# Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 37

# Standsicherheiten im Deponiebau

Fachseminar 30./31. März 1992

Zusammengestellt von O. Hemker Th. Voigt

Braunschweig 1992 (2. ergänzte Auflage)

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz



#### Vorwort

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik erscheint anläßlich unseres 2. Seminars über Standsicherheiten im Deponiebau.

Bei allen am Deponiebau Beteiligten hat sich aus Erfahrung die Einsicht durchgesetzt, daß eine Deponie ein komplexes Bauwerk ist, bei dem die Standsicherheit unter Berücksichtigung vieler Randbedingungen sicherzustellen ist. Zu den Randbedingungen gehören:

- die Größe und geometrische Form der Deponie
- ständig wechselnde Lastfälle infolge der Abfalleinlagerung
- die Schwierigkeiten einer großen Erdbaustelle
- die z. T. sehr großen Verformungen des Deponiekörpers und des Untergrundes
- das sehr schwer abschätzbare Verhalten des Abfalls
- die geforderte "unbegrenzte Lebensdauer".

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik beschäftigt sich mit einigen der aufgeführten Problemstellungen, so daß sich die im Rahmen dieses Seminars behandelte Themenstellung aus aktuellen Forschungsarbeiten ergab, die am Institut bearbeitet werden.

Wir möchten mit diesem Seminar dazu beitragen, einerseits den Stand der Technik und der Forschung darzustellen, andererseits aber – nicht nur während dieser Tagung – zur Diskussion der Probleme derjenigen anzuregen, die sich dankenswerterweise in der Verwaltung, in Ingenieurbüros, in den bauausführenden Firmen, in den Firmen, die sich mit der Entwicklung von Deponiebauprodukten befassen, sowie in den Forschungseinrichtungen mit dem Problem der sicheren Ablagerung von Abfallstoffen unserer Gesellschaft befassen. Es ist absehbar, daß die gestellte Forderung nach Vermeidung und Verwertung von Abfällen nicht zu einer so drastischen Verminderung der abzulagernden Aballmenge führen wird, daß in Zukunft Deponien nicht mehr erforderlich wären. Aus diesem Grunde muß an der Erfüllung der Forderung nach einer möglichst sicheren Deponie mit allen verfügbaren Mitteln weitergearbeitet werden.

Wir hoffen, daß das gesteckte Ziel, angeregt durch die Beiträge der Referenten und durch Diskussionen im Plenum und bei Begegnungen während und nach dem Seminar, erreicht wird, so daß wir auf dem Weg zur Lösung der anstehenden Probleme zumindest wieder ein Stückchen weiter gekommen sind.

Allen Referenten danke ich für ihren Beitrag und allen Seminarteilnehmern für ihr Interesse, das uns ermuntern wird, auch in Zukunft ähnliche Veranstaltungen durchzuführen. Für die Ausrichtung dieses Seminars danke ich der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig sowie den wissenschaftlichen Mitarbeitern des Instituts, insbesondere Herrn Akad. Rat. Thomas Voigt und Herrn Dipl.-Ing. Olaf Hemker für das Konzept.

Braunschweig im März 1992

Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz



Als Mitglieder im Braunschweiger

## Zentrum für Abfallforschung

möchten wir auf die Veröffentlichungsreihe des ZAF aufmerksam machen, die im Anhang dieses Heftes abgedruckt ist.

Wir danken den Inserenten

Erdbaulaboratorium Ahlenberg, Herdecke, Seite 28 GTU GmbH, Hannover, Seite 69

für die Unterstützung bei der Drucklegung dieses Heftes.



#### Inhaltsverzeichnis

Die Bedeutung der Stabilität einer Deponie in der TA Abfall DiplIng. Stief/DrIng. Engelmann S. 1
Ermittlung von Basisdaten für die Stabilitäts- und Verformungsnachweise von Deponien Prof. DrIng. Drescher
Meß- und Untersuchungsprogramm zur Standsicherheit der Zentraldeponie Hannover DiplIng. Steinkamp/DrIng. Reuter/DiplIng. Negelmann
Überlegungen zum Tragverhalten in Deponien DiplIng. Kölsch S. 69
Druck-Setzungsverhalten biologisch vorbehandelten Hausmülls DrIng. Ramke
Auswirkungen von Wasser- und Gasanfall auf die Standsicherheit von Restmülldeponien DrIng. Spillmann
Setzungsmessungen bei Deponien DiplIng. Gertloff S. 137
Verformungsmessungen in Deponien Prof. DrIng. Collins
Inklinometermessungen bei Deponien - ein Erfahrungsbericht DiplIng. Oltmanns/DiplIng. Wyrwa S. 173
Neubau und Sanierung von Schächten im Deponiebau - statische Grundlagen und Erfahrungen - DiplIng. Sasse
Sanierung eines Schachtes, Durchführung und erste Ergebnisse eines Meßprogramms am Beispiel der Deponie Mechernich DiplIng. Ney/DiplIng. Dany
Statische Berechnung und konstruktive Ausführung von Deponiedrainagen DrIng. Hoch
Standsicherheit mineralischer Dichtungssysteme auf Böschungen Prof. DrIng. Düllmann/DiplIng. C. Seppelfricke
Einwirkung des Frostes auf mineralische Abdichtungsmaterialien DiplIng. Voigt S. 305

Schutzwirkung von Geotextilien, Ansätze eines neuen Nachweisverfahrens	
DiplIng. Sehrbrock.	S. 323
Geotechnische Berechnungen für die Ringschachtdeponie Hoheneggelsen	
DiplIng. Maybaum/Prof. DrIng. Rodatz	S. 345
Standsicherheiten und konstruktive Ausführung von Steilwandabdichtungen	
Prof. DrIng. Ruppert	S. 359
Neubau von Schachtkörpern in einer verfüllten Hausmülldeponie	
- Belastungsermittlung für die Schachtkörper -	
DiplIng. Rademacher/DiplIng. Leyendecker.	S. 369
Autorenverzeichnis.	S. 383

### Die Bedeutung der Stabilität einer Deponie in der TA Abfall

Klaus Stief, Bernd Engelmann

#### 1. Einleitung

Nach Artikel 84 Abs. 2 des Grundgesetzes vom 23. Mai 1949 (BGBI. III 100-1) und nach § 4 Abs. 5 des Abfallgesetzes (AbfG) vom 27. August 1986 (BGBI. III 2129-15) erläßt die Bundesregierung nach Anhörung der beteiligten Kreise mit Zustimmung des Bundesrates allgemeine Verwaltungsvorschriften über Anforderungen an die Entsorgung von Abfällen nach dem Stand der Technik.

Anforderungen an besonders überwachungsbedürftige Abfälle im Sinne von § 2 Abs. 2 enthält die Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz: Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen. (TA besübAbf, 1991)

In der Sechsten Allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall) werden Anforderungen an die Vermeidung, Verwertung Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen gestellt.

Ein Entwurf der TA Siedlungsabfall vom 22. November 1991 ist den beteiligten Kreisen vom Bundesminister für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit zur Diskussion vorgelegt worden (TA Sie, 1991). Man kann davon ausgehen, daß auf der Grundlage der Diskussionen und Beratungen mit den beteiligten Kreisen und im Bundesrat noch Änderungen an dem Entwurf erfolgen.

Im folgenden wird insbesondere auf die Anforderungen eingegangen, welche die Stabilität und die Standsicherheit von Deponien betreffen.

#### 2. Grundsatz der TA Abfall

Bei der oberirdischen Ablagerung sind Abfälle, ggf. nach entsprechender Behandlung, unter Einhaltung der nachfolgenden Anforderungen im Einflußbereich der Biosphäre dauerhaft an einem Standort so abzulagern, daß:

- a) durch geeignete Standortwahl,
- b) durch geeignete Deponieabdichtungssysteme,
- c) durch geeignete Einbautechnik der Abfälle,
- d) durch Einhaltung der Zuordnungswerte nach Anhang D

mehrere Barrieren geschaffen und die Möglichkeiten zur Freisetzung und Ausbreitung von Schadstoffen nach dem Stand der Technik verhindert werden.

Die Grundsätze der TA Abfall orientieren sich also am Multibarrierenkonzept. Die "Barriere Deponiekörper" wird durch die Punkte c) und d) umfaßt.

Zur "Barriere Deponiekörper" gehört auch, daß eine Deponie stabil und standsicher ist, was durch eine Reihe von konkreteren Anforderungen in der TA Abfall erreicht werden soll.

#### 3. Anforderungen zur Stabilität in der TA Abfall

#### Stabilität des Deponiekörpers

Der Deponiekörper muß in sich selber und in bezug auf seine Umgebung mechanisch stabil hergestellt werden.

Bei der Deponieplanung ist das Verhalten des Deponiekörpers durch rechnerische Annahmen zu prognostizieren. Diese Annahmen sind auf der Grundlage des Betriebsplanes für die Deponie alle zwei Jahre zu überprüfen. Die Ergebnisse sind den Jahresauswertungen der Eigenkontrollen des Deponiebetreibers, die jährlich den zuständigen Behörden vorzulegen sind, beizufügen.

Mit diesen Anforderungen soll sowohl die innere, als auch die äußere Stabilität einer Deponie gewährleistet werden.

Für die äußere Stabilität sind auch die Verformungen der Deponiebasisabdichtung und des Deponieauflagers von Bedeutung.

#### Anforderungen an die Verformung des Deponieauflagers

Die Verformungen des Deponieauflagers sollen sowohl durch allgemeine Standortanforderungen, als auch durch spezielle Anforderungen an den Verdichtungsgrad des Deponieauflagers begrenzt werden.

#### Allgemeine Standortanforderungen

Oberirdische Deponien dürfen nicht errichtet werden in Karstgebieten

In den Planfeststellungs- und Genehmigungsunterlagen sind u.a. insbesondere zu be-

schreiben und bei der Prüfung der Eignung des Standortes zu berücksichtigen:

- Lage der Deponie in bebengefährdeten Gebieten und tektonischen Störungszonen
- Lage in Gebieten, in denen Bergsenkungen noch nicht abgeklungen sind oder in denen mit Tagesbrüchen als Folge des ehemaligen Bergbaus zu rechnen ist.

#### Anforderungen an das Deponieauflager

Der Verdichtungsgrad auf der Oberfläche des Deponieauflagers (Deponieplanum) muß mindestens Dpr  $\ge$  95 % betragen. Außerdem gelten die Anforderungen des Anhanges E Nr. 3.2.1.1 (Material- und Prüfanforderungen bei der Herstellung von Deponieabdich-tungssystemen) (TA besübAbf, 1991), wo im wesentlichen die Vorgehensweise bei der Bestimmung der Dichte geregelt wird.

#### Verformung der Deponieabdichtungssysteme

Auflastbedingte Verformungen des Dichtungsauflagers dürfen die Funktionsfähigkeit der Deponieabdichtungssysteme nicht nachteilig beeinträchtigen. Hierzu sind Setzungen und Verformungen zu berechnen .

#### Aufbau des Deponiekörpers

Der Deponiekörper ist so aufzubauen, daß seine Stabilität sichergestellt ist. Die Abfälle sind hohlraumarm und verdichtet einzubauen.

Zur Sickerwasserverminderung sind alle Flächen auf dem Deponiekörper, auf denen noch kein Deponieoberflächenabdichtungssystem aufgebracht worden ist, abzudecken, oder zu überdachen. Die Abdeckung (Abdichtung) kann befristet oder dauerhaft erfolgen. Soweit die Abdichtung auf Dauer im Deponiekörper verbleibt, ist bei der weiteren Ablagerung auf diesen Einbauflächen zu beachten, daß die Stabilität des Deponiekörpers sichergestellt ist.

Um die Berechnungen im Rahmen der Deponieplanung und die Nachberechnungen im Rahmen des Deponiebetriebes bzw. der Eigenkontrollen auf vernünftige Grundlagen stellen zu können, wird der Deponiebetreiber verpflichtet, Betriebspläne einzuhalten und im Rahmen der Eigenkontrollen eine Reihe von Aufzeichnungen zu machen. Geotechniker sind aufgefordert, rechtzeitig Einfluß auf die Betriebspläne und die vom Deponiebetreiber zu erhebenden Daten zu nehmen, damit sinnvolle und zuverlässige Berechnungen durchgeführt werden können.

#### Betriebsplan

Im Betriebsplan müssen alle wesentlichen Regelungen des Deponiebetriebes, insbesondere auch zum Aufbau des Deponiekörpers getroffen werden. Der Ablagerungsbereich ist in Deponieabschnitte aufzuteilen. Für jeden Deponieabschnitt sind insbesondere die folgenden Angaben für die abzulagernden Abfälle zu machen und bei der Planung berücksichtigen:

- Abfallgruppe nach dem Abfallkatalog
- Ort der Ablagerung
- Verfahren der Ablagerung

#### Abfallkataster

Über den Aufbau jedes Deponieabschnittes ist ein Abfallkataster anzulegen. Dazu ist der Deponieabschnitt in Raster von höchstens 1000 m<sup>2</sup> Grundfläche – bei Monodeponien auch größer – und 2 m Höhe aufzuteilen. Die folgenden Angaben sind für die in jedem Raster abgelagerten Abfälle im Abfallkataster mindestens zu dokumentieren:

- Abfallart/Abfallschlüssel, bei besonders überwachungsbedürftigen Abfällen auch die Nr. des Entsorgungsnachweises)
- Ort der Ablagerung (Angabe der Rasternummern)
- Verfahren zur Ablagerung
  - \* Schichtdicken
  - \* Schichtneigung
  - \* Verdichtungsgeräte, Verdichtungsarbeit
- Zeitpunkt der Ablagerung
- Abweichungen vom Betriebsplan

Das Abfallkataster ist in den Bestandsplan für die Deponie aufzunehmen.

#### Eigenkontrollen

Durch Eigenkontrollen des Deponiebetreibers oder einer von ihm beauftragten Stelle ist nachzuweisen, daß die Anforderungen an das Deponieverhalten eingehalten werden und ein bestimmungsgemäßer Deponiebetrieb sowie die Funktionsfähigkeit der Deponieabdichtungssysteme sichergestellt sind.

Dazu sind u.a. folgende Me8- und Kontrolleinrichtungen vorzuhalten und in regelmäßigen Abständen auf ihre Funktionsfähigkeit hin zu überprüfen:

 Meßeinrichtung zur Überwachung der Setzungen und Verformungen der Deponieabdichtungssysteme und des Deponiekörpers.

Eigenkontrollen müssen während der Betriebsphase und in der Nachsorgephase der Deponie durchgeführt und ausgeführt werden. Es gelten die Anforderungen des Anhanges G (Meß- und Kontrollprogramm für die Durchführung von Eigenkontrollen bei oberirdischen Deponien) der TA besübAbf, 1991.

#### Erklärung zum Deponieverhalten

Das Deponieverhalten ist durch den zeitlichen Verlauf der Sickerwassermenge und -beschaffenheit und ggf. Gasemissionen, Temperaturentwicklung sowie durch das Setzungs- und Verformungsverhalten des Deponiekörpers zu dokumentieren.

Die Erklärung zum Deponieverhalten ist der zuständigen Behörde jährlich vorzulegen.

Dabei ist der zeitliche Verlauf des Deponieverhaltens von Beginn der Betriebsphase an darzustellen und mit den rechnerischen Annahmen für den Deponiekörper (bei den Stabilitätsberechnungen) zu vergleichen.

#### Abschluß der Deponie und Nachsorge

Die zuständige Behörde hat im Zusammenhang mit der Stillegung einer Deponie oder eines Deponieabschnittes eine Schlußabnahme durchzuführen und dabei folgendes zu berücksichtigen:

- die jährlichen Erklärungen zum Deponieverhalten
- die Jahresauswertungen der Eigenkontrollen
- die Funktionstüchtigkeit der Meß- und Kontrollsysteme
- die Betriebspläne und Bestandspläne

#### Abfalleigenschaften

Für die Stabilität des Deponiekörpers sind die Abfalleigenschaften, insbesondere auch die Festigkeit der Abfälle von wesentlicher Bedeutung.

Anforderungen an die Festigkeit der Abfälle, die Deponien zugeordnet werden können werden mit den Zuordnungskriterien für die Ablagerung gestellt. Konkret werden im Anhang D der TA Abfall für besonders überwachungsbedürftige Abfälle und im Anhang C der TA Siedlungsabfall Zuordnungswerte genannt:

1	Festigkeit					
1.01	Flügelscherfestigkeit	$\geq$ 25 kN/m <sup>2</sup>				
1.02	Axiale Verformungen	≤ 20 %				
1.03	Einaxiale Druckfestigkeit (Fließwert)	≥ 50 kN/m²				
der	Zuordnungswert 1.02 kann	gemeinsam mit 1.03				
gleichwertig zu 1.01 angewandt werden						

Obwohl es in der TA Abfall nicht ausdrücklich gesagt ist, sind die geforderten Festigkeitswerte nur Mindestwerte, die für den Einbau der Abfälle von Bedeutung sind. Die Festigkeitswerte von Abfällen, die erforderlich sind, um die Stabilität des Deponiekörpers sicherzustellen, müssen aufgrund der Stabilitätsberechnungen ermittelt werden. Beim Aufbau des Deponiekörpers sind die Abfälle, gemäß Betriebsplan entsprechend ihren Festigkeitseigenschaften einzubauen.

#### 4. Stabilität und Standsicherheit von Deponien in der Praxis

Der Arbeitskreis 11 "Geotechnik der Deponien und Altlasten" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau hat Empfehlungen veröffentlicht zur

- Standsicherheitsuntersuchung des Abfallkörpers (E 2-6) [Entwurf]
  - \* Allgemeines
  - \* Setzungen und Querverformungen
    - . Bodenähnliche körnige Abfallstoffe
    - . Andere Abfallstoffe Mischablagerungen
  - \* Untersuchungen der Standsicherheit
    - . Böschungsbruch
    - . Spreizspannungen
    - . Standsicherheit in der Umgebung des Abfallkörpers (Grundbruch)
  - \* Hinweise für den Bauentwurf
- Eignungsprüfung von Abfallstoffen für den Einbau in Zonen der äußeren Standsicherheit von Deponien (E 3-6) [Entwurf]
  - \* Allgemeines
  - \* Geotechnische Beschreibung und Klassierung von Abfallstoffen
    - . Körnige Abfallstoffe
    - . Andere Abfallstoffe
  - \* Spannungs-Verformungsverhalten
  - \* Bestimmung der Einbaukriterien
- Qualitätssicherung beim Einbau von Abfallstoffen in Zonen der äußeren Standsicherheit von Deponien (E 5-4) [Entwurf]
  - \* Allgemeines
  - \* Identitätskontrolle
  - \* Klassifizierung
  - \* Prüfungsumfang

Hier kann nicht auf Einzelheiten der Empfehlungen eingegangen werden.

In einem Forschungsvorhaben wurde bereits im Jahre 1981 die Standsicherheit von De-

ponien für Hausmüll und Klärschlamm untersucht (Gay, et.al, 1981), weil insbesondere bei der gemeinsamen Ablagerung von Hausmüll und Klärschlamm Standsicherheitsprobleme gesehen wurden.

In den letzten Jahren erschienen auch vermehrt Veröffentlichungen zu den Themenbereichen

"Setzungen des Deponiekörpers" (Rettenberger, 1989; Reuter, 1991) und

"Standsicherheit von Deponien" (Rettenberger, 1989; Schuhmann, 1989; DGEG, 1990; Drescher, 1990a; Drescher, 1990; Drescher und Meyer; 1990; Gay, et. al. 1990; Spillmann, 1990) und

"Festigkeit von Abfällen" (Drescher, 1990a; Drescher, 1988; Gay, 1990),

was daraufhin deutet, daß die Standsicherheit von Deponien immer größere Beachtet findet.

Aus den Veröffentlichungen ist unisono zu entnehmen, daß große Unsicherheiten hinsichtlich der Festigkeitseigenschaften der Abfälle und damit auch hinsichtlich der Berechnungen zur Standsicherheit und der Setzungen bestehen.

Aus Messungen im Rahmen der Eigenkontrollen, einschließlich der Annahmekontrollen der Deponiebetreiber sind bisher praktisch keine verwertbaren Daten für die Setzungsund Standsicherheitsberechnungen zur Verfügung gestellt worden.

#### 5. Schlußbemerkungen

Der Stabilität bzw. der Standsicherheit von Deponien kommt große Bedeutung bei der Beurteilung der langfristigen Umweltverträglichkeit von Deponien zu.

Bei den herkömmlichen Hausmülldeponien, aber auch bei Klärschlammdeponien sind die Setzungs- und Standsicherheitsnachweise insbesondere deshalb nur sehr schwer zu führen, weil

- die Annahmen über die Festigkeitseigenschaften der abzulagernden Abfälle nur sehr ungenau bekannt sind und schwer ermittelt werden können,
- die Veränderungen der Festigkeitseigenschaften im Laufe der Jahre und Jahrzehnte nur sehr unsicher vorherzusagen sind,
- die biologischen Abbauprozesse der organischen Abfallanteile ungesteuert über lange Zeiten verlaufen,
- die Verdichtung der Abfälle beim Einbau nicht ausreichend ist,
- die Nachverdichtung infolge Auflast des wachsenden Deponiekörpers, insbesondere auch wegen des Abbaus der organischen Abfälle praktisch nicht kalkulierbar ist.

Alle diese Nachteile sollten vermieden werden können, wenn die Anforderungen der TA Abfall für besonders überwachungsbedürftige Abfälle und der TA Siedlungsabfall erfüllt werden: Es sollen künftig nur noch weitgehend mineralische bzw. mineralisierte Abfälle abgelagert werden (Glühverlust der abzulagernden Abfälle kleiner als 10 bzw. 5 bzw. 1 %), und die Abfälle sind hohlraumarm und verdichtet einzubauen.

Damit werden die Grundvoraussetzungen geschaffen, um zuverlässigere Standsicherheits- und Setzungsberechnungen durchzuführen und die Stabilität des Deponiekörpers zu gewährleisten.

Der Deponiebetreiber wird verpflichtet, durch Eigenkontrollen die Stabilität des Deponiekörpers überprüfen zu lassen, und die Betriebspläne für den Aufbau des Deponiekörpers entsprechend zu modifizieren.

Die Stabilität ist von besonderer Bedeutung bei Deponien, die nicht in Kies-, Sand, und Tongruben sowie Steinbrüchen errichtet werden, sondern an Hängen oder auf der Ebene. Nur solche Deponien wird es aber zukünftig im wesentlichen geben, wenn die Forderung beachtet wird, daß für Sickerwasser aus Deponien eine freie Vorflut aus dem Ablagerungsbereich vorhanden sein muß, damit die abgelagerten Abfälle (der Deponiekörper) auch langfristig nicht eingestaut werden kann.

Der Trend, der Standsicherheit und Stabilität von Deponien größere Aufmerksamkeit zu schenken, wird durch die TA Abfall sicher verstärkt werden.

#### 6. Literatur

DGEG, 1990: Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" -GDA/ hrsg. von d. dt. Ges. für Erd- und Grundbau e.V. – Berlin: Ernst, 1990

Drescher, 1988: Festigkeit von abzulagernden Schlämmen.

In: Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Bd 23 : "Fortschritte der Deponietechnik 1988" (Abfallablagerung und TA Abfall), Erich Schmidt Verlag

Drescher, 1990: Standsicherheitsnachweise für Deponien.

In: Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik/Technische Universität Braunschweig Heft Nr. 31: "Standsicherheiten im Deponiebau – Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen", hrsg. von Rodatz, Beckefeld, Sehrbrock.. Eigenverlag

Drescher, 1990a: Standsicherheit von Deponiekörpern, Festigkeit des Deponiegutes. In: Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien – 1990 –. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Bd. 56. Eigenverlag.

Drescher und Meyer, 1990: Zur Standsicherheit von Abfalldeponien. In: Neuzeitliche Deponietechnik – Berichte vom 2. Deponie-Seminar/Bochum/ 10.-11. Okt. 1990, hrsg. Jessberger, A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/1990.

Gay, et. al, 1981: Standsicherheit von Deponien für Hausmüll und Klärschlamm. Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft, Bd. 14, Erich Schmidt Verlag, 1981 Gay, 1990: Scherparameter für Müll und Klärschlamm.

In: Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik/Technische Universität Braunschweig Heft Nr. 31: "Standsicherheiten im Deponiebau – Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen", hrsg. von Rodatz, Beckefeld, Sehrbrock.. Eigenverlag

Jessberger, 1990: Stoffeigenschaften von Abfall im Hinblick auf Standsicherheitsuntersuchungen von Abfalldeponien.

In: Neuzeitliche Deponietechnik – Berichte vom 2. Deponie-Seminar/Bochum/ 10.-11. Okt. 1990, hrsg. Jessberger, A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/1990.

Rettenberger, 1989: Setzungsberechnungen für Hausmülldeponien im Zusammenhang mit der Planung von Deponieoberflächenabdichtungssystemen und Entgasungsanlagen.

In: Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Bd. 30 : "Fortschritte der Deponietechnik 1989" (Praxis der Abfallablagerung), Erich Schmidt Verlag

Reuter, 1991: Untersuchungen über das Verformungsverhalten der Zentraldeponie Hannover.

In: Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien – 1991 –. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Bd. 59. Eigenverlag.

Schuhmann, 1989: Standfestigkeitsberechnung für Hausmülldeponien – Praktische Erfahrungen.

In: Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Bd 30 : "Fortschritte der Deponietechnik 1989" (Praxis der Abfallablagerung), Erich Schmidt Verlag

Spillmann, 1990: Einfluß der Lastumlagerung von Müll und Klärschlamm auf die Standsicherheit.

In: Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik/Technische Universität Braunschweig Heft Nr. 31: "Standsicherheiten im Deponiebau – Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen", hrsg. von Rodatz, Beckefeld, Sehrbrock.. Eigenverlag

TA besübAbf (1991): Gesamtfassung der zweiten allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall), Teil 1: Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen vom 12. März 1991. GMBI 42 (1991),H.8 S 139, Carl Heymanns Verlag

TA Sie (1991): Sechste Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall): Technische Anleitung zur Vermeidung, Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen. Projektgruppe TA Sie, BMU, 22. Nov. 91

#### Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Klaus Stief und Dr.-Ing. Bernd Engelmann im Umweltbundesamt, Bismarckplatz 1, W-1000 Berlin 33



ERMITTLUNG VON BASISDATEN FÜR DIE STABILITÄTS- UND VERFORMUNGS-NACHWEISE VON DEPONIEN

J. Drescher

#### 1 EINLEITUNG

Nach der TA-Abfall (1990), Abs. 9.5, ist das Verhalten des Deponiekörpers durch rechnerische Annahmen zu prognostizieren. Diese Annahmen sind alle zwei Jahre zu überprüfen. Die TA-Abfall läßt hier offen, welche Annahmen der turnusmäßigen Überprüfung zu unterziehen sind, die des rechnerischen Modells, die der Abfallfestigkeit und -verformung, oder beide. Geht man davon aus, daß die Standsicherheits- und Verformungsnachweise für Deponien hilfsweise mit den anerkannten erdstatischen Ansätzen geführt werden können, erstrecken sich die turnusmäßigen Überprüfungen im wesentlichen auf die entsprechenden Abfallparameter sowie das Zutreffen der rechnerisch prognostizierten Werte (Standsicherheit, Verformung etc.). Weichen die Abfallparameter von denen in die ursprüngliche Berechnung eingeführten Werte signifikant ab, sind neue Standsicherheits- und Verformungsnachweise mit den geänderten Eingangswerten zu führen. Deren Ergebnisse werden dann maßgeblich für den weiteren Deponiebetrieb. Sinngemäß wird dies auch in dem Entwurf 11/92 für die TA-Siedlungsabfall, Abs. 13.5, aufgegriffen.

In Sonderfällen, vor allem wenn bei gleichbleibenden Abfallparametern die rechnerisch prognostizierten Festigkeits- oder Verformungsgrößen sich während des Deponiebetriebes nicht bestätigen sollten – z.B. Böschungen sind instabil, Setzungen größer als vorhergesagt – müssen auch die verwendeten rechnerischen Modellansätze überprüft werden. Nach den jetzigen Kenntnissen ist aber davon auszugehen, daß die Güte der rechnerischen Deponieprognosen überwiegend von der Annahme zutreffender Stoffparameter bestimmt wird. Der Bestimmung der Abfallparameter, sowohl im Hinblick auf die physikalischen Eigenschaften als auch die chemisch/biologische Zusammensetzung, da letztere die physikalischen Eigenschaften mehr oder weniger stark beeinflussen kann, kommt daher grundlegende Bedeutung zu.

#### 2 RECHNERISCHE NACHWEISE

Wegen der Vielfalt denkbarer Deponieausbildungen wird es nicht möglich sein, einen umfassenden Katalog der erforderlichen rechnerischen Standsicherheits- und Verformungsnachweise aufzustellen. Die Entscheidung, was und wie nachzuweisen ist, muß letztendlich dem für die Planung verantwortlichen Ingenieur überlassen bleiben. Trotzdem ist es notwendig, einen allgemein verbindlichen Rahmen festzulegen, an dem sich die zu erbringenden rechnerischen Nachweise zu orientieren haben. Tab. 1 stellt einen derartigen Nachweisrahmen dar, der auch in einer detaillierteren Form in die in Arbeit befindliche Nieders. Deponierichtlinie – Deponiehandbuch – Eingang finden soll. In die Tab. 1 sind auch die wesentlichen, für die rechnerischen Nachweise erforderlichen Stoffparameter mit aufgeführt, soweit sie die Erdstoffe und den Abfall betreffen. In den folgenden Abschnitten werden sie deshalb nicht mehr gesondert erwähnt.

#### **3 ABFALLVERHALTEN**

Um die Rechenparameter zutreffend bestimmen und bewerten zu können, ist es unerläßlich sich über die stoffliche Zusammensetzung der Abfälle Klarheit zu verschaffen. Die in Tab. 1 aufgeführten Parameter gelten im Prinzip nur für erdstoffartige Abfälle, auch wenn sie ein ausgeprägtes tixotropes und/oder rheologisches Bruch-Verformungsverhalten aufweisen, wie z.B. ein Teil der industriellen Schlämme. Die Festigkeit und Verformbarkeit von Waxen, Lack- und Kunstharzrückständen usw. sind mit bodenmechanischen Versuchsgeräten nur sehr bedingt zu ermitteln.

Bauteil	rechnerische Nachweise				
	Standsicherheit		Verformung		
a 1	mögliche Nachweisart	Parameter	mögliche Nachweisart	Parameter	
Deponieauf- lager	Schubverfor- mung, Grundbruch	γ, φ', c', q <sub>u</sub>	Setzung	E , G T <sub>v</sub> , k	
Basisentwäs- serungssystem	Gleiten	τ, φ', c', γ, δ, T, a	Verformung	G, T, zul. ε	
Deponiekörper	Böschungsbruch, Aufbrechen von Schichten Gleiten	γ, φ', c' τ, q <sub>u</sub> *)	Setzung, Sackung	E, M T <sub>v</sub>	
Rohre, Schächte	Erddruck, Stabilität	γ, φ', c' τ, δ,k <sub>s</sub> , υ Τ	Verformung	E, G k <sub>s</sub> , T	
Oberflächenab- deckung, – abdichtung	Gleiten	γ, τ, φ',c' δ,	Verformung	τ, φ΄, ϲ΄	

Benötigte bodenmechanische Nachweisparameter: (Die erforderlichen Bestimmungsparameter wie Kornverteilung, Plastizität usw. werden hier nicht mit aufgeführt)

- γ = Wichte (DIN 18 125)ψ' = innerer Reibungswinkel (DIN 18 137)
- c' = Kohäsion (DIN 18 137)
- $\tau$  = Scherfestigkeit, Schubfestigkeit (DIN 18 137)
- q = einaxiale Druckfestigkeit (DIN 18 136)
- ku = Durchlässigkeitsbeiwert (DIN 18 130)
- $\delta$  = Reibungswinkel
- a = Adhäsion
- E = Steifemodul
- k<sup>s</sup> = Bettungsmodul G<sup>s</sup> = Schubmodul
- E = Elastizitätsmodul
- T = Temperatur
- M = Sackungsmodul
- T = Konsolidierungszeit
- $\varepsilon^{v} = Verzerrung$
- v = Poisson-Zahl
- \*) Für Abfälle mit biolog. umsetzbaren organischen Anteilen ist immer der Grad der biol./chem. Umsetzung mit zu bestimmen. Bei konditionierten organ. Schlämmen ist daneben die Angabe der noch vorhandenen Alkalitätsreserve erforderlich.

Tab. 1: Nachweisrahmen für die rechnerischen Standsicherheits- und Verformungsbestimmungen

Einen besonderen Problemkreis stellen die Abfälle mit höheren Anteilen an biologisch umsetzbaren (verrottbaren) organischen Beimengungen dar, wie z.B. die Siedlungsabfälle, kommunale Klärschlämme.

Während des biologischen Umsetzungsprozesses resultiert die Abfallzusammendrückung überwiegend aus dem Verlust von organischer Substanz (Volumenverlust, Verändern der Grobstruktur). Mit dem Abklingen dieses organischen Umsetzungsprozesses setzt im Abfall unter der Auflast eine Konsolidierung des jetzt weitgehend mineralisierten Materials ein. Die mit organischen Grobanteilen "armierten" Siedlungsabfälle weisen in der Regel eine relativ hohe Anfangsfestigkeit, bei großer Verformbarkeit auf. Mit dem Zersetzungsprozeß der "organischen Bewehrung" nimmt die Festigkeit schrittweise ab, wobei die jeweilige Restzusammendrückung ebenfalls abnimmt. Durch die eigentliche Konsolidation nach Abklingen des organ. Umsetzungsprozesses ist auch wieder ein Anstieg der Abfallfestigkeit bis zu einer bestimmten Höhe zu erwarten. In Bild 1 ist dieser Vorgang schematisch dargestellt.



#### <u>Bild 1:</u> Zeitliche Änderung der Festigkeit von Siedlungsabfällen mit organ. Beimengungen, schematisch

Überlagert werden diese festigkeitsmindernden Auswirkungen durch die organischen Abbauprozesse noch durch sich zeitlich verändernde, nicht organisch umsetzbare "Armierungsstoffe" wie Kunststoff, Metall etc..

deponietechnischen Gründen werden organisch belastete Schlämme Aus häufig durch Kalkzugabe stabilisiert (konditioniert). Diese Schlämme erreichen ihre volle Festigkeit erst nach einer gewissen Zeit, da das Konditioniermittel Zeit zum Abbinden benötigt. Die Kalkzugabe bewirkt die Bildung von Kalziumhydroxid und damit ein Anheben des P\_-Wertes und somit ein weitgehendes Unterbinden des Faulungsprozesses. Allerdings ist damit zu rechnen, daß das Kalziumhydroxid durch freiwerdende Kohlensäure aus der nicht gänzlich zu unterdrückenden Umsetzung der organischen Substanz, in Kalziumkarbonat umgewandelt wird (Abnahme der Alkalitätsreserve). Dies geht mit einer P\_-Werterniederung und dem Wiedereinsetzen des Faulungsprozesses einher, was zu einer Festigkeitsabnahme im konditionierten Klärschlamm führt. In derartigen Fällen darf der konsolidationsunabhängige Festigkeitsanteil aus der Konditionierung nicht berücksichtigt werden, es sei denn, daß der Festigkeitsabfall zum mindestens teilweise durch eine ausreichende Konsolidierung aufgefangen wird. Bild 2 zeigt den schematischen Ablauf dieser Vorgänge.





Mit Einführung der TA-Siedlungsabfall sollen gem. Entwurf 11/92, Anhang C, für die Deponieklasse I und II, die Zuordnung 2 "Glühverlust" der biologisch abbaubaren organischen Substanz 1 resp. 5 Masse-% nicht überschreiten. Dies bedingt nach dem derzeitigen Kenntnisstand eine termische Abfallbehandlung. Die dabei entstehenden Restabfälle unterscheiden sich, wie die Rückstände aus bestehenden Abfallverbrennungsanlagen zeigen, positiv im Hinblick auf die Festigkeit und Verformbarkeit von den jetzigen unbehandelten und biologisch behandelten (Rotte) Siedlungsabfällen. Es ist damit zu rechnen, daß sich dadurch die Festigkeit erhöhen und die Verformbarkeit verringern wird. Zeitliche Festigkeitsveränderungen in Richtung Standsicherheitsverschlechterung dürften dann auszuschließen sein. Insgesamt wäre diese Entwicklung ein deutlicher Schritt hin zu einer verläßlicheren Deponieplanung.

#### **4 ERMITTLUNG DER PLANUNGSPARAMETER**

#### 4.0 Vorbemerkung

Für die Ermittlung der benötigten Basisdaten und deren spätere Kontrolle stehen folgende Nachweismöglichkeiten zur Verfügung:

- a) direkte und indirekte Parameterbestimmung mit Feld- und Labormethoden,
- b) Rückrechnung der Parameter aus bestehenden Deponiekörpern,
- c) Verformungsmessungen am Deponiekörper zur Kontrolle der rechnerischen Prognosen.

Die unter a) und c) genannten Nachweise sind in jedem Fall zu führen. Inwieweit auf das unter b) genannte Nachweisverfahren zurückgegriffen wird, kann nur im jeweiligen Einzelfall festgelegt werden.

Im folgenden wird nur auf die Parameterbestimmung von Böden und dem Abfall eingegangen.

#### 4.1 Feld- und Labormethoden

#### 4.1.1 Deponieauflager

Der Deponieuntergrund ist ausreichend tief durch Bohrungen mit durchgehender Gewinnung gekernter Bodenproben zu erkunden. Der Kerndurchmesser sollte nicht kleiner als 100 mm sein. Mit den gewählten Aufschlußtiefen muß eine sichere Aussage über die Tiefenverteilung setzungsrelevanter Schichten möglich sein. Sofern sich bei generell bekanntem Untergrundaufbau keine anderen Bedingungen ergeben, z.B. durch sehr gering, oder sehr hoch kompressible Böden, kann für die Planung von einer Bohrtiefe

$$t = \frac{2 \cdot P_z}{\gamma} \qquad t = Bohrtiefe$$
$$P_z = Müllauflast$$
$$\gamma = Wichte des Untergrundes$$

ausgegangen werden.

In jedem Falle sollten die Bohrungen durch Standardpenetrations-(SPT) oder Spitzendrucksondierungen ergänzt werden. Bei letzteren sind sowohl die Spitzenwiderstände als auch die partielle Mantelreibung kontinuierlich zu messen.

#### Setzung

Neben der Bestimmung der Zusammendrückbarkeit in Laborkompressionsversuchen, können zur Ableitung der Steifemodulverteilung im Untergrund auch die SPT-Sondierung und die Spitzendrucksondierung mit herangezogen werden.

Ausgehend von der Formel nach OHDE

$$E_{g} = v \cdot \frac{\sigma_{z}^{\omega}}{\sigma_{o}} \qquad v = \text{Steifebeiwert}$$

$$\sigma_{c} = \text{Belastungsspannung}$$

σ = Einheitsspannung

 $\omega$  = Steifeexponent

gibt z.B. die DIN 4094, Beiblatt 1, Abhängigkeiten zwischen N<sub>30</sub> bzw. q\_ und dem Steifebeiwert v, unter der Voraussetzung  $\omega$  = 0,7 an.

Zur Berechnung der Konsolidierungsbeiwerte ist die labormäßige Bestimmung des jeweiligen Durchlässigkeitsbeiwertes (DIN 18 130) erforderlich.

#### Standsicherheit

Bei weichen bindigen Böden ist es erforderlich, auch die undränierten Scherparameter zu bestimmen, da diese für den Nachweis der zulässigen Belastungserhöhungsraten entlang der Kippkanten (Grundbruch DIN 4017) maßgeblich werden. Zweckdienlich sind einaxiale Druckversuche, die durch Flügelsondierungen (DIN 4096) im Gelände ergänzt werden können. Die Ergebnisse der Flügelsondierungen müssen jedoch an den einaxialen Bruchwerten kalibriert werden.

Böden mit faserigen Bestandteilen und solche mit Festigkeiten größer als 100 KPa sind für Flügelsondierungen nicht geeignet.

Wird eine Sicherheit von  $\eta = 1,0$  zugrundegelegt kann nach YAKY eine maximale temporäre Schütthöhe von

 $\max h_{(t)} = \frac{2 \cdot c_{(t)}}{\gamma_{(t)}} (1 + \frac{\pi}{2}) \qquad \begin{array}{c} c_{(t)} = \text{Kohäsion zur Zeit t} \\ \gamma_{(t)} = \text{Wichte zur Zeit t} \end{array}$ 

zugrunde gelegt werden. Diese Formel hat sich bei Schüttungen auf weichem Kleiuntergrund bisher bewährt.

4.1 2 Basisentwässerungssystem, Oberflächenabdeckung, -abdichtung

Diese bestehen aus dem Dichtungs- und dem Entwässerungselement. Sie werden durch die Auflast und die Untergrund- bzw. Deponieverformungen beansprucht. Dabei entstehen im wesentlichen Verbiegungen und Gleiten entlang von Berührungsflächen zu anderen Werkstoffen. Dies führt in den Werkstoffen und Böden zu Schub- und Scherbeanspruchungen. Für die Standsicherheitsbetrachtungen sind Verbiegungen in dem Entwässerungssystem bzw. der Oberflächenabdichtung nur insoweit relevant als sich hierdurch stärkere Auflagerneigungen ergeben können die zu einer höheren Gleitbeanspruchung führen.

Die benötigten Bodenparameter lassen sich mit den bodenmechanischen Versuchsgeräten bestimmen. Die Gleitbeiwerte zwischen den einzelnen Werkstoffen, erfordern Versuchseinrichtungen mit vorgegebener ebener Verschiebefläche, wie z.B. das Rahmenschergerät. Beispiele für die Versuchsanordnung und Untersuchungsergebnisse geben u.a. KRUSE & VOIGT (1990). Aus Gründen der Versuchssicherheit sollten für diese Untersuchungen keine Probenflächen kleiner als 30 x 30 cm verwendet werden. Ein besonderer Augenmerk ist auf die Bestimmung der Adhäsionsspannung a bei möglichen Durchnässungen von feinkörnigen mineralischen Böden zu legen. Der Beanspruchungsfall: Durchnässung der mineralischen Oberfläche unter der im Kontaktverbund liegenden Kunststoffdichtungsbahn ist in jedem Fall nachzuweisen. Diese Werte werden maßgeblich für den Gleitnachweis Fuge: Kunststoffdichtungsbahn - mineralische Abdichtungsschicht.

#### 4.1.3 Abfall\_

Aufgrund der Vielfältigkeit und der zu erwartenden zeitlichen Veränderung der Abfallzusammemsetzung können die Abfallparameter häufig nur für die zukünftige Entwicklung ausgehend von aktuellen Werten prognostiziert werden. Ganz besonders gilt dies für nicht behandelte Abfälle, da durch die Behandlung eine gewisse, zum mindestens tempo-

räre Vergleichsmäßigung der Abfalleigenschaften zu erwarten ist. Zusätzlich erschwerend kommt hinzu, daß sich Abfallparameter durch stoffliche Veränderungen nach der Ablagerung, z.B. durch Stoffumsetzungsprozesse, nachteilig verändern können. Derartige Veränderungen können nur sehr eingeschränkt durch zeitliche Raffung in Versuchen nachgebildet werden. Zur Lösung dieser Fragen sind aufwendige Felduntersuchungen an stofflich definierten, sich in unterschiedlichen Stoffänderungsphasen und sich durch die Ablagerung im texturellen Zusammenhang befindliche Abfälle erforderlich. Das Entnehmen, z.B. von unterschiedlich verottetem Material aus einer Deponie, an dem Festigkeits- und Verformungsversuche im Labor durchgeführt werden. kann nur einen groben Anhalt geben. Nicht daran verfolgt werden kann, welchen möglicherweise negativen Einfluß das Zusammenbrechen der sehr lockeren Abfalltextur auf die Festigkeitsentwicklung hat. Hier kommt es ganz wesentlich darauf an, ob das Kompaktieren (Sacken) des Abfalles mit den Festigkeitsverlust der "Armierung" Schritt hält.

Da diese Unsicherheit im wesentlichen durch die biologisch abbaubare organ. Substanz, allerdings auch durch die in Abfall enthaltenen Kunststoffe hervorgerufen wird, führt eine Reduzierung dieser Abfallfraktionen zur verläßlicheren Voraussage der Abfallparameter und damit auch zu sichereren Deponiekonzeptionen. Solange noch herkömmliche Mischabfälle abgelagert werden müssen, kann die Lösung nur darin liegen, mit Abfallparametern zu arbeiten die auf der "sicheren" Seite liegen, z.B. die Endfestigkeit von unbehandeltem Siedlungsabfall mit  $\phi = 25^\circ$ , c = 0 und  $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ .

Die im Anhang D der TA-Abfall genannten Zuordnungswerte für die Festigkeit (D 1) geben nur das Maß an, was unter "fest" im Sinne der TA-Abfall zu verstehen ist. Diese Werte dürfen für feinkörnige, kohärente Abfälle nicht unterschritten werden, auch wenn aus erdstatischen Gesichtspunkten geringere Festigkeiten zulässig wären. Die TA-Abfall gibt dafür auch die entsprechenden Nachweisverfahren an, wobei anzumerken ist, daß sich für die Parameterbestimmung zum Festigkeitsnachweis für duktile Schlämme der Flügelscherversuch (D 1.01) nicht eignet, DRESCHER (1988). Die Größen von Versuchsapparaturen sollten mindestens die fünffache Abmessung der größten Abfallbestandteile aufweisen. Bei der Bestimmung der Festigkeitsparameter ist darauf zu achten, daß Abfälle, die eine hohe Verformbarkeit aufweisen, das sind in der Regel Abfälle mit nennenswerten Anteilen von nichtmineralischen Stoffen und Schlämme, die unter Belastung zum Fließen neigen, nicht mit weggesteuerten Belastungseinrichtungen untersucht werden können. Diese Untersuchungen sind vielmehr mit Versuchseinrichtungen vorzunehmen, die mit konstanten Laststufen arbeiten können.

Die hier aufgezeigten Schwierigkeiten spiegeln sich auch indirekt in der breiten Spanne der von JESSBERGER (1990) vorgenommenen Zusammenstellung der verstreut vorhandenen Angaben über die Größe von Abfallparametern wider.

Die Festigkeitsentwicklung feinkörniger Abfälle läßt sich auf der Deponie durch Druck- oder Flügelsondierungen zeitlich verfolgen. Enthalten diese Abfälle biologisch umsetzbare Stoffanteile, sind zeitgleiche biologisch/chemische Untersuchungen des Materials an den jeweiligen Sondierstellen und -tiefen unerläßlich, da sonst die Sondierergebnisse nicht schlüssig eingeordnet werden können. Wenig Erfolg versprechend erscheint der Versuch, den Zustand von bestehenden Hausmülldeponien mit Spitzendrucksondierungen zu beschreiben.

#### 4.1.4 Rohre, Schächte

Soweit die benötigten Parameter das Bettungsmaterial betreffen, können sie, falls keine speziellen Untersuchungen dafür durchgeführt werden, dem Schrifttum entnommen werden.

Die Parameter für den Abfall entsprechen im wesentlichen denen für den Nachweis der Standsicherheit des Deponiekörpers. Allerdings müssen darüberhinausgehende Aussagen über die zu erwartende Querverformungsbeanspruchung aus dem Abfall, bzw. dessen mögliche Anisotropie im Festigkeitsverhalten (nicht radialsymmetrische Beanspruchung) erfolgen. Einen besonderen Problemkreis bilden die Höhe und die Verteilung der "Wandreibung" zwischen Abfall und Schachtaußenwänden. Wegen der großen Sackungsneigung von herkömmlichem Siedlungsabfall treten erhebliche Längskräfte aus dem sich "aufhängenden" Abfall an der Außenfläche der Schächte auf. Die Größe dieser Längskräfte läßt sich derzeit nicht verläßlich angeben. Ausgehend von der DIN 1054, Anhang, empfiehlt HOCH (1992) einen Reibungswert analog zu dem Nachweis der negativen Mantelreibung von Pfählen. Er stellt den dort genannten Wert von  $\tau = 20$  kPa als den sich zwischenzeitlich herausgebildeten Stand der Technik dar. Dies trifft aber nur für die Fälle zu, wo eine ausreichend dicke Kiesummantelung vorgesehen, oder ein Sicherheitsbereich um den Schacht herum aus nur gering kompressiblen Abfällen geschüttet und verdichtet wird. Ist dies nicht möglich, oder es können keine sonstigen baulichen Vorkehrungen zum Vermindern von Reibungskräften auf die Schachtaußenwände getroffen werden, müssen die "Haftkräfte" großmaßstäblich bestimmt werden. NEYE & HUG (1990) geben hierzu eine mögliche Versuchsanordnung an.

Vereinfachend kann davon ausgegangen werden, daß sich stärker mit organischen Anteilen behafteter Siedlungsabfall an der Schachtwandung "aufhängt". Je nach Abfallzusammensetzung wird von unterschiedlichen Mittragebreiten auszugehen sein. Unter dieser Annahme ergibt sich eine Belastung von

$$\tau = e \left( 1 + \frac{e}{2 \cdot r} \right) \cdot \gamma \qquad e = Mittragende Breite r = Außenradius des Schachtes \gamma = Wichte des Abfalles$$

In Bild 3 ist die Größe der Haftspannung  $\tau$  in Abhängigkeit von einer mittragenden Breite von e = 2,5 m und  $\gamma$  = 10 kN/m<sup>3</sup> für unterschiedliche Schachtradien angegeben.



Bild 3: Haftspannung in Abhängigkeit vom Schachtradius

#### 4.2 Rückrechnung der Parameter

Zur Bestimmung der erforderlichen Festigkeitsparameter werden gelegentlich "Abrutschversuche" an dem geschütteten Material empfohlen. Dafür wird die Böschungsgeometrie gezielt solange zur ungünstigen Seite hin verändert, bis ein Bruch eintritt. Ausgehend von der bruchauslösenden Böschungskonfiguration und der geschätzten Abfallast, kann dann die Bruchspannung entlang der Bruchfläche rechnerisch bestimmt werden. Bei der Ermittlung der zu diesem Zeitpunkt vorhanden gewesenen widerstehenden Kräfte bleibt die Aufteilung in die anteiligen Reibungs- und Kohäsionsgrößen unbestimmt. Dabei sind alle Variationen von  $\phi = 0$  und  $c_{Bruch}$  bis c = 0 und  $\phi_{Bruch}$  möglich. Das Übertragen der aus derartigen Versuchen ermittelten Parameter auf andere Böschungsausbildungen ist deshalb nur dann möglich, wenn das Verhältnis des Einflusses von Reibung und Kohäsion durch andere Versuche abgesichert ist. Das Ableiten von Festigkeitsparametern von augenscheinlich noch stabilen Böschungen ist noch problematischer, da hier als zusätzliche Unbekannte noch der vorhandene, größenmäßig nicht bekannte Standsicherheitsbeiwert zu berücksichtigen ist.

Das Rückrechnen von Festigkeitsparametern aus bestehenden Böschungen, auch wenn Bruchvorgänge in die Nachweise mit einbezogen werden, kann daher nur in Sonderfällen erfolg versprechend angewendet werden. Sie sind aber eine gute Methode zum Absichern von Rechenergebnissen bei bekannter Aufteilung des Reibungs- und Kohäsionseinflusses.

Nicht verzichtet werden kann auf das Rückrechnen bei den Untergrundund den Deponieverformungen, da nur so verläßliche Verformungsparameter (Setzung, Sackung, Verschiebung) ermittelt werden können.

#### 4.3 Verformungsmessungen

Diese sind in jedem Falle so anzulegen, daß die Setzungen des Untergrundes sowie die Eigensetzungen und Sackungen des Abfallkörpers getrennt voneinander ermittelt werden können. Die Meßpunkte für die Deponiebasis und die im Abfall müssen deshalb in einem räumlich zuordenbaren Bezug zueinander stehen.

Für den Nachweis der Größe der Untergrundsetzungen eignen sich Verformungsmessungen auf der Oberfläche der Deponiebasis. Hierfür stehen Meßsysteme zur Verfügung, die entweder die Aufnahme eines Neigungspolygons (Neigungsmesser), oder über Druckmessungen Höhenänderungen (Schlauchwaage) bestimmen. Aus in zeitlichen Abständen aufeinander folgenden Messungen lassen sich die Höhendifferenzen aus den Untergrundsetzungen bezogen auf ein Anfangshöhenprofil ermitteln. Diese Messungen verden entweder in den Sickerwasser- und Entwässerungsrohren, oder in eigens dafür verlegten Meßrohren durchgeführt. Die jeweiligen Meßzyklen sind durch geodätische Messungen an ein übergeordnetes Höhennetz anzubinden. Die höhenmäßige Kontrolle der Sickerwasser- und Entwässerungsrohre ist in die Deponiekontrolle als obligatorischer Bestandteil aufzunehmen. Es wäre wünschenswert, derartige Verformungsmessungen auch in unterschiedlichen Höhen im Abfallkörper anzuordnen, um über die örtliche und zeitliche Eigenverformung des Abfallkörpers bessere Informationen zu erhalten. Ergänzend zu diesen Verformungsmessungen sind in jedem Falle Temperaturmessungen mit durchzuführen, da sie eine wesentliche Aussage zum Abfallverhalten ermöglichen.

Zeitgleich zu den Verformungsmessungen an der Deponiebasis und im Deponiekörper, sind die Oberflächenverformungen des Deponiekörpers höhen- und lagemäßig zu bestimmen.

Die erforderliche Meßhäufigkeit richtet sich nach den deponiebetrieblichen Gegebenheiten. Sie ist ausgehend von den statischen Standsicherheits- und Verformungsnachweisen festzulegen und als Nebenbestimmung in die Plangenehmigung mit aufzunehmen.

#### 5 ZUSAMMENFASSUNG

Die Standsicherheit und die Verformung von Deponiekörpern und deren Untergrund sind rechnerisch in überprüfbarer Form zu führen. Diese Nachweise bilden einen notwendigen Bestandteil von Antragsunterlagen für die Genehmigung von Abfallablagerungen. Wegen der Unsicherheit in der zu erwartenden Abfallzusammensetzung können die in diese rechnerischen Nachweise einzuführenden Abfallparameter häufig nur prognostischen Charakter haben. Erschwerend hinzu kommt, daß ein Teil der Abfälle nach der Ablagerung eine stoffliche, und damit- auch eine Festigkeits- und Verformungsänderung erfahren. Diese Veränderungen lassen sich versuchstechnisch nur bedingt nachvollziehen.

Für die Parameterbestimmung kommen infrage

- direkte und indirekte Bestimmungen mit Feld- und Labormethoden
- Rückrechnung aus bestehenden Deponiekörpern
- Verformungsmessungen des Deponieuntergrundes und des Deponiekörpers.

Die Unsicherheiten in der Parameterbestimmung werden je nach der Art der Abfallbehandlung geringer, weil dadurch die abzulagernden Restabfälle in einem gewissen Umfang "homogenisiert" werden. Da ein ganz wesentlicher Unsicherheitsfaktor beim Abfallverhalten die biologisch abbaubare organische Substanz und ein Teil der Plastikabfälle darstellen, wird eine thermische Abfallbehandlung, wie sie im Prinzip durch die Zuordnung im Anhang C des Entwurfes 11/91 der TA-Siedlungsabfall vorgegeben ist, im Hinblick auf eine verläßlichere Standsicherheits- und Verformungsberechnung die wirksamste Verbesserung darstellen.

Für eine wirtschaftliche und sichere Deponieführung kommt es darauf an, die zum jeweiligen Zeitpunkt jeweils maßgeblichen Abfallwerte  $(\phi_{(t)}, c_{(t)}, \gamma_{(t)})$  in die für die einzelnen Deponierungsphasen vorzunehmenden rechnerischen Standsicherheitsnachweis einzuführen. Die abschließende Beurteilung des gesamten Deponiekörpers ist in jedem Falle an den Werten für die Endfestigkeit zu orientieren.

#### Schrifttum

Drescher, J. (1988) Festigkeit von abzulagernden Schlämmen in Fehlau, Stief (Hrg.) Fortschritte der Deponietechnik 1988 Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, H. 23, S. 265 - 290 Erich Schmidt Verlag Berlin Hoch, A. (1992) Probleme der Rohr- und Schachtstatik, Standsicherheitsnachweise Abfallwirtschaftliches Journal 4, Nr. 2 S. 164 - 176 Jeßberger, H.-L. (1990) Stoffeigenschaften von Abfall im Hinblick auf Standsicherheitsuntersuchungen an Abfalldeponien in Jessberger (Hrg.) Neuzeitliche Deponietechnik

AA. Balkema, Rotterdamm, Brookfield,

S. 171 - 191

Ney, P., Hug, F.W., (1990) Berechnung von Schächten in Deponien; in Standsicherheit im Deponiebau Mitt. des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik, Techn. Univ. Braunschweig Heft 31, S. 73 - 87

TA-Abfall (1990)

Zweite allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz Teil 1: Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/ physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen, 10. April 1990 (GMBL, S. 170) und 17. Dez. 1990 (GMBL, S. 866)

TA-Siedlungsabfall, Arbeitsentwurf (11/91) zur sechsten Allgem. Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz Techn. Anleitung zur Vermeidung, Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorung von Siedlungsabfällen

Ltd. Dir., Prof. Dr.-Ing. J. Drescher Nieders. Landesamt für, Bodenforschung Stilleweg 2, 3000 Hannover 51

# ERDBAULABORATORIUM



Dipl.-Ing. H. Dannemann Dipl.-Ing. V. Wiese Dipl.-Ing. S. Halbach Dipl.-Ing. U. Diehl Dipl.-Ing. W. Lange Dipl.-Ing. F. Schultheis Beratende Ingenieure VBI

Bodenmechanik – Geologie Hydrologie – Grundbau Gründungsberatung Altlastuntersuchung Altlastsanierung – Deponietechnik Planung – Ausschreibung Projektüberwachung

Am Ossenbrink 40 – 5804 Herdecke Tel.: 02330 / 8009 – 0 – Telefax 02330 / 8112
#### Meß- und Untersuchungsprogramm zur Standsicherheit der Zentraldeponie Hannover

Dipl.-Ing. Steinkamp, Landeshauptstadt Hannover Dr.-Ing. E. Reuter, Simons + Partner GmbH, Braunschweig Dipl.-Ing. Negelmann, Wersche GmbH, Hannover

#### Inhalt

Teil I: Erläuterung des Untersuchungsprogramms

- 1 Vorbemerkungen
- 2 Überblick über das Untersuchungsprogramm
- 2.1 Untersuchungen und Berechnungen zur Deponiebasis (Untergrund)
- 2.1.1 Baugrunderkundung
- 2.1.2 Berechnung der Setzungen
- 2.1.3 Aufbau und Material des Unterbaus der Basisabdichtung
- 2.1.4 Eignungsprüfungen des Unterbaumaterials
- 2.2 Untersuchungen zum Basisabdichtungssystem
- 2.1.1 Aufbau und Problematik
- 2.2.2 Eignungsprüfungen des Dichtungsmaterials
- 2.2.3 Prüfen der Schutzschicht einer Kombinationsabdichtung
- 2.3 Untersuchungen zum Basisentwässerungssystem
  - 2.3.1 Aufbau
  - 2.3.2 Rohrstatik für die Entwässerungsschicht
  - 2.3.3 Untersuchungen des Entwässerungssystems

Teil II: Standsicherheitsnachweise und Abfalleigenschaften

- 3 Berechnungen zur Standsicherheit des Deponiekörpers
- 4 Festigkeitseigenschaften der Abfälle
- 4.1 Hausmüll
- 4.2 Klärschlamm
- 5 Zusammenfassung
- 6 Literatur

#### Teil I: Erläuterung des Untersuchungsprogramms

#### 1 Vorbemerkungen

Die Zentraldeponie Hannover liegt in unmittelbarer Nähe des Autobahnkreuzes Hannover - Buchholz (A 37/A 2) und wird vom Amt für Abfallwirtschaft und Stadtreinigung der Landeshauptstadt Hannover betrieben. Der Betriebsbeginn erfolgte 1936 im Nordhügel (vgl. Bild 1) und wurde 1979/80 nach Erteilung einer Genehmigung zur Erweiterung des Deponiegeländes auf insgesamt 140 ha in den östlichen und ab 1984 in den südlichen Bereich verlagert (Bild 1).

Im Ost- und Südbereich entsteht auf ca. 50 ha Grundfläche ein Höhenzug mit zwei Gipfeln, die 60 m bzw. 100 m Höhe über Gelände erreichen. Die Böschungsneigungen betragen 1 : 2,5 bis 1 : 4,0. Dieser Bereich soll ein Verfüllvolumen von ca. 15 Mio. m<sup>3</sup> erreichen.

Zugelassen zur Deponierung sind Hausmüll, hausmüllähnliche Abfälle aus Gewerbe und Industrie, Bodenaushub, Bauschutt, Gartenabfälle und ausgefaulte, entwässerte Klärschlämme.

Angeschlossen waren 1991 die Stadt Hannover mit ca. 500 000 Einwohnern und z. T. der Landkreis Schaumburg mangels eigener Deponiekapazitäten. Im Jahre 1991 wurden ca. 760 000 t Abfälle zur Deponie angeliefert. Darin enthalten waren ca. 34 000 t Klärschlamm und ca. 314 000 t Baureststoffe, wovon ca. 148 000 t als Baumaterial wiederverwendet werden konnten. Somit mußten 1991 ca. 612 000 t deponiert werden.



Bild 1: Übersicht über die Zentraldeponie Hannover

- 31 -

Für die Zentraldeponie Hannover werden seit vielen Jahren umfangreiche Messungen und Untersuchungen durchgeführt, weil sich immer wieder herausstellt, daß bezüglich der Deponietechnik noch etliche Fragen weitergehend geklärt werden müssen.

Deshalb versuchen wir,

- offene Fragen, soweit wie jeweils möglich, durch systematische Messungen, Untersuchungen und Ausarbeitungen zu beantworten;
- die gesicherten Untersuchungsergebnisse in Verbindung mit den jeweils vorliegenden Bau- und Betriebserfahrungen und den Erkenntnissen aus Wissenschaft und Forschung zur gezielten technischen Weiterentwicklung der Deponietechnik zu nutzen.

Die Ergebnisse werden fortlaufend beim abschnittsweisen Planen und Bauen der Deponie berücksichtigt (anpassen an den Stand der Technik).

Nachfolgend werden Messungen und Untersuchungen für den östlichen und südlichen Deponiebereich vorgestellt.

#### 2 Überblick über das Untersuchungsprogramm

2.1 <u>Untersuchungen und Berechnungen zur Deponiebasis</u> (<u>Untergrund</u>)

#### 2.1.1 Baugrunderkundung

Der gesamte Baugrund (ca. 50 ha Deponiefläche) wurde 1982 durch die Firma Dr. Moll, Baugrund GmbH, Isernhagen, mit Hilfe von Feld- und Laboruntersuchungen erkundet. Zu den Felduntersuchungen gehörten Aufschlußbohrungen, Sondierungen und Schürfen. Einige Aufschlußbohrungen wurden zu Grundwassermeßstellen ausgebaut.

Den Ergebnissen der Baugrunderkundungen zufolge ist die Deckschicht 0,5 bis 3,0 m dick und besteht aus <u>Moor</u>. Darunter stehen 3,0 bis 20,0 m mächtige <u>Mittel</u>- und <u>Grobsande</u> sowie <u>Kiese</u> und Kiessande an, die auf einem sehr mächtigen <u>Kreide-</u> <u>ton</u> aufliegen. Die Moorschicht ist nicht tragfähig, sie muß gegen Unterbaumaterial ausgetauscht werden. Der übrige Baugrund ist gleichmäßig und homogen aufgebaut. Er besitzt gute Tragfähigkeitseigenschaften.

Unter der zusätzlichen Belastung infolge des Deponiekörpers sind gleichmäßige, stetige Verformungen zu erwarten. Jedoch wirken die Sand- und Kiesschichten als Grundwasserleiter! Der Grundwasserspiegel liegt ca. 1,0 m unter OK-vorhandenem Gelände.

# 2.1.2 Berechnung der Setzungen

Für die Basisabdichtung des südlichen Deponiebereiches wurden 1990 von der Wersche GmbH, Hannover, umfangreiche Berechnungen durchgeführt. Die vertikalen Beanspruchungen der Deponiebasis und des Baugrundes infolge des Deponiekörpers wurden als Trapezlast (Dammbedingungen) berechnet.

Unter dem Deponiegipfel im Bereich der größten Auflast ergeben sich danach Setzungen von max. 1,91 m. Die Setzungslinie verläuft vom Nullpunkt (Böschungsfuß) annähernd stetig (fast) linear bis zum Maximum (wie auch aus den Ergebnissen der Baugrunderkundung zu erwarten). Somit verringert sich rechnerisch infolge der Deponieauflast das <u>Längsgefälle</u> der Basisabdichtung und somit der Entwässerungsleitungen um <u>max.</u> 0,8 %.

Errechnet wurde auch, daß sich die mineralische Dichtung max. 7 cm zusammendrückt (Kompression).

Welche Setzungen sich tatsächlich einstellen, sollen durch Höhenvermessungen in den Entwässerungsrohren später überprüft werden.

Im Bauentwurf sind Setzungen und Kompression zu berücksichtigen und durch Überhöhungen auszugleichen.

# 2.1.3 <u>Aufbau und Material des Unterbaus der Basisabdich-</u> tung

Aufgrund der oben dargestellten Baugrundverhältnisse muß in erheblichem Umfang Unterbaumaterial eingebaut werden, bevor die mineralische Basisabdichtung aus Ton eingebaut werden kann.

Der Moorboden muß gegen Unterbaumaterial ausgetauscht werden. Außerdem ist ein Planum herzustellen, daß mind. 1,0 m über dem Grundwasserstand liegt und mit Längsgefälle sowie Quergefälle wie die Basisabdichtung profiliert werden muß.

Um 1 m<sup>2</sup> Basisabdichtung herstellen zu können, muß vorher ca. 2,5 cbm Unterbaumaterial eingebaut werden. Dieser große Materialbedarf soll soweit wie möglich durch Sekundärbaustoffe gedeckt werden. Der Abbau von Sand und Kies soll möglichst vermieden werden.

Bisher wird als Unterbaumaterial <u>Sand, Kies, Gestein, reiner</u> <u>Stein-, Beton- und Ziegelschutt</u> verwendet, der aus Baustellen zur Deponie angeliefert wird. Seit November 1991 ist auf der Deponie eine stationäre Aufbereitungsanlage für Baureststoffe in Betrieb, in der u. a. klassiertes Unterbaumaterial der Körnung 0 - 150 mm hergestellt wird. 2.1.4 Eignungsprüfungen des Unterbaumaterials

Das zum Einbau gelangende Material darf u. a. keine wasserlöslichen und keine wassergefährdenden Stoffe enthalten. Es darf die Grundwasserbeschaffenheit nicht nachteilig verändern.

Darum wurden vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU-Braunschweig, erstmals 1986 Untersuchungsprogramme ausgearbeitet und Analysen des Unterbaumaterials durchgeführt.

Es wurden zwei Summenparameter ausgewählt, die die <u>organi-</u> <u>sche Belastung des Materials</u> und die wasserlöslichen Anteile beschreiben.

Als besonderes <u>Problem für die Annahme</u> und für den <u>Einbau</u> der Materialien stellte sich die lange Untersuchungszeit heraus (mehrere Wochen).

Seit 1988 werden die Analysen von der Fa. Dr. Moll, Baugrund GmbH, Isernhagen, stichprobenartig weitergeführt, jedoch Material bedingt mit ständig wechselnden Ergebnissen.

Außerdem erarbeitet die Uni-Hannover, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, seit Frühjahr 1991 ein Untersuchungsprogramm für zukünftige Analysen des Unterbaumaterials.

Hierbei sollen insbesondere die bisherigen Untersuchungsergebnisse und der <u>aktuelle</u> Stand der Wissenschaft berücksichtigt werden. Derzeit gibt es in Deutschland noch kein einheitliches Regelwerk mit Richtwerten zur Charakterisierung von belasteten bzw. unbelasteten Sekundärbaustoffen. Deshalb wurden Verwaltungsvorschriften aus Hessen und Nordrhein-Westfalen sowie aktuelles Schrifttum ausgewertet und daraufhin ein Vorschlag der zu untersuchenden Parameter einschl. Richtwerten erarbeitet.

Im Eluat bzw. an der Festsubstanz der Proben sollen anorganische Stoffe (u. a. KW, PAK, PCB, Phenole) analysiert werden.

Außerdem wurden "Schnelluntersuchungen" (u. a. Untersuchungen der Bodenluft und im "Schnelleluat") ausgearbeitet.

Gem. diesem Untersuchungsprogramm laufen z. Z. die ersten Untersuchungsdurchgänge.

# 2.2 Untersuchungen zum Basisabdichtungssystem

#### 2.2.1 Aufbau und Problematik

Im gesamten südöstlichen Betriebsabschnitt ist der Müllkörper zur Basis hin mit einer mineralischen Dichtung abgedichtet.

Die Abdichtung wurde mit 1,0 m Gesamtdicke dreilagig erdbautechnisch verdichtet hergestellt. Die Dichtungsschicht ist durch einen maximalen Durchlässigkeitsbeiwert  $k \leq 1 \cdot 10^{-9}$  m/s gekennzeichnet, die Basis ist dachförmig profiliert (1,5 % bis 2 % Längsgefälle, 3,3 % Quergefälle). Der geforderte Verdichtungsgrad beträgt D<sub>Pr</sub>  $\geq$  0,98. Aus Standsicherheitsgründen wurden folgende Scherparameter gefordert: minimaler Reibungswinkel (dräniert)  $\Psi' = 28^{\circ}$ , minimale Kohäsion (dräniert) c'  $\geq$  38 kN/m<sup>2</sup>. Weitere Ausführungsdetails sind bei STEINKAMP (1987) beschrieben. Das grundlegende Ausführungskonzept wurde für den gesamten südöstlichen Betriebsabschnitt bis heute beibehalten; dabei ist jedoch die Bauausführung und die Qualität ständig wesentlich verbessert worden. So wird z. B. derzeit bei der mineralischen Dichtung ein Durchlässigkeitsbeiwert  $k \leq 3 \times 10^{-10}$  m/s gefordert und  $k \leq 5 \times 10^{-11}$  m/s erreicht.

# 2.2.2 Eignungsprüfungen des Dichtungsmaterials

Die Eignungsprüfung des Dichtungsmaterials (Ton) umfaßte Untersuchungen zur Klassifikation, Langzeitdurchlässigkeitsversuche, Scherfestigkeitsuntersuchungen und Kompressionsversuche. Außerdem wurde die Sickerwasserpermeation abgeschätzt. Die Prüfungen erfolgten im Institut für Grundbau- und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Juli 1988.

Das Material stammte aus den Tongruben "Arpke" und "Sarstedt". Es weist einen Rohtongehalt von 43 - 60 % und eine Trockendichte von 1,47 - 1,57 t/cbm auf. Die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte liegen für den Ton in der Größenordnung k = 4 x 10<sup>-11</sup> bis 9 x 10<sup>-11</sup> m/s.

Die Langzeitdurchlässigkeitsversuche erfolgten in Triaxialzellen, die ca. 400 Tage lang mit deponieeigenem Sickerwasser durchströmt wurden. Beurteilt werden sollten insbesondere die Dichtungseigenschaften bei unterschiedlichen hydraulischen Gradienten sowie die Stabilität des Dichtungstones gegenüber chemischen Wechselwirkungen mit dem Sickerwasser.

Als Ergebnis wurde festgestellt, daß die 1988 geforderten und diskutierten Dichtungseigenschaften erfüllt wurden. Es ergaben sich Durchlässigkeitsbeiwerte für große Gradienten von k = 5,5 x  $10^{-11}$  bis 2,5 x  $10^{-10}$  m/s sowie für kleine Gradienten von k = 2,5 x  $10^{-11}$  bis 8 x  $10^{-11}$  m/s.

Weiter weisen versuchsbegleitende chem. Wasseranalysen für die im Ton enthaltenen Eluate eine sehr hohe Beständigkeit auf.

Anhand der ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte wurden nach dem Darcy'schen Gesetz (v = k x i) und der Kontinuitätsgleichung (Q = A x v x $\Delta$ t) die Sickerwasserpermeationsmengen ermittelt.

Aus diesen Berechnungsergebnissen wird deutlich, wie wichtig die möglichst <u>aufstaufreie</u> Entwässerung der Basisabdichtung ist.

Gem. dieser Berechnungen ergibt sich z. B. für eine 1 m dikke Basisabdichtung bei einem Durchlässigkeitsbeiwert  $k = 1 \times 10^{-10}$  m/s und 3 m Sickerwasseraufstau ein Zeitraum von ca. 80 Jahren, bis die Dichtung durchströmt wird. Bei nur 1 m Aufstau verlängert sich diese Zeit auf ca. 160 Jahre.

Allerdings berücksichtigen die o. a. Berechnungen nur hydraulische Flüssigkeitstransporte in der Tondichtung unter <u>ver-</u> <u>einfachten Rechenansätzen</u>.

Heute werden aber bereits Stofftransporte infolge thermischer, chemischer und physikalischer Potentiale diskutiert! Die dazu nötigen Berechnungsverfahren wurden in den letzten Jahren entwickelt.

## Weitere Untersuchungen:

Von der Uni-Hannover, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, werden z. Z. umfangreiche Eignungsprüfungen des derzeit verwendeten Tones aus der Tongrube Frielingen durchgeführt.

- 38 -

Der Untersuchungsumfang richtet sich nach den derzeit gültigen Vorschriften, Richtlinien und Empfehlungen sowie nach dem derzeitigen Stand der Wissenschaft (z. B. Niedersächsischer Runderlaß zur Abdichtung von Hausmülldeponien 1988, Empfehlungen des Arbeitskreises 11 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau 1990).

Dabei wird an die bisher vorliegenden Untersuchungsergebnisse angeknüpft. Die Prüfungen umfassen u. a.:

- Klassifizierende Bodenuntersuchungen einschl. Tonmineralbestimmung;
- Durchlässigkeitsversuche einschl. Langzeitversuche mit eigenem Sickerwasser;
- Festigkeits- und Kompressionsversuche;
- Quellversuche;
- Scherversuche.

Bild 2 zeigt eine tabellarische Übersicht der Untersuchungsergebnisse.

# 2.2.3 <u>Prüfen der Schutzschicht einer Kombinationsabdich-</u> tung

Es ist vorgesehen, auf der 1,0 m dicken mineralischen Dichtung 2,5 mm dicke PE-HD-Dichtungsbahnen zu verlegen.

Für die Entwässerungsschicht ist, wie auch in den anderen Bauabschnitten, ein Grobkies, Körnung 32 bis 150 mm vorgesehen.

Außerdem entstehen hohe Auflasten durch den bis zu 100 m hohen Deponieberg.

Für diesen besonderen Anwendungsfall muß die Wirksamkeit der Schutzschicht zwischen Kunststoffdichtungsbahn und der Entwässerungsschicht besonders untersucht werden.

Bodenparameter	Probe 1	Probe 2	Probe 3	RdErl. d. MU v. 24.06.1988	TA Abfall, Teil I v. 12.03.1991
WN [%]	.33.1	25.0	17.0	1	
WL [%]	46.6	51.3	51.7		
WP [%]	15.2	15.5	16.9		1
Ic [-]	0.48	0.76	1.00		
Ws [%]	16.8	16.6	16.2		
Wmax [%]	93	97	91		
s [g/cm <sup>2</sup> ]	2.80	2.74	2.76		
Vei [%]	7.6	5.8	5.8	≤15	≤ 5
Vca [%]	10.0	11.3	16.0	≤20	≤ 15
Tonmineralbestimmung (halbquantitativ) Kaolinit [%] Illit [%] Montmorillonit [%] Calzit [%] (Quarz) [%] Mixed Layer [%]	40 30 5 10 15 Weniger als Probe 2	30 40 10 12 8 Kaolinit Montmoril.	40 20 10 15 15 nn		
Anteil an Feinstkorn [%] (<0.002 mm)	55	70	53	≥ 15	≥ 20
Einf. Proctordichte (98% Proctordichte auf dem "nassen Ast der Proctorkurve")	Wassergel Trockend:	<u>Im Mittel</u> nalt : 25. ichte : 1.5	8 [%] 8 [g/cm²]		
kr bei i=30 [m/s]	4.6 x 10-11	4.8 x 10-11	5.1 x 10-11	5 x 10-10	5 x 10-10
Direkter Scherversuch <u>Bruchwerte</u> <u>d'[0]</u> <u>c'[kN/m<sup>2</sup>]</u> <u>Gleitwerte(Grenzwerte)</u> <u>d'[0]</u> <u>c'[kN/m<sup>2</sup>]</u>	16.5 62 8.9 20	15.8 58 10.2 12	22.2 46 11.4 34		
Dreiax. Scherversuch Bruchwerte \$\$\Phi' [°] \$\$C' [kN/m <sup>2</sup> ]	16.9 37.2	19.1 46.5	21.2 46.4	n an an air air air an	
festigkeit [kN/m <sup>2</sup> ]	183	164	151		

Bild 2: Eignungsprüfung des Tonmaterials aus Frielingen

Deshalb sind hierzu seit 1991 Versuche im Großkompressionsgerät der Uni-Hannover, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, erfolgt (Bild 3).

Untersucht werden soll die Wirkung einer unterschiedlich dikken Schutzschicht aus Kiessand, Körnung 0 - 8 mm, kombiniert mit unterschiedlichen geotextilen Schutzschichten unter dem o. a. Grobkies.

Die wirksamste und günstigste Lösung soll ermittelt, unzulässige Verformungen der PE-HD-Dichtungsbahn sollen vermieden werden.



<u>Bild 3:</u> Großkompressionsgerät der Universität Hannover für den Schutzwirksamkeitsnachweis bei Kombinationsabdichtungen

Die Prüfungen erfolgen gemäß den Bestimmungen des Arbeitskreises "Quo vadis Schutzlagen 1990" in bis zu 1 000 Stunden dauernden Eignungsprüfungen. Insgesamt wird eine Matrix von acht unterschiedlichen Kombinationen gemäß Bild 4 geprüft. Bereits jetzt kann festgestellt werden, daß eine 30 cm dicke Kiessand-Schutzschicht in Verbindung mit einem sehr dicken, gewebeverstärkten Geotextil ausreichenden Schutz ermöglicht und bautechnisch realisiert werden kann.

Versuch	Prüflast	Drån- mate- rial	Schutz- schicht	Dich- tungs- bahn	Stútz- schicht	Prüf- zeit	Prüf- tempe- ratur
AMB-B-I	2250 kN/m²	10 cm Dränmat. 32-150 mm	30 cm Kiessand (0 — 8 mm)	2,5 mm CMNIPLAST PEHD-Bahm	TZ BN 50 Shore A 2 cm dick	120 h	40 °C
AMB-B-II	- " -	- " -	- " - "	- " -	10 cm Ton (≥ 98% der Proctord.)	- " -	-"-
AMB-B-III	- " -	- " -	30 cm Kiessand (0 - 8 mm) und Depotex 2015R	- " -	- " -	- " -	- " -
AM <del>D-D-</del> IIID	- " -	15 cm Dränmat. 32-150 mm	- " -	- " -	- " -	- " -	- " -
AMB-B-IV	- " -	- " -	30 cm Kiessand (0 - 8 mm) und Depotex 1215R	- " -	- " -	- " -	_ " _
AWB <del>-B-</del> V	- " -	-"-	Depotex 3015RG	-"-	-"-	- " -	- " -
AM <del>D-D-</del> VI	- " -	- " -	30 cm Klessand (0 - 8 mm) und Depotex 2015RG	- " -	- " -	- " -	- " -
AWB-B-VII	- " -	- " -	-"-	-"-	- " -	1000 h	- " -

<u>Bild 4:</u> Versuchsmatrix zur Ermittlung einer geeigneten Schutzschichtkombination für die Zentraldeponie Hannover

#### 2.3 Untersuchungen zum Basisentwässerungssystem

# 2.3.1 <u>Aufbau</u>

In den Tiefpunkten der dachartig profilierten Basisabdichtung werden Entwässerungsleitungen verlegt und mit Grobkies ummantelt. Der seitliche Abstand der parallel verlaufenden Leitungen beträgt ca. 30 m.

Aufgrund hydraulischer Überlegungen sowie wegen des starken Inkrustationspotentials des Sickerwassers der Zentraldeponie Hannover wurde möglichst grobkörniges Entwässerungsmaterial verwendet.

Der Aufbau des Entwässerungssystems wurde mehrmals dem jeweils vorliegenden Kenntnisstand angepaßt. Einzelheiten sind bei STEINKAMP (1987) beschrieben.

Seit 1990 wird aus Grobkies, Körnung 32 - 150 mm eine Entwässerungsschicht eingebaut, die zur Verbesserung der hydraulischen Wirksamkeit mit Querrigolen kombiniert ist.

Zur Ummantelung der Entwässerungsleitungen wird jedoch Kies der Körnung 32 - 63 mm verwendet.

#### 2.3.2 Rohrstatik für die Entwässerungsschicht

Eingebaut werden gelochte PE-HD-Rohre der Reihe 5, Abmessungen Da 250 x 22,8 mm, auf ein mit 120 °-Auflagerwinkel profiliertes Rohrauflager.

Angelehnt an die ATV-Richtlinie A 127 wurde 1989 die Rohrstatik berechnet.

Dazu konnten für das Rohrauflager die im Rahmen der Eignungsprüfungen für das Dichtungsmaterial (Ton) ermittelten Verformungmodule berücksichtigt werden. Für die Rohrummantelung aus Grobkies waren jedoch keine bodenmechanischen Kennwerte bekannt. Deshalb konnten hierzu den Berechnungen nur <u>geschätzte</u> Werte zugrundegelegt werden.

Die statischen Berechnungen zeigten, daß infolge der Auflast des Müllkörpers ab einer Höhe von ca. 40 bis 50 m die gem. ATV-Richtlinie zulässige Rohrverformung von 6 % überschritten wurde.

Rechnerisch ergab sich bei ungünstigen Annahmen infolge der Auflast des max. 100 m hohen Müllkörpers eine Rohrverformung von fast 13 %, d. h. das Innenmaß des Rohres verringert sich auf ca. 175 mm (s. PREIN/REUTER 1990).

Bei den bisher durchgeführten TV-Inspektionen konnten jedoch nur sehr geringe Rohrverformungen festgestellt werden. Zur Zeit wird die statische Berechnung der Dränrohre entsprechend dem neuen Kenntnisstand wie sie z.B. in der DIN 19 167 (Mai 1991) niedergelegt sind, nochmals überprüft. Spätere TV-Inspektionen sollen zeigen, welche Rohrverformungen sich über lange Zeiträume ergeben.

# 2.3.3 Untersuchungen des Entwässerungssystems

Seit Mitte 1986 werden umfangreiche Untersuchungen des Entwässerungssystems vom Leichtweiss-Institut der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt.

Untersucht werden u. a.:

- a) Die Sickerwasser- und die Deponiegas-Beschaffenheit.
- b) Die Temperaturverläufe in den Entwässerungs- und in den Entgasungsleitungen.
- c) Die Art und der Umfang der Ablagerungen und Inkrustationen in den Entwässerungsleitungen.

- 44 -

d) Der Zustand und die Verformungen der Entwässerungsrohre.

e) Die Setzungen des Dränrohrauflagers (Höhenvermessungen).

Die bisherigen Untersuchungsergebnisse zeigen, daß sich in den Entwässerungsleitungen in erheblichem Umfang schlammige und verfestigte Ablagerungen (Inkrustationen) bilden.

Maßgeblich für die Bildung der Inkrustationen sind anaerobe Stoffwechselprozesse von Mikroorganismen. Die Ausfällungen enthalten im wesentlichen organische Stoffe sowie Carbonate, Calzium, Eisen, Magnesium, Mangan und Zink. Durch zweimal jährliches Spülen werden die Ablagerungen und Inkrustationen aus den Entwässerungsleitungen entfernt. Weitere, umfangreiche Untersuchungsergebnisse wurden von RAMKE/BRUNE (1990) veröffentlicht.

## Teil II: Standsicherheitsnachweise und Abfalleigenschaften

#### 3

# Berechnungen zur Standsicherheit des Deponiekörpers

Auf die Grundlagen zur Standsicherheitsberechnung von geschütteten Böschungen soll hier nicht näher eingegangen werden, da dieses Thema ein anderer Vortrag dieses Seminars ist. Es muß jedoch an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, daß die Standsicherheit von Abfallkörpern (Hausmülldeponien) heute nach Verfahren berechnet wird, die aus der Bodenmechanik stammen und für homogene Lockergesteine entwickelt worden sind, für die zuverlässige Kennwerte bezüglich Wichte und Scherfestigkeit vorliegen. Darüber hinaus werden als Bruchfläche üblicherweise kreisförmige (stetige) Gleitlinien angesetzt und die Gültigkeit der Mohr-Coulomb'schen Bruchbedindung ( $T = 0 \cdot tan0' + c'$ ) zur Definition des Bruchzustandes vorausgesetzt. Da jede dieser Voraussetzungen speziell bei Abfallkörpern mit mehr oder weniger großen Unsicherheiten behaftet ist, kann das Ergebnis der Standsicherheitsberechnung lediglich als Nährungslösung betrachtet werden. Ziel einer Standsicherheitsbeurteilung sollte deshalb sein, eine Mehrzahl von Standsicherheitsberechnungen im Sinne einer Parameterstudie unter Variation der verwendeten Kennwerte und Gleitlinien zu einer Gesamtbeurteilung zu kommen, wobei der nachzuweisende Sicherheitsbeiwert n bei Unkenntnis oder Informationsdefiziten über die tatsächlich zu erwartenden Abfalleigenschaften über das in DIN 40 84 geforderte Mindestmaß von Ŋ ≥ 1,4 (Lastfall: ständige Lasten) auf z. B.  $\eta = 2,0$  erhöht werden sollte.

Im Rahmen einer breit angelegten Standsicherheitsuntersuchung sind bereits 1988 von der Technischen Universität Braunschweig (Institut für Grundbau und Bodenmechanik) Parameterstudien auf der Grundlage des in DIN 40 84 angegebenen

- 46 -

Lamellenverfahrens durchgeführt worden. Die Parameterstudien waren deshalb notwendig, weil über die anzusetzenden müllmechanischen Scherparameter damals nur Schätzwerte aus Literaturangaben vorhanden waren und keine Meßergebnisse aus in-situ- oder Laborversuchen vorlagen.

Den Berechnungen zugrunde lag eine Regelböschung mit 1 : n = 1 : 2,5 auf der alle 20 Höhenmeter eine 5 m breite Berme angeordnet war. Bezüglich der beiden in der Parameterstudie erfaßten Schnitte A (60 m Müllschüttung) und B (100 m Müllschüttung) ergaben sich Standsicherheitsbeiwerte  $\eta$ , die deutlich über dem Mindestwert der DIN 4084 ( $\eta = 1,4$ ) lagen, ohne Ansatz eines Sickerwasseraufstaus für diejenige Kombination der Rechenparameter, die mindestens einen Reibungswinkel  $\Psi' \geq 30^{\circ}$  und eine Kohäsion c'  $\geq 10$  kN/m<sup>2</sup> aufweisen (Bild 5).



<u>Bild 5:</u> Abhängigkeit des Sicherheitsbeiwertes  $\eta$  von angesetztem Reibungswinkel  $\psi$ ' und Kohäsion c' in Schnitt B (ohne Sickerwasseraufstau)

Ferner wurde nachgewiesen, daß ein eventueller Sickerwasseraufstau im Müllkörper auf z. B. ein Fünftel der Deponiehöhe zu einer Verringerung der rechnerischen Standsicherheit um i. M. 20 - 30 % führt.

In entsprechenden Literaturstellen (z. B. JESSBERGER 1990) finden sich als Scherparameter Werte, die in der Größenordnung  $\varphi'$  = 15° bis  $\varphi'$  = 40° und c' = 0 kN/m<sup>2</sup> bis c' = 50 kN/m<sup>2</sup> für Hausmüll sowie  $\varphi'$  = 0° bis  $\varphi'$  = 35° und c' = 0 kN/m<sup>2</sup> bis c' = 50 kN/m<sup>2</sup> für Klärschlamm schwanken. Die nach den Ergebnissen der Parameterstudie zu fordernden Scherparameter liegen somit im "oberen Drittel" der Erfahrungswerte, wenn man die nach EAU 1990 empfohlenen Abminderungen der Versuchswerte auf Rechenwerte zusätzlich berücksichtigt.

Ob die abzulagernden Gemische Scherparameter der oben genannten Größenordnung besitzen und wie sich diese über die Ablagerungsdauer verändern, kann letztlich nur durch entsprechende Untersuchungen projektspezifisch geklärt werden.

Deshalb wurde aus allen oben angesprochenen Fragestellungen das in Bild 6 graphisch dargestellte Meß- und Untersuchungsprogramm entwickelt. Zur Erreichung der Zielvorgabe wurden verschiedene Arbeitspakete gebildet:

Das Untersuchungsprogramm zur Ermittlung repräsentativer Scher- und Setzungsparameter für den Klärschlamm sieht vor, daß neben klassifizierenden Untersuchungen wie Wassergehalts- und Dichtebestimmungen, Bestimmungen des Glühverlustes etc. vor allem festigkeitstechnologische Untersuchungen wie Flügelscherversuche und Triaxialversuche sowohl an Frischschlamm wie auch an verschiedenen altem, auf der Zentraldeponie Hannover abgelagertem Klärschlamm durchgeführt werden. Ein weiteres Untersuchungsprogramm zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften der Haus- und Mischabfälle an repräsentativen Abfallproben wurde mit dem Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität-Bochum (Prof. Dr. Jessberger) abgestimmt. Im einzelnen handelt es sich hierbei um Drucksondierungen, die bereits im August 1991 auf dem Deponiegelände durchgeführt worden sind, um künstlich eingeleitete Böschungsbruchversuche auf dem Deponiegelände, die zur Zeit vorbereitet werden, sowie um Scher- und Ödometerversuche an repräsentativen Abfallproben aus drei unterschiedlichen Altersgruppen (1 bis 3 Jahre, 7 bis 10 Jahre, 15 bis 20 Jahre).

Die Beprobung des Frischabfalls wurde am 22.08.1990 durchgeführt, erste Versuchsergebnisse wurden im Oktober 1991 für den Frischmüll zusammengestellt.

Die Beprobung der mittelalten bzw. alten Abfallgruppe soll im Rahmen von noch im Zusammenhang mit anderen Fragestellungen notwendigen Bohrungen im Deponiekörper erfolgen. Die Bohrungen werden zur Zeit ausgeführt. Die kompletten Ergebnisse werden in der 2. Jahreshälfte 1992 erwartet.

Um zwischenzeitlich eine Aussage über die Standsicherheit des Deponiekörpers treffen zu können, ist im März 1990 ein Gutachten über die Untersuchung der Deponieverformungen erarbeitet worden, über das bereits an anderer Stelle berichtet wurde (REUTER 1991).



<u>Bild 6:</u> Meß- und Untersuchungsprogramm zur Standsicherheit der Zentraldeponie Hannover

#### Festigkeitseigenschaften der Abfälle

## 4.1 Hausmüll

4

Die Scherversuche für den 1 - 3 Jahre alten Mischabfall werden mit dem am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum vorhandenen Groß-Triaxial-Versuchsstand mit einem Probendurchmesser von 30 cm durchgeführt. Nach dem Absondern größerer Bestandteile als d = ca. 100 mm wird der Abfall in gestörtem Zustand mit einer Wichte von rund 10 - 12 kN/m<sup>3</sup> eingebaut. Nach dem Aufbringen eines isotropen Ausgangsspannungszustandes wird die Probe bei konstantem Seitendruck  $\sigma_3 = \sigma_2$  mit einer Verformungsgeschwindigkeit von dh/dt = 1 %/min belastet. Eine Versuchsserie besteht dabei aus 4 Einzelversuchen, die in der Regel bei Seitendrükken von  $\sigma_3 = 1/2/3/4$  bar durchgeführt werden.

Derzeit liegen die Ergebnisse der ersten drei Versuchsserien des 1 - 3 Jahren alten Mischabfalls vor (aus JESSBERGER/ KOCKEL 1991).

Infolge der hohen Kompressibilität des Abfallmaterials ist ein Bruch der Proben selbst bei großen Verformungen  $\epsilon = 20$  % <u>nicht zu erkennen</u>. Daher kommt für die Auswertung der Versuche im Hinblick auf die Scherparameterbestimmung des 1 - 3 Jahre alten Mischabfalls ein Verformungskriterium zur Anwendung. Als Versagenszustand wird zunächst eine Probenstauchung von  $\epsilon = 20$  % definiert; die so ermittelten Scherparameter werden als fiktive Parameter  $\overline{\Phi}$ \* und c\* bezeichnet.

Die Auswertung im Rahmen des p-q-Diagramms <u>für den Verfor-</u> <u>mungszustand  $\epsilon$  = 20 %</u> ergibt hier für den unbehandelten Abfall (uM) die scheinbaren Scherparameter  $\overline{\Phi}$  = 41,7° und c\* = 31,2 kN/m<sup>2</sup>. Auch wenn vor Versuchsbeginn die zugkraftaufnehmenden Bestandteile wie z. B. Plastikfolien und Textilien aussortiert werden (aM), ergeben sich Festigkeiten von  $\Phi^* = 45,6^\circ$  und c\* = 21,5 kN/m<sup>2</sup>. Ein signifikanter Einfluß auf die Scherfestigkeit infolge des Aussortierens zugkraftaufnehmender Bestandteile konnte hier nicht nachgewiesen werden. Die geringsten Scherparameter wurden für den labortechnisch zerkleinerten Müll (ca. 0 - 30 mm, zM) mit $\Phi^* = 36^\circ$ und c\* = 76 kN/m<sup>2</sup> bestimmt.

Inwieweit dieses Verhalten charakteristisch für Mischabfall ist, muß sich noch in weiteren Versuchen zeigen.

Anhand der Untersuchungsergebnisse (s. Bild 7) wird deutlich, daß eine eindeutige Analyse der Scherfestigkeit für den 1 - 3 Jahre alten Mischabfall nicht möglich ist. Voraussetzung hierfür wäre ein deutliches Bruchversagen, das den Maximalwert der Scherfestigkeit definiert. Vielmehr kann die Scherfestigkeit, die in der vorliegenden Untersuchung mit Hilfe scheinbarer Scherparameter angegeben wird, <u>nur unter</u> <u>Berücksichtigung des jeweiligen Verformungszustandes</u> bestimmt werden.

Voraussetzung für eine Standsicherheitsuntersuchung ist demzufolge eine eingehende Analyse des vorhandenen bzw. zulässigen Verformungszustandes. Im Anschluß daran können die entsprechenden scheinbaren Scherparameter des 1 - 3 Jahre alten Mischabfalles verformungsabhängig in die Standsicherheitsbeurteilung eingeführt werden.

e	5 %	10 %	15 %	20 %
uM: ø * [°]	./.	./.	.1.	42
c * [kN/m <sup>2</sup> ]	./.	./.		31
aM: @ * [°]	18	30	39	46
c * [kN/m <sup>2</sup> ]	24	18	26	22
zM: o * [°]	13	22	27	35
c * [kN/m <sup>2</sup> ]	35	51	80	75

# <u>Bild 7:</u> Scheinbare Scherparameter des 1 - 3 Jahre alten Mischabfalls der Zentraldeponie Hannover (JESSBERGER/KOCKEL 1991)

Die Zusammendrückbarkeit wird in Bochum mit Hilfe eines Großödometers untersucht. Die Anlage besteht aus einem Stahlzylinder  $\phi$  1 000 mm sowie einer 50 t Hydraulikpresse. Für die Untersuchung von Proben mit hohen Wassergehalten ist am Boden des Behälters eine Dränage vorgesehen, um einen Aufstau ausgepreßten Porenwassers zu vermeiden.

Die Versuche werden an Proben mit einer Höhe von ca. 20 cm durchgeführt. Einflüsse der Wandreibung auf die Versuchsergebnisse können so bei einem Verhältnis Probenhöhe zu Probendurchmesser h/d = 1/5 vernachlässigt werden. Das in gestörtem Zustand in den Behälter eingebrachte und mit einem Proctorhammer leicht vorverdichtete Material wird zunächst unter einer Last von 25 kN/m<sup>2</sup> konsolidiert und erreicht so "Einbaudichten" von rund 10 kN/m<sup>3</sup>. Die Kompression der Probe erfolgt anschließend bei Druckspannungen von 50, 100, 200, 400 und 660 kN/m<sup>2</sup>. Die Probenverformung wird mit Hilfe eines an der Belastungsplatte installierten Wegaufnehmers zu diskreten Zeitpunkten verfolgt.

Für die Wahl des aufzubringenden Belastungsintervalls war in einem ersten Langzeitversuch mit dem unbehandelten Material der Einfluß der Lastaufbringungsdauer je Laststufe auf den Verlauf der Setzungen zu untersuchen. Es zeigt sich nur ein geringfügiger Setzungszuwachs für die  $\sigma - \epsilon$ -Linien höherer Belastungsdauer. Auf Basis dieser Ergebnisse wurde das Belastungsintervall für die nachfolgenden Versuche auf ca. 2 bis 3 Tage je Laststufe festgelegt.

Die bisher durchgeführten Untersuchungen mit den 1 - 3 Jahre alten Mischabfällen der Deponie Hannover umfassen 2 Ödometerversuche an unbehandeltem Material, 2 Versuche an aussortier tem Material und 1 Versuch an zerkleinertem Material.

Die untersuchten Materialien zeigen das für Hausmüll aus der Literatur bekannte, typische Verhalten, gekennzeichnet durch eine relativ hohe Anfangssetzung kurz nach Lastaufbringung und durch ein ausgeprägtes Nachsetzungsverhalten. Signifikante Unterschiede zwischen unbehandeltem und aussortiertem Abfall bestehen nicht. Beide Materialien zeigen ein näherungsweise gleichförmiges Zeit-Setzungs-Verhalten. Die maximalen Probenstauchungen für die letzte Laststufe (660 kN/m<sup>2</sup>) liegen jeweils in einem Bereich von ca. 26 - 32 % der Probenausgangshöhe (Bild 8). Das zerkleinerte Material weist etwas geringere Anfangssetzungen aus, erreicht bei H = 660 kN/m<sup>2</sup>, jedoch auch eine Probenstauchung von ca. 27 %.

- 54 -



# <u>Bild 8:</u> Lastsetzungsdiagramme für den untersuchten Hausmüll (nach JESSBERGER/KOCKEL 1991)

Die ermittelten Steifemodule betragen je nach Laststufe ca. 1 bis 5,5  $MN/m^2$ .

## 4.2 <u>Klärschlamm</u>

In der Literatur werden häufig hinsichtlich des Langzeitverhaltens eines kommunalen Klärschlamms Analogieschlüsse zum organischen Ton gezogen. Allerdings lassen Abweichungen in der Zusammensetzung (Konditionierung) des Klärschlamms Abweichungen im Tragverhalten erwarten.

Im Vergleich zum organischen Ton, welcher im Gegensatz zum Klärschlamm relativ homogen aufgebaut ist, nämlich aus Bodenluft, Wasser und mineralischen Bestandteilen (Dreiphasensystem), enthält der Klärschlamm daneben schwer abbaubare Fasern und mineralische Flockungsmittel. Die zunächst schwer abbaubaren Fasern bewirken kurzfristig eine Festigkeitszunahme. Konditionierungen der Klärschlämme mit mineralischen Flockungsmitteln und Verfestiger wie Kalk bewirken zusätzlich eine Festigkeitserhöhung. Die Langzeitstabilität der Kalkzugaben im Klärschlamm ist jedoch in Fachkreisen stark umstritten. Einerseits wird langfristig aufgrund von Zersetzungen und Umwandlungsprozessen der organischen Substanzen Zellwasser freigesetzt, was eine weichere Konsistenz zur Folge hat. Andererseits erreichen aber die Proben mit geringer organischer Substanz bei gleicher Auflast geringere Endwassergehalte, was im Endeffekt wieder zu höheren Festigkeiten führen kann.

Wesentlich für die Untersuchungen an Klärschlämmen und der Beurteilung für Standsicherheitsfragen ist deshalb die Unterscheidung in das Kurz- und Langzeitverhalten mit besonderem Augenmerk auf die biologisch abbaubaren Stoffe und die Kalkbindemittel.

Festigkeitstechnologische Untersuchungen des Klärschlamms haben im Auftrag der Landeshauptstadt Hannover die Gesamthochschule Kassel - Fachgebiet Grundbau - und die TU Braunschweig - Institut für Grundbau und Bodenmechanik im Jahr 1990 mit dem Klärschlamm Gümmerwald durchgeführt.

Entnommen wurden die dafür benötigten Klärschlammproben aus verschiedenen Entnahmeorten:

- 2 3 Tage alte Proben entnommen direkt aus der Kammerfilterpresse Herrenhausen Gümmerwald (im folgenden als Frischschlamm bezeichnet).
- 1 Jahr alter Klärschlamm aus dem Monolager auf der Deponie Altwarmbüchen.
- 2 Jahre alter Klärschlamm aus dem Zwischenlager auf der Deponie Altwarmbüchen.

- 56 -

- 7 Jahre alter Klärschlamm aus der vom Stadtentwässerungsamt Ende 1989 abgebauten 7jährigen Versuchspyramide. Eingebaut wurde der vorkonditionierte Schlamm mit einem TS Gehalt von 40 %. Die Probenentnahmen wurden durch das Anschneiden der Pyramide in unterschiedlichen Höhen an der Südseite ermöglicht.

Entnommen wurden sowohl ungestörte (Zylinderproben) wie auch gestörte Proben (Eimer).

OTTE-WITTE (1988) untersuchte zur Beschreibung der Anfangsfestigkeit von Klärschlämmen mit Laborflügelsonden entwässerte Schlämme und empfiehlt, anstelle der Forderung der ATV A 301 den Wassergehalt als Mindestwert zur Beurteilung der Deponiefähigkeit anzusetzen, eine Mindestfestigkeit  $\tau_{\rm fl}$  von 15 kN/m<sup>2</sup> für die Ablagerungsfähigkeit des Schlammes zu fordern.



Schlammalter



Dieser Grenzwert wird, wie Bild 9 zeigt, von allen untersuchten Klärschlammproben unabhängig vom Probenalter überschritten. Die Ergebnisse variieren zwischen 40 und 80 kN/m<sup>2</sup>.

Weiterhin wird, bis auf 3 Fälle, wie in Bild 10 erkennbar, die nach DRESCHER (1988) geforderte Druckfestigkeit von 25 kN/m<sup>2</sup> für die Ablagerungsfähigkeit von den Schlammproben des hannoverschen Klärschlamms eingehalten.

Der von GAY (1991) mit  $c_{ij} = 10 \text{ kN/m}^2$  geforderte Grenzwert wird gemäß Bild 11 ebenfalls von allen untersuchten Proben zum Teil deutlich überschritten. In der Regel wurden c.-Werte zwischen 15 und 35 kN/m<sup>2</sup> ermittelt.

Die vorstehend genannten Grenz- und Richtwerte sind jedoch nur als Einbaukritierum zur Absicherung eines geordneten Deponiebetriebes zu verstehen und können für langfristige Standsicherheitsbeurteilungen nicht herangezogen werden.



einaxiale Druckfestigkeit qu (kN/m<sup>2</sup>)



- 58 -



Bild 11: Undränierte Scherfestigkeiten der Klärschlammproben

Die die Endfestigkeit und somit das Langzeitverhalten des Klärschlamms repräsentierenden Scherparameter  $\varphi$ ' und c' wurden im konsolidierten undränierten Versuch ermittelt. Die Ergebnisse zeigt Bild 12. Die ermittelten Reibungswinkel  $\varphi$ ' betragen ca. 18° bis 34°.

Selbst unter Berücksichtigung der in der Bodenmechanik für erdstatische Berechnungen üblichen Abminderung gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises Ufereinfassungen (EAU), Ausgabe 1985, Empfehlung E96, um den Faktor cal tan $\psi$ '/1,1 ergibt sich eine Bandbreite für den rechnerisch anzusetzenden Reibungswinkel von cal $\psi$ ' = 16,5° bis cal $\psi$ ' = 31,5° aus den Laboruntersuchungen. Ein zusätzlicher Sicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung langfristiger Zersetzungen wäre gesondert zu berücksichtigen.



# <u>Bild 12:</u> Effektive Scherparameter der untersuchten Klärschlammproben

Aufgrund der starken, unsystematischen Streuungen der Ergebnisse ist bei dem vorliegenden Probenumfang weder eindeutig ein zeitabhängiges noch ein eindeutiges zeitunabhängiges Festigkeitsverhalten auszumachen. Es scheint so zu sein, daß für den 7jährigen ausgefaulten Klärschlamm geringfügig höhere Festigkeitsparameter ermittelt werden. Diese Aussage gilt gleichermaßen für den lastunabhängigen Scherparameter, die Kohäsion c'.

Als Kohäsionsanteile weisen die vorliegenden Daten Werte zwischen c' = 3 kN/m<sup>2</sup> bis c' = 29 kN/m<sup>2</sup> aus. Die Einzelangabe c' = 53 kN/m<sup>2</sup> im Versuch 3 muß nach unserer Einschätzung als versuchsbedingter Ausreißer gewertet werden. Da die EAU zur Abminderung der Kohäsion ein Faktor von 1/1,3 vorsieht, ergibt sich daraus als Rechenwert eine Bandbreite zwischen cal c' = 2,3 kN/m<sup>2</sup> bis cal c' = 22,3 kN/m<sup>2</sup>. Bezieht man diese Versuchsergebnisse auf die in der Bodenmechanik übliche Darstellung der Scherfestigkeit im  $\tau - \sigma$ Diagramm, ergeben sich für den frischen Klärschlamm die in Bild 13 bzw. für den 7 Jahre alten Klärschlamm die in Bild 14 dargestellten Abhängigkeiten.



<u>Bild 13:</u> Endscherfestigkeit der 2 - 3 Tage alten Klärschlammproben



Bild 14: Endscherfestigkeit der 7 Jahre alten Klärschlammproben

Vergleicht man das Lastsetzungsverhalten des 2 - 3 Tage alten Klärschlamms (Bild 15) mit dem Lastsetzungsverhalten des 7 Jahre alten Klärschlamms (Bild 16), so ist zu erkennen, daß bei vergleichbaren Einbauwassergehalten und Auflasten für den 7 Jahre alten Klärschlamm längerfristig deutlich geringere Setzungen ermittelt worden sind.









Aus versuchstechnischen Gründen konnten die Kompressionsversuche lediglich bis maximal 0,5 MN/m<sup>2</sup> entsprechend ca. 33 m Müllauflast gefahren werden. Dabei wurden für frischen Klärschlamm Setzungen in einer Größenordnung bis zu 45 % der Ausgangshöhe ermittelt.

Dagegen betragen die Setzungen für den 7 Jahre alten, den gleichen Versuchsrandbedingungen unterworfenen Klärschlamm, maximal 20 % bis 30 %.

Die Steifemodule erbringen für den 7 Jahre alten Klärschlamm entsprechend bis zu 3fach höhere Werte im Vergleich zum 2 -3 Tage alten Klärschlamm (Bild 17).



Bild 17: Steifemodule der untersuchten Klärschlammproben
## 5 Zusammenfassung

Der vorliegende Seminarbeitrag stellt im Teil I den Stand eines umfangreichen Meß- und Untersuchungsprogramms dar, das seit Mitte der achtziger Jahre vom Amt für Abfallwirtschaft und Stadtreinigung der Landeshauptstadt Hannover verfolgt wird, um eine ständige Anpassung von Planung, Bau und Betrieb der Deponieanlage auf der Basis abgesicherter Erfahrungswerte vornehmen zu können.

Im Teil II werden erste Ergebnisse festigkeitstechnologischer Untersuchungen an Hausmüll und Klärschlamm vorgestellt. Das gesamte Untersuchungsprogramm wird voraussichtlich noch dieses Jahr abgeschlossen werden.

Wir danken allen ausführenden Institutionen für die Zustimmung zur Veröffentlichung der Ergebnisse.

## 6 <u>Literatur</u>

- DRESCHER 1988: "Festigkeit von abzulagernden Schlämmen", Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 23, Erich-Schmidt-Verlag
- GAY/HENKE/RETTENBERGER/TABASARAN 1991: "Standsicherheit von Deponien für Hausmüll und Klärschlamm", Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft Band 14, Institut für Siedlungswasserbau und Wassergütewirtschaft der Universität Stuttgart, Erich-Schmidt-Verlag
- JESSBERGER 1990: "Neuzeitliche Deponietechnik", 2. Bochumer Deponie-Seminar 10./11. Oktober 1990, A. A. Balkema, Rotterdam
- JESSBERGER/KOCKEL 1991: "Untersuchungen zur Scherfestigkeit und Zusammendrückbarkeit von Mischabfall im Zusammenhang mit Standsicherheitsberechnungen für die Deponie Hannover", 1. Zwischenbericht 23.10.91, (unveröffentlicht)
- PREIN/REUTER 1990: "Statische Berechnung und Bauausführung von Deponiedränagen", aus der Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 31, Fachseminar 19./20. März 1990
- RAMKE/BRUNE 1990: "Untersuchungen von Entwässerungsschichten in Deponiebasisabdichtungssystemen", Abschlußbericht 1990, Bundesminister für Forschung und Technologie, F + E-Vorhaben 1450457.
- REUTER 1991: "Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien", 7. Nürnberger Deponieseminar 25./26. April 1991, Landesgewerbeanstalt Bayern (Veröffentlichung in Vorbereitung)

- STEINKAMP 1987: "Untersuchungen des Entwässerungssystems der Zentraldeponie Hannover" im Fachseminar "Möglichkeiten der Überwachung und Kontrolle von Deponien und Altablagerungen" am Zentrum für Abfallforschung der Technischen Universität Braunschweig, Sept. 1987.
- OTTE-WITTE 1988: "Erforderliche Vorbehandlung der Klärschlämme", ATV-Seminar "Ablagerung von Klärschlämmen", Bremen







# Baugrund



# Deponietechnik



# Umweltgeologie

Erdbaulabor Baugrundgutachten Kontrollprüfungen Deponietechnik Hydrogeologie Bohrungen Altlasten Erdstatik

Sahlkamp 149 3000 Hannover 51 Telefon 0511- 90899-0 Telefax 0511- 9089925

Niederlassung Berlin Groß-Berliner-Damm 82 O-1197 Berlin Telefon 00372-635-1838 -1864

# Deponiebau

Standsicherheitsberechnungen Qualitätssicherungen Eignungsprüfungen Kontrollprüfungen im Rahmen der TA Abfall Standortfindung von Deponien

# Altstandorte & Altlasten

Gefährdungsabschätzungen Sanierungskonzeptionen

# Überlegungen zum Tragverhalten faserhaltiger Abfälle in Deponien Florian Kölsch, Braunschweig

Solange die Schließung der Stoffkreisläufe volkswirtschaftlich nicht sanktioniert wird, wird die geordnete Deponie der Endpunkt jeder Abfallwirtschaft sein. Die Bandbreite der abzulagernden Materialien ist hinsichtlich ihrer Stoffzusammensetzung so groß, daß eine hinreichend exakte geotechnische Bearbeitung der Lagerstätten mit den Methoden der klassischen Bodenmechanik nur dann möglich ist, wenn die Abfallstoffe eine bodenähnliche Charakteristik aufweisen. Viele Abfallstoffe unterscheiden sich jedoch in Struktur und Gefüge so stark von Boden, daß bei der ingenieurmäßigen Bemessung von Bauwerken deren spezifische Werkstoffeigenschaften berücksichtigt werden müssen. Als besonders eigenwillig erweisen sich hierbei die derzeit anfallenden Siedlungsabfälle.

# 1. Tragverhalten von Siedlungsabfällen

1.1 Vorüberlegungen

Beobachtungen auf Deponien haben gezeigt, daß über 10 m hohe, senkrechte Böschungen aus Abfall über Zeiträume von mehreren Monaten standsicher sind. Eine solche Tragfähigkeit bedingt bei losen Haufwerken das Vorhandensein von Zugspannungen in der Böschung, da allein aufgrund von Reibungskräften eine solche Standfestigkeit nicht möglich wäre. Zugspannungen können durch Kohäsion (Haftung) oder durch zugkraftaufnehmende Bestandteile (Bewehrung, Anker) übertragen werden. Solche zugkraftaufnehmenden Bestandteile liegen in Siedlungsabfall in Form von folien- und faserförmigen Materialien verstärkt vor.

Aus bodenmechanischen Untersuchungen ist bekannt, daß sich für Faser/Korn-Gemische zwischen den Hauptspannungen kein stetiger linearer Zusammenhang ergibt. Abbildung 1 (nach: Schlosser, Guilloux, 1981) zeigt die Veränderung der Bruchkurven eines Sandes durch die Beimengung synthetischer Fasern als Bewehrung. Mit Kunststoffasern bewehrte Sande (Meyer, 1990) und Tone (Gottsmann, 1990) weisen im Scher- bzw. Triaxialversuch ein ähnliches Verformungsverhalten auf. Die Ergebnisse von Untersuchungen an Siedlungsabfällen ergaben, daß die faserhaltigen Siedlungsabfälle ein ähnliches unstetiges Festigkeitsverhalten aufweisen. Abbildung 2 zeigt die Ergebnisse von Scherversuchen an Hausmüll (Gay, 1981). In Scher- und Triaxialversuchen an Modellabfällen (s.a. Kölsch, 1991) konnten weitergehende Erkenntnisse zum Tragverhalten

faserhaltiger Stoffgemische gewonnen werden:

- Die Zugtragwirkung der Fasern beginnt erst dann, wenn durch die Normalspannung (Auflast) eine ausreichende Einspannung der Fasern gewährleistet ist. Da Siedlungsabfall gewöhnlich nur geringe innere Reibungskräfte aufweist (geringe Rauhigkeit der Kunststoffe, Schmierwirkung der organischen Bestandteile usw.), führt dies dazu, daß Fasern geringer Oberfläche, wie sie bei Modellmüll Verwendung finden, bei niedrigen Normalspannungen keine Zugkräfte aufnehmen und bei höheren Normalspannungen zwar gespannt, aber unzerstört aus der Einspannung herausrutschen. Dadurch lassen sich in Modellversuchen Zugtragbereiche gut identifizieren (Abbildung 3).
- Der hohe Volumenanteil der Bewehrung am Gesamtgemisch, der durchschnittliche Siedlungsabfall besteht schätzungsweise zu 50 Gew. aus faserähnlichen Materialien, wobei der Volumenanteil infolge der geringen spezifischen Dichte der Stoffe deutlich höher ist, hat zur Folge, daß die Übertragung der Zugkräfte zumeist nicht zwischen Faser und Korn, sondern überwiegend zwischen den Fasern erfolgt. Das führt zu sehr großen Verformungszonen statt zu ausgeprägten Bruchfugen.
- Der "Schlupf" bei der Kraftübertragung zwischen den Fasern erklärt die in Festigkeitsuntersuchungen beobachteten sehr langen Verformungswege und das ausgeprägt plastische Verformungsverhalten von Siedlungsabfall (z.B. Jessberger, 1990).
- Infolge des hohen Faseranteils mit gleichzeitig vergleichsweise geringen Zugfestigkeiten und der nur geringen Entstehung von Reibungskräften im Abfall kommt der "Bewehrung" bei der Betrachtung der äußeren Stabilität eine entscheidende Rolle zu.



Abb 1 : Veränderung der Bruchkurven eines Sandes durch die Beimengung synthetischer Fasern als Bewehrung (nach: Schlosser, Guilloux, 1981)







Abb. 3 : Scherversuche an Modellmüll - Schergeraden (Kölsch, 1990)

# 1.2 Tragmodell

Aus den dargestellten Vorüberlegungen und Untersuchungen wurde das in Abbildung 4 dargestellte Tragmodell entwickelt. Der Gesamtwiderstand, den der Abfall einer Schubverformung entgegensetzt, wird hervorgerufen durch die Reibung in der Scherfuge und durch die Zugkraft in den bewehrungsähnlich wirkenden Fasern. In Abhängigkeit von der Kraftübertragung in die Fasern, d.h. in Abhängigkeit von der Normalspannung, und von der Zugfestigkeit der Fasern ergibt sich gegenüber dem Reibungswiderstand eine bereichsweise Erhöhung des Gesamtscherwiderstandes. Bei dem in Abbildung 4 als Bereich I gekennzeichneten Spannungsbereich wird mangels Einspannung keine Zugkraft in die Fasern übertragen, im Bereich II trägt der Abfall auf Reibung und Zug, das Material versagt, wenn die Bewehrung - entweder infolge Herausgleiten aus der Einspannung (steiler Bereich der Kurve) oder Erreichen der Zugfestigkeit (flacher Bereich der Kurve) - versagt. Im Bereich III ist im Bruchzustand des Materials die Scherkraft so groß, daß die gesamten Fasern zerissen sind, bevor der Schubwiderstand in der Gleitfuge überschritten wurde. In diesem Fall tragen die Fasern nicht zum maximalen Scherwiderstand bei, der Körper versagt ausschließlich auf Reibung, entsprechend fällt die Spannungskurve auf den Reibungsanteil zurück.

# 2 Festigkeitsuntersuchung

#### 2.1 Problematik

Die Untersuchung der mechanischen Eigenschaften von Siedlungsabfällen ist mit erheblichen Schwierigkeiten verbunden. Das zeigt sich v.a. bei der direkten Untersuchung der Scherfestigkeit:

- Die großen Abmessungen der Bestandteile des Abfalls erfordern entsprechend große Versuchseinrichtungen, um wenigstens ann
  ähernd repr
  äsentative Proben untersuchen zu k
  önnen.
- Der nichtlineare, unstetige Zusammenhang zwischen Scher- und Normalspannungen erlaubt zunächst keine Extrapolation der Spannungskurve in höhere Spannungsbereiche. Für die dadurch notwendig werdenden Versuche bei großen Normalspannungen sind bei den großen Versuchseinrichtungen erhebliche Kräfte und Lasten erforderlich.



Detail A :



Bereich I : Reibung

Bereich II : Reibung + Zug

Bereich III : Reibung



Abb. 4 : Tragverhalten von Abfällen - Modellvorstellung

- Die breiten Verformungszonen, die sich durch die Übertragung von Schubkräften aus der Scherfuge in die bewehrungsähnlich wirkenden Faserbestandteile bilden, machen ebenfalls ausreichend große Abmessungen der Versuchseinrichtungen notwendig. Zudem müssen sich innerhalb der Versuchseinrichtung auch unverformte Bereiche ausbilden können, damit eine ausreichend getreue Nachbildung der im Deponiekörper auftretenden Spannungs-Verformungszustände gewährleistet ist.
- Reibungs- und Zugkräfte haben unterschiedliche spezifische Spannungs-/Verformungseigenschaften: Die volle Weckung von Reibungskräften erfolgt auf kurzen Wegen, während Zugkräfte in Abhängigkeit von der Verformung bis zu einem bestimmten Grenzwert (Zugfestigkeit) anwachsen. Je nach Material können dabei sehr unterschiedliche Kraft-/Wegzusammenhänge auftreten, für Siedlungsabfall ist stark plastisches Verformungsverhalten mit z.T. sehr großen Verformungswegen charakteristisch.

# 2.2 Ansatz

Auf der Grundlage des in 1.2 beschriebenen Modells zum Tragverhalten von faserhaltigem Siedlungsabfall bietet sich die getrennte Untersuchung der Kraftkomponenten Reibung und Zug an.

Für die Untersuchung der Reibungseigenschaften empfiehlt sich das in der Bodenmechanik bewährte Verfahren des Triaxialen Druckversuchs, bei dem sich bei kontrollierten Hauptspannungen (meist Druck) in der Probe eine freie Scherfläche ausbilden kann. Da die "Bewehrung" getrennt untersucht wird, kann die Probe für den Versuch aufbereitet werden, z.B. durch Aussortieren, Zerkleinern oder Substituieren von zugkraftaufnehmenden Bestandteilen, wobei darauf zu achten ist, daß die Reibung beeinflussende Parameter wie Lagerungsdichte, ungünstige Gleitflächen (Folie auf Folie) o.ä. nicht zu nachhaltig verändert werden.

Die Untersuchung der zugkraftaufnehmenden Bestandteile ("Bewehrung") erfolgt wie bei vergleichbaren Bewehrungsmaterialien entsprechend der vorliegenden Beanspruchung und des Verformungsverhaltens durch den einaxialen Zugversuch (Zug-Dehnungsverhalten) und den Kriechversuch (Zeit-Dehnungsverhalten). Entsprechende Versuchseinrichtungen befinden sich in Vorbereitung bzw. werden derzeit im Modellmaßstab getestet.

# 2.3 Versuchsanordnung

Für die Zuguntersuchungen an Modellmüll wurde das in Abbildung 5 dargestellte Zuggerät entwickelt. Die Materialprobe wird, umhüllt von einem Kunststoffstrumpf, an den Enden in die konisch zulaufenden Spannköpfe eingespannt. Beim Probeneinbau wird darauf geachtet, daß die Fasern parallel zur Verformungsrichtung eingebaut werden. Die umgebende Druckzelle sorgt für den Zusammenhalt der Materialprobe, wobei die Kraftübertragung zwischen den Fasern, d.h. die Festigkeit der Probe, über den variablen Seitendruck verändert werden kann. Im einaxialen Zugversuch wird die Probe über einen weggesteuerten Zugmotor gezogen, und die Zugkraft mit einer Kraftmeßdose gemessen.



# Abb. 5 : Meßprinzip eines Zugkraftmeßgerätes für faserhaltige Abfälle (Schnitt Modellgerät)

# 3. Charakteristik der Bewehrung

# 3.1 Zugfestigkeit

In Abbildung 6 ist das erwartete Zug-Dehnungsverhalten für die faserhaltigen Bestandteile (im weiteren kurz Bewehrung genannt) dargestellt. Da der Zusammenhalt des Materials unter Zugbeanspruchung durch Reibungskräfte zwischen den Fasern hervorgerufen wird, ist ein elastisch/plastisches Verformungsverhalten zu erwarten. Mit zunehmender Einspannung der Fasern durch zunehmenden Seitendruck steigt die Zugfestigkeit des Materials. Die Elastizität des Materials, die durch den E-Modul beschrieben wird, dürfte nur wenig von der Oberfläche der Fasern abhängen, während die Zugfestigkeit davon erheblich beeinflußt wird. Die Kraftübertragung zwischen den Fasern kann sowohl durch Erhöhung des Seitendrucks als auch durch Vergrößerung der Faseroberfläche verändert werden.



# Abb. 6 : Erwartetes Zug-Dehnungsverhalten faserhaltiger Abfälle

- 76 -

# 3.2 Zeitstandsverhalten

Eine einfache Werkstoffanalogie liefert Hinweise zum Festigkeitsverhalten der zugkraftaufnehmenden Bestandteile im Abfall. In Abbildung 7 sind der strukturelle Aufbau eines Thermoplastes und der Gefügeaufbau eines faserhaltigen Abfalls schematisch gegenübergestellt.

Werkstoff: Aufbau:

Thermoplast



Abfall

Bestandteile: Polymere (Molekülketten) Zusammenhalt: elektrostatische Kräfte Dipol-Anziehungskräfte Abhängigkeit: Temperatur

Fasern (Kunststoff, organisch) Reibung (infolge Auflast)

Auflast.

Abb. 7 : Werkstoffanalogie von Thermoplast und faserhaltigem Abfall



Abb. 8 : Erwartetes Zeit-Dehnungsverhalten faserhaltiger Abfälle

Entsprechend dieser Werkstoffanalogie ist das in Abbildung 8 idealisiert dargestellte Zeit- Dehnungsverhalten zu erwarten. Dieses viskoelastische Verformungsverhalten ist auf die Art der Kraftübertragung zwischen den Fasern zurückzuführen. Die Zugkraft wird nicht auf alle Fasern gleichzeitig aufgebracht, sondern über die Reibung zwischen den Fasern von einer Faser zur nächsten übertragen. Die Fortpflanzung der Zugkraft hängt von der Einspannung der Fasern und der Belastungsgeschwindigkeit ab. Umgekehrt wird eine einmal auf das Material aufgebrachte Zugspannung durch Weitergabe zwischen den Fasern langsam abgebaut.

#### 4 Bemessungsansatz

Mit den in getrennten Versuchen ermittelten Reibungs- und Zug- bzw. Zeitstandsfestigkeiten ist die getrennte Bemessung analog zu "Bewehrte Erde"-Bauwerken denkbar. Generell wird eine Bemessung mit den im Labor ermittelten Festigkeiten nur für Betriebsstandsicherheiten möglich sein, da für den Nachweis der Dauerstandsicherheit die Umsetzungsprozesse im Abfall berücksichtigt werden müssen. Beim Ansatz der Bewehrungskräfte für den Nachweis der Betriebsstandsicherheit sind weiterhin folgende Überlegungen zu berücksichtigen:

- Zwischen der für die Standsicherheitsberechnung zugrundegelegten Gleitfuge und der Bewehrung muß eine Mindestneigung vorhanden sein, da sonst die Bewehrung ohne Kraftübertragung in der Verformungszone anfängt zu gleiten.
- Es müssen ausreichend lange Verformungswege zur Weckung der Zugkräfte zur Verfügung stehen.
- Die infolge Auflast rechnerisch vorhandene Einspannung der Fasern darf nicht gestört sein. Störungen der Einspannung können durch Gas- und/oder Wasserdruck, faserfreie Zonen (Bauschutt o.ä.) oder Zerstörung des Faserverbundes durch Außeneinwirkung (z.B. Schwelbrand) hervorgerufen werden.

Die dargelegten Überlegungen zum Trag- und Festigkeitsverhalten könnten bis zum labortechnischen Nachweis der Bewehrungswirkung an Abfällen im Originalmaßstab oder dem Nachweis in situ in einem ersten Schritt dazu verwendet werden, bestehende Böschungen nachzurechnen oder bei der Auswertung von in situ-Versuchen hilfreich zu sein. Erste Variationsrechnungen ergaben, daß mit dem Ansatz einer Bewehrung der Nachweis der senkrechten, über längere Zeit standsicheren Böschungen möglich ist.

# 5 Zusammenfassung

Es wird ein Tragmodell für das nichtlineare, unstetige Tragverhalten faserhaltiger Siedlungsabfälle vorgestellt. Zentraler Gedanke ist die Trennung des Gesamtscherwiderstandes in die Tragkomponenten Zug und Reibung. Gestützt auf dieses Tragmodell werden neue Möglichkeiten für Festigkeitsuntersuchungen an Abfällen aufgezeigt. Dabei geht es v.a. um die Untersuchung der bewehrungsähnlich wirkenden Faserbestandteile des Abfalls, die in einem neu entwickelten Zuggerät – zunächst im Modellmaßstab – auf ihre Zugfestigkeit und ihr Zeitstandsverhalten untersucht werden. Beruhend auf ersten Erkenntnissen aus Zugversuchen, Werkstoffanalogien und Beobachtungen auf Deponien werden Überlegungen zu einem denkbaren Bemessungsansatz, der Ähnlichkeit zu vorhandenen Bemessungsansätzen für faserbewehrte Stoffgemenge wie "Bewehrte Erde" aufweist, angestellt.

Anschrift des Verfassers:

Dipl.-Ing. Florian Kölsch Leichtweiß-Institut für Wasserbau TU Braunschweig Beethovenstraße 51 a 3300 Braunschweig

a provide a second de la composition de

Labertown RV Grandbal und Boderns - sawk, RV Instances will (strengelf)

REPAIRS F. MALOLA, A. 199

Minimpien and Theorie for the whether brok, Minimpien and Architectory of Calanti Brownia State and Claipanni, Schwedeler Insentrum and Architectory of a Calif.

#### 6 Literatur

#### GAY, G. (1981):

Bestimmung der Scherfestigkeit an Hausmüll in verschiedenen Variationen; Bericht der Forschungs- und Materialprüfanstalt Baden-Württemberg, Stuttgart

#### GOTTSMANN, C. (1990):

Dimensionierung von "Bewehrte Erde"-Bauwerken; Diplomarbeit am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig (unveröffentlicht)

#### JESSBERGER, H. L. (1990):

Einige geotechnische Aspekte bei Entwurf und Bauausführung von Deponiebauwerken; in: Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien, LGA Bayern, 6.Nürnberger Deponieseminar

# KÖLSCH, F. (1990):

Materialkennwerte von Abfall in Hinblick auf die Standsicherheit von Mülldeponien; Diplomarbeit am Leichtweiß-Institut für Wasserbau, TU Braunschweig (unveröffentlicht)

# KÖLSCH, F. (1991):

Überlegungen zur Standsicherheit von Haldendeponien aus aufbereitetem Restmüll; in: Collins, H.-J. (Hrsg.): Aufbereitung fester Siedlungsabfälle vor der Deponierung, Veröffentlichungen des Zentrums für Abfallforschung der Technischen Universität Braunschweig, Heft 6, S. 355-374

#### MEYER, B: (1990):

Berechnungs- und Bauverfahren für "Bewehrte Erde"-Bauwerke; Diplomarbeit am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig (unveröffentlicht)

# SCHLOSSER, F., GUILLOUX, A. (1981):

Prinzipien und Theorie der Bewehrten Erde, Sonderbauwerke aus Lockergesteinen I, Bewehrte Erde und Gabionen, Schweizer Ingenieur und Architektenverein, Zürich

# Druck-Setzungsverhalten biologisch vorbehandelten Hausmülls

Hans-Günter Ramke, Braunschweig

## I. Einleitung

In den letzten Jahren spielt die biologische Behandlung von Siedlungsabfällen vor ihrer Deponierung eine zunehmende Rolle. Derzeit werden zwar anaerobe Vorbehandlungsverfahren erst entwickelt und haben großtechnisch noch keine Bedeutung, die Umsetzung des Abfalls unter aeroben Bedingungen wird dagegen zunehmend eingesetzt. Dies geschieht insbesondere mit dem Ziel, das Deponiegut in Hinblick auf das Emissionsverhalten - Sickerwasserbelastung und Deponiegasproduktion - zu verbessern (RAMKE, 1991).

Die Entwicklung von für den Deponiebetrieb geeigneten biologischen Vorbehandlungsverfahren begann bereits Ende der siebziger Jahre. Während heute die Einführung von geschlossenen Reaktoren zur Beschleunigung und besseren Kontrollierbarkeit der Umsetzungsprozesse erprobt wird, stand damals die Integration der Abfallvorbehandlung in den Deponiebetrieb im Vordergrund. Die Anwendung der sogenannten Rotte wurde von SPILLMANN/COLLINS, 1981 durch die Einführung des Kaminzug-Verfahrens ermöglicht. Über die Vorteile dieses Verfahrens in Hinblick auf die Sickerwasserbelastungen berichtet SPILLMANN, 1985. Die günstigen Auswirkungen auf die Verdichtungsfähigkeit der Abfälle werden von SPILLMANN/COLLINS, 1982 beschrieben, Verfahrensoptimierungen von JOURDAN et al., 1982 und COLLINS, et al., 1986.

In Zusammenhang mit der Weiterentwicklung des Rotte-Verfahrens stand auch die Frage nach dem Druck-Setzungsverhalten der gerotteten Siedlungsabfälle. Die Versuche mußten im Labor durchgeführt werden, da Deponien, die mit dieser Betriebstechnik betrieben wurden, erst eine geringe Laufzeit aufwiesen. Mit den Untersuchungen sollte zum einen der langfristige Volumengewinns des Rotte-Betriebes im Vergleich zum normalen Deponiebetrieb mit dem sofortigen Einbau der Abfälle abgeschätzt werden. Zum anderen ist die Kenntnis des Setzungsverhaltens wichtig für die Laufzeitberechnung von Betriebsdeponien, zur Planung des Entgasungssystems und zur Gestaltung von Oberflächenabdichtungssystemen.

Durch die zunehmende Bedeutung der biologischen Abfallvorbehandlung kommt den in den Jahren 1983 bis 1986 vom Verfasser durchgeführten Untersuchungen zum Setzungsverhalten mit gerottetem Siedlungsabfall jetzt eine neue Aktualität zu. Die Untersuchungen erfolgten im Rahmen des folgenden Forschungsvorhabens :

Titel	: Einfluß der Entwässerung (Setzung) auf die Nutzungsdauer von Deponien gemischter Abfälle
Konzeption	: DrIng. P. Spillmann (Versuchsplan und Gerätekonstruktion)
Durchführung	: Leichtweiß-Institut für Wasserbau, TU Braunschweig
Förderung	: Niedersächsischer Minister für Wissenschaft und Kunst Aktenzeichen 2091-BV 4e 26/81

- 2. Setzungsverhalten von Siedlungsabfalldeponien
- 2.1 Übersicht über die prinzipiellen Setzungsprozesse in Deponien

# 2.I.J Setzungsvorgänge bei Böden

In der Bodenmechanik werden für die gesamte Setzung einer Erdschicht drei Anteile unterschieden :

mit s = Gesamtsetzung

s, = Sofortsetzung

s = Primärsetzung

s = Sekundärsetzung

Die Abb. I zeigt den Setzungsverlauf für bindige Böden in linearer und logarithmischer Darstellung. Die logarithmische Darstellung ermöglicht die Ermittlung der einzelnen Setzungsanteile aus der Zeit-Setzungs-Linie. Die Ursachen der einzelnen Setzungskomponenten sind :

- Sofortsetzung s, : Je nach Bodenart handelt es sich hier um eine volumentreue Gestaltsänderung (seitliches Ausweichen = Verformung), bei ungesättigten oder teilgesättigten Böden um eine Volumenverringerung (Abnahme des Porenanteils = Verdichtung) oder um Störungen des Probekörpers (Druck-Setzungs-Versuche mit wassergesättigten, bindigen Böden).
- Primärsetzung s<sub>c</sub>: Setzung infolge Konsolidierung des Erdkörpers zeitlich verzögerte Abgabe von Porenwasser, daraus resultierend Volumenverminderung. Insbesondere für bindige Böden anzusetzen.

#### 2.1.2 Setzungsvorgänge in Deponien

Siedlungsabfälle weisen im Vergleich zum Boden einige Unterschiede auf, die das Setzungsverhalten beeinflussen :

- die Zusammensetzung der Abfälle ist heterogener
- die Feststoffe sind teilweise zusammendrückbar
- die organischen Komponenten sind biologisch abbaubar
- die mechanischen Eigenschaften sind zeitlich veränderlich

Sekundärsetzung s<sub>s</sub>: Setzung infolge von Kriecherscheinungen der Kornstruktur, die nur sehr langsam abklingen.

Teil 1:



Teil 2.





Teil I : Darstellung mit linearer Zeitachse Teil 2 : Darstellung mit logarithmischer Zeitachse Einen Überblick über die Setzungsvorgänge und -verläufe in Deponien gab erstmalig WIEMER, 1978. Diese Darstellung z.B. durch COLLINS, 1987 Ergänzungen gefunden. Zusätzlich zu den auch bei der Setzung von Erdkörpern wirkenden Vorgängen der Verdichtung und Entwässerung sind die deponiespezifischen Besonderheiten wie der Abbau von organischem Material zu beachten. Die folgenden, in der Praxis nicht zu trennenden Einzelprozesse führen bei Abfallgemischen zur Verdichtung und damit zur Setzung :

- Zusammendrückung der Einzelkomponenten
- dichtere Lagerung der Körner (auch im Boden)
- Zerstörung tragender Strukturen
- Einwandern kleinerer Komponenten in größere Hohlräume

Der biologische Abbau organischer Bestandteile hat einen Massenschwund zur Folge, der infolge der Nachsackung des umgebenden Materials gleichfalls zu einer einer Volumenverminderung führt. Entsprechend den Definition der der **DIN 4019** sollten nur die Vorgänge der Verdichtung und der Entwässerung unter Auflast als Setzung bezeichnet werden. Die Volumenreduktionen infolge vorwiegend biologisch bedingten Materialabbaues ist eher als Sackung zu bezeichnen. Der besseren Lesbarkeit halber soll im folgenden jedoch bei der Gesamtbetrachtung der Volumenverminderungen (Setzung und Sackung) eines Deponiekörpers von Setzungen gesprochen werden. Die Differenzierung zwischen Setzungs- und Sackungsanteilen wird nur bei der Betrachtung der Einzelanteile vorgenommen. Auf andere Definitionen wie die von **COLLINS, 1987**, der die Volumenverringerung des Deponiekörpers insgesamt als Sackung und nur die Volumenreduktionen des Untergrunds als Setzung definiert, sei hingewiesen.

In Anlehnung an die Einteilung des Setzungsverlaufes von Erdkörpern untergliedert WIEMER, 1978 den zeitlichen Setzungsverlauf von Deponien in 4 Phasen (Abb. 2, Teill):

Phase	1	:	Anfangssetzung
			r titt arrit ar a and arrit

- Aktuelle Verdichtung während des Einbaues durch Verdichtungsgerät und Verkehr
- Wiederauflockerung (Federeffekt) nach dem Einbau
- Verdichtung durch Auflasterhöhung

Phase 2 : Primäre Setzung

- Gewichts- und Volumenverminderung durch biologischen Abbau (Sackung)
- Entwässerung bindiger Bestandteile
- Phase 3 : Sekundäre Setzung - Abschluß der Mineralisation - Kriecherscheinungen

Phase 4 : Setzungsstillstand

Der tatsächlich an einer Deponie zu beobachtende Setzungsverlauf stellt sich als Überlagerung der Setzungserscheinungen infolge der diskontinuierlichen Auflasterhöhung dar (Abb.2, Teil 2).





Abb. 2: Setzungsverlauf bei Abfalldeponien

Teil I : Setzungsverlauf einer Abfallschicht (nach WIEMER, 1978)

Teil 2 : Zusammenhang zwischen Höhenwachstum, Auflast, Zeit und Setzung (nach WIEMER, 1978)

# 2.2 Bisher vorliegende Erkenntnisse zum Setzungsverhalten

# 2.2.1 Einflüsse auf den Setzungsverlauf

An wesentlichen Einflüssen auf das Absolutmaß der Setzungen und den Setzungsverlauf sind zu nennen :

- Deponiegeometrie und -betriebstechnik
- Verdichtungsarbeit
- Abfallarten und Zusammensetzung
- Ausmaß der biologischen Umsetzungsprozesse

Den Einfluß der Einbaudichte auf das Setzungsverhalten hat **WIEMER**, 1982 (siehe auch **WIEMER**, 1983) ermittelt. Die Ablagerungsdichte in Deponien steigt generell mit der Tiefe an und strebt einem jeweils konstanten Wert zu. Dabei ist der Dichteanstieg schlecht verdichteter Abfälle stärker als bei hochverdichteten Abfällen. Die bei extremen Dünnschichteinbau maximal erzielbare Dichte kann nachträglich jedoch nicht durch Setzungsvorgänge erreicht werden. Für das Setzungsverhalten bedeutet dies, daß das Setzungsmaß für Deponien, auf denen geringere Einbaudichten erzielt werden, höher sein muß als bei Deponien, auf denen mit höherer Einbaudichte gearbeitet wird.

Auf das Ausmaß der Abbauprozesse im Deponiekörper kann durch die Gasproduktion des Deponiekörpers geschlossen werden. Ein physikalisch/mathematisches Modell zur Beschreibung der Abschätzung der Gasproduktion bei Hausmülldeponien stammt von TABASARAN/RETTENBERGER, 1987. Der zeitliche Verlauf der Gasproduktion kann mit folgender Reaktion I.Ordnung beschrieben werden :

	Gt	$= G_{e} \cdot (1 - 10^{-k \cdot t})$	
mit	Gt	= Bis zur Zeit t gebildete Deponiegasmenge	[m³/t]
	G	= die in langen Zeiträumen gebildete Gasmenge	[m³]
	k	= Abbaukonstante	[1/a]
	t	= Zeit	[a]

Die Gleichung beschreibt die Entwicklung der Gasproduktion in Form einer Summenkurve. Der Massenverlust ergibt sich über die Rückrechnung aus der Gasdichte, das theoretisch freiwerdende Deponievolumen aus der Dichte der abgebauten Abfälle (für organisches Material etwa 1,0 t/m<sup>3</sup>.

Entscheidend für die Größe der Volumenreduktion infolge biologischen Abbaues ist das Ausmaß der Nachsackungen der nicht abgebauten Abfälle in die entstandenen Hohlräume. COLLINS/RAMKE, 1986 haben theroretisch gezeigt, daß Sackungen von Siedlungsabfalldeponien infolge biologischen Abbaues in Abhängigkeit vom Nachsackungsgrad (25 -75%) Größenordnungen zwischen 7,5 und 22,5% der Ausgangshöhe annehmen können.

Die auch praktisch nachweisbare Korrelation zwischen Sackungen des Deponiekörpers und der Gasbildung wurde beispielsweise von JAGER, 1983 beschrieben und durch RETTENBERGER, 1989, allerdings ohne Angabe von Zahlen, als Tendenz bestätigt.

#### 2.2.2 Möglichkeiten der Feldmessung

Die Bestimmung des Setzungsmaßes bereits verfüllter Deponien ist problemlos mit vorhandenen Methoden der Veremssungstechnik durchführbar. Problematischer ist die Bestimmung des Setzungsmaßes – die in der Regel eine Höhenmessung voraussetzt – für die einzelnen Abfallschichten. Erste Feldmessungen stammen von WIEMER, 1982, der Schlauchbündel zur punktuellen Höhenbestimmung und photogrammetrische Methoden zur Höhenerfassung der gesamten Oberfläche anwandte. Einen Überblick über die Verfahren zur Setzungs- und Höhenbestimmung auf Deponien geben COLLINS, 1987 und GERTLOFF, 1990. An Meßverfahren stehen danach zur Verfügung :

<b>z</b> ynu	punktuelle Messungen :	– Setzungspegel – induktive Setzungsmessung
ā	lineare Messungen :	<ul> <li>Schlauchbündel (hydrostatisch)</li> <li>hydrostatisches Höhenmeßgerät</li> </ul>
-	quasi Flächenaufnahme : (Raster von Stützstellen)	<ul> <li>photogrammetrische Messungen</li> <li>trigonometrische Verfahren</li> </ul>

Setzungspegel, induktive Setzungsmessungen und Schlauchbündel haben in der praktischen Erprobung erhebliche Probleme zum Teil auch prinzipieller Natur gezeigt. Für den Einsatz auf Deponien kommt zur Ermittlung des Setzungsverhaltens einzelner Schichten derzeit nur die Messung des Höhenverlaufes in Meßrohren mit dem hydrostatischen Höhenmeßgerät nach **COLLINS**, 1987 in betracht. Die regelmäßige ganzflächige Höhenvermessung mit klassischen photogrammetrischen oder terrestrischen Verfahren und ihre Auswertung zeigt **GERTLOFF**, 1990.

# 2.2.3 Bisher durchgeführte Untersuchungen auf Deponien

Langjährige Beobachtungen zum Setzungsverhalten von Deponien, die eine systematische Eingruppierung der Ergebnisse erlauben, sind bisher kaum publiziert worden. Im folgenden soll deshalb nur auf die Originalliteratur hingewiesen werden :

-	HUITRIC, 1981	: Deponie Mission Canyon, Kalifornien Dauer der Messungen ca. 20 Jahre Setzungen zwischen 5 und 27 %
-	<b>HARDT, 198</b>	: Deponie Lübars, Berlin Dauer des Messungen ca. 3 Jahre mittl. Setzungsrate 5 mm/a
-	JÄGER et al., 1982	: Deponie Halver und andere Dauer des Messungen bis zu ca. 4 Jahren Setzungen bis zu ca. 20%

Da in den veröffentlichten Ergebnissen selten Angaben über weitere Randbedingungen wie die Dauer der Abfallablagerung, die Abfallzusammensetzung sowie das Ausmaß der biologischen Umsetzung (erkennbar aus der Gasproduktion und ggf. aus der Sickerwasserbelastung) gemacht wurden, ist eine Interpretation des Gesamtsetzungsverhaltens und eine Differenzierung in Setzungs- und Sackungskomponenten kaum möglich. Auch die von WIEMER, 1982 mitgeteilten Steifemoduli für mehrere Deponien, die auf den Arbeiten von JÄGER et al, 1982 beruhen, beinhalten die Volumenreduktionen infolge von biologisch induzierten Sackungen in unbekannter Höhe, sodaß diese keine reine bodenmechanische Größe darstellen.

Allerdings konnte durch WIEMER, 1983 der Zusammenhang zwischen Verdichtungsgrad und Setzungsmaß (wiederum einschließlich der Sackungen) herausgearbeitet werden, der in Tabelle I wiedergegeben wird. Da der Verdichtungsgrad nicht quantifiziert wurde, kann diese Tabelle jedoch nur als Anhaltswert für Größenordnungen verstanden werden.

Verdichtungsgrad	jährliche Setzung [mm/m Deponiehöhe]	Bezugsdeponie	
all and the second s			
schlecht	11	Mission Canyon	
befriedigend	5	Lübars	
sehr gut	< 1,2	Ringsheim-Kahlenberg	

Tab. I : Spezifisches jährliches Setzungsmaß infolge unterschiedlicher Einbaudichtem (nach WIEMER, 1983)

## 2.2.4 Laboruntersuchungen

Über Laboruntersuchungen zum Druck-Setzungsverhalten von Siedlungsabfällen wurde bisher außer in dem dieser Darstellung zugrundeliegenden Forschungsbericht von COLLINS/RAMKE, 1986 nur von JESSBERGER, 1990 berichtet. Dies sind die bisher mitgeteilten Randbedingungen der Versuche :

Versuchseinrichtung	: Großödometer, 1000 mm Durchmesser
Abfallarten	: Siedlungsabfall, Alter 9 mon; 3 a; 7,5 a; 15 a
Laststufen	: 50, 100, 200, 400, 660 kN/m <sup>2</sup>
Belastungsdauer	: 2h, Id oder 3d pro Laststufe

Die sonstigen Randbedingungen der Versuche, wie beispielsweise der Abbauzustand oder insbesondere die Einbaudichte, wurden an dieser Stelle nicht dargestellt. Die Versuchsergebnisse sind in der Abb. 3 wiedergegeben. Ein Vergleich des Druck-Setzungsverhaltens und der Steifemoduli erfolgt bei der Diskussion der Ergebnisse der vom Verfasser durchgeführten Versuche.

Teil 1:









Teil I : Druck - Setzungsdiagramm

Teil 2 : Verformungsmodulbereiche versus Druckspannung

# 2.2.5 Abschätzung des Setzungsverlaufs in der Praxis

Als Richtwert für das Ausmaß der Setzungen und Sackungen in Siedlungsabfalldeponien werden allgemein 20 % der Ausgangshöhe genannt. Die Spannweite der Setzungen, das Ausmaß der Einzelprozesse und ihre Abhängigkeiten wurden oben beschrieben. Eine brauchbare Setzungsprognose verlangt damit – trotz aller prinzipiell noch offenen Fragen – nach einer detaillierteren Betrachtungsweise. Da die Ausgestaltung der heutigen Siedlungsabfalldeponien verhältnismäßig ähnlich ist, schlägt **RETTENBERGER**, 1989 eine Berechnung unter Berücksichtigung der folgenden Komponenten vor :

- Verdichtung infolge der zunehmenden Müllauflast
- Sackungen infolge biologischer Umsetzungsprozesse

Die Bedeutung von Konsolidierungsprozessen für die Setzungen von Deponien wird von ihm – wie im folgenden gezeigt wird – ungerechtfertigterweise negiert. Hinweise auf das Vorgehen bei der Ermittlung der Setzungsanteile geben auch COLLINS/RAMKE, 1986. Hier wird die langfristig zu erwartende Ablagerungsdichte nach WIEMER für die Laufzeitermittlung von Deponie herangezogen. Diese kann – unter Einbeziehung des biologischen Abbaues – auch zur Abschätzung des Setzungsverhaltens benutzt werden.

Als erforderliche Grunddaten werden generell benötigt :

- Deponiegeometrie (abschnittweise)
- Einbaudichte
- zeitlicher und örtlicher Verlauf des Abfalleinbaues
- Abfallzusammensetzung

Größere Bedeutung als der theoretischen Prognose kommt der Messung des Setzungsverhaltens der zu beplanenden Deponie zu. Die Setzungsprognose aufgrund der Extrapolation des gemessenen Setzungsverhaltens wird dabei naturgemäß umso besser, je länger die Beobachtungsreihen auf der jeweiligen Deonie sind. Spätestens nach Abschluß der Verfüllung einzelner Bauabschnitte sollte deshalb mit regelmäßigen Höhenmessungen auf der Deponieoberfläche begonnen werden.

Noch günstiger ist es jedoch, den Setzungsverlauf der einzelnen Abfallschichten schon unmittelbar von dem Zeitpunkt ihres Einbaues an zu verfolgen. Die Ausstatung des Abfallkörpers mit Setzungsmeßrohren in regelmäßigen vertikalen und horizontalen Abständen sowie eine periodische Vermessung sollte deshalb neben der terrestrischen und photogrammetrischen Vermessung der Oberfläche zur Regel auf allen Deponien werden. Aus den zeitlichen Setzungsverläufen der einzelnen Schichten kann dann unter Einbeziehung der anderen Randbedingungen – verhältnismäßig zuverlässig auf das Setzungsverhalten des Gesamtkörpers geschlossen werden. Auch lokale Abweichungen vom Durchschnittsverhalten können im Rahmen der durch das Meßraster zugelassenen Genauigkeit erkannt werden. So ist eine wesentlich bessere Anpassung der Entwürfe für das Oberflächenabdichtungssystem und für andere Komponenten an die Verhältnisse der spezifischen Deponie möglich als bisher. 3. Durchführung der Untersuchungen

# 3.J Aufbau und Funktion der Großödometer

# 3.1.J Prinzip und grundsätzlicher Aufbau

Die Druck-Setzungsversuche wurden analog dem Vorgehen in der Bodenmechanik als Kompressionsversuche – Druckversuche mit verhinderter Seitendehnung – durchgeführt. Wegen der Inhomogenität des Abfallmaterials wurde der Durchmesser der Versuchsgeräte mit 60 und 120 cm gewählt. Das Verhältnis von Probenhöhe zu Probendurchmesser konnte vom sonst üblichen Verhältnis von 1:5 auf ein Verhältnis auf 1:1,5 (40 bzw. 80 cm Probenhöhe) angehoben werden, da die Wandreibung stark verringert werden konnte. Die Abb.4 zeigt eine schematische Darstellung der Druck-Setzungsgeräte.

Die Belastung wurde durch zwei "schwebende Ringe" an den Stirnflächen auf den Probekörper aufgebracht. Die Druckplatten wurden über lastvermittelnde Träger und Spannstähle gegeneinander gespannt. Das Nachlassen der Druckspannungen infolge der Setzungen der Probe konnte über ein Federsystem innerhalb gewisser Grenzen zwischen zwei Spanngängen kompensiert werden. Die aufgebrachte Belastung verlief damit in den vorgegebenen Toleranzen sägezahnartig (siehe Abb. 6). Neben den aufgebrachten Druckspannungen wurden die Setzungen und die abfließenden Wasservolumina gemessen.

Es wurden insgesamt 3 Druck-Setzungsgeräte eingesetzt. Zwei Geräte mit einem Durchmesser von 1,20 m und ein Gerät mit 60 cm Durchmesser, dessen Konstruktion weitestgehend dem des größeren Typs entspricht. Details der Konstruktion sind bei COLLINS/RAMKE, 1986 beschrieben.

#### 3.1.2 Veminderung der Wandreibung

Die Wandreibung wurde durch zwei aufeinandergleitende Teflonfolien an den Wänden des Druckbehälters verringert. Die äußere Folie wurde an die Wandung angeheftet, die innere Folie glitt auf einem Schmierfilm auf der äußeren Folie. In Vorversuchen mit einem konventionellen Schergerät für bodenmechanische Untersuchungen wurde aus mehreren flüssigen und festen synthetischen und natürlichen Gleitmitteln als das Schmiermittel mit dem geringsten Reibungsbeiwert ein handelsübliches Erzeugnis auf Molybdänsulfidbasis ermittelt.

Die Größe der Wandreibung im Großödometer wurde in einem Vorversuch mit Sand bestimmt. Der mit Sand in dichter Lagerung gefüllte Zylinder wurde mit den seitlichen Halteösen an den Hallenkran gehängt und mit einem Spannzug mit einer Vertikalgeschwindigkeit von I cm/min langsam hochgezogen. Die Scherkräfte wurden mit einer Kraftmeßdose registriert und aufgezeichnet. Aus der hier über den Ruhedruckbeiwert ermittelten Horizontalspannung auf die Mantelfläche und der gemessenen Scherkraft konnte der durchschnittliche Reibungsbeiwert ermittelt werden. Die Reibungsbeiwerte lagen bei 0,05 für die kleinste Laststufe und sanken schnell auf etwa 0,015 bei Last-





bereichen ab 500 kN/m<sup>2</sup>. Bezieht man den Anteil der Wandreibung auf die aufgebrachte Vertikallast, so machte der Anteil der Wandreibung bei der kleinsten Laststufe mit  $100 \text{ kN/m^2}$  noch 7 % der Gesamtauflast aus. Bei den höheren Laststufen stellten sich Anteile von etwa 2,5 % heraus. Damit wurde der Nachweis erbracht, daß durch die gewählte Konstruktion der Randeinfluß auf akzeptable Werte herabgesetzt werden konnte.

Beim Ausbau der Abfallproben nach dem Ende der Versuche konnte die Richtigkeit der Konstruktion bestätigt werden. Die innere Folie war gleichmäßig über die Höhe und den Umfang quer zur Hochachse zerknittert. Die Reibung zwischen dem Abfall und der inneren Folie war so hoch, daß die Folie mit der Setzung der Abfallprobe zusammengeknittert wurde. Die Falten wurden dabei nach innen geworfen, wobei die Steifigkeit der Folie im Vergleich zur Steifigkeit der Abfälle unbedeutend ist. Infolge der Auffaltung nach innen konnte die innere Folie wie geplant reibungsmindernd auf der äußeren Folie abgleiten.

## 3.1.3 Lastaufbringung

Die Lastaufbringung erfolgte über Spannstähle, die mittig durch die Träger geführt und an deren Ober- bzw. Unterseite mit Muttern verankert wurden. Für die Geräte mit dem Durchmesser 1,20 m wurden Gewindestähle aus dem Spannbetonbau verwandt, für das kleinere Gerät Gewindestangen. Mit diesen stählen war eine Lastaufbringung entsprechend 1000 kN/m<sup>2</sup> = 100 t/m<sup>2</sup> erreichbar. Die Kräfte wurden über Vollplatten direkt in die oberen Träger eingeleitet, bei den unteren Trägern gaben die Ankerplatten die Last auf ein Federsystem ab.

Für das Federsystem wurden Tellerfedern gewählt, die zusätzlich zu den innenliegenden Spannstählen außen durch ein dickwandiges Rohrstück geführt wurden. Die Federn wiesen eine annähernd lineare Kennlinie auf und konnten durch Serien- oder Parallelanordnung in ihrem Federweg gut an die zu erwartenden Laststufen und Setzungen angepaßt werden.

Die für die Geräte mit dem Durchmesser 1,20 m verwendeteten Spannstähle wurden mit einem hydraulischen Spannzylinder gespannt. Hierfür wurde auf den Spannzylinder eine Ankerplatte mit Mutter aufgesetzt, die die Kraft in die Spannstähle einleitete. Zum Abschluß des Spannvorgangs konnte die Mutter auf dem Träger durch einen dafür konstruierten Korb nachgespannt werden. Die Gewindestangen für das Gerät mit den Durchmesser 0,60 m wurden mit einem Drehmomentenschlüssel angezogen. Das Anspannen erfolgte in beiden Fällen kreuzweise, wenn nötig in kleineren Lastschritten, um ein Schiefstellen der Träger oder Druckplatten zu vermeiden.

# 3.J.4 Meßeinrichtungen

Eine direkte Bestimmung der Druckspannungen im Abfall war nicht möglich, da Druckaufnehmer nur in hinreichend homogenen Medien eingesetzt werden können. Die Druckspannungen wurden deshalb indirekt über die aufgebrachten Lasten ermittelt. Für die Spannstähle wurde die Relation zwischen der Spannkraft und dem hydraulischen Druck des Spannzylinders an einem geeichten Versuchsstand bestimmt. Da diese Beziehung annähernd linear ist, konnten die Sollasten gut eingestellt werden. Zur Messung des Lastabfalls wurde der Umstand genutzt, daß sich die auf den Trägern sitzenden Muttern lockern, sobald das Federpaket unter dem Träger durch Überschreiten der vorhandenen Kraft stärker zusammengepreßt wird.

Eines der Geräte mit dem Durchmesser 1,20 m wurde mit einer registrierenden Kraft-Meßeinrichtung ausgerüstet. Dazu wurde die Dehnung der Spannstähle mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen erfaßt. Jeder der vier Spannstähle wurde mit einer DMS – Vollbrücke versehen, die einen temperaturkompensierten Meßwert lieferte. Nach vorhergehender Kalibrierung der Verstärkereinrichtung konnte die Spannkraft in den Stählen unmittelbar abgelesen werden. Hierdurch konnten bereits in der ersten Versuchsphase die durch die Setzung bedingten Druckabfälle innerhalb der vorgegebenen Grenzen von  $^{\pm}$  10 % konstant gehalten werden.

Die Spannschrauben des Gerätes mit dem Durchmesser 0,60 m wurden mit einem Drehmomentenschlüssel angespannt. Die Beziehung zwischen aufzubringendem Drehmoment und eingeleiteter Kraft wurde mit einer Kraftmeßdose überprüft.

Die Setzungen des Probekörpers wurden als Verschiebungen zwischen der Zylinderwandung (schwebender Ring) und den Außenseiten der Druckdeckel bzw. den Trägern mit Stechpegeln und Schublehren auf 1/10 mm genau bestimmt. Jeder Zylinder wurde mit vier bzw. drei Meßstellen versehen. Die Setzung wurde als Mittelwert der Einzelmessungen angegeben.

Das abließende Konsolidationswasser wurde aufgefangen und das Volumen täglich mit Meßzylindern bestimmt. Der Wassergehalt der Abfallproben wurde durch Trocknung bei 60-70  $^{\circ}$ C ermittelt.

#### 3.2 Kennzeichnung des vorbehandelten Hausmülls

# 3.2.1 Biologische Vorbehandlung nach dem Rotte-Prinzip

Die Rotte kann im Grundsatz mit der Kompostierung verglichen werden. In beiden Fällen handelt es sich um einen aeroben biologischen Abbau der Abfälle. Im Unterschied zur Kompostierung, die ein hochwertiges, vermarktungs- bzw. absatzfähiges Endprodukt definierter Qualität zum Ziel hat, wird bei der betrieblichen Vorrotte der Rotte vor dem hochverdichteten Einbau - allerdings in erster Linie das Ziel der partiellen Mineralisierung verfolgt. Die Rotte der Abfallstoffe vor dem Einbau ist auf mehrere Arten möglich. Die einfachste Methode besteht darin, die Abfälle locker und in dünnen Schichten einzubauen und erst nach einigen Monaten zu verdichten. Diese Technik hat aber neben betrieblichen Nachteilen einen extrem hohen Flächenbedarf zur Folge. In der Entwicklung befinden sich dagegen erst Verfahren, die aerobe Vorbehandlung konsequent von der endgültigen Deponierung zu trennen und sie unter Verwendung von Kompostierungstechniken maschinell - z.B. in Rotte - Trommeln vor der statischen Rotte - durchzuführen. Gründlich untersucht und praktisch erprobt ist dagegen das Mietenverfahren. Hierbei wird der Abfall auf der Deponiefläche oder einer separaten Rottefläche zu Mieten aufgesetzt, in denen bei ausreichender Sauerstoffzufuhr der Abbau der organischen Müllbestandteile selbsttätig beginnt. Erst am Ende des Rotteprozesses wird der durchgerottete Abfall hochverdichtet eingebaut.

Die Vorrotte in strangbelüfteten Tafelmieten (Kaminzugverfahren) ist ausführlich bei SPILLMANN/COLLINS, 1981 beschrieben worden. Bei dieser Weiterentwicklung des einfachen Mietenverfahrens stand dabei die Verbesserung der Sauerstoffversorgung im Vordergrund, da einfache Verfahren ohne Vorbehandlung und Umsetzen der Mieten nicht zuverlässig arbeiteten. Die Abb. 5 zeigt eine solche Tafelmiete im Quer- und Längsschnitt. Die Arbeitsschritte zum Aufsetzen einer solchen Miete sind :

- Verlegen des Dränrohres

Vor den Kopf der Tafelmiete (Breite 30-60 m) wird ein Dränrohr NW 50 verlegt, das ca. 1,50 m über die Ränder hinausragt und in der Mitte der Miete zum Kamin aufgebogen wird. Der Abstand der Belüftungsrohre in Längsrichtung sollte 3 m nicht überschreiten.

Schütten des luftdurchlässigen Unterbaues

Die Anlieferfahrzeuge werden so eingewiesen, daß gröberer Abfall wie Sperrmüll, Gewerbe- oder Gartenbauabfälle über die Belüftungsrohre geschüttet werden kann, um eine gut luftdurchlässige Zone an der Mietenbasis zu schaffen. Gegebenenfalls muß geeignetes Material vor dem Einbau zwischengelagert werden.

# - Abladen des Hausmülls

Der Hausmüll wird vor der Schüttung aus dem grobem Material so abgekippt, daß er mit einem Schaufellader aufgenommen und zur Miete aufgesetzt werden kann. Hausmüll- und Gewerbemüllentladung können an der gleichen Miete, nur an verschiedenen Plätzen am Mietenkopf, erfolgen.



Abb. 5: Aufbau einer Tafelmiete nach dem Kaminzugverfahren (nach COLLINS et al., 1986)

- 96 -

- Aufsetzen der Miete mit Hausmüll

Mit einem Schaufellader oder einem Kompaktor mit Ladeschaufel wird der Hausmüll zur Miete aufgesetzt. Die Höhe sollte dabei 2,50 m nicht überschreiten. Besonders lockeres Material ist beim Aufsetzen durch Andrücken mit der Schaufel zu verdichten, besonders dichtes Material vor dem Aufsetzen aufzulockern, ggf. auf mehrere Stellen zu verteilen.

- Abdeckung der Mieten mit gerottetem Material

Die Mietenoberfläche wird ca. 30 cm stark mit gerottetem Material abgedeckt, um das Nährstoffangebot für Insekten zu verringern und so einer Massenentwicklung vorzubeugen. Gegebenenfalls muß die Oberfläche auch leicht verdichtet werden, um den oberflächennahen Sauerstoffgehalt zu verringern.

 Dünnschichteinbau nach Beendigung der Rottezeit
 Nach Beendigung der Rottezeit wird das durchgerottete Material aus der Tafelmiete gelöst und in dünnen Schichten mit dem Kompaktor hochverdichtet eingebaut.

Für die Verbesserung des Rottebetriebs sind darüberhinaus eine Reihe von Maßnahmen notwendig bzw. sinnvoll, die ausführlich bei COLLINS et al., 1986 dargestellt sind.

# 3.2.2 Rottezeit und Eigenschaften von gerottetem Hausmüll

Die erforderliche Rottezeit richtet sich nach den Anforderungen, die an den Rotteprozess gestellt werden. Für den Deponiebetrieb kann grob von folgenden Anhaltswerten ausgegangen werden :

- Senkung der organischen Sickerwasserbelastung Hierfür ist bereits eine Rottedauer von 3 - 4 Monaten ausreichend. In diesem Zeitraum wird der organische Anteil des Abfalls soweit abgebaut, daß die Saure Phase vermieden wird (SPILLMANN, 1985).
- Verbesserung der Einbaueigenschaften
   Die Rottedauer muß 6-8 Monate betragen, um die Verdichtbarkeit des
   Abfalls so zu verbessern, daß im Vergleich zum unbehandelten Abfall eine deutliche höhere Einbaudichte erzielt werden kann (SPILLMANN/COLLINS, 1981).

 Weitergehende Mineralisierung
 Um eine wesentliche Verminderung der Sickerwasserbelastungen und der Methanbildung zu erreichen, ist nach SPILLMANN/COLLINS, 1981 einschließlich Sicherheitszeiten für ungünstige Witterungseinflüsse eine Rottezeit von 18 Monaten erforderlich. Untersuchungen auf der Deponie Schwäbisch Hall (**JOURDAN et al., 1982**) zeigten, daß das Gaspotential des gerotteten Abfalls nach 9 Monaten Rottedauer auf etwa 16% (bezogen auf die organische Trockensubstanz) bzw. ca. 8% (bezogen auf den gesamten Abfall) zurückgegangen war. Damit wird das Ausmaß der möglichen Mineralisierung unter dem Aspekt der Deponiegasbildung deutlich.

# 3.2.3 Verlängerung der Nutzungsdauer durch die Rotte

Der biologische Abbau der Abfälle fördert die Verdichtungsfähigkeit aus mehreren Gründen :

- Verringerung der mechanischen Festigkeit
   Die tragenden Strukturen von anfänglich tragfähigen Abfallstoffen wie z.B.
   Holz, Papier, Pappe oder Konservendosen werden zerstört
- Verringerung der Elastizität
   Die Wirkung der Kompaktoren wird zusätzlich verbessert, da die gerotteten Abfälle nach dem Verdichten weniger zurückfedern.
- Veränderung der Korngrößenverteilung Grobe Abfallstoffe werden zersetzt, dadurch steigt der Feinanteil. Infolge der breiteren Kornverteilung wird das Porenvolumen geringer.
- Reduktion der Trockensubstanz
   Die Trockenmasse wird bei einem Rotteprozess, der etwa 9 Monate unter günstigen Bedingungen abläuft, um ca. 10 % verringert (JOURDAN et al., 1982).

Die Verringerung der Anfangsfestigkeit und der Elastizität ist insbesondere auch entscheidend, um Restmüll (Trockenfraktion des Hausmülls nach Auslese von Wertstoffen) hochverdichtet einbauen zu können. Ohne aerobe Vorbehandlung des Restmülls ist die erzielbare Einbaudichte deutlich geringer als mit unsortiertem Hausmüll, da der Trockenmüll sehr stark zurückfedert (siehe COLLINS/SPILLMANN, 1990).

Die Beurteilung der Auswirkungen auf die erzielbare Einbaudichte hängen vom Bezugssystem ab. Umfangreiche Untersuchungen hierzu stammen von **SPILLMANN, 1990.** Betrachtet man ausschließlich die Wirkung der Rotte, so zeigte sich in Versuchen auf Deponien, daß die Nutzungsdauer bei gleichem Verdichtungsaufwand um 30% verlängert werden kann. Durch die Kombination der Maßnahmen

Mischung

Vorrotte

Dünnschichteinbau

kann der Volumenbedarf der abgelagerten Abfälle noch weiter reduziert werden.

# 3.2.4 Untersuchtes Material

Untersucht wurde gemischter, gerotteter Hausmüll der Deponie Schwäbisch Hall. Die Rottezeit betrug ca. 9 Monate. Eine vorherige Selektion des Hausmülls fand nicht statt. Details des Deponiebetriebs in Schwäbisch Hall sind bei **JOURDAN et al., 1982** beschrieben. Die Tabelle 2 zeigt die bei einem sorgfältigen Deponiebetrieb erzielbaren Einbaudichten.

Vorbehandlung	Feuchtdichte [t/m <sup>3</sup> ]	Wassergehalt [%]	gehalt Trockendichte [t/m <sup>3</sup> ]	
Rotte	1,0 - 1,3	30 - 40	0,7 - 0,8	
Mischung + Rotte	1,55	35	1,0	

Dünnschichtiger Einbau, Kompaktorgwicht 20 - 23 to, direkte Bestimmung der Dichte

# Tab. 2 : Einbaudichte von Abfällen bei biologischer Vorbehandlung (nach JOURDAN et al., 1982)

# 3.3 Versuchsdurchführung

# 3.3.1 Versuchsüberblick

Es wurden insgesamt 3 Versuche durchgeführt, und zwar je ein Versuch mit jedem der zur Verfügung stehenden Geräte. In der Tabelle 3 sind die Kenngrößen der drei durchgeführten Versuche zusammengestellt.

Die folgenden Laststufen wurden eingestellt :

Gerät	Laststufe
<b>1,20</b> m	100, 200, 400 und 800 kN/m <sup>2</sup>
0,60	250, 500, 750 und 1000 kN/m <sup>2</sup>

Aus technischen Gründen mußten die Belastungsstufen für das kleinere Gerät anders als für die beiden Großgeräte gewählt werden.

Die Belastungen wurden so lange aufgebracht, bis die Setzungen weitgehend zum Stillstand gekommen waren. Einzelne Laststufen wurden damit bis zu 200 Tagen gehalten.

			Versuch	
Parameter	nai piuski j Nai piuski j	120/1/1	120/2/1	60/1/1
Durchmesser Prob	e dm	12,0	12,0	6,0
Grundfläche Prob	e dm²	113,0	113,0	28,26
Einbau	ý en co		640)	n o denico M
Probenhöhe h	сп	80,4	84,15	40,2
Volumen V	dm 3	908,5	950,9	113,6
Feuchtmasse m <sub>f</sub>	kg	1384,5	1397,0	157,5
Feuchtdichte Pf	kg/dm³	1,52	1,47	1,39
Wassergehalt w	%	30,3	29,1	26,2
Trockendichte P <sub>d</sub>	kg/d³	1,06	1,04	1,02
Ausbau	NO 15 JULION	een rollabeer oo	t title begand i	1.11.50
Probenhöhe h	cm	67,77	70,55	33,2
Volumen V	dm 3	765,8	797,2	93,8
Feuchtmasse m <sub>f</sub>	kg	1305,0	1325,4	151,6
Feuchtdichte <sup>p</sup> f	kg/dm³	1,70	1,66	1,62
Wassergehalt w	%	26,1	25,2	23,2
Trockendichtep <sub>d</sub>	kg/d³	1,26	1,24	1,24
Differenz*	16 ) - SC 166	sera e la delere elerensestation		
Setzung	ст	12,63	13,60	7,00
Wasserabfluß	kg	76,04	62,15	5,9
Wasser im oberen				
Kiesfilter	kg	+ 2,7	+ 8,80	+ 0,0

Tab. 3: Versuchsüberblick - Volumina, Massen, Dichten und Wassergehalte bei Ein- und Ausbau
## 3.3.2 Einbau der Abfälle

Das gemischte, durchgerottete Abfallmaterial wurde im Freigelände des Leichtweiß-Institutes bis zum Einbau zwischengelagert. Aus versuchstechnischen Gründen wurden beim Einbau der Abfälle größere Plastikfolien (größer als ca. 10 cm im Durchmesser) von Hand aussortiert, da es bei den vorhandenen Behälterabmessungen zu Schwierigkeiten mit der Verdichtung gekommen wäre, wenn diese Anteile weiterhin im Abfall verblieben wären.

Der Einbau und die Verdichtung der Abfälle wurden von Hand vorgenommen. Dazu wurde das Material jeweils in dünnen Schichten eingebracht und anschließend mit Hilfe von Stampfern manuell verdichtet. Von allen eingebauten Abfällen wurde eine Teilprobe entnommen und deren Wassergehalt bestimmt, wodurch der Gesamtwassergehalt zuverlässig ermittelt werden konnte. Die Einbaudichte jeder Schicht wurde kontrolliert und ggf. sofort korrigiert, um einen homogenen Probenaufbau zu erhalten.

Eines der Ziele des von **COLLINS/RAMKE, 1986** beschriebenen Forschungsvorhaben zur Untersuchung des Setzungsverhalten eines vor dem Einbau gerotteten Hausmülls war es, die endgültige Ablagerungsdichte bei Anwendung dieser Betriebstechnik im Vergleich mit der konventionellen, sofort hochverdichtet einbauenden Betriebstechnik bestimmen zu können. Die Einbaudichte wurde deshalb mit 1,5 t/m<sup>3</sup> (Feuchtmasse) gewählt, da diese Einbaudichte unter Betriebsbedingungen bei sorgfältigem Vorgehen erzielbar ist, andererseits aber sicher einen oberen Wert darstellt und für das Ausmaß der Setzungen bei einem Vergleich der beiden Betriebsvarianten ein für die Rottedeponie konservativerer Wert erhalten wird.

Die Probenhöhen lagen bei 80 bzw. 40 cm (siehe Tabelle 3). Die Feuchtmassen betrugen ca. 1400 bzw. 160 kg, die Wassergehalte lagen zwischen 26 und 30%. Daraus resultierten Trockendichten um ca. 1t/m<sup>3</sup>.

## 3.3.3 Ausbau der Abfälle

Nach dem Ende der Versuche wurden die Abfälle schichtweise ausgebaut und verwogen. Für jede Schicht wurden die Dichte aus dem Gesamtgewicht und nach dem Gipsersatzverfahren sowie der Wassergehalt bestimmt. Die Abfälle waren so hart, daß der Ausbau nur mit Hammer und Meißel möglich war.

In der Tabelle 3 sind die Ergebnisse der Ausbauuntersuchungen zusammengefaßt. Die Probenhöhe hat sich (nach der Entlastung) um ca. 13 cm für die Großgeräte und um ca. 7 cm für das Gerät mit dem Durchmesser 0,60 m verringert. Die abgeflossenen Wassermengen (Konsolidation) lagen bei 70-801 bzw. 61 für die beiden unterschiedlichen Gerätetypen. Das abfließende Wasser konnte dabei nur von der unteren Filterschicht aufgefangen werden, ein Abpumpen des angesammelten Wassers aus der oberen Kiesschicht war nicht möglich. Beim Ausbau wurde dieses Wasser, dessen Volumen wesentlich geringer war als das nach unten abgeflossene, abgeschöpft.

Die Gesamtdaten des Ausbaues sind gleichfalls in der Tabelle 3 zusammengestellt.

## 4. Untersuchungsergebnisse

## 4. Druck-Setzungsverhalten

# 4.J.J Belastungsverlauf

Die Größenordnung der maximalen Belastung wurde entsprechend der Abfallauflast an der Basis einer Großdeponie festgelegt. Bei einer Ablagerungsdichte von  $1,25 t/m^2$ ergeben sich an der Deponiebasis für Abfallhöhen zwischen ca. 60 und 80 m Druckspannungen von 750 kN/m<sup>2</sup> bis 1000 kN/m<sup>2</sup>. Bei den Großödometern wurden als maximale Belastung 800 kN/m<sup>2</sup> aufgebracht, mit dem kleineren Typ wurden bis zu 1000 kN/m<sup>2</sup> erzeugt.

Durch die Setzungen der Probe läßt die aufgebrachte Spannkraft in den Spannstahl-Federsystemen nach. Der völlige Abfall der Spannkraft wurde aber durch das Zwischenschalten eines Federsystems kompensiert. Es wurde angestrebt, die Druckspannung nicht unter 90% des Sollwertes sinken zu lassen. Um den Entlastungseffekt zu kompensieren, wurde der Sollwert der Druckspannung beim Nachspannen um 10% überschritten. Die Abb.6, Teill zeigt den Verlauf der Druckspannungen über der Zeit. Typisch ist der "sägezahnartige Verlauf" der Druckspannungen.

Die Belastung wurde konstant gehalten, bis die Setzung in der jeweiligen Laststufe weitgehend zum Stillstand gekommen war. Nach jeder Belastungsstufe wurde eine Entlastungsphase eingelegt, um das elastische Verhalten – also die Rückfederung nach der Entlastung – zu untersuchen.

## 4.1.2 Setzungs- und Abflußverlauf

Die Abb. 6, Teil 2 zeigt die Setzungsverläufe und das Abflußverhalten für den Versuch 120/1/1. Dargestellt sind die addierten absoluten Setzungen und Abflüsse über der Zeit. Die Setzungsverläufe aller Versuche und aller Laststufen sind prinzipiell ähnlich und entsprechen den aus der Bodenmechanik bekannten Verläufen. Auf die Sofortsetzung unmittelbar nach der Lastaufbringung folgt die Konsolidierungssetzung, deren Geschwindigkeit mit zunehmender Zeit immer weiter zurückgeht. Gegen Ende einer Belastungsstufe ging auch hier der Setzunsgverlauf asymptotisch gegen Null.

Das wiederholte Nachspannen der Spannstähle hat zwar den Setzungsverlauf beeinflußt, jedoch das Endmaß der Setzungen nicht entscheidend bestimmt. Die Abb. 6 zeigt, daß mit jedem Nachspannen eine sprunghafte Erhöhung der Setzung festzustellen war. Eine Einzelbetrachtung verdeutlicht aber, daß die absolute Höhe dieser Sprünge mit zunehmender Belastungsdauer kleiner wurde. Die Nachspannfrequenz konnte damit durchaus den zeitlichen Setzungsverlauf beeinflussen, während die Gesamthöhe der Setzung einer Laststufe durch das Nachspannen kaum noch beeinflußt wurde. Man erkennt dies durch den bereits relativ flachen Verlauf der Setzungskurve, wenn von der Phase des täglichen Nachspannens auf längere Intervalle übergegangen wurde.







Abb. 6: Setzungsverhalten von gerottetem Hausmüll - Versuch 120/1/1

Teil I : Belastungsverlauf

Teil 2 : Setzungsverlauf und kumulierter Abfluß

 $\bigcirc$ 

		Versuch		
Parameter		120/1/1	120/2/1	60/1/1
Setzung bei 800 kN/m²	៣៣	156,6	157,2	74,8
Ausgangshöhe	mm	804,0	841,5	402,0
Spez. Setzung	%	19,5	18,7	18,6
Spez. Setzung bei σ= 800 kN/m	2 %	19,5	18,7	18,6
Spez. Setzung bei $\sigma$ = 400 kN/m	2 %	13,2	13,5	12,6
Setzungsdifferenz 4 s		6,3	5,2	6,0
Spannungsdifferenz 4 °	kN/m <sup>2</sup>	400	400	400
Steifemodul $E_s = 4\sigma/4s \cdot 100$	kN/m <sup>2</sup>	6350	7692	6670
Spez. Gewicht P	kg/dm <sup>3</sup>	2,45	2,52	2,55
Trockenmasse m <sub>d</sub>	kg	965	991	116
Volumen V	cim <sup>3</sup>	765,8	797,2	93,8
Porenanteil n		0,48	0,51	0,52
Wassergehalt (bez. auf m <sub>d</sub> )		0,35	0,34	0,30
Sättigungsgrad S <sub>r</sub>		0,91	0,83	0,72
Durchlässigkeitsbeiwert k <sub>e</sub> min	m/s	10 <sup>-6</sup>	-	-
Durchlässigkeitsbeiwert k <sub>f</sub> max	m/s	10 <sup>-4</sup>	-	-
Durchlässigkeitsbeiwert k <sub>f</sub> Ø	m/s	10 <sup>-5</sup>	-	-

Tab. 4 : Versuchsergebnisse – Spezifische Setzung, Steifemodul, Sättigungsgrad und Durchlässigkeitsbeiwert Unter den aufsummierten Setzungen ist im Teil 2 der Abb. 6 der auf die Fläche bezogene Abfluß aufgetragen. Die Größe "Volumen pro Fläche" wurde in Millimeter umgerechnet. Unterstellt man, daß das ausgedrückte Wasser mit einer Dichte von l,0 g/cm<sup>3</sup> in der Probe festgelegt war, so entspricht der aufsummierte Abfluß der auf die Einheitsfläche bezogenen Volumenreduktion infolge der Wasserabgabe.

Es ist deutlich erkennbar, daß die Wasserabgabe dem Verlauf der Setzungen folgt, die gesamte Setzung aber nicht durch die Abgabe von Konsolidationswasser erklärt werden kann, sondern auch Setzungen infolge einer Verdichtung der Abfälle (Kornumlagerung zu einer einer dichteren Packung und Zusammendrückung fester Einzelkörner) stattgefunden haben. Diese Setzungsanteile spielen besonders bei der Sofortsetzung eine Rolle, während die danach ablaufende Primärsetzung zu einem hohen Prozentsatz durch die Konsolidation der Proben bedingt ist.

Das erhebliche Ausmaß von reversiblen und damit elastischen Setzungsanteilen verdeutlicht die nachfolgende Tabelle 5. Hier sind für jeden Versuch die Gesamtsetzung bei der jeweils letzten Laststufe, die Höhe der Rückfederung und daraus resultierend der reversible Anteil an der Gesamtsetzung zusammengestellt.

Versuch	Gesamtsetzung [mm]	Rückfederung [mm]	reversibler Anteil der Gesamtsetzung [%]
120/1/1	156,6	30,3	19,3
120/2/1	157,2	21,2	13,5
60/1/1	74,8	4,8	6,4

Tab. 5 : Anteil der reversiblen Setzungsanteile an der Gesamtsetzung (jeweils letzte Laststufe, vollständige Entlastung)

Der reversible Setzungsanteil liegt danach zwischen 6,4 und 19,3%, bezogen auf die Gesamtsetzung. Die Rückfederung verlief bei allen Versuchen anfänglich – unmittelbar nach der Entlastung – sehr schnell, und ging dann ziemlich scharf in einen sehr flachen Verlauf über. Da das Ende dieser Entlastungsphase nicht bei allen Versuchen abgewartet wurde, können die obigen Zahlen nur als Hinweis auf die Größenordnung der zu reversiblen Setzungsanteile gewertet werden.

## 4.J.3 Druck - Setzungsdiagramm und Steifemoduli

In der Bodenmechanik wird – mindestens intervallweise – eine lineare Beziehung zwischen der Sofortsetzung plus der Konsolidierungssetzung in Abhängigkeit von der Druckspannung angenommen. Der Quotient aus Druckspannung und bezogener Setzung wird als Steifemodul E<sub>e</sub> bezeichnet. Der Steifemodul gilt nur bei behinderter Seitendehnung, wie sie bei den Ödometer - Versuchen vorliegt. Der Steifemodul wird aus der Darstellung der bezogenen (spezifischen) Setzung über der Druckspannung ermittelt. Da bei natürlichen Böden die Steifemoduli vom Druck abhängig sind, ist für jeden Steifemodul der zugehörige Druckspannungsbereich zu nennen.

In der Abb. 7 ist die auf die Ausgangshöhe der Proben bezogene Setzung über der Druckspannung dargestellt. Eingetragen wurde jeweils die am Ende einer Laststufe erreichte Gesamtsetzung. Die Ergebnisse der drei verschiedenen Versuche stimmen gut überein, das Setzungsverhalten der drei untersuchten Proben war außerordentlich ähnlich. Die Druck – Setzungskurvem verlaufen nahezu geradlinig und sind sowohl in ihrer absoluten Höhe als auch in der Steigung fast identisch.

Aus dem nahezu identischen Verlauf aller drei Kurven läßt sich der Schluß ziehen, daß trotz des verhältnismäßig inhomogenen Materials mit der gewählten Versuchseinrichtung eine gute Reproduzierbarkeit der Meßergebnisse möglich ist. Ferner wird dadurch die Vermutung bestätigt, daß die Technik der Lastaufbringung mit dem Nachspannen der Spannstähle keinen oder nur geringen Einfluß auf die absolute Höhe der Setzungen hat. Wenn die Nachspannhäufigkeit und Intervalldauer bei den hier durchgeführten Versuchen einen signifikanten Einfluß auf die Setzung einer Laststufe hätten, hätten die Abweichungen der Einzelwerte von der Druck - Setzungslinie deutlicher ausfallen müssen.

Der geradlinige Verlauf der Druck – Setzungsbeziehungen ist überraschend. Bei natürlichen Böden werden die Druck – Setzungskurven mit zunehmendem Druck gewöhnlich flacher. Dies resultiert aus den kleiner werdenden Setzungen bei weiteren Auflasterhöhungen, die sich aus der zunehmend geringer werdenden Verdichtbarkeit ergeben. Auch bei Abfällen wurden diese Funktionsverläufe beobachtet. Als Beispiel sei auf die Abb.3, Teill verwiesen, die die von **JESSBERGER**, **1990** gleichfalls in Großödometern gemessenen Druck – Setzungsbeziehungen wiedergibt. Auch **WIEMER**, **1982** stellte auf der Deponie Halver einen zunehmend flacheren Verlauf der Druck – Setzungsbeziehung fest.

Aus dem Umstand, daß bei den hier untersuchten Abfällen über einen weiten Druckspannungsbereich ein lineares Druck – Setzungsverhalten zu beobachten war, ist zu schließen, daß die Verdichtung des Materials infolge der Zusammendrückung der Einzelkomponenten und Kornumlagerungen noch nicht ihrem Grenzwert entgegenstrebte. Die im Vergleich zu natürlichen Böden abweichenden mechanischen Eigenschaften von Siedlungsabfällen deuten sich hier an. Auch die Wasserabgabe durch Konsolidierungsvorgänge war im untersuchten Druckbereich ohnehin noch weit von ihrem Endzustand entfernt, wie sich an den Wassergehalten nach dem Ausbau zeigte.

In der Tabelle 4 sind die spezifischen Endsetzungen bei einer Belastung von 800 kN/m<sup>2</sup> aufgetragen. Der Wert für den Versuch 60/1/1 wurde interpoliert. Die Endsetzungen liegen zwischen 18,6 und 19,5%. Der Mittelwert der 3 Versuche beträgt 18,9% der Ausgangshöhe. Da die Druck - Setzungsbeziehungen weitgehend linear sind und sehr gut übereinstimmen, kann das Setzungsverhalten bis auf 1000 kN/m<sup>2</sup> entsprechend einer Abfallüberdeckung von 80 m bei einer Ablagerungsdichte von 1,25 t/m<sup>3</sup> extrapoliert



Abb. 7: Druck - Setzungsdiagramm aller Versuche mit gerottetem Hausmüll

werden. Für homogenisierte, durchgerottete Abfälle, die mit einer Einbaudichte von I,5 t/m<sup>3</sup> eingebaut wurden, muß bei einer Auflast von 1000 kN/m<sup>2</sup> mit einer spezifischen Setzung von ca. 22% gerechnet werden.

Bei der Ermittlung der Steifemoduli sind die einzelnen Druckbereiche zu unterscheiden. Da der Druck – Setzungsverlauf im untersuchten Spannungsbereich im wesentlichen linear ist, kann unterschieden werden zwischen den Druckbereichen 0-100 und 100-1000 kN/m<sup>2</sup>. Da sich in den Anfangsbereichen die Einflüsse aus Vorbelastungen und Versuchsdurchführungen noch stärker auswirken, soll mit den Darstellungen in Abb. 7 für 3 Druckbereiche differenziert werden (Tab. 6):

Druckbereich [kN/m²]	Steifemodul [kN/m²]			
0 - 100	ca. 1.250			
0 - 200	ca. 2.000			
200 - 1000	ca. 6.500			

Tab. 6 : Steifemoduli des biologisch vorbehandelten Hausmülls – Mittelwerte aller Versuche

Zum Vergleich dieser Werte sollen die Ergebnisse von WIEMER, 1983 die auf Deponien gewonnen wurden, und die Laboruntersuchungen JESSBERGER, 1990 herangezogen werden. Bei dem Vergleich mit den Untersuchungen auf Deponien ist zu berücksichtigen, daß die Einbaudichte bei den hier beschriebenen Versuchen mit 1,5 t/m deutlich höher lag als bei den von WIEMER, 1983 untersuchten konventionell betriebenen Deponien, deren Ablagerungsdichten sich zwischen 0,60 und 0,84 t/m<sup>3</sup> bewegten. Ferner ist in Rechnung zu stellen, daß bei der Setzungsermittlung auf den Deponien auch Volumenreduktionen infolge biologischer Abbauprozesse erfaßt wurden. Allerdings kann dieser Anteil wegen der verhältnismäßig kurzen Beobachtungsdauer vermutlich gering veranschlagt werden.

WIEMER kam auf Steifemoduli zwischen 400 und 600  $kN/m^2$  bei einem Druck von 50  $kN/m^2$ . Auf einer Deponie konnte ein Wert von 1200  $kN/m^2$  bei einer Druckspannung von 200  $kN/m^2$  ermittelt werden. In den vergleichbaren Auflastbereichen wurden bei den hier beschriebenen Versuchen mit dem gerotteten Material Steifemoduli von 1250 (0 - 100  $kN/m^2$ ) bzw. 2000  $kN/m^2$  (0 - 200  $kN/m^2$ ) bestimmt. Näherungsweise wäre damit bei normalen Deponien ohne Abfallvorbehandlung bei halber Ablagerungsdichte im unteren Auflastbereich mit doppelt so hohen Setzungen zu rechnen.

Der Vergleich mit den von JESSBERGER, 1990 mitgeteilten Ergebnissen zeigt teilweise eine stärkere Übereinstimmung der Steifemodulgrößen (Abb.3, Teil 2). Zum direkten Vergleich müssen jedoch vorher die von JESSBERGER mitgeteilten Verformungsmoduli in Steifemoduli umgerechnet werden. Über die Querdehnungszahl von Hausmüll liegen allerdings keine Erfahrungen vor, sodaß man zur Umrechnung der Verformungsmoduli in Steifemoduli auf Abschätzungen angewiesen ist. Nimmt man die Querdehnungszahl für Hausmüll mit 0,25 an (Sand hat ein v = 0,3), so errechnet sich der Steifemodul zu 120% des Verformungsmoduls. Mit dieser Umrechnung sollen die nachfolgenden Vergleiche durchgeführt werden.

Im unteren Auflastbereich, der in den hier dargestellten Versuchen – bedingt durch die Fragestellung – weniger aufgelöst wurde, entsprechen die ermittelten Steifemoduli annähernd den von JESSBERGER beschriebenen Ergebnissen, wenngleich sie eindeutig im oberen Bereich des bisher vorliegenden Wertespektrums liegen. Oberhalb der Druckspannung von 200 kN/m<sup>2</sup> steigen die Steifemoduli bis zur Grenze der Untersuchungen bei 500 kN/m<sup>2</sup> nach JESSBERGER recht linear bis auf Endwerte zwischen 4200 und 6600 kN/m<sup>2</sup> an. Die Versuche mit dem gerotteten Material im Spannungsbereich von 200 - 1000 kN/m<sup>2</sup> ergaben dagegen einen konstanten Steifemodul von 6500 kN/m<sup>2</sup>. Der Verlauf der Druck – Steifemodul – Funktion bei den von JESSBERGER untersuchten Abfallstoffen ist bei höheren Druckspannungen noch nicht bestimmt worden. Weitere Vergleiche sind derzeit noch nicht möglich, da zusätzlich notwendige Informationen, insbesondere über die Einbaudichte sowie die Versuchseinstellung – Berücksichtigung von Konsolidationserscheinungen – nicht vorliegen.

Der Steifemodul von etwa 6500 kN/m<sup>2</sup> in dem Druckbereich von 200-1000 kN/m<sup>2</sup> entpricht in seiner Größe einem weichen Lehm oder einem halbfesten Ton. Zum Vergleich sind die Steifemoduli für einige Bodenarten in der Tabelle 7 wiedergegeben. Das Abfallmaterial ist somit auch ohne den Einfluß von biologischen Abbauvorgängen und trotz seiner ungewöhnlich hohen Einbaudichte als setzungsempfindlich zu bezeichnen.

Bodenart	St	eifemo (MN/	od m²	ul E <sub>s</sub>
Sand, locker, rund		20	_	50
Sand, locker, eckig		40	-	80
Sand, mitteldicht, rund		50	-	100
Sand, mitteldicht, eckig		80	-	150
Kies ohne Sand		100	-	200
Ton, halbfest		5	-	10
Ton, steif		2.5	-	5
Ton, weich		1	-	2.5
Geschiebemergel, fest		30	-	100
Lehm, halbfest		5	-	20
Lehm, weich		4	-	8
Schluff		3	-	10
Klei, org., tonarm, weich		2	-	5
Klei. org., tonreich, weich		0,5	-	3
Torf		0,4	-	1

Tab. 7 : Steifemoduli für einige Bodenarten (nach SIMONS, 1980)



120/1/1 : 91%

120/2/1 : 83 %

60/1/1 : 72%

Abb. 8: Druck - Aflußdiagramm aller Versuche mit gerottetem Hausmüll

-110-

## 4.J.4 Druck - Abfluß - Beziehung

Die Abb. 8 zeigt das infolge der Konsolidierungsvorgänge abgegebene Wasservolumen, gleichfalls in Abhängigkeit von der Laststufe. Die Abflußhöhe wurde auf die Probenhöhe normiert. Der Anstieg der Ausgleichsgeraden ist annähernd gleichartig, in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad (siehe Tab. 4) zeigen sich aber deutliche Unterschiede in der Höhe der abgegebenen Wasservolumina. Mit abnehmender Sättigung nimmt die Abgabe des Konsolidationswassers ab, wobei die Wasserabgabe bei der ersten Laststufe ausschlaggebend für die Gesamthöhe der Wasserabgabe ist. Der Verlauf der Setzungen und Wasserabgabe bei geringen Belastungen konnte mit der gewählten Versuchseinrichtung allerdings nicht erfaßt werden.

## 4.2 Zeit-Setzungsverhalten

m

In der Abb.9 ist exemplarisch eine Zeit-Setzungskurve (Versuch 120/1/1, Laststufe 400 kN/m<sup>2</sup>) mit logarithmischer Zeitachse aufgetragen. Der zeitliche Setzungsverlauf gehorcht den aus der Konsolidierungstheorie bekannten Zusammenhängen. Bei der Auftragung im logarithmischen Zeitmaßstab zeigt die Kurve der spezifischen Setzung den typischen, S-förmigen Verlauf (siehe Abb. 1, Teil 2). Bei beidseitiger Entwässerung einer Probe und gleichmäßiger Belastung wird der Konsolidierungsgrad (erreichte Setzung zum Zeitpunkt t in Vergleich zur Endsetzung bei  $t = \infty$ ) in Abhängigkeit von der Zeit beschrieben durch (siehe SiMONS, 1982):

$$u_{K} = I - \frac{8}{\pi^{2}} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{I}{(2n-1)^{2}} \cdot e^{-\left(\frac{(2n-1)}{2} \cdot \pi\right)^{2} \cdot t}$$
  
it  $u_{K}$  = Konsolidierungsgrad [-]  
 $t = Zeit$ 

Diese Gleichung gehorcht dem allgemeinen Funktionstyp

$$v = A - B \cdot e^{-C \cdot x}$$

Diese Funktion konnte für die Mehrzahl der untersuchten Laststufen gut an die beobachteten Setzungsverläufe angepaßt werden (**COLLINS/RAMKE, 1986**). Daß das zeitliche Setzungsverhalten dem Verlauf der Konsolidierungsvorgänge bei bindigen Böden entspricht, obwohl die untersuchten Abfallproben nicht wassergesättigt waren (siehe Tabelle 4), ist nach dem bisherigen Überlegungsstand darauf zurückzuführen, daß zwar nicht in der Gesamtprobe, wohl aber in den einzelnen Abfallaggregaten ein Porenwasserüberdruck aufgebaut wurde, und die einzelnen Aggregate unter Auflast langsam entwässerten.



Abb. 9: Zeit-Setzungskurve - Versuch 120/1/1 - Laststufe 400 kN/m<sup>2</sup>

- 112 -

Sekundärsetzungen (Kriecherscheinungen) können grundsätzlich durch einen Zusatzterm berücksichtigt werden :

$$y = A - B \cdot e^{-C \cdot x} + D \cdot \ln x$$

Hierdurch war teilweise eine bessere Erklärung der Funktionsverläufe, insbesondere zum Ende der Versuchsperioden, möglich. Wegen der Einflüsse des Nachspannverhaltens auf den Setzungsverlauf war eine Isolation des Anteils der Sekundärsetzungen aber nicht möglich. Hinsichtlich der weiteren Überlegungen zur Bestimmung der einzelnen Setzungsanteile sei auf COLLINS/RAMKE, 1986 verwiesen.

Ein Modellgesetz der Zeitsetzung, das für die unterschiedlichen Probenhöhen die Übertragung der im Experiment erhaltenen Konsolidierungszeiten auf die Natur erlaubt, konnte im Rahmen des o.g. Forschungsvorhabens nicht ermittelt werden, da hierzu noch mindestens ein weiteres Ödometer mit einer anderen Probenhöhe hätte betrieben werden müssen.

## 4.3 Schlußfolgerungen

## 4.3.1 Bedeutung von Konsolidierungsvorgängen

Der Anteil von Konsolidierungsvorgängen an den Setzungsvorgängen bei Siedlungsabfalldeponien wurde in den durchgeführten Versuchen durch mehrere Beobachtungen deutlich :

- Die Wasserabgabe infolge der Konsolidierungsvorgänge entsprach dem Setzungsverlauf, wobei aber nicht die gesamte Setzung durch die Abgabe von Konsolidationswasser erklärt werden konnte (Teilsättigung der untersuchten Abfälle).
- Das zeitliche Setzungsverhalten der Abfallproben glich dem Verlauf der Konsolidierungsvorgänge bei bindigen Böden.
- Die Höhe des abgegebenen Konsolidationswassers ist neben der Auflast unmittelbar abhängig vom Sättigungsgrad der Abfallproben.

Neben den Setzungen durch Verdichtungsvorgänge sowie den Sackungen infolge des biologischen Abbaues von organischen Bestandteilen sind deshalb bei Betrachtungen zum Setzungsverhalten von Deponien die Setzungen infolge von Konsolidierung zu berücksichtigen.

## 4.3.2 Übertragbarkeit auf Großdeponien

Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind derzeit nur schwer auf Betriebsdeponien zu übertragen. Dies gilt grundsätzlich für alle Siedlungsabfalldeponien, da sich die Einbaubedingungen im Versuch mit der gewählten hohen Dichte von den Einbaubedingungen auf Betriebsdeponien noch unterscheiden und bisher keine Beziehung zwischen Einbaudichte und Steifemodul aufgestellt werden konnte. Eine Übertragung insbesondere auf konventionelle Deponien ohne Abfallvorbehandlung ist nicht möglich, da hier neben den Verdichtungs- und Konsolidierungsvorgängen noch biologische Abbauprozesse ablaufen, die die Materialeigenschaften und -strukturen fortlaufend verändern. Hierdurch kommt es nicht nur zu Nachsackungen infolge des Materialverlustes, sondern auch zu Setzungen durch eine Verminderung der mechanischen Festigkeit tragender Strukturen, die hier nicht untersucht wurden.

# 4.3.3 Offene Fragen

Die geschilderten Druck - Setzungsversuche sind noch um weitere Versuchsvarianten zu ergänzen, bevor das Druck - Setzungsverhalten biologisch abgebauter Siedlungsabfälle weitgehend beschrieben werden kann :

- Variation der Zusammensetzung der Siedlungsabfälle (Materialeinfluss)
- Variation des Abbaugrades (Rottedauer, zeitliche Veränderung der Materialeigenschaften)
- Variation der Einbaudichten und Wassergehalte (Steifemoduli, Konsolidierungsanteil)
- Variation der Probenhöhen (Modellgesetz des Zeit - Setzungsverhaltens)

Mit der gewählten Versuchseinrichtung sind diese Untersuchungen zum Setzungsverhalten von Siedlungsabfällen reproduzierbar möglich. Zur sicheren Übertragung der Ergebnisse in die Praxis ist aber über die oben genannten Versuchsvarianten hinaus der Vergleich der Laborergebnisse mit Felduntersuchungen erforderlich, um weitere Einflüsse auf den Setzungsverlauf von Deponien zu erfassen.

## 5. Zusammenfassung

Am Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig wurden im Rahmen eines Forschungsvorhabens Versuche zum Setzungsverhalten von biologisch vorbehandeltem – gerottetem – Hausmüll durchgeführt (COLLINS/RAMKE, 1986). Untersucht wurde Hausmüll, der 9 Monate lang in Tafelmieten nach dem Kaminzugverfahren gerottet worden war.

Die Versuche wurden in Großödometern durchgeführt, deren Wandreibung durch eine Innenauskleidung mit doppelt liegender Teflonfolie stark herabgesetzt worden war. Hierdurch war bei einem Durchmesser bis zu 1,20 m eine Probenhöhe von 0,80 m möglich. Die aufgebrachten Druckspannungen betrugen bis zu 1000 kN/m<sup>2</sup>.

Die durchgeführten Untersuchungen zeigten, daß mit der Versuchseinrichtung reproduzierbare Ergebnisse erzielt werden konnten. Bei einer Einbaudichte der Abfälle von 1,5 t/m<sup>3</sup> betrug die spezifische Gesamtseztung für eine Auflast von 1000 kN/m<sup>2</sup> ca. 22%. Der Steifemodul wurde im oberen Auflastbereich mit etwa 6.500 kN/m<sup>2</sup> bestimmt.

Konsolidierungsvorgänge hatten einen erheblichen Anteil an der Gesamtsetzung. Dies zeigte sich dadurch, daß die Wasserabgabe infolge der Konsolidierungsvorgänge dem Setzungsverlauf entsprach, wobei aber nicht die gesamte Setzung durch die Abgabe von Konsolidationswasser erklärt werden konnte (Teilsättigung der untersuchten Abfälle). Auch das zeitliche Setzungsverhalten der Abfallproben glich dem Verlauf der Konsolidierungsvorgänge bei bindigen Böden.

Eine Übertragung der Laborergebnisse auf Großdeponien erfordert die Untersuchung von Abfallproben mit anderen Einbaudichten, da die Ablagerungsdichten der Abfälle auf Deponien derzeit noch geringer sind als grundsätzlich möglich und hier im Labor untersucht. Die Erarbeitung eines Modellgesetzes zum Zeit – Setzungsverhalten analog der Konsolidierungstheorie wird nötig, wenn der zeitliche Setzungsverlauf bestimmt werden soll. Die Eignung von Großödometern für diese Untersuchungen des Setzungsverhaltens von Siedlungsabfällen wurde hier demonstriert.

## Anschrift des Verfassers :

Dr.-Ing. Hans-Günter Ramke Consulting Engineers Salzgitter GmbH Eisenhüttenstraße 99 W-3320 Salzgitter 41

## Literaturverzeichnis

- Collins, H.-J., 1987 : Verformungsmessungen an und in Deponien Möglichkeiten der Überwachung und Kontrolle von Deponien und Altablagerungen, Fachtagung Veröffentlichungen des Zentrums für Abfallforschung, Heft 2 Technische Universität Braunschweig
- Collins, H.-J.; Stein, W.; Haschemi, H.; Ramke, H.-G.; Spillmann, P., 1986 : Hausmülldeponie Schwäbisch Hall – Homogenisierung und Verrottung des Mülls, Optimierung Phase II, Forschungsbericht Bundesminister für Forschung und Technologie, FKZ 143 02 16
- Collins, H.-J.; Ramke, H.-G., 1986 : Einfluß der Entwässerung (Setzung) auf die Nutzungsdauer von Deponien gemischter Abfälle, Forschungsbericht Niedersächsischer Minister für Wissenschaft und Kunst, Aktenzeichen 2091-BV 4e 26/81
- Collins, H.-J.; Spillmann, P., 1990 : Lagerungsdichte und Sickerwasser einer Modelldeponie von selektiertem Hausmüll Müll und Abfall, Heft 6

DIN 4019 (Blatt I) : Baugrund / Setzungsberechnung bei lotrechter, mittiger Belastung

- Gertloff, K.-H., 1990 : Setzungsmessungen an Deponien Methoden und Möglichkeiten Müll und Abfall, Heft 4
- Hardt, I., 1981 : Geodätische Verfahren zur Bestimmung von Horizontal und Vertikalverschiebungen an Deponien Verlängerung der Nutzungsdauer von Deponien, Fachtagung Abfallwirtschaft an der TU Berlin, Band 8
- Huitric, R., 1981 : Setzungsverhalten von Deponien Verlängerung der Nutzungsdauer von Deponien, Fachtagung Abfallwirtschaft an der TU Berlin, Band 8
- Jäger, B.; Stadelmann, H.-J.; Wiemer, K., 1982 : Ermittlung der Ablagerungsdichte von kommunalen Abfällen in Deponien Forschungsbericht 103 02 204 UBA - FB 80 - 086 Texte 7/82, Umweltbundesamt Berlin
- Jager, J., 1983 : Sicherung der Nutzung abgeschlossener Deponien, Forschungsbericht BMFT, Technologische Forschung und Entwicklung

- Jessberger, H.-L., 1990 : Stoffeigenschaften von Abfall im Hinblick auf Standsicherheitsuntersuchungen an Abfalldeponien Neuzeitliche Deponietechnik, 2. Bochumer Deponieseminar A.A.Balkema, Rotterdam
- Jourdan, B.; Spillmann, P.; Münz, H.; Britzius, E.; Stritzke, J.; Koch, H.; Holch, G.; Rothmund, A., 1982 : Hausmülldeponie Schwäbisch Hall – Homogenisierung und Verrottung des Mülls vor der Ablagerung, Forschungsbericht Bundesminister für Forschung und Technologie, Bericht T 82–180
- Ramke, H.-G., 1991 : Vorteile der Restmüll Aufbereitung für das Entwässerungssystem Aufbereitung fester Siedlungsabfälle vor der Deponierung, Fachtagung Veröffentlichungen des Zentrums für Abfallforschung, Heft 6 Technische Universität Braunschweig
- Rettenberger, G., 1989 : Setzungsberechnungen für Hausmülldeponien in Zusammenhang mit der Planung von Deponieoberflächen – Abdichtungssystemen und Entgasungsanlagen Fortschritte der Deponietechnik 1986, Fachtagung Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 30 Erich Schmidt Verlag, Berlin
- Simons, H., 1980 : Studienunterlagen zum Grundfachstudium Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig
- Simons, H., 1982 : Studienunterlagen zum Vertiefungsstudium Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig
- Spillmann, P., 1985 : Senkung der organischen Sickerwasserbelastung durch Nutzung aerober Abbauvorgänge Sickerwasser aus Mülldeponien – Einflüsse und Behandlung, Fachtagung Veröffentlichungen des Instituts für Stadtbauwesen, Heft 39 Technische Universität Braunschweig
- Spillmann, P., 1990 : Abschätzung des Deponieverhaltens bei der Ablagerung von Restmüll aus Wertstoffgewinnungs- und Biomüllkompostierungsanlagen Fortschritte der Deponietechnik 1990, Fachtagung Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 36 Erich Schmidt Verlag, Berlin
- Spillmann, P.; Collins, H.-J., 1981: Das Kaminzug Verfahren Forum Städte - Hygiene, Heft Januar/Februar
- Spillmann, P.; Collins, H.-J., 1982 : Die Verdoppelung der Nutzungsdauer kommunaler Abfalldeponien durch einfache Vorbehandlung der Abfälle Müll und Abfall, Heft I

- Tabasaran, O.; Rettenberger, G., 1984 : Möglichkeiten zur Ermittlung des Gaspotentials Deponiegasnutzung – Dokumentation einer Fachtagung BMFT, Umweltbundesamt – Projektstab "Feste Abfallstoffe", Berlin
- Wiemer, K., 1978 : Untersuchungen zur Ablagerungsdichte und zum Setzungsverhalten geordneter Deponien Aktuelle Probleme der Deponietechnik, Fachtagung Abfallwirtschaft an der TU Berlin, Band 3
- Wiemer, K., 1981 : Die Lagerungsdichte von Abfällen in Deponien Verlängerung der Nutzungsdauer von Deponien, Fachtagung Abfallwirtschaft an der TU Berlin, Band 8
- Wiemer, K., 1982 : Qualitative und quantitative Kriterien zur Bestimmung der Dichte von Abfällen in geordneten Deponien, Dissertation Abfallwirtschaft an der TU Berlin

Wiemer, K., 1983 : Die Ablagerungsdichte von Abfällen und Setzungen von Deponien Müll-Handbuch, Loseblattsammlung Erich Schmidt Verlag, Berlin

# AUSWIRKUNGEN VON WASSER- UND GASANFALL AUF DIE STANDSICHERHEIT VON RESTMÜLLDEPONIEN

P. Spillmann

#### ZUSAMMENFASSUNG

Durch Recyclingmaßnahmen werden dem Abfall Minerale hoher Dichte entzogen. Der verbleibende leichte Restmüll kann auch ohne Bildung völlig dichter Sperrschichten unter Auftrieb geraten und die Halde die Standsicherheit verlieren, wenn in der sauren Phase durch Inkrustationen die Poren verengt werden und dann im wassergesättigten Abfall eine intensive Gasproduktion einsetzt. Als Gegenmaßnahme wird vorgeschlagen, nicht nur die Basis, sondern auch den Deponiekörper zu entwässern und durch biochemische Vorbehandlung die saure Anfangsphase sicher auszuschließen.

## 1. PROBLEMATIK

Moderne Abfalldeponien werden als Halden konstruiert, um einen Grundwassereinstau sicher zu vermeiden und das Sickerwasser allein durch Schwerkraft ableiten zu können. Da geeignete Deponiestandorte schwer zu finden sind, wird angestrebt, im Rahmen des landschaftlich vertretbaren Umfanges ein möglichst großes Deponievolumen zu erzielen, also eine hohe Halde mit steilen Flanken zu errichten. Eine Deponie ist damit auch konstruktiv ein Ingenieurbauwerk, von dem Gefahr ausgeht, wenn es fachlich mangelhaft ausgeführt wird. Die Anlage ist deshalb nach den anerkannten "Regeln der Baukunst" - im Zweifelsfall auf der sicheren Seite - zu konstruieren und zu bemessen.

Aus Erfahrung ist bekannt, daβ auch in Abfallhalden Stauwasser auftreten kann. Die Lastfälle "Auftrieb" und "Strömungsdruck" sind deshalb wichtige Kriterien zur Beurteilung der Standsicherheit. Die folgende Abschätzung soll zeigen, welchen erheblichen Einfluβ dieser Vorgang auf die Standsicherheit künftiger Halden aus "Restmüll" der Siedlungsabfälle hat und dazu beitragen, eingehende Untersuchungen dieses Phänomens zu veranlassen. Sie erhebt nicht den Anspruch, bereits ein zuverlässiges Kriterium zur Bemessung der Halden zu liefern.

## 2. ZUSAMMENSETZUNG UND DICHTE DER ABFALLBESTANDTEILE OHNE POREN

Der Begriff "Abfall" bezeichnet bewegliche Sachen, deren sich jemand entledigen will und deren gesondere Beseitigung zum Wohle der Allgemeinheit geboten ist. Er ist ein juristischer Sammelbegriff, der noch keine Aussage über die Eigenschaften der Stoffe macht. In der folgenden Abschätzung sind diejenigen Stoffe gemeint, die nach einem weitgehenden Recycling aus Siedlungen anfallen (Reste nach Kompostierung des organischen Abfalls, getrennte Sammlung der Sekundärrohstoffe, Klärschlammverwertung nach dessen Schadstoffentfrachtung durch Einleiterüberwachung).



\*nicht sortierbares Papier, Kehricht, Einwegwindeln, Küchenmüll

Abb. 1: Zusammensetzung der Restmüll-Trockenmasse nach Wertstoffrecycling und Biomüll-Kompostierung, Beispiel Stadt Wolfsburg

Geht man vom gegenwärtig bestmöglichen Recycling aus, erhält man für Abfälle aus Haushaltungen etwa die Restabfallzusammensetzung nach Abb. 1. Sie unterscheidet sich nicht grundsätzlich vom häuslichen Gesamtabfall (ohne Gartenabfälle), da im Prinzip von jeder Fraktion das zum Recycling ungeeignete zurückbleibt. Nur der Anteil schwerer Minerale sinkt (vernachlässigbar wenig Glas mit  $\varphi = 2,6 \text{ t/m}^3$  und wenig Blech mit  $\varphi = 7,9 \text{ t/m}^3$ ). Die mittlere Korndichte beträgt deshalb nur ca. 1,4 bis 1,5 t/m<sup>3</sup> (SPILLMANN, 1989, Kap. 8.4.3). Vor Einführung der getrennten Sammlung erreichte ein ländlicher Hausmüll noch eine mittlere Korndichte von ca. 1,9 t/m<sup>3</sup> (SPILLMANN, 1989, Kap. 8.4.2.2.2).

Der hausmüllähnliche Gewerbemüll ist in weit größerem Umfang definiert zerlegbar und getrennt nutzbar (Abb. 2). Der verbleibende Rest gleicht etwa dem Rest des Hausmülls.



☐ Glas ■ Papier u. Pappe ■ Metalle ■ Plastik aufbereitb.Bauschutt Minerale Holz Rest

Abb. 2: Definierte Zerlegung von Sperr- und Gewerbeabfall, Beispiel Landkreis Hannover

Einen besonders großen Einfluß auf die mittlere Abfalldichte einer Deponie haben Erdaushub und Bauabfälle. Deren Minerale sind ohne Poren mit ca. 2,6 t/m<sup>3</sup> anzusetzen. Vor einer weitgehenden Abfalltrennung erreichte diese Fraktion in einigen Deponien mehr als die Hälfte der abgelagerten Massen (WIEMER, K. 1982; KNOP, 1986). Auch der Feststoff abgelagerter Schlämme erreicht je nach Mineralisierungsgrad und Zusatzmittel ca. 1,8 bis 2,0 t/m<sup>3</sup> (ALYANAK et.al., 1981). Die mittlere Dichte der Abfälle ohne Poren nimmt also durch Recycling und Abtrennung mineralischer Abfälle deutlich ab.

#### 3. GEWICHTSKRÄFTE DER ABGELAGERTEN ABFÄLLE

In Deponien wurden vor Einführung des Recyclings ca. 0,4 bis 0,6 t TS/m<sup>3</sup> ( $\stackrel{\frown}{=}$  0,55 bis 0,85 t/m<sup>3</sup> feucht) Siedlungsabfalltrockensubstanz abgelagert (SPILLMANN, 1989). Davon wurden wenigstens ca. 10 - 15 Gew.-% biochemisch abgebaut, so daß tatsächlich ca. 0,35 - 0,53 t TS/m<sup>3</sup> trocken abgelagert wurden. Die porenfreie Dichte erhöhte sich dadurch auf ca. 2,1 t/m<sup>3</sup>. Nach Wassersättigung sind in diesem Abfall ca. 40 - 50 Gew.-% Wasser enthalten (SPILLMANN [Hrsg.], 1985, Abb. 22), so daß die mittlere Dichte des feuchten Abfalls dieser Deponien z. Z. ca. 0,6 - 1,1 t/m<sup>3</sup> beträgt. Unter Auftrieb sind davon noch ca. 0,2 bis 0,3 t/m<sup>3</sup> reibungswirksam. In Halden derart hohlraumreicher Abfälle ist allerdings ein Wassereinstau selten, weil vor allem in den groben Ablagerungen aus Sperr- und Gewerbeabfall das Sickerwasser leicht abfließen kann.

Setzt man für Boden und Bauschutt in erster Näherung den Mittelwert für Sand und Geröll an, so sind über Wasser ca.1,8 t/m<sup>3</sup> und unter Wasser ca. 1,0 t/m<sup>3</sup> als reibungserzeugende Masse anzusetzen (Empfehlung E 9, Arbeitsausschuß Ufereinfassungen). Enthält eine Deponie ca. 50 Gew.-% Mineralanteile dieser Art, beträgt deren reibungswirksame Dichte ohne Auftrieb

min.  $\beta = 2 \times 0,6/3 + \times 1,8/3 = 1,0 \text{ t/m}^3$ max.  $\beta = 2 \times 1,1/3 + \times 1,8/3 = 1,3 \text{ t/m}^3$  und unter Auftrieb noch

min.  $Q = 2 \ge 0.2/3 + 1.0/3 = 0.47 \ge 0.5 t/m^3$ max.  $Q = 2 \ge 0.3/3 + 1.0/3 = 0.53 \ge 0.5 t/m^3$ 

Die Trockensubstanz des Restabfalls wird noch bis zu 10 Gew.-% durch biochemischen Abbau verringert (SPILLMANN, 1989). Die mittlere porenfreie Trockendichte erhöht sich dadurch von ca. 1,4 t/m<sup>3</sup> auf ca. 1,5 t/m<sup>3</sup>, von denen nach sorgfältigem Dünnschichteinbau ca. 0,6 t je 1 m<sup>3</sup> Deponievolumen abgelagert werden können (s. Abb. 3).



im verdichtetem Restabfall aus Siedlungen

Mit einer speicherbaren Feuchte von ca. 40 - 50 Gew.-% (bezogen auf die feuchte Probe) wirken mindestens ca. 1,0 t/m<sup>3</sup> und maximal ca. 1,2 t/m<sup>3</sup> als Dichte des feuchten Abfalls. Unter Auftrieb sind aber nur noch ca. 0,2 t/m<sup>3</sup> reibungswirksam. Vergleicht man die aus den Dichten resultierenden reibungswirksamen Gewichtskräfte in Tab. 1, so ist zu erkennen, daß die Wahrscheinlichkeit eines Auftriebs im Restmüll mit der Itensität des z.Z. üblichen Recyclings zunimmt. Die Poren nehmen ab (hohe Trockendichte) und die reibungswirksamen Kräfte sinken unter Auftrieb um mehr als die Hälfte alter Deponien mit Boden und Bauschutt.

Deponietyp	Gewichtskräfte je 1 m³ Deponievolumen				
	trocken	wasserge- gesättigt	Auftrieb ohne Gasdruck		
	kN/m³	kN/m³	kN/m³		
Gesamtmüll	and the second	1 Constant			
ohne Boden und					
Bauschutt	3,5 - 5,5	6 - 11	2 - 3		
Gesamtmüll mit					
50 Gew% Boden					
und Bauschutt	7 - 9	10 - 13	ca. 5		
Restmüll	6	10 - 12	ca. 2		

Tab. 1: Reibungswirksame Gewichtskräfte in Deponien ohne Klärschlamm je 1 m<sup>3</sup> Deponievolumen

#### 4. ENTSTEHUNG UND WIRKUNG DES AUFTRIEBS

In dem vom BMFT geförderten Forschungsvorhaben "Untersuchung zur Funktionsfähigkeit von Entwässerungsschichten in Deponieabdichtungssystemen" (RAMKE u. BRUNE, 1990) wurde von Ramke in Betriebsdeponien und reproduzierbar im Labor nachgewiesen, daß mit Ausnahme der Rotte-Deponie Schwäbisch-Hall in allen untersuchten Deponien in großem Umfang mineralische, betonähnliche Inkrustationen auftreten (s. Abb. 4).



Abb. 4: Betonähnliche Inkrustation einer Deponie-Entwässe rungsschicht unter streng anaeroben Bedingungen

BRUNE wies im gleichen Vorhaben nach, daß diese Ausscheidungen aus gelösten Kalk- und Eisenverbindungen vornehmlich aus der sauren Abbauphase stammen, in der unter streng anaeroben Bedingungen infolge bakterieller Abbautätigkeit ein pH-Sprung am Bakterium auftritt, der zur mineralischen Ausfällung führt (s. Abb. 5).





Abb. 5: EDX-Anaklyse von inkrustiertem Dränmaterial Punktanalyse bei 5000-facher REM-Vergröβerung

Signalstärke

Dieser Vorgang ist nicht auf die Entwässerungsschichten und -rohre beschränkt, sondern ist an jeder Stelle im Deponiekörper zu erwarten, in der die organischen Säuren aus der Hydrolyse zu Methan und Kohlendioxid weiter abgebaut werden. Die Rohre lassen sich freispülen, die Entwässerungsschichten und vor allem der Abfall selbst nicht. Die Bildung einer vollständigen Sperrschicht ist aus diesen Vorgängen nach gegenwärtiger Kenntnis in der Regel zwar nicht zu erwarten, aber mit z.Z. üblicher Deponietechnik werden die anfangs vorhandenen Entwässerungswege vor allem während der sauren Phase irreversibel eingeschränkt. Diese Aussage gilt auch für bauschuttfreien Restmüll, da dessen Sickerwasser ebenfalls in der sauren Phase noch genügend Stoffe zur Inkrustation enthält (COLLINS und SPILLMANN, 1990).

Die Bildung abflußhemmender Inkrustationen erzeugt nicht zeitgleich einen Einstau im schlammfreien Restabfall, weil dessen Speicherkapazität z.Z. der Anlieferung bei weitem nicht erschöpft ist. Der Restabfall im Beispiel Abb. 1 enthielt z.Z. der Anlieferung ca. 20 Gew.-% Wasser in der feuchten Probe bzw. 0,25 t Wasser je 1 t Abfall-Trockensubstanz. Das entspricht einer freien Speicherkapazität von ca. 0,4 - 0,7 t Wasser je 1 t Abfall-Trockensubstanz. Werden 0,6 t Abfall-Trockensubstanz in 1 m<sup>3</sup> Deponievolumen abgelagert, kann 1 m<sup>3</sup> Deponievolumen 0,24 - 0,42 t Sickerwasser speichern. Das sind insgesamt noch ca. 0,5 - 0,7 t gespeichertes Wasser je 1 m<sup>3</sup> Deponievolumen, das nach Abb.3 ca. 45 - 60 Vol.-% einnimmt. Nach Sättigung der Wasser-Speicherkapazität enthalten nur noch ca. 0 - 15 Vol.-\* des Deponiekörpers Gas.

Der Verlauf der Speichersättigung hängt von der klimatischen Wasserbilanz ab und der Aufbaugeschwindigkeit der Deponie. Nur ca. 20 mm eines Niederschlagsereignisses werden maximal in der folgenden Trockenperiode verdunstet, der übrige Niederschlag versickert in der Betriebsfläche oder in unbewachsenen Zwischenabdeckungen aus Boden. Ca. 10 % des Niederschlages flieβen fortlaufend ab, bevor die Speicherkapazität gesättigt ist. Die Differenz wird bis zur Sättigung gespeichert (Einzelheiten s. SPILLMANN, 1988).

Die mineralischen Ausfällungen während der sauren Phase des Abbaues fallen zeitlich mit der Speicherperiode zusammen, so daß die Verengung von Sickerquerschnitten sich nicht als Einstau bemerkbar macht. Mit zunehmendem Alter und zunehmender Feuchte verbessern sich die Bedingungen für die Methangasproduktion. Das Gas baut Druckdifferenzen auf, wenn das Wasser die Strömungsquerschnitte weitgehend eingenommen hat (nur 0 - 15 Vol.-% freier Gasraum bei Wassersättigung) und der Wasserabfluß behindert wird - z.B. durch Inkrustationen. Durch intensive Gasentwicklung können die Menisken an den Engstellen vollständig entlastet werden, so daß die Abfälle einschließlich der Gasblasen unter Auftrieb geraten. In welchem Unfang das möglich ist und welche Gegenmaßnahmen getroffen werden könnten, kann aus der Abfallsortieranalyse, Abb. 1, abgeleitet werden.

Nach der Sortieranalyse, Abb. 1, bestehen ca. 50 Gew.-% der Abfalltrockensubstanz aus flächig ausgedehnten Materialien wie kleinformatige Kunststoffverpackungsfolien (großformatige sind im Recycling) von 0,1 - 0,3 mm Dicke und Karton-Verbundverpackungen (ca. 0,5 mm Wanddicke), die durch den Verdichtungsvorgang waagerecht ausgerichtet werden und wie ein lückenhaftes Ziegeldach wirken. Die Flächenwirkung dieser Elemente in 1 m<sup>3</sup> Deponievolumen läßt sich aus deren Massenanteil an 0,6 t Abfall/1 m<sup>3</sup> Volumen abschätzen. Dabei ist zu beachten, daß diese Verpackungen als Behälter und Tüten mindestens doppelt liegen.

Folienfläche (meist PE,  $c = ca. 1, 0 t/m^3$ ): FFolie = 0,6 t x 0,15/1,0 t/m<sup>3</sup> x 0,0002 m x 2 = 225 m<sup>2</sup>

Kartonverbund (Pappe,  $\varphi$  = ca. 1,5 t/m<sup>3</sup>):  $F_{Kerton} = 0.6 t \times 0.34/1.5 t/m^3 \times 0.0005 m \times 2 = 136 m^2$ 

Freilflächen in 1 m<sup>3</sup> Deponievolumen: 361 m<sup>2</sup>

Wären die Teilflächen zu jeweils 1 m<sup>2</sup> ohne Überdeckung geordnet, entstünden in 1 m<sup>3</sup> Deponievolumen im Abstand von ca. 3 mm durchgehende Flächen. Nimmt man aus der Anschauung an, daß ca. 50 % der Teilflächen durch Faltenbildung nicht waagerecht ausgesichtet sind oder durch Überdeckungen nicht wirksam sind, so ergibt der Aufriß in Schichtenabständen von nur 6 mm eine vollständige Bedeckung der Grundfläche. Selbst wenn entgegen der Anschauung nur 30 % der Teilflächen als waagerechte Sperrflächen wirksam wären, ergäben die Teilflächen im Aufriß in Schichtenabständen von nur 1 cm deckende Flächen.

Die Zwischenräume der Teilflächen enthalten Material mit geringen Kapillarkräften, die etwa grobem Sand entsprechen (Beweis: gleich niedrige Verdunstung wie von einer Sandabdeckung; SPILLMANN, [Hrsg.] 1986). Das entspricht überwiegend kapillaren Äquivalentdurchmessern von 0,5 - 5 mm und kapillaren Steighöhen von ca. 0,5 - 5 cm. Diese geringen Kapillarkräfte reichen aus, dem statischen Druck des auf den Teilflächen gestauten Wassers das Gleichgewicht zu halten. Diese Abschätzung stimmt mit der Messung der Speicherkapazität überein.

Werden die Querschnitte der Zwischenräume noch durch Ausfällungen verengt, müssen die unter den Teilflächen aufgefangenen Gasblasen zunächst die Membrankräfte der Menisken aufheben, bevor sie abfließen können. Damit gerät der Abfall unter Auftrieb. Werden unter den Teilflächen insgesamt nur ca. 1 mm dicke Gasblasen aufgefangen, die den Menisken das Gleichgewicht halten, entstehen weitere 3,61 kN Auftrieb je 1 m<sup>3</sup> Deponievolumen, also 1,6 kN/m3 mehr Auftrieb, als der Abfall Gewichtskraft ausübt. Sind nur 50 % der Teilflächen auftriebswirksam, entstehen mit nur 1 mm dicken Gasblasen noch immer 1,8  $\approx$  2,0 kN/m<sup>3</sup> Auftrieb, die die Gewichtskraft des Abfalls von 0,2 kN/m3 aufheben. Restmüll kann danach allein durch ein ungünstiges Zusammentreffen von Wasserspeicherung, Gasproduktion und Abflußwiderstand so weit unter Auftrieb qeraten, daß die reibungswirksamen Gewichtskräfte zu Null werden. Sperrschichten sind zum Aufbau eines statisch entlastenden Wasserdrucks nicht erforderlich und der Betreiber wird unter diesen Bedingungen nicht durch einen freien, langsam ansteigenden Wasserspiegel gewarnt.

#### 5. MABNAHMEN ZUR SICHERUNG DER STANDSICHERHEIT GEGEN AUFTRIEB

Ein Material, dessen reibungswirksame Gewichtskräfte unter Auftrieb zu Null werden, ist als Halde nur standsicher, wenn dieser Lastfall ausgeschlossen werden kann. Da zum Restmüll der Auftrieb auch ohne dichte Sperrschichten allein durch intensive Gasentwicklung kurzfristig im wassergesättigten Abfall entstehen kann, reicht dazu die Gewähr der Funktionstüchtigkeit einer Basisentwässerung nicht aus. Der Deponiekörper selbst muß strömungstechnisch so konstruiert werden, daß statischer Wasserdruck und schädliche Strömungsdrücke nicht entstehen können und die Fußpunkte der Böschungen durch mineralische Auflasten auch im Falle eines Auftriebes ausreichend reibungswirksame Gewichtskräfte erzeugen.

In Abb. 6 ist ein Konstruktionsvorschlag angegeben:

- die Basisentwässerung wird durch Entwässerungsschlitze mit stauchbaren Füllungen durch den Abfallkörper hindurch nach oben fortgeführt, in Höhe der Betriebsfläche verschlossen und an die Entgasung angeschlossen,
- Zwischenentwässerungen (Schichten oder enge Rigolen) begrenzen den statisch maximal möglichen Wasserstand,
- durchlässige, mineralische Schichten belasten den Fuβ der Böschung,
- vor der Ablagerung wird der Abfall mindestens so weit biochemisch abgelagert, daβ die saure Phase vermieden wird.



Diese Konstruktion nutzt aus, daß die waagerechte Ausrichtung der flächigen Abfälle zwar die Vertikalströmungen wesentlich hemmt, die waagerechtn dafür aber wesentlich verbessert. Wird an die Vertikalentwässerung ein ausreichend hoher Unterdruck angelegt, fließen Wasser und Gas zu den Schlitzen ab, ohne die Menisken zu entlasten. Die dabei entstehenden Strömungsdrücke heben sich nahezu auf. Im groben Material der Schlitze trennen sich Gas und Wasser. Die Schlitzentwässerung ist kontrollierbar und reparierbar. Die waagerechten Zwischenentwässerungen gewährleisten, daß der statische Wasserdruck in jeder Zone nicht höher steigen kann, als die Abfallschicht dick ist, solange in den Poren der Zwischenentwässerung ein statischer Wasserdruck sich nicht aufbauen kann. Das in einer Schicht möglicherweise lokal Auftrieb erzeugende Wasser wirkt über die waagerechte Entwässerungsschicht als reibungserzeugende Gewichtskraft auf die darunterliegende Abfallschicht. Die Basis der mineralischen Fußauflasten kann kontrollierbar und reparierbar stauwasserfrei gehalten werden.

Die technischen Maßnahmen sind weitghend wirkungslos, wenn die Entwässerungssysteme in einer lang anhaltenden sauren Phase inkrustiert werden. Dieser Vorgang wird wesentlich reduziert, wenn durch biochemische Vorbehandlung sofort nach der Verdichtung die stabile Methanphase erreicht wird. Nach dem Stand der Technik sind dazu ca. 3 Monate aerober biochemischer Abbau ausreichend (SPILLMANN, 1985). Wird der Abfall vor der Verdichtung weitgehend biochemisch abgebaut (z.B. ca. 8 Monate Rotte), nimmt die mögliche Gasproduktion um ca. 90 % ab (JOURDAN et. al., 1982). Inkrustationen wurden nach so weitgehendem Abbau nicht beobachtet (RAMKE u. BRUNE, 1990).

#### LITERATUR

ALYANAK, J., G. C. W. GAY, K. F. HENKE, G. RETTENBERGER, O. TABASARAN (1981): Schlammkennwerte. - In: Gay, G. C. W., K. F. Henke, G. Rettenberger und O. Tabasaran (1981): Standsicherheit von Deponien für Hausmüll und Klärschlamm. - Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft, 14; Erich Schmidt Verlag, Bielefeld, ISBN 3-503-01399-7

ARBEITSAUSSCHUβ "UFEREINFASSUNGEN" (1985): Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen". - 4. Aufl. (EAU 1985), Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin, München, Düsseldorf

COLLINS, H.-J. u. P. SPILLMANN (1990): Lagerungsdichte und Sickerwasser einer Modelldeponie von selektiertem Hausmüll. -Müll und Abfall, 22 (9), S. 365 - 373

JOURDAN, B., P. SPILLMANN, H. MÖNZ, E. BRITZIUS, J. STRITZKE, H. KOCH, G. HOLCH, A. ROTHMUND (1982): Hausmülldeponie Schwäbisch Hall - Homogenisierung und Verrottung des Mülles vor der Ablagerung. - Bundesministerium für Forschung und Technologie, Forsch.-Ber. T 82-180, Fachinformations-Zentrum Karlsruhe, ISSN 0340-7608

KNOP, (1986): Gewerbe- und Sperrmüllaufkommen in Landkreisen.
- Persönliche Mitteilung an den Verfasser

RAMKE, H.-G. u. M. BRUNE (1990): Unternehmungen zur Funktionsfähigkeit von Entwässerungsschichten in Deponieabdichtungssystemen. – Forsch.-Ber. FKZ BMFT 145 0457 3, Bundesministerium für Forschung und Technologie

SPILLMANN, P. (1989): Die Verlängerung der Nutzungsdauer von Müll- und Müll-Klärschlamm-Deponien. - Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, 27, Erich Schmidt Verlag, Berlin, ISBN 3-503-02808-0 SPILLMANN, P. [Hrsg.] (1985): Wasser- und Stoffhaushalt von Abfalldeponien und deren Wirkungen auf Gewässer. -(Forschungsbericht/Deutsche Forschungsgemeinschaft), VCH Verlagsgesellschaft mbH, Weinheim, ISBN 3-537-27121-X

SPILLMANN, P. (1988): Wasserhaushalt von Abfalldeponien. - In: Kayser, R. u. H. Albers [Hrsg.] (1988): Behandlung von Sickerwässern von Abfalldeponien. - Veröffentl. d. Zentrums für Abfallforschung der TU Braunschweig (ZAF), H. 3, ISSN 0934-9243

SPILLMANN, P. (1985): Senkung der organischen Sickerwasserbelastungen durch Nutzung aerober Abbauvorgänge. – In: Ehrig, H.-J. u. A. Mennerich [Hrsg.] (1985): Sickerwasser aus Mülldeponien – Einflüsse und Behandlung. – Veröffentl. d. Inst. f. Stadtbauwesen, TU Braunschweig, H. 39, ISSN 0341-5805

WIEMER, K. (1982): Qualitative und quantitative Kriterien zur Bestimmung der Dichte von Abfällen in geordneten Deponien (Diss.) - Abfallwirtschaft an der TU Berlin, ISBN 3-922021-50-1 SPA Souries A conserve frankting State (or State State) and an ender Vallas Asserting and Arabien and Arabien and Arabien State (or State) and setting and the state optimum of the Arbien States of the or State and Datagenese for Maria and Statements (or State) States of

2) A set of the se
# SETZUNGSMESSUNGEN AUF DEPONIEN

# Karl-Heinz Gertloff

Um Aussagen über geometrische Zustände und zum geometrischen Verhalten eines Deponiekörpers treffen zu können, sind vermessungstechnische Feststellungen erforderlich. Dabei sind die Besonderheiten des Bauwerks Deponie zu berücksichtigen. Der meßtechnische und der methodische Aufwand bei der Deponievermessung hängen mit davon ab, welche Erwartungen an die Aussagekraft der Messungen geknüpft sind.

## 1. SETZUNGSMESSUNGEN

#### 1.1 Fachliche Vorgaben

Von besonderer Bedeutung bei der Überwachung der Geometrie eines Deponiekörpers sind Setzungsmessungen. Entsprechende Forderungen finden sich deshalb heute durchweg in einschlägigen Richtlinien, Merkblättern usw. sowie in Genehmigungsbescheiden aus jüngerer Zeit.

In der Regel ist jedoch daraus nicht erkennbar, welche Zielsetzung mit der Forderung nach regelmäßigen Setzungsmessungen verfolgt wird. Konkrete Aussagen hierzu fehlen gewöhnlich; pauschale Forderungen wie "Kontrolle des Setzungs- und Verformungsverhaltens des gesamten (!) Deponiekörpers" helfen nicht weiter. Das Verlangen nach Setzungsmessungen bekommt so leicht einen gewissen Alibi-Charakter. Doch gerade die Zielsetzung bestimmt ganz entscheidend das Meßverfahren und den Messungsaufwand hinsichtlich Punktdichte und Messungsintervallen.

Entsprechend uneinheitlich sind demzufolge auch die empfohlenen und z.T. vorgeschriebenen Vorgehensweisen. Sie werden nicht immer dem aktuellen Stand der geodätischen Meßtechnik und -methodik gerecht [2].

#### 1.2 Setzungspegel

Als Standardverfahren zur Erfassung des Setzungsverhaltens einer Deponie werden heute ca. vierteljährliche Höhenmessungen an vermarkten Setzungspegeln angesehen; dabei handelt es sich v.a. um Tiefpegel, deren Fundament im Innern des Deponiekörpers sitzt. Für Langzeitbeobachtungen nach Abschluß der Verfüllung kommen einfach vermarkte Oberflächenpegel hinzu. Als ausreichend werden hier Messungsabstände von bis zu einem Jahr erachtet.

Die Verteilung der Tiefpegel über den Deponiekörper nach Lage und Höhe erfolgt bereits im Zuge der Deponieplanung. Mit dem Genehmigungsbescheid wird sie verbindlich festgelegt.

Nach den in Wiesbaden gewonnenen Erfahrungen sind jedoch Tiefpegel-Messungen mit einer Reihe z.T. gravierender Nachteile verbunden:

- Die aus der Deponieoberfläche herausragenden Pegelrohre behindern den Deponiebetrieb. Trotz Sicherung werden sie angefahren, verdrückt, neu gerichtet usw., manchmal auch ganz zerstört. Dadurch werden die Setzungsmessungen verfälscht, Zeitreihen von Messungen unterbrochen oder weitere Messungen unmöglich gemacht.
- Die Meßergebnisse beziehen sich nur auf sehr wenige diskrete Punkte. Rückschlüsse auf das Setzungsverhalten des gesamten Deponiekörpers, wie verschiedentlich gefordert (s.o.), sind daraus kaum möglich.
- Tiefpegel-Messungen liefern nicht-repräsentative Aussagen zum Setzungsverhalten. Zum einen führt das Eigengewicht des Pegelfundaments – zumindest in der Anfangsphase nach Erstellung des Pegels – zu einem Setzungsverhalten, das sich von dem der Umgebung unterscheidet. Außerdem ist die unmittelbare Umgebung eines Pegels wegen des aus der Deponieoberfläche herausragenden Pegelrohres weitgehend frei von Kompaktor- und sonstigem Deponieverkehr. Deren Einfluß auf die Setzung wird also gerade an der Meßstelle in geringerem Umfang als sonst wirksam.
- Gemessen wird das Setzungsverhalten auf dem Niveau des jeweiligen Pegelfundaments im Innern des Deponiekörpers, nicht jedoch das der Deponieoberfläche. Letzteres wird aber benötigt, will man z.B. die Auswirkungen von Setzungen auf das Deponievolumen feststellen.

#### 2. SETZUNG DER DEPONIEOBERFLÄCHE

## 2.1 Ziele

Auf Grund der eigenen Erfahrungen wurden in Wiesbaden die Zielsetzung und in Konsequenz dessen auch die Methodik der Setzungsmessungen neu formuliert: Zu messen ist die Setzung der Oberfläche des Deponiekörpers. Deren Verhalten soll möglichst <u>flächenhaft</u> erfaßt werden bzw. so, daß sich entsprechende Aussagen ableiten lassen. Die Messungen müssen sich folglich sowohl auf die bereits abgeschlossenen Teile des Deponiekörpers (z.B. Außenböschung) als auch auf die noch in Verfüllung befindlichen Teile erstrecken, in denen sich die aktuelle Deponieoberfläche laufend ändert.

Der aus dem Setzungsverhalten resultierende <u>Volumengewinn</u> soll ermittelt werden, um in Verbindung mit dem Volumenzuwachs infolge Verfüllung das Einbauvolumen für einen bestimmten Zeitraum zu erhalten. Aus der Gegenüberstellung von Einbauvolumen und Einbaumenge für identische Zeiträume sollen tatsächlich erzielte mittlere Einbaudichten berechnet werden.

Die Ergebnisse der Setzungsmessungen sollen möglichst frühzeitig eine <u>deponiespezifische Setzungsprognose</u> ermöglichen, auch hinsichtlich der Langzeitsetzung. Auf dieser Grundlage kann ein überhöhter Aufbau des Deponiekörpers erfolgen, ggf. auch mit überhöhten Böschungsneigungen, um das genehmigte Deponievolumen möglichst maximal auszunutzen. Das in der Literatur genannte pauschale Setzungsmaß von ca. 20 % der Ausgangshöhe als Größenordnung [ 5 ] ist für diese Zwecke nicht ausreichend.

## 2.2 Methodik

Vom Verfasser ist deshalb ein Verfahren zur Setzungsmessung auf Deponien konzipiert worden, das am Deponieabschnitt II der städtischen Deponie Wiesbaden seit Mitte 1989 in der Praxis angewandt wird und für den in Kürze in Betrieb gehenden Abschnitt III von Anfang an vorgesehen ist [1]. Die zuständige Aufsichtsbehörde hat diesem Verfahren zugestimmt.

Dabei wird in definierten Punkten der Deponieoberfläche deren Höhe in regelmäßigen Abständen gemessen. Für alle Punkte, in denen zwischen zwei aufeinanderfolgenden Messungen weder neu verfüllt noch die Deponieoberfläche in sonstiger Weise verändert worden ist, erhält man so direkt deren Setzung im Messungsintervall.

Die wesentlichen Merkmale dieses Verfahrens sind

- ein Verzicht auf Punktvermarkungen:

Die Lage der Setzungskontrollpunkte ist mittels Koordinaten cm-genau festgelegt. Ihre Herstellung (Absteckung) bei jeder Messungskampagne für die direkt anschließende Höhenmessung ist mit der heutigen Vermessungstechnik problemlos, schnell und identisch zu früheren Messungen möglich. Die Höhe der Deponieoberfläche ist sowohl in den bereits abgeschlossenen Bereichen der Deponie als auch im Verfüllungsbereich (bei Abdeckung jedes Einbauabschnittes mit Erde) hinreichend genau definiert.

- eine beliebige Verteilung der Setzungskontrollpunkte: Vorteilhaft ist eine Punktanordnung in Profilen, deren Lage entsprechend der Geometrie des Deponiekörpers gewählt werden kann (siehe Abb. 1). In den Profilen können die Setzungskontrollpunkte nach deponietechnischen oder meßtechnischen Gesichtspunkten angeordnet werden, z.B. auf Wegen und Bermen (gute Zugänglichkeit) oder in regelmäßigen Höhenstufen (für spätere Setzungsanalysen). Die gewählte Punktverteilung ist darüber hinaus nicht endgültig. Sie kann jederzeit veränderten Randbedingungen angepaßt werden. So lassen sich z.B. für einen begrenzten Zeitraum in einem bestimmten Bereich Setzungskontrollpunkte gezielt verdichten und später, wenn kein Bedarf mehr besteht, wieder aufgeben.

- punktweise variable Messungsintervalle:

Für die Setzungsmessungen im Bereich der Verfüllungsfläche muß der zeitliche Abstand der Messungen dem Verfüllungsfortgang angepaßt werden. Für Langzeitbeobachtungen in abgeschlossenen Deponiebereichen sind anfangs kurze, später je nach abnehmender Setzungsgeschwindigkeit längere Messungsintervalle zu wählen. Alle Setzungskontrollpunkte lassen sich in einem regelmäßigen Zeitraster von z.B. vier Wochen individuell entsprechend den jeweiligen Erfordernissen bei den Messungen berücksichtigen.

#### 3. ERGEBNISSE

Die nachfolgenden Auswertungen und Zahlenangaben beziehen sich durchweg auf Messungen am Deponieabschnitt II der städtischen Deponie Wiesbaden.

#### 3.1 Volumengewinn

Die aus zwei aufeinanderfolgenden Messungskampagnen gewonnenen Setzungswerte bilden Stützwerte für eine flächenhafte Interpolation der Oberflächensetzung über den gesamten Deponiekörper.

Als mathematischer Interpolationsansatz wird die Berechnung eines ausgleichenden Flächenpolynoms 4.Grades gewählt, mit dem der globale Trend der Oberflächensetzung im Messungsintervall erfaßt wird. Aus dem Trend und den verbleibenden Abweichungen zwischen gemessenen Setzungen und Trendfläche in den Stützpunkten läßt sich für jede Stelle des Deponiekörpers die Oberflächen-



Abb. 1: Volumengewinn infolge Setzung der Deponieoberfläche: Meßwerte und Trend

Zeitraum	07.09.89 - 3	31.01.90	01.02.90 - 3	80.05.90	31.05.90 - 1	4.09.90	15.09.90 - 1	5.01.91	16.01.90 - 1	3.05.91	14.05.91 - 0	2.09.91
Einbaumenge	t	%	t	%	t	%	t	%	t	x	t	%
Abfall	227.683	48	199.101	54	176.991	61	198.952	44	168.291	57	143.140	58
Inertmaterial	246.156	52	172.599	46	115.262	39	252.234	56	128.264	43	105.522	42
insgesamt	473.839	100	371.700	100	292.253	100	451.186	100	296.555	100	248.662	100
Einbauvolumen	m³	%	m <sup>3</sup>	%	m³	X	m <sup>3</sup>	X	m <sup>3</sup>	%	m <sup>a</sup>	%
Volumenzuwachs	311.000	86	212.000	83	183.000	82	229.000	77	177.000	70	113.000	62
Volumengewinn	51.000	14	44.000	17	41.000	18	70.000	23	75.000	30	69.000	38
insgesamt	362.000	100	256.000	100	224.000	100	299.000	100	252.000	100	182.000	100
mittl. Höhe d. Verfüll.fläche	19,8	m	21,9	m	24,1	m	26,3	m	29,3	m	33,9	m

Tabelle 1: Einbaumengen, Einbauvolumen und Deponiehöhen

- 142 -

setzung und damit insgesamt der Volumengewinn im Messungsintervall ermitteln. Abb. 1 verdeutlicht das Prinzip.

Tabelle 1 zeigt, in welchem Maß der Anteil des Volumengewinns infolge Setzung am gesamten Einbauvolumen mit wachsender Deponiehöhe zunimmt.

Damit ist zugleich die Voraussetzung zur Ableitung tatsächlich erzielter mittlerer Einbaudichten geschaffen [3].

#### 3.2 Setzungsanalyse

Ein ungestörter Setzungsvorgang, bei dem ein bestimmter Grenz- bzw. Endwert mit der Zeit asymptotisch erreicht wird, läßt sich mathematisch wie folgt beschreiben:

$$s = s_0 (1 - c^{t})$$

mit s = Setzung zum Zeitpunkt t

s\_= Setzungs-Maximum (Endbetrag)

c = Kenngröße für Geschwindigkeit und Zeitdauer des Setzungsvorgangs

Für das Setzungsverhalten eines Punktes der Deponieoberfläche ab dem Zeitpunkt, an dem er die endgültige Verfüllungshöhe erreicht hat, ist zu berücksichtigen, daß sich kurzzeitig und langzeitig wirkende Setzungskomponenten überlagern [6]:

- Kurzzeitig wirkende Setzungsvorgänge entstehen z.B. bei der Kompression einer Abfallschicht infolge der Auflast einer neuen Schicht. Sie sind nach [6] meistens nach drei Jahren beendet.
- Langzeitsetzungen werden v.a. durch die Bildung von Deponiegas und die damit einhergehenden Massenverluste verursacht; beide Prozesse sind stark korreliert. Ihr Verlauf läßt sich vorab jedoch nur grob abschätzen.

Die genannte Setzungsformel ist deshalb entsprechend zu modifizieren:

 $s = s_{k} (1 - c_{k}^{t}) + s_{l} (1 - c_{l}^{t})$ 

k,1 = Indizes für Kurz- und Langzeitkomponenten

Bei monatlichen Setzungsmessungen liegen nach einem Jahr Meßdauer zwölf Meßwerte vor, aus denen die Unbekannten  $s_k^{}$ ,  $c_k^{}$ ,  $s_1^{}$  und  $c_1^{}$  durch vermittelnde Ausgleichung berechnet werden können.

Da im streng mathematischen Sinn der Setzungsvorgang erst für  $t = \infty$  beendet ist, wird für Rechenzwecke folgende Vereinfachung getroffen: Der Setzungsvorgang gilt als abgeschlossen, wenn für den Kurzzeit- und für den Langzeit-Anteil jeweils 99,9 % des Endbetrags erreicht sind.

Bei einer Setzungsdauer von drei Jahren für die Kurzzeitsetzung folgt daraus, daß nach einem Jahr bereits rund 90 % des betreffenden Setzungsendbetrages erreicht sind (siehe Tabelle 2). Betrag und zeitlicher Verlauf des kurzzeitig wirkenden Setzungsanteils lassen sich also aus einer Meßdauer von einem Jahr sehr genau bestimmen.

Anteil a	n		Zeitdaue	r in Jah	ren bis	zum Errei	chen des	Anteils	
Gesamt=		bei Ku	rzzeitse	tzung mi	tc <sub>k</sub> =	bei La	ngzeitse	tzung mi	t c <sub>1</sub> =
setzung		0,01	0,05	0,10	0,20	0,70	0,75	0,80	0,85
25 %		0,06	0,10	0,12	0,18	0,8	1,0	1,3	1,8
50 %		0,15	0,23	0,30	0,43	1,9	2,4	3,1	4,3
75 %		0,30	0,46	0,60	0,86	3,9	4,8	6,2	8,5
95 %		0,65	1,00	1,30	1,86	8,4	10,4	13,4	18,4
99 %		1,00	1,54	2,00	2,86	12,9	16,0	20,6	28,3
99,9 %		1,50	2,31	3,00	4,29	19,4	24,0	31,0	42,5

Tabelle 2: Zeitlicher Ablauf von Kurz- und Langzeitsetzungen

Den Ablauf der Langzeitsetzung bei unterschiedlicher Setzungsgeschwindigkeit verdeutlicht Tabelle 2. Daraus ist auch zu ersehen, daß für die Berechnung der Parameter  $s_1$  und  $c_1$  je nach Setzungsgeschwindigkeit eine Meßdauer von zwei oder mehr Jahren erforderlich ist, wenn der Setzungsendbetrag mindestens auf einer Basis von erreichten 50 % dieses Wertes abgeleitet werden soll. Bei kürzerer Meßdauer werden die Ergebnisse für  $s_1$  und  $c_1$  zu ungenau. es sei denn für  $c_1$  liegen bereits Erfahrungswerte vor.

Eine Umrechnung der in [4] angegebenen Zeitkonstanten für die Deponiegasbildung bei verschiedenen theoretischen Ansätzen führt jeweils zu einem Wert, der c<sub>1</sub> = 0,93 entspricht; aus den dort beschriebenen Setzungsmessungen ergibt sich als Durchschnitt für die Langzeitsetzung der betreffenden Deponie c<sub>1</sub> = 0,74.

Abb. 2 zeigt beispielhaft für einen Setzungskontrollpunkt die im ersten Jahr nach dem Erreichen der Endhöhe gemessenen Setzungsbeträge mit dem daraus errechneten Verlauf der Kurzzeit-, der Langzeit- und der Gesamtsetzung; dazu ist a priori  $c_1 = 0,80$  angesetzt worden.



Abb. 2: Setzungsverlauf mit Kurzzeit- und Langzeitkomponenten

## 3.3 Setzungsprognose

Der Funktionsverlauf der Gesamtsetzung läßt sich mit den nachfolgenden Meßwerten vergleichen, die nicht zu dessen Berechnung beigetragen haben. Werden dazu die Messungsabstände von rund vier Wochen beibehalten, kann schon nach



Pkt.Nr.	Höhe [m]	s <sub>k</sub> [m]	c <sub>k</sub>	s <sub>l</sub> [m]	c1
1270	22,1	0,24	0,189	1,51	0,80
1340	26,5	0,55	0,011	3,46	0,80
1350	29,3	0,56	0,138	3,94	0,80
1430	32,3	0,55	0,025	5,88	0,80
1570	37,0	0,49	0,192	6,26	0,80

Abb. 3: Setzungskurven und Setzungsparameter bei verschiedenen Verfüllungshöhen (c<sub>1</sub> = 0,80 a priori angesetzt)

- 146 -

kurzer Zeit beurteilt werden, ob der vorausberechnete Setzungsverlauf auch dem tatsächlich gemessenen entspricht (siehe Abb. 2).

Bei hinreichender Übereinstimmung wird so frühzeitig eine punktbezogene Setzungsprognose nach Betrag und Verlauf möglich. Systematische Abweichungen zwischen Funktionsverlauf und Meßergebnissen lassen erkennen, welche Parameter der ursprünglichen Funktion ggf. zu korrigieren sind. Die Richtigkeit der Korrektur ist auf gleiche Weise überprüfbar.

Bei entsprechender Planung der Setzungsmessungen liegen mit dem Anwachsen des Deponiekörpers Meßdaten und Setzungskurven für verschiedene Verfüllungshöhen vor. Sie zeigen funktionale Zusammenhänge zwischen den Parametern der Setzungskurven und der Verfüllungshöhe (Abb. 3). Bei ausreichender Überbestimmung können diese ebenfalls mathematisch formuliert werden. Für die Endphase des Deponiebetriebs läßt sich daraus die Überhöhung extrapolieren, die vorzunehmen ist, wenn die zulässige Verfüllungshöhe und damit das genehmigte Deponievolumen unter Berücksichtigung der Setzungen maximal ausgenutzt werden sollen.

#### 4. RESÜMEE

Von Seiten des Vermessungswesens stehen meßtechnische, methodische und rechentechnische Verfahren bereit, um verschiedene Fragen zum geometrischen Verhalten eines Deponiekörpers beantworten zu können. Der dazu erforderliche Aufwand – gemessen an den Gesamtkosten des Deponiebetriebs – kann vernachlässigt werden. Er trägt sich sogar infolge der dadurch an anderer Stelle möglichen kostensparenden Effekte weitestgehend selbst [3].

Die anstehenden Neuregelungen in der Abfallgesetzgebung wirken sich auf die zukünftige Zusammensetzung des Deponiegutes aus. Eine veränderte Abfallzusammensetzung hat ein verändertes Deponieverhalten zur Folge. Der gegenwärtige Wissensstand läßt sich deshalb nur eingeschränkt auf diese neue Situation übertragen. Die genannten Verfahren können dazu beitragen, frühzeitig neue Erkenntnisse zu gewinnen. LITERATURHINWEISE

[1]	GERTLOFF, KH.:	Setzungsmessungen an Deponien - Methoden, Ergebnisse, Möglichkeiten. Zeitschrift für Vermessungswesen, Heft 6/1990; Stuttgart 1990
[2]	GERTLOFF, KH.:	Behördliche Vorgaben zur Vermessung von Müll- deponien. Müll und Abfall, Heft 7/1991; Berlin 1991
[3]	GERTLOFF, KH.:	Aufgaben und Möglichkeiten bei der Vermessung von Deponien. in: Fortschritte der Deponie- technik 1991, hrsg. von FEHLAU, KP. u. STIEF, K.; Berlin 1991 (in Vorbereitung)
[4]	JÄGER, B./JAGER, J.:	Sicherung der Nutzung abgeschlossener Deponien. Berlin 1983
[5]	RETTENBERGER, G.:	Setzungsberechnung für Hausmülldeponien im Zusammenhang mit der Planung von Deponieober- flächen-Abdichtungssystemen und Entgasungs- anlagen. in: Fortschritte der Deponietechnik 1989, hrsg. von FEHLAU, KP. u. STIEF, K.; Berlin 1989
[6]	WIEMER, K.:	Qualitative und quantitative Kriterien zur Bestimmung der Dichte von Abfällen in geord- neten Deponien: Berlin 1982

GERTLOFF, Karl-Heinz, Dipl.-Ing. Städtisches Vermessungsamt Gustav-Stresemann-Ring 15

6200 Wiesbaden

# VERFORMUNGSMESSUNGEN IN DEPONIEN H.-J. Collins

#### 1. VERANLASSUNG

Gegenwärtig fallen mehrere hundert Millionen Tonnen Abfall pro Jahr in der Bundesrepublik Deutschland an, die deponiert werden müssen. Auch zukünftig werden - trotz intensiver Vorbehandlung - Deponien erforderlich. Diese werden laufend größere Abmessungen erhalten und bereits jetzt sind Planungen von 100 Metern Höhe nicht ungewöhnlich. Die Abfälle, wie z.B. Klärschlämme, Bauschutt, Aschen, Siedlungsabfälle etc. sind stofflich und in ihrem mechanischen Verhalten völlig verschieden. Besondere Probleme im Hinblick auf die Berechnung und Verformung ergeben von Standsicherheit sich bei Mischdeponien, wie sie z. B. die typischen Hausmülldeponien darstellen. Hier ist die Kenntnis möglicher Bewegungen aus einer Vielzahl von Gründen dringend erforderlich (s. Abb. 1).



Abb. 1: Zusammenstellung von zu messenden Gröβen sowie Hinweise auf deren Interpretation.

Zukünftig wird die Kenntnis insbesondere der vertikalen Bewegung im Zusammenhang mit einer Überbauung oder erneuten Überschüttung von Deponien, wie es bereits mancherorts praktiziert wird, Bedeutung gewinnen. Im Hinblick auf die langfristige Kontrolle der Funktionssicherheit von Deponien verlangt die TA Abfall, Teil 1 von 1991 im Anhang G während der Betriebsphase, jährlich die Entwässerungsrohre zu vermessen und auch während der Nachsorgephase eine jährliche Kontrolle der Deponieoberfläche durchzuführen.

## 2. URSACHEN MÖGLICHER VERFORMUNGEN

#### 2.1 Setzungen und Sackungen

Jede Ablagerung bedeutet eine mechanische Belastung des Untergrundes und kann dessen Verformung bewirken (Setzung). Zusätzlich kann eine vertikale Bewegung der Deponieoberfläche bzw. von Punkten innerhalb des Deponiekörpers aber auch durch folgende abfallspezifische Eigenschaften hervorgerufen werden:

- Stoffumsetzung
- Konsolidierung
- Materialzerstörung
- Materialverlagerung

Dabei wird die Stoffumsetzung durch mikrobiologische und chemische Prozesse hervorgerufen, die eine Umwandlung von festem Abfallmaterial in eine flüssige und gasförmige Phase bewirken. Als Beispiel sei die aerobe Umsetzung von Kohlehydraten (Zucker) zu Kohlendioxyd und Wasser genannt. Je nach Zusammensetzung des Abfalls ist die auf diese Art "verschwundene Masse" unterschiedlich groβ. Messungen an definierten Versuchskörpern haben für Hausmüll einen Massenverlust von 25 - 30 Gew.-% ergeben (SPILLMANN, Hrsg., 1986).

Unter Konsolidierung wird in der Bodenmechanik das Verlagern der inkompressiblen mineralischen Bodenbestandteile unter Auflast in die Porenräume verstanden. Das Porenwasser wird dabei ausgetrieben. Je nach Porenstruktur und -größe tritt das Wasser unterschiedlich schnell aus. Die Konsolidierung ist deshalb zeitabhängig. Bei Untersuchungen mit durchgerotteten Hausmüll ergab sich bei einer Auflast von 800 kN/m<sup>2</sup> eine spezifische Sackung von 19 % (RAMKE und COLLINS, 1986).

Unter Materialzerstörung soll hier der Einfluß von chemischen und biologischen Prozessen bezeichnet werden, die bewirken, daß Materialien ihre Eigenfestigkeit verlieren und sich unter Auflast leichter verformen lassen (z. B. Wärme und Kunststoff). Eine derartige Verformung setzt voraus, daß das Material in Hohlräume ausweichen kann. In Hausmülldeponien üblicher Zusammensetzung ist ausreichend Porenvolumen dafür vorhanden.

Die Materialverlagerung wird bei Abfallstoffen herkömmlicher Art weniger auftreten. Damit wird der Effekt bezeichnet, der dadurch entsteht, daß kleinere Partikel in Hohlräume größerer Körper eindringen und somit eine Art innere Erosion entsteht. Gezielt macht man sich dieses Verlagern bei der Mischung von Abfällen als Vorbehandlung von Abfällen vor deren Ablagerung zunutze. Durch ein Mischen z. B. von Siedlungsabfällen können um 20 - 30 % höhere Lagerungsdichten erreicht werden. Für den statischen Zustand nach Deponierung wird dieser Vorgang jedoch vernachlässigbar sein.

Diese Prozesse in Verbindung mit dem Eigengewicht des Abfalles bewirken die Sackung der Deponie (Analogie der Bezeichnung wie bei Mooren). Bei der Vermessung der Deponieoberfläche allein ist eine Trennung zwischen Sackung und Setzung nicht möglich (s.Abb.2).Deshalb sind Verformungsmessungen im Deponiekörper unverzichtbar (s.Kap. 3.1).



Abb. 2: Erläuterung der Begriffe Sackung und Setzung

In den einzelnen Bundesländern gelten unterschiedliche Erlasse im Hinblick auf die Abdichtung von Deponien. Stets wird jedoch eine mineralische Abdichtung (Ton) gefordert. Nach dem Niedersächsischen Runderlaß zur Abdichtung (s.Abb.3) sind unter einer Deponie mindestens 3,75 m Ton vorhanden oder einzubauen.





≥5,00 m

umgebendes Gestein

 $k_{f} \leq 10^{-7} \text{ m/s}$ 

Teil 2 : Mineralische Abdichtung (nach Nds. MfU, 1988)

153 -

umgebendes Gestein

 $k_{f} \leq 10^{-8} \text{ m/s}$ 

1

Dabei wird allerdings gefordert: "Die Eigenfestigkeit des Dichtungsmaterials muß ausreichen, um die geplante Auflast ohne nennenswerte Verformung aufnehmen zu können. Es darf unter den zu erwartenden chemischen Beanspruchungen weder in seiner Festigkeit noch in seiner Dichtigkeit so nachteilig verändert werden, daß z.B. der geforderte Durchlässigkeitsbeiwert überschritten wird." Ob diese Forderung in der Praxis eingehalten wird, kann nur durch Kontrollmessungen geprüft werden. Dabei ist zu bedenken, daß eine 100 m hohe Deponie eine Flächenlast auf mehrere Hektar in der Größe von 1500 kN/m<sup>2</sup> (15 kg/cm<sup>2</sup>) aufbringt (das sind Bodenpressungen von Mehrgeschoßbauten).

#### 2.2 Gefälle der Abdichtungsschicht

Die Abdichtungserlasse schreiben Quer- und Längsgefälle von Abdichtungen vor, wie z.B. Nds. Minister für Umwelt,

Wenn man sich zudem vorstellt, daß Deponien aus topografischen Gründen und zum Zwecke einer besseren Entwässerung auch in geneigtem Gelände gebaut werden, so drängt sich die Frage nach einer Kontrolle möglicher Bewegungen auf. Selbst wenn eine hohe Sicherheit bei einer Gleitberechnung nachgewiesen wird, scheint mir eine Kontrolle, ob diese auch erfüllt wird, sinnvoll und notwendig. Das gilt auch bei der Ausführung von Kombinationsabdichtungen, wo die Kunststoffdichtungsbahn einen besonderen Gleitkörper darstellt. Zusätzlich ist zu bedenken, daß die Tone oftmals als Folge eines Aufbereitens, um einen geringen Durchlässigkeitsbeiwert zu erreichen (Kneten), Festigkeit verloren haben. über weitgehend ihre Standsicherheitsprobleme bei der Deponierung von Abfällen in Tagebauten, die mit Tonschürzen abgedichtet wurden, berichten PIERSCHKE und KUNTSCHE, 1990 (s. Abb. 4).



2.3 Ungleichmäßige Materialeigenschaften

Abfall ist in der Regel inhomogen und unterscheidet sich in stofflicher Zusammensetzung, Lagerungsdichte, E-Modul, Reibwinkel, Korrosion, Wasserhaltefähigkeit etc. Dadurch können selbst bei Deponien mit waagerechter Basis ungleiche Sackungen entstehen, die auch horizontal wirkende Kräfte entwickeln (s. Abb. 5 und 6).



Äußere Stabilität

-Böschungsbruch

- Grundbruch - Spreizspannungen
- Gleiten

- Jieffen

Innere Stabilität -Durchbrechen von einzelnen Schichten

Abb. 5: Åuβere und innere Standsicherheit (nach DRESCHER, 1990)



# Abb. 6: Schema zur Beanspruchung der Kunststoffdichtungsbahn (nach DRESCHER, 1990)

Insbesondere zur rechtzeitigen Erkennung von Bewegungen im Deponiekörper sind Kontrollmessungen im Abfall und nicht nur an der Oberfläche oder an der Basis anzustreben.

#### 3. MESSUNGEN DER VERFORMUNGEN

#### 3.1 Grundsatzüberlegungen

Verformungen werden durch das Messen der Lageveränderung zweier oder mehrerer Punkte gegeneinander, innerhalb eines bestimmten Zeitraumes, bestimmt. Voraussetzung dafür ist also, daß die Meßpunkte eindeutig definiert und exakt wiederfindbar sind. Zudem müssen sich die markierten Punkte genauso wie ihre Umgebung verhalten bzw. bewegen. Für Abfalldeponien sind diese Forderungen nicht einfach zu erfüllen. Setzungspegel haben sich kaum bewährt, da sie eine Eigenbewegung gegenüber dem Abfall ausführen und nicht nur vertikal absacken, sondern vielfach auch horizontal verschoben werden und kippen. Setzungspegel, die auf der Basis der Deponie gegründet sind, können die vertikale Bewegung der Basis mitmachen. Bei großen Überschüttungshöhen wird es jedoch schwierig, wegen der inneren Verformung des Abfalls (s.o.), die exakte des Lage Pegelfundamentes zu bestimmen.

Die gleichen Schwierigkeiten sind zu erwarten, wenn Meßelemente "schwimmend" in den Abfall eingebaut werden. Denkbar sind dabei Meßelemente, die Entfernungsveränderungen zwischen zwei in den eingebauter Ankerplatten Abfall gegeneinander bestimmen. Theoretisch ist es möglich, mit mehreren derartigen Spannungs-Dehnungs-Elementen in räumlicher Anordnung dreidimensionale Bewegungen erkennen zu können. Ob eine derartige Messung bei inhomogenen Abfällen mit großen organischen Anteilen (Zersetzung, Hohlräume) sinnvoll ist, kann bezweifelt werden.

Eine vermutlich nicht einfach realisierbare Forderung ist die nach einer langzeitigen Funktionssicherheit des Meßelementes. Aus vielen eigenen Messungen in der Vergangenheit ist mir bekannt, daß Kabelverbindungen zwischen Sensor und Meßgerät, auβerhalb des Deponiekörpers liegt, das als Folge von Sickerwasser, Gas und mikrobieller Tätigkeit selten länger als zwei Jahre funktionsfähig waren. Hinzu kommt, daß Sensoren sollten oder austauschbar zumindest sein in gewissen Zeitabständen neu kalibriert werden müßten. Dies ist bei fest eingebauten Sensoren kaum möglich.

Als Meßeinrichtung bieten sich deshalb Rohre an, die während Deponierens von Abfall in den Abfallkörper installiert des werden und in die dann Meßsonden bei Bedarf eingeführt werden. derartigen horizontalen oder vertikalen In Rohren können Winkel-(Inklinometer) und Längen-, Höhenveränderungen bezogen auf außenliegende Referenzpunkte bestimmt werden.

Die Installation derartiger Rohre ist grundsätzlich nicht schwierig, doch stören sie beim Deponiebetrieb. Wenn deshalb bei Deponien der Einbau von Meβrohren nicht ausführbar ist,

- 158 -

bzw. wenn derartige Rohre nicht eingebaut werden sollten, bieten sich Messungen in den bereits vorhandenen Leitungen der Basisentwässerung oder Gasdränung an. Damit lassen sich einfach vertikale Lageveränderungen ermitteln und aus so entstandenen Längsprofilen können auch Niveauflächen errechnet und konstruiert werden.

Die Erfassung horizontaler Verschiebungen in diesen Rohren ist m.W. bislang noch nicht praxisreif entwickelt worden. Zwar gibt es Ansätze, die mit der Bestimmung räumlicher Winkel arbeiten (dazu wird ein Gelenkstab durch ein Rohr gezogen und der Winkel zwischen dem vorderen und hinteren Stabteil elektrisch oder optisch gemessen). Die Genauigkeit ist jedoch sehr eingeschränkt und eine Akkumulation von Fehlern kann entstehen, da eine Messung auf der vorhergehenden aufbaut. Die horizontale Verschiebung von vertikal installierten Rohren läßt sich mit Inklinometern bestimmen.

Schlieβlich soll noch darauf hingewiesen werden, daß Messungen in Rohren, die in Siedlungsabfalldeponien verlegt worden sind, unter Berücksichtigung möglicher explosiver Gasgemische zu planen und durchzuführen sind.

#### 3.2 Verformungsmessungen an Staumauern und Staudämmen

Vergleichbar zu der Größe eines Deponiebauwerkes sind Staumauern und Staudämme. Obwohl sich bei diesen Bauten das Material weniger verformen wird – bei Dämmen über 30 m Höhe rechnet man nur mit Setzungen im Dezimeter-Bereich – werden hier auch intensive Meßprogramme vorgeschrieben (s. DVWK 1991). Dabei werden diese Messungen, abgesehen von Porenwasserdruck und Erddruckmessungen, stets von begehbaren Stollen oder von der Bauwerksoberfläche aus durchgeführt. Neben trigonometrischen Messungen zur Überwachung der Bewegung gegenüber der Umgebung werden Schwimm- und Gewichtslote zur Ermittlung von Neigungen und Extensiometer zur Ermittlung von Längenänderung zwischen definierten Punkten eingesetzt. Da die Baumaterialien eine hohe Dichte bzw. große Festigkeit aufweisen, ist die Arretierung derartiger Meßeinrichtungen im Gegensatz zu Abfalldeponien kein Problem. Auch größere Metallplatten werden im Damm-Material "schwimmen" und korrekte Ortsangaben liefern. In dem erwähnten DVWK-Merkblatt wird jedoch auch darauf hingewiesen, daß Pegel-Rohrachsen aus der Vertikalen und aus der Horizontalen als Folge von Verformungen ausweichen können. Längenmessungen zur Bestimmung der Basissetzung können dann "um Dezimeter falsch sein". In diesen Fällen wird empfohlen, die Längenmessungen mit Neigungsmessungen zu kombinieren und zu korrigieren.

#### 4. HÖHENVERMESSUNG AUF DEPONIEN

#### 4.1 Meßprinzip

Über das Meβprinzip ist mehrfach berichtet worden (COLLINS, 1983, 1987). Hier soll nur wiederholt werden, daß es sich um eine Druckmessung handelt, bei der der Drucksensor in das Meßrohr eingeführt wird. Gemessen wird der geodätische Unterschied zwischen dem Sensor und einem außenstehenden Referenzgefäß. Damit handelt es sich um Einzelmessungen, die sich nicht gegenseitig beeinflussen. Eine Fehlerakkumulation ist somit nicht gegeben. Aus der so ermittelten Höhenlage einzelner Punkte läβt sich ein Längsschnitt zeichnen. Bei der Entwicklung dieses Meßverfahrens vor ca. 15 Jahren ist nachgewiesen worden, daß die Punkte relativ eng zusammenliegen müssen, um eine zuverlässige Aussage über die Lage der Rohrsohle zu erhalten, die mit der Meßsonde abgetastet wird. Für Dränrohre war ein Meßabstand von drei Metern gefordert und gleichzeitig eine Meßgenauigkeit von ± 2 cm verlangt. Es wurde von uns nachgewiesen, daß diese Meßgenauigkeit nur erreichbar ist, wenn man praktisch kontinuierlich vermißt. Das entwickelte Meßverfahren erlaubt deshalb ein kontinuierliches Erfassen der Rohrsohle. Der eigentliche Meßvorgang erfolgt beim Herausziehen des Meßkopfes aus dem Rohr. Während dieses Meßvorganges wird der Meßkopf mit konstanter Geschwindigkeit bewegt. Der sich

dabei ändernde hydrostatische Druck auf den Meßaufnehmer wird in ein elektrisches Signal gewandelt und an eine Datenbox übermittelt und dort abgespeichert. Nach dem Ende eines Meßvorganges werden die Daten ausgelesen und können in einem Rechner weiterverarbeitet werden.

Das Auswerteprogramm ermöglicht es, aus den abgespeicherten Meßwerten ein Höhenprofil der vermessenen Rohrleitung zu erstellen. Durch geeignete Hard- und Software können folgende Auswertungsschritte vollzogen werden:

- Filterung der Meßwerte und Entfernung von Ausreißern. Diese Korrektur ist notwendig, da als Folge der Bewegung zusätzlich zu dem hydrostatischen Druck Druckstöße entstehen können. Solche dynamischen Einflüsse machen sich entweder als Schwankungen oder einmalige starke Ausschläge bemerkbar.
- Die Umrechnung der Meßwerte auf Anschlußhöhen ermöglicht z.B. den Vergleich mit dem Einbauzustand der Leitungen oder mit der Höhenlage von Rohranschlüssen, Überdeckungen oder anderen Bauwerken.

Abb. 7 zeigt beispielhaft die Darstellung eines Höhenprofils, die obere Kurve zeigt dabei den Verlauf der Originalmeβwerte mit der Anschlußhöhe von 50 m NN, die untere Kurve die gefilterten Werte der gleichen Messung. Nur wegen der besseren Übersichtlichkeit ist die zweite Kurve um 2 m nach unten verschoben worden.



Abb. 7: Darstellung eines Höhenprofils

#### 4.2 Einflußgrößen auf das Meßsignal

Mittlerweile sind andere Meßgeräte auf den Markt gekommen, die nach dem gleichen Pinzip arbeiten, aber keine kontinuierliche Vermessung der Höhenlage erlauben. Bei diesen Geräten wird der Meßkopf schrittweise durch das Rohr gezogen, bleibt in dem zu messenden Punkt so lange in Ruhe, bis sich das Meßsignal stabilisiert hat und wird so nach Messen und Registrieren des hydrostatischen Druckes in die neue Position verlagert. Obwohl sich somit um einen wesentlich einfacheren Meßvorgang es handelt, werden eine Reihe von Handhabungshinweise gegeben, die erkennen lassen, daß dieses anscheinend einfache Meßverfahren großer Sorgfalt bedarf. So empfiehlt eine schwedische doch Firma folgendes Vorgehen:

- Der Meßbereich des Druckaufnehmers muß exakt eingehalten werden und die Höhendifferenz zwischen Referenzgefäß und Druckaufnehmer darf nicht größer als ein vorgegebener Wert sein.
- Druckstöβe als Folge von ungeschickter Handhabung sind unbedingt zu vermeiden.
- Der Schlauch, der das Referenzgefäß mit dem Meßkopf verbindet, darf nicht schärfer als 150 mm abgeknickt werden.
- Das Meßgerät soll so dicht wie möglich an das zu messende Rohr herangebracht werden, um ein "Flattern" der freien Schlauchleitung zu vermeiden.
- Die Messung ist durchzuführen, wenn die Ablesung zur Ruhe gekommen ist, wobei ein Beschatten des Schlauches anzustreben ist.
- Vor den Messungen ist eine Kalibrierung durchzuführen.
- Es ist zu kontrollieren, ob sich Gasblasen in dem Schlauch gebildet haben.

Mit dieser Vorgehensweise will man erreichen, daβ Fehlerquellen weitgehend ausgeschaltet werden. Die eigentliche Ursache dieser Fehler liegt in folgenden Größen:

- Temperaturveränderungen bewirken eine Änderung der Dichte der Meβflüssigkeit. Eine einfache Umrechnung von Druck in eine Höhendifferenz setzt die Kenntnis der Dichte der Flüssigkeit voraus.
- Als Folge der Temperatur kann sich aus der Flüssigkeit Gas absondern. Diese Gasabsonderung wird noch gefördert, wenn in der Flüssigkeit Zugspannungen entstehen.

Als Forderung an das Meßgerät insgesamt ist zu stellen, daß der Meßkopf hermetisch abgeschlossen ist, so daß mögliche Gasdrücke im Inneren einer Deponie das Meßsignal nicht beeinflussen und daß es möglich ist, mit dem Meßkopf auch durch Wasser hindurchzufahren (z. B. "Säcke in einem Entwässerungsrohr").

#### 4.3 Meβgenauigkeit

Die Genauigkeit des von uns entwickelten Meßsystems hängt auch von dem Meßbereich ab. Werden Rohrleitungen vermessen, bei denen der Standort des Referenzgefäßes mehr als 10 m WS oberhalb des tiefsten Rohrpunktes liegt, so muß anstelle eines 1 bar-Aufnehmers ein größerer Aufnehmer eingesetzt werden. Die Ablesegenauigkeit des digitalen Ausgabegerätes beträgt 1 digit. Bei dem üblicherweise eingesetzten 1 bar-Aufnehmer ergibt sich somit bei voller Ausnutzung des Meßbereiches von 10 m WS eine maximale Auflösung von 2,5 mm, bei einem 5 bar-Aufnehmer 1,25 cm. Bei nur einer teilweisen Ausnutzung des jeweiligen Meßbereiches kann die Auflösung auf 0,75 mm bzw. 3,75 mm gesteigert werden. Die Meßgenauigkeit wird darüber hinaus wie erwähnt durch Luftdruck, Teperatur und Einzugsgeschwindigkeit beeinfluβt. Je nach Randbedingung der Messung kann die Wirkung dieser Einflußgrößen stark unterschiedlich sein. Die Meβabweichungen können dabei nur aus Erfahrungswerten abgeschätzt werden. Teilweise ist eine Korrektur mit Hilfe wie z.B. der Erstellung ergänzender Messungen eines Temperaturprofils oder stationärer Messungen möglich.

Eine weitere Abweichung wird durch die Nichtlinearität des Meßwertaufnehmers hervorgerufen. Diese Abweichung kann – je nach Meßbereich und Kennlinie des Aufnehmers – bis zu 0,1 % betragen. Durch zusätzliche Kalibriermessungen oder Korrekturrechnungen kann dieser Fehler weitgehend beseitigt werden. Aufgrund unserer Erfahrungen kann für den Fall geringer Temperaturdifferenzen zwischen Rohr und Außenluft sowie einer Einzugsgeschwindigkeit von ca.3 m/min. und einer Meßdauer < 2 h für den 1 bar-Aufnehmer eine Genauigkeit von ± 0,5 cm und für den 5 bar-Aufnehmer von ± 2 cm erwartet werden.

#### 4.4 Anwendung des Meßsystems

Das Meßgerät ist zur Vermessung aller Rohrtypen mit einem Innendurchmesser > 60 mm geeignet, auch wenn diese Wasser führen. Die Rohre können immer vermessen werden, wenn die Einführung des Meßkopfes nicht durch Installationen (z. Β. Schieber) oder Unregelmäßigkeiten der Sohle wie Ablagerungen, Muffenversatz usw. behindert wird. Da der Verbindungsschlauch zwischen Meßkopf und außenliegendem Meßgerät nicht biegesteif ist, erfolgt das Einbringen des Meβkopfes in das Rohr mit Hilfe zusätzlicher Vorschubsysteme. Bewährt hat sich der Einsatz von Glasfiberstäben, Kameralafetten und Zugseilen. Die Wahl des Vorschubsystems hängt u.a. von der Zugänglichkeit des Rohres (einseitig oder beidseitig), vom Rohrdruchmesser und den örtlichen Gegebenheiten ab. Die konstruktive Ausführung des zu vermessenden Rohres beeinflußt die erzielbare Reichweite des Meßsystems, derzeit werden 200 m erreicht. Die Tab. 1 gibt einen Überblick über die Art der Vorschubsysteme, den optimalen Anwendungsbereich und die bisher erreichten Weiten.

Vorschubsystem	Zugang zum Rohr	optimaler Rohrdurch-	max. erreichte Meβlänge		
		messer	[ m ]		
		[ mm innen ]			
Glasfiberstab	einseitig	70 - 100	70 - 110		
Fender (+ Zugseil)	einseitig	70 - 100	140		
Kameralafette	einseitig	~ 200	z 200		
Spülkopf	einseitig	150 - 300	im Test		
Zugseil	beidseitig	z 70	2 200 × 200		

Tab. 1: Angaben zum Einsatzbereich des Meßsystems



Abb. 8: Beispiele von vermessenen Rohren

#### 5. BEISPIELE FÜR VERMESSENE ROHRE

Die Profile 1 - 3 in der Abb. 8 zeigen verschiedene Beispiele für den Einsatz des hydrostatischen Meβverfahrens. Die Beispiele zeigen ausschließlich Rohrleitungen aus den Bereichen Deponien und Stadtentwässerung.

- zeigt den Profil 1 Höhenverlauf eines Deponieentwässerungsrohres. Bei dem Rohr handelt es sich um ein PE-HD-Rohr, DN 300, verlegt auf der Neubaufläche einer Hausmülldeponie. Das Profil zeigt den Einbauzustand des Rohres, der als Nullmessung für spätere Setzungsmessungen aufgenommen wurde. Das gemessene mittlere Gefälle beträgt im Bereich (0 - 60 m) 2 %. im Randbereich (60 - 80 m) 7.5 %. Das Gefälle ist im Bereich in dem das Rohr mit lasergesteuerten Scrapern 0 - 60 m. verlegt wurde, ohne größere Abweichungen eingehalten. Im Gegensatz dazu ergeben sich im Randbereich (Böschung), in dem das Rohr von Hand verlegt wurde, Abweichungen vom mittleren Gefälle bis zu 50 cm.
- Profil 2 zeigt den Setzungsverlauf eines speziell für Setzungsmessungen im Deponiekörper verlegten Setzungsmeß-PE-HD. DN 80. Das Rohr wird alle 6 - 8 rohres. Monate Aus den Messungen kann sowohl die absolute vermessen. Größe der Setzungen, derzeit bis zu 1,2 m, als auch der Setzungsverlauf bzw. die Setzungsgeschwindigkeit, anfangs ca. 40 cm/Jahr (Setzung 1 - 2: 20 cm in 6 Monaten), später zunehmend auf 70 cm/Jahr (Setzung 2 - 3: 50 cm in 8 Monaten, 3 - 4: 30 cm in 5 Monaten), bestimmt werden.
- In dem Profil 3 ist die Lage eines Setzungsmeβrohres wiedergegeben, das auf einer Altablagerung verlegt wurde, die erneut überschüttet wird. Deutlich zu erkennen ist der Bereich der Überschüttung von 0 - 34 m. Hier liegt das Rohr ca. 50 cm tiefer als im unbelasteten Bereich.





## Abb. 9: Höhenlinien konstruiert aus Profilvermessungen

- 168 -

In der Abb. 9 ist eine Niveaufläche dargestellt, die aus den Höhenprofilen von parallel liegenden Rohrprofilen berechnet wurde. Zu erkennen ist die Böschung und die zweidimensional geneigte Basisfläche. Im unteren Teil der Abbildung ist ein Setzungsmeßrohr als Profil dargestellt. Die flächige Darstellung wurde analog zur Auswertung von Tachymeteraufnahmen angefertigt. Bei dieser flächigen Darstellung lassen sich Verformungen im Deponiekörper besser erkennen und lokalisieren. Diese Form der Auswertung ist besonders bei der Überwachung von Deponien hilfreich, bei denen einzelne Abfallsorten gezielt in getrennten Bereichen eingebaut wurden.

Die dargestellten Beispiele zeigen, daß mit dem skizzierten Meßverfahren ein Instrument zur Verfügung steht, das die häufig erforderliche Höhenvermessung nicht begehbarer Rohrleitungen ermöglicht. Damit eröffnen sich eine ganze Reihe von Möglichkeiten für die Kontrolle und Beurteilung solcher Leitungen, v.a. hinsichtlich ihrer hydraulischen Eigenschaften. Darüber hinaus können durch wiederholte Messungen Veränderungen der Höhenlage in und unter Leitungen sowohl ein- als auch und beurteilt werden. Für die zweidimensional erfaβt flächenmäßige Erfassung von Setzungen sind dabei mindestens drei parallel liegende Meßrohre erforderlich. Damit werden auch die in der TA Abfall für Deponien geforderten Setzungsmessungen ermöglicht.

## ZUSAMMENFASSUNG

Eine Überwachung des Großbauwerkes "Deponie" ist auch im Hinblick auf Verformungen notwendig. Kontrollmessungen der Deponieoberfläche allein sind nicht ausreichend, da sie eine Unterscheidung zwischen Sackung und Setzung nicht erlauben. Meßelemente in den Deponiekörper fest zu installieren, ist sehr problematisch. Eine Vermessung von Rohren nach Lage und Verformung hat sich bewährt. Einige Beispiele von vermessenen Rohren werden diskutiert.

# LITERATUR STATE IN THE SUPPLY SHOULD BE THE SECOND SECOND

ANONYM, 1991: and a long that had been a start but the second but a s

Gesamtfassung der zweiten allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall) Teil 1,

"... besonders überwachungsbedürftige Abfälle ..." Müll und Abfall, Lfg. 5/91

COLLINS, H.-J., 1983: Carelatered det grud teerdul met mool eeroù

Einige Ergebnisse der Vermessung von Längsschnitten verlegter Dränrohre Wasser und Boden 35 (8), S. 358 - 361

COLLINS, H.-J., 1987: proposed and thereadless deal and the obstate

Hydrostatische Höhenvermessung nicht begehbarer Leitungen und Probleme mit Laserstrahlen. Internationaler Kongreβ Leitungsbau Verlag und Vertrieb: Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik

DRESCHER, J. u. H. MEYER, 1990:

Zur Standsicherheit von Abfalldeponien in: Neuzeitliche Deponietechnik, Jessberger (Hrsg.) Balkema, Rotterdam, ISBN 90 6191 1664

DVWK, 1991:

Meβ- und Kontrolleinrichtungen zur Überprüfung der Standsicherheit von Staumauern und Staudämmen DVWK-Merkblätter 222 Paul Parey, Hamburg u. Berlin

NIEDERS. MINISTERIUM FÜR UMWELT, 1988: Abdichtungserlaβ Runderlaβ vom 24.06.1988 - 207-62812/21 PIERSCHKE, K.-J., K. KUNTSCHE, 1990: Standsicherheit von mineralischen Abdichtungen auf steilen Böschungen in: Neuzeitliche Deponietechnik, Jessberger (Hrsg.) Balkema, Rotterdam, ISBN 90 6191 1664

RAMKE, H.-G., H.-J. COLLINS, 1986: Einfluβ der Entwässerung (Setzung) auf die Nutzungsdauer von Deponien gemischter Abfälle Forschungsbericht an den MWK Hannover, TIB Hannover

SPILLMANN, P. (Hrsg.) 1986:

Wasser- und Stoffhaushalt von Abfalldeponien und deren Wirkung auf Gewässer.

(Forschungsbericht/Deutsche Forschungsgemeinschaft), VCH Verlagsgesellschaft mbH, Weinheim, ISBN 3-537.27121-X.

#### ABBILDUNGEN

- Abb. 1: Zusammenstellung von zu messenden Gröβen sowie Hinweise auf deren Interpretation.
- Abb. 2: Erläuterung der Begriffe Sackung und Setzung
- Abb. 3: Aufbau des Abdichtungssystems (nach NDS. MINISTERIUM FÜR UMWELT, 1988)
- Abb. 4: Standsicherheitsprobleme (nach PIERSCHKE und KUNTSCHE, 1990)
- Abb. 5: Äuβere und innere Standsicherheit (nach DRESCHER, 1990)
- Abb. 6: Schema zur Beanspruchung der Kunststoffdichtungsbahn (nach DRESCHER, 1990)
- Abb. 7: Darstellung eines Höhenprofils
- Abb. 8: Beispiele von vermessenen Rohren
- Abb. 9: Höhenlinien konstruiert aus Profilvermessungen
# INKLINOMETERMESSUNGEN BEI DEPONIEN

# EIN ERFAHRUNGSBERICHT

Dipl.-Ing. W. Oltmanns / Dipl.-Ing. P. Wyrwa

# 1 Einleitung

Seitdem Abfälle in 'geordnete Deponien' eingelagert werden, wurden zahlreiche und immer differenziertere Gesetze, Erlasse und Empfehlungen bezüglich der Standortanforderung, der Einrichtung, des Betriebes, der Qualitätssicherung sowie relevanter Untersuchungen bei Deponieprojekten veröffentlicht.

Entsprechendes gilt für die Beurteilung der sog. äußeren und inneren Standsicherheit von Hausmülldeponien im wesentlichen vor Einrichtung der Deponie, also im Planungs- bzw. Genehmigungsstadium. Obwohl dabei häufig unsichere, notwendigerweise für die Zukunft zu prognostizierende Abfallparameter angesetzt und teilweise dafür noch nicht verifizierte Methoden der klassischen Bodenmechanik verwendet werden, wird die Beobachtungsmethode Spannungs- und Verformungskontrolle) im Sinne der (hier: DIN 1054 (Neufassung) bisher kaum berücksichtigt. Diese Methode der Standsicherheitskontrolle - für Brücken, Tunnel, Staumauern und -dämme etc. trotz der vergleichsweise sicheren Berechnungsannahmen und -methoden seit langem in die Baupraxis eingeführt - erscheint nach dem heutigen Kenntnisstand für immer komplexere, potentiell umweltgefährdende Deponiebauwerke unbedingt erforderlich.

Eine grundsätzlich mögliche Methode der geotechnischen Beobachtung von Verformungen ist die Inklinometermessung in Deponiekörpern sowie in Deponieeinbauten (Schächte, Gasbrunnen, Sickerwasserrohre etc.). Unter welchen Bedingungen dieses in der Baupraxis vielfach bewährte Verfahren bei Deponiebauwerken eingesetzt werden kann, soll im folgenden im Rahmen eines Erfahrungsberichtes anhand von drei aktuellen Meßkampagnen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) in Zusammenarbeit mit dem Büro Dr. Zander, Braunschweig und dem Büro Simons & Partner, Braunschweig vorgestellt werden. Ziel der Ausführungen ist es, Hinweise zu geben, um bei vergleichbaren Meßvorhaben zukünftig jeweils den Erfordernissen aller Beteiligten gerecht werdende Ergebnisse zu erzielen. Die Interpretation der beispielhaft gezeigten Meßergebnisse ist ausdrücklich nicht Gegenstand diese Beitrages; sie erfolgt zu gegebener Zeit an anderer Stelle.

# 2 Ausrüstung und Meßprinzip bei Inklinometermessungen

Inklinometermessungen werden vom IGB-TUBS seit Jahren für die Ermittlung horizontaler und vertikaler Verformungen in Böden, Bauwerken, Aufschüttungen etc. eingesetzt. Verwendet werden dabei nach Erfordernis – horizontale oder vertikale Messung, Auflösung 0,1 mm/Meßschritt oder 0,02 mm/Meßschritt – verschiedene Inklinometersonden und Peripheriegeräte der Firma GLÖTZL, Rheinstetten. Die Meßeinrichtung für Inklinometermessungen besteht im wesentlichen aus der Neigungsmeßsonde, dem Verbindungskabel mit Meßtiefenmarkierungen, dem Anzeigegerät mit integriertem Drucker bzw. Datenspeicher und ggf. einem transportablen, netzunabhängigen Computer. Beim Einsatz eines Computers werden die Messungen unmittelbar vor Ort ausgewertet und visualisiert, um Besonderheiten sofort überprüfen zu können. Die Mobilität der Meßausrüstung gestattet Inklinometermessungen auch bei beengten Platzverhältnissen oder an schwer zugänglichen Meßstellen. Witterungseinflüsse beeinträchtigen die Messungen lediglich bei extremen Bedingungen. Bei der Durchführung der Messung wird i. d. R. mit der Inklinometersonde schrittweise ein fest installiertes Führungsrohr (PVC, Aluminium, GFK, Durchmesser 35 bis 75 mm) mit vier Laufnuten abgefahren. In jedem Meßmißt die Sonde den Neigungswinkel zwischen der schritt Vertikalen/Horizontalen und der Sondenlage in zwei Meßebenen (s. a. Bild 3). Das Meßsystem selbst besteht im wesentlichen aus einem reibungsfrei arbeitenden Drehspulinstrument, einer Positionssteuerung und einem Verstärker. Infolge des Auslenkungsbestrebens des am Drehspulinstrument installierten Pendels bei einer Neigung der Sonde tritt ein proportionales Drehmoment auf. Mit der Positionssteuerung wird über den Verstärker ein Rückstellmoment erzeugt, um das aufgrund der Gravitation hervorgerufene Drehmoment zu kompensieren. Das Pendel erfährt also keine relative Lageänderung. Die zur Erzeuaung des Rückstellmomentes erforderliche Stromstärke ist dem Sinus des Neigungswinkels proportional. Die Ausgabe der Meßwerte erfolgt schrittweise als Sinus der Neigungswinkel für die zwei in der Horizontalen senkrecht aufeinander stehenden Meßachsen A und B. Für eine höhere Meßgenauigkeit und zur Ausschaltung von Meßfehlern wird grundsätzlich eine Umschlagmessung mit der um 180° gedrehten Sonde ausgeführt.

Durch Summation der Meßwerte - wobei entweder der Kopfpunkt oder der Fußpunkt der Meßstrecke unverschieblich angenommen bzw. mittels präziser Lagevermessung ermittelt wird - wird der Verlauf der Meßstrecke über die Tiefe dargestellt. Außer dem aktuellen Bohrlochverlauf können aus dem entsprechenden Vergleich der Messungen an verschiedenen Meßterminen die zeitlich auftretenden Deformationen der Meßstrecke ermittelt werden. Ergänzend dazu werden die Deformationen in einzelnen Meßtiefen (differentielle Deformationen) bestimmt, um z. B. die Lage von Gleitflächen in Böschungen zu erkennen. Bei günstigen Randbedingungen können erfahrungsgemäß Meßgenauigkeiten bis zu etwa 1 mm auf 10 m Meßstreckenlänge erreicht werden.

# 3 Verformungsmessungen bei Deponiebauwerken

# 3.1 Deponie Braunschweig-Watenbüttel

Seit 1967 wird am Standort Watenbüttel die Zentraldeponie der Stadt Braunschweig betrieben (Bild 1). Die Deponie Braunschweig-Watenbüttel war eine der ersten Deponien in Deutschland, die mit einer Foliendichtung ausgestattet wurde. Als Dichtung kam seinerzeit eine 0,2 mm starke PVC-Folie zum Einsatz. Das Schüttfeld I der Haldendeponie ist als Pyramidenstumpf mit 1 : 1,5 geneigten Böschungen aufgefüllt worden. In den ersten Jahren wurde der Abfall mit Raupen in 2 m-Schichten eingebracht; erst ab 1972 erfolgte der Einbau mit Kompaktoren. Insgesamt wurden im Abschnitt I auf einer Grundfläche von 8,8 ha und einer Höhe bis 35 m ca. 1,6 Mio. t Abfälle eingelagert. Im Jahre 1989 wurde das Plateau des Schüttfeldes I mit einer Abdeckung versehen.

Das Schüttfeld II, das 1981 in Betrieb genommen wurde, lehnt sich im Osten an das Schüttfeld I an. Bei diesem 10,5 ha großen Ausbauabschnitt wurde als Basisabdichtung eine 1,5 mm starke PE-Folie verlegt. Die Böschungen dieses Schüttfeldes sind mit einer Neigung von 1 : 2 ausgeführt und mit einer 5 m breiten Berme auf rd. 17 m Höhe versehen.

Die Abfalleinlagerung erfolgt z. Z. im Schüttfeld IIa, das im Jahre 1990 fertiggestellt wurde. In dem 2,2 ha großen Abschnitt wurde als Basisabdichtung eine Kombinationsdichtung, bestehend aus einer 75 cm mächtigen mineralischen Dichtung und einer 2,5 mm starken PEHD-Kunststoffdichtungsbahn eingebaut.

Zur Zeit wird die Deponie um das Schüttfeld III erweitert. Der 10,5 ha große Bauabschnitt wird in drei Jahresabschnitten hergestellt und erhält als Basisabdichtung zusätzlich zur Kombinationsdichtung (75 cm mineralische Dichtung mit 2,5 mm PEHD-Bahn) eine 3 m mächtige technische Barriere.



Bild 1: Lageskizze der Deponie Braunschweig-Watenbüttel

Durch anaerobe Abbauprozesse organischer Bestandteile des Mülls entsteht Deponiegas. Die Hauptbestandteile des Gases sind Methan (CH<sub>4</sub>), Kohlendioxid (CO<sub>2</sub>) und zu einem geringeren Anteil anorganische Gase wie Wasserstoff (H<sub>2</sub>), Stickstoff (N<sub>2</sub>) und Schwefelwasserstoff (H<sub>2</sub>S). Als Spurenstoffe sind im Deponiegas auch organische Kohlenwasserstoffe (KW) enthalten, von denen einige als chlorhaltige (CKW) und/oder chlorfluorhaltige Kohlenwasserstoffe (FCKW) vorliegen.

Um das umweltschädliche Deponiegas aus der Deponie absaugen zu können, sind in dem Deponiekörper vertikale Bohrungen niedergebracht worden. Im Schüttfeld I wurden 1982 mittels Spiralbohrer zehn Gasbrunnen mit einer Tiefe von etwa 25 m hergestellt. In diese Brunnen sind zum Absaugen des Deponiegases jeweils zwei geschlitzte PEHD-Rohre eingebaut. Eine Rohrleitung mit einem äußeren Durchmesser von 110 mm reicht bis in eine Tiefe von etwa 17 m, und eine zweite Leitung ( $\phi$  160 mm) führt bis zur Sohle der Bohrung (Bild 2). Im Jahre 1991 wurden im Schüttfeld II Entgasungsbrunnen mittels Bohrgreiferverfahren niedergebracht. Die in der Berme angeordneten fünf Brunnen (mittl. Tiefe 10,5 m) wurden ohne Verrohrung und die fünfzehn Brunnen auf dem Plateau (mittl. Tiefe 26,5 m) mittels Verrohrung hergestellt. Sämtliche Brunnen wurden jeweils mit einem geschlitzten PEHD-Rohr ( $\phi$  225 mm) ausgebaut, das bis zur Sohle der Bohrung reicht.

Über eine neu errichtete Verdichterstation wird das Deponiegas aus der Deponie abgesaugt und einer Gasreinigung zugeführt. In der Gasreinigung werden dem Deponiegas die im Spurenbereich vorhandenen organischen Kohlenwasserstoffverbindungen entzogen, um die Bildung von Dioxin, Furan und Salzsäure, die bei der Verbrennung des Gases entstehen können, zu vermeiden. Das Gas wird nach der Reinigung einem Blockheizkraftwerk mit einer elektr. Leistung von z. Z. 2,33 MW zugeführt.

Da sich die Brunnenköpfe der Gasbrunnen im Schüttfeld I stark schief gestellt hatten, wurde eine Überprüfung der Verformungen in den Gasbrunnen mittels Neigungsmessungen veranlaßt. Diese Messungen erfolgten im Frühjahr 1991 und im Winter 1992. Ziel dieser Untersuchungen war es, jeweils die Funktionsfähigkeit der Brunnen zu prüfen und ggf. aufgrund von Wiederholungsmessungen Verformungsprognosen für Gasbrunnen in neueren Schüttfeldern zu ermöglichen.



Bild 2: Gasbrunnenaufbau im Schüttfeld I

Im allgemeinen wird die Meßsonde bei Inklinometermessungen in einem Führungsrohr mit Nuten für die auf einer federnd gelagerten Achse montierten Laufrollen geführt. Die Wippachse gleicht Querschnittsänderungen aus und zentriert die Sonde im Führungsrohr. Die Laufnuten verhindern die Verdrehung der Sonde im Führungsrohr.

Da die Gasbrunnenrohre der Deponie Watenbüttel keine Laufnuten besitzen und aufgrund der Querschnittsgröße keine Zentrierung mit den Wippachsen möglich ist, wurde die Standardausrüstung für Inklinometermessungen vom IGB·TUBS modifiziert. Für die Zentrierung der Sonde wurden aufsteckbare Zentrierblöcke konstruiert und auf die Zentrierblöcke in Abhängigkeit vom Rohrdurchmesser vier federnd gelagerte Flügel montiert (Bild 3). Die federnde Lagerung ermöglichte die Befahrung bei Querschnittsänderungen, insbesondere im Bereich der Verschweißungen der einzelnen Rohrschüsse. Durch die Ankoppelung der Sonde an ein Führungsgestänge (U-Profil in 1,5 m Schüssen mit Schnellkupplungen) konnte die Verdrehung der Sonde, d. h. eine unkontrollierbare Verdrehung der Meßachse, weitgehend vermieden werden. Die Orientierung der Meßrichtungen erfolgte vor Ort mit Hilfe eines Kompasses.

Für die Inklinometermessungen wurden nacheinander die Schieber der einzelnen Gasbrunnen geschlossen, eine mobile Bewetterungsanlage für die Brunnenstuben installiert und die Brunnenköpfe geöffnet. Anschließend wurde jeder Gasbrunnen zunächst mit einer Blindsonde befahren, um die Durchgängigkeit des Querschnittes festzustellen. Daraufhin erfolgte die Inklinometermessung mit Umschlagmessung. Die Meßwerte wurden unmittelbar vor Ort rechnergestützt ausgewertet und als Bohrlochverläufe grafisch dargestellt, um Besonderheiten sofort erkennen und überprüfen zu können.

Mit dem Einsatz von drei Arbeitskräften (eine Arbeitskraft aus dem Deponiebetrieb und zwei Arbeitskräfte des IGB·TUBS für die Vermessungsarbeiten) konnten pro Arbeitstag fünf bis acht 15 – 20 m tiefe Brunnen untersucht werden.



Bild 3: Meßprinzip und Modifikationen der Inklinometersonde

# 3.1.2 Ergebnisse der Verformungsmessungen

Die Inklinometermessungen im Schüttfeld I der Deponie Watenbüttel erfolgten im März 1991 und im Januar 1992 in jeweils zehn Gasbrunnen. Aufgrund der Meßwerte können die Brunnenverläufe an den Meßterminen sowie die Deformationen und die differentiellen Deformationen zwischen den Meßterminen angegeben werden. Für eine einheitliche Darstellung werden die gemessenen Abweichungen auf die Nord-Süd-Richtung (Achse A') bzw. auf die Ost-West-Richtung (Achse B') transformiert.

Beispielhaft für die Ergebnisdarstellung ist im Bild 4 der Brunnenverlauf für den Brunnen 7 im Januar 1992 in der Projektion dargestellt. Einen Überblick über die Verläufe sämtlicher Gasbrunnen im Schüttfeld I im Januar 1992 zeigt das Blockbild in Bild 5.



Bild 4: Bohrlochverlauf für den Gasbrunnen 7 im Schüttfeld I (Jan.'92)



Das Ziel der Gasbrunnenvermessung, Grundlagen für die Beurteilung der Funktionstüchtigkeit zu liefern , konnte mit der modifizierten Inklinometermeßausrüstung mit vertretbarem Aufwand erreicht werden. Bezüglich der Meßgenauigkeit – üblicherweise werden etwa  $\pm 1$  mm/10 m Meßstrecke erreicht – müssen aufgrund der geschilderten Bedingungen allerdings Abstriche gemacht werden: Die mittl. Fehler betragen bei den Messungen generell mehrere Zentimeter, was angesichts der festgestellten absoluten Verformungen in der Größenordnung von mehreren Dezimetern jedoch für tolerierbar gehalten wird.

Neben der eigentlichen Funktionsprüfung der Brunnen können Verformungsmessungen in Gasbrunnen der Standsicherheitsbeurteilung des Deponiekörpers insgesamt dienen. Dafür ist es notwendig, nach der Herstellung der Brunnen eine exakte Nullmessung, mindestens jedoch regelmäßige Folgemessungen durchzuführen, um Deformationen über die Zeit feststellen zu können. Ergänzend dazu sollten Meßmarken in verschiedenen Tiefen um die jeweiligen Brunnen gesetzt werden, um vertikale Verformungen des Deponiekörpers abschätzen zu können. Die vertikalen Verformungsmessungen können ohne erheblichen Mehraufwand im Rahmen der Inklinometermessungen erfolgen.

Für die geotechnische Überwachung des Gesamtsystems ist es unabdingbar, zu jedem Meßtermin eine geodätische Lagevermessung der Brunnenköpfe durchzuführen. Installierte Brunnenstuben erweisen sich aufgrund der notwendigen Bewetterung und der Schwierigkeiten bei der Handhabung des Führungsgestänges für die Sonde, insbesondere bei starker Schiefstellung der Brunnenköpfe, als nachteilig. Zum Schutz des Personals und der Geräte muß ggf. in den Gasbrunnen angesammeltes Sickerwasser bzw. Kondensat vor der Messung abgepumpt werden. Im übrigen ist selbstverständlich auf die strenge Einhaltung von Arbeitsschutzbestimmungen zu achten.

# 3.2 Deponie Bornum, LK Wolfenbüttel

Der Landkreis Wolfenbüttel betreibt seit 1984 die Zentraldeponie Bornum. Die Einrichtung der Deponie erfolgte bis heute in 4 Abschnitten (Bild 6).

Der etwa 2,8 ha große Abschnitt I ist mit einer nach Norden geneigten Sohle von 3 - 5 % ausgeführt. Die Abfalleinlagerung erfolgte in diesem Abschnitt bis 1987. In Bornum wurde der Abfall von Beginn an mit Kompaktoren in 2-m-Schichten eingebaut. Am Fuß der Deponie (Nordrand) innerhalb des Schüttfeldes I ist eine Sickerwasser-Sammelleitung mit vier Schachtbauwerken vorhanden.

In Verlängerung zu dieser Sammelleitung wurde der Abschnitt II auf einer 1,2 ha großen Fläche angelegt, auf der bis 1988 die Abfälle deponiert wurden. Dieses Schüttfeld ist mit einer Basisneigung von 5 % nach Norden angelegt. In diesem Abschnitt verläuft ebenfalls innerhalb der Ablagerungsfläche ein Sickerwasser-Sammler mit zwei Schachtbauwerken.

Oberhalb des ersten Abschnittes wurde 1988 der 2,5 ha große Bauabschnitt III angelegt, bei dem die nach Norden geneigte Sohle mit 4 – 8 % fällt. Zwischen den Abschnitten I und III führt eine Sammelleitung das Sickerwasser nach Westen ab. Diese Sammelleitung enthält an zwei Kreuzungspunkten Schachtbauwerke, die innerhalb der Ablagerungen angeordnet sind.

Im Jahre 1991 ist der Bauabschnitt IV mit einer Fläche von 2,0 ha zur Ablagerung freigegeben worden. In diesem östlich des dritten Abschnittes angelegten Bauabschnitt fällt die Sohle mit 5 – 8 % ebenfalls nach Norden ab. Der Sammler aus dem Abschnitt III wurde nach Osten verlängert und mit zwei Schachtbauwerken versehen.

Am Deponiestandort Bornum stehen in großer Mächtigkeit überkonsolidierte Tone der Unterkreide an. Diese werden von einer wenige Dezimeter mächtigen quartären Deckschicht überlagert. Da für die Deponie somit eine natürliche (geologische) Barriere vorhanden ist, wurden für die Deponiebasis bisher keine Kombinationsdichtungen eingebaut



Bild 6: Lageskizze der Deponie Bornum, LK Wolfenbüttel

Die in Hanglage angelegte Deponie verursachte inzwischen Probleme durch Verformungen der Schachtbauwerke, die am Nordrand im Abschnitt I und II installiert wurden. Um mögliche Verformungen an den 1988 im Abschnitt III aufgestellten Schachtbauwerken KS 1 und KS 2 frühzeitig erkennen und entgegenwirken zu können, wurden die Schachtbauwerke im Sommer 1991 und im Winter 1992 vermessen. Ziel der Vermessungen war es, sowohl örtliche Verformungen der Schachtwandungen als auch die Neigungen der Gesamtbauwerke festzustellen. Die Kombinationsschächte (DN 2000/DN 2300) werden jeweils nach Erfordernis durch Aufstockelemente erhöht und weisen z. Z. eine Bauhöhe von 12 m (KS 1) und 16 m (KS 2) auf.

Um generell Verformungen des Deponiekörpers geotechnisch überwachen zu können, ließ der LK Wolfenbüttel im Frühjahr 1991 am nördlichen Deponierand vier Inklinometermeßstellen einrichten. Die Untersuchungen in diesen Meßstellen erfolgen seit Mai 1991 in monatlichen Abständen.

### 3.2.1 Deponieschachtvermessung

Die Kombinationsschächte KS 1 und KS 2 im Bauabschnitt III der Deponie Bornum wurden im Juni/Juli 1991 und im Januar 1992 bezüglich der Verformungen der Schachtwandungen sowie der jeweiligen Verformungen des Gesamtbauwerkes untersucht. Da u. a. aufgrund der Schachteinbauten keine optischen oder akustischen Meßverfahren anwendbar erschienen. kam hier eine Kombination aus Inklinometermessung und Handmessung zum Einsatz. Die Befahrung der Schachtwandung mit einem Meßsonden-Schlitten, der z. B. bei Spundwänden mehrfach erfolgreich eingsetzt wurde, war aufgrund der dabei auftretenen Lotabweichungen und der Absätze in den Teleskopschächten hier nicht sinnvoll.

Für die Schachtvermessung wurde jeweils mit einem Autokran die Betonkappe der Schächte abgehoben und nacheinander an verschiedenen Stellen über den Schachtumfang verteilt ein Vierkanthohlprofil mit Schnellkupplungen als Führungsrohr für die Inklinometersonde eingestellt und fixiert (Bild 7). Die Installation der Führungsrohre sowie die anschließende Abstandsmessung zwischen Rohr und Schachtwandung erfolgte von einem Deponiemitarbeiter, der in einem Personenkorb mittels Autokran in den Schacht gehoben wurde. Sämtliche Arbeiten im Schacht mußten mit Schutzausrüstung ausgeführt werden und waren aus Gründen des Arbeitsschutzes zeitlich eng begrenzt. Nach den Abstandsmessungen wurde die Lage der fixierten Führungsrohre mit einer Inklinometermessung einschließlich Umschlagmessung bestimmt. Die Richtung der Meßachsen und die Positionierung der Meßstellen erfolgte mit Hilfe eines Kompasses.

Mit Einsatz von zwei Arbeitskräften für die Inklinometermessungen, einer Arbeitskraft für die Arbeiten im Schacht sowie eines Autokranes mit Bediener konnten an einem Arbeitstag sieben Meßstellen in den zwei 12 m bzw. 16 m tiefen Schächten untersucht werden. Die Beanspruchung des Personals und der Geräte war aufgrund der Gasemissionen und der schwierigen Erreichbarkeit der Meßstellen erheblich.



Bild 7: Prinzip der Deponieschachtvermessung

- 188 -

Nach Auswertung der Inklinometermessungen mit Einrechnung der Handmessungen kann für die jeweiligen Meßstellen die Lotabweichung der Schachtwandung radial zum Schacht sowie der Verlauf der Meßstrecke tangential zur Schachtwandung angegeben werden. Ein Beispiel eines Meßergebnisses ist in Bild 8 dargestellt.

Mit den über den Schachtumfang verteilten Meßstrecken und den ermittelten zugehörigen Verformungen läßt sich dann die jeweilige Situation des Gesamtbauwerkes skizzieren (Bild 10). Detaillierte örtliche Verformungen sind nach den durchgeführten Messungen jedoch nicht darstellbar, da die Anzahl der Meßstellen und die erzielten Meßgenauigkeiten dafür nicht ausreichen.

Auch die Deformationen, d. h. die zeitlichen Verformungen einer Meßstelle zwischen verschiedenen Meßterminen, sind nur näherungsweise bestimmbar, da es mit den eingestellten Inklinometerführungsrohren praktisch unmöglich ist (s. a. tangentiale Lage der Meßstrecke im Bild 8), Meßstrecken an aufeinanderfolgenden Terminen exakt wieder einzurichten.

Unter der Annahme, daß das Kreisprofil der Schächte i. w. erhalten bleibt, lassen sich anhand der ermittelten Meßwerte Verformungen einzelner Querschnitte nur abschätzen. Im Bild 9 sind entsprechende Verformungen zwischen Schachtsohle und Schachtoberkante zwischen den zwei Meßkampagnen skizziert.



Bild 8: Ergebnis der Verformungsmessung im Schacht KS 2 (Jan. '92)



Bild 9: Verformungsskizze Schachtoberkante/-sohle für KS 1 und KS 2



Bild 10: Räumliche Verformungsskizze der Schächte KS 1 und KS 2 (Jan. '92)

# 3.2.3 Bemerkungen zur Schachtvermessung

In Anbetracht des erheblichen Personal- und Geräteeinsatzes - und der damit verbundenen Kosten - für die Vermessung der Deponieschächte, muß kritisch angemerkt werden, daß die erzielten Ergebnisse hinsichtlich der jeweils möglichen Anzahl der Meßstrecken und der Genauigkeit der Messungen nicht befriedigen können. Trotz des Vorteils der mit den Messungen verbundenen visuellen Prüfung der Schächte beim Einfahren von Personen in die Schächte, ist dieses dem Personal bei regelmäßigen Wiederholungsmessungen kaum zuzumuten.

Sofern regelmäßig Verformungsmessungen bei Deponieschächten durchgeführt werden sollen, wird deshalb empfohlen, mindestens drei über den Schachtumfang im Grundriß verteilte Inklinometerführungsrohre fest zu installieren. Um die relative vertikale Verschiebung von Teleskopschächten festzustellen. können Setzungsmarkierungen vorgesehen werden, die im Zuge der Inklinometermessungen kontrolliert werden. Die Meßstellen sollten jeweils durch verschließbare Aussparungen in der Betonkappe zugänglich sein. Damit entfällt die i. d. R. sehr aufwendige Heranbringung eines Krans an die Schächte und die Befahrung der Schächte mit Personen. Die gesamte Inklinometermessung könnte von einer Arbeitskraft in kurzer Zeit bewerkstelligt werden. Zudem sind die Meßergebnisse zuverlässiger, insbesondere was Deformationsbetrachtungen anbelangt. Die Qualität der Meßwerte rechtfertigt dann auch die rechnergestützte (räumliche) Darstellung zur Veranschaulichung der Verformungen. Außerdem ließen sich bei einer größeren Meßstellenanzahl aus den Verformungen die mechanischen Beanspruchungen der Schächte aus der Abfalleinlagerung ermitteln.

Die Installationskosten stationärer Inklinometerrohre amortisieren sich aufgrund des wesentlich geringeren Meßaufwandes bereits nach wenigen Meßkampagnen. Langfristig werden Kosten zusätzlich dadurch gesenkt, daß mit zuverlässigen Meßergebnissen ein projektierter Schacht richtig dimensioniert und somit ein Schadenfall oder eine Überdimensionierung vermieden werden kann.

# 3.2.4 Inklinometermeßstellen

Nachdem vorhandene Verformungsmeßstellen aufgegeben werden mußten, wurden im Jahre 1991 in der nördlichen Deponieböschung vier neue Meßstellen (I 1 bis I 4) eingerichtet, um die horizontalen Verformungen des Deponiekörpers in diesem Bereich beobachten zu können. Erschwert wurde die Einrichtung der Meßstellen durch die mäßige Befahrbarkeit der Ablagerungen. Seit Mai 1991 – unmittelbar nach der Fertigstellung – werden monatlich Inklinometermessungen in den Meßstellen ausgeführt. Parallel zu den Verformungsmessungen werden die jeweiligen Kopfpunktverschiebungen der vertikalen Meßstrecken, bezogen auf ein örtliches Koordinatensystem, durch geodätische Lagevermessungen bestimmt.

Grundsätzlich kann anhand der Meßwerte und unter Berücksichtigung der geodätischen Lagevermessungen zu jedem Meßtermin für jede Meßstelle der aktuelle Meßstreckenverlauf, die zeitliche Deformation (i. d. R. zwischen der Nullmessung und den Folgemessungen) sowie die differentielle Deformation, d. h. die getrennte Verformungsbetrachtung in einzelnen Meßschritten, angegeben werden.

Der Aufwand für die Inklinometermessungen an vier Meßstellen einschl. Auswertung beträgt für eine Arbeitskraft lediglich einen Arbeitstag.

#### 3.2.5 Bemerkungen zur Inklinometermessung

Die bisherigen Meßeinsätze zeigen, daß mit 'klassischen' Inklinometermessungen auch bei Deponien mit vergleichsweise geringem Aufwand zuverlässige Ergebnisse erzielt werden können. Für die Beurteilung des absoluten Verformungsverhaltens des Deponiekörpers ist eine präzise geodätische Lagevermessung unabdingbar. Insbesondere die Nullmessung sollte durch Mehrfachmessungen besonders abgesichert werden, da i. d. R. sämtliche Folgemessungen auf diese Messung bezogen werden. Für die Bewertung der Meßergebnisse und damit des Verformungsverhaltens über die Zeit ist es sinnvoll, die Meßfehler der Lage- und Inklinometermessungen festzustellen und mit den einschlägigen Methoden der Statistik Vertrauensbereiche für Verformungstendenzen anzugeben.

Die Einrichtung von Meßstellen sollte frühzeitig eingeplant werden, damit die Erreichbarkeit für deren Herstellung und Vermessung sichergestellt ist. Entsprechendes gilt für die geodätische Präzisionsmessung bezüglich Lage und Höhe der Meßstreckenansatzpunkte sowie reproduzierbarer Bezugspunkte.

Falls große Verformungen bzw. Verformungsdifferenzen über die Meßstrecke im Bereich der Meßstellen zu erwarten sind, kann das Inklinometerführungsrohr geschützt beispielsweise in ein ausgeschäumtes Hüllrohr (z. B. PEHD-Rohr) eingestellt werden, um die Befahrbarkeit der Meßstrecke auch langfristig sicherzustellen. Dabei gilt es jedoch zu bedenken, daß mit dieser Methode Verformungen über die Höhe 'verschmiert' werden und damit die Meßgenauigkeit abnimmt. Im allgemeinen ist deshalb eine Ringraumverfüllung der Bohrungen z. B. mit quellfähigem Material - auch zum Schutz der Meßstrecken gegen Sickerwasserzutritte - vorzuziehen. Ergänzend zu den horizontalen Verformungsmessungen und den geodätischen Lagevermessungen sollten Setzungsmarken in verschiedenen Tiefen der Meßstrecke eingebaut werden, um auch vertikale Verformungen im Bereich der Meßstelle abschätzen zu können. Zum Schutz der Sonde sowie der Laufnuten in den Führungsrohren sollten die Rohre selbst (sicker-)wasserdicht ausgeführt werden.

# 4 Zusammenfassung

Inklinometermessungen haben sich seit Jahren für die Ermittlung vertikaler und horizontaler Verformungen von Bauwerken in der Praxis bewährt. An drei aktuellen Beispielen wurde gezeigt, wie dieses Meßverfahren , z. T. mit Modifikationen. im Sinne der Beobachtungsmethode gemäß DIN 1054 unterschiedlichen Zielsetzungen (Neufassung) mit und Genauigkeitsanforderungen bei Deponiebauwerken für äußere und innere Standsicherheitsbeurteilungen eingesetzt wurde.

Während die Vermessung von Gasbrunnen mit vertretbarem Aufwand verwertbare Ergebnisse lieferte, konnten die Messungen in Deponieschächten mittels temporärer Meßstrecken wegen des großen Aufwandes und der relativ ungenauen Meßwerte nicht befriedigen. Die geringsten Meßfehler mit dem wenigsten Meßaufwand wurden bei 'klassischen' Inklinometermessungen in stationären Meßstellen erreicht.

Für weitere - nach dem heutigen Kenntnisstand zumindest wünschenswerte -Verformungsmessungen, gleich welcher Art, zur Funktionsprüfung von Deponieeinrichtungen und zur Standsicherheitsanalyse für das Gesamtsystem wird aufgrund der bisherigen Erfahrungen dringend empfohlen, das Beobachtungshinsichtlich Terminierung. Positionierung programm und Länge der Meßstrecken, Meßmethodik, Genauigkeitsanforderung und Kostenaufwand nach Absprache mit den Fachbeteiligten bereits im Planungsstadium einer Deponie zu berücksichtigen. Selbstverständlich sollten dabei Modifikationen nach aktuellen Erfordernissen während und nach der Betriebszeit möglich sein. Damit kann gewährleistet werden, daß die Sicherheitsanforderungen erfüllt und die Kosten insgesamt begrenzt werden, was letztendlich den Interessen aller Beteiligten genügt.

Dipl.-Ing. Wolfgang Oltmanns Technische Universität Braunschweig Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstraße 2 3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. Peter Wyrwa Dr.-Ing. K. Zander / Dipl.-Ing. B. Zander Beratende Ingenieure für Rein- und Abwassertechnik, Straßenbau und Abfalltechnik Wendentorwall 19 3300 Braunschweig Mihrond die verwessung von Gasbrandon mit vertretbarem Aufwand verwertbare Ergebuisse lieferte, konntän die Messungen in Deponieschächten mittels tenporsrer Melstrecken wegen des großen Aufwandes und der relativ ungesauen Meßwerte nicht befriedigen. Die geringsten Meßfahler mit dem weeigsten Meßaufvand wurden bei 'Klassischen' Inklinometernessungen in stationären Meßstellen erreicht.

Für weitere nach des holitigte Kenntnitstand zomindest vonschenswerte -Verformungswessungen, gleich weicher bil, zur Funktnossprüfung von Boponieeinrichtungen und zur Standsicherheitsenalyse für das Gesamtsystem wird aufgrund der bisherigen friftungen, frigend saufchlen, das Gesamtsystem wird progresen hinsichtliff Jerminnen, Posificherheiten und Koskeneufwund dach Heßstrechen, Meßmethodik, Geoantgisettenfor Frenz und Koskeneufwund dach Absprache nit den Fachbeistligten broots im Plansenschadium einer Geparie gu geruckstchtigen Substvarstand um svilten dabei Modifikationen nech aktualien Erfordernissu während und mach der Factureitenstreten erfolgi Dauft Karb gesichtister serden, daß die Sicherheitzenforderengen erfolgi und die nosien interessen und die nosien interessen genater verden, was lebritantinderen den Interessen aller Geröffunder begrenzt werden, was lebritantinder den Interessen

> Digi - Ing. Waifgang Ollunien; Keinische Ühiversfähl,Scaunschweig Institut On Shindbad und Boarmeochanik Gaußarraße J 3300 Bearmachwein

bigio-izan: reter byrea Brillery, K. Zander (roy), sing, £. Zander Seratende lagenfeure far Mein- und Abresserkeinen. SireSezbau und Abfalltecherk Mandenzörwall (9 3300 Braumschwefg

# NEUBAU UND SANIERUNG VON SCHÄCHTEN IN DEPONIEN Dipl. Ing. T. Sasse UMTEC

1. Einleitung

Schachtbauwerke übernehmen zentrale Funktionen bei der Sicherstellung der Basisentwässerung von Deponien. Derartige Schachtbauwerke haben sich insbesondere dann, wenn sie innerhalb der Ablagerungsfläche angeordnet sind, als sehr schadensanfällige Bauwerke herausgestellt.

Im vorliegenden Beitrag sollen zunächst Schadensbilder und Schadensursachen dargestellt werden. Basierend auf diese Erfahrungen werden Baustoffe und Bauweisen für Schachtbauwerke vorgestellt und ihre Eignung diskutiert. Empfehlungen zur konstruktiven Ausbildung von Schachtbauwerken in Deponien sowie Grundlagen für die statische Berechnung von Deponieschächten ergänzen die Ausführungen.

Ein spezielles Kapitel widmet sich der Sanierung von Schächten. Abschließend werden einige Ausführungsbeispiele vorgestellt.

Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf innerhalb der Ablagerungsfläche angeordnete Schachtbauwerke (hier Deponieschächte genannt), da diese besonderen mechanischen, korrosiven und thermischen Belastungen ausgesetzt sind und daher einen besonders komplexen Beanspruchungsgrad aufweisen.

### 2. Aufgaben von Deponieschächten

Deponieschächte dienen üblicherweise der Fassung und Ableitung von Deponiesickerwasser. Deponieschächte werden insbesondere bei Grubendeponien erforderlich. In diesem Fall erfolgt regelweise eine Förderung des Sickerwassers mit Pumpen zur weiteren Behandlung bzw. Entsorgung.

Derartige Konzeptionen entsprechen allerdings nicht dem vorliegenden Entwurf zur TA Siedlungsabfall vom November 1991 [1], da gemäß Abschnitt 13.3 Deponien nicht eingerichtet werden dürfen "in Gruben, aus denen eine Ableitung von Sickerwasser in freiem Gefälle nicht möglich ist".

Deponieschächte sind so auszulegen, daß von ihnen aus die Wartung und Kontrolle der angeschlossenen Dränrohre und ggf. der Sickerwassersammelleitungen erfolgen kann.

Die genannten Funktionen der Deponieschächte sind während der Betriebszeit der Deponie sowie der Nachsorgephase sicher zu gewährleisten.

# 3. Typische Schadensbilder an Deponieschächten

Wegen der komplexen, überlagerten, mechanischen, chemisch-korrosiven und thermischen Beanspruchung sowie der unterschiedlichen Abfall- bzw. Sickerwassereigenschaften ergibt sich ein großes Spektrum möglicher Schadensursachen und Schadensbilder an Deponieschächten. Unabhängig hiervon lassen sich einige typische Schadensbilder inventarisieren (s.a.[3]):

• Verlust der Standsicherheit

Ursächlich hierfür ist in der Regel eine ungenügende Dimensionierung der Schachtbauwerke und/oder Korrosion der Bauteile. Problematisch hat sich dabei in der Vergangenheit häufig nicht die radiale Belastung der Schachtwandung, sondern insbesondere bei Kunststoffschächten das in vielen Fällen nicht erfaßte Phänomen der negativen Mantelreibung herausgestellt. Bei Stahlbetonschächten führen nach Erfahrungen unseres Büros insbesondere Korrosionserscheinungen zum Verlust der Standsicherheit.

- Schiefstellungen / Verlust der Formtreue
- tritt insbesondere auf, wenn der Schacht in Böschungsbereichen angeordnet ist, die Abfallablagerung nicht mit der erforderlichen Gleichmäßigkeit erfolgte oder eine Hangdeponie vorliegt.
- Abreißen der Dränrohre und defekte Dichtungsanschlüsse sind in der Regel bedingt durch unterschiedliche Setzungen zwischen Schacht und dem umgebenden Deponiekörper bzw. der Deponiebasis.

#### 4. Schachtbaustoffe und Schachtsysteme

#### 4.1 Baustoffe

In der Vergangenheit kamen folgende Baustoffe bei der Herstellung von Deponieschächten zum Einsatz:

- Mauerwerk
- Beton in Ortbeton- oder Fertigteilbauweise (insbesondere Fertigteilschachtringe-, Fertigteilrohre und Asbestzementrohre)
- Kunststoffe, insbesondere glasfaserverstärkter Kunststoff (GFK) und Polyethylen hoher Dichte (PEHD)
- Stahl

Hiervon sind derzeit Stahl und Mauerwerk von untergeordneter Bedeutung, bei GFK besteht noch Klärungsbedarf hinsichtlich der Beständigkeit. Diese Baustoffe werden daher im folgenden nicht weiter behandelt.

Der Vorteil der Betonkonstruktion liegt in der hohen statischen Belastbarkeit verbunden mit der Möglichkeit der individuellen Formgebung. Durch betontechnologische Maßnahmen läßt sich die Beständigkeit des Betons gegen Medienangriff erhöhen (WU-Beton, w/z-Wert, beständige Zementarten), jedoch kann eine dauerhafte Beständigkeit gegen den Angriff von Sickerwasser sowie Deponiegas nicht sicher angenommen werden. Der Korrosionsschutz kann durch zugelassene Beschichtungen gemäß der Bau- und Prüfgrundsätze des Institutes für Bautechnik (IfBt) oder durch eine Oberflächenversiegelung mit PEHD-Platten erreicht werden.

Der Vorteil von PEHD-Schächten ist in der hohen Beständigkeit gegen Medienangriffe zu sehen. Im Vergleich zu Beton weist PEHD allerdings eine wesentlich geringere mechanische Belastbarkeit auf. Daher ist es in der Regel erforderlich, Kunststoffschächte mit Kies zu ummanteln. Das Tragverhalten von PEHD-Schächten ist weiterhin abhängig vom Medienangriff, der Temperatur und der Zeit.

Charakteristisch für PEHD ist ein zeit- und temperaturabhängiges Werkstoffverhalten. Ein für diesen Werkstoff typisches Zeitstandverhalten ist in Abbild 1 dargestellt. Es zeigt sich, daß die Bruchspannung (als Vergleichsspannung) von PEHD bei konstanter Belastung mit zunehmender Belastungszeit grundsätzlich eine abnehmende Tendenz aufweist. Diese Abnahme verläuft zunächst über lange Zeiträume gleichmäßig, bevor ein ausgeprägter Abfall der Bruchspannung auftritt, der auf Alterungsprozesse zurückzuführen ist.



Abbild 1 : Zeitstandverhalten von Rohren aus PEHD (DIN 8075)

Neben der Zeit und der Materialtemperatur wird das mechanische Verhalten von PEHD durch den Medienangriff innerhalb einer Deponie beeinflußt, wobei nach heutigem Erkenntnisstand davon auszugehen ist, daß in diesem Milieu eine weitere Festigkeitsabnahme des Werkstoffes PEHD anzunehmen ist (s.a. auch DIN 19667).

Dieses Materialverhalten von PEHD ist bei der Konstruktion und Bemessung von PEHD-Schächten zu berücksichtigen.

## 4.2 Schachtsysteme

In Abhängigkeit von der Möglichkeit, äußeren Verformungen zwängungsfrei folgen zu können, sind folgende Konstruktionsprinzipien zu unterscheiden:

- "Starre" Schächte
- Schiebe- oder Teleskopschächte
- Schwebeschächte

Starre Schächte sind dadurch gekennzeichnet, daß sie aufgezwungenen Verformungen in vertikaler und horizontaler Richtung Widerstände entgegensetzen, die zu Zwängungskräften im Schacht führen. Ein typisches Beispiel für starre Schächte sind monolithisch hergestellte Stahlbetonkonstruktionen. Derartige Konstruktionen erfordern besondere Überlegungen bei der Gründungssituation sowie bei dem Anschluß von Dichtungen und Rohrleitungen, da hier in besonderem Maße die Gefahr unterschiedlicher Setzungen gegeben ist.

Teleskop- oder Schiebeschächte erlauben eine weitgehend zwängungsfreie Aufnahme von Vertikalverformungen: Kompressionen des umgebenden Mediums folgt der Teleskopschacht durch eine entsprechende Längenänderung. Teleskopschächte werden aus Fertigteilen hergestellt, die z.B. im Stoßbereich eine schiebehülsenartige Konstruktion aufweisen (s.a. Abbild 2). Mit dem Teleskopprinzip können insbesondere Mantelreibungskräfte auf das Schachtbauwerk reduziert werden. Teleskopschächte finden daher bevorzugt bei Kunststoffschächten Anwendung. Besondere Aufmerksamkeit verlangt die möglichst lotrechte Aufstellung der einzelnen Schachtelemente, da sich Schrägstellungen in der Regel negativ auf die Teleskopierbarkeit auswirken.



Abbild 2 : Teleskopschacht (Prinzip)

Beim Schwebeschacht handelt es sich um ein Konstruktionsprinzip, mit dem bereits bei Kontrollschächten, die in der Kerndichtung von Staudämmen angeordnet wurden, positive Erfahrungen gesammelt wurden. Der Schwebeschacht setzt sich aus Fertigteilen zusammen, die ohne jeglichen Kraftschluß untereingebaut werden, wobei zwischen einander den einzelnen Schachtelementen in Abhängigkeit vom Setzungsvermögens des umgebenden Materials ein Mindestabstand eingehalten wird. Eine spezielle Formgebung der einzelnen Schwebeschachtelemente bewirkt, daß diese sich mit dem umgebenden Material verzahnen und werden. Die Schwebeschachtelemente vertikal gehalten "schwimmen" im Umgehungsmaterial und können horizontalen und vertikalen Verformungen zwängungsfrei folgen.

Das Schwebeschachtprinzip verlangt die Einhaltung besonderer Montage- und Einbauvorschriften, um die Abstandssicherung zwischen den einzelnen Elementen sowie die Fixierung im umgebenden Boden/Abfall sicherstellen zu können.



Abbild 3 : Schwebeschacht (Prinzip)

#### 5. Konstruktive Hinweise

An dieser Stelle sollen, weitgehend unabhängig von dem gewählten Schachtsystem, allgemeine Hinweise und Anforderungen für den Entwurf von Deponieschächten gegeben werden.

Der Innendurchmesser des Deponieschachtes sowie der Einsteigund Einfahröffnungen muß unter Berücksichtigung der Einbauten so gewählt werden, daß gefahrlos ein- und ausgefahren werden kann, notwendige Kontroll- und Wartungsarbeiten (falls sie nicht vom Schachtkopf ausgeführt werden, wie es in [2] vorgesehen ist) gefahrlos durchgeführt werden können und eine Rettung von Personen möglich ist. Zu diesem Zweck sind Einsteigoder Einfahröffnungen mindestens mit einer lichten Weite von 0,8 m auszulegen und die in der Tabelle 1 genannten höhenabhängigen freien Fahrquerschnitte einzuhalten.

Schachtbauhöhe	<10	10-20	20-30	30-40	> 40
lichte Schacht-	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
weite					

Tabelle 1: Mindestmaße für freie Fahrquerschnitte in Deponieschächten [2]

Es wird empfohlen, Deponieschächte grundsätzlich nicht mit fest angebrachten Leitern oder Steigeisen auszurüsten. Ein Betreten des Schachtes sollte grundsätzlich über Einfahreinrichtungen erfolgen.

Das Basisabdichtungssystem ist unter dem Schacht durchzuführen (s.a. TA-Siedlungsabfall: "vertikale Durchdringungen des Dichtungssystems sind unzulässig"). Zusätzliche Dichtungselemente können direkt an den Schacht herangeführt werden. Dichtungsund Rohranschlüsse an das Schachtbauwerk sind möglichst flexibel auszuführen. In Abhängigkeit vom Einzelfall können Schleppplatten u.ä. die schädliche Wirkung ungleichmäßiger Setzungen und Verformungen mindern. Alle durch Deponiesickerwasser und Deponiegas beanspruchten Bauteile sind vor Korrosion zu schützen bzw. beständige Baustoffe einzusetzen.

Deponieschächte, insbesondere Kunststoffschächte, sind mit Material, das ein definiertes bodenmechanisches Verhalten aufweist, zu umschütten (z.B. mit Kies). Diese Umschüttung dient der Bettung des Schachtes sowie einer Vergleichmäßigung der Belastung und muß daher sorgfältig lagenweise eingebaut und verdichtet werden. Vorteile einer derartigen Ummantelung sind weiterhin eine Pufferung der Temperaturbeanspruchung sowie eine weitgehende Fernhaltung von Sickerwasser von der Schachtwandung.

#### 6. Statische Grundlagen

## 6.1 Lastfälle

Deponieschächte sind einer Vielzahl von Belastungen ausgesetzt, wobei die zu untersuchenden Beanspruchungsfälle neben den speziellen vor-Ort-Verhältnissen auch von dem gewählten Schachtsystem abhängen. Wenn im folgenden auf Termini der Bodenmechanik oder Erdstatik zurückgegriffen wird, erfolgt dies durchaus in dem Bewußtsein, daß das "bodenmechanische" Verhalten von Abfall zum Teil stark von dem Verhalten klassischer Böden abweicht. Typische für Hausmüll herkömmlicher Zusammensetzung, auf den sich folgende Ausführungen beziehen, sind relativ hohe Scherfestigkeiten bei gleichzeitig starker Kompressibilität, die Veränderung der Scherparameter mit der Zeit durch Abbauprozesse im Müllkörper sowie das sehr große Setzungspotential (bis zu 25 % und mehr). Charakteristisch für Hausmüll ist offensichtlich weiterhin, daß mit zunehmender "Konsolidierung" die Scherfestigkeit abnimmt [6].

Bei der statischen Berechnung von Deponieschächten sind in der Regel folgende Lastfälle zu untersuchen:

- Horizontaler Erddruck
  - Belastungen aus einseitiger Abfallanschüttung (z.B. in Böschungsbereichen) sind zu berücksichtigen.
- Vertikale Belastung Belastung aus Eigengewicht und negativer Mantelreibung

#### Verkehr

Zu berücksichtigen sind die Belastungen aus Einbaufahrzeugen, ggf. mit Anprallasten

#### - Imperfektionen

Abhängig vom Schachtsystem und der Herstellungsart sind ungewollte Außermittigkeiten, Schiefstellungen und Herstellungstoleranzen zu berücksichtigen

#### - Temperatur

Die Temperaturbeanspruchung ist insbesondere bei Kunststoffschächten von Bedeutung. Die DIN 19667 "Dränung von Deponien" gibt z.B. für die Bemessung von Dränrohren eine Bemessungstemperatur  $T = 40^\circ$  über 50 Jahre an.

#### Medienangriff

Die korrosive Wirkung des Abfalls kann bei der Dimensionierung von PEHD-Schächten durch einen Abminderungsfaktor für die zulässige Spannung berücksichtigt werden.

#### Zeit

Das zeitabhängige Festigkeitsverhalten insbesondere von Kunststoffen ist bei der Bemessung durch Berücksichtigung entsprechender Zeitstandkurven zu berücksichtigen.

Sickerwassereinstau (worst case)

# 6.2 Bodenmechanische Kennwerte des Abfalls

Auch wenn das bodenmechanische Verhalten von Abfall nicht dem

von Böden entspricht, ist es derzeit übliche Praxis, die Belastung von Deponieschächten mit erdstatischen Methoden zu ermitteln. Hierzu ist es erforderlich, für den Abfall bodenmechanische Kennwerte (Wichte  $\tau$ , Reibungswinkel  $\Phi$ , Kohäsion c) anzugeben.

Die in der Literatur genannten Werte für die Scherparameter von Hausmüll zeigen ein sehr breites Spektrum, das für den Reibungswinkel von  $\Phi = 10 - 40^{\circ}$  und für die Kohäsion von c = 0 -50 kN/m<sup>2</sup> reicht. Tabelle 2 zeigt eine Zusammenstellung von aus der Literatur entnommenen Werten für die Scherparameter und die Dichte von Hausmüll.

Für den Fall, daß keine besonderen Verhältnisse vorliegen (Zusammensetzung des Abfalls, Sickerwassereinstau, Betriebsweise), werden die Werte von DRESCHER [8] für die Berechnung empfohlen. Bei Monodeponien sollten die Scherparameter und die Wichte im Einzelfall bestimmt werden.

Abfall	Reib	ungswin	kel Ko	ohäsion	Wichte	Lit.
		[°]	[]	cN/m²]	[kN/m <sup>n</sup> ]	
Frischmüll		26,5	8	- 20	8 - 11	Gay
mit Sickerwass	er					
Zerkleinerter Hausmüll		24		23	n.a.	Landva
Alter Abfall		38		16	n.a.	Landva
Haus- und	30	- 35	0	- 10	12 - 14	Schumann
Gewerbemüll						
Vorbehandelte	20	- 25		0	15	Drescher
Siedlungsabfäl	le					
Hausmüll-		30		20	10	Drescher
Anfangswerte						
Hausmüll-		30		20	13	Drescher
Rottemüll						
Hausmüll-		25		0	15	Drescher
Endwerte						

Tabelle 2:

Literaturwerte Scherparameter und Wichte von Hausmüll (aus [7], [8]) Der Verformungsmodul für Hausmüll ist last- und zeitabhängig. Aus JESSBERGER [7] lassen sich als erste Abschätzung Verformungsmoduli von E = 2 MN/m<sup>2</sup> bei  $\sigma$  = 2 kN/m<sup>2</sup> und E = 4 MN/m<sup>2</sup>

bei  $\sigma = 500 \text{ kN/m}^2$  ableiten.

# 6.3 Berechnungsmodelle-Statische Systeme

Bei der Entwicklung von Berechnungsmodellen für die statische Behandlung von Deponieschächten ist in die Horizontal- und Vertikalrichtung zu unterscheiden.

Prinzipiell besteht die Möglichkeit, Schachtbauwerke nach der Finite-Elemente-Methode (FEM) zu berechnen. Wegen der großen Unsicherheiten bei der Festlegung der Stoffgesetze und der Materialkennwerte, z.B. Elastizitätsmodul und Querdehnzahl für Abfälle, ist dieses Verfahren in der täglichen Bemessungspraxis als wenig geeignet einzustufen.

Für die Bemessung des Schachtes in Querrichtung wird als statisches Modell das System des gebetteten Kreisring empfohlen (Bild 4). Die Berechnung der Schnittkräfte in Vertikalrichtung kann mit dem Modell des elastisch gebetteten Balkens erfolgen.

System

Belastung





Abbild 4 : Statisches System und Belastung für die Schnittkraftermittlung bei Deponieschächten - Horizontalrichtung
#### 6.3.1 Belastung aus Erddruck

Bei diesen Berechnungsmodellen kommt der Wahl der Erddruckverteilung in Umfangs- und Axialrichtung bemessungsentscheidende Bedeutung zu. Als bekannt vorausgesetzt werden können die bewährten Rechenansätze z.B. nach STEINFELD [10], die für Schächte im allgemeinen Tiefbau Verwendung finden. Die dort gewählten Rechenansätze für die Bestimmung der Erddruckbelastung beruhen auf der klassischen Erddrucktheorie und berücksichtigen eine lastmindernde Gewölbewirkung.

Diese Rechenverfahren zur Bestimmung des Erddruckes setzen alle voraus, daß eine Deformationsmöglichkeit des Bodens in radialer Richtung zum Schacht hin gegeben ist. Diese Voraussetzung ist für Schächte in Deponien nicht erfüllt, da hier zunächst das Schachtbauwerk erstellt wird und erst anschließend die Verfüllung mit Boden bzw. Abfall vorgenommen wird. Bei dieser Herstellungsweise treten praktisch keine zum Schacht hin gerichteten, den Erddruck reduzierenden Verformungen auf.

Aus erdstatischer Sicht erfordert die Kiesummantelung von De-Überlegungen. ponieschächten zusätzliche Im Gegensatz 211 Schachtbauwerken, bei denen das Deponiegut unmittelbar bis an die Schachtwandung angeschüttet wird und wo die Hypothese eines elastisch-isotropen Halbraumes zumindestens als erste, arobe Näherung noch vertretbar erscheint, trifft dies bei kiesummantelten Schächten nicht mehr zu. Diese Voraussetzungen wären nämlich nur dann erfüllt, wenn der Gleitkeil des plastischen Grenzzustandes insgesamt innerhalb der Kiesummantelung bliebe, was wiederum nur der Fall wäre, wenn der Durchmesser Schachtoberkante der Kiesummantelung an der in etwa der Schachttiefe entspricht; eine derartige Ummantelung ist in der Praxis bei größeren Schachttiefen unrealistisch.

Das Trag- und Verformungsverhalten kiesummantelter Deponieschächte ist komplex. Die Belastungen aus dem Deponiekörper wirken nicht direkt auf den Schacht ein, sondern nur mittelbar über die Kiesummantelung. Die Mantelreibungskräfte werden in der Fuge zwischen Abfall und Kiesummantelung wirksam und führen zu erhöhten Vertikalspannungen in der Ummantelung. Soll insbesondere bei Schächten, die nach dem Teleskop- oder Schwebeschachtprinzip aufgebaut sind, dieses Prinzip nicht ad absurdum geführt werden, ist es erforderlich, daß nicht nur der Schacht selbst, sondern auch die Kiesummantelung den vorgegebenen Setzungen des Abfalls folgt.

Aus Gründen der Volumenkonstanz muß sich die Kiesummantelung bei Setzungen in Richtung Abfallkörper ausdehnen. Diese Ausdehnung ruft im Abfallkörper Reaktionskräfte hervor, die als Bettungskräfte oder passiver Erdwiderstand interpretiert werden können und die aus Gleichgewichtsgründen abzüglich einer tangential orientierten Kraftkomponente (Gewölbewirkung) auch auf die Schachtwandung einwirken.

Berechnungsgrundsätze für die Erfassung dieses Tragverhaltens wurden z.B. von NEY [6,9] entwickelt. Deren Anwendung steht einschränkend entgegen, daß Materialgesetze für Hausmüll weitgehend unbekannt sind.

In jedem Fall muß davon ausgegangen werden, daß die wirkende horizontale Erddruckbelastung auf Deponieschächte höher ist als sie sich unter Ansatz eines räumlichen aktiven Erddruckes berechnen läßt.

HOCH hält nach derzeitigen Erfahrungskenntnissen den Ansatz eines horizontalen Erddruckes in der Größe des ebenen aktiven Erddruckes für die Schachtbemessung für ausreichend, wobei der Wandreibungswinkel mit  $\delta=0$  angesetzt werden sollte [5]. Dieses Berechnungsmodell erscheint aus Sicht des Verfassers insbesondere bei Schachtbauwerken, die in der Lage sind, hohe Ringdruckkräfte aufzunehmen (z.B. Betonbauwerke) und die daher einer derartigen Überbeanspruchung hohe Sicherheitsreserven entgegensetzen, geeignet.

Es darf nicht übersehen werden, daß es sich hierbei um eine nicht unwillkürliche Festlegung eines Berechnungsmodelles handelt, dessen Verifizierung durch weitergehende theoretische Überlegungen sowie insbesondere durch Messungen erforderlich ist.

Bei der Anwendung dieses Berechnungsmodelles ist die Annahme einer rotationssymetrischen Erddruckverteilung nicht plausibel. Die Ursachen hierfür sind in der Heterogenität des Abfalls. Zur Berücksichtigung dieser Verhältnisse wird folgender Erddruckansatz zur Anwendung empfohlen, mit denen Schachtbauwerke in jüngster Zeit durch unser Büro dimensioniert wurden (s.a. [5]):

 $\mathbf{e}_{\mathbf{h}} = \tau \cdot \mathbf{h} \cdot \mathbf{k}_{\mathbf{h}} \cdot (\cos^2 \alpha + 0, 5 \cdot \sin^2 \alpha)$ 

Dieser Erddruckansatz ist in Abbild 4 prinzipiell dargestellt.

#### 6.3.2 Belastung aus Mantelreibung

Einen besonderen Belastungsfall stellt bei der Dimensionierung von Deponieschächten die sogenannte "negative Mantelreibung" dar, die auf die starke Kompressibilität des Abfalls zurückzuführen ist. Negative Mantelreibungskräfte entstehen, in dem die Setzungen des Deponiegutes durch das Schachtbauwerk behindert werden. Der Abfall hängt sich an der Mantelfläche der Schachtkonstruktion bzw. der Kiesummantelung auf und erzeugt vertikal nach unten gerichtete Kräfte. Größe und Verteilung dieser Mantelreibungskräfte sind noch weitgehend unbekannt.

HOCH leitet in Analogie zur DIN 1054 eine Mantelreibungskraft von  $\Gamma_{\rm M}$  = 20 kN/m<sup>2</sup> ab, wobei dieser Wert im Beiblatt zur DIN 1054 für nichtbindige Böden als Richtwert angegeben wird [5]. Für bindige Böden im konsolidiertem Zustand sieht die DIN 1054 vor, diejenigen Schubspannungen als Mantelreibungskräfte anzusetzen, die man aus der Multiplikation der Vertikalspannung  $\sigma_{\rm V}$  des Bodens mit dem Ruhedruckbeiwert K<sub>0</sub> und dem Tangens des Scherparameters (inneren Reibungswinkel) tan  $\Phi$  des (entwässerten) Bodens erhält.

Dieses Rechenmodell kann auf die vorliegende Fragestellung

prinzipiell übertragen werden. Es erlaubt weiterhin die Berücksichtigung konstruktiver Gleitschichten auf der Schachtaußenwand. In diesem Fall wird die maßgebende Scherfuge nicht mehr im Boden liegen, sondern im Kontaktbereich Boden/Schachtaußenwand oder in einer speziellen Gleitfuge direkt in oder auf der Schachtwandung.

Unter der Voraussetzung, daß die wirksamen Vertikalspannungen richtig berechnet sind, sind die mit diesem Rechenmodell ermittelten Mantelreibungskräfte als auf der sicheren Seite liegend anzusehen.

Bei dem derzeit unbefriedigenden Kenntnisstand zur Ermittlung der Mantelreibungskräfte wird empfohlen, entweder großzügig bemessene Schächte vorzusehen oder der negativen Mantelreibung durch längs verschiebliche Schachtkonstruktionen zu begegnen. Kunststoffschächte sollten grundsätzlich nach dem letztgenannten Prinzip konstruiert werden.

Bei starren Schächten, die den Setzungen des Abfalls nicht zwängungsfrei folgen können, sollten zur Minimierung der Mantelreibungskräfte reibungsmindernde Maßnahmen an der Schachtaußenwandung, z.B. in Form von Gleitschichten, vorgesehen werden.

# 6.4 Standsicherheitsnachweise

#### 6.4.1 Stahlbetonschächte

Stahlbetonschächte sind nach Maßgabe der DIN 1045 bzw. des Eurocodes 2 zu bemessen, wobei die Schnittkräfte aus der horizontalen und vertikalen Belastung des Schachtes sowie Temperaturbelastungen (z.B.  $\delta T = 10$  °C) zu überlagern sind.

Ungeschützte Betonkonstruktionen sind in der Regel für den Einsatz in Deponien nicht geeignet. Ein guter Korrosionsschutz kann z.B. durch PEHD-Platten erreicht werden, die durch rückseitige Ankernoppen o.ä. einen unlösbaren Verbund mit dem Beton eingehen. Obwohl der Beton bei derartigen Konzeptionen vor korrosiven Angriffen geschützt ist, wird im Sinne einer erhöhten Sicherheit empfohlen, durch betontechnologische und bemessungstechnische Maßnahmen das Verhalten des Beton bei Medienangriff zu optimieren. Hierzu gehört die Verwendung eines wasserundurchlässigen Betons nach DIN 1045, Abschnitt 6.5.7.2, eine Betonnachbehandlung entsprechend DIN 1045, Abschnitt 10.3, eine spezielle Betonrezeptur (W/Z-Wert, Sieblinienauswahl, Verwendung beständiger Zementsorten, z.B. hochsulfatbeständigem Zement) sowie eine Bemessung für eine rechnerische Rißbreite von w<sub>k,cal</sub> = 0,2 mm. Aus diesem Grunde werden weiterhin hochfeste Betonqualitäten (ab B 35) zur Anwendung empfohlen, auch wenn diese aus statischer Sicht nicht erforderlich sind.

## 6.4.2 PEHD-Schächte

Bei der Berechnung von biegeweichen PEHD-Schächten sind in der Regel folgende Nachweise zu führen:

- Verformungsnachweis
- Spannungsnachweis oder Randdehnungsnachweis
- Stabilitätsnachweis

Für den Verformungsnachweis muß die maximale Durchmesseränderung  $\delta d_V$  bestimmt werden. Insoweit die Berechnung des Schachtes in horizontaler Richtung mit dem Modell des unsymmetrisch belasteten, elastisch gebetteten Kreisringes erfolgt, kann die maßgebende Verformung direkt aus dieser Berechnung entnommen werden. Die relative Verformung erhält man, indem diese Durchmesseränderung ins Verhältnis zum Gesamtdurchmesser gesetzt wird:

 $\delta_{\rm V} = \delta d_{\rm V} / d_{\rm a} \cdot 100 [\%]$ 

Diese Verformung ist der zulässigen Verformung gegenüber zu stellen, wobei im Einzelfall zu prüfen ist, ob die Anforderung der ATV A 127, die für den Langzeitnachweis einen Wert von  $zul\delta_V = 6$  % fordert und für den Nachweis von Entwässerungskanälen und -leitungen bestimmt ist, auf die Verhältnisse bei Deponieschächten übertragen werden kann.

Für den Spannungsnachweis sind Axial- und Ringrichtung separat zu betrachten. Die Spannungen sind jeweils mit dem elementaren Zusammenhang

 $\sigma = N/A \pm M/W \le zul \sigma$ 

mit - Automatisv Asbare

N = Normalkraft M = Biegemoment A, W = Querschnittswerte zu bemessen.

Die Ermittlung der Randfaserdehnung kann analog nach dem Hookschen Gesetz bestimmt werden zu

 $\epsilon = \sigma / E_C \leq zul \epsilon$ 

mit E<sub>C</sub> = Kriechmodul

Die zulässige Spannung beim Spannungsnachweis ergibt sich aus der Zeitstandfestigkeit, Abminderungsfaktoren, dem Fügefaktor und dem Sicherheitsbeiwert wie folgt:

$$\sigma_{zul} = \frac{K(A_1, A_3) \cdot f_s}{A_2 \cdot A_4 \cdot s}$$

Hierin bedeuten :

$\sigma_{zul}$	=	zulässige Spannung in N/mm²			
$K(A_1, A_3)$	=	Zeitstandfestigkeit in N/mm² bei der			
		Berechnungstemperatur			
$A_1 - A_4$	=	Abminderungsfaktoren			
fs	5	Fügefaktor (soweit Fügefaktoren zu berücksichti- gen sind)			

S

Die Abminderungsfaktoren  $A_1 - A_4$  sind werkstoffabhängig, sie berücksichtigen im einzelnen :

A1	=	Abhängigkeit der Festigkeit von der Belastungs-
		zeit
A2	<b>∈=</b> ∪ເທs	Einfluß des Umgebungsmediums
A <sub>3</sub>	=	Abhängigkeit der Festigkeit von der Temperatur
A <sub>4</sub>		Einfluß der spezifischen Zähigkeit

Der DVS 2205 [11] können Zeitstandkurven entnommen werden, in denen die Abminderungswerte  $A_1$  und  $A_3$  bereits eingearbeitet sind. Diese Zeitstandkurven zeigen die Festigkeit in Abhängigkeit von der Zeit und von der Temperatur. Einzelne Rohstoffhersteller geben für die von Ihnen hergestellten PEHD-Typen Zeitstandkurven an, die auf höhere Zeitstandfestigkeiten schließen lassen.

Der Abminderungsfaktor  $A_2$  quantifiziert den Einfluß des Medienangriffes auf die Zeitstandfestigkeit von thermoplastischen Kunststoffen. Für Deponiedränrohre aus PEHD werden zur Zeit Faktoren von  $A_2 = 1,1 - 1,2$  angenommen [5]. Da die  $A_2$ -Faktoren für PEHD bei einigen Medien temperaturabhängig sind, sollte auf Grundlage der DVS 2205 oder spezieller Versuche ein Einzelnachweis angestrebt werden.

Der Abminderungsfaktor  $A_4$  berücksichtigt die spezifische Zähigkeit des Werkstoffes in Abhängigkeit von der Temperatur. Für PEHD kann dieser Faktor bei Temperaturen > 20 °C mit 1,0 angesetzt werden.

Der Fügefaktor  $f_S$  ist abhängig vom Schweißverfahren. Er liegt bei PEHD zwischen  $f_S = 0,8 - 0,9$  als Kurzzeitschweißfaktor und bei  $f_S = 0,5 - 0,8$  als Langzeitschweißfaktor (für Heizelemente-Stumpfschweißung oder Warmgasextrusionsschweißung).

Auf dieser Basis läßt sich die zulässige Spannung von PEHD unter Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes von S = 2,5 für eine Langzeitbetrachtung von 50 Jahren in Abhängigkeit von der Temperatur auf einen Wert im Bereich von  $\sigma_{zul} = 2,0 - 4,0 \text{ N/mm}^2$ eingrenzen. Vergleichsweise beträgt die Streckspannung von PEHD  $\sigma_F = 21 \text{ N/mm}^2$ . Hieraus wird deutlich, welche entscheidende Bedeutung Langzeit-, Temperatur- und Medieneinflüsse auf die Langzeitstandfestigkeit von PEHD haben.

Beim Randdehnungsnachweis (der alternativ zum Spannungsnachweis geführt werden kann) und dem Verformungsnachweis ist anstelle des Elastizitätsmoduls E, wie er bei anderen Baustoffen berücksichtigt wird, bei Thermoplasten, von speziellen Fällen abgesehen, der Kriechmodul  $E_c$  einzusetzen. Hierbei handelt es sich um den Quotienten aus Spannung und Gesamtdehnung. Der Kriechmodul ist entsprechend dem Werkstoffverhalten von PEHD zeit-, spannungs- und temperaturabhängig. Er kann auch medienabhängig sein (insbesondere bei quellend wirkenden Substanzen). Der Kriechmodul kann für PEHD aus der DVS 2205 oder anderen Vorschriften (z.B. DIN 4266, Teil 1) entnommen werden.

Beim Dehnungsnachweis ist auszuweisen, daß die größte im Bauteil auftretende Randdehnung (Zug)  $\epsilon_{max}$  die zulässige Dehnung  $\epsilon_{zul}$  nicht überschreitet :

 $\epsilon_{max} \leq \epsilon_{zul} \leq \epsilon_{F^{\infty}} / S_{F}$ 

Der Dehngrenzwert beträgt nach DVS 2205, Teil 1,  $\epsilon_{\rm F}^{\infty}$  = 3%. Herstellerangaben können hiervon abweichen, Firma Hoechst weist z.B. für den Werkstoff GM 5010 T2 einen Wert von  $\epsilon_{\rm F}^{\infty}$  = 4 % nach [5].

Mit den erläuterten Verfahren kann die Dimensionierung von PEHD-Schächten durchgeführt werden. In der Regel sind dabei (mit Ausnahme des Nachweises der Verkehrslasten) die Langzeitnachweise maßgebend. 7. Sanierung von Deponieschächten

Deponieschächte, deren Funktionsfähigkeit bereits beeinträchtigt ist oder wo eine derartige Funktionsbeeinträchtigung zu besorgen ist, müssen wegen ihrer zentralen Bedeutung in der Regel saniert werden.

Für die Auswahl einer geeigneten Sanierungsmethode ist es erforderlich, in einem ersten Schritt eine umfangreiche Schadensanalyse vorzunehmen. Dazu gehört im einzelnen:

- Bestandsaufnahme, Analyse von Schäden
- Klärung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse, evtl. durch Erkundungsbohrungen
- Abschätzung des Gefährdungspotentials bei einer Sanierung (Deponiegas, Sickerwasser, Emissionen bei Abfallumlagerung etc.)
- Ermittlung der Schadensursache

Erst nach einer derartigen Schadens- und Ursachenanalyse kann eine Entscheidung über das optimale Sanierungsverfahren erfolgen. Neben einer Teilsanierung (Reparatur mit ggf. teilweiser Rekonstruktion) oder Vollsanierung (kompletter Schachtausbau und Erstellung einer Neukonstruktion) sind dabei bei schwierigen "Baugrundverhältnissen" auch Sonderverfahren (z.B. Tunnellösungen), die ein vollständiges Entfallen des Schachtbauwerkes ermöglichen, in die Überlegungen mit einzubeziehen.

Die spezielle Problematik bei einer Vollsanierung leitet sich aus der Erfordernis ab, den vorhandenen Schacht komplett freizulegen. Um insbesondere bei tieferen Schächten den Aushub von Abfall auf ein Minimum zu begrenzen, ist es erforderlich, eine verbaute Baugrube herzustellen.

ls Verbauverfahren bieten sich die Spritzbetonbauweise sowie ein Verbau mit Liner-Plates (gewellte Stahlprofile) an. Mit beiden Verfahren liegen Ausführungserfahrungen in Hausmülldeponien vor. Die Spritzbetonweise paßt sich hervorragend an die Ausbruchgeometrie an. Durch den Rückprall des Spritzgutes wird als Begleiteffekt eine emissionsmindernde Versiegelung der Aushubsohle erreicht. Soll die Spritzbetonschale nach erfolgter Schachtrekonstruktion nicht als starrer Körper im Deponiekörper verbleiben, ist allerdings ein relativ aufwendiger Abbruch erforderlich.

Die Liner-Plates-Bauweise ermöglicht einen einfacheren Rückbau des Verbaus, erfordert dafür aber große Sorgfalt beim Abteufen der Baugrube, da aus statischen Gründen ein sattes Anliegen der Liner-Plates an den Baugrund erforderlich ist. In der Regel wird es nötig sein, Hohlräume zwischen Abfall und Liner-Plates kontrolliert zu verfüllen, um dieser Forderung gerecht zu werden.

Unter dem Aspekt der Arbeitssicherheit ist im Sinne eines interaktiven Vorgehens bereits während der Planung ein Sicherheitsplan zu erstellen, der eine Gefährdungsbeschreibung sowie Vorgaben zum Umfang der Baustelleneinrichtung, persönlicher Schutzausrüstungen, technischer Schutzmaßnahmen (Lüftung, Erdbaumaschinen, Personenbeförderung, Explosionsschutz), organisatorischer Schutzmaßnahmen (meßtechnische Überwachung von Arbeitsplätzen, Verhaltensregeln), arbeitsmedizinische Untersuchungen sowie zu Rettungsausrüstungen, Brandschutzmaßnahmen und Immissionsschutz- und Dekontaminationsmaßnahmen enthält.

Bei der Bemessung des Verbaus können die in Kapitel 6 abgeleiteten Berechnungsmodelle prinzipiell zugrundegelegt werden. Die Grundvoraussetzungen für das Einstellen eines aktiven Erddruckes sind hier gegeben, da sich der "Boden" zum Bauwerk hin radial verformen kann. Der Einfluß einer Kiesummantelung braucht in der Regel nicht berücksichtigt zu werden, da sich der Verbau direkt gegen den Abfall abstützt.

Auf Basis des "Standes der Technik" bei der Formulierung von Belastungsansätzen im Deponiekörper (s.a. Kap. 6) erscheint es angezeigt, das Verhalten des Verbaus durch regelmäßige Verformungsmessungen zu kontrollieren und zu überwachen. Ziel dieser Messungen sollte es sein, die Zutreffenheit der Berechnungsansätze zu überprüfen und ggf. Rückschlüsse für die Bemessung des neu zu erstellenden Schachtes zu ziehen.

#### 8. Beispiele für Neubauten

# 8.1 Praxisbeispiel Starrer Schacht

Das erste Ausführungsbeispiel betrifft einen im Endzustand 65 m hoch geplanten Pumpenschacht, der auf einer Deponie in Hessen hergestellt wurde [12]. Auf der Deponie werden neben Siedlungsabfällen gepreßte und verfestigte Klärschlämme abgelagert.

Der anstehende Baugrund wird aus äußerst tragfähigen und setzungsarmen Böden gebildet, die eine Verwirklichung dieses Konzeptes in diesem Fall erst ermöglichten.

Der Schacht wird durch ein zylindrisches Stahlbetonbauwerk mit einem Innendurchmesser von  $d_i = 3,50$  m gebildet, der auf einem Stahlbetonfundament gegründet wird. Die Herstellung des Schachtes erfolgte monolithisch in Ortbetonbauweise.

Die Kombinationsdichtung wurde im Schachtbereich doppelt ausgeführt: Die Kombinationsdichtung wurde zum einen direkt an den Schacht angeschlossen, zum anderen unter dem Schachtfundament durchgeführt. Da unterhalb des Fundamentes mit sehr hohen Sohlpressungen aus Schachteigengewicht und Mantelreibungskräften zu rechnen war, kam der Einbau des sonst als Abdichtungsmaterial eingesetzten Ton- und Lehmbodens aus Setzungsgründen nicht in Frage. Vielmehr wurde ein Kunstboden eingesetzt, der die rechnerischen Fundamentpressungen von 20 kg/cm<sup>2</sup> sicher aufnehmen kann.

Die Außenwandungen des Schachtes sind mit einer PEHD-Bahn geschützt worden. Diese PEHD-Dichtungsbahn wird an der Deponiesohle direkt an die PEHD-Bahn der Kombinationsdichtung angeschlossen. Der Übergang der Dichtungbahn von der vertikalen Schachtwand auf die horizontal verlaufende Basisabdichtung ist wegen der Setzungsempfindlichkeit durch eine Schleppplatte gesichert worden, die auf einer Schachtkonsole aufliegt.

Durch eine bewegliche Rohrdurchführung der in den Schacht einmündenden Dränrohre ergibt sich für diese ein allseitig freier Bewegungsraum, um die berechneten Setzungsunterschiede (unter Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes) schadensfrei aufnehmen zu können.

# 8.2 Praxisbeispiel Schwebeschacht

In Rahmen der Herstellung der Monodeponie Berlin-Kladow kamen insgesamt fünf Schwebeschächte mit einer Höhe von knapp 20 m zur Ausführung, die, innerhalb der Ablagerungsflächen angeordnet, der Sickerwasserentsorgung dienen [4].

Der Schwebeschacht setzt sich aus einem speziellen Schachtunterteil, mehreren Schachtringen mit jeweils 2 m Bauhöhe sowie dem Schachtoberteil zusammen. Die Schachtringe sowie das Schachtunter- und -oberteil bestehen aus hochtragfähigen Betonfertigteilen, die zum Korrosionsschutz komplett mit PEHD-Platten ummantelt wurden.

Die PEHD-Platten wurden im weitgehend vorgefertigten Zustand beim Betonfertigteilwerk angeliefert und dort in die Schalung eingesetzt. Lediglich die stirnseitige Begrenzung der Fertigteile wurde für das Einbringen des Betons zunächst offen gelassen. Nach Erhärten des Betons wurde in diesem Bereich ein Feinmörtel aufgebracht und die noch fehlenden PEHD-Platten verlegt.

Die einzelnen Schwebeschachtringe wurden sukzessiv mit der Deponieverfüllung eingebaut. Die Abstandssicherung in der Fuge zwischen den einzelnen Schachtringen erfolgte durch Hartschaumplatten, die, wenn eine Mindesteinschüttung des betreffenden Schachtelementes erfolgt war, mittels Flach- bzw. Kapselpressen wieder ausgebaut wurden.

Durchgeführte Verformungsmessungen zeigten, daß die Verringerung des Abstandes zwischen den einzelnen Elementen durch Setzungsprozesse im Deponiekörper in der prognostizierten Größenordnung lag.

Bei dem vorgestellten Schwebeschachtkonzept handelt es sich um eine Verbundkonstruktion mit klarer Aufgabentrennung:

- Hochtragfähige Betonfertigteile zur Aufnahme der äußeren Kräfte (Erddruck aus Abfall, Verkehr, etc.)
- PEHD-Platten-Beschichtung als Korrosionsschutz
- Schwebeprinzip zur zwängungsfreien Aufnahme von äußeren horizontalen und vertikalen Verformungen

Das Schwebe Achtprinzip hat sich bei dieser Maßnahme bewährt und stellt auch bei der Sanierung von Schächten eine interessante Alternative dar. Entsprechende Projekte stehen vor der Ausführung.

## 9. Zusammenfassung

Die Planung von Deponieschächten bzw. Schachtsanierungen erfordert vom entwerfenden Ingenieur in besonderem Maße die Bereitschaft zum fachübergreifenden, ingenieurmäßigen Denken. Aspekte der Statik, Bodenmechanik, des speziellen Abfallverhaltens sowie das der gewählten Baustoffe, deren geeigneter Dimensionierung, der Arbeitssicherheit sowie der technischen Ausrüstung müssen in den Entwurf mit einfließen.

Für die statische Berechnung von Deponieschächten können derzeit keine allgemeingültigen, abgesicherten Berechnungsverfahren zur Ermittlung der maßgebenden Schnittgrößen angegeben werden. Die im vorliegenden Beitrag entwickelten Berechnungsmodelle haben daher empirischen Charakter. Bezüglich der Vertikalrichtung hat die Vernachlässigung der Wirkung der Mantelreibung zu zahlreichen Schäden insbesondere bei Kunststoffschächten geführt. Auf Grundlage des derzeitigen Erkenntnisstandes über die Größe der Mantelreibung wird empfohlen, dieser Belastung durch längsverschiebliche Systeme auszuweichen, die dem statischen Grundsatz "Steife Bauwerke ziehen Lasten an" genügen.

Diesem Grundsatz werden Teleskop- und Schwebeschächte gerecht. Insbesondere bei hoch belasteten Schächten (Temperatur, Erddruck) bieten sich hierfür Verbundkonstruktionen an, bei denen die langfristige Tragfunktion von Stahlbeton übernommen wird, der allseitig durch PEHD-Platten vor Korrosion geschützt wird. Derartige Konstruktionen lassen die Erwartung zu, daß die von Deponieschächten erwarteten Funktionen langfristig wahrgenommen werden können.

Unabhängig davon erscheint es wünschenswert, die tatsächlich an Deponieschächten angreifenden Kräfte in horizontaler und vertikaler Richtung durch Meßprogramme zu erfassen.

Der aktuell vorliegende Entwurf der TA Siedlungsabfall vom November 1991 fordert, daß "das Sickerwasser in freiem Gefälle Entwässerungsschächten zuzuleiten ist, die außerhalb der Ablagerungsfläche errichtet werden sollen". Bei dieser Konzeption ergibt sich notwendigerweise die Erfordernis von Durchdringungen des Dichtungssystemes in den Tiefstpunkten der Ablagerungsfläche. Derartige Durchdringungen haben sich in der Vergangenheit als schadensträchtige Bauteile herausgestellt.

Erfolgt die Fassung und Ableitung des Sickerwassers über innerhalb der Ablagerungsfläche angeordnete Schachtbauwerke, sind Durchdringungen der Basisabdichtung nicht erforderlich.

Eine Abwägung der Vor- und Nachteile dieser unterschiedlichen Entwässerungskonzepte sollte daher im Einzelfall erfolgen. Eine einseitige Festlegung auf ein Konzept könnte wünschenswerte und erforderliche Weiterentwicklungen behindern.

# 10. Literaturverzeichnis

- [1] N.N. "Sechste Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA-Siedlungsabfall); Entwurf vom November 1991 des Bundesministers für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit
- [2] N.N. "Sicherheitsregeln für Deponien (GUV 17.4)", Entwurf vom Oktober 1990 des Bundesverbandes der Unfallversicherungsträger der öffentlichen Hand - BAGUV, 1990
- [3] Amann, P. "Schäden an vertikalen Deponieschachtbauwerken und mögliche Sanierungsmethoden"; UTG-Seminar 1991 (nicht veröffentlicht)
- [4] Sasse, T. "Vorkehrungen beim Herstellen von Deponieabdichtungen in ungünstigen Witterungsperioden"; Tagungsband "6. Fachtagung - Die sichere Deponie" des Süddeutschen Kunststoffzentrums, 1990
- [5] Hoch,A. "Problem mit der Rohr- und Schachtstatik, Standsicherheitsnachweise"; Abfallwirtschaft Nr. 4 (1992) Nr. 2, EF-Verlag Berlin
- [6] Ney,P. "Ursache von Schäden an Schächten in Deponien"; Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 51, 1988
- [8] Drescher, J.; Meyer, H. "Zur Standsicherheit von Abfalldeponien"; Neuzeitliche Deponietechnik, Jessberger (HRSG), Balkema, 1990
- [9] Ney,P. "Berechnung von Schächten in Deponien"; Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik - Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 31, 1990

[10] Steinfeld, K. "Über den Erddruck auf Schacht- und

Brunnenwandungen"; Tagungsband Baugrundtagung Hamburg der DGEG, 1958

- [11] N.N. Richtlinie DVS 2205, Teil 1: "Berechnung von Behältern und Apparaten aus Thermoplasten-Kennwerte"; Deutscher Verlag für Schweißtechnik (DVS) GmbH, Düsseldorf
- [12] Sasse,T. "Ausführung einer Kombinationsdichtung"; in "Die sichere Deponie - Grundwasserschutz mit Kunststoffdichtungsbahnen"; Tagungsband des Süddeutschen Kunststoffzentrums, 1987

# Anschrift des Verfassers:

#### UMTEC

Ingenieurgesellschaft für Abfallwirtschaft und Umwelttechnik Prof. Dr.Ing. Biener - Dipl. Ing. Sasse Stresemannstr. 52 W-2800 Bremen 1 Tel.: 0421/4988703

# SANIERUNG EINES SCHACHTES DURCHFÜHRUNG UND ERSTE ERGEBNISSE EINES MESSPROGRAMMS AM BEISPIEL DER DEPONIE MECHERNICH

Dipl.-Ing. Ney, Geoconsult Kronberg Dipl.-Ing. Dany, Kreis Euskirchen

#### 1. EINLEITUNG

Bauwerke stellen bis heute in Deponien Fremdkörper dar, die nicht nur den Betrieb stören, Gefahrenpunkte - insbesondere unter Arbeitsschutzbetrachtungen - darstellen, sondern zumindest unter statischen Gesichtspunkten auch als empfindlich eingestuft werden müssen. Im Hinblick auf die Bemessung und konstruktive Ausführung werden die Ingenieure mit immer neuen Problemstellungen konfrontiert, da allgemein gültige Vorgaben über das Verformungsverhalten des Deponiekörpers gesichert noch nicht vorliegen. Wie die Vergangenheit beweist, sind Planungen, konstruktive Ausführungen und eingesetzte Materialien - insbesondere bei größeren Bauhöhen - den Ansprüchen, wenn überhaupt, nur unzureichend gerecht geworden, was die vielen Schadensfälle und Sanierungen dokumentieren. Hier wird m. E. auch in Zukunft noch - insbesondere unter dem Gesichtspunkt des Langzeitstandverhaltens der eingesetzten Materialien - mit erheblichem Sanierungsbedarf gerechnet werden müssen.

Wie problematisch aber auch heute noch die Errichtung von Bauwerken in Deponien und hier insbesondere die wirklichkeitsnahe Erfassung der äußeren und inneren Randbedingungen ist, soll nachfolgend an der Sanierung von zwei Müllsickerwassersammelschächten auf einer kommunalbetriebenen Siedlungsabfalldeponie erörtert werden.

Die im folgenden geschilderten Sanierungsarbeiten und das in diesem Zusammenhang durchgeführte begleitende Meßprogramm wurden durch das Umweltbundesamt Berlin als Demonstrationsvorhaben gefördert.

## 2. SCHADENSABLAUF

In einer Grubendeponie für Siedlungsabfälle waren an zwei Tiefpunkten Sammelschächte zur Fassung des über eine Flächendränage gefaßten Müllsickerwassers angeordnet. Diese Schachtbauwerke hatten einen Innendurchmesser von 2.00 m und waren aus dem Werkstoff PEHD gefertigt. Der Schachtaufbau erfolgte mit einzelnen Schachtelementen von 6.00 m Höhe, die kraftschlüssig an den Stoßfugen verschweißt wurden. Der Schacht selbst war entsprechend statischen Vorgaben mit einer 1.00 m starken Kiesbettung rotationssymetrisch ummantelt. Die Gesamthöhe der Schächte war auf 100 m ausgelegt.

Obwohl die das Bauwerk betreffenden Randbedingungen sowohl rechnerisch als auch konstruktiv erfaßt schienen und auch der Aufbau des Schachtes mit größter Sorgfalt durchgeführt wurde, wurden, bereits beginnend mit einer Einbindung in den Müllkörper von 15 m, Schachtstauchungen beobachtet, die Zweifel im Hinblick auf die Standsicherheit aufkommen ließen.

Im weiteren Verlauf wurden bei einem 15 m in den Müll eingebundenen Schacht Gesamtsetzungen von 0.75 m und bei einem 30 m in den Müll eingebundenen Schacht Stauchungen von 2.25 m gemessen.

Aufgrund des Schadensbildes und -verlaufes mußte davon ausgegangen werden, daß im System Bauwerk-Schachtbettung-Müllkörper bisher nicht bekannte Erddruckverhältnisse vorliegen und die bisher angewandten, aus dem Erdbau abgeleiteten Berechnungsverfahren bei Bauwerken in Hausmülldeponien keine ausreichenden Bemessungsansätze liefern. Weiterhin war zu vermuten, daß bedeutende Mantelreibungskräfte das Lastbild erheblich beeinflussen. Die Ursachen hierfür wurden in der Inhomogenität der Abfälle, deren organischen Anteilen, den biologischen Abbauprozessen und den sich hier durchlaufend verändernden Bodenkennwerten sowie dem Setzungsmaß und dem Zeitsetzungsverhalten vermutet, über die kaum verläßliche Daten vorlagen und die auch - wenn überhaupt - nur unzureichend in den Berechnungsverfahren Berücksichtigung gefunden haben. Entsprechende simulierte Versuche in einer speziell hierfür entwickelten Versuchsanlage haben diese Vermutungen bestätigt (Bild 1). Die hierbei gewonnenen Erkenntnisse haben im vorliegenden Sanierungsfalle zu neuen Bemessungsansätzen und Berechnungsverfahren geführt (Bild 2).





Bild 2: Prinzipskizze des Berechnungsansatzes



Nach den vorgenommenen Untersuchungen und Neuberechnungen war es im vorliegenden Falle unumgänglich, die bestehenden Schachtbauwerke rückzubauen und durch ein neues Schachtsystem zu ersetzen. Zudem ergaben die durchgeführten Mantelreibungsversuche, daß die zu erwartenden, auf die Schachtbauwerke wirkenden lotrechten Kräfte so groß werden, daß deren Abtragung über den Schacht selbst nicht möglich ist und durch konstruktive Maßnahmen verhindert werden muß.

#### 3. SCHACHTKONSTRUKTION

Neben der sorgfältigen Ermittlung der äußeren Randbedingungen, die einen wesentlichen Faktor für die Bemessung des Bauwerkes darstellen, kommt für die Gewährleistung der inneren Standsicherheit den Materialeigenschaften des zu verwendenden Werkstoffes eine entscheidende Rolle zu. Hierbei ist die Forderung zu erheben, daß der zum Einsatz kommende Werkstoff neben der Beständigkeit gegen chemisch-physikalische Beanspruchungen durch z. B. Sickerwasser, Deponiegas, wechselnde Temperatureinflüsse, auch ausreichende mechanische Festigkeiten aufweist, um

- gegenüber waagerechten und lotrechten Kraftangriffen statische Festigkeit und verformungsmäßige Beständigkeit zu haben,
- Zwängungen genügend Widerstand entgegenzusetzen,
- bei noch wirtschaftlichen Konstruktionen zeitlich lange Standsicherheiten zu gewährleisten.

Darüber hinaus ist in einer Deponie mit überwiegend organischen Abfällen wegen den letztlich nie genau vorherzusagenden Bewegungen Verformungsfähigkeit gefragt.

Der Kreis hat sich nach Prüfung aller Für und Wider – auch unter dem Eindruck des gutmütigen Verhaltens bei den alten Schachtbauwerken – erneut für den Einsatz von PEHD als Grundwerkstoff für die Schächte entschieden. Hierbei wurden für die statische Berechnung eine Zeitstandfestigkeit von 50 Jahren und eine Bemessungstemperatur von 40° C vorgegeben. Darüber hinaus war über die konstruktive Gestaltung sicherzustellen, daß bei einer Endteufe von 100 m Setzungen von 25 m ohne vertikalen Kraftschluß der Einzelelemente kompensiert werden müssen (Bild 3).





#### 4. MESS- UND KONTROLLSYSTEME

Wie schon eingangs erwähnt, stellt die Deponie einen inhomogenen Körper dar, der chemisch, biologisch und physikalisch bedingten Veränderungen unterliegt und dessen Bewegungsverhalten sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung z. Zt. definitiv noch nicht vorausgesagt werden kann. Zudem bedingen Veränderungen im Konsumverhalten und Veränderungen in der Produktion sowie in verstärktem Umfange geforderte Vorbehandlungen Veränderungen des Inputmaterials und damit auch der Eigenschaften dieses Materials, so daß auch bei sorgfältigster Ermittlung die den Berechnungen und Konstruktionen zugrunde liegenden Randbedingungen auch heute noch mit großen Unwägbarkeiten behaftet sind. Um so wichtiger ist es, die gewählten Ansätze durch geeignete Messungen zumindest über längere Zeiträume auf Übereinstimmung von Soll- und Istwert zu überprüfen, um

- detaillierte Kenntnisse über die sich in der Deponie abspielenden Vorgänge zu erhalten und
- die Standsicherheit der Bauwerke langfristig sicherstellen bzw. Gefahren frühzeitig erkennen und begegnen zu können.

Bei den Schachtbauwerken der Deponie Mechernich werden daher

- Setzungsmessungen,
- Verschiebungsmessungen,
- Temperaturmessungen,
- Verformungsmessungen und
- Spannungsmessungen

## durchgeführt.

Während die Messungen im Schacht nur durch Befahrungen erfolgen können, erfolgen die Messungen im Bettungsbereich des Schachtes, der durch einen 3.00 m breiten Kiesmantel den Müllkörper vom Schacht trennt, durch dort in den verschiedenen Ebenen eingebauten Meßsysteme (Bilder 4 und 5). Wie die Erfahrungen bei den durchgeführten Messungen ergeben haben, sind insbesondere die Meßsysteme, die schwimmend im Bettungskörper eingebaut sind, wegen der sehr starken Verformungen, dem das umgebende Medium unterworfen ist, für langfristig sicherzustellende Messungen nur bedingt geeignet und lassen eine hohe Ausfallquote erwarten.

Darüber hinaus besteht die Gefahr, daß durch Verkantungen und Verkippungen Meßergebnisse verfälscht und somit zu nicht praxisbezogenen Schlußfolgerungen führen können. Hier sind die Systemhersteller aufgerufen, Systeme zu entwickeln, die unter den hier vorliegenden Randbedingungen von Setzungen und Verschiebungen und aggressivem Medium auch über längere Zeiträume einsatz- und funktionsbereit bleiben.



Bild 4: Anordnung der Meßsysteme



# Bild 5: Darstellung einer Meßebene

#### 5. ERSTE ERGEBNISSE DES DURCHGEFÜHRTEN MESSPROGRAMMS

# 5.1 Temperaturmessungen

Wie bereits ausgeführt, spielt die Temperatur bei der Ermittlung der in die statische Berechnung eingehenden Materialkennwerte unter dem Gesichtspunkt des Langzeitstandverhaltens des gewählten Materials PEHD eine nicht unwesentliche Rolle. Bei der Unsicherheit und der großen Bandbreite über die in einer Deponie auftretenden Temperaturen – und hier insbesondere die zeitlichen Verläufe – war es unabdingbar, die Temperaturverläufe um das Bauwerk und die Übertragung auf das Material selbst zu überprüfen. In Mechernich wurde bei der Berechnung von der Annahme ausgegangen, daß der um das Bauwerk angeordnete Bettungskörper nicht nur statische Funktionen übernimmt, sondern auch die in einer Deponie zumindest zeitweise auftretenden Temperaturspitzen abpuffert und somit die für die Bemessung gewählte Materiallangzeittemperatur von 40° C gesichert eingehalten werden kann.

Obwohl im Deponiekörper selbst zeitweise Temperaturen von 60° bis 65° C gemessen wurden, zeigen die durchgeführten Messungen, daß die dem Bettungskörper zugeordnete Pufferwirkung auch bei großen Auffüllhöhen auftritt. Die bisher im Bettungskörper gemessene höchste Temperatur lag bei 42° C (Bild 6). Die Analogtemperatur im Material selbst lag bei 33° C (Tabelle 1), wobei auch eindeutig ein Temperaturgradient zwischen in tieferen Lagen befindlichem Altmüll und in oberen Lagen befindlichem frischen Müll erkennbar ist. So lag die Materialtemperatur bei der letzten Messung im unteren Drittel bei 16° C und im oberflächennahen Bereich bei 29° C. Die Sickerwassertemperatur im Schacht selbst ist seit Jahren mit rund 30° C stabil. Es ist jedoch noch zu früh, um endgültige zu verallgemeinernde Schlüsse aus den ersten Messungen ziehen zu können, zumal noch eine Vielzahl von Randbedingungen auf ihren Einfluß hin überprüft werden müssen.



Bild 6: Temperaturverlauf in dem Bettungskörper

Tabelle 1: Messung vom 28. 3. 1991

Element- Nummer	Lage des Meßfühlers	Temperatur °C
S 3	links	12,6°
S 3	rechts	17,0°
S 5	links	16,5°
S 5	rechts	19,5°
S 7	links	24,6°
S 7	rechts	25,8°

# 5.2 Setzungsmessungen

Im Hinblick auf die Vorgaben, wegen der vom Bauwerk nicht zu kompensierenden Mantelreibungskräfte kraftschlüssige Verbindungen in vertikaler Richtung zu vermeiden, wurden, wie bereits unter dem Kapitel Bauwerkskonstruktion ausgeführt, am Bauwerk Kompensationsstücke vorgesehen, die eine Gesamtsetzung von 25 m und eine Einzelsetzung je Aufstockungselement von 1.33 m ausgleichen können. Darüber hinaus ist es von großer Bedeutung für die Gesamtbetrachtung, in welchem Ausmaße ein Auswandern des Kiesbettungskörpers in den Müllkörper erfolgt, um hier Abhängigkeiten insbesondere unter erdstatischen Gesichtspunkten besser beurteilen zu können.

#### 5.3 Setzungsmessungen am Schacht

Neben den vierteljährlich durch Befahrungen durchgeführten Kompensationsmessungen jedes einzelnen Schachtelementes werden 14-tägig Veränderungsmessungen am jeweiligen letzten Schachtelement in bezug auf die Sohlhöhe des Schachtes über Bestimmung der NN-Höhen durchgeführt. Bei einer Soll-Schachthöhe bis Aufstockungselement Nr. 10 von

59.76 m

einer gemessenen Ist-Schachthöhe von

54.50 m

ergibt sich über einen Meßzeitraum von Juni 1989 bis Oktober 1991 ein Setzungsmaß von

#### 5.26 m.

Dies entspricht in Bezug auf die Gesamthöhe einem Setzungsanteil von 8,8 %. Berücksichtigt man hierbei noch, daß das Grundelement keiner Setzung unterliegt, so erhöht sich der bisher eingetretene prozentuale Setzungsanteil auf

11 % (vgl. Bild 7).



Bild 7: Gesamtstauchung Schacht 1

Die maximal gemessene Einzelsetzung am Element 7 beträgt

# 0.80 m.

Dies entspricht einem prozentualen Anteil von 60 % (vgl. Bild 8).



Bild 8: Setzungen der Meßmarken

6. SETZUNGSMESSUNGEN IM BETTUNGSKÖRPER

Entlang der inneren Meßrohre und äußeren Inklinometerrohre wurden in Höhe der Meßebenen Setzungsgeber eingebaut, deren Lage über diese Rohre induktiv bestimmt werden kann. Der Setzungsverlauf ist im folgenden Bild 9 dargestellt.



# Bild 9: Setzungsverlauf

Aus den Setzungsdifferenzen zwischen jeweils zwei Ebenen läßt sich auf die seitliche Verdrängung des Bettungskörpers in das umgebende Deponiegut schließen. Abzüglich der elastischen Setzung ließ sich maximal zwischen den Ebenen 3 und 4 eine Stauchung von über 11 % abschätzen. Dies entspricht einer mittleren radialen Ausdehnung von mindestens 0.20 m.

Aus diesen seitlichen Ausdehnungen und den im folgenden erläuterten Spannungsmessungen lassen sich radiale Bettungsmoduli von anfänglich ca. 0.5 MN/m<sup>3</sup> abschätzen, welche mit steigender Auflast auf eine Größenordnung von 5 MN/m<sup>3</sup> zunehmen. Diese Bettungsmoduli stimmen zufriedenstellend mit den Ergebnissen von horizontalen Lastplattenversuchen überein, welche im Laufe der Schachtsanierungsarbeiten an der Baugrubenwandung im Müll durchgeführt wurden.

Abgesehen von anfänglichen Differenzen, welche wahrscheinlich auf den Auslösewiderstand der Sollbruchstellen zurückzuführen sind, zeigen die Setzungen der im Bettungskörper eingebetteten Setzungsmarken und der Meßmarken an der Schachtwandung im jeweils betrachteten Höhenbereich annähernd gleiche Größen, so daß darauf geschlossen werden kann, daß nach Auslösen der Sollbruchstelle die Schachtelemente den vertikalen Verformungen des Kiesbettungskörpers weitgehend folgen.

#### 7. VERSCHIEBUNGSMESSUNGEN

Wie schon mehrfach im Manuskript angesprochen, kommt den Horizontalbewegungen unter den verschiedensten Gesichtspunkten eine große Bedeutung zu. Wie die Lagemessungen im Schacht und den Inklinometerrohren im Bettungskörper zeigen, treten große Horizontalbewegungen auf, die jedoch nicht richtungsstabil sind. Zu beobachten ist jedoch, daß sich die zeitlich beobachteten Richtungsänderungen im großen und ganzen gesehen nicht nur auf einzelne Schachtelemente beziehen, sondern – wenn auch größenmäßig unterschiedlich – einen durchgehenden Verlauf vom Fußpunkt bis zur Deponieoberfläche haben. Welche Einflüsse hierbei letztendlich eine Rolle spielen, kann zum derzeitigen Zeitpunkt noch nicht gesagt werden; der Mülleinbau und seine Richtung wirken jedoch offenbar auch großräumig auf die Verschiebungsrichtung und -größe (Bild 10).

Die bisher gemessene größte Lotabweichung beträgt

# 0.45 m.

Parallel zu den Einmessungen der Schachtoberkante wurden jeweils die Lage der OK Inklinometer bzw. Meßrohr verfolgt. Die von jenen durchgeführten Bewegungen weisen in Richtung und Größenordnung annähernd dieselben Werte auf, wie diejenigen der Schachtachse. Folglich verhält sich das System Schacht-Bettungskörper bezüglich der horizontalen Verschiebungen im Bereich der Deponieoberfläche nahezu wie ein monolithischer Körper. Obwohl es schwierig ist, die inneren Verformungen des Bettungskörpers und die dem System aufgezwungenen äußeren Verformungen auseinanderzuhalten, ist aus Inklinometermessungen tendenziell erkennbar, daß der Anteil der von außen aufgezwungenen Bewegungen der Inklinometerrohre richtungsmäßig denjenigen des Schachtes entsprechen.

Die Darstellung der Achslage eines der Inklinometer in Bild 11 setzt voraus, daß der jeweilige Fußpunkt der Meßrohre feststehend ist; die gemessenen Verschiebungen sind also Relativverschiebungen zu dem jeweiligen Fußpunkt. Infolge starker Biequngen, welche die Rohre im Bereich des Übergangs von der ehemaligen bis zum Schachtaustausch vorhandenen (Alt)Müllablagerung und den darauffolgenden Frischmüll erfuhren, konnte das Rohr mit dem Meßschlitten nach dem 20. 12. 1989 nicht mehr bis zur Rohrsohle befahren werden. In der Darstellung Bild 11 wurde für die nachfolgenden Messungen der jeweils erreichbare Fußpunkt als Bezugspunkt für die Relativverschiebungen angesetzt. Man erkennt deutlich, daß der Abstand der Inklinometerachse zwischen zwei nachfolgenden Messungen im oberen Bereich (Frischmüll) merklich größer wird als im unteren Teil (Altmüll).



Bild 10: Lageverschiebungen der Schachtachse

Bild 11: Lageverschiebungen der Inklinometerachse



Trägt man die in einer Ebene gemessenen Relativbewegungen des Inklinometers auf, so zeigt sich in allen Ebenen bei dem im Westen des Schachtes angeordneten Inklinometerrohr eine deutliche Tendenz einer Ausweichung nach West (Bild 12); bei dem zweiten, südlich angeordneten Inklinometerrohr, ist die entsprechende Bewegungsrichtung südlich.



Bild 12: Inklinometerbewegungen in Referenzebene

- 244 -
Die Inklinometermessungen bestätigen die erwartete seitliche Verdrängung des Kiesbettungskörpers in den Müllkörper.

### 8. SPANNUNGSMESSUNGEN

Im Laufe des Aufbaues des Bettungskörpers wurden in einzelnen Ebenen jeweils 15 Druckmeßkissen in zwei lotrecht aufeinander angeordneten Profilen eingebaut und zwar in Dreiergruppen von jeweils einem waagerecht, radial und tangential gesetzten Bodendruckaufnehmern (Bild 5). Drei Meßebenen wurden in dem Altmüll eingesetzt, wobei die dritte Meßebene nur wenig unterhalb der Grenze Altmüll-Frischmüll liegt. Die Ebenen 4 und 5 befinden sich im Bereich von Frischmüll.

Trotz entsprechender konstruktiven Vorkehrungen fielen nach 6monatiger Beobachtungszeit erste Druckaufnehmer in Ebene 3 aus. Die Ebene 4 war bereits nach 4 Monaten und die Ebene 5 nach 7 Monaten nicht mehr meßbar.

Die beiden unteren Ebenen zeigten viel später erste Ausfälle und sind nach zweieinhalb Beobachtungsjahren immer noch teilweise meßbar.

Der Ausfall der Druckaufnehmer läßt sich auf Kabelbrüche infolge der horizontalen Verschiebungen zurückführen. Es wurde deshalb in einer sechsten Ebene (Einbauhöhe 355.89 müNN) in jedem Meßprofil jeweils nur eine – in Nähe des Schachtmantels angeordnete – Meßgruppe mit nach innen verlegter Kabelführung eingebaut. Zusätzlich wurde jeweils ein vierter Bodendruckaufnehmer unmittelbar an der Mantelfläche des Schachtes angeordnet.

Die Spannungsmessungen zeigen erwartungsgemäß, daß die lotrechten Spannungen auf den Bettungskörper erheblich höher sind als die Auflast der Kiessäule (Bild 12). Weiterhin erkennt man, daß die Spannung an dem waagerecht eingebauten Bodendruckaufnehmer am höchsten, diejenige am radial eingebauten i.d.R. am niedrigsten und diejenige an dem tangential angeordneten jeweils einen Zwischenwert einnimmt (Bild 13 und 14).

Bild 12: Lotrechte Spannungen



# Bild 13: Spannungen in Ebene 1





Bild 14: Spannungen in Ebene 1

Bild 15: Mantelreibungsversuch



- 248 -

Entsprechend den bei der Schachtbemessung getroffenen Hypothesen weisen die gemessenen radialen Druckspannungen um ein vielfaches höhere Werte auf, als die klassischen Berechnungsverfahren des Erddrucks auf Schächte (z. B. Walz, Steinfeld) erwarten ließen. Die Meßwerte überschreiten auch deutlich die Ansätze des aktiven Erddrucks auf ein lineares Bauwerk.

Ein überproportionales Ansteigen der Spannungen an den inneren, tangential angeordneten Druckkissen – Anzeichen für die Ausbildung eines druckmindernden Gewölbes in den Bettungskörper – wurde bisher nicht beobachtet.

### 9. MANTELREIBUNGSVERSUCHE

Begleitend zu dem Meßprogramm wurde die ursprünglich eingesetzte Versuchsanlage (Bild 1) konstruktiv und in der Steuerungsanlage erheblich verbessert. Die damit durchgeführten Mantelreibungsversuche werden derzeit ausgewertet (Bild 15). Qualitativ läßt sich feststellen, daß die Grenzwerte der negativen Mantelreibung im Frischmüll höher sind als im Altmüll und daß diese Grenzwerte mit der Auflast und der Dichte des Mülls zunehmen.

Dipl.-Ing. Ney Dr. Friedrich W. Hug Geoconsult GmbH Niederhöchstädter Str. 71 6242 Kronberg (Ts)

Dipl.-Ing. Dany Kreis Euskirchen Amt 66 Jülicher Ring 32 5350 Euskirchen (a) and the contraction of the second lange of the contraction of the second appendix of and the second calls (subsection calls) (collections) (2000) and calls of the second contraction of the contraction of the contraction of the second calls (contractions) (contractions) (2000) and (contractions) (co

Boyn Shorperugeric ou e Anstaliguo dan Spanensan on ore dan eere contactive and excidente data quantum + antactic da Scattering offices of contribute data data and the rest year e research and a totele data data.

(1) La contractification of the segments of a contracting off-control of a control of the second control of a control of the second control of the seco

ori, is in or ori, is a diversion barries in the constant of an original states of an original states barries and original states and original states and original states and original states

Settener Bing ... 510 - Rosiner "STATISCHE BERECHNUNG UND KONSTRUKTIVE AUSFÜHRUNG VON DEPONIESICKERROHREN" A. Hoch

#### 1. EINLEITUNG

Ein langfristig funktionsfähiges Sickerwassererfassungssystem stellt ein wichtiges Sicherheitsglied einer Deponie dar. Hierzu zählen Flächendrän-, Sickerrohre, Schächte und Stollen, die auf der Basisabdichtung eingebaut werden. Mit diesem System soll die Diffusion verzögert und das Eindringen von Sickerwasser in das künstlich hergestellte Abdichtungssystem dauerhaft verhindert werden. Für die konstruktive Ausbildung des Sickerrohrsystems wird auf die DIN 19667 (Technische Regeln für Bemessung, Bauausführung und Betrieb) verwiesen.

Das in der DIN 19667 angegebene Prinzip der Leitungsführung beruht auf der Einzelstrang-Drainage mit einem Quergefälle  $\geq$  3 % der Basisabdichtung zum Sickerrohr hin und einem Längsgefälle der Rohrleitung von  $\geq$  1%. Längsleitungen mit Abzweigen sind nicht erlaubt und aus deponietechnischer Sicht nicht sinnvoll.

Das früher häufig verwendete "Fischgräten-System" mit Sauger und Sammelleitungen mit Nennweiten DN ≤ 150 mm erfüllt die an das Sickerwassererfassungsystem gestellten Anforderungen nicht in dem erforderlichen Maß, da die so konstruierten Sammelleitungen weder kontrolliert noch gespült werden können.

Ein Bemessungverfahren für die Sickerrohre beinhaltet die DIN 19667 nicht, sie enthält lediglich die Formulierung: "Die Standsicherheit der Sickerrohre ist stets in prüffähiger Form nachzuweisen".

Es wurde vorausgesetzt, daß das im Regelwerk der ATV A 127 angekündigte Beiblatt für Deponierohre in den nächsten Jahren erstellt wird. Von der ATV-Arbeitsgruppe 1.5.1 wurde bereits signalisiert, daß 1992 hierzu weitere Aktivitäten durchgeführt werden.

In Bayern wurden bis etwa 1986 Sickerrohre aus den unterschiedlichsten Materialien und Querschnitten eingebaut, wie z.B. Porositrohre aus haufwerksporigem Beton, Asbestzementrohre, Steinzeugrohre mit Deformationsmatten, tunnelförmige PVC-Rohre und profilierte Kunststoffrohre mit relativ dünnen Wandungen (1 mm und kleiner). Teilweise wurden bei diesen Sickerrrohrtypen erhebliche Schäden festgestellt, die eine Erneuerung bzw. Sanierung der Leitung notwendig machten. Beton-, Asbestzement-, Steinzeugrohre mit Deformationsmatten und dünnwandige Kunststoffrohre (Wanddicke < 10 mm) sind aufgrund ihrer ungenügenden statischen und chemischen Widerstandsfähigkeit nicht uneingeschränkt und ohne besondere Maßnahmen für den Einbau als Sickerrohre auf der Basisabdichtung von Deponien geeignet.

Die Standsicherheit der Steinzeugrohre bei hohen Müllüberschüttungen war insbesondere deshalb nicht gegeben, weil die Deformationsmatte aus PE-Schaummaterial weder chemisch beständig ist, noch die erforderlichen mechanischen Eigenschaften aufweist, wie sie im ATV-Berechnungsmodell [3] zugrundegelegt werden.

Die Standsicherheit von dünnwandigen Kunststoffrohren war deshalb nicht gegeben, weil Standsicherheitsnachweise gar nicht oder mit Hilfe des ATV A 127 Rechenmodells unter Zugrundelegung unzutreffender Randbedingungen durchgeführt wurden. Die bemessungsmaßgebenden Langzeitnachweise wurden nicht geführt. Ein beliebter Rechenkniff bestand darin, das vorhandene Ton-Rohrauflager mit der Angabe im ATV-Regelwerk A 127:  $E_4 = 10 \cdot E_1$  in ein "Fels-Rohrauflager" zu transformieren. Mit  $E_4$  wird der Verformungsmodul des Bodens unter der Rohrsohle und mit  $E_1$  über dem Rohrscheitel bezeichnet. Mit dieser "Regel" gelingt es, die Standsicherheit von dünnwandigen, profilierten Kunststoffrohren unter relativ hohen Müllschüttungen "nachzuweisen".

Bis jetzt haben sich vollwandige PE-HD-Sickerrohre der Druckstufe PN 6 bis PN 16, die erforderliche Druckstufe ist abhängig von der Müllhöhe, am besten bewährt. Die Sickerrohre müssen in einer Leitungszone, wie sie im Bild 1 der DIN 19667 dargestellt ist, eingebaut werden. Die Auflagerung des Rohres sollte nicht direkt auf der mineralischen Abdichtung (im bindigen Boden), sondern im Idealfall in einem mindestens 20 cm dicken Sandbett erfolgen. Die Sickerrohre sollten wenigstens einen Innendurchmesser von 250 mm haben. Hydraulische Bemessungskriterien waren nicht der Grund für die Festlegung dieses Mindestdurchmessers. Vielmehr ergab die Notwendigkeit, die Rohre langfristig kontrollieren, spülen und evtl. reparieren zu können, diese Vorgabe.

Um die Rohre statische dimensionieren zu können, muß neben einem zutreffenden Berechnungsmodell auch die mögliche Beanspruchung, die Art der Einbettung und die Ausbildung der Leitungszone festgelegt werden. In der DIN 19667 wurden die wesentlichen Anforderungen beschrieben. Berücksichtigt jedoch ein Planer lediglich die in der DIN 19667 angegebenen Forderungen, so hat er nur die Mindestanforderungen abgedeckt. Diese DIN ersetzt auch keine Bemessungsrichtlinie.

## 2. FORM DER STATISCHEN UNTERLAGEN

Die statischen Unterlagen für die Bauwerke sind in prüffähiger Form aufzustellen. Allgemein gehaltene EDV-Ausdrucke ohne die dazugehörigen Planunterlagen und rechtsverbindlichen Unterschriften erfüllen die Form in bauaufsichtlicher Hinsicht nicht. Bauwerke in Deponien, z.B. die Sickerrohre, unterliegen nicht den Bauordnungen der jeweiligen Länder. Die Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern äußert sich dahingehend, daß im Zuge der Umsetzung der EG-Bauproduktenrichtlinie die novellierte BayBO evtl. anwendbar wird. Die Regierung von Mittelfranken vertritt in einem Schreiben vom 17.10.88 gegenüber der LGA die Meinung, daß Bauwerke in Deponien im Rahmen des abfallrechtlichen Genehmigungsverfahrens zu prüfen sind. Die Sickerrohre innerhalb der Müllaufschüttung sind also ebenfalls genehmigungspflichtig und können nicht mit den genehmigungsfreien Leitungen außerhalb von Gebäuden gleichgestellt werden. Die bautechnische Überprüfung von Abfallbeseitigungsanlagen obliegt den unteren Bauaufsichtsbehörden. In der Praxis wird ein anderer Weg beschritten. Da die bauausführende Firma gemäß Leistungsverzeichnis eine geprüfte Statik vorlegen muß, beauftragt sie im allgemeinen einen ihr bekannten Prüfstatiker, der z.B. eine Zulassung für Stahlbau, Holzbau oder Massivbau besitzt, jedoch keine ausreichende Erfahrung für die Beurteilung von Bauwerken aus Kunststoff. Eine derartige Prüfung hat den Charakter einer formalen Erledigung der gestellten Forderung, sie hat ihren eigentlichen Sinn verloren.

Die statische Berechnung mit den darin geführten Nachweisen und den Planungsunterlagen für die Bauwerke in Deponien sollte mindestens den sonst üblichen Anforderungen genügen. Die Standsicherheitsnachweise und die notwendige Dokumentation der Konstruktion in Form von Plänen sollten nicht nur als notwendige Formalien betrachtet werden, da sie noch für folgende Zwecke verwendet werden können:

- Als rechtsverbindliche Unterlage für den Bauherrn, der daraus alle notwendigen Informationen entnehmen kann hinsichtlich Werkstoff, Geometrie und Belastung.
- 2. Als prüffähiger Nachweis im bauaufsichtlichen Sinn.
- Als Grundlage, nach der das Gewerk von der bauausführenden Firma ausgeführt werden muß.
- 4. Zur Festlegung der Verantwortung der am Bau Beteiligten.
- 5. Zur Dokumentation als Bestandsunterlage. Dies ist erforderlich bei Erweiterung oder Sanierung der bestehenden baulichen Anlage.

Die Anforderungen, Prüfungen und Überwachung der Sickerrohre für Deponien wurden in der DIN 4266 Teil 1 (Rohre aus PVC-U, PE-HD und PP) Teil 2 (Steinzeugrohre, jedoch ohne Deformationsmatte) und Teil 3 (Betonrohre für Erddeponien) festgelegt.

Da in Haus- und Sonderabfalldeponien hauptsächlich Sickerrohre aus PE-HD eingebaut werden, beziehen sich die im folgenden gemachten Angaben auf diesen Werkstoff, am Beispiel von PE-HD Sickerrohren werden die statisch relevanten Kennwerte angegeben bzw. abgeleitet.

Um Kunststoffrohre aus PE-HD nach den Regeln der Elastizitätslehre berechnen zu können, müssen die Anforderungen und Materialkenngrößen bekannt sein.

Es sei vorab erwähnt, daß bislang nicht alle mechanischen Eigenschaften vollständig zur Verfügung stehen. Hierzu sind noch eine Reihe von wissenschaftlichen Untersuchungen notwendig.

Nach DIN 4266, Teil 1 muß der Werkstoff PE-HD, hergestellt aus Formmassen nach DIN 16776, folgende Eigenschaften aufweisen:

Dichte > 0,947 g/cm<sup>3</sup>
Schmelzindex MFI 190/5 : ≤ 1,5 g/10 min.

Im einzelnen werden in der DIN 4266 folgende Punkte näher beschrieben:

- Anwendungsbereich
- Werkstoffkennwerte für PVC-U, PE-HD und PP
- Maße
- Abminderungsfaktoren A1, A2 und A3 (Zeit, Medium und Temperatur) für den Kriechmodul bei den Kunststoffsickerrohren.
- Geometrie der Rohre einschließlich Wassereintrittsöffnungen (pro m Rohr ≥ 100 cm<sup>2</sup>).
- Notwendige Prüfungen der Rohre durch Eigen- und Fremdüberwachung.

Für die statischen Nachweise interessieren neben den Angaben in der DIN 4266 noch folgende Kenngrößen:

-	Geometrische Größen: Außendurchmesser, Wanddicke und Querschnittswerte:	d <sub>a</sub> ,	s,	I,	W
-	Bei Sickerrohren der Reduktionsfaktor für die redu- zierte Rohrsteifigkeit und die effektiven Querschnitts- werte aufgrund der Wassereintrittsöffnungen:	f <sub>w</sub> ,	Ae	ff,	Weff
-	Kurzzeit- und Langzeitkriechmodul:	EC	(К,	L)	
-	Zulässige Kurzzeit- und Langzeitspannungen für Biegezug und Biegedruck:	zul	σ <sub>B</sub>	Z,	σ <sub>BD</sub>
-	Zulässige Kurzzeit- und Langzeit-Randfaserdehnungen	zul	ε <sub>Z</sub>	, ε	D
-	Abminderungsfaktoren für den Kriechmodul und die Span- nungen	Α <sub>E</sub> ,	Ασ		

Da die Sickerrohre langfristig funktionsfähig bleiben müssen, sind meist die Langzeitnachweise (50 Jahre) bemessungsmaßgebend.

Anstelle des in der Konstruktionslehre verwendeten Elastizitätsmoduls wird bei Thermoplasten ein Kriechmodul ( $E_C$ ) eingesetzt. Dabei handelt es sich um den Quotient aus Spannung und Gesamtdehnung. Der Kriechmodul ist zeit-, spannungs-, temperatur- und mediumsabhängig. Er muß bei Sickerrohren mit Hilfe von Abminderungsfaktoren:

-	A 1	für die	Zeit	aus	ATV	A 127	[3]	
-	A 2	für den	Medieneinfluß	aus	DIN	4266	Teil	1
-	A3	für die	Temperatur	aus	DIN	4266	Teil	1

ermittelt werden.

Damit kann dann z.B. für die Bemessung der Sickerrohre die notwendige Kurzzeit- und Langzeitrohrsteifigkeit berechnet werden:

$$S_{R}(K,L) = \frac{E_{c}(K,L) \cdot I}{r_{m}^{3}}$$

mit

E<sub>c</sub> = Kriechmodul (Langzeit, Kurzzeit)

I =  $\frac{s^3}{12}$  Trägheitsmoment der Rohrwandung

rm = mittlerer Rohrradius

und dem Verschwächungsbeiwert:

f<sub>w</sub> = 0,7 - 0,9 (in Abhängigkeit von der Form der Wassereintrittsöffnung; von dem Rohrhersteller anzugeben)

daraus ergibt sich eine Rohrsteifigkeit:

 $S_{R,w} = S_R \cdot f_w$ 

Bei orientierenden Versuchen an PE-HD Rohrproben [1] wurden signifikante Verschwächungsbeiwerte bei vollwandigen Sickerrohren festgestellt.

Die Verschwächungsbeiwerte hängen von folgenden Parametern ab:

- Schlitzgeometrie
- Schlitzungstechnik
- Betrag der freien Wassereintrittsfläche

Aufgrund der Vorgabe der Mindestschlitzlänge und dem Einsatz von Kreisfräser ergeben sich Verschwächungsbeiwerte bis über 30 % im Vergleich zur ursprünglichen Rohrsteifigkeit ohne Perforation.

Einen noch nicht näher untersuchten Einfluß auf die Langzeit-Standsicherheit perforierter Kunststoff-Rohre bilden die üblicherweise scharfkantig ausgebildeten Schlitzecken. Es ist davon auszugehen, daß sie sich durch Kerbspannungsüberhöhungen nachteilig auf das Langzeit-Tragverhalten der perforierten Sickerwasser-Rohre auswirken.

#### 4. BIEGESPANNUNGEN

Mit zulässigen Dehngrenzen  $\varepsilon_{FOO}$  = 3 % nach DVS 2205, Teil 1 [2] (Fa. Hoechst weist für ihren Werkstoff Hostalen GM 5010 T2  $\varepsilon_{FOO}$  = 4 % nach) können dann die zulässigen Spannungen unter Anwendung des Hookschen Gesetzes berechnet werden.

zul  $\sigma_{\rm B}$  = zul  $\epsilon \cdot E_{\rm C}$  (t, T) mit zul  $\epsilon = \epsilon_{\rm FOO}/\gamma$ ,  $\gamma = 2$  (Sicherheitsbeiwert)

Die Berechnung der zulässigen Spannung kann auch ohne den Umweg über die zulässige Dehngrenze – die aufgrund von weiterentwickelten Werkstoffen nicht wie ein Fixwert aufgefaßt werden kann, und in den Grenzen von 3 bis 6% variiert – wie folgt ermittelt werden:

Die Streckspannung für PE-HD mit ca. 21 N/mm<sup>2</sup> wird als Ausgangspunkt verwendet. Dieser Wert kann z.B. aus der allgemein zugänglichen Kunststoff-Datenbank Campus entnommen werden. Das Programmpaket Campus wurde von mehreren Rohstoffherstellern, und zwar von BASF, Bayer, Hoechst und Hüls entwickelt und der Fachöffentlichkeit vorgestellt.

Aufgrund der Völligkeit der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie des PE-HD-Werkstoffes kann die Streckspannung um 15 % erhöht werden. Der so erhaltene Wert entspricht jetzt dem Kurzzeit-Grenzspannungswert:

grenz  $\sigma_{\rm K}$  = 21 • 1,15 = 24 N/mm<sup>2</sup>

Im Vergleich dazu wird in dem ATV-Regelwerk A 127 ein Wert von 30  $N/mm^2$  angegeben. Dieser Wert ist für PE-HD nicht zutreffend, er wird sicherlich auch in diesem Regelwerk in Kürze korrigiert werden.

Zur Bestimmung des Langzeit-Grenzspannungswertes sind ebenfalls Abminderungsfaktoren für die Zeit, das Medium- und die Temperatur erforderlich. Diese Abminderungsfaktoren sind jedoch nicht identisch mit jenen, die zur Ermittlung des Kriechmoduls benutzt werden. Üblich ist es, die Abminderungsfaktoren A1, A3 aus den Kurvenscharen der Zeitstandsinnendruckversuche gemäß DIN 8075 zu entnehmen (Bild 1a). Für den Fall: Langzeit 50 Jahre, Dauertemperatur 40°C müssen die Abminderungsfaktoren A1, A3 aus dem Verhältnis der Ablesewerte bei 20°C und 10<sup>-1</sup> Std. sowie bei 40°C und 50 Jahren gebildet werden. Für den Abminderungsfaktor A2 (Medium) werden z.Zt. Werte zwischen 1.1 und 1.2 als richtig erachtet. Die Richtigkeit des A2-Faktors ist im Einzelfall nachzuweisen.

Damit ergibt sich eine "Langzeit"-Grenzspannung von:

grenz  $\sigma_{\rm I}$  = grenz  $\sigma_{\rm K}$  / A1 · A2 · A3

Für das PE-HD Material mit den Zeitstandskurven nach DVS [2] erhält man

grenz  $\sigma_{T} = 6,2 \text{ N/mm}^2$ 

und für PE-HD Hostalen GM 5010 T2 mit den von der Fa. Hoechst veröffentlichten Zeitstandskurven (Bild 1a):

grenz  $\sigma_{I} = 8,7 \text{ N/mm}^2$ .

Die Begründung liegt in dem besseren Zeitstandsverhalten des GM 5010 T2-Materials im Vergleich zu den DVS-Zeitstandskurven [2]. Aus der Grenzspannung errechnet man sich schließlich mit Hilfe der Sicherheitsfaktoren die "zulässige Spannung". Vorgeschlagen werden hier unterschiedliche Sicherheitsfaktoren für Zug und Druck, und zwar

% Zug= 2,5 (analog zur ATV A 127)% Druck= 1,5 (Vorschlag LGA Bayern)

d.h. für Sickerrohre aus PE-HD in Deponien mit 40°C Dauertemperatur können folgende allgemein gültige Langzeit-Biegespannungen zugelassen werden:

zul  $\sigma_{Zug} = 6,2/2,5 = 2,5 \text{ N/mm}^2$ zul  $\sigma_{Druck} = 5,2/1,5 = 4,1 \text{ N/mm}^2$ .

In diesem Zusammenhang wird darauf aufmerksam gemacht, daß diese zulässigen Spannungen höher sind als die, die über die Dehnungsgrenze bestimmt werden.

Diese Vorgehensweise muß jedoch momentan, insbesondere wegen der bestehenden Kenntnislücken im Bereich des Werkstoffverhaltens, so akzeptiert werden.

Eine in der BRD einheitliche Bemessungsrichtlinie für tragende Kunststoffbauteile gibt es bislang nicht. Am Beispiel des Werkstoffs aus PE-HD wird in Tabelle 1 gezeigt, welche Bannbreite beim Kriechmodul  $E_c$ , bei der Biegespannung  $\sigma_b$ , sowie bei der Größe des Sicherheitsbeiwertes vorhanden ist. Im Bild 1b werden die Langzeitbiegespannungen in Abhängigkeit der vorhandenen Dauertemperatur angegeben. Es werden die entsprechenden Werte von der ATV-Richtlinie A 127 [3], IfBt und LGA Bayern gegenübergestellt. Dabei erkennt man, daß die IfBt-Biegespannung, abgeleitet von der DVS 2205-Richtlinie [2] offensichtlich am konservativsten ist. Tabelle 1:

Vergleich der mechanischen Werkstoffkennwerte (Rechenwerte) bei unterschiedlichen Verwendungzwecken:

Beispiel: PE-HD, Dichte > 0,947 [g/cm<sup>3</sup>], Einheit [N; mm] ohne Medieneinfluß:

м	aterialkennwert	ATV A 127 Erdverlegte Vollwandrohre	LGA Deponie-Rohre Schächte	IfBt (Rohr Behäl	e) ter
*	Kriechmodul E <sub>c</sub> (t,T) Kurz-/Langzeit u.T=20°C	1000/150	800/150	E <sub>C</sub> = f 850/235	(σ) i–108
	Langzeit u. T = 30°C Langzeit u. T = 40°C		128 113	190–90 155–70 50J	25Ј
*	Grenzbiegesp.grenz $\sigma_b$ Kurzzeit und T = 20°C Langzeit und T = 20°C Langzeit und T = 30°C	[30]? 14,4	[24] 14,2 10.0	[13] 8,0 5,4	[13] 8,2 6,2
	Langzeit und T = 40°C	and Sala 🦕 share	6,8	3,7	4,3

Vorschlag für einen Einbettungsfaktor:  $\frac{\text{Rohre}}{\text{Behälter}} = \frac{6,8}{3,7} = 1,85$ 

Zul Biegespannungen (ohne Medieneinfluß) zul  $\sigma_b$  = grenz  $\sigma_b/\sqrt[3]{z}, D$  für Biegezug/Biegedruck:

Langzeit	und	Т	=	20°C	5,8/5,8	5,7/9,4	4,0/4,0
Langzeit	und	Т	=	30°C	-/-	4,0/6,7	2,7/2,7
Langzeit	und	т	=	40°C	-/-	2,7/4,5	1,9/1,9

Sicherheitsbeiwerte für Bruch und Instabilität:

Zug/Druck  $\chi_z/\gamma_D$  2,5/2,5 2,5/1,5<sup>1)</sup> 2,0/2,0

1) Die LGA reduziert bei Biegedruckspannungen den Sicherheitsbeiwert um den Faktor 1,65; d.h. anstelle von  $\gamma = 2,5$  (ATV), bzw. 2,0 IfBt, wird  $\gamma_D = 1,5$  als ausreichend betrachtet. Bei Sickerrohren sind die Biegedruckspannungen bemessungsmaßgebend. Durch die Anwendung des Sicherheitsbeiwertes für Biegedruck  $\gamma_D = 1,5$  können höhere vertikale Bodenspannungen  $q_V$  (=Müllüberschüttungen) im Vergleich zur ATV-Richtlinie aufgenommen werden. (Bild lb)



Bild 1 a): Zeitstandskurven gemäß DIN 8075 im Vergleich zu Hostalen 5010 T2



Bild 1 b): Vergleich der Langzeitbiegespannungen in Abhängigkeit von der Dauertemperatur für PE HD, unter Berücksichtigung der Abminderungsfaktoren Al, A2, A3, mit ATV- und IfBt-Werten

## 5. EINBAU UND BODENKENNWERTE

## 5.1 Einbau von Sickerrohren auf der Basisabdichtung

Die Sickerrohre müssen in einer Leitungszone gemäß DIN 19667 eingebaut werden (Bild 2).

Für das Auflager ist schwachdurchlässiges, standfestes Material mit möglichst hohem Steifemodul (z.B. Sand der Korngruppe 0/2 nach DIN 4226, Teil 1) zu verwenden.

Das Landesamt für Umweltschutz in Bayern schlägt vor, die Sickerrohre auf der Basisabdichtung in eine Rohrbettung aus einem Sand-Bentonit-Zement-Gemisch zu verlegen.

Für ein konkretes Projekt hat das Grundbauinstitut der LGA folgende Mischungszusammensetzung empfohlen:

Sand:	mit 10-20 Gew. % Schlämmkornanteilen
	(rundes Korn ist zu bevorzugen)
Na-Bentonit:	4-6 Gew. %
Füller:	bis 10 Gew. %, z.B. Diabas-Mehl oder anderes
	kalkfreies Steinmehl.
	Das Steinmehl dient zur Füllung des Porenvolumens,
	falls Sand mit einem Schlämmkornanteil von weniger
	als 20 Gew. % (mindestens jedoch 10 Ges. %)
	verwendet wird.
Hochofenzement:	4-6 Gew. %, z.B. Hochofenzement S 35

Das Gemisch soll schnell verarbeitet und nicht offen liegen gelassen werden.

Mischungsbeispiel:

80	Gew.	010	Sand mit einem Schlämmkornanteil von
			ca. 10 Gew. %
5	Gew.	00	Na Bentonit
10	Gew.	olo	Füller, z.B. Diabas-Mehl
5	Gew.	010	Hochofenzement, z.B. S 35

Über die vorgesehene Dichtungsmischung ist eine Eignungsprüfung durchzuführen (Durchlässigkeitsbeiwert  $k_{\rm f} \le 5 \times 10^{-10} {\rm m/s}$ ; Verdichtungsgrad  $\ge 98$  %).

Es entspricht also nicht mehr dem "Stand der Technik" wenn Sickerrohre mit der geschlossenen Rohrsohle (Auflagerwinkel 2  $\alpha$ =120<sup>O</sup>) direkt in die mineralische Basisabdichtung eingebettet werden. Genauere Rechenmodelle (2 D FE-Berechnungen) zeigen, daß die bemessungsmaßgebende Stelle sich nicht, wie üblich, in der Rohrsohle befindet, sondern im Bereich der Fuge zwischen Basisabdichtung und Dränschicht. Ungünstig wirken sich an dieser Stelle des Rohrumfangs die angeordneten Wassereintrittsöffnungen aus (Bild 3).

Ein geringer Einstau des Sickerwassers kann durch die Kunststoffdichtungsbahn, die unter dem Rohrauflager hindurchgeführt wird, von der mineralischen Basisabdichtung ferngehalten werden. Das Sickerwasser kann sich ohnehin nicht langfristig aufstauen, da die Sickerrohre planmäßig nicht nur in einem Quergefälle, sondern auch in einem Längsgefälle ( > 1%) verlegt werden.



Bild 2: Ausbildung der Leitungszone



Bild 3: Momentenverteilung bei Auflagerung des Sickerwasserrohres direkt auf Ton

# 5.2 Bodenkennwerte

Zur Ermittlung des Spannungszustandes im Leitungsbereich der Sickerrohre werden die Wichten und Schütthöhen der über dem Rohr lagernden Materialien (z., B. Dränkies, Müll und Endabdeckung) benötigt. Typische Schätzwerte für die gebräuchlichsten Böden in der Leitungszone und vom Hausmüll werden in Tabelle 2 aus [4] angegeben:

Bodenart	Bodengruppe	Y	Υ'	φ'	c'	k
	18196	kN/m³	kN/m³	0	kN/m²	m/s
Kies, rund	GE, GW	19	11	35	0	10-2
Sand, rund	SE	19	11	35	0	10-4
Schluff, gering plastisch	UL	20	10	30	5	10-ª
Schluff, mittel- u. hochplastisch	UM	20	10	27,5	10	10-9
Ton, geringplastisch	TL	21	11	27,5	15	10-9
Ton, mittelplastisch	ТМ	20	20	25	20	10-10
Ton, hochplastisch	ТА	19	9	20	30	10-10
Hausmüll		15	5	27,5	0	10-7

Tabelle 2: Mittlere Bodenkennwerte für Vorentwürfe aus [4]

Die vertikale und horizontale Spannungskomponente im Untergrund  $\sigma_v, \ \sigma_h,$  wirkt auf das Sickerrohr als äußere Belastung. Deren Verteilung muß gesondert untersucht werden.

In Abhängigkeit von der vertikalen Spannungskomponente ergeben sich für die Böden in der Leitungszone die Verformungsmoduln. Für Vorentwürfe können die in Bild 4 dargestellten Kurvenverläufe, für die in Frage kommenden Bodenarten, in Abhängigkeit von der vertikalen Spannungskomponente verwendet werden.

Es wird darauf hingewiesen, daß die  $E_v$ -Werte für die Bodenarten Kies (GE) und Sand (SE) konservativ angegeben wurden. Außerdem repräsentieren die Kuvenverläufe nur mittlere Werte für die Verformungsmoduln. Der mögliche Streubereich ist in Bild 4 qualitativ angedeutet.



Bild 4: Mittelere Verformungsmoduln (Anhaltswerte für Vordimensionierungen) für die maßgebenden Bodenarten in Abhängigkeit von der vertikalen Bodenspannungen aus [4].

Um die Größenordnung der im Bild 4 vorgeschlagenen Verformungsmoduln mit bekannten Werten zu vergleichen, wurden in Abhängigkeit von der Druckspannung gemäß der Einteilung in Bodengruppen nach DIN 18196 (Tabelle 2) Steifemoduln nach Ohde in [5] ermittelt.

Tabelle 3: Querdehnungszahlen für Böden (LGA)

Bodenart	Kur: DIN	zzei 181	chen 96		ν	
Tabai a con e la cara e 1996 e de la cara de la constante de la cara						
Kies	GE,	GW,	GI	0,20	bis	0,30
Sand	SE,	SW,	SI	0,30	bis	0,33
Schluff	UL,	UM		0,33	bis	0,45
Ton	TL,	ΤM,	TA	0,37	bis	0,45

Für gemischtkörnige Böden wird meist mit einem Wert von  ${\cal V}$  = 0,25 bis 0,35 gerechnet.

Für die Finite-Element-Kontinuumsberechnung sind die Querdehnzahlen signifikante Parameter. Mit diesen Werten werden die horizontalen Bodenspannungen quantifiziert.

Für alle Moduln  $E_B$  gilt nach der empirischen Beziehung von OHDE (1951), daß sie von der lotrechten Druckspannung  $\sigma_z$  abhängig sind.

$$E_{B} = v \cdot \sigma \frac{v}{P_{a}}$$

w = Bodenbeiwert aus Versuchen v = Bodenbeiwert aus Versuchen p<sub>a</sub> = Bezugsspannung Häufig genügt es, innerhalb eines gewissen Spannungsbereiches  $\sigma_z$  mit w = 0 zu rechnen, so daß

$$E_B = v = konst.$$

gesetzt wird. Bei den enormen Überschüttungshöhen wie sie in Deponien vorkommen, ist es jedoch erforderlich, mit spannungsabhängigen Moduln zu arbeiten.

Entsprechend der nachstehenden Gleichung:

$$E_{v} = \frac{1-y-2y^{2}}{(1-y) \cdot (1-y^{2})} \cdot E_{s}$$

und Werten aus Tabelle 3 können diese dann auf Verformungsmoduln umgerechnet werden.

Für den vom LfU-Bayern vorgeschlagenen Einbau eines Sand-Bentonitauflagers unter den Deponiesickerrohren ist es notwendig einen Verformungsmodul in der Rohrberechnung anzusetzen, welcher die Eigenschaften des Basisabdichtungsmaterials und des Sand-Bentonitgemisches berücksichtigt. Dies ist deshalb erforderlich, weil die Dicke des Sand-Bentonitauflagers i.a. so gering ist, daß noch ein deutlicher Einfluß des Basisabdichtungsmaterials auf die Setzungen und Verformungen des Rohres vorhanden ist. Diese Vorgehensweise ist insbesondere bei Anwendung der Sickerrohrberechnung in Anlehnung an das ATV A 127 Regelwerk notwendig.

Es wird vorgeschlagen, diesen Verformungsmodul  ${\rm E_4}^{\star}$  nach ATV A 127 mit folgender Gleichung zu ermitteln:

$$E_4^* = \frac{1.5 d_a}{\frac{d_1}{E_{vs}} + \frac{d_2}{E_{vt}}}$$

d <sub>a</sub> :			Außendurchmesser Rohr
d <sub>1</sub> :			Dicke der Sand-Bentonitschicht
d <sub>2</sub> :			Einflußdicke der Tonschicht $d_2 = 1,5 d_a-d_1$
Evs,	$\mathbf{E}_{vt}$	:	Verformungsmodul von Sand-Bentonit bzw. Ton

Standsicherheitsnachweise für Sickerrohre in Deponien können mit Hilfe folgender Rechenmodelle durchgeführt werden:

- Finite-Element-Methode (FEM)

Dabei werden das Rohr und die Leitungszone als ebenes Kontinuumsmodell untersucht (Bild 5). Die Leitungszone wird mit zweidimensionalen Elementen und das Rohr selbst mit Balkenelementen diskretisiert. Als Randelemente zwischen Boden und Rohr können nichtlineare Federn (die nur Druckkräfte übertragen) eingebaut werden.

### - Elastisch gebettetes Stabwerksmodell.

Üblicherweise wird eine radial wirkende Bettung mit einem bettungsfreien Firstbereich  $(90^{\circ})$  verwendet (Bild 6). Entsprechend den anstehenden Böden müssen vorab die Bettungsziffern berechnet werden:

$$K_{si} = 0.6 \cdot \frac{E_{si}}{r_m}$$

mit

E<sub>ci</sub> = Steifemodul des anstehenden Bodens

r<sub>m</sub> = mittlerer Rohrradius.

Die horizontalen und vertikalen Bodenspannungen, infolge Überschüttung der Sickerrohre, müssen auf konventionelle Weise ermittelt werden. Sie werden als äußere Belastung angesetzt.

### - ATV-Deponie-Rechenmodell

Die Berechnung erfolgt in Anlehnung an das ATV-Modell A 127 [3] mit zusätzlichen Randbedingungen (künftig gemäß Beiblatt).

Da das ATV-Rechenmodell für die Berechnung von erdverlegten Rohrleitungen weit verbreitet ist, erfolgt hier eine Erläuterung, unter welchen Maßgaben eine Berechnung von Sickerrohren in Anlehnung an das ATV-Rechenmodell möglich ist.



PEHD SICKERROHR DN 250, AUFLAST QV-30 ROHR WIT TONAUFLAGER E1/E4-30/5.3 UND NUE1/NUE4-0.3/0.35 MUELLAUFLAST 360 KN/MXH2 /TONAUFLAGER ELEMENTGRUPPE 0 1

Bild 5 : Elementnetz für das Kontinuumsmodell (linke symmetrische Hälfte)

- 268 -

- 269 -







Es wird jedoch vorab erwähnt, daß sich für die Kunststoffrohre bei Anwendung des Rechenverfahrens nach ATV A 127 andere Ergebnisse als nach den anderen Rechenverfahren ergeben. Dies gilt für die Größe der Verformungen, die Größe und den Ort der maximalen Biegemomente, die für die Bemessung maßgebenden Spannungen und damit auch für die zulässige Belastung bzw. Überschüttungshöhe.

Die ATV-Richtlinie A 127 wurde für die üblichen erdverlegten, vollwandigen Rohrleitungen mit vergleichsweise geringen Bodenspannungen und Einbaubedingungen gemäß DIN 4033 kreiert. Für Dränleitungen haben profilierte Rohre günstige hydraulische Eigenschaften. Doch insbesondere diese Rohrtypen können nicht ohne einen weiteren Nachweis der Randfaserdehnung und der Profilstabilität mit dieser Richtlinie berechnet werden.

Das Rechenmodell, mit dem in ATV A 127 versucht wird, die Wirklichkeit abzubilden und quantifizierbar zu machen, ist der "schubsteife Balken auf elastischer Bettung". Darin stellt eine Dammschüttung den Balken mit lagenweise wachsender Schubsteifigkeit dar. Die durch Federn simulierte elastische Bettung wird von dem Material oder dem gewachsenen Boden gebildet, der unterhalb der Rohrscheitelebene vorhanden ist. Über dem Rohr gibt es ebenfalls eine Zone der Dammschüttung, die verformbar ist und durch eine Federkonstante erfaßt wird (Bild 7).

Im Gegensatz hierzu besteht die Zone der Dammschüttung aus Müll und hat keinen bodenmechanisch zu definierenden Schubmodul, so daß als "schubsteifer Balken" ausschließlich das reibungsfeste und verformungssteife Bettungsmaterial des Sickerrohres mit einer festzulegenden Überdeckungshöhe h zur Verfügung steht. Dabei ist zu beachten, daß die Überdeckungshöhe  $h \ge 2 \cdot d_a (d_a = Außendurchmesser des Rohres) betragen muß, um überhaupt$ eine Lastumlagerung zu erzielen (Bild 8).

Die Müllüberdeckung oberhalb der Leitungszone ist als "schlaffe Auflast" an der Oberkante des schubsteifen Balkens anzusetzen. Hierbei ergeben sich vertikale Bodenspannungen, die in der Regel weit über die Grenze von  $q_v = 0,1 \text{ N/mm}^2$  liegen, bis zu der die in ATV A 127 angegebenen Richtwerte der Verformungsmoduln  $E_B$  der Böden gelten. Bei Verwendung dieser standardisierten Werte würde man unrealistisch große Verformungen des PE-HD Sikkerrohres errechnen, weil der Boden um das Rohr ein "strain-hardening-Verhalten" zeigt, d.h. unter steigenden Belastungen sich "verfestigt". Deshalb sollten bei statischen Berechnungen von Sickerrohren unter Abfallbergen die Steife- bzw. Verformungsmoduln in Abhängigkeit von der vertikalen Bodenspannung angegeben werden. Anhaltswerte können z.B. aus dem Bild 4 entnommen werden.



Bild 8: Spannungsverteilung in der Rohrscheitelebene

- a) Biegeweiches Rohr
- b) Starres Rohr

Im folgenden werden noch einige weitere wesentliche Randbedingungen angegeben, die bei Anwendung des ATV A 127 Rechenmodells berücksichtigt werden müssen:

- Rohr

Die Sickerrohre haben in einem Bereich von ca. 240° Wassereintrittsöffnungen (Löcher oder Schlitze) von 100 cm<sup>2</sup> pro lfd. m Rohr, die symmetrisch zum Rohrscheitel angeordnet sind. Dadurch entsteht eine Verschwächung der Rohrsteifigkeit und der Querschnittswerte.

Die Verschwächung der Rohrsteifigkeit wird global mit dem in Kapitel 3. beschriebenen Verschwächungsbeiwert erfaßt.

Die Querschnittswerte (Fläche und Widerstandmoment) in den bemessungsmaßgebenden Schnitten müssen mit dem Verschwächungsbeiwert analog der Rohrsteifigkeit reduziert werden; sonst errechnet man zu geringe Spannungen, bzw. Dehnungen, da die reduzierte Rohrsteifigkeit eine zusätzliche Lastumlagerung (Entlastung) verursacht. Näherungsweise wird auch an der nicht geschwächten Rohrschle mit den reduzierten Querschnittswerten gerechnet, da bei der Rohrsteifigkeit hier ebenfalls nicht differenziert wird.

Vermutlich entstehen an den nicht ausgerundeten Schlitzen Kerbspannungen, diese werden bislang in keinem Rechenmodell berücksichtigt.

- Rohrauflagerwinkel

Der rechnerische Auflagerwinkel für alle Rohrarten und sämtliche statischen Nachweise wird mit  $2\alpha = 90^{\circ}$  eingeführt. Beim Einbau der Rohre soll jedoch – im Gegensatz zur Berechnung – ein 120° Auflager hergestellt werden, damit das Sickerwasser ohne Aufstau in das Rohr gelangt.

Die Auflagerzone unter dem Rohr ist besonders sorgfältig zu planen. In der DIN 19 667 wird gemäß Bild 1 für alle Rohrarten ein Auflagerkeil aus einem Sand der Körnung 0/4 beispielhaft vorgeschlagen. Der Sandkeil wird mit einer Geotextil-Vlies-Abdeckung geschützt. Das Geotextil-Vlies verhindert das Eindringen der Kiesfilterschicht in den Auflagerkeil. Die Kunststoffdichtungsbahn wird bei diesem Vorschlag unter dem Auflagerkeil verlegt.

Für die Auflagerzone unter dem Rohr können auch andere, gleichartige Mischungen eingebaut werden (s. Kap. 5.1).

## Müllüberdeckung

Die Müllüberdeckung oberhalb der Einbettung ist als "schlaffe Auflast ( $\chi$  • h) an der Oberkante des schubsteifen Balkens anzusetzen.

Das spezifische Gewicht von Hausmüll (in eingebautem Zustand) ist mit  $\chi^{r}$  = 15 kN/m<sup>3</sup>, das von Bauschutt mit  $\chi^{r}$  = 20 kN/m<sup>3</sup> anzusetzen. Bei anderen Abfallarten können nachgewiesene andere Werte verwendet werden.

Im Gegensatz zu den üblichen Rohrleitungen wird bei den Nachweisen der Sickerrohre unter Abfalldeponien der Langzeit-Spannungsnachweis oder Randfaserdehnungsnachweis bemessungsmaßgebend.

Als Standsicherheitsnachweise – unabhängig vom Rechenmodell – sind für Sickerrohre in Deponien folgende Kurz- und Langzeitnachweise erforderlich:

- Verformungsnachweis
- Spannungs- oder Randfaserdehnungsnachweis (Zug- und Druckseite)
- Stabilitätsnachweis.

### 7. BERECHNUNG VON PROFILIERTEN- UND TUNNELFÖRMIGEN ROHREN

Kreisrunde, nicht profilierte Sickerrohre können künftig nach dem Beiblatt zum Arbeitsblatt A 127 gerechnet werden. Solange das Beiblatt zur ATV A 127 nicht zur Verfügung steht, müssen Rohre mit anderer Rohrgeometrie (z.B. Rohre mit profilierter Außenfläche, bei glatter Innenfläche oder tunnelförmige Rohre) und Rohre aus anderen Werkstoffen als in A 127, Tabelle 3 angegeben, nach den üblichen baustatischen Methoden berechnet, z.B. mit den in Kapitel 6 beschriebenen Rechenmodellen berechnet werden.

Voraussetzung ist jedoch, daß bei Rohren mit profilierter Wandung die maximalen Korngrößen auf die Profile abgestimmt werden. Wenn die Einzelkörner zu groß sind, entsteht keine kontinuierliche Bettung, sondern eine Punktbelastung für das Rohr bzw. die Profile.

In Kapitel 3.17 des DIN Entwurfes 19566 Teil 2 wird bei Profilabständen von ≤ 25 mm eine Sandeinbettung von ≤ 4 mm vorgeschrieben. Bei Profilabständen von > 25 mm kann auch ein abgestufter Kies mit einer Korngröße von ≤ 20 mm verwendet werden.

Eine weitere Forderung des Landesamtes für Umweltschutz besteht hinsichtlich der Mindestwanddicke von 10 mm an jeder Stelle des Rohres.

## 7.1 Profilierte Rohre

Werden profilierte Rohre als Sickerrohre verwendet, dann müssen sie den Anforderungen des DIN Entwurfes 19566, Teil 1 und 2 entsprechen. Bei profilierten Rohren sind die effektiven Wanddicken meist geringer, so daß die Spannungen deutlich höher ausfallen. Es besteht die Gefahr, daß durch die Druckspannungen die Stauchungen unzulässig groß werden oder, daß sogar ein örtliches Beulen der Profilwandungen auftritt. Dies wiederum könnte zum vorzeitigen Verlust der Gesamtstabilität (Knicken und Beulen) des Rohres führen. Aus diesem Grunde ist bei profilierten Rohren neben dem Globalnachweis für Stabilität und Verformung (nach ATV A 127) noch zusätzlich ein Spannungs- sowie ein Stabilitätsnachweis für die örtliche Beanspruchung der Profilwandungen durchzuführen.

Die Verteilung des Erddruckes über den Rohrumfang kann zunächst nach A 127 oder direkt mit einer Kontinuumsberechnung ermittelt werden. Für die weiteren Nachweise muß die Rohrsteifigkeit von profilierten Rohren ermittelt werden. Mit Hilfe der genauen geometrischen Daten des Rohrprofils (Bild 9) kann das vorhandene Flächenträgheitsmoment und damit die Rohrsteifigkeit berechnet werden. Die so berechnete Rohrsteifigkeit sollte noch durch eine experimentell ermittelte Rohrsteifigkeit (in Anlehnung an DIN 19537) justiert werden.

Wie bei den Rohren mit Vollwandquerschnitt ist für profilierte Rohre ein Stabilitätsnachweis gegen Einbeulen zu führen. Die größten Beanspruchungen ergeben sich beim eingebetteten Rohr im Scheitel und in der Rohrschle an der Außenseite und im Kämpfer an der Innenseite.

Mit Hilfe einer Querschnittsberechnung, bei der die Schwerpunktlinie, die Flächenträgheitsmomente und die Widerstandsmomente Wi/Wa (bezogen auf die Innen- und Außenfaser) ermittelt werden, können Spannungsnachweise für die Einzelteile der Profilwandung geführt werden.

Für den Beulnachweis interessieren hier lediglich die Druckspannungen (Bild 10). Der hier angegebene Beulnachweis geht von einem stark vereinfachten Näherungsmodell aus.



Bild 9: Form und Bezeichnung des berechneten Profils (nach /6/)



Bild 10: Spanningsverlauf über dem Profil eines eingebetteten Rohres im Rohrscheitel/-sohle (nach/6/

# PLATTENMODELLE



$$\mathcal{E}_{k} = K \cdot \frac{7\tau^{2} \cdot E \cdot S_{p}^{2}}{12 \cdot b_{p}^{2} \cdot (1-\mu^{2})} \qquad \boxed{\frac{N}{mm^{2}}}$$

Beulwert (zur Quantifizierung von k sind besondere mit k Überlegungen notwendig)

> E-Modul (hier Kriechmodul (in N/mm<sup>2</sup>) E

Plattendicke (in mm) (hier Wanddicke der Profilwand) Sp

- bp µ Plattenbreite (in mm)
- Querkontraktionszahl (= 0.4 für HDPE)

Bild 11: Einteilung der Profile in Plattenmodelle und allgemeine Beulformel

Zur Ermittlung der Beulsicherheit benötigt man die kritische Beulspannung  $\sigma_k$ . Zur Berechnung von  $\sigma_k$  wird das Profil in rechteckige Platten unterteilt. Nur durch eine solche Unterteilung wird es möglich, Aussagen über das Beulverhalten eines solchen Profils zu gewinnen. Die allgemeine Formel für die kritische Beulspannung von rechteckigen ebenen Platten ist in Bild 11 angegeben.

Der Einfluß von Krümmungen einzelner Profilwandungen ist zusätzlich zu erfassen.

# 7.2 Tunnelförmige Rohre (mit trapezförmiger Rinne)

Tunnelförmige Rohre zeigen hinsichtlich der Verformungs- und Spannungsverteilung ein anderes Verhalten im Vergleich zum kreisförmigen Rohr. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, daß bei einer Einbettung eines tunnelförmigen Rohres in einen weichen Boden (z.B. eines Bodens mit einem Verformungsmodul  $E_4 = 4 \text{ N/mm}^2$ ) die Tragfähigkeit im Vergleich zu einem kreisförmigen Rohr signifikant abnimmt. Bei einem sehr steifen Boden im Bereich des Rohrauflagers wurde keine Abminderung der Tragfähigkeit festgestellt.

Im Bild 12 wird, unter Ausnutzung der Symmetrie, der Momentverlauf bei einem tunnelförmigen Rohr dargestellt. Das Rohr ist bis auf den Scheitelbereich elastisch eingebettet und mit einer vertikalen Bodenspannung von 440 kN/m<sup>2</sup> belastet.

Man erkennt deutlich, daß durch die großen Momente auch eine Spannungsspitze in der Ecke Rohrschle-Rohrwand entsteht. Dies wird von den Rohrherstellern zumeist nicht beachtet.



Bild 12: Momentenverlauf bei einem tunnelförmigen Rohr
#### 8. BERECHNUNG VON FORMTEILEN

Es ist nicht möglich, Rohrabzweige mit dem ATV-Arbeitsblatt A 127 zu berechnen. Die Beanspruchungen der Abzweige infolge der äußeren Belastungen können jedoch z.B. mit Hilfe von Finiten Schalenelementen berechnet werden. Die horizontalen und vertikalen Bodenspannungen müssen, analog dem ATV-Rechenmodell, vorgegeben werden. Eine weitere Möglichkeit, das Tragverhalten eines Abzweiges analytisch zu ermitteln besteht darin, eine räumliche Kontinuumsberechnung durchzuführen. Mit diesem Modell kann das Strukturverhalten des Abzweiges in der Interaktion mit dem umgebenden Boden realistischer berechnet werden, d.h. die stützend wirkenden seitlichen Bodenreaktionen sind mit den Kontaktkräften im Scheitel- und Sohlbereich gekoppelt. Der Abzweig wird zusätzlich durch die angeschweißten abgehenden Sickerwasserleitungen beansprucht.

Um alle o.g. Effekte zu erfassen, wurde z.B. in mehreren Fällen mit Hilfe des Programmsystems Ansys ein dreidimensionales Kontinuumsmodell berechnet [7] (Bilder 13, 14). Der Boden in der Leitungszone wird durch ein linear elastisches Materialverhalten beschrieben. Bei Bedarf könnten auch zutreffendere nichtlineare Stoffgesetze für den anstehenden Boden und den Abzweig verwendet werden. Dies ist z.Zt. nicht sinnvoll, da bereits beim linear elastischen Materialverhalten nicht alle mechanischen Kennwerte bekannt sind.

Hierfür müssen weitere Forschungsaktivitäten durchgeführt werden. Die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen zeigen, daß Spannungsspitzen in Höhe des Kämpferbereiches auf der inneren Verschneidungslinie vorhanden sind (Bilder 15a und 15b).

Werden nichtlineare Effekte berücksichtigt (z.B. Kriechmodul direkt abhängig von der vorhandenen Spannung und/oder Verwendung von isochronen Spannungs-Dehnungslinien), so können derartige Spannungsspitzen weiter reduziert werden.



Bild 13: Rohrabzweig



Bild 14: 3 D FEM Kontinuumsmodell, Rohrabzweig



Bild 15 a: Hauptspannung am Rohrabzweig



Bild 15 b: Hauptspannung am Rohrabzweig, Innenseite

Vollwandrohre aus PE-HD haben sich aufgrund ihres visko-elastischen Verhaltens und ihrer chemischen Widerstandsfähigkeit als Erfassungsund Entsorgungsleitungen für Sickerwasser und Gas in Mülldeponien am besten bewährt. Sie erfüllen die an solche Rohre zu stellenden Anforderungen besser als Rohre aus anderen Werkstoffen.

Das Werkstoffverhalten unter den hier vorliegenden Deponiebedingungen, sowie die mechanischen Eigenschaften der Kunststoffe, müssen jedoch noch besser erforscht werden.

Endgültige Werte für zulässige Dehngrenzen bei Druckbeanspruchung bzw. für zulässige Biegespannungen liegen bislang nicht vor. Diese Größen werden analog den Zeitstandskurven z.Zt. in einem Grundsatz-Untersuchungsprogramm ermittelt.

Um auch langfristig funktionstüchtige Sickerrohrsysteme in Mülldeponien zu bekommen, sind für die Einbaubedingungen klare Vorgaben zu treffen und Standsicherheitsnachweise mit realistischen Rechenmodellen durchzuführen.

#### 10. LITERATUR

- [1] Schicketanz, R.: Orientierende Versuche und ihre Bewertung an PE-HD Rohrproben mit unterschiedlichen Perforationsgeometrien, Wasser + Boden, Dez. 1991, Verlag P. Parey, Hamburg und Berlin
- [2] Deutscher Verband für Schweißtechnik e.V. (ATV), Berechnung von Behältern und Apparaten aus Thermoplasten, Kennwerte, Richtlinie DVS 2205, Teil 1
- [3] Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV), Richtlinien für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen, ATV-Arbeitsblatt A 127, Dezember 1988
- [4] Hoch, A., Zanzinger, H., Gartung, E.: Grundsatzuntersuchung über die statische Berechnung von Rohrleitungen in Sickerwasserentsorgungssystemen bei Abfalldeponien, im Auftrag des LfU Bayern
- [5] Grundbau Taschenbuch, Teil 1, S. 95, 1980
- Hoch, A.: Die statische Berechnung von Schächten und Sickerrohren in Deponien, Manuskript Landesgewerbeanstalt Bayern, Seminare Nr. FaGa-06, Termin am 21. und 22.04.88 und 20. und 21.4.89
   4. und 5. Nürnberger Deponieseminar
- [7] Burmeister, A., Ramm, E.: Statische Berechnungen von Abzweigen in der Sickerwasserleitung, Stuttgart 1991

A . 1 4 4

ात्मवार स्थल के सामकाई है तो के साम सामका के साम के लिए से साम के साम साम के साम साम साम साम साम साम हो है है कि 19 जिसकी का साम मार्ग के साम मार्ग के सामका के साम साम के लिए जाता के के स्वरक्षित है के काल साम कि 19 जिसकी के मुख्यान के सामका सामका के लाइ स्वरक्ष साम साम है के सामकाई के स

(a) Characteria (a. 2007) An Characteria (Characteria) (Char Characteria) (Characteria) (Charact

nto al jorran en antones. Au selon to por elemente de la superior atorio a la contenta a selon antones a Al superior de Superior de la composition de la superior antones.

In a second secon

. A the second second second second to the second second second second second second second second second second

1014 Avenue Statistics (101

# STANDSICHERHEIT VON DEPONIE-ABDICHTUNGSSYSTEMEN AUF BÖSCHUNGEN

Düllmann H., Seppelfricke C.

### 1. EINLEITUNG

Die Planung von Oberflächenabdichtungen und Basisabdichtungssystemen auf Grubenböschungen wird häufig noch nach ausschließlich konstruktiven und ökonomischen Gesichtspunkten durchgeführt. Ziel muß aber sein, unter Berücksichtigung materialspezifischer Gegebenheiten die Geometrie so festzulegen, daß eine ausreichende Sicherheit gegenüber dem Versagenszustand nachgewiesen werden kann. Die Standsicherheitsnachweise für Abdichtungssysteme auf Böschungen gehören zum Gesamtsicherheitskonzept des Deponieentwurfs. Maßnahmen zur Optimierung der Bauverfahrenstechnik und Qualitätssicherung bei Herstellung der Dichtungssysteme erfüllen ihren Zweck nur dann, wenn die Sicherheit im erdstatischen Sinn für das Gesamtsystem und alle Einzelelemente gewährleistet ist.

Die nachfolgend behandelten Grundlagen für die Bemessung der Abdichtungssysteme sowie ausgewählte Berechnungsbeispiele sollen in die Problematik einführen. Betrachtet werden dabei ausschließlich der Bruch- und Gleitzustand als kritische Versagensmechanismen; Verformungszustände bleiben zunächst unberücksichtigt.

#### 2. GESTALTUNG DER DEPONIE-ABDICHTUNGSSYSTEME

### 2.1 Allgemein

In den letzten Jahren wurden verschiedene Richtlinien und Empfehlungen veröffentlicht, die Entwurfsgrundlage für die Gestaltung des Deponieauflagers und der Deponie-Abdichtungssysteme sind. Von besonderer Bedeutung sind dabei die im März 1991 verabschiedete TA Abfall sowie der im November 1991 veröffentlichte Entwurf der TA Siedlungsabfall. Die in diesem Entwurf für Deponien der Klasse II ausgearbeiteten Richtlinien sind die Grundlage für die hier angestellten Überlegungen.

### 2.2 Deponie-Abdichtungssysteme

Stand der Technik sowohl für Oberflächen- als auch Basisabdichtungssysteme ist eine Kombinationsabdichtung, bestehend aus einer mineralischen Dichtungsschicht mit direkt aufliegender Kunststoffdichtungsbahn. Die einzelnen Elemente des Abdichtungssystems sind in Abbildung 1 schematisch dargestellt.



Abb. 1: Schematische Darstellung eines Oberflächen- und Basisabdichtungssystems nach den Anforderungen der TA Siedlungsabfall (Deponieklasse II)

### 3.1 Allgemeines

In der GDA-Empfehlung E2-6 (GDA, 1990) wird zwischen der "äußeren" und der "inneren" Standsicherheit der Deponie als geotechnischem Bauwerk unterschieden.

Die "innere" Standsicherheit bezieht sich auf Fragen des Deponiebetriebs zur Sicherheit des Einbaus der Abfallstoffe, die nur in die für die äußere Standsicherheit nicht maßgebenden Zonen eingebaut werden.

Zur Beurteilung der "äußeren" Standsicherheit gehören neben Verformungsbetrachtungen und der Ermittlung der Spreizspannungen die Untersuchung der Böschungsbruchsicherheit des Deponiekörpers und der Grubenböschungen sowie der Gleitsicherheitsnachweis für die Abdichtungssysteme. Hierauf soll nachfolgend näher eingegangen werden.

### 3.2 Bruchproblematik

### 3.2.1 Scherfestigkeit

Die Scherfestigkeit ist der Widerstand, den der Boden in einer Scherfläche der Scherbeanspruchung entgegenzusetzen vermag. Die Scherfestigkeit läßt sich im allgemeinen in einen Reibungs- und in einen Kohäsionsanteil zerlegen. Man erhält damit die Scherparameter  $\varphi$  und c.

Als innerer Reibungswinkel (i.d.R. abgekürzt: Reibungswinkel) wird in der grafischen Auftragung (Abb. 2) der Scher- und Normalspannungen ( $\tau,\sigma$  - Diagramm) bei Annahme einer geraden Scherlinie deren Neigungswinkel gegenüber der Waagerechten bezeichnet. Bei bindigen Böden ist dabei zwischen dem Reibungswinkel  $\varphi'$  des konsolidierten Bodens (Endzustand) und dem Reibungswinkel  $\varphi_{\mu}$  des unkonsolidierten Boden (Anfangszustand) zu unterscheiden.

Als Kohäsion wird der Ordinalabschnitt der Scherlinie nach Abb. 2 bezeichnet. Hier kann bei bindigen Böden zwischen der Kohäsion c' des konsolidierten Bodens und der Kohäsion c" des unkonsolidierten Bodens unterschieden werden. Werden für die Ermittlung der Schergeraden die Scherspannungen im Bruchzustand verwendet, ergibt sich der Bruchwinkel, bei den Werten für den Gleitzustand der Gleitwinkel (Abb. 3). Der Bruchwinkel wird bei allen Böden mit  $\varphi_{f}$ ', der Gleitwinkel mit  $\varphi_{r}$ ' bezeichnet. Die wirksame Kohäsion im Bruchzustand wird mit  $c_{f}$ ' und die im Gleitzustand mit  $c_{r}$ ' bezeichnet. Letztere ist häufig vernachlässigbar klein.



Abb. 2: Definition der Scherfestigkeit für nicht-konsolidierte und konsolidierte Bedingungen (Anfangs- (A) und Endzustand (E))



### 3.2.2 Versuchstechnische Ermittlung

Zur Bestimmung der Scherparameter nach DIN 18137 werden im Laboratorium entweder Kastenscherversuche oder Triaxialversuche durchgeführt. Beim direkten Scherversuch im Kastenschergerät wird der Boden unter verschieden großen Normalspannungen in einer erzwungenen Gleitfläche abgeschert. Beim Triaxialversuch wird eine Zylinderprobe unter allseitigen Druck gebracht. Durch Erhöhen des senkrechten Druck wird sie dann abgeschert.

### 3.3.3 Rechenwerte Scherfestigkeit

Grundsätzlich sind die für die Berechnung erforderlichen Bodenkenngrößen unmittelbar aufgrund bodenmechanischer Untersuchungen festzulegen und anzugeben. Zur Berücksichtigung der Heterogenität des Bodens in Verbindung mit Ungenauigkeiten bei der Versuchsdurchführung sind die in den Versuchen ermittelten Werte statistisch auszuwerten und durch Sicherheitsbeiwerte zu reduzieren, bevor sie – durch den Vorsatz "cal" als Rechenwerte gekennzeichnet – in die Berechnung eingehen.

Ansätze zur Ermittlung der Rechenwerte finden sich z.B. in den Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen (EAU, 1980). Die Sicherheitsbeiwerte für die Scherparameter haben dabei ausschließlich den Charakter von Materialsicherheiten. Sie decken sich deshalb nicht mit den Sicherheitsbeiwerten in den einzelnen Berechnungsverfahren nach Abschnitt 3.5. Anhaltswerte (Rechenwerte) für nichtbindige und bindige Böden nach DIN 1055 können Tabelle 1 entnommen werden. Für eine wirtschaftliche Bemessung sollten in jedem Fall gesonderte Laboruntersuchungen in einem dafür qualifizierten Baugrundinstitut ausgeführt werden.

		1.1.1.1.2.5		cal.	cal.	cal.	cal.	cal.
Zei- chen	Boden	Gruppe	Zustand	γ kN	γ' /m <sup>3</sup>	φ' Grad	c' kN	c. /m²
GT ST GŪ	Kies Sand tonig	leichtplastisch $w_L \leq 35\%$	halbfest steif weich	22 21,5 21	12 11,5 11	27,5° 27,5° 27,5°	5 2 0	40 15 0
SU GT ST	stark schlufig stark tonig	mittelplastisch $w_L = 35-50\%$	halbfest steif weich	21,5 20,5 20	11,5 10,5 10	22,5° 22,5° 22,5°	10 5 0	60 25 5
UL TL	Schluff Ton, sandig	leichtplastisch $w_L \leq 35\%$	halbfest steif weich	21 20,5 20	11 10,5 10	27,5° 27,5° 27,5°	5 2 0	40 15 0
UM TM	Schluff tonig Ton	mittelplastisch $w_L = 35-50\%$	halbfest steif weich	20,5 19,5 19	10,5 9,5 9	22,5° 22,5° 22,5°	10 5 0	60 25 5
TA	Ton	ausgeprägt plastisch $w_L > 50\%$	halbfest steif weich	20 19 18	10 9 8	17,5° 17,5° 17,5°	25 10 0	75 35 15

### Tab. 1: Rechenwerte Scherfestigkeit nach DIN 1055

### 3.2.4 Verbundscherfestigkeit

Die Ermittlung des Reibungsverhaltens zwischen Geotextilien bzw. Kunststoffdichtungsbahnen und Böden erfolgt analog zur Scherfestigkeit von Böden. Dabei kennzeichnet  $\delta'$  den Verbundreibungswinkel und a' die Adhäsion.

Die Verbundparameter werden i.d.R. im Labor durch direkte Scherversuche im Kastenschergerät ermittelt. Dabei ist darauf zu achten, daß die Untersuchungsergebnisse – wie auch bei den Scherversuchen mit Böden – nicht durch störende Randeinflüsse beeinflußt werden.

Die in den verschiedenen Veröffentlichungen und Prüfberichten in letzter Zeit genannten Verbundparameter zwischen Geotextilien bzw. Kunststoffdichtungsbahnen und den übrigen Elementen des Dichtungssystems variieren sehr stark. In den Tabelle 2 - 4 sind beispielhaft einige Werte zusammengestellt.

Materialien	Versuch	Verbundparameter		Quelle	
	Ved (176)	δ'[°]	a'[kN/m <sup>2</sup> ]		
PEHD - Kies 8/32	Kasten-	43	0 0	(SAATHOFF,	
PEHD - Kies 4/32	schergerät	39 - 44	0	1989)	
PEHD - Kies 0,8/8	30 x 30 cm <sup>2</sup>	35	0	alistic Brite	
Vlies - Boden	8 15	20 - 35		(HEERTEN, 1989	
Vlies - Entwässe- rungsschicht (Kombinations- dichtung)	Kastenscher- gerät 10 x 10 cm <sup>2</sup>	(0,7 - 0,8) x <sup>¢'</sup> Entw.		(KRUSE, 1989)	

Tab. 2: Verbundparameter Geotextil - Entwässerungsschicht

Materialien	Versuch	Verbundparameter		Quelle	
		δ'[°]	a'[kN/m <sup>2</sup> ]	na l I an	
Spinnfaser-Vlies - diverse Kunst- stoffdichtungs- bahnen	Kastenscher- gerät 30 x 30 cm <sup>2</sup>	22 - 32	0	(SAATHOFF, 1989)	
Depotex 1015 R - SCHLEGEL-Platte glatt	Kastenscher- gerät 30 x 30 cm <sup>2</sup>	17	0	(FRANZIUS- INSTITUT, 1987)	
Depotex 815 R - Carbofol Orga- natstruktur	olumpia bitan en olympia nona etima e	20	0	(TH DARM- STADT, 1988)	
Vlies - HDPE, glatt	Kastenscher- gerät 10 x 10 cm <sup>2</sup>	9 - 12	a Adreas Acessos	(KRUSE, 1989)	

Tab. 3: Verbundparameter Geotextil - Kunststoffdichtungsbahn

Materialien	Versuch	Verbundparameter		Quelle
		δ'[°]	a'[kN/m <sup>2</sup> ]	
PEHD Karo Noppe - Schluff-Kies	Kastenscher- gerät 30 x 30 cm <sup>2</sup>	25,5	18	(UGH Siegen, 1991)
glatte Bahn - Geschiebemergel		15	5	(FOIK, 1989)
sandrauhe Bahn - Geschiebemergel		22	8	
Spikes – Geschie- bemergel		20	20	
strukturierte Dichtungsbahn - Schluff	Kastenscherge- rät 10 x 10 cm <sup>2</sup>	0,65 x <sup>¢'</sup> Schluff	0-0,15 x <sup>c'</sup> Schluff *	(KRUSE, 1989)
strukturierte Dichtungsbahn – Ton	Kastenscherge- rät 10 x 10 cm <sup>2</sup>	0,7-0,9 x <sup>¢'</sup> Ton <sup>*</sup>	0,2-0,3 x <sup>c'</sup> Ton <sup>*</sup>	

\* abhängig vom Einbauwassergehalt

Tab. 4: Verbundparameter Kunststoffdichtungsbahn - mineralische Dichtung

### 3.3 Böschungsbruchsicherheit

Ein Böschungsbruch tritt ein, wenn eine Böschung mit einem Teil des umgebenden Erdreichs einen Gleitkörper bildet und auf einer Gleitfläche, auf welcher der Scherwiderstand des Bodens überwunden wird, abrutscht. Die Sicherheit gegen Abrutschen sowohl der Deponie- wie auch der Grubenböschung wird nach DIN 4084 ermittelt.

Bei geschichtetem Baugrund und einer differenzierten Böschungsgeometrie empfiehlt sich die Anwendung des Lamellenverfahrens nach KREY/BISHOP. Die Variationsrechnung zur Ermittlung des Gleitkreises mit der kleinsten Sicherheit wird zweckmäßig mit einem Computerprogramm ausgeführt. Bei nichtgeschichtetem Baugrund und einer einfachen Böschungsgeometrie kann die Sicherheit direkt aus dem Diagramm nach (TAYLOR, 1948) bestimmt werden (Abb. 4).

Im Sonderfall eines nichtbindigen Bodens und einer geraden, nicht durchströmten Böschung ist die Sicherheit noch einfacher abzuschätzen:

 $\eta = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$ 

mit:

φ' : Scherwinkel (Endzustand)



Abb. 4: Ermittlung der Böschungsbruchsicherheit (nach TAYLOR, 1948)

### 3.4 Gleitsicherheitsnachweis

### 3.4.1 Allgemeines

Abdichtungssysteme in Deponien werden durch ihr Eigengewicht, den Lasten aus den darüber aufgebrachten Schichten und den Strömungsdruck des in den Entwässerungsschichten abfließenden Wassers beansprucht. Besteht zwischen den einzelnen Elemente des Abdichtungssystems kein ausreichender Verbund, können die böschungsparallelen Gewichtskomponenten das Abrutschen von Teilen bzw. der gesamten Abdichtung verursachen. Es ist nachzuweisen, daß die hangabwärts gerichteten Beanspruchungen in jeder Trennfläche aufgenommen und schließlich in die standsichere Böschung abgeleitet werden können.

### 3.4.2 Berechnungsansatz

Der Gleitsicherheitsnachweis wird in der Praxis analog zum Nachweis für eine "unendlich lange Böschung mit hangparallelen Gleitschichten" nach (LANG/-HUDER, 1982) geführt. Ein Element des Dichtungssystems wird dabei gedanklich aus seiner Umgebung herausgeschnitten und die auf das Element wirkenden Kräfte betrachtet (Abb. 5). Es ist zu zeigen, daß die an der Sohle des betrachteten Elements aufnehmbare, haltende Schubkraft ( $T_{fk}$ ) um ein ausreichendes Maß größer ist als die hangabwärts gerichtete, treibende Gewichtskomponente ( $T_k$  + S):

$$\eta = \frac{T_{fk}}{\sum_{k} T_k + S}$$

mit:  $\sum_{k}^{\Sigma} T_{k}$  = Summe der Schubkräfte der ersten bis k-ten Schicht des Dichtungssystems (Abb. 5)  $T_{fk}$  = maximal übertragbare Schubkraft im Bruchzustand in der Sohle der k-ten Schicht der Dichtung

S = Strömungskraft durch abfließendes Oberflächenwasser

Der Nachweis ist für jedes Dichtungselement und jede Berührungsebene zu führen. Die aufnehmbaren Schubkräfte sind von den Scherparametern ( $\varphi'$ , c') der einzelnen Schichten bzw. den Verbundparametern ( $\delta'$ , a') in den Schichtgrenzen abhängig.



 $U = u \cdot \frac{\Delta x}{\cos \beta}$  $u = Auftrieb \ bzw. \ Porenwasserdruck$  $T_f = N \cdot \tan \varphi' + c' \cdot \frac{\Delta x}{\cos \beta}$  $T_f = N \cdot \tan \delta' + a' \cdot \frac{\Delta x}{\cos \beta}$  $T = G \cdot \sin \beta$  $N = G \cdot \cos \beta - U$ 

 $= z_1 \cdot \Delta x \cdot \gamma_1 + z_2 \cdot \Delta x \cdot \gamma_r$ 

Sicherheitsdefinition  $\eta = \frac{T_f}{T}$ 

$$\eta = \frac{\frac{c'}{\cos^2 \beta} + [(z_1 \cdot \gamma_1 + z_2 \cdot \gamma_r) - \frac{u}{\cos^2 \beta}] \tan \frac{1}{(z_1 \cdot \gamma_1 + z_2 \cdot \gamma_r) + \tan \beta}$$

$$\eta = \frac{\frac{a'}{\cos^2 \beta} + [(z_1 \cdot \gamma_1 + z_2 \cdot \gamma_r) - \frac{u}{\cos^2 \beta}] \tan \delta'}{(z_1 \cdot \gamma_1 + z_2 \cdot \gamma_r) \cdot \tan \beta}$$

Abb. 5: Beanspruchung der Böschungsabdichtung durch hangparallele Schubkräfte (nach FOIK, 1988)

## 3.4.3 Randbedingungen

- Bei dem Nachweis sind verschiedene Randbedingungen zu berücksichtigen:
- Die Standsicherheit der Böschung selbst muß gewährleistet sein.
- Die Kunststoffdichtungsbahn darf lediglich zur Übertragung von Schubspannungen und nicht zur planmäßigen Aufnahme von Zugspannungen herangezogen werden.
- Zur Gewährleistung der Standsicherheit können ggfs. Zugkräfte durch hochzugfeste Kunststoffelemente (Geogitter), die als Armierung in der Entwässerungsschicht verlegt sind, aufgenommen werden.
- Der Lastfall Einstau der Entwässerungsschicht hat einen großen Einfluß auf die Sicherheitsbetrachtung und ist zu berücksichtigen.

### 3.5 Sicherheiten

Nach DIN 4084 sind für den Nachweis der Böschungsbruch- und Gleitsicherheit die Werte der Tabelle 5 für die Lastfälle 1-3 (nach DIN 1054) nachzuweisen.

1	2	3	4
Lastfall	η	η <sub>r</sub>	η <sub>r</sub> /η <sub>c</sub>
1 000	1,4	1,3	
2	1,3	1,2	0,75
3	1,2	1,1	

Tab. 5: Sicherheiten nach DIN 4084 und Lastfälle nach DIN 1054

### 4. BEISPIELRECHNUNG STANDSICHERHEIT

### 4.1 Allgemeines

Anhand von Beispielrechnungen soll aufgezeigt werden, für welche Böschungsneigungen eine ausreichende Gleitsicherheit des Basis-Abdichtungssystems nachgewiesen werden kann, bzw. welche Materialparameter notwendig sind, um die Standsicherheit zu gewährleisten.

### 4.2 Annahmen

Für die Berechnung wird beispielhaft ein Aufbau nach TA Siedlungsabfall für die Deponieklasse II angenommen (siehe Abb. 1).

Plausibele Annahmen für die Scher- und Verbundparameter sind in Tabelle 6 zusammengestellt.

Element	Wichte	Scher-/Verbundfestigkeit		
	$\gamma/\gamma_R [kN/m^2]$	φ'/δ'[°]	c'/a'[kN/m <sup>2</sup> ]	
Auflager	21/21	30	0	
ANTRASS		20	0	
mineralische Dichtung	18/18	20	30	
		18	0	
Kunststoffdichtungsb.				
		18	0	
Geotextil			ed all mark	
		25	0	
Entwässerungschicht	19/21	40	0	

Tab. 6: Rechenannahmen für eine Basisabdichtung

# 4.3 Nachweis der Gleitsicherheit

Die Gleitsicherheit der Basisabdichtung wurde in vier Gleitfugen untersucht (Abb. 6).

Dabei wurde angenommen, daß die Drainagen auf halber Stärke (h = 0,15 m) durchströmt werden. Der Kohäsions- bzw. Adhäsionsanteil wurde in allen Gleitflächen vernachlässigt. Die Berechnungen liegen daher auf der sicheren Seite. Die Standsicherheit des Deponiekörpers sowie der Grubenböschungen werden vorausgesetzt.

Unter Variation der Böschungsneigung wurden mit Hilfe eines Computerprogramms die in Abbildung 7 dargestellten Sicherheiten ermittelt.

Aus der Darstellung wird ersichtlich, daß die kleinste Sicherheit in der Gleitfuge 2 (Geotextil - Kunststoffdichtungsbahn) vorliegt. Die hier aktivierbaren Verbundparameter sind deshalb für die Wahl der Böschungsneigung maßgebend.



Abb. 6: Untersuchte Gleitfugen



Abb. 7: Ermittlung der Gleitsicherheit der Basisabdichtung unter Variation der Böschungsneigung, Entwässerungsschicht halb eingestaut (h = 0,15 m), ohne Ansatz eines Adhäsionsanteils

Die erforderliche Sicherheit  $\eta = 1,3$  (Lastfall 1) wäre unter den getroffenen Annahmen ohne zusätzliche Maßnahmen (Armierung) erst ab einer Böschungsneigung von etwa 1 : 5,5 nachzuweisen. Bei Ansatz von Lastfall 3 ( $\eta = 1,1$ ) erhöht sich die Neigung auf etwa 1 : 4,8.

### 4.4 Ermittlung der erforderlichen Scher- und Verbundparameter

Durch Rückrechnung des o.g. Beispiels können die für die verschiedenen Böschungsneigungen erforderlichen Scher- und Verbundparameter angegeben werden (Abb. 8).



Abb. 8: Ermittlung der erforderlichen Scher- und Verbundparameter für eine Basisabdichtung unter Variation der Böschungsneigung, Entwässerungsschicht halb eingestaut (h = 0,15 m), ohne Ansatz eines Adhäsionsanteils

### 4.5 Einstau der Entwässerungsschicht

Die als Folge eines Starkregens in der geneigten Entwässerungsschicht auftretende Strömungskraft hat einen nicht vernachlässigbaren Einfluß auf die Gleitsicherheit des Böschungsabdichtungssystems. Der Zusammenhang ist in Abbildung 9 exemplarisch für die Gleitsicherheit in Gleitfuge 2 (Geotexil/-Kunststoffdichtungsbahn) dargestellt.

Der Sicherheitsbeiwert reduziert sich in diesem Beispiel durch die Berücksichtigung eines Volleinstaus gegenüber der nicht eingestauten Situation um etwa die Hälfte (von  $\eta = 1,2$  auf  $\eta = 0,6$ ).





### 4.5 Ausnutzung einer zusätzlichen Zugkraft (Armierung)

Zur Gewährleistung der Standsicherheit können durch hochzugfeste Kunststoffelemente (Geogitter), die in der Entwässerungsschicht verlegt werden, zusätzliche Zugkräfte aufgenommen werden. In Abbildung 10 sind die aufzunehmenden Zugkräfte in Abhängigkeit des anzusetzenden Lastfalls und der Böschungsneigung beispielhaft wiedergegeben. Der aktivierbare Verbundreibungswinkel in der Gleitfuge 2 wurde dabei mit  $\delta' = 17^{\circ}$  angenommen.



Abb. 10: Zusätzlich aufzunehmende Zugkraft [kN/m], Entwässerungsschicht halb eingestaut (h = 0,15 m), Böschungshöhe 10 m, Gleitfuge 2:  $\delta'$  = 17°

Aus der Berechnung wird deutlich, daß durch die Ausnutzung einer zusätzlichen Zugkraft auch für Böschungsneigungen > 1 : 5,5 eine ausreichende Sicherheit nachgewiesen werden kann. Für die Ausführung einer Basisabdichtung mit einer Neigung von 1 : 3,5 ist unter Annahme von Lastfall 1 eine Zugkraft Z = 32 kN/m aufzunehmen.

Bei der Berechnung der zulässigen Gebrauchslast des Geogitters ist von folgendem Ansatz auszugehen:

$$zul.Z = \frac{Z_o}{A_1 \cdot A_2 \cdot \gamma}$$

mit:

: Kurzzeitfestigkeit des Geogitters

- Abminderungsfaktor f
  ür die Kriechneigung
   f(Belastungsdauer)
- A2 : Abminderungsfaktor f
  ür mögliche Einbaubesch
  ädigungen = f(Korngröße)
- γ : rechnerischer Sicherheitsfaktor (i.A. 1,75)

#### 5. ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUBFOLGERUNGEN

Z,

A<sub>1</sub>

Aus den Ausführung folgt, daß Grundlage des Entwurfs von Abdichtungssystemen - dies gilt insbesondere für Böschungsbereiche - Standsicherheitsbetrachtungen sein müssen. Hierfür werden die wesentlichen Formelansätze angegeben.

Von entscheidender Bedeutung für die Gleitsicherheit einer geneigten Kombinationsabdichtung sind nicht nur die physikalischen Bodenkennwerte der einzelnen Schichten, sondern in gleicher Weise die Verbundeigenschaften zwischen einzelnen Systemkomponenten. Vorgenannte Verbundeigenschaften werden in erheblichen Umfang von der Oberflächenstruktur der Dichtungsbahn beeinflußt.

Zukünftiges Ziel muß sein, für die Ermittlung dieser Verbundparameter einheitliche Randbedingungen zu formulieren und Prüfverfahren zu entwickeln. Die dztg. Praxis ist in diesem Punkt unbefriedigend.

Zur Vermeidung unzulässiger Zugbeanspruchung in der Kunststoffdichtungsbahn besteht neben der Verflachung der Böschung die Möglichkeit Zugkräfte durch Armierungen, z.B. Geogitter, aufzunehmen. Bei der Bemessung solcher Bewehrungseinlagen sind neben der reinen Materialsicherheit Teilsicherheitsbeiwerte zur Abdeckung von Kriecheinflüssen und einbaubedingten Beschädigungen zu berücksichtigen.

# <u>Literaturhinweise</u>

FOIK G.:	Bemessungsgrundlagen für PE-HD Kunststoffbahnen auf Böschu		
	gen, Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. DrIng. Nendza,		
	Essen, 1988.		
HEERTEN G.:	Geotextilien, 5. Fachtagung "Die sichere Deponie", Süddeut-		
	sches Kunststoffzentrum, Würzburg, 1989.		
KRUSE, Th.:	Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponiebö-		
	schungen, Mitt. des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik		
	der TU-Braunschweig, Heft 29, 1989.		
LANG HJ.;	Bodenmechanik und Grundbau, Springer Verlag,		
HUDER J.:	Berlin-Heidelberg-New York, 1982.		
SAATHOFF F.:	Zum Scherverhalten von Geokunststoffen, Bauingenieur 65 (19-		
	90), 195-207.		
TAYLOR D.W.:	Fundamentals of soil mechanics, New York: Wiley (1948).		

## Richtlinien und Empfehlungen

EAU :	Empfehlungen des Arbeitsausschusses für Ufereinfassungen
	(EAU), Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München, 1985.
GDA :	Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und
	Altlasten" (GDA), Hrsg.: Deutsche Gesellschaft für Erd- und
	Grundbau e.V. (DGEG), Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
	1990.
TA Abfall:	Zweite allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA
	Abfall), Bundesminister für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsi-
	cherheit (BMU), März 1991.
TA Sied- :	Sechste allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA
lungsabfall	Siedlungsabfall), Arbeitsentwurf vom 22.Nov.1991, BMU.

DÜLLMANN Horst, Prof. Dr.-Ing. SEPPELFRICKE Cordula, Dipl.-Ing. Geotechnisches Büro Prof.Dr.-Ing. H. Düllmann Neuenhofstr. 112 5100 Aachen

eneral in the energy of the contract and an accuration of the contract and an accuration of the contract of the Second S A 1999 Second Second

1. -

# Einwirkung des Frostes auf mineralische Abdichtungsmaterialien

Th. Voigt

### 1. Einleitung und Aufgabenstellung

Daß die Eigenschaften eines Bodens durch Frosteinwirkung Veränderungen unterliegen, ist seit langem bekannt. Diese Veränderungen können die Eignung eines Bodenmaterials für Baumaßnahmen unter Umständen erheblich beeinflussen und erfordern daher bei der Planung eine besondere Berücksichtigung. Im Gegensatz zum Straßenbau, wo diese Beeinträchtigungen weitestgehend durch Materialwahl oder konstruktive Maßnahmen vermieden oder vermindert werden können, ist dies bei Erdbaumaßnahmen wie z.B. Dammbauwerken, Böschungen oder Deponieabdichtungen zumindest zeitlich oder in örtlichen Teilbereichen leider nicht immer möglich.

Während der Frostperioden weisen die Böden durch die Änderung der Aggregatzustände des Porenwassers Festigkeits- und Volumenzunahmen auf, die nach dem Auftauen großteils zumindest wieder rückgängig gemacht werden. Dabei ist jedoch zu beobachten, daß die bodenmechanischen Eigenschaften u.a. in Abhängigkeit der Körnungslinie und der Mineralart des Bodens erheblich verändert, aus Sicht der Erdbauer größtenteils verschlechtert sind. Neben den bereits genannten rein bodenphysikalischen Parametern sind es aber vor allem das Vorhandensein und die Eigenschaften des Wassers in seinen unterschiedlichen Aggregatzuständen, die das mechanische Verhalten des Gesamtsystems Boden bestimmen.

### 2. Grundlagen

Für die Bestimmung und rechnerische Beschreibung der Vorgänge während eines Gefriervorganges sind einige thermische Grundlagen erforderlich, von denen die wichtigsten hier kurz dargestellt werden.

#### 2.1 Latente Umwandlungswärme

Die latente Umwandlungswärme L ist die Wärmemenge, die beim Übergang von Wasser zu Eis ohne Temperaturänderung freigesetzt wird. Umgekehrt muß diese Wärmemenge beim Schmelzen von Eis zu Wasser zur Verfügung stehen. Für reines Wasser beträgt die latente Umwandlungswärme ca. 335 J/g, d.h. es müssen 335 J Energie abgeführt werden, um unter isothermen Bedingungen 1g Wasser in Eis zu verwandeln. Für einen Boden ergibt sich als latente Umwandlungswärme L

$$L = 335 \cdot w \cdot \rho_d \quad [J/cm^3] \qquad w = Wassergehalt \quad [-] \\ \rho_d = Trockendichte \quad [g/cm^3]$$

Dieser Zusammenhang gilt exakt nur bei atmosphärischem Druck und unter der Voraussetzung, daß das gesamte vorhandene Wasser gefriert. Da dies bei den Bodenfrostvorgängen i.d.R. nicht der Fall ist, wie weiter unten erläutert, ergeben sich vor allem bei der Bestimmung des Gehaltes von ungefrorenem Wasser im gefrorenen Boden nach der kalorimetrischen Methode einige Schwierigkeiten.

#### 2.2 Wärmekapazität

Die Wärmekapazität C ist das Produkt aus spezifischer Wärme und Dichte und gibt die Wärmemenge an, die erforderlich ist bzw. abgeführt werden muß, um eine Einheit Boden (1 g) um eine Wärmeeinheit (1 °C) zu erwärmen bzw. abzukühlen. Die Einheit ist demzufolge  $[J/cm^3 \cdot °K]$  bzw.  $[J/cm^3 \cdot °C]$ . Dieser Wert ist für die verschiedenen Komponenten eines Bodens unterschiedlich (Tabelle 1). Weil das Wasser von allen Bestandteilen die größte Wärmekapazität besitzt (rechte Spalte Tabelle 1), ist die Wärmekapazität eines als Dreiphasengemisch zu betrachtenden Bodens sehr stark vom Wassergehalt abhängig.

#### 2.3 Wärmeleitfähigkeit $\lambda$

Die Wärmeleitfähigkeit gibt die Wärmemenge an, die durch einen Querschnitt von 1 cm<sup>2</sup> unter einem Gradienten von 1°K/cm in einer Sekunde fließt. Die in Tabelle 1 genannten Werte gelten nur für eine homogene porenfreie Substanz. Da Böden aber aus einzelnen Partikeln bestehen, wird die Wärmeleitfähigkeit von der Art des Phasengemisches, der Lagerung und der Anzahl der Berührungspunkte der Einzelpartikel und damit von der Lagerungsdichte und vom Wassergehalt abhängig. Die Wärmeleitfähigkeit nimmt mit steigender Festsubstanz und steigendem Wassergehalt zu (KEZDI 1969). Aus den Arbeiten von KERSTEN 1959 geht hervor, daß die Wärmeleitfähigkeit für grobkörnige Böden größer ist als für feinkörnige und für einen gefrorenen Boden größer als für einen ungefrorenen Boden.

Komponente	Wärmeleitfähigkeit (λ) [J/cm·s·°K]	Wärmekapazität (C) [J/cm <sup>3</sup> ·°K]
Quarz	8.8 · 10 <sup>-2</sup>	2.1
Tonminerale	$2.9 \cdot 10^{-2}$	2.1
Humus	$2.5 \cdot 10^{-3}$	2.5
Kies	$2.0 \cdot 10^{-3}$	
Kiessand (w≈ 5%	$2.2 \cdot 10^{-3}$	-
Lößlehm (UL) (w≈169	(i) $1,5 \cdot 10^{-3}$	200 <u>2</u> 00 - 100
Eis	$2.2 \cdot 10^{-2}$	1.9
Schnee, lose	$0.2 \cdot 10^{-2}$	
fest	$0.5 \cdot 10^{-2}$	s units <u>– spinitkan</u> di
Wasser	$5.7 \cdot 10^{-3}$	4.2
Luft	$2,5 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-3}$
Kork	6.0 · 10 <sup>-4</sup>	-sational
PU-Hartschaum i.M.	$3,0 \cdot 10^{-4}$	

Tabelle 1: Wärmeleitfähigkeit λ und Wärmekapazität C von Bodenbestandteilen und Vergleichsstoffen (SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL, 1989; SCHNEIDER, 1984; N.N. 1988; BEHR 1984)

### 3. Wasserhaushalt und Eisbildung:

#### 3.1 Allgemeines

Trifft eine kältere Temperatur auf eine wärmere Bodenoberfläche, so wird ein Wärmefluß von warm nach kalt in Gang gesetzt. Dieser Wärmefluß besteht aus zwei Mechanismen: der Wärmeleitung und der Konvektion. Die Wärmeleitung ist stark von der Ausbildung der zur Verfügung stehenden Wärmeleiter abhängig (vgl. Tabelle 1), also der Verteilung von Festsubstanz, Wasser und Luft. Bei der Konvektion spielt das Wasser als hoher Energieträger eine große Rolle (SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL, 1989). Ab einer Temperatur < 0°C gefriert zunächst an der Oberfläche das evtl. vorhandene freie Porenwasser und bildet Eiskristalle. Diese wachsen mit fortschreitendem Gefrieren in Richtung des Wärmeflusses und die am wenigsten behinderte Richtung, hier in die freie Atmosphäre (Kammeisbildung). Steht kein Wasser mehr zur Verfügung oder kann der Wärmezufluß aus dem Untergrund nicht aufrechterhalten werden, dringt die Temperaturfront 0°C (näherungsweise als Frostfront bezeichnet) in Abhängigkeit des Wärmeungleichgewichts in den Boden ein und läßt das Porenwasser gefrieren. Einmal initiiert, wachsen die Eiskristalle auch hier wie beim Kammeis hauptsächlich in der Richtung des Wärmeflusses und verursachen durch die volumenmäßige Ausdehnung des Wassers beim Phasenübergang (Kristallisation) um ca. 9% eine allseitige Druckkraft.

Diese Druckkraft kann je nach Randbedingung durch eine evtl. Änderung des gesamten äußeren Bodenvolumens oder nur der Porenvolumina nach dem Prinzip des geringsten Widerstandes abgebaut werden. Sind keine Auflasten vorhanden bzw. das Eigengewicht des überlagernden Bodenmaterials vernachlässigbar, so entstehen Eiskristalle wie unter athmosphärischen Bedingungen und es kommt zu Hebungen der oberen Bereiche. Jede vorhandene Auflast verursacht ansonsten Spannungen im Eis und im Bodenmaterial und führt neben verringerten Hebungen u.U. zu anderen Eisformen mit anderen Festigkeitseigenschaften. Diese Phänomene werden hier jedoch nicht weiter betrachtet.

### 3.2 Eisbildung bei grobkörnigen Böden

Grobkörnige ungesättigte Böden wie Sand und Kies mit hohen Durchlässigkeiten und kleinen Wassergehalten gefrieren als Einheit. Das die einzelnen Bodenkörner umhüllende freie Wasser kann beim Gefrieren eine Eishülle um das Einzelkorn bilden und den Luftporenraum zur Ausdehnung benutzen, jedoch infolge fehlender Kapillarität nicht wandern. Die Struktur des Bodens wird im ungesättigten Fall gar nicht und im gesättigten Fall nur temporär durch die Gesamtvolumenzunahme leicht verändert. Nach dem Auftauen sind keine größeren bodenmechanische Veränderungen zu erwarten.

#### 3.3 Eisbildung bei feinkörnigen Böden

Bei feinkörnigen bindigen Böden ist das Bodenwasser nur zum Teil frei beweglich. Besonders bei Tonen sind nicht unerhebliche Anteile von Wasser Bindungen infolge Adsorptions- und Kapillarkräften unterworfen, die auf den intermolekularen Van-der-Waalschen Kräften, Wasserstoffbrückenbindungen und elektrostatischen "Coulomb"-Kräften beruhen. Das bedeutet, daß die einzelnen Tonpartikel von einer Wasserhülle mit starken Bindungen umgeben sind, deren Festigkeit mit zunehmenden Abstand abnimmt (Bild 1). Zusätzlich zu diesen adhäsiv an die Bodenpartikel gebundenen Wasserschichten wird das Kapillarwasser durch starke Kohäsionskräfte zwischen den Wassermolekülen unter Bildung von Wasserstoffbrücken gehalten.



#### Bild 1: Wasserarten im Boden (REUTER 1987)

Die Grenzfläche von Wasser zu Luft ist immer bestrebt, möglichst klein zu werden. Im Zusammenhang mit den relativ großen Anziehungskräften der Wasserhüllen, die versuchen Wasser an sich zu ziehen (hier i.d.R. nach oben), erfolgt eine Meniskenbildung in den Porenräumen, die den bekannten kapillaren Anstieg nach sich ziehen. Dieser rührt daher, daß bei den konkav gekrümmten Flächen der Menisken die Bindung der Moleküle wesentlich größer als bei einer ebenen Grenzfläche Wasser/Luft. Der Dampfdruck ist daher hier kleiner als bei einer ebenen Grenzfläche und der kapillare Anstieg wird erst beendet, wenn der Dampfdruckausgleich erfolgt ist (SIEDEK 1977). Bei Beginn des Frostvorganges in feinkörnigen Böden fließt vorhandenes Wasser entsprechend der Permeabilität der Probe und des Temperaturgradienten in die kältere Richtung, i.d.R. in Richtung Bodenoberfläche. Die Wasserfilme um die einzelnen Bodenkörner werden dadurch verstärkt und stören so das thermodynamische Gleichgewicht, da die freie Energie des antransportierten Wassers höher ist, als die des angrenzenden Eises (Bild 2). Das Gleichgewicht wird wiederhergestellt, indem Teile des Wassers kristallisieren und damit die latente Umwandlungswärme abgegeben wird. Die Dicke der Wasserfilme wird bei stetigem Nachschub und gleichzeitiger benachbarter Eisbildung und einer konstanten Temperatur nicht verändert.



# freies Porenwasser

<u>Bild 2:</u> Schemaskizze des mobilisierbaren Wassers und der Wasserwanderung in feinkörnigen Böden

Beobachtungen verschiedener Wissenschaftler haben ergeben, daß der an den Bodenteilchen adsorbierte Wasserfilm auch bei Temperaturen weit unter O°C flüssig bleibt, also unterkühltes Wasser enthält (Beispiel Bild 3). Es besteht jedoch über den Dampfdruck und die Bindekräfte ein Gleichgewicht zwischen der Temperatur und der Dicke dieses Wasserfilmes.

Da die thermodynamischen Potentiale von Wasser mit sinkender Temperatur abnehmen, entsteht zur Frostfront hin ein Sättigungsgradient und das Wasser wandert über die ungefrorenen Wasserfilme in die gefrorene Zone und gefriert kurz <u>hinter</u> der Frostfront (Diese Frostzone (engl. Frost fringe) zwischen der sich durch diese Vorgänge bildenden Eislinse und der Frostfront wurde u.a. von MILLER (1972) und GILPIN (1980) behandelt). Entsprechend dem vorhandenen thermischen (Un-)Gleichgewicht zwischen freigesetzter latenter Umwandlungswärme bzw. Wärmeleitung und vorhandener Frosttemperatur dringt die Frostfront weiter ein, stagniert oder wird zurückgedrängt.





Bei andauerndem Nachschub an Wasser (=Wärme) bildet sich durch diese Vorgänge im Boden eine Eislinse. Die Mächtigkeit dieser Eislinsen kann je nach Boden mehrere Dezimeter betragen. Die Bereiche um die Eislinse werden dabei durch den Wasserentzug ausgetrocknet und schrumpfen zum Teil, sofern durch den entstehenden Porenwasserunterdruck kein Wasser aus weiter entfernt liegenden Bereichen antransportiert werden kann. Die so ausgetrockneten Bereiche weisen oft Schrumpfrisse auf, die sich mit Resteis füllen. Es entsteht somit ein in viele Einzelaggregate zergliedertes Bodengefüge. Steht nicht mehr genügend Nachschub an Wasser und damit latente Umwandlungsenergie zur Erhaltung der Stagnation zur Verfügung, dringt die Frostfront tiefer in den Boden ein, bis sich ein neues Gleichgewicht ausgebildet hat und der Zyklus von vorne beginnt. Dabei dringt die Frostfront so schnell tiefer, daß sie einen gewissen, zuvor durch den Wasserentzug ausgetrockneten Bodenbereich durchläuft, bevor sie durch dann wieder zur Verfügung stehende latente Umwandlungsenergie zunächst am weiteren Vordringen gehindert wird. Diesen Vorgang nennt man rhythmische Eislinsenbildung. Diese kann mit einem Ziegelmauerwerk verglichen werden, in der die Backsteine die z.T. ausgetrockneten Bodenbereiche darstellen, die waagerechten Fugen die Eislinsen und die senkrechten Fugen die Schrumpfrisse.

Aus diesen Vorgängen wird deutlich, daß eine schnelle Frosteindringung (Schockgefrierung) aus der Sicht des Bodenmechanikers günstig ist. Das Bodenwasser wird im Fall der Schnellgefrierung größtenteils dort gefroren, wo es vor dem Gefriervorgang plaziert war. Es verbleibt keine Zeit für die Bildung von großen Eislinsen, die nach dem Auftauen infolge der geringen Durchlässigkeit zu Wasseransammlungen und somit schlechteren bodenmechanischen Eigenschaften führt. Eine Frosthebung aus dem Gefrieren nur des örtlichen Porenwassers ergibt an der Gesamthebung eines frostempfindlichen Bodens normalerweise nur einen kleinen Anteil (KONRAD/MORGENSTERN, 1980). Die Gesamthebung einer im geschlossenen System gefrorenen Probe beträgt nach TERZAGHI/PECK 1961 nur ca. 3-5%, währenddessen es bei einem offenen System je nach Material bis zu 100% sein können.

In diesem Zusammenhang muß noch beachtet werden, daß bei langen Frösten auch in den bereits gefrorenen Bereichen durch die ungefrorenen Wasserfilme Wasser zu dem kälteren Frostkörperende transportiert wird und das Eislinsenwachstum somit auch in bereits gefrorenen Teilen, wenn auch mit <u>wesent-</u><u>lich</u> kleineren Raten fortgesetzt wird.

#### 3.4 Frosttiefe

Für die Abschätzung der Frosteindringtiefe ohne eine umfangfeiche Berechnung mittels Rechnerprogramm stehen die verbesserte Berggren-Formel mit den von SANGER 1959 veränderten Diagrammen zur Verfügung, die hier aber nicht weiter ausgeführt werden sollen.

Wesentlich ist jedoch die Tatsache, daß aus der Literatur Erfahrungsberichte vorliegen, nach denen auch bei einer Kiessandschutzschicht von 35 - 60 cm erhebliche Frosttiefen gemessen wurden (DAHMS, 1985 Negativtemperaturen bis zu 1,3 m). Nach einer statistischen Auswertungen und Berechnungen hat BEHR 1984 die folgende Tabelle aufgestellt (Bild 4).

m	Münster	Hamburg	Bamberg Nürnberg	München	Kahler Asten
3	51	60	64	71	82
5	54	69	71	76	85
10	65	83	86	85	95

Bild 4: Mindesteindringtiefe des Frostes alle m Jahre (BEHR, 1984)

Diese zeigt, daß alle drei Jahre mit einer Frosteindringtiefe von 50 bis 60 cm gerechnet werden muß. Diese Werte sind jedoch extrem von der örtlichen Lage abhängig. Es ist zu empfehlen diese Werte und existierende Frostkarten nur als großräumige Hinweise zu verwenden und bei konkreten Projekten die örtlichen Klimabedingungen und Erfahrungen zu berücksichtigen oder eigene Messungen vorzunehmen.

### 4. Einflußfaktoren auf den Frost im Baugrund

Die nachfolgend aufgeführten Faktoren haben Einfluß auf die insgesamt komplexen Vorgänge bei der Bodengefrierung, von denen allerdings nicht alle bei einer Deponiebaustelle relevant sind:

• Bodenmaterial	Korngrößenverteilung Trockendichte Porenvolumen Mineralart Durchlässigkeit Wärmeleitfähigkeit
• Wasser	Verfügbarkeit
	Verteilung
	Salzgehalt
	Ionengehalt
	Viskosität
• Wetter	Temperaturniveau Temperaturgradient Wind Sonneneinstrahlung
• Auflast	Größe Verteilung Dämmeigenschaften
• Zeit	Frostdauer

Von diesen Faktoren sollen nachfolgend einige wesentliche anhand des Literaturstandes in Schlagwortform näher beschrieben werden. Nicht behandelt werden hier die Frostkriterien, die sich in der Hauptsache mit der Korngrö-Benverteilung beschäftigen, da es sich bei den relevanten Materialien auf jeden Fall um frostgefährdete Böden handelt.

#### 4.1 Einfluß der Wasserverfügbarkeit

Existiert für einen gefrierenden Bodenkörper keine Möglichkeit der Wasseraufnahme (z.B. aus dem Grundwasser) oder Wasserabgabe, so spricht man von einem geschlossenen System. Es kann nur zu örtlichen Wasserumlagerungen innerhalb der Bodenschicht oder der Probe kommen; der Gesamtwassergehalt ändert sich nicht.

In einem offenen System kann der Nachschub von Wasser aus dem Grundwasser zur Frostzone hin als gewährleistet angesehen werden. Es kommt zu erheblichen Eislinsenbildungen und der Gesamtwassergehalt steigt infolge des aufgenommenen Wassers.

Offene Systeme können bei hohen Auflasten aber auch dazu führen, daß durch die Volumenausdehnung beim Übergang vom Wasser zu Eis an der Gefrierfront Wasser in tiefere, noch nicht gefrorene Bodenschichten gedrückt wird. In den betroffenen Bereichen kann es demzufolge unter hohen Auflasten auch zu einer Abnahme der Wassergehaltes kommen.

### 4.2 Einfluß der Frosteindringgeschwindigkeit

Die Frosteindringgeschwindigkeit, meist angegeben in [mm/h], ist über die oben gegebene Energiebilanzbetrachtung an der Frostfront erläutert. Eine schnelle Eindringgeschwindigkeit läßt das Bodenwasser im wesentlichen an Ort und Stelle gefrieren, so daß nach dem Auftauen keine speziellen Gleitschichten entstehen. Eine langsame Frosteindringung kann bei feinkörnigen Böden zur Eislinsenbildung und damit zu einer nachhaltigen Veränderung des Wasserhaushaltes führen.
#### 4.3 Einfluß der Auftaugeschwindigkeit

Die Auftaugeschwindigkeit ist insofern generell von Bedeutung, da durch sie festgelegt wird, ob das Bodensystem sich in drainierten oder undrainierten Verhältnissen befindet und, ob dem Boden evtl. eine sich positiv auswirkende Konsolidierungszeit gegeben ist. Bei gering durchlässigen Böden und einem schnellen Temperaturanstieg hat das anfallende Schmelzwasser der Eislinse keine Möglichkeit zu versickern. Es herrschen unkonsolidierte, undrainierte Verhältnisse.

Das sich im Boden gebildete zergliederte Gefüge bleibt insbesondere dann auch nach dem Auftauen bestehen, wenn die Eiskristalle die Möglichkeit hatten, sublimierend zu verdampfen (Frostgare) oder das Schmelzwasser schnell zwischen den entstandenen Aggregaten versickern kann.

## 4.4 Einfluß der Tonmineralart auf die Eislinsenbildung

Die Einflußnahme der Tonmineralart auf die Eislinsenbildung bezieht sich darauf, daß bei den verschiedenen Tonmineralarten in unterschiedlichem Maß die Wasserwanderung in den gebundenen Wasserschichten zur Eislinse hin möglich ist. Daneben beeinflussen die Kationenbelegung die Wasserwanderung.

Nach GRIM 1951 ist bei Montmorillonit das Bodenwasser in einer ausgeprägten Ordnung angelagert und daher nur in einem geringen Maß beweglich. Der Einfluß der Kationen zeigt sich wie folgt:

- a) <u>Na-Ionen</u> führen zu einer relativ dicken Schicht gebundenen Wassers das so wenig beweglich ist, daß eine Eislinsenbildung nur in begrenztem Umfang möglich ist. CZURDA/SCHABABERLE 1990 führen aus ihren Versuchen an verschiedenen Bentoniten an, daß das beim Na-Bentonit durch den Gefrierprozeß erworbene zergliederte Gefüge durch das große Quellvermögen dieser Bentonitsorte während des Auftauvorganges größtenteils wieder rückgängig gemacht wird.
- b) Bei <u>Ca- und Mg-Ionen</u> ist die Wasserhülle geordneter aber auch dünner. Eine Eislinsenbildung ist erst ab einem bestimmten (nicht angegebenen) Wassergehalt der Probe relevant.
- c) Bei <u>K- und Fe-Ionen</u> ist die Dicke der gebundenen Wasserschicht noch geringer als bei Ca- oder Mg-Ionen. Schon bei geringen Wassergehalten ist daher bewegliches Wasser vorhanden und eine Eislinsenbildung möglich.

Die Tonmineralarten Illit und Kaolinit lassen wegen der dünneren und weniger fest gebundenen Wasserhüllen größere Wasserbewegungen und damit Eislinsenbildungen zu (GRIM 1951 nach JESSBERGER 1971).

### 5. Änderung von Bodenparametern bei feinkörnigen Böden

Bei natürlichen Bodensystemen hat sich im Lauf der Zeit ein Gleichgewicht zwischen Frosthebung und Eislinsenbildung im Winter und der Tausetzung und Austrocknung im Frühjahr/Sommer eingestellt. Auch auf landwirtschaftlich genutzten Flächen ist dieses Gleichgewicht zu beobachten.

Anders liegen die Verhältnisse bei erstmalig einem Frost-Tau-Wechsel ausgesetzten bindigen Boden oder künstlich verdichteten Böden (z.B. mineralische Abdichtungen), die ihre Einbaukennwerte zur Aufrechterhaltung ihrer Funktion behalten sollen. Hier wird neben einer allgemeinen langfristigen Anpassung an die Umgebungsrandbedingungen (z.B. Wasserhaushalt und Dichte) ein erster Frosteintrag grundsätzliche Auswirkungen nach sich ziehen, bei denen sich die für ein Gleichgewicht notwendigen Strukturen einstellen (z.B. Wasserwegsamkeiten für Austauschprozesse bei wechselnden Randbedingungen, passende "natürliche" Wassergehalt/Dichte-Verhältnisse).

#### 5.1 Änderung des Wassergehaltes und der Dichte

Wie oben ausgeführt, ist die hauptsächliche Auswirkung des Frostes im Boden eine Veränderung der Wasserverteilung.

Geht man davon aus, daß bei den mineralischen Abdichtungsschichten ein geschlossenes System vorliegt (oben mindestens Kunststoffdichtungsbahn, unten kein Grundwasser in kapillar gefährdeter Nähe) sind relativ kleine Wassergehaltsänderungen zu erwarten. Eigene Versuche an einer Tonabdichtung (abgedeckt mit einer Kunststoffdichtungsbahn und einem Vlies) im relativ warmen Winter 1991/92 ergaben als erste Ergebnisse (Zeitraum Oktober bis Januar) eine Wassergehaltserhöhung von w = 8% in den obersten 3 cm und eine Abnahme der Dichte auf ca. 90% der Einbaudichte. Dies deckt sich mit entsprechenden Angaben in der Literatur. Da die Meßkampagne zur Zeit der Manuskripterstellung noch nicht beendet war, liegen z. Zt. noch keine weiteren Ergebnisse vor.

#### 5.2 Änderung der Durchlässigkeit

Die Mehrzahl der Veröffentlichungen beschreiben eine Vergrößerung der Durchlässigkeit nach einem oder mehreren Frostdurchgängen um eine bis zwei Zehnerpotenzen (z.B. AOYAMA ET AL., 1985; CHAMBERLAIN/GOW, 1979; SEHR-BROCK/RODATZ, 1988). Dies wird trotz der These, daß sich die Tonplättchen senkrecht zum Gefrierdruck einregeln und die Durchlässigkeit damit herabsetzen, mit dem verzweigten Netz von Schrumpfrissen begründet, deren Existenz auch von GRAHAM/AU 1985 bestätigt wird.

Auf der anderen Seite gibt es zahlreiche Veröffentlichungen aus der Deponietechnik, die eine im wesentlichen unveränderte Durchlässigkeit auch bei voller und mehrmaliger Durchfrostung angeben (z.B. DAHMS, 1985; KARZMARZYK, 1986). Eine Begründung für die unterschiedlichen Ergebnisse ist aus den Literaturangaben über die Art der Versuchsdurchführungen und Randbedingungen bisher leider nicht abzuleiten. Bemerkenswert ist jedoch die Tatsache, daß bei Proben mit höherem Spannungsniveau kleinere Dichtigkeiten erhalten werden, die in der gleichen Größenordnung wie die der ungefrorenen Proben liegen (Bild 5 und 6).

Probe	Druchlässigke	Druchlässigkeitsbeiwert k m/s			
1.14	Standardversuch	erhöhter Stützdruck			
3 a	1,83 × 10 <sup>-10</sup>	3,3 x 10 <sup>-11</sup>			
3 b	$1,04 \times 10^{-10}$	$6,76 \times 10^{-11}$			
4 u	$3,2 \times 10^{-7}$	1,16 x 10 <sup>-8</sup>			
5 o	$2,4 \times 10^{-7}$	$3,21 \times 10^{-9}$			
5 u	4,7 x $10^{-7}$	9,52 x 10 <sup>-10</sup>			
7 a	$3,23 \times 10^{-9}$	$7,0 \times 10^{-10}$			

<u>Bild 5:</u> Gegenüberstellung der k-Werte bei verschiedenen Stützdrücken für eine 4 Jahre alte Basisabdichtung ohne wesentlichen Wärmeschutz (Sehrbrock/Rodatz, 1988)

Dies stützt die These der wegsamen Schrumpfrisse, die durch den erhöhten Druck weitgehend wieder geschlossen werden. Eine spätere Müllauflast auf eine durch Frost in der Durchlässigkeit beschädigte Abdichtung kann über die Konsolidierung offensichtlich wieder eine Verringerung der Durchlässigkeit erwirken. Problematisch ist jedoch der Zeitpunkt der Lastaufbringung. Hier besteht die Gefahr einer punktuellen Belastung mit einer resultierenden Bodenverdrängung und damit lokalen Minderstärken in der Abdichtung. Leider gibt es nur wenige umfangreiche Untersuchungen, die gleichzeitig auch die Tragfähigkeiten der entprechenden Bodenzustände angeben.



<u>Bild 6:</u> Verhältnis der getauten zur ungefrorenen Durchlässigkeit bei verschiedenen Spannungen (Chamberlain/Gow, 1979)

#### 5.3 Änderung der Scherparameter

Die Scherparameter weisen entsprechend den Wassergehaltsänderungen i.d.R. Abminderungen auf. So haben z.B. BROMS/YAO (1964) in umfangreichen versuchen festgestellt, daß die Bruchfestigkeiten der Proben mit hohen Gefrierraten und Proben, die in geschlossenen Systemen gefroren wurden, auch nach mehreren Zyklen noch Festigkeiten von 50-70% im Vergleich zu ungefrorenen Proben aufweisen (alles UU-Versuche, Bild 7). Proben mit langsamen Frostraten und offenen Systemen kamen nur auf Festigkeiten von 5-8% und die mit mehreren Zyklen auf ca. 10% der Anfangsfestigkeit. Bei den CU-Versuchen wurden ca. 90% des Reibungswinkels erreicht; die Kohäsion c' erreicht bei einer Sättigung von fast 100% den Wert Null.



<u>Bild 7:</u> Spannungs-Dehnungs- und Porenwasserdruck-Dehnungs-Verhältnisse UU-Test (BROMS/YAO, 1964)

Ähnliche Ergebnisse erhielten SAGE/D'ANDREA (1982) bei Ihren Versuchen an einem Schluff. Die Scherfestigkeit lag in den oberen Bodenbereichen zwischen 9 und 19% (offenes System, UU-Versuche, Bild 8).



<u>Bild 8:</u> Scherfestigkeitskoeffizient TWR (Scherfestigkeit nach / Scherfestigkeit vor dem Versuch) und Wassergehalt über die Probenhöhe (SAGE/D'ANDREA, 1982)

## 6. Schlußfolgerungen und Zusammenfassung

Die Gefährdung einer mineralischen Abdichtung durch die Einwirkung von Frost ist grundsätzlich gegeben. Gefährdung bedeutet, daß das Material zumindest zeitweise die gestellten Anforderungen nicht mehr erfüllt. Beeinflußt wird durch den Frost primär die Wasserverteilung in der Dichtungsschicht; hieraus resultieren dann unvermeidbare Qualitätsverschlechterungen. Stark beeinflussend sind hierbei die Randbedingungen.

a) Liegt die Abdichtung in der kapillaren N\u00e4he eines Grundwasserleiters und liegt damit ein offenes System vor, besteht die Gefahr einer ausgepr\u00e4gten Eislinsenbildung. In Abh\u00e4ngigkeit der Frostintensit\u00e4t sind Eislinsen innerhalb des Materials und an der Grenzfl\u00e4che zum Planum zu erwarten. Nach dem Auftauen bilden diese Schmierfilme, da das Wasser nicht schnell genug drainieren kann.

Im Sohlbereich bewirken die Wasserumlagerungen Richtung Oberfläche nach dem Auftauen "nur" eine Abnahme der Dichte bzw. Zunahme der Konsistenz und damit der Tragfähigkeit. In den Böschungen besteht zusätzlich die Gefahr von Rutschungen auf den Schmierfilmen. Auch die Fuge zwischen der mineralischen Abdichtung und der Kunststoffdichtungsbahn ist durch die Herabsetzung der Reibung an den Böschungen gefährdet.

b) Liegt die Abdichtung nicht in kapillarer Nähe eines Wasserreservoirs, so werden die Eislinsen wesentlich dünner ausfallen, manchmal sogar mit bloßem Auge kaum noch zu erkennen sein. Es entsteht aber trotzdem in den meisten Fällen ein von feinen Rissen zergliedertes Gefüge, das verminderte Tragfähigkeiten und Scherfestigkeiten aufweist.

Genauere Angaben über Art und Größe der Auswirkungen von Frosteinwirkungen auf mineralische Abdichtungsmaterialien, ihre Reversibilität und mögliche Schutzmaßnahmen sind nach Abschluß der zur Zeit am IGB·TUBS laufenden Versuchsreihen zu erwarten. Literatur

- Aoyama, K./Ogawa, S./Fukuda, M. (1985): Temperature dependecies of mechanical properties of soils subjected to freezing and thawing, 4th Int. Symp. Ground Freezing, 5.-7.8.1985, (ISGF'85), Sapporo, Japan, 217-222.
- Behr, H. (1984): Über klimatische Grundlagen für Frostschutzmaßnahmen im Straßenbau, Straße und Autobahn, Heft 4, Seite 135-140.
- Broms, Bengt B./Yao, Y. C. (1964): Shear strenghtof a soil after Freezing and thawing, SMFD, ASCE, Vol. 90, SM 4, 1-25.
- Chamberlain, E.J./Gow, A.J. (1979): Effect of freezing and thawing on the permeability and structure of soils, Engineering Geology, Vol. 13, 73-92.
- Czurda, K.A./Schababerle, R. (1990): Zur Frostempfindlichkeit von mineralischen Abdichtungen, Neuzeitliche Deponietechnik, Balkema, Rotterdam, 237 - 252.
- Gilpin, R.R. (1980): A model for the prediction of ice lensing and frost heave in soils, Water Resour. Res., 16, 918-930.
- Graham, J./Au, V.C.S (1985): Effects of freeze-thaw and softening on a natural clay at low stresses, Canadian Geotch., Vol. 22, 69-78.
- Graham, J./Au, V.C.S (1985): Effects of freeze-thaw and softening on a natural clay at low stresses, Canadian Geotch., Vol. 22, 69-78.
- Grim, R.E. (1952): Relation of frost action to the clay mineral composition of soil materials, Highway Research Board, Special Report 2, Seite 167-172.
- Jessberger, H.L. (1971): Bodenfrost, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 125, Hrsg. Bundesminister für Verkehr, Abt., Stra-Benbau, Bonn.
- Karczmarzyk,W. (1989): Kombinationabdichtung auf der Deponie Wilsum, Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Heft 16.
- Kezdi, A. (1977): Handbuch der Bodenmechanik, Band I und II, Berlin.
- Miller, R.D. (1972): Freezing and heaving of saturated and unsaturated soils, Highway Research Record Nr. 393, S. 1-11.
- Neresova, Z.A./Tsytovich, V.A. (1963): Unfrozen water in frozen soils, Proc. 1st Int. Conf. Permafrost, S.230-234.
- N.N. (1988): Merkblatt für die Verhütung von Frostschäden in Straßen, Entwurf 1988, Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau", Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln.

Reuter, E. (1989): Durchlässigkeit von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Braunschweig.

Scheffer, F./Schachschabel, P. (1989): Lehrbuch der Bodenkunde, Stuttgart, P. Schachschabel, 12. Auflage.

Schneider, K. (1984): Bautabellen, 6. Auflage, Düsseldorf.

Sehrbrock, U./Rodatz, W. (1988): Untersuchung der mineralischen Abdichtung einer Gewerbemülldeponie, IGB·TUBS, unveröffentlicht.

Siedek, P. (1977): Frostschäden und Frostschutzmaßnahmen, in: Handbuch des Straßenbaus, Band 2.

Terzaghi, K./Peck, R.B. (1961): Die Bodenmechanik in der Baupraxis, Springer Verlag.

#### Autor

AR Dipl.-Ing. Th. Voigt

Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

## Schutzwirkung von Geotextilien, Ansätze eines neuen Nachweisverfahrens

U. Sehrbrock

## 1. Einleitung

Geotextilien werden in vielfältiger Form für verschiedenste Aufgaben eingesetzt. In diesem Beitrag wird auf die mögliche Verwendung spezieller Geotextilien als Schutzlage für Kunststoffdichtungsbahnen im Deponiebau eingegangen. Es werden die derzeit für den Nachweis der Eignung durchzuführenden Untersuchungen vorgestellt und Besonderheiten bei der Auswertung der Ergebnisse diskutiert.

Zwischen Kunststoffdichtungsbahn und der aus Kies grober Körnung (16/32) bestehenden Flächendränage eines im heutigen Deponiebau üblichen Abdichtungssystems ist eine Schutzschicht anzuordnen. Diese Schutzschicht soll verhindern, daß das Dichtungselement Kunststoffdichtungsbahn (in der Regel d = 2,5 mm) beschädigt wird. Hohe Müllauflasten (Schütthöhen von ca. 120 m sind im Einzelfall in Planung) oder Belastungen durch den Fahrbetrieb würden ohne einen entsprechenden Schutz zu schädigenden punktförmigen Beanspruchungen des Dichtungselementes führen.

Die Schutzschicht muß in der Lage sein, die sich infolge der Auflast unter den einzelnen Körnern des Dränagekieses ergebenden quasi punktförmigen Belastungen innerhalb ihrer Bauhöhe soweit zu verteilen, daß der Untergrund – mit der daraufliegenden Dichtungsbahn – nur noch flächig beansprucht wird. Die Art der Schutzschicht ist in den derzeit geltenden Richtlinien und Empfehlungen nicht verbindlich festgelegt, so daß der Planer freie Hand bei der Wahl des geeigneten Aufbaus hat.

Drei Möglichkeiten haben sich dabei als grundsätzliche Alternativen herausgebildet:

- Geotextil, in der Regel Verbundstoff: Gewebe + Vlies
- Zwei Vlieslagen mit eingearbeiteter Bentonitfüllung, "Bentonitmatte"
- Sandschicht mit darunterliegendem Geotextil

Jede dieser Möglichkeiten birgt im Hinblick auf die erreichbare Wirkung und in Bezug auf den Einbau Vor- und Nachteile:

Eine Schutzschicht aus Sand, welche bei einer entsprechenden Dicke (ab ca. d = 10 cm) die zur Zeit denkbar beste Schutzlage darstellt, ist nur mit sehr großen Schwierigkeiten einzubauen. Zum einen ist die Gefahr einer Beschädigung der Dichtungsbahn während des Einbaus der dünnen Schicht relativ groß, zum anderen ist schwer zu kontrollieren, inwieweit die eingebaute Dicke der Sandschicht – ein entscheidender Parameter für die erreichbare Schutzwirkung – während des Einbaus der Dränageschicht verändert wurde. In Böschungsbereichen ist ein Einbau einer Sandschicht ab einer gewissen Böschungsneigung überhaupt nicht mehr möglich.

Geotextile Schutzlagen bieten gegenüber den aus mineralischen Materialien bestehenden Schutzschichten den Vorteil, daß sie leicht zu transportieren und vor allem einfach, weitgehend witterungsunabhängig und schnell auf der Baustelle zu verlegen sind. Geotextilien werden zudem industriell – und damit durchgehend kontrollierbar – hergestellt, was eine definierte, gleichbleibende Qualität sicherstellt. Die mit den zur Zeit angebotenen Produkten erreichbare Schutzwirkung ist allerdings geringer als die der mineralischen Schichten.

Eine Bemessung durch Bewertung bestimmter, einfach festzustellender Parameter ist zur Zeit noch nicht möglich. Im Jahre 1990 wurden jedoch in Abstimmung mit dem AK 11 und AK 14 der DGEG in einem Workshop Vorgaben erarbeitet, nach welchen die Eignung einer Schutzlage experimentell nachgewiesen werden kann. Diese Vorgaben sind im wesentlichen von der BAM in den Zulassungsscheinen für Kunststoffdichtungsbahnen [1] aufgenommen.

### 2. Belastungen

Eine Kunststoffdichtungsbahn an einer Deponiebasis oder auch in einer Abdeckung ist einer Vielzahl von Beanspruchungen ausgesetzt. Diese Beanspruchungen überlagern oder verstärken sich zum Teil in ihrer Wirkung. Der weitaus größte Teil dieser Belastungen tritt unabhängig von der Art der zwischen Dichtungsbahn und Dränagekies eingelegten Schutzschicht auf. Dies gilt für:

- Müllauflast
- Zeitdauer der Belastung
- Chemische Belastung durch Zusammensetzung des Sickerwassers
- Beanspruchung durch Setzungen des Untergrundes
- Temperatur an der Deponiebasis
- Beanspruchungen durch die Einbauumstände
  - (z.B.: Temperatur beim Verlegen)

Die Schutzschicht, die in diesem Beitrag behandelt wird, hat einzig und allein die Aufgabe, die aus den Einzelkörnern der Dränage herrührenden, kleinräumig ungleichförmige Belastung zu verteilen. Da die Einflüsse der oben angeführten unabänderlichen Größen bisher nicht quantifiziert werden können, wird angestrebt, die zusätzliche Beanspruchung aus der punktförmigen Belastung möglichst ganz auszuschalten. Aus diesem Grunde wurden sehr enge Grenzen formuliert, die nun anhand von Versuchen nachgewiesen werden müssen.

Trotz einiger Bemühungen, die Versuchsbedingungen den Erfordernissen anzupassen, können die derzeitigen Ergebnisse nur als Abschätzungen verstanden werden. Die möglichen Schwankungen aus Durchführung und Auswertung sind – gemessen an der Größenordnung der nachzuweisenden Grenzen – bisher noch erheblich.

## 3. Prüfung

## 3.1 Aufbau

Die Prüfung der Wirkung einer wie auch immer gearteten Schutzlage kann bisher nur in Versuchen erfolgen, die in einem möglichst hohen Maße die Verhältnisse simulieren, die auch später in der Deponie herrschen. Das Abdichtungssystem ist daher in einem Ausschnitt im Labor nachzubilden und mit einer der späteren Belastung entsprechenden Prüflast zu beaufschlagen.

Aus den ursprünglich verwendeten unterschiedlichsten Prüfeinrichtungen hat sich eine modifizierte Form des Lastplattendruckversuches als das Verfahren herausgestellt, mit welchem am ehesten übertragbare Ergebnisse produziert werden können. In Bild 1 ist beispielhaft die Anlage des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig dargestellt, die in Zusammenarbeit mit Herrn Dr. Knipschild, Seevetal, entstanden ist.

In dieser aus zwei Ständen bestehenden Belastungseinrichtung können in Töpfen von 300 mm Durchmesser die einzelnen Schichten eines Kombinationsdichtungssystems aufgebaut werden. Das Schichtpaket ist mit entsprechend hohen, kontrollierbaren Lasten beaufschlagbar (bis ca. 1,5  $MN/m^2$ ), die über einen beliebigen Zeitraum konstant gehalten werden können. Der Aufbau der einzelnen Lagen stellt sich wie folgt dar (von oben nach unten):

- Lastplatte
- Sand (gleichm. Lasteinleitg.)
- Drainagematerial (16/32 mm)
- Schutzlage
- Dichtungsbahn
- Blech
- Untergrund (mineralisches Dichtungsmaterial oder Elastomere)

Zur Konservierung der während des Versuches auftretenden Verformungen wird ein dünnes Blei-Zinn Blech (Orgelpfeifenblech) unter der Dichtungsbahn eingelegt. In diesem, sich im Gegensatz zur Kunststoffdichtungsbahn nicht elastisch zurückverformenden Element, bleiben die aufgezwungenen Verformungen in weitgehend unveränderter Größenordnung für eine spätere Auswertung erhalten.

Als Untergrund kann das auf der Deponie verwendete mineralische Dichtungsmaterial eingebaut werden, oder es wird die lt. BAM [1] geforderte Elastomereunterlage (50 Shore-A, 20 mm) eingesetzt.



<u>Bild 1:</u> Prüfeinrichtung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, aus [2]

Gegenwärtig finden zwei verschiedene Arten der Lasteinleitung in die Schutzschicht Anwendung:

- Der Dränagekies wird lose eingeschüttet und belastet
- Es wird ein Stempel verwendet, der als Abguß einer Kiesschüttung entstanden ist.

Aus der Sicht des Verfassers ist für projektbezogene Prüfungen eine Schüttung des Dränagematerials in jedem Fall dem Einsatz eines Stempels vorzuziehen, da nur so eine Simulation der tatsächlichen Verhältnisse gegeben ist. Man muß zwar in Kauf nehmen, daß sich bei jedem Versuch ein anderes Belastungsbild einstellt, jedoch sind bei einer ausreichend großen Fläche der Prüfeinrichtung etwa gleich große Spitzenbelastungen zu erwarten. Während der Belastung sind Umlagerungen innerhalb des Korngerüstes der Dränageschüttung möglich, die – wie auch in der Deponie – zu einer Vergleichmäßigung der Belastung führen.

Wie entsprechende Auswertungen gezeigt haben, wird die Dichtungsbahn bei Verwendung eines Stempels örtlich wesentlich stärker belastet als bei einem Lasteintrag über eine lose Schüttung. Eine projektbezogene Eignungsprüfung einer Schutzlage ist daher mit diesem Verfahren nicht möglich, da das eigentlich gewünschte Ergebnis um ein nicht faßbares Maß verfälscht wird. Die Verwendung eines Stempels erlaubt allerdings, im Gegensatz zu einer losen Kiesschüttung, den direkten Vergleich von Ergebnissen aus verschiedenen Versuchen.

Für beide Verfahren ist eine Abschätzung, inwieweit die ungünstigste Anordnung eines Kornes oder einer Korngruppe im Versuch erfaßt wird, nicht möglich. Während bei einem Stempel immer nur die eine, sich gerade zufällig für den Abguß eingestellte Konstellation verwendet wird, variiert das Belastungsbild bei einer losen Schüttung in jedem Versuch. Letztlich ist in beiden Fällen die Größe der Prüffläche entscheidend.

## 3.2 Prüfkriterien

Die Bewertung der Wirkung einer Schutzlage läßt sich nach dem Belastungsversuch durch Begutachtung des zu schützenden Elementes, der Kunststoffdichtungsbahn, vornehmen. Folgende, unter den Teilnehmern des im Vorstehenden erwähnten Workshops abgestimmte, einfach festzustellende Kriterien können zur Beurteilung der Versuchsergebnisse herangezogen werden:

- 1 Es dürfen keine direkten Beschädigungen (Kerben, Löcher) der Oberfläche der Dichtungsbahn nach dem Versuch feststellbar sein.
- 2 Die Dichtungsbahn darf lokal in ihrer Dicke nicht dauerhaft reduziert sein.
- 3 Die Dichtungsbahn darf nach Ausbau nur langwellige Verformungen mit weichen Übergängen zeigen, die eine Dehnung von maximal 0,25 % bedeuten.

Als Prüflast ist das 1,5-fache der sich aus der späteren Müllauflast ergebenden Belastung einzustellen. Dabei ist sicherzustellen, daß die Prüflast in voller Höhe auf die Schutzlage einwirken kann und nicht zum Teil über Randverspannungen innerhalb der Kiesschicht unwirksam abgeleitet wird. Die Prüfungen sind bei 40°C durchzuführen. Ist dies versuchstechnisch nicht möglich, ist die Prüflast zum Ausgleich nochmals um den Faktor 1,5 zu erhöhen. Die Prüfdauer wurde auf 1.000 Stunden festgelegt.

#### 4. Auswertung

Die Auswertung der Belastungsversuche geschieht durch Vermessen der in den jeweils unter der Dichtungsbahn eingelegten Blechen eingeprägten Verformungen. Die einfachste und daher häufig angewendete Methode besteht darin, die augenscheinlich ausgeprägteste Delle in Ausdehnung s und Tiefe (Stich) h (siehe Darstellung Bild 2) aufzunehmen. Anhand dieser beiden Größen (s und h) läßt sich, unter Annahme einer im betrachteten Schnitt idealisiert kreisförmigen Gestalt der Verformung, die mittlere einaxiale Dehnung der Dichtungsbahn berechnen. In Bild 3 ist ein Kreisabschnitt mit einer Bezeichnung der einzelnen geometrischen Größen dargestellt, aus [3]. Die Dehnung  $\epsilon$  errechnet sich aus der Differenz der Sehnenlänge s und der Bogenlänge b. Die Längenänderung wird über die gesamte Länge b als gleichmäßig verteilt angenommen.



Bild 2: Vermessung einer Delle



 $b = \pi \cdot r \cdot \alpha^{\circ}/180^{\circ}$   $s = 2 \cdot r \cdot sin(\alpha/2)$  $h = 0.5 \cdot s \cdot tan(\alpha/4)$ 



Eine weitere Möglichkeit die Dehnung zu ermitteln, welche die Dichtungsbahn während des Versuches erfahren hat, ist die Aufnahme markanter Punkte (Höhen und Tiefen) der verformten Oberfläche und die Auswertung unter Zugrundelegung einer polygonartigen Verbindung der gemessenen Größen. Die Dehnung  $\epsilon$  berechnet sich in diesem Fall aus der Differenz der ursprünglich kürzesten (horizontalen) Verbindung zweier benachbarter Punkte  $l_1$  und dem sich durch die erzwungene gegenseitige vertikale Verschiebung veränderten Maß dieser Größe  $l_2$ . Bei dieser Art der Berechnung ergibt sich für jedes Meßintervall i eine entsprechende Dehnung  $\epsilon_i$ . In Bild 4 ist ein solcher polygonartiger Abschnitt dargestellt.



Bild 4: Polygonzug zur Ermittlung von Dehnungen

Beide vorgestellten Möglichkeiten unterscheiden sich voneinander in Bezug auf die erreichbare Genauigkeit und somit in der Aussagefähigkeit. Der Ansatz eines Kreisabschnittes gestattet nur eine sehr grobe Abschätzung der Geometrie, da sowohl die Auswahl der jeweiligen Meßachsen (für s) und punkte (für h) als auch bereits schon die Wahl der vermeintlich maßgebenden Deformation subjektiv geschieht. Bei dieser Methode kann gar nicht berücksichtigt werden, inwieweit die zu bewertende Verformung in ihrer Gestalt von der idealisierten Schablone eines Kreisabschnittes abweicht.

Die Aussagekraft der Auswertung eines Polygonzuges ist unmittelbar abhängig von der richtigen Wahl der Schrittweite (Meßintervall) zwischen den einzelnen Meßpunkten. Bei einem entsprechend engen Abstand ist letztlich eine praktisch genaue Abbildung der verformten Oberfläche möglich. Da der Aufwand naturgemäß mit der Anzahl der Meßpunkte steigt, ist die Wahl eines geeigneten Meßintervalls wichtig. Die Schranke nach unten wird dabei von der Meßgenauigkeit der verwendeten Apparatur gesetzt.

Bild 5 zeigt die Dehnung, die sich bei Zugrundelegung eines Kreisabschnittes in Abhängigkeit vom Verhältnis der abmessbaren Größen Sehenlänge s und Stich h (s/h) errechnet. Zum Vergleich ist das Maß der Dehnung eingetragen, die sich errechnet, wenn die gleiche Messung als Polygon mit 2 Abschnitten (je s/2) ausgewertet wird. Die Unterschiede werden umso geringer, je größer der Quotient aus s/h wird.



Bild 5: Dehnung in Abhängigkeit von s/h, (Kreisabschnitt)

Eine kompliziertere Auswertung der nach einem Belastungsversuch feststellbaren Verformungen ist nach der Zulassung der BAM für Kunststoffdichtungsbahnen für die Überprüfung der geplanten Schutzschicht erforderlich. Danach gilt eine Schutzschicht als geeignet, wenn nach dem 1000-Std.-Zeitstandsversuch ... die dann noch feststellbaren Dellen maximalen Dehnungen von 0,25 % entsprechen (gerechnet unter der Annahme einer Kugelkalotte) [1]. Die geforderte Annahme einer Kugelkalotte erzwingt eigentlich die Berücksichtigung der zweiaxialen Dehnung der Kunststoffdichtungsbahn, eine Aufgabe, die ohne weitere Vorgaben nicht eindeutig lösbar ist. Alle dem Verfasser bekannten Auswertungen berücksichtigen daher bisher auch lediglich die mittlere einaxiale Dehnung (Kreisabschnitt oder Polygon).

Da sich beim Ansatz einer kugelförmigen Verformung des Flächenelementes Dichtungsbahn keine entlang des Meridians (siehe Bild 6) gleichmäßige Dehnung einstellt, liegt die bei der Auswertung gebräuchliche Berechnung der mittleren einaxialen Dehnung zum Nachweis der maximalen Dehnung in jedem Fall auf der unsicheren Seite. Wie groß der Maximalwert tatsächlich ist, läßt sich wegen nicht vorhandener Kenntnisse der Lastein- und Lastableitung und des sich daraus ergebenden tatsächlichen Verhaltens des Flächengebildes nicht angeben.

Für den Nachweis der Eignung einer Schutzlage ist, wegen der vielen Unwägbarkeiten aus der Versuchsdurchführung, ein Vermessen der augenscheinlich heftigsten Verformungen mit anschließender Ermittelung der rechnerischen Dehnung unter zugrundelegung eines Kreisabschnittes oder Polygons aus der Sicht des Verfassers trotz aller in diesem Ansatz steckenden Vereinfachungen praktikabel und ausreichend.



## <u>Bild 6:</u> Rotationsschale mit Bezeichnungen, aus [4]

Für über den reinen Eignungsnachweis herausgehende Untersuchungen wird am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig ein Erfassungssystem eingesetzt, mit dem Verformungen als Polygon jeweils entlang einer Achse aufgenommen werden. Die Meßachsen sind so ausgerichtet ist, daß sie durch den Mittelpunkt der im Durchmesser 30 cm messenden Blechplatte verlaufen (beispielhafte Darstellung siehe Bild 7.1). Es können auf jedem Prüfling beliebig viele Achsen abgefahren werden. Die rechnergestützte Auswertung liefert die Teildehnungen der einzelnen Polygonabschnitte (beispielhafte Darstellung siehe Bild 7.2) sowie – neben noch einigen anderen Größen – die Winkeländerungen des Polygonzuges an den jeweiligen Meßpunkten.

Die mit dieser vergleichsweise aufwendigen Methode ermittelten Teildehnungen  $\epsilon_i$  spiegeln für jeden einzelnen Abschnitt (Meßintervall) unmittelbar die Auslenkung des jeweiligen Polygonabschnittes aus der Horizontalen











wieder. Ein Ausgleich der Teildehnungen über einen größeren Bereich als ein Intervall muß daher nach sinnvollen Kriterien im Anschluß an die Meßwertaufnahme mathematisch erfolgen (beispielhafte Darstellung siehe Bild 7.3).

Neben den oben dargestellten Dehnungen des Gesamtquerschnittes stellen sich über die Dicke der Dichtungsbahn veränderliche Dehnungen mit Maximalwerten für die Randfasern infolge Krümmung ein (siehe Bild 8). Die Dehnungen, die sich unter der Annahme, daß die neutrale Faser in der Mitte der Dichtungsbahn (d/2) liegt, in Abhängigkeit des Biegeradius errechnen, sind in Bild 9.1 wiedergegeben. Bild 9.2 zeigt zur Verdeutlichung des Bereiches um 0,5 % Dehnung der Randfaser einen Ausschnitt der Darstellung 9.1.



<u>Bild 7.3:</u> Dehnungen der Dichtungsbahn nach Ausgleich mit Nachbarintervallen









Bild 9.2: Ausschnitt, Dehnung der Randfaser infolge Krümmung

Der Darstellung Bild 9.2 kann entnommen werden, daß bei Biegeradien  $r \leq 500 \text{ mm}$  die Randfaser einer Kunststoffdichtungsbahn mit einer Dicke von d = 2,5 mm bereits um mehr als 0,25 % gedehnt wird. Im Vergleich dazu: Die Dichtungsbahnen werden je nach Hersteller auf einem Stahlkern mit einem Durchmesser von bis zu ca. 16 cm (r = 80 mm) angeliefert. Dies bedeutet bei einer Dicke der aufgerollten Dichtungsbahn von d = 2,5 mm bereits eine Dehnung der Randfaser von  $\epsilon_r \approx 1,4$  %.

In Bild 10 sind beispielhaft die aus den aufgenommenen Meßwerten der bereits in den Bildern 7.1 – 7.3 dargestellten Probe berechneten Randdehnungen der Dichtungsbahn wiedergegeben. Für das gezeigte Beispiel liegen die Dehnungen infolge Krümmung  $\epsilon_r$  im Mittel um einiges höher als die Dehnungen  $\epsilon$  infolge der erzwungenen Längenänderung des Gesamtquerschnitts (s. Bild 7.2 bzw. 7.3). Zur Ermittlung der Gesamtdehnung müssen beide Anteile addiert werden ( $\epsilon_{rges} = \epsilon_r + \epsilon$ ).



Bild 10: Dehnung der oberen Randfaser infolge Krümmung

#### 5. Einflüsse des Untergrundes

Bei den mit der Prüfung geotextiler Schutzlagen befaßten Institutionen und Büros gehen die Meinungen derzeit darüber noch auseinander, was für ein Untergrund bei den Belastungsversuchen verwendet werden soll. Einige vertreten die Ansicht, daß eine künstliche Unterlage günstiger ist als die problematischer einzubauenden mineralischen Materialien, die auch auf der Baustelle als Dichtung eingesetzt werden.

Zur Untersuchung des Einflusses der Eigenschaften der Unterlage auf die Verformung der Dichtungsbahn wurde am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig eine Versuchsreihe gefahren, bei der je zwei Teilversuche mit insgesamt vier verschiedenen Untergrundmaterialien durchgeführt wurden:

- Ton Einbauwassergehalt: TON1 w = 30 %, TON2 w = 34 %
- Schluff/Sand Einbauwassergehalt: SCH1 w = 11 %, SCH2 w = 14 %
- Elastomere 50 Shore-A, d = 20 mm
- Styrodur 3035 S, d = 60 mm

Bei allen Versuchen wurde ein 16/32 Kies und ein PEHD-Vlies  $1.200 \text{ g/m}^2$  über einer PEHD-Dichtungsbahn, d = 2,5 mm, eingebaut. Die Prüflast wurde jeweils über 100 Stunden mit 1 MN/m<sup>2</sup> eingestellt. Die unter der Dichtungsbahn eingelegten Bleche wurden in 6 Meßachsen mit einem Meßintervall von 5 mm abgetastet. In den Tabellen 1 und 2 sind einige der Auswertungen aus diesen Versuchen zusammengefaßt. (Die Bilder 7.1 - 7.3 und 10 dieses Beitrages geben beispielhaft Ergebnisse der Versuchsreihe wieder, hier Untergrund Ton)

Ein Vergleich über die Summen der Einzeldehnungen bzw. der Winkeländerungen der einzelnen Meßachsen zeigt, daß sich die Ergebnisse der jeweiligen Parallelversuche bei Verwendung eines mineralischen Untergrundes deutlich unterscheiden, während die entsprechenden Versuche mit den künstlichen Unterlagen ein hohes Maß an Übereinstimmung – ausgedrückt durch den Variabilitätskoeffizienten V% – aufweisen.

Die Ursache liegt in dem unterschiedlichen mechanischen Verhalten der Materialien, das sich für die Böden an sich schon – wie in den Ergebnissen ablesbar – stark durch unterschiedliche Einbauwassergehalte ändert. Daß eine so hohe Übereinstimmung der beiden Parallelversuche mit der Elastomerebzw. Styrodurunterlage feststellbar ist, kann als Indiz dafür gewertet werden, daß die Größe der Prüffläche und die Anzahl der Meßachsen bei Verwendung eines Kieses der Körnung 16/32 reproduzierbare Ergebnisse gewährleisten.

Gegenüberstellung der Dehnungen Summe [ % ]								
	TON1	TON2	SCH1	SCH2	ELA1	ELA2	STY1	STY2
Meßachse 1	11,8	18,0	7,5	36,7	25,5	20,6	20,0	34,4
MeBachse 2	12,0	24,7	16,6	13,2	14,8	25,5	32,1	52,2
Meßachse 3	35,8	18,9	6,8	7,7	34,4	16,4	30,8	29,2
Meßachse 4	15,0	39,9	13,1	18,5	36,4	31,1	31,0	39,2
MeBachse 5	9,6	29,5	10,9	46,5	22,8	40,1	24,5	44,6
MeBachse 6	22,0	42,4	21,4	27,7	35,4	28,7	19,1	30,2
Summe	106,1	173,4	76,2	150,3	169,2	162,5	157,3	229,9
Mittelwert	17,7	28,9	12,7	25,0	28,2	27,1	26,2	38,3
Standwg s	9,86	10,39	5,59	10,67	8,64	8,33	6,02	8,8
Variabk V%	55,7	36,0	44,0	42,7	30,6	30,7	23,0	23,0

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Dehnungen

Gegenüberstellung der Winkeländerungen Summe [Grad]								
and they be	TON1	TON2	SCH1	SCH2	ELA1	ELA2	STY1	STY2
Meßachse 1	2,59	3,25	2,41	5,08	3,90	3,62	3,67	4,84
MeBachse 2	2,77	3,98	3,36	2,92	3,31	4,79	4,52	6,32
Meßachse 3	4,89	3,46	2,21	2,35	5,11	3,39	4,93	4,85
MeBachse 4	3,06	5,09	3,05	3,67	5,19	4,75	4,43	5,02
Meßachse 5	2,79	4,34	2,58	4,84	4,13	5,38	4,24	5,31
Meßachse 6	3,54	5,63	3,98	4,64	5,09	4,67	3,60	4,74
Summe	19,63	25,75	17,59	23,50	26,73	26,59	25,39	31,07
Mittelwert	3,27	4,29	2,93	3,92	4,46	4,43	4,23	5,18
Standwg s	0,87	0,83	0,67	1,12	0,79	0,78	0,51	0,61
Variabk V%	26,6	19,3	22,9	28,6	17,7	17,6	12,1	11,8

Tabelle 2: Gegenüberstellung der Winkeländerungen

Wie sich das unterschiedliche mechanische Verhalten einer mineralischen gegenüber der für Eignungsprüfungen empfohlenen künstlichen Unterlage (Elastomere) im Ergebnis niederschlägt, zeigt die Gegenüberstellung der aus den Meßwerten errechneten Winkeländerungen über die Meßachsen, beispielhaft für TON1, Bild 11.1 und ELA1, Bild 11.2.



Bild 11.1: Winkeländerungen entlang der Meßachsen, TON1



Bild 11.2: Winkeländerungen entlang der Meßachsen, ELA1

Dadurch, daß bei einem mineralischen Untergrund durch eine punktförmige Belastung eher eine weitgehend volumentreue Materialverlagerung in weniger belastete Nachbarbereiche stattfindet, unterstützen diese Bereiche kleinräumig den Lastabtrag. Anders bei der Elastomereunterlage, die einer Belastung örtlich ohne nennenswerten Ausgleich ausweicht, wodurch sich die Einzelkörner schärfer eindrücken. Ablesbar ist dies an den über die Meßachsen deutlich geringeren Winkeländerungen – als Maß für die Bewegung der abgetasteten Oberfläche – bei einem mineralischen Untergrund als bei dem verwendeten Elastomere.

#### 6. Beispiele objektbezogener Prüfungen

An drei Beispielen wird im folgenden gezeigt, wie die Ergebnisse aus Belastungsversuchen aussehen können:

```
Beispiel 1: Basisabdichtung
```

Kies 16/32 Schutzlage – PP Verbundstoff, ca. 2.000 g/m<sup>2</sup> Prüflast 1,2 MN/m<sup>2</sup> (entspricht etwa dem 2,5-fachen der in diesem Fall später zu erwartenden Auflast bei einer geplanten Schütthöhe von ca. 30 m,  $\gamma = 15 \text{ kN/m^2}$ )



Bild 12.1: Dehnungen der Dichtungsbahn, Beispiel 1





Bild 12.2: Dehnungen der Dichtungsbahn, Beispiel 2

Die geotextilen Schutzlagen aus Beispiel 1 und Beispiel 2 wurden als ausreichend beurteilt. Die geringfügigen Überschreitungen der mit 0,25 % als obere Grenze angesetzten zulässigen Verformungen im Beispiel 1 wurden toleriert, da sich die errechneten Dehnungen tatsächlich in gewissen Maßen zu den Nachbarbereichen hin ausgleichen (vergl. dazu Bilder 7.2 und 7.3). Die im Beispiel 3 getestete Schutzlage wurde als nicht ausreichend bewertet.

Beispiel 3: Basisabdichtung Kies 16/32 Schutzlage - PEHD Vlies, ca. 1.000 g/m<sup>2</sup> Prüflast 1,2 MN/m<sup>2</sup> (entspricht etwa dem 2,5-fachen der in diesem Fall später zu erwartenden Auflast bei einer geplanten Schütthöhe von ca. 30 m,  $\gamma = 15$  kN/m<sup>2</sup>)



Bild 12.3: Dehnungen der Dichtungsbahn, Beispiel 3

Zu beachten ist, daß mit den durchgeführten Belastungsversuchen die Wirkung der Schutzlage bei rein statischer Belastung geprüft wird. Es ist auf der Baustelle sicherzustellen, daß das Dichtungssystem während des Baus nicht höher belastet wird, z.B. durch Fahrbetrieb LKW. Gegebenenfalls ist die Ausführbarkeit und Wirksamkeit entsprechender temporärer Sicherungsmaßnahmen (z.B. höhere Aufschüttung der Dränageschicht) im Rahmen des Probefeldes nachzuweisen.

#### 7. Zusammenfassung

Zwischen Drainageschicht und Kunststoffdichtungsbahn eines Deponiebasisabdichtungssystems ist eine Schutzschicht erforderlich. Eine Bemessung dieser Schicht ist noch nicht möglich, so daß die Eignung experimentell nachgewiesen werden muß. Die hierfür derzeit festgelegten Durchführungsbedingungen und Bewertungskriterien werden in diesem Beitrag wiedergegeben.

Anhand einiger Berechnungen und Darstellungen wird gezeigt, innerhalb welcher Bandbreite sich die Ergebnisse, je nach Interpretation, bewegen kön-

- 342 -

nen. Die mögliche Größenordnung der Dehnung der Randfaser infolge Krümmung, welche bisher nirgendwo Berücksichtigung findet, wird beispielhaft dargestellt.

Weiter werden erste Ergebnisse vorgestellt, die den Einfluß des verwendeten Untergrundes aufzeigen. Ein Elastomere zeigt nach diesen Untersuchungen ein messbar anderes Verhalten als ein mineralischer Untergrund.

Ergebnisse von projektbezogenen Prüfungen zeigen beispielhaft, für welche Fälle geotextile Schutzlagen nach den z.Z. geltenden Kriterien einsetzbar sind, wobei berücksichtigt werden muß, daß der Nachweis der Eignung einer Schutzlage, gerade bei dem nachzuweisenden geringen Grenzwert (Dehnung  $\epsilon \leq 0,25$  %), unter den derzeitigen Bedingungen immer nur eine Abschätzung sein kann.

## Literatur

----

[1]		Zulassungsschein der BAM		
[2]	SEHRBROCK U.	Untersuchungen zur Dimensionierung geotextiler Schutzlagen, 7. Fachtagung "Die sichere Deponie", Süddeutsches Kunststoff-Zentrum, 21. und 22.02.1991		
[3]	SCHNEIDER K-J.	Bautabellen, Werner-Verlag, 6. Auflage 1984		
[4]	PFLÜGER A.	Elementare Schalenstatik, Springer Verlag Fünfte Auflage 1981,		
[5]	SEHRBROCK U.	Schutzwirkungen von Geotextilien im Deponiebau, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 30, 1989		
[6]	SEHRBROCK U.	Schutzwirkung von Geotextilien, 8. Fachtagung "Die sichere Deponie", Süddeutsches Kunststoff- Zentrum (SKZ), Würzburg, 1992		
SEHRBROCK Ulrich, DiplIng. Institut für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig				

Gaußstraße 2 3300 Braunschweig kon on entre procession of Science was being a constructing associated to some on the proceeding associated as Proceeding and the other some of the second structure of the solution of the solution of the second structure of Proceeding

a de terre novae a en 1000 de 1300 en 2000 terre 100° gena doue incentrale a a enventeende en L'esterre perdeta a transmitte que contra a la comunicação de perdeta de las acomençantes a en encotecima debena de secretaria de las comunicacións de terre districtiva parteiro

Lessborr & Lessborr E. Lessborr Freiburges Lessper De Esperiture dur Bell. - August M. C. Stagen (2000) Construction (2000)

1947.8° - 114

Solid State Street Street March 194

(1) L<sub>i</sub> = a the basis is a strain strain strain strain in the strain strain strain in the strain stra

and the second structure of the second s

(14) A. M. Marketting and M. M. Andrewski, A. M. Marketting, Science 199 (1995). https://www.commun.com/articles/arti

(1) Control Construction (2019) and control (2019) and control (2019) (2019) Annual Control (2019) and control (2019) and control (2019) (2019) Annual Control (2019) Annual Control (2019) Annual Control (2019) (2019) Annual Control (2019) Annual Control (2019) Annual Control (2019) (2019) Annual Control (2019) Annual Control (2019) Annual Control (2019) (2019) Annual Control (2019) Annual Control (2019) Annual Control (2019) (20

(b) Super-States Construction pre-structure for the region of the interval of Super-Su Super-Supe Super-Supe Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Sup Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Super-Sup-Super-Super

(1) Character Control (1) and (1)

# GEOTECHNISCHE BERECHNUNGEN FÜR DIE RINGSCHACHTDEPONIE

Dipl.-Ing. G.Maybaum, Prof.Dr.-Ing. W.Rodatz

## Gliederung

- 1. Einleitung
- 2. Bauwerk
  - 2.1 Herstellung
- 3. Boden
- 4. Berechnungsverfahren
- 5. Finite Element Methode
  - 5.1 Programmsystem
  - 5.2 Netzgenerierung
  - 5.3 Berechnungsablauf
  - 5.4 Annahme nichtsymmetrischer Primärspannungszustände
- 6. Berechnungsergebnisse
  - 6.1 Symmetrischer Primärspannungszustand
  - 6.2 Nichtsymmetrische Primärspannungszustände
  - 6.3 Bestimmung des Einflusses ausgewählter Parameter
- 7. Geotechnisches Überwachungskonzept
- 8. Zusammenfassung

## 1. Einleitung

Die Menge des in Niedersachsen aufkommenden Sonderabfalls beziffert sich zur Zeit auf etwa 300.000 m<sup>3</sup> pro Jahr. Diese Menge soll in den nächsten Jahren durch Müllvermeidungskonzepte reduziert werden; der noch verbleibende Rest fällt zur Deponierung in Niedersachsen an, wenn davon ausgegangen wird, daß ein Transport in benachbarte Bundesländer unterbleibt.

Es wird hier über das Vorhaben berichtet, die anfallenden Sonderabfallmengen in großen Ringschächten angemessen zu entsorgen. Für die Ablagerung von Sonderabfall wurde dabei die Erweiterung einer bestehenden Sonderabfalldeponie in Hoheneggelsen gewählt, da es sich hierbei um nach dem Abfallrecht planfestgestellte Flächen handelt.

Die Niedersächsische Sonderabfalldeponie Hoheneggelsen GmbH (SDH) hat dabei die Aufgabe diese Deponie zu planen, die Genehmigung der Anlage herbeizuführen, sie zu erstellen und zu betreiben.

Prof.Dr.-Ing. W.Rodatz wurde als Gutachter beauftragt, geotechnische Berechnungen für eine solche Deponie durchzuführen, die Aufschluß über das gemeinsame Tragverhalten von Gebirge und Betonschachtauskleidung geben sollten.

Zunächst werden die erforderlichen Untersuchungen in den Kontext des Gesamtprojektes eingebunden, anschließend soll die Vorgehensweise verdeutlicht werden, die zur Erfüllung der gestellten Aufgabe geführt hat.

Dazu werden zunächst drei Fragen aufgegriffen.

Welche Argumente sprechen für den Bau von Ringschachtdeponien zur Ablagerung von Sonderabfällen ?

Wie stellt sich der Herstellvorgang eines solchen großen Bauwerkes dar ?

Welches Berechnungsverfahren ist geeignet das Tragverhalten von Gebirge und Betonschachtauskleidung wirklichkeitsnah zu erfassen ?

#### 2. Bauwerk

Eine übliche Art der Ausbildung von Deponien ist das Anlegen sogenannter Polder, die neben unkomplizierter Erstellung einen einfachen Einlagerungsbetrieb gewährleisten.

Wegen der Beschränkung der planfestgestellten Deponierungsflächen besteht die Notwendigkeit, die vorhandenen Bereiche möglichst intensiv zu nutzen. Deshalb wird beispielhaft für andere Vorteile einer Schachtdeponie die Frage des Deponievolumens diskutiert.

Bei Poldern sind von den möglichen Außenabmessungen ausgehend, Böschungen mit, in Abhängigkeit von den Bodenparametern zu bestimmenden, Neigungen anzulegen. Wegen der vorgeschriebenen räumlichen Trennung unterschiedlicher Abfallarten in einzelne Gruppen, ist es erforderlich, den Polder selbst durch Trenndämme in Teilbereiche zu untergliedern.

Das Volumen eines solchen Polders kann wegen der Abhängigkeit der möglichen Neigungen von der Poldertiefe nur in begrenztem Umfang vergrößert werden.

Die dieser Lösung gegenüber zu stellende Alternative ist die Anordnung mehrerer Ringschächte, wie sie auf dem Lageplan (Abb. 1) dargestellt ist.



Abb. 1 : Lageplan der Ringschächte

Solche zylinderförmigen Behälter mit Durchmessern von ca. 55 m und einer Tiefe von 65 m sind in der Lage wesentlich größere Müllvolumina aufzunehmen. Der Vergleich zeigt, daß den 400.000 m<sup>3</sup> möglichen Poldervolumens 1,4 Mio m<sup>3</sup> Deponiermöglichkeit für Sonderabfall in Ringschächten gegenüberstehen.

Es bleibt somit festzuhalten, daß neben anderen Vorteilen, wie z.B. witterungsunabhängige Einlagerung infolge Überdachung, die höhere Flächendichte ein Argument für die Errichtung großer Deponieschächte darstellt.

#### 2.1 Herstellung

Für den Bau eines solch großen Bauwerkes sind spezielle Konstruktions- und Ausführungsvarianten zu wählen, die den Erfordernissen der Sicherheit wie der Wirtschaftlichkeit gleichermaßen Rechnung zu tragen haben.

Es werden hier nur einige wesentliche grundsätzliche Überlegungen erläutert.

Schächte dieser Tiefe können verständlicherweise nicht mit einem Abschlag, die Terminologie des Tunnelbaus verwendend, aufgefahren werden. Ein Prinzip wird also der sukzessive Baufortschritt von oben nach unten sein.

Bei dem sich ergebenden Umfang von ca. 150 m muß eine Unterteilung in Bogensegmente erfolgen, nicht zuletzt um auch das Betonmengenproblem bewältigen zu können. Die lokale Standsicherheit des Gebirges im Ausbruchsbereich beschränkt die Größe dieser Ringschachtsegmente zusätzlich.

Zur Herstellung dieser Abschnitte steht neben dem Spritzbetonverfahren, zwischen Erdreich und Schalungselementen eingebrachter Ortbeton zur Verfügung. Bei Schächten kleineren Durchmessers durchaus üblich, könnten ebenso Tübbings, also Stahlbetonfertigteile zum Einsatz kommen.

Die Herstellung horizontal und vertikal durchlaufender Bewehrung erscheint zwar aus konstruktiven (die Bewehrung muß mit Muffen gestoßen werden) und baubetrieblichen Gründen (Durchführung der Bewehrung durch die Schalung) überaus kompliziert. Man erhofft damit aber, ein Bauwerk errichten zu können, das eine hohe Dichtigkeit besitzt.

#### 3. Boden

Bei dem umgebenden Gebirge handelt es sich um Kreidetone, die einer glazialen Überdeckung ausgesetzt waren. Es entwickelten sich dabei Primärspannungszustände, die wegen ihrer Richtungsabhängigkeit besondere Berechnungsansätze erforderlich machen. Die hohe Überkonsolidierung führte zu Ansätzen von Erddruckbeiwerten bis zu  $k_h = 1,0$ .

Vom IGB TUBS wurden schon im Rahmen früherer Planungsphasen umfangreiche Untersuchungen sowohl in situ als auch im Labor durchgeführt, die es ermöglichten folgende Rechenwerte für den Ton anzugeben.

Tiefe	Es(kN/m²)	E(kN/m²)	۲	$r(kN/m^3)$
0 - 25 25 - 45 45 - 65	15.000 35.000 45.000	11.100 26.000	0,3 0,3	21,5
65 -150	45.000	33.400	0,3	22,5

Scherfestigkeiten

Tiefe	cal c <sub>u</sub> (kN/m²)	cal ¢'(°)	cal c'(kN/m²-)
0 - 25	110	20	5
25 - 45	290	20	50
45 - 65	400	25	50
65 - 150	320	27	70

Abb. 2 : Bodenmechanische Kennwerte

Der Ton wird durch Schichtfugen geringer Scherfestigkeit, die im Winkel von 15° zur Horizontalen einfallen, durchtrennt.

Er ist als sehr schwach durchlässig zu bezeichnen, und kann somit als geologische Barriere genutzt werden.

## 4. Berechnungsverfahren

Zur Berechnung der auf einen Ringschacht einwirkenden Lasten stehen sowohl analytische wie numerische Verfahren zur Verfügung.

Den einfachsten möglichen analytischen Ansatz stellt der ebene Erddruck nach der Theorie von Coulomb und Rankine dar. Die Berücksichtigung der räumlichen Tragwirkung des umgebenden Bodens kann gemäß DIN 4085 unter Bestimmung von Abminderungsfaktoren durchgeführt werden.

Weitergehende theoretische Untersuchungen von Steinfeld oder Walz versuchen die Größe des Erddrucks mit Hilfe von räumlichen Gleitkeilen zu bestimmen.

Diese Verfahren geben die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Boden nur ungenügend wieder. Die verformungsabhängige Spannungsverteilung ist aber wesentliche Forderung an ein wirklichkeitsnahes Berechnungsverfahren.

Eine Beurteilung der lokalen Standsicherheit im Ausbruchbereich, wie sie für einen sicheren Baufortschritt unerläßlich ist, kann auf der Grundlage der oben genannten Verfahren nicht erfolgen.

Besteht zudem noch die Notwendigkeit Schichten und Grenzflächen in ihrer räumlichen Geometrie zu erfassen, so können nur noch numerische Verfahren, wie z.B. die Methode der Finiten Elemente zur Lösung der gestellten Aufgabe beitragen.

## 5. Finite Element Methode

#### 5.1 Programmsystem

Die Berechnungen wurden mit einem eigenem Programmsystem durchgeführt, das in seinen wesentlichen Komponenten zunächst kurz dargestellt wird.

Das Berechnungsverfahren beruht auf der Annahme eines transversal isotropen Gebirges.

Das mechanische Verhalten des Gebirges wird sowohl für Belastung als auch Entlastung unterhalb der Bruchbelastung als linear-elastisch angenommen.
Wird im Gebirge örtlich die Festigkeit überschritten, so können in Abhängigkeit von der Größe und Richtung der auftretenden Spannung sowie der Festigkeitseigenschaften unterschiedliche Bruchvorgänge stattfinden. Bei dem verwendeten Berechnungsverfahren wird angenommen, daß die Festigkeitseigenschaften des Gesteins in Form von Mohr'schen Hüllkurven sowohl für die Anfangsfestigkeit, als auch für eine möglicherweise reduzierte Restfestigkeit gegeben sind. Für den Schubbruch wird vorausgesetzt, daß die in einem Iterationsschritt ermittelte, senkrecht zur Bruchfläche wirkende Normalspannung bei der Berechnung des aufnehmbaren Spannungszustandes erhalten bleibt.

Die mechanischen Vorgänge werden ohne Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit untersucht.

Das FE-Programm verwendet räumliche 8-Knoten Elemente mit linearem Verschiebungsansatz. Die Blockelemente werden aus zweimal fünf Tetraederelementen, die sich gegenseitig durchdringen, gebildet.

#### 5.2 Netzgenerierung

Zur Untersuchung des Spannungs- und Verformungsverhaltens wurde ein würfelförmiger Gebirgsausschnitt mit den Abmessungen 150·150·150 m gewählt, der ein Viertel-Segment des Ringschachtes darstellt. Mit diesem Netz konnten neben symmetrischen auch halbsymmetrische Belastungsfälle untersucht werden.

Das generierte Netz enthielt 31 Elemente, es wurden bis zu 15 Schichten mit Schichtdicken von 2,5, 5,0 und 10,0 m untersucht.

Für die Untersuchung des Einflusses von Nachbarschächten wurde ein weiteres Netz entworfen.

#### 5.3 Berechnungsablauf

Im einzelnen werden für die Berechnungen des Ringschachtes jeweils die folgenden Berechnungsschritte durchgeführt: Primärfall

Das auch im Bereich des zukünftigen Schachtes einschließlich der Betonelemente definierte Elementnetz wird unter Berücksichtigung des Eigengewichts und der elastischen Materialeigenschaften des Bodens berechnet. Ergebnis ist der Primärspannungs- und verformungszustand.

Aushub der ersten Bodenschicht im Bereich des Schachtes

- Einbau des obersten Betonringes im spannungslosen Zustand und Aushub der zweiten Bodenschicht. Dazu werden die vorher als Boden berücksichtigten Betonringelemente der ersten Bodenschicht im ermittelten Verformungszustand in Beton umgewandelt. Dieses erfolgt durch den Ansatz verdeckter Elementknotenkräfte, die unter Berücksichtigung der neuen Materialeigenschaften den vorher berechneten Verformungszustand erzeugen. Im gleichen Berechnungsschritt wird der Aushub des nächsten Abschlags durch Umwandlung der Bodenelemente in Luft simuliert.
- Einbau weiterer Betonringe und weiterer Aushub
  In gleicher Weise, wie oben beschrieben, werden die nachfolgenden Betonringe spannungslos eingebaut und der nächste Bodenaushub vorgenommen. Bei einer Tiefe von 65 m und Abschlagtiefen von 5 m ergeben sich 13 Berechnungsschritte einschließlich des Primärfalls.

#### 5.4 Annahme nichtsymmetrischer Primärspannungszustände

Für den Tonstein waren Primärspannungen in der Berechnung anzusetzen, die über die Variation der k-Werte beschrieben wurden. In der einen Richtung mit  $k_{\chi} = 0,75 - 1,0$  in der anderen dazu senkrecht stehenden Richtung mit  $k_{\chi} = 0,5$ .

Da es sich hierbei um horizontale Spannungen handelt, die nicht aus den derzeitigen Auflasten infolge Querdehnung resultieren, wurden die Spannungszustände in einen Verformungszustand transferiert. Durch geeignet gewählte horizontale Verschiebungen der vertikalen Begrenzungsflächen war es möglich, nichtsymmetrische Primärspannungszustände zu simulieren.

#### 6. Berechnungsergebnisse

#### 6.1 Symmetrischer Primärspannungszustand

Es wurden zunächst Berechnungen durchgeführt, bei denen sich die Horizontalspannungen symmetrisch aus den elastischen Eigenschaften des Materials infolge der Querdehnung einstellen.

Die Ergebnisse weisen einen theoretischen Erddruckbeiwert von ungefähr  $k_h = 0,43$  aus. Ermittelt man auf dieser Grundlage die Betonkräfte ohne Berücksichtigung des Bauablaufs, so ergibt sich eine dreieckförmige Verteilung der Betonringspannungen mit einem Größtwert von ungefähr 15.000 kN/m<sup>2</sup>.

Ein Abteufen des Schachtes führt aber in jedem Schritt zur Entspannung des Gebirges unterhalb der bereits betonierten Ringe. Dadurch kommt nur ein allmähliches Anwachsen der Betonringspannungen zustande.



<u>Abb. 3:</u> Betonspannungen in kN/m<sup>2</sup> bei halber und voller Schachttiefe bei einer Wandstärke von 1,25 m Die so erhaltenen Betonspannungen weisen eine gleichmäßigere Verteilung auf und erreichen Größtwerte von nicht einmal der Hälfte der ohne Berücksichtigung des Bauablaufs anzunehmenden Ringnormalkräfte. Dies bedeutet eine enorme Einsparung an erforderlicher Betonkonstruktion, sowohl die Wandstärke wie den Bewehrungsgehalt betreffend.



<u>Abb. 4:</u> Vergleich der Betonspannungen mit und ohne Berücksichtigung des Bauablaufs

#### 6.2 Nichtsymmetrische Primärspannungszustände

Die Berechnungen wurden für zwei verschiedene nichtsymmetrische Primärspannugszustände durchgeführt.

Der Erddruckbeiwert der einen Richtung wurde mit  $k_z$  = 0,5 vorgegeben. In der anderen Richtung war  $k_x$  = 0,75 bzw.  $k_x$  = 1,0 anzunehmen.

Die umfangreichen Berechnungen erlaubten es für beide Fälle recht einfache Empfehlungen zum Ansatz der Erddrücke anzugeben.



# <u>Abb. 5:</u> Betonspannungen und Erddrücke für den Primärspannungszustand mit k<sub>z</sub>/k<sub>x</sub> = 0,5/0,75

### 6.3 Bestimmung des Einflusses ausgewählter Parameter

Bei den anfangs mit unterschiedlichen Schichtdicken durchgeführten Berechnungen konnte festgestellt werden, daß der Einfluß der Abschlagtiefe auf die im Endzustand vorhandenen Ringnormalkräfte von untergeordneter Bedeutung ist.

Wie oben ausgeführt, besitzt der umgebende Ton mit 15° einfallende Schichtfugen geringer Scherfestigkeit. Die Berechnungsergebnisse zeigen aber, daß das Gesamtragverhalten von Ringschacht und Gebirge von der Schichtung nahezu unbeeinflußt bleibt.

Wegen des geringen Abstandes der benachbarten Schachtaußenwandungen von nicht einmal einem halbem Durchmesser, erschien es erforderlich den Einfluß der Nachbarschächte abzuschätzen. Dazu wurde das Netz um den zweiten Schacht erweitert. Die Simulation der beiden beim Baufortschritt denkbaren Grenzfälle, gleichzeitiges Abteufen bzw. nachfolgendes Abteufen des zweiten Schachtes, zeigte nur eine leichte Veränderung der einwirkenden Erddrucklasten. Auf die Einführung eines entsprechenden Lastfalls konnte deshalb verzichtet werden.

### 7. Geotechnisches Überwachungskonzept

Zur Absicherung der bisherigen Berechnungsannahmen wird die Durchführung eines geotechnischen Überwachungskonzeptes für unbedingt erforderlich gehalten.

Es wurde zum einen vorgeschlagen, durch geeignete Verfahren in Voruntersuchungen die Vorgaben der richtungsabhängigen Primärspannungen zu überprüfen. Zum anderen sollte die Möglichkeit, mit Hilfe baubegleitender Messungen, auf die tatsächlichen Kraft- und Verformungszustände reagieren zu können, genutzt werden.

Das Meßkonzept soll nicht nur die erforderliche Sicherheit zu jedem Zeitpunkt gewährleisten, es soll auch zu einer wirtschaftlichen Optimierung der Konstruktion beitragen.

#### 8. Zusammenfassung

Die Niedersächsische Sonderabfalldeponie Hoheneggelsen GmbH (SDH) beabsichtigt auf der bereits bestehenden Sonderabfalldeponie Ringschächte mit Durchmessern von 55 und Tiefen von 65 m zu bauen.

Auf der Grundlage der die Gebirgseigenschaften beschreibenden Kennwerte, wurden Untersuchungen durchgeführt, die Einblick in das Tragverhalten von Gebirge und Betonschachtauskleidung geben.

Mit geeigneten Methoden auf der Basis der FEM-Rechnung wurden die entscheidenden Bauabläufe simuliert und die Größenordnung der zu erwartenden Erddrücke bestimmt. Es wurden einzelne Parameter variiert, um deren Einfluß auf Beton- und Bodenspannungen abzuschätzen.

Ergebnis dieser umfangreichen Berechnungen waren Empfehlungen zum Lastansatz für die statische Berechnung der Schale. Literaturhinweise

- Rodatz, W. : Untersuchungen zur Abschätzung des gemeinsamen Tragverhaltens von Gebirge und Betonschachtauskleidung. Braunschweig 1991 (unveröffentlicht)
- Simons, H. : Statische Berechnung der Erdbehälter, Erweiterung des Deponievolumens Klein Biewende. Braunschweig 1979
- Simons, H. : Tiefer Behälter, Messergebnisse an einem Behälter im Kreideton. DFG Forschungsvorhaben Nr. Si 243/4

ata - Saturgen zum Bithererigen bis Canadare - Damenal Berliner um Seene Burda - Saturge Breiserberte 1991: Briss als Berliner

් විර්ධාරයක් වියන්තාවේ ප්රතියක් ප්රතියක් විද්යාවයක් විද්යාවයක් වියන්න මෙසේ කොට පොතා විය. ඉතා පැත්තාවක් ප්රතියක් වියන්තාවේ වියන්තාවේය මාලං පැත්තාවයක් 1878

las estas en la servició della anta d'alterny-servicióne en la fase en en Arendebres

1 특명 전 - 김 영양, 2 전전 영제 제품 · 전압

TU Braunschweig Fachseminar Standsicherheiten im Deponiebau 30./31. März 1992

Dr.-Ing. F.-R. Ruppert Simons + Partner GmbH, Braunschweig

## Standsicherheiten und konstruktive Ausführung von Steilwandabdichtungen

### 1. <u>Einleitung</u>

Bei der Planung und dem Bau neuer Deponien werden heute allgemein Böschungen vermieden, die steiler als 1:3 geneigt sind.

Andererseits sind Deponien z. B. in aufgelassenen Tongruben, Tagebauen und Steinbrüchen mit wesentlich steileren Böschungsneigungen in Betrieb, und es wird auch zukünftig mit der Neuanlage von Deponien an vorgenannten Standorten zu rechnen sein. Damit stellt sich die Frage der konstruktiven Ausbildung und des rechnerischen Nachweises der Abdichtung steiler Deponieböschungen. Das Vorgehen soll beispielhaft an einer ausgeführten Steilwandabdichtung in der Deponie Halle-Künsebeck des Kreises Gütersloh vorgestellt werden.

### 2. Örtliche Gegebenheiten

#### 2.1 <u>Standort</u>

Die Deponie Halle-Künsebeck des Kreises Gütersloh ist in ehemaligen Steinbrüchen angelegt, in denen Kalkstein abgebaut wurde. Sie wird im Nordosten durch eine von Nordwest nach Südost verlaufende Steilwand begrenzt. Diese steile Felswand hat eine Länge von 200 m und eine Höhe zwischen 20 bis 40 m. Im Südosten ist eine weitere, 8 m bis 25 m hohe und ca. 100 m lange Steilwand vorhanden.

Auf einer Strecke von ca. 175 m verlief an der nordöstlichen und auf der gesamten Länge an der südöstlichen Steilwand im Abstand von rund 6 m parallel zum Wandfuß der Abschlußdamm der Basisabdichtung, die aus 60 cm mineralischer Dichtung, PEHD-Dichtungsbahn d = 2,5 mm, Vlies (800-1000 g/m<sup>2</sup>) und 50 cm Filterkies Körnung 8/16 mm besteht. Der verbleibende Freiraum zwischen Deponiekörper und Felswand sollte verfüllt werden. Dazu war die Abdichtung der Steilwände durch eine mineralische Dichtung erforderlich.

#### 2.2 <u>Steilwände</u>

Die Steilwände werden von grob gebankten, massigen, deutlich geschichteten Kalksteinen der Oberkreide gebildet. Es war mit Steinschlaggefahr durch Ausbrechen und Abstürzen einzelner Gesteinsbrocken zu rechnen. Die Oberfläche der Steilwände ist verwittert, brüchig und weist z.T. Überhänge auf. Der Kalkstein ist durch steil einfallende Klüfte durchtrennt. Die Wände waren i.a. trocken. Nur selten und vereinzelt war insbesondere an der östlichen Felswand mit zeitweise austretendem Kluftwasser zu rechnen. Dies beschränkt sich auf Zeiten während oder kurz nach grö-Beren Niederschlägen.

#### 3. Aufbau und Funktion des Dichtungssystem

#### 3.1 Genereller Aufbau

Das Dichtungssystem hat folgenden Aufbau (Bild 1; Reihenfolge von der Steilwand zum Deponiekörper):

- Äuβere Drainage
- Mineralische Dichtung
- Kunststoff Dichtungsbahn (im unteren Bereich)
- Schutzschicht
- Sickerwasserdrainage

#### 3.2 Systemteile

#### 3.2.1 Äußere Drainage

Die äußere Drainage soll evtl. auftretenden Kluftwasser fassen und druckfrei ableiten. Die Drainageschüttung übernimmt ebenfalls die Funktion des Ausgleiches der zum Teil stark unregelmäßigen Oberflächenstruktur der Wand. Hohlräume unter Überhängen innerhalb der Steilwand werden durch die Schüttung ausgefüllt.

Die Basis der Drainage wird an den Steilwänden als Rinne mit einem Sohlgefälle ausgebildet.

#### 3.2.2 Mineralische Dichtung

Die mineralische Dichtung gliedert sich in einen Kernbereich (60 cm) sowie in zwei Übergangsbereich (je 50 cm) zu beiden Seiten, d.h. zur äußeren Drainage und zur Dichtungsbahn bzw. inneren Drainage hin. Durch die Übergangsbereiche wird sichergestellt, daß der Kernbereich anforderungsgemäß verdichtet werden kann und arbeitstechnisch bedingte, geringere Verdichtungen am Rand der mineralischen Dichtung ohne Einfluß auf den Kernbereich bleiben.

### 3.2.3 Dichtungsbahn

Der untere Bereich der Dichtung erhält über 3 m Höhe zusätzlich eine 2,5 mm dicke PEHD-Dichtungsbahn, die an die Dichtungsbahn in der Sohldichtung mit einer Doppelnaht angeschlossen wird.

#### 3.2.4 Sickerwasserdrainage

Die Sickerwasserdrainage besteht aus Gabionen. Dies sind Drahtgitter-Körbe, die mit Kalkstein-Bruchmaterial gefüllt wurden. Die Gabionen erfüllen die Funktion einer Vertikal-Drainage für das Deponiesickerwasser. Sie dienen gleichzeitig dem Schutz des Dichtungssystems vor mechanischen Beschädigungen bei Betrieb der Deponie. Sie wurden über 9 m Höhe der Steilwandabdichtung mitgeführt (Bild 1).

#### 3.3 <u>Herstellung</u>

#### 3.3.1 Beräumen der Felswand und Sichern

Die Steilwände wurden visuell und durch Abläuten überprüft bzw. gleichzeitig beräumt. Aus Gründen der Steinschlagsicherung und der Arbeitssicherheit während der Aufbauphase der vertikalen Steilwanddichtung wurde die Felswand durch ein Raster von Ankern (gewählt: Klebeanker) im Abstand von 10 x 10 m, Stahlseile und Maschendraht abgesichert.

#### 3.3.2 Aufbau der Wanddichtung

Die mineralische Basisabdichtung wurde bis an die Steilwand herangeführt, unmittelbar vor der aufgehenden Felswand (ca. 3 m) wurde die mineralische Dichtung um ca. 0,5 m höher aufgebaut.

Die PEHD-Dichtungsbahn in einer Dicke von 2,5 mm wurde an die vorhandene PEHD-Bahn der Basisabdichtung angeschlossen. Die Dichtungsbahn wurde durch Vlies  $(1.200 \text{ g/m}^2)$  abgedeckt.

Die mineralische Drainageschicht (Kies 8/16 mm) wurde in einer Dicke von 50 cm bis ca. 3,0 m vor der Felswand angeschüttet.

Auf die Kiesschicht wurden als Gründungselemente für die aufgehenden Gabionen schotterbefüllte Drahtgitter-Matratzen mit den Abmessungen 2 m x 2 m x 0,3 m in einem Abstand von mindestens 2,6 m zur Steilwand plan abgelegt. Auf den Gründungsmatratzen wurden die Gabionen aufgebaut. Je nach Deponieabschnitt und baubetrieblichen Überlegungen wurden Längen zwischen 30 bis 50 m hergestellt. Die Gabionen wurden vor Ort mit Kalksteinschotter aufgefüllt. Als zusätzlicher Schutz vor mechanischen Beschädigungen der PEHD-Dichtungsbahn wurden zwischen den Gründungsmatratzen bzw. den Gabionen und der Kunststoffdichtungsbahn mineralische Dämmplatten eingebaut.

Es wurden jeweils 2 bis 3 Gabionen übereinander aufgestellt. Dem Bau der Gabionen unmittelbar nachfolgend wurde zur Steilwand hin die mineralische Dichtung an Lagen von 20 cm (verdichtet) sowie ein Vlies und die Ausgleichsschicht (Kluftwasserdrainage) eingebaut. Auf der Seite des Müllkörpers wurde kontinuierlich der Müll gegen die Gabionen eingebaut.

Die mineralische Dichtung ist durch eine selbstfahrende Schaffußwalze der Fa. Rammax (Betriebsgewicht von 1.360 kg, Arbeitsbreite ca. 1 m) verdichtet worden.

Die Baumaterialien wurden über eine zur Steilwand parallel verlaufende Baustraße über den Müllkörper antransportiert. Das Abdichtungssystem wurde über eine maximale Höhe von ca. 32 m aufgebaut.

### 4. <u>Standsicherheitsnachweise</u>

Für charakteristische Schnitte wurden Standsicherheitsbetrachtungen auf der Grundlage von Starrkörperbruchmechanismen durchgeführt. Zugrunde gelegt wurden ein Einfallen der Schichten mit ca. 20° zur Wand hin. Ferner wurde ein Kluftsystem angenommen, das sowohl von der Raumrichtung der eingemessenen Kluftflächen möglich ist (Kluftrichtung parallel zum Streichen) als auch zu einer kinematisch verträglichen Rutschkörperanordnung führt. Das Kluftflächensystem ist variiert worden (Bild 2). Die Annahme, daβ die Schichtflächen zur Steilwand hin einfallen, deckt den ungünstigsten Fall ab. Dies ist bei der nordöstlichen Steilwand der Fall. Bei der Steilwand im Südosten liegen wesentlich günstigere Verhältnisse vor, da die Schichtflächen parallel zur Steilwand einfallen, d.h. das Streichen der Schichtflächen verläuft senkrecht zur Steilwand.

Während der Betriebsphase wird sich die errechnete Standsicherheit zur günstigeren Seite hin entwickeln, da durch die Einlagerung des Mülls die Geländesprunghöhe kleiner wird und die Erddruckkräfte aus dem Müllkörper Verformungen der Steilwände entgegen wirken.

Der Nachweis der Standsicherheit für die mineralische Dichtung bzw. das Dichtungssystem wurde über Grundbruch- bzw. Geländebruch geführt.

Die nordöstliche Steilwand ist aus Gründen der Arbeitssicherheit während der Bauphase geodätisch beobachtet worden. Dazu wurden am oberen Böschungsrand ca. 10 m bis 20 m von der Abbruchkante entfernt Meβbolzen installiert, die auf einer Geraden liegen und einen Abstand untereinander von 10 m halten.

Die Lage der Geraden wurde wöchentlich optisch kontrolliert, um Veränderungen von Meβbolzen gegenüber der Ausgangslage feststellen zu können.

#### 5. <u>Projektbeteiligte</u>

Der Entwurf für diese Steilwandabdichtung ist im Juli 1988 durch die SIMONS + PARTNER GmbH im Auftrag des Kreises Gütersloh erstellt worden. Im Auftrage des Staatlichen Amtes für Wasser- und Abfallwirtschaft (StAWA) Minden ist der Entwurf durch das Leichtweißinstitut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Sachgebiet Grundbau, geprüft worden. Genehmigt wurde er vom Regierungspräsidenten Detmold.

Die Abdichtung der beiden Steilwände wurde 1990 und 1991 von der Firma Köster Bau, Osnabrück, ausgeführt.



Bild 1 : Aufbau der Steilwandabdichtung

- 367 -

Bild 2: Untersuchte Starrkörperbruchmechanismen



M 1:500



Variante 2

M 1:500



#### Neubau von Schachtbaukörpern in einer verfüllten Hausmülldeponie

- Belastungsermittlung für die Schachtkörper -

Horst F. Rademacher / Gerd Leyendecker

#### 1. Gegebenheiten

Eine wirtschaftliche Konstruktion von vertikalen Schächten im Erdreich erlaubt es nicht, für alle möglichen Lastfälle ein geschlossenes, statisch stabiles System zu erstellen.

So würde z.B. zur Aufnahme von asymmetrischen horizontalen Belastungen eine im tragfähigen Untergrund eingespannte Kragröhre (z.B. wie Schornstein oder Mast) eine solches stabiles System darstellen.

Um diese wirtschaftlich indiskutablen Lösungen zu umgehen und trotzdem ein Höchstmaß an innerer und äußerer Standsicherheit zu erzielen, wurden bei der vorliegenden Maßnahme Randbedingungen geschaffen, die das an sich labile System (Grundkörper - einfach aufgesetzte Schachtschüsse) über den geforderten Zeitraum hinweg stabilisieren und funktionsfähig halten.

Zu diesen konstruktiven Maßnahmen gehören:

a) der Fixierring aus Stahlbeton am Fußpunkt des untersten Schachtschusses;

- b) der Injektionskörper im Übergangsbereich zwischen Deponie-Basisfolie und Schachtgrundkörper;
- c) der Lastverteilungsring aus Stahlbeton um den Anschlußpunkt der Basis-Dichtungsfolie an den Schacht;
- d) der Vliesstoff als Trennschicht zwischen Bettungsmaterial und Müllkörper;
- e) das **Bettungsmaterial** bestehend aus rolligem Material (Quarz) mit geringem bindigen Anteil, das optimal zu verdichten ist;
- f) die Auflagerringe aus Stahlbeton an den Fußpunkten der oberen Schachtschüsse;
- g) die Gesamtaufteilung des Schachtes in einzelne alleinstehende Schüsse.

Das vorgesehene Schachtbauwerk ist von Erdreich umschlossen und nach [1] als "eingeschlossener Baukörper" zu bezeichnen.

Auf diesen Baukörper können folgende Lasten wirken:

- 1) Eigengewicht
- 2) Innendruck durch Wasserfüllung im Schacht
- 3) Außendruck durch äußere Wasserstände (Sickerwasser, Grundwasser)
- 4) Horizontaler Erddruck
- 5) Vertikale Bodenauflast (nur bestimmte Bauteile)
- 6) Vertikale Mantelreibung
- 7) Verkehrslasten an der Geländeoberfläche
- 8) Temperatur

Die meisten dieser Belastungen sind trivial mit der üblichen Exaktheit zu bestimmen.

Größere Probleme bereitet jedoch der horizontale Erddruck und die damit zusammenhängende vertikale Mantelreibung, zumal diese beiden Lastfälle auch vom Betrag her die größten Spannungen verursachen können. Der Bestimmung dieser Größen ist im folgenden dann auch eine herausragende Rolle zugeordnet worden.

Nach [1] ist der Erddruck grundsätzlich durch die örtlichen Kontaktspannungen zwischen Baukörper und Boden definiert. Die rechnerische Ermittlung dieser Spannungen war nach dem Kenntnisstand der Bodenmechanik und vom Erkundungsaufwand her kaum möglich.

Da sich das Problem hier auch konstruktiv nicht umgehen läßt, mußte bei der Bemesssung - trotz umfangreicher Bodenuntersuchungen und Festlegung aller möglichen Bodenkennwerte - mit ziemlich groben Schätzungen auskommen werden.

Einige Faustformeln und Berechnungsansätze wurden mit den angegebenen Verhältnissen und Kennwerten durchgerechnet und miteinander verglichen, um so ein möglichst großes Beurteilungsspektrum zu bekommen.

### 2. Bodenkennwerte

Zur Erkundung der Baugrundverhältnisse wurden Erkundungsbohrungen im Deponiekörper niedergebracht.

Aus den Bohrungen wurden Bodenproben entnommen und daran Laborversuche durchgeführt. Die Untersuchungsergebnisse wurden durch den Unterzeichner ausgewertet und interpretiert.

Im Bereich der Schächte wurden folgende Bodenschichten angetroffen:

### A) Deponie Oberflächendichtung

(Mächtigkeit: 1,90 bis 2,0 m) bestehend aus mehreren dünnen ungleichen Schichten gemittelte Werte für bindigen Boden:

 $\gamma \ = \ 19,0 \ kN/m^3 \qquad \ n. \ DIN \ 1055 \\ \phi \ = \ 17,5^\circ$ 

Kohäsion bleibt unberücksichtigt!

# B) Oberer, jüngerer Müllkörper (Mächtigkeit: ca. 6,0 m)

 $\gamma = 15,0 \text{ kN/m}^3$  $\varphi = 25^\circ$ 

### C) Unterer, älterer Müllkörper

(Mächtigkeit: ca. 14,0 bis 15,0 m)

 $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$  $\varphi = 30^\circ$ 

### D) Deponieuntergrund

(Mächtigkeit: unbekannt) bestehend aus mitteldicht gelagertem Sand

 $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$  n. DIN 1055  $\phi = 32,5^\circ$ 

E) Schachtbettung, vertikal um den Schachtkörper angeordnet, bestehend aus verdichtetem Sand (Mächtigkeit - horizontal: ca. 1,20 bis 1,40 m)

> $\gamma = 19,0 \text{ KN/m}^3$  $\varphi = 35^\circ$

3. Erddruckermittlung

Für die Belastung aus den Schachtoberteilen und dem Bettungskörper auf den Grundkörper wurde Erdruhedruck angesetzt!

- Weil a) das Dichtungs- und das Bettungsmaterial beim Einbau stark verdichtet werden
- und b) der Müllkörper sich durch Zersetzungsprozesse in sich verdichtet.

Im Gegensatz zu den Regelbauwerken nach DIN 1055, die für Erdruhedruck zu bemessen sind, sind die vorgesehenen Schachtbauwerke relativ flexibel. Deshalb liegt man hier mit dem Ansatz des Ruhedruckes auf der sicheren Seite.

Die allgemein gebräuchlichste Formel zur Ermittlung des Erdruhedruckbeiwertes lautet:

 $k_0 = 1 - \sin \varphi$ 

und wird auch hier angewendet.

Beiwert:	für die Dichtung (A) : $k_0 = 1 - \sin 17,5^\circ$	= 0,639		
	für Müll (B): k <sub>0</sub> = 1 - sin 25°	= 0,577		
	für Müll (C): k <sub>0</sub> = 1 - sin 30°	= 0,500		
	für Deponieuntergrund (D): $k_0 = 1 - \sin 32,5^{\circ}$	= 0,463		
	für die Bettung (E): $k_0 = 1 - \sin 35^\circ$	= 0.426		

Mit Hilfe dieser Erddruckbeiwerte sowie dem Raumgewicht  $\gamma$  und den geometrischen Werten des Bauwerks (Zylinderradius r; Höhe h) lassen sich die Erddruck-Ordinaten nach mehreren Methoden ermitteln.

Im folgenden ist dieses nach vier Theorien gemacht worden, wobei die klassische dreiecksförmige Erddruckverteilung für eine ebene Wand (Nr. 1) nach [1] lediglich als Vergleichswert dienen sollte.

Die drei anderen Berechnungsverfahren berücksichtigen die zylindrische Form des Bauwerks im Erdreich sowie die damit zusammenhängende räumliche Ausbildung des Erddruckes.

#### Erddruckansätze:

1) nach [1]:  $e_h = \gamma \cdot h \cdot k$ 

2) nach [2]:  $e_h = \gamma \cdot h \cdot k$ 

3) nach [3]:  $e_h = \gamma \cdot h \cdot k$ ab  $h > 7 \cdot r : e_h = \gamma \cdot h \cdot 1/3 k$ 

4) nach [4]:  $e_h = \gamma r \frac{k \sqrt{k}}{1 - 2 k} \left[ 1 - \left( 1 + \frac{h}{r} \sqrt{k} \right) \frac{2 k - 1}{k} \right]$ 

Die Funktion  $e_h$  nach [4] hat bei k = 0,5 (=  $\phi = 30^\circ$ ) eine Lücke; deshalb wird bei der Berechnung des Erddruckes für den alten Müll (C) ein Beiwert von k = 0,49 angesetzt.

In Anlage 2 sind die Berechnungsergebnisse tabellarisch zusammengestellt, und in Anlage 3 wurden zum Vergleich die Erddruckverläufe für die Kennwerte des Bettungsmaterials graphisch aufgetragen.

Es zeigt sich dort, daß zum Teil erhebliche Unterschiede zwischen den Ordinaten der einzelnen Berechnungsverfahren bestehen. Da sich keine der hier aufgezeigten Theorien in der Praxis irgendwie belegen oder widerlegen läßt, wurde ein möglichst sicherer Kompromiß vorgeschlagen:

- Der maximal anzusetzende horizontale Erddruck wird aus den Ordinaten des Ansatzes nach [4] gebildet, welche mit einem Sicherheitsfaktor  $\xi = 2$ multipliziert werden. Dieses ergibt Werte, die in etwa den Erddruckkoordinaten aus [2] und [3] entsprechen.
- Da die Sand-Bettung um den Schachtkörper nur eine kleine, begrenzte Dicke hat, wird die Erddruckfigur, welche sich aus den Kennwerten des Mülls ergibt, als maßgebend angesehen.

#### 4. Mantelreibung

Mantelreibung wird durch unterschiedliche Setzungen an der Trennfläche der beteiligten Medien hervorgerufen.

Die Ermittlung der Mantelreibung basiert auf dem aus der Mechanik bekannten Reibungsgesetz

 $M = \mu \cdot N [kN/m^2]$ 

mit N = Wirkende Kräfte orthogonal zur Wandung [kN/m<sup>2</sup>]

und  $\mu$  = Reibungsbeiwert [-]

Auch zu der genaueren Ermittlung der Mantelreibung wurden von zahlreichen Autoren noch zahlreichere Formeln und Berechnungsansätze aufgestellt, wobei alle - natürlich - auf das o.g. Reibungsgesetz zurückzuführen sind. Unterschiede bestehen in der Berechnung der orthogonalen Kraft N.

Es wurden die in [4], [5] und [6] beschriebenen Verfahren mit den vorliegenden Bodenkennwerten durchgerechnet, was bei gleichen Eingangswerten zu fast identischen Ergebnissen führte.

Im folgenden seien noch die verwendeten Formeln aufgezeigt.

nach [4]: T<sub>R</sub> = e<sub>h</sub> · tan δ
 e<sub>h</sub> : Erddruck auf zylinderförmige Wand
 φ : Wandreibungswinkel 0 ≤ δ ≤ φ

- nach [5]:

 $T_R = p_{v,z} \cdot k \cdot \tan \delta$ 

k : Erddruckbeiwert

 $p_{v,z}$  : vertikale Bodenspannung in der Tiefe z

$$= \frac{\gamma}{m_1} (1 - e^{-m_1 z}) + p_0 e^{-m_1 z}$$

γ : Bodenwichte

p<sub>0</sub> : Bodenauflast

e : Euler-Zahl

 $m_1 = k \cdot \tan \varphi \cdot U/F$ 

U : Zylinderumfang F : Bezugsfläche

- nach Walensky/Möcke in [6]:

$$T_R = \gamma h \sqrt{\frac{k^2 + 1}{2}} \tan \delta$$

- nach Salomo in [6]:

 $T_R = \gamma \cdot h \cdot k \cdot tan \delta$ 

- allgemein:  $T_R = \Upsilon \cdot h \cdot k \cdot \tan \delta$ 

- nach [6]:  $T_R = \mu \cdot N$ 

#### 5. Zusätzlicher horizontaler Erddruck

Zusätzlich zu dem Erddruck aus Bodeneigengewicht kann unter den Auflagerringen im oberen Bereich der einzelnen Schachtschüsse ein horizontaler Erddruck auf die Schachtwandungen wirken, der aus der Mantelreibung im nächsthöheren Schachtteil resultiert. Die Berechnung erfolgt nach Gudehus in [1] und Dieler in [7] mit der Mantelreibungsordinate am Fuß des jeweiligen Schachtschusses als zusätzliche Auflast für den nächsten unteren Teil.

#### 6. Lastzusammenstellungen

Um den unterschiedlichen Belastungsmöglichkeiten einmal während der Bauzeit der Schächte und kurz danach und zum anderen nach längerer Standzeit und abklingenden Zersetzungsprozessen im Müllkörper gerecht zu werden, wurden zwei (fiktive) Lastfallkombinationen bei der Bemessung untersucht.

- A) große Mantelreibung (Berechnet nach [4] und mit Faktor 2 multipliziert)
  + kleiner horizontaler Erddruck (Berechnet nach [4])
  + Mülltemperatur von 40°C
- kleine Mantelreibung (Berechnet nach [4])
  + großer Erddruck (Berechnet nach [2])
  + Mülltemperatur von 30°C

Zu beiden Kombinationen ist als Verkehrslast ein SLW 30 an der Deponieoberkante anzusetzen.

Széchy empfiehlt in [2] für Ungleichsmäßigkeiten beim Einbau der Schachtrohre, z.B. durch ungleichmäßiges Verdichten, eine ungleichmäßige, radiale symmetrische Erddruckverteilung um den Schachtring. Diese Teherie wurde bei der Bemessung der schachtoberteile angesetzt.

Die Lastbilder sind in Anlagen 4 aufskizziert.

Literaturverzeichnis

(1) Gudehus, G.	:	"Erddruckermittlung"				
		in: Grundbau-Taschenbuch, 3. Auflage, Teil 1				
		Verlag Ernst + Sohn 1980				
(2) Séchy, K.	:	"Der Grundbau"				
		2. Band, Springer-Verlag 1965				
(3) Dahm, K.	:	"Bemessung von Rohrleitungen und Schächten aus HDPE unter Deponiebedingungen"				
		in: Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft Band 29				
		Universität Stuttgart 1988				
(4) König, G.	:	"Die Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen und die				
		Bestimmung des Reibungswinkels nicht bindiger Böden				
		mit Hilfe von Drucksondierungen"				
		in: Der Bauingenieur 44 (1969), Heft 9				
(5) König, G.	:	"Die Berechnung der negativen Mantelreibung bei Pfahl-				
		gründungen in weichen Böden"				
		in: Der Bauingenieur 44 (1969), Heft 5				
(6) Stein, Möllers, Bielecki:		"Leitungstunnelbau"				
		Verlag Ernst + Sohn 1988				
(7) Wendehorst/Muth:		"Bautechnische Zahlentafeln", 23. Auflage				
		Verlag Teubner 1987				

DEPONIESCHACHT TYP SENNE

Anlage 1

Schachtkörper Oberbau Auflagerring Deponiegut Geotextiel Bettungskörper Lastverteilungsring Deponiesohle Injektionskörper Grundkörper 0 Baugrund IRP

Zonen gleicher Setzungen



# <u>HORIZONTALE ERDDRUCKORDINATEN</u>

Berechnungsv	echnungsverfohren Nummer 1				Nummer 4					
Schiehl		Bettung	Dichtung	Müll oben	Müll unten		Bettung	Dichtung	Müll oben	Müll unten
H-kote	Tiefe	eOh	eOh	eoh	eoh	Schochtradius	eOh	eoh	eoh	eoh
m + NN	m	kN/qm	kN/qm	kN/qm	kN/qm	m	kN/gm	kN/qm	kN/qm	kN/qm
183,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,40	0,0	0,0	0,0	0,0
181,6	1,9	15,4	25,2	20,8		1,40	9,9	21,1	12.4	
176,3	7,2	58,3		66,7		1,40	20,0		40,3	
176,0	7,5	60,8				1,30	19,5		38,7	
175,6	7,9	64,0		72,7	63,1	1,30	19,9		39,8	31,1
174,4	9,1	73,7			74,5	1,30	20,9			39,6
169,8	13,7	111,0			118,2	1,30	23,8			54,9
169,5	14,0	113,4				1,15	21,9			53,5
161,1	22,4	181,5			200,9	1,15	24,6			64,5

Berechnungsv	erfohren	Nummer 2				2	Nummer 3			
Schicht		Bettung	Dichtung	Müll oben	Müll unten		Bettung	Dichtung	Müll oben	Müll unten
H-kote	Tiefe	eOh	eOh	eOh	eOh	Schoold radius	eOh	eOh	eOh	eOh
m + NN	m	kN/qm	kN/qm	kN/qm	kN/qm	m	kN/qm	kN/qm	kN/qm	kN/qm
183,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,40	0,0	0,0	0,0	0,0
181,6	1,9	15,4	25,2	20,8		1,40	15,4	25,2	20,8	
176,3	7,2	58,3		66,7		1,40	58,3		66,7	
176,0	7,5	60,8				1,30	60,8		69,3	
175,6	7,9	64,0		72,7	63,1	1,30	64,0		72,7	63,1
174,4	9,1	73,7			74,5	1,30	73,7			74,5
169,8	13,7	111,0			118,2	1,30	86,1			89,1
169,5	14,0	111,0			118,2	1,15	86,9			90,0
161,1	22,4	111,0			118,2	1,15	109,6			116,6



- 380 -

Anlage

N

BELASTUNGSANSÄTZE Anlage 4 A) B) Belastung aus Auflagerring Vm resultierend aus Eh Belastung aus Auflagerring Eh Summe Vm Summe Vm aus B) aus A) 7 1 Betrachtung A Die Summe der gesamten Belastungen wirkt auf den Lastverteilungsring und den Baugrund

# **Betrachtung B**

Auf den Grundkörper wirken nur die Lasten aus dem unteren Schachtoberteil





### Autorenverzeichnis

Prof. Dr.-Ing. H.-J. Collins Technische Universität Braunschweig Leichtweiß-Institut für Wasserbau Beethovenstraße 51a 3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. Dany Kreis Euskirchen, Amt 66 Jülicher Ring 32 5350 Euskirchen

Prof. Dr.-Ing. J. **Drescher** Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung Stilleweg 2 3000 Hannover 51

Prof.- Dr.-Ing. H. **Düllmann** Geotechnisches Büro Neuenhofstraße 112 5100 Aachen

Dr.-Ing. B. Engelmann Umweltbundesamt Bismarkplatz 1 1000 Berlin 33

Dipl.-Ing. K.-H. Gertloff Städtisches Vermessungsamt Gustav-Stresemann-Ring 15 6200 Wiesbaden

Dr.-Ing. A. Hoch LGA Bayern Prüfamt für Baustatik Regensburger Straße 330 8500 Nürnberg

Dipl.-Ing. F. Kölsch Technische Universität Braunschweig Leichtweiß-Institut für Wasserbau Beethovenstraße 51a 3300 Braunschweig Dipl.-Ing. G. Leyendecker Rademacher & Partner Ingenieurberatung GmbH Böhmerstraße 2 5800 Hagen

Dipl.-Ing. G. Maybaum Technische Universität Braunschweig Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstraße 2 3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. Negelmann Ing.-Büro Wersche GmbH Schierholzstraße 18 3000 Hannover

Dipl.-Ing. Ney Dr. F. Hug Geoconsult GmbH Niederhöchstädter Straße 71 6242 Kronberg/Taunus

Dipl.-Ing. W. Oltmanns Technische Universität Braunschweig Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstraße 2 3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. H. F. **Rademacher** Rademacher & Partner Ingenieurberatung GmbH Böhmerstraße 2 5800 Hagen

Dr.-Ing. H.-G. Ramke Consulting Engineers Salzgitter (CES) Eisenhüttenstraße 99 3320 Salzgitter

Dr.-Ing. E. Reuter Simons&Partner GmbH Inselwall 14 3300 Braunschweig Prof. Dr.-Ing. W. **Rodatz** Technische Universität Braunschweig Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstraße 2 3300 Braunschweig

Prof. Dr.-Ing. F.-R. Ruppert Simons&Partner GmbH Inselwall 14 3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. W. Sasse Ingenieurgesellschaft für Abfallwirtschaft und Umwelttechnik Stresemannstraße 52 2800 Bremen 1

Dipl.-Ing. U. Sehrbrock Technische Universität Braunschweig Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstraße 2 3300 Braunschweig

Dr.-Ing. P. **Spillmann** Technische Universität Braunschweig Leichtweiß-Institut für Wasserbau Beethovenstraße 51a 3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. S. Steinkamp Stadt Hannover, Amt für Abfallwirtschaft Karl-Wiechert-Allee 60c 3000 Hannover

Dipl.-Ing. Th. Voigt Technische Universität Braunschweig Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstraße 2 3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. P. Wyrwa Büro Zander Wendentorwall 19 3300 Braunschweig


#### Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

Nr. 76-1	Scheffler, E.	: Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976
Nr. 78-2	Frank, H.	: Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elemen- ten, 1978 *
Nr. 79-3	Schnell, W.	: Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979
Nr. 80-4	Ruppert, FR.	: Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980
Nr. 81-1	Schuppener, B.	: Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bau- werken, 1981 *
Nr. 6	Wolff, F.	: Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981
Nr. 7	Bätcke, W.	: Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 1982
Nr. 8	Meseck, H Schnell, W.	: Dichtungswände und -sohlen, 1982 *
Nr. 9	Simons, H. Ruppert, FR.	: Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaf- ten von Bentonitsuspensionen auf Bau- stellen, 1982 *



Nr. 10	Beckmann, U.	: Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982
Nr. 11	Papakyriakopoulos, P.	: Verhalten von Erd- und Steinschütt- dämmen unter Erdbeben, 1983
Nr. 12	Sondermann, W.	: Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983
Nr. 13	Meseck, H.	: Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984
Nr. 14	Raabe, W.	: Spannungs-Verformungsverhalten über- konsolidierter Tone und dessen Abhän- gigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen, 1984
Nr. 15	Früchtenicht, H.	: Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 1984
Nr. 16	Knüpfer, J. Meseck, H.	: Schildvortrieb bei flüssigkeitsge- stützter Ortsbrust, 1984
Nr. 17	N.N.	: Ablagerung umweltbelastender Stoffe, Fachseminar 06 07. Februar 1985, Braunschweig *
Nr. 18	Simons, H. Reuter, E.	: Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers, 1985 *
Nr. 19	Meseck, H.	: Dynamische Pfahltests, Fachseminar 23 24. Oktober 1985
Nr. 20	Meseck, H.	: Abdichten von Deponien, Altlasten und kontami- nierten Standorten, Fachseminar 0607. November 1986*

 $\bigcirc$ 



Nr. 21	Balthaus, H.	: Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, 1986
Nr. 22	Kayser, R. Meseck, H. Rösch, A. Hermanns, R.	: Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen, 1986
Nr. 23	Meseck, H.	: Dichtwände und Dichtsohlen, Fachseminar 02 03. Juni 1987
Nr. 24	Krause, Th.	: Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1987
Nr. 25	Meseck, H.	: Mechanische Eigenschaften mineralischer Dicht- wandmassen, 1987
Nr. 26	Reuter, E.	: Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, 1988
Nr. 27	Wichert, HW.	: Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, 1988
Nr. 28	Geil, M.	: Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, 1989
Nr. 29	Kruse, Th.	: Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, 1989
Nr. 30	Rodatz, W. u.a.	: Sonderheft zum 15jährigen Bestehendes Instituts, 1989
Nr. 31	Rodatz, W. Beckefeld, P. Sehrbrock, U.	: Standsicherheiten im Deponiebau / Schad- stoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen, Fachseminar am 19./20. März 1990 in Braunschweig



Nr. 32	Knüpfer, J.	: Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, 1990
Nr. 33	Beckefeld, P.	: Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, 1991
Nr. 34	He, G.	: Standsicherheitsberechnungen
		von Böschungen, 1991
Nr. 35	Rodatz, W.	: Probenentnahme bei der Erkundung von
	Sehrbrock, U.	Verdachtsflächen (Altlasten), Fachseminar am 13. September 1991 in Braunschweig
Nr. 36	Kahl, M.	: Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers 1991
Nr. 37	Rodatz, W.	: Standsicherheiten im Deponiebau. Fachseminar
e englistere e one	Hemker, O.	am 30./31. März 1992 in Braunschweig
	VOIEL III.	

\* = vergriffen

## Zentrum für Abfallforschung ZAF Technische Universität Braunschweig

Das Zentrum für Abfallforschung ist im Frühjahr 1986 gegründet worden, um komplexe Fragestellungen der Abfallforschung interdisziplinär bearbeiten zu können. Die Mitglieder des ZAF gehören zu den Bereichen Geowissenschaften, Chemie und Biowissenschaften, Bauingenieurwesen und Maschinenbau bzw. Verfahrenstechnik.

Das ZAF will in erster Linie vorausschauende Forschung betreiben und der öffentlichen Hand, dem Gewerbe und der Industrie bei schwierigen Fragen der Abfallwiederverwendung und -beseitigung sowie der Altlastensanierung beratend beistehen. Aufgrund der fachlichen Kompetenz der Mitglieder des ZAF kann insbesondere an folgenden Fragen beratend, prüfend und z.T. ausführend mitgewirkt werden:



Konzepte zur Wiederverwendung von Reststoffen Planung von Abfalldeponien Kontrollmaßnahmen bei Bau und Betrieb von Deponien Reinigung von Deponiesickerwässern Fassung, Reinigung und Verwendung von Deponiegas Untersuchung und Beurteilung von Grundwasserverunreinigungen Erkundung und Gefährdungsabschätzung von Altlasten Sanierung von Altlasten

Des weiteren wird neben Fortbildungsveranstaltungen der einzelnen Mitglieder in jedem Jahr im September ein ZAF - Weiterbildungsseminar zu wechselnden Themen veranstaltet.

#### Zentrum für Abfallforschung Technische Universität Braunschweig Postfach 3329

#### 3300 Braunschweig



(0531) 391 - 3960 (0531) 391 - 4584

# ZAF

### Veröffentlichungen des Zentrums für Abfallforschung der Technischen Universität Braunschweig

- Heft 1: Bodensanierung und Grundwasserreinigung
  Wiedernutzung von Altstandorten ZAF-Fachseminar 24./25.09.1986, Braunschweig.
- Heft 2: Möglichkeiten der Überwachung und Kontrolle von Deponien und Altablagerungen Fachseminar 24./25.09.1987
- Heft 3: Behandlung von Sickerwässern aus Abfalldeponien Fachseminar 13./14.09.1988
- Heft 4: Abfallreduzierung und Restmüllentsorgung Fachseminar 28./29.09.1989
- Heft 5: Erfassung und Bewertung von Altablagerungen Fachseminar 27./28.09.1990
- Heft 6: Aufbereitung fester Siedlungsabfälle vor der Deponierung Fachseminar September 1991, Braunschweig.