

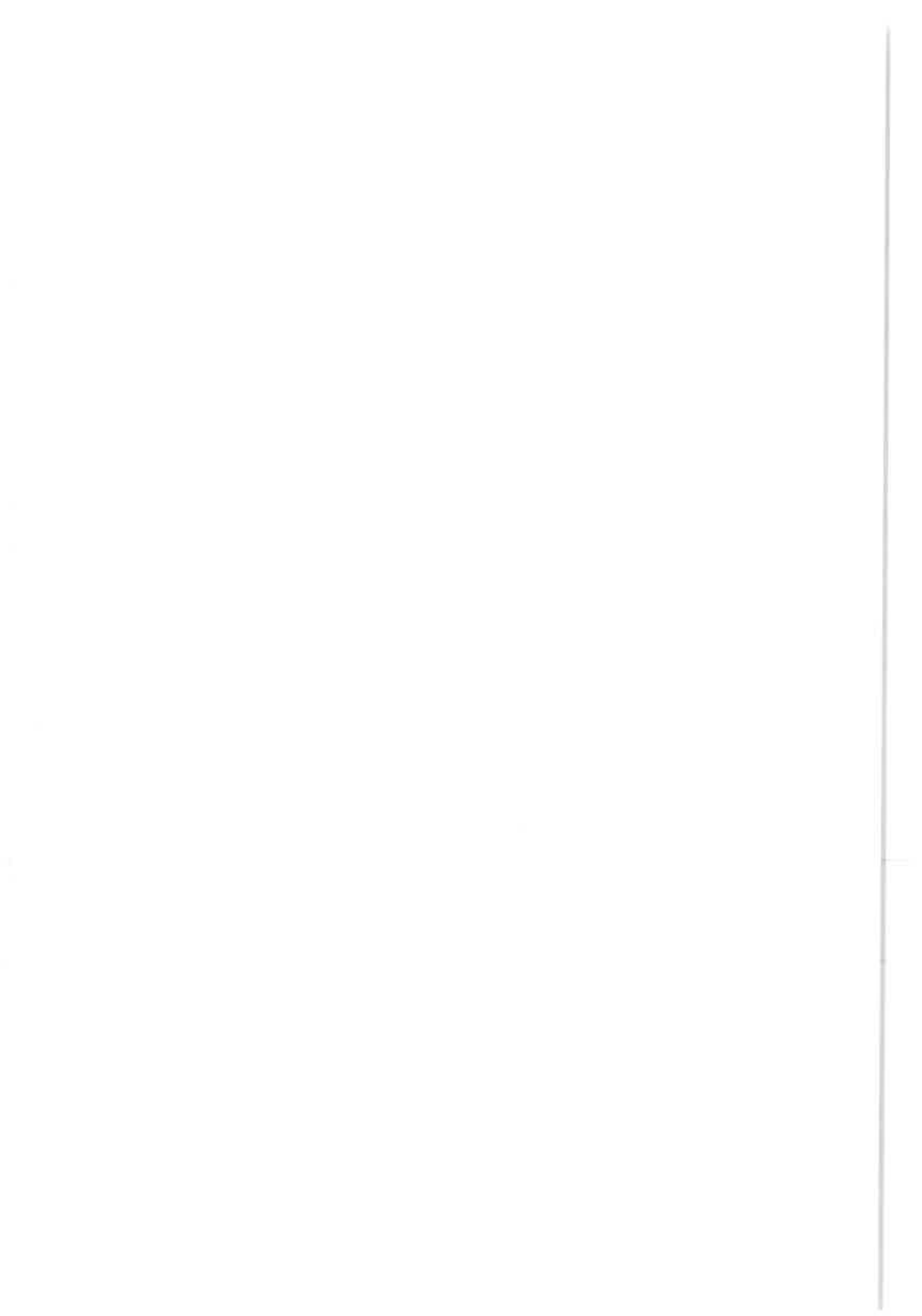


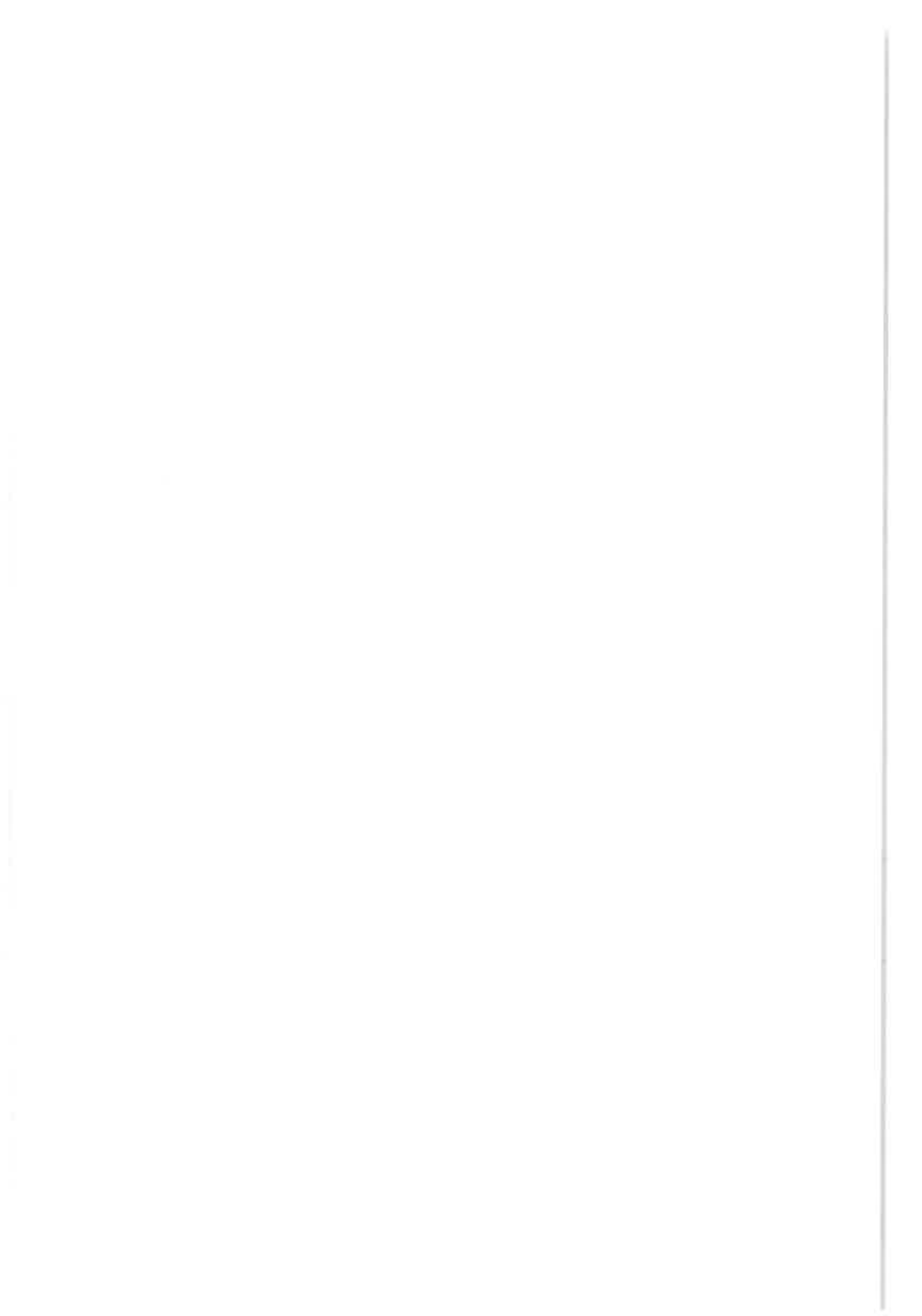
**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART**

**1995
MITTEILUNG 34**

JÜRGEN HENNE

**ZUR BEWEHRUNG VON
BODENSCHICHTEN DURCH EINSATZ
ZUGFESTER GEOKUNSTSTOFFE**







**INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART**

**1995
MITTEILUNG 34**

JÜRGEN HENNE

**ZUR BEWEHRUNG VON
BODENSCHICHTEN DURCH EINSATZ
ZUGFESTER GEOKUNSTSTOFFE**

ZUR BEWEHRUNG VON BODENSCHICHTEN DURCH EINSATZ ZUGFESTER GEOKUNSTSTOFFE

Von der Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde
eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

Jürgen Henne

geboren in Lippoldsberg.

Hauptberichter : ord. (em.) Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk
Mitberichter : ord. Prof. Dr.-Ing. H.-W. Reinhardt

Tag der mündlichen Prüfung: 04. Juli 1995

Das Institut für Geotechnik ist eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-921837-34-0

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 1995 im Eigenverlag des Institutes für Geotechnik

Vorwort des Herausgebers

Als zu Beginn unseres Jahrhunderts der französische Gärtner Monnier auf den Gedanken kam, in Betonschüttungen Eisenstäbe einzulegen, um der verfestigten Masse eine gewisse Zugfestigkeit zu verschaffen, erfand er im Grunde genommen nichts Neues, sondern übertrug ein schon in den ältesten Kulturen bekanntes Prinzip, durch Kombination von Schüttstoffen mit Pflanzenzweigen stabile Matten herzustellen, auf ein durch ein Bindemittel verfestigtes Haufwerk. 60 Jahre später tat ein Landsmann von ihm den nächsten logischen Schritt und führte die durch Stahlbänder bewehrte Erde in die Baupraxis ein.

Die Entwicklung hochfester und dauerhafter Kunststoffe in den letzten drei Jahrzehnten erlaubt es nun, im Erdbau ganz allgemein einem als Baustoff eingesetzten Schüttmaterial eine planmäßig nutzbare Zugfestigkeit zu verleihen. Der Erd- und Grundbau folgt damit den guten Erfahrungen, die der Verkehrswasserbau auf diesem Gebiet schon seit längerem machen konnte.

Die vorliegende Untersuchung von Herrn Dr.-Ing. Henne, die an ganz unterschiedlichen Geokunststoffen durchgeführt wurde, kann dazu beitragen, das Mißtrauen abzubauen, das in der Baupraxis verständlicherweise einem Verfahren entgegengebracht wird, daß für die Qualifizierungs-Kriterien in Form technischer Regeln noch längst nicht empirisch ausgereift vorliegen. Es ist allerdings zu hoffen, daß es beim bewehrten Boden nicht so lange dauern wird wie beim Stahlbeton, um in Erfahrung zu bringen, was zu beachten ist, um ein dauerhaftes Bauwerk zu erhalten.

Die in dieser Arbeit durch Versuche in drei verschiedenen Maßstäben überlegte Biegesteifigkeit und verbesserte Duktilität eines bewehrten bindigen Bodens ist möglicherweise sogar ein Schritt in Richtung auf einen Kunststoffbeton hin, mit dem das Korrosionsproblem gelöst werden könnte. Warum sollte nicht auch ein Geotechniker Visionen haben? Synoptisches Materialverständnis ist angesagt – so wie das damals jener französische Gärtner vorgeführt hat.

Smoltczyk

Vorwort des Autors

Die vorliegende Arbeit entstand als Dissertation während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart. Von der Deutschen Forschungsgemeinschaft und dem Kernforschungszentrum Karlsruhe wurde die Arbeit gefördert und finanziell unterstützt. Den Sachbearbeitern (Herrn Dr. Haller/ Dr. Schaper bzw. Herrn Dr. Laudenklos) gilt, stellvertretend für die Institutionen, mein Dank für die unbürokratische Abwicklung der Forschungsanträge.

Ebenso danke ich der Robert Bopp Steinbruchbetriebe GmbH & Co. für die Bereitstellung des Versuchsgeländes in Ilsfeld über 15 Monate.

Herrn Prof. Dr.-Ing. U.Smolczyk danke ich nicht nur besonders für die gebotene Möglichkeit zur Realisierung dieser Arbeit, deren Betreuung und die Übernahme des Hauptberichtes, sondern in der langgestreckten Endphase auch für die Hartnäckigkeit, mich zur Abgabe der Arbeit zu animieren.

Mein Dank gilt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. H.-W.Reinhardt für die Übernahme des Mitberichtes und seine wertvollen Anregungen.

Den Kollegen des Institutes für Geotechnik bin ich für die konstruktive Kritik, die Hinweise und die vielen Diskussionen sehr dankbar.

Wie viele Kollegen vor mir unterstützte auch mich Herr Helmut Sooss in gewohnt souveräner Weise bei der Konstruktion und Durchführung der großmaßstäblichen Biegeversuche im Institut und der Feldversuche im Steinbruch, ihm gilt mein persönlicher Dank. Für die Mithilfe bei der Planung und der Überwachung der Feldversuche sowie die umsichtige Programmierung der Meßwerterfassungs-Software bin ich Herrn Dipl.-Ing. Joachim Barthel sehr dankbar. Bei der großen Anzahl von Studenten, die mich als wissenschaftliche Hilfskräfte bei der Vielzahl von Versuchen Tag und Nacht unterstützten, möchte ich mich für ihren tatkräftigen Einsatz ebenfalls bedanken.

Nie an der Fertigstellung der Arbeit gezweifelt hat meine Frau Dagmar; für ihr Verständnis für die nicht immer ganz leichte Situation und ihre Geduld über viele Jahre danke ich ihr herzlich.

Jürgen Henne

Kurzfassung

Bisherige Ergebnisse beim Einsatz von Geokunststoffen lassen den Schluß zu, daß die unter Beanspruchung auftretenden Verformungen der bindigen Erdbaustoffe durch die Verdichtung einerseits und die Kombination mit geeigneten Bewehrungsmaterialien andererseits soweit begrenzt werden können, daß die Scherfestigkeit des Erdstoffes ihre beim Einbau eingestellte Größe behält.

Wenn eine Begrenzung der Verformung im Inneren eines bindigen Erdstoffes nicht gewährleistet ist, wird die Festigkeit progressiv auf einen Restwert abgebaut. Dieser in der Bodenmechanik wohlbekanntes Effekt kann z.B. bei einer mineralischen Basisabdichtung einer Deponie dazu führen, daß sich infolge ungleichmäßiger Setzung Risse entwickeln, so daß die Dichtungsschicht ihre Funktionsfähigkeit einbüßt.

In der vorliegenden Arbeit werden die durch klein- und großmaßstäbliche Modellversuche gewonnenen Erkenntnisse über das Dehnungsverhalten von Lößlehm- und Tonböden mit und ohne geotextile Bewehrung zum einen mit Ergebnissen großmaßstäblicher Feldversuche auf kompressiblem inhomogenem Untergrund, zum anderen durch Anwendung vorhandener Stoffgesetze in einer Finite-Elemente-Rechnung verglichen.

Anschließend wird ein Berechnungs- und Bemessungsansatz vorgestellt und dessen Anwendbarkeit durch einen Vergleich mit den Versuchsergebnissen großmaßstäblicher Feldversuche gezeigt. Bei dem vorgestellten Ansatz werden, im Gegensatz zu den meisten Bemessungsansätzen für kunststoffbewehrte Stützkonstruktionen, das Verformungsverhalten und die Steifigkeitsverhältnisse von Boden und Geokunststoff berücksichtigt. Mit Hilfe eines numerisch-graphischen Verfahrens kann so z.B. im Rahmen einer planerischen Vorbemessung durch einen Vergleich verschiedener Geokunststoffe die Verformungsreduzierung ermittelt werden, bei der eine Beschädigung des Dichtungssystems weitgehend ausgeschlossen werden kann.

Summary

Experimental evidence and experience to date suggest that the performance of earth filled structures can be enhanced with the use of geotextiles. The deformation of a cohesive soil fill can, even under severer conditions, be limited via proper compaction practice in conjunction with the use of suitable geotextile reinforcing layers, thereby maintaining design shear strength levels.

If the deformation of a clay liner cannot be limited, then a progressive reduction of the liner's shear strength to its residual value may develop via creep. As a consequence of this well-known phenomenon, the liner may undergo non-uniform settlements which may result in the development of cracks at larger deformations. The net effect is that a liner, which is expected to contain wastes, can no longer properly perform its intended function.

In the present thesis the knowledge gained from large and small scale model tests of the deformation behavior of loess and clay liners with and without geotextile reinforcement is compared on the one hand with full-scale field tests on compressible inhomogeneous subsoils, on the other with Finite-Element-calculations, using available constitutive models.

Finally, a calculation and design method is presented and its applicability demonstrated by means of a comparison with the full-scale field test results. As apposed to usual design methods for geotextile reinforced earth structures, the deformational behavior and stiffness of the soil and geotextile are considered in the proposed design method. With the aid of a numerical-graphical algorithm the required reduction in deformation can be estimated for various geotextiles during, for example, the preliminary design process, so as to virtually exclude any damage to the clay liner.

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung	11
1.1	Gliederung der Arbeit	13
1.2	Symbole und Bezeichnungen	15
2.	Veranlassung zur Forschung	17
3.	Deponieanforderungen - Stand der Technik	21
3.1	Funktion der Basisabdichtung	21
3.2	Bodenmechanische Anforderungen	23
3.3	Geokunststoffe als Schutz- und Dichtungselemente	24
4.	Experimentelle Voruntersuchungen	35
4.1	Vorbemerkungen	35
4.2	Kleinmaßstäbliche Biegeversuche	35
4.2.1	Stand der Versuchstechnik	35
4.2.2	Das neue Biegezug-Gerät	37
4.2.3	Versuchsdurchführung	39
4.2.4	Versuchsergebnisse	41
4.2.5	Theoretische Ableitungen aus Zug- und Biegezugfestigkeit	43
4.3	Großmaßstäbliche Biegeversuche	44
4.3.1	Versuchsdurchführung	44
4.3.2	Versuchsergebnisse	48
4.3.3	Vergleich mit Ergebnissen einer FE-Berechnung	50
5.	Feldversuche mit Geotextilien	65
5.1	Lage und Geologie des Versuchsgeländes	65
5.2	Dokumentation des Versuchsmaterials	68

5.3	Beschreibung des Versuchsstandes	70
5.3.1	Versuchsfeld	70
5.3.2	Belastungseinrichtung und -steuerung	71
5.3.3	Meßgeräte, Meßwerterfassung und -verarbeitung	74
5.4	Beschreibung der Versuchsdurchführung	79
5.4.1	Versuchsvorbereitung	79
5.4.2	Versuchsablauf	80
5.4.3	Versuchsende	81
5.5	Ausgewählte Versuchsergebnisse	82
5.5.1	Spezifische Bodenparameter	82
5.5.2	Versuche ohne Bewehrung	85
5.5.3	Versuche mit Bewehrung	88
5.6	Vergleich der Ergebnisse und Schlußfolgerungen	95
6.	Theoretische Untersuchungen zu bewehrten Zweischichtmodellen	99
6.1	Vorbemerkungen	99
6.2	Entwicklungskonzept für die Berechnungsansätze	100
6.2.1	Geokunststoff als Membran	100
6.2.2	Ansätze zur Membrangeometrie, Literaturvergleiche	101
6.3	Kombinierte Mechanismen der Lastabtragung	106
6.3.1	Spreizkraft und Membrantragwirkung	106
6.3.2	Modellanalogien zur Gewölbe-/Membrantragwirkung	107
6.3.3	Gewölbemodelle aus der Literatur	108
6.4	Aufstellen einer Differentialgleichung	111
6.4.1	Voraussetzungen	111
6.4.2	Herleiten der Differentialgleichung	112
6.4.3	Verbesserung der Differentialgleichung	118
7.	Randbedingungen und Eingangsgrößen aus Labor- und Feldversuchen	119
7.1	Der Verbundkörper Boden/ Geokunststoff	119
7.2	Grundlagen der Berechnung	121

8.	Aufstellen von Bemessungsdiagrammen	125
8.1	Vorbemerkungen	125
8.2	Lösung des Randwertproblems	125
8.3	Bemessungsdiagramme und Erläuterungen	127
8.4	Anwendungsbeispiel	130
9.	Vergleichende Betrachtung von Rechen- und Versuchsergebnissen	131
9.1	Erläuterungen zum Vorgehen	131
9.2	Bewertung der Anpassungsgenauigkeit	132
9.3	Beurteilung des Schubkrafteinflusses	139
10.	Zusammenfassung und Ausblick	141
10.1	Zusammenfassung der Ergebnisse	141
10.2	Ausblick auf offene Fragen	143
11.	Literatur	145
12.	Anlagen	149
12.1	Parameter für das Stoffgesetz nach BREINLINGER	149
12.2	Fotodokumentation der Feldversuche	151

1. Einleitung

Versuche zur Bestimmung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Böden beschränken sich in der Bodenmechanik bisher auf reine Scher- und Kompressionsbeanspruchungen. Die gebräuchlichsten und aussagefähigsten Versuche sind dabei der Einaxial-, der Triaxial- und der Oedometerversuch.

Eine maßgebliche Beanspruchung des Bodens auf Biegung kommt bei gewöhnlichen Gründungs- und Sicherungsaufgaben nicht vor. In der "klassischen" Bodenmechanik sind Aussagen, Versuche und Berechnungen zum Zug- und Biegezugverhalten mineralischer Materialien im Vergleich zu anderen Gebieten eindeutig unterrepräsentiert. Die geringe, jedoch vorhandene Zugfestigkeit bindiger Böden wird in den Bemessungsansätzen zumeist nicht berücksichtigt [vergl. KÉZDI, HORVÁTH 1973]. Die für die Standard-Laborversuche entwickelten Geräte können darum bezüglich der Zug- und Biegezugfestigkeit allein keine ausreichenden Daten liefern.

Ein Teilziel des Forschungsvorhabens war deshalb auch die Entwicklung eines neuartigen Versuchsapparates, mit dem eine künstlich verdichtete oder ungestört entnommene Bodenprobe analog zur Realität auf Biegung beansprucht werden kann.

Für den Bruchbeginn kann sowohl die Überschreitung der Zugfestigkeit als auch die Ausnutzung der maximalen Verformungsreserve maßgebend sein. Eine simultane Untersuchung der Festigkeits- (Zugfestigkeit β_z) und Verformungswerte (Grenzdehnung ϵ_{max}) ist deshalb unbedingt erforderlich.

Ist mit Hilfe des zu entwickelnden Versuchsgerätes die Festlegung der Grenzen von Biegezugfestigkeit und Grenzdehnung realisiert, kann der nächste Schritt eingeleitet werden:

Die Beschränkung der Biegeverformungen auf eine unkritische Größenordnung.

Die Möglichkeit der Kombination von Baustoffen mit dem Ziel, dem Ausgangsmaterial zusätzliche Eigenschaften zu verleihen, ist schon altbekannt.

Zum Beispiel sind im Erd- und Wasserbau seit Jahrtausenden mineralische Dichtmittel und Asphalt als Dichtungsstoffe überliefert. Schon die alten Babylonier dichteten vor 4000 Jahren mit Asphalt, andere Naturvölker mit Ton und Lehm oder Zusätzen davon. Seit Ende der sechziger Jahre ist ein drittes Medium, die Kunststoffdichtungsbahn, zur Trennung von Wasserpotentialen hinzugekommen.

Ein weiteres Beispiel ist die Verbesserung der Festigkeit und damit die Nutzbarkeit von weichen, nachgiebigen Böden für Bebauungsmaßnahmen. Hier wurden ebenfalls bereits in früheren Zeiten je nach Region Weidenzweige, Bambusgeflecht, Sisalstränge oder Tierfelle zur

Nutzbarmachung von Schwemmland- und Mooregebieten verwandt, wobei die Materialien in einer oder mehreren Schichten aufgelegt und mit Erde überschüttet wurden.

Im Hochbau hat die Kombinationsvielfalt bekanntermaßen besonders bei den Werkstoffen Stahl und Beton durch die erzielte "Bewehrungswirkung" immer kühnere Konstruktionen ermöglicht. Der durch wissenschaftliche Untersuchungen fundierte Einsatz von "Bewehrungsstoffen" im Erd- und Grundbau wird dagegen erst seit kürzerer Zeit mit Erfolg betrieben. So wurde erst 1966 von VIDAL das Prinzip der bewehrten Erde ("Terre armée") entwickelt. Dabei wurden Zugbänder zur horizontalen Lastabtragung eingesetzt, die über Reibung die auf sie wirkende Zugkraft in den Boden einleiten, wobei hier jedoch Stahlbänder benutzt wurden.

Zu den im Erd- und Grundbau mittlerweile etablierten Kombinationen von Geokunststoffen und Böden für Filter-, Trenn- und Drainzwecke entwickelte sich eine weitere geotextile Variante: die Gruppe der Geogitter zum Zweck des Armierens bzw. Verstärkens von Böden. In den Jahren 1980 bis 1983 fanden am Institut für Geotechnik [SMOLT CZYK/MALCHAREK 1984] Versuche mit Geokunststoffen zur Sicherung von Böschungen durch Wulstverband statt. Dabei wurden neben den Geokunststoffen, in diesem Fall ein engmaschiges Gittergewebe (PES/PA), auch Weidenpflanzen zur Stabilisierung der Wände eingesetzt. Diese spezielle Gruppe der Geokunststoffe wird nach SAATHOFF (1989) wegen ihrer starken Abweichung der Oberflächenstruktur und des Einsatzzweckes zu dem bei Geotextilien sonst üblichen Erscheinungsbild (Gewebe, Vliesstoffe, Verbundstoffe) als "verwandte Produkte" neben den Geotextilien in die Gruppe der wasserdurchlässigen Flächengebilde eingruppiert.

Die Geogitter, auch Geogrids genannt, besitzen eine geöffnete Oberflächenstruktur und können dadurch mit dem umgebenden Boden zusätzlich zum Reibungsverbund noch über eine Verspannung des Bodens in den Öffnungen reagieren. Dabei wird ein großer Teil der von außen eingeleiteten Belastung auf das Zweischichtpaket vom Geogitter übernommen.

Dieser Effekt bewirkt eine Reduzierung bzw. Vergleichmäßigung der Verformungen des Untergrundes bei äußeren Flächen- oder Einzellasten.

1.1 Gliederung der Arbeit

Im einführenden Kapitel der Arbeit wird die zu lösende Aufgabe formuliert. Die resultierenden Gefahren aus der Biegeverformung bei sensiblen Baumaßnahmen und deren Vermeidung werden neben einem kurzen historischen Rückblick aufgezeigt. Die wichtigsten Bezeichnungen sind tabellarisch dargestellt.

Im 2. Kapitel wird der Praxisbezug am Beispiel eines Deponie-Untergrundes mit mehreren Systemschnitten erläutert.

Kapitel 3 enthält einen Abriß der Vorschriften bei der Planung und Ausführung von Deponien. Die bodenmechanischen Anforderungen und eine Vorstellung der für die Thematik geeigneten Geokunststoffe beschließt das Kapitel.

Im 4. Kapitel werden die eigenen Untersuchungen vorgestellt, die für die Großversuche wichtige Informationen lieferten. Kleinmaßstäbliche Biegeversuche mit bindigem Material ergaben Eckwerte für die Grenzdehnungs- und Zugfestigkeitsparameter, ähnliche Versuche im größeren Maßstab lieferten Daten über den Spannungsverlauf im Bodenkörper und zeigten erste Ergebnisse zur Reduzierung von Spannungen im Boden durch den Einsatz von Geokunststoffen. Der Vergleich der Versuchswerte mit den Ergebnissen von parallel durchgeführten FE-Untersuchungen des Verbundsystems beenden das Kapitel.

Im 5. Kapitel wird über die Feldversuche mit Einsatz verschiedener Geokunststoffe berichtet. Wichtige vorbereitende Untersuchungen, Beschreibung von spezifischen Boden- und Geokunststoff-Parametern, die Beschreibung des Versuchsstandes und der Versuchsablauf werden vorgestellt. An exemplarisch ausgewählten Versuchen wird anhand von Versuchsdiagrammen auf spezielle Eigenarten der Interaktion Boden-Geokunststoff eingegangen. Am Ende des Kapitels werden die wichtigsten Versuchsergebnisse zusammengefaßt.

Nach der Formulierung der wesentlichen Anforderungen an das bewehrte Zweischichtsystem wird im 6. Kapitel ein Entwicklungskonzept für die Berechnungsansätze gezeigt. Nach der Darstellung kombinierter Mechanismen zur Lastabtragung erfolgt die Vorstellung von Gewölbemodellen aus der Literatur. Anschließend erfolgt, zunächst über einfache Modellvorstellungen, die Formulierung einer Differentialgleichung nach Theorie II. Ordnung als Randwertproblem.

Im 7. Kapitel wird der Verbundkörper Boden/ Geokunststoff näher untersucht. Anschließend wird der Schubkrafteinfluß und seine Quantifizierung diskutiert. Am Ende dieses Kapitels werden Grundlagen zum Biegezugverhalten unter Berücksichtigung der speziellen geometrischen Verhältnisse aufgeführt.

Kapitel 8 enthält die Lösung des Randwertproblems. Darauf aufbauend werden anschließend zwei Bemessungsdiagramme vorgestellt. Ein ausführliches Beispiel zur Anwendung der Diagramme beschließt das Kapitel.

Im 9. Kapitel wird die Anpassung des Rechenmodells an die Ergebnisse von 3 Feldversuchen verglichen und kommentiert. Im weiteren folgen Bemerkungen zum Schubkrafteinfluß.

Im 10. Kapitel werden zusammenfassend einige Bemerkungen über die in dieser Arbeit durchgeführten Schritte sowie ein Ausblick auf zukünftige Forschungstätigkeiten aufgeführt.

Ein Verzeichnis der verwendeten Literatur, eine kurze Fotodokumentation der Feldversuche sowie die Darstellung der Stoffgesetz-Parameter nach BREINLINGER beenden die Arbeit.

1.2 Symbole und Bezeichnungen

Koordinatensystem

x, y	zwei orthogonale Achsen in der Horizontalebene
z	vertikale Achse

Kenngößen aus der Statik

Z	Zugkraft im Geokunststoff	[kN/m]
Z_H	Horizontalkomponente der Zugkraft	[kN/m]
Z_V	Vertikalkomponente der Zugkraft	[kN/m]
J	Steifigkeit des Geokunststoffes	[kN/m]
N	Normalkraft	[kN/m]
Q	Querkraft	[kN/m]
M	Biegemoment	[kNm/m]
H	Longitudinalkraft	[kN/m]
V	Transversalkraft	[kN/m]
ε	Dehnung	[%]
κ	Krümmung	[1/m]
A	Fläche	[m ²]
I	Trägheitsmoment	[m ⁴]
p	Bodenreaktion	[kN/m ²]
q	Auflast	[kN/m ²]
u	Umlenkkraft	[kN/m]

Eigenschaften des Bodens

γ_s	Kornwichte	[kN/m ³]
ρ_s	Korndichte	[kg/m ³]
γ_w	Wichte des Wassers	[kN/m ³]
ρ_w	Dichte des Wassers	[kg/m ³]
γ_d	Trockenwichte	[kN/m ³]

γ	Wichte des feuchten Bodens	[kN/m ³]
γ'	Wichte unter Auftrieb	[kN/m ³]
w_L	Fließgrenze	[%]
w_P	Ausrollgrenze	[%]
E_S	Steifemodul	[kN/m ²]
k_S	Bettungsmodul	[kN/m ³]
I_p	Plastizitätszahl	[%]
I_C	Konsistenzzahl	[-]
φ'	effektiver Scherwinkel	[°]
c'	effektive Kohäsion	[kN/m ²]
σ	Spannung	[kN/m ²]
τ	Scherfestigkeit	[kN/m ²]
K	Erddruckbeiwert	[-]

Geometrische Kenngrößen

L	Abstand zwischen Symmetrieachse und Aufhängepunkt	[m]
S	Stich der Setzungmulde	[m]
R	Radius des Kreises	[m]
ΔR	Radiusänderung	[m]
α	Winkel	[°]

2. Veranlassung zur Forschung

Den Anstoß zur Betrachtung des bodenmechanischen Verformungsverhaltens von bindigen Bodenschichten, bei denen die vorgenannte Biegebeanspruchung auftreten könnte, kam während der Beurteilung der Ausführungspläne einer Mülldeponie im Norden von Baden-Württemberg. Die dort als mit bindigem Boden ausgefüllte, theoretisch konstruierte Spalte im Untergrund (s. Bild 1), die als zusätzlicher Lastfall Verformungen der Basisabdichtung verursachen könnte, sollte eine mögliche "abrupte Unstetigkeit" der anstehenden Felsoberkante darstellen, die beim Sondieraufschluß bzw. durch Seismik nicht gefunden worden sei. Natürliche Vorkommen solcher Öffnungen können Erdfälle sein, die durch Verkarstungen in Kalk-, Gips- und Salzböden entstanden sind. Die Oberflächenform dieser Erscheinungsform nennt man je nach Genese Lösungsdoline, Schwunddoline, Nachsackungs- oder Einsturzdoline.

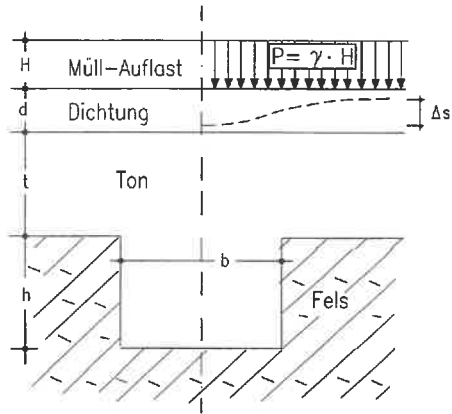


Bild 1: Skizze der sog. Einheitsspalte



Bild 2: Karsterscheinung

Der Auswaschungsprozeß beginnt vor allem an wasserwegsamem Trennflächen in Störungs- und Zerrüttungszonen. Dieser Prozeß führt durch immer besser werdende Fließwege schließlich zu immer tieferen Hohlformen (s. Bild 2). Die Tiefenwirkung dieser Korrosion ist abhängig von der Mächtigkeit des Karstgesteins und der Lage zur Vorflut. Die weitere Entwicklung der Karstformen bis zum Erdfallstadium hängt dann sehr stark von der Gesteinsbeschaffenheit des Karstgesteins und auch des Deckgebirges ab. Ein regionaler Boden, der solche Erscheinungen aufweist [vergl. PRINZ 1982], ist beispielsweise der bis zu 110 m mächtige württembergische Gipskeuper, der am Ausstreichpunkt dem Lettenkeuper aufliegt, wo hier der Grundgips nahezu weggelöst ist (im Stuttgarter Talkessel und im Neckartal).

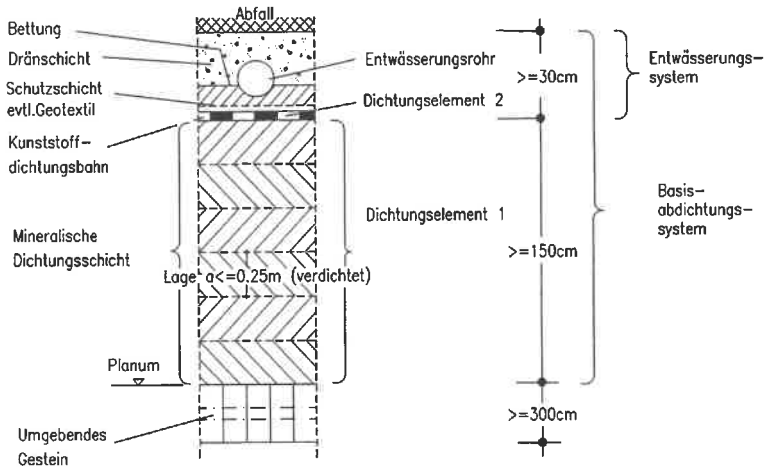


Bild 3: Kombinationsdichtung nach TA ABFALL (1990)

In Bild 3 ist schematisch der Aufbau einer Kombinationsdichtung aus einer Kunststoffdichtungsbahn und einer mineralischen Dichtungsschicht, wie sie in den maßgebenden Quellen des überarbeiteten LAGA-MERKBLATTES M3 (1990), den EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSKREISES "Geotechnik der Deponien und Altlasten"-GDA (1990) und der TA ABFALL (1990) aufgeführt werden. Im Fall der Deponiebasis sind Setzungen der natürlich anstehenden Böden im Untergrund nicht zu vermeiden, sie sind aber auf einfache Weise mit dem Verfahren der Elastizitätstheorie berechenbar (Hookesches Gesetz). Durch planmäßige Überhöhungen der Deponiesohle an Stellen besonders mächtiger bindiger Schichten kann ein gleichmäßiges Sohlgefälle hergestellt werden. Dieses Gefälle dient dem Abführen von Sickerwässern in den Dränrohren zu den Tiefpunkten der Sohle, wo ein Abpumpen oder ein freier Ausfluß der kontaminierten Sickerwässer stattfindet. Kritisch wird die Gefälle-Situation der Sohle dann, wenn unplanmäßige Setzungen größeren Ausmaßes stattfinden, die das erforderliche Abflußgefälle reduzieren oder im schlimmsten Fall durch Gegengefälle zu einem Wasseraufstau in den Dränrohren führen können.

Bricht das Dichtungssystem jedoch durch die Belastung aus dem Müllkörper in eine solche Doline ein, treten größere Schäden auf. Durch den plötzlichen Übergang an den Spaltenrändern mit steilen Abbruchkanten ändert sich der Krümmungsradius schlagartig, was zum starken Abknicken des Dichtungspaketes führt (s. Bild 4). Wurden Dränrohre verlegt, können diese die Längenänderung durch das Einsinken nicht ausgleichen und werden voraussichtlich

über dem Hohlraum auseinanderbrechen. Die eingebettete PEHD-Dichtungsbahn (Polyethylen hoher Dichte) kann sich zwar ca. 10-15% zerstörungsfrei dehnen, bei größeren Längenänderungen sind Risse und damit Undichtigkeiten jedoch nicht mehr auszuschließen.

Durch die Lage der Bahn im oberen Drittel der Basisabdichtung und durch ihre mangelnde Fähigkeit, sich durch die meist glatte Oberfläche mit dem Dichtungston (o.ä.) zu verzahnen, ist durch die Kunststoffdichtungsbahn als Bewehrungselement keine nennenswerte Verstärkung des Dichtungssystems zu erwarten, darauf ist sie auch nicht bemessen.

Ein ähnlicher Fall tritt ein, wenn sich durch Verrottung des Müllkörpers in der Oberflächenabdichtung, ein ebenfalls aus mehreren Komponenten bestehendes Paket von mineralischen und künstlichen Einzelschichten, lokale Absenkkegel ausbilden.

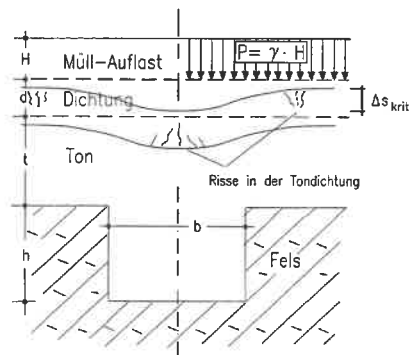


Bild 4: Verformte Dichtungsschicht

Die sorgsam verdichteten einzelnen Lagen des bindigen Materials werden stark gekrümmt, es entsteht eine Zugspannung im Bodenkörper. Wie erwähnt, sind diese Dichtungsböden nur in sehr geringem Maß in der Lage, diese Zugspannungen rissfrei aufzunehmen. Der Nachweis, wie verschiedene bindige Böden auf Zug reagieren, wird in den folgenden Kapiteln über die ausgeführten Versuche beschrieben. Die mineralische Dichtung wird in gerissenem Zustand nicht mehr die hohen an sie gestellten Anforderungen nach Wasserundurchlässigkeit besitzen. Als besonders unangenehmer Nebeneffekt ist noch zu erwähnen, daß durch die gebrochenen Dränrohre das Deponiesickerwasser aus einem begrenzten Bereich der Sohle zur Fehlstelle geleitet und, wie vorhin erwähnt, von hier durch die im Fels existierenden ausgespülten Fließwege sehr schnell in das nächstgelegene Aquifer transportiert wird.

Die Grundwasserverschmutzung tritt ein und kann nur durch sehr aufwendige Sanierungsmaßnahmen in Grenzen gehalten werden (Abpumpen des Sickerwassers, falls die Stelle durch

Oberflächenverformung genau lokalisiert werden kann). Eine Reparatur der beschädigten Basisabdichtung würde den Aushub von vielen Tonnen Müll voraussetzen, falls die Stelle überhaupt genau zu lokalisieren ist.

Aus diesen Fragestellungen heraus wurde das den wissenschaftlichen Untersuchungen zugrundeliegende Forschungsprogramm ausgearbeitet und durchgeführt.

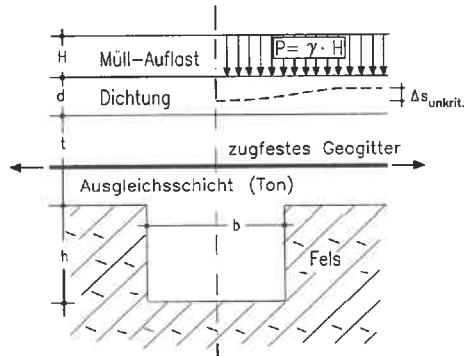


Bild 5: Ausgleichsschicht mit Geogitter

Geplant ist, durch Einlegen von hochzugfesten Geokunststoffen unterhalb der mineralischen Dichtungsschichten, also in die Ausgleichsschicht zwischen Dichtung und tragfähigem Horizont ("Geologische Barriere"), die im Schadensfall auftretenden Zugspannungen an ein Medium zu übergeben, welches durch seine Struktur mit dem umgebenden Boden in gutem Verbund steht und die vorhin genannte starke Deformation des Dichtungspaketes im einfachen Fall verhindert bzw. bei starken Deformationen wesentlich vergleichmäßigt (s. Bild 5). Auf diese Weise kann einer Beschädigung der Sohlentwässerung vorgebeugt und die Rißbildung in der Sohlenschicht vermieden werden.

Im Zuge der Deponie-Neubauten, die bekanntermaßen trotz häufig anklingender Zweifel an dieser Art der Ablagerung vom Abfallstoffen, dringend erforderlich sind, besteht weiterhin ein großer Wissensbedarf an notwendigen theoretischen Kenntnissen über die sichere Herstellung und eine langfristige Gebrauchsfähigkeit von Basisabdichtungen. Die im Rahmen des Forschungsprogrammes gefundenen Kenntnisse sollen es ermöglichen, die Verformungs-Risiken des Baugrundes unter Deponien durch wissenschaftlich begründete Ausführungsvorschläge zu minimieren.

3. Deponieanforderungen - Stand der Technik

Zur Einführung in das Gebiet der »Verbesserung/Verstärkung von (Deponie-)Böden« soll ein kurzer Exkurs in die Deponietechnik helfen, einige Begriffe zu erklären. Aus verständlichen Gründen ist dieser Teil jedoch nur sehr knapp formuliert.

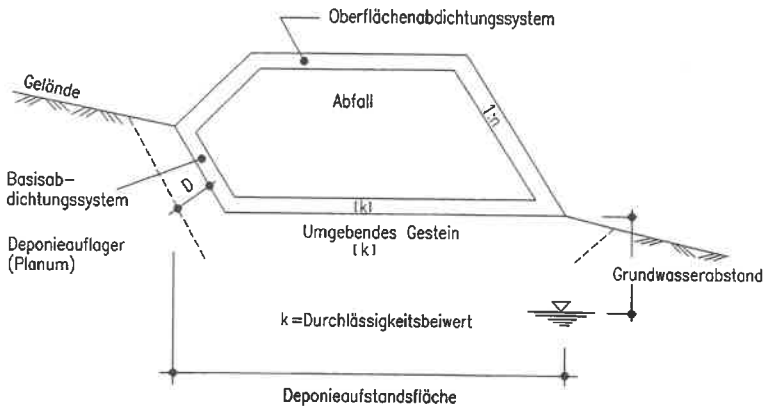


Bild 6: Begriffe Deponie, schematische Darstellung
[aus: LAGA-MERKBLATT 1987]

3.1 Funktion der Basisabdichtung

Die Basisabdichtung von Mülldeponien, als Kombinationsdichtung vorgeschrieben durch das LAGA-MERKBLATT M3 (1989), die "GDA-EMPFEHLUNGEN (1990) und weitere Richtlinien und Empfehlungen, sind primär darauf ausgelegt, die tieferliegenden Aquifere des Grundwassers vor Verschmutzung durch aus dem Müllkörper austretende Sickerwässer zu schützen (s. Bild 6).

Die historische Entwicklung der Deponierung von Abfällen und somit auch die Überlegungen zur Vermeidung der anwachsenden Umweltverschmutzung wurde in starkem Maß erst durch die zunehmende Sensibilisierung der Öffentlichkeit gefördert. Die "Abfallgruben" und Müllsammelplätze der Nachkriegszeit besaßen nur im Ausnahmefall, meist bedingt durch günstige geologische Verhältnisse, Schutzmaßnahmen gegenüber dem Austritt von Sickerwässern. Dieses geschah durch Aufbringen eines Lehmschlages oder durch Ausnutzen von Lagerstättenraum in ausgebeuteten Tongruben. Leider wurde auch die Auffüllung (damals unter dem Stichwort "Rekultivierung" betrieben) von Sand- und Kiesgruben, die fatalerweise meist in

Flußnähe und somit in direktem Kontakt mit Grund- und Oberflächenwasser standen, durch Lagerung von Haus- und Industiemüll unter fachgerechter Deponierung verstanden.

Durch eine unabsehbar große Altlastenproblematik gewarnt, haben die Zulassungsbehörden des Bundes und der Länder gemeinsam große Anstrengungen unternommen, um den Schadstoffaustrag aus Deponien auf ein Minimum (Diffusion) zu reduzieren bzw. durch verschiedene Kontroll- und Sammelschichten innerhalb der Basisabdichtung einer kontrollierten Entsorgung zuzuführen.

Unter dem Oberbegriff *Basisabdichtung* rangiert eine große Bandbreite von Entwässerungs-Schutz- und Sperreinrichtungen, die gem. den weitgefächerten Vorschriften (u.a. die TA ABFALL (Dez.90) und die LAGA-RICHTLINIEN M3 (1991)) für Planung, Bau und fachgerechtem Betrieb in folgende Gruppen unterteilt werden können:

- mineralischer Anteil

Darunter wird normalerweise der mehrschichtig aufgebrauchte Teil der Dichtung verstanden, der aus natürlichem Bodenmaterial besteht. Gegebenenfalls kann dieses Material noch zur Verbesserung der mechanischen Eigenschaften zusätzlich mit chemischen (Silikate) oder mineralischen Anteilen (Bentonite) versehen werden.

Es wird hierbei zwischen "Geologischer Barriere" oder Planum (=natürlich vorhandener oder künstlich eingebauter bindiger Boden) als Auflagerfläche, Ausgleichsschichten und den eigentlichen mehrlagigen Abdichtungsschichten unterschieden.

- Kunststoffdichtungsbahn und Schutz-Geotextilien

Die z. Zt. vorgeschlagene Regeldichtung (Kombinationsdichtung) enthält neben dem mineralischen Anteil auch ein Kunststoffdichtungselement, dieses wird oberhalb der mineralischen Dichtung angeordnet. Derzeit beträgt die vorgeschriebene Dicke nach der DIN 53370 2,5 mm. Zum Schutz vor mechanischer Beschädigung ist diese Dichtungsbahn mit schwerem Vlies ($\geq 1200 \text{ g/m}^2$) oder einer 10 cm dicken bindigen Schutzschicht abzudecken.

Darüber schließen sich

-Schutz- und Entwässerungsschichten

an, die aus einer Schutzschicht aus Brechkornmisch 0/8 mm mit einer Dicke von $\geq 30 \text{ cm}$ sowie der Entwässerungsschicht (Körnung 16/32 mm) bestehen. Innerhalb dieses Schichtpaketes wird das austretende Sickerwasser des Müllkörpers gesammelt und in freiem Gefälle abgeführt, wobei auch Sickerrohrleitungen ($d \geq 30 \text{ cm}$) je nach Bedarf eingesetzt werden können. Das gesammelte Sickerwasser wird anschließend aus dem Deponiekörper ausgeleitet und je nach Schadstofffracht einer oder mehreren Reinigungsstufen unterzogen.

3.2 Bodenmechanische Anforderungen

Die in den genannten Richtlinien und Empfehlungen aufgeführten Zahlenwerte der bodenmechanischen Anforderungen entstammten anfangs überwiegend dem Erd- und Dammbau (z.Bsp. Verdichtungskontrolle). Die Verdichtbarkeit und die Durchlässigkeit der mineralischen Schichten haben dabei die größte Bedeutung.

Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, daß die aufgeführten Kenngrößen in relativ kurzer Zeit starken Veränderungen unterworfen wurden, da die Normung auf dem Gebiet der Deponietechnik gerade erst aus dem Diskussionsstadium erwachsen ist und erste "Vorschriften" beginnen, die bisherigen "Empfehlungen" zu ersetzen.

Die Frage der Standortfindung für Deponien ist nicht nur wegen der meistens mangelnden Akzeptanz der Bevölkerung eine der am schwierigsten zu erfüllenden Bedingungen. Als ein wichtiger Grundsatz in allen Vorbemerkungen der Vorschriften wird dieser Frage besondere Aufmerksamkeit geschenkt, deshalb sei hier ebenfalls darauf hingewiesen. Hinsichtlich Geologie und Hydrologie scheiden Karstgebiete, Trinkwasser- und Heilquellengebiete sowie Schwemmlandgebiete als Standorte für Deponien aus. Des weiteren sind die Nähe zu Wohngebieten und Vorflutern, Gefahr von Bergsenkungen oder tektonisch aktive Bereiche in speziellen Einzelprüfungen in die Begutachtung der Eignung als Standort einzubeziehen. Der Abstand des Deponieplanums zum höchsten zu erwartenden Grundwasserstand soll mindestens 1 m betragen.

Bei der Untergrundbeschaffenheit des Deponieplanums (Aufstandfläche der verschiedenen Deponiedichtungen) wird gem. TA ABFALL (1990) eine großflächig anstehende natürliche Mindestdicke der bindigen Schicht von 3 m gefordert. Die Durchlässigkeit darf $k=1 \cdot 10^{-7}$ m/s nicht überschreiten, der Verdichtungsgrad auf der Oberfläche des Deponieplanums soll mindestens $D_{pr} \geq 95\%$ betragen.

Das eigentliche Deponiebasispaket aus bindigem Material für die Sohl- und Böschungsbereiche gilt als Musterbeispiel der vorhin angeführten raschen Veränderungen der Kenngrößen. Aus einer vorgeschriebenen Dicke dieser Schicht von anfangs 30 cm wurden wenig später 60 cm, dann 75 cm, bis jetzt das Maß von 150 cm (nach TA ABFALL TEIL 1 (1991)) erreicht wurde. Diese Veränderungen fanden im Rahmen von nur ca. 5 Jahren statt. Der Auftrag dieser bindigen Abdichtungsschicht soll lagenweise (max. 25 cm je Lage) erfolgen. Die hohen bodenmechanischen Anforderungen an diese Schichten sind jeweils einzeln nachzuweisen. Der genannte Verdichtungsgrad von $D_{pr} \geq 95\%$ ist dabei ebenso einzuhalten wie die Durchlässigkeit von $k \leq 5 \cdot 10^{-10}$ m/s (im Labor bei $i=30$). Ein weiterer Teil der Kombinationsdichtung ist die Kunststoffdichtungsbahn mit einer derzeit vorgeschriebenen Dicke von 2,5 mm. Darüber

wird eine mindestens 30 cm dicke Entwässerungsschicht aus gewaschenem Rundkorn der Größe 16/32 mm angeordnet, deren Durchlässigkeit nicht kleiner als $k=1 \cdot 10^{-3}$ m/s sein soll.

Als weitere Anforderungen an das mineralische Dichtungsmaterial werden ein Organgehalt von höchstens 5 Gew.-%, ein Mindest-Tongehalt von 10 Gew.-% und ein über dem Proctorwassergehalt (w_{Pr}) liegender Einbauwassergehalt (w) genannt ($w_{Pr} < w < w_{0,95}$).

Die früher noch genannte Forderung nach mind. 20 Masse-% an Feinstkorn $\leq 2\mu\text{m}$ wird nicht mehr erhoben. Sie wurde durch die Bedingung ersetzt, die Kornabstufung so zu wählen, daß ein Austrag von Feinstbestandteilen (Suffusionsbeständigkeit) nicht möglich ist.

Besonders interessant im Hinblick auf das Forschungsthema ist der Hinweis auf eine angestrebte geringe Rißanfälligkeit des Dichtungsmaterials durch die Wahl der Kornabstufung. Die im LAGA-MERKBLATT M3 erhobene Forderung, *das Dichtungsmaterial muß den Untergrundverformungen bruchlos (plastisch) folgen können*, wird im Anhang E der neuen TA (SONDER-)ABFALL nicht mehr genannt. Die Güteüberwachung des einzubauenden Materials wird allerdings drastisch verschärft, die Herstellbarkeit der mineralischen Dichtungsschicht muß in einem Versuchsfeld nachgewiesen werden.

Die vorgeschriebene Eigen- und Fremdüberwachung der Labor- und Feldversuche sowie die Herstellung von Prüffeldern sollen helfen, die hohen gestellten Anforderungen an die Wirksamkeit der Kombinationsdichtung zu gewährleisten.

3.3 Geokunststoffe als Schutz und Dichtungselemente

Der Einsatz von Geotextilien und Geogittern als Baustoffe hat in den letzten Jahren stark zugenommen. Die Anwendungsgebiete liegen im Straßenbau, Deponiebau, Dammbau und in Stützkonstruktionen. In jüngster Zeit hat der Einsatz gerade im Deponiebau, bedingt durch die hohen Gefahrenpotentiale, die aus diesen Bauwerken entstehen können, stark zugenommen, wie dies u.a. im Aufsatz von BATEREAU 1990 ausführlich beschrieben wird.

Weitere Anwendungsbereiche für Geotextilien ergeben sich außerdem in Wasserbau, Tunnelbau und in der Ingenieurbiologie.

Diese verschiedenen Anwendungen ermöglichen die Erfüllung ganz unterschiedlicher Aufgaben. Da mittlerweile die Einsatzmöglichkeiten nahezu unüberschaubar angewachsen sind, soll hier nur auf die vier "klassischen" und am häufigsten eingesetzten Anwendungsmöglichkeiten in komprimierter Form eingegangen werden:

- Trennen

Bei Bodenschichten mit unterschiedlichem Kornaufbau kann es durch mechanische und hydraulische Beanspruchung zu einer Materialdurchmischung zweier überlagerter Schichten kommen. Um den Böden ihre spezielle Eigenschaft zur Erfüllung der an sie gestellten Aufgaben zu erhalten, kann durch Einlegen eines geeigneten Geotextils in der Trennschicht der Gefahr der Durchmischung vorgebeugt werden (s. Bild 7). Das Geotextil wird in diesem Fall überwiegend auf die mechanische Beanspruchung durch die Einzelkörner zu bemessen sein (Durchstanz-Effekt). Das Haupteinsatzgebiet dieser Gruppe liegt im Straßenbau und Deponiebau.

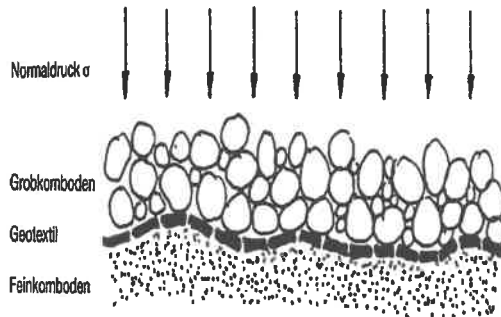


Bild 7: Trennen zweier Bodenschichten
[aus: SVG 1990]

- Filtern

Eine feinkörnige und eine grobkörnige Bodenschicht werden bei diesem Fall durch ein Geotextil so getrennt, daß ein (möglichst druckfreier) Wasserdurchfluß gewährleistet ist. Das Wasser fließt hier senkrecht zur Geotextilebene (s. Bild 8). Dabei muß sichergestellt werden, daß durch den Materialquerschnitt des Geotextils ein Durchschwemmen der Feianteile zum Grobkorn verhindert wird. Der Einsatz erfolgt überwiegend im Wasserbau.

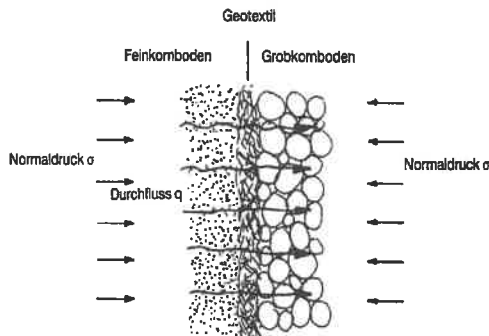


Bild 8: Filterwirkung des Geotextils
[aus: SVG 1990]

- Drainieren

Bei überwiegend feinkörnigen Böden, die unter Auflast das enthaltene Porenwasser nur in geringem Maß und über einen langen Zeitraum abgeben, wird in einer oder mehreren Ebenen ein spezielles Geotextil eingelegt, längs dessen Achse das Wasser abfließen kann (Bild 9). Das Geotextil (meist Verbundstoffe oder Sonderformen) muß das Eindringen von Feinteilen behindern, so daß die Durchlässigkeit in der Geotextilebene nicht reduziert wird.

Einsatzgebiete sind hier der Tunnelbau, Gebäude-Isolierung und der Erdbau.

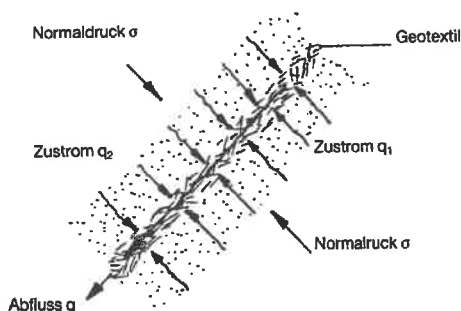


Bild 9: Dränwirkung bei Geotextilien
[aus: SVG 1990]

- Verstärken/Armieren

Die Geokunststoffe werden in diesem Anwendungsfall zur Stabilisierung von Böschungen, unter Baustraßen, als Bewehrungsbänder im System "Bewehrte Erde", im Dammbau und in weiteren verwandten Gebieten mit wachsendem Erfolg eingesetzt (s. Bild 10). Wie im SCHWEIZER GEOTEXTIL-HANDBUCH 1988 zu diesem Anwendungsbereich bemerkt wird, ist der Zweck der Armierung von Böden (Zugspannungsaufnahme des Geotextils) die Verfestigung eines vorher instabilen Bodenkörpers. Zu diesem Aufgabengebiet existieren eine Fülle von Spezial-Anwendungen von der Böschungsbefestigung über Dammkonstruktionen, Straßenbau, Deponiebau bis zur Ingenieurbiologie.

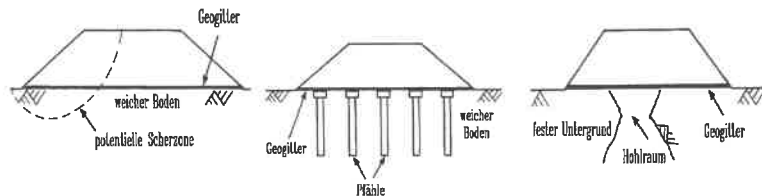


Bild 10: Anwendungsbeispiele für Geogitter-Bewehrung
[aus: DESIGNING FOR SOIL REINFORCEMENT 1992]

Das Prinzip der Zugkraftübergabe in den Bodenkörper geschieht über die Mobilisierung von Reibungs(=Schub)-Kräften entlang der Oberfläche sowie bei Geokunststoffen (hier: Geogittern) mit geöffneter Struktur innerhalb der Steg- und Rippenbereiche (s. Bild 11).

Diese Gruppe enthält diverse Geotextilien und Sonderformen, die u.a. bei den Großversuchen (s. Kap. 5) eingesetzt wurden. Komplexe Aufgaben mit mehreren unterschiedlichen Anforderungen können durch die Vielfalt der am Markt verfügbaren Produkte nach entsprechender Auswahl entweder von einem "Breitband"-Geotextil oder mit mehreren Einzel-Produkten gelöst werden.

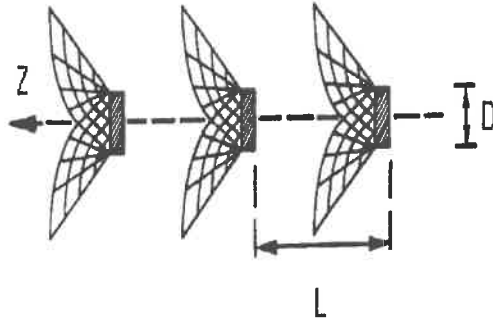


Bild 11: Scherzonen-Ausbildung bei Geogittern
[aus: POLYMER CONFERENCE 1984]

Gruppeneinteilung der Geotextilien und Geogitter/Geogrids

Bei der Vielfalt der Produkte, die heute auf dem Markt sind, kann für jede Anforderung eine zweckmäßige Lösung gefunden werden.

Aus diesem Grund ist eine Klassifizierung schwierig, einen Ansatz als Merkmal liefert die Art der Herstellung nach SAATHOFF 1989 :

- Gewebe - Verbundstoffe - Geogitter - Vliese

Gewebe:

Ein Gewebe ist das Ergebnis aus einer flächigen Verwebung von Kett- und Schuffäden. Die Kettfäden verlaufen in der Längsrichtung, die Schuffäden in der Querrichtung. Es gibt verschiedene Arten der Verwebung, welche die mechanischen Eigenschaften der Gewebe erheblich beeinflussen können. Die bekannteste Art ist die Leinenbindung.

Als Ausgangsstoffe werden natürliche und synthetische Materialien verwendet.

Die natürlichen Stoffe wie Jute, Flachs oder Kokos werden zu Gewebe verwoben, wenn nach einer bestimmten Zeit eine Verrottung des Geotextils gewünscht wird, zum Beispiel in der Ingenieurbiologie.

Die synthetischen Stoffe sind Multifilamentgarne, Monofilamentgarne und Folienbändchen aus

Polyester (PES), Polyamid (PA), Polypropylen (PP) und Polyethylen (PE). Es können für Kett- und Schußfäden auch unterschiedliche Materialien verwendet werden.

Die Typenbezeichnung der Produkte, wie z.B. das eingesetzte Gewebe *Stabilenka 400/50*, drückt die Reißfestigkeit pro 1 m Breite bei einer definierten Dehnung aus, hier die sehr hohe Reißfestigkeit von 400 kN/m bei 10% Dehnung in Längsrichtung des Gewebes.

Vliese:

Vliese sind Flächengebilde, die durch unterschiedliche Verfestigung mehrerer Faserflors entstehen. Die Fasern bestehen entweder aus feingekräuselten Spinnfasern, die mechanisch auf Kardiermaschinen abgelegt werden, oder aus nicht gekräuselten Filamenten, die endlos aus Spindnüssen gewonnen, abgelegt und verfestigt werden.

Nach Ablage der Fasern gibt es verschiedene Möglichkeiten der Verfestigung. Die Fasern der Vliese können mechanisch, adhäsiv, kohäsiv oder durch Mehrfachbindung miteinander verbunden werden. Die Art der Verbindung beeinflusst die technischen Eigenschaften erheblich.

Die mechanische Bindung kommt durch Vernadeln des Faserhaufwerks mit ca. 50 bis 500 Einstichen pro cm zustande. Die Festigkeit ergibt sich durch Verschlingung der Fasern. Die Faserkreuzungspunkte bleiben dabei verschieblich.

Die adhäsive Bindung, also ein Verkleben der Fasern, kann man mit flüssigen Bindemitteln, mit denen die Fasern besprüht werden, erreichen. Hier sind die Faserkreuzungspunkte unverschieblich.

Eine kohäsive Bindung, also ein Verschmelzen der Fasern, erfolgt durch Erhitzen und oft unter zusätzlichem Druck. Die Fasern werden an der Oberfläche aufgeschmolzen und verbinden sich dadurch an den Kreuzungspunkten miteinander.

Geotextilien sind, so könnte man annehmen, spezifisch auf einen bestimmten Einsatzzweck hin konzipiert. Als bestes Gegenbeispiel aus der Gruppe der Vliese sind hier die "überschweren" Vliese zu nennen, die ursprünglich zum Trennen von unterschiedlichen Bodenarten und zum Schutz von Dichtungselementen vor Durchdringung durch scharfkantige Steine konzipiert und nach ihrem ursprünglichen Einsatzzweck für Bewehrungszwecke eigentlich nicht ausgelegt waren. Diese Geotextilien werden heute für Bewehrungs/Armierungsaufgaben im Deponiebau ebenfalls mit Erfolg eingesetzt.

Ihre Materialkennung wird vorgenommen durch das jeweilige Flächengewicht. Ein ca. 5 mm starkes Vlies hat ein Flächengewicht von ungefähr 1200 gr/m². Vliese in diesen Dicken, wie z.B. das eingesetzte *Terrafix 1200*, besitzen durch ihr inneres Gefüge (vernadelt, verklebt oder verschmolzen) durchaus die Fähigkeit, axial Kräfte aufzunehmen. Hier tritt der spezielle Effekt ein, daß erst bei größeren Dehnungen größere Kräfte aufgenommen werden können (vgl. FLOSS 1986).

Verbundstoffe:

Verbundstoffe sind mehrschichtige Geotextilien, die flächenhaft miteinander verbunden sind. Beispiel: Die Kombination porenmäßig aufeinander abgestimmter Vliese oder einer Sickerschicht aus einem Grobfasertextil, welches durch beidseitig aufgebraute Vliese fixiert wird. Die Verbundstoffe stellen die Realisierung der genannten "Breitband"-Geotextilien dar, die die Mehrfach-Anforderungen bei unterschiedlichen Aufgabenstellungen abdecken. In dieser Gruppe sind besonders viele unterschiedliche Systeme am Markt vorhanden.

"Ihre Verwendung zielt darauf ab, bei bestimmten Aufgaben sowohl die mechanischen als auch die hydraulischen Eigenschaften der Komponenten in einem Punkt nutzen zu können" [vgl. FLOSS 1986].

Geogitter/Geogrids:

Die Gruppe der Geogitter gehört zu den Sonderformen der Geokunststoffe, ihre Struktur besteht aus großmaschigen Längs- und Querrippen umhüllter Polyesterfasern (Gittergewebe) oder aus vorgereckten Polyethylen hoher Dichte (Geogitter). Sie besitzen je nach Typ teils einaxiale, teils biaxiale Zugfestigkeiten.

Durch die geöffnete Oberflächenstruktur kann sich das Geogitter besonders gut mit dem Boden verzahnen. Die Zugkraftübernahme geschieht durch zwei verschiedene Anteile:

Zum ersten wirkt die übliche Oberflächenreibung zwischen dem Gitter und dem Boden; zum zweiten verspannen sich die Bodenteilchen in den Öffnungen, bei Zugbeanspruchung des Geogitters findet vor jeder Masche ein kleiner Scherbruch statt (s. Bild 12). Die genannten Geogitter, auch Geogrids genannt, sind extrem feste Polymergitter, die aus extrudierten Polymerbahnen hergestellt

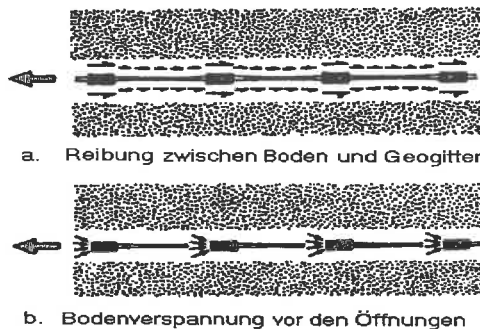


Bild 12: Zugkraftübernahme durch das Geogitter
[aus: POLYMER CONFERENCE 1984]

werden. Die Rohstoffe sind hauptsächlich Polypropylen (PP) und Polyethylen (PE). Diese Bahnen werden unter bestimmten Temperaturen nur in einer oder auch in beiden Richtungen gereckt. Gereckte Bahnen haben unverschiebliche Kreuzungspunkte.

Bei den in einer Richtung der Produktionsrichtung gereckten Gittern entsteht ein einaxiales Geogitter mit Längs- und Querrippen. Die orientierten langkettigen Moleküle verleihen dem

Geogitter in Längsrichtung eine hohe Zugfestigkeit bei vergleichsweise geringer Dehnung.

In Bild 13 sieht man die Herstellung eines PEHD-Geogitters, oben einaxial, unten biaxial vorgereckt. Untersucht wurden bei uns nur die einaxial vorgereckten Geogitter vom Typ *Tensar SR 110*. Vom Hersteller wird für dieses Material eine Resistenz gegen alle im Wasser vorkommenden Chemikalien und in Wasser gelösten Salze, Säuren und Alkalien gewährleistet.

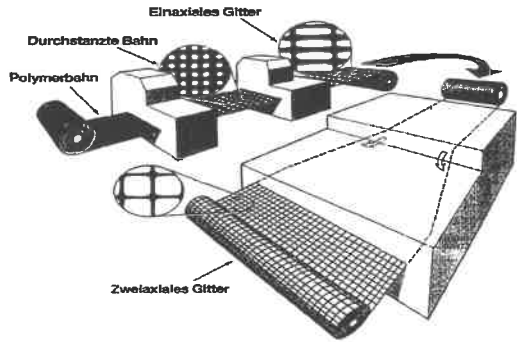


Bild 13: Herstellungsprozeß TENSAR Geogitter [aus: Herstellerprospekt]

In einer am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart durchgeführten Diplomarbeit (STÖR 1980) zum Dehnungsverhalten der Tensar-Geogitter wurde herausgefunden, daß eine zyklische Belastung des Gitters (vergleichbar mit steigender Schütthöhe auf Deponien) keine abweichenden Dehnungswerte im Vergleich zur Beanspruchung des Gitters mit der endgültigen Last zeigt (Kriechdehnung eingeschlossen, s. Bild 14). Geogitter werden hauptsächlich als Bewehrungsschichten und für Armierungen von steilen

Böschungen eingesetzt. Sie kommen aber auch immer mehr für Untergrundstabilisierungen und Verformungsminimierungen unter Dämmen und Baustraßen zur Anwendung.

Geogitter können auch durch einfaches Stanzen aus einer Polymerbahn oder das Zusammenfügen an den Kreuzungspunkten hergestellt werden (Bahnen mit verschieblichen Kreuzungspunkten).

Das zweite eingesetzte Geotextil mit Gitterstruktur, was nach diesem Verfahren hergestellt wird,

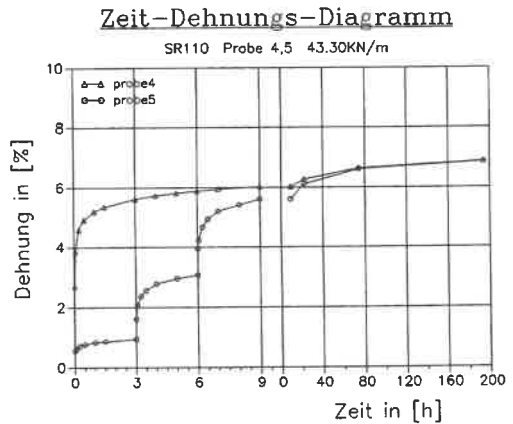


Bild 14: Vergleich zykl./stat. Dehnmaßes von TENSAR SR110

besteht aus kreuzweise verbundenen Bändern. Die Einzelbänder, bestehend aus einem Kern aus Polyesterfasern (PES) mit Polyethylenumhüllung (PE), sind an den Kreuzungspunkten unter Druck und Temperatur miteinander verschweißt.

Die Längs- und Querbänder besitzen den gleichen Aufbau, sodaß hier ein biaxial beanspruchbares Geogitter vorliegt. Im Gegensatz zum vorgenannten Material werden die Bänder von *Paragrid 100/100S* bei der Herstellung keiner Vordehnung unterzogen.

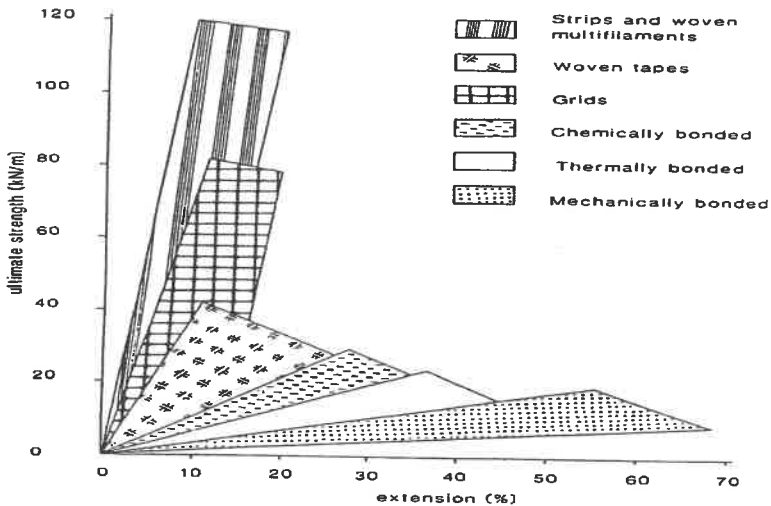


Bild 15: Spannungs-Dehnungsverläufe div. Geokunststoffe
[aus: GEOTEXTILES, EXXON Chemical 1989]

Die unterschiedlichen Spannungs-Dehnungsverläufe von verschiedenen Geotextilien zeigt Bild 15.

Die einzelnen Zugkraft-Dehnungs-Verläufe der bei den Feldversuchen verwendeten Geokunststoffe ist auf dem folgenden Bild 16 zusammengefaßt. Die größte Zugkraftaufnahme erfolgt beim Gewebe (*Stabilenka*), dann folgen die Geogitter (*Tensar und Paragrid*), die geringste Zugkraftaufnahme besitzt die Gruppe der Vliese (*Terrafix*).

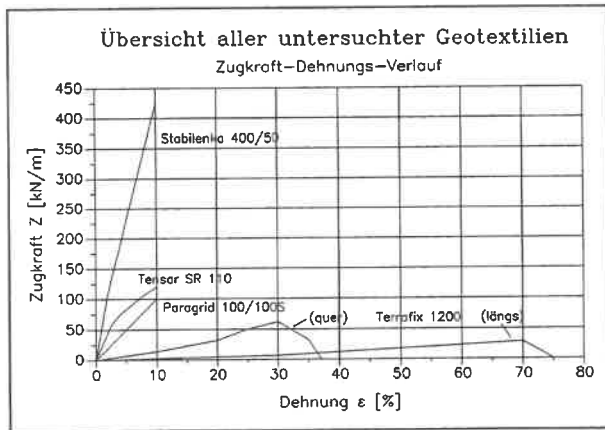


Bild 16: Prinzipielles Dehnungsverhalten der eingesetzten Geotextilien

Die folgende Tabelle gibt eine Übersicht über die wichtigsten Materialkennwerte:

Produkt	STABLENKA 400	PARAGRID 100/100S	TENSAR SR 110	TERRAFIX 1200
Aufbau	Gewebe	Geogrid	Geogrid	Vlies
Zusammensetzung	Kette: Polyester Schuß: Polyamid	Faserkern: Polyester Hülle: Polyethylen	Polyethylen hoher Dichte	Spinnfasern: Polyester
Bruchlast längs	400 kN/m	100 kN/m	100 kN/m	32 kN/m
Bruchdehnung längs	10 %	10 %	11,2 %	75 %
Bruchlast quer	50 kN/m	100 kN/m	k.A.	48 kN/m
Bruchdehnung quer	18 %	10 %	k.A.	60 %
Flächengewicht	~ 800 g/m ²	~ 850 g/m ²	~ 1100 g/m ²	~ 1200 g/m ²

Tabelle 1: Materialkennwerte für div. Geokunststoffe (aus Herstellerprospekten)

Die in der Tabelle 1 angegebenen Zugfestigkeiten und deren zugehörige Dehnungen basieren in der Regel auf genormten Index-Zugversuchen. Abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit und der Temperatur ändern sich die Materialkennwerte jedoch erheblich.

Die genannten Einflussfaktoren auf die Festigkeit sind für die numerischen Untersuchungen des Tragverhaltens in den unterschiedlichen Böden zu berücksichtigen.

In den Herstellerprospekten werden häufig lineare Last-Dehnungsbeziehungen angegeben und eine weitgehend zeit-, temperatur- und belastungsunabhängige Steifigkeit genannt.

Aus (realitätsbezogeneren) Zugversuchen mit geringer Belastungsgeschwindigkeit erkennt man jedoch die Nichtlinearität der angesprochenen Last-Dehnungsbeziehung.

Die Steifigkeit der Geokunststoffe - ausgedrückt durch die Beziehung $J = Z / \epsilon$ - ist keine Konstante, sondern wird zutreffender durch einen Sekantenmodul beschrieben.

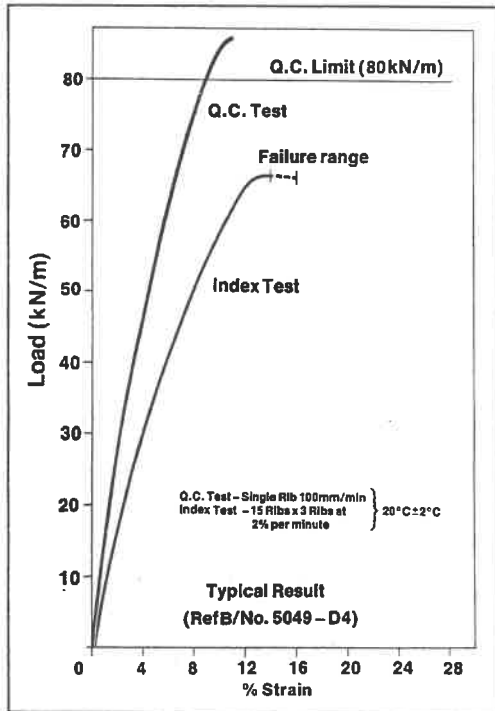


Bild 17: Indexzugversuch TENSAR SR 80
[aus: NETLON 1990]

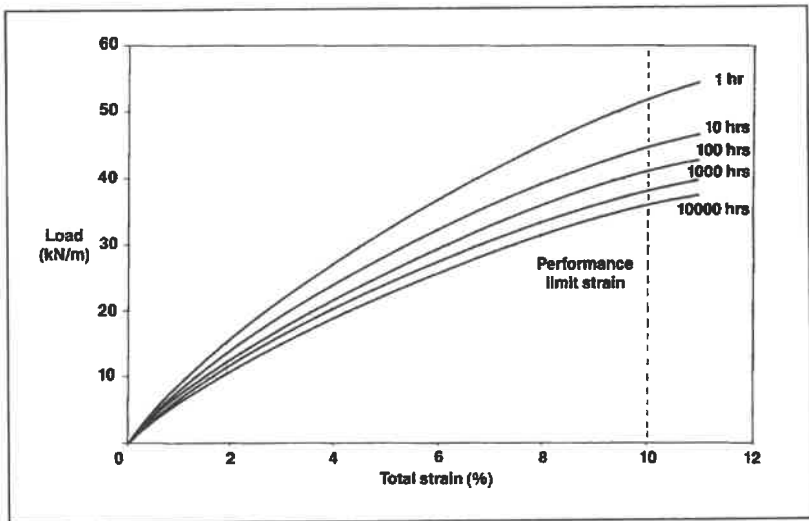


Bild 18: Isochrone Versuchsspuren für *TENSAR SR 80* [aus: NETLON 1990]

Bild 17 und Bild 18 sollen den genannten Zusammenhang am Beispiel des *TENSAR*-Materials SR 80 verdeutlichen. Der Vergleich zwischen der isochronen Kurve und dem Indexzugversuch (links, 2%/min), der sich durch eine hohe Belastungsgeschwindigkeit auszeichnet, verdeutlicht die Abnahme der Steifigkeit mit der Belastungsdauer (vgl. Bild 17).

Im Rahmen dieser Arbeit wurde wegen der Komplexizität des Themenbereiches *Geokunststoffe* auf Untersuchungen zur chemischen Beständigkeit sowie auf das Langzeit-Tragverhalten verzichtet. Eine Vielzahl von Veröffentlichungen liefern dazu detaillierte Informationen (vgl. z.B. SCHMACHTENBERG, E. (1988), NEUNDORF, U. (1988), TAPROGGE, R. (1985), KOCH, H. (1988)).

4. Experimentelle Voruntersuchungen

4.1 Vorbemerkungen

Wie in den Kap. 1 und 2 bereits erwähnt, haben verschiedene Anlässe den Anstoß gegeben, Reihenuntersuchungen mit unterschiedlichen Geotextilien hinsichtlich ihrer Bewehrungswirkung durchzuführen.

Dies führte bereits im Vorfeld der Bearbeitung zu einer Reihe von Untersuchungen, die in unmittelbarem Zusammenhang mit dem Untersuchungsziel dieser Forschungsreihe stehen. Die maßgeblichsten werden anschließend kurz beschrieben und die Ergebnisse vorgestellt.

Den wichtigsten Anstoß zur Betrachtung des bodenmechanischen Verhaltens von Böden auf Biegebeanspruchung lieferten die Versuche mit einem neukonstruierten Biegegerät, wobei hier Ton-, Schluffböden, gemischtkörnige Böden und Böden mit Bentonitanreicherung bei Variation des Wassergehaltes untersucht wurden. Die erlangten Erkenntnisse waren sehr wichtig zur Beurteilung der Beanspruchbarkeit dieser Böden auf Biegeverformung (ohne Bewehrung).

Die geotextile Bewehrungsführung in Tonschichten hinsichtlich der theoretischen Betrachtung von Spannungsreduzierung, Verankerungslängen, Geotextildehnungen und Verformungsminimierung von bewehrten und unbewehrten Tonschichten war Inhalt eines von anderer Seite geförderten Forschungsprojektes. Dabei wurde versucht, einen "Brückenschlag" zu den genannten kleinmaßstäblichen Biegeversuchen herzustellen, indem z.B. ähnliche Modellmaße (Verh. 1:10) gewählt und das gleiche Untersuchungsmaterial (DIA-Ton; Beschreibung s.S.38) benutzt wurde.

Zu diesen Versuchen, bei denen es hauptsächlich auf die Festlegung der Verankerungslängen im Ton und das Maß der Spannungsreduzierung im Bodenkörper ankam, wurden parallel eigene Finite Element-Studien zur Bestimmung der o.g. Größen durchgeführt.

4.2 Kleinmaßstäbliche Biegeversuche

4.2.1 Stand der Versuchstechnik

Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Böden lassen sich derzeit überwiegend aus Biegezugversuchen und direkten Zugversuchen bestimmen. Die Unterschiede werden im folgenden durch den Vergleich der Versuchstechniken verschiedener Autoren beschrieben.

Direkte Zugversuche

Dieses Versuchsverfahren ist charakterisiert durch das Aufbringen einer Zugkraft Z in verschiedenartig geformte, horizontal gelagerte Probekörper (vgl. Bild 19). Auf diese Weise wird ein einaxialer Spannungszustand in der Probe erzeugt. Nach Erreichen einer maximalen Zugspannung q_z , die entweder kraft- oder weggesteuert aufgebracht wird, zerreißt die Probe. Von maßgebender Bedeutung für die Bewertung der Versuchsergebnisse sind Probenform, Art der Krafteinleitung und Versuchsgeschwindigkeit.

KÉZDI UND HORVÁTH (1973) benutzten Gefrierverfahren, FARRELL ET. ALL (1967) berichtet von Klebverfahren zur Einleitung der Zugkraft in die Enden kreiszylindrischer Probekörper. AJAZ UND PARRY (1974) beschreiben

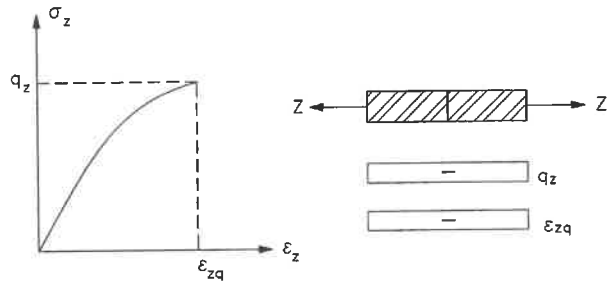


Bild 19: Einaxialer Zugversuch

Zugversuche an Tonproben mit aufgeweiteten Endbereichen. Probleme bei diesen Versuchen bestehen unter anderem in der Kompensation des Probeneigengewichtes, der nicht auszuschließenden Inhomogenität über den Probenquerschnitt sowie in der Gefahr des oberflächlichen Austrocknens der Probekörper.

Biegezugversuche

Bei diesen Versuchen werden gleichmäßig geformte Probekörper über ein Einfeld-System durch unterschiedliche Belastungsarten so ausgelenkt, daß über den Querschnitt der Probe eine Druck- und Zugzone entsteht.

Das statische System des Einfeldträgers ermöglicht eine einfache Aussage hinsichtlich Momentenverlauf, Dehnungsverhalten und Krümmungsradius, üblicherweise bezogen auf die Randfaser der Probe (Index β). AJAZ UND PARRY (1975) zeigen, daß die maßgebliche Voraussetzung (Ebenbleiben der Probenquerschnitte) während der Biegebeanspruchung am Probekörper erfüllbar ist.

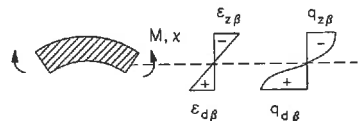


Bild 20: $q_{z,d}/\epsilon_{z,d}$ -Verlauf bei Biegezug

4.2.2 Das neue Biegezug-Gerät

Im Rahmen der Beurteilung von bindigem Bodenmaterial für Deponieabdichtungen wurde am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart eine spezielle Versuchsapparatur entwickelt, um Aufschluß über die Biegezugfestigkeit (=Quotient aus max. Rand-Moment/ Widerstandsmoment des Probenquerschnitts) und die Grenzdehnung (=Eintreten erster Risse in der maximal auf Zug beanspruchten Randfaser) bindiger Böden im ungerissenen Zustand zu erhalten (s. Bild 21). Das Gerät stellt eine Neuentwicklung dar, das im geotechnischen Versuchswesen verbesserte Erkenntnisse bei der Bestimmung von zwei Parametern liefert (vgl. HENNE 1989):

- Die *Biegezugfestigkeit* soll Aussagen hinsichtlich der Festigkeit,
- die *Grenzdehnung* hinsichtlich der Verformbarkeit

des zu untersuchenden Bodens ermöglichen.

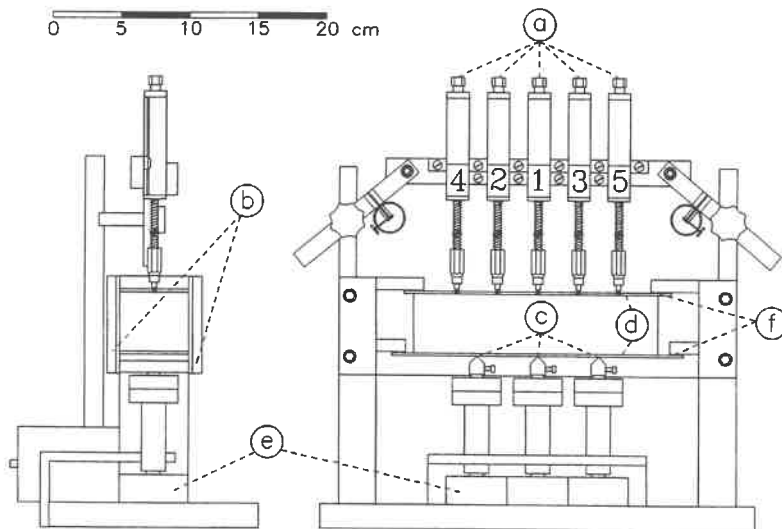


Bild 21: Biegezug-Modell (Front- u. Seitenansicht)

- | | |
|-------------------|------------------------|
| a: Weggeber | b: seitl. Glasscheiben |
| c: Schneidenlager | d: Plexiglasplatten |
| e: Kraftmeßdosen | f: Haltungen |

Die Ermittlung dieser Kenngrößen kann dabei sowohl an ungestörten als auch an künstlich verdichteten Proben erfolgen. Bei diesem Versuch wird eine quaderförmig hergestellte Bodenprobe (21,5x5x5 cm) über eine dünne Kunststoffplatte ($d=2$ mm; $EI_{\text{Platte}} \sim 1/100 EI_{\text{Probe}}$) durch drei unabhängige Schneiden (Idealisierung als Einzelkräfte) belastet. Der mit Talkum eingestrichene Quader wird über die lastverteilende Wirkung der unteren Plexiglasplatte belastet. Das Talkum hat einerseits die Eigenschaft, die Reibung zwischen der Platte und dem Quader zu minimieren, andererseits dem Quader einen Schutz vor Austrocknung zu bieten. Die Weggeber (Genauigkeit 1/100 mm) erfassen die Durchbiegung des Quaders in den 1/6 Punkten des Auflagerabstandes ($\ell_0 = 20$ cm). An den Weggeberpositionen ist durch kreisförmige Aussparungen in der oberen Platte eine direkte Wegmessung an der Biegezugseite des Quaders möglich. Die Belastung erfolgt jeweils manuell durch die Schneiden über Spindeln mit Feingewinde. Als Reaktionskraft werden die Auflagerdrücke über Kraftmeßdosen registriert (Genauigkeit $\frac{1}{2}$ N). Die Meßwerterfassung erfolgt über einen Meßwertverstärker, der die Daten an einen PC weitergibt.

Bodenmechanische Kenndaten der bisher untersuchten Materialien

Das Tonmaterial, überwiegend zur Herstellung von Naturteichen verwandt, wurde von der Firma DIEKMANN (Lehrte-~~Arpke~~, bei Hannover) aufbereitet, evakuiert und in einer Strangpresse zu Elementen (30x27x10 cm) geformt, das Lößlehmmaterial wurde im Stuttgarter Filderbereich entnommen.

Materialkennzahl	DIA-Tön	Lößlehm
Kornkennzahl	59/38/8/0	20/73/7/0
w_n [%]	$25 < w_n < 32$	21,4
w_L [%]	51,1	37,4
w_P [%]	19,1	18,1
w_{Pr} [%]	20,2	19,8
I_p [%]	32,0	19,3
I_c [%]	0,74 / 0,53	0,82

Tabelle 2: Kenndaten von Lößlehm und Ton

4.2.3 Versuchsdurchführung

Bei beiden Böden wurden Biegezugversuche unter Variation des Wassergehaltes - ausgehend von w_{opt} - vorgenommen, wobei der Wassergehalt stufenweise um $\Delta w \approx 2\%$ auf der nassen Seite der Proctorkurve erhöht wurde (s. Bild 22).

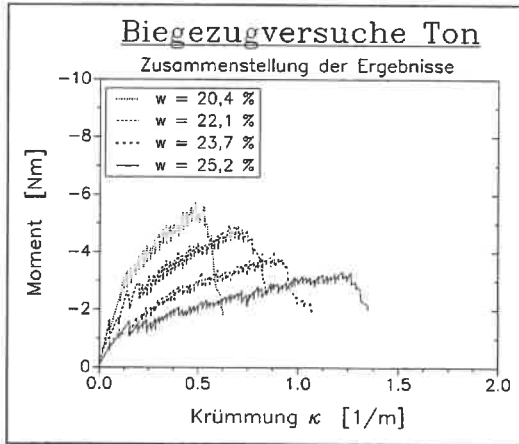


Bild 22: Einfluß des Wassergehaltes auf Krümmung und Momentenverlauf

Allgemeine Grundlagen und Berechnungen

Für die folgenden Berechnungen sollen die Gesetze der Elastostatik und die Voraussetzungen der technischen Biegelehre gelten:

- Ebenbleiben der Querschnitte ("Euler-Bernoulli")
- Elastisches Stoffgesetz
- Vernachlässigung der Durchbiegungsanteile aus Schubverformungen

Aufgrund dieser Annahmen ist eine konstante Krümmung κ_0 der neutralen Faser erforderlich, um einerseits - wie die allgemeingültige Beziehung $\kappa_0 = M / EI$ zeigt - ein konstantes Biegemoment M zu erzeugen und andererseits über eine rein geometrische Beziehung die Dehnung $\varepsilon_0 = z / R_0$ zu ermitteln. Der Zusammenhang zwischen Belastung, Biegemoment und Krümmung wird in Bild 22 dargestellt.

Die Grenzdehnung der äußeren Faser $\varepsilon_{z\beta}$ berechnet sich über $\varepsilon_{z\beta} = z / R_0$ zu

$$\varepsilon_{z\beta} = 0,025 \text{ m} \cdot \kappa_0 \text{ [m}^{-1}\text{]} \quad \text{mit } z = h/2 = 2,5 \text{ cm.}$$

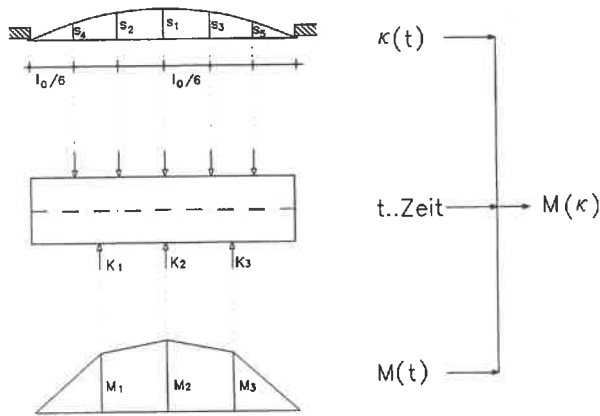


Bild 23: Zusammenhang zwischen Krümmung, Zeit und Biegemoment

Die Biegezugspannung $q_{z\beta}$ berechnet sich zu

$$q_{z\beta} = M_{z\beta} / W = (M_2 / I_b) \cdot z$$

mit I_b = Trägheitsmomente der Quader.

Da der Krümmungszustand κ_0 in Form des maximalen Weges s_1 (s. Bild 24) eingestellt wird und auf dem Bildschirm des PCs überprüft werden kann, ist es zweckmäßig, κ_0 und die Wege s_i entsprechend den einzustellenden Belastungsintervallen $\Delta\kappa$ tabellarisch aufzulisten.

Bild 22 zeigt den Verlauf der

$M-\kappa_0$ - Kurven mit den untersuchten Wassergehalten. Die Momentenaufnahme sinkt, die Krümmung bis zum Reiß steigt mit zunehmender Plastizität der Quader.

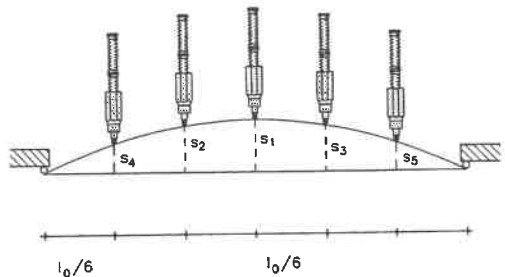


Bild 24: Weggeber-Positionen an der Modelloberfläche

4.2.4 Versuchsergebnisse

Bild 25 zeigt exemplarisch die für den DIA-Ton und den Lösslehm für jeden Quader ermittelte Biegezugfestigkeit $q_{z\beta}$ über der entsprechenden Konsistenz aufgetragen.

Die Versuche (Ton) ergaben Biegezugfestigkeitswerte zwischen 137,2 und 272,2 kN/m² und zeigen bezüglich der Regressionsgerade nur eine geringe Streuung. Die maximale Grenzdehnung, ermittelt mit dem Krümmungszustand κ_0 , ist in Bild 26 über der Konsistenz aufgetragen.

Die Versuche (Ton) weisen Grenzdehnungswerte zwischen 13,3 und 27,5‰ auf und zeigen auch hier hinsichtlich der ermittelten Gerade nur kleine Streuungen.

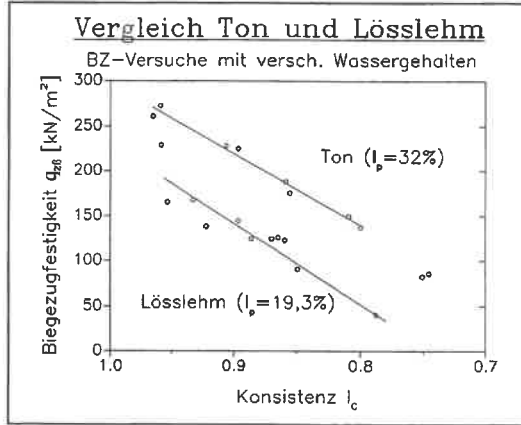


Bild 25: Biegezugfestigkeit $q_{z\beta}$ gegen Konsistenz I_c (Ton und Lösslehm)

Erfahrungen

Der Einstellmodus der Schneiden, der Belastungsintervalle sowie das Vertrautmachen mit dem Gerät für die Versuchsdurchführung erfordern einige Testversuche. Weiterhin empfiehlt es sich, mit einer weichen (s. Bild 27) und einer steifen Probe zu Beginn einer Versuchsreihe die Bereichsgrenzen der maximal aufnehmbaren Krümmungszustände festzulegen. Die Problematik der Ribbildung von bindigen Böden kann mit diesem einfachen Versuch hinreichend genau ermittelt werden.

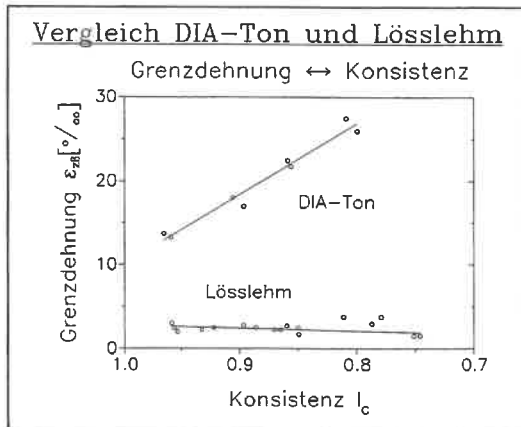


Bild 26: Grenzdehnung $\epsilon_{z\beta}$ gegen Konsistenz I_c (Ton und Lösslehm)

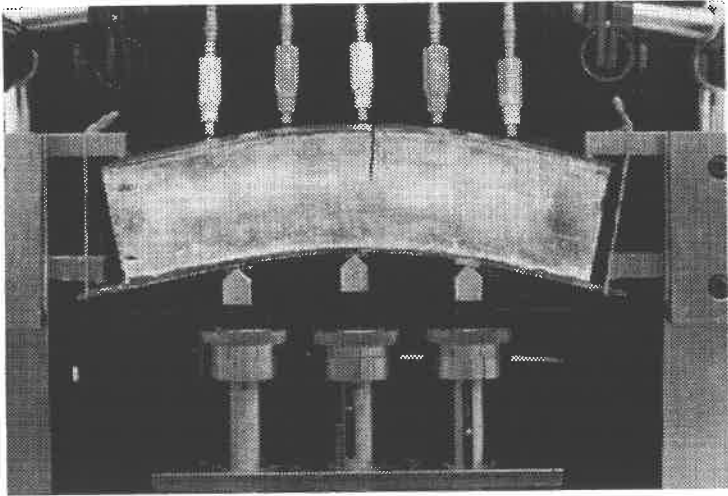


Bild 27: In Versuchsgerät eingebaute, sehr weiche Tonprobe

Versuchsgrenzen liegen derzeit noch bei der Untersuchung bindiger Böden mit weicher Konsistenz, bei denen ein Ebenbleiben der Querschnitte nach der Verformungseinwirkung nicht mehr vorauszusetzen ist. Die dargestellte analytische Beschreibung der Spannungs- und Dehnungszustände ist dann nur mit Einschränkungen anwendbar. Dies gilt z.B. auch für den Einbau einer zuvor vollkommen gesättigten Probe, hier sind große Vorverformungen nicht auszuschließen.

Denkbare weitere Anwendungsgebiete wären z.B. die Untersuchung von Straßenunterbauten, ungestörte Proben von Deponieabdichtungen sowie Böden im Bereich großer zu erwartender Setzungsdifferenzen.

Ausgehend von den bekannten Bodenkennwerten (I_p , w_L) des Tones und des Lößlehms kann für weitere Versuche, die vergleichbare Kennwerte besitzen, eine Abschätzung der Festigkeit und der Verformbarkeit getroffen werden. Da der Versuchsaufbau (z. B. bei der Untersuchung von ungestörten Proben) nur geringe Vorbereitungen erfordert und die automatisierte Meßwert-erfassung die Versuchsdurchführung sehr erleichtert, ist eine individuelle Untersuchung vorzuziehen.

4.2.5 Theoretische Ableitungen aus Zug- und Biegezugfestigkeit

SCHERBECK (1992) zeigt in seiner Arbeit das unterschiedliche Systemverhalten von unbelasteten und belasteten mineralischen Abdichtungsschichten, die in einer Großzentrifuge im Modellmaßstab gleichmäßig verformt wurden ("Trap-door-Verfahren"). Er weist dabei nach, daß es bei der Biegezugbelastung einer Kalolinschicht nur dann zu einem Reißversagen kommt, wenn die Überlagerungsspannung σ_0 etwa dem doppelten Kohäsionswert der Abdichtung entspricht. Wenn die Auflast diesen Grenzwert überschreitet, hat vor dem Reißversagen bereits ein "unkritischer" Abschervorgang eingesetzt. Die Dichtigkeitsanforderungen waren dann nicht gestört.

Untersucht wurden allerdings nur kontinuierliche Krümmungszustände ohne abrupte Unstetigkeiten des Sohlauflegers.

Dies bedeutet für die Versagensform "Reiß", bezogen auf den Anwendungsbereich überschütteter mineralischer Schichten (z.B. als Deponieabdichtung), eine zusätzliche Sicherheitskomponente. Das Scherverhalten kann unter Berücksichtigung der Mohr-Coulombschen Bruchbedingung für beliebige Spannungszustände bestimmt und über das elastische Kontinuum dehnungsabhängig formuliert werden (vgl. REINHARDT (1973)).

Die Ergebnisse der kleinmaßstäblichen Stuttgarter Biegezugversuche wurde im Rahmen der genannten Arbeit mit Werten aus verschiedenen Literaturstellen verglichen. Dabei wurde eine zufriedenstellende Vergleichbarkeit hinsichtlich Grenzdehnung und Zugfestigkeit über die Konsistenzbereiche der verschiedenen verwendeten bindigen Bodenarten festgestellt.

Die Verteilung der plastischen Formänderungen über den Querschnitt war zeitabhängig. Ein angenähertes elastisches Verhalten lag nur im Bereich sehr kleiner Anfangsverschiebungen vor (vgl. Bild 22). Mit zunehmender Krümmung verhielt sich das Bodenmaterial immer mehr plastisch, was sich an einer abnehmenden Steigung der Kurven zeigt, das Material begann schließlich zu fließen. Somit erweitert sich das Verhältnis des E-Moduls von Last- und Verformungsabhängigkeit noch um die Zeitkomponente. Die Viskosität, besonders bei hohen Wassergehalten des Probenmaterials, ist durch ein senkrecht Abfallen der Kurven während eines Belastungsintervalls mit konstanter Krümmung erkennbar (Relaxation).

Man erkennt die Verringerung der Zugfestigkeit mit zunehmendem Wassergehalt bei abnehmender Konsistenz (vgl. Bild 25).

4.3 Großmaßstäbliche Biegeversuche

4.3.1 Versuchsdurchführung

In einem Versuchskasten (250 x 60 x 60 cm, s. Bild 28) mit absenkbarem Bodenblech wurde pro Versuch ca. 1,7 t künstlich aufbereitetes Tonmaterial (DIA-Tonquader mit den Maßen 30 x 27 x 10 cm, Tonanteil $\geq 40\%$) lagenweise eingebaut und mit leichtem Gerät abgerüttelt. Die Seitenwände des Versuchskastens bestanden aus 2 cm starkem Plexiglas, um die erwartete Rißbildung beobachten zu können. Um Reibungseinflüsse auszuschalten, wurden zwischen Probeseiten und Wänden mit Vaseline geschmierte doppelte PVC-Folien eingelegt. Die Konsolidationsdauer vor dem Versuch betrug 48 Stunden.

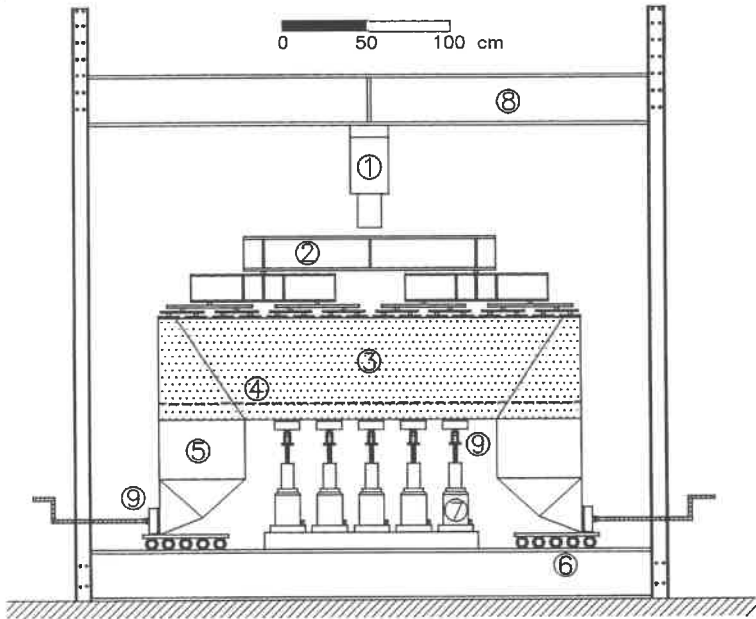


Bild 28: Versuchsstand für geotextilbewehrte Biegeversuche

- | | | |
|------------------------|-----------------------------|----------------|
| 1 Presse zur Belastung | 2 Lastverteilung über Probe | 3 Tonkörper |
| 4 Geogitter | 5 Auflagerkästen | 6 Rollenlager |
| 7 Hydraulikzylinder | 8 geschlossener Rahmen | 9 Kraftmeßdose |

Da spätere Rückschlüsse aus den Versuchen immer von einer endlichen, aber sehr großen Bogenlänge bei der Biegeverformung ausgehen sollten, war es notwendig, möglichst wenige zusätzliche Kräfte in das Modell einzuleiten und trotzdem eine kreisförmige Krümmung des Tonkörpers zu erreichen. Einen Eindruck von Größe und Form der Auslenkung gibt Bild 33.

Eine kreisförmige Krümmung war notwendig, um Störungen, wie z. B. des Auflagerbereiches, einzugrenzen. Diese Störungen können den Spannungsverlauf bis in die Mitte des Probekörpers verändern und somit zu Fehlinterpretationen der vorhandenen Spannungen im Tonkörper führen.

Während des Versuchs wurde das Bodenblech stufenweise (in Intervallen alle 12 Std.) durch Ablassen der Auflagerpressen so ausgelenkt, daß die Probe kreisförmig abgesenkt wurde (s. Bild 33).

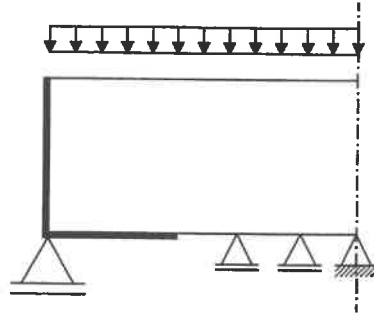


Bild 29: System der Auflagerung

Die seitlichen Auflagerkästen, in denen das Bodenblech auflag, wurden dabei am Fußpunkt ebenfalls seitlich ausgelenkt, um Querschnittsverformungen am Probenrand zu vermeiden und ebene Verformungsbedingungen zu erhalten (s. Bild 29 und Bild 30). Dadurch konnte eine ideale, kreisförmige Krümmung mit einer daran anschließenden Tangente erzeugt werden (erzwungene Verschiebung).

Gleichzeitig wurde auch die Anzahl der hydraulischen Absenkpresse von sieben auf fünf reduziert, da es sich zeigte, daß die geringere Anzahl völlig ausreichend war und mehr Pressen nur Probleme in der Steuerung der Absenkung verursachen. Eine Kontinuität in der Absenkung und der Stetigkeit der Kreiskrümmung wäre dann nur noch schwer erreichbar gewesen.

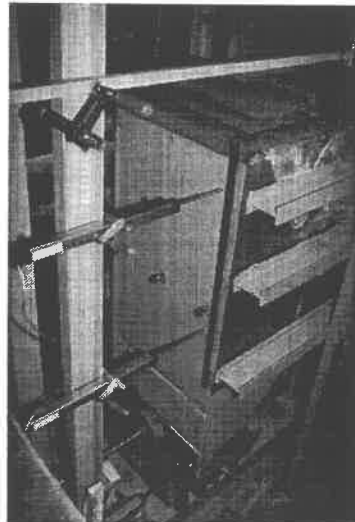


Bild 30: seitl. Kasten mit Meßgebern

Um eine möglichst reibungsfreie Verschiebung der Kastenseiten zu erreichen, wurde ein einfaches Rollenlager eingesetzt. Auf fünf zylindrischen Eisenrohren wurde eine Platte aufgelegt, die als Aufstandsfläche für die seitlichen Kastenelemente diente.

Bild 31 zeigt dieses Detail.

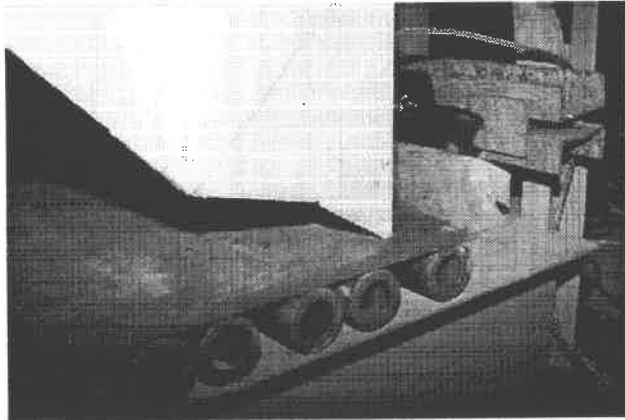


Bild 31: Rollenauflagerung

Die Oberfläche des Tonblocks wurde mit 100 kN/m^2 konstant belastet und die Belastungseinrichtung so ausgelegt, daß diese der späteren Verformung der Probe folgen konnte. Dieses Verhalten wurde dadurch erreicht, daß pyramidenförmig kleine Lastplatten mit Rollen aufeinander gestapelt wurden, bis zuletzt nur ein Träger an der Spitze übrig blieb (s. Bild 32). In diesen Träger wurde über eine Presse die konstante Belastung entsprechend 100 kN/m^2 eingeleitet.

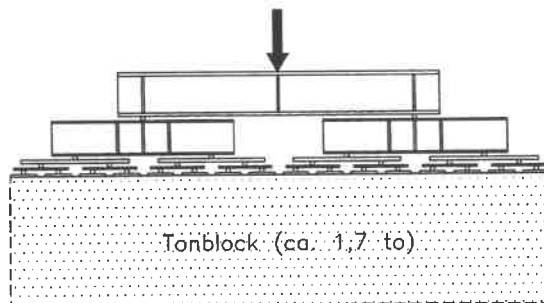


Bild 32: Detail der Belastungseinrichtung

Die Bewehrung des Tonkörpers bestand aus einem hochzugfesten Geogitter aus PEHD mit einer stark geöffneten Struktur (*Tensar SR 110*), welches später auch bei den Feldversuchen eingesetzt wurde.

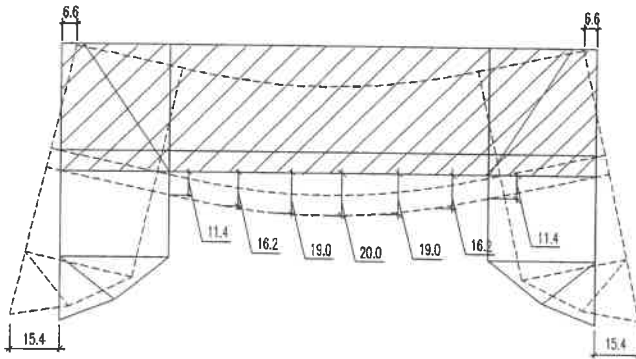


Bild 33: Verformungsgrößen des Modells (Kreisform)

Dieses Gitter wurde 10 cm über dem Boden der Probe eingebaut. An verschiedenen Querrippen des Gitters wurden Befestigungen für dünne Stahlsaiten angeschraubt (Abstand von den Seitenwänden jew. 30/60/90 cm), die die Längenänderung der Zugbewehrung längs des Probekörpers nach außen leiteten. Hier konnten dann die Weggeber befestigt werden, ohne das Innere der Probe nachhaltig durch eingebaute Meßgeber zu stören. Die Befestigungen für die Stahlsaiten am Geogitter stellten keine Erhöhung des Reibungsverbundes im Tonkörper dar. Generell ist anzumerken, daß die Dehnungsmessungen wegen der Absenkbewegung des Probekörpers während der Versuche und der sehr geringen Verformungen der Gitter nicht optimal waren. Bild 34 zeigt den in eine Grube abgesenkten Versuchsstand mit eingebautem Tonkörper.

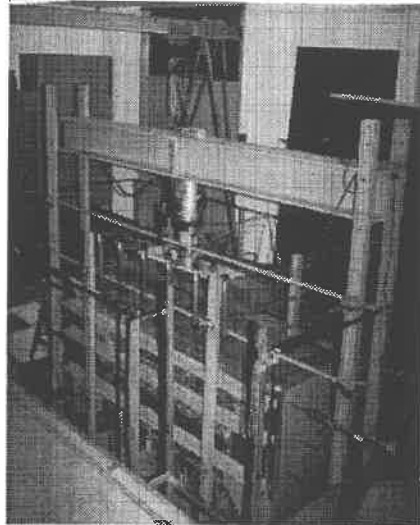


Bild 34: Versuchsstand mit eingebautem Tonkörper

4.3.2 Versuchsergebnisse

Über pneumatische Erd- und Porenwasserdruckgeber innerhalb der Probe, über Kraftmeßdosen an den verschieblichen Stirnseiten der Auflagerkästen (s. Bild 28 und Bild 30) und den fünf Lagerpunkten am Boden sowie diversen Weggebern an der Oberfläche, am Boden und an den Seiten der Probe wurden ständig die Meßwerte erfaßt.

Die Veränderungen der dabei erfaßten Meßwerte geben Aufschluß über die Bewehrungswirkung des Systems. Die Horizontalspannungen σ_{xx} in der Probe, gemessen durch vertikal eingebaute Druckgeber, sanken zum Geogitter hin ab, und die erforderlichen seitlichen Haltekräfte waren geringer (s. Bild 34, Bild 35 u. Bild 36).

Die versuchstechnische Erfassung der Zugspannung im Tonmodell war leider nicht zu realisieren, da Miniaturaufnehmer zwar beliebige Druckmessungen ermöglichen, aber Zugspannungsaufnehmer für Böden bisher nicht verfügbar sind.

Es ist aber davon auszugehen, daß die Reduzierung der Horizontalspannungen σ_{xx} außerhalb der Zugzone beim bewehrten Versuch durch die Konzentration der Zugspannungen in der Geotextilebene stattgefunden hat. Dies wird eindeutig durch die Auswertung der FE-Studie belegt.

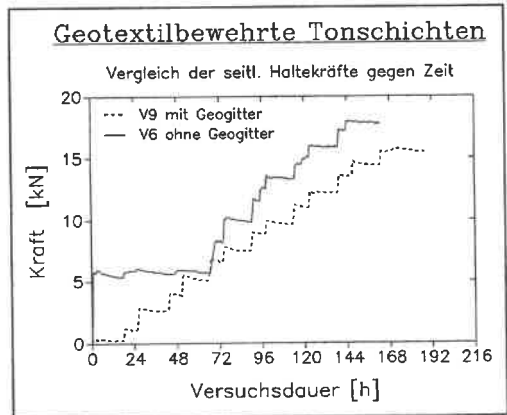
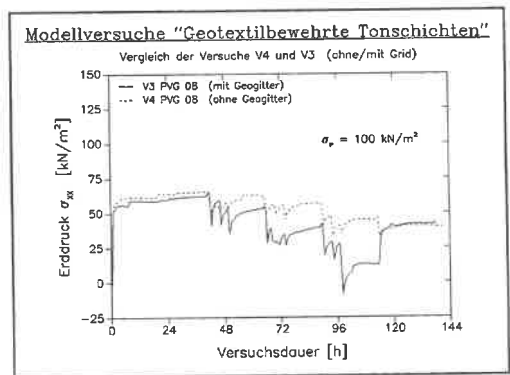


Bild 35: seitl. Haltekräfte bewehrt/unbewehrt

Bild 36: Vergleich σ_{xx} bewehrt/unbewehrt

Bei Böden, im Gegensatz zu elastischem Material, darf die Dehnung infolge Zug nicht gleich der Stauchung aus Druckspannungen gesetzt werden, da bei Bodenmaterial die Zugdehnung in jedem Fall erheblich größer ist als die Verkürzung infolge einer Druckspannung.

Die Biegeversuche und parallel durchgeführte Ausziehversuche ergaben, daß der Verankerungsbereich, über den das Geogitter die Zugkräfte in den umgebenden Boden einleitet, mit 50 cm ausreichend bemessen war. Der Schlupf, d.h. das Durchrutschen des Geogitters entlang der abgesicherten Tonflächen, trat erst am Ende jedes Versuches auf.

In Bild 37 wird der Verlauf der Porenwasserdruck-Entwicklung gezeigt, das plastische Tonmaterial besaß einen natürlichen Wassergehalt von $w_n = 26,5$ bis 32 %. Der Porenwasserdruckgeber, der 5 cm unterhalb der Geotextilebene eingebaut war, zeigte nach Lastaufbringung den vollen Wert der initiierten Auflast von $\sigma_z = 100 \text{ kN/m}^2$. Die Porenwasserdruckspannung u entsprach, wie bei unkonsolidierten, wassergesättigten bindigen Böden zu erwarten, dem Wert der totalen Spannung.

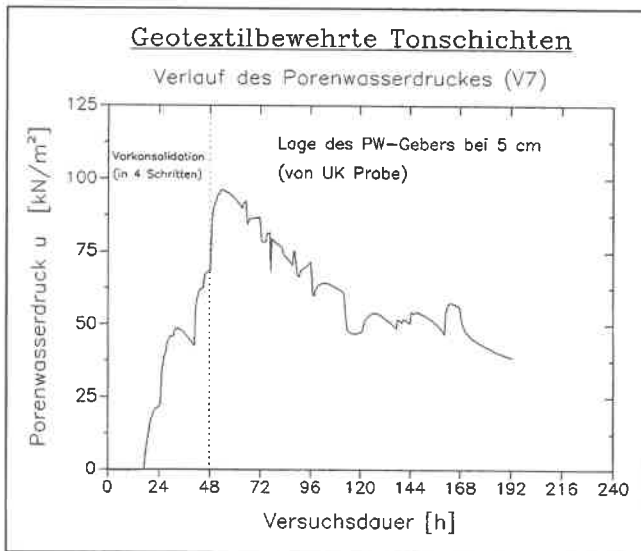


Bild 37: Porenwasserdruckverlauf im Tonkörper

Anschließend erfolgt eine Darstellung der durchgeführten Finite-Elemente-Studie über die Versuche zur Bewehrung bindiger Tonschichten, die Resultate werden mit den Versuchsergebnissen verglichen.

4.3.3 Vergleich mit Ergebnissen einer Finite Elemente Berechnung

Vorbemerkungen

Bei dem vorgestellten Modell wurden große Auslenkungen bzw. Verformungen erzwungen, über die im Geogitter Zugkräfte eingeleitet und im Ton Schubkräfte mobilisiert wurden.

Als weitere Randbedingung für mathematische Berechnungen kommt hinzu, daß infolge der sehr großen Verformungen geometrisch lineare Ansätze im elastischen Bereich nur als erste Näherung zulässig sind. Bedingt durch diese Voraussetzungen kam nur eine Berechnung mit der Finite-Elemente-Methode in Frage.

Zum einen können dabei die Modellkörper beliebig in Form und Eigenschaft variiert werden, zum anderen ist der Einsatz von verschiedenen Stoffgesetzen möglich. Hinzu kam, daß am Institut mit dem FE-Programm FANLD die Möglichkeit bestand, auch extrem große Verformungen zu simulieren, was bei anderen FE-Programmen normalerweise recht schnell zu numerischen Problemen führt. Dadurch war es möglich, die Rechenläufe so zu gestalten, daß eine Vergleichbarkeit direkt oder indirekt mit den praktischen Versuchen gegeben war.

Bei den Berechnungen sollte aufgezeigt werden, daß der Einsatz von Geogittern den Spannungsverlauf im Boden günstig beeinflusst und wie sich die Spannungsverläufe infolge unterschiedlicher Stoffgesetze, unterschiedlicher Bodenparameter und Geometriebedingungen verändern. Dieses Verhalten sollten Vergleichsrechnungen mit und ohne Geogitter aufzeigen. Die Unterschiede wurden mittels Isoliniplots der verschiedenen Spannungen und Verformungen herausgearbeitet und dargestellt. Gleichzeitig mußte durch Variation der Stoffgesetze überprüft werden, welche Stoffgesetze sich für derartige Untersuchungen eignen, bzw., welche für weitere Anwendungen empfehlenswert sind.

Netzeinteilung

Die parallel zu den FE-Berechnungen durchgeführten Versuche zeigten, daß durch die Auflagerkästen eine zusätzliche, seitliche Stützung des Bodenkörpers auftrat. Deshalb wurde diese Auflagerbedingung ebenfalls noch aufgenommen und das Berechnungsmodell dahingehend geändert. Um eine Wölbung des Endquerschnittes zu verhindern, wurde am Auflagerbereich seitlich und unten ein Block mit großem Steifigkeitsunterschied (1:3000) zum Boden definiert,

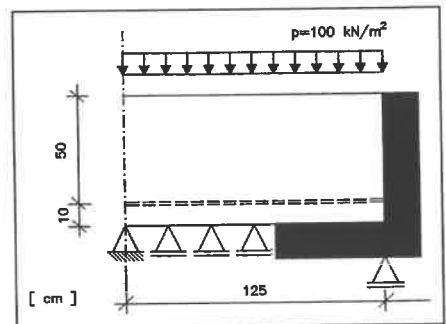


Bild 38: Lagerbedingungen des Modells

der entsprechend der Auflagerbewegung mitgekippt wurde und somit eine seitliche Stützung bewirkte (s. Bild 38 und Bild 39).

Durch den Stahlblock wurde dem Bodenkörper ein rechter Winkel im Bereich des Auflagers aufgezwungen. Da der Einfluß der Reibung an dem seitlichen Auflagerblock sowohl im Modellversuch als auch in der Rechnung ausgeschaltet sein sollte, wurde eine Slideline zwischen Bodenkörper und Stahlblock eingeführt. Mit Slidelines können zum einen Oberflächen unter einer genau definierten Reibung aufeinander gleiten, und zum anderen kann damit eine Kraftübertragung simuliert werden, bei der nur Druck und kein Zug oder nur Zug bis zu einer bestimmten Grenze übertragen wird. Wird diese zulässige Zugspannung überschritten oder ist sie nicht zugelassen und es tritt Zug auf, ermöglicht das Programm ein Ablösen des einen Körpers vom anderen, ohne daß dadurch zusätzliche Kräfte mobilisiert werden.

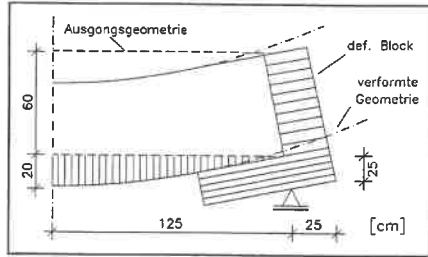
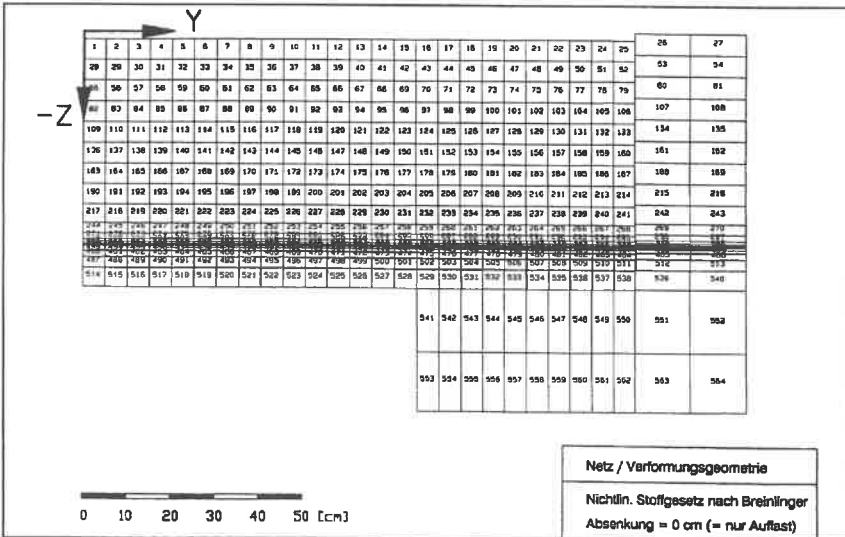


Bild 39: Modellgeometrie des Auflagers

Wird diese zulässige Zugspannung überschritten oder ist sie nicht zugelassen und es tritt Zug auf, ermöglicht das Programm ein Ablösen des einen Körpers vom anderen, ohne daß dadurch zusätzliche Kräfte mobilisiert werden.



Aufgrund von Rechenungenauigkeiten entstanden im Stahlblock zum Teil sehr hohe Spannungen infolge des gegenüber dem Boden erheblich höheren E-Moduls. Um diese Spannungen bei dem zuletzt eingesetzten Stoffgesetz nach BREINLINGER (1989) (siehe S. 54 ff), das speziell für große Verformungen konzipiert ist, zu reduzieren, wurde der Auflagerbereich weiter modifiziert. Anstelle von Knotenverschiebungen wurden Auflager in Form eines "L" verwendet

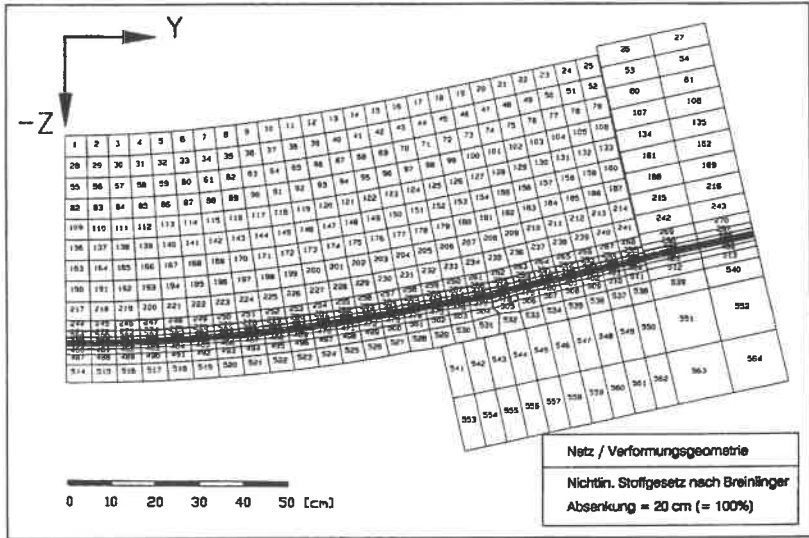


Bild 41: verformtes Netz bei max. Absenkung ($s=20$ cm)

(s. Bild 40 u. Bild 41). Diese Auflager wurden gelenkig und verschieblich gelagert. Zusätzlich wurde eine weitere Slideline zwischen der Unterkante des Bodenkörpers und dem unteren Stahlblock eingeführt. Dadurch wurden zum einen Spannungen infolge einer Dehnungsbehinderung im Auflagerbereich vermieden, zum anderen war damit ausgeschlossen, daß außer Kräften senkrecht zur Stahloberfläche noch andere Kräfte übertragen werden konnten. Um die beiden Stahlkörper miteinander zu verbinden, wurden alle drei Knoten, an denen Kontakt bestand, als Knotenpaare gleicher Verschiebung (constrained nodal pairs) definiert. Der Boden war mit Hilfe einer reibungsübertragenden Slideline entlang der gesamten horizontalen Stahloberfläche mit dem Auflagerblock gekoppelt. Ein genügend hoher Reibungskoeffizient verhinderte eine Kinematik und somit ein Abgleiten des Bodens vom Stahlaufleger. Durch die "Konstruktion" des kompletten Auflagers konnte bei dieser Netzeinteilung darauf verzichtet werden, die Auflager-Bedingungen des Stahlauflegers mit Hilfe von Verschiebungen zu simu-

lieren. Stattdessen wurde nur die linke obere Ecke des "L" ausgelenkt. Das verschiebbliche Auflager wurde an der Unterkante zwischen den Elementen 562 und 563 eingeführt. Da eine maximale Absenkung von 25 cm im Versuch praktisch nicht durchführbar war, wurde in der Berechnung wie auch im Modellversuch das maximale Absenkziel auf 20 cm festgelegt. Nach mehreren Modifikationen der Auflast- und Absenkvorgänge konnte jetzt mit den Rechenläufen begonnen werden, da sich keine nachteiligen Auswirkungen zeigten. Das sofortige Aufbringen der Auflast verursachte fehlerhafte Ergebnisse - das Material reagierte erheblich steifer -, daher wurde auch die Auflastkurve verändert. Mit dem Absenken wurde bei dieser Netzeinteilung erst begonnen, wenn die Auflast vollständig vorhanden war. Den rechnerischen Belastungs- und Absenkungsverlauf eines der Vorlauf-Modelle zur Verdeutlichung des Verformungsablaufs der Rechensimulation zeigt Bild 42.

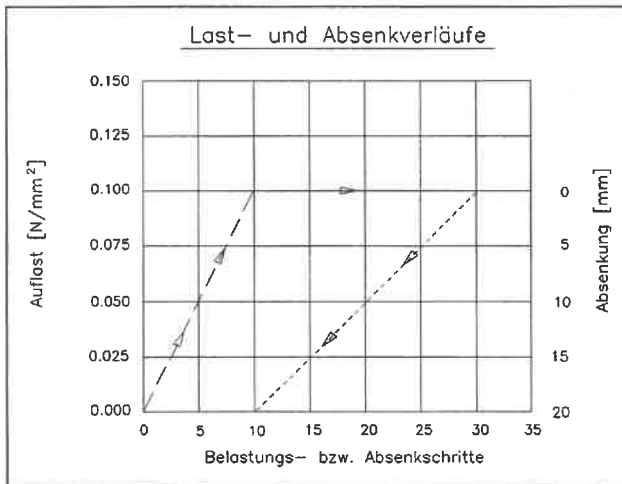


Bild 42: Auflast- und Absenkverlauf

Da mit zunehmender Komplexität des Stoffgesetzes sich auch die Empfindlichkeit der Rechenalgorithmen erhöht, war es notwendig, die Größe der Zeitintervalle ($\hat{=}$ Absenkintervallen) gegenüber den Berechnungen mit den Vorläufer-Netzmodellen weiter zu verfeinern.

So wurden für die Berechnung mit Geogitter 120 Zeitschritte verwendet. Aufgrund größerer numerischer Probleme mußte der Auflast- und Absenkvorgang für die Berechnung ohne Geogitter in insgesamt 300 Zeitschritte unterteilt werden.

Stoffgesetze

Bei den Berechnungen wurden folgende Stoffgesetze bzw. Fließbedingungen verwendet:

- Linearelastisch: Hookesches Stoffgesetz
- Elastoplastisch: von Mises
- Nichtlinear: Breinlinger

Das *Hookesche* Stoffgesetz und die Fließbedingung nach *von Mises* wurden jedoch nur zum Testen des FE-Programmes benutzt, da zu einer "vollständigen" Stoffbeschreibung die Bruchbedingung (*Hooge*) bzw. eine σ - ε -Beziehung (*von Mises*) fehlen.

In Bild 43 wurden die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der verwendeten Ansätze exemplarisch dargestellt. Der Boden reagiert im unteren Bereich bei sehr kleinen Verformungen linear-elastisch. Großen Verformungen liefern dagegen stark abweichende Ergebnisse. Die Fließbedingung nach *von Mises* eignet sich besonders für duktile Stoffe mit einem scharfen Übergang vom elastischen zum plastischen Verhalten (z.B. naturharter Stahl). Bei der Beschreibung von Boden zeigt sich jedoch, besonders im Zugbereich, ein erheblich festeres und von der Wirklichkeit stärker abweichendes Tragverhalten.

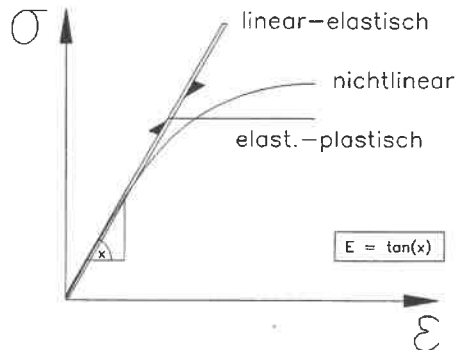


Bild 43: Linear-elastisches Stoffgesetz

Beim *nichtlinearen Stoffgesetz* nach BREINLINGER ist nicht mehr eine einzelne Bedingung für das Fließen verantwortlich; vielmehr ist das Kriterium für Fließen in eine innere und eine äußere Fließfläche aufgeteilt (s. Bild 44). Innerhalb der inneren Fließfläche herrscht ein linear-elastisches Materialverhalten. Die Lage der inneren Fließfläche ist variabel und von den Spannungszuständen abhängig. Sobald die Mantelfläche der inneren Fließfläche erreicht wird, verschiebt sich diese in Richtung der steigenden Spannung.

Die in Bild 45 gezeigten Wege sind die Spannungspfade bei z.B. linearelastischer Verformung. Berührt die innere Fließfläche die Grenzfließfläche an einer Stelle, findet eine Materialveränderung statt. Je nach Lage des Berührungspunktes tritt eine Verfestigung oder eine Entfestigung ein. Wird die Grenzfließfläche im Bereich der Druckkappe tangiert, verfestigt sich das Material. Bei allen anderen Abschnitten der Grenzfließfläche tritt eine Entfestigung ein.

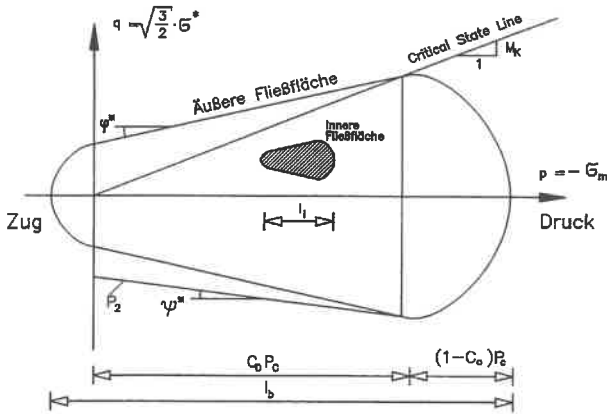


Bild 44: Fließflächendarstellung nach BREINLINGER

Mathematisch ausgedrückt bedeutet das: Ist der Normalenvektor der Grenzfließfläche an dem Berührungspunkt positiv (d.h. die p-Komponente des Vektors ist positiv), so verfestigt sich das Material. Umgekehrt gilt: Ist der Normalenvektor negativ, entfestigt sich das Material.

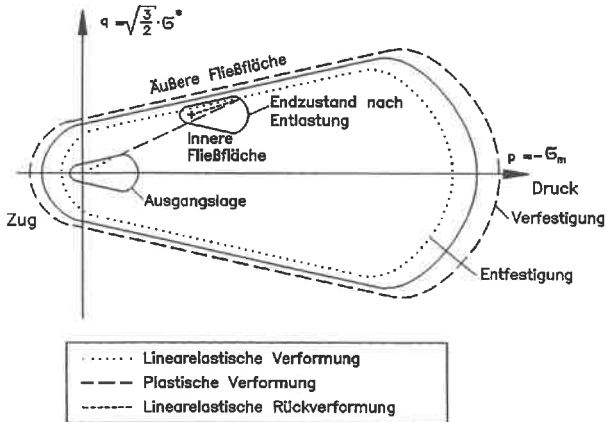


Bild 45: Zweiflächenmodell bei Be- und Entlastung nach BREINLINGER

Eine Entfestigung bedeutet, daß die Grenzfließfläche und die innere Fließfläche sich verkleinern; eine Verfestigung, daß sie aufgeweitet werden (vgl. Bild 45). Das Größenverhältnis von innerer zu äußerer Fließfläche bleibt immer gleich groß. Findet eine Schrumpfung der Grenzfließfläche statt, so schrumpft die innere Fließfläche um dasselbe Maß. Gleichzeitig wandert die innere Fließfläche mit der schrumpfenden Grenzfließfläche nach innen mit.

Für das Stoffgesetz nach BREINLINGER (1989) werden für die Definition des Stoffes insgesamt 14 Parameter benötigt, deren umfangreiche Festlegung vom genannten Autor in der *Mitteilung 30 (1989)* des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart ausführlich beschrieben wird. Für jedes Element mit diesem Stoffgesetz werden weiterhin noch die Konsolidationsspannung, die Parameter für den Ausgangsspannungszustand und die Lage der inneren Fließfläche benötigt. Die Bestimmung dieser Parameter, die nur zu einem kleinen Teil aus Standard-Laborversuchen gewonnen werden können, gestaltet sich recht aufwendig. In Abschnitt 12.1 wird näher auf deren Bestimmung sowie die der FE-Analyse zugrundeliegenden Größen eingegangen.

Die nachfolgend dargestellten Ergebnisse der Finite-Element-Studie beziehen sich ausschließlich auf Auswertungen von Rechenläufen mit dem zuletzt vorgestellten nichtlinearen Stoffgesetz nach Breinlinger, da die beiden anderen Stoffgesetze kein realistisches Materialverhalten des "Mediums" Boden wiedergeben können.

Ergebnisse der FE-Studie

Vergleicht man die Plots der Vertikalverschiebungen mit bzw. ohne Geogitter miteinander, ist durch den Einfluß des Geogitters auch in der Kompressibilität des Tons eine positive Wirkung des Geogitters zu beobachten.

Der Körper wird ohne Geogitter (Bild 46) doppelt so stark durchgebogen (2,0 cm) wie mit Gitter (1,0 cm, vgl. Bild 47).

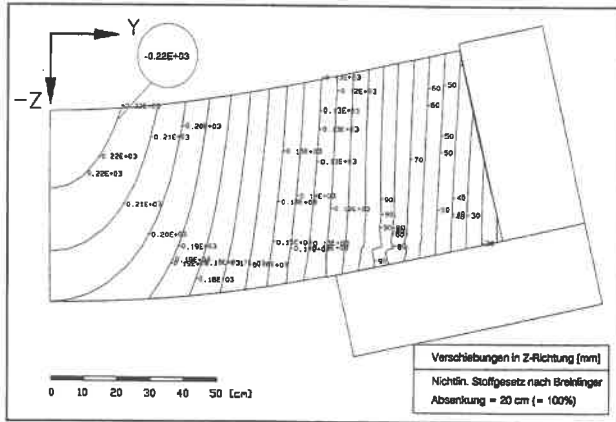


Bild 46: Vertikalverschiebungen ohne Geogitter (max. 20+2 cm)

Anhand der Hauptspannungsplots vom Ausgangszustand (hier nicht abgebildet) zeigte sich, daß die bloße Belastung mit 100 kN/m² als Auflast auf das Modell so gut wie keine Horizontalkräfte im Modell hervorruft, der Körper also nicht "auseinanderfließt".

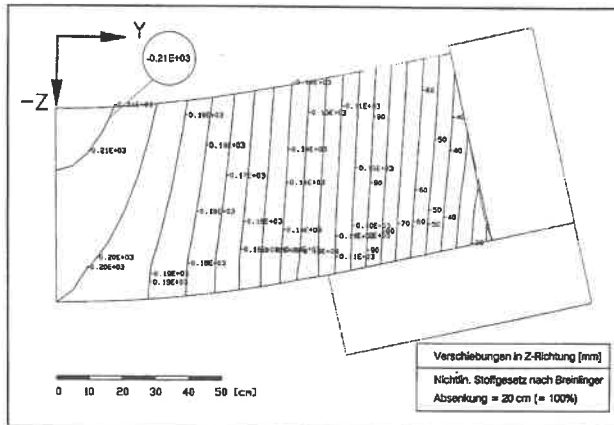


Bild 47: Vertikalverschiebungen mit Geogitter (max. 20+1 cm)

Erst wenn mit dem Absenken begonnen wird, werden durch die dadurch entstehenden Verformungen nennenswerte Horizontalspannungen erzeugt. Noch deutlicher kann man dieses Verhalten in den Isolinienplots zu den Horizontalspannungen sehen (s. Bild 49 und Bild 50). Als weiteres fällt die zunehmende starke Nichtlinearität der Spannungsverläufe auf. Dieses zeigen in Bild 48 die über dem Querschnitt aufgetragenen Horizontalspannungen.

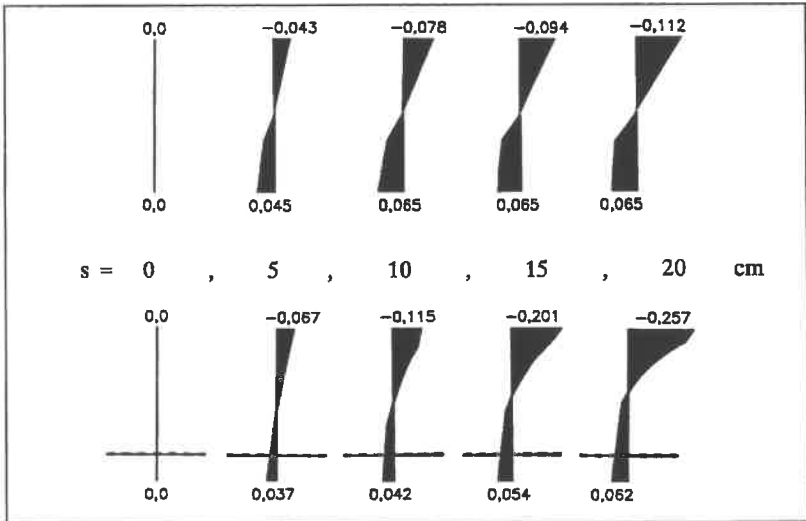


Bild 48: Horizontalspannungen σ_{yy} [MN/m²] im Ton bei Absenkung s [cm]

Bei einer Absenkung von 5 cm werden die nichtlinearen Terme noch nicht aktiviert. Die auftretenden Spannungen bewegen sich noch innerhalb der inneren Fließfläche, in der das linear-elastische Stoffgesetz gilt. Erst ab einer Absenkung um 10 cm kann ein nichtlinearer Einfluß festgestellt werden. Hier ist die Grenze der inneren Fließfläche erreicht worden. Durch Verschieben der inneren Fließfläche entstehen bleibende plastische Verformungen und somit nichtlineare Spannungsanteile. Während die Zugspannungen im Boden nur einen geringen Zuwachs aufweisen, kann man im Druckbereich des Tonkörpers eine starke Zunahme feststellen. In Abhängigkeit davon läßt sich abschätzen, wieviel Zugspannungen das Geogitter aufnehmen muß, um das Kräftegleichgewicht zu erfüllen.

Bei der Gegenüberstellung dieser Spannungsverläufe fällt auf, daß beim Tonkörpers schon nach einer Absenkung um 10 cm die maximal aufnehmbare Spannung erreicht ist, die nicht weiter gesteigert werden kann (Auftreten von Rissen bei $s > 5$ cm bei Proben ohne Gitter).

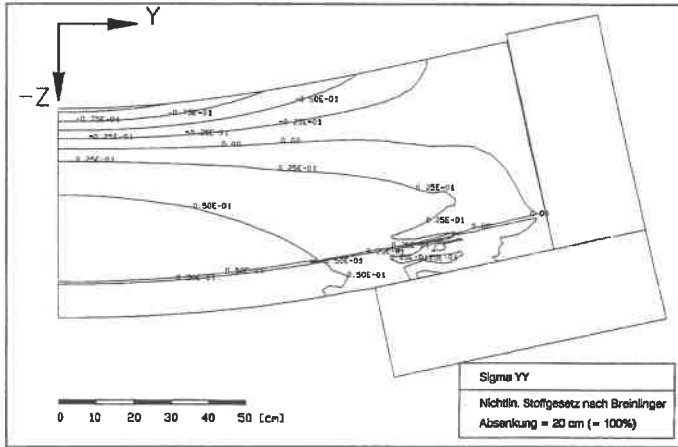


Bild 49: Horizontalspannungsverlauf ohne Geogitter

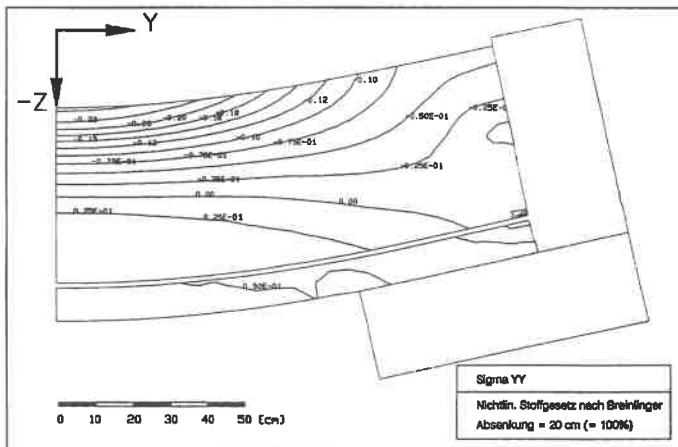


Bild 50: Horizontalspannungsverlauf mit Geogitter

Bei den Vertikalspannungen fallen vor allem zwei Bereiche auf: Zum einen der Endbereich des Geogitters und zum anderen der Bereich in der näheren Umgebung der Symmetrieachse (vgl. Bild 51 und Bild 52).

Die Stahlspannungen wurden ausgeblendet, da sie auf den Kräfte- bzw. Spannungsverlauf im Boden keinen Einfluß haben und die Körper nur über Verschiebungen miteinander gekoppelt sind.

Eine sehr starke Kraftkonzentration findet im Endbereich statt. Hier treten im Verankerungsbereich Vertikalspannungen von über $1,5 \text{ MN/m}^2$ auf (wg. Überlagerung der Isolines nicht mehr erkennbar).

Die Auflast beträgt, wie in Bild 41 dargestellt, $0,1 \text{ MN/m}^2$. Über ca. 15 cm wird die Zugkraft im Geogitter auf einer recht kurzen Strecke in den Boden eingeleitet. Dies erklärt auch die hohe Konzentration der Vertikalspannungen. Im Bereich um die Systemachse hingegen findet eine Entlastung des Bodens statt.

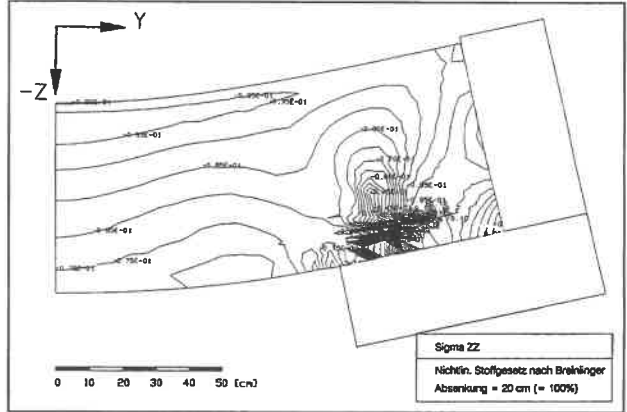


Bild 51: Vertikalspannungsverlauf ohne Geogitter

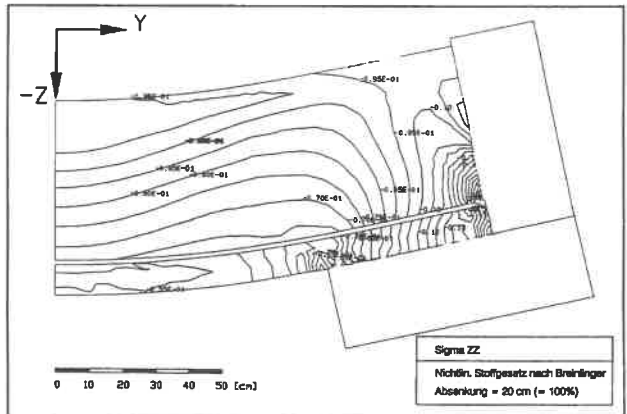


Bild 52: Vertikalspannungsverlauf mit Geogitter

Durch eine gewölbeförmige Tragwirkung mit dem Geogitter als Zugband wird der Boden unter dem Bogen bis zu 35 % entlastet, wie in Bild 53 schematisch dargestellt ist. Diese Tragwirkung bewirkt allerdings zum anderen auch, daß im Auflagerbereich die Vertikalspannungen verstärkt werden.

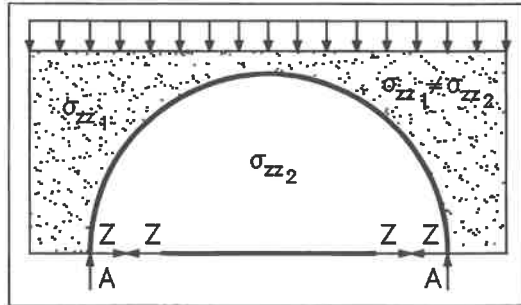


Bild 53: Gewölbewirkung mit Geogitter

Wird die FE-Analyse ohne Geogitter durchgeführt (s. Bild 51), treten verschiedene Entlastungszustände auch im Boden auf. Eine Abnahme der Vertikalspannungen direkt über dem Auflager läßt sich durch die Reibung Boden - Stahl erklären, wobei die Reibung das für einen Druckbogen notwendige Zugband ersetzt. Auffallend ist, daß der Boden selbst ohne Geogitter noch Zugkräfte aufnehmen kann und sich in der Mitte um die Symmetrieachse herum ebenfalls eine Gewölbewirkung zeigt. Der Boden wird an dieser Stelle um bis zu 25 % entlastet.

Der kritischste Punkt bei den Schubspannungen ist das Auflager. In der Mitte einer gedachten Linie, ausgehend von der linken Ecke des Auflagers zur rechten oberen, bildet sich ein Schubspannungsmaximum aus. In diesem kreisförmigen Bereich wird der Boden am stärksten beansprucht.

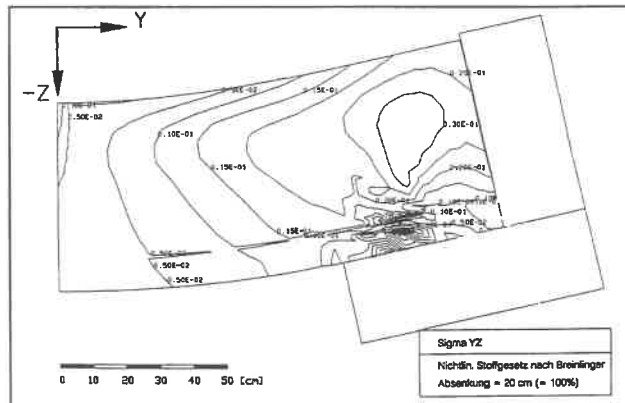


Bild 54: Schubspannungsverlauf ohne Geogitter

Bei einer Berechnung mit Geogitter ist dieser Bereich wesentlich ausgeprägter (max. 0,045 MN/m², s. Bild 55) als bei einer Analyse ohne Geogitter (max. 0,03 MN/m², s. Bild 54).

Die stärkste Auswirkung hat das Geogitter auf die horizontale Verschiebungen. Tritt bei einer Analyse mit Geogitter im Auflagerbereich eine maximale Verschiebung des Bodens von 50 mm auf (s. Bild 57), so sind ohne Geogitter 90 mm horizontale Bewegung zu beobachten (s. Bild 56)

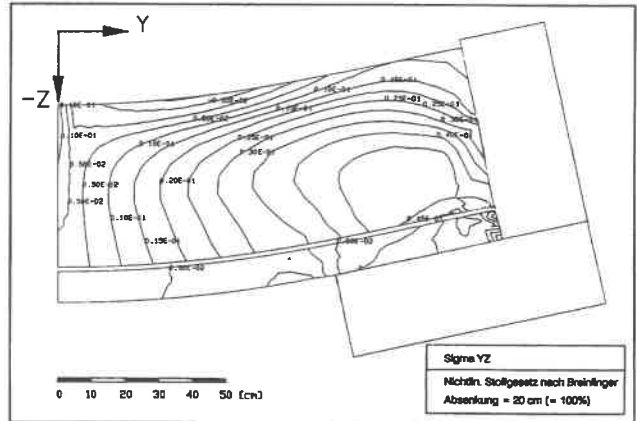


Bild 55: Schubspannungsverlauf mit Geogitter

[Die hier aus Platzgründen nur verkleinert abgebildeten Plots wurden im FORSCHUNGSBERICHT PWAD (1991) im DIN A5-Format veröffentlicht.]

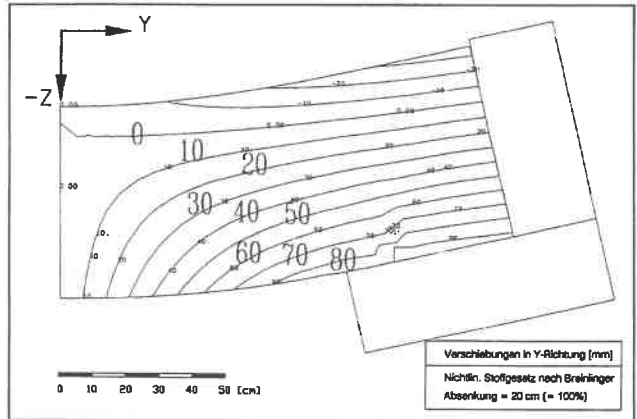


Bild 56: Horizontalverschiebungen ohne Geogitter

In der Studie konnte beobachtet werden, wie gut sich das nichtlineare Stoffgesetz nach BREINLINGER im Gegensatz zu den anfänglich verwendeten (*Hooke* und *von Mises*) für Berechnungen in den gezeigten Bereichen eignet. Mit zunehmender Eignung des Stoffgesetzes muß allerdings gleichzeitig eine Verschlechterung der Bedienungsfreundlichkeit und eine Erhöhung der Fehleranfälligkeit in Kauf genommen werden.

Da bei FE-Analysen von Böden der Bereich der infinitesimal kleinen Verformungen sehr schnell verlassen und der Boden im Grenzbereich belastet wird, sind zur zutreffenden Beschreibung des Materialverhaltens Stoffgesetze einzusetzen, die folgende Bedingungen erfüllen:

- Zugspannungen nur, sofern sie kleine Werte einhalten
- Begrenzung von sehr großen Druckkräften
- Steigerung der maximal möglichen Druckkraft nur bei gleichzeitigem Steigen des allseitigen Druckes (Tütenform der Fließfläche)

So sind Stoffgesetze wie die nach *Breinlinger*, *Drucker-Prager* und *Mohr-Coulomb* für derartige Analysen gut geeignet.

Da das Stoffgesetz nach *Breinlinger* zudem durch Unterteilung des Stoffverhaltens in eine innere Fließfläche und eine Grenzfließfläche das Materialverhalten erheblich besser nachbildet als ein innerhalb der Fließfläche linearelastisches Verhalten, wie bei *Drucker-Prager* und *Mohr-Coulomb*, ist es allen genannten eindeutig vorzuziehen.

Nach Auswertung der FE-Studie konnten mehrere Parallelen zum realen Modell festgestellt werden:

So traten, wie auch in der Berechnung, Einbuchtungen im Ton in Höhe des Geogitters auf. Sie werden, wie zuvor schon erläutert, durch Einleitung der Zugkräfte des Geogitters in den Boden verursacht. Durch Auswertung des Kräfteverlaufs der Pressen an der Unterkante des Modells wurde die in der Simulation gefundene Bogentragwirkung bestätigt. Auch das Maß der Kompression des Tonkörpers weist im Modellversuch und in der Rechnung übereinstimmende Werte auf. Die FE-Berechnungen bestätigten letztlich die Entlastung der Zugzone beim bewehrten Modell und die Konzentration der Zugspannungen in der Geotextilebene.

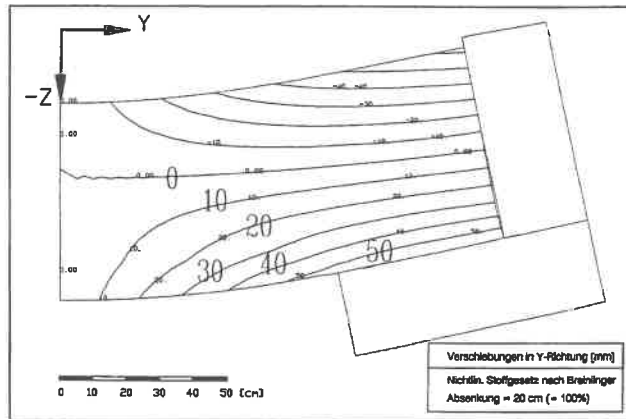


Bild 57: Horizontalverschiebungen mit Geogitter

5. Feldversuche mit Geotextilien

Die geplanten Großversuche zur Untersuchung der Interaktion von Geokunststoffen in bindigen Böden bedingten eine klare Abgrenzung hinsichtlich zweier Bedingungen:

- Die zu induzierenden Spannungszustände und die daraus resultierenden Verformungen wurden eindeutig definiert. Randbedingungen waren die Begrenzungen der Tiefe und der Ränder einer Öffnung, die mit den Geokunststoffen überspannt werden sollte. Der Steifigkeitsunterschied zwischen Grubenrand und Füllmaterial mußte aus diesem Grund ausreichend groß gewählt werden.
- Das bindige Versuchsmaterial sollte wegen der Vergleichbarkeit ähnliche bodenmechanische Kennwerte besitzen wie die Böden, die gem. LAGA-MERKBLATT M3 (1990) und GDA-EMPFEHLUNGEN (1990) als Dichtungsmaterial eingebaut werden dürfen. Dieser Boden mußte in Verbindung mit dem o.g. felsähnlichen Untergrund während der Versuche in ausreichender Menge und gleichbleibender Zusammensetzung verfügbar sein.

Einzelnen wären diese Bedingungen einfach realisierbar gewesen, doch die Kombination von dünner bindiger Auflage auf geeignetem felsigem Untergrund in erreichbarer Nähe von Stuttgart schränkte die Suche nach einem geeigneten Versuchsfeld stark ein. Teils war der Füllboden dem Fels in zu großer Mächtigkeit überlagert, teils stand der Fels in zu starker Verwitterung an, so daß mit Abplatzungen beim Ausheben der Grube gerechnet werden mußte. Zudem brachte die Bedingung, das geeignete Gelände mindestens 15 Monate anzumieten, bei einigen Besitzern Platzprobleme und ließ somit die Wahl als Versuchsfeld scheitern.

5.1 Lage und Geologie des Versuchsgeländes

Als gut geeignetes Versuchsgelände wurde schließlich der Steinbruch der *Fa. Bopp in Ilsfeld*, ca. 8 km südl. von Heilbronn in Nord-Württemberg (R: 35 15 800, H: 54 35 480), gefunden (s. Bild 58). Im weitläufigen Areal des Steinbruches wurde dem Institut eine Parzelle ausgewiesen, wo die Versuchsdurchführung über 15 Monate den Steinbruchbetrieb nicht behinderte. Die sehr positive Zusammenarbeit mit dem Betreiber ermöglichte auch die Nutzung von Großgeräten wie Bagger, Radlader und Bohrgeräten, was bei der Vorbereitung des Versuchsfeldes von großem Nutzen war.

Das nach der geographisch Gliederung dem *Neckarbecken* zuzurechnende Gebiet um

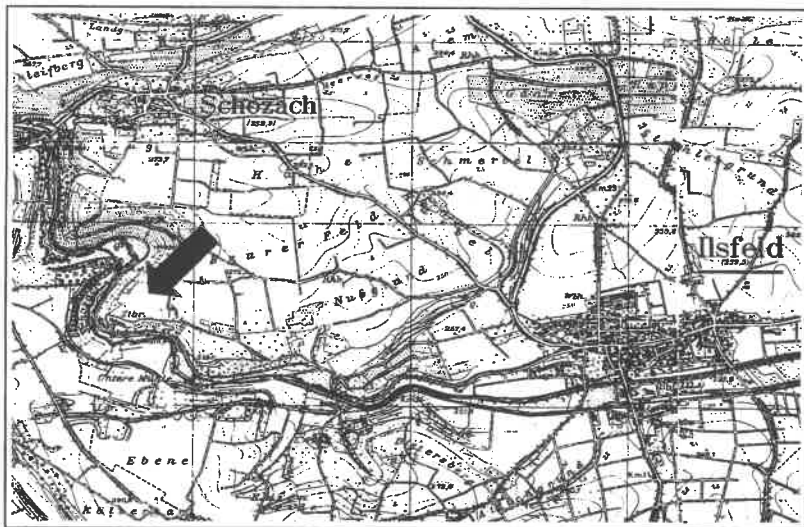


Bild 58: Übersicht über Ilsfeld und den Steinbruch Bopp
(aus: Geol. Karte 6921)

Schozach/Ilsfeld/Auenstein liegt auf den Schozachplatten (s. Bild 59). Der Unterbau der überwiegend Löß-/Lößlehm-Hochflächen besteht hier aus Unterem Keuper. Das angrenzende Schozachtal ist im unteren Teil mit beträchtlichem Gefälle in den Oberen Muschelkalk eingeschnitten (vgl. GEOLOG. LANDESAMT 1984).

In Bild 60 wird die ungefähre Schichtenfolge in diesem Gebiet dargestellt. Die Lage der Versuchsgrube im Steinbruch ist geologisch im Oberen Muschelkalk (mo) einzuordnen. Die darüber anstehenden Schichten und die Lößüberdeckung, die nicht immer so vollständig im Gebiet um Ilsfeld vertreten sind, wurden abgebaut, um den Muschelkalkhorizont (70-90 m Mächtigkeit) zu erreichen.



Bild 59: Naturräumliche Gliederung
(aus: Geol. Landesamt 1984)

Der durch den Abbau in Bermen abgetrepte Steinbruch ermöglichte einen vollständigen Einblick auf die angesprochene Schichtung.

Während des damaligen Abbaufortschrittes auf der obersten Berme wurde im Oberen Muschelkalk gerade ein Blaukalkhorizont angeschnitten, der hier das Ausgangsmaterial des Steinbruchbetriebes darstellt. Je nach Bedarf wird der Rohstoff zu Gesteinsmehl, Sanden, Splitten, Schottern bis hin zu Wasserbausteinen verarbeitet.

In diesem unverwitterten, sehr harten Gestein konnte die Versuchsgrube hergestellt werden.

Der als Füllmaterial der Grube gut geeignete Löß, der den Muschelkalk überdeckt, wurde vom Rand des Steinbruchs abgebaut und neben der Versuchsgrube gelagert. Nachträglich stellte sich die exponierte Lage des Versuchsfeldes auf der ersten Berme wegen der großen Windangriffsfläche bei den Frühjahrsstürmen 1990 als nachteilig heraus, was aber auf Grund der o.g. sonst positiven Beurteilung hingenommen werden mußte.

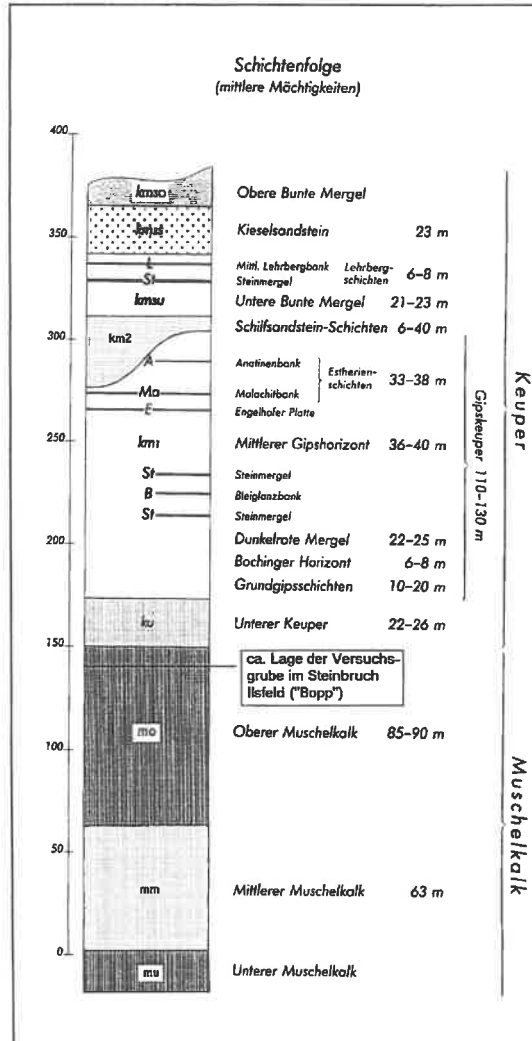


Bild 60: Schichtenfolge des Gebirges im Raum Großbottwar (aus: Geol. Karte 6921)

5.2 Dokumentation des Versuchsmaterials

"Der Löß ist ein Sediment mit eindeutigem Korngrößenmaximum in der Fraktion 0,06-0,02 mm (Staub, Grobschluff, coarse silt), meist schichtungslos, karbonathaltig und mit stark ausgeprägtem Kapillargefüge. Die Farbe ist im trockenem Zustand in der Regel gelb bis braungelb. Sein Profil läßt Rückschlüsse auf die klimatischen Verhältnisse während des Pleistozäns zu" (vgl. GEOLOG. LANDESAMT 1984). Die in Tabelle 3 aufgeführten Kennwerte stellen überwiegend Mittelwerte der aufgeführten Anzahl von Einzelversuchen dar, die am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart durchgeführt wurden.

Kennwerte	Abk.	Einh.	Löß	Anzahl	Standard-Abw.
nat. Wassergehalt	w_n	[%]	18,7	65	2,11
Fließgrenze	w_L	[%]	30,7	15	2,93
Ausrollgrenze	w_P	[%]	15,9	15	1,35
Plastizitätszahl	I_P	[%]	15,1	15	1,13
Konsistenzzahl	I_C	[-]	0,79	15	0,07
Zustandsform			steif		
Plastizität			TL		
Kornkennzahl			20/72/8/0	5	
Trockenwichte	γ_d	[kN/m ³]	18,1	4	0,72
Feuchtwichte	γ	[kN/m ³]	21,2	4	0,94
Kornwichte	γ_s	[kN/m ³]	26,9	4	0,17
Proctorwichte	γ_{Pr}	[kN/m ³]	18,0	6	0,27
Proctorwassergehalt	w_{Pr}	[%]	16,2	6	0,24
Glühverlust	V_{gl}	[%]	3,1	3	0,15
Kalkgehalt	V_{ca}	[%]	11,5	4	0,36
Scherparameter im Triax (CD)	φ'	[°]	29,4	3	1,22
	c'	[kN/m ²]	45,3	3	3,97
Scherpar. im Kastenscher- versuch ($v=0,016\text{mm/min}$)	φ'	[°]	31,0	3	1,73
	c'	[kN/m ²]	29,0	3	3,49

Tabelle 3: Zusammenstellung der Bodenkennwerte Löß

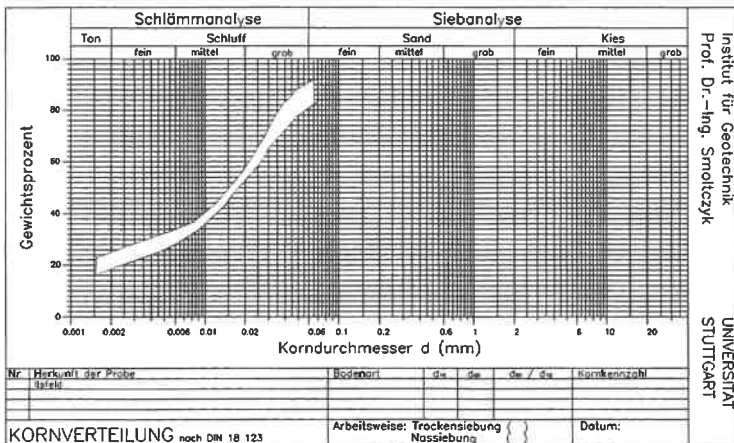


Bild 61: Bandbreite der Kornverteilung von Lößproben aus Ilsfeld

Der zur Verfügung stehende Löß besitzt mit ca. 20% Tonanteil (s. Bild 61), einer nur selten weichen, sonst überwiegend steifen Konsistenz und der Kornkennzahl 20/72/8/0 (s. Tab. 3) ausreichende Eigenschaften, um als Dichtungsmaterial nach Kap. 3.2 gelten zu können.

Die durchschnittliche Einbaudichte des Versuchsbodens betrug $\rho_d = 1,243 \text{ g/cm}^3$, die mittlere Ausbaudichte ρ_d betrug $1,655 \text{ g/cm}^3$.

Im Laufe der Versuche hat das Material seinen natürlichen Wassergehalt um $\pm 5\%$ verändert, da durch starke Niederschläge während des Versuchsablaufes in den Randbereichen der Grube eine Durchfeuchtung stattfand und bei ausgeräumter Versuchsrube der Löß (pro Versuch ca. 40 m^3) seitlich ohne Abdeckung zum Trocknen gelagert werden mußte.

Bei der Darstellung der Ergebnisse in Kap. 5.5 wird auf diese Veränderung des Materials bei der Bewertung der Bewehrungswirkung noch weiter eingegangen.

5.3 Beschreibung des Versuchsstandes

Bei den Versuchen sollte untersucht werden, welchen Bewehrungseinfluß unterschiedliche Geotextilien, eingelegt in eine bindige Schicht, zur Überbrückung von Unstetigkeitsstellen im Boden besitzen. Die Initial-Verformungen wurden durch Pressen über dem mittleren Feld eingeleitet, die Randfelder haben allein die Funktion, über die Einspannung mittels Pressen eine unendliche Verankerungslänge zu simulieren (s. Bild 62).

5.3.1 Versuchsfeld

Auf einer Berme im oberen Teil des Steinbruchs, wo die den Muschelkalk überlagernden Schichten bereits abgetragen waren, wurde mit Hilfe von Sprengtechnik und Meißelbagger eine Grube mit den Maßen 6/3/2 m (l/b/t) ausgebrochen. Die Wände konnten dabei nahezu senkrecht ausgearbeitet werden, was für die späteren Versuche von großer Bedeutung war. In den Bild 62 und Bild 63 sind die Systemschnitte dargestellt.

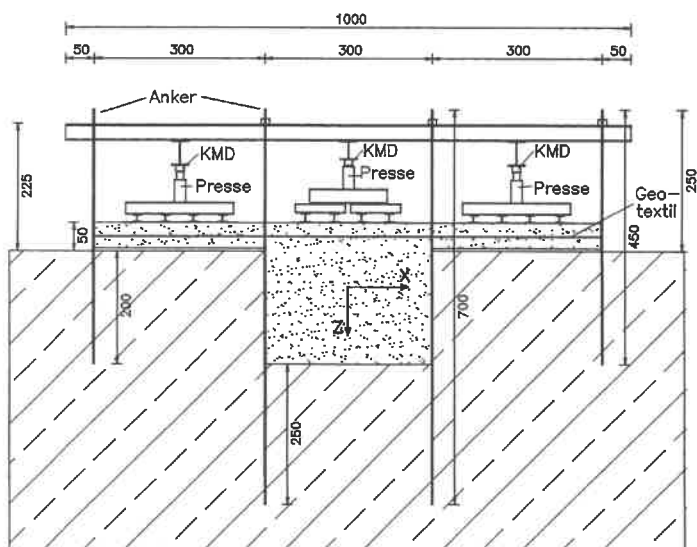


Bild 62: Längsschnitt durch die Versuchsgrube (Maße in cm)

Diese Grube stellt den zu simulierenden Hohlraum (= Unstetigkeitsstelle durch Verkarstung, Dolinenfall etc.) des Untergrundes dar. Mit den Einbindelängen von 2 bzw. 7 m wurden 2x4 Anker im felsartig festen Muschelkalk eingesetzt und verpreßt, um die 10 m langen Stahlträger bei aufgebrachter Belastung gegen Abheben zu sichern.

Aus statischen Gründen wurden diese an den Rändern in 2 m Höhe aufgeständert, was im Schnitt in Bild 62 zur Verdeutlichung des Systems nicht eingezeichnet wurde.

In Kap. 12.2 (Fotodokumentation) werden Bilder vorgestellt, die das Entstehen der Grube und der Belastungsrahmen sowie das zum Schutz vor der Bewitterung aufgestellte Zelt über der Versuchseinrichtung dokumentieren. Eine Längswand des Zeltes konnte geöffnet werden, um mit dem Baggerlöffel die Grube und die beiden Randbereiche zu erreichen (s. Bild 62).

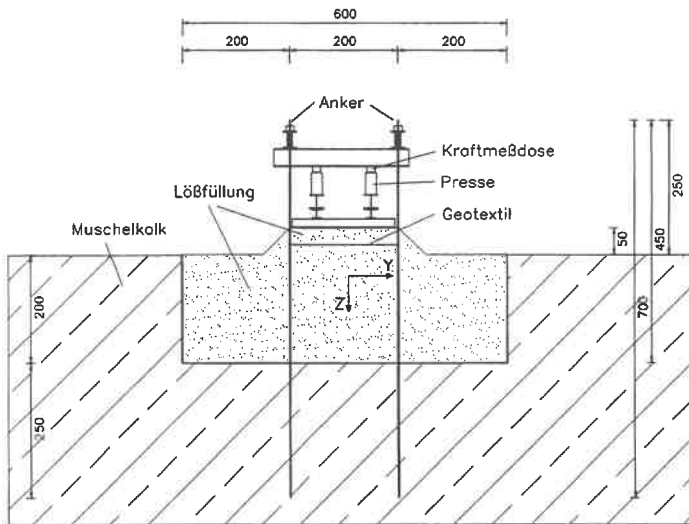


Bild 63: Querschnitt durch die Versuchsgrube (Maße in cm)

Der Aushub der Grube wurde etwas tiefer als 2 m vorgenommen, um eine Schottererschicht und eine dünne Geotextil als Entwässerungsschicht einbauen zu können. Beim Ausmeißeln wurde vermutlich eine Kluft angeschnitten, so konnte seitlich eindringendes Regenwasser direkt abfließen. Da die Grube im Laufe der Versuche mehrfach mit Lößmaterial befüllt und wieder ausgebagert werden mußte, diente die Schottererschicht auch gleichzeitig als Ausgleichsschicht des unebenen Grubenbodens.

5.3.2 Belastungseinrichtung und -steuerung

Die Simulation einer begrenzten flächigen Auflast auf die mit Löß gefüllte und mit wechselnden Geotextilien überspannten Grube in Höhe von $Q = 100 \text{ kN/m}^2$ wurde durch zwei hydraulische Pressen eingeleitet (s. Bild 64 und Bild 65). Der Aufbau der Belastungseinrichtung (von oben nach unten) gestaltete sich wie folgt:

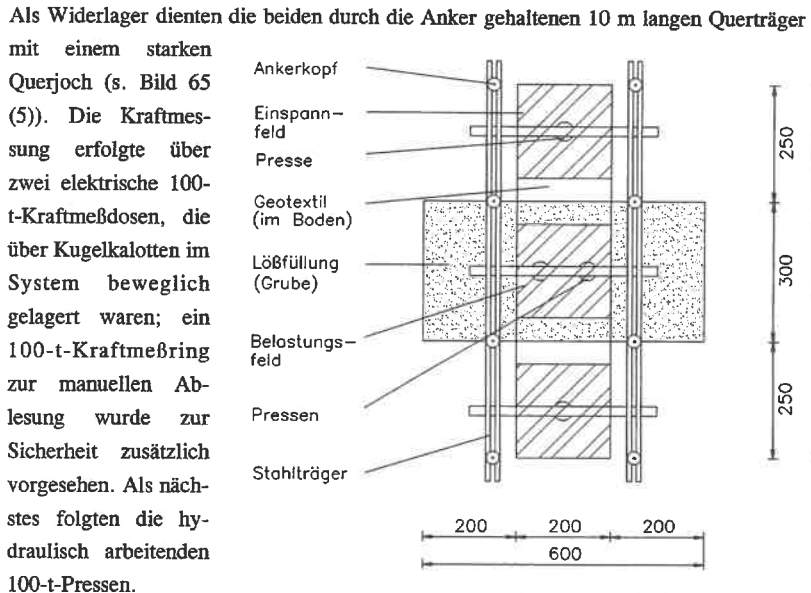


Bild 64: Draufsicht auf das Versuchsfeld (Maße in cm)

Die Lastverteilung übernahm ein System, bestehend aus (s. Bild 65):

- vier Stahlplatten (1) mit den Maßen 2x0,5 m), die das 2x2 m große Belastungsfeld auf der Löfüllung bilden,
- je Stahlplatte ein 2m langer Träger (2) zur Einleitung der Kraft über die volle Plattenlänge,
- quer dazu jeweils zwei kurze Stahlträger (3),
- sowie je ein Träger (4), auf dem die Pressen aufgestellt wurden.

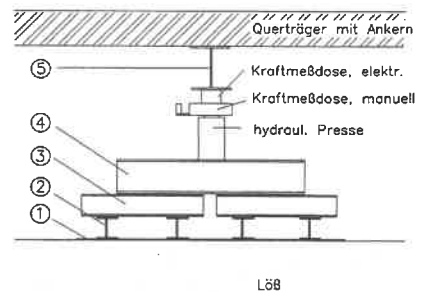


Bild 65: Detail Belastungseinrichtung

Zwischen den über Kreuz aufgelegten Stahlträgern wurden Rundeisen zur gelenkigen Lagerung aufgeschweißt. Dadurch war das System in der Lage, sich den Verformungen des Füllmaterial anzupassen, ohne daß sich die Belastungsfläche änderte (Wägebalken-Lagerung). Das I-Profil (5) diente beiden Pressen als oberes Lager.

Die Breite der Belastungsplatten über die Grube ($b=3$ m) wurde mit 2 m so gewählt, daß bis zu den Grubenrändern auf jeder Seite 0,5 m unbelastet blieben. Auf diese Weise wurde gewährleistet, daß sich bei den bewehrten Versuchen eine Zone ausbilden konnte, in der Boden und Geotextil (angenehert) kreisförmig ausgelenkt wurden (s. Bild 66).

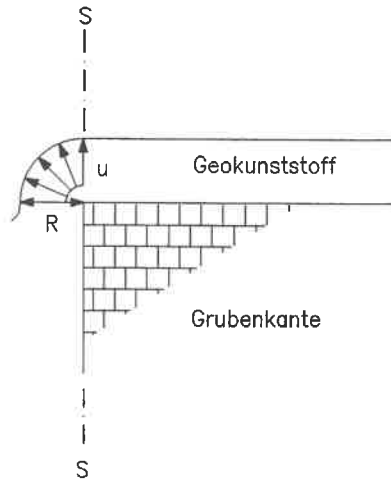


Bild 66: Senkrechter Schnitt durch Kantenbereich

Die Anordnung der Belastungseinrichtung über den beiden seitlichen Einspann-Feldern wurde vergleichbar zum Mittelfeld vorgenommen. Der einzige Unterschied war, daß nur jeweils eine Presse zur Mobilisierung der Auflast Q_l und $Q_r = 100$ kN/m² eingesetzt wurde. Diese Einspannung des Geotextils sollte lediglich einen langen Verankerungsbereich simulieren, um ein Einziehen des Geotextils bei Belastung des Mittelfeldes in die Grube zu verhindern.

Die Größenordnung der Flächenlast wurde als Kompromiß zwischen einer real existierenden Größe (z.B. bei befüllten Deponien, geschütteten Dämmen) und der technischen Umsetzbarkeit in den Versuchsstand gewählt. Die Grenzen beim Versuchsstand lagen zum einen in der max. erzeugbaren Pressenlast der Hydraulikpressen, zum anderen in der max. Ankerbelastung der acht Anker und deren Verpreßkörpern im Muschelkalk (s. Bild 62).

Ohne den Versuchsergebnissen vorzugreifen, soll hier schon erwähnt werden, daß die Einspannung der Randfelder das Einziehen der Geokunststoffe in der geplanten Weise verhinderte und die Ausbildung der Setzungsmulde unter dem Belastungsfeld nur aus der Dehnung des jeweiligen Geokunststoffes resultierte.

Alle 11 Versuche wurden kraftgesteuert durchgeführt, d.h. die Belastung des Mittelfeldes wurde in Zeitschritten von 4 bzw. 6 Stunden bei Lastintervallen von 10 kN/m² im Bereich von 0 bis 100 kN/m² mit schrittweise konstant gehaltener Auflast vorgenommen.

Jede der vier eingesetzten Belastungspressen konnte separat abgelesen und über Feinsteuerventile geregelt werden, was eine gezielte Lastaufbringung und exaktes Nachjustieren der Vorgabewerte ermöglichte.

5.3.3 Meßgeräte, Meßwerterfassung und -verarbeitung

Die Erfassung der Versuchsdaten mit den dabei eingesetzten Geräten kann in vier Gruppen eingeteilt werden:

- Verformungsmessung	- Kraftmessung
- Erddruckmessung	- Setzungsmessung

Die große Anzahl der Meßstellen konnte nur durch den Einsatz einer Vielkanal-Meßanlage mit einem 16-Bit Analog/Digitalwandler realisiert werden, an die alle im folgenden Text genannten Meßgeräte angeschlossen wurden. Die umgewandelten Meßsignale wurden zur Datenspeicherung an einen PC weitergeleitet. Pro Versuch wurden i.M. 25.000 einzelne Meßdaten erfasst, protokolliert und teils unmittelbar vor Ort, teils später ausgewertet.

1) Verformungsmessung

Der Erfassung der Verformungen wurde bei der Versuchsdurchführung die größte Bedeutung zugemessen, da in der Themenstellung die Reduzierung der beanspruchten Bodenbereiche im Vordergrund stand.

Als Meßgeräte wurden gewöhnliche Wegaufnehmer unterschiedlicher Baulänge, je nach Einsatzort, verwendet. Diese arbeiten nach dem Potentiometer-Prinzip, d.h. ein eingeleiteter Meßstrom konstanter Größe wird ausgesandt und vom ausgelenkten Geber wieder abgefragt. Die Spannungsdifferenz, multipliziert mit einem vor den Versuchen ermittelten Eichfaktor, ergibt den Auslenkungsbetrag (z.B. in der Einheit [cm]). Die Messung der Vertikalverschiebungen des Belastungsfeldes (2x2 m) wurden auf den Belastungseinrichtungen (Stahlträgern ohne eigene Biegeverformungsanteile) durch Potentiometer mit einer Meßlänge von 36 cm mit dem Abstand $b=0,50$ m abgegriffen (s. Bild 67).

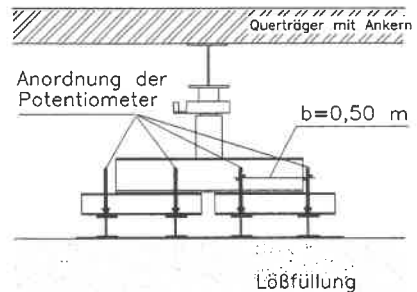


Bild 67: Detail Wegmessung

Die Lageveränderung (Schlupf) des eingelegten Geokunststoffes wurde jeweils durch 2 Potentiometer an beiden Stirnseiten registriert.

Die Messung der partiellen Dehnungsverläufe der verschiedenen Geokunststoffe war anfangs etwas problematisch, da die Erfassung dieser Größen üblicherweise mit Dehnmeßstreifen

(DMS) vorgenommen wird. Der Einsatz bei Geotextilien, deren Oberfläche meistens rauh ist, war damit unmöglich. Abhilfe wurde geschaffen durch eine unkonventionelle, aber sehr zuverlässig arbeitende Alternative. Auf den Geotextilien wurden "normale", sehr kleine Weggeber (Potentiometer) angeschraubt, die über eine Meßlänge $l_0=16$ cm gegen einen angebrachten Winkel die Dehnung Δl anzeigen. Die Geokunststoffbahnen wurden auf diese Weise partiell nur geringfügig gestört.

Zum Schutz vor Nässe, Auflast und Bodenmaterial wurde von oben Abdeckhauben aus Stahlblech über die Weggeber gesetzt, die auf einem Bodenblech unterhalb des Geotextils über Steckverbindungen mit Distanzstücken aufsäßen. So konnte die Dehnung an 16 ausgewählten Stellen der Geotextilbahnen auch unter der vollen Auflast von 100 kN/m^2 und in feuchter Umgebung gemessen werden (s. Bild 68).

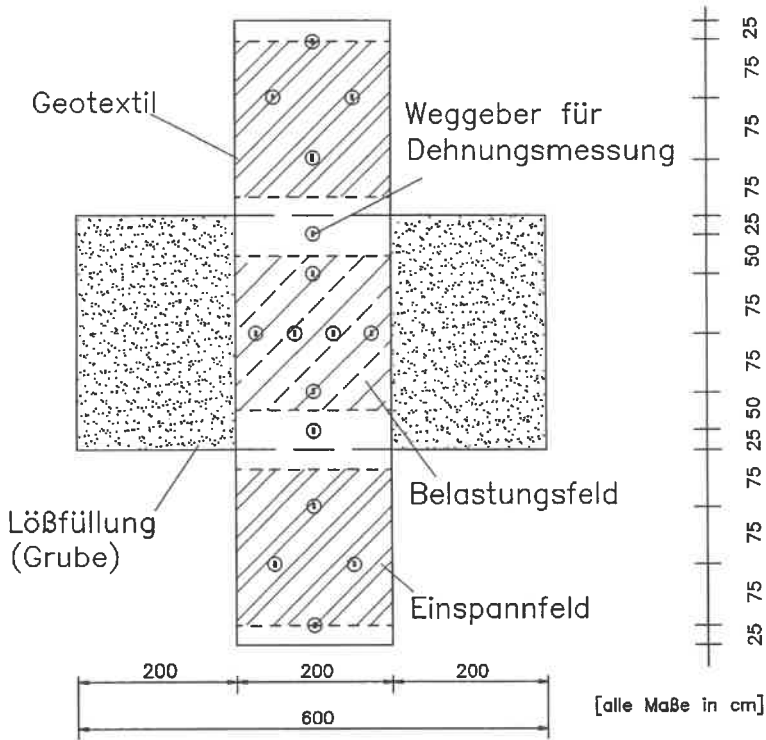


Bild 68: Position der Dehnungs-Meßgeber auf dem Geokunststoff (Draufsicht)

2) Kraftmessung

Bei der Durchführung von kraftgesteuerten Versuchen war es zwingend erforderlich, die aufgebrachte Belastung über dem Belastungs- und den Einspannfeldern kontinuierlich durch elektrische Kraftmeßdosen (s. Bild 65) zu protokollieren, um die Kräfte über angeschlossene Meßgeräte ständig auf dem Monitor beobachten zu können.

Es kamen dabei Meßdosen mit Maximallasten von 30- bzw. 100 to zum Einsatz.

Die Meßmethodik der nach dem DMS-Prinzip arbeitenden Kraftmeßdosen ist vergleichbar zu dem genannten Potentiometer-Meßverfahren.

3) Erddruckmessung

Die Reaktion des Füllbodens während der Belastungssteigerung (=Veränderung des Spannungszustandes σ_v und σ_H) in der Versuchsgrube war für die anschließende Nachrechnung der Versuche ebenfalls von Bedeutung.

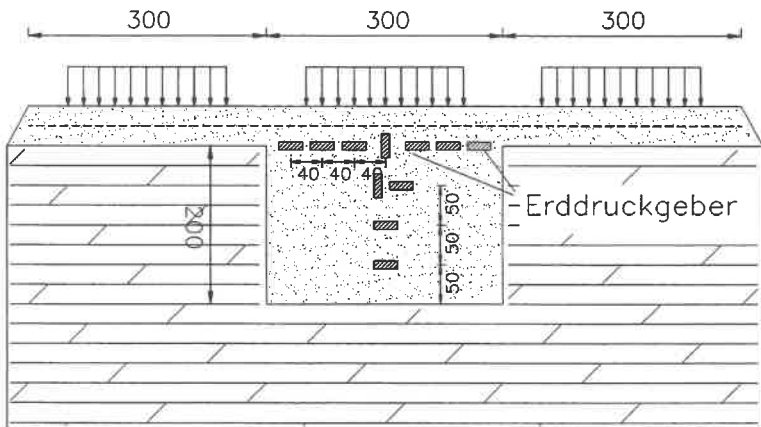


Bild 69: Lage der Erddruckgeber in der Versuchsgrube (Längsschnitt, Maße in cm)

Als Meßgeräte kamen hier 11 Stück der üblichen Ventilgeber für Erddruck mit Druckkissenmaßen von 10x20 cm und einer Belastbarkeit von 5 bar (Luftbetrieb) zum Einsatz. Dabei wurden 9 Geber horizontal und 2 Geber vertikal in unterschiedlichen Ebenen eingebaut (s. Bild 69).

Die Ventilgeber wurden über eine Umschaltgruppe an einen Luftmengenregler mit Zwangssteuerung angeschlossen. Durch einen Umbau des Steuergerätes konnte die Ablesung der Erddruckgeber ebenfalls automatisch über die Vielkanal-Meßanlage gesteuert werden.

4) Setzungsmessung

Zur Erfassung der effektiven Setzungsmulde in Höhe des Geokunststoffes reichte allein die Bestückung mit Weggebern an der Oberfläche (am Belastungssystem) nicht aus, da der locker geschüttete Lößboden ($h=0,50\text{ m}$) zwischen Belastungsplatten und Geokunststoff während des Versuchsablaufes verdichtet wurde.

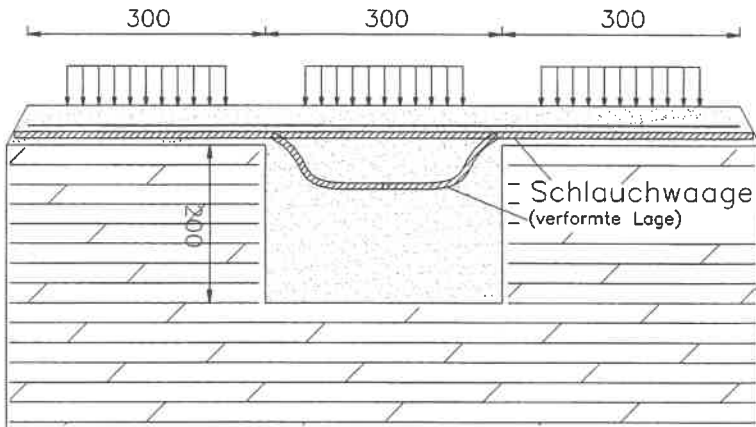


Bild 70: System der Schlauchwaage (Einbauzustand und während Versuch)

Aus diesem Grund wurde ein neues Meßsystem entwickelt, das die Grundprinzipien einer Schlauchwaagen-Messung nachempfunden. In die Lößschicht knapp oberhalb der Grube wurde ein Hüllrohr ($d=10\text{ cm}$) aus PVC mit Spiralbewehrung eingebaut. In diesem Rohr wurde ein mit Glycerin gefüllter PVC-Schlauch eingezogen, an dessen einem Ende ein empfindlicher Druckgeber angebracht war. Das andere Ende war mit einem stationären Ausgleichsbehälter verbunden. Vor der Belastung des Mittelfeldes wurde der innere Schlauch mit dem Meßgeber in Schritten von $0,5\text{ m}$ durch das noch unverformte Hüllrohr gezogen und jeweils eine Messung ausgeführt ("Null-Messung"). Die konstanten Meßwerte (=Druckhöhen in den jew. Punkten) dienen als Referenzmeßwerte. Diese Messungen wurden nach dem Versuchsbeginn stündlich durchgeführt, die veränderte Tiefenlage des Hüllrohres konnte über die Umrechnung:

$$[\text{Meßwert } (x(\ell), k(t)) - \text{Meßwert } (x(\ell), k(t=0))] \cdot \text{Eichfaktor} = \text{Setzung } (x(\ell), s(\ell)) \text{ [cm]}$$

- mit $x(\ell)$ = Ort der Messung
 $k(t)$ = Druckhöhe des Gebers (Absolutwert, während Belastung)
 $k(t=0)$ = Druckhöhe des Gebers (Startwert, Nullmessung)
 $s(\ell)$ = Absenkordinate des Hüllrohres bei $x(\ell)$ in [cm]

bestimmt werden.

Nach einigen Problemen (Versuche Nr. 3 und 4) lief das neue Meßsystem stabil und zeigte brauchbare Ergebnisse.

Die Meßsignale wurden über die genannte Datenerfassung zum PC geleitet.

Messung Nr. :		Weggeber				
Gruppe Nr. :	Kommentar :	Kanäle				[cm] Mittel :
		1	2	3	4	
4	WGB 1-4 Grid	0.02	0.08	0.07	0.07	0.039
5	WGB 5-8 Grid	0.08	0.12	0.09	0.02	0.056
6	WGB 9-12 Grid	0.07	0.08	0.03	0.00	0.046
7	WGB 13-16 Grid	0.08	0.02	0.01	0.03	0.035
8	WGB Mitte vorne	0.02	0.00	0.03	0.06	0.029
9	WGB Mitte hinten	0.01	0.04	0.05	0.03	0.039
10	WGB Einzug links	0.01	0.02			0.019
11	WGB Einzug recht	0.01	0.01			0.009

Zeit: 14:29:14 Datum: 4.11.1991 <ESC> = Ende <M> = Menu

Bild 71: Typische Bildschirmdarstellung des Meßprogrammes (hier: Wegmessung)

Das komplette PC-Programm zur Versuchssteuerung und Meßwerterfassung wurde am Institut individuell programmiert, um eine bestmögliche Anpassung an die Vielkanal-Meßanlage zu erreichen (s. Bild 71). Durch ein weiteres Programm konnte der komplexe Datensatz aller Versuchsdaten in einzelne Datenserien (z. Bsp. Zeit \leftrightarrow Kraftmeßdose Nr. x) aufgeteilt werden. Die Visualisierung der Meßdaten in Diagramme wurde mit verschiedenen Grafik- und Statistik-Programmen des Institutes auf der von den Förderungseinrichtungen dankenswerterweise zur Verfügung gestellten Hardware durchgeführt.

5.4 Versuchsdurchführung

Nach der Vorstellung des Versuchsstandes und der Meßwerterfassung folgt eine kurze Beschreibung eines typischen Versuchsablaufes. Einzelne Vorgänge sind in Kap. 12.2 (Fotodokumentation) zum besseren Verständnis durch Farbbilder dargestellt.

5.4.1 Versuchsvorbereitung

Der Befüllvorgang der Versuchsgrube mit einem seitlich gelagerten Lößboden wurde mit Hilfe eines Teleskop-Baggers durchgeführt. Durch die seitliche Öffnung der Zeltwand konnte der Boden mit der Baggerschaufel in lockerer Lagerung "eingerieselt" werden. Dabei wurde bei den 11 Versuchen im Durchschnitt eine Dichte $\rho_{\text{Einbau}} = 1,243 \text{ g/cm}^3$ erzielt.

Während des Einbaus wurden die 11 Erddruckgeber in ihre definierte Lage eingelegt und die Meßschläuche seitlich aus der Grube geführt.

Nachdem die Grube gefüllt war, wurden die beiden seitlichen Felder ($h=50 \text{ cm}$) aufgeschüttet. Nach 25 cm wurde das Hüllrohr für die Setzungsmessung in die Schüttung eingebettet und das Geotextil/Geogrid mit den darauf applizierten Weggebern zur Dehnungsmessung eingemessen und aufgelegt. Anschließend wurde das Bodenmaterial auf die volle Höhe von 50 cm aufgefüllt, durch Einbaulehren horizontal ausgerichtet und geglättet.

Es folgte der Aufbau des Belastungssystems (Stahlplatten und -träger, Pressen) auf dem Belastungsfeld und den Randfeldern, wobei darauf geachtet wurde, das Planum so wenig wie möglich zu verdichten.

Die Meßgeräte zur Kraft- und Wegmessung wurden im Anschluß daran montiert, alle Meßkabel an die Meßanlage angeschlossen und überprüft.

Um die bereits angesprochene Einspannwirkung des Geokunststoffes in den seitlichen Einspannfeldern zu erreichen, wurden die beiden Pressen auf die Last von 400 kN gefahren. Durch die Belastungsflächen von je 4 m^2 ergab sich daraus eine Flächenlast von je 100 kN/m^2 . Diese Belastung wurde ca. 4 Stunden vor dem Versuch konstant gehalten, um Nachsetzungen des locker geschütteten Bodens aufzufangen und die volle Einspannwirkung vom Versuchsstart an zu gewährleisten.

Diese Zeitspanne war ausreichend, da sich durch die geringe Schütthöhe von 50 cm auf dem Muschelkalkhorizont nur Initialsetzungen im Bereich von wenigen Zentimetern ergaben.

5.4.2 Versuchsablauf

Nach einer Null-Messung mit allen angeschlossenen Gebern wurde das Mittelfeld über den geschilderten Belastungsaufbau durch Aktivieren der beiden Pressen in Lastschritten von jeweils 10 kN/m^2 belastet.

Bei den Versuchen 1 - 4 betrug die Zeit zur nächsten Lasterhöhung 4 Stunden, bei den restlichen Versuchen 6 Stunden. Es zeigte sich bei den ersten Versuchen, daß nach der kürzeren Belastungszeit pro Laststufe die Setzung noch nicht vollständig abgeklungen war, was sich bei der Kurvendarstellung nach der Auswertung durch einen leichten Abfall der Zeit-Setzungslinie darstellte. Dieser Effekt wurde durch die 6-Stunden-Zyklen weitgehend ausgeschaltet.

Die Grenze der Belastungssteigerung mit $2 \times 40 \text{ t}$ der Seitenfelder und 44 t des Mittelfeldes (entspr. einer Flächenpressung von 110 kN/m^2) wurde durch das Widerlagersystem der Anker vorgegeben. Die Beanspruchung von ca. 15 t pro Verankerung stellte für die Einbindung in den Muschelkalk eine obere Grenze dar, die Zugfestigkeit des Ankerstahles hätte eine weitaus höhere Last zugelassen.

Eine weitere Begrenzung ergab sich bei den 10 m langen Querträgern, die nur an den Enden aufgelagert waren. Durch die wechselnde Beanspruchung aus dem Vorbelasten der Seitenfelder und gleichzeitiger Laststeigerung des Mittelfeldes über die Trägerlänge errechnete sich aus dem gewählten Versuchsaufbau bereits ein Doppel-U-Profil (U-320) mit einem Gesamtgewicht von $1,22 \text{ t}$ pro Träger.

Während eines Belastungszeitraumes wurden die Meßgeräte in unterschiedlichen Zeitintervallen abgefragt:

Meßgeräte	Zeitintervall Δt [min]
Kraftmeßdosen, Weggeber, Erddruckgeber	10
Setzungsmessung (Schlauchwaage)	60

Ein Meßvorgang dauerte ca. 5 min und lief (bis auf die Schlauchwaagen-Messung) automatisch ab.

Während einer Belastungsstufe wurde durch ständiges Nachsteuern der Pressen eine gleichmäßige Flächenlast erreicht, was sich wegen der Durchlaufträger-Wirkung der langen Querträger als recht schwierig erwies.

Nach 11 Laststeigerungen und ca. 66 Stunden Versuchszeit mit gleichartig ablaufenden Belastungszyklen wurde der Versuch beendet.

5.4.3 Versuchsende

Nach der letzten Messung wurden schrittweise die Auflast reduziert und die Pressen abgebaut. Alle Kraftmeßdosens und Wegmeßgeber wurden demontiert und gesäubert, das Meßgestell, an dem alle Weggeber um das Belastungsfeld montiert waren, und die Lastplatten wurden entfernt.

Bereits im Bereich des Planums wurden anschließend Proben zur Bestimmung der Ausbaudichte und des Wassergehaltes entnommen.

Die Position der Dehnungsmeßgeber auf dem Geokunststoff wurde nochmals vermessen, danach wurden diese abgebaut und auf Funktion kontrolliert.

Anschließend wurde der Geokunststoff auf Fehlstellen und Beschädigungen untersucht und das Material abgeräumt. Nach Abnehmen des Geokunststoffes wurde das Hüllrohr, in dem der Setzungsmeßgeber angeordnet war, freigelegt und die verformte Lage mit Lehren über die gesamte Länge aufgenommen und durch Fotografien eine nachträgliche überschlägliche Kontrolle gewährleistet.

Nach Öffnung der Zeltseite wurde schichtweise der verdichtete Füllboden aus der Grube geräumt, wobei ebenfalls Proben (UP) in unterschiedlichen Tiefen entnommen wurden.

Der Füllboden wurde seitlich gelagert und gegen Regenwasser durch Folien geschützt. Da durch die Stürme im Frühjahr 1990 das Zeltdach mehrfach zerstört wurde, mußte der Boden zweimal ausgetauscht werden. Regenwasser war während der Versuchsdurchführung in die Grube gesickert und hatte das Lößmaterial bereichsweise verklumpt.

5.5 Ausgewählte Versuchsergebnisse

5.5.1 Spezifische Bodenparameter

Die Auswahl der Versuchsergebnisse im folgenden Kapitel spiegelt das unterschiedliche Systemverhalten "bewehrt/unbewehrt" sowie "hohe/niedrige" Zugkraftaufnahme des beteiligten Geokunststoffes wieder.

In den nachfolgend aufgeführten Grafiken wird der schon erwähnte Umstand berücksichtigt, daß die Versuche mit teilweise unterschiedlichem Wassergehalt des Füllbodens durchgeführt werden mußten. Aus diesem Grund wird an den Anfang jeder Versuchsdarstellung zur bodenmechanischen Bewertung eine Tabelle mit den wichtigsten Daten des Lößmaterials gestellt. Aus diesen Daten und den nachfolgenden Diagrammen von Steife- und Bettungsmodul gegen den Wassergehalt läßt sich eine vergleichende Betrachtung über das Setzungs- und Bewehrungsverhalten aller bei den Versuchen benutzten Geokunststoffe ableiten.

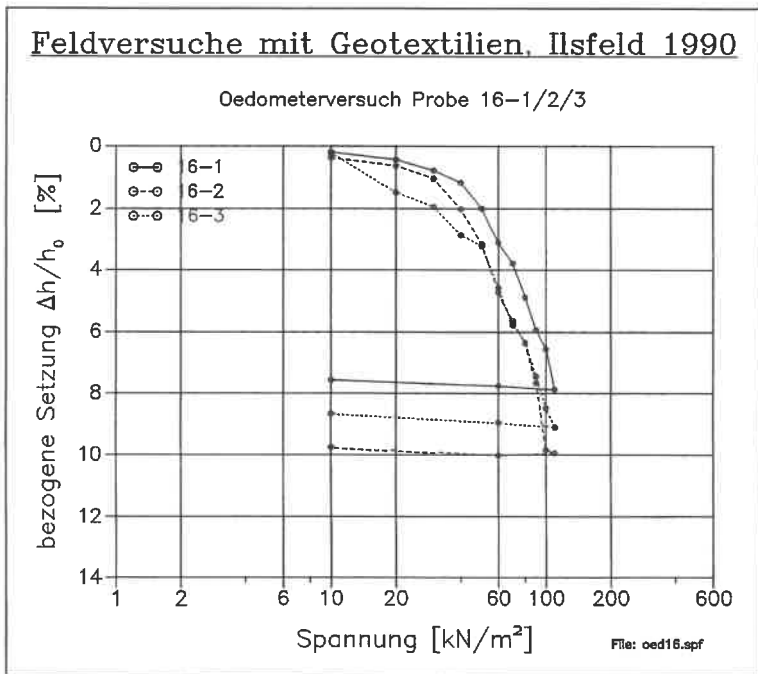


Bild 72: Oedometerversuche von Löß bei $w=16\%$

Begleitend zu den Feldversuchen wurden im Labor eine große Anzahl von Oedometerversuchen durchgeführt, um einen Steifemodul des Lößmaterials in Abhängigkeit des jeweils aktuellen Wassergehaltes zu bestimmen (s. Bild 72).

Das dabei benutzte Versuchsmaterial wurde von groben Bestandteilen befreit, der Wassergehalt eingestellt und eingebaut im hohen Oedometertopf (4,2 cm) mit den Laststufen 10 - 110 kN/m² der Feldversuche in Intervallen von 6 Stunden beaufschlagt.

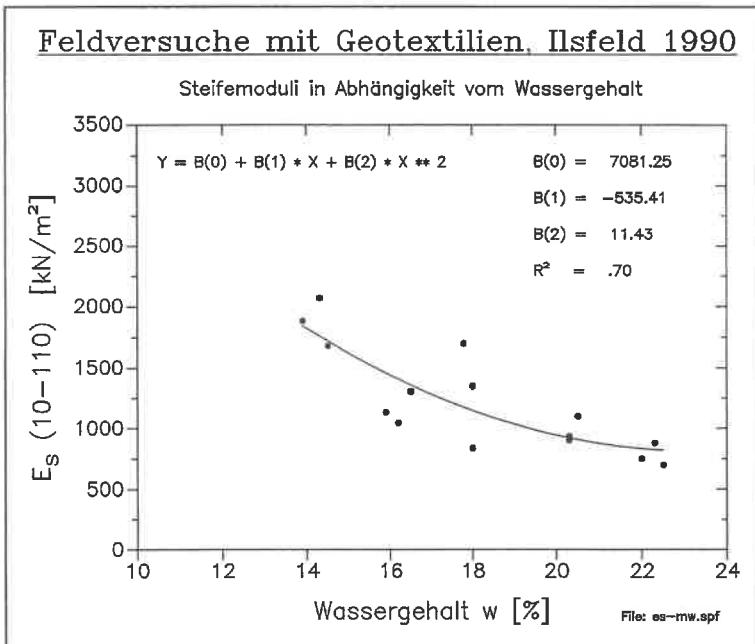


Bild 73: Ausgleichspolynom aller Oedometerversuche

Die Streuung der Einzelversuche liegt in den nicht auszuschaltenden Randbedingungen des Oedometerversuches begründet (geringe Probenhöhe, Reibung am Behälterrand, inhomogenes Material), aus diesem Grund wurde eine große Anzahl von Versuchen zur Verifizierung des in Bild 73 einbeschriebenen Polynoms 2. Ordnung durchgeführt.

Die Gleichung der Regressionskurve für die Bestimmung der Steifemoduli E_s lautet :

$$E_s(w) = 11,43 w^2 - 535,41 w + 7081,25$$

mit einem Regressionskoeffizienten von $R^2 = 0,70$. Dieser Wert ist angesichts der genannten Randbedingungen noch akzeptabel.

Neben dem Steifemodul E_s sind zur Beurteilung der Bewehrungswirkung noch die Aussagen über den Zusammenhang von Belastung [kN/m^2] und Setzung [m] während des Versuches zwingend erforderlich. Die sich aus dem Quotient der Parameter ergebende Konstante k_s ist der Bettungsmodul.

In den Veröffentlichungen von SMOLTCZYK (1990) und NETZEL (1990) wird die Ermittlung dieses Parameters, seine Bedeutung und der wichtige Unterschied zum Steifemodul ausführlich beschrieben.

Die Auswertung der Vorversuche (Einbaudichte des Füllbodens i. M. $\rho = 1,243 \text{ g/cm}^3$) sowie die unbewehrten Versuche Nr. 2 und 7 ergaben den in Bild 74 gezeigten Zusammenhang zwischen Bettungsmoduli und verschiedenen Wassergehalten bei einer Auflast von 100 kN/m^2 und der Lastplattengröße von 4 m^2 .

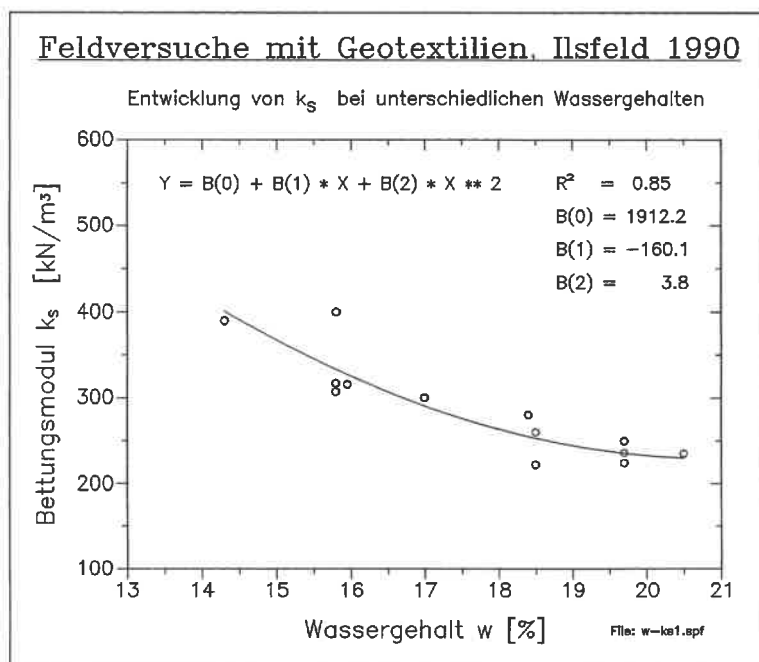


Bild 74: Bettungsmoduli gegen Wassergehalte mit Ausgleichspynom

Um die in der Versuchstechnik übliche Streuung der Daten mathematisch zu bestimmen, wurde auch bei diesem Diagramm ein Ausgleichspolynom 2. Ordnung errechnet.

Die Gleichung der Regressionskurve für die Bestimmung der Bettungsmoduli k_s lautet :

$$k_s(w) = 3,8 w^2 - 160,1 w + 1912,2.$$

Der Regressionskoeffizient, ein Parameter über die Zuverlässigkeit des Polynom-Anpassungsgrades, ergab sich zu $R^2 = 0,85$. Dieser Wert ist als gute Annäherung des Polynoms an die Daten zu werten.

5.5.2 Versuche ohne Bewehrung

Die Versuche 1, 2 und 7 wurde ohne Bewehrung ausgeführt, die Randfelder blieben folglich unbelastet. Bei diesem und allen weiteren Versuchen wurden zur späteren Untersuchung im Labor gestörte und Sonderproben des Füllmaterials aus mehreren Ebenen der Grube entnommen, um die Ein- und Ausbaudichten und die Ausbau-Wassergehalte bestimmen zu können. Versuch 7 dokumentiert exemplarisch das Verhalten des unbewehrten Systems.

Versuch 07		
ohne Geokunststoff	$\Delta t = 6 \text{ h}$	$E_s = 1475 \text{ kN/m}^2$ $k_s = 331 \text{ kN/m}^3$
Mittelwerte bei	Dichte [g/cm ³]	Wassergehalt [%]
Einbau :	$\rho_d = 1,240$	$w = 15,2$
Ausbau :	$\rho_d = 1,518$	$w = 15,8$

Unter Verwendung der Last-Setzungsparameter diente dieser Versuch u.a. dazu, die Bandbreite des Bettungsmoduls des verwendeten Lößmaterials festzulegen. Die erreichte Setzung diente zur Beurteilung der Wirksamkeit der geotextilen Bewehrung bei Versuchen mit unterschiedlicher Bewehrung. Versuch 07 wurde während einer kurzen Trockenperiode durchgeführt, der Ausbau-Wassergehalt $w=15,8 \%$ ergab im Oedometerversuch einen Steifemodul $E_s=1475 \text{ kN/m}^2$. Die gemessenen Daten bezüglich Setzung, Lasteinleitung und Erddruck-Entwicklung sind den folgenden Diagrammen zu entnehmen.

Bild 75 liefert das Belastungsbild mit guter Lastkonstanz, es sind nur leichte Schwankungen zu erkennen.

Bei Bild 76 wird die Setzung der hinteren und vorderen Weggeberreihe als Mittelwert je Laststufe dargestellt. Es wurde eine Darstellung gewählt, die einen Querschnitt durch die Versuchsgrube und die Position der Weggeber dokumentiert.

Die Legende rechts oben zeigt 10 Lastschritte von 10 - 100 kN/m². Ein leichtes "Aufhängen" an der rechten Grubenwand ist bemerkbar. Die Lastplatten-Schrägstellung beträgt jedoch nur wenige cm. Erst ab der Laststufe $p=90$ kN/m² zeigen sich leichte Setzungsunterschiede, die aber im Vergleich zu bewehrten Versuchen sehr gering sind. Die Analogie zum "starrten Fundament" und dessen Versagensform wird hier trotz voneinander unabhängiger Lastplatten deutlich sichtbar. Die Platten "versinken" im Lößboden ohne große Verkantung.

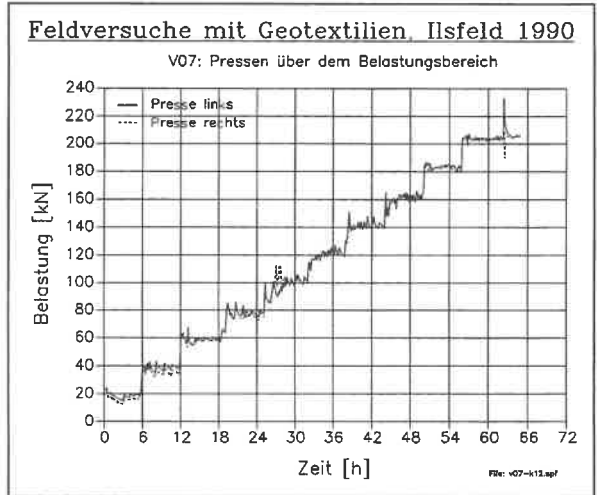


Bild 75: Belastungsverlauf V07 ($\Delta t = 6$ Stunden)

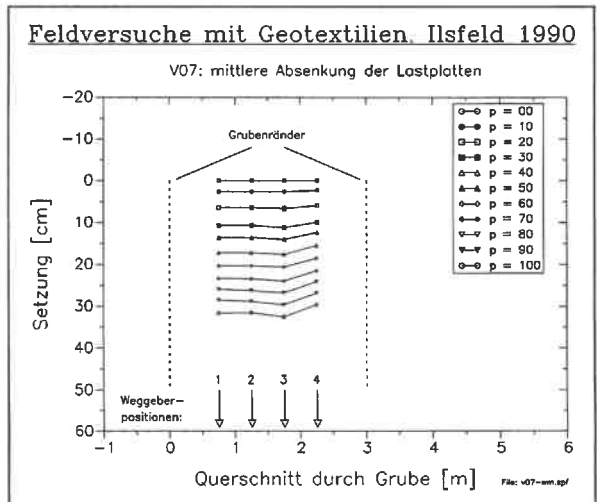


Bild 76: Setzung der Lastplatten bei V07

In Bild 77 wird der vertikale Spannungsverlauf (σ_{zz}) wiedergegeben. In diesem Diagramm wird die obere Lage der sechs pneumatischen Erddruckgeber ($t=0$ m) gezeigt, dargestellt durch ihre Nummern und Lage. Die Größe der Spannung je Laststufe der mittleren Geber zeigt die Lastkonzentration unter den Platten, die äußeren (unbelasteten) Geber erreichen maximal die Hälfte der Vertikalspannung.

Die parabelförmige Figur des Spannungsverlaufes zeigt eine regelmäßige Steigerung während der Lasterhöhung und läßt die Einflüsse der Grubenränder mit einer Abminderung der Spannung in den Seitenbereichen erkennen. Der Boden "hängt" sich an den rauhen Seitenwänden auf.

Bild 78 zeigt die drei horizontal in den Tiefen $t=0,50/1,0/1,5$ m (ab OK Grube) eingebauten Erd-

druck-Geber. Nach einem Anstieg des mittleren Gebers, der progressiv mit der Laststeigerung zunimmt, fallen die Werte in der Tiefe 1,5 m wieder ab. Dieser Effekt wird nicht dem Erreichen einer Einflußtiefe zugeschrieben, sondern wird ebenfalls in den Randeinflüssen vermutet.

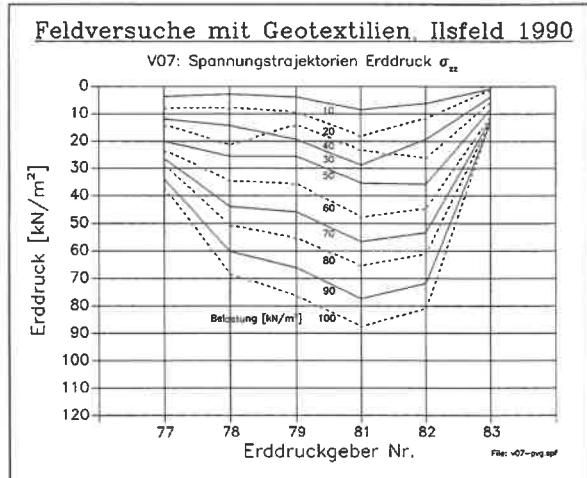


Bild 77: Obere Lage der Erddruckgeber bei V07

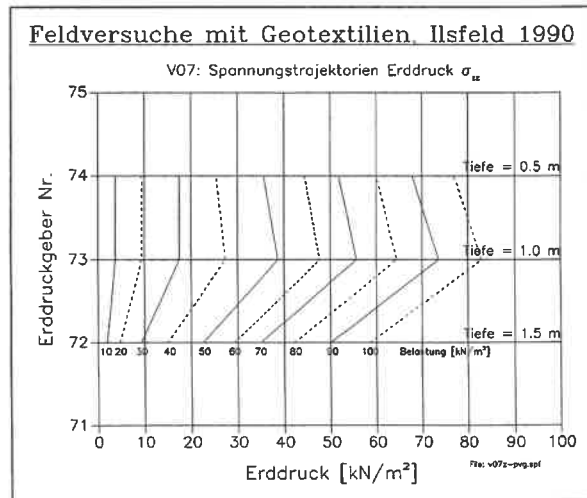


Bild 78: Erddruck in drei Tiefen der Grube bei V07

Die Form der Setzungslinien in Höhe der Grubenkante bei diesem unbewehrten Versuch in Bild 79 beweist, daß die Lastplatten das im Boden eingebaute Hüllrohr (vergleichbar mit einer nachgiebigen Basisabdichtung) über die ganze Länge parabelförmig durchgebogen haben.

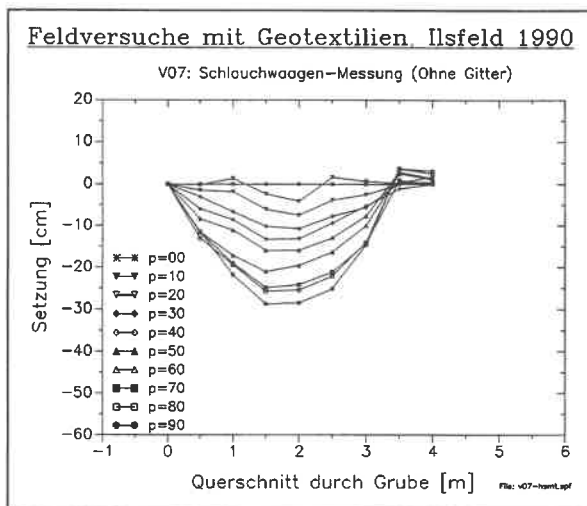


Bild 79: Setzung ermittelt mit der "Schlauchwaage" bei V07

5.5.3 Versuche mit Bewehrung

Die restlichen 8 Versuche wurde mit den in Kap. 3.3 (Tab. 1) genannten vier verschiedenen Geokunststoffen als Bewehrungselemente ausgeführt.

Die ausgewerteten Diagramme der Versuche 9 (STABILENKA) und 10 (TERRAFIX) zeigen das abweichende Trag- und Verformungsverhalten im Gegensatz zu den unbewehrten Versuchen.

Versuch 09		
mit Geokunststoff STABILENKA 400	$\Delta t = 6 \text{ h}$	$E_S = 1775 \text{ kN/m}^2$ $k_S = 403 \text{ kN/m}^3$
Mittelwerte bei	Dichte [g/cm ³]	Wassergehalt [%]
Einbau :	$\rho_d = 1,233$	$w = 14,0$
Ausbau :	$\rho_d = 1,539$	$w = 14,3$

Dieser Versuch wurde bei extrem heißer Witterung durchgeführt. Das Lößmaterial verklumpte teilweise zu harten Brocken, von denen viele aussortiert werden mußten, um keine Störzonen in der Versuchsgrube zu erhalten.

Die Laststeigerung bei Versuch 9 lief problemlos, wie Bild 80 zeigt.

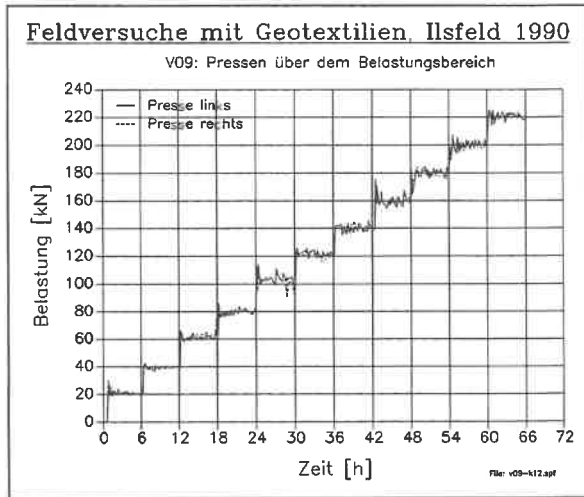


Bild 80: Belastungsverlauf V09

Das krümelige, sehr trockene Lößmaterial führte bei diesem Versuch zu etwas größeren Initialsetzungen (vgl. Bild 81), so daß sich ein insgesamt größeres Setzungsmaß einstellte.

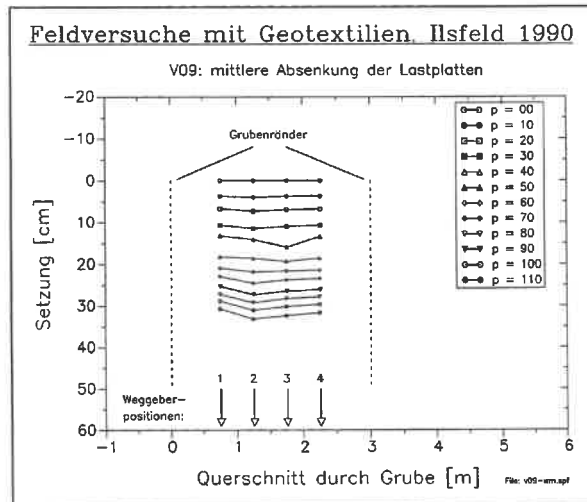


Bild 81: Setzung der Lastplatten bei V09

Trotz des großen Verzerungsverhältnisses des in Bild 82 dargestellten Setzungsverlaufes in der Geotextil-Ebene sieht man das Ebenbleiben des mittleren Bereiches und den gleichmäßigen Krümmungsverlauf zu den Rändern hin.

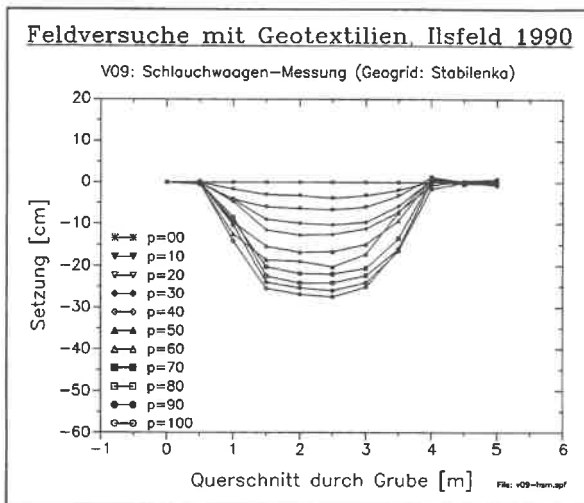


Bild 82: Setzung in der Geotextil-Ebene bei V09

Bild 83 zeigt den Spannungsverlauf unter den Lastplatten.

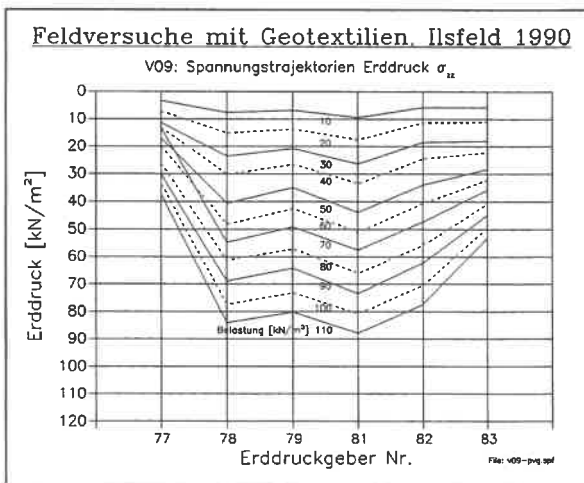


Bild 83: Obere Lage der Erddruckgeber bei V09

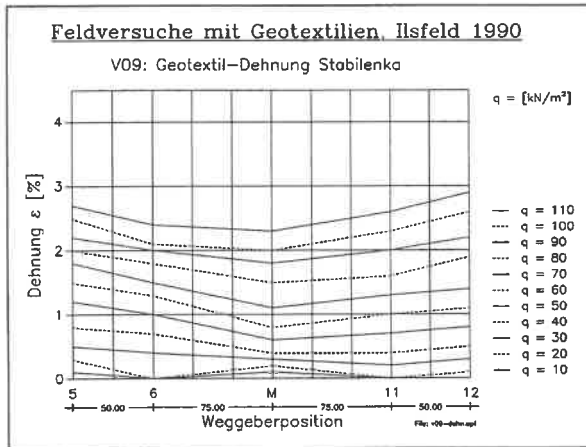


Bild 84: Geotextil-Dehnung bei V09 (STABLENKA 400)

Durch die größere Setzung des Gesamtsystems wurde bei diesem Versuch das Geotextil über die gesamte Länge an der Zugkraft-Abtragung beteiligt. Das maximale Dehnung unter der höchsten Laststufe beträgt bei diesem hochzugfesten Geotextil ca. 3%, wie in Bild 84 zu sehen ist.

Versuch 10		
mit Geokunststoff TERRAFIX 1200	$\Delta t = 6 \text{ h}$	$E_S = 1626 \text{ kN/m}^2$ $k_S = 366 \text{ kN/m}^3$
Mittelwerte bei	Dichte [g/cm ³]	Wassergehalt [%]
Einbau :	$\rho_d = 1,245$	$w = 14,2$
Ausbau :	$\rho_d = 1,569$	$w = 15,0$

Zum Abschluß der Versuchsreihe wurde ein Vlies als eigentlich untypisches "Bewehrungs-material" eingebaut, um über dessen Verhalten in den Bereichen Lastabtragung und Verbundwirkung im bindigen Boden neue Erkenntnisse zu erhalten.

Bild 85 zeigt den gleichmäßigen Ablauf der Laststeigerung bei V10.

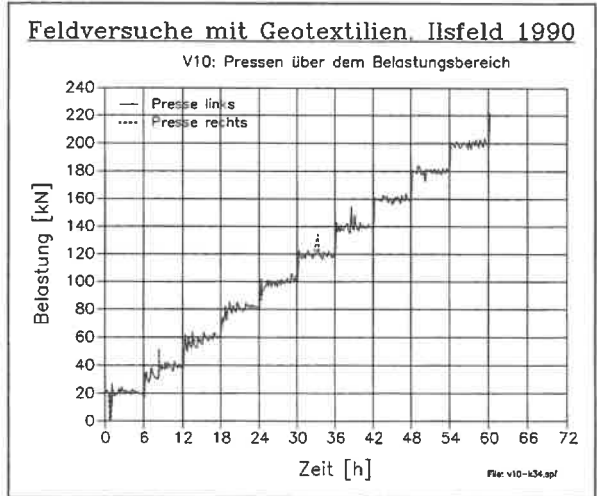


Bild 85: Belastungsverlauf V10

In Bild 86 zeigt sich, daß sich die erzeugten Setzungen wider Erwarten in der gleichen Größenordnung wie bei den wesentlich steiferen Geokunststoffen einstellen. Auch die Form der Setzungsmulde ist mit anderen Versuchen vergleichbar.

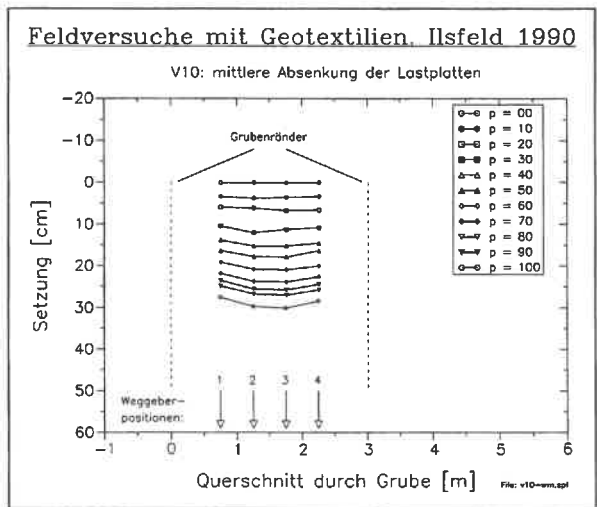


Bild 86: Setzung der Lastplatten bei V10

Das gleiche Bild liefert die Darstellung der Setzung in Höhe des eingebauten Vlieses (Bild 87).

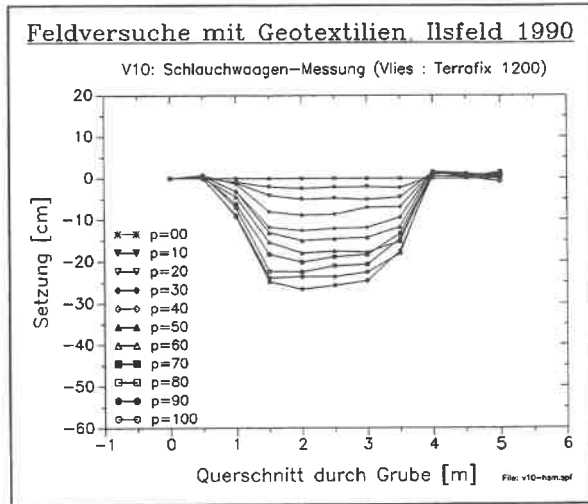


Bild 87: Setzung in der Geotextil-Ebene bei V10

Auch der Spannungsverlauf im oberen Grubenbereich (Bild 88) zeigt keine von den vorangegangenen Versuchen abweichenden Ergebnisse.

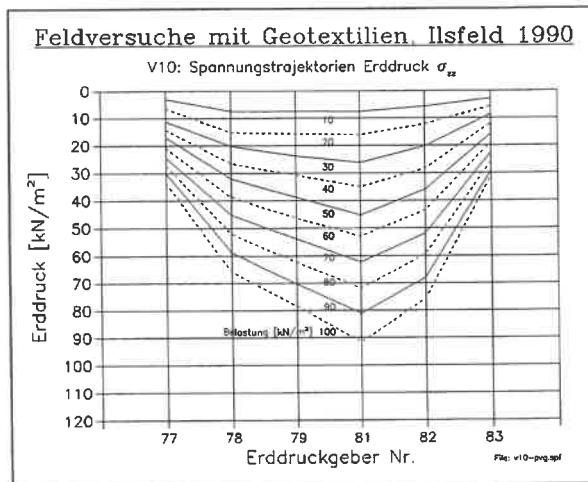


Bild 88: Obere Lage der Erddruckgeber bei V10

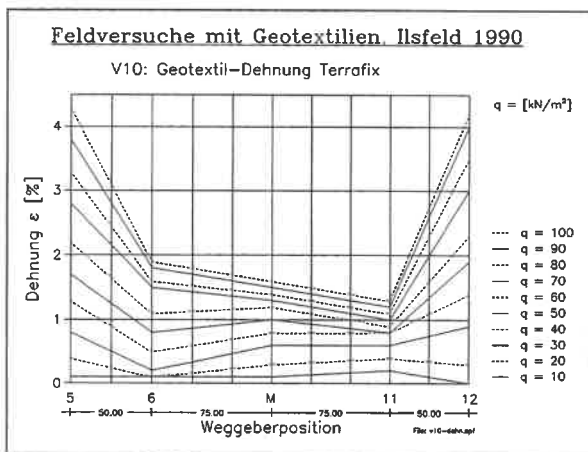


Bild 89: Geotextil-Dehnung bei V10 (TERRAFIX 1200)

Die in Bild 89 gezeigten sehr geringen Dehnungswerte sind für ein Vlies ungewöhnlich. Es liegt die Vermutung nahe, daß sich die Dicke und die relative Oberflächenrauigkeit des schweren Vlieses beim Verbund in Boden positiv bemerkbar machen, wie dies schon von FLOSS (1986) für einem anderen Anwendungsbereich beschrieben wurde. Der genannte Zugfestigkeitswert von 43 kN/m muß wohl bei aktiviertem Verbund im Boden stark nach oben korrigiert werden.

Begünstigend kam hinzu, daß der Lößboden mit $w=15\%$ sehr trocken war. Ein nasses Füllmaterial hätte sicherlich die geöffnete Vliesoberfläche sehr schnell verschmiert und somit nur einen geringen Reibungsbeiwert zugelassen.

5.6 Vergleich der Ergebnisse und Schlußfolgerungen

In diesem Kapitel werden die bei der Darstellung der Versuchsergebnisse getroffenen Aussagen zusammengefaßt und miteinander verglichen. Global lassen sich folgende Feststellungen treffen, die bei allen Versuchen beobachtet wurden:

- das Bild der Setzungsmulde der unbewehrten Versuche ist mit der Analogie des "starken Fundamentes" zu vergleichen. Die Verkantung der Lastplatten blieb aus, das Belastungssystem wurde in den Füllboden eingestanz. Die Größe der Setzung war abhängig vom Wassergehalt und der Einbau-Lagerungsdichte des Untergrundes;
- auf der Oberfläche des Versuchsfeldes neben den Grubenrändern traten im Laufe der Laststeigerung keilförmige, tiefgehende Risse auf;
- bei den bewehrt ausgeführten Versuchen wirkte der Geokunststoff als elastisches Zugband. Die wannenförmige Setzungsmulde zeigte über dem Grubenrand, dem erzwungenen lokalen Wechsel der Untergrund-Steifigkeit, einen stark abgeflachten Verlauf;
- an den kritischen Stellen über den Grubenrändern (Längsrichtung) traten bei den bewehrten Versuchen nur unbedeutende, kleine Risse auf, die bedingt durch die Witterung auch als Trockenrisse gedeutet werden konnten.

Während zum Beispiel die in Kap 4.2 untersuchten unbewehrten kleinmaßstäblichen Proben nach dem Anreißen einen starken Steifigkeitsabfall aufwiesen, zeigte sich bei den bewehrten Versuchen im Ilsfelder Großversuch eine ausgeprägte "plastische Reserve" innerhalb des Mehrschichtsystems. Diese äußerte sich in der Schubkraftübergabe des Geotextils auf den Umgebungsboden während der Belastung bzw. der zunehmenden Deformation.

Beim benutzten Lößmaterial kam hinzu, daß dieser Boden (in der Gruppe der leichtplastischen Tone TL) nur einen geringen plastischen Bereich besitzt. Die Veränderung des Wassergehaltes (s. Bild 90) bewirkte sofort eine drastische Änderung der Konsistenz.

Über den Grad der Bewehrungswirkung (entspricht der Größenordnung der gemessenen Setzung, s. Bild 91) können zutreffende Aussagen aus diesem Grund nur unter Berücksichtigung der aktuell vorhandenen Bodenparameter (Wassergehalt, Steifemodul, Bettungsmodul, Einbau-Lagerungsdichte) vorgenommen werden.

Eine wichtige Bestimmungsgröße ist die Berechnung des Luftporengehaltes n_a , der normalerweise ein Maß der Verdichtungsarbeit in der Erdbau-Kontrolle darstellt (s. SMOLTZYK (1990)).

Neben einer versuchstechnisch bedingten Streubreite der Ergebnisse zeigt sich, daß beim Einsatz der Materialien STABILENKA und TERRAFIX ein etwa gleichgroßer Luftporengehalt von i.M $n_a = 18\%$ nach dem Versuch durch die Entnahme von Sonderproben bestimmt wurde, der aber deutlich über dem Wert der unbewehrten Versuche liegt. Die Materialien PARAGRID und TENSAR liegen knapp über den Werten der unbewehrten Versuche.

Die erstaunlich gute Bewehrungswirkung des Vlieses wurde schon im Kapitel der Versuchsbeschreibung erwähnt (s. Bild 89).

In direktem Zusammenhang ist dabei auch der

Spannungsverlauf in z- und y-Richtung unterhalb des Geokunststoffes zu sehen, da bei einer Spannungskonzentration größere Setzungswerte zu erwarten sind.

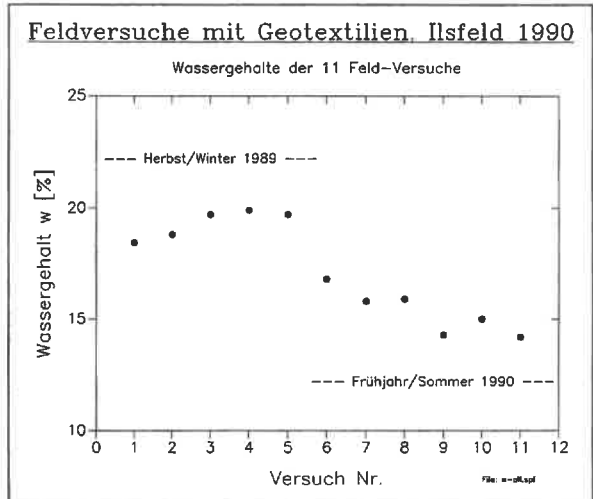


Bild 90: Übersicht der Wassergehalte aller Versuche

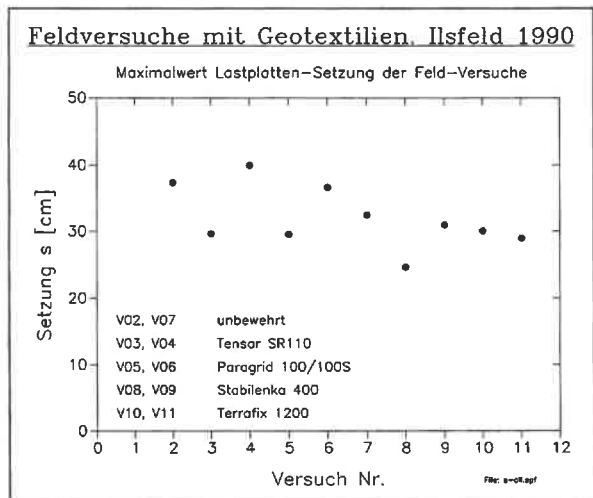


Bild 91: Lastplatten-Setzung aller Versuche

Ein direkte Bewertung über die gute bzw. weniger gute Eignung der eingesetzten Geokunststoffe zur Reduzierung von Verformungen ist aus den genannten Gründen nur mit Einschränkung möglich.

Ähnlich wie bei der Auswahl der PEHD-Bahn für die Abdichtung einer Deponiesohle sollte ein Eignungstest vor Ort einer pauschalen Entscheidung vorgezogen werden.

In einer Versuchsreihe des Institutes wurden mit allen eingesetzten Geokunststoffen Scherversuche in einem Scherkasten (50x50 cm) in den Spannungbereichen $\sigma_x = 50/100/150$ kN/m² durchgeführt. Die untere Kastenhälfte mit den applizierten Materialien wurde gegen den oberen starren Kastenteil, gefüllt mit Lößboden, verschoben.

Die in Bild 92 dargestellten eng zusammenliegenden Schergeraden bestätigen die Aussage, daß der Reibungsverbund des Lößbodens mit allen beteiligten Geokunststoffen keine nennenswerte Reduzierung der Scherparameter (bezogen auf Boden/Boden) hervorruft.

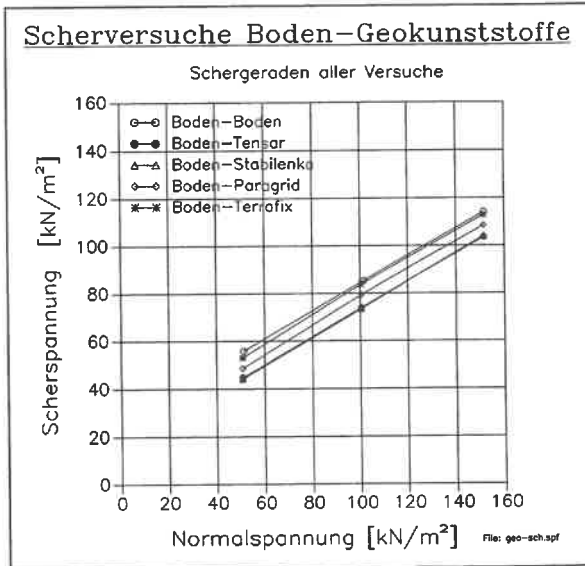


Bild 92: Vergleich der Schergeraden

Die Daten dieser Untersuchung manifestieren die bei den Großversuchen erlangten positiven Ergebnisse über die gute Eignung aller verwendeten Geokunststoffe.

Bild 92 zeigt deutlich die gleiche Steigung aller Scherlinien, die Winkel schwanken nur minimal zwischen 30,5 und 31,2 °. Der Unterschied besteht bei den Verbundspannungen τ_1 (entspr. beim Scherversuch der Kohäsion), diese liegen je nach Material zwischen 29 kN/m² (Boden /Boden) und 13,5 kN/m² (Stabilenka/Boden).

Signifikant war die Tatsache, daß bei den bewehrten Scherversuchen die Scherzone nicht auf der Kontaktfläche Geokunststoff-Boden lag, sondern ca. 2 mm oberhalb im Löß.

Die Daten dieser Untersuchung manifestieren die bei den Großversuchen erlangten positiven Ergebnisse über die gute Eignung aller verwendeten Geokunststoffe.

Die Gegenrechnung der Versuche in Ilsfeld mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode, eine in letzter Zeit wegen der treffenden Abbildbarkeit des Materialverhaltens immer stärker angewandte analytische Methode (s. Kap. 4.3.3), wurde aus mehreren Gründen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht durchgeführt.

- FE-Berechnungen führen iterativ über die Laststeigerung zu einem Bruchzustand, hervorgerufen durch Plastifizierung der schwächsten Gliedes innerhalb des Mehrschichtsystems.
- Die Größenordnung der Belastung in den Versuchen führte in keinem Fall zu einer Plastifizierung oder bleibenden (meßbaren) Verformung.
- Die geometrischen Randbedingungen der Versuchsrube wären nur mit erheblichem Vereinfachungen in die Rechnung einzubeziehen gewesen.
- Die realistische Abbildung des Geokunststoffes als Finites Element mit zutreffendem Materialverhalten bereitet immer noch Schwierigkeiten.

Alle genannten Faktoren würden die Rechenergebnisse erheblich beeinflussen. Die Deutung dieser Ergebnisse hätte nicht zu erweiterten konkreten Aussagen des gemeinsamen Verbundverhaltens geführt.

Die Beanspruchung der verschiedenen Geokunststoffe blieb, wie ein Vergleich mit den in Kap. 3.3 gezeigten Werkstoff-Kennlinien zeigt, immer im Bereich der zulässigen Dehnung.

Als ein weiteres Teil-Ergebnis der Versuche muß erwähnt werden, daß das gezeigte Verbundverhalten die bekannten Reaktionen von Mehrschichtsystemen in der Form bestätigt, daß die im Zugglied "real" vorhandenen (Zug-)Kräfte offensichtlich größer sind als die nach dem Sekantenmodul aus dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm des jeweiligen Materials rückrechenbaren. Das wurde besonders deutlich bei dem eingesetzten schweren Vlies.

6. Theoretische Untersuchungen zu bewehrten Zweischichtmodellen

6.1 Vorbemerkungen

Der "klassischen" Bodenmechanik mangelt es bereits bei der Formulierung des Materialverhaltens des Mediums "Boden" allein nicht an großer Kombinationsvielfalt und gegenseitiger Einflußnahme untereinander. Als wichtigste Komponenten seien genannt:

- beschreibende Materialparameter der Böden (z.B. φ , c , γ , w_n , I_C , E_S),
- Reaktionen der Böden auf äußere (statische) Einflüsse (Be-/ Entlastung, Trocknung/ Durchfeuchtung, Frost-/ Tauwechsel, etc.),
- zusätzliche Abhängigkeiten und weitere Parameter bei dynamischer Beanspruchung.

Bei der Verwendung von zwei so unterschiedlichen Materialien wie Boden und Kunststoff im Verbundsystem ergeben sich zusätzliche Faktoren mit ebenfalls wechselseitiger Beanspruchung:

- Interaktion im System (Reibungsverhalten),
- chemisch/ physikalische Abhängigkeiten (z.B. bei verändertem Wassergehalt),
- Festigkeitsunterschiede,
- abweichende Reaktionen bei Zug- und Druckbelastung.

Eine realistische Formulierung des Verbundverhaltens ist ohne (zulässige) Vereinfachungen aus diesem Grund nicht möglich.

So wird zum Beispiel das räumliche Zweischichtsystem hier nicht mit den Mitteln der Kontinuumsmechanik untersucht, sondern auf ebene Spannungs-/ Dehnungszustände zurückgeführt. Der Frage der Interaktion von Boden/ Geokunststoff muß naturgemäß die größte Bedeutung zugemessen werden, aus ihr ergeben sich die maßgeblichen Ansätze über:

- Tragfähigkeitssteigerung,
- Reduzierung der kritischen geometrischen Zustände,
- Materialverbundverhalten (Plastifizierung, Lastumlagerung, Gewölbildung),
- resultierende Materialbeanspruchung (Zugkraft bzw. Dehnung des Geokunststoffes).

Zur Abgrenzung des untersuchten Bewehrungsverfahrens gegenüber vielen anderen angewendeten Kombinationen im Straßen- und Grundbau werden innerhalb dieser Arbeit nur Geokunststoffe als flächenhafte Bewehrungselemente untersucht (Analogie Deponiebasis). Der umgebende Boden ist nicht mit materialverändernden Zuschlagstoffen vermischt (z.B. Bitumen) oder auf andere Art verändert.

In den folgenden Kapiteln wird ein Berechnungs- und Bemessungsansatz vorgestellt und dessen Anwendbarkeit durch einen Vergleich mit den Versuchsergebnissen der beschriebenen Feldversuche verifiziert. Mit Hilfe dieses numerisch-graphischen Verfahrens kann eine praktikable und wissenschaftlich fundierte Anwendung des Bewehrungskonzeptes für Zweischichtmodelle erfolgen.

Wegen der Komplexität der Umsetzung der numerischen Berechnung in die verschiedenen Nomogramme mußte auf eine Variation der geometrischen Vorgaben (überspannte Breite der Grube, Dicke der Deckschicht) verzichtet werden. Aus diesem Grund wurden die folgenden Berechnungsansätze so detailliert aufgeführt, daß eine Variation der genannten Parameter für spezielle Anwendungsfälle selbst durchgeführt werden kann. Das ausgewählte numerische Verfahren läßt eine Abwandlung dieser Parameter ausdrücklich zu, ohne daß dabei grundsätzliche numerische Voraussetzungen verletzt werden.

6.2 Entwicklungskonzept für die Berechnungsansätze

6.2.1 Geokunststoff als Membran

Der Geokunststoff wird im verformten Zustand als Membran angesehen, die Auflagerbedingung und überspannte Breite gehen aus Bild 93 hervor. Die Membrantragwirkung wird bestimmt durch die geometrischen Verhältnisse, die Lage der Wendepunkte der Verformungsfigur und die über die Länge mobilisierte Zugkraft im Geokunststoff.

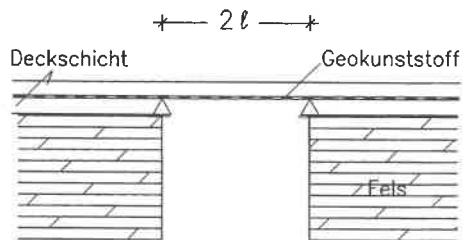


Bild 93: Membran über einer Öffnung

Bei einer im nebenstehenden Bild gezeigten Verformungsfigur ist die Lage der Wendepunkte eindeutig über den Spaltenrändern anzusetzen. BAUER (1988) setzt in seiner Arbeit eine Membranfigur an, deren Wendepunkte bei Auslenkung eines nicht begrenzten Systems durch den

Schnitt des Lastausbreitungswinkels $\alpha_1 = 45^\circ + \varphi/2$ gemäß der Erddrucktheorie nach RANKINE mit der Geokunststoff-Membran festgelegt werden.

Die Begrenzung der Membrantragwirkung ergibt sich einerseits durch das Versagen des Geokunststoffs bei Erreichen der Bruchlast, andererseits kann auch das umgebende Medium nur begrenzte Halte- oder Verankerungskräfte mobilisieren.

6.2.2 Ansätze zur Membrangeometrie, Literaturvergleiche

Bei der folgenden Formulierung von geometrischen Modellen der Membranverformung wird in erster Näherung eine Interaktion zwischen Boden und Geokunststoff vernachlässigt. Ziel ist es zunächst, die maximale Zugkraft der verschiedenen Modelle zu ermitteln und die gefundenen geometrischen Abhängigkeiten anschließend zu diskutieren.

Als Bedingungen für die Brauchbarkeit der Modelle werden vorausgesetzt:

- Scheitelpunkt muß auf der Symmetrieachse liegen,
- Stetigkeit und nur positive Steigungen innerhalb des betrachteten Intervalls $(0; \ell)$.

Membranmodell Kreis

Gem. Bild 94 läßt sich die Zugkraft Z im Geokunststoff wie folgt definieren:

$$Z = u \cdot R \quad (1)$$

Der Radius lautet:

$$R = \frac{s^2 + \ell^2}{2s} \quad (2)$$

Die Radialspannung u ergibt sich mit den Gleichungen (1) und (2) zu:

$$u = \frac{Z}{R} = \frac{2Zs}{s^2 + \ell^2} \quad (3)$$

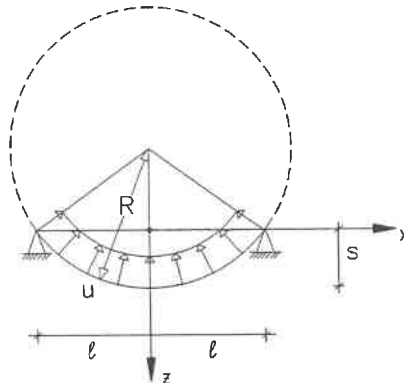


Bild 94: kreisförmige Membranfigur

Die Vertikalkomponente wird bestimmt mit:

$$u_v(s) = 2Zs \frac{\cos(\alpha)}{s^2 + \ell^2} \quad (4)$$

bzw.

$$u_v(x) = \frac{2Zs}{s^2 + \ell^2} = u \quad (5)$$

Die Integration der Vertikalspannung über die Membranspannweite ergibt:

$$F_v = \frac{2Z\ell}{R} \quad (6)$$

Die Membranzugkraft Z ist über die Deformationsbeziehung zu bestimmen:

$$Z = \varepsilon \cdot J \quad (7)$$

wo J [kN/m] die Steifigkeit des Geotextils ist.

$$\varepsilon = \frac{(\ell_1 - \ell)}{\ell} \quad (8)$$

$$\ell_1 = R \cdot \arcsin \left[\frac{\ell}{R} \right] \quad (9)$$

Aus (2), (7), (8) und (9) folgt:

$$Z = J \left[\frac{\ell^2 + s^2}{2\ell s} \arcsin \left[\frac{2\ell s}{s^2 + \ell^2} \right] - 1 \right] \quad (10)$$

Mit (1) erhält man schließlich:

$$u_v(x) = J \left[\frac{1}{\ell} \arcsin \left[\frac{2\ell s}{\ell^2 + s^2} \right] - \frac{2s}{\ell^2 + s^2} \right] \quad (11)$$

Die Kreisform der Membrane wird zur Ermittlung der Zugspannung in der Literatur häufig angeführt, da dieser Verformungsverlauf bei vielen technischen Problemstellungen auftritt.

Die einfache Struktur der mathematischen Zusammenhänge erleichtert zudem dabei die Formulierung von Abhängigkeiten.

Die Verformungsfigur des Kreisbogens bedeutet, bezogen auf den Kräfteverlauf beim Geokunststoff, daß eine konstante Radialspannung als Summe aller einwirkenden Kräfte wirksam sein muß. Daraus leitet sich eine konstante Zugkraft im Geokunststoff ab.

GOURC ET AL. (1982), RESL/ WERNER (1986) und FLUET ET AL. (1986) -als kleine Auswahl aus einer Vielzahl von Veröffentlichungen- setzen zur Abschätzung der Tragwirkung einer Membran ebenfalls die Kreisform ein. Dabei wird überwiegend der gleiche Lastausbreitungsansatz wie bei BAUER (1988) verwendet.

Membranmodell Parabel

Die Parabel mit der Funktion $z(x) = Ax^2 + B$ erfüllt die genannten Forderungen der Stetigkeit.

Mit den Randbedingungen

$$\begin{aligned} z(0) &= s \\ z'(0) &= 0 \\ z(x=\ell) &= 0 \end{aligned}$$

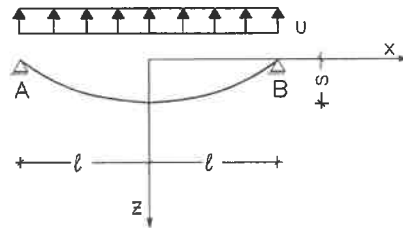


Bild 95: parabolische Membranfigur

im Intervall $(0; \ell)$ erscheint die Gleichung der quadratischen Parabel, wie in Bild 95 gezeigt.

$$z(x) = -\frac{sx^2}{\ell^2} + s \tag{12}$$

Die Umlenkkraft ergibt sich zu:

$$u = 2Z_H \frac{s}{\ell^2} \tag{13}$$

Da quadratische Parabeln eine konstante Krümmung aufweisen, ist die Umlenkkraft in der Projektion auf die x-Achse konstant:

$$z''(x) = \text{const}$$

Berechnung der genäherten Umlenkraft mit der mittleren Zugkraft:

$$Z_m = \varepsilon \cdot J = \frac{(\ell_1 - \ell) J}{\ell} \quad (14)$$

$$\ell_1 = \int_0^\ell \sqrt{1 + (z'(x))^2} dx = \int_0^\ell \sqrt{1 + \frac{4s^2 x^2}{(\ell^2)^2}} dx$$

$$\ell_1 = \frac{\ell}{2} \sqrt{1 + \frac{4s^2}{\ell^2}} + \frac{\ell^2}{4s} \ln \left(\frac{2s}{\ell} + \sqrt{1 + \frac{4s^2}{\ell^2}} \right) \quad (15)$$

Mit der Näherung $Z_m \approx Z_H$ folgt aus (13):

$$u = \frac{2 s Z_m}{\ell^2} \quad (16)$$

Berechnung der Umlenkraft mit der exakten Lösung:

$$\int_0^\ell Z(x) dx = J \cdot (\ell_1 - \ell) \quad (17)$$

$$Z(x) = \frac{Z_H(x)}{\cos(\alpha)} \quad (18)$$

$$\tan(\alpha) = -z'(x) \quad (19)$$

Mit der bekannten Beziehung zwischen trigonometrischen und zyklometrischen Funktionen folgt:

$$\cos(\arctan(\alpha)) = \frac{1}{\sqrt{1 + (z'(x))^2}} \quad (20)$$

Aus (17), (18), (19) und (20) folgt:

$$J \left(\int_0^\ell \left(\sqrt{1 + \frac{4s^2 x^2}{(\ell^2)^2}} \right) dx - \ell \right) = Z_H \int_0^\ell \sqrt{1 + \frac{4s^2 x^2}{(\ell^2)^2}} dx \quad (21)$$

$$Z_H = J \left(1 - \frac{1}{\frac{1}{2} \sqrt{1 + \frac{4s^2}{\rho^2}} + \frac{\ell}{4s} \ln \left(\frac{2s}{\ell} + \sqrt{1 + \frac{4s^2}{\rho^2}} \right)} \right) \quad (22)$$

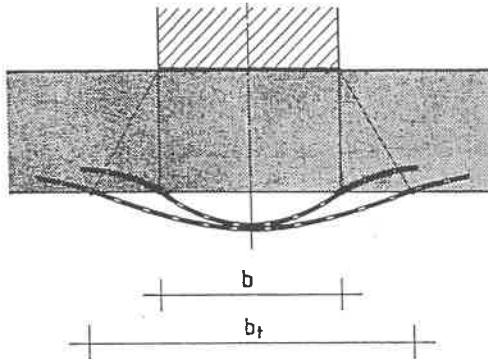
Mit (22) und (13) erhält man die "exakte" Umlenkkraft zu:

$$u = 2J \left(1 - \frac{1}{\frac{1}{2} \sqrt{1 + \frac{4s^2}{\rho^2}} + \frac{\ell}{4s} \ln \left(\frac{2s}{\ell} + \sqrt{1 + \frac{4s^2}{\rho^2}} \right)} \right) \frac{s}{\rho^2} \quad (23)$$

Die maximale Zugkraft ergibt sich bei $x=\ell$ ("Aufhängepunkt" der Membrane)

$$Z_{\max}(x=\ell) = Z_H \sqrt{1 + \frac{4s^2}{\rho^2}} \quad (24)$$

BAUER (1988) verwendet einen weiterentwickelten parabolischen Ansatz, wobei er sich für das Versagen des Zweischichtmodelles auf zwei Grenzfälle "trichterförmiges Durchstanzen" und "senkrecht durchstanzen" konzentriert. Die nachfolgende Zeichnung aus dieser Arbeit (Abb.6.1, S. 86) zeigt den Einfluß auf die Lage der Wendepunkte.



Er stellt die Forderung auf, daß "zu jeder Vertikalverformung des Systems eine Form der Verformungsmulde mit Lage der Wendepunkte zwischen den Grenzbreiten des Durchstanzkörpers definierbar ist, welche eine minimale Größe der Summe der Tragkräfte aus Untergrundreaktion und Membrantragwirkung liefert."

SOWERS/COLLINS/MILLER (1982) näherten die Verformungsfigur zur Nachrechnung einer mit Geokunststoff bewehrten Tragschicht eines Großversuches mit einer parabelförmigen Membranverformung an. Die Umlenkkräfte werden durch die Zugkraft aus der Deformationsbeziehung hergeleitet, wobei man die Gleichungen (13), (15) und (24) nach Umformung ebenfalls findet.

6.3 Kombinierte Mechanismen der Lastabtragung

6.3.1 Spreizkraft und Membrantragwirkung

Im Gegensatz zu den eben beschriebenen Modellvorstellungen mit "isolierten" Umlenkkräften, die die Tragfähigkeitssteigerung infolge Systemverformung des Bewehrungselementes auslösen, soll nun eine Erweiterung der aufgezeigten Systeme für den im Kapitel 2 beschriebenen Anwendungsbereich stattfinden.

Der Geokunststoff überspannt eine lokale Spalte im Boden (Membran-Analogie), das Lastabtragungssystem wird in Bild 96 gezeigt.

Zur Abgrenzung der unterschiedlichen Medien innerhalb des Bildes wurde die Bezeichnung "Fels" zur Dokumentierung einer wesentlich höheren Systemsteifigkeit gegenüber der Dichtungsschicht gewählt.

Der zunächst als "gewichtlos" idealisierte Deckboden überträgt zunächst auf die Membran keine Zugkräfte. Erst wenn durch Setzung des Untergrundes

eine Systemverformung eintritt, werden im Geokunststoff Zugkräfte geweckt.

Stellt man sich zusätzlich eine Belastung des Systems durch eine hohe Flächenlast (z.B. Dammlast) vor, wirken in der Membran außer der Zugkraft infolge Untergrundsetzung auch noch Spreiz(zug)kräfte beidseits der Spalte.

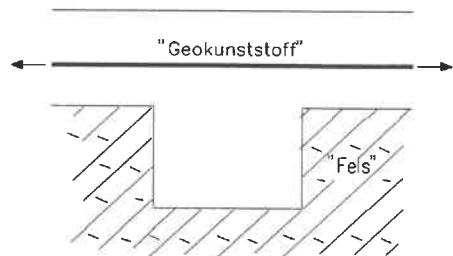


Bild 96: Membran über einer Spalte

6.3.2 Modellanalogien zur Gewölbe-/ Membrantragwirkung

In Bild 97 werden zwei Modelle mit einem abgegrenzten Verhältnis von Spaltenbreite $2l$ und Deckschichthöhe H vorgestellt, anhand derer die sich auf das Membrantragverhalten ergebenden unterschiedlichen Auswirkungen aufgezeigt werden.

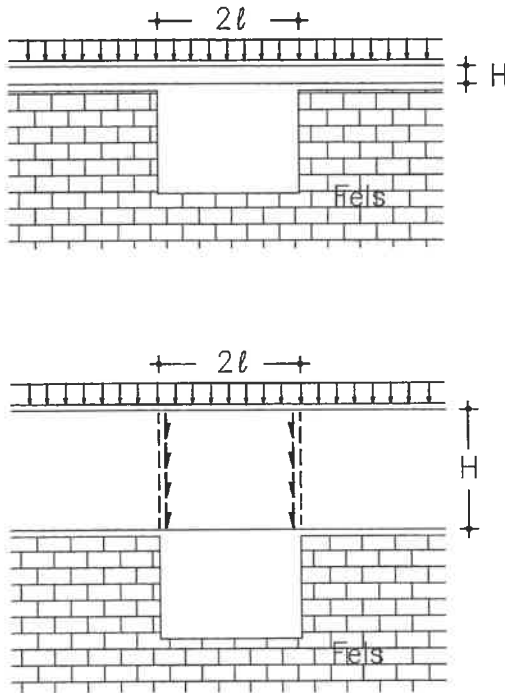


Bild 97: Unterschiedliche Dicke der überlagernden Schicht

Die Entscheidung für die gewählten geometrischen Verhältnisse wurde unter Ausnutzung des Prinzips von de St. Venant getroffen, welches besagt, daß die Auswirkungen der Krafteinleitung in einer definierten Entfernung vom Induktionsbereich ohne Einfluß ist.

Im vorliegenden Fall herrscht ab einer Höhe von $H=2 \cdot l$ über der Grubenoberfläche ein gleichmäßiger, von der geometrischen Diskontinuität unbeeinflusster Verlauf der Spannungstrajektorien.

Der erste Systemschnitt in Bild 97 entspricht den Maßstabsverhältnissen des Großversuches mit $H/(2 \cdot \ell) = 0,50/6$. Der andere Schnitt zeigt ein Verhältnis von $H/2 \cdot \ell = 1$.

Beiden Ansätzen liegt als Belastungsansatz eine konstante Flächenlast zugrunde, an ihrer Oberfläche existieren keine statischen Diskontinuitätsbereiche.

Sofort ersichtlich und realistisch erscheint die Ausbildung einer Gewölbetragswirkung nur bei dem Modell mit der Verhältniszahl 1. Innerhalb der Deckschicht kann in Abhängigkeit vom Steifigkeitsverhältnis und der Deckschichthöhe eine Lastumlagerung der Gleichstreckenlast auf die Spaltenränder stattfinden. Als geometrische Näherungsfigur kann ein einbeschriebener Kreisbogen über den Spaltenrändern assoziiert werden, innerhalb dessen ein Lasteinfluß auf die Geomembran ausgeübt wird.

Beim oberen Modell in Bild 97 degeneriert dieser Kreisbogen zur flachen Parabel. Über die geringe Distanz zwischen Lasteintragungshorizont und Geomembran sind nur untergeordnete Reibungskräfte mobilisierbar. Die Druckstreben eines analogen Stabwerkmodells an den Spaltenrändern sind unrealistisch flach geneigt, die Geomembran erhält in diesem Fall annähernd den vollen Einfluß der Gleichstreckenlast.

Diese zunächst einfache Nachbildung des Verbundtragverhaltens der Großversuche über tri-viale Modellanalogie mit stark abweichenden geometrischen Verhältnissen führt noch zu keiner befriedigenden Aussage des nachgewiesenen Gewölbe-Effektes bei den Großversuchen.

6.3.3 Gewölbemodelle aus der Literatur

Ein elementarer Ansatz der Gewölbetragswirkung wurde von TERZAGHI [1943] aufgestellt. Durch Auftragung aller wirkenden Kräfte an einem Bodenstreifen leitet er die analytische Lösung ab.

Die Scherfestigkeit wird bekanntermaßen wie folgt angesetzt:

$$s = c + \sigma_h \cdot \tan(\varphi) \quad (25)$$

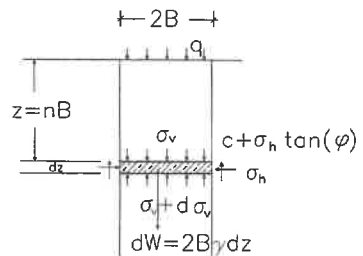


Bild 98: Gewölbemodell nach TERZAGHI (1943)

Aus der Auftragung der vertikalen Kräfte erhält man:

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \gamma - \frac{c}{B} - \frac{K \sigma_v \tan(\varphi)}{B} \quad (26)$$

mit $\sigma_H = K \sigma_v$

Mit dem integrierenden Faktor $e^{(K \tan(\varphi) z/B)}$ erhält man für die Randbedingung $\sigma_v (z=0) = q$ die Gleichung für die Vertikalspannung

$$\sigma_v = \frac{B (\gamma - c/B)}{K \tan(\varphi)} (1 - e^{(-K \tan(\varphi) z/B)}) + q e^{(-K \tan(\varphi) z/B)} \quad (27)$$

Basierend auf den Überlegungen von KRYNINE (1945) definiert HANDY (1983) ein Stützgewölbe im Boden durch den Verlauf der σ_3 -Spannungstrajektorien und beschreibt diese über Kardioiden (vgl. Bild 99).

Die Funktion für den Erddruck wird dabei wie folgt abgeleitet:

$$y = (a/2) \cosh(x/a) \quad \text{für } -1 \leq x \leq 1 \quad (28)$$

$$y' = (1/2) \sinh(x/a) = -\cot(\Theta) \quad (29)$$

Mit den Randbedingungen $\Theta_{\max} = 45^\circ + \phi/2$ bei $x = (+1)$ oder $x = (-1)$ an der Wand bei voll mobilisierter Wandreibung und dem Gleichgewicht am Volumenelement (vgl. Bild 99) zeigt HANDY die Lösungen nach Bild 100.

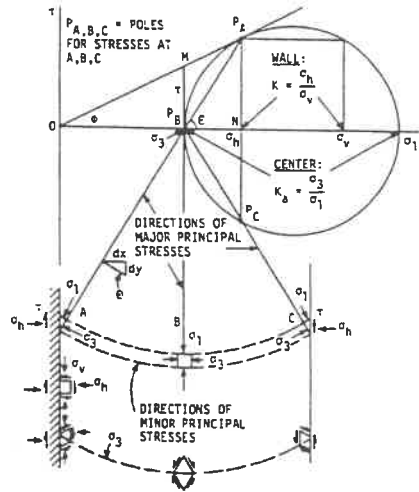


Bild 99: Gewölbmodell nach HANDY (1983)

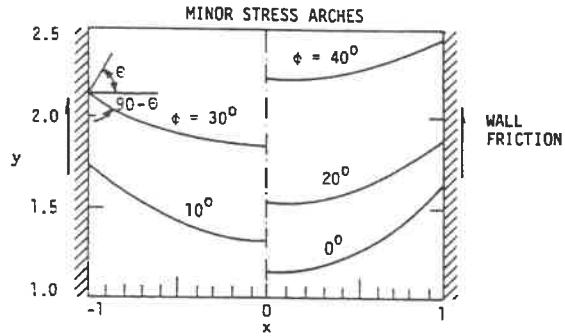


Bild 100: Darstellung der σ_3 -Spannungstrajektorien nach HANDY (1983)

Mit der gemittelten Vertikalspannung über eine Spalte der Breite B wird ein Ansatz für den Erddruckbeiwert aufgestellt:

$$K = \left(\frac{\sigma_h}{\sigma_{av}} \right) = 1,06 \left(\cos^2(\theta) + K_a \sin^2(\theta) \right) \quad (30)$$

$$\text{mit } K_a = \sigma_3/\sigma_1 \text{ und } \theta_{\max} = (\pi/2 + \varphi/2)$$

6.4 Aufstellen einer Differentialgleichung

6.4.1 Voraussetzungen

- (1) Zunächst wird die Gewölbetragswirkung nach TERZAGHI (Gleichung (27)) angesetzt, die Kohäsion des Bodens wird auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Für den Reibungswinkel φ' wird der in den Laboruntersuchungen ermittelte Wert eingesetzt (vgl. Tabelle 3).
- (2) Auf den Geokunststoff wirkt eine gleichförmig verteilte Flächenlast σ_v .
- (3) Als Erddruckbeiwert K wird der dargestellte Ansatz von HANDY verwendet (Gleichung (30)).
- (4) Die Definition "Geotextil über einer Öffnung" wird wie folgt vorgenommen:

Die untersuchte spaltenartige Öffnung wird als mit Boden gefüllt betrachtet, der kompressibel ist, aber keine Relaxationserscheinungen erwarten läßt. Eine voll mobilisierte Gewölbetragswirkung erhöht die Systemsteifigkeit. Die Vertikalspannungen werden dadurch zur Tiefe hin abgebaut. Eine Bestimmung der Setzungen in der Geotextilebene kann durch konventionelle Methoden durchgeführt werden, wobei die Einflußtiefe z_e nach dem 20%-Kriterium (vgl. DIN 4019) bestimmt werden kann.

Da in die Summe aller vertikalen Kräfte die Vertikalspannung σ_v (aus äußeren Lasten), die Umlenkraft u und die Bodenreaktion $p(x)$ einfließen und die genannten Parameter in gegenseitiger Abhängigkeit stehen, kann die Berechnung nur interaktiv erfolgen ($L \equiv \ell$).

$$2L \sigma_v = 2 \int_0^L p(x) dx + 2uL \quad (31)$$

Wegen des voll mobilisierten Gewölbe-Effektes kann die Vertikalspannung auf den Geokunststoff näherungsweise als unabhängig von den Verformungen in der Geokunststoffebene betrachtet werden.

Zur Lösung der Abhängigkeit von Bodenreaktion $p(x)$ und der Umlenkraft u wird im folgenden Kapitel stufenweise eine Differentialgleichung aufgestellt, in der ein über die Spaltenbreite gemittelter Bettungsmodul angesetzt wird.

Auf weitere Definitionen zum Thema "Geotextil über einer Öffnung" wie z.B. der Ansatz von GIROUD ET AL. (1990), bei dem der Hohlraum unterhalb der Geotextilebene nicht gefüllt ist, wird wegen der mangelnden Anpassung an die durchgeführten Felduntersuchungen verzichtet. Einfache Ansätze zur Bemessung des Geokunststoffes für diesen Fall wurden in Kapitel 6.3 bereits dargestellt.

6.4.2 Herleiten der Differentialgleichung

Im folgenden Kapitel wird versucht, aus den in Bild 101 dargestellten schematisierten Verhältnissen mit eindeutigen Lagerungsbedingungen eine Näherungslösung über das Randwertproblem der Differentialgleichung nach Theorie zweiter Ordnung aufzustellen.

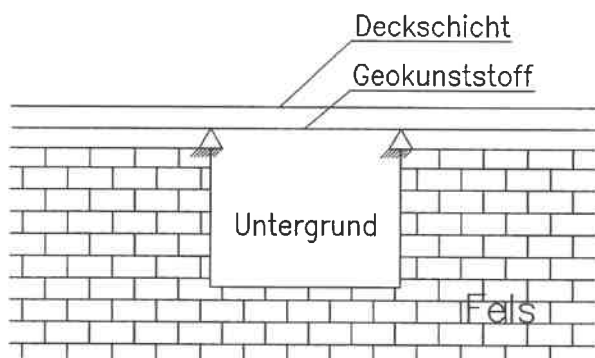


Bild 101: prinzipielle Auflagerbedingungen über dem Hohlraum

Die hier dargestellten Lagerungsbedingungen sind zudem mit denen der Feldversuche vergleichbar (vgl. Bild 62 in Kapitel 5.3.1)

FLOSS/ LAIER/ VOGEL (1984) unterscheiden als mögliche Lösungsansätze für bewehrte Zweischichtsysteme zwischen Platten-, Membran- und FE-Modell. In den Arbeiten von BAUER (1988) und GOLD (1993) werden diese Modellansätze, die durch klein- und großmaßstäbliche Versuche aufgestellt wurden, ausführlich behandelt.

An dieser Stelle soll zunächst nicht zwischen Platten- und Membranmodell unterschieden werden, da die Membrane als Sonderfall aus der Differentialgleichung hervorgeht.

Bei den beiden Materialien *Geokunststoff* und *Boden*, deren Interaktion durch die Differentialgleichung beschrieben werden soll, werden zunächst für das Tragverhalten in der Ebene die folgenden Zustände vorausgesetzt:

- Geokunststoff → einaxialer Verzerrungszustand
- Boden → ebener Verzerrungszustand

Die im folgenden gezeigte Herleitung bezieht sich überwiegend auf den als idealisiertes System vereinfachten Versuchsaufbau der Feldversuche. Eine allgemeine Abbildung auf Verbundsysteme über Öffnungen im Untergrund ist zulässig, wenn zweidimensionale Problemstellungen untersucht werden.

Systemidealisierung

Folgende vereinfachende Systemidealisierung, die dem Tragverhalten der ausgeführten großmaßstäblichen Versuche sehr nahe kommt, wird untersucht:

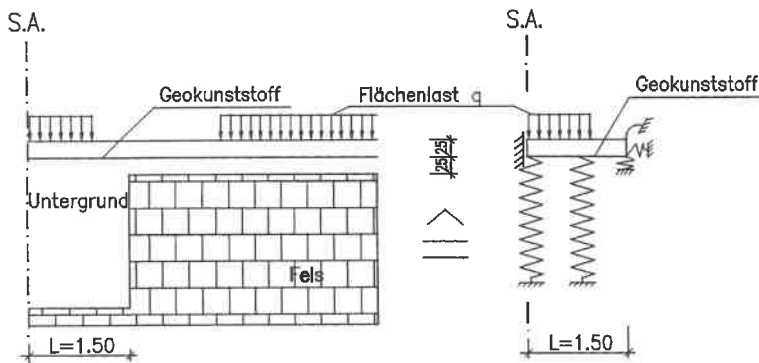


Bild 102: Systemidealisierung der Großversuche

Der kompressible Lößboden (Füllmaterial in der Grube) wurde durch Federn idealisiert; die eingeführten Lagerbedingungen unter Ausnutzung des symmetrischen Aufbaus ermöglichen eine exakte Formulierung von Randbedingungen. Die Auflast q wirkt auf das Schichtsystem aus Deckschicht und Geokunststoff ein.

In Symmetrieachse und Schwerachse des Verbundsystems Geokunststoff und Deckschicht (vgl. Bild 101) wird ein Koordinatensystem mit den Achsen x und z gelegt. Auf das verformte System wirken nun folgende Kräfte (Bild 103):

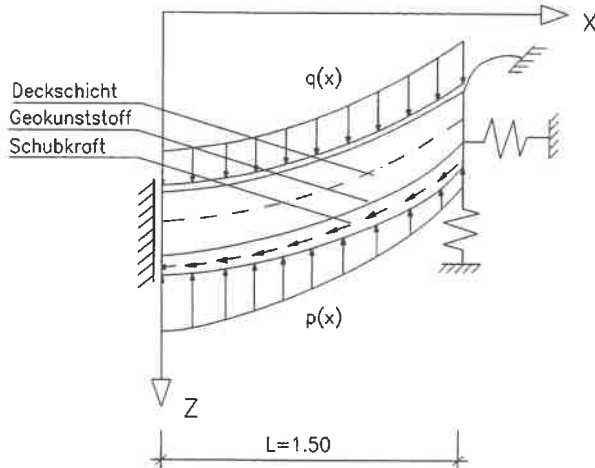


Bild 103: verformtes Verbundsystem

Die eingetragenen Schubkräfte reduzieren das Biegemoment aus $(q(x)-p(x))$. Dies bedeutet eine Steigerung der Tragfähigkeit des Verbundsystems.

Zunächst wird nur die Horizontalkomponente der Schubkraft τ_H angesetzt.

Am herausgetrennten Element der auf die x -Achse projizierten Länge $dx = ds \cdot \cos \alpha$ werden die Gleichgewichtsbedingungen formuliert (Bild 104).

Als Voraussetzungen müssen gelten:

- die Schwerachse sei unverformt,
- die Schnittebenen stehen normal zur Schwerachse
- $\sin(\alpha) \approx \tan(\alpha)$ analog zu der Aussage $\cos(\alpha) = 1$

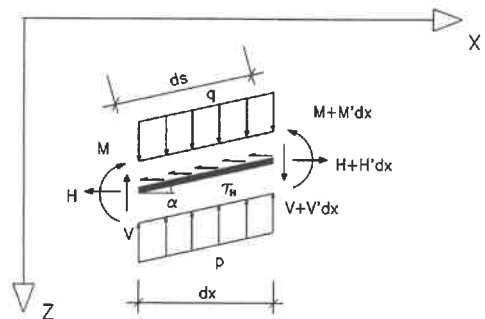


Bild 104: Gleichgewicht am Element dx

Als Abkürzungen werden die Longitudinalkraft H und die Transversalkraft V als resultierende Schnittkraftvektoren eingeführt, die über die Schnittgrößen der verformten Stabachsen N und Q über den Winkel α in Beziehung gesetzt werden. Bei der durchgeführten Taylorreihen-Entwicklung werden nur die linearen Änderungen berücksichtigt.

Nach Bild 105 ergeben sich folgende Abhängigkeiten:

$$H = N \cos(\alpha) - Q \sin(\alpha) \quad (32)$$

$$N = H \cos(\alpha) - V \sin(\alpha) \quad (33)$$

$$V = Q \cos(\alpha) - N \sin(\alpha) \quad (34)$$

$$Q = V \cos(\alpha) + H \sin(\alpha) \quad (35)$$

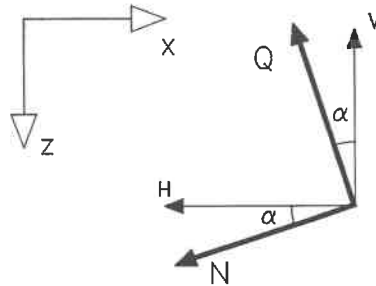


Bild 105: verformter Verbundkörper

Unter Berücksichtigung der Schubspannungsabnahme zum Rand der Öffnung ($\hat{=}$ Intervall $[0;L]$) ist $\tan(\alpha) = -z'(x)$ und $(\tan(\alpha))' = -z''(x)$, da die Beziehung $z'(x+dx) < z'(x)$ gilt.

Mit den genannten Voraussetzungen $\cos(\alpha) = 1$ und $\sin(\alpha) \approx \tan(\alpha)$ ergibt sich:

$$H = N - Q \tan(\alpha) \quad (36)$$

$$N = H + V z'(x) \quad (37)$$

$$V = Q - N \tan(\alpha) \quad (38)$$

$$Q = V - H z'(x) \quad (39)$$

Die Summe aller horizontalen Kräfte (vgl. Bild 104) lautet:

$$H(x) - (H(x) + H'(x) dx) + \tau_H(x) dx = 0 \quad (40)$$

$$H'(x) = \tau_H(x) \quad (41)$$

$$H(x) = \int_0^L \tau_H(x) dx + C_1 \quad (42)$$

Als Randbedingung für die Symmetrieachse wird eingeführt:

$$H(x=0) = Z_0 \quad (43)$$

Aus (42) und (43) folgt:

$$H(x) = \int_0^L \tau_H(x) dx + Z_0 = Z_H(x) \quad (44)$$

Die Summe aller vertikalen Kräfte ergibt sich zu:

$$-V(x) + (V(x) + V'(x)dx) - (p(x) - q(x))dx = 0 \quad (45)$$

$$V'(x) = p(x) - q(x) \quad (46)$$

$$V(x) = \int_0^L (p(x) - q(x))dx + C_2 \quad (47)$$

Damit lauten die Schnittgrößen N und Q:

$$N(x) = H(x) + V(x)z'(x) = Z_H(x) + \left(\int_0^L (-q+p)dx + C_2 \right) z'(x) \quad (48)$$

$$Q(x) = V(x) - H(x)z'(x) = \int_0^L (-q+p)dx - C_2 - Z_H(x)z'(x) \quad (49)$$

$$Q'(x) = -q(x) + p(x) - (Z_H(x) z'(x))' \quad (50)$$

Mit der Beziehung $M''(x) = Q'(x)$ folgt:

$$M''(x) = Q'(x) = -q(x) + p(x) - Z_H(x) z''(x) - Z_H'(x) z'(x) \quad (51)$$

Wie bereits erwähnt, wird nun noch für die Reaktion des Bodens $p(x)$ nach dem Bettungsmodulverfahren $p(x) = k_S z(x)$ eingesetzt:

Ersetzt man darüber hinaus $M''(x) = -EIz''(x)$ in Gleichung (51), so erhält man:

$$EIz''''(x) - Z_H(x) z''(x) - Z_H'(x) z'(x) + k_S z(x) = q(x) \quad (52)$$

Bisher wurde sowohl bei der Auflast als auch bei der elastischen Bettung nur der vertikale Anteil berücksichtigt.

Kann diese Näherung noch für "kleine" Verformungen hingenommen werden, so liefert jedoch der Ansatz für die Reibungskraft in sich folgenden Widerspruch:

Am Element ds wird lediglich die Horizontalkomponente der Reibungskraft angesetzt.

In der Differentialgleichung entsteht so der Term $Z_H'(x) z'(x)$, der auch als $-\tau_v(x)$ dargestellt werden kann.

Das Minuszeichen resultiert aus der negativen Steigung des Graphen der Verformungsfigur:

$$\tau_v(x) = Z_H'(x) \tan(\alpha) = -Z_H'(x) z'(x) \quad (53)$$

In der Veröffentlichung von BOURDEAU/ HARR/ HOLTZ (1981) wird zur analytischen Behandlung des bewehrten Zweischichtsystems die in Bild 106 gezeigte Systemidealisation vorgenommen, die in den Ansätzen mit dem bisher beschriebenen Aufbau der Differentialgleichung vergleichbar ist.

Setzt man die Biegesteifigkeit in Gleichung (52) zu Null, so ergibt sich

$$-Z_H(x) z''(x) - Z_H'(x) z'(x) + k_S z(x) = q(x) \quad (54)$$

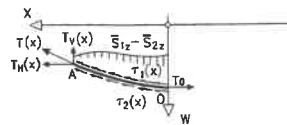
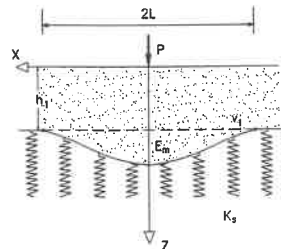


Bild 106: Membranmodell nach BOURDEAU/ HARR/ HOLTZ (1981)

6.4.3 Verbesserung der Differentialgleichung

Zur Verbesserung der DGL (52) wird - entsprechend dem Ansatz von BOURDEAU ET AL. - in einem weiteren Schritt die Schubkraft tangential zu Boden und Geotextil angesetzt (vgl. Bild 107):

Zum Vorgenannten ergibt sich folgender Unterschied:

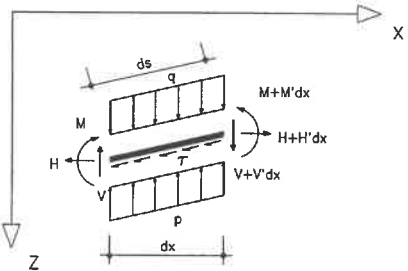


Bild 107: Gleichgewicht am Element dx

$$-V(x) + (V(x) + V'(x)dx) - (p(x) - q(x) - Z'_H(x))dx = 0 \quad (55)$$

Daraus erhält man analog:

$$M''(x) = Q'(x) = -q(x) + p(x) - Z_H(x)z''(x) = -EIz^{IV}(x) \quad (56)$$

$$EIz^{IV}(x) - Z_H(x)z''(x) + k_s z(x) = q(x)$$

Der Term $(Z'_H(x) z'(x))$ entfällt damit in Gl. (56); die Schubkraft $Z'_H(x)$ ist in Gl. (56) nunmehr über die Änderung der Zugkraft $Z_H(x)$ enthalten.

Nach Einführung einer Systemlängskordinate s , Beschränken der Bodenreaktion und Auflast auf den vertikalen Anteil und Vernachlässigung der Biegesteifigkeit erhält man:

$$- \frac{Z_H(s)}{\sqrt{1 + (dz/dx)^2}} z''(x) + k_s z(x) = q(s) \quad (57)$$

Anmerkung: bei $Z_H(s) = \text{const}$ und $k_s = \text{const}$ ergibt sich

$$- \frac{Z_H}{\sqrt{1 + (dz/dx)^2}} z''(x) = q(s) \quad (58)$$

wie aus der Seilstatik bekannt; d.h. bei $q(s) = \text{const}$ die Funktion der Kettenlinie.

Zunächst werden die beiden Gleichungen (54) und (56) weiter verfolgt, Gleichung (57) ist nicht geschlossen lösbar und wird deswegen zunächst zurückgestellt.

Die endgültigen Lösungen der Gleichungen (54) und (56) erhält man iterativ über die Deformationsbeziehungen (vgl. Gl. 17-20 der Parabel-Untersuchungen).

7. Randbedingungen und Eingangsgrößen aus Labor- und Feldversuchen

7.1 Der Verbundkörper Boden/ Geokunststoff

Bei den in Kapitel 5.5. aufgeführten Versuchsergebnissen werden die Zugkräfte im Geokunststoff indirekt über die gemessenen Dehnungen bestimmt. Es ist dabei zu beachten, daß diese Meßwerte resultierende Kräfte im Geokunststoff darstellen. In analytischen Untersuchungen wird dagegen meist die Horizontalkomponente der Zugkraft angesetzt.

Bild 108 beschreibt die Verhältnisse einer elastisch gebetteten Membrane auf einem idealisierten reibungsfreien Medium:

Nimmt der horizontale Anteil der Zugkraft von der Symmetrieachse aus zu, verläuft die Wirkungslinie der Reibungskräfte zur Achse.

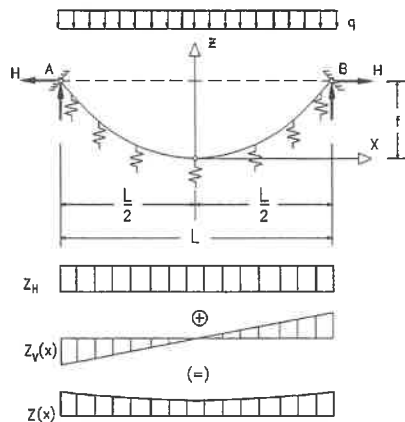


Bild 108: Z_H und $Z(x)$ (idealisiert)

Eine Darstellung der Relativbewegung zwischen Boden und Kunststoff wird in Bild 109 dargestellt:

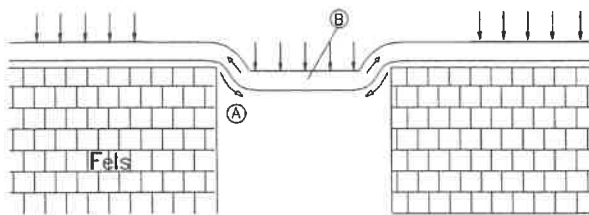


Bild 109: Relativbewegung zwischen Boden und Geokunststoff

Unterhalb des Geokunststoffes (mit A gekennzeichneten Bereich) kann der Boden lediglich in Richtung der Symmetrieachse verdrängt werden. Zwischen Lastplatten und dem Geokunststoff

(Bereich B) sind im Hinblick auf die Lasteinleitung nur sehr geringe Relativbewegungen zu erwarten (monolithischer Verbundkörper).

Auf der Oberseite des Geokunststoffes werden aus den genannten Gründen keine Schubkräfte über der Grube angesetzt. Die Richtung der Schubkräfte unterhalb des Geokunststoffes weisen zur Symmetrieachse (vgl. auch Bild 103). In einer Untersuchung am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart wurde gezeigt, daß die Schubkräfte nicht zwingend in der Kontaktfläche zwischen Boden und Geokunststoff verlaufen müssen (FREY 1990), sondern auch mit gewissem Abstand zum Geokunststoff wirksam sein können.

In der Literatur wird die Schubkraft von einigen Autoren als eine Funktion der Auflast angesetzt (BAUER (1988), BOURDEAU ET AL. (1981)). Zu ihrer Mobilisierung seien lediglich geringe Relativbewegungen notwendig, um die Schubkraft in der Grenzschicht zwischen Boden und Geokunststoff voll zu mobilisieren.

In Analogie zum Rahmenschergerät wird der quantitative Verlauf einer Schubspannungsmobilisierungsfunktion in Bild 110 dargestellt.

Die Normalspannung auf den Geokunststoff entspricht näherungsweise σ_{zz} für $\cos(\alpha) \approx 1$ in der Verformungsfigur.

Eine Berechnung der Schubspannungen mit diesem Ansatz läßt keine brauchbaren Ergebnisse erwarten, da sich einerseits die Bewegungen im Boden nicht exakt quantifizieren lassen und andererseits der Einfluß der Normalkraftdehnung (vgl. Bild 111) sich mit einfachen mathematischen Ansätzen nicht erfassen läßt.

Für die numerische Behandlung der Schubkraft im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird deshalb zunächst das Membranproblem isoliert (ohne Schubkrafteinfluß) betrachtet. Anschließend werden die Zugkräfte aus den Versuchsergebnissen über die Dehnsteifigkeit der eingesetzten Geokunststoffe bestimmt. Nach einem Vergleich der gemessenen mit den errechneten Werten der Zugkraft wird eine Aussage über die Schubkräfte getroffen.

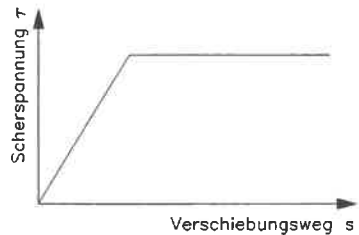


Bild 110: Schubspannungsverlauf einer bilinearen Mobilisierungsfunktion

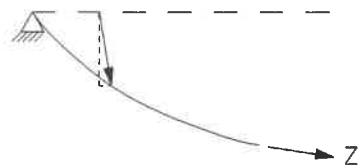


Bild 111: Normalkraftdehnung im Geokunststoff

Die Abschätzung der mobilisierten Haltekraft des Geokunststoffes im Boden für den Bereich der seitlichen Belastungseinrichtungen (vgl. Bild 68) wurde über die Ergebnisse der Scherkastenversuche von FREY (1990) vorgenommen (vgl. Bild 92). Mit einer Verankerungslänge von 2 m und einer konstanten Normalkraft von 100 kN/m² während der Versuchsdurchführung folgt für die Haltekraft bei einem Streifen der Breite $b=1$ m eine mittlere aufnehmbare Verankerungskraft von :

$$F = 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 80 \text{ kN/m}^2 = 160 \text{ kN}$$

Eine weiterer Parameter für die anschließende numerische Betrachtung ist der Bettungsmodul k_s . Die Bestimmung dieser Einflußgröße sowie eine Darstellung der errechnete Werte wurden bereits im Kapitel 5.5 gezeigt (vgl. Bild 74).

Bezüglich des Bruchmechanismus in der Grube wird folgendes angemerkt:

- Wegen der relativ geringen Belastung (max. 110 kN/m²) waren während der Versuche und den später durchgeführten Oedometerversuchen keine Plastifizierungserscheinungen des Bodens zu bemerken. Ebenso war keine nennenswerte Verdrängung des Bodens an den Stirnseiten der Belastungseinrichtung festzustellen.
- Die Untersuchung des Bruchzustandes ist für die analytische Berechnung der Versuche daher nicht relevant.

Da die Auflast im Versuch offenbar wesentlich kleiner war als die Traglast des Systems aus Boden und Geokunststoff und große Bewegungen im Boden an den Stirnseiten der Versuchseinrichtung in y - z -Ebene (vgl. Bilder 62 und 63 in Kapitel 5.3) nicht beobachtet wurden, ist die folgende Näherung zulässig:

Unter Vernachlässigung der Schubkräfte in y - z -Richtung erfolgt für die Berechnung die Reduktion auf das Membranproblem in der x - z -Ebene.

7.2 Grundlagen der Berechnung

In den Abschnitten 4.2 und 4.3 wurden Grundlagen zum Biegezugverhalten von bindigen Böden mit und ohne Bewehrung anhand von Modellversuchen untersucht. Hier war aufgrund einfacher geometrischer Querschnitte die Bestimmung der Spannungen und Verformungen ohne weiteres möglich.

Bedingt durch den Versuchsaufbau bei den großmaßstäblichen Untersuchungen müssen einige Details berücksichtigt werden, die sich durch die Betrachtung des Systemtragverhaltens in der Geokunststoff-Ebene ergeben.

Wird innerhalb der Grube ein Spannungszustand nach der Elastizitätstheorie bei behinderter Seitendehnung und reibungsfreien Seitenwänden unterstellt, nimmt die Vertikalspannung mit der Tiefe nicht ab und der Bettungsmodul in Geokunststoffebene kann aus dem Verhältnis der Schichtmächtigkeiten unter dem Geokunststoff und den Lastplatten abgeschätzt werden:

$$k^*_s = (2,5 / 2,25) \cdot k_s \quad (59)$$

Dieser Ansatz stellt aufgrund der tatsächlichen Gegebenheiten (raue Grubenwände, biaxiale Verhältnisse) in der Grube eine Näherung dar.

Unter Berücksichtigung der Lastausbreitung in der Deckschicht ($d=25$ cm) oberhalb des Geokunststoffes mit

$$(\alpha) = 45^\circ + \phi/2 = 45^\circ + 29,4^\circ/2 \approx 60^\circ$$

erhält man die gemittelte Vertikalspannung, die auf den Geokunststoff einwirkt (vgl. Bild 112).

$$Q^* = (2/2,3) \cdot Q \quad (60)$$

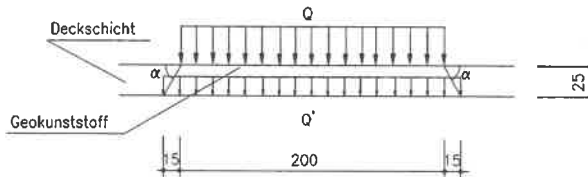


Bild 112: Lastumlagerung in der Geokunststoffebene

Die Auflast Q^* wird über die gesamte Grubenbreite angesetzt. Dieser Ansatz liegt auf der sicheren Seite. Ein Vergleich zwischen $Q^* = \text{const}$ und einer Spannungsverteilung nach Halbraumtheorie zeigte, daß die Unterschiede in einer vernachlässigbaren Größenordnung liegen.

Der Bettungsmodul in Geokunststoffebene beträgt somit für die Auflast Q^*

$$k^*_s = \frac{2 \cdot 2,5}{2,3 \cdot 2,25} \cdot k_s = 0,97 \cdot k_s \quad (61)$$

Eine weitere Systemanpassung an das "reale" Tragverhalten muß für die Auflagerungsbedingung des Geokunststoffes an der Grubenkante definiert werden:

Die in Bild 113 gezeigte Systemidealisierung wurde zur Definition der Differentialgleichung im Auflagerbereich über der Grubenkante angesetzt (vgl. Bild 103).



Bild 113: Lagerbedingungen für die DGL

Statt der Horizontalfeder wird ein Gleitlager in x-Richtung eingeführt (vgl. Bild 114). Diese Lagerbedingung liegt nach der Auswertung der Verformungen der benutzten Geokunststoffe auf der sicheren Seite. Zudem wurde beim Freilegen der Grubenkanten nach den Versuchen beim Verbundkörper aus Geokunststoff und Boden eine ausgeprägte Sattellagerung (Umlenksattel) mit einem Radius von ca. 25 cm festgestellt (vgl. Bild 66 in Kapitel 5.3).

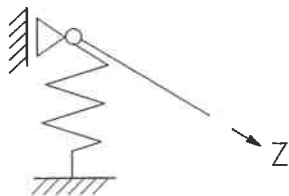


Bild 114: Gleitlager in x-Richtung

Innerhalb des Umlenksattels existiert kein Radialspannungszustand, als Mittelwert aus dem Normalspannungsverlauf wird jedoch auf den Geokunststoff im Kantenbereich eine über den Umfang des Umlenksattels konstante Radialspannung angesetzt (vgl. Bild 66).

Umlenksattels konstante Radialspannung

Über die Radiusänderung des Umlenksattels wird die Absenkung des Geokunststoffes an der Grubenkante bestimmt. Die Radiusänderung wird bestimmt durch:

$$u = \frac{Z}{R} = k_{S2} \cdot \Delta R \tag{62}$$

Mit $k_{S2} = E_{S2} / R$ folgt:

$$\Delta R = \frac{Z}{E_{S2}} \tag{63}$$

Die Radialspannung entspricht der Absenkung des Auflagers mit der einzelnen Vertikalfeder in Bild 113.

Die Bestimmung der Steifemodul des Verfüllmaterials wurde in Kapitel 5.5 (vgl. Bild 73) vorgestellt.

Eine weitere Eingangsgröße für die numerische Bestimmung der Systemverformung ist die in Kapitel 3.3 bereits beschriebene Steifigkeit des jeweils eingesetzten (bzw. im Entwurfsstadium vorgesehen) Geokunststoffes, die durch den Sekantenmodul beschrieben wird.

In der folgenden Tabelle sind die entsprechenden Kenngrößen der eingesetzten Geokunststoffe aufgelistet, die den Herstellerprospekten direkt entnommen bzw. aus Materialkennlinien bestimmt wurden.

Geokunststoff	Sekantenmodul [kN/m]
Stabilenka 400	2500
Paragrid 100/100S	1000
Tensar SR 110	610
Terrafix 1200	43

Tabelle 4: Sekantenmoduln der eingesetzten Geokunststoffe

Wo dies möglich war, wurde die Belastungszeit ($\epsilon=f(t)$; z.B. Tensar) bzw. der in den Versuchen verwendete Spannungsintervall (Stabilenka) berücksichtigt. Eine Beurteilung dieser Materialparameter wird in Kapitel 9.2 vorgenommen.

8. Aufstellen von Bemessungsdiagrammen

8.1 Vorbemerkungen

Im folgenden werden, aufbauend auf Gl. (57), die Grundlagen zum Aufstellen von Bemessungsdiagrammen durch Lösen der Randwertaufgabe geschaffen. Diese aufgestellten Basisbeziehungen wurden auch als PC-Programm (BASIC) formuliert, um so auf einfache Weise die Setzungen $s(x)$ und die Dehnungen $\varepsilon(x)$ in der Geokunststoffebene errechnen und mit den Ergebnissen der Feldversuche vergleichen zu können.

Dieses Vorgehen wurde auch für die in Kapitel 6.2 vorgestellten Membranmodelle *Kreis* und *Parabel* angewandt, um somit einen Vergleich dieser Modelle mit dem DGL-Ansatz zu erhalten. Es zeigte sich jedoch bei der numerischen Auswertung der Setzungen und Dehnungen, daß die errechneten Größen (stark auf der unsicheren Seite liegend) von den Versuchswerten abwichen. Es wird deshalb davon abgeraten, diese Membranmodelle, und sei es nur zur überschläglichen Bemessung, zur Simulation von Verformungs- und Dehnungsverläufen bewehrter Verbundsysteme zu verwenden.

Aus diesem Grund wurde auf die Aufstellung und Präsentation dieser Bemessungsdiagramme verzichtet, es wird lediglich das Verformungsverhalten des Systems Boden/ Geokunststoff über die DGL ohne Schubkräfteinfluß weiter verfolgt. In Abschnitt 9.3 wird auf den Schubkräfteinfluß und die Gründe der Vernachlässigung näher eingegangen.

8.2 Lösung des Randwertproblems

Die in Kapitel 6.4 aufgestellte Differentialgleichung wird nochmals vorgestellt:

$$- Z_H(x)z''(x) + k_s z(x) = q = \text{const} \quad (56)$$

Die allgemeine Lösung des Randwertproblems lautet:

$$z(x) = C_1 e^{\sqrt{\frac{k_s}{Z_H}} x} + C_2 e^{-\sqrt{\frac{k_s}{Z_H}} x} + \frac{q}{k_s} \quad (64)$$

Zur Bestimmung der Integrationskonstanten $C_{1,2}$ dienen die Randbedingungen:

$$z(x=\ell) = 0 \quad \text{und} \quad z'(x=0) = 0$$

Lösung des Randwertproblems nach Einsetzen der Integrationskonstanten:

$$z(x) = - \frac{q}{k_S \left(e^{\sqrt{\frac{k_S}{Z_H}} t} + e^{-\sqrt{\frac{k_S}{Z_H}} t} \right)} \left(e^{\sqrt{\frac{k_S}{Z_H}} x} + e^{-\sqrt{\frac{k_S}{Z_H}} x} \right) + \frac{q}{k_S} \quad (65)$$

Mit der Deformationsbeziehung (Gl. 17) folgt:

$$\Delta \ell = \ell_1 - \ell = \int_0^\ell \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2} dx - \ell = \frac{1}{J} \int_0^\ell Z_H(x) \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2} dx \quad (66)$$

Da $Z_H(x) = \text{const}$ ist (ohne tangentielle Schubkräfte), gilt:

$$\int_0^\ell \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2} dx - \ell = \frac{1}{J} Z_H \int_0^\ell \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2} dx \quad (67)$$

Mit $Z_H = J \cdot \varepsilon_{\min}$ folgt:

$$\varepsilon_{\min} = \frac{\int_0^\ell \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2} dx - \ell}{\int_0^\ell \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2} dx} \quad (68)$$

$$\varepsilon(x) = \frac{\varepsilon_{\min}}{\cos(\alpha(x))} = \varepsilon_{\min} \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2} \quad (69)$$

Aus (65) folgt:

$$(z'(x))^2 = \left(- \frac{q}{k_S \left(e^{\sqrt{\frac{k_S}{Z_H}} t} + e^{-\sqrt{\frac{k_S}{Z_H}} t} \right)} \right)^2 \frac{k_S}{Z_H} \left(e^{\sqrt{\frac{k_S}{Z_H}} x} - e^{-\sqrt{\frac{k_S}{Z_H}} x} \right)^2 \quad (70)$$

Eingesetzt in (69) lautet die Dehnung $\varepsilon(x)$

$$\varepsilon (x) = \varepsilon_{\min} \sqrt{1 + \left(\frac{q}{k_S \left(e^{\sqrt{\frac{k_S}{Z_H}} t} + e^{-\sqrt{\frac{k_S}{Z_H}} t} \right)} \right)^2} \frac{k_S}{Z_H} \left(e^{\sqrt{\frac{k_S}{Z_H}} x} - e^{-\sqrt{\frac{k_S}{Z_H}} x} \right)^2 \quad (71)$$

Mit $p := \sqrt{\frac{k_S}{Z_H}}$ folgt aus (68) und (71):

$$\begin{aligned} \varepsilon (x) &= \frac{\int_0^t \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2} dx - \ell}{\int_0^t \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2} dx} \sqrt{1 + \left(\frac{q}{k_S (e^{pt} + e^{-pt})} \right)^2} (e^{px} - e^{-px})^2 \frac{k_S}{Z_H} = \\ &= \frac{\int_0^t \sqrt{1 + \left(-\frac{q}{k_S (e^{pt} + e^{-pt})} \right)^2} \frac{k_S}{Z_H} (e^{px} - e^{-px})^2 dx - \ell}{\int_0^t \sqrt{1 + \left(-\frac{q}{k_S (e^{pt} + e^{-pt})} \right)^2} \frac{k_S}{Z_H} (e^{px} - e^{-px})^2 dx} \sqrt{1 + \left(\frac{q}{k_S (e^{pt} + e^{-pt})} \right)^2} (e^{px} - e^{-px})^2 \frac{k_S}{Z_H} \end{aligned} \quad (72)$$

8.3 Bemessungsdiagramme und Erläuterungen

Zur Anwendung dieser Gleichung dient das Nomogramm in Bild 115. Das Bemessungsdiagramm wurde für $z(x=1,5)=0$ ausgewertet. Verschiebt man den Koordinatenursprung um ΔR in z-Richtung, so ist mit

$$Q_R = Q^* - \Delta R \cdot k_S \quad (73)$$

als Eingangswert für die Auflast Q das Diagramm anwendbar. Zu den berechneten Setzwerten ist jetzt ΔR zu addieren (vgl. Kapitel 9.2).

Auswertung der DGL ohne Schubkräfte

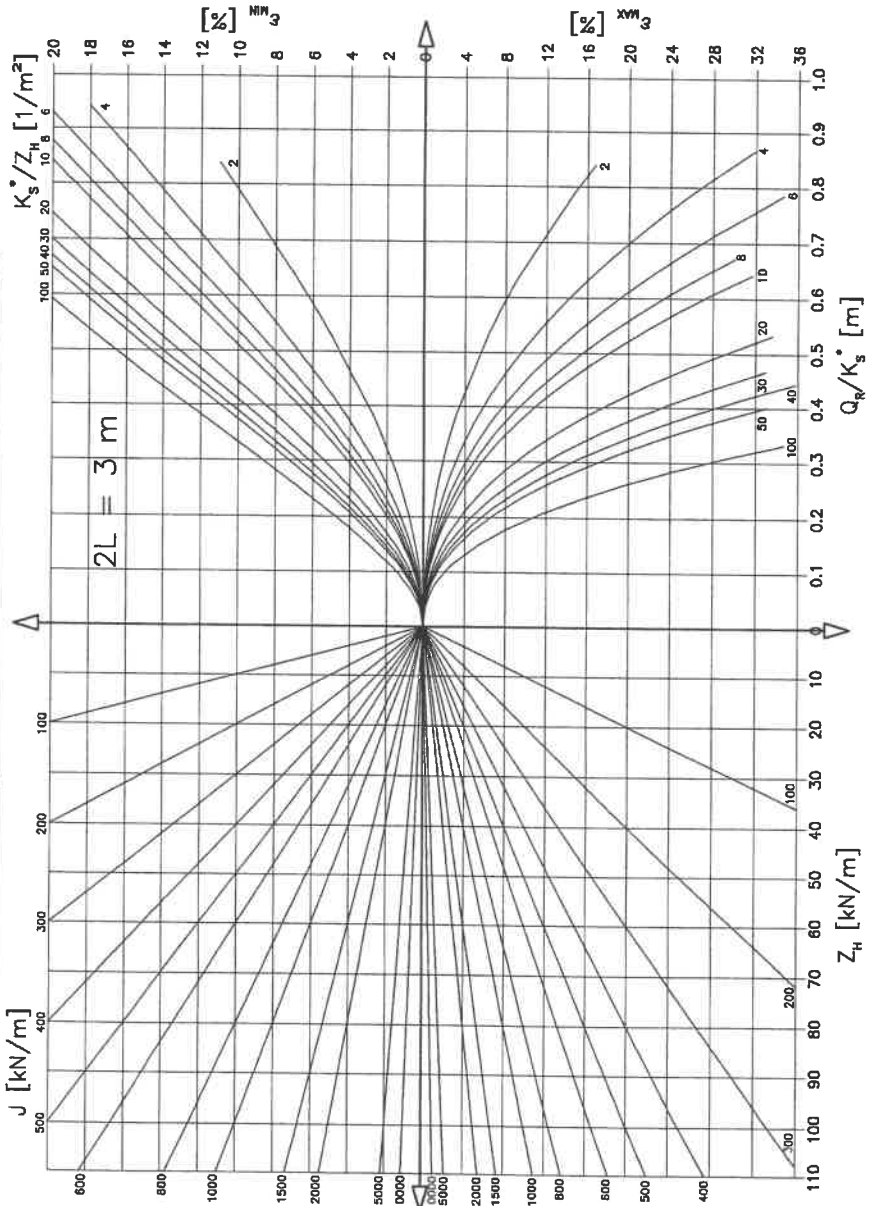


Bild 115: Bemessungsdiagramm

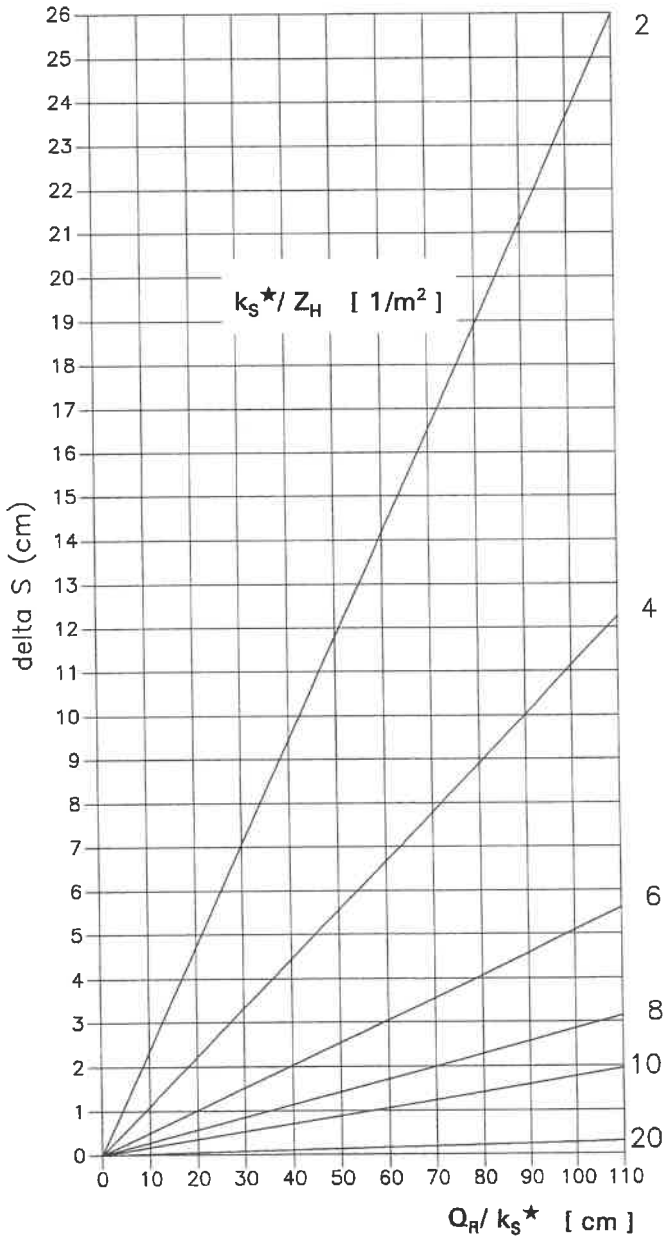


Bild 116: Setzungsreduzierung Δs

Bild 116 dient zur Ermittlung der rechnerischen Reduzierung der Setzungen (Δs) über die Differentialgleichung ohne Schubkräfte.

Δs erhält man über die Beziehung

$$\Delta s = \frac{Q}{k_s} - z(0) \quad (74)$$

Mit (65) erhält man für $z=0$:

$$\Delta s = \frac{Q}{k_s} + \frac{2Q}{k_s \left(e^{\sqrt{\frac{k_s}{Z_H}} \epsilon} + e^{-\sqrt{\frac{k_s}{Z_H}} \epsilon} \right)} - \frac{Q}{k_s} \quad (75)$$

8.4 Anwendungsbeispiel

Als Beispiel für die Anwendung soll die Auswertung von Versuch 5 dienen. Als Eingangsgrößen für das Bemessungsdiagramm (Bild 115) werden benötigt:

- Auflast in der Geokunststoffebene Q_R (nach Gl. (60), (63) und (73)): 85 kN/m² ($\hat{=} Q=110$ kN/m² aus letzter Laststufe)
- Bettungsmodul k_s^* (nach Gl. (61)): 226 kN/m³
- Sekantenmodul des Geokunststoffes: 1000 kN/m
- Verhältnis k_s^*/Z_H (zunächst als Startwert für die Iteration von Z_H , z.B.): 4

In den oberen Quadranten (ϵ_{\min}) werden folgende Ablesungen vorgenommen:

- Bei $Q_R/k_s^* = 0,38$ erfolgt ein Schnitt mit der Kurvenschar $k_s^*/Z_H = 4$.
- Der horizontale Schnitt mit $J = 1000$ kN/m liefert einen 1. Iterationswert für Z_H mit 40 kN/m.
- Mit dem neuen Verhältniswert $k_s^*/Z_H = 5,6$ wird die Ablesung wiederholt.
- Beim 2. Iterationsschritt wird $Z_H(x=0) = 45$ kN/m abgelesen.
- Für ϵ_{\min} wird auf der entsprechenden Ordinate ein Wert von 4,5 [%] abgelesen.

Diese Werte entsprechen der numerischen Ermittlung der Zugkraft und der Dehnung über das genannte PC-Programm (vgl. Kapitel 9.2).

Die Ermittlung von $Z_H(x=1,5) = Z_{\max}$ sowie ϵ_{\max} erfolgt analog in den unteren Quadranten des Diagrammes.

9. Vergleichende Betrachtung von Rechen- und Versuchsergebnissen

9.1 Erläuterungen zum Vorgehen

Neben den in Kapitel 5.5 exemplarisch vorgestellten Versuchsergebnissen einiger Feldversuche liegen nach Auswertung der Differentialgleichung über das PC-Programm unter Berücksichtigung der o.g. Eingangsgrößen Rechenwerte über Verformungen und Dehnungen in der Geokunststoffebene vor.

Der folgende Vergleich zwischen den Ergebnissen der Feldversuche und der Nachrechnung wird für die Versuche 4 (Tensar; Geogitter), 9 (Stabilenka; Gewebe) und 10 (Terrafix; Vlies) ausgeführt. Anhand der unterschiedlichen Geokunststoff-Typen wird der Anpassungsgrad des numerischen Modells kommentiert.

Als Vergleichswerte dienen die minimalen (Symmetrieachse; $x=0$) und maximalen (Auflagerbereich; $x=1,5$) Dehnungen $\epsilon(x)$ und die Verformungen $s(x)$ in der Geokunststoffebene (vgl. Bild 117).

Dabei stehen aus der numerischen Berechnung Werte in Abständen von 0,25 m in tabellarischer Form ($\hat{=}$ Ausdruck

des PC-Programmes) zur Verfügung, wobei die maßgebenden Spalten durch Pfeile hervorgehoben wurden. Die Versuchsergebnisse werden zum direkten Vergleich analog präsentiert, der Abstand der Meßstellen war jedoch versuchstechnisch bedingt geringer (vgl. Bilder 67, 68 und 70). Als Vergleichswerte dienen hier die gemessenen Geokunststoff-Dehnungen und die Verformungen des Verbundsystems über der Versuchsgrube in der Geokunststoff-Ebene (vgl. Abschnitt 5.3.3).

Der Tabellenform wurde gegenüber einer Diagramm-Darstellung der Vorzug gegeben, da durch die 11 Laststufen pro Versuch bzw. Rechenlauf eine gemeinsame Darstellung keine anschauliche Gegenüberstellung liefert.

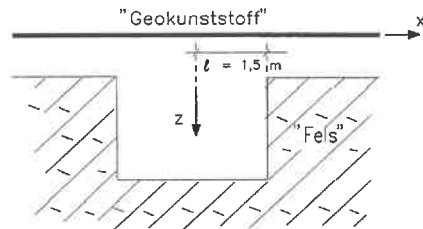


Bild 117: Idealisierte Darstellung der Versuchsgrube

9.2 Bewertung der Anpassungsgenauigkeit

Versuch 4 (Tensar SR 110)

Ergebnisse der DGL-Auswertung:

Länge = 1.5 [m] ; Steifemodul = 951 [kN/m²] ;
 Bettungsmodul = 231 [kN/m³] ; Sekantenmodul = 610 [kN/m]

Q	Qr	Zmin	Zmax	e(0)	e(.25)	e(.5)	e(.75)	e(1)	e(1.25)	e(1.5)
[kN/m ²]		[kN/m]		+	-	-	-	-	-	+

10	8.3	1.6	1.8	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.29
20	16.5	4.0	4.5	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.74
30	24.5	6.7	7.9	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.11	1.29
40	32.5	9.6	11.8	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.61	1.93
50	40.5	12.8	16.0	2.09	2.09	2.09	2.10	2.10	2.17	2.63
60	48.4	16.1	20.6	2.63	2.63	2.63	2.64	2.65	2.76	3.38
70	56.3	19.5	25.6	3.19	3.19	3.19	3.20	3.23	3.40	4.19
80	64.1	23.0	30.8	3.77	3.77	3.77	3.78	3.83	4.07	5.05
90	72.0	26.6	36.3	4.35	4.36	4.36	4.38	4.46	4.78	5.96
100	79.8	30.2	42.1	4.95	4.95	4.96	4.99	5.10	5.51	6.90
110	87.7	33.9	48.0	5.55	5.55	5.57	5.61	5.76	6.28	7.87
				↑			↑			↑

Q	Qr	Zmin	s(0)	s(.25)	s(.5)	s(.75)	s(1)	s(1.25)	s(1.5)
[kN/m ²]		[kN/m]	+	-	-	-	-	-	+

10	8.3	1.6	3.88	3.88	3.88	3.88	3.87	3.69	0.17
20	16.5	4.0	7.76	7.76	7.76	7.74	7.59	6.64	0.42
30	24.5	6.7	11.64	11.63	11.61	11.50	11.04	9.07	0.70
40	32.5	9.6	15.50	15.49	15.41	15.13	14.22	11.18	1.01
50	40.5	12.8	19.34	19.30	19.13	18.62	17.18	13.07	1.34
60	48.4	16.1	23.13	23.05	22.76	21.97	19.95	14.79	1.69
70	56.3	19.5	26.86	26.74	26.29	25.18	22.55	16.41	2.05
80	64.1	23.0	30.52	30.35	29.73	28.27	25.03	17.93	2.42
90	72.0	26.6	34.10	33.88	33.07	31.24	27.38	19.37	2.79
100	79.8	30.2	37.61	37.32	36.32	34.11	29.64	20.76	3.18
110	87.7	33.9	41.04	40.68	39.47	36.89	31.82	22.10	3.56
			↑	↑		↑			

Ergebnisse der Versuchs-Auswertung:

Versuch 04 (Tensar SR 110)										
Q [kN/m ²]	e(0) [%]	e(0.75) [%]	e(1.25) [%]	s(0) [cm]	s(0.25) [cm]	s(0.5) [cm]	s(0.75) [cm]	s(1.0) [cm]	s(1.25) [cm]	s(1.5) [cm]
10	0,1	0,3	0,4	6,8	6,8	-	5,8	-	-	-
20	0,3	0,7	1,2	13,6	13,2	-	12,0	-	-	-
30	0,6	1,1	1,9	18,8	18,4	-	16,4	-	-	-
40	0,9	1,5	2,5	22,4	22,0	-	20,0	-	-	-
50	1,1	1,8	3,1	26,4	26,0	-	22,4	-	-	-
60	1,4	2,2	3,7	30,0	29,2	-	25,2	-	-	-
70	1,8	2,7	4,4	32,4	32,0	-	27,6	-	-	-
80	2,1	3,1	5,0	35,2	34,4	-	30,2	-	-	-
90	2,4	3,6	5,7	37,6	36,8	-	32,4	-	-	-
100	2,8	4,3	6,3	40,0	39,2	-	34,4	-	-	-
110	3,1	4,7	7,1	43,2	41,6	-	36,8	-	-	-

Wegen Ausfall der Schlauchwaagen-Meßeinrichtung bei diesem Versuch wird die Verformung des Überbaues als Vergleichsgröße herangezogen (vgl. Bild 67). Die Zusammendrückung des Bodens oberhalb der Geokunststoffebene (bei d=25 cm etwa 2-3 cm) muß demnach noch von den Versuchswerten abgezogen werden.

Die Übereinstimmung bei den Setzungswerten kann als sehr gut bezeichnet werden, die Anpassungsgenauigkeit des DGL-Ansatzes in diesem Bereich ist optimal.

Wegen des beschriebenen "Umlenksattels" am Grubenrand (vgl. Gl. 63) werden an dieser Stelle die Werte $\varepsilon(x=1.25)$ des Versuchs mit den Werten $\varepsilon(x=1.5)$ der Rechnung miteinander verglichen.

In den bezeichneten Spalten ($x=0.75$) und ($x=1.5$) zeigt der Vergleich gute Übereinstimmung, lediglich die Dehnungen in der Symmetrieachse ($x=0$) werden vom Rechenmodell überschätzt. Als Ursache dafür wird die fehlende Berücksichtigung der Schubkraft $Z_H'(x)$ entlang des Geokunststoffes angesehen. Eine Bewertung dieses Sachverhaltes erfolgt in Kapitel 9.3.

Das andere verwendete Geogitter (Paragrid 100/100S) zeigte eine ähnlich gute Anpassung der Rechenwerte zu den Versuchswerten.

Versuch 9 (Stabilenka 400)

Ergebnisse der DGL-Auswertung:

Länge = 1.5 [m] ; Steifemodul = 1775 [kN/m²] ;
 Bettungsmodul = 403 [kN/m³] ; Sekantenmodul = 2500 [kN/m]

Q	Qr	Zmin	Zmax	e(0)	e(.25)	e(.5)	e(.75)	e(1)	e(1.25)	e(1.5)		
[kN/m ²]		[kN/m]		+ - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -		

				[%]								
10	8.2	2.4	2.4	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.10		
20	16.1	5.8	6.1	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.24		
30	23.9	9.7	10.4	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.42		
40	31.7	14.1	15.3	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.57	0.61		
50	39.4	18.7	20.6	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.76	0.82		
60	47.0	23.6	26.3	0.94	0.94	0.94	0.94	0.95	0.96	1.05		
70	54.6	28.7	32.3	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.17	1.29		
80	62.1	34.0	38.6	1.36	1.36	1.36	1.36	1.37	1.39	1.54		
90	69.6	39.4	45.2	1.58	1.58	1.58	1.58	1.59	1.63	1.81		
100	77.1	45.0	52.0	1.80	1.80	1.80	1.80	1.81	1.87	2.08		
110	84.5	50.6	59.1	2.03	2.03	2.03	2.03	2.05	2.11	2.36		
				↑			↑			↑		

Q	Qr	Zmin	s(0)	s(.25)	s(.5)	s(.75)	s(1)	s(1.25)	s(1.5)	
[kN/m ²]		[kN/m]	+ - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	

			[cm]							
10	8.2	2.4	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.14	0.13	
20	16.1	5.8	4.45	4.45	4.45	4.44	4.38	3.92	0.32	
30	23.9	9.7	6.67	6.67	6.66	6.62	6.42	5.42	0.55	
40	31.7	14.1	8.89	8.89	8.86	8.74	8.32	6.73	0.79	
50	39.4	18.7	11.10	11.09	11.02	10.80	10.10	7.91	1.05	
60	47.0	23.6	13.29	13.26	13.14	12.78	11.78	9.00	1.33	
70	54.6	28.7	15.46	15.41	15.21	14.69	13.37	10.02	1.62	
80	62.1	34.0	17.60	17.53	17.24	16.54	14.88	10.99	1.91	
90	69.6	39.4	19.70	19.60	19.22	18.33	16.33	11.92	2.22	
100	77.1	45.0	21.77	21.64	21.16	20.06	17.72	12.81	2.53	
110	84.5	50.6	23.80	23.63	23.04	21.74	19.06	13.67	2.85	

Ergebnisse der Versuchs-Auswertung:

Versuch 09 (Stabilenka 400)										
Q [kN/m ²]	e(0) [%]	e(0.75) [%]	e(1.25) [%]	s(0) [cm]	s(0.25) [cm]	s(0.5) [cm]	s(0.75) [cm]	s(1.0) [cm]	s(1.25) [cm]	s(1.5) [cm]
10	0,1	0	0	3,9	3,6	3,3	3,2	2,5	1,7	0,9
20	0,2	0	0,2	6,7	6,5	6,2	6,1	4,7	3,5	1,9
30	0,3	0,3	0,4	10,3	10,1	9,8	8,3	7,4	5,2	2,2
40	0,4	0,6	0,7	13,5	12,8	12,0	10,6	9,3	6,0	2,4
50	0,6	0,9	1,0	16,7	16,2	15,8	15,4	15,2	10,0	4,6
60	0,8	1,2	1,3	20,2	19,2	18,0	15,4	13,0	9,8	6,4
70	1,1	1,4	1,6	22,0	21,6	21,2	18,8	16,6	10,8	4,6
80	1,5	1,7	2,0	24,0	23,6	23,0	21,2	19,2	12,0	4,6
90	1,8	2,0	2,2	26,0	25,4	24,7	19,0	13,6	9,8	6,2
100	2,0	2,2	2,6	27,2	26,6	25,8	23,6	21,2	14,5	7,8
110	2,3	2,5	2,8	-	-	-	-	-	-	-

Bei den Geokunststoff-Dehnungen liegen die Versuchswerte i.M. 15 % über den Rechenwerten, wobei in der Symmetrieachse die geringsten Überschreitungen gefunden wurden.

Auch die errechneten Setzungswerte bleiben in der gleichen Größenordnung hinter den Versuchswerten zurück. Auffällig ist hier bei den Rechenwerten der steile Anstieg der Setzungskurven im Intervall zwischen $x=1.25$ und $x=1.5$, der sich im Versuch wesentlich flacher darstellte.

Nach der Beurteilung der Versuchswerte wird vermutet, daß die Systemsteifigkeit des bewehrten Zweischichtsystems durch den sehr hohen Sekantenmodul des Geokunststoffes mit $J = 2500 \text{ kN/m}$ (aus dem Index-Zugversuch) überschätzt wurde. Verringert man den Sekantenmodul um 20% auf 2000 kN/m , so ergeben sich gute Anpassungen an die Versuchswerte.

Versuch 10 (Terrafix 1200)

Ergebnisse der DGL-Auswertung:

Länge = 1.5 [m] ; Steifemodul = 1626 [kN/m²] ;
 Bettungsmodul = 366 [kN/m³] ; Sekantenmodul = 43 [kN/m]

Q	Qr	Zmin	Zmax	e(0)	e(.25)	e(.5)	e(.75)	e(1)	e(1.25)	e(1.5)	
[kN/m ²]		[kN/m]		[%]							
10	8.6	0.2	0.3	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.70	
20	17.3	0.4	0.8	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.75	
30	25.9	0.7	1.4	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	3.14	
40	34.6	1.0	2.1	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	4.82	
50	43.2	1.3	2.9	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.01	6.76	
60	51.8	1.6	3.8	3.73	3.73	3.73	3.73	3.73	3.74	8.92	
70	60.4	1.9	4.9	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48	4.50	11.29	
80	69.1	2.3	5.9	5.24	5.24	5.24	5.24	5.24	5.27	13.83	
90	77.7	2.6	7.1	6.01	6.01	6.01	6.01	6.01	6.07	16.55	
100	86.3	2.9	8.4	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79	6.89	19.43	
110	94.9	3.3	9.7	7.57	7.57	7.57	7.57	7.57	7.73	22.46	

Q	Qr	Zh	s(0)	s(.25)	s(.5)	s(.75)	s(1)	s(1.25)	s(1.5)	
[kN/m ²]		[kN/m]	[cm]							
10	8.6	0.2	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	0.01	
20	17.3	0.4	4.90	4.90	4.90	4.90	4.90	4.89	0.03	
30	25.9	0.7	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35	7.32	0.04	
40	34.6	1.0	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.71	0.06	
50	43.2	1.3	12.25	12.25	12.25	12.25	12.24	12.05	0.08	
60	51.8	1.6	14.70	14.70	14.70	14.70	14.69	14.34	0.10	
70	60.4	1.9	17.15	17.15	17.15	17.14	17.13	16.57	0.12	
80	69.1	2.3	19.59	19.59	19.59	19.59	19.56	18.75	0.14	
90	77.7	2.6	22.04	22.04	22.04	22.04	21.98	20.87	0.16	
100	86.3	2.9	24.49	24.49	24.49	24.49	24.40	22.95	0.18	
110	94.9	3.3	26.94	26.94	26.94	26.93	26.80	24.98	0.20	

Ergebnisse der Versuchs-Auswertung:

Versuch 10 (Terrafix 1200)										
Q [kN/m ²]	e(0) [%]	e(0.75) [%]	e(1.25) [%]	s(0) [cm]	s(0.25) [cm]	s(0.5) [cm]	s(0.75) [cm]	s(1.0) [cm]	s(1.25) [cm]	s(1.5) [cm]
10	0,1	0,2	0,1	2,2	2,2	2,3	2,1	2,0	1,4	0,7
20	0,3	0,3	0,4	4,8	4,9	5,0	4,2	4,0	1,8	1,0
30	0,6	0,4	0,9	8,6	8,5	8,3	7,9	7,5	2,2	1,6
40	0,8	0,7	1,4	12,4	12,2	12,0	11,3	10,6	6,2	1,6
50	1,0	0,8	1,8	14,6	14,6	14,4	13,4	12,4	7,0	1,6
60	1,2	1,0	2,3	17,4	17,7	17,8	16,6	15,4	9,0	2,4
70	1,3	1,3	2,9	19,0	19,2	19,2	17,6	15,8	9,5	3,2
80	1,4	1,4	3,4	21,2	21,4	21,6	20,0	18,4	11,0	3,6
90	1,5	1,5	3,9	23,6	23,4	23,0	22,0	21,0	12,8	4,6
100	1,6	1,6	4,3	25,2	25,4	25,4	23,3	21,0	12,8	4,6
110	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Die Setzungswerte aus Versuch und Rechnung sind (bis auf die Bereiche $x=1.25$ und $x=1.5$) im Rahmen der Meßgenauigkeit als nahezu identisch zu betrachten. Wie beim Versuch 9 zeigt sich auch hier wieder die Tendenz zur Ausbildung eines steilen Setzungsgrabens bei den Rechenwerten. Im Versuch ergaben sich deutlich flachere Setzungsverläufe über bzw. neben den Grubenrändern.

Die Beurteilung des Geokunststoffes nach der DGL führt jedoch zu einem sehr konservativen Verlauf der Dehnungen. Dafür werden zwei Gründe angeführt:

- (1) Die Näherung $q = \text{const}$ über der Grube führt zu einem Setzungsgraben.
So führt die Grenzwertbetrachtung $J \rightarrow 0$ zu $\varepsilon \rightarrow (Q^*/k_s^* + \ell) / \ell - 1$
- (2) Wie bereits im Abschnitt 5.5.3 erwähnt, liegt der Sekantenmodul, der in Ermangelung von zutreffenden Materialkennlinien lediglich über die Parameter Z_{max} und ε_{max} bestimmt werden konnte, weit unterhalb seiner wahren Größe.

Dieses "gute" Tragverhalten im Versuch war zunächst sehr erstaunlich, denn dieser Vliesstoff wurde eigentlich zur Demonstration des Versagenszustandes eingepflanzt.

Um eine Vorstellung über die rechnerische Größenordnung des Sekantenmoduls zu erhalten, führten Vergleichsrechnungen schließlich zu einem Wert von $J= 645 \text{ kN/m}$. Die Ergebnisse der Berechnung auf der folgenden Seite dokumentieren für diesen Wert eine sehr gute Anpassung an die Versuchswerte.

Versuch 10 (Terrafix 1200)

Ergebnisse der DGL-Auswertung unter Berücksichtigung eines größeren Sekantenmoduls:

Länge = 1.5 [m] ; Steifemodul = 1626 [kN/m²] ;
 Bettungsmodul = 366 [kN/m³] ; Sekantenmodul = 15 x 43 = 645 [kN/m]

Q	Qr	Zmin	Zmax	e(0)	e(.25)	e(.5)	e(.75)	e(1)	e(1.25)	e(1.5)
[kN/m ²]		[kN/m]		+ - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -

10	8.5	1.1	1.2	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.19
20	16.8	2.7	3.1	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.47
30	25.1	4.5	5.3	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.83
40	33.4	6.6	8.0	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.24
50	41.6	8.7	10.9	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.37	1.69
60	49.8	11.0	14.1	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71	1.74	2.18
70	57.9	13.4	17.5	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.13	2.71
80	66.1	15.9	21.1	2.46	2.46	2.46	2.46	2.47	2.55	3.28
90	74.2	18.4	25.0	2.85	2.85	2.85	2.85	2.87	2.98	3.87
100	82.4	21.0	29.0	3.25	3.25	3.25	3.26	3.28	3.44	4.50
110	90.5	23.6	33.2	3.66	3.66	3.66	3.67	3.70	3.91	5.15
				↑			↑			↑

Q	Qr	Zmin	s(0)	s(.25)	s(.5)	s(.75)	s(1)	s(1.25)	s(1.5)
[kN/m ²]		[kN/m]	+ - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -

10	8.5	1.1	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.42	0.07
20	16.8	2.7	4.90	4.90	4.90	4.90	4.88	4.63	0.16
30	25.1	4.5	7.35	7.35	7.35	7.34	7.26	6.58	0.28
40	33.4	6.6	9.80	9.80	9.79	9.76	9.56	8.30	0.40
50	41.6	8.7	12.25	12.24	12.23	12.15	11.76	9.87	0.54
60	49.8	11.0	14.69	14.68	14.65	14.50	13.88	11.31	0.68
70	57.9	13.4	17.13	17.12	17.05	16.80	15.90	12.64	0.82
80	66.1	15.9	19.56	19.54	19.43	19.06	17.85	13.89	0.98
90	74.2	18.4	21.99	21.95	21.78	21.27	19.72	15.07	1.13
100	82.4	21.0	24.40	24.34	24.11	23.43	21.53	16.20	1.29
110	90.5	23.6	26.79	26.71	26.40	25.55	23.27	17.27	1.45

Die nach der Veränderung des Sekantenmoduls erreichte gute Anpassung an die Versuchswerte dokumentiert einerseits die starke Abhängigkeit von den Materialparametern, andererseits wird der zutreffende Anpassungsgrad der DGL an das reale Verhalten bewiesen.

9.3 Beurteilung des Schubkrafteinflusses

Bei der Betrachtung der gemessenen Dehnungen bei den Feldversuchen fällt eine progressive Zunahme der Dehnungen von der Symmetrieachse zum Grubenrand auf. Der gleiche Effekt ist bei den errechneten Zugkräften im Geokunststoff zu beobachten, wobei die Zunahme der Dehnungen in den Versuchen jedoch stärker ausgeprägt ist.

In der aufgestellten DGL wurde der Schubkrafteinfluß $Z_H'(x) = 0$ gesetzt. Da die Setzungskurven aus der Nachrechnung im Bereich der Grubenkante eine größere Steigung aufweisen, als sich dies im Versuch zeigte, und die Zugkraft $Z(x)$ aus der Beziehung $Z_H(x)/\cos(\alpha)$ berechnet wird, ist daraus ersichtlich, daß tangentiale Schubspannungen zur Symmetrieachse hin weisen.

Eine Überprüfung des Schubkrafteinflusses mit einem parabolischen Normalspannungsverlauf auf den Geokunststoff und gemessenen Dehnungswerten aus Versuch 11 (Vlies) erbrachte nur geringfügig reduzierte Verformungen $z(x)$ über der Grubenhälfte. Dies steht im Widerspruch zu den beobachteten Anzeichen des Schubkrafteinflusses (vgl. oben).

Als Ursachen dafür werden genannt:

- Das Reibungsverhalten von überwiegend isoliert betrachteten Geokunststoffen wird für den Verbund im Zweischichtsystem noch immer falsch beurteilt. Der Sekantenmodul der Geokunststoffe beschreibt das reine Werkstoffverhalten, nicht aber die wechselseitigen und traglaststeigernden Verbundwirkungen.
- Das Werkstoffverhalten der Geokunststoffe wird maßgeblich durch Temperatur und Dauer der Lasteinleitung verändert. Relaxationsdehnungen führen zur "Aufweichung" des Zuelementes, was bei zeitlich lang anhaltenden Belastungsvorgängen über lokalen Instabilitäten im Boden den Schubkrafteinfluß durch Abscheren in der Kontaktfläche reduziert bzw. gänzlich aufhebt.

Eine wirklichkeitsnahe Berücksichtigung des Schubkrafteinflusses setzt demnach (besonders beim Einsatz von Vliesstoffen) ausführliche Untersuchungen zum Verbundtragverhalten voraus, die jedoch auf den konkreten Anwendungsfall abgestimmt sein müssen. Die Ergebnisse von Scherkasten- oder Ausziehversuchen mit Geokunststoffen können dabei nur Anhaltswerte zum Schubkraftverlauf liefern.

Der Einfluß des parabolischen Normalspannungsverlaufs bei der Rückrechnung zeigte ebenfalls nur einen geringen Einfluß auf das Ergebnis. Nach Ansicht des Verfassers führt eine Variation der Belastungsfiguren zu Fehleinschätzungen bei der Bewertung der Berechnung, da sich für verschiedenen Normalspannungs- und Zugkraftfunktionen vermeintlich angepaßte Zugkraftverläufe erzielen lassen. Der Ansatz von $q = \text{const}$ über der Grube liefert zunächst ausreichend abgesicherte Zugkraftnäherungen.

10. Zusammenfassung und Ausblick

10.1 Zusammenfassung der Ergebnisse

Veranlaßt durch offenen Fragen bei der Bewertung des Verformungsverhaltens von Deponiebasisabdichtungen über lokalen Unstetigkeitsstellen des tieferen Untergrundes wurden Möglichkeiten zur Reduzierung der Setzungen der sensiblen Dichtungssysteme gesucht.

Die Verfügbarkeit hochzugfester Geokunststoffe gab den Anstoß, die Modellanalogie des bewährten "Stahl-Beton"-Verbundes auf das System "Geokunststoff-Boden" abzubilden.

Durch die Ausführung von kleinmaßstäblichen Biegezugversuche ohne Bewehrung konnten grundlegende Kenntnisse über das Spannungs- und Verformungsverhalten von bindigen Bodenschichten gewonnen werden. Gleichzeitig wurde dabei eine praktikable Versuchseinrichtung geschaffen, die auf einfache und schnelle Weise Angaben zur Biegezugfestigkeit und der Grenzdehnung von bindigen Böden ermöglicht. Mehrere Anfragen aus der Industrie sowie die gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit denen wesentlich aufwendigerer Versuchstände (z.B. Groß-Zentrifugen) belegen dies anschaulich.

Nach einer Materialauswahl verschiedener Geokunststoffe, auch im Hinblick auf die Anwendbarkeit in Deponien, wurden Scher- und Ausziehversuche mit Schluff- und Tonböden durchgeführt.

Zur Untersuchung des Verbundverhaltens bei einaxialer Biegung von bindigen Böden mit eingelegtem Geokunststoff wurden weitere Modellversuche mit größerem Maßstab vorgenommen. Hierbei wurden u.a. neue Erkenntnisse über den durch das Zugelement veränderten Spannungsverlauf in der Probe gewonnen. Weiterhin wurden praktische Informationen über Verankerungslängen und das spezifische Scherverhalten der Geokunststoffe im bindigen Boden gesammelt.

Eine Finite-Element-Studie, bei der der Verbundkörper als FE-Netz nachempfunden wurde, diente zum Vergleich der gemessenen Spannungen bei Versuchen mit und ohne Bewehrungseinlage. Bei einer Gegenüberstellung von verschiedenen Stoffgesetzen bewies ein am Institut für Geotechnik entwickeltes Stoffgesetz für große Deformationen seine gute Eignung auch auf diesem Anwendungsgebiet. Versuchstechnisch schwierig zu erfassende Parameter wie der Schubspannungsverlauf im Probenkörper und in der Geokunststoff-Ebene konnten so verdeutlicht werden.

Die Studie lieferte die Bestätigung, daß bei Verwendung einer geotextilen Bewehrungslage im bindigen Boden die Zugzone entlastet wird und eine Spannungskonzentration (= Zugkraftübernahme) im Geokunststoff erfolgt.

Nach diesen Grundlagenuntersuchungen wurde die Materialauswahl geeigneter Geokunststoffe erweitert, um Unterschiede der Bewehrungswirkung in großmaßstäblichen Feldversuchen zu testen. Die Form des Versuchsfeldes wurde im Hinblick auf die anfängliche Fragestellung bei Deponiedichtungen als "biegeweiche Öffnung" mit angrenzenden Zonen erhöhter Steifigkeit entworfen.

Bei 11 Versuchen, von denen 8 bewehrt ausgeführt wurden, konnten alle spezifischen Parameter bis hin zur Verformungsmessung in der Geokunststoff-Ebene über ein speziell entwickeltes Schlauchwaagen-System mit Hilfe eines umfangreichen Meßprogrammes erfaßt werden.

Um ein möglichst breites Spektrum an Geokunststoffen auf ihre Eignung als Bewehrungselement zu untersuchen, wurde die Auswahl nach der Steifigkeit des Materials vorgenommen. So wurde auch ein schweres Vlies, sonst nur zu Trenn- und Filterzwecken eingesetzt, als Zugelement im Versuch eingebaut.

Die Versuche zeigten folgende Ergebnisse:

- Ohne Bewehrungselement "versinkt" die Belastungseinrichtung ohne Verkantung nach der Analogie des "starres Fundamentes". Eine ausgeprägte Rißbildung oberhalb der Grubenränder ist erkennbar.
- Mit Bewehrungselement zeigt die wannenförmige Setzungsmulde einen stark abgeflachten Verlauf über den Grubenrändern. Es traten nur kleinere Risse in der Deckschicht auf.

Die Anwendbarkeit der gewonnenen Erkenntnisse zum Einsatz bei der Planung von verformungsarmen Dichtungssystemen stand im Vordergrund der Arbeit. Aus diesem Grund wurde ein unkompliziertes Bemessungsmodell gesucht, mit dem die Verformung über Unstetigkeitsstellen zutreffend abgeschätzt werden kann. Gleichzeitig soll auch die Möglichkeit geboten werden, die Bewehrungswirkung unterschiedlicher Geokunststoffe zu berücksichtigen.

Über einfache Kreis- und Parabelmodelle wurde durch eine Differentialgleichung nach Theorie II. Ordnung ein Randwertproblem formuliert, das über die Verhältnisse k_s/Z und Q/k_s die Bemessung des Geokunststoffes zur Lastabtragung ermöglicht.

Dies wird anhand eines aufgestellten Bemessungsdiagrammes über 2 Iterationsschritte ausgeführt. Schubkrafteinflüsse wurden dabei nicht berücksichtigt, dies führt gegebenenfalls zu einer Überbemessung des Geokunststoffes. In Anbetracht der unbekanntenen Untergrundverhältnisse, die der Überlegung zugrunde lagen, erscheint eine Bemessung "auf der sicheren Seite" jedoch angebracht.

Im Gegensatz zu den meisten Bemessungsansätzen für kunststoffbewehrte Stützkonstruktionen werden bei dem vorgestellten Bemessungsansatz das Verformungsverhalten und die Steifigkeitsverhältnisse von Boden und Geokunststoff berücksichtigt.

Vergleiche des Rechenmodells mit den Ergebnissen der Feldversuche, beim Vliesstoff erst nach Ansatz einer "realen" Geokunststoff-Verbundsteifigkeit, zeigen gute Übereinstimmungen für das Dehnungs- und Verformungsverhalten.

Der Einfluß der Setzungsreduzierung, der ebenfalls über ein Nomogramm bestimmt werden kann, lag bei den Feldversuchen unter 10% der Deformationen im unbewehrten System. Das genannte Bemessungsdiagramm zeigt jedoch, daß die Zugkraftmobilisierung und damit die Tragfähigkeitssteigerung mit anwachsendem Q/k_s -Verhältnis überproportional zunehmen. Bei den Versuchen konnten diese Bereiche wegen der dazu notwendigen Verankerungskräfte für den Versuchsstand nicht untersucht werden.

Durch die strukturierte Herleitung und Darstellung der Differentialgleichung ist eine Variation der geometrischen Randbedingungen für weitere Untersuchungen einfach möglich.

10.2 Ausblick auf offene Fragen

Obwohl die vorliegende Arbeit wesentliche Hilfen zur Bemessung bei der Reduzierung von Verformungen über Stellen begrenzter Tragfähigkeit im Untergrund liefert, können diese Untersuchungen keinesfalls schon als ausreichend betrachtet werden.

Vor allem sind weitere Grundlagen-Untersuchungen über das Verformungs- und Reibungsverhalten des bewehrten Zweischichtsystems notwendig. Es sollte auch dabei auf eine möglichst unkomplizierte Formulierung der Zusammenhänge geachtet werden, um dem Prinzip der schnellen und einfachen Handhabung weiter zu genügen.

Im Hinblick auf die Anwendung im Deponiebereich sind die Ergebnisse von Langzeit-Untersuchungen der verschiedenen Geokunststoffe von großem Interesse. Tragkraftreduzierende Einflüsse müssen durch entsprechende Sicherheitszuschläge bei der Bemessung berücksichtigt werden, wie dies z.B. auch bei der Berechnung von geotextil verstärkten Steilböschungen üblich ist.

Die Erweiterung der DGL durch realistische Schubkraftanteile ist auch über FE-Studien denkbar, sofern praktikable und zutreffende Interface-Elemente innerhalb der Programmsysteme zur Verfügung stehen.

11. Literatur

AJAZ, A. UND PARRY, R.H.G. (1974):

An unconfined direct tension test for compacted clays. Journal of Testing and Evaluation, ITEVA, Vol. 2, No. 3: S. 163-172.

AJAZ, A. UND PARRY, R.H.G. (1975):

Stress-strain behavior of two compacted clays in tension and compression. Géotechnique, Vol. 25, No. 3: S. 495-512.

BARTHEL, J. (1989):

Diplomarbeit Nr. 225. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.

BATEREAU, CH. (1990):

Einige Aspekte zum Einsatz von Geotextilfiltern im Deponiebau. Vortrag beim 6. Nürnberger Deponieseminar 1990, Thema: Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien, E. Gartung, Landesgewerbeanstalt Nürnberg, Heft 56 S. 287-301.

BAUER, A. (1990):

Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtsystemen. Eigenverlag der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der TU München.

BOPP, R. (1987):

50 Jahre Steinbruchbetriebe Bopp. Broschüre zum Firmenjubiläum, Eigenverlag.

BOURDEAU, P.L./ HARR, M.E./ HOLTZ, R.D. (1981):

Soil-Fabric Interaction - An Analytical Model. II. Int. Conference on Geotextiles, Las Vegas, U.S.A.

BREINLINGER, F. (1989):

Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen, Institut für Geotechnik (Eigenverlag), Stuttgart, Heft 30.

BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND REAKTORSICHERHEIT (1990):

Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung und Verbrennung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen vom 17. Dez. 1990, Bonn, 28.12.1990.

DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V. (1990):

Empfehlungen des Arbeitskreises Geotechnik der Deponien und Altlasten (GDA), Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin München Düsseldorf.

FLOSS, R./ LAIER, H./ VOGEL, W. (1984):

Berechnungsmodelle für Verbundsysteme mit Geotextilien als Zugbewehrung in Böden. DGEG, Essen. Tagungsband des 1.Nat. Sympos. Geotextilien im Erd- und Grundbau.

- FLOSS, R. (1986):
Bodensysteme mit geotextilen Bewehrungselementen- Wissensstand zur Stabilitätsanalyse. Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien, Eigenverlag Heft 6/1986, S. 01-42.
- FLUET, J.E./ CHRISTOPHER, B.R./ SLATERS, A.R. (1986):
Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Geosynthetics in einem Damm (engl.). III. Internationaler Geotextil-Kongreß, Wien.
- FORSCHUNGSBERICHT PWAD (1992):
Kriterien zur bodenmechanischen Bewertung der Basisabdichtung von Mülldeponien auf kompressiblem Untergrund. Projekt Wasser-Abfall-Boden (PWAD) des Kernforschungszentrums Karlsruhe (Eigenverlag), Heft 11.
- FREY, M. (1990):
Diplomarbeit Nr. 215. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- GEOLOGISCHES LANDESAMT BADEN-WÜRTTEMBERG (1984):
Erläuterungen zur geologische Karte 6921 Großbottwar. Karte (1:25.000) und Erläuterungen, Landesvermessungsamt BW, 7000 Stuttgart 1.
- GIROUD, J.P./ BONAPARTE, R./ BEECH, J.F./ GROSS, B.A. (1990):
Design of Soil Layer-Geosynthetic Systems Overlaying Voids. Geotextiles and Geomembranes 9, S. 11-50; Elsevier Science Publishers Ltd, England.
- GOLD, G. (1993):
Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtsystem. Eigenverlag des Lehrstuhls und Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Schriftenreihe Heft 19, München, 1993.
- GOURC, J.P./ MATICHARD, Y./ PERRIER, H./ DELMAS, I. (1982):
Bearing capacity of a Sand-Soft Subgrade System with Geotextile. II. Int. Conference on Geotextiles, Las Vegas, U.S.A.
- HANDY, R. (1985):
The Arch in Soil Arching. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111.
- HENNE, J. (1989):
Versuchsgerät zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit von bindigen Böden. Geotechnik 12, Heft 2/ 1989, S. 96-99.
- JOHN, N./ BLACKIE (1987):
Geotextiles. Zusammenstellung versch. Geotextilien, Glasgow [u.a.], U.K.
- KELLER, G. (1991):
Diplomarbeit Nr. 237. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.

- KÉZDI, Á./ HORVÁTH, GY. (1973):
Tensile and flexural strength on cohesive soils. Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae, Tomus 74 (1-2), pp. 43-61.
- KRYNINE, D.P. (1945):
Stability and Stiffness of Cellular Cofferdams. Transactions, Vol.110.
- KOCH, H. (1988):
Spannungs-Verformungsverhalten von PE-HD Dichtungsbahnen bei Langzeitbelastung.
Aus Tagungsband: "Die sicherer Deponie" Südd. Kunststoff-Zentrum Würzburg, 1984.
- LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT ABFALL (1990):
LAGA-Merkblatt M3. Die geordnete Ablagerung von Abfällen (Entwurf).
Stand Februar 1990.
- NEUNDORF, U. (1988):
Prüfung an PEHD zur Beurteilung des Langzeitverhaltens von Deponiebahnen. Aus
Tagungsband: "Die sichere Deponie" Südd. Kunststoff-Zentrum Würzburg, 1984.
- NETLON, (1990):
Zulassungsbescheid HDPE-Geogitter. Institut für Bautechnik, Berlin, Juli 1990,
Zul.Nr. Z-20.1-102.
- NETZEL, D. (1990):
Wechselwirkung Baugrund-Bauwerk. Manuskript zur Vertiefer-Vorlesung an der Uni-
versität Stuttgart am Institut für Geotechnik, Eigenverlag Dr.-Ing. D. Netzel.
- PEGLOW, F. (1989):
Diplomarbeit Nr. 215. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- POLYMER CONFERENCE (1984):
Polymer grid reinforcement, Tagungsband der Konferenz 03/1984, Th.Telford Norfolk.
- PRINZ, H. (1982):
*Abriß der Ingenieurgeologie. Mit Grundlagen der Boden- und Felsmechanik sowie des
Erd-, Grund- und Tunnelbaus,* Enke Verlag, Stuttgart.
- RESL, S./ WERNER, G. (1986):
*Die Erhöhung der örtlichen Grundbruchsicherheit im Straßenbau durch den Einsatz von
Spinnvliesen.* III. Internationaler Geotextil-Kongreß, Wien.
- REINHARDT, H.-W. (1973):
Ingenieurbaustoffe. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin München Düsseldorf.
- SAATHOFF, F. (1989):
Marktübersicht über Geotextilien und Geogitter. Vortrag der Fachveranstaltung
"Bauen mit Geotextilien und Geogittern", Haus der Technik e.V., Essen.

- SCHERBECK, R. (1992):
Geotechnisches Verhalten mineralischer Deponieabdichtungsschichten bei ungleichförmiger Verformungseinwirkung. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau der Ruhr-Universität Bochum (Eigenverlag), Heft 16.
- SCHMACHTENBERG, E. (1988):
Langzeitverhalten von Kunststoffdichtungsbahnen bei mechanischer Beanspruchung und Medieneinfluß. Aus Tagungsband: "Die sichere Deponie" Südd. Kunststoff-Zentrum Würzburg, 1984.
- SCHMID, H. (1988):
Diplomarbeit Nr. 203. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- SCHWEIZERISCHER VERBAND DER GEOTEXTIL-FACHLEUTE (1988):
Das Geotextil-Handbuch. Technische Kommission des Schweizerischen Verbandes der Geotextilfachleute (SVG) sowie der Herren R. Rüegger, J.F. Ammann, F.P. Jaecklin, St. Gallen, Druck: Vogt-Schild AG, Solothurn.
- SMOLTZYK, U. (1990):
Studienunterlagen zur Geotechnik, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Eigenverlag des IGS.
- SMOLTZYK, U./ MALCHAREK, K. (1984):
Naturgerechte Sicherung von Steilböschungen. Geotechnik 7, S. 117-129.
- SOWERS, J./ COLLINS, M./ MILLER, K.S. (1982):
Mechanism of Geotextile-Aggregate Support in Low-Cost Roads. II. Int. Conference on Geotextiles, Las Vegas, U.S.A.
- STÖR, H.J. (1988):
Diplomarbeit Nr. 213. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- TAPROGGE, R. (1985):
Das Langzeitverhalten von Kunststoffdichtungsbahnen bei überlagerten Beanspruchungen. Müll und Abfall, Heft 22, Erich Schmidt Verlag, 1985.
- TERZAGHI, K. (1943):
Theoretical Soil Mechanics. Wiley and Sons, New York, U.S.A.

12. Anlagen

12.1 Parameter für das Stoffgesetz nach BREINLINGER

Für das Stoffgesetz nach BREINLINGER werden zur Beschreibung insgesamt 14 Parameter benötigt (vgl. BREINLINGER 1989, *Mitteilung 30 (1989)* des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, S. 71-80). Die Bestimmung erfolgt zum Teil über Standard-Laborversuche der Bodenmechanik, andere Größen werden in der genannten Veröffentlichung neu definiert.

BREINLINGER unterteilt die Stoffparameter in vier Gruppen, die nachfolgend jeweils mit den in der FE-Berechnung (vgl. Abschnitt 4.3.3) angesetzten Werten für den beschriebenen Tonboden angegeben werden:

1) Allgemeine Kenngrößen:

- E (Elastizitätsmodul) = 5 N/mm²
- e_0 (Ausgangsporenzahl) = 0,864

Scherfestigkeit im undrännierten Zustand:

(bei $k=3 \cdot 10^{-11}$ m/s ergibt sich eine Konsolidierungszeit von ca. 950 Stunden)

- φ_u (Reibungswinkel) = 5°
- c_u (Kohäsion) = 25 kN/m²
- ψ (Dilatanzwinkel) = 5°
- ν (Querkontraktionszahl) = 0,2

2) Erweiterter "Mohr-Coulombsche Parameter":

- c_2 (Best. Größe für die Form der Deviatorebene) = 0

3) "Cam-Clay-Parameter":

- c_0 (Parameter zur Festlegung
der Kappe) = 0,5
- M_K (Steigung d. Critical-State-Line) = 1,5
- λ (Kompressionsbeiwert) = 0,15
- κ (Schwellbeiwert) = 0,05

4) Neue Parameter:

- $1/R$ (Proportionalitätsfaktor
innere/äußere Fläche) = 5,0
- a (Faktor zur Bestimmung des
Verfestigungsmoduls h_i) = 1,0
- μ (Exponent zur Bestimmung des
Verfestigungsmoduls h_i) = 1,0

12.2 Fotodokumentation der Feldversuche



Bild 118:
Aufbau des
Versuchsstandes



Bild 119:
Blick auf den
Steinbruch mit
Versuchsstand



Bild 120: Versuchsfeld mit Geogitter (TENSAR)



Bild 121: Boden über Geotextil aufgefüllt und geglättet



Bild 122:
Widerlagersystem der
Belastung



Bild 123:
Rand- und
Mittelfeld nach
Versuch
(verformt)



Bild 124:
Ribbildung am Grubenrand
(bewehrter Versuch)



Bild 125:
Ribbildung am Grubenrand
(unbewehrter Versuch)

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk

- | | | | | |
|-------|---|--------|--|-------------------|
| Nr. 1 | Thamm, B.R. | (1974) | Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones | DM 10,-- |
| Nr. 2 | Gußmann, P. | (1975) | Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch | DM 5,-- |
| Nr. 3 | Feeser, V. | (1975) | Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß | DM 10,-- |
| Nr. 4 | Du Thinh, K. | (1976) | Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation | vergriffen |
| Nr. 5 | Smoltczyk, U./
Pertschi, O./
Hilmer, K. | (1976) | Messungen an Schleusen in der UdSSR. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65) | vergriffen |
| Nr. 6 | Hilmer, K. | (1976) | Erddruck auf Schleusenammerwände | DM 18,-- |
| Nr. 7 | Laumans, Q. | (1977) | Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens | DM 18,-- |
| Nr. 8 | Lächler, W. | (1977) | Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse | DM 15,-- |

Nr. 9	Spotka, H.	(1977)	Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand	DM 15,--
Nr. 10	Schad, H.	(1979)	Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben	DM 20,--
Nr. 11	Ulrich, G.	(1980)	Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden	
	Gußmann, P.	(1980)	Zum Modellgesetz der Konsolidation	DM 20,--
Nr. 12	Salden, D.	(1980)	Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten	DM 25,--
Nr. 13	Seeger, H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch	DM 25,--
Nr. 14	Schmidt, H.H.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund	DM 25,--
Nr. 15	Smoltczyk, U. Schweikert, O.	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen	DM 12,--
Nr. 16	Malcharek, K. Smoltczyk, U.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten	DM 15,--

Nr. 17	Gruhle, H.-D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Anker- platten als räumliches Problem des Erdwiderstandes	DM 30,--
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen	DM 25,--
Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Bau- grunds neben Linienlasten	DM 25,--
Nr. 20	Smoltczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Aus- gabe (1990)	DM 40,--
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels β auf die Berechnung des aktiven Erd- drucks	DM 20,--
Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monoto- nen und wiederholten Wandbewegungen in Sand	vergriffen
Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Konsolidations- problemen bei nichtlinearem Stoff- verhalten	DM 25,--
Nr. 24	Schad, H.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben	
	Smoltczyk, U./ Schad, H./ Zoller, P.		Sonderkonstruktionen der Böschungs- sicherung	DM 35,--
Nr. 25	Gußmann, P.	(1985)	Die Methode der Kinematischen Elemente	DM 20,--

Nr. 26	Steinmann, B.	(1985)	Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung	DM 25,--
Nr. 27	Lee, S.D.	(1987)	Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzel- fundamenten	DM 25,--
Nr. 28	Kolb, H.	(1988)	Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizon- talem kinematischen Zwang	DM 25,--
Nr. 29	Ochmann, H.	(1988)	Ebene Grenzzustände von Erd- böschungen im stochastischen Sicherheitskonzept	DM 25,--
Nr. 30	Breinlinger, F.	(1989)	Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen	DM 30,--
Nr. 31	Smolczyk, U./ Breinlinger, F./ Schad, H./ Wittlinger, M.	(1989)	Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise	DM 25,--
Nr. 32	Gußmann, P./ Schanz, T./ Smolczyk, U./ Willand, E.	(1990)	Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Grundbruch, Stand- sicherheit von Böschungen)	DM 30,--
Nr. 33	Gruhle, H.-D.	(1990)	Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten	DM 30,--
Nr. 34	Henne, J.	(1995)	Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe	DM 35,--

Nr. 35	Wittlinger, M.	(1994)	Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden DM 30,--
Nr. 36	Schad, H.	(1992)	Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse DM 30,--
Nr. 37	Belz, I.	(1992)	Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers DM 30,--
Nr. 38	Ma, J.	(1994)	Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen DM 30,--
Nr. 39	Smolczyk, U.	(1994)	Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik vergriffen
Nr. 40	Rilling, B.	(1994)	Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm DM 35,--

Weitere Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und seiner Mitarbeiter

- [1] Smolczyk, U. (1971) Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau".
s.a. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik Stuttgart (überarbeitete Ausgaben 1983, 1988)
- [2] Smolczyk, U. (1972) Über die kritische Höhe elastisch gebetteter Türme.
Der Bauingenieur 47, S. 59-60.
- [3] Smolczyk, U. (1972) Bodenmechanik zwischen Naturwissenschaft und Technik.
Der Bauingenieur 47, S. 73-80.
- [4] Smolczyk, U. (1972) Der Zugwiderstand von Pfählen.
Der Bauingenieur 47, S. 144-145.
- [5] Smolczyk, U. (1972) Keupermechanik.
Votr. Baugrundtagung, Stuttgart, S. 407-419.
- [6] Smolczyk, U./ Gußmann, P. (1972) Zum Stellenwert der theoretischen Bodenmechanik.
Votr. Baugrundtagung, Stuttgart, S. 551-579.
- [7] Gußmann, P. (1973) Ausgleichsvorgänge eindimensionaler Strömungen bei beliebiger Anfangsbedingung unter besonderer Berücksichtigung der Konsolidation einseitig drainierter Tonschichten.
Die Bautechnik 50, S. 20-25.
- [8] Thamm, B.R. (1973) Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-State"-Konzept.
Der Bauingenieur 48, S. 311-314.
- [9] Gußmann, P./ Spotka, H. (1973) Eindimensionale Konsolidation mehrschichtiger Tonböden.
Die Bautechnik 50, S. 265-272.
- [10] Thamm, B.R. (1973) Anwendung der Finite-Element-Methode zur Berechnung von Spannungen in wassergesättigten Böden.
Der Bauingenieur 48, S. 370-374.

- [11] Gußmann, P. (1974) Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 61-73.
- [12] Gußmann, P./ Schad, H. (1974) Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 74-90.
- [13] Gußmann, P./ Spotka, H. (1974) One-dimensional consolidation of multi-layered clays. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 91-102.
- [14] Gußmann, P./ Thamm, B.R. (1974) Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 103-117.
- [15] Schad, H. et al. (1974) Stresses in concrete caisson bells. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 118-121.
- [16] Smoltczyk, U. (1974) Improved technique for foundations on slopes. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 122-129.
- [17] Smoltczyk, U./ Diem, P./ Spotka, H. (1974) Pressure cell for the measurement of normal and shear stress. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 130-136.
- [18] Smoltczyk, U./ Ljöterud, L. (1974) Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles. Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S. 137-141.

Die Nummern 11 bis 18 enthält das o.g. Heft Geotechnik Nr. 2, das von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V., Essen, zum Preis von DM 20,- verkauft wird.

- [19] Smoltczyk, U. et al. (1975) Die Anwendung der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis. CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe.

- [20] Gußmann, P./
Thamm, B.R. (1974) Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer
Versuchsproben.
Der Bauingenieur 49, S. 293-298.
- [21] Gußmann, P. (1974) Über den Einfluß unterschiedlicher Wasser-
druckansätze auf die Standsicherheit von
durchströmten Böschungen.
Der Bauingenieur 49, S. 298-301.
- [22] Smoltczyk, U./
Gußmann, P./
Schulz, H. (1974) DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und
Berechnungsbeispiele.
20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln.
- [23] Laumans, Q. (1975) Die Anwendung der Methode finiter Elemente
auf Flächengründungen.
Technische Akademie Wuppertal, Heft 14.
- [24] Smoltczyk, U. (1975) Graving Dock Foundation on Deep Fill.
Proc. 1st Baltic Conf. SMFE, Gdansk,
Vol. III, S. 213-222.
- [25] Smoltczyk, U./
Du Thinh (1975) Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitte-
rungsböden.
Fortschritts-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 25,
70 S.
- [26] Smoltczyk, U. (1975) Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren.
in: Festschrift Lorenz, TU Berlin, S. 203-218.
- [27] Smoltczyk, U. (1975) Wie kann man Baugruben verbilligen?
Der Architekt 2, S. 94-103.
- [28] Smoltczyk, U. (1975) Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten
Tonstein.
Veröff. Inst. Felsmech. Bodenmech. Univer-
sität Karlsruhe 63, S. 21-50.
- [29] Smoltczyk, U. (1976) Pfahlgründung eines Eisenbahndammes.
Proc. 6th Europ. Conf. SMFE, Wien,
Vol. 1.2, S. 561-566.
- [30] Smoltczyk, U./
Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenammerwände.
Votr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 245-265.
- [31] Smoltczyk, U. (1976) Bau eines Großdocks; Baugrundverbesserung
in tiefem Wasser.
Votr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 575-592.

- [32] Laumans, Q./
Schad, H. (1976) Calculation of Raft Foundations on Clayey Silts.
Proc. 2nd Int. Conf. Num. Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol. 1, S. 475-488.
- [33] Smolczyk, U./
Hilmer, K./
Franke, E./
Schuppener, B. (1977) Earth Pressure Variations Due to Temperature Change.
Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, S. 225-233.
- [34] Smolczyk, U./
Seeger, H. (1977) Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes.
Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, S.443-447.
- [35] Smolczyk, U. (1978) Wagnis Baugrund.
Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift 8/9, S. 12-16.
- [36] Schad, H. (1978) Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbaufgaben.
Vortr. Baugrundtagung, Berlin, S. 141-161.
- [37] Schulz, H./
Smolczyk, U. (1978) Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen.
Vortr. Baugrundtagung, Berlin, S. 275-296.
- [38] Smolczyk, U. (1978) DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik.
Geotechnik 1, S. 29-42.
- [39] Gußmann, P. (1978) Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften.
Geotechnik 1, S. 68-74.
- [40] Hilmer, K./
Vogt, N. (1978) Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden.
Geotechnik 1, S. 75-84.
- [41] Schmidt, H.H. (1978) Entwicklung einer Eignungsprüfung für Maßnahmen zum mittelfristigen Schutz des Erdplanums unter besonderer Berücksichtigung des von oben eindringenden Wassers.
Forschungsbericht F.A. Nr. 5.033 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Geotechnik Stuttgart.

- [42] Schmidt, H.H. (1978) Erprobung von Versiegelungen fein- und gemischtkörniger Böden auf bituminöser Basis unter Verwendung von Handelsprodukten. Forschungsbericht F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr.
- [43] Gußmann, P. (1979) Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus unterschiedlich drainierten Zeitsetzungs-Versuchen. Geotechnik 2, S. 148-154.
- [44] Smolczyk, U. (1979) Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium, München 1977, S. 77-80.
- [45] Schmidt, H.H. (1979) Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen. Forsch.ber. FA 5.042 G 77 H, B. f. Verkehr.
- [46] Smolczyk, U. (1979) Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften. Berichte Bundesvereinigung Prüffingenieure Baustatik, Arbeitstagung 4, S. 23-51.
- [47] Smolczyk, U./ Vogt, N./ Hilmer, K. (1979) Lateral Earth Pressure Due to Surcharge. Proc. 7th ECSMFE, Brighton, Vol. 2, S. 131-140.
- [48] Smolczyk, U. (1979) Influence of foundation depth on raft analyses. Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol. 4, S. 1503-1512.
- [49] Smolczyk, U. (1979) Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart. 2. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, Fellbach, S. 113-119.
- [50] Smolczyk, U./ Gartung, E. (1979) Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone. Proc. 4th Int. Congr. Rock Mechanics, Montreux, S. 639-644.
- [51] Smolczyk, U./ Schmidt, H.H. (1979) Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden. Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsges. f. d. Straßenwesen, Koblenz.

- [52] Smolczyk, U. (1980) Internationale Vereinbarungen; Klassifizierung des Fachschrifttums und Symbole. Baugrundgutachten. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.1, 1.2, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [53] Gußmann, P./Schad, H. (1980) Numerische Verfahren in der Bodenmechanik. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.7, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [54] Smolczyk, U./Gußmann, P. (1980) Berechnung von Zeitsetzungen. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.10, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [55] Smolczyk, U. (1980) Untersuchung von Gründungsschäden unter Hinzuziehung von mineralogischen Untersuchungen. VDI-Seminar "Erkenntnisse aus Schäden im Tiefbau".
- [56] Smolczyk, U. (1980) Erfahrungen mit der Stuttgarter Seitendrucksonde. III. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmechanik Grundbau Dresden, S. 22-28.
- [57] Smolczyk, U. (1980) Beitrag zu den Thesen zu Problemen der lastbedingten Baugrundverformungen. III. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmechanik Grundbau Dresden, S. 58-61.
- [58] Buchmaier, R./Smolczyk, U./Schad, H. (1980) Einfluß einer Mudde-Linse auf die Verschiebungen einer hinterfüllten Uferwand. Proc. 6th Donaueurop. CSMFE, Varna, Vol. 1a, S. 65-74.
- [59] Malcharek, K. (1981) Unterwasser-Sprengverdichtung - Polnische Praxis. Geotechnik 3, S. 190-192.
- [60] Smolczyk, U./Malcharek, K. (1981) Lebendverbau von Steilböschungen. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23, S. 396-400.
- [61] Smolczyk, U. (1981) Saving cities and old buildings. State-of-the-art Report, 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 4, S. 441-465.

- [62] Gußmann, P./ Lutz, W. (1981) Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser. Geotechnik 4, S. 70-81.
- [63] Kunz, B. (1981) Methodenbank im Grundbau (MIG). Schlußbericht S-SMO/103 des Instituts für Geotechnik Stuttgart, CAD-Projekt Kernforschungszentrum Karlsruhe.
- [64] Salden, D. (1981) Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. Geotechnik 4, S. 137-144.
- [65] Melzer, K.-J./ Smoltczyk, U. (1982) Dynamic penetration testing. State-of-the-art Report, Proc. 2nd ESOPT, Amsterdam, Vol. 1, S. 191-202.
- [66] Smoltczyk, U./ Malcharek, K. (1982) Living Sheets on Steep Slopes. Proc. 2nd Int. Conf. Geotextiles, Las Vegas, Vol. 1, S. 253-257.
- [67] Steinmann, B. (1982) Consolidation testing of Opalinuston with different types of drainage. Proc. Int. Symp. Num. Models Geomechanics, Zürich, S. 280-285.
- [68] Smoltczyk, U. (1982) Use of non-linear constitutive soil models in engineering practice. Some personal experiences. Proc. Int. Symp. Num. Models Geomechanics, Zürich, S. 535-548.
- [69] Vogt, N. (1982) Large scale model tests with partial mobilization of the passive earth pressure and cyclic movements of the wall. Proc. IUTAM Conf. Deformation Failure Granular Materials, Delft, S. 643-652.
- [70] Smoltczyk, U. (1982) Verkantung von Brückenpfeilern infolge Baugrund-Elastizität. Proc. 10. Geotechn. Konferenz, Brünn, CSSR, S. 408-415.
- [71] Smoltczyk, U./ Netzel, D. (1982) Flachgründungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.1, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.

- [72] Smoltczyk, U. (1982) Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.3, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [73] Smoltczyk, U./ Hilmer, K. (1982) Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.5, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [74] Schenck, W./ Smoltczyk, U./ Lächler, W. (1982) Pfahlroste, Berechnung und Konstruktion. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.12, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [75] Schenck, W./ Smoltczyk, U. (1982) Gründungen im offenen Wasser. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.17, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [76] Gußmann, P. (1982) Kinematical Elements for Soil and Rocks. Proc. 4th Conf. Num. Meth. Geomechanics, Edmonton, Canada, Vol. 1, S. 47-52.
- [77] Gußmann, P. (1982) Application of the Kinematical Element Method to Collapse Problems of Earth Structures. Proc. IUTAM Symp. Deformation and Failure of Granular Materials, Delft, S. 545-550.
- [78] Smoltczyk, U. (1983) Deep Compaction. General Report: 8th ECSMFE, Helsinki, Vol. 3, S. 1105-1116.
- [79] Smoltczyk, U. (1983) Axiale Pfahl-Probebelastung: Empfehlungen für die Durchführung. Geotechnik 6, S. 174-195.
- [80] Gußmann, P. (1983) Stabilität von suspensionsgestützten Schlitzten unter statischen Lasten. Proc. 7th Donaueurop. CSMFE, Kishinev, UdSSR, Vol. III, S. 55-60.
- [81] Smoltczyk, U./ Maicharek, K. (1984) Naturgerechte Sicherung von Steilböschungen. Geotechnik 7, S. 117-129.
- [82] Smoltczyk, U. (1984) Wie sicher müssen Altbauten sein? Geotechnik 7, S. 174-181.
- [83] Smoltczyk, U. (1984) Zur Berechnung der rückverhängten Erdwand. Geotechnik 7, S. 214.

- [84] Smolczyk, U. (1984) Neues Verfahren zur Sicherung von Steilböschungen mit Hilfe von Geotextilien. Proc. 23. Int. Chemiefasertagung, Dornbirn, S. 551-569.
- [85] Gußmann, P./ Ochmann, H. (1985) Probabilistic Theory and Kinematical Element Method. Proc. 11th ICSMF, San Francisco, U.S.A., Vol. 2, S. 825-829.
- [86] Smolczyk, U./ Salden, D./ Majchrzyk, K. (1985) Determination of the Shear Strength of Partially Decomposed Mudstone. Proc. 11th ICSMF, San Francisco, U.S.A., Vol. 2, S. 1055-1059.
- [87] Smolczyk, U./ Malcharek, K. (1985) Slope protection by membrane structures. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 2, S. 323-336.
- [88] Smolczyk, U. (1985) Axial Pile Loading Test - Part 1: Static Loading. Geotechnical Testing Journal, Vol. 8, S. 79-90.
- [89] Schad, H. (1985) Computing Costs for FEM Analysis of Foundation Engineering Problems and Possible Ways of Increasing Efficiency. Int. Journ. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 9, S. 261-275.
- [90] Smolczyk, U. (1985) Neue Erfahrungen mit der Seitendrucksonde. Geotechnik 8, S. 109-114.
- [91] Smolczyk, U. (1985) Vor 100 Jahren: Reynolds beschreibt die Dilatanz. Geotechnik 8, S. 208-209.
- [92] Gußmann, P. (1986) Kinematical Element Method for 3D-Problems in Geomechanics. Proc. ECONMIG 86, Stuttgart, Vol. 2.
- [93] Smolczyk, U./ Schad, H. (1986) Steigerung der Arbeitssicherheit und Umweltfreundlichkeit bei der Böschungssicherung. Die Bautechnik 63, S. 289-294.
- [94] Smolczyk, U. (1986) Zur Bewehrung des Bodens mit Geotextilien und Drahtgeweben. Proc. 14. Geotechn. Konferenz, Brünn, CSSR, S. 118-125.

- [95] Baumann, J./ Ochmann, H. (1986) Erdstatische Sicherheitsbewertung von Erd-dämmen an Speicherbecken. Vortr. Baugrundtagung, Nürnberg, S. 261-273.
- [96] Breinlinger, F. (1987) The finite element method as design aid for tunnels built in open cuts. Review 1st Young Geotechn. Engrs. Conf. YGEC '87, Copenhagen, Denmark, S. 1-9.
- [97] Gußmann, P. (1987) Kinematical Element Method in Soil Mechanics. Proc. NUMEG 87, Vysoke Tatry, CSSR, Vol. 1, S. 116-128.
- [98] Gußmann, P. (1987) Böschungsgleichgewicht im Lockergestein. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.2, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [99] Smolczyk, U. (1987) Stützmauern. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.7, 3. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [100] Smolczyk, U. (1987) Underpinning, Part 54 in: Ground Engineers Reference Book. Butterworths, London.
- [101] Smolczyk, U. (1987) Zum Einfluß der Einbindetiefe auf den rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit von Einzelfundamenten. Geotechnik 10, S. 153-155.
- [102] Schad, H./ Breinlinger, F. (1988) Experiences with the analysis of geotechnical problems solved by the FEM using different equation solvers on several computers. Proc. 6th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Vol. 1, S. 183-187.
- [103] Gußmann, P. (1988) KEM in Geomechanics. Proc. 6th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Vol. 2, S. 823-828.
- [104] Smolczyk, U. (1988) 10 Jahre 'Geotechnik'. Geotechnik 11, S. 124-132.
- [105] Smolczyk, U. (1988) Quo vadis, DIN 1054 ? Geotechnik 11, S. 215-221.

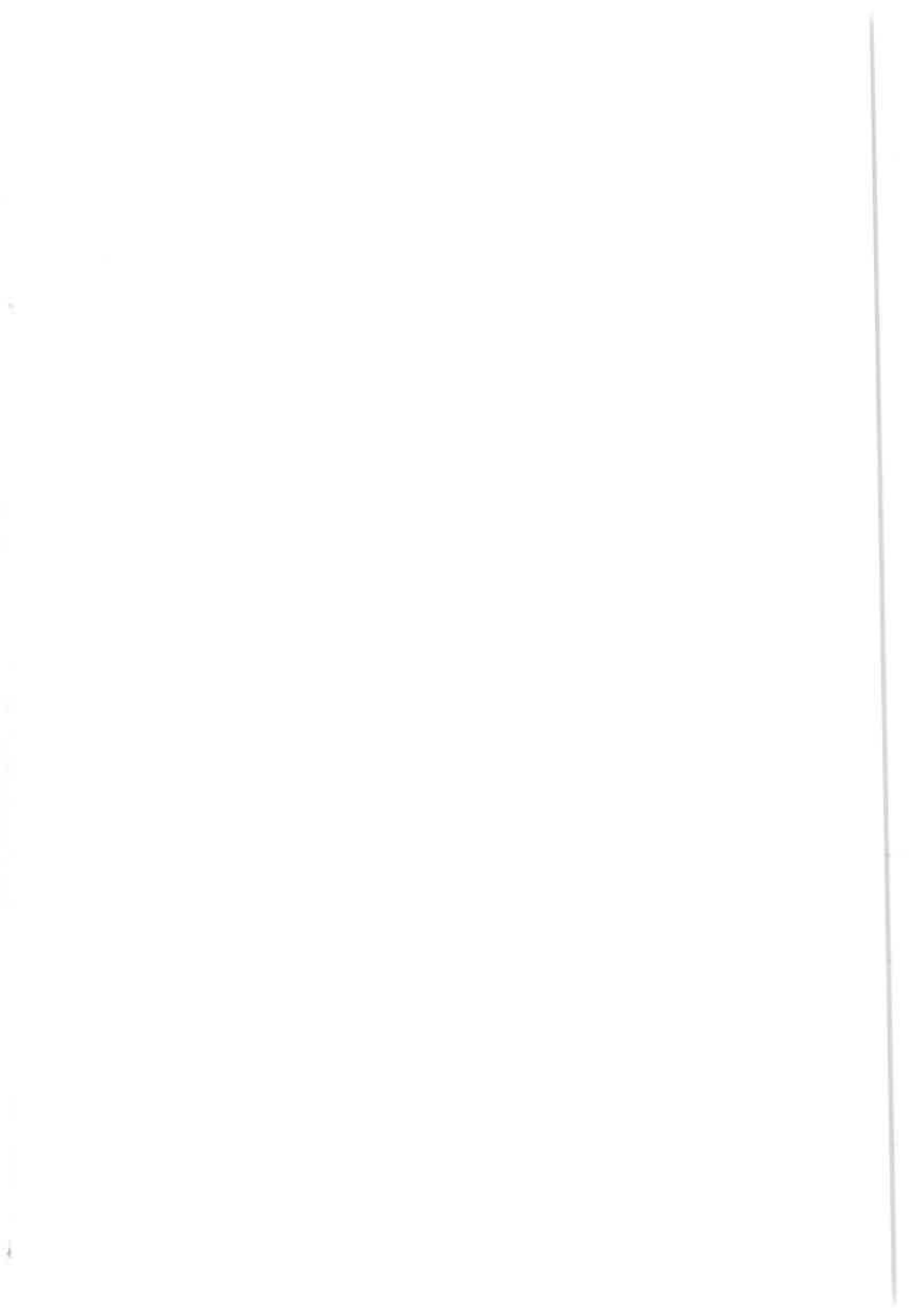
- [106] Gußmann, P. (1989) Praktische Berechnungen mit KEM. in: Berichte zum Schlußkolloquium des DFG-Schwerpunktprogramms "Nichtlineare Berechnungen im Konstruktiven Ingenieurbau". Springer-Verlag, S. 605-626.
- [107] Gußmann, P. (1989) Application of the KEM to different limit load problems. European Mechanics Colloquium/248: "Non Linear Soil-Structure Interaction". Grenoble, S. 86-89.
- [108] Henne, J. (1989) Versuchsgerät zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit von bindigen Böden. Geotechnik 12, S. 96-99.
- [109] Salden, D. (1989) Bestimmung der Scherfestigkeit künstlich verdichteter Schüttungen aus Ton- und Schluffsteinen. 7. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, Bensheim, S. 99-106.
- [110] Smolczyk, U./ Kolb, H. (1989) Analysis of ground friction mobilized by raft prestressing. Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, S. 723-726.
- [111] Gußmann, P./ Schanz, T. (1989) KEM-Nachweise im Grundbau. Geotechnik 12, S. 127-133, sowie Mitteilungen des IGS, Heft 32, Teil 2.
- [112] Smolczyk, U. (1989) Einfluß des Bauverfahrens auf den Erkundungsumfang bei Tiefgründungen. Proc. 17. Geotechn. Konferenz, Brünn, CSSR, S. 8-13.
- [113] Gußmann, P. (1989) Vergleich von Böschungsbruch und Grundbruch unter Einbeziehung der KEM. Vortrag Ohde-Kolloquium, TU Dresden, S. 41-64.
- [114] Smolczyk, U./ Schad, H. (1990) Zur Diskussion der Teilsicherheitsbeiwerte für den Grundbruchnachweis. Geotechnik 13, S. 41-43.
- [115] Smolczyk, U. (1990) European Geotechnics in the Nineties. ISSMFE News, Vol. 17, No. 2, March 1990.

- [116] Smolczyk, U. (1990) Internationale Vereinbarungen; Baugrundgutachten. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.1, 1.2, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [117] Gußmann, P. (1990) Berechnung von Zeitsetzungen. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.9, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [118] Gußmann, P./ Schad, H. (1990) Numerische Verfahren. Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.11, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [119] Smolczyk, U. (1990) Die DGEG in den neunziger Jahren. Geotechnik 13, S. 121-122.
- [120] Breinlinger, F./ Schad, H. (1990) Extension of an elastoplastic double hardening model to viscoplasticity within the frame of finite strains. Proc. 2nd Europ. Spec. Conf. on Num. Meth. in Geotechnical Engineering, Santander, S. 71-82.
- [121] Gußmann, P./ Lee, S.D. (1990) 3D - Bearing capacity of pad foundations next to slurry trenches. Proc. 2nd Europ. Spec. Conf. on Num. Meth. in Geotechnical Engineering, Santander, S. 599-609.
- [122] Smolczyk, U. (1990) Geotechnics - Research and Reality Proc. 9. Donaueurop. Konferenz, Budapest, S. 31-37.
- [123] Henne, J. (1990) Kriterien zur bodenmechanischen Bewertung der Basisabdichtung von Mülldeponien auf kompressiblem Untergrund. Proc. 9. Donaueurop. Konferenz, Budapest, S. 489-494.
- [124] Smolczyk, U./ Henne, J. (1990) Versuchsgerät zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit und Grenzdehnung von bindigen Böden. 3. Intern. KfK/TNO Kongress über Altlasten, Karlsruhe, Band II, S. 1383-1384.
- [125] Schad, H./ Breinlinger, F. (1991) Numerical analysis of visco-elastoplastic soil behaviour considering large deformations. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Italien, Vol. 1, S. 255-260.

- [126] Smolczyk, U./ Henne, J. (1991) Criteria for evaluating geotextile-reinforced clay liners supporting wastes on compressible foundations - Summary of an ongoing study. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Italien, Vol. 2, S. 563-567.
- [127] Smolczyk, U./ Wittlinger, M. (1991) Passive earth pressure of cohesive soils (mobilisation): Summary of an ongoing study. Proc. 10th ECSMFE, Florenz, Italien, Vol. 2, S. 749-752.
- [128] Smolczyk, U./ Hilmer, K. (1991) Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.1, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [129] Smolczyk, U. (1991) Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.3, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [130] Smolczyk, U. (1991) Probleme der Harmonisierung der europäischen Baugrundnormen. Ohde-Kolloquium Berlin, Vorträge, S. 1-13.
- [131] Smolczyk, U./ Schad, H./ Willand, E. (1991) Borehole-jack investigations in frozen ground of high strength. Proc. 7th Int. Congress on Rock Mechanics, Aachen, S. 615-618.
- [132] Smolczyk, U. (1991) Einsatzmöglichkeiten der FEM in der Grundbaupraxis. Finite Elemente, Anwendungen in der Baupraxis, S. 35-45, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [133] Smolczyk, U. (1992) Sicherung und Sicherheit von Hängen und Böschungen. Wechselwirkungen: Jahrbuch 1991 der Universität Stuttgart.
- [134] Smolczyk, U. (1992) Chances and Limits of FEM. Civil Engineering European Course, Computational Geotechnics, Delft.
- [135] Gußmann, P. (1992) Safety analysis and computation of safety factors. Civil Engineering European Course, Computational Geotechnics, Delft.
- [136] Gußmann, P./ Brinkgreve, R.B.J. (1992) Slope stability problems. Civil Engineering European Course, Computational Geotechnics, Delft.

- [137] Smoltczyk, U./ Henne, J. (1992) Kriterien zur bodenmechanischen Bewertung der Basisabdichtung von Mülldeponien auf kompressiblem Untergrund. Abschlußbericht zu Projekt Wasser-Abfall-Boden, PD87.057, Kernforschungszentrum Karlsruhe, PWAB-Bericht 11, März 1992, 123 Seiten.
- [138] Stolle, D.F./ Schad, H. (1992) An update reference configuration formulation for large-deformation problems. Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 16, S. 295-306.
- [139] Smoltczyk, U./ Netzel, D. (1992) Flachgründungen. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 1, 4. Auflage, Verlag W. Ernst & Sohn.
- [140] Lächler, W./ Mangold, K./ Schad, H. (1992) Deformation and seepage analysis in a waste deposit by FEM. 2nd Czechoslovak Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Prag.
- [141] Schad, H. (1992) Numerical analysis of multi-storey buildings founded on Frankfurt-Clay. Invited lecture for 2nd Czechoslovak Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Prag.
- [142] Smoltczyk, U./ Ma, J./ Thaher, M. (1992) Untersuchung von Böschungs-Stützscheiben durch Zentrifugen-Modellversuche. Votr. Baugrundtagung, Dresden, S. 407-416.
- [143] Gußmann, P. (1992) Die Methode der Kinematischen Elemente und adaptive Optimierung. Bauingenieur 67, S. 409-417, Springer-Verlag.
- [144] Weber, K./ Gußmann, P. (1992) Vergleichende Untersuchungen zu Bruchzuständen in Böden nach den Verfahren der FEM und KEM. Bautechnik 69, Heft 11, S. 625-631, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.
- [145] Smoltczyk, U. (1993) A FEM Case Study With Elasto-Plastic Soil Behaviour. Proc. IV. Russian Conference "Non-Linear Soil Mechanics", St. Petersburg, Vol. 3, S. 3-6.
- [146] Brinkmann, C. (1993) Großmaßstäbliche Versuche zur Dichtigkeit von Übergangskonstruktionen im Dammbau unter Berücksichtigung von Verformungen. Votr. Ohde-Kolloquium, Dresden.

- [147] Smolczyk, U. (1993) Bautechnik und Umweltschutz.
Bautechnik 70, Heft 5, S. 251.
- [148] Rilling, B./ Smolczyk, U. (1994) Ultimate Bearing Capacity Tests of Shallow Foundations on Compacted Cohesive Soils. Proc. 13th ICSMFE, New Delhi, India, Vol. 2, S. 563-566.
- [149] Gußmann, P. (1994) Numerische Nachweisverfahren. Seminar "Nachweis der Grenzzustände in der Geotechnik", Technische Akademie Esslingen.
- [150] Smolczyk, U. (1994) Experten und/oder (?) Expertensysteme in der Geotechnik. Bautechnik 71, Heft 3, S. 133.



the 1990s, the number of people in the world who are undernourished has increased from 600 million to 800 million. The number of people who are malnourished has increased from 1.2 billion to 1.5 billion. The number of people who are obese has increased from 100 million to 300 million.

There are a number of reasons for this. One is that the world population has increased from 5 billion to 6 billion. Another is that the world has become more affluent. A third is that the world has become more urbanized. A fourth is that the world has become more industrialized. A fifth is that the world has become more globalized.

There are a number of ways in which we can address these issues. One is to increase the number of people who are employed. Another is to increase the number of people who are educated. A third is to increase the number of people who are healthy. A fourth is to increase the number of people who are happy. A fifth is to increase the number of people who are successful.

There are a number of ways in which we can address these issues. One is to increase the number of people who are employed. Another is to increase the number of people who are educated. A third is to increase the number of people who are healthy. A fourth is to increase the number of people who are happy. A fifth is to increase the number of people who are successful.

There are a number of ways in which we can address these issues. One is to increase the number of people who are employed. Another is to increase the number of people who are educated. A third is to increase the number of people who are healthy. A fourth is to increase the number of people who are happy. A fifth is to increase the number of people who are successful.

There are a number of ways in which we can address these issues. One is to increase the number of people who are employed. Another is to increase the number of people who are educated. A third is to increase the number of people who are healthy. A fourth is to increase the number of people who are happy. A fifth is to increase the number of people who are successful.

There are a number of ways in which we can address these issues. One is to increase the number of people who are employed. Another is to increase the number of people who are educated. A third is to increase the number of people who are healthy. A fourth is to increase the number of people who are happy. A fifth is to increase the number of people who are successful.

There are a number of ways in which we can address these issues. One is to increase the number of people who are employed. Another is to increase the number of people who are educated. A third is to increase the number of people who are healthy. A fourth is to increase the number of people who are happy. A fifth is to increase the number of people who are successful.

Druck: polyfoto - Dr. Vogt KG
Breitscheidstr. 44 · 70176 Stuttgart
Telefon (07 11) 61 06 41