

Mitteilung des Instituts  
für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 63



IGB·TUBS

9. Braunschweiger Deponieseminar 2000

## **Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme**

Fachseminar am 16. und 17. März 2000

Konzept:

M. Rosenberg  
Th. Schulz

Braunschweig 2000

---

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



## VORWORT

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik erscheint als Tagungsband anlässlich unseres 9. Braunschweiger Deponieseminars, das 'Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme' behandelt. Damit setzen wir die Veröffentlichung der Beiträge der seit 1990 regelmäßig im Abstand von zwei Jahren stattfindenden Seminare fort, die sich mit ähnlichen Themen befaßt haben: 'Ablagerung umweltbelastender Schadstoffe' (1985, Heft 17), 'Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten' (1985, Heft 20), 'Dichtwände und Dichtsohlen' (1987, Heft 23), 'Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung' (1990, Heft 31), 'Standsicherheiten im Deponiebau' (1992, Heft 37), 'Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau' (1994, Heft 43), 'Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen' (1996, Heft 51) und schließlich 'Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau' (1998, Heft 56).

Ein Schwerpunkt des diesjährigen Deponieseminars ist die Darstellung von neuen Erkenntnissen und Erfahrungen mit Oberflächenabdichtungen und mit alternativen Dichtungssystemen für Deponien. Weiterhin werden vertikale Abdichtungen behandelt, für die ein Beitrag über Entwicklungen in Großbritannien vorliegt sowie grundsätzliche konstruktive Fragen zu Abdichtungssystemen. Der weitere Seminar-schwerpunkt behandelt Problemstellungen, Erfahrungen und Entwicklungen der Dichtwandtechnologie, insbesondere Qualitätssicherungsmaßnahmen während des Dichtwandbaus.

Das Ziel des Seminars ist es, einerseits den Stand der Technik und der Forschung darzustellen, andererseits aber die Möglichkeit zu bieten, Erfahrungen und Informationen auszutauschen. Wir hoffen, daß angeregt durch die Beiträge der Referenten und durch lebhaftes Diskussionen im Plenum und bei Begegnungen während des Seminars, neue Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau gefördert werden können.

Den Referenten danke ich für ihre Beiträge und allen Seminarteilnehmern für ihr Interesse, das uns bestärken wird, weiterhin alle zwei Jahre ähnliche Veranstaltungen durchzuführen. Für die technische Ausrichtung dieses Seminars danke ich der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig, den wissenschaftlichen Mitarbeitern des Instituts, insbesondere den Herren Dr.-Ing. Matthias Rosenberg und Dipl.-Ing. Thomas Schulz für die Organisation des wissenschaftlichen Programms.

Braunschweig im März 2000



Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz



## Inhaltsverzeichnis

### Deponiebau / Oberflächenabdichtungen

|                                                                                                                                                                                                                               |        |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|
| <b>Bewertung von Deponien unter Anwendung der Fuzzy-Logik</b><br>Dr.-Ing. B. Schaupp, Prof. Dr.-Ing. B. Walz.....                                                                                                             | S. 1   |
| <b>Vertikale Abdichtungssysteme für Deponiegruben – Entwicklungen in Großbritannien</b><br>Eugene M Gallagher .....                                                                                                           | S. 21  |
| <b>Verformbarkeit mineralischer Deponiebarrieren – Ergebnisse von Großversuchen</b><br>Dr.-Ing. L. Edelmann.....                                                                                                              | S. 41  |
| <b>Gefährdung von Oberflächenabdichtungssystemen aufgrund von Setzungen des Deponiekörpers</b><br>Dipl.-Ing. G. Ziehmann.....                                                                                                 | S. 63  |
| <b>Standsicherheit im Abfallkörper</b><br>Dr.-Ing. F. Kölsch.....                                                                                                                                                             | S. 77  |
| <b>Oberflächenabdichtungen von Deponien – Ein Feld grenzenloser Ingenieurkreativität?</b><br>Dr.-Ing. F.-R. Ruppert, Dipl.-Ing. T. Brockhaus .....                                                                            | S. 93  |
| <b>Innovative Systeme zur Oberflächenabdichtung von Deponien</b><br>Prof. Dr.-Ing. H. Hoins.....                                                                                                                              | S. 101 |
| <b>Oberflächenabdichtung mit modifizierten mineralischen Dichtungen</b><br>Dr.rer.nat. habil. St. Melchior .....                                                                                                              | S. 119 |
| <b>Bentonitmatten als Oberflächenabdichtung von Deponien - 10 Jahre Erfahrungen mit diesem Dichtungselement</b><br>Dipl.-Geol. Th. Egloffstein .....                                                                          | S. 141 |
| <b>Oberflächenabdichtungssysteme mit Kapillarsperren - Neue Forschungsergebnisse u. Anwendungsbeispiele</b><br>Dr. B. Steinert, Dr.rer.nat. habil. St. Melchior .....                                                         | S. 167 |
| <b>Oberflächenabdichtungen aus Asphalt</b><br>Dipl.-Ing. J. Franke, Prof. Dr.-Ing. S. Savidis.....                                                                                                                            | S. 187 |
| <b>Asphaltoberflächenabdichtung, oder die Möglichkeit der gewerblichen und industriellen Weiternutzung einer oberflächengedichteten Altdeponie</b><br>Dipl.-Ing. H. Nolte .....                                               | S. 207 |
| <b>Deponie Cracauer Anger in Magdeburg – Sicherung, Abdichtung und Rekultivierung einer Deponie und Einbindung in die Bundesgartenschau 1999</b><br>Dr.-Ing., Dipl.-Wirtsch.-Ing., M.Sc. P. Grubert, Dipl.-Ing. R. Bosse..... | S. 219 |

## Dichtwandtechnologie

|                                                                                                                                                                      |        |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|
| <b>Zur Tauglichkeit der Bruchstauchung mineralischer Dichtwandmassen als Ausschreibekriterium</b>                                                                    |        |
| Dr.-Ing. V. Feeser, J. Mürdel, Dipl.-Ing. T. Hahn, Dr. A. Märten .....                                                                                               | S. 239 |
| <b>Ton-zementgebundene Dichtwandmasse für das Zweiphasenverfahren, Ergebnisse aus Forschung und Praxis</b>                                                           |        |
| Dipl.-Ing. A. Brinkmann .....                                                                                                                                        | S. 255 |
| <b>Selbsteilungsvermögen von Einphasen-Dichtwandmassen</b>                                                                                                           |        |
| Dipl.-Ing. Chr. Scholz, Dipl.-Ing. Th. Schulz,<br>Dipl.-Ing. M. Woitkowitz, Dr. A. Märten, .....                                                                     | S. 277 |
| <b>Risikobetrachtung zu Fehlstellen in horizontalen und vertikalen Dichtungen</b>                                                                                    |        |
| Dr.-Ing. M. Geil, Dr.-Ing. O. Hernker .....                                                                                                                          | S. 297 |
| <b>Untersuchungen zur Systemdurchlässigkeit von Dichtwänden u.a. beim Anschnitt älterer Lamellen</b>                                                                 |        |
| Dipl.-Ing. Th. Schulz, Dipl.-Ing. S. Schröder .....                                                                                                                  | S. 305 |
| <b>Qualitätsüberprüfung bei Einphasendichtwänden: Ergänzende Methoden zur Abschätzung der Dichtwandqualität am Beispiel ausgewählter Projekte</b>                    |        |
| Dr.-Ing. M. Adnan, Dipl.-Ing. L. Liersch, Dr.-Ing. W. Schwarz .....                                                                                                  | S. 321 |
| <b>Qualitätssichernde meßtechnische Maßnahmen im Dichtwandbau</b>                                                                                                    |        |
| Dr.-Ing. W. Friedrich, Dr.-Ing. F.-R. Ruppert .....                                                                                                                  | S. 339 |
| <b>Messen und Protokollieren des Verlaufes von Schlitzwänden während der Herstellung</b>                                                                             |        |
| Ing. J. Tiefenbacher .....                                                                                                                                           | S. 361 |
| <b>Erfahrungsbericht über Dichtwandbau und Altlastensanierung Einkapselung einer Altlast im Industriegebiet Hamburg Eidelstedt durch Herstellung einer Dichtwand</b> |        |
| Dipl.-Ing. M. Nendza, Dipl.-Ing. K. Lühhmann .....                                                                                                                   | S. 365 |
| <b>Grundwasserumleitungssystem für eine vertikale Deponieumschließung</b>                                                                                            |        |
| Dr.-Ing. Joh. Weiß .....                                                                                                                                             | S. 377 |
| <b>Dichtwand und Oberflächenabdichtung Haveleck, Berlin-Spandau</b>                                                                                                  |        |
| Dipl.-Ing. Chr. Lindner .....                                                                                                                                        | S. 393 |
| <br>                                                                                                                                                                 |        |
| Poster:                                                                                                                                                              |        |
| <b>Exotherme Reaktionen auf der MVA-Schlackedeponie Großmehring</b>                                                                                                  |        |
| Dipl.-Geol. R. Klein, Dr. T. Baumann, Prof. Dr. R. Niessner .....                                                                                                    | S. 407 |
| <br>                                                                                                                                                                 |        |
| <b>Mitteilungshefte des IGB· TUBS</b> .....                                                                                                                          | S. 411 |

## **Inserenten und Ausstellerverzeichnis**

### **GGU Software Support**

Am Hafen 22  
38112 Braunschweig

### **GID**

#### **Trisoplast**

Postfach 18  
5330 AA Kerkdriel  
NL

### **GTC**

#### **Kappelmeyer GmbH**

Heinrich-Wittmann-Straße 7a  
76131 Karlsruhe

### **Hochtief Umwelt GmbH**

Technisches Büro  
Huysseallee 86- 88  
45128 Essen

### **IGB-TUBS**

#### **Institut für Grundbau und Bodenmechanik**

Technische Universität Braunschweig  
Gaußstraße 2  
38106 Braunschweig

### **IBECO, Bentonit - Technologie GmbH**

Ruhrorter Straße 72  
68219 Mannheim

### **Jessberger und Partner GmbH**

Am Umweltpark 3-5  
44793 Bochum

### **Naue Fasertechnik GmbH & Co.KG**

Warturmstraße 1  
32312 Lübbecke

### **Stefan Schmidt KG**

#### **Nichtkeramische Rohstoffe**

Bahnhofstraße 92  
65599 Dornburg

### **Wille GeoTechnik GmbH**

Wagenstieg 8a  
37077 Göttingen



# **Bewertung von Deponien unter Anwendung der Fuzzy-Logik**

B. Schaupp / B. Walz

Bergische Universität – Gesamthochschule Wuppertal

## **1 Einleitung**

Eine Deponie soll - so schreibt es das Abfallgesetz vor - die Umwelt langfristig vor schädlichen Einflüssen aus den in ihr gelagerten Abfällen sichern.

Da es zur Zeit noch kein Bemessungsverfahren für Deponien gibt, bedarf es anderer Möglichkeiten der Bewertung von Deponien. Denn schon in der Planungsphase können verschiedene Konstruktionen oder alternative Standorte zur Diskussion stehen. Auch bestehende Deponien fordern eine Bewertung: Aus der Vielzahl der Altdeponien müssen in einem ersten Schritt diejenigen herausgefiltert werden, deren Sanierung vordringlich ist. Danach müssen die alternativen Sanierungsverfahren gegeneinander abgewogen werden.

Um diese Aufgaben zufriedenstellend lösen zu können, wird ein Bewertungsverfahrens benötigt, das zum einen die Möglichkeit bietet, die Deponie in ihrer Gesamtheit zu bewerten, zum anderen aber auch Detailuntersuchungen zuläßt. Darüber hinaus muß eine weitgehende Transparenz des Bewertungsvorgangs und damit die Objektivierbarkeit der Ergebnisse gewährleistet sein.

Im folgenden werden die Grundzüge eines Bewertungsverfahrens, das die oben genannten Kriterien bzgl. Flexibilität und Transparenz erfüllt, beschrieben.

Am Beispiel einer Deponie nach TA-Abfall wird die Vorgehensweise verdeutlicht und die Ergebnisse vorgestellt.

## 2 Aufbau des Bewertungsverfahrens

### 2.1 Grundlagen der Bewertung

Für eine Bewertung wird das zu untersuchende Objekt in einem Modell abgebildet. Daneben wird ein Wertesystem aufgestellt, das die Ziele für das beschriebene Modell festlegt. Über Bewertungsregeln werden die Eigenschaften des Modells mit dem Wertesystem in Beziehung gesetzt und zu einem Werturteil geführt (Abb.2.1).

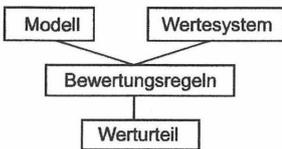


Abb.2.1: Schema einer Bewertung

In die Bewertung einer Deponie wird die Deponiegesamtanlage (Bauwerk, Betrieb, Abfall, Standort) eingeschlossen. Die Bewertung beantwortet die Frage, ob die Deponie das festgelegte Bewertungsziel erfüllt. Da eine differenziertere Antwort als ja/nein angestrebt wird, wird eine Ergebnisskala eingeführt. Bei der vorliegenden Bewertung von Deponien ist das eine Güteskala. Die zu beantwortende Frage lautet dann: Wie hoch ist die Güte der Deponie im Blick auf die Erfüllung des Ziels? Je höher die Güte desto besser ist das Ziel erfüllt.

### 2.2 Das Wertesystem

Die Ausführungen der Technischen Anleitungen TA Siedlungsabfall und TA Abfall stellen den derzeitigen Stand der Technik im Deponiebau dar. Darin werden System- und Materialeigenschaften der Deponieanlage beschrieben. Die dadurch implizierten Leistungen dienen in dem hier vorgestellten Bewertungsverfahren als Bewertungsziel. Jede Bewertung ist also eine Relativbewertung zu diesem Referenzsystem.

### 2.3 Das Bewertungsmodell

Um die Auswirkungen einer Deponie auf die Umwelt einschätzen zu können, muß sie in ihrer Gesamtheit erfaßt werden.

Zur Deponiegesamtanlage gehört zum einen das Deponiebauwerk. Das umfaßt die Grundbauwerke, wie Dämme und Stützmauern, aber auch alle konstruktiven Elemente wie Dichtungs- und Entwässerungssysteme.

Der Abfall bildet eine weitere wichtige Komponente der Deponie, durch ihn wird die potentielle Gefährdung der Umwelt bestimmt.

Auch die betriebliche Organisation der Deponie muß in einer Bewertung berücksichtigt werden, denn diese beeinflusst maßgeblich die Einhaltung festgelegter Qualitätssicherungsmaßnahmen.

Letztendlich ist auch der Standort einer Deponie mit seiner Empfindlichkeit in die Bewertung einzubeziehen.

Bei all dem ist zu bedenken, daß eine Deponie zeitlich unbefristet angelegt wird. Der Untersuchung der zeitlichen Entwicklung einer Deponie muß besondere Aufmerksamkeit gelten, da sich wesentliche Eigenschaften einzelner Komponenten verändern können (Abb.2.2).

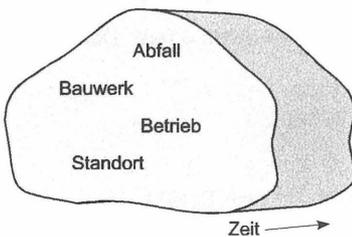


Abb.2.2: Komponenten einer Deponie und der zeitliche Einfluß

Daraus abgeleitet gliedert sich das Bewertungsmodell in Umwelt- und Nutzungsbereiche, Phasen, Funktionsbereiche und Korrekturparameter.

Alle Umwelt- und Nutzungsbereiche, die von der Deponie beeinträchtigt werden können, werden bestimmt, z.B: die Umweltbereiche Wasser und Luft, aber auch die Landwirtschaft als Nutzungsbereich. Für die zu untersuchenden Bereiche werden anschließend die Bewertungsziele festgelegt.

Die zeitliche Veränderung einer Deponie wird durch Zustandsszenarien beschrieben. Vom Deutschen Institut für Bautechnik [1] werden fünf Zustandsphasen festgelegt. Von der Bauphase über die Phase der Verfüllung bis zur späten Nachbetriebsphase ist die Lebensdauer der Deponie beschrieben. Die späte Nachbetriebsphase ist dabei zeitlich nicht begrenzt.

Für die Gesamtanlage werden nun im Hinblick auf das Bewertungsziel Funktionsbereiche ermittelt. Dies sind die Teile der Deponie, die zur Zielerfüllung beitragen, z.B. die Basisabdichtung für das Ziel der Grundwasserreinhaltung. Für jeden Funktionsbereich werden je Phase und Umweltbereich Parameter bestimmt. Diese Parameter charakterisieren die Leistung des Funktionsbereichs, z.B. die Diffusionsrate als Parameter der Basisabdichtung.

Damit auch solche Einflüsse berücksichtigt werden, die nicht durch Funktionsbereiche dargestellt sind, werden Korrekturparameter eingeführt. Alles, was die Leistung der Funktionsbereiche beeinträchtigen oder fördern könnte, wird damit erfaßt. Das sind z.B. Einflüsse aus dem Deponiebetrieb.

## **2.4 Die Auswertung**

Zur Verknüpfung der Parameter des Bewertungsmodells mit dem Bewertungsziel werden Regeln aufgestellt. Zur Sicherstellung der Handhabbarkeit und Übersichtlichkeit wird das in zwei logischen Schritten durchgeführt.

Für jede Phase und jeden Umweltbereich werden die Parameter eines Funktionsbereichs über Regeln miteinander verknüpft und führen zu einer Idealgüte. In dem zweiten Bewertungsschritt wird diese dann durch die Korrekturparameter zu der zu erwartenden Güte dieses Funktionsbereichs überführt (Abb.2.3).

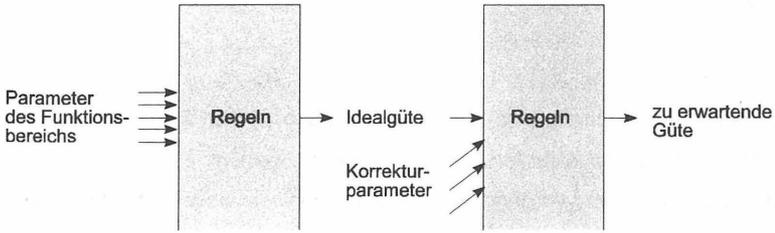


Abb.2.3: Ablauf der Auswertung

### 2.5 Die Ergebnisse

Die Gesamtbewertung einer Deponie lässt sich durch einen Gütewürfel darstellen (Abb.2.4). Jedes Kästchen des Gütewürfels ist die zu erwartende Güte eines Funktionsbereichs (FB) in einer Phase (PH) und für einen Umweltbereich (UB). Diese Einzelergebnisse können nun wiederum über Regeln zu weiteren Zwischenergebnissen und letztendlich zu dem Gesamtergebnis geführt werden.

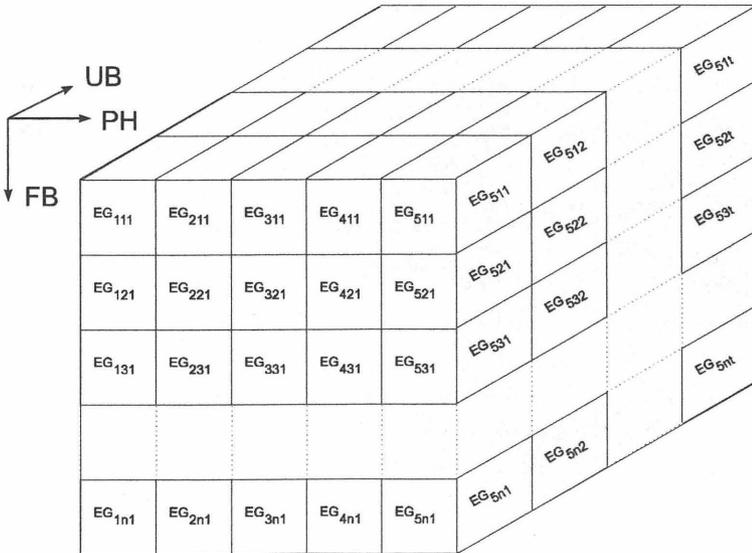


Abb.2.4: Gütewürfel

### 3 Bewertung des Referenzsystems

#### 3.1 Aufgabenstellung

Das oben beschriebene Verfahren wird nun auf eine Deponie der **Deponieklasse III** angewendet, deren Aufbau den Anforderungen der TA-Abfall genügt. Es wird damit eine Bewertung des Referenzsystems vorgenommen. Die Ergebnisse dieser Bewertung sind Voraussetzung für vergleichende Bewertungen alternativer Deponiekonstruktionen.

Exemplarisch wird im folgenden das Ziel „Emissionen ins Grundwasser minimieren“ näher betrachtet. Die vorgestellte Vorgehensweise für das Gesamtsystem wird somit auf den Teilaspekt der Untersuchung für den **Umweltbereich Grundwasser** angewendet.

Außerdem wird nur die **späte Nachbetriebsphase** untersucht.

Der grau markierte Bereich im Gütewürfel verdeutlicht den Ausschnitt aus der Gesamtbewertung (Abb.3.1).

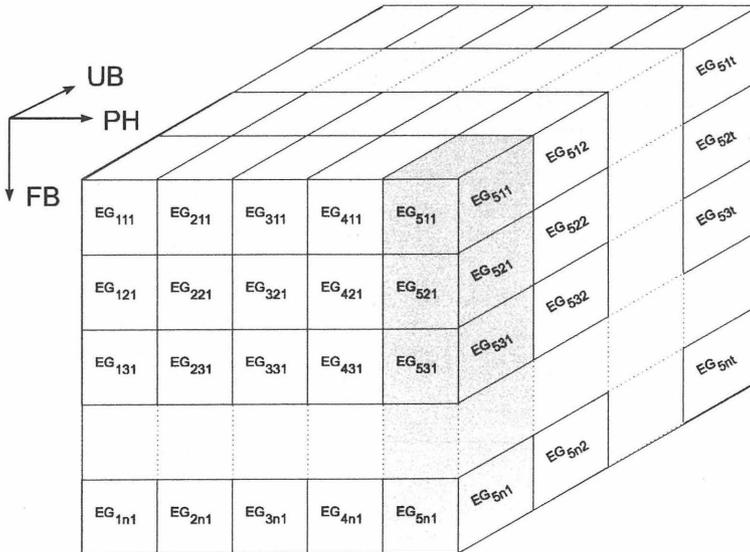


Abb.3.1: Gütewürfel mit den zu ermittelnden Ergebnissen

### **3.2 Funktionsbereiche und deren Parameter**

Funktionsbereiche sind die Teile der Deponie, die dazu beitragen, die Leistung „Emissionen ins Grundwasser minimieren“ zu erfüllen. Für eine Deponie der Deponieklasse III nach TA-Abfall sind das die Oberflächenabdichtung, die Basisabdichtung und die Geologische Barriere. Für jeden dieser Funktionsbereiche werden nun Parameter bestimmt.

Die Oberflächenabdichtung soll das Eindringen von Niederschlagswasser in den Deponiekörper verhindern. Maßgebliches Kriterium ist das Konvektionsverhalten. Da es in der späten Nachbetriebsphase zu einem Gleichgewicht zwischen in die Deponie eintretendem und austretendem Wasser kommen wird, bestimmt das Konvektionsverhalten der Oberflächenabdichtung die Leistungsfähigkeit der Gesamtdeponie bzgl. Konvektion. Für die Basisabdichtung und für die geologische Barriere wird das Konvektionsverhalten also nicht untersucht.

Wichtige Eigenschaften der Basisabdichtung sind das Diffusionsverhalten und die Sorptionsfähigkeit. Gleiches gilt für die geologische Barriere, die den Schadstoffen, die die Basisabdichtung durchdrungen haben, eine weitere Barriere entgegensetzt. Da sich die Basisabdichtung und die geologische Barriere nach den gleichen Gesetzmäßigkeiten verhalten, werden sie zu einem Funktionsbereich – dem Verbundsystem – zusammengefaßt.

### **3.3 Korrekturparameter**

Die angesetzten Material- und Systemeigenschaften sowie die Lastannahmen sind konservativ abgeschätzt und setzen die in der TA-Abfall genannten Rahmenbedingungen voraus. Durch Abweichungen von diesen Bedingungen können sich die Bewertungsgrundlagen, also Material- und Systemeigenschaften und auch Lastannahmen ändern. Die Vorgaben der TA-Abfall zur Standortwahl, zur Herstellung der Abdichtungssysteme, zur Zuordnung und zum Einbau der Abfälle, zur Betriebsorganisation sowie zur Qualitätssicherung werden als Maßstab für die Festlegung der Korrekturparameter herangezogen. Darüber hinaus werden die für die Bewertung angenommenen Bewertungsgrundlagen wie Material- und Systemverhalten und Lastannahmen kritisch überprüft und gegebenenfalls korrigiert.

Insgesamt werden je Funktionsbereich sechs Korrekturparameter beschrieben. Für die Material- und Systemeigenschaften und für die Lastannahmen werden jeweils drei Korrekturparameter bestimmt: einer als Korrektur der angenommenen Material- und Systemeigenschaften bzw. der angenommenen Lastannahmen, der zweite zur Repräsentanz der Einflüsse aus der Herstellung und der dritte zur Darstellung der Einflüsse der Qualitätssicherung.

### 3.4 Fuzzy-Mengen

Für die Auswertung wird die Methode der Fuzzy-Logik eingesetzt. Dafür muß für jeden Parameter eine - so genannte - linguistische Variable beschrieben werden [4].

Für jeden Parameter der Funktionsbereiche wird eine linguistische Variable über einem für diesen Parameter zu betrachtenden Gültigkeitsintervall  $[i_l, i_r]$  definiert. Um bei der Auswertung eine große Spannbreite der Parameterwerte zuzulassen, wird jeweils eine Zehnerpotenz über und unter dem Wert, den das Referenzsystem erreicht, abgebildet. Es werden fünf linguistische Terme so über das Intervall verteilt, daß die Leistung des Referenzsystems den Erfüllungsgrad  $\mu = 1$  des mittleren linguistischen Terms aufweist. Der Eingangswert  $m_3$  repräsentiert die Leistung des Referenzsystems (Abb.3.2). Die linguistischen Terme sind alle normale Fuzzy-Mengen und haben Dreieck- oder Trapezform. Um die spätere Verknüpfung der Parameter durch Regeln zu vereinfachen, werden den linguistischen Termen wertende Namen gegeben: „sehr gut“, „gut“, „mittel“, „schlecht“, „sehr schlecht“.

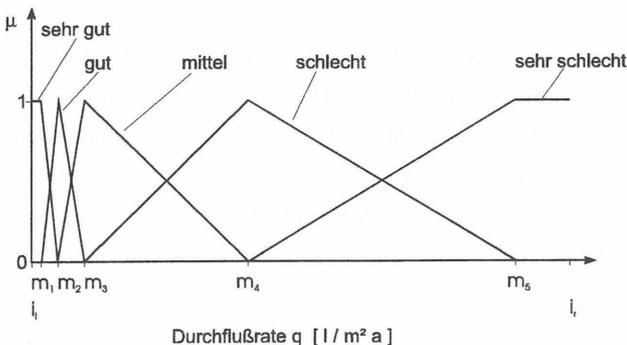


Abb.3.2: Linguistische Variable mit fünf linguistischen Termen: Beispiel Durchflußrate

Für jeden Korrekturparameter wird eine linguistische Variable über dem Intervall  $[-1,1]$  definiert. Negative Werte bedeuten eine Verschlechterung und positive Werte eine Verbesserung der Idealgüte im Vergleich zur zu erwartenden Güte. Drei linguistische Terme in Dreieckform werden für das Intervall festgelegt (Abb.3.3). Für das Referenzsystem sollen alle Korrekturparameter den Wert „0“ haben.

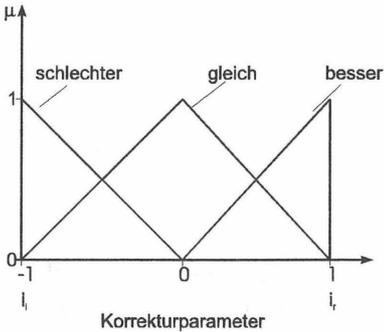


Abb.3.3: Linguistische Variable mit drei linguistischen Termen: Bsp. Korrekturparameter

Für die Ergebnisparameter werden linguistische Variablen mit jeweils fünf linguistischen Termen festgelegt. Die linguistischen Terme werden gleichmäßig über das Intervall  $[1,5]$  verteilt (Abb.3.4). In der Bewertung werden also fünf Bewertungsstufen angeboten. Die Gütwerte können nach Defuzzifizierung mit dem CoM-Verfahren<sup>1</sup> Werte zwischen 1 und 5 annehmen  $[4,5]$ . Auch für die Ergebnisparameter wird festgelegt, daß die Leistung des Referenzsystems einen mittleren Wert annehmen soll (Wert 3).

<sup>1</sup> CoM = Center of Maximum (Details s. [4,5])

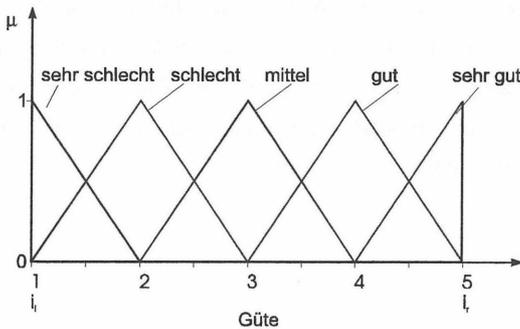


Abb.3.4: Linguistische Variable mit fünf linguistischen Termen: Bsp. Ergebnisparameter

### 3.5 Auswertung

Um die Bewertung übersichtlich und handhabbar zu machen, wird die Auswertung strukturiert (Abb.3.5): Für beide Funktionsbereiche werden die Parameter über Regeln verknüpft und ergeben die Idealgüte. Für die Oberflächenabdichtung werden die Parameter der Konvektion unter verschiedenen Lastfällen zur Idealgüte zusammengeführt. Die Idealgüte des Verbundsystems wird aus den Parametern für Diffusion und Sorption bestimmt. Die Korrekturparameter werden jeweils für die Material- und Systemeigenschaften und für die Lastannahmen gruppiert zu Zwischenergebnissen geführt. Die zu erwartende Güte jedes Funktionsbereichs wird durch Verknüpfung der jeweiligen Idealgüte mit den beiden Korrekturzwischenwerten ermittelt. Die Gesamtgüte für die Deponie in der späten Nachbetriebsphase für den Umweltbereich Grundwasser wird durch Verknüpfung der beiden Funktionsbereichsergebnisse ermittelt.

Die Regeln werden als Wenn-Dann-Bedingungen formuliert. Für die Parameter werden linguistische Variable mit linguistischen Termen definiert (s. Kap.3.4). Für jede mögliche Kombination der linguistischen Terme der Eingangsparameter wird eine Regel aufgestellt, die dieser Kombination eine Ausprägung der Ergebnisvariablen zuweist (Abb.3.6). Alle Regeln sind gleich gewichtet ( $DoS = 1$ )<sup>2</sup> [5].

<sup>2</sup> DoS = Degree of Support (Details s. [4,5])

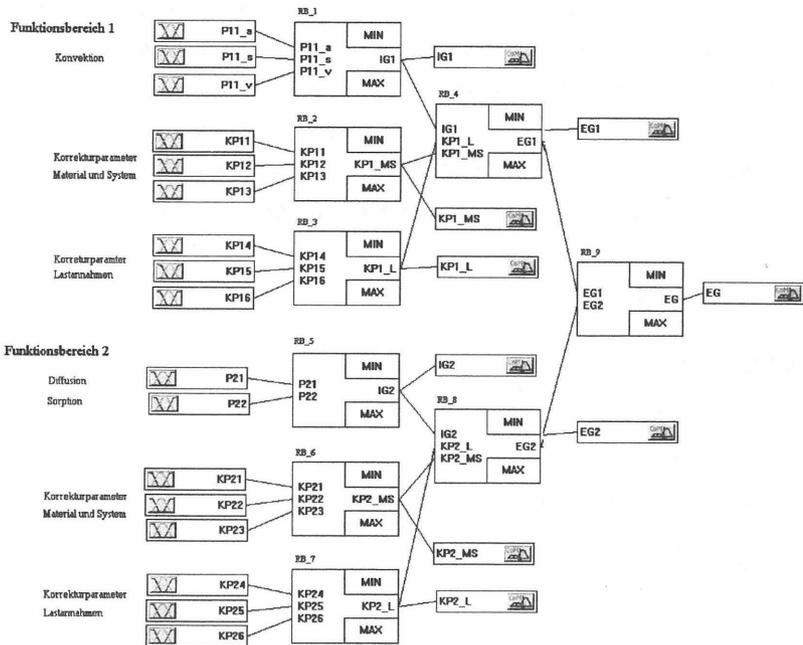


Abb.3.5: Übersicht

| Tabellen-Regeleditor - RB_9 |               |               |      |               |
|-----------------------------|---------------|---------------|------|---------------|
| Matrix                      | WENN          |               | DANN |               |
| Mehr...                     | EG1           | EG2           | DoS  | EG            |
| 1                           | sehr_schlecht | sehr_schlecht | 1.00 | sehr_schlecht |
| 2                           | sehr_schlecht | schlecht      | 1.00 | sehr_schlecht |
| 3                           | sehr_schlecht | mittel        | 1.00 | sehr_schlecht |
| 4                           | sehr_schlecht | gut           | 1.00 | schlecht      |
| 5                           | sehr_schlecht | sehr_gut      | 1.00 | schlecht      |

Abb.3.6: Beispiel für die Ermittlung der zu erwartenden Güte bei sehr schlechtem Konvektionsverhalten aus Regelblock 9 (s. Abb.3.5)

Die Bewertung des Referenzsystems hat die Eingangs- und Ergebnisparameter lt. Tab.3.1. (Für die Auswertung wurde das Programm „fuzzy-Tech for business“ eingesetzt [2,3]). Die Werte für die Konvektionsparameter P11, den Diffusionsparameter P21 und den Sorptionsparameter P22 entsprechen den Leistungen des Referenzsystems (Details siehe [5]). Alle Korrekturparameter sind auf 0 gesetzt. Die Regeln für die Bewertung des Referenzsystems werden so eingestellt, daß alle Ergebnisse den Wert 3 annehmen.

Tab.3.1: Eingangs- und Ergebnisparameter

| Eingänge: |        | Ausgänge: |      |
|-----------|--------|-----------|------|
| KP11      | 0.00   | EG        | 3.00 |
| KP12      | 0.00   | EG1       | 3.00 |
| KP13      | 0.00   | EG2       | 3.00 |
| KP14      | 0.00   | IG1       | 3.00 |
| KP15      | 0.00   | IG2       | 3.00 |
| KP16      | 0.00   | KP1_L     | 0.00 |
| KP21      | 0.00   | KP1_MS    | 0.00 |
| KP22      | 0.00   | KP2_L     | 0.00 |
| KP23      | 0.00   | KP2_MS    | 0.00 |
| KP24      | 0.00   |           |      |
| KP25      | 0.00   |           |      |
| KP26      | 0.00   |           |      |
| P11_a     | 65.00  |           |      |
| P11_s     | 20.00  |           |      |
| P11_v     | 25.00  |           |      |
| P21       | 280.00 |           |      |
| P22       | 615.00 |           |      |

Um das Bewertungssystem zu überprüfen, werden die Zusammenhänge der Eingangsparameter graphisch dargestellt. So kann geprüft werden, ob die aufgestellten Regeln den Anforderungen des Bewertenden entsprechen oder ob einzelne Regeln gegebenenfalls angepaßt werden müssen. Darüber hinaus ist der Einfluß einzelner Faktoren auf das Ergebnis zu erkennen (Abb.3.7 bis Abb.3.9). Der 3D-Graph spiegelt die Regeln wider. Das konkrete Ergebnis für das Referenzsystem markieren die Pfeile und das eingezeichnete Koordinatensystem.

Als erstes wird die Bewertung des Funktionsbereichs 1 überprüft. Über den Regelblock 1 werden die Parameter für die Konvektion der Oberflächenabdichtung unter ständiger, veränderlicher und außergewöhnlicher Last P11\_s, P11\_v und P11\_a zur Idealgüte IG1

der Oberflächenabdichtung verknüpft (Abb.3.7). Dabei hat ständige Last mehr Gewicht als außergewöhnliche und veränderliche Last, und darüber hinaus veränderliche Last mehr Einfluß als außergewöhnliche Last. (In der Kopfzeile der Abbildungen sind jeweils die Eingangsparameter und der Ergebnisparameter aufgeführt. Das vierte Feld gibt die Schrittweite der Darstellung an. Die Konvektionsraten P11\_s und P11\_a sind in  $l/(m^2a)$  angegeben.)

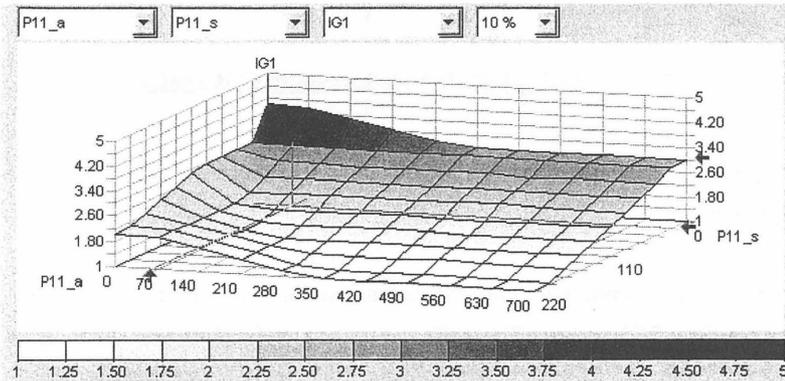


Abb.3.7: Idealgüte IG1 in Abhängigkeit der Konvektionsraten unter außergewöhnlicher und ständiger Last. Der Parameter P11\_v (veränderliche Last) hat den Wert lt. Tab.3.1.

Auch für den Funktionsbereich 2 wird die Idealgüte IG2 ermittelt. Der Regelblock 5 führt die Parameter für Diffusion P21 und für Sorption P22 zusammen (Abb.3.8). (P21 ist in  $g/(m^2a)$ , P22 in  $1.000 \text{ mmol eq}/m^2$  angegeben).

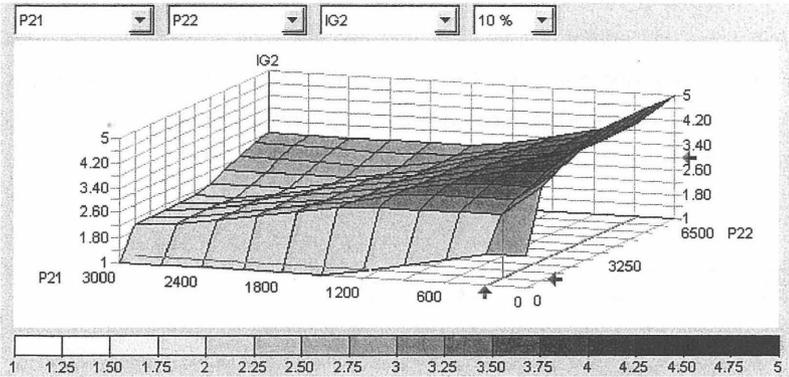


Abb.3.8: Idealgüte IG2 in Abhängigkeit der Diffusionsrate P21 und dem Sorptionsvermögen P22.

Letztendlich wird die zu erwartende Güte des Gesamtsystems EG ermittelt. In Regelblock 9 werden die Güte EG1 und die Güte EG2 zusammengefaßt (Abb.3.9). Dabei ist zu erkennen, daß der Güte der Oberflächenabdichtung EG1 mehr Gewicht beigemessen wird als der des Verbundsystems EG2: Selbst wenn die Güte des Verbundsystems sehr schlecht ist, kann die Gesamtgüte dann noch mittlere Gütewerte erreichen, wenn die Güte der Oberflächenabdichtung sehr gut ist. Hingegen kann bei sehr schlechten Eigenschaften der Oberflächenabdichtung die Gesamtgüte auch bei sehr guten Werten für das Verbundsystem nur ein schlechtes Ergebnis erzielen.

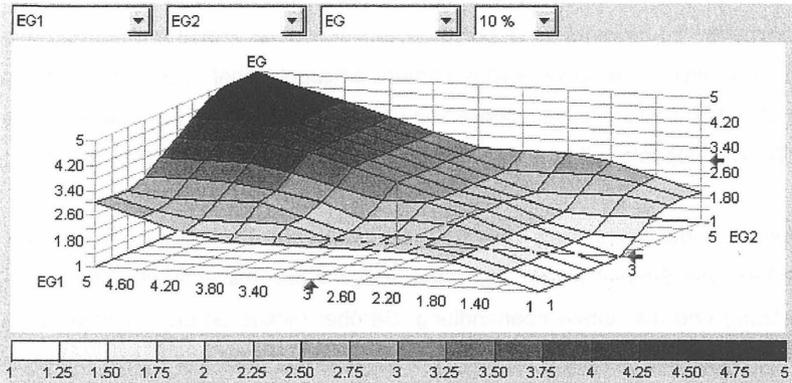


Abb.3.9: Zu erwartende Güte EG in Abhängigkeit der Güte der Oberflächenabdichtung EG1 und des Verbundsystems EG2

#### 4 Variationen

Eine zentrale, zukünftige Aufgabe wird die vergleichende Bewertung alter Deponien, technischer Alternativen zu deren Sicherung und dazu im Vergleich die Ausführungen nach neuestem technischen Stand sein. Mit der in dieser Arbeit entwickelten Bewertungsmethode ist es möglich, diese Bewertungen für den Entscheidungsträger transparent zu gestalten. Viele Deponien, die heute noch in Betrieb sind, entsprechen nicht den Anforderungen der TA-Abfall. Aus wirtschaftlichen Gründen wird es aber nicht möglich sein, alle diese Anlagen zu schließen. Um vorhandene finanzielle Mittel gezielt einsetzen zu können, müssen daher die Deponien herausgefunden werden, die die Umwelt am stärksten gefährden.

Zur Verdeutlichung der Anwendung des Verfahrens werden im folgenden Szenarien beschrieben und bewertet. Zum Vergleich der Ergebnisse dieser Bewertungen mit denen des Referenzsystems, wird auch hier der Aspekt „Emissionen ins Grundwasser minimieren“ in der späten Nachbetriebsphase untersucht.

#### 4.1 Szenario 1: Deponie ohne Basisabdichtung

Die - angenommene - zu bewertende Deponie besteht schon, ist verfüllt und wurde ohne Basisabdichtung realisiert. Die geologische Barriere entspricht aber den Anforderungen nach TA-Abfall. Auch die Abfallzusammensetzung entspricht den Zuordnungskriterien im Anhang der TA. Die Deponie soll eine Oberflächenabdichtung nach TA-Abfall erhalten.

Da diese Deponie noch nicht nach den Bestimmungen der TA-Abfall erstellt wurde, bestehen größere Unsicherheiten bzgl. der Zuverlässigkeit der Aussagen über die Abfallzusammensetzung und die Abfallvorbehandlung. Darüber hinaus ist die Dokumentation z.T. lückenhaft. Insgesamt gesehen hat die Qualitätssicherung nicht den hohen Standard der TA-Abfall.

Auch für das Szenario 1 gibt es zwei Funktionsbereiche: die Oberflächenabdichtung und das Verbundsystem, das hier allerdings nur aus der geologischen Barriere besteht. Deshalb kann die Struktur der Bewertung des Referenzsystems übernommen und das daraus entwickelte Fuzzy-System benutzt werden [5]. Die Abb.3.7 bis Abb.3.9 gelten demnach auch für die Bewertung einer Deponie ohne Basisabdichtung.

Tab.4.1: Eingangs- und Ergebnisparameter

| Eingänge: |        | Ausgänge: |       |
|-----------|--------|-----------|-------|
| KP11      | 0.50   | EG        | 2.00  |
| KP12      | 0.00   | EG1       | 2.50  |
| KP13      | 0.00   | EG2       | 1.50  |
| KP14      | 0.00   | IG1       | 3.00  |
| KP15      | 0.00   | IG2       | 2.95  |
| KP16      | 0.00   | KP1_L     | 0.00  |
| KP21      | -1.00  | KP1_MS    | -0.50 |
| KP22      | -0.20  | KP2_L     | -1.07 |
| KP23      | -0.50  | KP2_MS    | -1.75 |
| KP24      | -0.50  |           |       |
| KP25      | -0.20  |           |       |
| KP26      | -0.20  |           |       |
| P11_a     | 65.00  |           |       |
| P11_s     | 20.00  |           |       |
| P11_v     | 25.00  |           |       |
| P21       | 420.00 |           |       |
| P22       | 600.00 |           |       |

Aus Tab.4.1 wird deutlich, daß sich die Deponie nach Szenario 1 in den Werten der Idealgüte nicht wesentlich von den Ergebnissen des Referenzsystems unterscheidet

(s. Tab.3.1). Dies liegt an der Annahme, daß die geologische Barriere eine sehr viel größere Sorptionsfähigkeit aufweist als die Basisabdichtung. Da aber die Rahmenbedingungen viel schlechter oder unwägbarer sind als bei einem Referenzsystem, liegt die zu erwartende Güte niedriger als die Güte des Referenzsystems. Die in dieser Bewertung angesetzten Werte für die Korrekturparameter sind Beispiele dafür, wie der Einfluß von Rahmenbedingungen in der Bewertung Berücksichtigung finden kann (Details siehe [5]). In realen Projekten muß der Festlegung der Korrekturparameter eine detaillierte Analyse vorausgehen.

Darüber hinaus müssen bei einer umfassenden Bewertung alle Phasen der Deponie berücksichtigt werden. Dabei ist gegebenenfalls zu untersuchen, inwieweit die Phaseneinteilung mit der des Referenzsystems übereinstimmt oder eine zeitliche Verschiebung zu Abwertungen führen muß.

#### **4.2 Szenario 2: Deponie ohne Basis- und ohne Oberflächenabdichtung**

Szenario 2 entspricht der Deponie des Szenarios 1, wenn keine Oberflächenabdichtung aufgebracht wird. Wie in Szenario 1 beschrieben hat die zu bewertende Deponie keine Basisabdichtung. Die geologische Barriere und die Abfallzusammensetzung entspricht den Anforderungen nach TA-Abfall. Die Deponie erhält keine Oberflächenabdichtung, sondern wird nur mit einer Rekultivierungsschicht abgedeckt.

Für die Bewertung des Szenarios 2 wird das Bewertungssystem leicht abgewandelt. Die für die Parameter geltenden Intervalle werden genauso festgelegt wie für die entsprechenden Parameter des Referenzsystems. Auch die Regeln werden analog zu denen des Referenzsystems aufgestellt. Damit ergibt eine Auswertung für das Referenzsystem wieder mittlere Gütwerte und die Ergebnisse sind vergleichbar mit denen der beiden vorangegangenen Auswertungen [5].

Die Struktur der Bewertung des Szenarios 2 zeigt Abb.4.1.

Die Auswertung zeigt, daß schon die Idealgüte „sehr schlecht“ ist (Tab.4.2). Damit haben die Korrekturparameter nur noch verstärkenden Einfluß auf das Ergebnis. Vergleicht man dieses Ergebnis mit der Auswertung des Szenarios 1, wird deutlich, welchen Stellenwert die Oberflächenabdichtung bei der langfristigen Sicherung einer Deponie beizumessen

ist. Selbst bei schlechten Untergrundverhältnissen kann die Gefährdung, die von einer Deponie ausgehen kann, durch eine Oberflächenabdichtung wesentlich verringert werden.

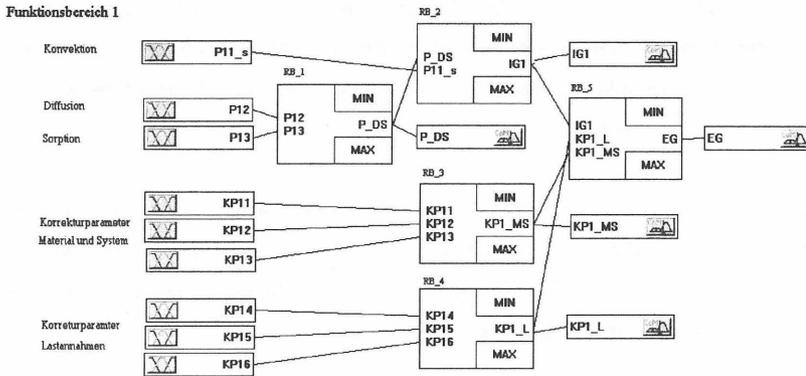


Abb.4.1: Struktur der Bewertung des Szenarios 2

Tab.4.2: Eingangs- und Ergebnisparameter

| Eingänge: |        | Ausgänge: |       |
|-----------|--------|-----------|-------|
| KP11      | -1.00  | EG        | 1.00  |
| KP12      | -0.20  | IG1       | 1.00  |
| KP13      | -0.50  | KP1_L     | -0.50 |
| KP14      | 0.00   | KP1_MS    | -1.75 |
| KP15      | -0.20  | P_DS      | 2.93  |
| KP16      | -0.20  |           |       |
| P11_s     | 220.00 |           |       |
| P12       | 420.00 |           |       |
| P13       | 600.00 |           |       |

## **5 Schlußbetrachtungen**

Mit dem hier vorgestellten Bewertungsverfahren wird ein Weg aufgezeigt, wie die Gesamtanlage einer Deponie mit allen Komponenten wie Deponiebauwerk, Abfall, Standort und betriebliche Seite unter Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung so strukturiert werden kann, daß die Bewertung übersichtlich, handhabbar und nachvollziehbar ist.

Auch dieses Bewertungsverfahren unterliegt subjektiven Einflüssen. Sowohl die Beschreibung des Bewertungsmodells als auch die Festlegung der Regeln sind geprägt durch die Präferenzen des Bewertenden. Um den subjektiven Einfluß so gering wie möglich zu halten und um zu aussagekräftigen Ergebnissen zu kommen, muß als wichtige Voraussetzung eine umfassende Systemanalyse zur Untersuchung der vorhandenen Gegebenheiten und der Zusammenhänge durchgeführt werden. Dazu bedarf es sicher in vielen Bereichen noch eingehender Forschungsarbeit.

Bei aller Subjektivität bietet das entwickelte Bewertungsverfahren Vorteile:

- Durch die Wahl eines einheitlichen Wertesystems ist der direkte Vergleich verschiedener Bewertungsergebnisse möglich, so daß alternative Standorte oder verschiedene Deponiekonstruktionen vergleichend bewertet werden können.
- Der modulare Aufbau der Bewertung ermöglicht sowohl die Untersuchung von Details als auch die umfassende Bewertung eines Gesamtprojektes.
- Durch die starke Strukturierung und die Offenlegung aller Bewertungskriterien wird ein hohes Maß an Transparenz erreicht. Dadurch werden Bewertungen nachvollziehbar und objektivierbar.

Das hier vorgestellte Bewertungsverfahren bietet zum einen große Flexibilität bzgl. des Bewertungsumfanges. Darüber hinaus wird die Objektivierbarkeit der gewonnenen Ergebnisse möglich gemacht. So wird die Voraussetzung geschaffen, die Ergebnisfindung der Bewertung nachzuvollziehen und damit eine fundierte Diskussions- und Entscheidungsgrundlage zu liefern.

## Literaturverzeichnis

- [1] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt):  
Grundsätze für den Eignungsnachweis an Deponie-  
abdichtungssystemen, Berlin, 1995
- [2] INFORM GmbH: *fuzzyTECH for Business 4.1, User´s Manual*; Aachen,  
1995
- [3] INFORM GmbH: *fuzzyTECH 4.1, Reference Manual*; Aachen, 1995
- [4] Kahlert, J.; Frank, H.: *Fuzzy-Logik und Fuzzy-Control*, Vieweg-Verlag,  
Braunschweig/Wiesbaden, 1994
- [5] Schaupp, B.: *Grundlagen der Bewertung von Deponien unter  
Anwendung der Fuzzy-Logik; Bericht Nr.19 des Lehr- und  
Forschungsgebietes Grundbau, Bodenmechanik und  
Unterirdisches Bauen der Bergischen Universität-GH  
Wuppertal, Verlag Mainz, Aachen, 1998*

## Anschriften der Autoren

Prof. Dr.-Ing. Bernhard Walz    Lehr-und Forschungsgebiet Unterirdisches Bauen,  
Grundbau und Bodenmechanik,  
Bergische Universität - Gesamthochschule Wuppertal,  
Pauluskirchstr. 7, 42285 Wuppertal  
e-mail: Walz@uni-wuppertal.de

Dr.-Ing. Beate Schaupp        Eifelstr. 14, 65232 Taunusstein  
e-mail: BeateSchaupp@aol.com

## **Vertikale Dichtungssysteme für Deponiegruben - Entwicklungen in Großbritannien**

E M G Gallagher, Senior Engineer, EDGE Consultants UK Ltd, Manchester, England

### **KURZFASSUNG**

Mülldeponien in Großbritannien bestehen in der Regel aus Deponiegruben statt Deponiehalden und werden oft in ehemaligen Steinbrüchen angelegt. Durch diese Praxis werden vorhandene Leerräume wirtschaftlich genutzt. Sie ist eine natürliche Folge der Steinbruchaktivitäten an einem Standort und kann eine wohlgefällige Wiederherstellung zur Folge haben, wo sonst möglicherweise nur eine unansehnliche Landschaft verbliebe. Nach der Wahl eines geeigneten Standorts umfasst die technische Herausforderung bei dem Bau solcher Deponiegruben das Erreichen eines gründlichen Verständnisses der örtlichen hydrogeologischen Bedingungen, auf dessen Basis der Entwurf eines geeigneten Basis- und Steilwand-Dichtungssystems entwickelt wird.

Welches Steilwand-Dichtungssystem für einen Standort gewählt wird, hängt von ihrer Wirtschaftlichkeit und davon ab, inwieweit das Dichtungssystem in der Lage ist, bestimmte identifizierte Risiken zu lösen. In den vergangenen zehn Jahren sind verschiedene Steilwand-Dichtungssysteme in Großbritannien eingebaut worden, und ihre technische Weiterentwicklung findet ständig statt. Diese vertikalen und fast-vertikalen Dichtungssysteme umfassen vertikale Reihen von PEHD-Röhren, mineralische Dichtungen, bewehrte Erde mit Styroporformen und verschiedene Starrrahmen-Dichtungssysteme (starre Verdübelungssysteme).

Der Autor hat besondere Erfahrung im Entwurf und Einbau dieser starren Verdübelungssysteme und in der Entwicklung geeigneter Schutzschichten für Kunststoffdichtungsbahnen. Grundlegend setzen sich diese Systeme, wie sie zur Zeit in Grossbritannien eingesetzt werden, aus Stahlrahmen, die in Teilabschnitten an die 50°-90° geneigte Wand gedübelt werden, und einer an diesen angebrachten, angemessen geschützten Kunststoffdichtungsbahn zusammen. Dabei muss der Entwurf alle Aspekte der verschiedenen Schichten dieser Kunststoffdichtungsbahnen berücksichtigen. Diese hat dabei eine Stütz-, Deponiesickerwasserdrän- und Gas-Belüftungsfunktion, den Schutz der Dichtungsbahn, sowie der geschlossenen Verbindung von Wand- und Basisdichtung. Der Entwurf muss ferner eine Abstimmung der Bautätigkeit mit dem fortlaufenden Deponiebetrieb berücksichtigen. Bisher wurden diese Dichtungssysteme für Deponien bis zu einer Tiefe von 40m angewendet. Die Entwicklung dieser besonderen Art der vertikalen Dichtung ist in diesem Beitrag an verschiedenen Referenzobjekten beschrieben; darüberhinaus werden wahrscheinliche Weiterentwicklungen dargelegt.



## 1.0 Einleitung

Das vorliegende Paper umfaßt einen Bericht über drei bahnbrechende Ansätze der Dichtung vertikaler und steilwändiger Deponiegruben, die in den vergangenen zehn Jahren in Großbritannien entwickelt worden sind. Eine Übersicht der in Großbritannien herrschenden Bestimmungen befindet sich in Abschnitt 2, eine Bewertung der bautechnischen Überlegungen für Steilwand-Dichtungssysteme in Abschnitt 3. Es werden kurz Steilwand-Dichtungssysteme angesprochen, die primär mineralische Dichtungen verwenden. Ein Vergleich der jeweiligen Vorteile, Grenzen und Kosten der hier besprochenen nicht-mineralischen Systeme erfolgt in Abschnitt 7. Es ist aus leicht zugänglichen Aufzeichnungen ersichtlich, daß derartige Systeme bisher in 11 britischen Deponien verwendet worden sind, und zwar in der Form von einzelnen Versuchen mit Prototypen bis zu vollständigen betriebsfertigen Steilwand-Dichtungssystemen.

Bei den im Einzelnen in den Abschnitten 4 bis 6 besprochenen Systemen handelt es sich um folgende:

- Vertikalbarrierensystem (VBS) Prototyp-Test an einem Standort (Joint Stocks, County Durham). Umfaßt Dreierreihen vertikal ausgelegter PEHD-Rohre, wobei die Mittelreihe mit einem Schlamm aus niedrigdurchlässigem Sand, Bentonit und Flugasche gefüllt ist.
- Bewehrte Erde mit Styroporformen Steilwände mit einem Neigungswinkel von bis zu 70° von der Horizontalen. Standorte umfassen Albury, Guildford; Offham, Kent; Howley Park, Leeds; Houghton le Spring, Sunderland; Lisbane, Nordirland; Trehir, Südwaies und Cookstown, Nordirland.
- Starrrahmen Umfasst vier Systeme mit einem typischen Neigungswinkel von 50° bis 90° von der Horizontalen. Anfänglich bestehend aus Gabion-Doppelreihen mit einer dazwischenliegenden Dichtungsbahn; danach an der Steinbruchwand mit Felsankern befestigte Rahmen, zunächst mit Gabionen und später mit abfallgefüllten Schüttgutsäcken; und seit kurzem ein "Geoplatten" Derivat. Standorte umfassen Kendal Fell, Cumbria; High Moor, Oldham und Humberfield in Humberside.

## 2.0 Amtliche Bestimmungen in Großbritannien

Die in Großbritannien für die Lizenzierung, Inspektion und Vollstreckung zuständige Behörde ist die Environment Agency (EA). Im Waste Management Paper 26B (Ref 1) werden Richtlinien für den Deponieentwurf in Großbritannien gegeben; die Notwendigkeit einer geeigneten Konstruktion von Deponien wird darin anerkannt und es wird folgender Ansatz befürwortet: "ein ganzheitliches Herangehen an den Entwurf von Deponien....und die Verwendung einer standortspezifischen Risikoanalyse anstelle von umweltschutzbezogenen

Verordnungen, und zwar bezogen auf jedes Teil und jede Phase des Projekts, um einen Gesamtentwurf zu erzielen, der für die jeweilige Umweltsituation geeignet ist.”

Ob eine Deponie akzeptabel ist oder nicht wird nach den für die Umwelt bestehenden Risiken beurteilt, insbesondere nach den Risiken für Grundwasser und Oberflächenwasser. Alle Entscheidungen bezüglich der Verwendbarkeit von Bestandteilen des Basis-, Steilwand- bzw. Oberflächendichtungsystems werden mit Bezug auf die für jede Deponie erforderliche hydrogeologische Risikoanalyse getroffen.

Die Vorteile (und gewissen Nachteile) von Deponiehalden im Vergleich zu Deponiegruben werden in diesen Richtlinien (Ref 1) anerkannt. Trotzdem finden sich in Großbritannien im allgemeinen mehr Deponiegruben als Deponiehalden. Die Gründe für diese Tradition sind weniger im technischen Bereich als im Planungsbereich zu finden und umfassen Kostenüberlegungen und den Wunsch einerseits, die durch Steinbruchaktivitäten entstandenen massiven Leerräume zu füllen, auf der anderen Seite aber auch die unübersehbare Veränderung der Landschaftsilhouette durch Deponiehalden zu vermeiden.

Mülldeponien und ihre Dichtungen befinden sich im allgemeinen über dem Grundwasserspiegel, so daß sich unmittelbar unterhalb des Standorts ein ungesättigter Bereich befindet. Unter bestimmten Bedingungen wird die Konstruktion einer Deponie unterhalb dem Grundwasserspiegel bewilligt, was dann ein aktives Management des Grundwassers erforderlich macht. Ein langfristiges Pumpen des Grundwassers zur Regelung des hydrostatischen Druckaufbaus, insbesondere nach einer Standortschließung, wird jedoch normalerweise nicht empfohlen.

Das Richtlinienokument Waste Management Paper 26B, veröffentlicht 1995, spiegelt den damaligen technischen Stand in Großbritannien in Bezug auf Steilwände im Abschnitt 7.28:

“Die Dichtung fastvertikaler Steinbruchwände ist problematisch, muß aber gelöst werden, wenn derartige Standorte akzeptabel werden sollen. Bei den meisten herkömmlichen Lösungen wird eine Variation des “Weihnachtbaum“-Ansatzes mit einer vertikalen Reihe von Randböschungen, entweder aus Lehm und/oder mit einer Geomembran abgedeckt, verwendet. Weitere mögliche Lösungen verwenden Gabione, Styropor, Felsverankerung, Membranaufhängung, bewehrte Erde und Spritz- bzw. Fertigbeton. Der dieser Herausforderung gegenüberstehende Designingenieur muß die für die Dichtung gesetzten Ziele erreichen, während er innerhalb der in diesem Kapitel beschriebenen Materialbeschränkungen arbeitet.”

### 3.0 Deponiesteilwände – Übersicht über die baufachlichen Überlegungen

#### 3.1 Allgemeines

Deponiesteilwände unterscheiden sich in ihrer technischen Problematik von Basis- und Oberflächendichtungen. Gewisse Probleme treten bei allen auf, andere sind spezifisch für Steilwände. Auswirkungen auf Dichtungen können sich aus dem Entweichen von Deponiesickerwasser und Deponiegasen und dem Einfluß von Grundwasser, atmosphärischer Luft und Niederschlag-Oberflächenwasser ergeben. Bei allen Dichtungssystemen muß das Management dieser Faktoren mit deren Containment oder Ausschluß zu einem gewissen Maß berücksichtigt werden. Diese Fragen werden nachfolgend besprochen

- (a) um aufzuzeigen, inwieweit der Entwurf einer Steilwanddichtung zu recht als von dem eines Basis- oder Oberflächendichtungssystems sich unterscheidend betrachtet werden kann und
- (b) um einen Rahmen für die Beurteilung der verschiedenen patentierten Steilwandsysteme, die später besprochen werden, zu geben.

Britische Empfehlungen (Ref. 1) für die standortspezifische Dichtungsauswahl basierend auf einer Risikoanalyse schlagen vor, daß das Dichtungssystem sich nicht nur auf eine Schutzebene stützt und daß die niedrigdurchlässige Dichtung auch im Hinblick auf angreifende Chemikalien, Durchschlag und Riss stabil, dauerhaft und widerstandsfähig gestaltet ist.

#### 3.2 Containment

Innerhalb des Deponiekörpers erzeugtes Deponiesickerwasser muß auf geeignete Weise eingeschlossen werden, was eine primäre Funktion der niedrigdurchlässigen Basisdichtung ist. Nach allgemeiner britischer Praxis wird die Säulenhöhe des Deponiesickerwassers über dem Sumpfspiegel auf 1 m begrenzt. Das Deponiesickerwasser-Managementsystem umfasst eine zum Zellsumpf abfallende angemessen frei entwässernde Kiesschicht und einen Deponiesickerwasserkanal zur Sammlung und Abfuhr. Je nach den besonderen Standortbedingungen ist das Deponiesickerwasser-Containment auch eine Funktion bei Steilwand- und Oberflächendichtungen. Hier geht es jedoch gewöhnlich um das gelegentliche Auftreten von Deponiesickerwasser, wenn es beispielsweise in bestimmten Schichten gefangen ist und innerhalb des Deponiekörpers verweigend seitlich fließen kann. Steilwände beginnen im allgemeinen weit über dem Sumpfspiegel und dem gelegentlichen Auftreten von Deponiesickerwasser kann durch das Legen bevorzugter Abflußwege zur Deponieseite der Dichtung, die mit dem Basisabflußsystem für Deponiesickerwasser verbunden sind, begegnet werden.

Deponiegase können vertikal nach oben und seitlich migrieren. Ungeregelte Migration von Gasen ist nicht akzeptabel, da sich daraus folgende Risiken ergeben: Explosion, Erstickungsgefahr, Entzündung von Deponiegas und möglicherweise des Deponiekörpers, Geruchsbildung, negative Auswirkungen auf die menschliche Gesundheit, Gefährdung der Erde und Vegetation, verminderte Luftqualität und vermehrte Produktion von Treibhausgasen. Reguliermöglichkeiten umfassen passive Belüftung, physikalische Barrieren und Pumpen. In der Praxis werden die beiden Erstgenannten miteinander für die Regulierung seitlicher Migration von Gasen an Steilwänden verwendet, wobei sich das Abpumpen von Gasen aus der Zelle positiv auf das Druckgefälle auswirkt.

### 3.3 Ausschluß

Wo Deponien unterhalb des Grundwasserspiegels angelegt sind, ist ein geeignetes Regime aktiven Grundwasser-Managements erforderlich, um sowohl Hebungsdrücke auf Basisdichtungen als auch hydrostatische Drücke auf die Steilwände zu kontrollieren. Tritt sauberes Grundwasser in einen Standort ein, kann dies aus umweltbedingten Gründen selten gerechtfertigt werden. Auch der Eintritt von Niederschlag und Oberflächenwasser muß vermieden werden – Probleme die sich speziell bei Oberflächendichtungssystemen stellen – um sicherzustellen, daß das Feuchtigkeitsgleichgewicht im Deponiekörper nicht beeinträchtigt wird.

### 3.4 Weitere Überlegungen beim Design

Bei der Wahl geeigneter Steilwanddichtungsoptionen ist eine umfassende Beurteilung der Stabilität eines jeden Steilhanges erforderlich. Die Vertikalität und Integrität einer Steinbruchwand hängt von der Art und Zusammensetzung ihres Materials ab (Risse einschließlich Kluftebenen, Spalten und Verwerfungen). Im allgemeinen trifft man sowohl in der vertikalen als auch horizontalen Ebene auf Veränderungen im Oberflächenprofil und auf gelegentliche Terrassen. Derartige Veränderungen variieren innerhalb des Steinbruchs. Eine separate Beurteilung der Eignung aller Teile eines Steinbruchs für das Steilwandssystem muß in jedem Fall bereits in einem frühen Stadium erfolgen.

Werden Dichtungsbahnen verwendet, ist ein adäquater Schutz gegen die Auswirkungen von Spannungsrissen und andere potentielle Schadensursachen bereitzustellen. Weitere Faktoren umfassen die Beurteilung von Scherkräften an Grenzflächen, verursacht durch das Setzen des Mülls, der Einbau von Gasüberwachungssystemen je nach Bedarf und in Wechselbeziehung stehend mit Basis-, Oberflächen- und möglicherweise sogar anderen Steilwanddichtungen.

Die Wirtschaftlichkeit aller Steilwandssysteme ist abhängig von dem für ihre Konstruktion erforderlichen Leerraum, der damit als Einnahmequelle verloren geht. Wie viel Leerraum

gebraucht wird, ist wiederum abhängig von der Fähigkeit des gesamten Systems, den Konturen der Steinbruchwand sowohl horizontal als auch vertikal zu folgen.

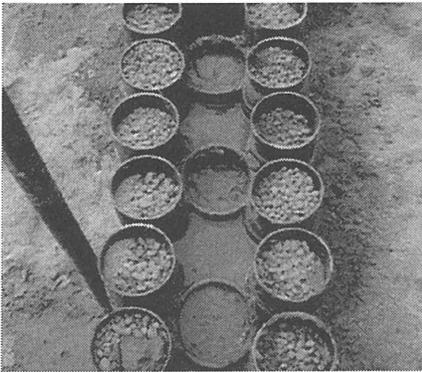
An diesem Punkt ist eine kurze Besprechung von Mineraldichtungen angebracht. Diese bestehen aus Böschungen mit einem für den verwendeten Lehm sicheren Neigungswinkel, vertikalen Lehmschichten, die mit ansteigendem Müll nach oben steigen und einer "Weihnachtsbaum"-Konstruktion. In unterschiedlichem Ausmaß hängen diese Systeme von dem vom Müll ausgeübten Seitendruck ab. Die "Weihnachtsbaum"-Konstruktion ist am schärfsten kritisiert worden, da es Bedenken im Hinblick auf Stabilität, adäquate Verdichtung und die Neigung zum Gaseinschluß gibt. Übliche Praxis ist es, eine Übersicht dieser Möglichkeiten der Mineraldichtung im Hinblick auf ihre Durchführbarkeit, Verfügbarkeit von Materialien, Leerraumerfordernisse und Kosten aufzustellen, bevor eines der nachfolgend beschriebenen, komplizierteren Systeme eingesetzt wird.

## **4.0 Vertikalbarrierensystem**

### 4.1 Systembeschreibung

Das Vertikalbarrierensystem (VBS) wurde von der Firma Durham County Waste Management (Ref. 2) entwickelt. 1997 wurde im Rahmen einer 18-monatigen Studie ein Prototyp getestet. Das Versuchsgebiet war 50m lang und 10m hoch, die Kontrolle des VBS wurde von der Universität Newcastle ausgeführt.

Das Versuchssystem basiert auf drei Reihen vertikal ausgerichteter, verbundener PEHD-Röhren mit einem Durchmesser von 22cm (siehe Fotos 1 & 2). Die mittlere Röhrenreihe ist mit einem Schlamm aus Sand/Bentonit/Flugasche (je 25% / 50% / 25%) von durchschnittlicher Durchlässigkeit  $7.9 \times 10^{-10}$  m/s gefüllt. Die äusseren Röhren sind mit Kies gefüllt. Die PEHD-Röhren haben eine Wanddicke von 8mm und eine Höhe von 1,2m und werden von der Firma Fusion NE Ltd., Newcastle, hergestellt. Die für den Versuch verwendeten Röhren wurden in Gruppen von 5 Röhren vorgefertigt, wobei jede Fünfergruppe direkt am Standort an die jeweilige benachbarte Fünfergruppe angeschweißt wurde. Durch die Mittellinie des VBS verläuft ein Stahlverstärkungskabel. Der Zwischenraum zwischen VBS und Steinbruch wird mit bewehrter Erde aufgefüllt. Die Bauhubhöhe beträgt 2,4m (2 Einheiten); an diesem Punkt liegt der Müll direkt am VBS an. Die anschließende Konstruktion des Steilwanddichtungssystems wird daher vom Deponiekörper aus durchgeführt. Das Versuchsgebiet wurde 1998 zur Inspektion und Prüfung des Systems teilweise zerlegt. Bei zukünftigen Varianten des Systems werden, anstatt Röhren, wahrscheinlich geformte Verbund-Hohlblöcke mit rechteckigem und dreieckigem Querschnitt verwendet.



#### 4.2 Kommentar

Es ist den Konstrukteuren des VBS anzurechnen, daß sie nach einem neuheitlichen und radikal anderen Ansatz als dem für die anderen Systeme beschriebenen an das Problem herangegangen sind. Es wird in diesem Kommentar berücksichtigt, daß das VBS sich noch in der Entwicklung befindet und seine endgültige Form wahrscheinlich anders aussehen wird.

Das wichtigste Element aller Dichtungssysteme ist die niedrigdurchlässige Barriere. Beim VBS wird eine Mineralbarriere verwendet, die in einem anderen Dichtungsmaterial (dem PEHD der Röhren / Formblöcke) eingeschlossen ist. Die Konstrukteure behaupten, daß ihr System daher eine Dreifachbarriere (PEHD / Schlamm / PEHD) darstellt, womit es unter den Steilwandsystemen einmalig wäre. Bei den Pilotversuchen traten Schwierigkeiten bei der Bildung der vertikalen Schweißnähte zwischen Röhrengruppen auf (bei der nächsten Variante des VBS sollen diese Schwierigkeiten überwunden werden). Das System hat die Fähigkeit, einen Bruch in der Mineraldichtung aufzuzeigen, und zwar durch das Auftreten von Vertiefungen in der Oberfläche des Schlammes aus Sand/Bentonit/Flugasche oben in den Röhren, vorausgesetzt der Schlamm bleibt plastisch. Das VBS hat also möglicherweise einen eigenen Lecküberwachungsmechanismus. Auf diese Weise entdeckte Lecks können durch die Zugabe weiteren Schlammes repariert werden. Durch die plastische Natur des Sand / Bentonit / Flugasche-Schlammes ist das System mit einem gewissen Grad an Selbstheilungsvermögen ausgestattet.

Die äußeren Röhren des Pilotversuchs sind mit Kies gefüllt. Es wird behauptet, daß die dem Müll am nächsten liegenden Röhren dadurch als eine Leitung für Gas und Deponiesickerwasser dienen können. Da die Röhren nicht perforiert sind, kann Gas bzw. Deponiesickerwasser lediglich an den Röhrenenden eintreten, was ihre Effektivität in dieser Beziehung potentiell einschränkt. Es wird ferner behauptet, daß die mit Kies gefüllten Röhren,

die der Steinbruchwand am nächsten sind, als eine Gasüberwachungsschicht dienen können. Auch hier beschränkt die zellenartige Natur der Röhren den Steilwandbereich, der effektiv überwacht werden kann, falls nicht bestimmte Maßnahmen unternommen werden.

Dieses System ist für den vertikalen Einsatz für im wesentlichen vertikale Steinbruchseiten ausgelegt. Es ist in der Lage, Veränderungen im Flächenprofil (fast) vertikaler Steinbruchwände zu folgen, kann jedoch unregelmäßige Profile des Steinbruchs bei gleichzeitiger Beibehaltung der Kontinuität seines zentralen Kerns noch nicht berücksichtigen.

## 5.0 Bewehrte Erde mit Styroporformen

### 5.1 Systembeschreibung

Dieses System wurde bei Steinbrüchen mit Seitengefällen im Bereich von 50° bis 70° von der Horizontalen eingesetzt. Es ist darüber bereits ausführlich berichtet worden (Ref. 3) und wird daher hier nur zusammenfassend beschrieben. Es handelt sich im wesentlichen um eine Berme aus bewehrter Erde mit einer Hubhöhe von 3,0 bis 3,5m und einer Mindestbreite von 3m. Die Bewehrungsanforderungen richten sich nach dem Standort. Styroporformen, die in einem der Steinbruchwand entsprechenden Winkel geneigt sind, bilden eine Deckschicht, auf die die PEHD-Dichtungsbahn direkt gelegt wird. Über die Kunststoffdichtungsbahn (Kdb) kommt ein Verbundstoff, gefolgt von 500mm eines ausgewählten trägen Materials. Die Formen wirken in der Wand aus bewehrter Erde nicht als tragende Komponenten. Das System ist auf eine seitliche Abstützung durch den Deponiekörper angewiesen. Dargestellt ist das System in Abb. 1. Der Vertrieb in Großbritannien erfolgt unter dem Handelsnamen "Tipform" durch die Patentinhaber (Ref. 4) und Hersteller Cordek Ltd., West Sussex.

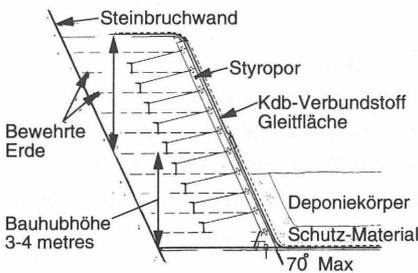


Abb.1 Bewehrte Erde mit Styroporformen



Die Festigkeit des verwendeten Styropors richtet sich nach den standortspezifischen Anforderungen. Bei dem Standort in Offham (Ref. 4) wurde beispielsweise "High Duty" Styropor mit einer Druckfestigkeit von 110 kN/m<sup>2</sup>, Trockendichte von 0,2 Mg/m<sup>3</sup> und einer

Druckfestigkeit von  $45 \text{ kN/m}^3$  verwendet bei 1% Verformung. Die Kdb ist auf einer Seite strukturiert, wobei die strukturierte Seite am Styropor anliegt. Bei der Schutzschicht auf der Abfallseite der Dichtungsbahn, die auch als Deponiesickerwasserdrän und Gasbelüftungsschicht wirkt, handelt es sich um einen Verbundstoff, der mit der Kdb in Berührung steht. Die Grenzfläche zwischen Verbundstoff und Kdb ist als Gleitfläche konzipiert.

Eine vertikale Variante des Systems soll im Frühjahr 2000 getestet werden, weitere Einzelheiten hierzu sind jedoch nicht bekannt.

## 5.2 Kommentar

Die Vorzüge dieses Systems umfassen die saubere, plane Fläche, die für die Dichtungsbahn bereitgestellt wird (siehe Foto 3). Die Leichtigkeit des Styropors bedeutet eine einfache Handhabung am Standort (außer bei windigem Wetter). Es werden im allgemeinen gerade, glatte Linien erzielt, die das Anbringen der Kdb problemlos machen. Zur Korrektur von Fluchtungsfehlern können ohne weiteres kleinere Nachstellungen vorgenommen werden. Obwohl es verschiedene Möglichkeiten gibt, bei Bedarf eine angemessene hochdurchlässige Gasüberwachungsschicht und Grundwasser-Dränschicht zu integrieren, sind diese im allgemeinen nicht in die Wand aus bewehrter Erde eingearbeitet.

Eine Bewertung und Demonstration adäquater chemischer Widerstandsfähigkeit des Styropors gegen die standortspezifischen Deponiesickerwasser obliegt dem Konstrukteur. Styropor ist empfindlich gegen eine hohe Konzentration von Kohlenwasserstoffen, organischen Verbindungen und Säuren.

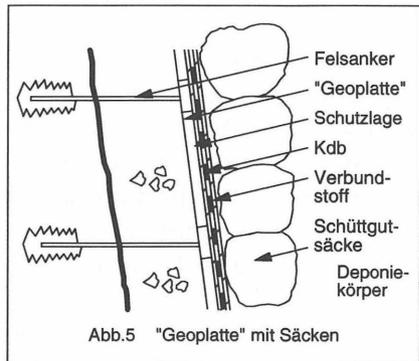
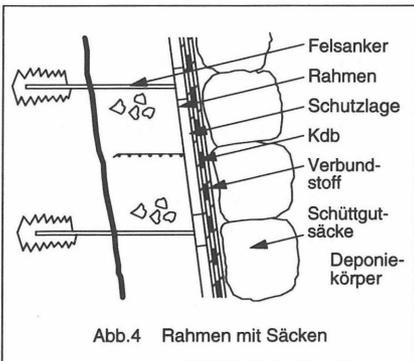
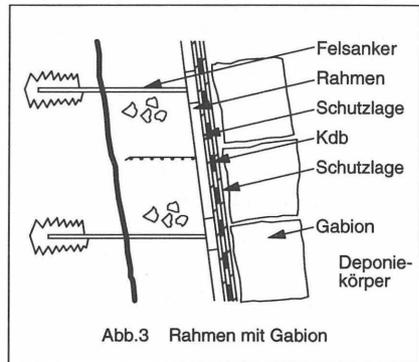
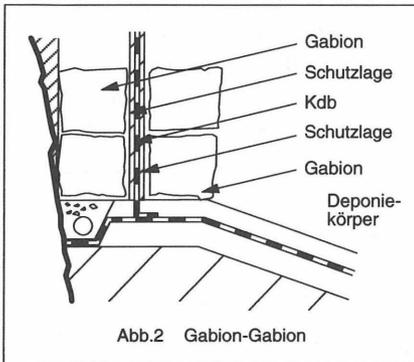
Die anfängliche Absteckung ist hier in größerem Maße als bei anderen Steilwandsystemen von größter Bedeutung für die erfolgreiche Installierung dieser Art der Steilwand. Es wird davon ausgegangen, daß es sich bei der Breite der bewehrten Erde von 3m generell um einen Mindestwert handelt und dieser Wert in der Praxis aus Gründen der Absteckung und Berücksichtigung von Unregelmäßigkeiten in der Steinbruchwand bedeutend größer sein kann. Die Wahl für dieses System hängt ab von dem Vorhandensein bzw. dem Heranschaffen einer adäquaten Menge an geeignetem Füllmaterial.

Die Styroporformen können mit Hilfe von Handwerkzeugen leicht am Standort selbst umgebaut werden; es sind jedoch wie bei anderen Systemen auch große Schwankungen beim Oberflächenprofil in mehr als einer Ebene über einen kleinen Bereich nicht wünschenswert, da dies den Einbau der Kunststoffdichtungsbahn bedeutend erschwert.

## 6.0 Starrahmen-Dichtungssysteme

### 6.1 Einleitung

In diesem Abschnitt wird eine Folge von vier Systemen beschrieben (siehe Abb. 2-5), die sich aus der ursprünglichen Idee eines Sandwich, bestehend aus einer undurchlässigen Kdb zwischen zwei vertikalen Schichten von mit Stein gefüllten Gabionen (Ref. 5) entwickelt hat. Die nächste aufgezeichnete Entwicklung am selben Standort bestand darin, statt einer Gabionenwand einen mit einem Stahlgitter abgedeckten Rahmen an der Steinbruchwand zu verwenden, der mit dem Steinbruch felsverankert und mit Steinen hinterfüllt wurde. Es wird bei dieser Variante jedoch noch eine innere Schicht von mit Steinen gefüllten Gabionen verwendet (Ref. 6). Diese beiden ersten Systeme wurden 1993 konstruiert.



Der Bau der zweiten Deponie, bei der dieses Rahmensystem verwendet wurde, begann 1996. Es wurden zahlreiche Verbesserungen in den Entwurf eingearbeitet. Unter anderem gab es Änderungen bei den Schutzlagen und den Einsatz von mit ausgewähltem Müll

gefüllten Schüttgutsäcken, die die Innenschicht aus Gabionen ersetzen. Seit Beginn des Baus haben sich weitere Entwicklungen bei diesem Konzept ergeben. Die neueste Variante, die sich derzeit in der Prototyp-Phase befindet, umfaßt eine, den mit einem Gitter abgedeckten Rahmen ersetzende, "Geoplatte" (siehe Ref. 7). Diese vier Systeme werden von der Firma Geotex Ground Services Ltd., Market Harborough, vertrieben und installiert.

Die Gemeinsamkeiten dieser Familie von Starrrahmen-Systemen sind folgende:

- Verwendung einer einzigen Kunststoffdichtungsbahn (Kdb)
- Einschränkung des Entwurfs durch generell hohe Schutzmaßnahmen für die Dichtungsbahn
- Abhängigkeit in unterschiedlichem Ausmaß von der Stabilität und Integrität der Steinbruchwand, die separat zu bewerten ist
- beträchtliche baufachliche Kontrolle bei Entwurf und Konstruktion
- erhöhte Flexibilität (in Abhängigkeit von anderen Beschränkungen) beim Folgen des Profils der Steinbruchwand, was ein potentiell zusätzliches Müllvermögen mit sich bringt.

## 6.2 Gabion-Gabion-System

### 6.2.1 Systembeschreibung

Dieses System (Ref. 5) umfaßt im wesentlichen zwei fast-vertikale Schichten steingefüllter Gabione auf beiden Seiten der Kdb (siehe Abb. 2). Die Gabione sind nicht an der Steinbruchwand befestigt. Auf beiden Seiten der Kdb befindet sich eine Geotextilschutzschicht. Dichtungs- und Schutzlagen werden zwischen den Gabionen "gehalten". Die Patentbeschreibung verweist auf eine temporäre Stützung mittels Anschweißens von zusätzlichen Dichtungsbahnstreifen an die Hauptdichtungsbahn bei jedem dritten Hub (3m). Diese Streifen werden zusammen mit dem Geotextil horizontal nach unten gefaltet und zwischen den Gabionen der äußeren Schicht gehalten. Der Aufbau der inneren Gabionen-Schicht erfolgt nach der Installation der Kdb. Nach der Konstruktion der ersten paar Gabionhübe folgt die Anordnung von Müll, und die nachfolgende Steilwandkonstruktion erfolgt von der Mülloberfläche aus.

### 6.2.2 Kommentar

Von der Konzeption her ist diese Idee auf mehrere Art attraktiv; so erfüllt das Querschnittprofil der Komponenten viele der grundlegenden baufachlichen Anforderungen für eine Steilwand. Die innere Gabion-Schicht ist freidränend und stellt eine Leitung für Gasfluß nach oben und Deponiesickerwasserfluß nach unten dar. Die an beiden Seiten durch Geotextilien geschützte, angeschweißte Geomembranschicht dient als undurchlässige Dichtungsbahn. Die äußere vertikale Gabion-Schicht ist frei dränend und kann so dem Ausgleich bei hohem hydrostatischem Druck außerhalb der Zelle und als ein Medium für die Gasüberwachung

dienen. Die Wahrscheinlichkeit, daß die beiden Gabion-Schichten sich auf signifikante Weise setzen ist gering, was bedeutet, daß die Geomembran-Dichtungsbahn an ihren Grenzflächen keinen erwähnenswerten Scherkräften ausgesetzt wird. In der Patentbeschreibung wird auf den möglichen Vorteil hingewiesen, daß der Gabionstein druckverpresst werden kann, falls in der Dichtungsbahn ein Bruch entdeckt wird. Es wird hier auf die Durchführbarkeit bzw. mögliche Wirksamkeit dieser Methode nicht weiter eingegangen.

Die ursprüngliche Konzeption ist fehlerhaft. Überaus kritisch ist die Tatsache, daß das System davon abhängig ist, daß die zweifache Gabion-Schicht nach den ersten paar Metern baulich stabil ist. Steingefüllte Gabione (typischerweise 1 Kubikmeter) sind unregelmäßig, und obwohl sie typischerweise 3-6° von der Vertikalen nach hinten neigen, kann nicht davon ausgegangen werden, daß sie selbsttragende Wände von einer gewissen Höhe bilden können. Auch die Steinbruchwand kann sowohl in vertikaler als auch horizontaler Ebene bedeutend variieren. Durch diese Beschränkungen gibt es in der Praxis nur begrenzt die Möglichkeit, die Gabion-Schichten in einem konstanten Winkel zur Vertikalen zu neigen und das konstante Profil der Steinbruchwand als Stützung zu verwenden. Wenn die äußere Gabion-Schicht vertikal angeordnet ist, muß der Zwischenraum zur Steinbruchwand mit geeignetem Material aufgefüllt werden. Die äußere vertikale Gabion-Schicht ist auf der Deponieseite so lange ungestützt, bis die Dichtungsbahn installiert und die innere Gabion-Schicht und der Müll angeordnet worden sind. Selbst dann ist es nicht möglich, sich völlig auf die seitliche Stützung durch den weichen, zusammendrückbaren Müll zu verlassen. Die Konstruktion vertikaler Steilwände erfordert darüberhinaus mehr und mehr potentiell verwendbaren Leerraum, wobei das System bei wachsender Höhe entsprechend unwirtschaftlicher wird. Es wurden verschiedene Mittel ausprobiert, einschließlich Felsanker mit Platten und Stahlkabel zur Sicherung der Gabione, doch haben sich diese alle als zeitraubend, aufwendig und wenig wirksam erwiesen.

Bei der Anmeldung dieses Patents im Jahr 1990 war die Notwendigkeit eines angemessenen Geomembranschutzes gegen die Auswirkungen von Spannungsrissen kein vorrangiges Anliegen. Im Lauf der Zeit wurde die Arbeit der Gruppe Quo Vadis Schutzlagen (Ref. 8) bekannt und der Zeitstandlastplattendruckversuch zur Feststellung der effektiven Schutzleistung von Geotextilien wurde ungefähr 1995 (Ref. 9) in Großbritannien eingeführt.

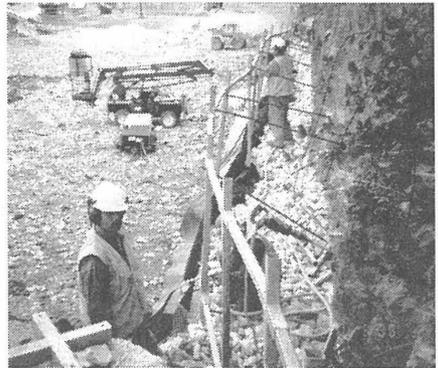
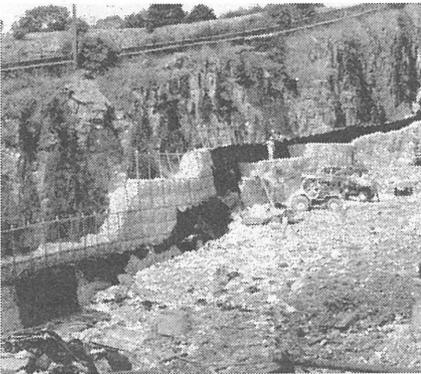
Der Autor hat den Zeitstandlastplattendruckversuch ein paar Jahre später mit typischen Profilen der in dieser ursprünglichen Variante von Starrrahmen vorgeschlagenen Materialien eingesetzt und die Erfahrung gemacht, daß die örtlichen Verformungen, die bei diesem Test gemessen wurden, um mindestens eine Größenordnung über der erlaubten örtlichen Verformung von 0,25% liegen würden. An dem Versuch Beteiligte gaben ferner zu

verstehen, daß die temporäre horizontale Stützung der Kdb durch Geomembranstreifen, die alle 3m vertikal angeschweißt wurden, in der Praxis nicht effektiv war. Diese Variante des Steilwandsystems wurde bald von dem nachfolgend beschriebenen Rahmensystem überholt.

### 6.3 Rahmen-System mit Gabionen

#### 6.3.1 Systembeschreibung

Das geänderte System verwendete als äußere Schicht statt Gabionen einen verzinkten Stahlrahmen (Ref. 6), der am Standort aus den Komponenten montiert wird. Siehe Abb. 3 und Fotos 4 & 5. Bei diesem Rahmen handelt es sich um ein 1,5m x 1,5m-Gitter mit kreuzförmigen Stielelementen zur Bildung der Knotenpunkte. Jedes kreuzförmige Knotenelement wird mit Hilfe einfacher verpresster Felsanker an der Steinbruchwand befestigt. Ein verzinktes Drahtgitter wird mit Zinkdraht, der auch als Verstrebung dient, an der Rahmenfront befestigt. Der mit dem Gitter abgedeckte Rahmen wird dann mit Steinen hinterfüllt. Erste Versuche zeigten zentrale Ausbauchungen der 1,5m x 1,5m großen Gitterbuchten durch die Steine. Eine Verbesserung basierend auf der Gabion-Technik wurde erreicht, indem zur Reduzierung dieser Ausbauchung ein mit dem Frontgitter verbundenes horizontales Membrangitter auf halber Höhe jeder Bucht verwendet wurde. Diese Methode erwies sich als wirksam und wird weiterhin eingesetzt. Auf der Deponieseite der Kdb wurden steingefüllte Gabione verwendet, die die Kdb mit ihren Schutzschichten als Sandwich festlegten.



#### 6.3.2 Kommentar

Durch das Rahmensystem ist es besser möglich, den Konturen der Steinbruchwand in zwei Ebenen zu folgen, als dies bei der Verwendung einer äußeren vertikalen Gabionschicht erreicht wird. Von Vorteil ist auch, daß der Vorsprung von der Steinbruchwand zur Dichtungsbahn so minimal wie möglich gehalten werden kann, theoretisch 0,7-1,5m, was

potentiell eine optimale Verwendung des Leerraums ermöglicht. Es werden jedoch auch bei diesem System noch Gabione auf der Deponieseite verwendet, die effektiv von ihrer Eigenstabilität abhängen, auch wenn der seitliche Druck durch den Müll bis zu einem gewissen Grad hierzu beiträgt. Dadurch ist es dem äußeren Rahmen nur beschränkt möglich, dem Profil der Steinbruchwand zu folgen, was die Vorteile des neueren Systems beeinträchtigt.

## 6.4 Rahmen-System mit Schüttgutsäcken

### 6.4.1 Systembeschreibung

Durch den Bau einer neuen Deponie mit einer Grundfläche von ca. 150.000m<sup>2</sup> und ca. 1500m langen Steilwänden mit einer Höhe von bis zu 40m ergab sich 1996 die Möglichkeit, das vorgehend besprochene vertikale Rahmensystem zu überprüfen und weiter zu entwickeln. Die Problempunkte waren unter anderem

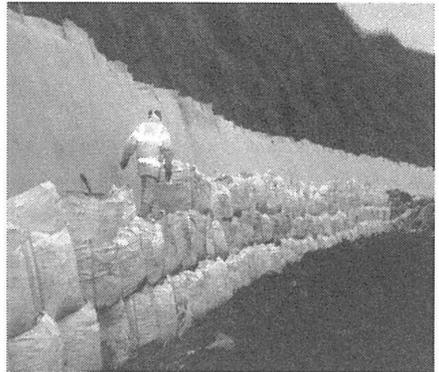
- die Bereitstellung eines adäquaten Schutzes für die Geomembran
- das Vermeiden von Gabionen, falls irgend möglich.

Das entwickelte Steilwand-Dichtungssystem wird schematisch in Abb. 4 dargestellt. Es wird bei diesem System weiterhin der mit einem Gitter abgedeckte verzinkte Stahlrahmen auf der Steinbruchwandseite der Dichtungsbahn verwendet. Geringfügige Änderungen umfassen die Verwendung von vorgefertigten Rahmen-Doppelbuchten, die Verwendung von PEHD-Kabelverbindungsstücken statt verzinktem Draht zur Befestigung des Gitters am Rahmen, sowie geringere Steingröße.

An der Steinbruchseite der Dichtungsbahn werden unterschiedliche Schutzschichten verwendet. Hierzu gehören genadelte Vliesstoffe mit hohem CBR (Ref. 10) und mindestens 1200g/m<sup>2</sup>. Dieses Geotextil befindet sich sowohl zwischen dem Gitter als auch der Geomembran und in einem Fall zwischen dem Stein und dem Gitter, wenn es in Kombination mit dichten Styroporbahnen als der primären Schutzlagen verwendet wird. Als Geomembrane werden sowohl PEHD als auch flexibles Polyethylen verwendet. Die Dichtungsbahn-Geomembran und die Schutzschicht auf der Steinbruchseite werden alle 3m vertikal am Rahmen befestigt.

Zwischen der Kdb und dem Deponiekörper wird eine multifunktionale Kombination von Materialien verwendet, die das Geotextil (Schutzschicht) und die vertikale Schicht steingefüllter Gabione (Deponiesickerwasserdrän und Gaslüftungsschicht), die in der vorherigen Variante eingesetzt wurden, ersetzt. Die Kombination umfasst einen Verbundstoff, der mit der Kdb in Berührung steht, und danach eine Schicht mit ausgewähltem, feinpulverisiertem Abfall gefüllten Schüttgutsäcken (ca. 0,7m<sup>3</sup>). Die Verbundstoffschicht ist nicht befestigt, sondern wird lediglich durch den von den Schüttgutsäcken ausgeübten Druck an Ort und Stelle gehalten. Zwischen

Verbundstoff und Geomembran befindet sich eine Grenzfläche mit geringer Scherkraft. Der Verbundstoff wirkt neben seiner teilweisen Schutzfunktion für die Kdb als Deponiesickerwasserdrän und Gasbelüftungsschicht. Die mit Müll gefüllten Säcke haben die Funktion einer Pufferzone und tragen ebenfalls zum Schutz der Kdb bei (siehe Fotos 6 & 7).



#### 6.4.2 Kommentar

Zum Nachweis einer adäquaten Schutzwirksamkeit wurden zahlreiche Zeitstandlastplatten-druckversuche in Auftrag gegeben. Unter anderem wurden Versuche in Deutschland und den USA durchgeführt, da zu dieser Zeit (1996) lediglich eine kommerziell nutzbare Versuchsanlage in Großbritannien zur Verfügung stand.. Als potentielle Schutzschichten wurden unterschiedliche Materialien getestet, unter anderem genadelte Vliesstoffe mit bzw. ohne Gewebeverstärkung, Styropor, Polyethylene, Verbundstoffe, Matten aus recycelten Reifenschnitzeln und verschiedene Kombinationen aus diesen Materialien. Weitere Variablen in diesen Tests waren unter anderem die Gittergröße und Steingröße. Der Autor stieß auf Schwierigkeiten, als er den Versuch von verschiedenen Labors ausführen lassen wollte, die alle behaupteten, sich nach den Richtlinien der Gruppe Quo Vadis zu richten. Diese Schwierigkeiten trugen zur Debatte um ein neues britisches Protokoll für den Zeitstandlastplattendruckversuch (Ref. 11) bei, dessen Hintergrund unter Ref.9 besprochen wird.

Eine bedeutende Komplikation bei der Verwendung des Zeitstandlastplattendruckversuchs für diese Systeme besteht darin, daß im Gegensatz zu einer typischen Basisdichtung, bei der sich das Dränaggregat nur auf einer Seite der Kdb befindet, bei diesen Steilwänden sowohl Dränaggregat als auch Gitter als auch Schutzschichten auf einer Seite und potentiell ein ähnlich komplexer Materialaufbau auf der anderen Seite befindet. Die Kdb ist ferner einer Seitenbelastung und Scherkräften unterworfen. Der Zeitstandlastplattendruckversuch in seiner derzeitigen Form wurde nicht für diesen Zweck entwickelt und es ist ein gewisses Maß an fachlichem Urteil erforderlich, um eine angemessene Lösung zu finden.



Die beiden Hauptgründe, die gegen den Einsatz von Gabionen zwischen Dichtungsbahn und Deponiekörper sprechen, sind folgende:

- ständige Sorge um ihre Stabilität und
- daraus folgend ein hohes Maß an Schutz für die Geomembran.

Unter die zu erfüllenden Kriterien fällt sowohl die Berücksichtigung der Auswirkungen von an den Grenzflächen wirkenden Scherkräften als auch ausreichende Schutzwirkung, Stabilität, Baubarkeit und Rentabilität.

Bei der gewählten Lösung besteht potentiell die Möglichkeit, daß Scherkräfte durch Senken des Mülls auf die Kdb übertragen werden. Es können Senkungen von bis zu 30% erwartet werden. Diese Kräfte werden bei der Kombination von Schüttgutsack und Verbundstoffschicht dadurch berücksichtigt,

- 1) daß eine Kdb-Verbundstoff-Grenzfläche mit geringen Scherkräften verwendet wird
- 2) daß durch die Bereitstellung von horizontalen Überlappungen von 1m (je 3m Hub) beim Verbundstoff größere Senkungen berücksichtigt werden.

Beobachtungen nach der Konstruktion bestätigten umfangreiches Absenken der mit Müll gefüllten Säcke, wodurch der Verbundstoff bewegt wurde, und erbrachten vor allem keinerlei sichtbare Zeichen von Überbeanspruchung der Kdb an den Stellen, wo sie mit dem Rahmen fest verbunden ist.

Die Schutzwirkung der Kombination von Verbundstoff und Schüttgutsäcken erwies sich mit Hilfe des Lastplattendruckversuches und der am Standort durchgeführten Versuche. Pulverisierter Abfall stellt eine leicht regulierbare Materialquelle dar und hat sich in der am Standort erhältlichen Korngröße als für diesen Zweck geeignet erwiesen.

Die Verwendung von Schüttgutsäcken mit Abfall ist sowohl wirtschaftlich als auch im Hinblick auf die Umwelt attraktiv. Der Deponiebetreiber kann als Konstruktionsmaterial Abfall nach Wahl verwenden, was Materialkosten einspart (er wird für die Annahme pulverisierten Abfalls bezahlt) und ihm einen größeren nutzbaren Leerraum zur Verfügung stellt.

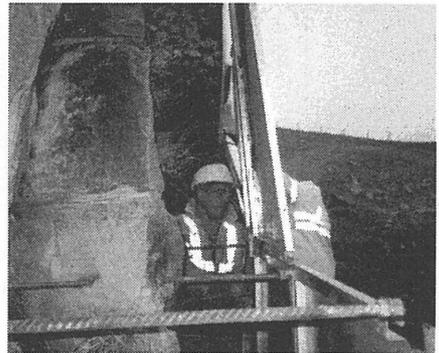
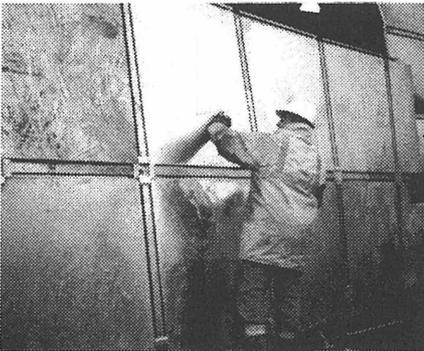
Die Verwendung von Abfall statt eines Rohmaterials hat in diesem Zusammenhang eine gewisse Verringerung der Auswirkungen auf die Umwelt zur Folge. Die mit Abfall gefüllten Schüttgutsäcke senken sich vergleichbar mit dem Deponiekörper und wirken so fast wie im Verbund. Es bestehen daher weniger Bedenken bezüglich der Entwicklung eines Setzversagens.

Das System besitzt aufgrund der Verbundstoff-Schüttgutsack-Schicht eine inhärente Flexibilität und ist weniger abhängig von durch Abfall ausgeübten seitlichen Druck als dies mit einer inneren Schicht aus Gabionen der Fall wäre, was wiederum eine größere Nutzung der Flexibilität des Rahmens ermöglicht. In der Praxis wurde das System bei Steinbruchwänden mit einer Neigungsvariation von 50° bis 90° zur Horizontalen eingesetzt, wobei es möglich war, den Absatz von der Steinbruchwand zur Geomembran bei 0,7-1,5m zu halten. Trotz der großen Flexibilität des Systems sind große Variationen beim Rahmenprofil auf mehr als einer Ebene über einem relativ kleinen Bereich erfahrungsgemäß nicht wünschenswert, da die Installation der Kdb dadurch erschwert wird.

## 6.5 "Geoplatten"-Prototyp

### 6.5.1 Systembeschreibung

Alternativ zum Stahlrahmen wurde ein System entwickelt, bei dem verzinkte Stahlplatten (siehe Abb. 5 und Fotos 8 und 9) verwendet werden. Die Stahlplatten oder "Geoplatten" mit einer Größe von 1,4m x 1,4m sind durch einen einfachen Kanal miteinander verbunden und an den Verbindungspunkten an der Steinbruchwand befestigt, wozu eine spezielle Ankerplatte benutzt wird, an der der Felsanker angebracht ist (Ref. 7). Die Geoplatten bilden für nachfolgende Schichten eine relativ glatte Oberfläche. Sie sind ähnlich wie der mit einem Gitter abgedeckte Rahmen mit Steinen hinterfüllt, es sind jedoch keine Membranelemente.



### 6.5.2 Kommentar

Verglichen mit dem Rahmensystem sind sowohl die Bauzeit am Standort als auch die Zahl der Arbeitsgänge bis zum Erreichen der Dichtungsphase bedeutend verringert, was es für das Installationsunternehmen und den Deponiebetreiber attraktiv macht. Es ist einfacher zu bauen als das Rahmensystem. Daraus dürften sich Kosteneinsparungen ergeben. Dadurch daß die Kdb auf eine relativ glatte, ebene Fläche aufgebracht wird besteht potentiell die Möglichkeit, die Masse der erforderlichen Geomembranschutzschicht und damit die Kosten

bedeutend zu reduzieren, wobei ein adäquater Schutz trotzdem gewährleistet ist. Es besteht die Hoffnung beim Entwicklungsunternehmen dieses Systems, daß es auf lange Sicht möglich sein wird, auf der Steinbruchseite der Kdb ohne Schutzschicht auszukommen.

Berichten vom Standort zufolge ist das Aufstellen des Geoplattensystems unkompliziert. Es besteht jedoch insofern eine geringere Flexibilität als beim Rahmensystem, als bei Variationen, die gleichzeitig auf zwei Ebenen auftreten, Spezialelemente angefertigt werden müssen. Die Geoplatten können ihre Ausrichtung ohne weiteres sowohl vertikal als auch horizontal ändern. Das Geoplattensystem scheint mit dem Standard-Rahmensystem kompatibel zu sein und es besteht die Möglichkeit, eine Kombination der beiden einzusetzen. Fragen die noch der Lösung bedürfen umfassen das Anbringen der Kdb an den Geoplatten und Einzelheiten der Überlappung.

### 7.0 Diskussion

In Tabelle 1 werden die sechs Systeme verglichen. Nur zwei davon (jeweils basierend auf einer Geomembran) sind auf dem britischen Markt für derartig spezialisierte Produkte zu finden, nämlich die bewehrte Erde mit Styroporformen und das Rahmensystem mit abfallgefüllten Schüttgutsäcken.

|                      | Steilwandneigung zur Horizontalen | Wird Kdb verwendet? | Schutzerfordernisse – Abfallseite | Schutzerfordernisse- Steinbruchseite | Flexibilität auf vertikaler Ebene | Flexibilität auf horizontaler Ebene | Flexibilität auf vertikaler u. horiz. Ebene zusammen | Fähigkeit zur Stufenbildung |
|----------------------|-----------------------------------|---------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------------------------|-----------------------------|
| VBS                  | 90°                               | Nein                | n.z.                              | n.z.                                 | Hoch                              | Keine                               | Keine                                                | Nein                        |
| “Tipform”            | 50-70°                            | Ja                  | Hoch                              | Niedrig                              | Mittlere                          | Hoch                                | Mittlere                                             | Ja                          |
| Gabion + Gabion      | 80-90°                            | Ja                  | Hoch                              | Hoch                                 | Hoch                              | Niedrig                             | Niedrig                                              | Ja                          |
| Rahmen + Gabion      | 80-90°                            | Ja                  | Hoch                              | Hoch                                 | Hoch                              | Niedrig                             | Niedrig                                              | Ja                          |
| Rahmen + Säcke       | 50-90°                            | Ja                  | Hoch                              | Hoch                                 | Hoch                              | Hoch                                | Hoch                                                 | Ja                          |
| “Geoplatten” + Säcke | 50-90°                            | Ja                  | Hoch                              | Mittlere                             | Hoch                              | Hoch                                | Mittlere                                             | Ja                          |

Tabelle 1

(n.z. = nicht zutreffend)

Was die Baukosten in Großbritannien betrifft, kostet bewehrte Erde mit Styroporformen derzeit etwa DM 200-250/ m<sup>2</sup>, je nach Standortbedingungen und der Verfügbarkeit von geeignetem Füllmaterial. Das System von Rahmen mit abfallgefüllten Schüttgutsäcken kostet wahrscheinlich ca. DM 260-300/ m<sup>2</sup>. Vergleichsweise würde das VBS wahrscheinlich über DM 325/m<sup>2</sup> kosten, obwohl sich dieser Preis mit der weiteren Entwicklung des Systems wohl senkt. Bei keiner dieser Schätzungen sind die Kosten von Leerraum berücksichtigt, der für den Betreiber derzeit ca. DM 60/m<sup>3</sup> wert ist. Die Standort-Qualitätssicherung während des Aufbaus ist für Steilwände und Basisdichtungen gleichermaßen bedeutend und muß für das jeweilig verwendete System ausgerichtet sein (auch die Kosten hierfür sind bei den genannten Preisen nicht berücksichtigt).

Die Kosten eines Systems sind offensichtlich maßgeblich. Wichtig ist ferner die Gesamtflexibilität dieser Systeme. Beim Entwurf für einen bestimmten Standort muß beurteilt werden, wie wichtig die anfängliche Absteckung ist, wie weit das System in der Lage ist, spätere geringe Änderungen zu berücksichtigen und wie dicht der Abstand zur Steinbruchwand gehalten werden kann. Nach diesen Beurteilungskriterien steht das Rahmensystem mit Schüttgutsäcken wahrscheinlich besser da. Dagegen steht jedoch die Notwendigkeit erhöhter baufachlicher Kontrolle bei Entwurf und Konstruktion wegen der dem System innewohnenden zusätzlichen Komplexität.

## 8.0 Schlußfolgerungen

- Es wird eine Reihe innovativer, patentierter Steilwand-Dichtungssysteme vorgestellt, von denen sich einige noch in der Entwicklungsphase befinden.
- Die Erfahrung mit Starrrahmen-Steilwänden hat gezeigt, daß ein Dichtungssystem als ein komplettes Paket entworfen und beurteilt werden muß; Änderungen an einer Komponente können das Verhalten des restlichen Systems bedeutend beeinflussen.
- Die Eignung ist je nach Standort zu beurteilen.
- Wirtschaftliche Überlegungen haben die Baukosten, die Kosten des Leerraums und die Abschreibungsdauer des Systems zu berücksichtigen.
- Bei den beschriebenen Systemen könnten die bereits weiter entwickelten unter angemessenen Umständen eine standortgeeignete, stabile Dichtungslösung bieten.

## Dank an

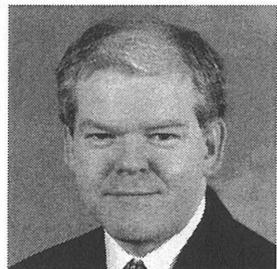
Marlies Reisch-Gallagher für die Übersetzung und Dipl.-Ing. Frank Werling für das Korrekturlesen. Für die Erlaubnis, Fotos und Zeichnungen zu verwenden und für die Bereitstellung von Hintergrundinformation: Ian Spencer, Geotex Ground Services Ltd, Market Harborough; Ken Newton, Durham County Waste Management Co. Ltd. und Alistair Seaton, Cordek Ltd, West Sussex.

## Literatur

1. Department of the Environment (1995) "Waste Management Paper 26B, Landfill design, construction and operational practice", HMSO, London, ISBN 0117531855.
2. UK Patent GB 2292577 B (1997) "Barrier system", Durham County Waste Management Company Ltd, veröffentlicht am 19. November 1997
3. Di Stefano, A B & Needham, A D (1994) "Geosynthetic lining of steep wall quarry landfills – utilising polystyrene facings" *Wastes Management*, pp 26-29, Februar 1994
4. UK Patent GB 2276899 (1994) "Improvement in or relating to filling in a hollow in the ground", Cordek Ltd, veröffentlicht am 12. Oktober 1994
5. UK Patent GB 2239036 B (1993) "Lining of landfill sites", Tarmac Econowaste Ltd, veröffentlicht am 8. Dezember 1993
6. UK Patent Application GB 2293849 A (1994), "Lining for a landfill site", British Reinforced Concrete Engineering Ltd, angemeldet am 5. Mai 1994
7. International Patent Application PCT/GB97/01692 (1997) "Lining of Landfill sites", Woodman IP Holdings Ltd, veröffentlicht am 31. December 1997
8. Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) (1992) "Richtlinie für die Zulassung von Kunststoffdichtungsbahnen als Bestandteil einer Kombinationsdichtung für Siedlung- und Sonderabfalldeponien sowie für Dichtungen von Altlasten", BAM, Februar 1992, Berlin, Germany
9. Gallagher, E.M., Darbyshire, W. and Warwick, R.G., (1999) "Performance Testing of Landfill Geoprotectors: Background, Critique, Development and Current UK Practice", *Geosynthetics International*, Vol. 6, No. 4, pp. 283-301
10. BS EN ISO 12236:1996 "Geotextiles and geotextile related products. Static puncture test (CBR-test)", British Standards Institution, London, UK
11. Environment Agency (1998) "A methodology for cylinder testing of protectors for geomembranes", März 1998, Environment Agency, UK.

### Kontakt Einzelheiten:

Eugene M G Gallagher BSc MEng CEng MICE  
EDGE Consultants UK Limited  
Atlas House, Simonsway  
Manchester, M22 5PP, GB.  
Telephone: +44/161 436 6767  
Telefax: +44/161 499 7987  
E-mail: [edge@edgeuk.u-net.com](mailto:edge@edgeuk.u-net.com)  
Webpage: <http://www.u-net.com/edgeuk>



## **Verformbarkeit mineralischer Deponiebarrieren - Ergebnisse von Großversuchen**

Dr.-Ing. Lorenz Edelmann, Amann Infutech Consult AG, Mühlthal / Darmstadt

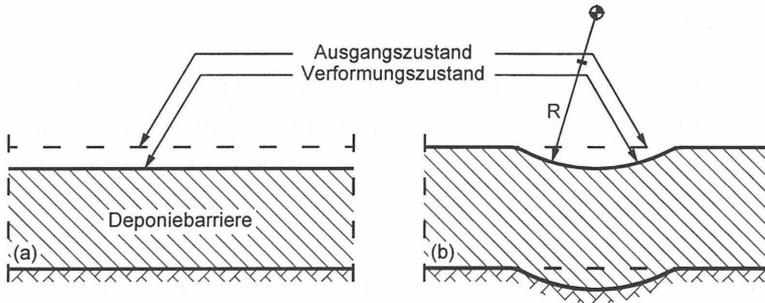
### **1 Einleitung**

Deponiebarrieren sind aufgrund ihrer Lage und Funktion zahlreichen Beanspruchungen ausgesetzt, u.a. auch Verformungen. Diese treten im Untergrund von Deponien ebenso wie im Deponiekörper als Folge von Setzungen, Senkungen und Sackungen auf. Bei den Sackungen handelt es sich um lastunabhängige Verschiebungen als Folge von stofflichen Umsetzungsprozessen, bei den Senkungen um das Zusammendrücken von Hohlräumen im Deponiekörper. Die Verformungen wirken als Zwangsbeanspruchungen insbesondere auf Zwischen- und Oberflächenbarrieren. Der größte Teil wird durch die heterogene Zusammensetzung und durch die damit verbundene unterschiedliche Kompressibilität der Einzelkomponenten des Abfalls verursacht. Mit dem Abklingen der Verformungen ist erst nach Beendigung der Umsetzungsprozesse im Deponiekörper zu rechnen, also lange nach der Schließung einer Deponie. Basisbarrieren sind aufgrund ihrer Lage im wesentlichen nur den Verformungen des Untergrunds, dem Baugrund von Deponien, ausgesetzt, die in der Regel um ein vielfaches kleiner sind als bei Zwischen- und Oberflächenbarrieren.

Es sind besonders die ungleichmäßigen Setzungen im Vergleich zu den gleichmäßigen, die Biegebeanspruchungen und Grenzverformungszustände von mineralischen Barrieren hervorrufen können (Abb. 1.1). In Abhängigkeit von der Größe der ungleichmäßigen Setzungen wird die Gebrauchstauglichkeit mineralischer Barrieren in Frage gestellt. Grenzwerte für die Verformbarkeit in situ liegen ebenso wenig vor wie allgemeingültige Bemessungsregeln. Unabhängig davon wird in den Verwaltungsvorschriften TA Abfall (1991) und TA Siedlungsabfall (1993) u.a. gefordert: "Das mineralische Material muß im eingebauten Zustand den berechneten Verformungen plastisch folgen können."

Die mineralische Barriere ist der Teil der Kombinationsabdichtung, dem bei Langzeitbetrachtungen die wichtigste Funktion bei der "Abdichtung" und dem Schadstoffrückhaltevermögen zugewiesen wird (LWA-Richtlinie 1993). Gegenüber Kunststoffdichtungsbahnen sind die Erkenntnisse über das

Materialverhalten von mineralischen Deponiebarrieren vergleichsweise gering (Amann et al. 1995). Sie beruhen überwiegend auf Elementversuchen mit den in der Geotechnik gebräuchlichen Probenabmessungen in Dezimetergrößenordnung. Bestimmte Beanspruchungen, wie sie z.B. in den nachfolgend dokumentierten Modellversuchen auftreten, lassen sich nur ungenügend oder gar nicht mit herkömmlichen Elementversuchen im Labor simulieren.



**Abb. 1.1** Systemskizze: (a) gleichmäßige und (b) ungleichmäßige Setzungen von Deponiebarrieren

Im Rahmen der hier vorgestellten Arbeit wurden die Auswirkungen von Setzungsunterschieden auf die Funktionsfähigkeit horizontaler mineralischer Barrieren in Modellversuchen im Maßstab 1:1 untersucht (Katzenbach et al. 1995). Dazu wurden ungleichmäßige Setzungen wirklichkeitsnah an einem Barrieremodell mit 4,2 m Durchmesser in einer Großversuchsanlage, dem Verformungssimulator für horizontale Deponiebarrieren nachgebildet. Ziel der Modellversuche war es, Grenzen der Verformbarkeit zu ermitteln, die die Gebrauchstauglichkeit bzw. Funktionsfähigkeit mineralischer Barrieren beeinträchtigen oder aufheben. Als Grenzverformungszustand wurde diejenige Verformung definiert, die zu einem meßbaren Wasserdurchtritt durch das Barrieremodell führte.

Zur Bewertung des Materialverhaltens infolge Verformung wurden ungestörte Proben aus den verformten Barrieremodellen entnommen, Laborversuche durchgeführt und numerische Berechnungen durchgeführt (Edelmann 1998).

Für den Bau von Deponiebarrieren werden aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeit bevorzugt Tone eingesetzt. Diese Baustoffe sind meist ausreichend, aber nie völlig undurchlässig im eigentlichen Wortsinn (Degen, Hasenpatt 1988). Deshalb wird im folgenden bewußt von Barrieren bzw. Barrierematerialien und nicht von Abdichtungen bzw. Abdichtungsmaterialien gesprochen, auch wenn die beiden letztgenannten Begriffe gebräuchlicher sind.

## 2 Untersuchte Barrierematerialien

### 2.1 Materialauswahl und Kenngrößen

Für die Durchführung der Modellversuche wurden zwei Barrierematerialien ausgewählt, die stellvertretend für die Bandbreite der im Deponiebau eingesetzten Baustoffe zur Herstellung mineralischer Barrieren sind.

| Geotechnische Kenngrößen                   |             | Einheit              | Schluff<br>Mittelhessen (TL) | Ton<br>Mittelhessen (TM) |
|--------------------------------------------|-------------|----------------------|------------------------------|--------------------------|
| Kornverteilung T / U / S / G               |             | [%]                  | 18 / 71 / 11 / 0             | 48 / 44 / 8 / 0          |
| Wasserdurchlässigkeitsbeiwert              | $k_{10}$    | [m/s]                | $6,0 \cdot 10^{-10}$         | $2,9 \cdot 10^{-10}$     |
| Wassergehalt an der Fließgrenze            | $w_L$       | [%]                  | 31,4                         | 42,8                     |
| Wassergehalt an der Ausrollgrenze          | $w_p$       | [%]                  | 20,1                         | 20,6                     |
| Wassergehalt an der Schrumpfgrenze         | $w_s$       | [%]                  | 16,5                         | 17,2                     |
| Plastizitätszahl                           | $I_p$       | [%]                  | 11,3                         | 22,2                     |
| Wasseraufnahmevermögen nach Enslin         | $w_A$       | [%]                  | 55                           | 64                       |
| Glühverlust                                | $V_{gl}$    | [%]                  | 3,7                          | 4,6                      |
| Kalkgehalt                                 | $V_{Ca}$    | [%]                  | 5,9                          | 0                        |
| Korndichte                                 | $\rho_s$    | [t/m <sup>3</sup> ]  | 2,728                        | 2,704                    |
| Proctordichte                              | $\rho_{Pr}$ | [t/m <sup>3</sup> ]  | 1,810                        | 1,780                    |
| Optimaler Wassergehalt                     | $w_{Pr}$    | [%]                  | 15,2                         | 16,7                     |
| Einaxiale Druckfestigkeit                  | $q_u$       | [kN/m <sup>2</sup> ] | 230                          | 294                      |
| Scherparameter: Reibungswinkel<br>Kohäsion | $\varphi'$  | [°]                  | 27                           | 20                       |
|                                            | $c'$        | [kN/m <sup>2</sup> ] | 23                           | 27                       |

**Tabelle 2.1** Geotechnische Kenngrößen der untersuchten Barrierematerialien

Bei dem als *Schluff Mittelhessen* bezeichneten Material handelt es sich nach DIN 18196 um einen leicht plastischen Ton (TL). Aufgrund der vergleichsweise geringen Plastizität ist das Material empfindlich gegenüber Verformungen und hinsichtlich der Plastizität an der Untergrenze der im Depo-

niebau verwendeten Baustoffe anzusehen. Trotzdem wird vergleichbares Material häufig in der Praxis eingesetzt. Als zweites Barrierematerial wurde ein Baustoff mit deutlich größerer Plastizität ausgewählt. Bezüglich der Verformbarkeit und Plastizität repräsentiert das als *Ton Mittelhessen* bezeichnete Material etwa die Obergrenze der derzeit in der Praxis eingesetzten Barrierematerialien. Der Ton Mittelhessen ist ein mittelplastischer Ton (TM).

Die Ergebnisse der geotechnischen Laboruntersuchungen sind in Tabelle 2.1 zusammengefasst. Nach den Korngrößenverteilungen handelt es sich beim Schluff Mittelhessen um einen schwach feinsandigen, tonigen Schluff und beim Ton Mittelhessen um einen schwach feinsandigen, stark schluffigen Ton. Als Ergebnis von tonmineralogischen Untersuchungen und von Quellversuchen wurde der Schluff Mittelhessen als nicht quellfähig eingestuft. Der Ton Mittelhessen ist mit einem Anteil von 5 % Illit/Smectit Mixed Layer-Tonmineralen (Wechselschichtminerale) gering quellfähig.

Das Schrumpfverhalten wurde in Anlehnung an DIN 18122, Teil 2 geprüft. Während die Proben bei Raumtemperatur etwa bis zur Volumenkonstanz austrockneten, wurden das Gewicht sowie die Probenhöhe und der Durchmesser bestimmt. So wurde exakt der Wassergehalt ermittelt, der zu keiner weiteren signifikanten Volumenreduktion der Proben führte. Die Wassergehalte an der Schrumpfgrenze (Tab. 2.1) liegen nur unwesentlich ( $\Delta w = 0,3\%$  bis  $1\%$ ) unter dem natürlichen Wassergehalt ( $w_{\text{nat}} = 17,5\%$ ) der beiden untersuchten Materialien (Edelmann 1998).

## 2.2 Anforderungen an mineralische Deponiebarrieren

Die Material- und Prüfanforderungen an mineralische Barrierematerialien bzw. Deponiebarrieren sind in den Verwaltungsvorschriften des Bundes, TA Abfall und TA Siedlungsabfall, geregelt. Ergänzend dazu gibt es in Nordrhein-Westfalen eine Länderrichtlinie für mineralische Deponiebarrieren (LWA-Richtlinie 1993), die z.T. strengere Prüfkriterien festgelegt. Die jeweiligen Anforderungen sind in Tabelle 2.2 zusammengestellt. Die untersuchten Barrierematerialien erfüllen diese Anforderungen mit Ausnahme von zwei Einschränkungen beim Schluff Mittelhessen (Feinstkornanteil =  $18\%$  ( $\geq 20\%$ ), Wasserdurchlässigkeitsbeiwert  $k_{10} = 6 \cdot 10^{-10}$  m/s ( $\leq 5 \cdot 10^{-10}$  m/s)). Diese Abweichungen werden als gering angesehen und sind für die hier dokumentierten Grundsatzuntersuchungen ohne Bedeutung.

| Anforderungen an mineralische Deponiebarrieren         |                              | TA Abfall                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | TA Siedlungsabfall                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | LWA-Richtlinie Nr. 18, NRW                     |
|--------------------------------------------------------|------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| Schichtdicke d                                         | Basis Oberfläche             | ≥ 1,5 m*<br>≥ 0,5 m*                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | Dk I                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | Dk II                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | gemäß Vorschriften TASo/TASi                   |
|                                                        |                              |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | ≥ 0,5 m                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | ≥ 0,75 m*<br>≥ 0,5 m*                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                                                |
| Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k (i=30)                 | Basis Oberfläche (DIN 18130) | ≤ 5·10 <sup>-10</sup> m/s<br>≤ 5·10 <sup>-10</sup> m/s                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | ≤ 5·10 <sup>-10</sup> m/s<br>≤ 5·10 <sup>-9</sup> m/s                                                                                                                                                                                                                                                                                            | ≤ 1·10 <sup>-10</sup> m/s                      |
| Feinstkornanteil ≤ 2 µm (≤ 0,002 mm) (DIN 18123)       |                              | ≥ 20 %                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | ≥ 20 %                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | -                                              |
| Tonmineralanteil                                       |                              | ≥ 10 %**                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | ≥ 10 %**                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | ≥ 10 %                                         |
| Mineralogische, chemische Anforderungen:               |                              |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |                                                |
| • Tonmineralbestand                                    |                              | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | möglichst quellfähig                           |
| • Primäre Kationenbelegung, Kationenaustauschkapazität |                              | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | Mg+Ca- oder K+Na-Ionenbelegung, Sättigungsgrad |
| • Schwefelgehalt                                       |                              | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | Sulfide, Sulfate ≤ 5 %                         |
| Fließgrenze w <sub>L</sub> (DIN 18122)                 |                              | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | ≥ 35 % (mittelplastisch)                       |
| Konsistenzzahl I <sub>C</sub> (DIN 18122)              |                              | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | -                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 0,75 - 1,0 (steif)                             |
| Glühverlust V <sub>gl</sub> (DIN 18128)                |                              | ≤ 5 %                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | ≤ 5 %                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | nur vom Feinstkornanteil und ≤ 10 %            |
| Kalkgehalt V <sub>Ca</sub> (DIN 18129)                 |                              | ≤ 15 %                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | ≤ 15 %                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | ≤ 10 %                                         |
| Verdichtungsgrad D <sub>Pr</sub> (DIN 18127)           |                              | ≥ 95 %                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | ≥ 95 %                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | ≥ 95 %                                         |
| Wassergehalt w (DIN 18127 / DIN 18121)                 |                              | w <sub>Pr</sub> < w < w <sub>0,95</sub>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | w <sub>Pr</sub> < w < w <sub>0,95</sub>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | -                                              |
| Luftporenanteil n <sub>a</sub> (DIN 18127)             |                              | ≤ 5 %, wenn w ≤ w <sub>Pr</sub>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | ≤ 5 %, wenn w ≤ w <sub>Pr</sub>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | ≤ 5 %                                          |
| Stückigkeit, Aggregatgröße                             |                              | ≤ 32 mm                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | ≤ 32 mm                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | ≤ 32 mm                                        |
| Allgemeine Forderungen:                                |                              | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Homogenität des Materials im eingebauten Zustand und gleichmäßiger Einbauwassergehalt</li> <li>• suffusionsbeständig</li> <li>• geringe Rißanfälligkeit</li> <li>• Material muß berechneten Verformungen plastisch folgen können, ohne Beeinträchtigung der Funktionstüchtigkeit</li> <li>• gute Verzahnung der einzelnen Lagen</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Homogenität des Materials im eingebauten Zustand und gleichmäßiger Einbauwassergehalt</li> <li>• suffusionsbeständig</li> <li>• geringe Rißanfälligkeit</li> <li>• Material muß berechneten Verformungen plastisch folgen können, ohne Beeinträchtigung der Funktionstüchtigkeit</li> <li>• gute Verzahnung der einzelnen Lagen</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• maschinelle Materialaufbereitung bzgl. Homogenität erforderlich</li> <li>• suffusions- und erosionsstabil</li> <li>• keine Beeinträchtigung der Dichtwirkung bei Verformungen</li> <li>• Verformungsnachweis kann bei mind. feinkörnigem, mittelplastischem Material und R ≥ 200 m entfallen</li> </ul> |                                                |

\* mit HDPE-Kunststoffdichtungsbahn (KDB) mit d ≥ 2,5 mm \*\* Forderung gilt nicht für Oberflächenbarrieren

**Tabelle 2.2** Material- und Prüfanforderungen an mineralische Deponiebarrieren

### 3 Verformungssimulator für horizontale Deponiebarrieren

Der Verformungssimulator für horizontale Deponiebarrieren besteht aus einem 2,6 m hohen Stahlzylinder. In der Großversuchsanlage wurde die Verformbarkeit von 60 cm dicken Barrieremodellen mit einem Durchmesser von 4,2 m untersucht. Abbildung 3.1 zeigt den Grundriß und den Querschnitt der Großversuchsanlage.

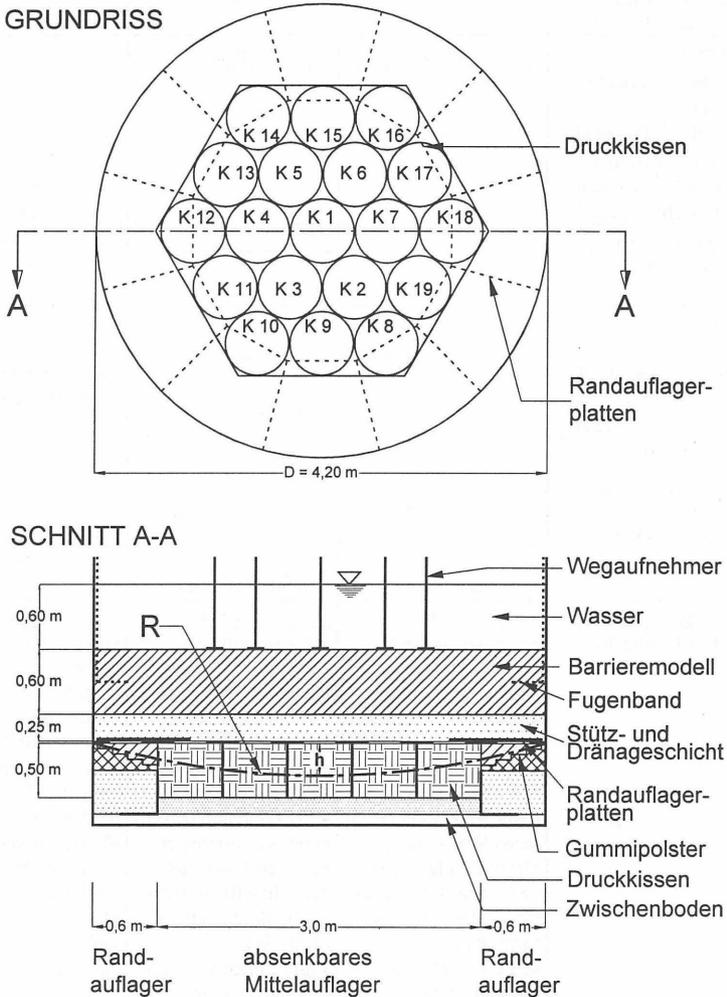


Abb. 3.1 Verformungssimulator für horizontale Deponiebarrieren

Die Auflagerfläche im Verformungssimulator besteht aus dem absenkbaaren Mittelaflager im Zentrum und dem daran als Kreisring anschließenden Randaflager. Das absenkbaare Mittelaflager umfaßt die 19 konzentrisch angeordneten, absenkbaaren Druckkissen (K1 bis K19). Die zylindrischen Druckkissen von 60 cm Durchmesser sind mit Wasser gefüllt und bilden drei unabhängig voneinander verformbare Kreisringe mit dem Druckkissen K1 im Zentrum der Anlage. Das vergleichsweise starre Randaflager besteht aus Gummipolstern unterschiedlicher Steifigkeit, deren Zusammendrückbarkeit vom starren äußeren Randbereich zum Mittelaflager hin zunimmt. Die trapezförmig zugeschnittenen Randaflagerplatten gewährleisten einen stetigen Übergang auf das Mittelaflager.

Zur Absenkung des Mittelaflagers wurden gezielt unterschiedlich große Wassermengen aus den Druckkissen der drei Kreisringe entnommen, so daß eine vorgegebene Setzungsmulde und eine Durchbiegung des Barrieremodells entstand. Die Geometrie der Setzungsmulde entspricht etwa einem Kreisbogen mit dem Krümmungsradius  $R$ . Die Absenkgeschwindigkeit wurde mit Hilfe einer automatischen Steuereinrichtung über die pro Zeiteinheit entnommene Wassermenge geregelt.

Oberhalb der Auflagerfläche befindet sich eine Stütz- und Dränageschicht aus Sand. Darauf wird das Barrieremodell aufgebaut und vor Beginn der Auflagerabsenkung 60 cm hoch mit Wasser überstaut. Während der Versuchsdurchführung messen zehn Wegaufnehmer die Vertikalverschiebung an der Oberfläche des Barrieremodells und zwei Wegaufnehmer die Absenkung des Mittelaflagers.

Die Stütz- und Dränageschicht besteht aus einer zweilagigen Sandschicht. Diese dient zum einen als Unterbau und Planum für das Barrieremodell. Sie gewährleistet eine ausreichende Festigkeit, um darauf das Barrierematerial mit den entsprechenden Verdichtungsanforderungen einbauen zu können. Zum anderen soll das infolge der Verformung durch das Barrieremodell hindurchtretende Wasser von der Sandschicht aufgenommen werden, um es dann mit Hilfe der darin eingebauten Feuchtigkeitsmeßelemente erfassen zu können. Da der Wasserdurchtritt als Indiz für den Grenzverformungszustand dient, kommt der Feuchtigkeitsmeßeinrichtung in der Stütz- und Dränageschicht eine zentrale Bedeutung zu. Mit Hilfe dieser Messungen wird der Zeitpunkt und der Ort des Wasserdurchtritts eindeutig bestimmt werden. Als Feuchtigkeitsmeßelemente wurden TDR-Sonden und Tensiometer ausgewählt.

TDR-Sonden messen mit Hilfe der Ausbreitungsgeschwindigkeit eines elektromagnetischen Hochfrequenzsignals den volumetrischen Wassergehalt  $\theta$  [Vol-%] im Boden (Roth et al. 1990). Mit Ten-

siometern wird das Matrixpotential (Kapillarpotential) in teilgesättigten Böden bestimmt (Scheffer, Schachtschabel 1992). Je geringer die Wassersättigung des Bodens ist, desto größer sind die Adhäsionskräfte des verbleibenden Wassers in der Bodenmatrix und damit auch die Wasserspannungen des Porenwassers, die als Saugspannungen  $\psi$  [bar] mit sehr feinporösen Meßzellen gemessen werden. Beide Meßsysteme arbeiten unabhängig voneinander.

Für die Anordnung der TDR-Sonden in der Stütz- und Dränageschicht wurde ein Meßraster entworfen, um Veränderungen des Wassergehalts möglichst flächendeckend erfassen zu können (Abb. 3.2). Zur Beschreibung der Orte des Wasserdurchtritts ist das Meßraster im Uhrzeigersinn in die Felder I bis VI mit den Achsen A bis F als Feldgrenzen unterteilt. Insgesamt wurden 30 TDR-Sonden in drei Meßkreisen (Mk 1 bis Mk 3) installiert. Ergänzend dazu wurden vier Tensiometer bestehend aus jeweils drei bis vier Meßzellen in die Stütz- und Dränageschicht eingebaut. Ein lokaler Anstieg des Wassergehalts infolge eines Wasserdurchtritts durch das Barrieremodell war mit beiden Meßsystemen schnell und zuverlässig zu erkennen.

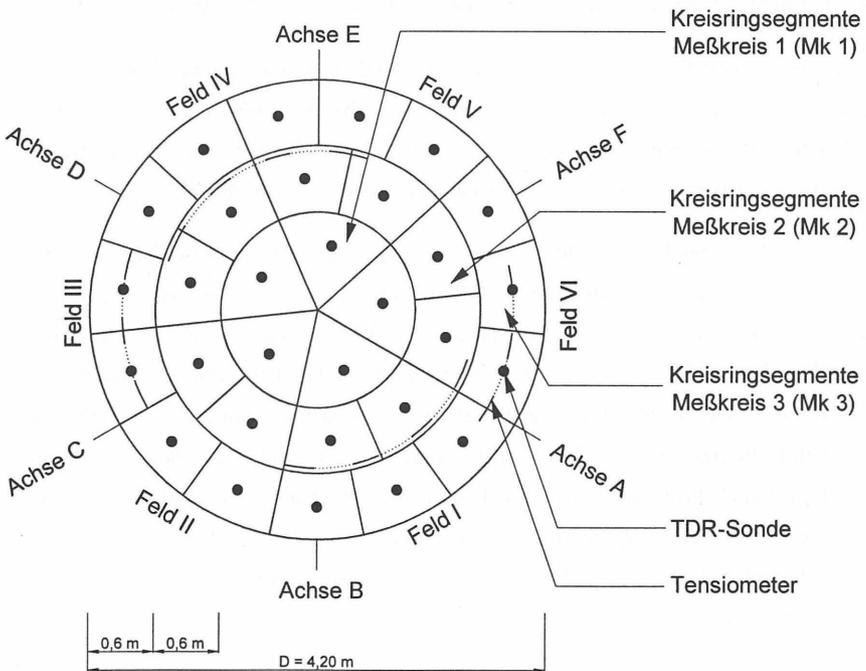
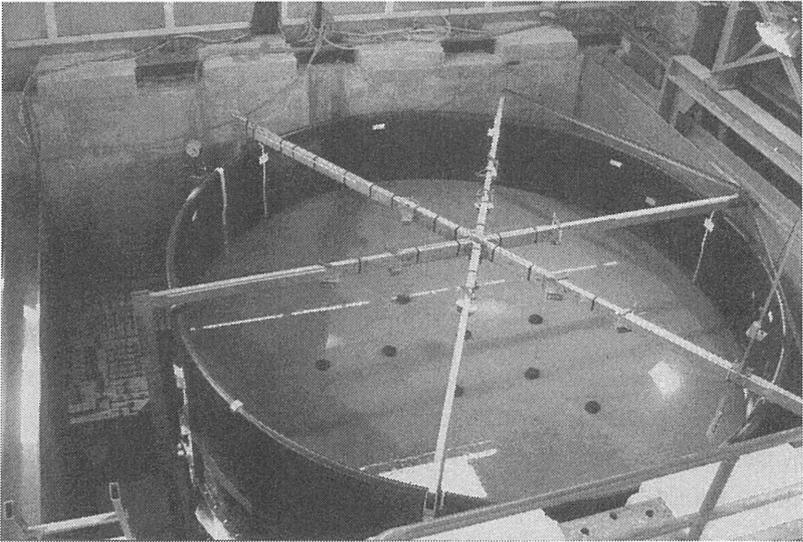


Abb 3.2 Meßraster der Feuchtigkeitsmeßelemente in der Stütz- und Dränageschicht

Zum Aufbau des Barrieremodells wurden ca. 16 t Material benötigt, entsprechend etwa 8 m<sup>3</sup> im eingebauten Zustand. Der Materialeinbau erfolgte in 12 Lagen à 5 cm Schichtdicke mit einem Verdichtungsgrads von  $D_{pr} = 97,5 \%$ . Die Verdichtung wurde lagenweise durch die Entnahme von Proben mit Ausstechringen geprüft. Für den praxisgerechten Materialeinbau wurden elektrisch angetriebene Vibrationsstampfer verwendet, deren Stampffußplatten mit einem Stollenprofil ausgerüstet waren. Damit wurde ein guter Verbund der einzelnen Lagen untereinander erzielt.

Eine Fugenbandkonstruktion wurde zur seitlichen Randabdichtung des Barrieremodells eingebaut. Diese umschließt die obere Hälfte des Barrieremodells und die Überstauhöhe. Abb. 3.3 zeigt die Versuchsanlage mit einem darin eingebauten Barrieremodell während der Versuchsdurchführung. Die Wegaufnehmer auf der Oberfläche des Barrieremodells sind an dem sternförmigen Meßrahmen über dem Verformungssimulator installiert.



**Abb. 3.3** Verformungssimulator während der Versuchsdurchführung

## 4 Versuchsdurchführung und Ergebnisse der Modellversuche

### 4.1 Allgemeines

Für die Verformung der Barrieremodelle wurden die Geometrie der Setzungsmulde, das Stichmaß der Auflagerabsenkung und die Absenkgeschwindigkeit vorgegeben. Das Auflager im Verformungssimulator wurde kontinuierlich so abgesenkt, daß eine definierte Muldenlage des Barrieremodells entstand. Als mittlere Absenkgeschwindigkeit wurde  $\Delta h = 0,4$  cm pro Tag als Stichmaß im Zentrum der Setzungsmulde gewählt. Aufgrund der in Vorversuchen ermittelten Meßgenauigkeit wurden als Indiz für einen Wasserdurchtritt durch das Barrieremodell die Zunahme des Wassergehalts an den TDR-Sonden um mehr als 1 Vol-% gegenüber der vorherigen Messung sowie das weitere Ansteigen der Meßwerte bei den nachfolgenden Meßzyklen gewählt.

### 4.2 Versuchsdurchführung Schluff Mittelhessen (TL)

Mit dem Barrierematerial Schluff Mittelhessen wurden zwei Modellversuche durchgeführt. Mit Beginn der Auflagerabsenkung wurden ab dem 0. Versuchstag erwartungsgemäß zunächst keine Veränderungen der Wassergehalte in der Stütz- und Dränageschicht gemessen. Die TDR-Sonden zeigten Wassergehalte in der Größenordnung von  $\theta = 10$  bis 14 Vol-% an (Abb. 4.1). Mit den Tensiometern wurden Saugspannungen bis  $\psi = -0,12$  bar, entsprechend  $-1,2$  m Wassersäule [WS] gemessen.

Am 10. Versuchstag wurde erstmals ein Anstieg der Meßwerte an einer TDR-Sonde im Meßkreis 2 im Feld I festgestellt. Das Stichmaß der Auflagerabsenkung betrug zu diesem Zeitpunkt  $h = 3,15$  cm. Bei den nachfolgenden Meßzyklen wurde der Ort des Wasserdurchtritts durch das Barrieremodell von benachbarten TDR-Sonden bestätigt. Abbildung 4.1 zeigt die grafische Darstellung der Meßwerte der TDR-Sonden im Bereich von Feld I über die Zeit. In der Legende sind die Sonden in der Reihenfolge dargestellt, in der erhöhte Wassergehalte erstmals gemessen wurden. Die jeweilige Lage der Sonden ist durch Symbole in der Lageskizze in Abbildung 4.1 gekennzeichnet. Auf der zweiten Ordinate ist das Stichmaß der Auflagerabsenkung im Modellversuch aufgetragen.

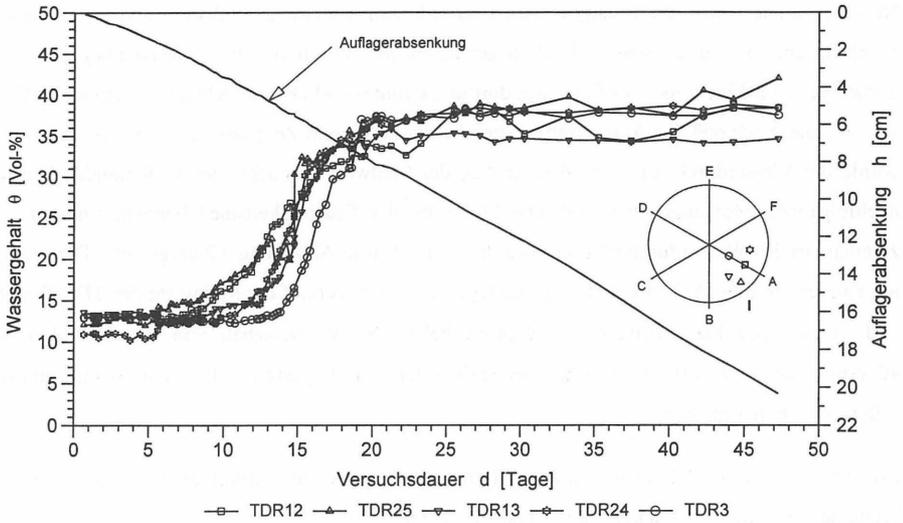


Abb. 4.1 Meßwerte Feuchtigkeitsmeßelemente Feld I, Schluff Mittelhessen (TL)

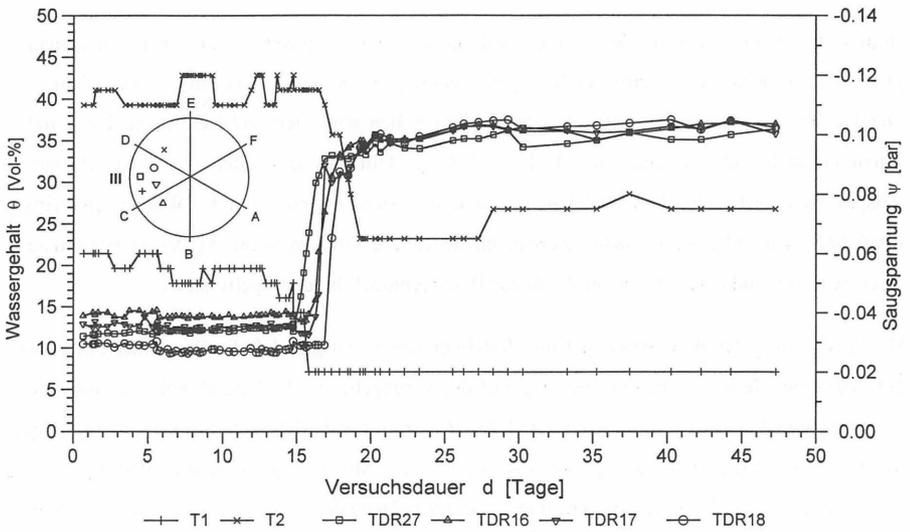


Abb. 4.2 Meßwerte Feuchtigkeitsmeßelemente Feld III, Schluff Mittelhessen (TL)

Neben dem zuerst im Feld I festgestellten Wasserdurchtritt wurde außerdem ein weiterer Wasserdurchtritt am 15. Versuchstag im Feld III gemessen. Im Feld III fiel die Saugspannung an einem Tensiometer im Meßkreis 3 als Folge des dort in die Stütz- und Dränageschicht eingetretenen Wassers ab. Das Stichmaß der Auflagerabsenkung betrug zu diesem Zeitpunkt  $h = 5,53$  cm. Auch hier wurde der Wasserdurchtritt durch den Anstieg der Meßwerte benachbarter TDR-Sonden bei den nachfolgenden Messungen bestätigt. Die Meßwerte der Feuchtigkeitsmeßelemente sind für den zweiten Ort des Wasserdurchtritts im Bereich von Feld III in Abbildung 4.2 dargestellt. Die gezeigten Kurvenverläufe (Abb. 4.1 und 4.2) sind typisch für den Verlauf der Meßwerte der TDR-Sonden und Tensiometer bei Zunahme des Wassergehalts. Der Wassergehalt von  $\theta = 35$  Vol-% bis 40 Vol-% nach etwa 20 Versuchstagen entspricht der Vollsättigung des Porenraums im Sand der Stütz- und Dränageschicht.

Mit dem zweiten Modellversuch mit dem Barrierematerial Schluff Mittelhessen wurde die Bandbreite der Ergebnisse aus dem ersten Versuch bestätigt.

#### **4.3 Ergebnisse der Modellversuche mit Schluff Mittelhessen (TL)**

In den Modellversuchen mit dem Schluff Mittelhessen wurden jeweils zwei voneinander unabhängige Orte des Wasserdurchtritts bei Auflagerabsenkungen von  $h = 3,15$  cm bis  $5,53$  cm festgestellt. Der Beginn des Wasserdurchtritts wurde in allen Fällen nahe dem äußeren vertikalen Rand der Barrieremodelle, überwiegend im Meßkreis 3 festgestellt. Aufgrund der zeitlichen Abfolge des Anspringens der Feuchtigkeitsmeßelemente handelt es sich bei den Orten des Wasserdurchtritts um lokal begrenzte, überbeanspruchte Zonen, an denen die Grenzverformung des Barrierematerials erreicht wurde und deshalb Wasser durch das Barrieremodell hindurchgetreten ist.

Die Auswertung der Wegmessungen im Modellversuch bestätigte, daß die Biegelinie des verformten Barrieremodells in Übereinstimmung mit der vorgegebenen Auflagerabsenkung einem Kreisbogen entsprach. Der Verformungszustand des Barrieremodells läßt sich damit hinreichend genau durch den jeweiligen Krümmungsradius  $R$  beschreiben. Mit dem gemessenen Stichmaß der Auflagerabsenkung wurde der Krümmungsradius der Oberfläche des Barrieremodells rückgerechnet.

Der Krümmungsradius des Barrieremodells berechnet sich mit Hilfe geometrischer Beziehungen gemäß Gleichung 4.1:

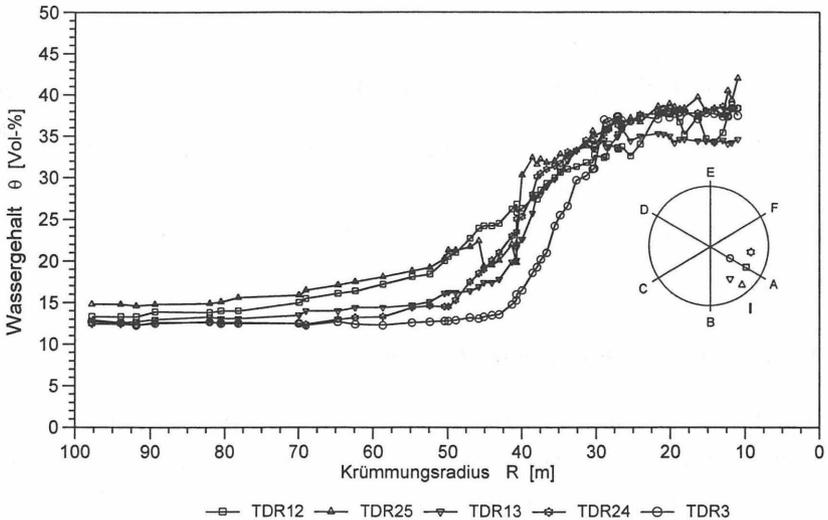
$$R = \frac{h^2 + (s/2)^2}{2 \cdot h} \tag{Gl. 4.1}$$

R = Krümmungsradius [ m ]

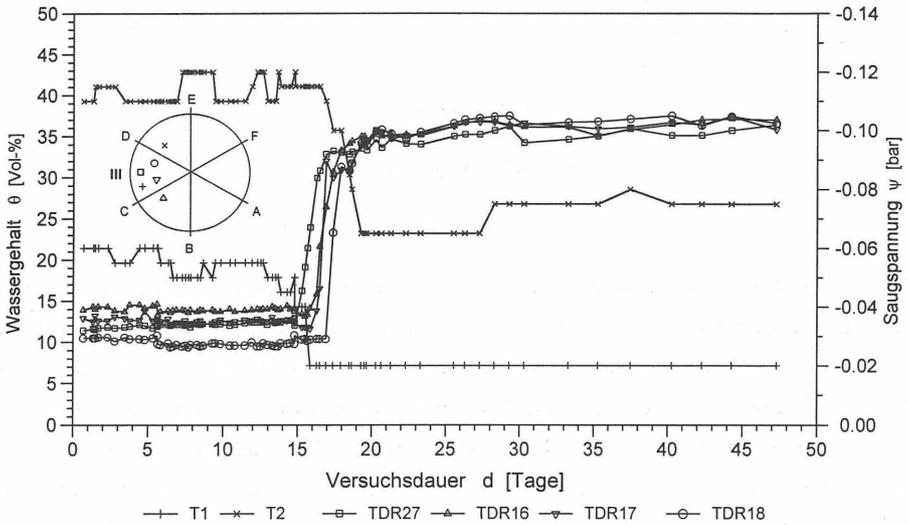
s = Sehnenlänge [ m ]

h = Stichmaß des Kreisbogens [ m ]

Für den ersten Wasserdurchtritt beim Barrierematerial Schluff Mittelhessen mit einer minimalen Auflagerabsenkung von  $h = 3,15$  cm berechnet sich der Krümmungsradius des Barrieremodells zu  $R = 70$  m. Der Krümmungsradius von  $R = 70$  m kennzeichnet den Grenzverformungszustand des Schluffs Mittelhessen. Für die maximale Auflagerabsenkung von  $h = 5,53$  cm beträgt der Krümmungsradius  $R = 40$  m. Diese beiden Krümmungsradien ( $R = 70$  m und  $40$  m) stellen die Bandbreite der Werte dar, bei denen Wasserdurchtritte in den Modellversuchen mit dem Barrierematerial Schluff Mittelhessen aufgetreten sind. Die Abbildungen 4.3 und 4.4 zeigen die Meßwerte der Feuchtigkeitsmeßelemente in Abhängigkeit des Krümmungsradius. Dabei sind aus darstellungstechnischen Gründen nur die Meßwerte für Krümmungsradien von  $R < 100$  m aufgetragen.



**Abb. 4.3** Feuchtigkeitsmeßwerte Feld I in Abhängigkeit des Krümmungsradius, Schluff Mittelhessen (TL)



**Abb. 4.4** Feuchtigkeitsmeßwerte Feld III in Abhängigkeit des Krümmungsradius, Schluff Mittelhessen (TL)

#### 4.4 Versuchsdurchführung Ton Mittelhessen (TM)

Beim Modellversuch mit dem Barrierematerial Ton Mittelhessen wurde das Auflager in der Großversuchsanlage um das maximale Maß von 38 cm abgesenkt. Ein Wasserdurchtritt durch das Barrieremodell trat während der 83tägigen Versuchsdauer nicht auf.

#### 4.5 Ergebnisse des Modellversuchs mit Ton Mittelhessen (TM)

Der Krümmungsradius des Barrieremodells betrug am Ende der Versuchsdurchführung  $R = 6$  m. Das Verformungspotential in der Großversuchsanlage reichte nicht aus, um einen Grenzverformungszustand für den Ton Mittelhessen herbeizuführen.

Nach dem Versuchsende wurde das Barrieremodell in vier Lagen à 15 cm Schichtdicke zurückgebaut. Die obere Lage des Barrierematerials war infolge des Überstaus mit Wasser, der fehlenden

Auflast und der geringen Quellfähigkeit des mittelplastischen Tons aufgeweicht. Aus den beiden unteren Lagen wurden Proben mit Ausstechzylindern entnommen und Wasserdurchlässigkeitsversuche im Labor durchgeführt. Der mittlere Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des Tons Mittelhessen betrug  $k_{10} = 2,8 \cdot 10^{-10}$  m/s. Gegenüber den Werten der Eingangsuntersuchung (Tab. 3.1) konnte an den aus dem verformten Barrieremodell entnommenen Proben keine signifikante Änderung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts festgestellt werden. Dies ist insofern bemerkenswert, da die berechnete Volumendehnung der untersuchten Proben etwa  $\varepsilon_V = +5,6\%$  im Modellversuch betrug. Die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte waren nicht von den untersuchten hydraulischen Gradienten  $i = 30$  bis  $i = 2$  abhängig.

Während der Versuchsdurchführung traten insbesondere bei größeren Auflagerabsenkungen an der Oberfläche im Randbereich der Barrieremodelle kreisförmig verlaufende Risse von geringer Rißtiefe auf. Diese hatten einen Abstand von 3 cm bis 15 cm zum Rand des Verformungssimulators. Ansonsten waren beim Ausbau der Barrierematerialien keine Risse zu erkennen.

## **5 Numerische Berechnungen**

### **5.1 Allgemeines**

Die Modellversuche im Verformungssimulator für horizontale Deponiebarrieren wurden numerisch mit der Finite-Element-Methode (FEM) nachgerechnet. Dabei wurde die Auflagerabsenkung entsprechend den im Modellversuch ermittelten Krümmungsradien rechnerisch simuliert (Abb. 5.1). Die FE-Berechnungen wurden mit dem Programmsystem Plaxis und einem linear elastisch-ideal plastischen Stoffmodell mit Mohr-Coulomb'scher Bruchbedingung durchgeführt. Die Eingabeparameter sind in Edelman (1998) dargestellt.

Anhand von FE-Berechnungen wurden außerdem der Einfluß des Randaufagers im Modellversuch und der von Auflasten numerisch untersucht. Dazu wurden der bisher verwendete Berechnungsausschnitt vergrößert und die Berechnungen an einem sogenannten modifizierten Barrieremodell durchgeführt.

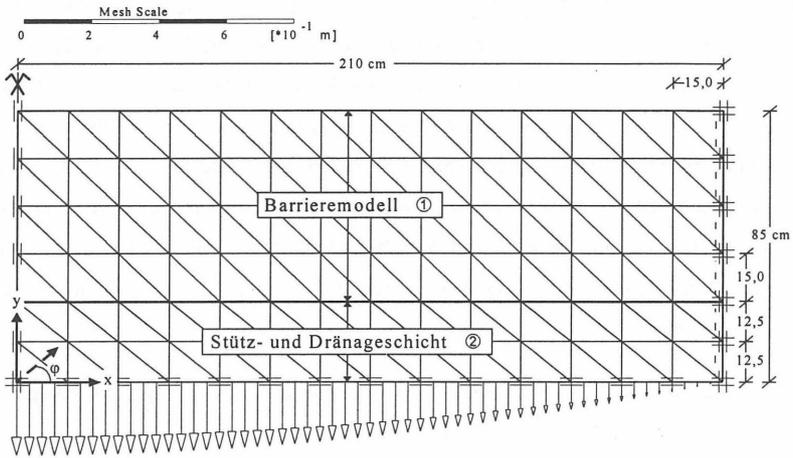


Abb. 5.1 Berechnungsausschnitt und Elementnetz

## 5.2 Berechnungsergebnisse Modellversuche

Mit den FE-Berechnungen wurden u.a. die Horizontaldehnungen  $\epsilon_x$  des Barrieremodells für den Grenzverformungszustand des Schluffs Mittelhessen mit dem Krümmungsradius von  $R = 70$  m bestimmt (Bild 5.2). Innerhalb des Kernbereichs des Barrieremodells ( $x = 0$  bis 105 cm des Berechnungsausschnitts) liegt eine lineare Dehnungsverteilung mit Stauchungen an der Oberfläche und Dehnungen an der Unterfläche des Barrieremodells vor. Im Randbereich ( $x = 105$  bis 210 cm) ändert sich die Dehnungsverteilung. Es treten sowohl vollständig gestauchte als auch überwiegend gedehnte Querschnittsbereiche auf. Die Horizontaldehnungen nahe dem äußeren vertikalen Rand (Ort des Wasserdurchtritts im Modellversuch) betragen etwa  $\epsilon_x = +0,2$  %.

Für den Schluff Mittelhessen mit vergleichsweise kleinen Verformungen, entsprechend großen Krümmungsradien, sind die nach der Balkentheorie ermittelten Dehnungen (DGGT 1997) deutlich größer als die Ergebnisse der FE-Berechnungen bei gleicher linearer Dehnungsverteilung im Kernbereich.

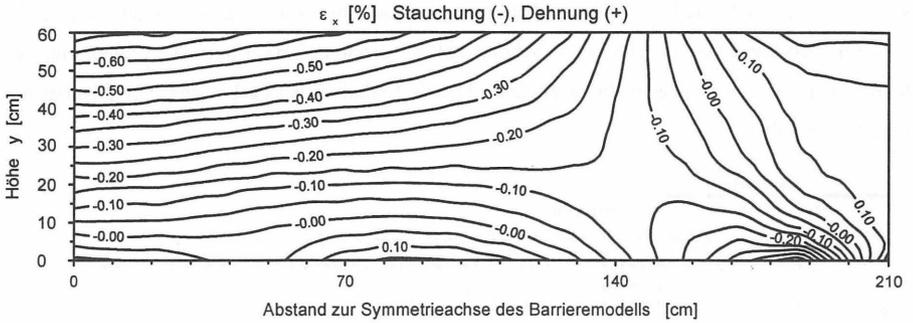


Abb. 5.2 Isolinien der Horizontaldehnungen,  $R = 70$  m, Schluff Mittelhessen (TL)

Für das Barrieremodell Ton Mittelhessen mit einem Krümmungsradius von  $R = 6$  m betragen die mit den FE-Berechnungen ermittelten Horizontaldehnungen nahe dem äußeren vertikalen Rand etwa  $\epsilon_x = +1,3$  %.

### 5.3 Berechnungsergebnisse modifiziertes Barrieremodell

Numerisch läßt sich das Verformungsverhalten des Barrieremodells nahe dem äußeren vertikalen Rand am Übergang zum Verformungssimulator nur näherungsweise simulieren, da weder eine Festhaltung noch eine freie Verdrehbarkeit den realen Auflagerbedingungen im Modellversuch entsprechen. Deshalb wurde für das modifizierte Barrieremodell der bisherige achsensymmetrische Berechnungsausschnitt auf die doppelte Länge ( $x = 420$  cm) vergrößert (Abb. 5.3). Damit war eine freie Verdrehbarkeit des Querschnitts im Übergangsbereich vom abgesenkten zum starren (nicht abgesenkten) Auflager, vergleichbar mit Deponiebarrieren in situ nicht möglich. Der absenkbare Auflagerteil im Berechnungsausschnitt des modifizierten Barrieremodells ( $x = 0$  bis 210 cm) ist identisch mit dem Radius des Barrieremodells im Modellversuch.

Die berechneten Dehnungen für das modifizierte Barrieremodell stimmen im Bereich des abgesenkten Auflagers im wesentlichen mit den Ergebnissen der Nachrechnung der Modellversuche überein. Jedoch ist die berechnete Querschnittsbeanspruchung im Randbereich des Barrieremodells im Modellversuch geringer im Vergleich zum Übergangsbereich vom abgesenkten zum starren Auflager des modifizierten Barrieremodells. Die Ursache liegt darin begründet, daß sich bei der



verschieblichkeit der Gesamtquerschnitt des modifizierten Barrieremodells im Übergangsbereich vom abgesenkten zum starren Auflager gedehnt. Die berechneten Dehnungen des Gesamtquerschnitts betragen für den Schluff Mittelhessen i.M.  $\epsilon_x = +0,7 \%$

## 6 Zusammenfassung und Bewertung der Versuchsergebnisse

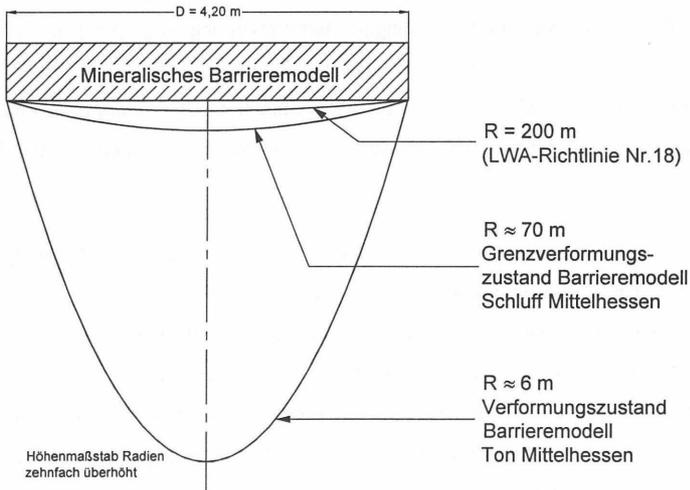
Mit den Modellversuchen im Verformungssimulator für horizontale Deponiebarrieren ist es erstmals gelungen, die von der Verformung abhängige Barrierewirkung an großmaßstäblichen Barrieremodellen zu untersuchen. Dafür wurden zwei Barrierematerialien ausgewählt. Der Durchmesser der 60 cm dicken Barrieremodelle betrug 4,2 m. Als Indikator für den Grenzverformungszustand wurde die Verformung definiert, die zum meßbaren Wasserdurchtritt durch das Barrieremodell führte.

Für den Schluff Mittelhessen wurde der Grenzverformungszustand bei einem Krümmungsradius des Barrieremodells von  $R = 70$  m ermittelt. Insgesamt lag die Bandbreite der Krümmungsradien des Schluffs Mittelhessen, bei denen Wasserdurchtritte durch das Barrieremodell aufgetreten sind, zwischen  $R = 70$  m und 40 m. Die Wasserdurchtritte wurden nahe dem äußeren vertikalen Rand des Barrieremodells gemessen. Die Nachrechnung der Modellversuche mit FE-Berechnungen ergab, daß der Querschnitt der Barrieremodelle im Randbereich überwiegend gedehnt wird und dort die größte Dehnungsbeanspruchung auftritt. Für den Schluff Mittelhessen lagen die berechneten Dehnungen zwischen  $\epsilon_x = +0,2 \%$  bis  $+0,6 \%$ . Sowohl die Modellversuche als auch die Berechnungsergebnisse haben gezeigt, daß die Randbereiche von Setzungsmulden kritisch sind hinsichtlich des Auftretens von Grenzverformungszuständen.

Für den mittelplastischen Ton Mittelhessen betrug der minimale Krümmungsradius am Ende der Versuchsdurchführung  $R = 6$  m, entsprechend der maximal möglichen Verformung im Modellversuch. Der Ton Mittelhessen besitzt darüber hinaus noch Verformungsreserven. Das deutlich größere Verformungspotential im Vergleich zum Schluff Mittelhessen wird auf die größere Plastizität des Tons Mittelhessen zurückgeführt. Die berechneten Dehnungen beim Ton Mittelhessen lagen in der Größenordnung zwischen  $\epsilon_x = +1,3 \%$  bis  $+4,2 \%$ .

Im Vergleich zu dem bisher bekannten Krümmungsradius von  $R \geq 200$  m, bis zu dem ein Verformungsnachweis für mittelplastische Barrierematerialien entfallen kann (LWA-Richtlinie 1993),

haben die Modellversuche gezeigt, daß die untersuchten Materialien in größerem Umfang als bisher angenommen verformbar sind (Abb. 6.1). Der leicht plastische Schluff Mittelhessen erfüllt bereits die in der LWA-Richtlinie an ein mittelplastisches Barrierematerial gestellten Anforderungen hinsichtlich des Verformungsnachweises. Trotzdem muß die Verwendung von Barrierematerialien mit Eigenschaften, wie sie der Schluff Mittelhessen besitzt, für den Bau von Oberflächenbarrieren für Hausmülldeponien kritisch beurteilt werden, weil in diesen Fällen der Krümmungsradius von  $R = 70\text{ m}$  in praxisrelevanter Größenordnung liegt (Daniel, Koerner 1993).



**Abb. 6.1** Krümmungsradien im Modellversuch

Da die Modellversuche ohne nennenswerte Auflasten durchgeführt wurden, läßt sich mit den Versuchsergebnissen vor allem die Verformbarkeit von Oberflächenbarrieren beurteilen. Der Einfluß aus der insgesamt ca. 1,3 m dicken Entwässerungs- und Rekultivierungsschicht von Oberflächenbarrieren auf das Verformungsverhalten wird als nicht signifikant angesehen.

Der Einfluß von Auflasten auf das Verformungsverhalten und damit die Verformbarkeit von Zwischen- und Basisbarrieren wurde durch numerische Berechnungen mit einem modifizierten Barrieremodell untersucht. Die größeren Druckspannungen wirken sich günstig auf die Verformbarkeit aus, da größere Verformungen bis zum Erreichen des Bruchzustands möglich sind. Die Berechnungsergebnisse lassen den Schluß zu, daß Grenzverformungszustände für Basisbarrieren aufgrund

der im Regelfall vergleichsweise geringen Verformungen im Untergrund von Deponien eher unwahrscheinlich sind.

## 7 Literaturverzeichnis

- Amann, P., Martinenghi, L., Krajewski, W., Weiß, J. (1995)  
Entwicklung und Stand der Geotechnik im Deponiebau und in der Altlastensanierung. Semprich, S. (Hrsg.), Beiträge zum 10. Christian Veder Kolloquium, "Innovationen in der Geotechnik", Mitteilungsheft 13, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Graz, 160-181
- Daniel, D. E., Koerner, R. M. (1993)  
Cover Systems. Daniel, D. E. (Editor), Geotechnical Practice for Waste Disposal, Chapman and Hall Verlag, London, 455-496
- Degen, W., Hasenpatt, R. (1988)  
Durchströmung und Diffusion in Tonen. Czurda, K., Hötzl, H. (Hrsg.), Tone in der Umwelttechnik, Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, Heft 4, Lehrstuhl für Angewandte Geologie der Universität Karlsruhe, 123-139
- DGGT (1997)  
Empfehlungen des Arbeitskreises 6.1 (AK 6.1): „Geotechnik der Deponien und Altlasten“ – (GDA). Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 3. Auflage, Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- Edelmann, L. (1998)  
Beitrag zum Grenzverformungsverhalten und zur Gebrauchstauglichkeit horizontaler mineralischer Deponiebarrieren. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 40
- Katzenbach, R., Amann, P., Edelmann, L. (1995)  
Untersuchung von Schadensgrenzen mineralischer Barrieren durch Simulation von Verformungszuständen im Maßstab 1:1, Forschungsbericht BMBF-Verbundvorhaben "Weiterentwicklung von Deponieabdichtungssystemen", Förderkennzeichen 1440 569 A5-09, Dezember 1995
- LWA-Richtlinie (1993)  
Landesamt für Wasser und Abfall (LWA) Nordrhein-Westfalen (NRW), Richtlinie Nr. 18, Mineralische Deponieabdichtungen. Schriftenreihe des Landesumweltamtes Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf
- Roth, K., Schulin, R., Flühler, H., Attinger, W. (1990)  
Calibration of Time Domain Reflectometry for Water Content Measurement Using a Composite Dielectric Approach. Water Resources Research, Vol. 26, No. 10, 2267-2273

Scheffer, F., Schachtschabel, P. (1992)

Lehrbuch der Bodenkunde, 13. Auflage, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart

TA Abfall (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 12.03.1991. Gemeinsames Ministerialblatt, 42. Jahrgang, Nr. 8/91, Carl-Heymanns Verlag, Köln

TA Siedlungsabfall (1993)

Dritte allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall): Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen vom 14.05.1993. Bundesanzeiger, Jahrgang 45, Nr. 99a vom 28.05.1993

Anschrift des Autors:

Dr.-Ing. Lorenz Edelmann  
c/o Amann Infutech Consult AG (AICON AG)  
Ober-Ramstädter Straße 42  
64367 Mühlthal / Darmstadt  
E-mail: edelmann@aicon-ag.de

## **Gefährdung von Oberflächenabdichtungssystemen aufgrund von Setzungen des Deponiekörpers**

Gunnar Ziehmann

### **1. Einleitung**

Die Konstruktion der Abdichtungssysteme von Siedlungsabfalldeponien ist in der Technischen Anleitung Siedlungsabfall (TASi, 1993) vorgeschrieben. Das Abdichtungssystem besteht danach aus einem Basisabdichtungssystem und einem Oberflächenabdichtungssystem (Abb. 1). Das Barrierekonzept des Oberflächenabdichtungssystems beinhaltet eine mineralische Barriere und eine Kunststoffdichtungsbahn sowie eine Entgasungs-, Entwässerungs- und Rekultivierungsschicht (Abb. 2). Speziell die beiden Barrierekomponenten der Oberflächenabdichtung (Mineralische Dichtung und Kunststoffdichtungsbahn) reagieren empfindlich auf Setzungen des Untergrundes (in diesem Falle des Abfalls). Die Setzungen des Abfalls können jedoch erhebliche Ausmaße annehmen. Für Frischabfälle betragen sie bis zu 40 % der Ausgangshöhe (KÖLSCH 1994). Die daraus resultierenden Spannungen können unter Umständen zu einem Versagen der Oberflächenabdichtung führen. Es ist deshalb aus geotechnischer Sicht sinnvoll, die Oberflächenabdichtung erst aufzubringen, sobald keine "großen Setzungen" des Abfalls mehr zu erwarten sind. Dazu ist es jedoch erforderlich, diesen Zeitpunkt möglichst genau prognostizieren zu können.

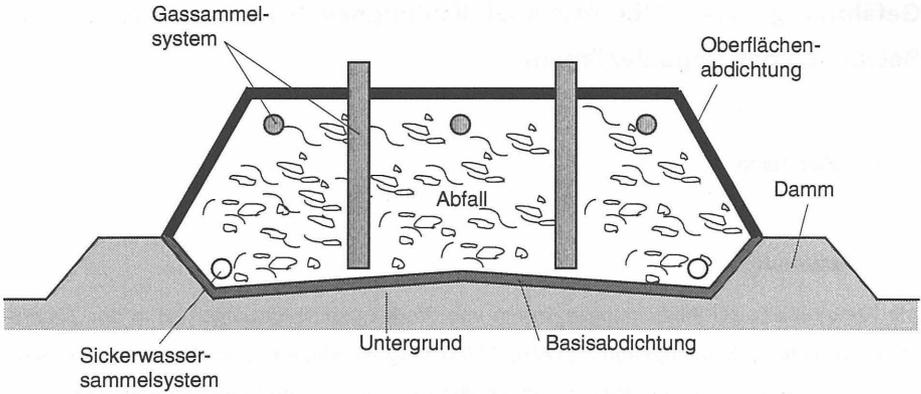
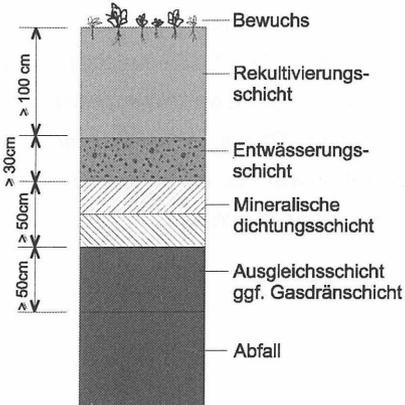


Abb. 1: Schemaskizze der Kapselkonstruktion einer Deponieabdichtung

Deponieklasse I:



Deponieklasse II:

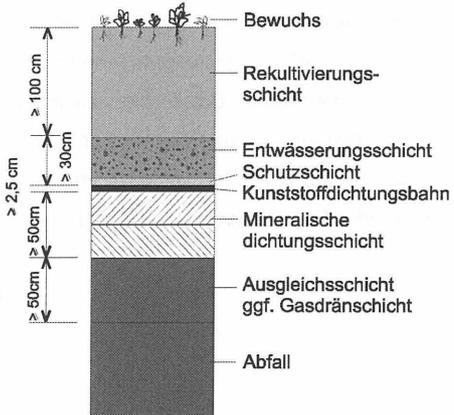


Abb. 2: Standardoberflächenabdichtungssysteme für Deponien mit unterschiedlich reaktiven Abfällen gemäß TASI

## **2. Problemszenarien**

Bei der Betrachtung der Setzungen des Deponiekörpers ist es notwendig, die auftretenden Setzungen gemäß ihrer Auswirkungen auf die Oberflächenabdichtung zu unterteilen. Gleichmäßige, flächige Setzungen stellen direkt keine Gefährdung der Oberflächenabdichtung dar. Diese ist erst gegeben, wenn Kräfte oder Spannungen, die aus den Setzungen resultieren, durch die Oberflächenabdichtung aufgenommen werden müssen. Ist das Oberflächenabdichtungssystem dazu nicht in der Lage, so kommt es zu einem Versagen in Form von Rissen oder Abrutschungen. Dies führt zu den bekannten und in der Fachwelt diskutierten Folgen. Die Gefährdungen der Oberflächenabdichtungen infolge von Setzungen sollen hier deshalb in zwei Teile unterteilt werden: Setzungen infolge von Inhomogenitäten des Abfalls und Setzungen an geometrischen Unstetigkeitsstellen.

### **2.1 Setzungen infolge von Inhomogenitäten**

Setzungen infolge von Inhomogenitäten innerhalb des Deponiekörpers führen zu ungleichmäßigen Setzungen des Deponiekörpers. Diese ungleichmäßigen Setzungen sind in der Regel direkt an der Oberfläche erkennbar. Durch ungleichmäßige Setzungen treten lokal Verformungen in der Oberflächenabdichtung auf. Die durch die Verformungen hervorgerufenen Spannungen müssen durch die Oberflächenabdichtung aufgenommen werden. Diese Spannungen sind in der Regel Zugspannungen, da sich die Oberflächenabdichtung an die aufgrund der Setzungen lokal vergrößerte Oberfläche anpassen muß. Die Funktionsfähigkeit der Kunststoffdichtungsbahn (KDB) ist dadurch nur in geringem Maße gefährdet, da sich die Oberflächenvergrößerung deutlich unterhalb der maximal aufnehmbaren Dehnung der KDB befindet. Da die mineralischen Abdichtungskomponenten jedoch keine oder nur sehr geringe Zugspannungen aufnehmen können, kann ihre Funktionsfähigkeit direkt gefährdet sein.

Ungleichmäßige Setzungen aufgrund von Inhomogenitäten treten bei fast allen mit frischen Siedlungsabfällen verfüllten Deponien auf. Dies ist auf die inhomogene Zusammensetzung des Siedlungsabfalls zurückzuführen. Weiterhin können diese ungleichmäßigen Setzungen auftreten, wenn Materialien verschiedener Konsistenz auf einer Deponie abgelagert werden. Dabei sind vor Allem die gemeinsame Ablagerung von Siedlungsabfällen mit Bauschutt oder Klärschlamm zu nennen. Zu beachten sind aber auch Schnitt-

stellen zwischen verschiedenen Ablagerungsbereichen, wie z. B. der Übergang zwischen Bereichen, in denen frischer Siedlungsabfall und in denen mechanisch-biologisch oder thermisch behandelter Siedlungsabfall eingelagert wird.

## 2.2 Geometrische Unstetigkeiten

Wenn die unter Abschnitt 2.1 genannten Setzungen aufgrund betrieblicher Gründe ausgeschlossen werden können, sollten im Deponiekörper relativ gleichmäßige Setzungen auftreten. Die Oberflächenabdichtung wäre dann nicht gefährdet. Für Haldendeponien gilt diese Annahme sowohl für alle ebenen horizontalen Flächen als auch für die Idealisierung der Deponiegeometrie durch ein Kreissegment. EGLOFFSTEIN et al. (1996) berechneten für eine 50 m hohe Deponie mit einer Grundfläche von  $250 \times 250 \text{ m}^2$  und die idealisierte Geometrie als Kreissegment eine Oberflächenverkleinerung von 4% bei einer Setzung des Scheitelpunktes von 20% der Ausgangshöhe (Abb. 3). "Stauchungen dieser Größenordnung dürften zumindest von den mineralischen Dichtungsmaterialien problemlos aufzunehmen sein, sofern sie gleichmäßig erfolgen." (EGLOFFSTEIN et al. (1996)). Die genannte Annahme und die durchgeführte Berechnung gilt jedoch nicht für Stellen mit geometrischen Unstetigkeiten. Hierzu zählen z. B. Gassammelschächte, an die die Oberflächenabdichtung angeschlossen wird und die im Gegensatz zu ihrer Umgebung nahezu keine Setzungen in sich aufweisen. Weiterhin können Horizontalverschiebungen dieser Schächte innerhalb der Deponie zu einer mechanischen Belastung der Oberflächenabdichtung führen. Als weitere geometrische Unstetigkeit sei hier der Übergang von der Deponiefläche in die Böschung und von der Böschung in die Berme oder die Deponieaufstandsfläche genannt (Abb. 4). Dort können in einem lokal begrenzten Raum Setzungen auftreten, die zu einer Verkleinerung der Deponieoberfläche führen. Dies führt zu Verformungen und damit wiederum zu Spannungen innerhalb des Oberflächenabdichtungssystemes. Die dort auftretenden Spannungen sind in der Regel Druck- oder Wölbspennungen.

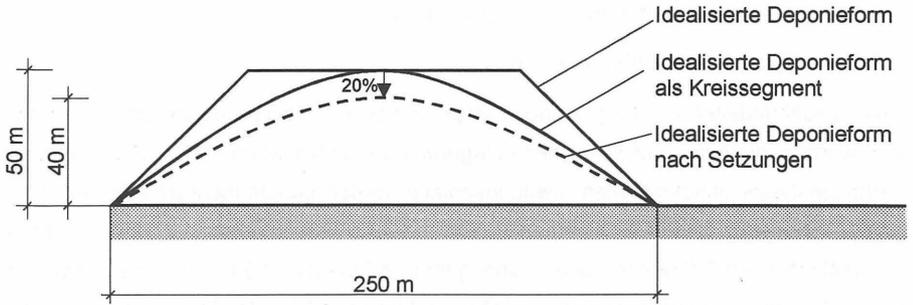


Abb. 3: Schematische Darstellung der idealisierten Deponieflächen (Schnitt) für die Berechnungen in EGLOFFSTEIN et al. (1996)

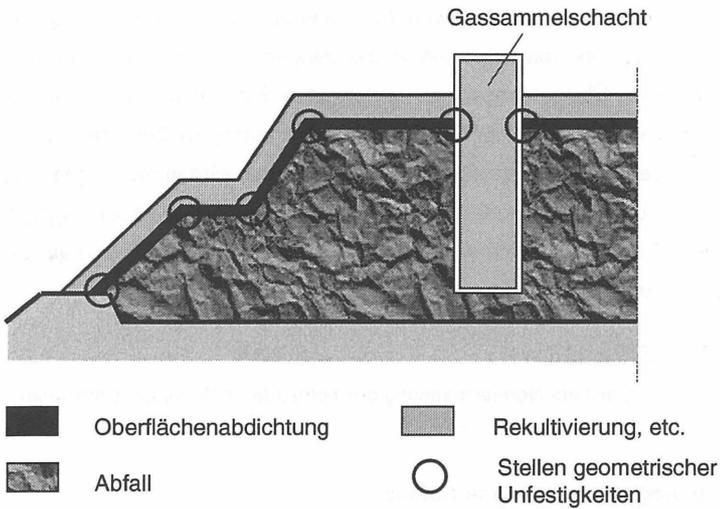


Abb. 4: Beispiele für geometrische Unstetigkeiten an der Deponieoberfläche

### 3 Setzungsverhalten von Siedlungsabfällen

#### 3.1 Unbehandelte Siedlungsabfälle

Unter unbehandelten Siedlungsabfällen sollen in diesem Beitrag Siedlungsabfälle verstanden werden, die nicht gezielt vor der Ablagerung behandelt worden sind. Zum Setzungsverhalten dieser unbehandelten Siedlungsabfälle wurden bereits mehrere Arbeiten durchgeführt. Die Setzungen des Deponiekörpers werden dabei von verschiedenen Autoren mit unterschiedlichen Größenordnungen angegeben. KÖLSCH (1994) nennt Setzungen von bis zu 40% der Ausgangshöhe, WIEMER (1982) und HUITRIE (1981) gehen von Setzungen von bis zu mehr als 20 % der Ausgangshöhe aus. Allen Autoren ist jedoch gleich, daß die angegebenen Gesamtsetzungen in der Regel mit mehr als 20% der Ausgangshöhe der Deponie angegeben werden. Diese Angaben beruhen auf Meßdaten aus der Vermessung der Oberfläche von Deponien.

In der GDA-EMPFEHLUNG E 2-24 (1997) wird für unbehandelte Siedlungsabfälle ein Verfahren zur Setzungsprognose von Deponien vorgeschlagen. Dieses Verfahren beruht auf immer wiederkehrenden Überprüfungen der vorhergehenden Setzungsprognose mit Werten aus der In-Situ-Vermessungen der Oberfläche der zugehörigen Deponie. Daraufhin erfolgt eine erneute, verbesserte Setzungsprognose. Weiterhin wird in der Empfehlung eine Formel zur Berechnung/Abschätzung des Steifemoduls für Siedlungsabfälle angegeben. Die angegebene Formel leitet sich aus Laborversuchen in Großödometern ab. Der Steifemodul von Abfällen berechnet sich hiernach im Mittel zu:

$$E_s = -200 + 11,7 \cdot \sigma \quad [\text{kN/m}^2]$$

$\sigma$ : mittlere Normalspannung des betrachteten Spannungsintervalles

#### 3.2 Mechanisch-biologisch behandelte Abfälle

Erfahrungen zum Setzungsverhalten mechanisch-biologisch behandelter Abfälle sind bisher in wesentlich geringerem Umfang als mit frischen Siedlungsabfällen veröffentlicht worden. Dies ist vor Allem darin begründet, daß es bisher kaum Deponien gibt, in denen rein mechanisch-biologisch behandelter Abfall abgelagert wird. Meistens findet die Ablagerung der mechanisch-biologisch behandelten Abfälle zusammen mit bzw. auf bisher

unbehandelt eingelagerten Abfällen statt. Die Erfahrungen aus In-Situ-Messungen der Oberfläche fehlen daher.

COLLINS und RAMKE (1986) und RAMKE (1992) ermittelten für mechanisch-biologisch vorbehandelte Abfälle der Deponie Schwäbisch Hall einen Steifemodul von  $6,5 \text{ MN/m}^2$  für einen Spannungsbereich von 200 bis  $1000 \text{ kN/m}^2$ . Dieser Steifemodul ist verglichen mit den errechneten Werten bei Anwendung der in den GDA-EMPFEHLUNG E 2-24 angegebenen Formel sehr hoch (ZIEHMANN 1999).

#### **4. Neue Versuche zum Setzungsverhalten von Siedlungsabfällen**

In diesem Abschnitt sollen Versuche zum Setzungsverhalten von Siedlungsabfällen vorgestellt werden, die in den letzten Jahren am Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Abteilung für Landwirtschaftlichen Wasserbau und Abfallwirtschaft der TU Braunschweig durchgeführt wurden.

##### **4.1 Unbehandelte Siedlungsabfälle**

Bei dem Versuch zum Setzungsverhalten von unbehandelten Siedlungsabfällen handelt es sich um einen In-Situ-Versuch. Zur Bestimmung der Setzungen wurde 1988 auf der Deponie in Wesendorf, LK Gifhorn, ein PE-Rohr mit einem Durchmesser von 80 mm auf einer ca. 6 m starken Abfallschicht eingebaut. Es wird seit dieser Zeit stetig mit Abfall überschüttet. Zur Zeit beträgt die Überschüttungshöhe etwa 15 m. Die Rohrenden wurden in einem Betonfundament verankert. Sie sind von beiden Seiten zugänglich. Die Höhenlage dieses PE-Rohres wurde seit dem Einbau bisher elf mal in unregelmäßigen Abständen vermessen. Zur Vermessung wurde die kontinuierliche hydrostatische Höhenvermessung eingesetzt, bei der die Höhenlage des Rohres in 1 cm-Abständen vermessen wird (ZIEHMANN, 1998). Die Höhenänderung des Rohres ist für ausgewählte Messintervalle und Meßpunkte in Abb. 5 dargestellt.

Deutlich zu sehen ist dabei, daß die Setzungen während des zweiten Meßintervalls (zwischen 1989 und 1990), d. h. zu Beginn der Überlagerung des Rohres mit Abfall, trotz geringerer Überlagerungshöhe größer sind als in dem letzten dargestellten Meßintervall (zwischen 1995 und 1996). Die Setzungen sind jedoch auch nach ca. 8 Jahren noch nicht

abgeschlossen. Sie betragen noch etwa 6 cm zwischen den Messungen der Jahre 1995 und 1996 (Abb. 5)

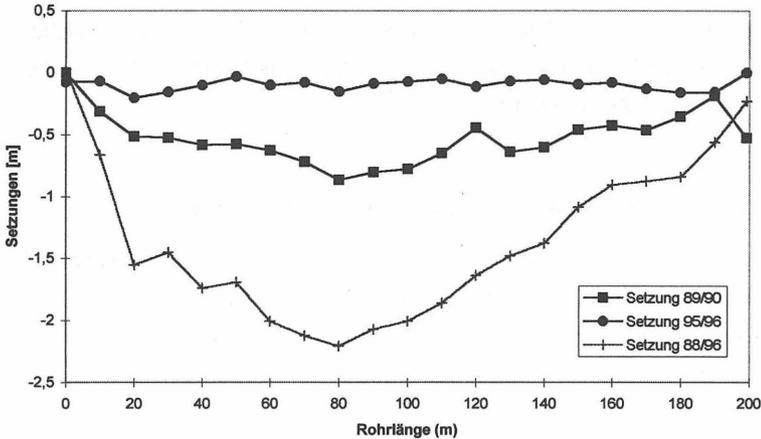


Abb. 5: Setzungen des Setzungsrohres innerhalb ausgewählter Meßintervalle

Da verschiedene Zeiträume zwischen den dargestellten Messungen liegen, wurden die Setzungen auf das Zeitintervall von einem Monat normiert (Abb. 6). Dabei zeigt sich, daß die mittleren Setzungen im ersten vollen Einlagerungsjahr in der Deponiefläche zwischen 4 und 6 cm je Monat betragen haben. Die mittleren Setzungen zwischen den Messungen 1993 und 1994 betragen hingegen nur noch ca. 1 cm im Monat. Im Zeitraum zwischen den Messungen von 1995 und 1996 verringerte sich dieser Betrag auf etwa 0,5 cm je Monat. Es zeigt sich, daß die ehemals 6 m dicke Abfallschicht selbst nach acht Jahren noch Setzungen im Bereich von bis zu 6 cm je Jahr erfährt. Dies entspricht etwa 1% der Ausgangshöhe je Jahr. Umgerechnet auf die in der Zwischenzeit nur noch ca. 4 m dicke Schicht sind es sogar etwa 1,5% pro Jahr. Die ermittelten Gesamtsetzungen betragen bis 1996 maximal 2,2 m in der Deponiemitte. Dies entspricht etwa 37% der Ausgangshöhe und befindet sich damit im Bereich der von den unter Abschnitt 3.1 erwähnten Autoren genannten Größenordnung. Da die Setzungen jedoch noch weiterhin fortschreiten, werden Größenordnungen von mehr als 40 % erreicht werden. Dabei ist zu berücksichtigen, daß

die 6 m dicke Abfallschicht natürlich auch die locker gelagerte Abfallschicht, die auf die Entwässerungsschicht aufgebracht wurde, beinhaltet. In dieser Schicht treten aufgrund der lockeren Lagerung größere Setzungen auf als in den kompaktierten Abfallschichten.

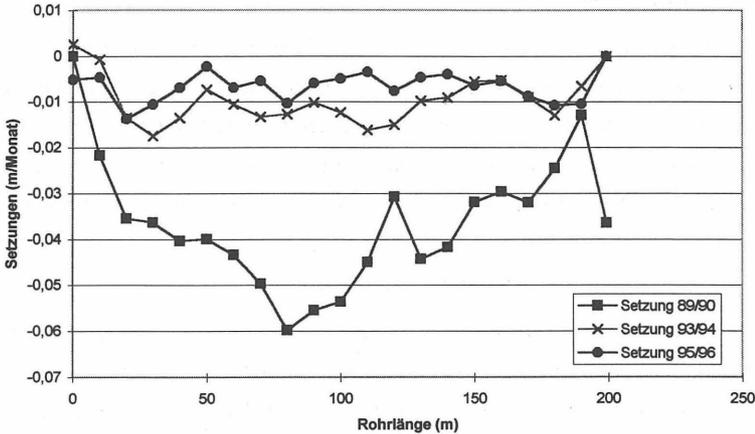


Abb. 6: Durchschnittliche Monatliche Setzungen des Setzungsrohres zwischen ausgewählten Messungen

#### 4.2 Mechanisch-biologisch behandelte Siedlungsabfälle

Bei den Versuchen mit mechanisch-biologisch behandelten Abfällen handelt es sich um Laborversuche in Großödometern. Es wurden die selben Versuchsgeräte verwendet wie bei COLLINS/RAMKE (1986) und RAMKE (1992). Jedoch wurden die Setzungen mit Präzisionsstechpegeln ermittelt und die Lasteinleitung in die Probe erfolgte über Hydraulikzylinder. Es wurden an einem mechanisch-biologisch behandelten Abfall zwei Versuchsreihen durchgeführt. In der ersten Versuchsreihe wurde der Abfall nach der mechanisch-biologischen Behandlung direkt in die Ödometer eingebaut. Vor dem Einbau in die zweite Versuchsreihe wurde der Abfall mit einer Lochgröße von 60 mm gesiebt und der Siebdurchgang wurde in die Ödometer eingebaut. Für die untersuchten Abfälle wurde in einem Spannungsbereich von 280 bis 420 kN/m<sup>2</sup> ein Steifemodul von 3,8 MN/m<sup>2</sup> für den direkt eingebauten Abfall und 4,3 MN/m<sup>2</sup> für den abgesiebten Abfall ermittelt (ZIEHMANN

(1999)). Diese Ergebnisse liegen im Bereich der Werte, die man unter Verwendung der Formel aus der GDA-EMPFEHLUNG E 2-24 (1997) erhält. Sie liegen jedoch deutlich unter den von RAMKE (1992) ermittelten Werten.

## 5. Diskussion der Ergebnisse

Messungen der Oberfläche an vorhandenen Siedlungsabfalldeponien sowie in dem vorgestellten In-Situ-Versuch haben in der Vergangenheit gezeigt, daß Setzungen von mehr als 20% der Ausgangshöhe auftreten. Bei dieser Art der Setzungsermittlung wird die Deponie als ein Einschichtenmodell betrachtet, was hinsichtlich der Bestimmung der Setzungen der einzelnen Schichten sowie bei der Prognose der zukünftigen Setzungen zu Problemen führt. Die Setzungsprognose muß daher in regelmäßigen Abständen mit neuen In-Situ-Meßwerten überprüft und korrigiert werden (GDA-EMPFEHLUNGEN (1997)).

Die Angabe von Steifemoduli von behandelten und unbehandelten Siedlungsabfällen weißt große Streuungen auf. Dies ist darauf zurückzuführen, daß zum Einen die einzelnen Anteile der Setzungen nicht bekannt sind und zum Anderen darauf, daß keine einheitlichen Versuchsrandbedingungen definiert sind. Die Setzungen eines Abfallkörpers werden zur Zeit in die Phasen Anfangssetzung, Primärsetzung, Sekundärsetzung und Setzungsstillstand eingeteilt (COLLINS und RAMKE (1986)). Dabei wird davon ausgegangen, daß für die Phase der Primärsetzung die Konsolidationstheorie aus der Bodenmechanik angewendet werden kann. Einen Beweis für diese These gibt es meines Wissens allerdings bis heute nicht. Da es sich bei den untersuchten Abfällen jeweils um Materialien handelte, deren Wassersättigungsgrad deutlich niedrigere Werte als eins aufwies (z. B. COLLINS und RAMKE (1986) ermittelten eine 70-prozentige Sättigung bei Versuchsbeginn und eine 90-prozentige Sättigung beim Versuchsende), scheint die Übertragbarkeit der Konsolidationstheorie auf Abfälle eher nicht gegeben.

Die Ergebnisse von Laborversuchen, wie sie die Großödometerversuche darstellen, sind von den Randbedingungen abhängig, die zum Zeitpunkt des Versuches vorherrschen. Bei der Durchführung der Versuche wird versucht, sich an der DIN-Norm 18135 zu orientieren. Da die Stückgrößen des Abfalls in der Regel deutlich größer sind als die bindiger Böden, die normaler Weise im Ödometer untersucht werden, müssen jedoch größere Versuchsapparaturen gewählt werden. Zum Einsatz kommen dabei Geräte mit einem Probendurchmesser von 23 cm bis 120 cm. Würde man das Verhältnis von Probendurch-

messer zu Probenhöhe gegenüber der DIN 18135 unverändert lassen, so ergäben sich Geräte mit mehreren Metern Durchmesser und extrem hohen aufzubringenden Kräften zum Erreichen der gewünschten Spannungen. Daher wird ein geringeres Verhältnis von Durchmesser zu Höhe gewählt, was wiederum dazu führt, daß die über die Wandreibung übertragenen Kräfte bestimmt oder konstruktiv auf ein sehr geringes Maß verringert werden müssen. Dabei haben sich an den verschiedenen Institutionen unterschiedliche Lösungen ergeben.

Weiterhin variiert die Versuchsdauer sehr deutlich. Die in der GDA-EMPFEHLUNG E 2-24 angegebenen Steifemoduli basieren auf einer Versuchsdauer von 7 Tagen je Laststufe, die von RAMKE (1992) angegebenen Steifemoduli wurden in Versuchen von je ca. 150 Tagen je Laststufe ermittelt. Bei den unter Abschnitt 4.2 dargestellten Steifemoduli handelt es sich um Steifemoduli, welche ermittelt wurden bis zu dem Zeitpunkt, an dem die Setzungen weniger als 0,1% der Ausgangshöhe innerhalb von 24 Stunden betragen. Werden bei diesen Versuchen die Steifemoduli wie in den GDA-EMPFEHLUNGEN nach 7 Tagen berechnet, so erhöhen sie sich für den direkt eingebauten Abfall von 3,8 MN/m<sup>2</sup> auf 5,1 MN/m<sup>2</sup>. Beim gesiebten Abfall erhöht sich der Steifemodul von 4,3 MN/m<sup>2</sup> auf 7,9 MN/m<sup>2</sup>.

Einen weiteren Einfluß übt die Dichte der Probe zu Versuchsbeginn aus. Während bei den Versuchen, die der GDA-EMPFEHLUNG E 2-24 zugrunde liegen, Feuchtdichten von 0,7 t/m<sup>3</sup> gewählt wurden, lagen die Feuchtdichten in den Versuchen, die unter Abschnitt 4.2 vorgestellt wurden bei ca. 1,4 t/m<sup>2</sup> und bei RAMKE (1992) bei ca. 1,5 t/m<sup>2</sup>. Der Wassergehalt betrug bei den unter Abschnitt 4.2 vorgestellten Versuchen ca. 35 Gew.-% (bezogen auf die Feuchsubstanz) für den direkt eingebauten und 30 Gew.-% (bez. auf FS) für den gesiebten Abfall. Der Wassergehalt in den von RAMKE durchgeführten Versuchen lag ebenfalls bei etwa 30 Gew.-% (bez. auf FS). Der Wassergehalt in den der GDA-EMPFEHLUNG E 2-24 zugrunde liegenden Versuchen ist nicht dokumentiert, so daß es hier zu einer weiteren Verzerrung bei der Vergleichbarkeit der Ergebnisse kommen kann.

Zusätzlich zu den genannten Punkten werden die Abfälle vor dem Einbau in die Versuchsgeräte zum Teil durch die Aussortierung bestimmter Stoffe oder unterschiedliche Begrenzungen der maximalen Stückgröße verändert, was die Vergleichbarkeit der Ergebnisse untereinander weiter erschwert.



## 6. Ausblick

Aufgrund der oben dargestellten Problematik ist das Setzungsverhalten von Deponien und damit die Belastung der Oberflächenabdichtung mit dem heutigen Wissensstand nur schwer zur beurteilen. Besonders gilt dieses für Stellen mit geometrischen Unstetigkeiten. Daher kann zur Zeit nur schwer abgeschätzt werden, wann der geeignete Zeitpunkt zur Aufbringung der Oberflächenabdichtung ist. Dieser Mißstand führt zu der heute gängigen Praxis, zuerst eine temporäre Oberflächenabdichtung aufzubringen. Es soll dann im Laufe der Zeit anhand von Verformungsmessungen an der Deponie der "richtige" Zeitpunkt zur Aufbringung der TASI-konformen Oberflächenabdichtung bestimmt werden. Diese Vorgehensweise führt zu erhöhten Investkosten für die Deponiebetreiber oder zum Teil zum späteren Verbleib der temporären Abdichtung als dauerhafte Abdichtung.

Um zuverlässige Aussagen zur mechanischen Belastung der Oberflächenabdichtung von Deponien treffen zu können wäre es daher wünschenswert:

- Die Versuchsrandbedingungen für die Bestimmung des Steifemoduls für Abfälle zu vereinheitlichen. Solange dies noch nicht der Fall ist, sollten bei der Darstellung der Versuchsergebnisse grundsätzlich alle Randbedingungen angegeben werden, um die Ergebnisse vergleichbar/bewertbar zu machen.
- Eine Bewertung der erzielten Ergebnisse, vor Allem in Hinblick auf die Langzeitsetzung, zu ermöglichen, wozu gegebenenfalls weitere Forschungsaktivitäten notwendig sind.
- Konstruktive Lösungen für den Bereich der geometrischen Unstetigkeitsstellen zu erarbeiten oder die Unbedenklichkeit in Hinblick auf die Gefährdung der Oberflächenabdichtung nachzuweisen.

## 7. Literatur

- ANONYMUS: DIN 18135, Deutsches Institut für Normung, Berlin
- EGLOFFSTEIN, T.; BURKHARDT, G.; MAINKA, A. (1996): Setzungs-betrachtungen bei Oberflächenabdichtungssystemen von Siedlungsabfalldeponien, ZS Müll und Abfall, Heft 5/96, Erich Schmidt Verlag Berlin
- ANONYMUS (1993): Technische Anleitung Siedlungsabfall, Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit
- KÖLSCH, F. (1994): Ursachen von Sackungen und Setzungen im Deponiekörper und deren Auswirkungen auf Deponieoberflächen, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig: Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau; Eigenverlag
- WIEMER, K. (1982): Qualitative und quantitative Kriterien zur Bestimmung der Dichte von Abfällen in geordneten Deponien, Genehmigte Dissertation der TU Berlin
- HUITRIC, R. (1981): Setzungsverhalten von Deponien, Mitteilungen des Institutes für Abfallwirtschaft der TU Berlin: Verlängerung der Nutzungsdauer von Deponien, Eigenverlag
- GDA-EMPFEHLUNGEN (1997): Geotechnik der Deponien und Altlasten, 3. Auflage, Ernst und Sohn Verlag Berlin
- COLLINS, H.-J.; RAMKE, H.-G. (1986): Einfluß der Entwässerung (Setzung) auf die Nutzungsdauer von Deponien gemischter Abfälle, Endbericht zum Forschungsvorhaben des Niedersächsischen Ministeriums für Wissenschaft und Kunst, unveröffentlicht
- RAMKE, H.-G. (1992): Druck-Setzungs-Verhalten biologisch vorbehandelten Hausmülls, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig: Standsicherheiten im Deponiebau, Eigenverlag
- ZIEHMANN, G. (1998): Vermessungen der Deponiebasis - Fehlerbetrachtung für Höhenvermessungssysteme, ZS Entsorgungspraxis, Heft 11/98, Vieweg Verlag Wiesbaden
- ZIEHMANN, G. (1999): Veränderungen des mechanischen Verhaltens durch die mechanische und biologische Vorbehandlung, Zentrum für Abfallforschung der TU Braunschweig: Deponierung von vorbehandelten Siedlungsabfällen, Eigenverlag

### **Anschrift des Verfassers:**

Dipl.-Ing. Gunnar Ziehmann  
Leichtweiss-Institut für Wasserbau  
Abteilung für Abfallwirtschaft  
TU Braunschweig  
Beethovenstraße 51a  
38106 Braunschweig



# Standsicherheit im Abfallkörper

Dr.-Ing. Florian Kölsch

## 1 Situation

Obwohl zu Beginn der 80er Jahre die Frage der Standsicherheit von Deponien kontrovers diskutiert wurde (z.B. bei **Spillmann, 1980**), haben sich die Befürchtungen von Stabilitätsversagen in größerem Umfang in Deutschland nicht bewahrheitet. Bis heute ist kein nennenswerter Fall von Böschungsversagen eines Hausmüllkörpers dokumentiert. Nicht nur bei den Deponiebetreibern wird die Standsicherheit daher als marginales Problem betrachtet. Auch die Aufsichtsbehörden verzichten darauf, die einschlägigen Forderungen der TA Siedlungsabfall (**BMU, 1993**) umzusetzen. Immerhin sind unter Punkt 10.5 die jährliche Bestimmung der bodenmechanischen Kennwerte im Rahmen der Eigenkontrollen und ggf. neue Stabilitätsberechnungen vorgeschrieben.

Dennoch bleibt unklar, welche Folgen die zu erwartenden massiven Veränderungen der Abfallzusammensetzung mit dem angestrebten Ende der Ablagerung unbehandelter Siedlungsabfälle im Jahr 2005 auf die Deponiestabilität haben werden. Auf der Grundlage der Analyse des Stabilitätsversagen zweier Deponien in den USA werden die grundlegenden Aspekte der Problematik dargestellt und ein Minimum notwendiger Maßnahmen bei Betrieb, Konstruktion und Überwachung der Deponien empfohlen.

## 2 Stabilitätsversagen von Deponien

### 2.1 Rumpke 1996

Rumpke Consolidated Companies ist der größte private Abfallentsorger in den USA und landesweit die Nummer 4 unter den Entsorgungsunternehmen. In Colerain in der Nähe von Cincinnati (Ohio) betreibt das Unternehmen die Rumpke Sanitary Landfill, eine der sog. Mega-landfills im amerikanischen Mittelwesten. An dem seit 1945 betriebenen Standort werden jährlich rund 1,6 Mio. t Hausmüll abgelagert. Derzeit wird der Abfall auf einer 30 ha großen Erweiterungsfläche eingelagert, die nordwestlich an einen Altkörper mit einer Ausdehnung von 54 ha anschließt. Dieser Altkörper wurde am 9. März 1996 durch das Wegrutschen von rund 1,2 Mio. m<sup>3</sup> Abfall förmlich auseinandergerissen (**Kenter et al., 1997**). Abbildung 1 zeigt eine Luftaufnahme der Deponie unmittelbar nach der Katastrophe.



Abb. 1: Rumpke Böschungsbruch – Luftbildaufnahme März 1996 von Nordwesten

Der Altkörper erhebt sich 75 m hoch über dem Ursprungsgelände. Die Nord-West-Böschung, an der sich der Böschungsbruch ereignete, wurde mit einer mittleren Neigung von 1:2,6 errichtet. Der Abfallkörper hatte keine Entgasung und die Entwässerung erfolgte lediglich über eine umlaufende Dränage am Böschungsfuß. 18 Monate vor dem Bruch war das Ursprungsgelände entlang der Nord-West-Böschung für den Bau der Erweiterungsfläche (Abb. 1: teilweise mit Abfall bedeckte Fläche, links des Sickerwasserspeichers, untere Bildmitte) auf einer Tiefe von 42 m unter Böschungsfuß ausgekoffert worden. Die Hangneigung von der Böschung in die Grube betrug 1:2,3. Zusätzlich wurde im Oktober 1995 der Böschungsfuß auf einer Höhe von etwa 2,5 m senkrecht freigelegt, um Platz für eine Zufahrtsstraße zu schaffen. Abbildung 2 zeigt einen schematischen Schnitt durch den Deponiekörper vor und nach dem Bruch.

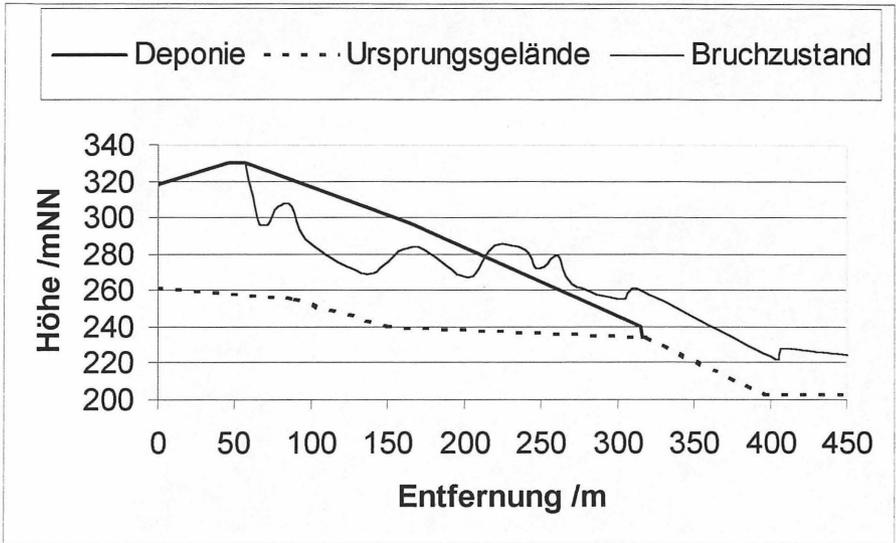


Abb. 2: Querschnitt durch den Deponiekörper vor und nach dem Bruch  
(nach **Schmucker, Hendron, 1997**)

Am 4. März 1996 bemerkte das Deponiepersonal schmale Risse im Abdeckboden auf der Krone der Nord-West-Böschung. Die Risse wurden zunächst für das Resultat normaler Deponiesetzungen gehalten und mit Boden verfüllt, erschienen jedoch in den kommenden Tagen erneut. Am Morgen des 9. März hatten sich die Risse von der Böschungskrone aus ausgebreitet und liefen hangabwärts in Richtung Böschungsfuß. Horizontale Bewegungen am Böschungsfuß zeigten an, daß die gesamte Böschung in Bewegung geriet. Gegen 11.00 Uhr hatte sich der Böschungsfuß ca. 3-5 m horizontal verschoben. Die Risse hatten sich derweil auf rund 1 m Breite geöffnet (Abb. 2). Kurz vor 12.00 Uhr öffneten sich weitere Risse im Abfall am Böschungsfuß und Sickerwasser spritzte unter hohem Druck heraus. Etwa um 12.00 Uhr geriet die gesamte Böschung in Bewegung und innerhalb von 5 Minuten glitten aus einer Fläche von 5 ha 1,2 Mio m<sup>3</sup> Abfall rund 360 m weit in die im Bau befindliche Erweiterungsfläche. Zurück blieb eine 300 m messende halbkreisförmige Bruchmuschel mit einer nahezu senkrechten Bruchfläche von zeitweise etwa 60 m Höhe (Abb. 4).

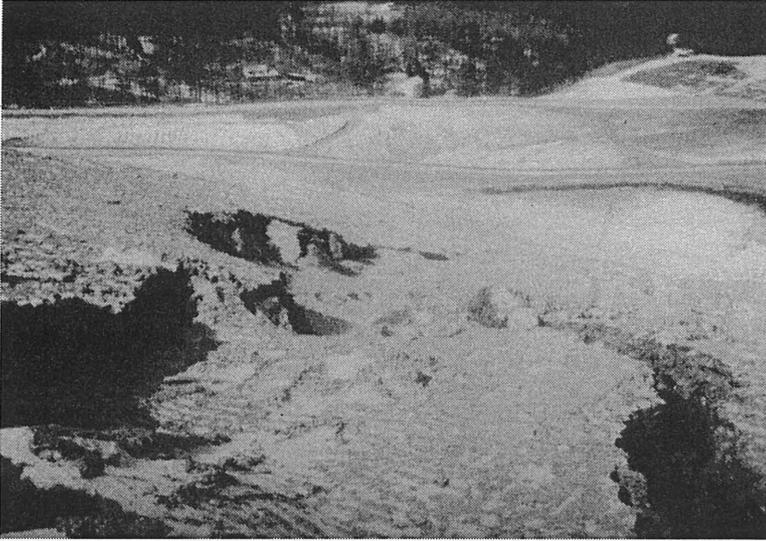


Abb. 3: Böschungsbruch Rumpke - Risse auf der Böschungskrone

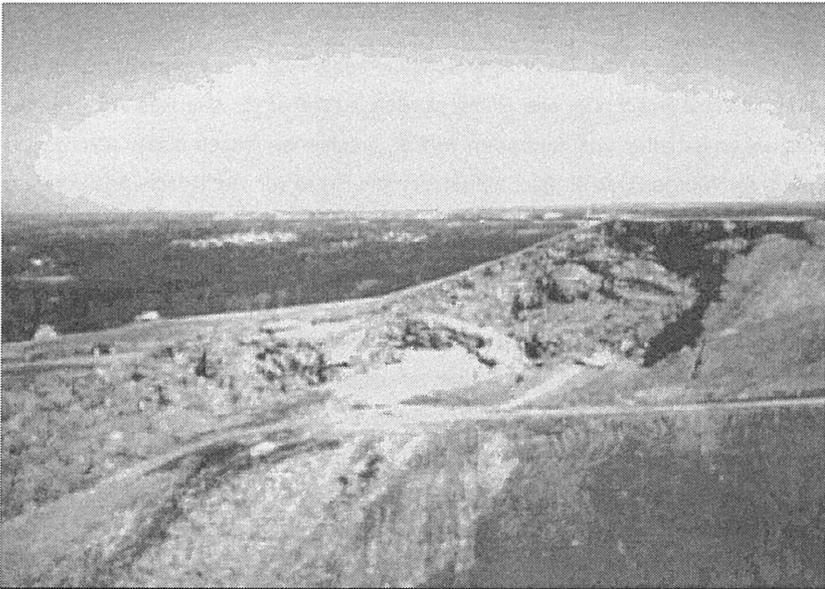


Abb. 4: Böschungsbruch Rumpke – Bruchmuschel

## 2.2 Maine 1989

Der Böschungsbruch von Rumpke war hinsichtlich der bewegten Abfallmasse das größte Bruchereignis, von dem bis dahin eine Hausmülldeponie jemals betroffen war. Doch keineswegs nur hohe Deponien sind von Standsicherheitsproblemen betroffen. Im August 1989 zerstörte ein Böschungsbruch eine kleinere Hausmülldeponie in Maine (USA). Dieser Fall war zwar von **Reynolds (1991)** in Europa publiziert, jedoch nicht weiter zur Kenntnis genommen worden. Bei der Deponie handelt es sich um eine kleine, kommerzielle Abfallentsorgungsanlage, die 1970 eröffnet worden war. Die Deponie besteht aus mehreren Einzelpoldern für Asche-Schlamm, Asbest und Hausmüll. Hydrogeologisch gesehen bietet der Standort, eine aufgegebene Kiesgrube, hervorragende Randbedingungen. Über einem mächtigen Geschiebemergelhorizont liegen 12 bis 18 m weicher und weitere 3 m steifer Ton. Um die Entstehung von Porenwasserüberdrücken zu vermeiden und die Konsolidation des Tons zu ermöglichen, sollte der Abfall zunächst nur bis zu einer Höhe von 17 m aufgeschüttet werden. Diese Prozedur wird auch in Deutschland bei gering tragfähigen Untergrundverhältnissen wie z.B. in den norddeutschen Küstenregionen angewandt. Aus betrieblichen Gründen betrug die Höhe des Deponiekörpers im Frühjahr 1989 jedoch schon 22 m mit einer mittleren Böschungsneigung von 1:2,75. Da die Piezometer jedoch keine Porenwasserdrücke anzeigten, wurde keine Gefährdung der Standsicherheit erkannt.



Abb. 5: Böschungsbruch in Maine (1989) – Lageplan (nach **Reynolds, 1991**)

Zur gleichen Zeit wurde, ähnlich wie in Rumpke, angrenzend an den Altkörper mit Erdarbeiten für eine Erweiterungsfläche begonnen. Auf der Westseite des Altkörpers (siehe Abb. 5) wurden 1-3 m Boden abgetragen, um die Fläche für den Bau einer Kombinationsabdichtung vorzubereiten. Der stützende Erdkörper vor der Böschung wurde weiterhin durch die Anlage eines Sickerwasserfanggrabens am Fuß der Westböschung geschwächt. Nach einer 10tägigen Regenperiode mit mehr als 12 cm Niederschlag begann am Morgen des 14. August 1989 die Westböschung zu rutschen. Innerhalb von 15 Sekunden brach der gesamte Deponiekörper auseinander und der Abfall glitt westwärts in die geplante Erweiterungsfläche.

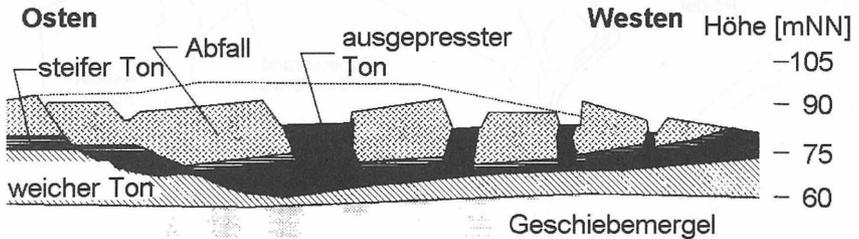


Abb. 6: Böschungsbruch Main (1989) – Zerbrochener Deponiekörper und Schnittskizze

Die Lageverhältnisse vor und nach der Rutschung sind in Abb. 5 dargestellt. Abb. 6 zeigt die Situation am Tag des Böschungsbruches sowie eine schematische Schnittdarstellung des Abfallkörpers nach der Rutschung. Der Deponiekörper war in 6 große Blöcke auseinandergebrochen und hatte sich bis zu 50 m weit nach Westen bewegt. Die Bruchmuscheln liefen tief durch den weichen Ton im Untergrund. Infolge der Belastung wurde der Ton stellenweise verflüssigt und zwischen den Blöcken herausgepresst. Besonders am Kopf des Gleitkörpers am ehemaligen Böschungsfuß wurden größere Tonmengen herausgedrückt und flossen bis zu 120 m weit weg.

### **3 Forensische Untersuchungen**

#### **3.1 Grundlagen**

Der derzeit anfallende Siedlungsabfall ist ein Gemisch aus körnigen und faserigen Bestandteilen. Unter Scherverformung wird zwischen den körnigen Bestandteilen -wie im Boden- Reibung erzeugt, während die faserigen Bestandteile ähnlich einer Bewehrung Zugspannungen aufnehmen und so zur Erhöhung des Scherwiderstandes beitragen. Dieser Anteil der Scherfestigkeit wird Faserkohäsion genannt. Die Faserkohäsion wächst linear mit der Auflast und ist begrenzt durch die Zugfestigkeit der Fasern. Die Ermittlung der zugehörigen Materialkennwerte muss bei anisotroper Faserverteilung im druckabhängigen Zugversuch erfolgen. Bei der derzeit angewandten Betriebstechnik (Dünnschichteinbau unbehandelter Siedlungsabfälle) liegt meist eine anisotrope Struktur vor. Im Sonderfall der isotropen Verteilung der Fasern (evtl. bei Kippkanteneinbau, Altkörper) kann die Scherfestigkeit geschlossen im triaxialen Druckversuch bestimmt werden. Zur Vorgehensweise bei der Standsicherheitsanalyse angefangen von der Ermittlung der Materialkennwerte bis zu den Berechnungsverfahren sind von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik entsprechende Empfehlungen erarbeitet worden **(DGGT, 1997)**.

Das dargestellte Vorgehen bei der Standsicherheitsuntersuchung unterscheidet sich z.T. deutlich von der herkömmlichen Methode. Die Scherfestigkeit wird realistischer ermittelt, meist sind die angesetzten Materialkennwerte um einiges höher. Das ermöglicht die Konstruktion extremer Böschungsgeometrien **(Kölsch, 1997)** und die Berechnungsergebnisse korrelieren mit den Erfahrungen und Beobachtungen auf den Deponien („Müll steht senkrecht“).

Dagegen liegt die herkömmliche Methode im Ergebnis weit auf der sicheren Seite, da durch die Unterbewertung der Scherfestigkeit des Abfalls erhebliche Tragreserven unberücksichtigt bleiben. Insbesondere bei wenig tragfähigem Untergrund bleiben Fehleinschätzungen der Baugrundeigenschaften daher folgenlos. Dieser Zustand ist allerdings nur solange gegeben wie die Festigkeitseigenschaften des Abfalls nicht nachhaltig verändert werden. Es ist daher von größter Wichtigkeit, den Einfluss abfallwirtschaftlicher Maßnahmen und der Deponiebetriebstechnik auf die Scherfestigkeit des Abfalls zu erfassen und zu berücksichtigen. Das betrifft insbesondere die Änderungen, die ab dem Jahr 2005 zu erwarten sind, wenn nur noch vorbehandelte Abfälle zur Ablagerung zugelassen werden. Die Analysen der Böschungsbrüche eröffnet die Gelegenheit, stabilitätsmindernde Faktoren zu identifizieren.

### 3.2 Standsicherheitsanalyse für Rumpke

Nach dem Böschungsbruch von Rumpke wurden eine Reihe forensischer Analysen durchgeführt, die u.a. bei **Schmucker, Hendron (1997)** und **Stark et al. (1997)** beschrieben sind. Im folgenden werden die mit herkömmlichen Methoden durchgeführten Berechnungen vorgestellt und mit den Ergebnissen des neuen Berechnungsverfahrens (mit Faserkohäsion) verglichen.

Die Rumpke Sanitary Landfill liegt in einer als zentrales Tiefland bezeichneten Region, die geprägt ist von verwittertem Schieferthon und Kalkstein, überdeckt von verschiedenen Glazialablagerungen und Kolluvialböden. Die unter dem Deponiekörper anstehende Kolluvialbodenschicht ist etwa 20 m stark, darunter liegt ein verwitterter Schieferthon. Für die Stabilitätsanalysen wurden umfangreiche Laborversuche an den Bodenmaterialien des Deponieuntergrundes durchgeführt, die sich auf den Kolluvialboden konzentrierten. Tabelle 1 zeigt die wichtigsten Materialkennwerte der Untergrundmaterialien.

| Parameter                                        | Schieferthon           | Kolluvialboden         |
|--------------------------------------------------|------------------------|------------------------|
| Feuchtwichte                                     | 20.8 kN/m <sup>3</sup> | 19.2 kN/m <sup>3</sup> |
| Wichte (gesättigt)                               | 20.8 kN/m <sup>3</sup> | 19.2 kN/m <sup>3</sup> |
| Kohäsion $c_r$                                   | 0                      | 0                      |
| Reibungswinkel $\varphi_r$ (Restscherfestigkeit) | 23°                    | 12°                    |

Tab. 1: Materialkennwerte des Deponieuntergrundes (nach **Schmucker, Hendron, 1997**)

In den Laboruntersuchungen und Berechnungen zeigte sich frühzeitig, dass ein Böschungsbruch nur erklärbar ist, wenn davon ausgegangen werden kann, dass im unterliegenden Kolluvialboden lediglich Restscherfestigkeit mobilisiert wird. Auch die neuen Berechnungen bestätigten diese Annahme. Bei den durchgeführten Ringscherversuchen an dem Kolluvialboden wurde deshalb der Ermittlung der Restscherfestigkeit besonderes Augenmerk geschenkt. Am Abfall wurden dagegen keine speziellen Festigkeitsversuche durchgeführt, in den Berechnungen wurden die in den USA als Standard für Hausmüll geltenden Literaturwerte verwendet.

| <b>Parameter</b>                              | <b>Herkömmliche Methode</b>                              | <b>Neue Methode</b>      |
|-----------------------------------------------|----------------------------------------------------------|--------------------------|
| <b>Feuchtwichte</b>                           | 10.4 kN/m <sup>3</sup>                                   | 10.4 kN/m <sup>3</sup>   |
| <b>Wichte (gesättigt)</b>                     | 12 kN/m <sup>3</sup>                                     | 12 kN/m <sup>3</sup>     |
| <b>Kohäsion</b>                               | $\sigma \leq 35$ kPa: 24 kPa<br>$\sigma > 35$ kPa: 0 kPa | 0 kPa                    |
| <b>Reibungswinkel <math>\varphi</math></b>    | $\sigma \leq 35$ kPa: 0°<br>$\sigma > 35$ kPa: 33°       | 10° (variiert 10-25°)    |
| <b>Zugspannungswinkel <math>\zeta</math></b>  | -                                                        | 35° (variiert 15-35°)    |
| <b>Aktivierungsgrad <math>\alpha_c</math></b> | -                                                        | 0.7 (variiert 0.65-0.95) |
| <b>Faserspezifische</b>                       | -                                                        | 255 kPa                  |
| <b>Zugfestigkeit <math>z_{max}</math></b>     | -                                                        | (variiert 155-300 kPa)   |

Tab. 2: Materialkennwerte für Abfall

Mit den in den ursprünglichen Berechnungen verwendeten Materialkennwerten ergibt sich die in Abbildung 7 dargestellte ungünstigste Gleitfigur, die einen Standsicherheitsfaktor von 0,76 aufweist. Die ermittelte Gleitfigur entspricht augenscheinlich nicht dem tatsächlichen Gleitkörper, der aus der Abbildung 2 abgeschätzt werden kann. Ein sukzessiver Bruchvorgang kann nach den dokumentierten Beobachtungen ausgeschlossen werden.

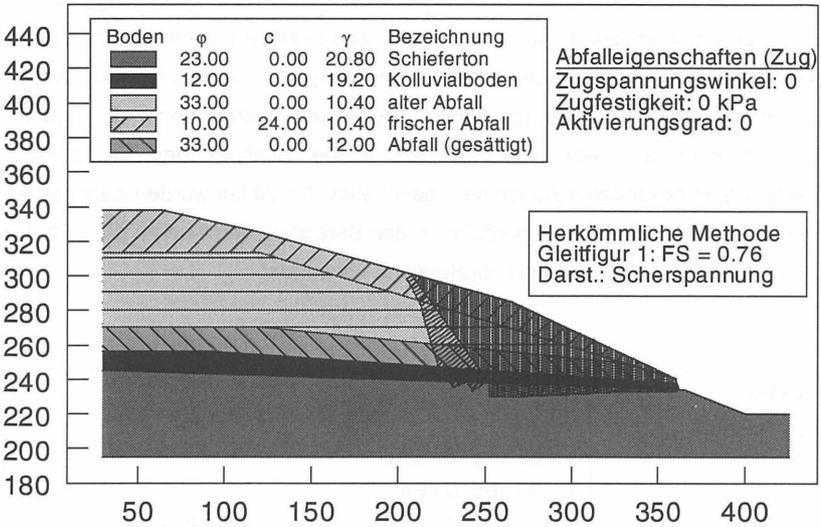


Abb. 7: Standsicherheitsberechnungen Rumpke – Herkömmliche Methode

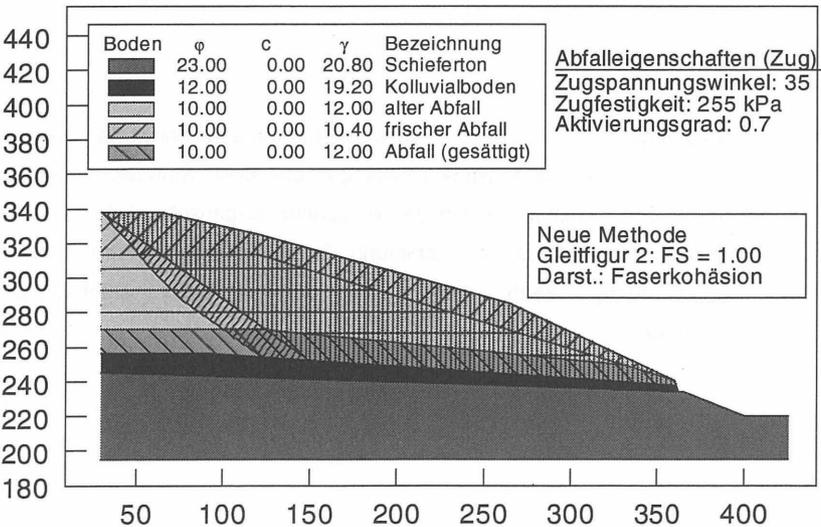


Abb. 8: Standsicherheitsberechnungen Rumpke – Neue Methode

Abbildung 8 zeigt das Ergebnis nach der neuen Berechnungsmethode, das mit dem Programm BOESCH (Buß, 1995) ausgeführt wurde. Für die Böschungsbruchberechnungen waren die Festigkeitswerte des Abfalls in den üblichen Bereichen variiert worden. Die zur Gleitfigur in Abbildung 8 gehörigen Festigkeitskennwerte sind in Tabelle 2 angegeben, ebenso die Bandbreite der variierten Werte. Die dargestellte Gleitfigur entspricht ziemlich genau dem beobachteten Bruchkörper. Der Wasserstand im Deponiekörper und die Abfallwichte blieben zwischen den beiden Rechenansätzen unverändert.

### 3.3 Bewertung

Die vergleichenden Berechnungen haben bestätigt, dass die Standsicherheit von Deponieböschungen nach dem neuen Ansatz größer ist, da die aus der Bewehrungswirkung stammenden Tragreserven des Abfalls berücksichtigt werden. Die zugehörigen Bruchfiguren haben erheblich größere Abmessungen, wodurch andere Gefährdungspotentiale zu berücksichtigen sind:

- Der Einfluß scherwiderstandsarmer Bodenschichten und wenig tragfähigen Untergrundes erhält einen höheren Stellenwert.
- Weit von der Böschung entfernt liegende, zentrale Bereiche des Abfallkörpers werden für die Standsicherheit bedeutsam. Dies sind häufig Bereiche, die stärker von Wassereinstau betroffen sind und die für die Ablagerung spezieller Abfälle wie Schlämme genutzt werden.

Auf der anderen Seite haben die Berechnungen neue Fragen aufgeworfen. Der gewählte Wert für den Reibungswinkel liegen an der unteren Grenze des Variationsbereiches. Es ist dabei noch unklar, inwieweit sich die Zusammensetzung des US-Abfalls von der des deutschen Abfalls unterscheidet. Aus den nationalen Hausmüllanalysen geht hervor, dass die Amerikaner etwa doppelt soviel Hausmüll produzieren (rund 1000 kg/Kopf und Jahr) wie die Deutschen. Ein großer Teil des Mehraufkommens geht augenscheinlich auf Verpackungsabfälle zurück, die bei der Scherfestigkeit weniger beim Reibungsanteil als bei der Bewehrung zum Tragen kommen.

Weiterhin ist auch die Annahme, dass im Untergrund nur Restscherfestigkeiten mobilisiert werden, zu hinterfragen. Zwar zeigen sowohl die Berechnungen für Rumpke als auch die geologischen Verhältnisse beim Böschungsbruch in Maine, dass die Standsicherheitsprobleme maßgeblich durch die geringe Tragfähigkeit des Untergrundes hervorgerufen werden. Außerdem ist nachvollziehbar, dass infolge des unterschiedlichen Verformungsverhaltens der Bruch bzw. die Scherfestigkeit des Bodens bereits bei Verformungen erreicht wird, bei denen die Scherfestigkeit des Abfalls noch lang nicht mobilisiert worden ist.

Die genannten beiden Punkte lassen vermuten, dass die Stabilitätsverhältnisse im Deponiekörper noch immer nicht hinreichend genau erfasst wurden, insbesondere hinsichtlich des Wassereinstaus und des Strömungsdruckes. Für Rumpke wurde von einem Wassereinstau auf der Sohle von 20 m ausgegangen. Beobachtungen und Wasserstandsmessungen an schlecht entwässerten Altkörpern wie z.B. in Hannover-Altwarmbüchen zeigen jedoch, dass bei höheren Deponien auch höhere Wasserstände auftreten können. Zwar handelt es sich oft um Schichtenwasser, das sich auf wenig durchlässigen Abfallsschichten staut. Doch genau solches Stauwasser kann bei entsprechenden Auflasten zum Entstehen örtlicher Porenwasserüberdrücke führen und so die Scherfestigkeit in höheren Lagen des Abfallkörpers schwächen. Bei hohen Deponien kann selbst das Auftreten geringer Porenwasserüberdrücke zu erheblichen Standsicherheitsproblemen führen, sofern sie entsprechend großflächig verteilt sind.

In Rumpke wird diese Situation zusätzlich dadurch verschärft, dass der Abfall –den gesetzlichen Forderungen folgend- täglich mit Erdmaterial abgedeckt wird (Daily Earth Cover). Dabei wird meist auf örtlich anstehenden Boden zurückgegriffen (toniges oder schluffiges Material), das unter der Auflast konsolidiert und an Durchlässigkeit verliert. In den dargestellten Berechnungen wurde das Auftreten von Porenwasserüberdrücken in den oberen Abfallsschichten nicht berücksichtigt. Es ist jedoch offensichtlich, dass dann besonders bei höheren Deponien Standsicherheitsprobleme entsprechend auch bei festeren Untergrundmaterialien auftreten können.

## **4 Geotechnische Empfehlungen**

### **4.1 Aufbau und Betrieb**

Die Anforderungen an Aufbau und Betrieb des Deponiekörpers lassen sich auf zwei zentrale Punkte reduzieren:

- Wasseraufstau im Deponiekörper insbesondere auf Zwischenschichten muss vermieden oder reduziert werden
- Bei abfallwirtschaftlichen Maßnahmen, die die Scherfestigkeit des Abfalls verändern können, sind unbedingt die geotechnischen Verhältnisse der Deponie v.a. im Untergrund zu berücksichtigen.

Mit Blick auf die für das Jahr 2005 zu erwartenden Änderungen der Zusammensetzung und des Zustandes der abzulagernden Abfälle ergeben sich spezielle Konsequenzen. Entsprechend den Forderungen der TASI dürfen ab 2005 nur noch vorbehandelte Abfälle abgelagert werden. Soweit es sich um biologisch vorbehandelten Abfall handelt, ist mit höherer Wichte und insgesamt geringerer Scherfestigkeit (mehr Reibung, weniger Faserkohäsion) zu rechnen. Ausserdem können diese Abfälle leicht undurchlässige Sperrschichten bilden, besonders wenn die sog. heizwertreiche Fraktion (>40 bis >80 mm) abgesiebt wird. Damit ergäbe sich, wenn diese Abfälle auf vorhandenen Abfallkörpern abgelagert werden, kritische Szenarien mit Wasseraufstau in den höheren Abfallschichten bei gleichzeitiger Lastzunahme und Scherfestigkeitsverlust. Das Verformungsverhalten dieser Abfälle dürfte zudem bodenähnlicher werden (geringere Scherverformungen zur Mobilisierung der Bruchfestigkeiten). Dementsprechend sind auch innerhalb des Deponiekörpers zwischen den unterschiedlichen Abfällen ähnliche Verformungsinkompatibilitäten zu erwarten wie derzeit zwischen Abfallkörper und Untergrund. Bei Verbrennungsrückständen könnten sich durch die höhere Wichten, niedrigere Scherfestigkeiten gleichartige Probleme ergeben, die Durchlässigkeit hängt allerdings sehr stark von der Rückstandsfraktion ab. Weiterhin ist fraglich, welche Verbrennungsrückstände zukünftig überhaupt auf TASI-Klasse 2 Deponien gelangen werden.

## 4.2 Monitoring

Der Deponieüberwachung kommt angesichts der dargestellten Fälle von Stabilitätsversagen und der Aussichten für das Jahr 2005 besondere Bedeutung zu. Zwar sind alle notwendigen Überwachungsmaßnahmen (Materialkennwerte, Verformungsverhalten) in der TASI explizit genannt, die Umsetzung erfolgt jedoch nicht mit der erforderlichen Sorgfalt. Aus fehlender Einsicht in die Notwendigkeit und aus Kostengründen werden Maßnahmen entweder gar nicht oder nur mit unzureichenden Mitteln durchgeführt.

Kernstück der Überwachung ist die Setzungskontrolle der Deponiebasis. Da alle standsicherheitsgefährdenden Verschiebungen vom Abfallkörper durch die Basis in den Untergrund führen, liefert die Setzungsüberwachung die frühesten Hinweise auf Gefährdungen. Die Setzungsüberwachung erfolgt durch regelmäßige Vermessung der Höhenlage der Sickerwasserrohre mittels hydrostatischer Höhenvermessung. Wie Vergleichsmessungen gezeigt haben, ist die aus Kostengründen ebenfalls zum Einsatz kommende Kameraneigungsmessung mit Genauigkeiten von bestenfalls  $\pm 40$  cm (bei 200 m Rohrlänge) für diese Anwendung ungeeignet (**Kölsch, 1998**).

Weiterhin empfiehlt sich bei kritischen Stabilitätsverhältnissen die zusätzliche Überwachung von Verformungen im Deponiekörper und die regelmäßige Bestimmung der Einbaudichte. Dafür gibt es mittlerweile geeignete Messverfahren wie das GEO-TRAC-System, das am Kompaktor kontinuierlich die Höhenlage misst. Wo immer möglich (z.B. in Gasdomen), sind Wasserstandsmessungen im Abfallkörper durchzuführen und die Ergebnisse sind entsprechend zu bilanzieren.

Es ist unklar, ob die Böschungsbrüche in Rumpke und Maine hätten verhindert werden können, wenn die Anzeichen frühzeitig genug erfasst worden wären. Die identifizierten Ursachen lassen jedoch vermuten, dass man zumindest durch die rechtzeitige Bekämpfung des Wasseraufstaus die Situation hätte verbessern können – wofür man bei der Größenordnung des Abfallkörpers in jedem Fall eines benötigt hätte: Genügend Zeit.

## Literaturangaben

- BMU (1993):** 3.Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall)
- Buß (1995):** Böschungsbruchberechnungen nach DIN 4084 – Rechnerprogramm BOESCH Kölsch-Version 2.0, GGU, Braunschweig
- DGGT (1997):** GDA-Empfehlungen der Deponien und Altlasten. Hrsg.: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. – Berlin: Ernst
- Kenter, Schmucker, Miller (1997):** The day the Earth didn't stand still: The Rumpke landslide. *Wasteage* 28, no. 3, Washington
- Kölsch (1997):** Verbesserte Standsicherheitsberechnung für Abfalldeponien. *Entsorgungspraxis* 15, Heft 6, S.40-45, Gütersloh: Bertelsmann
- Kölsch (1998):** Vergleichsmessungen an verschiedenen Deponien - Meßergebnisse und Verfahrensvergleich. In: Rodatz (Hrsg.): Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau. 8. Braunschweiger Deponietechnik-Symposium
- Reynolds (1991):** Geotechnical field techniques used in monitoring slope stability at a landfill. 3<sup>rd</sup> International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Oslo
- Schmucker, Hendron (1997):** Forensic analysis of the 9<sup>th</sup> March 1996 landslide at the Rumpke Sanitary Landfill, Hamilton County, Ohio. ASCE seminar „slope stability in waste systems“
- Spillmann (1980):** Beitrag zur langfristig standsicheren Konstruktion hoher Abfalldeponien. *Müll und Abfall* 12, Heft 10. Berlin: Erich Schmidt Verlag
- Stark, Evans, Sherry (1997):** Design of a failed landfill slope. Proceedings of the 28<sup>th</sup> Ohio River Valley Soils Seminar, Lexington (KY)

Dr.-Ing. Florian Kölsch

Dr. Kölsch Geo- und Umwelttechnik GmbH

Gliesmaroder Straße 100

38106 Braunschweig

phone: 0531/338962

e-mail: koelsch@dr-koelsch.de



## **Oberflächenabdichtung von Deponien**

### **Ein Feld grenzenloser Ingenieurkreativität?**

Dr.-Ing. F.-R. Ruppert, Dipl.-Ing. T. Brockhaus

#### **Wo liegt das Problem?**

Die Forderung ist klar und die Sache scheint einfach: Die Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen, kurz TA-Si, verlangt z.B. für Altdeponien (Hausmülldeponien) im Abschnitt 11.2.1: *„nach Verfüllung eines Deponieabschnittes ist ein Oberflächenabdichtungssystem aufzubringen. Deponieoberflächenabdichtungssysteme haben den Anforderungen für Deponien der Klasse II... zu entsprechen.“*

Das Abdichtungssystem ist vorgegeben, seine Komponenten nach Materialart und Dicke sind beschrieben. Wer kann als Planer oder Betreiber angesichts dieser klaren Aussage noch ein Problem beim Entwurf von Oberflächenabdichtungssystemen sehen? Andererseits lesen wir von kompetenter Seite *„Seit in Kraft treten der TA-Si gibt es dafür jedoch gerade einmal eine Handvoll ausgeführter Beispiele.“* [1]

#### **Wunsch und Wirklichkeit**

Durch den Bau in der TA-Si vorgegebener Abdichtungssysteme wird die Freisetzung und Ausbreitung von Schadstoffen verhindert, wenn, ja wenn ... und da liegt bereits das erste Problem: ... wenn alle in der TA-Si beschriebenen Barrieren unabhängig voneinander wirken. Bedauerlicherweise ist der Deponiestandort jedoch selten geologisch und hydrogeologisch tauglich und der Abfalleinbau zugleich im Sinne der TA-Si „geeignet“ - von der Einhaltung der in der TA-Si aufgeführten Zuordnungswerte ganz zu schweigen.

Würden diese Voraussetzungen alle zutreffen, würde sich praktisch kein Deponiegas entwickeln, die organische Sickerwasserbelastung sehr gering sein und es würden nur geringfügige Abfall- und Untergrundsetzungen auftreten. Die Stabilität des Deponiekör-

pers wäre gewährleistet. Unter diesen Umständen wäre das Regelsystem der TA-Si geeignet.

Diese Voraussetzungen werden von den heute zu sichernden Deponien in den seltensten Fällen erfüllt. Abweichend von den dem TA-Si-System der Oberflächenabdichtung zu Grunde liegenden Annahmen hat die Planung u.a. mit hohem Gasbildungspotential, hoher organischer Sickerwasserbelastung und bauwerksunverträglichen Setzungen zu rechnen.

Diese technischen und immer mehr wirtschaftliche Randbedingungen erzwingen den in der TA-Si erlaubten Entwurf von geeigneten alternativen Systemen: *„Zum einen, weil das Regel-Abdichtungssystem an der Deponieoberfläche fachlich nicht unumstritten ist, zum anderen, weil die ökonomischen Randbedingungen zu günstigeren Alternativen tendieren lassen, gibt es inzwischen weit mehr ausgeführte alternative Abdichtungen als Regelabdichtungen.“* [1]

### **Planerische Kreativität: die Alternative!**

Betrachtet man die bereits ausgeführten Lösungen und auch noch das, was noch nicht ausgeführt aber entweder schon in der Planung oder als Gedankengebäude in den Köpfen von Wissenschaftlern und planenden Ingenieuren vorhanden und in Publikationen oder Vorträgen veröffentlicht ist, zeigt sich ein Bild der Ingenieur Tätigkeit, das die Öffnungsklausel der TA-Si *„oder mit einer gleichwertigen Dichtung“* kreativ ausnutzt.

In der Tat, durch Änderung der sechs Elemente des Oberflächenabdichtungssystems der TA-Si in der jeweiligen vorgegebenen Materialzusammensetzung, der Dicke, der Anordnung zueinander und dem Weglassen einzelner Elemente ergibt sich eine Matrix mit Kombinationsmöglichkeiten, die, wenn nicht grenzenlos, so doch großzahlig sind. Dazu kommen alternative Komponenten wie Kapillarsperre, Bentonitmatte, Asphaltabdichtung, vergütete mineralische Dichtung, Dränagematte sowie zusätzliche Eignungen einzelner Komponenten (Wasserhaushaltsschicht, Methanoxidationsschicht usw.) oder auch ergänzende Technik (z.B. elektroresistive Überwachungssysteme).

Neben dem Ausgleich der Abfalloberfläche, der Herstellung eines tragfähigen Dichtungsauflegers, der Fassung und Ableitung von Gas, der Abdichtung gegenüber Gas und Niederschlag, dem Schutz gegenüber mechanischen sowie Wurzel- und Frosteinwirkungen, der Fassung und Ableitung von Niederschlagswasser sowie dessen Speicherung und Verteilung gilt es Anforderungen an die Herstellbarkeit, Wirksamkeit, Beständigkeit, Kontrollierbarkeit und Wirtschaftlichkeit zu entsprechen.

### **Formale Kreativität: der Ausweg?**

Bei aller planerischen Kreativität – vor der tatsächlichen Umsetzung ist die Genehmigungsbehörde von der Gleichwertigkeit eines vom Regelsystem der TA-Si abweichenden Oberflächenabdichtungssystems zu überzeugen. Das ist bisweilen Schwerstarbeit, bisweilen unmöglich, nämlich dann, wenn auf dem „TA-Si und nicht anders“ Standpunkt verharrt wird, wie auch die eindrucksvollen Erfahrungen eines Betreibers belegen: In [2] heißt es: *„Als Betreiber stellen wir uns die Frage, welche Schutzfunktionen muss die Abdichtung im konkreten Anwendungsfall übernehmen. Dabei berücksichtigen wir auch das Alter der Deponie und die gering gewordene Gasbildungsrate“*. Aber in Gesprächen mit der Genehmigungsbehörde wird festgestellt *„dass eine u.E. standortgerechte Reduzierung des Aufwandes nicht gestattet wird und das System nur dann als gleichwertig gilt, wenn alle Funktionen der TA-Si-Dichtung erwiesenermaßen erfüllt werden.“*

Der Trend geht dahin, diese widersprüchlichen Sichtweisen in einer formal durchaus kreativen Art und Weise auf einen Nenner zu bringen: Das Oberflächenabdichtungssystem wird seines „endgültigen“ Charakters beraubt und zur Abdeckung, die „nur“ temporär wirksam sein soll. Das ist dann wieder TA-Si-konform, da diese für Altdeponien temporäre Abdeckungen zulässt, ohne die Anforderungen an dieses System zu quantifizieren: *„wenn große Setzungen erwartet werden, kann bis zum Abklingen der Hauptsetzungen eine Abdeckung vorgenommen werden.“* Aus dieser Sicht scheinen Setzungen sogar manchem willkommen zu sein. Ebenso willkommen wie die These, die Deponie brauche zur Gasproduktion übergangsweise eine etwas undichte Dichtung. Willkommen selbst dann, wenn über belegbare Annahmen hinaus strapaziert.

Häufig ist dieses Vorgehen einerseits getragen von dem Wissen, dass weder temporär noch endgültig definiert sind und andererseits von der Hoffnung, dass der temporäre Zustand nur lange genug währen muss, um daraus endgültig werden zu lassen. Auch von behördlicher Seite gibt es immer mehr Bereitschaft, die wenigen Freiräume der TA-Si zu nutzen, um zum Beispiel bestehende Übergangslösungen dauerhaft so zu belassen wie sie sind oder den Zeitpunkt der Erweiterung einer temporären Lösung zu einer TA-Si konformen Dauerlösung weit hinaus zu schieben.

Ohne Vorgaben oder konkrete Anforderungen von Seiten der TA-Si ist der Freiraum für den Planer, alternative Systeme zu entwerfen wie für die Genehmigungsbehörde, diese als temporäre Maßnahme zu genehmigen, vorhanden. Dieses Vorgehen, TA-Si-gerecht und doch am Regelsystem der TA-Si vorbei zu entwerfen, ist häufig der einzige Weg, innovative Lösungen in die Tat umzusetzen.

### **Risiken und Nebenwirkungen**

Der Entwurf „endgültiger temporärer“ Oberflächenabdeckungen und somit alternativer Oberflächenabdichtungen fordert Betreiber, Genehmigungsbehörden und Planer gleichermaßen, einerseits im Sinne der TA-Si, also im Hinblick auf deren Schutzziele zu planen und andererseits die Gelegenheit wahrzunehmen, standortspezifische Randbedingungen und Anforderungen zu berücksichtigen, eben im konkreten Anwendungsfall zu entwerfen.

Bedauerlicherweise ist festzustellen, dass dieser im gegenseitigen Einvernehmen zwischen Betreiber und Genehmigungsbehörde ermöglichte planerische Freiraum nicht immer in diesem Sinne genutzt wird. Schlimmer noch ist, dass sich der Planer mit einer neuen Aufgabe konfrontiert sieht: er hat sich mit Modeerscheinungen, einseitigen Bewertungen und Lobbyismus auseinander zusetzen. Und das sowohl gegenüber dem jeweiligen Auftraggeber als auch gegenüber der behördlichen Seite. Da fällt es teilweise schwer, die regionalen und persönlichen Vorlieben und Antipathien Einzelner auseinan-

der zuhalten und sich selbst der Planungsaufgabe möglichst immer wieder von Neuem neutral zu öffnen.

Einerseits ist zu verstehen, dass sich die zwischen den Beiträgen der Ingenieurbüros und Produzenten (alles ist möglich...) und der Genehmigungsbehörden (kaum etwas ist genehmigungsfähig...) verloren fühlenden Betreiber an Fachmeinungen festzuhalten versuchen, die „en vogue“ sind. Andererseits kann es nicht sein, dass die vermeintliche Lehre aus negativen Erfahrungen mit einem System oder gar nur mit einem Element des Gesamtsystems an einem Standort dazu führt, dass dieses System oder Element für keinen Standort taugen soll. Und das ist tatsächlich auch nicht so, wie die detaillierte Aufarbeitung auch marktbewegender Testfeldergebnisse zeigt: der Vergleich zwischen Äpfeln und Birnen beschränkt sich nach wie vor auf einige wenige Parallelen, aber eben auch nicht mehr.

Ebenso wenig ist ein für einen Standort entworfenes, dort bewährtes System oder Element kritiklos auf jeden anderen Standort übertragbar. Das wäre ebenso zu kritisieren wie oben für das Regelsystem der TA-Si geschehen und der übergeordneten Intention hoffentlich aller Beteiligten nicht gerecht, das an den Schutzziele der TA-Si gemessene Wohl der Allgemeinheit nicht zu beeinträchtigen.

Hier ist sowohl für Planer als auch für Betreiber und Genehmigungsbehörden Vorsicht geboten: die Unterschiede von Deponie zu Deponie sind zu groß, als dass sich die Standortsicherung aus der Schublade oder auf die Schnelle beantworten ließe. Die einzelnen Entscheidungen bedürfen der detaillierten Kenntnis der Standortbedingungen und sind möglichst von einem produktunabhängigen und neutralen Standpunkt aus herbeizuführen.

### **Grenzen der Ingenieurkreativität**

Kreativität in allen Ehren - letztlich wird jede Lösung an den besonderen Randbedingungen des Standortes gemessen. Nicht jede Idee wird eben dem konkreten Gefährdungspotential oder der derzeitigen bzw. zukünftigen Emission gerecht. Es sei denn, dass hier-

über kaum Kenntnis besteht (oder bestehen soll?). Manche Lösung besticht nur beim ersten Hinsehen, missachtet jedoch bei genauerer Untersuchung zum Beispiel das Vorhandensein und die Beschaffenheit weiterer Barrieren. Künstliche Bewässerung unter beeindruckender 100% dichter Abdichtung ohne Kenntnis des Gashaushaltes und des Gefährdungspotentials bei fehlender Basisabdichtung...? Mag sein, dass das die beste Lösung ist, mag sein, dass sie es nicht ist. Auf der Basis einzelner Meinungen oder Erfahrungen, die womöglich auf Untersuchungen weit entfernter Standorte mit zum Beispiel deutlich verschiedenen klimatischen Verhältnissen zurückgehen, kann diese Frage nicht abschließend geklärt werden. Argumente der Anti-Ton- oder Anti-Plastik-Bewegung sind zu prüfen und in die Planung sicherlich mit einzubeziehen. Dennoch dient diese Einseitigkeit eher denen, die sie fortwährend verkünden und gegen jeden „Angriff“ verteidigen und weniger der tatsächlichen Aufgabe: das System zu finden, welches die Freisetzung und Ausbreitung von Schadstoffen im Zusammenwirken mit anderen Einrichtungen insgesamt am besten verhindert.

### **Zusammenfassung**

Die TA-Si sieht zwei Regelsysteme für die Abdichtung von Deponieoberflächen vor und macht deren Anwendung von der Deponieklassifizierung anhand festgelegter Abfall - Zuordnungswerte und mechanischen Anforderungen an den Abfall abhängig. Allerdings entspricht der heute abzudeckende Abfall nicht den Vorgaben der TA-Si. Es hat sich daher gezeigt, dass diese Regelung nicht ohne weiteres auf jeden Standort anwendbar ist und das Oberflächenabdichtungssystem insbesondere im Hinblick auf die in der TA-Si formulierten Schutzziele jeweils standortbezogen entwickelt werden müssen. Auch technische und immer mehr wirtschaftliche Randbedingungen erzwingen den in der TA-Si erlaubten Entwurf alternativer und, gemessen an den Schutzzielen der TA-Si, gleichwertiger Systeme. Gerade der zu beobachtende Trend, die starren Regelungen der TA-Si durch den Entwurf langfristig temporärer Systeme zu umgehen, fordert von allen Beteiligten, weiterhin die der TA-Si zu Grund liegenden Zielvorstellungen im Auge zu behalten und sich darüber hinaus bei dem Entwurf eines Oberflächenabdichtungssystems nicht von technischen Modeerscheinungen leiten zu lassen.

- [1] Egloffstein, Th., Burkhardt, G., Czurda, K.: Vorwort in: Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten '99, Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, 116, E. Schmidt Verlag, Berlin, 2000
- [2] Tschackert, A., Abschluss von Deponien aus Sicht eines öffentlich-rechtlichen Deponiebetreibers, in [1], S. 29-40

**Anschrift der Autoren**

Dr.-Ing. F.-R. Ruppert, Dipl.-Ing. T. Brockhaus

BRP CONSULT

Beratende und Planende Ingenieure

Dr.-Ing. F.-R. Ruppert GmbH

Inselwall 14

38114 Braunschweig

E-Mail: [brp-bs@online.de](mailto:brp-bs@online.de)



# Innovative Systeme zur Oberflächenabdichtung von Deponien

Prof. Dr.-Ing. Henning Hoins

## 1 Einleitung

Die technische Ausgestaltung von Oberflächenabdichtungen für Deponien wird im Wesentlichen in den Technischen Anleitungen TA-Abfall und TA-Siedlungsabfall durch Vorgabe von Regelabdichtungssystemen festgelegt. In Anlehnung an diese Vorschriften werden von den Genehmigungsbehörden diese Regelsysteme im Sinne eines dokumentierten Standes der Technik häufig auch für Altblagerungen gefordert, die nicht unter diese Anleitungen fallen. Abweichungen von den Vorgaben der Technischen Anleitungen sind entweder im Rahmen einer Einzelfallgenehmigung (Nachweis des Erreichens der Ziele der Technischen Anleitung auch mit grundsätzlich anderen Maßnahmen/ Aufbauformen) oder eines Gleichwertigkeitsnachweises (bezogen auf das jeweilige Regelabdichtungssystem) möglich.

Die genannten Technischen Anleitungen sind bereits seit rund 9 bzw. 7 Jahren in Kraft, wobei deren Entstehung noch weiter zurück reicht. Ausgelöst durch die in weiten Bereichen anzutreffende, angespannte Lage der öffentlichen aber auch der privaten Haushalte findet eine intensive Suche nach neuen, kostengünstigeren Lösungen statt, die zu einer teilweise rasanten Entwicklung des Standes der Technik geführt hat. Diese Entwicklung wurde maßgeblich durch zwischenzeitlich vorliegende Versuchs- und Praxisergebnisse unterstützt, die die bereits seit den ersten Entwürfen der Technischen Anleitungen bestehenden Bedenken weitgehend bestätigen und die Eignung der Regelabdichtungssysteme zumindest teilweise in Frage stellen. Mittlerweile stehen neue, weitgehend ausgereifte Abdichtungssysteme zur Verfügung, die meist kostengünstigere und technisch leistungsfähigere Lösungen darstellen. Ein Ende dieser Entwicklung ist nicht abzusehen.

Dieser Vortrag stellt - ausgehend von der Kombinationsabdichtung (Regelabdichtung gemäß TA Abfall und TA Siedlungsabfall, Deponieklasse II) - die derzeit zur Verfügung stehenden und in der Entwicklung befindlichen Alternativsysteme vor und gibt Hinweise zu deren Einsatzmöglichkeiten und –grenzen.

## **2 Anforderungen an Oberflächenabdichtungen**

Die Oberflächenabdichtung hat die Aufgabe, das Niederschlagswasser vom Deponiekörper fernzuhalten. Die Sickerwasserbildung soll stark reduziert werden, um die Gefahr einer Schadstoffauswaschung (in das Grundwasser oder in ein Oberflächengewässer neben der Deponie) zu vermeiden. Ebenfalls wird der unkontrollierte Gasaustritt aus dem Deponiekörper in die Atmosphäre und der Sauerstoffeintritt in den Deponiekörper, der zu Funktionsstörungen im Entgasungssystem führt, minimiert. Die im Oberflächenabdichtungssystem verwendeten Materialien müssen gegen die Deponiegase sowie kapillar aufsteigendes Sicker- und Kondenswasser chemisch beständig sein und einen Schutz gegen Durchwurzelung und Nagetiere bieten. Setzungen, Setzungsdifferenzen bzw. Sackungen, die sich aus den im Deponiekörper ablaufenden chemischen und biochemischen Reaktionen sowie aus Konsolidierungsvorgängen ergeben können, müssen schadlos aufgenommen werden.

Darüber hinaus ist zu gewährleisten, daß gegenüber klimatischen Einflüssen, wie Frost und Trockenheit, ein ausreichender Schutz der dichtenden Schicht vorhanden ist. Gleichzeitig bildet eine Oberflächenabdichtung die Grundlage zur Begrünung, Bepflanzung und soweit möglich zur Einpassung eines Deponiekörpers in das Landschaftsbild. Die maximale Böschungsneigung ergibt sich aus der Standsicherheit des Abdichtungssystems und des Deponiekörpers sowie den späteren Unterhaltungsarbeiten und der Bewirtschaftung der kultivierten Flächen.

## **3 Oberflächenabdichtungssysteme**

### **3.1 Allgemeines**

Für die volle Funktionsfähigkeit einer Oberflächenabdichtung über einen längeren Zeitraum sind folgende Systemkomponenten erforderlich:

- Rekultivierungsschicht
- Entwässerungsschicht
- Dichtungsschicht
- Ausgleichs- und ggf. Gasdränschicht

Im Rahmen dieses Vortrages soll nur auf die möglichen Dichtungsschichten eingegangen werden.

## **3.2 Systeme mit zwei Dichtungskomponenten**

In diesem Kapitel werden Oberflächenabdichtungen dargestellt, die aus 2 Dichtungskomponenten bestehen und damit vom technologischen Ansatz der Technischen Anleitungen ausgehen. Für die vorgestellten Dichtungsaufbauformen wäre eine Genehmigung als gleichwertiges System zur Regelabdichtung anzustreben.

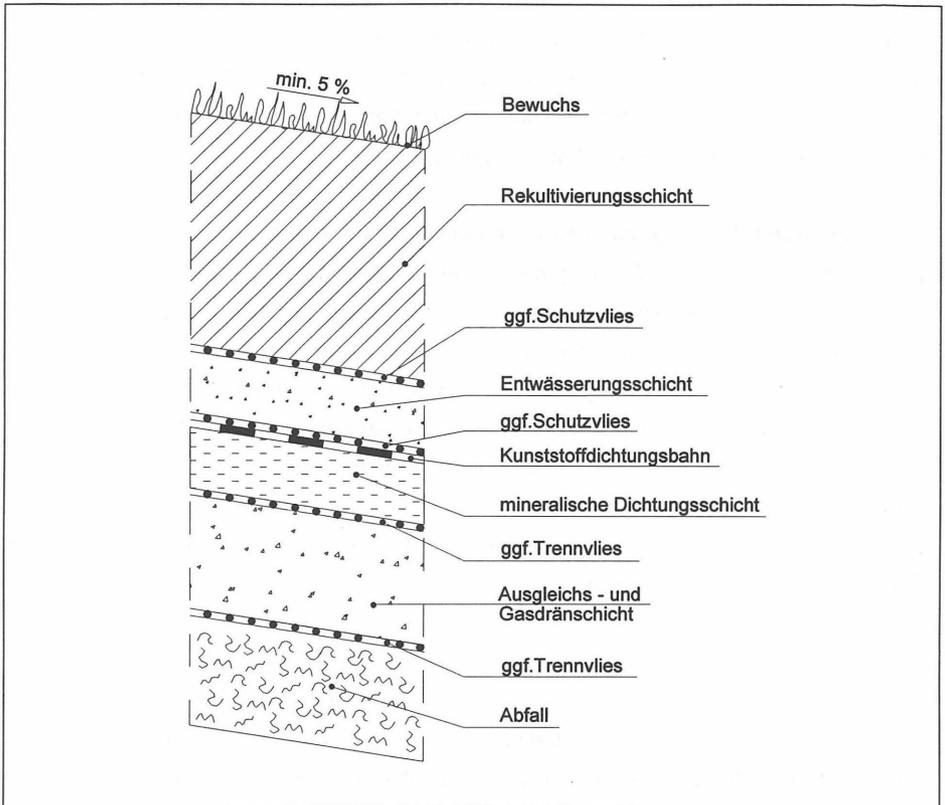
### **3.2.1 Kunststoffdichtungsbahn + mineralische Dichtung**

Eine zentrale Rolle bei der Erfüllung der in Kapitel 2 definierten Anforderungen nimmt die Kunststoffdichtungsbahn ein. Sie ist bei sorgfältiger Verlegung wasser- und gasdicht. Eine Permeation von Kohlenwasserstoffen ist in geringem Umfang theoretisch möglich, aber bei einer Oberflächenabdichtung von untergeordneter Bedeutung. Das zumeist eingesetzte PEHD stellt ein Material mit einer breiten Beständigkeitsskala gegenüber den chemischen Angriffen dar, die im Deponiebereich zu erwarten sind. Die Langzeitbeständigkeit liegt nach neueren Erkenntnissen deutlich über 100 Jahren. Das Material ist ein Industrieprodukt mit reproduzierbaren Eigenschaften, so daß Qualitätsschwankungen in engen Grenzen gehalten werden können.

Die Kunststoffdichtungsbahn ist setzungsunempfindlich bis zum Erreichen der Streckgrenze. Bei einem Auftreten von großen Setzungsunterschieden auf kurzen Entfernungen bilden sich Setzungsmulden an der Oberfläche der Deponie aus, die im Rahmen von Begehungen festgestellt werden können. Durch Freigraben können diese Stellen auf Schäden hin kontrolliert und im Bedarfsfall relativ einfach durch aufschweißen repariert werden.

Die Kunststoffdichtungsbahn liegt im Preßverbund auf der mineralischen Abdichtung auf. Diese besteht aus fein- bis gemischtkörnigen, bindigen Böden mit einem Tongehalt > 10 Gew.-% und wird mit einer Dicke von 1,00 m (TA Abfall) bzw. 50 cm (TA Siedlungsabfall) in Lagen von maximal 25 cm Dicke eingebaut. Durch die Schichtdicke besteht entsprechender Volumenbedarf, der als Deponievolumen verlorengeht. Der Einbau der mineralischen Dichtungsschicht ist auf dem häufig federnden Untergrund schwierig und witterungsabhängig.

Ein beispielhafter Aufbau einer Kombinationsabdichtung ist in Abbildung 3.2-1 dargestellt.



**Abbildung 3.2-1: Abdichtungssystem mit Kunststoffdichtungsbahn und mineralischer Dichtung**

Die hinlänglich bekannten großangelegten Versuche (Schnittger, 1997) auf der Deponie Georgswerder haben gezeigt, daß eine mineralische Abdichtung ohne weitere Schutzmaßnahmen austrocknen kann. Die Kunststoffdichtungsbahn verhindert allerdings, solange sie intakt ist, zuverlässig das Austrocknen der mineralischen Dichtung.

Demgegenüber stehen Aufgrabungen an bayerischen Deponien (Hämmerle, 1997), wonach bei entsprechender Ausbildung der Rekultivierungsschicht die mineralische Dichtung einen Zeitraum von bis zu 10 Jahren auch ohne aufliegende Kunststoffdichtungsbahn schadlos überdauert hat. Unterstützung erhält der Einsatz einer mineralischen Dichtung

auch durch Versuche (Wunsch, 1997), bei denen eine „Selbsteheilungswirkung“ der verwendeten mineralischen Materialien beobachtet wurde.

Weiterhin ist jedoch zu beachten, daß mineralische Dichtungen auf Biegebeanspruchungen mit Rissen aufgrund der Krümmung aus Setzungen und Sackungen reagieren.

Bereits über mehrere Jahre durchgeführte, vergleichende Laborversuche haben ergeben, daß das Reißverhalten bei Austrocknung und Krümmung der mineralischen Schicht sowie die Durchlässigkeit durch Zugabe von Wasserglas verbessert werden kann. Die gebildeten Wasserglasgele und –sole sorgen für eine Verstopfung und Verklebung der Bodenporen.

### **3.2.2 Kunststoffdichtungsbahn + Reststoffdichtung**

Im Rahmen der vorgenannten Untersuchungen zu Auswirkungen der Zugabe von Wasserglas wurden auch Versuche durchgeführt, eine mineralische Dichtung aus Reststoffen künstlich aufzubauen. Die Laborversuche haben ergeben, daß diese Reststoffdichtung herkömmlichen mineralischen Dichtungen hinsichtlich Austrocknungs- und Verformungsverhalten weit überlegen ist. Sie wird als künstliche Mischung mit Traggerüst (z. B. Schlacke), Füller (z. B. feinkörniger Abraumboden, Filterstaub) und Feinkorn für die Dichtungsfunktion/ Plastizität (z. B. Klärschlamm) unter Zugabe von Wasserglas hergestellt.

In diesem Zusammenhang wurde auch das System der aktiven Rißsicherung entwickelt. Dabei wird in die Dichtungsschicht ein gering dehnfähiges Gewebe eingebaut. Auf der mineralischen Dichtung wird eine Schicht aus einem Fließboden (z. B. sehr feinkörniger, kohäsionsloser Feinsand) aufgebracht, der mit dem durch die Dichtung sickern den Wasser in die Risse einfließt und durch das o. g. Gewebe in der Dichtung zurückgehalten wird. Damit werden die Risse verstopft.

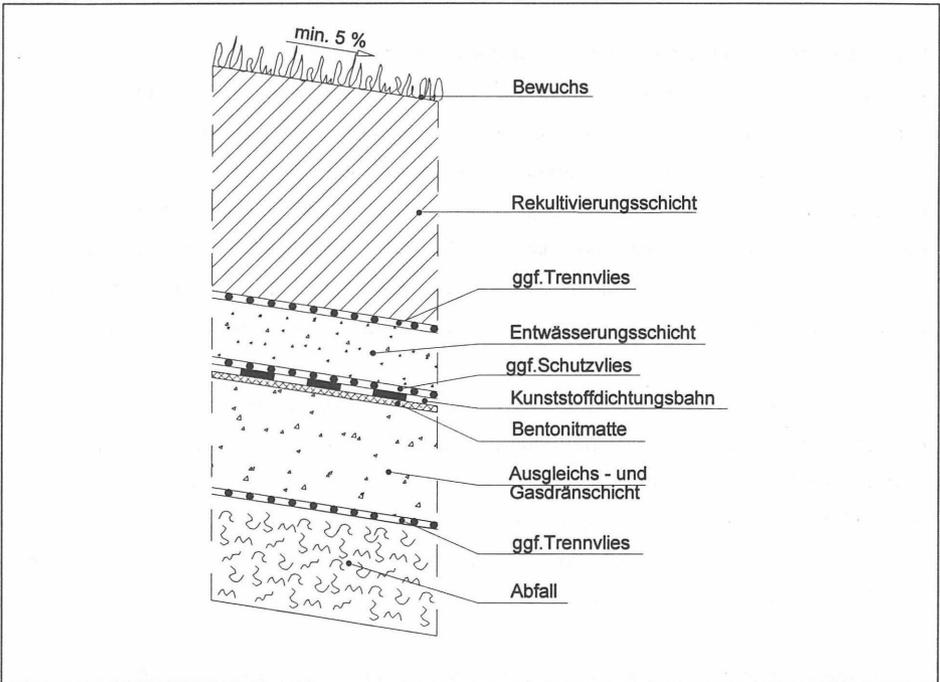
Ein besonderer Reiz liegt bei dieser Reststoffdichtung darin begründet, daß gleichzeitig mit dem Einsatz als Dichtung eine Entsorgung dieser Materialien einher geht, für die Deponiegebühren eingemommen werden können. Dadurch ist ggf. die Finanzierung eines Teils der Oberflächenabdichtung möglich. Die Anordnung der Reststoffdichtung unter einer Kunststoffdichtungsbahn hat den Vorteil, daß die Forderung der Genehmigungsbehörden nach Erstellung einer Kombinationsdichtung erfüllt wird. Inwieweit dieses Dichtsystem

als Einfachdichtung (z. B. für Deponien der Klasse I gemäß TA-Siedlungsabfall) den gestellten Anforderungen entspricht, muß in weiteren Feldversuchen verifiziert werden.

Der Einsatz einer Reststoffdichtung als Substitut für die mineralische Dichtung im Rahmen einer Kombinationsdichtung hat beim großflächigen Einbau auf der Deponie Eindhoven (Niederlande) positive Ergebnisse erbracht.

### 3.2.3 Kunststoffdichtungsbahn + Bentonitmatten

Als Ersatz für die mineralische Dichtung werden verschiedentlich Bentonitmatten eingesetzt. Ein solches System wird in Abbildung 3.2-2 vorgestellt.



**Abbildung 3.2-2: Abdichtungssystem mit Kunststoffdichtungsbahn und Bentonitmatten**

Auf einem ebenen Planum können Bentonitmatten relativ einfach verlegt werden. Der Durchlässigkeitsbeiwert liegt nach Herstellerangaben bei ca.  $10^{-10}$  m/s. Die Funktion der Dichtung ist nur bei Feuchtigkeit (Quellvorgänge des Bentonits) gegeben. Bei wechsell-

den Trocken-Naß-Zyklen findet durch die Austrocknung eine Reißbildung statt, die irreversibel ist. Eine Zulassung des DIBt liegt für den Einsatz auf Deponien der Klasse I gemäß TA Siedlungsabfall vor (DIBt, 1997). Sie fordert allerdings eine zweilagige Anordnung der Bentonitmatte. Versuche auf der Deponie Georgswerder stellen die Eignung der Bentonitmatte in Frage (Steinert und Melchior, 1997). Erneute Aufgrabungen im Jahr 1998 (Melchior, 1999) haben ergeben, daß eine Austrocknung der einlagig verlegten Bentonitmatten auch im Überlappungsbereich mit doppellagiger Verlegung stattgefunden hat. Die Kunststoffdichtungsbahn verhindert auch hier die Austrocknung der Bentonitmatte.

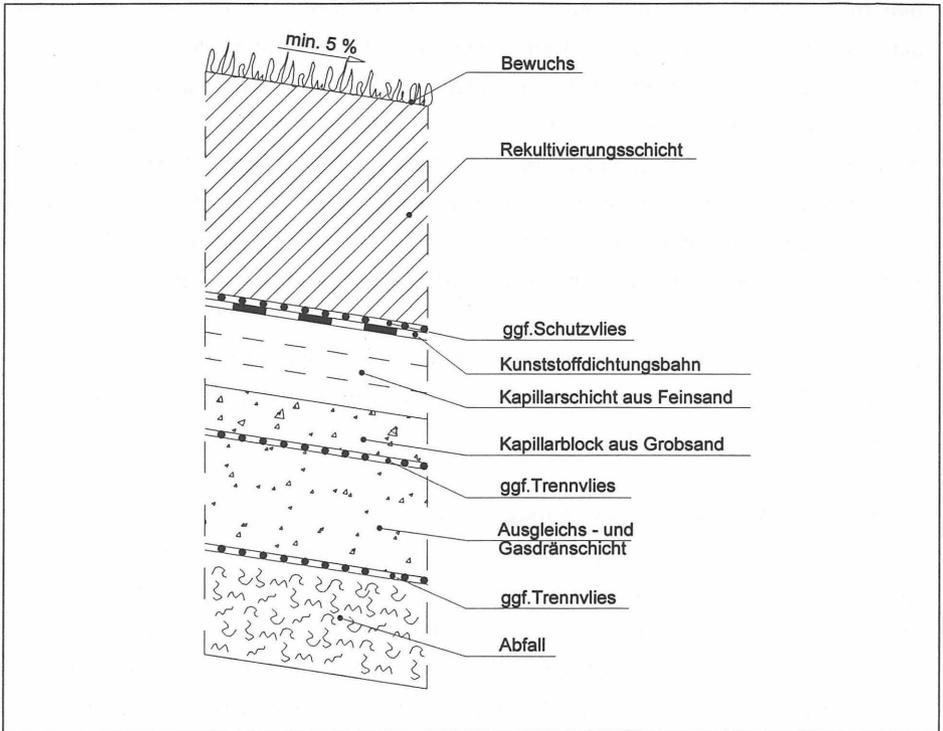
Die Beständigkeit der umhüllenden Geotextilien wurde bisher nur durch Versuche nachgewiesen. Derzeit wird von einer Haltbarkeit der umhüllenden Geotextilien unter statischer Beanspruchung von unter 30 Jahren ausgegangen.

#### **3.2.4 Kunststoffdichtungsbahn + Kapillarsperre**

Bedingt durch den Porensprung in der Kapillarfläche vom feinen zum groben Material ergeben sich in Kapillarschicht und Kapillarblock unterschiedliche Saugspannungs-/ Sättigungsbeziehungen. Diese sorgen dafür, daß das Wasser an der Grenzfläche zwischen Kapillarschicht und Kapillarblock lateral zum Böschungsfuß abgeleitet wird. Wenn der Wassergehalt in der Kapillarschicht bei großen Wassermengen in den Bereich der Sättigung kommt, kann dies allerdings zu einem Durchbruch führen, was die aufliegende Kunststoffdichtungsbahn sicher verhindert. Sie gewährleistet auch die Gasdichtigkeit.

Die Kapillarsperre ist bezogen auf die Beanspruchung in einer Oberflächenabdichtung sehr robust. Änderungen des Wassergehaltes der Kapillarsperre beeinträchtigen die Funktionsfähigkeit der Kapillarsperre ebensowenig, wie das Einwachsen von Wurzeln bei Fehlstellen in der Kunststoffdichtungsbahn. Mögliche Fremdkörper in der Kapillarschicht werden umströmt. Die Kapillarsperre funktioniert aber nur bei Einhaltung eines Mindestgefälles von  $\geq 10^\circ$  (1 : 5,5). Sie kann also nicht in Kuppenbereichen von hügelartigen Deponien eingebaut werden. Weiterhin besteht ein relativ großer Volumenbedarf.

Der Aufbau eines Abdichtungssystemes mit Kapillarsperre ist der Abbildung 3.2-3 zu entnehmen.



**Abbildung 3.2-3: Abdichtungssystem mit Kunststoffdichtungsbahn und Kapillarsperre**

### 3.3 Kontrollierbare Oberflächenabdichtungssysteme

#### 3.3.1 Allgemeines

Die im Folgenden vorgestellten Abdichtungssysteme gehen von einer anderen Sicherheitsphilosophie aus, als in den Technischen Anleitungen vorgesehen (wobei die TA Abfall bereits kontrollierbare Oberflächenabdichtungssysteme fordert, allerdings ohne Anforderungen zu definieren):

Da es sich bei einer Oberflächenabdichtung um ein Ingenieurbauwerk mit endlicher Lebensdauer handelt, sind regelmäßige Kontroll- und Wartungsmaßnahmen und ggf. Reparaturen erforderlich. Als Kontrollen werden i. d. R. Setzungsbeobachtungen und eine Was-

serbilanz über die Messung des Niederschlags und der oberflächlichen Abflüsse oder eine Deponiegasmessung mit einem Flammenionisationsdetektor als ausreichend betrachtet. Die zulässige Restdurchlässigkeit einer Oberflächenabdichtung ist nicht definiert. Soll eine Oberflächenabdichtung aber überhaupt Sinn machen, sollte sie deutlich unter 5 % der Niederschlagsmenge liegen. In diesen Genauigkeitsbereich kommt man mit den o. g. Maßnahmen aber nicht.

Eine größere Sicherheit erhält man mit einer kontrollierbaren Oberflächenabdichtung. Sie soll eine ständige Leckageüberwachung und -ortung und damit ein schnelles Eingreifen ermöglichen, bevor es zu einer Umweltbeeinträchtigung kommt.

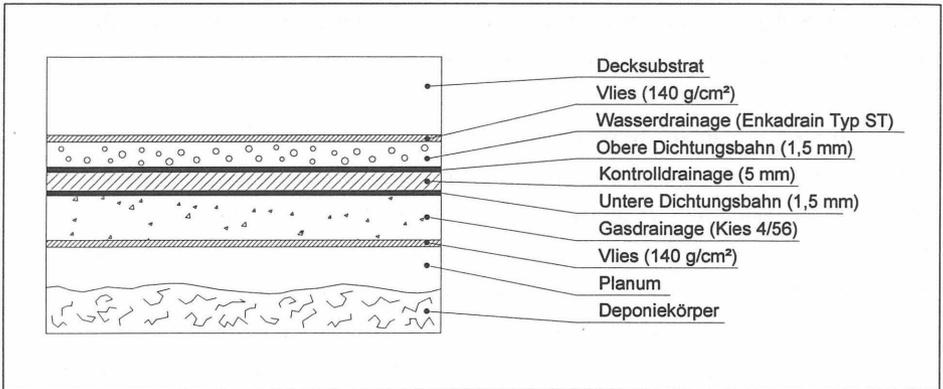
### **3.3.2 Anforderungen an kontrollierbare Oberflächenabdichtungen**

Über die in Kapitel 2 genannten Anforderungen an eine Oberflächenabdichtung hinaus müssen kontrollierbare Abdichtungssysteme weitere Merkmale erfüllen. Ein Kontrollsystem ist nur dann sinnvoll, wenn es zuverlässig arbeitet. Um dies nachzuweisen, muß eine Möglichkeit der Funktionskontrolle gegeben sein. Das Überwachungssystem ist nach Meinung des Autors ausreichend langlebig, wenn die Funktionsfähigkeit über einen Zeitraum von mindestens 10 bis 15 Jahren gewährleistet ist. Beschädigungen in der Kunststoffdichtungsbahn entstehen im wesentlichen in der Einbauphase und in dem Zeitraum, in dem noch nennenswerte Setzungen/ Sackungen stattfinden. Undichtigkeiten sollten möglichst schnell festgestellt und genau geortet werden können, damit eine gezielte, frühzeitige Reparatur der Abdichtung möglich ist, bevor Umweltschäden eingetreten sind. Das Kontrollsystem muß in das Abdichtungssystem zu integrieren (Standfestigkeit, Durchdringungen der dichtenden Schicht) und angepaßt an den Bauablauf (abschnittsweise) zu erstellen und zu betreiben sein. Es sollte nicht gleichzeitig die Dichtungs- und Kontrollfunktion übernehmen, da bei einem Schadensfall in der Dichtung auch die Kontrolle ausfallen würde.

### **3.3.3 Dränagesysteme**

Bei diesen Systemen wird zwischen zwei Dichtungsschichten bzw. Dichtungen eine Kontrolldränageschicht zur Ableitung des Leckagewassers eingebaut. Durch die Einteilung der Oberfläche in Sektoren und Definition von Kontrollpunkten kann eine Feststellung von Undichtigkeiten und deren Ortung erfolgen.

Eine Untervariante stellen die Systeme der Firmen GFA, GSE und SARNA dar. Diese Systeme sind ebenfalls mit einer Kontrolldränageschicht zwischen 2 Dichtungen aufgebaut. Die Dichtungsschichten bestehen aber aus Kunststoffdichtungsbahnen, deren Dichtigkeit durch Messungen des in der Kontrolldränage ablaufenden Wassers und zusätzlich durch das Aufbringen eines Vakuums geprüft werden kann. Bei dem System der Fa. SARNA ist das Aufbringen eines Permanentvakuums möglich. Referenzen der Firmen GFA und GSE sind dem Autor nicht bekannt.



**Abbildung 3.3-1: Kontrollierbare Mehrschichtenabdichtung System SARNA**

### 3.3.4 Sensorsysteme

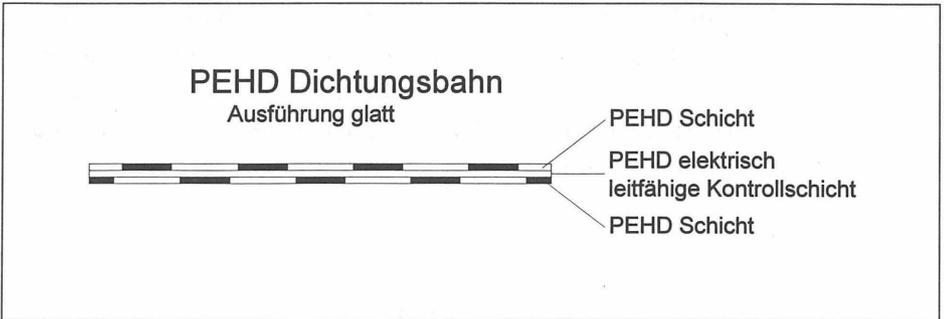
Die Leckagedetektion mit Hilfe von Sensoren wird im Deponiebau zur Zeit noch relativ selten angewandt, es liefen und laufen dazu aber seit mehreren Jahren verschiedene Forschungsvorhaben. Einige Systeme wurden auch schon großflächig in Oberflächenabdichtungen von Deponien eingebaut.

An der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung wurde im Jahre 1998 außerdem ein „Arbeitskreis Dichtungskontrollsysteme“ gegründet, der sich aus den Landesbehörden, den Herstellern von Dichtungskontrollsystemen, Fremdüberwachern und Planungsbüros zusammensetzt und sich mit den Einsatzmöglichkeiten und -grenzen sowie den an die Sensorsysteme zu stellenden Anforderungen beschäftigt. Ziel des Arbeitskreises ist es,

neben der Veröffentlichung eines Anforderungskataloges, den Forschungs- und Entwicklungsbedarf zu definieren sowie den Austausch von Erfahrungen, Anregungen und Informationen über die Anwendung von Dichtungskontrollsystemen zu ermöglichen.

### Frank Deponietechnik

Das System der Fa. Frank Deponietechnik besteht aus einer Dreischichtbahn aus einer leitfähigen PEHD- Lage zwischen 2 Deckschichten aus normalem PEHD.



**Abbildung 3.3-2: Dreischichtbahn der Fa. Frank Deponietechnik**

Die Deckschichten isolieren die Innenschicht gegen den umgebenden Boden. Die Bahnen werden an ein computergesteuertes Isolationswiderstandsmessgerät angeschlossen. Im Falle einer Beschädigung der kompletten Dichtungsbahn bzw. einzelner Schichten wird eine leitfähige Verbindung der Innenschicht mit dem umgebenden Boden hergestellt. Die daraus resultierende Widerstandsänderung wird von dem Meßgerät bemerkt und eine entsprechende Meldung abgegeben. Die Ortungsgenauigkeit der Leckage ist von der jeweiligen Größe der Bahnen (Bildung von Sektoren) abhängig.

### Geologger

Bei diesem System werden sogenannte Multipunktlinearelektroden (MPLE) mit einem Abstand von ca. 5 m zueinander unterhalb der Kunststoffdichtung verlegt. Jede dieser Elektroden besteht standardmäßig aus 20 Meßabgriffen, die in einem Abstand von ca. 5 m angeordnet sind. Die Meßabgriffe der Elektroden sind elektrisch leitend und koppeln an das umgebende, aufgrund der Eigenfeuchte elektrisch leitende Planum unterhalb der

Kunststoffdichtungsbahnen an. Oberhalb der Kunststoffdichtungsbahn werden Gegenelektroden als Spannungsgeber und außerhalb des Deponiebereichs Erder eingebracht.

Zwischen den Spannungsgebern und den Erdern wird ein elektrisches Feld aufgebaut. Die Meßelektroden werden von einem computergesteuerten Meßsystem geschaltet, das elektrische Potential gemessen und die erhaltenen Meßwerte den Koordinaten der Elektroden zugeordnet. Die Kunststoffdichtungsbahn hat einen hohen Isolationswiderstand, der im Falle einer Leckage sehr stark abfällt. Entsprechend hoch liegen die im Bereich einer Leckage von den Meßabgriffen gemessenen Spannungen. Die Meßdaten werden an ein Auswerteprogramm übertragen, mit dessen Hilfe zunächst das vorhandene Potentialfeld interpoliert wird, aus dem Aussagen über die Dichtigkeit der Abdichtung und die Lage von Leckagen getroffen werden können. In der Abbildung 3.3-3 ist dieses System bezogen auf den Einsatz in einer Basisabdichtung dargestellt.

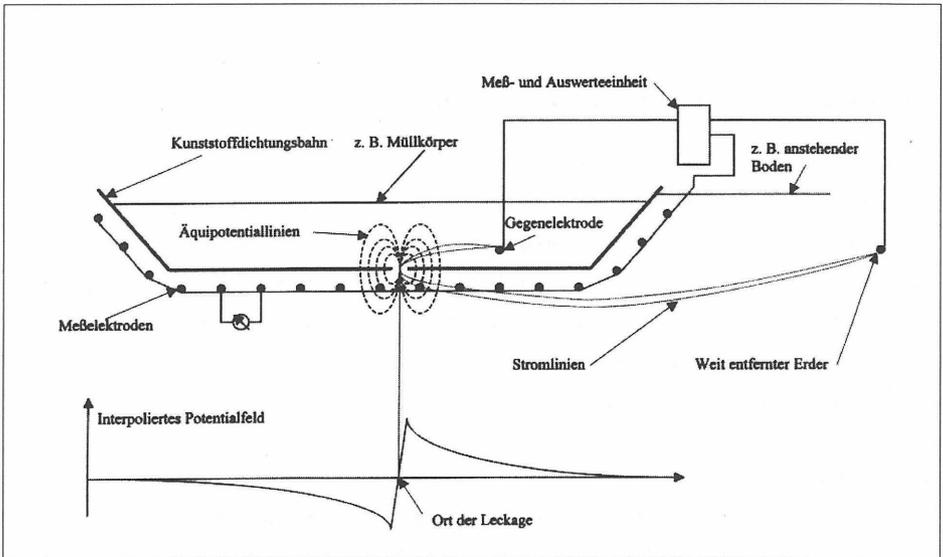


Abbildung 3.3-3: System GEOLOGGER der Fa. PROGEO

### Sensor DDS

Aus einer mit elektrisch leitfähigem Polyethylen ummantelten Kupferschnecke bestehende Sensoren werden in regelmäßigem Abstand (8 bis 10 m) unterhalb einer Kunststoffdichtungsbahn eingebaut. Über der Kunststoffdichtungsbahn werden einige wenige Spannungsgeber bestehend aus einer Edelstahlplatte eingebaut (siehe Abbildung 3.3-4).

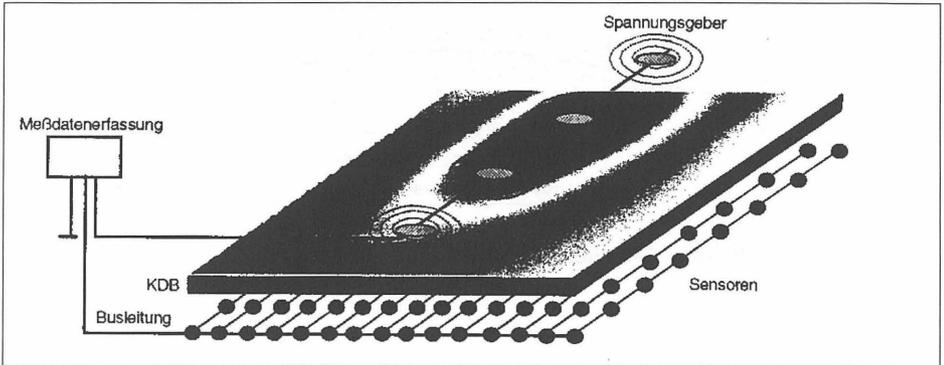


Abbildung 3.3-4: System Sensor DDS der Fa. Sensor

Die elektrische Potentialverteilung wird durch Messung der Spannung bzw. Potentialdifferenz zwischen zwei benachbarten Sensoren unterhalb der Kunststoffdichtungsbahn registriert. Gleichzeitig werden an der Oberseite der Kunststoffdichtungsbahn kurze Spannungsimpulse aufgebracht. Bei einer Beschädigung der Kunststoffdichtungsbahn diffundieren Ladungsträger durch das Loch und die Sensoren in der Nähe messen eine erhöhte Spannung. Durch eine entsprechende Auswertung der Meßergebnisse kann die Fehlstelle auf eine Genauigkeit von unter 1 m berechnet werden.

### GMS GeoMembraneScreening Leckortungssystem

Zum Aufbau dieses Systems, das von der Fa. ORPHEUS Geophysik entwickelt wurde, werden Edelstahlsensoren oberhalb der Kunststoffdichtungsbahn in die Rekultivierungsschicht und neben dem abgedichteten Bereich eingebaut. Diese Sensoren dienen der Messung der Potentialverteilung des elektrostatischen Feldes, das durch eine außerhalb des Abdichtungsbereiches liegende Spannungssonde aufgebaut wird. Ein besonderer Vorteil dieses System ist darin begründet, daß die Sensoren nicht unter der Abdichtung liegen. Sie sind somit nicht dem aggressiven Milieu des Deponiekörpers ausgesetzt und

können bei Ausfall jederzeit unkompliziert ausgetauscht werden. Die Ortungsgenauigkeit der Undichtigkeit ist abhängig von der Meßnetzdichte.

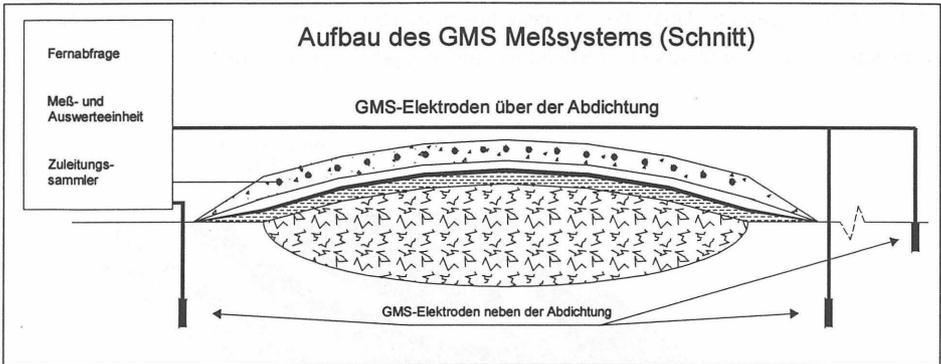


Abbildung 3.3-5: System GMS der Fa. ORPHEUS Geophysik

## TAUPE

Das System TAUPE wurde vom Forschungszentrum Karlsruhe entwickelt. Das System kann Wassergehaltsänderungen z. B. in der Dichtungsschicht (Austrocknung, Wasserdurchsickerung bzw. -durchströmung) aufgrund der unterschiedlichen Ausbreitungseigenschaften von elektrischen Signalen mit Hilfe eines feuchteempfindlichen elektrischen Kabels detektieren. Die Ortung einer Wassergehaltsänderung von 1 % ist auf ca. 4 m genau möglich. Die Sensorkabel sollten in 2, besser 3 Lagen übereinander angeordnet werden, damit Unterschiede in der Feuchteverteilung bezogen auf den Querschnitt sowie deren Entwicklung beobachtet werden können vorgenommen. Das ermöglicht eine eindeutigere Bewertung der eingetretenen Beeinträchtigungen bzw. der Funktionsfähigkeit der Dichtung und eine quantitative Charakterisierung von Fehlstellen.

## Faseroptisches Temperatursensorsystem

Bei diesem System der Fa. GESO GmbH wird ein Glasfaserkabel mäanderförmig direkt unter der Dichtungsschicht verlegt. Es wird die Temperaturverteilung entlang eines Glasfaserkabels aufgrund der Rückstreuung von Licht in einer optischen Faser gemessen. Tritt durch eine Leckage Wasser in das System ein, verändert sich die Umgebungstemperatur des Kabels. Dies hat eine Veränderung der Intensität des rückgestreuten Lichts zur Folge,

die sich direkt proportional zur Änderung der Temperatur verhält. Die Ortszuordnung der gemessenen Temperaturen erhält man durch eine Laufzeitmessung des Lichts.

### **3.3.5 Bewertung der Systeme**

Die Kontrolle von Oberflächenabdichtungen mit Hilfe von Dränagesystemen ist aufgrund der Kondenswasserbildung zwischen den beiden Dichtungssystemen nicht eindeutig möglich. Hier kann es leicht zu Fehlalarmen kommen. Es wird die Definition unbedenklicher Wassermengen, die in der Kontrolldränage auftreten können, erforderlich.

Ein weiteres Problem ist die Lokalisierbarkeit von Leckagen bei gekammerten Systemen. Abflußmessungen innerhalb einer Dränschicht haben Abweichungen der Fließrichtung vom Gefälle bis über 30° ergeben. Eine genaue Leckortung ist also meistens nicht möglich. Hier muß das gesamte Segment repariert werden. Auftretende Schäden können außerdem beide Dichtungen betreffen und so auch zum Ausfall der Kontrollfunktion führen.

Klare Vorteile bieten hier die Sensorsysteme. Davon sind die Dichtungskontrollsysteme zur Überwachung einer Kunststoffdichtungsbahn, die auf der elektrischen Widerstandsmessung basieren, am weitesten entwickelt. Sie wurden bereits auf mehreren Deponien erfolgreich angewandt. Die Feuchte- und Temperaturmessverfahren, die auch Aussagen über die Größe von Leckagen und deren Wasserdurchströmung ermöglichen sollen, wurden auf Deponien bisher nur kleinflächig als Demonstrationsobjekte eingesetzt.

## **4 Zusammenfassung**

Innovative Systeme zur Oberflächenabdichtung von Siedlungs- und Sonderabfalldéponien müssen sich in der Regel an den Systemen der Technischen Anleitungen, der Kombinationsdichtung messen lassen. Deshalb werden zunächst Systeme mit zwei Dichtungskomponenten diskutiert, bestehend aus einer Kunststoffdichtungsbahn und dem zusätzlichen Dichtungselement

- mineralische Abdichtung,
- Reststoffdichtung,
- Bentonitmatte
- und Kapillarsperre.

Die vorgestellte Reststoffdichtung (siehe Kapitel 3.2.2) ist nach bisheriger Erkenntnis der „natürlichen“ mineralischen Abdichtung überlegen und kann sogar zur Finanzierung der Abdichtungsmaßnahmen beitragen. Sie kann nach Auffassung des Verfassers deren Aufgaben ggf. als alleinige Abdichtung (z. B. bei Deponien der Klasse I nach TA Siedlungsabfall) bzw. in einer Kombinationsabdichtung mit Kunststoffdichtungsbahn übernehmen. Die mit der Reststoffdichtung als Substitut der mineralischen Dichtung aufgebauten Oberflächenabdichtungssysteme können daher als gleichwertig im Sinne der Technischen Anleitungen bezeichnet werden.

Weiterhin werden kontrollierbare Oberflächenabdichtungen miteinander verglichen, deren Überwachungskomponente als Dränagesystem bzw. Sensorsystem ausgeführt wird. Kontrollierbare Abdichtungssysteme sind nur sinnvoll, wenn sie eine Leckage schnell, zuverlässig und ortsgenau melden. Die Reparatur muß einfach und schnell auszuführen sein. Diese Anforderungen sprechen für Systeme, die unabhängig von der Abdichtung sind und eine Ortung im Bereich weniger Meter zulassen. Sensorsysteme sind deshalb Dränagesystemen eindeutig vorzuziehen.

Die durchgeführten Betrachtungen zeigen, daß es Alternativen zu den Regelabdichtungen der Technischen Anleitungen gibt, die die gestellten Anforderungen voll erfüllen und dazu auch noch klare wirtschaftliche Vorteile bieten.

Anschrift des Autors:

Prof. Dr.-Ing. Henning Hoins

c/o Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. Hoins und Partner

Gesellschaft für ingenieurtechnische und geowissenschaftliche Dienstleistungen mbH

Harburger Straße 25

21680 Stade

Tel. 04141/ 52000

Fax. 04141/ 64081

e-mail: IHP-Stade@t-online .de

## 5 Literatur

**BURKHARDT, G./ EGGLOFFSTEIN, TH. 1995:** Kontrollierbarkeit von Oberflächenabdichtungen, in: Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft, Band 61, Bielefeld.

**DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBT) 1997:** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. 7-68.11-1, Zulassungsgegenstand: Geosynthetische Tondichtungsbahn Bentofix D 4000 zur Verwendung in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien der Deponieklasse I.

**FRANK, PH. 1994:** PEHD-Dichtungsbahn mit integrierter, kontrollierbarer Einlage, Vortrag im Rahmen des VDI-Seminars „Oberflächenabdichtungen für Deponien und Altlasten“ am 12./13.10.1994 in Karlsruhe.

**HÄMMERLE, E. 1997:** Ergebnisse der Aufgrabungen mineralischer Oberflächenabdichtungen, LGA-Seminar Nürnberg.

**HEIL, H./ GÜNTHER, K. 1991:** Leckdetektion an Deponieoberflächenabdeckungen, Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 47, Fortschritte der Deponietechnik, Berlin.

**HOINS, H. 1997:** Technical and economical Optimization of Landfill Lining, Sardinia 97, Sixth International Landfill Symposium, Editors: Christensen, Th. H., Cossu, R., Stegmann, R., Lining, Drainage and Stability in Landfills, Proceedings, Volume III, Page 3 to 8.

**Hoins, H. 1999:** Anforderungen an die Geologische Barriere und Abdichtungssysteme - Contra-Position, Vortrag im Rahmen der „Tagung und Workshop zur Änderung der TA Siedlungsabfall in eine Deponieverordnung, Schwerpunkt Altdeponien“, DGAW-Veranstaltung am 16./17. September 1999 in Berlin.

**Hoins, H. 1999:** Stand der Technik und Wissenschaft bei der Sicherung von Altlasten, Vortrag im Rahmen der Tagung „Altlastensanierung in Hamburg - Dekontaminieren oder Sichern?“ am 27. September 1999 in Hamburg.

**MELCHIOR, S. 1999:** Bentonitmatten als Elemente von Oberflächenabdichtungssystemen, 15. Fachtagung in Würzburg (SKZ) „Die sichere Deponie“.

**RÖDEL, A. 1994:** Das System Geologger; in: Eggloffstein, Th. und Burkhardt, G. (Hrsg.): Oberflächenabdichtungssysteme für Deponien und Altlasten, Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe (AGK), Band 34.

**SARNA KUNSTSTOFF AG:** Kontrollierbare Abdichtungssysteme für Deponien, Abdeckung der Industriemülldeponie Karsau, Sonderdruck.

**SÄUBERLICH, J. 1999:** Erfahrungen beim Einbau von Überwachungs- und Leckortungssystemen, 15. Fachtagung in Würzburg (SKZ) „Die sichere Deponie“.

**SCHNITTGER, P. 1997:** Alternative Oberflächenabdichtungssysteme zur Sicherung von Deponien und Altlasten. 13. Fachtagung in Würzburg (SKZ) „Die sichere Deponie“.

**WUNSCH, R. 1997:** Bodenmechanische Eigenschaften und erdbautechnische Erfordernisse selbstheilender mineralischer Deponieoberflächendichtungen unter Berücksichtigung der hydrologischen Gegebenheiten, Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau Universität der Bundeswehr München.



Denken Sie bei Ihrer  
Deponieplanung  
an die Zukunft?

**Wir schon...**

...denn unsere Komplettlösungen für den Deponiebau erfüllen höchste Anforderungen an ein Dichtungssystem und sind zudem ausgesprochen wirtschaftlich.

**Fordern Sie uns.**

**Wir argumentieren mit Fakten.**

**NAUE - itb** 

NAUE-itb Isolierungsgesellschaft für  
Tunnel und Bauwerke mbH & Co. KG  
Windmühlenweg 4 · 47906 Kempen  
Telefon 0 28 45 / 8 08 - 0  
Telefax 0 28 45 / 8 08 - 118  
e-mail: [itb@naue.com](mailto:itb@naue.com)



# **Oberflächenabdichtung mit modifizierten mineralischen Dichtungen**

Stefan Melchior

## **1 Einleitung**

Tonhaltige Erdstoffe werden traditionell im Wasserbau als Dichtungen eingesetzt und haben daher auch im Deponiebau eine weite Verbreitung als sogenannte mineralische Dichtungen gefunden. Um sie von den ebenfalls mineralischen Kapillarsperren zu unterscheiden, werden sie auch als bindige mineralische Dichtungen bezeichnet. Die herkömmliche bindige mineralische Dichtung wird „auf dem nassen Ast“ der Proctorkurve eingebaut, d.h. der Wassergehalt liegt über dem im Proctorversuch ermittelten optimalen Wassergehalt. Die Anforderungen an die Materialeigenschaften, Herstellung und Qualitätssicherung von bindigen mineralischen Dichtungen sind z.B. in der TA Siedlungsabfall (1993) aufgelistet, die eine zweilagige bindige mineralische Dichtung als Regeloberflächendichtung für Deponien der Klasse I fordert. Bindige mineralische Dichtungen werden außerdem unter einer Kunststoffdichtungsbahn (KDB) in der Kombinationsdichtung eingesetzt (Deponieklasse II und Deponien nach TA Abfall, 1991).

Durch Untersuchungen in den letzten rund 15 Jahren und Praxiserfahrungen ist die herkömmliche bindige mineralische Dichtung begründet in die Kritik geraten. Mittlerweile gibt es aber auch eine Reihe von innovativen Ansätzen zu Lösung der bekannten Probleme durch eine Veränderung der Einbautechnik und der Materialzusammensetzung. Der vorliegende Beitrag will nach einer kurzen Zusammenfassung der Erfahrungen mit der herkömmlichen bindigen mineralischen Dichtung die derzeit verfügbaren modifizierten mineralischen Dichtungen vorstellen.

## **2 Erfahrungen mit herkömmlichen mineralischen Oberflächenabdichtungen**

Im Deponiebau wurde die bindige mineralische Dichtung zunächst in der Basisabdichtung eingesetzt. Dort hat sie neben der Abdichtung gegen Wassertransport auch die Aufgabe

der Schadstoffrückhaltung zu übernehmen. Als Anfang der 80er Jahre die Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten stärker in den Vordergrund trat, wurden die in der Basisabdichtung bewährten Systeme (mineralische Dichtung und Kunststoffdichtungsbahn) auch für diese Aufgabe herangezogen. Als Vorteil der bindigen mineralischen Dichtung wurde seinerzeit vor allem ihre vermeintliche Unempfindlichkeit gegen Verformung und die große Langzeitbeständigkeit des natürlichen Materials hervorgehoben. Wenig Beachtung fanden dabei die in der Oberflächenabdichtung im Vergleich zur Basis sehr unterschiedlichen Milieubedingungen, insbesondere die wasserungesättigten Verhältnisse, die Einwirkungen von Pflanzen und Tieren und der jahreszeitlich schwankende Temperaturverlauf.

1986 wurden auf der Deponie Hamburg-Georgswerder im Rahmen eines durch die Umweltbehörde Hamburg und das Bundesministerium für Forschung und Technologie geförderten Forschungs- und Entwicklungsvorhaben umfangreiche In-situ-Untersuchungen an verschiedenen Oberflächenabdichtungssystemen in Testfeldern begonnen, die z.T. noch heute laufen (6 Testfelder mit bindigen mineralischen Dichtungen, Kombinationsdichtungen und der Kapillarsperre, seit 1994 auch Felder mit Bentonitmatten). Melchior (1993, 1996, 1998a,b und 1999b) und Vielhaber (1995) dokumentieren diese Testfelduntersuchungen ausführlich. Zur Überprüfung der Ergebnisse zur bindigen mineralischen Dichtung und ihrer Übertragbarkeit auf andere Fälle wurden zahlreiche Aufgrabungen von Oberflächenabdichtungssystemen mit bindigen mineralischen Dichtungen durchgeführt (Ergebnisse in Melchior 1996, 1998a und 1999a). Die Ergebnisse der Untersuchungen zur bindigen mineralischen Dichtung können wie folgt zusammengefasst werden:

- In den Testfeldern Georgswerder wurden Dichtungen aus Geschiebemergel untersucht. Das Material ist leicht plastisch, relativ tonarm mit weit gestuftem Kornaufbau und wurde auf der nassen Seite des optimalen Wassergehalts auf geringe Porenvolumina und eine geringe gesättigte Wasserdurchlässigkeit ( $2 \cdot 10^{-10}$  m/s) verdichtet. Die Dichtungen wurden mit einer Entwässerungs- und einer Rekultivierungsschicht (insgesamt 1,0 m) überdeckt.
- Die untersuchten mineralischen Dichtungen sind innerhalb weniger Jahre durch Wasserabgabe an die Deckschichten ausgetrocknet und haben ein Rissgefüge

entwickelt, das sich auch bei Wiederbefeuchtung nicht mehr geschlossen hat. Die Wasserdurchlässigkeit hat sich dadurch um das 200fache bis 500fache auf Werte zwischen  $5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$  und  $1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$  erhöht. Jährlich sickern mittlerweile rund 200 mm/a durch die Dichtungen, das sind über 50 % des Wassers, das die Dichtung erreicht. Durch die Wasserentnahme von Pflanzenwurzeln, die z.T. massiv in die Dichtungen eingewachsen sind, haben sich die Schäden weiter verstärkt.

- Die seit 1994 unter einer geringeren Überdeckung (0,45 m) unter Zeitrafferbedingungen untersuchten Bentonitmatten haben sich ähnlich verhalten. Auch hier führten Austrocknung, Rissbildung und Durchwurzelung sehr schnell zu drastisch erhöhten Durchsickerungsraten. Die beobachteten Schäden waren irreversibel, u.a. weil die Quellfähigkeit des Bentonits durch Ionenaustausch (Natriumbentonit → Calciumbentonit) stark reduziert wurde.
- Die besten Ergebnisse wurden mit der Kombinationsdichtung erzielt, da die Kunststoffdichtungsbahnen (KDB) fehlerfrei installiert wurden. Die mineralischen Dichtungen sind zudem unter den KDB vor einer Wasserabgabe an die im Sommer trockenen Deckschichten und vor Durchwurzelung geschützt. Es wurden lediglich sehr schwache jahreszeitliche Austrocknungszyklen beobachtet, die durch temperaturabhängige Wasserflüsse erklärt werden können und über viele Jahrzehnte für die mineralische Dichtung vermutlich unkritisch sind (Melchior 1993, Vielhaber 1995, Stoffregen et al. 1999). Sollte die KDB jedoch langfristig durch Alterung flächig versagen, so ist die mineralische Dichtung dann ebenfalls der Austrocknung und Durchwurzelung ausgesetzt, sofern diese Einwirkungen nicht durch die Wahl entsprechender Randbedingungen (Überdeckungsmächtigkeit) ausgeschlossen sind.

Da der Austrocknungs- und Schrumpfgefährdung der bindigen mineralischen Dichtungen besondere Bedeutung zukommt, seien nachfolgend die wichtigsten daran beteiligten Teilprozesse kurz erläutert:

- Die überdeckenden Schichten (Rekultivierungsschicht und Entwässerungsschicht) trocknen im Sommer infolge der Verdunstung stark aus, so dass hohe Wasserspannungen entstehen können, die einen Wassertransport in flüssiger Phase von unten nach oben antreiben.

- Wenn in den überdeckenden Schichten hohe Wasserspannungen auftreten, sinkt der relative Dampfdruck in der Bodenluft, so dass das Bodenwasser auch in die Bodenluft verdunsten kann, sofern z.B. in grobkörnigen Entwässerungsschichten ein konvektiver Luftaustausch stattfindet.
- Bereits geringe Abnahmen des Wassergehalts verursachen in der bindigen mineralischen Dichtung sehr hohe Wasserspannungen (Kapillarkräfte), die als Zugspannungen auf die Bodenpartikel wirken und ein Reißen des Dichtmaterials an den Orten der geringsten Kohäsion bewirken können, so dass ein Absonderungsgefüge mit feinen Rissen zwischen den entstandenen Bodenaggregaten entsteht. Solche Risse stehen fortan als bevorzugte Wasserleitbahnen und als leicht zu erschließender Wurzelraum für die Pflanzenwurzeln zur Verfügung
- Pflanzenwurzeln, die in die Entwässerungsschicht und in die Dichtung reichen, können dort direkt Wasser aufnehmen und dem Boden entziehen. Die Messdaten und die Ergebnisse der Aufgrabungen zeigen jedoch, dass eine austrocknungsbedingte Schädigung einer mineralischen Dichtung bereits ausschließlich durch flüssige oder dampfförmige Wasserabgabe ohne direkte Einwirkung von Pflanzenwurzeln erfolgen kann.

Nach der Bildung der ersten Risse setzen weitere Prozesse ein, die die Rissbildung verstärken und eine Rückkehr der Dichtung zum unbeschädigten Ausgangszustand verhindern:

- Im Zuge der Austrocknung können sich die Partikel an der Oberfläche der Bodenaggregate aufgrund der veränderten Verteilung der Oberflächenladungen in ihrer Umgebung und aufgrund des Fehlens der zuvor rissseitig herrschenden Kohäsion zu den benachbarten Partikeln neu einregeln.
- Bei der anschließenden Quellung können, ähnlich wie in natürlichen montmorillonitreichen Böden (Vertisolen), zwischen den Bodenaggregaten Scherbewegungen auftreten, die ebenfalls die Einregelung der Partikel an der Oberfläche der Gefügekörper verändern.

- Entlang der Risse kann verstärkt Bodenluft in die Dichtung eindringen. Dies kann zum einen die Austrocknung verstärken und zum anderen Sauerstoff heranführen und das Redoxpotential an der Oberfläche der Bodenaggregate erhöhen. Im Aggregatinneren gelöstes zweiwertiges Eisen gelangt durch Diffusion und konvektiv aufgrund des Matrixpotentialgradienten an die Aggregatoberfläche und fällt dann dort als dreiwertiges Eisen aus. Diese Eisenüberzüge stellen fortan Trennflächen dar, die die Quellung, den Wassertransport in die Bodenaggregate und das Schließen der Risse nach Quellung behindern.
- In den Rissen können Fremdstoffe mit dem Wasserfluss sowohl partikulär (Schluff und Feinsand, entsprechende Rissweiten vorausgesetzt) als auch im Wasser gelöst (Ton-Humus-Komplexe, Metalloxide, Carbonate) in die Dichtung eingetragen werden und sich dort auf den Aggregatoberflächen ablagern bzw. ausgefällt werden.
- In die Risse eingewachsene Pflanzenwurzeln stellen Fremdkörper dar, die ein Schließen der Risse nach Quellung behindern und nach ihrem Absterben ggf. abgebaut werden können, so dass entsprechende Hohlräume entstehen.
- Aufgrund der im Zuge der Schrumpfung herrschenden Zugspannungen rücken die Bodenpartikel im Inneren der Bodenaggregate dichter zusammen, so dass hier das Porenvolumen zugunsten der Schrumpfrisse abnimmt. Die Wasserleitfähigkeit nimmt im Inneren der Bodenaggregate im Zuge der Schrumpfung folglich ab.
- Die Bildung kontinuierlich durch die Dichtung reichender Risse verändert schließlich den gesamten Bodenwasserhaushalt der Dichtung. Im Winterhalbjahr in die Dichtung infiltrierendes Wasser befeuchtet diese nicht mehr gleichmäßig, indem es sich von der Oberfläche aus langsam entlang des Potentialgradienten verteilt, es versickert vielmehr schnell entlang der Risse in die Tiefe. Die Transportgeschwindigkeit ist entlang der wiederbefeuchteten Risse um ein Vielfaches höher als in die feinporigen und noch relativ trockenen Bodenaggregate hinein. Das Sickerwasser verlässt die Dichtung folglich relativ schnell, so dass die Zeit für eine Wassernachlieferung in das Aggregatinnere mit zunehmender Rissbildung immer kürzer wird.

Die genannten Prozesse bewirken mit zunehmender Dauer, Intensität und Anzahl von Trockenphasen, dass die gebildeten Risse während der Feuchtphasen immer weniger durch Quellung geschlossen werden können.

Die in den Untersuchungen auf der Deponie Georgswerder dokumentierte sehr schnelle Schädigung der bindigen mineralischen Dichtungen durch Austrocknung, Schrumpfung und Durchwurzelung war für die Fachöffentlichkeit überraschend, insbesondere auch weil die Randbedingungen der Untersuchung keineswegs als kritisch und austrocknungsfördernd einzustufen waren (Hamburg weist kein besonders trockenes Klima auf, die Testfelder sind nordexponiert, die Vegetation ist nicht besonders wasserverbrauchend, das Dichtmaterial enthält wenig stark quell- und schrumpffähige Tonminerale und ist gemischtkörnig, die Einbautechnik entsprach dem Stand der Technik und erfolgte qualitätsgesichert). Die Übertragbarkeit der Ergebnisse wurde kontrovers diskutiert. Mittlerweile liegen Befunde von zahlreichen anderen Deponien vor, die bestätigen, dass auch an anderen Standorten ähnliche Schäden auftreten können. Aufgrabungen des Autors zeigen, dass bei Weglassen der Entwässerungsschicht und in tonreicheren Dichtungen sogar gravierendere Schäden auftreten (Melchior 1999a). Es gibt aber auch Standorte, an denen die klimatische Wasserbilanz (Niederschlag minus Verdunstung) positiver und die Wasserspeicherefähigkeit und Mächtigkeit der Deckschichten deutlich höher ist, so dass die Dichtungen vor den schädlichen Einwirkungen besser geschützt sind. (Die aufwendigere Gestaltung der Rekultivierungsschicht verursacht allerdings Kosten, die die Konkurrenzfähigkeit der bindigen mineralischen Dichtung zu anderen Systemen herabsetzt.)

Die Austrocknungsgefährdung der mineralischen Dichtung hat aber auch weitere Konsequenzen. Bislang wurde bei der Untersuchung und Abschätzung der rissfreien Verformbarkeit der mineralischen Dichtung immer von wassergesättigten Verhältnissen ausgegangen. Diese Annahme liegt jedoch nicht auf der sicheren Seite, es ist vielmehr davon auszugehen, dass die Verformung durch äußere Lasten oder Setzungsdifferenzen auf eine wasserungesättigte Dichtung mit einer höheren Festigkeit einwirkt, die sich möglicherweise spröde verhält.

Neben den vorliegenden Untersuchungsergebnissen zeigen die Erfahrungen in der Praxis, dass der Einbau der mineralischen Dichtung sehr witterungsanfällig und mithin zeitaufwendig ist.

Zusammenfassend können die Hauptproblembereiche der herkömmlichen bindigen mineralischen Dichtung daher mit folgenden Stichworten umrissen werden:

- witterungsempfindlicher und zeitaufwendiger Einbau
- hoher Massenbedarf (Gewinnung, Transport und Lagerung) sowie Materialschwankungen in natürlichen Vorkommen (Eignungsprüfung und Qualitätssicherung)
- Rissgefährdung durch Austrocknung und Schrumpfung
- Gefährdung durch Pflanzenwurzeln und Bodentiere
- Rissgefährdung durch Verformung
- Reduktion des Quellvermögens durch Ionenaustausch, Gefügebildung sowie Eintrag oder Verlagerung von Oxiden, Carbonaten und Huminstoffen

Diese Probleme sind die Ansatzpunkte für die Entwicklung modifizierter mineralischer Dichtungen, die im folgenden vorgestellt werden sollen.

### **3 Konzepte zur Modifikation mineralischer Dichtungen**

Seitdem Zweifel an der langfristigen Beständigkeit von bindigen mineralischen Dichtungen in der Oberflächenabdichtung aufgekommen sind und die Herstellung einschließlich Materialgewinnung und –transport kritisch hinterfragt wird, wird versucht, der Austrocknungs- und Schrumpungsgefährdung durch technische Neuentwicklungen zu begegnen. Außerdem werden Ansätze verfolgt, Reststoffe in der mineralischen Dichtung einzusetzen. Diese unterschiedlichen Entwicklungen werden als modifizierte mineralische Dichtungen zusammengefasst.

Die Modifikationen gegenüber der oben beschriebenen herkömmlichen bindigen mineralischen Dichtung können wie folgt klassifiziert werden:

- **Veränderung der Einbautechnik**

Ein Problem der herkömmlichen mineralischen Dichtung ist ihr Einbau auf dem nassen Ast der Proctorkurve. Die Einbauwassergehalte liegen damit in der Regel über den minimalen Wassergehalten, denen die Dichtung später ausgesetzt ist. Drei neue Systeme (DYWIDAG Mineralgemisch, Bentokies, Trisoplast®) setzen u.a. bei der Einbautechnik an und bauen das Material auf dem trockenen Ast der Proctorkurve ein, so dass die Dichtungen sozusagen „vorgespannt“ sind, d.h. bereits beim Einbau und im Zuge der Erstbefeuchtung nach Einbau hohe initiale Wasserspannungen erfahren und somit gegen spätere Jahresschwankungen der Wasserspannung weniger anfällig sind, solange die initialen Wasserspannungen nicht erreicht und überschritten werden.

- **Veränderung des Kornaufbaus**

An die Korngrößenverteilung und die Art der Körner werden bei der herkömmlichen mineralischen Dichtung kaum Anforderungen gestellt, einzig der Gesamttongehalt muss mindestens 20 Gew.-% betragen (wobei die Art der Tonpartikel offen bleibt). Bei drei modifizierten Dichtungen (Chemoton, DYWIDAG Mineralgemisch, Bentokies) werden spezielle weitgestufte Mischungen mit definierten Massenanteilen der einzelnen Größenklassen eingesetzt. Auf diese Weise sind sehr geringe Porenvolumina möglich, so dass für Schrumpfprozesse wenig Raum besteht. Diese Materialien und auch Trisoplast® werden in Mischanlagen qualitätsgesichert hergestellt, so dass eine viel genauere Steuerung der Materialeigenschaften als beim Einsatz natürlicher Böden möglich ist.

- **Vergütung mit Additiven**

Als Additive sind Tonminerale (u.a. Bentonite), Wachse (Montanwachs), pulverförmiges Natriumsilikat (System Kügler/Belouschek), flüssige Wasserglaslösungen mit Gelbildnern (DynagROUT, Chemoton) und Polymere (Trisoplast®) auf dem Markt. Durch den Einsatz von Additiven können einerseits Erdstoffe (oder Reststoffe), die allein nicht ausreichend dichtwirksam sind, entsprechend vergütet werden. Die Additive können aber auch die Materialeigenschaften der Mischungen so weitreichend verändern, dass sie sich von natürlichen Tonen grundsätzlich unterscheiden. Die Zugabe und Mischung der Additive

erfolgen im einfachsten Fall durch Ausstreuen und Einfräsen („mixed-in-place“). In anderen Fällen werden die Stoffe in separaten Anlagen gemischt („mixed-in-plant“).

- **Einsatz von Reststoffen**

Es ist ein naheliegender Gedanke, Massenreststoffe, die aufgrund ihrer Schadstoffgehalte schlecht zu verwerten sind, in Deponieabdichtungen einzusetzen. In Hamburg werden beispielsweise sehr gute Erfahrungen mit Dichtungen aus teilentwässertem Gewässerschlamm (Hafenschlick) gemacht. Andernorts werden Schlämme aus der Papierherstellung zu Abdichtungszwecken eingesetzt. Die Eigenschaften solcher Schlämme sind mit denen herkömmlicher mineralischer Dichtungen kaum vergleichbar.

Es gibt außerdem eine Fülle von anderen Reststoffen, die für sich allein zwar noch keine ausreichende Dichtwirkung erwarten lassen, aber in Kombination mit anderen Stoffen durchaus eine interessante Dichtungsvariante darstellen können. Kügler & Belouschek haben sich diesen Ansatz zueigen gemacht und bieten ihre Wasserglasvergütung gezielt für sogenannte Reststoffdichtungen an, in denen Abfälle und Reststoffe wie Aschen, Stäube, behandelte Böden oder entwässerte Schlämme als Gerüst- oder Füllstoffe eingesetzt und mit Wasserglas vergütet werden.

Die oben geschilderten vier Ansätze für die Modifikation mineralischer Dichtungen können natürlich auch kombiniert werden. In der Praxis ist das auch der Fall. So werden mehrere Verfahren unter bestimmten Handelsnamen oder Typenbezeichnungen vermarktet, die sowohl bestimmte Additive enthalten als auch industriell mit definierten Korngrößenverteilungen in Mischanlagen hergestellt und mit speziellen, auf diese Mischungen zugeschnittenen Techniken eingebaut werden. Im folgenden werden diese Systeme gesondert vorgestellt.

### **3.1 Zugabe von Tonmehl oder Bentonit**

In der einfachsten Form werden natürliche Böden durch die Zugabe von Bentonit vergütet, um die Mindestforderung nach 20 Gew.-% Ton und die geforderten Durchlässigkeitsbeiwerte zu erfüllen. Natriumbentonit ist hierbei das am häufigsten

eingesetzte Additiv, weil es aufgrund seiner gegenüber anderen Tonmineralen überragenden Quellfähigkeit bei gleicher Applikationsmenge die geringsten Durchlässigkeitsbeiwerte erwarten lässt (näheres siehe Koch 1995). In den Niederlanden wurden z.B. Sand-Bentonit-Dichtungen bereits frühzeitig in Feldversuchen untersucht und haben lange Zeit den Markt dominiert (vgl. Hoeks et al. 1987). Allerdings ist Natriumbentonit auch entsprechend austrocknungs- und schrumpfgefährdet und kann durch Ionenaustausch einen erheblichen Teil seiner Quellfähigkeit einbüßen.

Gelegentlich werden auch andere Tonminerale als Additive zu Mineralstoffen genutzt, die bereits selbst eine relativ geringe Durchlässigkeit erwarten lassen.

Durch die Zugabe von Tonmineralen allein wird im Vergleich zur herkömmlichen mineralischen Dichtung nicht notwendigerweise eine bessere Qualität und Beständigkeit der modifizierten Dichtung erzielt. Wirtschaftlich kann dieses Vorgehen jedoch durchaus interessant sein, insbesondere wenn kostengünstige Gerüststoffe zur Verfügung stehen. Technisch-wissenschaftlich interessant wird die Zugabe von Tonmineralen jedoch erst in Kombination mit weiteren Modifizierungsmaßnahmen.

### **3.2 Zugabe von Montanwachs**

Montanwachs ist fossiles Pflanzenwachs aus dem Tertiär und wird als Nebenprodukt beim Braunkohleabbau gewonnen. Es wird für verschiedene Zwecke verwertet. Mitte der 90er Jahre wurde versucht, das Material unter den Handelsnamen Montax und Terran zur Vergütung von Erdstoffen zu bindigen mineralischen Dichtungen zu vermarkten. Montanwachs sollte demnach mit einem Anteil von rund 20 % als Dispersion zu einem gemischtkörnigen Boden zugegeben und die Mischung dann nach herkömmlicher Art auf dem nassen Ast der Proctorkurve verdichtet werden (näheres siehe Bilkenroth 1991). Montanwachs hat hydrophobe Eigenschaften, geht mit dem Korngerüst adhäsive Bindungen ein und kann daher Poren im Boden für den Wassertransport blockieren. Insofern hat das Additiv vielversprechende Eigenschaften. Die Zugabe von Montanwachsen zur Vergütung von mineralischen Dichtungen hat sich allerdings bislang nicht etablieren können. Dem Autor sind keine Referenzfälle bekannt, an denen

Herstellung, Einbau, Wirksamkeit, Beständigkeit und sonstige Eigenschaften einer mit Montanwachs modifizierten Oberflächendichtung demonstriert worden wären.

### **3.3 Zugabe von flüssigem Natriumsilikat mit Gelbildnern**

Flüssige Natriumsilikatlösungen (Wasserglas) werden zusammen mit organischen und anorganischen Gelbildnern (Phosphate, Silane, Ammoniumchloride) als Injektionsmittel und Dichtmassen im Spezialtiefbau für verschiedene Zwecke genutzt. Sie unterscheiden sich je nach Anwendungszweck und Hersteller in ihrer Rezeptur und werden z.B. unter den Handelsnamen Dynagrout und Poly-Quat angeboten (siehe z.B. Hass & Orlia 1992). In der einfachen Anwendungsform werden flüssiges Wasserglas und Gelbildner natürlichen gemischtkörnigen Böden zugegeben, deren Korngrößenverteilung sich der Fullerkurve anlehnt. Im Boden entsteht eine amorphe Netzstruktur aus polymeren Silikaten, zwischen die Bodenwasser eingelagert wird. Dieses Hydrosilikatgel verstopft die wasserleitenden Poren und reduziert dadurch die Durchlässigkeit dieser Böden. Zur Gelbildung tragen jedoch nicht nur die bewusst zugesetzten Gelbildner bei, sondern auch andere im Boden vorhandene Stoffe (Metalloxide, Carbonate, Huminsäuren), die auch unerwünschte Reaktionen, etwa die Schrumpfung des Gels (Synärese) bewirken können. Bei der Vergütung natürlicher Böden sind daher entsprechende Vorversuche und Eignungsnachweise zu führen. Üblicherweise werden folglich vorkonfektionierte Mineralgemische bekannter Zusammensetzung in Anlagen gemischt und mit Hydrosilikatgelen vergütet. Ein solches Gesamtsystem wird unter dem Namen Chemoton angeboten (Lauf & Kostiak 1995).

Chemoton besteht aus drei Grundkomponenten: einem kaolinitischem Tonmehl (> 12 % der Festsubstanz), einem Mineralgemisch (je nach Größtkorn als GK 8, 16 oder 32 bezeichnet) und dem Dynagrout-Gel. Der Gelgehalt orientiert sich dabei am Proctorversuch und liegt auf dem nassen Ast der Kurve. Das Gel besteht aus über 80 % aus Wasser. Chemoton wurde 1998 durch das Deutsche Institut für Bautechnik bauaufsichtlich für die Anwendung in Deponieabdichtungen nach TA Abfall und TA Siedlungsabfall zugelassen (DIBt 1998b). Der Zulassung können die einzuhaltenden Eigenschaften und die erforderlichen Angaben zu Bemessung, Herstellung, Einbau und

Qualitätssicherung detailliert entnommen werden. Als Mindestschichtdicke fordert die Zulassung bei der Oberflächenabdichtung 30 cm, einbaubar in zwei Lagen.

Positiv ist bei Chemoton hinsichtlich der Schrumpffgefährdung zu bewerten, dass als Tonmehl ein Kaolinit und kein Bentonit eingesetzt wird. Dieser Vorteil wird allerdings dadurch kompensiert, dass das Material relativ feucht eingebaut wird und das Gel Wasser abgeben und schrumpfen kann. Allerdings ist es denkbar, dass die Wasserabgabe durch die Füllung der Poren mit dem Gel im Vergleich zur herkömmlichen mineralischen Dichtung verzögert wird. Entsprechende Nachweise wurden bislang aber nicht geführt.

Haupteinsatzgebiet von Chemoton ist die Basisabdichtung. Bei der Oberflächendichtung hat sich das Verfahren bislang vermutlich aus wirtschaftlichen Gründen nicht etablieren können.

### **3.4 Zugabe von pulverförmigem Wasserglas**

Wasserglas kann auch pulverförmig in den zu vergütenden Boden zugegeben werden. Ziel ist die Bildung einer 5 %igen Wasserglaslösung im Bodenwasser. Dazu werden in der Regel pro Lage und Quadratmeter 2,5 kg bis 4,0 kg Wasserglaspulver eingefräst. Das Pulver wird im Bodenwasser langsam gelöst und anschließend im Zusammenwirken mit den natürlicherweise im Boden vorhandenen Gelbildnern zu Kieselsäuresol und -gel kondensiert. Dieses von Kügler & Belouschek propagierte Vorgehen wird seit vielen Jahren durchgeführt, um an sich nicht hinreichend geeignete Erdstoffe als Dichtmaterialien verwenden zu können. Belouschek & Kügler (1993) nennen Durchlässigkeitsbeiwerte um  $1 \cdot 10^{-10}$  m/s.

Außer der Verringerung der Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte werden die bodenmechanischen Eigenschaften der Böden durch die Wasserglaszugabe nicht notwendigerweise verbessert. Die Dichtungen bleiben schrumpfanfällig und können weiterhin durchwurzelt werden. Möglicherweise wird die Wasserabgabe der Dichtung verzögert. Nachweise hierfür liegen allerdings nicht vor, Laborversuche in der Arbeitsgruppe des Autors ergaben diesbezüglich keine Hinweise. Belouschek & Kügler (1993) setzen sich mit der Schrumpfanfälligkeit mineralischer Dichtung auseinander und

schlagen ein System zur aktiven Rissicherung vor, das die Bewehrung der Dichtung durch ein Gewebe und den Einbau eines fließfähigen „Infiltrationsbodens“ mit geringer Kohäsion oberhalb der Dichtung vorsieht, aus dem Partikel ausgeschlämmt werden sollen, um dann in die Risse zu infiltrieren und diese zu verschließen. Dieses Konzept vermag insgesamt nicht zu überzeugen, u.a. da Schrumpfrisse bereits ab einer Breite von 10 µm als für die Dichtung kritische Grobporen anzusehen sind (mit dem Auge sind solche Risse noch nicht wahrnehmbar!) und Grobschluff und Feinsandpartikel aufgrund ihrer Größe in solche Risse nicht hineinpassen. Auch für das Konzept der aktiven Rissicherung sind noch belastbare Nachweise zu führen.

Das Verfahren nach Kügler/Belouschek ist kostengünstiger als die Zugabe von flüssigem Natriumsilikat, z.B. beim Chemoton. Es bietet aber auch weniger Kontrolle über die Gelbildung. Die Herstellung durch Einfräsen ist weniger aufwendig aber auch weniger homogen als die Mischung in Zwangsmischern.

### **3.5 Reststoffdichtung**

Die Verwertung von Reststoffen in Deponieabdichtungen ist insbesondere aus wirtschaftlicher Sicht, aber auch im Sinne des Recyclings und des Schutzes natürlicher Ressourcen interessant. So häufen sich in den letzten Jahren die Berichte über den Einsatz von Aschen, Stäuben und Schlämmen als Gerüst- oder Füllstoffe in Dichtungen. Belouschek & Kügler vermarkten ihr System der Wasserglasvergütung zunehmend unter der Überschrift *Reststoffdichtung* in Verbindung mit der Verwertung von Massenreststoffen (siehe z.B. Belouschek et al. 1998).

Die Verwertung von Reststoffen in Dichtungen ist aus den genannten Aspekten zu begrüßen, sie führt jedoch nicht zwangsläufig zu Dichtungen, deren Eigenschaften denen der herkömmlichen mineralischen Dichtung überlegen sind. Es gibt jedoch auch Hinweise darauf, dass dieses der Fall sein kann. Möglicherweise können die in manchen Stoffen ablaufenden chemischen Reaktionen gezielt genutzt werden, um die Eigenschaften der aus ihnen aufgebauten Dichtungen zu verbessern (siehe z.B. Artl 1999). In Hamburg wurden in aufwendigen Feldversuchen sehr gute Erfahrungen mit der Verwendung von teilentwässertem Gewässerschlamm (Hafenschlick) in Oberflächenabdichtungen

nachgewiesen (Tresselt et al. 1998). Die Hafenschlickdichtungen sind sehr viel mächtiger (1,5 m) als herkömmliche Dichtungen und weisen aufgrund ihres hohen Wassergehalts und ihrer Zusammensetzung grundsätzlich andere Eigenschaften auf als die im Deponiebau bekannten mineralischen Dichtstoffe. Sie waren zudem mit einer relativ feinkörnigen Entwässerungsschicht (Mittelsand) bedeckt.

Auch dieses Beispiel zeigt, dass der Einsatz von Abfällen und Reststoffen z.B. als Füll- oder Gerüststoffe in sogenannten Reststoffdichtungen nicht pauschal bewertet werden kann. In jedem Einzelfall sind die Herstellverfahren, die Wirksamkeit und die Beständigkeit solcher Dichtungen stoffspezifisch genau zu prüfen und die Technischen Regeln der LAGA (1995) zu beachten.

### **3.6 Bentokies**

Die Bentokiesdichtung wird bereits seit vielen Jahren eingesetzt. Sie ist eine gemischtkörnige Dichtung, die in einer stationären Zwangsmischanlage aus den Komponenten Kies, Füllstoff (z.B. Tonmehl) und Bentonit hergestellt wird. Der Bentonitanteil beträgt rund 3 %. Die Kornsummenkurve der Mischung wird der Fullerkurve angenähert, um eine gute Porenfüllung und sehr niedrige Porenvolumina (ca. 18 %) zu erreichen. Durch die Herstellung in Zwangsmischern weist die Bentokiesdichtung eine kontrollierte und prüfbare Materialzusammensetzung mit geringer Streuung auf. Die Reibungswinkel der Bentokiesdichtung sind durch den gestuften Kornaufbau entsprechend hoch ( $> 30^\circ$ ). Der hohe Grobkornanteil verleiht dem Bentokies allerdings auch eine hohe Festigkeit und einen entsprechenden Widerstand gegen Verformung. Durch das geringe Porenvolumen sind die Trockendichte hoch und die gesättigte Wasserleitfähigkeit gering. Der Einbau erfolgt auf dem trockenen Ast der Proctorkurve. Dadurch quellen ein Teil der im Korngemisch enthaltenen Bentonite erst im Porensystem der eingebauten Dichtung. Durch Schrumpfvorgänge können in der Bentokiesdichtung daher nur geringe Porenanteile für den Wassertransport geöffnet werden. Der hohe Grobkornanteil und die geringen Porenanteile machen die Bentokiesdichtung vermutlich relativ unempfindlich gegen das Eindringen von Wurzeln und Bodentieren. Hierüber liegen jedoch ebenso wie zum Verhalten bei Austrocknung keine Nachweise oder Erfahrungen aus dem Einsatz im Feld vor.

Entscheidend für die Qualität der Bentokiesdichtung ist eine homogene Mischung, die über den gesamten Herstellungs- und Einbauprozess gewährleistet sein muss. Weitere Details zu den Eigenschaften und zur Herstellung der Bentokiesdichtung können Horn (1989) entnommen werden. Bentokies zählt nicht zu den sehr kostengünstigen Dichtungsvarianten.

### **3.7 DYWIDAG-Mineralgemisch („Trockendichtung“)**

Das DYWIDAG-Mineralgemisch, häufig auch als „Trockendichtung“ bekannt, unterscheidet sich von der herkömmlichen mineralischen Dichtung, wie Bentokies auch, durch den speziellen Kornaufbau und die Einbautechnik. Das DYWIDAG-Mineralgemisch wird jedoch sehr viel trockener (Wassergehalt max. 2 Gew.-%) eingebaut als Bentokies und nutzt ein vom Hersteller als „Schlupfkornprinzip“ bezeichnetes Verfahren zur Optimierung des Kornaufbaus mit dem Ziel, den Porenanteil zu minimieren (Porenvolumen nach DIBt 1998a < 23 %). Bei diesem Verfahren werden 50-70 % Kies 16/32, 20-35 % Sand 0/2 und 8-12 % Bentonit so zusammengestellt, dass die Kornsummenkurve sich nicht an die Fullerkurve anlegt, sondern einen stufenartigen Verlauf nimmt, da das Material nahezu keine Körner im Schluffkornbereich und im Kornbereich 2 mm bis 8 mm enthält. Dadurch entsteht ein sogenanntes „schwimmendes“ Grobkorngefüge, in dem die Körner der Grobkiesfraktion im Sand eingebettet sind, ohne untereinander Kornkontakt zu haben. Der Bentonit bringt dann die eigentliche Abdichtung im Porenbereich des Sandes. Der im Labor bestimmte Durchlässigkeitsbeiwert liegt nach DIBt (1998a) unter  $5 \cdot 10^{-11}$  m/s. Die Reibungswinkel werden mit  $> 27^\circ$  angegeben. Der Einbau erfolgt unter dynamischer Verdichtung.

Das Mineralgemisch wurde 1998 durch das Deutsche Institut für Bautechnik bauaufsichtlich für die Anwendung in Deponieabdichtungen nach TA Abfall und TA Siedlungsabfall zugelassen (DIBt 1998a). Der Zulassung können die einzuhaltenden Eigenschaften und die erforderlichen Angaben zu Bemessung, Herstellung, Einbau und Qualitätssicherung detailliert entnommen werden. Als Mindestschichtdicke fordert die Zulassung bei der Oberflächenabdichtung 20 cm, einbaubar in einer Lage.

Das Mineralgemisch überzeugt durch sein in sich stimmiges Konzept. Es setzt die Modifikation des Kornaufbaus und der Einbautechnik noch etwas konsequenter um als die

Bentokiesdichtung. Es entsteht ein aus ausgesuchten Komponenten industriell gefertigtes Bauprodukt mit bis ins Detail kontrollierbaren Eigenschaften. Das trocken eingebaute Material hat in diesem Zustand eine fast unendlich hohe Wasserspannung, die im Zuge der Befeuchtung langsam sinkt. Entsprechend langsam quillt der Bentonit im Porenraum der Dichtung und erfährt dabei sozusagen eine Vorspannung, die seine Einregelung im Mikrogefüge des Korngerüstes bestimmt. Anders als bei feucht eingebauten Dichtungen kann die Quellung des Bentonits im Mineralgemisch nur in die geringen Porenanteile der Dichtung und gegen die Auflast erfolgen. Durch Schrumpfung können daher später auch nur geringe Porenanteile geöffnet werden. Wegen der Quellung des Bentonits unter dem Einfluss der Wasserspannung ist bei einer späteren Schrumpfung nicht zu erwarten, dass sich die Mikrostruktur des Kornggefüges maßgeblich verändert. Insgesamt ist aufgrund des Trockeneinbaus zu erwarten, dass das DYWIDAG-Mineralgemisch kaum schrumpffähig ist und die Bildung schnell wasserleitender Risse durch Austrocknung sehr unwahrscheinlich ist. Entsprechende Nachweise wurden bisher allerdings nicht geführt. Im Grundsatz nachteilig gegenüber der Bentokiesdichtung ist allerdings der deutlich höhere Bentonitgehalt des Mineralgemischs. Der hohe Grobkornanteil und die geringen Porenanteile machen das Mineralgemisch vermutlich relativ unempfindlich gegen das Eindringen von Wurzeln und Bodentieren. Auch hierüber liegen jedoch keine Nachweise oder Erfahrungen vor. Der hohe Grobkornanteil verleiht dem Mineralgemisch allerdings auch eine hohe Festigkeit und einen entsprechenden Widerstand gegen Verformung.

Eingesetzt wurde das Mineralgemisch im Deponiebau bislang nur in der Basisabdichtung. Vermutlich stehen die recht hohen Kosten des Verfahrens bislang der Anwendung in der Oberflächenabdichtung entgegen.

### **3.8 Trisoplast®**

Ein weiteres, sehr vielversprechendes Verfahren kommt aus den Niederlanden und wird dort seit 1992 unter dem Namen Trisoplast® vermarktet. Dabei handelt es sich um ein in Mischanlagen hergestelltes Produkt aus drei Komponenten: Sand (88 %), Bentonit (12 %) und Polymer (« 1 %). Zunächst werden Bentonit und Polymer trocken gemischt, bevor Sand und etwas Wasser zugegeben werden. Dabei bilden Tonimineral und Polymer ein

Hydrogel, in dem das Tonmineral geflockt vorliegt. Die fertige Mischung ist locker und wirkt sehr körnig. Trisoplast<sup>®</sup> wird dann, ähnlich wie Bentokies, auf dem trockenen Ast der Proctorkurve mit konventionellem Erdbaugerät eingebaut (näheres in Weitz et al. 1997 und Kühle-Weidemeier 1998). Aufgrund seiner sehr niedrigen Durchlässigkeitsbeiwerte, seiner gut kontrollierbaren Einbaubarkeit ohne störendes Grobkorn und seiner guten Verformbarkeit wird Trisoplast<sup>®</sup> in geringer Schichtstärke (7 cm bis 10 cm) eingesetzt.

Die Polymermodifizierung führt zu einem bodenmechanischen Verhalten der Mischung, das sich von dem herkömmlicher Erdstoffen fundamental unterscheidet (vgl. Boels & van der Wahl 1999). Die Mischung hat im eingebauten Zustand eine zähplastische, kaugummiartige Konsistenz. Sie kann extreme Verformungen rissfrei überstehen. Durch den hohen Sandanteil weist Trisoplast<sup>®</sup> außerdem eine ausreichende Festigkeit gegen Scherverformung auf. Die nach Einbau messbaren Durchlässigkeitsbeiwerte schwanken um  $1 \cdot 10^{-11}$  m/s und korrelieren im Gegensatz zu herkömmlichen mineralischen Dichtmassen erstaunlicherweise nicht mit der Trockendichte.

Trisoplast<sup>®</sup> ist um Größenordnungen weniger anfällig gegen Austrocknung und Schrumpfung als herkömmliche mineralische Dichtungen. IGB führt seit einigen Monaten vergleichende Laborversuche mit Trisoplast<sup>®</sup> und dem in Georgswerder eingesetzten Geschiebemergel in speziellen Austrocknungs- und Perkolationszellen durch. Dabei fiel zunächst auf, dass es um ein Vielfaches länger dauerte, Trisoplast<sup>®</sup> auf eine bestimmte Wasserspannung (600 hPa) auszutrocknen, als bei der Geschiebemergeldichtung. Entweder sind die Fließwege durch das Hydrogel versperrt oder das Wasser wird in Trisoplast<sup>®</sup> stärker gebunden. Nachdem die genannte Wasserspannung erreicht war, bei der seinerzeit in den Feldversuchen auf der Deponie Georgswerder die ersten Rissbildungen in der Geschiebemergeldichtung festgestellt worden waren, wurden die Mergelproben und die Trisoplast<sup>®</sup>-Proben wiederbefeuchtet und durchströmt. Die Ergebnisse zeigten eine deutliche Erhöhung der Durchlässigkeit beim Geschiebemergel. Dies legt nahe, dass die Laborapparatur die Bedingungen im Feld reproduziert. Die Durchlässigkeit von Trisoplast<sup>®</sup> hat sich demgegenüber im Versuchsverlauf nicht erhöht. Derzeit wird der Versuch mit höheren Wasserspannungen fortgesetzt. Es ist bisher nicht gelungen, Trisoplast<sup>®</sup> so weit auszutrocknen, dass sich durchlässigkeitserhöhende Risse gebildet hätten.

Trisoplast® wurde in den Niederlanden durch eine unabhängige Kommission geprüft und auf der Grundlage zahlreicher Untersuchungen für die Abdichtung von Deponien zugelassen. In Belgien ist die Zulassung ebenfalls erfolgt. Trisoplast® hat in beiden Ländern einen sehr großen Marktanteil erobert. Die Übertragbarkeit der holländischen Prüfergebnisse auf die in Deutschland im Deponiebau gestellten Anforderungen wird derzeit geprüft. Für bauwerksübliche Anwendungszeiträume (rund 30 Jahre) sind dabei keine Probleme zu erwarten. Zur Beständigkeit über ungewöhnlich lange Zeiträume (> 100 Jahre) bestehen, wie bei allen anderen Dichtungen auch, noch Fragen, beispielsweise zur Alterung des Polymers.

#### **4 Fazit und Ausblick**

Oberflächenabdichtungssysteme sollen den Kontakt von Organismen mit Schadstoffen und die Ausbreitung von umweltgefährdenden Stoffen durch Sickerwasser oder Gas verhindern. Die Systeme bestehen im Regelfall aus mehreren Schichten. Als Dichtungen können Kunststoffbahnen, Asphalt, tonhaltige Erdstoffe, Bentonitmatten und in Kapillarsperren auch Sande und Kiese eingesetzt werden. Modifizierte mineralische Dichtungen stellen eine interessante Alternative dar, die sich im Wettbewerb mit den anderen technischen Lösungen befindet. Sie muss wirtschaftlich und technisch herstellbar, ausreichend wirksam und über eine für Ingenieurbauwerke ungewöhnlich lange Funktionsdauer beständig gegen zahlreiche physikalische, chemische und biologische Einwirkungen sein.

Die TA Abfall (1991) und die TA Siedlungsabfall (1993) schreiben den technischen Aufbau der Oberflächenabdichtungssysteme unterschiedlicher Deponieklassen detailliert vor. Alternative Systeme sind im Geltungsbereich der genannten abfallrechtlichen Regelwerke nur bei Nachweis ihrer Gleichwertigkeit genehmigungsfähig. Die Führung dieses Gleichwertigkeitsnachweises wird dadurch erschwert, dass das Regelsystem für die Deponiekategorie I, die herkömmliche, auf dem nassen Ast der Proctorkurve eingebaute, bindige mineralische Dichtung an vielen Standorten nicht so gut funktioniert wie es sich die Autoren der Regelwerke erhofft haben. Der Maßstab für die Gleichwertigkeit ist daher

nicht klar definiert. Wenn alternative Dichtungen nur so gut sein müssen wie die herkömmliche Dichtung nach ihrer ersten Alterung in der Praxis häufig ist, dann sind nahezu alle alternativen Lösungen genehmigungsfähig. Wird die von den Autoren der Regelwerke avisierte Wirksamkeit der Regeldichtung zum Maßstab erhoben, wie die meisten Genehmigungsbehörden dies vernünftigerweise tun, wird die Sache schon schwieriger, denn zunächst muss diese „SolWirksamkeit“ der Regeldichtung definiert werden, bevor die alternative Lösung bewertet werden kann. Von der alternativen Lösung ist dann zu fordern, dass sie ein deutlich besseres Alterungsverhalten hat als die Regeldichtung (siehe hierzu beispielsweise DIBt 1995).

Wenngleich das Führen eines allgemeinen Gleichwertigkeitsnachweises sehr aufwendig ist und im Rahmen dieses Beitrags nicht näher erläutert werden soll, so sind doch aus den Ausführungen zu den einzelnen modifizierten mineralischen Dichtungen folgende Tendenzen ableitbar:

- Unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten ist vor allem der Einsatz von Reststoffen interessant. Unter bestimmten Randbedingungen können Reststoffdichtungen ohne die Zugabe von Additiven bereits ausreichend wirksam sein (Beispiel Hafenschlickdichtung). In anderen Fällen ist die Zugabe von Additiven (z.B. Tonminerale, Wachs, Wasserglas) erforderlich, um die geforderte Wirksamkeit zu erzielen. All diesen Lösungen ist gemein, dass die Dichtung, wie bei der Regeldichtung für die Deponieklasse I auch, vor den kritischen Einwirkungen Austrocknung, Verformung und Durchwurzelung ausreichend geschützt werden muss (z.B. durch ausreichend mächtige Überdeckung), da die Alterungsbeständigkeit der modifizierten Dichtung nicht grundsätzlich höher ist als die der Regeldichtung. Der Nachweis hierfür kann nur standortbezogen geführt werden. Da die Eigenschaften der Reststoffe für die Wirksamkeit der Dichtung wesentlich sind und streuen können, werden außerdem in der Regel einzelfallspezifische Verwendbarkeitsnachweise gefordert.
- Andere Systeme sind aus technisch-wissenschaftlicher Sicht innovativ und zeichnen sich dadurch aus, dass sie grundsätzlich andere und im Hinblick auf die möglichen Gefährdungen weniger empfindliche Eigenschaften besitzen. Das DYWIDAG-Mineralgemisch, Bentokies und Trisoplast<sup>®</sup> werden alle auf dem trockenen Ast der

Proctorkurve eingebaut. Diese Materialien sind sozusagen „vorgespannt“, da sie bereits im Zuge der Erstbefeuchtung hohen Wasserspannungen ausgesetzt sind und daher gegen spätere Schwankungen des Wassergehalts im Jahresverlauf weniger anfällig sind. Den geringsten Einbauwassergehalt hat das DYWIDAG-Mineralgemisch. Alle drei genannten modifizierten mineralischen Dichtungen haben einen genau definierten und industriell in Mischanlagen hergestellten Kornaufbau. Alle drei Ansätze können für sich den Vorteil eines standardisierten Aufbaus und einer qualitätsgesicherten Herstellung in Anspruch nehmen. Vor allem das DYWIDAG-Mineralgemisch, aber auch Bentokies sind allerdings relativ kostenaufwendig. Das polymervergütete Trisoplast® ist demgegenüber aufgrund des im Vergleich zum DYWIDAG-Mineralgemisch und zu Bentokies sehr viel kleineren Größtkorns, seiner einfachen und gut kontrollierbaren Verarbeitbarkeit und der geringen Wasserdurchlässigkeit bereits in geringer Schichtstärke wirksam einsetzbar und dann wirtschaftlich interessant. Trisoplast® ist, vermutlich sowohl aufgrund des relativ trockenen Einbaus als auch aufgrund der Eigenschaften des Polymers sehr beständig gegen Wasserabgabe und Schrumpfung. Die überragende, in einem extrem weiten Bereich rissfreie Verformbarkeit des Materials erlaubt außerdem den erfolgreichen Einsatz auch auf sehr setzungsgefährdetem Untergrund, so dass bei vielen Altdeponien auf den zusätzlichen Einsatz einer temporären Dichtung oder Abdeckung verzichtet werden kann.

Letztlich ist das jeweils beste System vor dem Hintergrund der im Einzelfall gegebenen Randbedingungen zu ermitteln. Bei der Variantenstudie im Zuge der Planung und beim Verwendbarkeitsnachweis für eine alternative Dichtung sind zahlreiche standortspezifischen Faktoren zu berücksichtigen. Durch den Einsatz von kostengünstigen Baustoffen, die Wahl von effektiven Einbautechnologien und die fachkompetente Dimensionierung der Einkomponenten und ihres Zusammenwirkens im Gesamtsystem können leistungsfähige und wirtschaftlich vertretbare Lösungen gefunden werden. Modifizierte mineralische Dichtungen stehen hierfür zur Verfügung und bereichern die Palette der Möglichkeiten.

## 5 Literatur

**Artl, K.-J. (1999):** Einsatzmöglichkeiten von eisenhüttenmännischen Nebenprodukten in Abdichtungen für Monodeponien. In: Egloffstein, T., G. Burkhardt & H. Görg (Hrsg.): Abfallverwertung oder Abfallbeseitigung, Eigenverlag Bauen und Umwelt, Karlsruhe, 137-167.

**Belouschek, P., J. U. Kügler & D. Reichert (1998):** TA-Si konforme Oberflächenabdichtung mittels Dichtsysteme aus industriellen Massenreststoffen und wasserglasvergüteten Klärschlämmen. Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, 109, 229-252.

**Belouschek, P. & J. U. Kügler (1993):** Wasserglasvergütete mineralische Dichtsysteme in der Deponietechnik. Wasser + Boden, 11, 855-861.

**Bilkenroth, K. D. (1991):** Einsatzmöglichkeiten von Montanwachssystemen und Polymer-Silikaten bei der Altlastensanierung. In: Jessberger, H.L. (Hrsg.): Erkundung und Sanierung von Altlasten. Balkema Verlag, Rotterdam, 45-54.

**Boels, D. & K. van der Wahl (1999):** Trisoplast: New Developments in Soil Protection. Proceedings Sardinia 99, 77-84.

**DIBt - Deutsches Institut für Bautechnik (1995):** Grundsätze für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen in Deponieabdichtungssystemen. 81 S.

**DIBt - Deutsches Institut für Bautechnik (1998a):** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-68.12-2 vom 20.01.1998; Zulassungsgegenstand: DYWIDAG-Mineralgemisch DMG 16/32 zur Verwendung in Deponieabdichtungssystemen von Deponien nach TA Siedlungsabfall und TA Abfall. 13 S. + 4 Anlagen.

**DIBt - Deutsches Institut für Bautechnik (1998b):** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-68.12-7 vom 06.05.1998; Zulassungsgegenstand: Vergütetes Mineralgemisch CHEMOTON zur Verwendung in Deponieabdichtungssystemen von Deponien nach TA Siedlungsabfall und TA Abfall. 14 S. + 4 Anlagen.

**Hass, H. J. & W. Orlia (1992):** Das DynagROUT-System. In: Thomé-Kozmiensky, K.J. (Hrsg.): Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten. EF-Verlag, Berlin, 203-226.

**Hoeks, J., J. Glas, J. Hofkamp & A. H. Ryhiner (1987):** Bentonite Liners for Isolation of Waste Disposal Sites. In: Waste Management & Research, 5, 93-105.

**Horn, A. (1989):** Mineralische Deponie-Flächendichtungen aus gemischtkörnigen Böden. In: Bautechnik, 66, 9, 311-318.

**Koch, D. (1995):** Bentonitvergütete Abdichtungen. In: Burghardt, G. & T. Egloffstein (Hrsg.): Alternative Dichtungsmaterialien im Deponiebau und der Altlastensicherung. Schr. Angew. Geol. Karlsruhe, 30, 24-65.

**Kühle-Weidemeier, M. (1998):** Verbesserte mineralische Abdichtungen aus einem polymervergüteten Bentonit-Sand-Gemisch. Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, 109, 173-193.

**LAGA - Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (1995):** Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Reststoffen/Abfällen - Technische Regeln

**Lauf, G. & M. Kostiak (1995):** Chemoton - Anwendungsbereiche bei Deponieabdichtungen. Schr. Angew. Geol. Karlsruhe, 35, 18 S.

**Melchior, S. (1993):** Wasserhaushalt und Wirksamkeit mehrschichtiger Abdecksysteme für Deponien und Altlasten. Dissertation im Fachbereich Geowissenschaften, Universität Hamburg. Hamburger Bodenkundliche Arb., 22, 330 S. und Anhang.

**Melchior, S. (1996):** Die Austrocknungsgefährdung von bindigen mineralischen Dichtungen und Bentonitmatten in der Oberflächenabdichtung - Ergebnisse von mehrjährigen In-Situ-Ver-suchen und Aufgrabungen auf der Altdeponie Hamburg-Georgswerder. In: Maier-Harth, U. (Hrsg.): Geologische Barriere, Basisabdichtung, Oberflächenabdichtung - Möglichkeiten zur standortbezogenen Optimierung. 3. Deponie-Seminar des Geologischen Landesamtes Rheinland-Pfalz am 30. Mai 1996 in Bingen-Büdesheim/Rhein. Selbstverlag, Mainz, 40 S.

**Melchior, S. (1998a):** Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten. Forschungs- und Entwicklungsvorhaben am Institut für Bodenkunde der Universität Hamburg von 1986 bis 1997. Habilitationsschrift. Zusammenfassung 132 S. + 15 Anlagen. Selbstverlag.

**Melchior, S. (1998b):** In-situ Untersuchungen zur Wirksamkeit von Oberflächenabdichtungen. In: Stegmann, R. & G. Rettenberger (Hrsg.): Entwicklungstendenzen in der Deponietechnik. Economica Verlag, Bonn. 179-196.

**Melchior, S. (1999a):** Felduntersuchungen und Aufgrabungen von bindigen mineralischen Oberflächenabdichtungen. In: Landesamt für Umweltschutz Bayern (Hrsg.): Neue Erkenntnisse zur Austrocknung und Durchwurzelung mineralischer Oberflächenabdichtungen. Seminar am 21.10.1998 in Wackersdorf, S. 3-30.

**Melchior, S. (1999b):** Bentonitmatten als Elemente von Oberflächenabdichtungssystemen. In: Süddeutsches Kunststoff-Zentrum (Hrsg.): Die sichere Deponie. 15. Fachtagung am 18./19. Februar in Würzburg. 34 S.

**Stoffregen, H., P. Döll, G. Wessolek, S. Melchior, B. Vielhaber, U. Holzlöhner, R. Horn, T. Baumgartl, W. Gräse, K. Bohne & M. Schmidt (1999):** Reißgefährdung von Kombinationsdichtungen durch temperaturabhängige Austrocknung. In: Müll und Abfall, 1, 29-35.

**TA Abfall (1991):** Gesamtfassung der Zweiten allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz. Teil 1: Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/ physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen. Gemeinsames Ministerialblatt, 42. Jg., Nr. 8, S. 139-214, Bonn, 12. März 1991

**TA Siedlungsabfall (1993):** Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz. Technische Anleitung zur Vermeidung, Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen. Bundesanzeiger 99a, 14. Mai 1993

**Tresselt, K., G. Miehlich, A. Gröngröft, S. Melchior, K. Berger & C. Harms (1998):** Harbour Sludge as Barrier Material in Landfill Cover Systems. In: Water Science Technology, 37, 6-7, 307-313.

**Vielhaber, B. (1995):** Temperaturabhängiger Wassertransport in Deponieoberflächenabdichtungen - Feldversuche in bindigen mineralischen Dichtungen unter Kunststoffdichtungsbahn. Dissertation im Fachbereich Geowissenschaften. Universität Hamburg. Hamburger Bodenkundliche Arbeiten, 29, 200 S. + 15 S. Anhang.

**Weitz, A. M., D. Boels, H. J. J. Wiegers, J. J. Evers-Vermeer (1997):** Application of Trisoplast for Lining of Landfills. Staring Centre (SC-DLO), Report 142. Wageningen. 50 S. + Anlage.

Dr. rer. nat. habil. Stefan Melchior

 **IGB** Ingenieurbüro für Grundbau, Bodenmechanik und Umwelttechnik  
Heinrich-Hertz-Straße 116  
22083 Hamburg

Tel.: 040 / 22 70 00-38

Fax: 040 / 22 70 00-34

<http://www.igb-ingenieure.de>

e-mail: [melchior@igb-ingenieure.de](mailto:melchior@igb-ingenieure.de)

# **Bentonitmatten als Oberflächenabdichtung von Deponien**

## **– 10 Jahre Erfahrung mit diesem Dichtungselement**

Dipl.-Geol. Th. Egloffstein

### **1 Einleitung**

Geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTD) oder im allgemeinen Sprachgebrauch vereinfacht auch Bentonitmatten genannt, werden in den USA seit etwa Anfang bis Mitte der 80er Jahre und in Deutschland seit Ende der 80er Jahre hergestellt und in der Geotechnik sowie im Wasserbau als Flächenabdichtung eingesetzt. Die ersten Oberflächenabdichtungen von Deponien mit Bentonitmatten wurden 1990 ausgeführt (Deponien Hitzacker und Grabow, beide Lkrs. Lüchow-Dannenberg). Bis heute sind in Deutschland über 1.600.000 m<sup>2</sup> Deponieoberfläche mit Bentonitmatten als alleiniges Abdichtungselement oder in Kombination mit anderen Dichtungselementen temporär oder endgültig abgedichtet (LAGA 1999). Die Anwendung von Geosynthetischen Tondichtungsbahnen als Oberflächenabdichtung von Deponien ist jedoch nur eine von vielen Einsatzbereichen. Mögliche Einsatzbereiche von Geosynthetischen-Tondichtungsbahnen (BRD und international)

- zum Grundwasserschutz unterhalb von Verkehrswegen (Straßen- und Gleisbau, Start- und Landebahnen von Flughäfen) bzw. deren Entwässerungseinrichtungen z.B. nach den Richtlinien zum Straßenbau in Wasserschutzgebieten (RiStWag)
- als Oberflächen-, Zwischen- und Basisabdichtung von Abfalldeponien, allein oder in Kombination mit weiteren Dichtungselementen
- als Ergänzung der technischen Barriere von Abfalldeponien (bei mangelhaft ausgebildeter geologischer Barriere)
- zum temporären Grundwasserschutz beim Umgang (Herstellen, Behandeln, Lagern, Abfüllen und Umschlagen) mit wassergefährdenden Stoffen
- als Sohl- und wasserseitige Außendichtung von künstlichen Teichen und Seen, Rückhalte- und Speicherbecken, Kanälen (Kraftwerkskanälen, Wasserstraßen)
- als luftseitige Sohl und wasserseitige Außendichtung von Hochwasserdämmen
- als zusätzliche Abdichtung von Abwasserkanälen und Leitungen
- als Bauwerksabdichtung gegen Feuchtigkeit und aufsteigendes Grundwasser
- als Tunnelabdichtung gegen drückendes Bergwasser
- als Oberflächen- und Basisabdichtung für Bergbauhalden, Dämme und Tailings bei der Rohstoffgewinnung
- als Versiegelung gegen Niederschlagswasser bei der Rekonvertierung von Brachflächen und Altstandorten aus Industrie und Bergbau

Bentonitmatten haben in den letzten Jahren aufgrund ihrer Vorzüge als sehr gering durchlässiges, einfach zu handhabendes und damit auch kostengünstiges Dichtungselement einen stetig zunehmenden Marktanteil erobert. Im Jahre 1997 wurde der weltweite Absatz von Geokunststoff-Ton-Dichtungen auf 16 Mio. m<sup>2</sup> geschätzt (MAUBEUGE & REUTER 1997). Bentonitmatten werden als Dichtungselement überwiegend als Alternative oder zum teilweisen Ersatz von verdichteten, bindigen, Erdstoffdichtungen eingesetzt. Durch ihre geringe Schichtdicke, die einfache Verlege- und Füge-technik (Überlappungen) ergeben sich i.d.R. ökologische (Herstellung, Transport) (EGLOFFSTEIN & BURKHARDT 1998) sowie ökonomische Vorteile (Material- und Produktionskosten, deutlich schnellerer Baufortschritt) gegenüber verdichteten, bindigen Erdstoffdichtungen. GTDen besitzen immer eine geringe Restdurchlässigkeit (ähnlich den mineralischen Abdichtungen), dies bedeutet, sie sind keine Konvektionssperre wie dies Kunststoffdichtungsbahnen (KDB) oder Asphaltbetondichtungen sein können.

Das oben aufgeführte Einsatzspektrum mit Schwerpunkt auf dem Abfallsektor entwickelte sich seit Anfang der 90er Jahre zu einem wesentlichen Einsatzbereich für Bentonitmatten. Die mineralische Dichtungskomponente wie sie die TA-Siedlungsabfall (BMU 1993) für Oberflächenabdichtung von Deponien vorsieht wurde häufig durch alternative Abdichtungssysteme wie Bentonitmatten- oder Kapillarsperrenabdichtungen ersetzt.

In Deutschland bezog sich dieser Ersatz der mineralischen Abdichtung durch Bentonitmatten bei Deponien ausschließlich auf Oberflächenabdichtungen. In den USA, sowie in denjenigen Ländern die dem amerikanischen Standard folgen, werden auch Basisabdichtungen mit Bentonitmatten, meist in Kombination mit weiteren Dichtungselementen (Kunststoffdichtungsbahnen) hergestellt. Diese Systeme basieren oft auf den Vorgaben der US Environmental Protection Agency (US EPA 1991).

Bei Altablagerungen, Altlasten und Altdeponien welche vor Inkrafttreten der TA-Abfall-/Siedlungsabfall abgeschlossen wurden haben Bauherr und Genehmigungsbehörde die Freiheit der Wahl eines funktionstüchtigen Oberflächenabdichtungssystems. Nach Inkrafttreten der TA Abfall und TA Siedlungsabfall ist jedoch bei Abweichungen von den vorgegebenen Regelabdichtungssystemen ein sogenannter Gleichwertigkeitsnachweis zu führen, d.h. die Gleichwertigkeit einer Bentonitmatte zu einer mineralischen Abdichtung ist nachzuweisen. Dieser Gleichwertigkeitsnachweis kann für den Einzelfall geführt werden (d.h. für eine bestimmte Deponie) oder konnte bis 1997 über das Baurecht, vertreten durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt 1995), in Form einer Bauartzulassung für

ein Produkt erteilt werden. Diese Bauartzulassung für vier Bentonitmattentypen wurde 1997/98 nach einem langandauernden Zulassungsverfahren erteilt (DIBt 1997). Zahlreiche Labor- und Felduntersuchungen, insbesondere mehrere Aufgrabungen von Testfeldern und älteren Abdichtungen mit Bentonitmatten wurden im Rahmen dieses Zulassungsverfahrens durchgeführt.

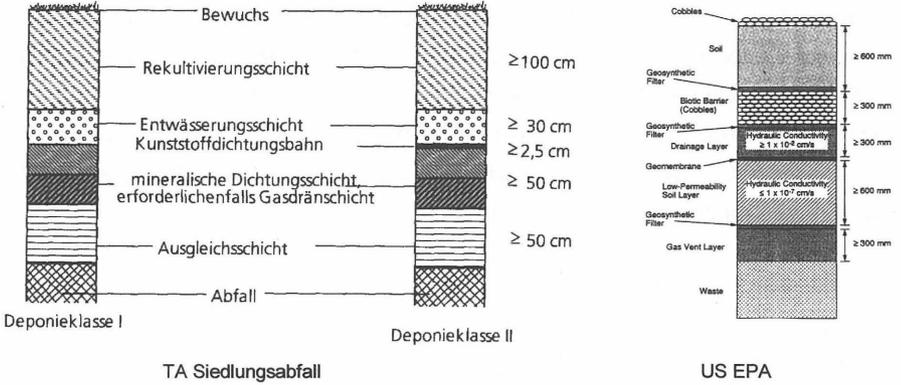


Abb. 1: Deponieoberflächenabdichtungssysteme nach TA Siedlungsabfall und nach US EPA

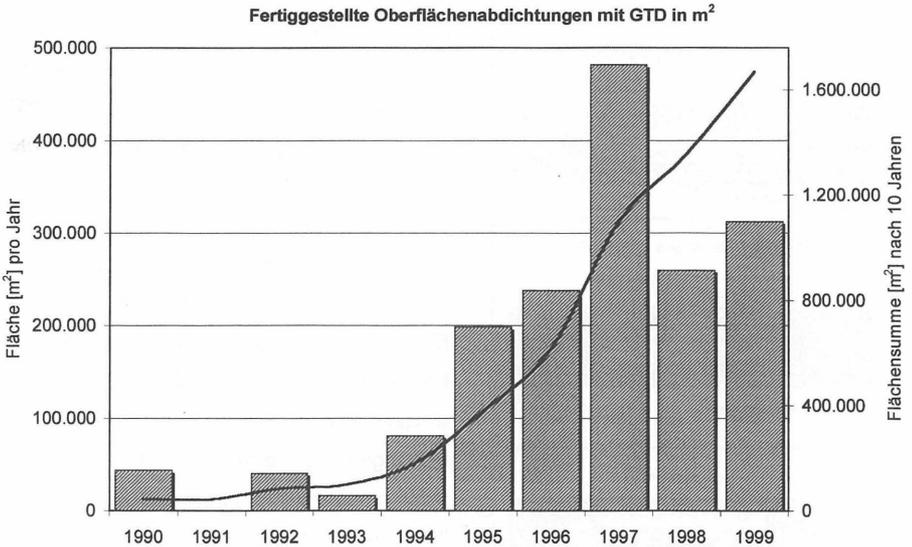


Abb. 2: Fertiggestellte Oberflächenabdichtungen mit Geosynthetischen Tondichtungsbahnen in  $m^2$  pro Jahr und als Summenkurve (Daten ergänzt nach LAGA 1999)

## 2 Geosynthetische Tondichtungsbahnen - Bentonitmatten

Bentonitmatten, bzw. wie aus dem Englischen "**Geosynthetic Clay Liners (GCLs)**" ins Deutsche übertragen: "**Geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTDen)**" sind industriell hergestellte, dünn-schichtige Wasserbau-Dichtungselemente, die aus Bentonit oder einem anderen gering durchlässigen Dichtungsmaterial bestehen, welcher(s) zwischen zwei oder mehreren Geotextilien fixiert ist, die durch Vernadelung, Vernähung oder Verklebung miteinander verbunden sind. Es gibt auch GTDen bei denen der Bentonit auf einer **Kunststoffdichtungsbahnen (KDB)** aufgeklebt ist (Definition nach Geosynthetic Research Institute Philadelphia (GRI) in: VON MAUBEUGE 1994). Im deutschen Sprachgebrauch hat sich der Begriff Geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTDen) oder **Geokunststoff-Ton-Dichtung (ebenfalls GTD)** eingebürgert.

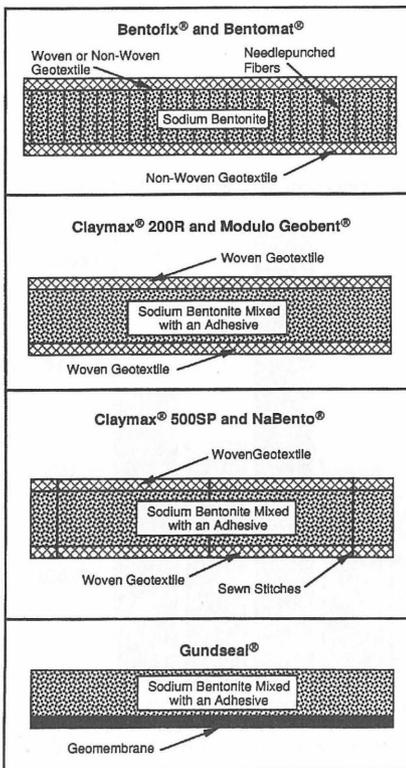


Abb. 3: Handelsübliche, in den USA verwendete GTD's (DANIEL 1995)

Das Flächengewicht von Bentonitmatten beträgt zwischen ca. 3,3 und 10,4 kg/m<sup>2</sup>. Hiervon entfallen auf den Bentonit ca. 3 - 10 kg/m<sup>2</sup> (i.d.R. ca. 4-5 kg/m<sup>2</sup>) und auf die Geotextilien (Vliese und Gewebe) ca. 300 - 400 g/m<sup>2</sup>. Die Schichtdicke der GTDen beträgt im trockenen Zustand ca. 6 - 10 mm (davon Bentonit ca. 4 - 6 mm), im hydratisierten Zustand sind Bentonitmatten ca. 7 - 15 mm dick (stark auflastabhängig). Die Bahnengröße beträgt zwischen ca. 25 - 60 m Länge und ca. 3,6 - 5,2 m Breite. Die Bahnen werden als Rollenware ausgeliefert, das Rollengewicht beträgt ca. 450 - 2000 kg. Bentonitmatten können entweder vollflächig vernadelt (sog. faserarmierte GTDen), vernäht und/oder verklebt sein.

Lediglich die vernadelten und vernähten GTDen haben einen schubfesten Verbund zwischen dem Deck- und Trägergeotextil. Diese Scherkraftübertragung ermöglicht erst die Verlegung von GTDen im Böschungsbereichen, da ein Natrium-Bentonit im gequollenem Zustand lediglich Reibungswinkel von  $\varphi \approx 3 - 15^\circ$  aufweist. Die Werkstoffe für die Fasern, Nähte, Gewebe und Vliesstoffe sind meist Polypropylen (PP) oder Polyethylen hoher Dichte (HDPE). Anforderungen an die Geotextilien, wie Masse pro Flächeneinheit und Stempeldurchdrückkraft bei Vliesstoffen, sind der EAG-GTD (DGGT 2000) zu entnehmen. Ein Sonderfall bei den GDT's sind Bentonit-Dichtungsbahnen bzw. -folien. Bei diesen Produkten befindet sich eine im trockenen bzw. prehydratisierten Zustand ca. 1,5 - 4,5 mm dicke Bentonitschicht aus Pulver oder Granulat auf einer Kunststoffdichtungsbahn bzw. -folie von ca. 0,1 - 1 mm Dicke. Der Bentonit ist mit der Kunststoffdichtungsbahn verklebt bzw. haftet adhäsiv. Da die Kunststoffdichtungsbahn ohne Beschädigung konvektionsdicht ist, sind diese Produkte anders zu behandeln als geotextile Bentonitmatten. Die Vorteile dieser Kombination liegen vor allem in der Selbstheilung von penetrationen in der Kunststoffdichtungsbahn durch den Bentonit und der problemlosen Überlappung der Bahnen (ohne verschweißen der KDB).

Tab. 1: Hersteller, Produktaufbau und Verbundart von handelsüblichen Bentonitmatten

| Hersteller/Produkt                                     | Aufbau (von unten nach oben)                                                                                         | Verbund                            |
|--------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|
| Naue Fasertechnik (BRD)/ Bentofix                      | Geotextil/Bändchengewebe, pulverisierter bzw. granulierter, natürlicher Natrium-Bentonit/ Geotextil (Vlies)          | vernadelt                          |
| Huesker (BRD)/ NaBento                                 | Geotextil/pulverisierter, natürlicher bzw. natriumaktivierter Calcium-Bentonit bzw. Calcium-Bentonit/Geotextil       | vernäht                            |
| CETCO (USA)/ Bentomat                                  | Geotextil/granulierter, natürlicher Natrium-Bentonit/ Geotextil,                                                     | vernadelt                          |
| CETCO (vormals: Clem Corporation) (USA)/ Claymax       | Geotextil/granulierter, natürlicher Natrium-Bentonit/ Geotextil                                                      | verklebt bzw. verklebt und vernäht |
| GSE Lining-Technology (vormals Gundle) (USA)/ Gundseal | Folie bzw. Kunststoffdichtungsbahn/granulierter natürlicher Natrium-Bentonit                                         | Adhäsiv gebunden (geklebt)         |
| RAWEL (NL)/ RAW MAT                                    | Geotextil/vorhydratisierter, polymernodifizierter, natürlicher Natrium- bzw. aktivierter Calcium-Bentonit            | Verklebt                           |
| Laviosa (I)/ Geobent                                   | Geotextil/granulierter bzw. pulverisierter natürlicher Natrium-Bentonit oder aktivierter Calcium-Bentonit /Geotextil | Vernäht, vernadelt und verklebt    |

Ein wichtiger Aspekt zur Erzielung einer hohen Systemdichtigkeit ist die Abdichtung der Nahtstellen zwischen den einzelnen Ton-Dichtungsbahnen. Dies geschieht durch Überlappung der Bahnen um ca. 30 cm und Abdichtung dieser Überlappungen mit Bentonitpaste. Die Längsnähte heutiger GTDen sind häufig bereits mit vorgefertigtem Überlappungs-

bereichen versehen, in dem im Deckvliesstoff der Überlappungsbereiche Bentonit eingestreut wird, der bei Nässe durch die Geotextilporen herausquillt und die Überlappungsbereiche abdichtet. Die schmale Seite der Bahn (Kopfende) wird in der Regel händisch mit Bentonitpaste abgedichtet. Es gibt derzeit auf dem Markt für Bentonitmatten in Tabelle 1 aufgeführte Produkte und Hersteller (ohne Anspruch auf Vollständigkeit)

## 2.1 Das Dichtungsmaterial Bentonit

Das Dichtungsmaterial in Geosynthetischen Tondichtungsbahnen, der Bentonit, ist ein natürlich vorkommender Ton mit außergewöhnlichen Eigenschaften. Hierzu zählen die Fähigkeit, durch Wasseraufnahme sehr stark zu expandieren (Quellfähigkeit), ein hohes Ionenaustauschvermögen und eine sehr geringe Wasserdurchlässigkeit. Hochwertige Bentonite, wie sie in Bentonitmatten eingesetzt werden, bestehen überwiegend (ca. 75 - 90 Gew.-%) aus dem Dreischicht (2:1)-Tonmineral Montmorillonit. Die restlichen Nebenbestandteile sind Quarz, Feldspäte, Carbonate, Illit u.a.

Tab. 2: Typische Eigenschaften von Bentoniten in GTD's (EGLOFFSTEIN 1997)

|                                       |                                           |
|---------------------------------------|-------------------------------------------|
| Typische Kornkennziffer (T,U,S,G)     | 7,3,0,0                                   |
| Montmorillonitgehalt (MB-Methode)     | 60 - 90 %                                 |
| Wasseraufnahme (Enslin/Neff)          | 200 – 700 Gew.%                           |
| Quellvolumen (ASTM D 5890-95)         | 7 – 30 ml                                 |
| pH-Wert (Suspension)                  | 9 – 10,5                                  |
| Plastizitätszahl (Ip)                 | 140 – 380 %                               |
| Reibungswinkel $\varphi$ / Kohäsion c | 3 – 15° / 3 – 10 kN/m <sup>2</sup>        |
| Permittivität ( $\Psi$ )              | $5 \cdot 10^{-8}$ - $3 \cdot 10^{-9}$ 1/s |
| Kationenaustauschkapazität (KAK)      | 60 - 90 mmol(eq)/100g                     |

Praktisch alle handelsüblichen GTD's verwenden zu überwiegenderem Anteil natürlichen Natrium-Bentonit, inzwischen relativ selten soda(natrium)-aktivierten Calcium-Bentonit (Aktivbentonit) oder (relativ neu) Calcium-Bentonit (8 - 10 kg/m<sup>2</sup>) in pulverisierter Form oder als Granulat. In der weitaus überwiegenderen Anzahl an Produkten ist der Bentonit lufttrocken, es gibt jedoch auch vereinzelt Bentonitmatten mit feuchten Bentonit (prehydrated). Die weltweit größten Produzenten von Bentonit sind die American Colloid Corporation (ACC) und die Bentonite Corporation (beide USA). In Deutschland gibt es nur noch zwei Produzenten, die Süd Chemie AG in München und IBECO Bentonit Technologie GmbH in Mannheim.

## 2.2 Das Tonmineral Montmorillonit als Hauptbestandteil von Bentonit

Die hervorragenden Eigenschaften von Bentonit sind ausschließlich auf die Eigenschaften des quellfähigen Tonminerals Montmorillonit (Hauptbestandteil von Bentonit) zurückzuführen

ren. Ein einzelner Tonmineralkristall des Montmorillonit setzt sich idealisiert aus ca. 5 - 15 Silikatschichten zusammen, die blättchenförmig ausgebildet sind (FAHN 1964, JASMUND & LAGALY 1993), wobei diese Blättchen überwiegend von verwundener, unregelmäßig gebogener Gestalt sind. Jede dieser Silikatschichten hat eine Dicke von 0,91 nm ( $10^{-9}$  m). Der Abstand zwischen den Silikatschichten des Kristalls ist von der Art der austauschfähigen Zwischenschicht-Kationen und dem Wassergehalt abhängig und beträgt ca. 0,05 nm im völlig trockenen Zustand, sowie bis zu 1 nm im stark gequollenen Zustand. Ein blättchenförmiger Tonmineralkristall aus ca. 15 Silikatschichten hat eine Dicke von ca. 15 - 20 nm und eine Kantenlänge von ca. 0,2  $\mu$ m - 2  $\mu$ m. Aufgrund der geringen Partikelgröße der Montmorillonit-Kristalle ist der Bentonit ein extrem feinkörniger Ton, dessen Korngrößen-Maximum überwiegend im Bereich  $< 0,2 \mu$ m liegt.

Tab. 3: Eigenschaften des Tonminerals Montmorillonit (FAHN 1964, JASMUND & LAGALY 1993)

|                                          |                                 |
|------------------------------------------|---------------------------------|
| Dicke einer einzelnen Schicht            | 0,91 nm                         |
| Durchmesser der Schichten                | 30 - 300 nm                     |
| Häufigste Zahl der Schichten im Kristall | 5 - 12                          |
| Schichtladung (Ladung/Formeleinheit)     | $\approx - 0,33$                |
| Spez. Oberfläche                         | ca. 600 - 800 m <sup>2</sup> /g |
| Äußere Oberfläche                        | ca. 30 - 100 m <sup>2</sup> /g  |
| Innere Oberfläche                        | bis zu 760 m <sup>2</sup> /g    |
| Kationenaustauschkapazität (KAK):        | 80 - 120 mmol(eq)/100g          |

Ein Montmorillonitkristall baut sich schichtförmig aus zwei Baueinheiten, einer Folge von Tetraeder- und Oktaederschichten auf. In den Tetraederschichten wird ein Siliziumatom von vier Sauerstoffatomen umgeben, die zu Secherringnetzen verknüpft sind. Je zwei Tetraederschichten sind aus Stabilitätsgründen mit einer Oktaederschicht verknüpft, in der ein Aluminiumatom von sechs Sauerstoffatomen, bzw. OH-Gruppen umgeben wird. Bei Montmorilloniten sind, abweichend von diesem Grundschema, bei ihrer Entstehung durch teilweisen ideomorphen Ersatz dreiwertige Aluminiumatome ( $Al^{3+}$ ) durch zweiwertige Magnesiumatome ( $Mg^{2+}$ ) in den Oktaederschichten und vierwertige Siliziumatome ( $Si^{4+}$ ) durch dreiwertige Aluminiumatome ( $Al^{3+}$ ) ersetzt worden. Durch dieses Ladungsdefizit gegenüber den negativ geladenen Sauerstoff- und OH-Ionen sind die Oberflächen der Silikatschichten negativ geladen. Die Schichtladung von Montmorilloniten beträgt ca. - 0,33 Ladungen pro Formeleinheit. Da sich zwei negative Silikatschichten gegenseitig abstoßen würden, erfolgt der Zusammenhalt der Silikatschichten eines Tonmineralkristalls elektrostatisch durch austauschbare Zwischenschichtkationen. Die austauschfähig gebundenen Kationen sind i.w.  $Na^+$ ,  $K^+$ ,  $Ca^{2+}$ ,  $Mg^{2+}$  und untergeordnet  $H^+$ ,  $Al^{3+}$ ,  $Fe^{2/3+}$  und  $NH_4^+$ .

### 2.3 Ionenaustausch bei Bentoniten

Für die industrielle Anwendung werden Bentonite vereinfachend in Natrium-Bentonite oder Calcium-Bentonite unterschieden in Abhängigkeit davon, welches austauschbare Kation überwiegt. Die in Bentonitmatten eingesetzte Bentonite sind in der Regel mischbelegt. Das heißt neben dem namensgebenden Haupt-Kation, bei GTDn i.d.R. Natrium, gibt es immer auch nennenswerte Anteile an Calcium-, Magnesium-, und Kaliumionen. Eine typische Ionenverteilung von Natrium-Bentoniten wie sie für GCLs eingesetzt werden, sieht etwa wie folgt aus:

Tab. 4: Typische Ionenverteilung handelsüblicher Natrium-Bentonite (EGLOFFSTEIN 1996)

| Na <sup>+</sup> | Ca <sup>2+</sup> | Mg <sup>2+</sup> | K <sup>+</sup> | Fe <sup>2+</sup> | Al <sup>3+</sup> |
|-----------------|------------------|------------------|----------------|------------------|------------------|
| 50-90 %         | 5-25%            | 3-15%            | 0,1-0,8%       | < 0,5%           | < 0,5%           |

Das Tonmineral Montmorillonit, als Hauptbestandteil des Bentonits (> 70 MA-%), gehört zu den bekanntesten, natürlichen Ionenaustauschern. Die häufigsten in der Natur vorkommenden Bentonite sind Calcium-Bentonite, natürliche Natrium-Bentonite sind dagegen vergleichsweise selten. Um die besseren Quelleigenschaften des Natrium-Bentonits zu erhalten, aktiviert man z.B. Calcium-Bentonite mit Soda (Natriumcarbonat) und tauscht so die primären Calciumionen gegen Natriumionen aus (sog. Aktivbentonit). Ionenaustauschprozesse sind Gleichgewichtsprozesse. Vereinfacht hängt die Belegung eines Kationenaustauschers von der Art und der Konzentration der zum Austausch angebotenen Kationen ab. Desweiteren sind noch die Größe und vor allem die Ladung der Kationen von Bedeutung. So wird zweiwertiges Calcium (Ca<sup>2+</sup>) viel leichter gegen einwertiges Natrium (Na<sup>+</sup>) ausgetauscht als umgekehrt. So benötigt man z.B. zum aktivieren von Calcium-Bentonit zu Natrium-Bentonit hohe Natriumkonzentrationen (Soda im Überschuß) um das Calcium von den Oberflächen des Bentonits zu verdrängen. Umgekehrt reichen jedoch schon vergleichsweise niedrige Calciumkonzentrationen im Sickerwasser von Böden aus, um das Natrium des Bentonits gegen Calcium auszutauschen. Da Calcium i.d.R. das im Sickerwasser von Böden das am häufigsten vorkommende Kation ist, ist der Ionenaustausch von Natrium gegen Calcium bei einer in einem solchen geochemischen Umfeld eingesetzten Bentonitmatte die Regel. Dieser Ionenaustausch dauert nach Auswertung von Laborversuchen und zahlreichen Aufgrabungsergebnissen Tage bis Wochen (bei Anwendungen mit hohem hydraulischen Gradienten z.B. im Wasserbau) bzw. ein bis mehrere Jahre (bei Anwendungen mit sehr geringen Gradienten, z.B. bei Oberflächenab-

dichtungen, in teilgesättigten Bereichen). Die Dauer ist abhängig von der primären Ionenbelegung des Bentonits sowie dem geochemischen und geohydraulischen Umfeld. Der Austausch findet so lange statt, bis sich ein Adsorptionsgleichgewicht zwischen der Ionenverteilung am Bentonit und der Ionenkonzentration in der Bodenlösung eingestellt hat. Hat sich die Ionenverteilung des Bentonits entsprechend den natürlichen Austauschgleichgewichten dem geochemischen Milieu angepasst, bleibt sie praktisch unverändert erhalten. Durch den Ionenaustausch von einwertigen Natrium-Ionen gegen zweiwertige Calcium-, oder Magnesium-Ionen verringern sich die Abstände der Silikatschichten zueinander (Abb. 10). Die diffuse Natrium-Ionen-Doppelschicht an den Oberflächen der Tonminerale gehen in eine zentrale Calcium-Ionen-Schicht über. Durch die Erhöhung der innerkristallinen Anziehungskräfte durch die zweiwertigen Ionen findet eine gewisse Volumensreduzierung statt, welche auch mit einer Veränderung des Mikrogefüges von kleineren, fein verteilten Tonmineralplättchen hin zu größeren Tonmineralkristallen einher geht. Gleichzeitig reduziert sich das hohe Wasseraufnahme- und Quellvermögen des Natrium-Bentonits auf das niedrigerer Niveau eines Calcium-Bentonits.

### 3 Wasserdurchlässigkeit

#### 3.1 Einführung der Permittivität als Meßgröße

Die Durchlässigkeit von porösen Erdstoffen wird nach DARCY seit 1856 durch den Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  [m/s] als Proportionalitätsfaktor zwischen dem hydraulischen Gradienten  $i$  und der durchströmten Wassermenge  $Q$  ausgedrückt. Bei der Bewertung der Dichtigkeit von Abdichtungen wird der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  oft als alleiniger Vergleichsmaßstab angegeben. Die Dicke der Abdichtung geht über den hydraulischen Gradienten jedoch ebenfalls in die Berechnung der Durchtrittswassermenge eines Abdichtungssystems ein. Um unterschiedlich dicke Abdichtungssysteme besser miteinander vergleichen zu können, benutzt man den Begriff Permittivität  $\psi$ :

$$\psi = \frac{k}{l} \text{ [m/s} \cdot \text{m]} = \text{[1/s]} \quad \text{oder} \quad \psi = \frac{Q}{F} \cdot h \text{ [m}^3\text{/m}^2 \cdot \text{s} \cdot \text{m]} = \text{[1/s]} \quad (\text{Gl. 1})$$

|        |                           |                     |
|--------|---------------------------|---------------------|
| $\psi$ | = Permittivität           | [1/s]               |
| $k$    | = Durchlässigkeitsbeiwert | [m/s]               |
| $l$    | = Schichtdicke            | [m]                 |
| $Q$    | = Durchflusswassermenge   | [m <sup>3</sup> /s] |
| $F$    | = Querschnittsfläche      | [m <sup>2</sup> ]   |
| $h$    | = Druckhöhenunterschied   | [m]                 |

Die Permittivität ist gegenüber dem Durchlässigkeitsbeiwert die primäre Größe, aus der sich durch Einbeziehung der Schichtdicke erst der Durchlässigkeitsbeiwert berechnet. Bei der versuchstechnischen Ermittlung der Permittivität wird die Durchtrittswassermenge  $Q$  in Abhängigkeit von der hydraulischen Druckhöhe  $h$  und der Querschnittsfläche  $F$  berechnet. Bei Bentonitmatten wird die Schichtdicke beim Durchlässigkeitsversuch in der Regel erst nach Ausbau der Probe gemessen bestimmt. Erst durch die Angabe der Schichtdicke kann der genaue Durchlässigkeitsbeiwert angegeben werden. Üblicherweise wird aus Vereinfachungsgründen eine Schichtdicke von einem Zentimeter angenommen.

Die Angabe der Permittivität erlaubt direkte Vergleiche unabhängig von der Schichtdicke des Abdichtungssystems. Unterschiedlich mächtige Abdichtungssysteme wie z.B. mineralische Dichtungen und Bentonitmatten werden dadurch besser miteinander vergleichbar. Der Vergleich erfolgt bei einem hydraulischen Gradienten von  $i = 1$  des mächtigeren Abdichtungssystems. So entspricht die Permittivität eines 1 cm mächtigen Abdichtungssystems mit  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s der Permittivität eines 1 m mächtigen Abdichtungssystems von  $1 \cdot 10^{-9}$  m/s, d.h.  $\psi = 1 \cdot 10^{-9}$  1/s. Eine vergleichbare Durchtrittswassermenge  $Q$  ergibt sich dabei bei  $h = 1$  m für beide Abdichtungssysteme. Dies entspricht einem hydraulischen Gradienten  $i = 1$  für das 1 m mächtige System ( $h_1 = 0$  m, d.h. kein Aufstau) und  $i = 100$  (d.h. ein Aufstau von  $h_1 = 0,99$  m) für das dünnere Abdichtungssystem. Insbesondere bei sehr dünnem Dichtungselementen wie Bentonitmatten (GTDen) mit sehr geringen Durchlässigkeitsbeiwerten verbessert die Angabe der Permittivität die Vergleichbarkeit der Abdichtungssysteme. Eine absolute Vergleichbarkeit ist damit jedoch noch nicht gegeben. Hierzu ist eine Vergleichsberechnung der Durchtrittswassermengen  $Q$  unter gleichen Randbedingungen (gleiche Aufstauhöhen  $h_1$  auf der Abdichtung) anzustellen. Für Oberflächenabdichtungen bei denen man von geringen Aufstauhöhen und damit auch hydraulischen Gradienten ausgehen kann (mm-cm) wird das dickere Abdichtungssystem mineralische Dichtung durch die Angabe der Permittivität günstiger bewertet.

### **3.2 Der Einfluß der Ionenbelegung auf Mikrostruktur und Wasserdurchlässigkeit**

Natrium-Bentonite haben aufgrund der teilweisen Delaminierung der Silikatschichten im Mittel geringere Kristallgrößen (Kolloid-Ton-Bereich) und eine günstigere, mehr feindisperse Mikrostruktur als Calcium-Bentonite (größer disperse, mehr aggregiertes Gefüge). Daraus ergibt sich ein geringerer durchflußwirksamer Porenraum mit längeren Fließwegen um die einzelnen Tonteilchen. Zusätzlich bilden Natrium-Bentonite aufgrund ihres höheren Wasserbindevermögens dickere Hydrathüllen um die Tonteilchen aus als Calci-

um-Bentonite. Der Durchfluß von frei beweglichem Porenwasser durch diese elektrostatisch gebundenen, sich gegenseitig überlappenden Hydrathüllen wird dadurch erschwert. Aus diesen beiden Effekten resultiert, daß primäre Calcium-Bentonite eine etwa um eine Zehnerpotenzen höhere Durchlässigkeit besitzt als Natrium-Bentonite. Bezogen auf die Anwendung in Geosynthetischen Tondichtungsbahnen ergeben sich Durchlässigkeiten (Permittivität  $\Psi$  bzw. Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  bei 1 cm Dicke) von  $\Psi_{(Ca)} \approx 0,8-5 \cdot 10^{-8}$  1/s ( $k_{(Ca)} \approx 0,8-5 \cdot 10^{-10}$  m/s) bzw.  $\Psi_{(Na)} \approx 1-3 \cdot 10^{-9}$  1/s ( $k_{(Na)} \approx 1-3 \cdot 10^{-11}$  m/s).

Ein Ionenaustausch von Natrium-Ionen gegen Calcium-Ionen (u.a.) findet bei GTD-Anwendungen als alleiniges Dichtungselement ohne Überdeckung mit einer KDB, aufgrund des meist Calcium-betonten geochemischen Milieus des Bodens und der einseitig zu höherwertigen Kationen hin verschobenen Austauschgleichgewichte des Bentonits, praktisch immer statt. Dieser natürliche Vorgang ist für Bentonite in GTD'en von Oberflächenabdichtungen, abhängig von den jeweiligen Randbedingungen, nach wenigen Jahren weitgehend abgeschlossen. Die Ionenverteilung des Bentonits hat sich dem geochemischen Milieu angepaßt und bleibt bei unverändertem chemischen Milieu stabil. Der Ionenumtausch eines Natrium-Bentonits in die Calcium-Form ist mit einer gewissen Volumensverminderung verbunden welche auch mit einer Veränderung des Mikrogefüges von kleineren, fein verteilten Tonmineralplättchen hin zu größeren Tonmineralkristallen einher geht. Nach Durchlässigkeitsversuchen im Labor (z.B. MFPA WEIMAR 1999) mit hochkonzentrierten Calciumlösungen ist durch den Ionenumtausch Natrium gegen Calcium mit einer Zunahme der Durchlässigkeit um etwa ein halbe bis zu einer Zehnerpotenz gegenüber der Durchlässigkeit des ursprünglichen Natrium-Bentonits zu rechnen. Nach Vergleichsversuchen im Labor ist das Durchlässigkeitsverhalten umgetauschter Natrium-Bentonite in GTD'en etwas günstiger als das von primären Calcium-Bentoniten. Kommen keine weiteren störenden Einflußfaktoren hinzu (z.B. Gefügebildungen infolge Austrocknung) bleibt offenbar ein Rest des Einflusses des ursprünglich feineren, disperen Mikrogefüges des Natrium-Bentonits auch nach erfolgtem Ionenumtausch erhalten.

#### **4 Feldversuche zur Dichtungswirksamkeit (Testfelder – Lysimeter)**

Die Dichtungswirksamkeit von Bentonitmatten unter Feldbedingungen wurde in Deutschland anhand von drei Testfeldern und einem Lysimeter untersucht. Es handelt sich dabei um die Testfelder auf der Deponie Hamburg-Georgswerder mit den Bentonitmatten Bentofix D3000 und NaBento (MELCHIOR 1999), dem Testfeld Esch-Belval in Luxemburg mit der

Bentonitmatten Bentofix Typ B (SCHNATMEYER 1998) und einem Lysimeter der Universität GH Essen mit der Bentonitmatten BFG 5000 und Bentofix D 4000 (MAILE 1997 und MAILE et. al. 1998). Der Aufbau der Testfelder und des Lysimeters ist unterschiedlich.

| Hamburg-Georgswerder   | Esch Belval, Luxemburg | Lysimeter Essen                   |
|------------------------|------------------------|-----------------------------------|
| 30 cm Boden            | 75 cm Boden            | 1,0 m Boden                       |
| 15 cm Feinkies         | 25 cm EOS-Schlacke     | Dränmatte Secudrain 316 DS 600    |
| Bentofix D3000/NaBento | Bentofix Typ B         | Bentofix BFG 5000                 |
| 10 cm Feinkies         | 15 cm EOS-Schlacke     | 1 m kontaminiertes Schüttmaterial |
|                        |                        | 20 cm Basisdränage (Kies)         |
| Auffangwanne           | Auffangwanne           | Auffangwanne                      |

Die Dichtungswirksamkeit (in % = Durchsickerung [mm]/ Niederschlag [mm] · 100) der beiden Testfelder auf der Deponie Hamburg-Georgswerder lag im nassen Jahr nach dem Einbau vom Mai 94 bis April 95 bei praktisch 100 %. Die Wirksamkeit verschlechterte sich jedoch in den darauffolgenden Jahren auf bis zu 75 % (Abb. 4). Im Oktober 95, Juni 1996 und September 1998 wurden Aufgrabungen durchgeführt und umfangreiche Untersuchungen an den Bentonitmatten durchgeführt. Ergebnis dieser Untersuchungen war, dass die Bentonite weitgehend von der Natrium- in die Calciumform umgetauscht waren, und dass sie infolge Austrocknung Gefügebildungen zeigten, welche die nachlassende Dichtungswirksamkeit augenscheinlich erklärten.

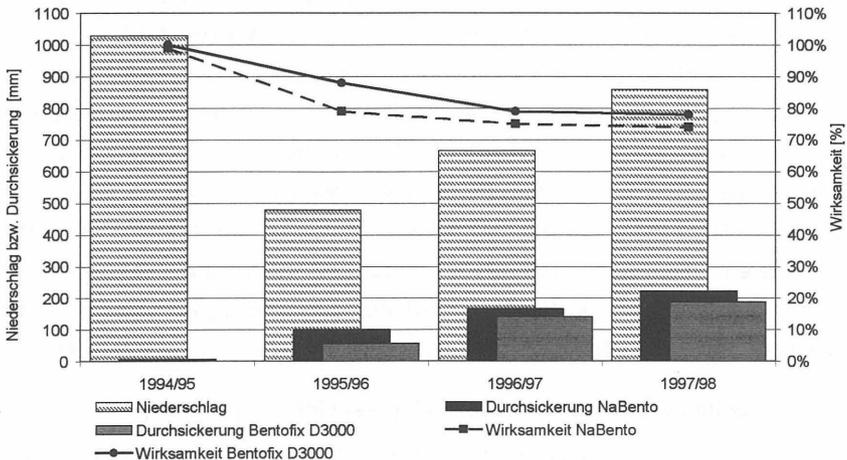


Abb. 4: Jahresniederschlag, Durchsickerung und Wirksamkeit von Bentofix D 3000 und NaBento der Testfelder Hamburg-Georgswerder.

Der Lysimeter Essen mit der Bentonitmatte BFG 5000 wurde vom April 1994 bis Juli 1996 betrieben bis die Bentonitmatte ausgegraben und im Labor untersucht wurde. Die Dichtungswirksamkeit lag bis zum März 1996 bei 100 %, d.h. es konnten keine Wasserdurchtritte gemessen werden. Aufgrund des relativ trockenen Winterhalbjahres 95/96 und zur Absicherung der Ergebnisse wurden vom April bis Mai 1996 Bewässerungsversuche durchgeführt. Hierbei zeigte sich, dass die mittlere Durchflussrate nach der ersten Bewässerung infolge Austrocknung stark erhöht war ( $q = 7,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ ) beim zweiten Bewässerungsversuch immer noch deutlich erhöht ( $2,2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ ) und erst beim dritten Bewässerungsvorgang ( $q = 4,0 \cdot 10^{-10} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ ) war eine weitgehende Wiederherstellung der Dichtungswirksamkeit zu verzeichnen (Abb. 5). Damit war eine weitgehende Wiederherstellung der Dichtungseigenschaften dieser Bentonitmatte aufgrund von Selbstheilungseffekten festzustellen (MAILE ET. AL 1998).

Das Testfeld auf der Gichtstaubdeponie Esch-Belval in Luxemburg mit der Bentonitmatte Bentofix Typ B wurde im August 1995 errichtet und wird noch betrieben. Im Oktober 1999 fand eine Aufgrabung statt, der sich umfangreiche Laboruntersuchungen an der ausgegrabenen Bentonitmatte anschlossen. Es liegen die Niederschlags- und Durchsicherungsdaten von 1996 bis 1998 vor (SCHNATMEYER 1998, WAGNER 1999)(Abb. 6).

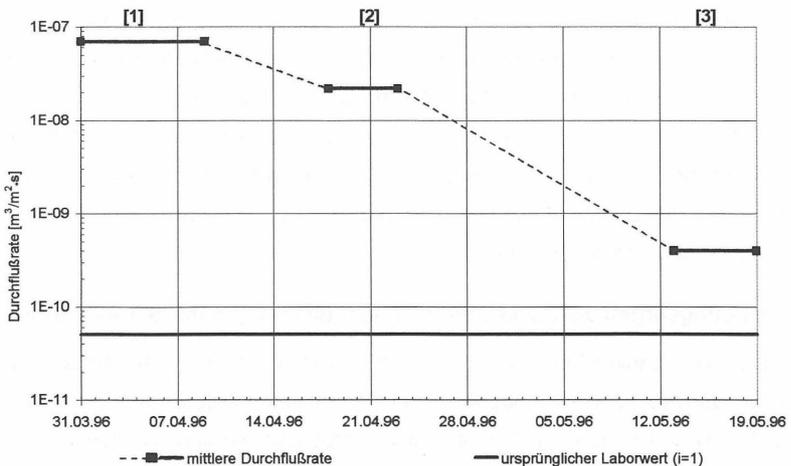


Abb. 5: Durchflussraten durch die Bentonitmatte Bentofix BFG 5000, Lysimeter GH Essen, 3 Bewässerungsversuche im April und Mai 1996

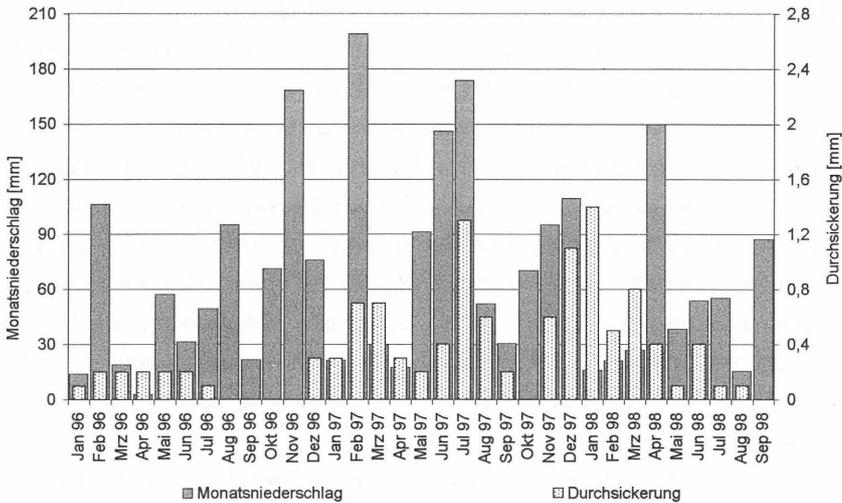


Abb. 6: Monatsniederschlag und Durchsickerung der Bentofix Typ B Matte im Testfeldes Esch-Belval, Luxemburg.

Die Dichtungswirksamkeit lag 1996 bei 99,8 % und hat auch in den Jahren bis 1998 (99,1%) nicht wesentlich abgenommen. Auch die Bentonitmatte des Testfeldes Esch-Belval hat einen weitgehenden Ionenumtausch von der Natrium- in die Calciumform hinter sich, der als abgeschlossen gelten kann. Die Bentonitmatte hatte zum Zeitpunkt der Ausgrabung einen Wassergehalt von über 100 MA-% und zeigte keine sichtbaren Gefügebildungen. Offensichtlich „stimmt“ der Wasserhaushalt dieses Testfeldes. Die Mächtigkeit der Überdeckung mit 0,75 cm bindigem Boden in Verbindung mit den klimatischen Voraussetzungen führt in Esch-Belval zu deutlich anderen Ergebnissen wie sie in Hamburg-Georgswerder zu verzeichnen sind.

### 5 Aufgabungsergebnisse von Oberflächenabdichtungen mit Betonitmatten

Im Rahmen von zahlreichen, in den letzten Jahren durchgeführten Aufgrabungen an Oberflächenabdichtungen von Deponien und Testfeldern, welche mit Geosynthetischen Ton-Dichtungsbahnen vom Typ Bentofix abgedichtet sind, wurden an ungestörten Proben vom Prüfam für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München Durchlässigkeitsversuche durchgeführt (PRÜFBERICHT TU MÜNCHEN 1996-98). Weitere bodenphysikalische und geochemische Untersuchungen wurden von der Inge-

nieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner, ICP, durchgeführt. ICP stellte auch die Ergebnisse der zu den Aufgrabungen vorgenommenen Untersuchungen zusammen und wertete diese statistisch aus. Ein wesentliches Ergebnis dieser Auswertung sind Mittelwert-Funktionen für das zeitabhängige Durchlässigkeitsverhalten von Bentonfix-Ton-Dichtungsbahnen, vom Zeitpunkt der Wiedervernässung (Beginn der Sättigungsphase im Durchlässigkeitsversuch) bis zum Enddurchlässigkeitsbeiwert bei 15 und 20 kN/m Auflast (entspricht ca. 0,75 bzw. 1 m Bodenüberdeckung). Eine dieser mathematischen Funktionen (Medianwerte bei 20 kN/m<sup>2</sup>) wurde von der pedo tec GmbH als Grundlage für eine Wirksamkeitsberechnung für einlagige Bentonfix-Ton-Dichtungsbahnen (Standardprodukt) als Oberflächenabdichtung in niederschlagsarmen Regionen Deutschlands verwendet (PEDOC TECH 1999). Dies geschah auf der Basis einer programmtechnischen Weiterentwicklung des HELP-Modells (SCHROEDER ET. AL 1994, 1999) sowie des Einbaus einer „kontinuierlichen“ Wiedervernässungsfunktion in das HELP Modell. Desweiteren wurden Vergleichsberechnungen für weitere Varianten angestellt, für doppelagige Bentonfix-Ton-Dichtungsbahnen (austrocknungssicher gem. bauaufsichtlicher Zulassung des DIBt unter den dort genannten Randbedingungen) und den Standardaufbau für Oberflächenabdichtungen nach TA Siedlungsabfall sowie eine Vergleichsberechnung zwischen einem konventionellem Flächenfilter und einer Drainmatte (EGLOFFSTEIN & MARKWARDT 1999).

### **5.1 Durchgeführte Aufgrabungen**

Die in diesem Beitrag ausgewerteten Untersuchungen an ausgegrabenen Bentonitmatten stammen aus 8 Ausgrabungen in 5 unterschiedlichen Deponieoberflächenabdichtungen, den Testfeldern auf der Deponie Georgswerder und dem Lysimeter der Universität-Gesamthochschule Essen. Die Aufgrabungen wurden im Verlauf der Jahre 1996 bis 1998 durchgeführt. Es handelte sich insgesamt um 56 Proben, an denen Durchlässigkeitsversuche durchgeführt wurden. Die wesentlichsten Randbedingungen wie Bentonitmatte-Typ, Bentonitmenge/m<sup>2</sup>, Überdeckung/Auflast, Beanspruchungsdauer vor der Ausgrabung sind Tabelle 5 zu entnehmen.

Die Aufgrabungen fanden alle zwischen Mai und Oktober, d.h. im trockenen Teil des hydrologischen Jahres, statt. Die Aufgrabungen wurden stets mit sehr großer Sorgfalt durchgeführt um keinerlei Störungen der Proben zu verursachen. Die Probestücke wurden luftdicht verpackt und zur Durchlässigkeitsprüfung sowie zu begleitenden bodenphysikalischen und geochemischen Untersuchungen in die Untersuchungslabors gebracht.

Tab. 5: Herkunft, Art und technische Randbedingungen für die untersuchten Proben

| Deponie               | Bentofix-Typ | Bentonittyp/-menge                   | Beanspruchung | Überdeckung/Auflast                          |
|-----------------------|--------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------------------------|
| G                     | Typ D        | 3 kg/m <sup>2</sup> Aktivbentonit    | 6 Jahre       | 0,65 m/13 kN/m <sup>2</sup>                  |
| W                     | D 4000       | 4,7 kg/m <sup>2</sup> Aktivbentonit  | 15 Monate     | 1 m/20 kN/m <sup>2</sup>                     |
| H                     | BFG 5000     | 5 kg/m <sup>2</sup> nat. Na-Bentonit | 2 Jahre.      | 1 m/20 kN/m <sup>2</sup>                     |
| Testfeld Georgswerder | D 3000       | 3,5 kg/m <sup>2</sup> Aktivbentonit  | 26 Monate     | 0,45 m/9kN/m <sup>2</sup><br>(2. Aufgrabung) |
|                       |              |                                      | 51 Monate     |                                              |
| K                     | B 4000       | 4 kg/m <sup>2</sup> nat. Na-Bentonit | 33 Monate     | 0,4 m/8 kN/m <sup>2</sup>                    |
| Lys. Essen            | BFG 5000     | 5 kg/m <sup>2</sup> nat. Na-Bentonit | 27 Monate     | 1 m/20 kN/m <sup>2</sup>                     |
| L                     | BFG 5000     | 5 kg/m <sup>2</sup> nat. Na-Bentonit | 63 Monate     | 0,5 m/10 kN/m <sup>2</sup>                   |

## 5.2 Durchgeführte Untersuchungen

Im geotechnischen Labor des Lehrstuhls und Prüfamtes für Grundbau der Technischen Universität München wurden aus dem Inneren der Mattenstücke Probekörper im Durchmesser von  $d = 100$  mm ausgestanzt, die Masse des Probekörpers bestimmt und die Probekörper zur Durchlässigkeitsprüfung in die Triaxialzelle eingebaut. An Parallelproben wurde der Einbauwassergehalt bestimmt. Alle Durchlässigkeitsprüfungen erfolgten in der Triaxialzelle nach DIN 18130 T.1 (TX-DE-KP-UO) bzw. ASTM 5887 1995. Die Versuchsrandbedingungen (Zelldruck, Sättigungsdruck, Differenzdruck) richteten sich nach den Empfehlungen der GRI Test Method GCL-2 (GRI 1993), der ASTM 5887 95 und den Empfehlungen EAG-GTD der DGGT (2000). Der Zellendruck betrug stets 500 kPa und der Sättigungsdruck 485 bzw. 480 kPa. Dies entspricht einer effektiven, isotropen Spannung auf den Prüfkörper von 15 bzw. 20 kN/m<sup>2</sup>, was einer in-situ Überdeckung mit ca. 0,75 bzw. 1 m Boden entsprach. In einem späteren Versuchsstadium wurden z.T. die isotropen Spannungen auf 30 bzw. 50 kN/m<sup>2</sup> erhöht (entspricht einer Bodenüberdeckung von ca. 1,5 bzw. 2,5 m) um die Auswirkung höherer Auflasten zu simulieren. Die Druckhöhendifferenz zwischen Einström- und Ausströmseite der Probe betrug 0,5 kPa bzw. in einem späteren Versuchsstadium 3 kPa, was einer Höhe der Wassersäule von  $h = 5$  bzw. 30 cm entspricht (hydraulischer Gradient bei ca. 1 cm Probendicke  $i = 5$  bzw.  $i = 30$ ). Die Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit erfolgte durch die gleichzeitige Messung der in die Probe einströmenden und der ausströmenden Wassermenge. Die Entwicklung der Durchlässigkeit über die Zeit wurde fortlaufend im logarithmischen Maßstab graphisch dargestellt. Angegeben wurde dabei nicht der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  [m/s] sondern die Permittivität  $\psi$  [1/s] bei einer Bezugstemperatur von 10 °C, ebenfalls im logarithmischen Maßstab.

Die von ICP durchgeführten bodenphysikalischen und geochemischen Untersuchungen dienen der Charakterisierung des Zustandes des Bentonits nach i.d.R. mehrjähriger

Beanspruchung, im Vergleich zu Rückstellproben. Für die hier bearbeitete Fragestellung waren dies im wesentlichen die in-situ-Wassergehalte des Bentonits und das Austauschstadium (Ionenverteilung) des Bentonits. Für die weiter unten erläuterte statistische Auswertung im Hinblick auf eine zeitabhängige Durchlässigkeitsfunktion für Bentonix-Ton-Dichtungsbahnen wurden nur solche Proben herangezogen, die zum einen Wassergehalte von weniger als 100 MA.-% aufwiesen und zum anderen einen weitgehenden Ionenaustausch von Natrium-Bentonit zu i.w. Calcium-Bentonit hinter sich hatten. Insgesamt wurden von ICP folgende bodenphysikalische und geochemische Untersuchungen durchgeführt: Wassergehalt, Wasseraufnahmevermögen, Quellvolumen, Methylenblauaufnahme, qualitativer und semiquantitativer Mineralbestand, Gesamtkarbonatgehalt, Kationenaustauschkapazität, Ionenbelegung. Von einzelnen Proben wurden Dünnschliffe und Rasterelektronenmikroskopaufnahmen angefertigt.

### **5.3 Auswertung der Durchlässigkeitsversuche an ausgegrabenen Bentonitmatten**

Im Prüflabor wurde die Durchlässigkeit der Proben über die Zeit durch Auftragen der Permittivität des Probenein- und -auslaufs in doppelt logarithmischen Maßstab graphisch aufgetragen. Aus diesen graphischen Darstellungen aller 56 Durchlässigkeitsversuche wurden die Permittivitätswerte zu bestimmten Zeitintervallen abgegriffen. Die Zeitintervalle waren aufgrund der logarithmischen Darstellung bzw. bestimmter, charakteristischer Veränderungen der Permittivität zu diesen Zeitpunkten (z.B. häufig zu beobachtende Verringerung der Permittivität nach ca. 2, 6, 24 Stunden) sowie der Bandbreite der Versuchsdauer und der zeitlichen Auflösung der vorhandenen Daten auf 0,001, 0,01, 0,1, 1, 2, 6, 10, 24, 60, 100, 200, 500 Stunden festgelegt worden. Es wurden nur Permittivitätswerte berücksichtigt bei denen die einlaufende Wassermenge der Proben der Auslaufenden entsprach, d.h. die Proben wassergesättigt waren (eine Voraussetzung für die Gültigkeit des Darcy-Gesetzes). Aus der Grundgesamtheit der vorliegenden Ergebnisse aus den 56 durchgeführten Durchlässigkeitsversuchen wurden folgende Proben ausgewählt bzw. ausgeschlossen. Es wurden nur diejenigen Proben berücksichtigt, die zumindest einen weitgehenden Ionenaustausch von Natrium- zu i.w. Calcium-Bentonit hinter sich hatten (Endzustand ist i.d.R. ein nahezu vollständiger Austausch). Dies war bei nahezu allen Proben der Fall, zwei Proben aus Rand- und Überlappungsbereichen mit Zwischenstadien des Ionenaustauschs wurden ausgeschlossen (zusätzlich:  $w > 100$  MA.-% s.u.).

Alle Proben, welche bei der Aufgrabung einen höheren Wassergehalt als 100 MA.-% hatten wurden bei der weiteren Auswertung nicht berücksichtigt (8 Stück). Hintergrund

hierfür ist die gezielte Auswertung von Proben, die während ihres Einsatzes als Dichtungselement bereits eine Gefügeveränderung durchgemacht hatten. Der o.g. Grenzwassergehalt von ca. 100 MA.-% wurde vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) im Rahmen des Zulassungsverfahrens von Ton-Dichtungsbahnen anhand zahlreicher Durchstrahl-Röntenaufnahmen an ausgegrabenen Ton-Dichtungsbahnen mit den dazugehörigen Wassergehalten ermittelt. Ab ca. < 100 MA.-% Wassergehalt zeigten die Proben im Durchstrahlröntgenbild Gefügebildungen in Form eines sich andeutenden Polyedergefüges. Diese Gefügeveränderungen sind in diesem Stadium noch nicht unmittelbar wasserwegsame Gefügeveränderungen in Form von durchgängigen Trocknungsrissen (hydraulischer Kurzschluß). Sie haben jedoch durch die Ausdünnung der Bentonitschicht an den Stellen, an denen sich bei weiterer Wassergehaltsreduzierung und damit Schrumpfung der Bentonitschicht später klaffende Trocknungsrisse bilden würden, bereits einen Einfluß auf die Durchlässigkeit. Übrig blieben nach diesen Auswahl- bzw. Ausschlusskriterien und dem Ausschluß einer weiteren Probe aus der Datenmenge aufgrund ihres untypischen Verhaltens (wahrscheinliche Rundumläufigkeiten) noch 47 Durchlässigkeitsversuche. Hiervon bezogen sich 42 auf den Sättigungsdrücke von 15 kN/m<sup>2</sup>, 3 auf 20 kN/m<sup>2</sup> und 2 auf 30 kN/m<sup>2</sup>. Für die statistische Auswertungen wurden jeweils die Proben gleicher Sättigungsdrücke zusammengefaßt. Aus diesen Permittivitätsverläufen über die Zeit wurden aus den Einzelwerten der jeweiligen Datensätze die Permittivität zu den o.g. Zeitpunkten die **arithmetischen Mittelwerte** und der Medianwert gebildet. Das arithmetische Mittel eignet sich am besten für regellose Verteilungen (z.B. Fehlerausgleich bei Meßungenauigkeiten). Das arithmetische Mittel bezieht alle Einzelwerte gleich stark in den Mittelwert ein. Beim vorliegenden Datensatz für die Permittivitäten ausgegrabener Bentonitmatten besteht deshalb der Nachteil, daß aufgrund der logarithmischen Verteilung der Grundgesamtheit „Ausreißer“ mit hohen Permittivitäten sehr viel stärker den Mittelwert prägen, als Ausreißer mit geringen Permittivitäten. Das arithmetische Mittel liegt deshalb hinsichtlich der Höhe der Permittivitäten weit auf der sicheren Seite.

Der **Medianwert** (auch: Median) ist die Zahl die in der Mitte einer Zahlenreihe liegt. Das heißt die Hälfte der Zahlen hat Werte die kleiner sind als der Median, die andere Hälfte hat Werte, die größer sind als der Median. Der Median einer ungeraden Anzahl an Zahlen ergibt den in der Mitte liegenden Wert der Datenmenge, bei einer geraden Anzahl von Zahlen wird der Mittelwert der beiden mittleren Werte der Zahlenreihe gebildet. Beispiel: Median (1;2;3;4;5) ergibt 3, Median (1;2;3;4;5;6) ergibt 3,5 (Mittelwert von 3 und 4). Der

Median kommt bei zufällig streuenden Werten dem arithmetischen Mittel sehr nahe. Er hat gegenüber dem arithmetischen Mittel jedoch den Vorteil, daß untypische Werte der Grundgesamtheit (sog. Ausreißer) nicht berücksichtigt werden. Beispiel: Median (1;1;1;5) ergibt 1. Die Halbwertszeit eines radioaktiven Stoffes wird durch den Median charakterisiert. Die Letale Dosis die 50 % der Versuchstiere tötet und 50 % überleben entspricht dem Median. Die Lebensdauer eines Produktes wird durch den Median charakterisiert (z.B. 50 % der Erzeugnisse haben eine größere Lebensdauer als x Stunden, 50% eine kleinere. Neben den beiden Mittelwerten wurden die **Standardabweichung** und das **95 % Konfidenzintervall** berechnet sowie die obere Konfidenzgrenze angegeben. Das 95 % Konfidenzintervall gibt an, daß jeder Meßwert der Grundgesamtheit mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % innerhalb der Bandbreite Mittelwert  $\pm$  Konfidenz liegt. Die obere Konfidenzgrenze (Mittelwert + Konfidenz) begrenzen dieses Band nach oben. Das bedeutet, daß mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % alle Proben eine geringere Durchlässigkeit haben als die obere 0,95 Konfidenzlinie.

Zur besseren Einschätzung der Ergebnisse wurden aus den Permittivitätswerten auch die geläufigeren **Durchlässigkeitsbeiwerte**  $k$  für eine angenommenen Dicke der Bentonitmatte von 1 cm berechnet und zusammen mit dem oberen 95 %-Konfidenzintervall über einer linearen Zeitachse dargestellt.

Für die mathematische Weiterbearbeitung der ermittelten Mittelwertfunktionen im HELP (MARKWARDT) Modell wurden potentielle Trendlinien der Gleichung  $y = c \cdot x^b$  durch die Datenpunkte gelegt und das Bestimmungsmaß  $R^2$  mit angegeben. Das Bestimmungsmaß für die arithmetischen Mittelwerte und den Median des Datensatzes „20 kN/m<sup>2</sup> Auflast“ ist mit 0,9966 bzw. 0,9888 außerordentlich gut, so daß die potentielle Gleichung  $y = 5 \cdot 10^{-8} \cdot x^{-0,6974}$  zur mathematischen Beschreibung des Verlaufes der Permittivität und der Durchlässigkeit über die Zeit sehr gut angewandt werden konnte.

Die im isotropen Spannungsbereich von 15 kN/m<sup>2</sup> durchgeführten Versuche zeigten eine kontinuierliche, rasche Abnahme der Permittivität innerhalb der ersten 1-2 Stunden, eine weitere zügige Abnahme innerhalb der ersten ca. 60 Stunden und eine weitere deutliche Abnahme zwischen ca. 100 und 200 Stunden. Danach nahm die Permittivität nur noch leicht asymptotisch ab (Abb. 10). Die Permittivitäten bzw. Durchlässigkeitsbeiwerte der Versuche im isotropen Spannungsbereich von 20 kN/m<sup>2</sup> zeigten innerhalb der ersten ca. 10 Stunden einen raschen Rückgang der Permittivitäts- bzw. Durchlässigkeitsbeiwerte,

der sich bis ca. 24 Stunden etwas verlangsamt und danach noch leicht asymptotisch abnahm (Abb. 7-9).

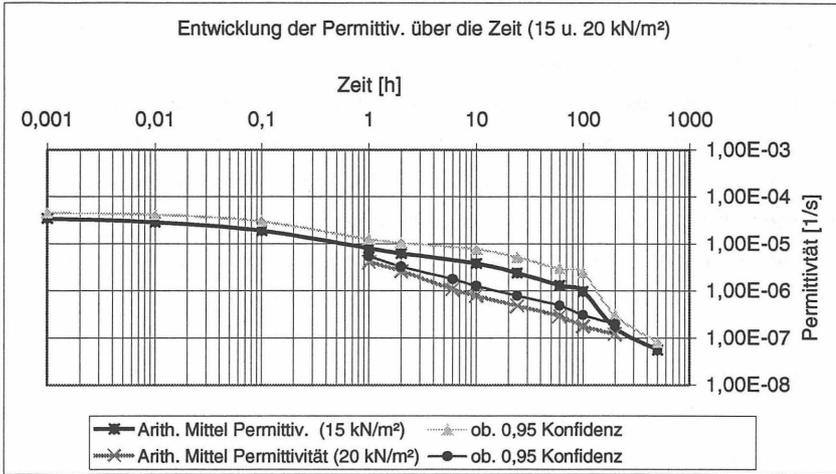


Abb. 7: Entwicklung der Permittivität über die Zeit und obere 0,95 Konfidenzlinien (Arithm. Mittel bei 15 u. 20 kN/m<sup>2</sup>). Verbindung der Meßpunkte durch Ausgleichsfunktion.

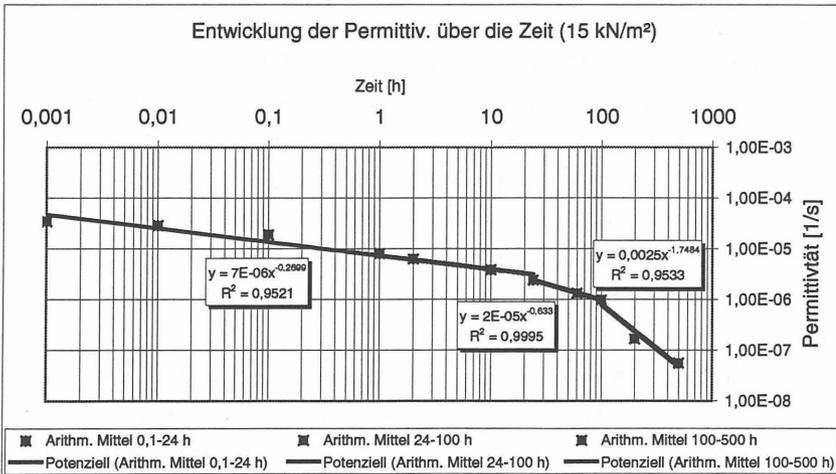


Abb. 8: Entwicklung der Permittivität über die Zeit (Arithm. Mittel bei 15 kN/m<sup>2</sup>). Aufgrund der Schwierigkeit den Verlauf der Funktion mit einer Gleichung exakt zu beschreiben, wurde die Funktion in drei Zeitbereiche unterteilt und durch drei potentielle Trendlinien mit Angabe der Funktionsgleichung und des Bestimmungswertes R<sup>2</sup> beschrieben.

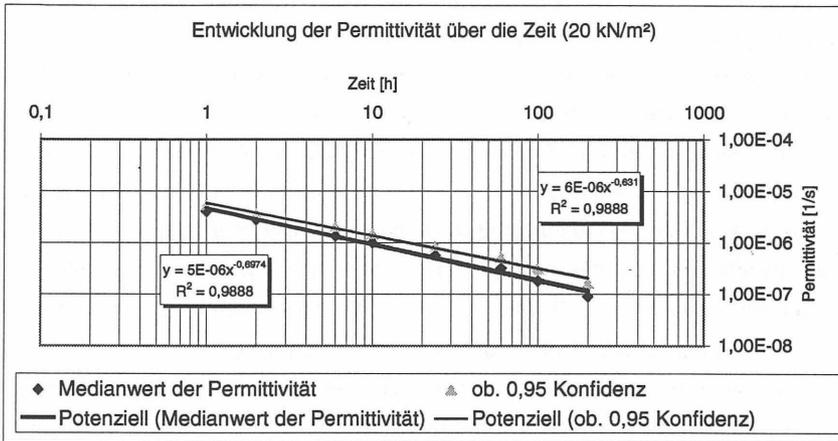


Abb. 9: Entwicklung der Permittivität über die Zeit und obere 0,95 Konfidenzlinie (Medianwert bei 20 kN/m<sup>2</sup>). Potentielle Trendlinie mit Angabe der Funktionsgleichung und des Bestimmwertes.

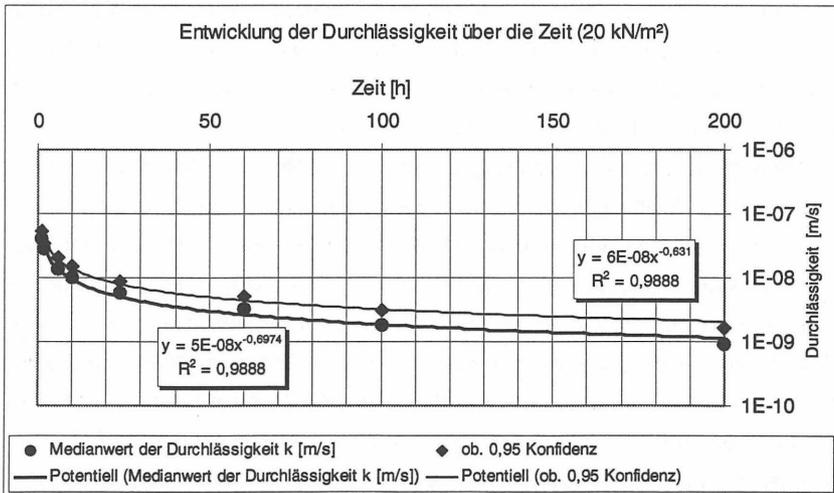


Abb. 10: Zeitlicher Verlauf des k-Wertes der einlagigen Bentofix-Matte während der Wiedervernässung

#### 5.4 Diskussion der Ergebnisse

Die an den ausgegrabenen, gefügeschädigten Bentofix-Ton-Dichtungsbahnen durchgeführten Durchlässigkeitsversuche zeigten ein zeitabhängiges Durchlässigkeitsverhalten von höheren Anfangsdurchlässigkeiten bzw. Permittivitäten zu Beginn des Durchlässigkeitsversuches zu deutlich geringeren Permittivitäten nach mehreren Stunden bzw. Tagen.

Dieses zeitabhängige Durchlässigkeitsverhalten der ausgegrabenen Proben wurde als Mittelwertfunktion des arithmetischen Mittelwertes und des Medianes der Permittivität über die Zeit beschrieben. Vorgabe für die Auswahl der bearbeiteten Proben war, daß diese bereits einen Ionenaustausch von der ursprünglichen Natriumform in die Calciumform durchgemacht hatten und daß die Proben bereits eine teilweise Austrocknung durchlitten hatten, in deren Folge Gefügebildungen in der Bentonitschicht auftraten. Hintergrund dieser Probenauswahl war das zeitabhängige Durchlässigkeitsverhalten für einlagige (d.h. unter den gegebenen Randbedingungen nicht austrocknungssicheren Bentofix-Ton-Dichtungsbahnen mittelschwerer Qualität  $\approx 3 - 5$  kg Bentonit) nach Ionenaustausch und partieller Austrocknung auf der Sicherer Seite liegend zu beschreiben.

Für die weitere Bearbeitung der zeitlichen Entwicklung der Mittelwerte der Permittivität war es erforderlich, diese in Form einer im HELP (Markwardt) Modell weiterverarbeitbaren mathematischen Funktion anzugeben. Diese wurde für die Entwicklung der Durchlässigkeit über die Zeit für die Medianwerte der Durchlässigkeit bei  $20 \text{ kN/m}^2$  in Form der potentiellen Trendlinie der Gleichung  $y = c \cdot x^b$  angegeben. Für Berechnungen im HELP-Modell ist die Angabe von Durchlässigkeitsbeiwerten erforderlich. Die Umrechnung von Permittivitäts- in Durchlässigkeitsbeiwerte erfolgte mit der Dicke 1 cm, welche für mittelschwere Qualitäten bei  $20 \text{ kN/m}^2$  Auflast auf der Sicherer Seite liegt.

Aus dem Verhalten der Anfangsdurchlässigkeit der Proben (Höhe der Anfangspermittivität, Differenzen zwischen Probenein- und -auslaufwassermenge  $\Rightarrow$  Wasseraufnahme/evtl. -abgabe), aus dem zeitlichen Verlauf bzw. Schwankungen der Permittivität können Rückschlüsse auf die Wasserwegsamkeit der Gefügebildung der Proben und die Zeitdauer der Rißheilung gezogen werden. Einige ausgegrabene Proben zeigten dabei eine Anfangsdurchlässigkeit die einen hydraulischen Kurzschluß über Trocknungsrisse nahelegten. Unter Zuhilfenahme weiterer Daten (in situ-Wassergehalte, Ionenverteilung, Durchstrahl-Röntgenaufnahmen) läßt sich aus heutiger Sicht andeutungsweise bei einigen Proben ein „Rißwassergehalt“ zuordnen, ab dem die Probe einen hydraulischen Kurzschluß aufgrund wasserwegsamere Gefügebildungen hat. Dieser Wassergehalt lag bei der weitaus überwiegenden Anzahl der Proben bei ca.  $\leq 90 \text{ MA.-%}$ . Davon abweichend gibt es drei Proben, bei denen auch bei ca.  $w \approx 100 \text{ MA.-%}$  (99, 99 u.  $103,5 \text{ MA.-%}$ ) noch eine wasserwegsame Gefügebildung vermutet werden mußte. Umgekehrt gibt es eine ganze Reihe von Proben von  $w < 90 \text{ MA.-%}$  (Häufung zwischen  $w \approx 80 - 90 \text{ MA.-%}$ , jedoch bis  $w < 60 \text{ MA.-%}$ ) für die nach o.g. Kriterien keine wasserwegsame Gefügebildung postuliert werden konnte. Für

diese Proben kann überwiegend auch nicht die Ionenbelegung mit Na-Ionen verantwortlich gemacht werden. Die überwiegende Anzahl der Proben, für die keine eindeutige Zuordnung möglich war (d.h. Rissbildung nicht eindeutig), lag ebenfalls in einem Bereich von  $w = 97,5 - 53 \text{ MA.}\%$ , d.h. überwiegend  $< 90 \text{ MA.}\%$ . Nach Auswertung der vorliegenden Daten ließ sich sagen, daß etwa ab einem Wassergehalt von ca.  $w \leq 90 \text{ MA.}\%$  die meisten Proben eine unmittelbar wasserwegsame Gefügebildung angenommen werden konnte, dieser Bereich sich jedoch relativ häufig bis  $w \leq 80 \text{ MA.}\%$  erstreckte und im Einzelfall bis  $w \approx 100 \text{ MA.}\%$  bzw. bis  $w < 60 \text{ MA.}\%$  gehen konnte. Der Wassergehaltsbereich  $w \approx 80 - 90 \text{ MA.}\%$  entspricht in etwa dem in der Literatur von KRABBE (1958) für einen smectitischen, schluffigen Ton angegebenen Übergangswassergehalt vom einaxialen zum dreiaxialen Schrumpfen, ab dem eine beginnende Rißbildung zu verzeichnen ist (Risswassergehalt). Diese Angaben von KRABBE (1958) scheinen nach den vorliegenden Ergebnissen auch auf die geprüften, ausgegrabenen Bentonite übertragbar zu sein.

Im Hinblick auf die Rißheilung kann gesagt werden, daß praktisch alle untersuchten Proben, auch diejenigen, für die aufgrund hoher Anfangsdurchlässigkeiten eine wasserwegsame Gefügebildung (durchgängige Trocknungsrisse) angenommen werden musste, im Verlauf der Durchlässigkeitsuntersuchung unter realistischen Normalspannungsbereichen (überwiegend  $15 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $20 \text{ kN/m}^2$ ) eine Abnahme der Permittivität von i.d.R. 1 bis 2, z.T. bis zu 3 Größenordnungen (Faktor 10 - 1000) stattgefunden hat. Dies ist nach Ansicht der Autoren auf die Schließung von Wasserleitbahnen durch die Plastifizierung des Bentonits infolge der Wiedervermässung und der nachfolgender Konsolidation durch die Auflast sowie durch die Quellung des Bentonits zurückzuführen. Das im Labor festgestellte, zeitabhängige Durchlässigkeitsverhalten wurde u.E. durch die Bewässerungsversuche beim Lysimeter der Universität GH Essem bestätigt (MAILE et. al 1998). Die Höhe des Endwertes der Permittivität bzw. des Durchlässigkeitsbeiwertes und die Zeitdauer bis zum Erreichen dieses Endwertes ist dabei abhängig vom Ausmaß der zuvor stattgefundenen Gefügeveränderungen.

Das oben ermittelte zeitabhängige Durchlässigkeitsverhalten von Bentofix-Ton-Dichtungsbahnen wurde von MARKWARDT in das HELP-Modell einbezogen und eine Wasserhaushaltsbilanzierung für regenarme Deponiestandorte am Beispiel von Berlin mit einer langjährigen mittleren Niederschlagssumme von  $596 \text{ mm/a}$  berechnet. Der Schichtenaufbau der 4 im Vergleich mit dem HELP MARKWARDT-Modell berechneten Oberflächenabdichtungssysteme mit Bentonitmatten orientiert sich an der TA Siedlungsabfall mit  $1 \text{ m}$

Bodenüberdeckung (toniger und lehmiger Sand), 30 cm Drainageschicht sowie zwei Varianten GTDn mit Drainmatte (eine ausführliche Darstellung der Berechnung findet sich im Teilbeitrag B: Modellierung der Durchlässigkeitsverhaltens von Bentonitmatten unter Berücksichtigungen von Austrocknung und Wiedervernässung mit dem HELP-Modell von N. MARKWARDT ( EGLOFFSTEIN & MARKWARDT 1999). Die Berechnungsergebnisse zeigen, daß unter vorgenannten Voraussetzungen (Klimadaten, Mächtigkeit und Art der Bodenüberdeckung, zeitabhängiges Durchlässigkeitsverhalten der GTD) die Wirksamkeit (100 % - Durchsickerung/Niederschlag \* 100 %) mit 95,6 % geringfügig günstiger ist als die TA-Si Regelabdichtung mit einem konstantem Durchlässigkeitsbeiwert von  $k = 5 \cdot 10^{-9}$  m/s (Wirksamkeit 93,2 %).

## 6 Resümee

Die bisher bekannten Ergebnisse von Testfeldern und aus zahlreichen Aufgrabungen von Deponien die mit GTDn oberflächengedichtet sind, haben die Kenntnis über das Verhalten von Bentonitmatten unter diesen Randbedingungen vertieft und lassen durch belastbare Daten untermauerte Aussagen zu. Für eine abschließende Beurteilung des Dichtungselementes Geosynthetische Ton-Dichtungsbahn hinsichtlich der Langzeitbeständigkeit ist es noch zu früh (das Gleiche trifft auch für mineralische Oberflächenabdichtungen zu). Zu widersprüchlich sind z.B. die Ergebnisse der Testfelder von Georgswerder und Esch-Belval, Luxemburg. Als Erklärung bietet sich hier nach Überzeugung des Autors die unterschiedlich mächtige Bodenüberdeckung und -beschaffenheit an, möglicherweise haben auch die klimatischen Randbedingungen einen zusätzlichen Einfluß. Sicher zu sein scheint, daß der Ionenumtausch allein keine gravierenden Auswirkungen auf die Wirksamkeit von Oberflächenabdichtungen hat. Ist die Bentonitmatte vor einer Gefügebildung infolge i.w. Austrocknung geschützt, ist nach heutigem Kenntnisstand lediglich mit Durchsickerungen im Bereich von unter einem bis wenige Prozent des Niederschlages zu rechnen (Beispiel: Esch Belval). Hat der Bentonit Gefügebildungen i.w. infolge Austrocknung, so wurde an ausgegrabenen Proben im Labor und auch bei den Untersuchungen am Lysimeter Universität GH Essen ein Selbstheilungseffekt festgestellt, der nach Modellierungen mit dem HELP MARKWARDT-Modell ausreichen würde, um zumindest für trockene Standorte in der BRD eine vergleichbare Wirksamkeit zur TA-Si Oberflächenabdichtung der Deponieklasse I zu erreichen. Noch nicht abschließend geklärt ist, wie weit die Randbedingungen der Wiedervernässung in situ und im Labor übereinstimmen und ob eine

Interpolation der festgestellten Selbstheilungseffekte über lange Zeiträume in die Zukunft zulässig ist. Weitere Untersuchungen sind auch zur Klärung der Frage erforderlich, wie der Schichtaufbau der Rekultivierungsschicht beschaffen sein muß (Dicke, Bodenbeschaffenheit, Drainschicht) um abhängig von den örtlichen klimatischen Gegebenheiten den Wasserhaushalt der Rekultivierungsschicht und der GTD so zu beeinflussen, daß Gefügebildungen des Bentonits langfristig verhindert werden. Daß dies möglich zu sein scheint, hat bisher das Testfeld Esch Belval in Luxemburg gezeigt, welches im Juli 1995 fertiggestellt wurde und bis zur Aufgrabung im Oktober 1999 gute Ergebnisse erzielte.

## 7 Literatur

- ASTM American Society for Testing and Materials D 5887-95 (1995): Standard Test Method for Measurement of Index Flux Through Saturated Geosynthetic Clay Liners Specimens Using a Flexible Wall Permeameter. ASTM Committee on Standards, Philadelphia, USA.
- BMU Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (1993): Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz "Echnische Anleitung zur Verwendung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen (TA Siedlungsabfall), Bundesanzeiger, 45. Jhrg. Nummer 99a, 29. Mai 993
- DANIEL, E.D. (1995): Stat of the Art of U.S. Landfill Capping Systems. In: EGLOFFSTEIN, TH., BURKHARDT, G. (1995): Oberflächenabdichtungen für Deponien und Altlasten - Abdichtung oder Abdeckung ?. Seminar des VDI Bildungswerkes am 27./28.09.1995 in Karlsruhe. Schr.Angew.Geol. Karlsruhe Band 37.
- DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (in Vorbereitung): EAG-GTD Empfehlungen für die Anwendung von geosynthetischen Tondichtungsbahnen (Bentonitmatten) des Ak 5.1 UG-4 der DGGT.
- DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Ak 5.1 UG 4 (2000): Empfehlungen für die Anwendung von geosynthetischen Tondichtungsbahnen (in Vorbereitung).
- DIBT Deutsche Institut für Bautechnik (1995): Grundsätze für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen in Deponieabdichtungssystemen. Berlin November 1995.
- DIBT Deutsches Institut für Bautechnik (1997): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-68.11-1 vom 20.08.97 für Geosynthetische Tondichtungsbahnen vom Typ BENTOFIX D 4000 zur Verwendung in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien der Deponieklasse I, Berlin.
- EGLOFFSTEIN, TH. (1994): "Einsatz von Bentonitmatten im Kontakt zu schadstoffbelasteten Böden und Wässern", Symposium "Geokunststoff-Ton-Dichtungen GTD (Bentonitmatten)" der Landesgewerbeanstalt Bayern und des Geosynthetic Research Institute, Philadelphia, am 14. und 15.April 1994, Eigenverlag LGA Heft 71, Nürnberg.
- EGLOFFSTEIN, TH. (1996): Tests for evaluating the performance for GCL's with leachate and other chemicals. "Symposium on testing and acceptance criteria for geosynthetic clay liners", ASTM Committee D-35 on Geosynthetics. Hyatt Regency Atlanta. USA, 29.01.1996.
- EGLOFFSTEIN, TH. (1997A): Bentonit als Dichtungsmaterial in Geokunststoff-Ton-Dichtungen - Ausgrabungsergebnisse. Seminar "Innovative Lösungen mit Geokunststoffen im Erd- und Grundbau". Halle, Ingolstadt, Düsseldorf, Vortragsveranstaltung Naue Fasertechnik 25.-27.02.1997.
- EGLOFFSTEIN, TH. (1997B): Ion Exchange in Geosynthetic Clay Liners. Geotechnical Fabrics Report, Volume 15, Number 5, June/July 1997, St. Paul/USA.
- EGLOFFSTEIN, TH., BURKHARDT, G. (1998): Vergleichende Öko-/Energiebilanzen als Entscheidungshilfe für die Wahl des richtigen Oberflächenabdichtungssystems. In: EGLOFFSTEIN/BURKHARDT/CZURDA (HRSG.) Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten '98. Wirksame und kostengünstige Systemen - Reststoffe als alternative Dichtungsmaterialien ? Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis Bd. 109, Erich Schmidt Verlag, Berlin.

- EGLOFFSTEIN, TH., MARKWARDT, N. (1999): Ableitung eines Langzeit-Durchlässigkeitsmodells für nicht austrocknungssichere Bentonitmatten aus Aufgrabungsergebnissen der zurückliegenden Jahre. In: EGLOFFSTEIN/BURKHARDT/CZURDA (HRSG.) Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten '99. Zeitgemäße Oberflächenabdichtungssysteme – ist die Regelabdichtung noch zeitgemäß? Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis Band 116. Erich Schmidt Verlag, Berlin.
- FAHN, R. (1964): Zusammenhänge zwischen Aktivität und thermischer Beständigkeit von Aktivbentonit - Gießerei, 51. Jg. Heft 1.
- GRI Geosynthetic Research Institut Test Method GCL-2 (1993): Standard Test Method for Permeability of Geosynthetic Clay Liner (GCL's), Drexel University, Philadelphia.
- JASMUND, K. & LAGALY, G. (HRSG.) (1993): Tonminerale und Tone. Steinkopf Verlag, Darmstadt.
- KRABBE, W. (1958): Über die Schrumpfung bindiger Böden. Mitt. der Hannoverischen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau. Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover, Heft 13.
- LAGA LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT ABFALL, AGA ARBEITSGRUPPE INFILTRATION VON WASSER IN DEN DEPONIEKÖRPER UND OBERFLÄCHENABDICHTUNG UND -ABDECKUNGEN (1999): Arbeitspapier zu Themenbereich Oberflächenabdichtungen und -abdeckungen - Einsatz von Bentonitmatten. Erfurt
- MAILE, A. (1997): Leistungsfähigkeit von Oberflächenabdichtungssystemen zur Verminderung von Sickerwasser und Schadstoffemissionen bei Landschaftskörpern. Studienreihe Abfall Now, Band 15, Stuttgart, Dissertation, Universität GH Essen.
- MAILE, A., BINDLINGMAIER, W., KRAFT, E., SCHITTKOWSKI, T. (1998): Oberflächenabdichtungen im Vergleich. Hamburger Berichte Bd. 12, Abfallwirtschaft.
- MELCHIOR, S. (1999): Bentonitmatten als Elemente von Oberflächenabdichtungssystemen. 15. Fachtagung „Die sichere Deponie“, Süddeutsches Kunststoffzentrum, Würzburg.
- MFFPA WEIMAR (1999): Durchlässigkeitsprüfungen an Bentofix D 8000, Prüfbericht Nr. B50/1128-99 einschließlich einer Ergänzung 1999 (unveröffentlicht).
- PEDO TEC GMBH (1999): Gutachten zum Thema „Wirksamkeit von Bentofix-Tondichtungsbahnen als Oberflächenabdichtung von Deponien und Altablagerungen in niederschlagsamen Regionen Deutschlands. Unveröffentlichter Bericht.
- PRÜFBERICHTE DES LEHRSTUHL UND PRÜFAMT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT MÜNCHEN (1996-98): 15 Prüfberichte über Durchlässigkeitsprüfungen an ausgegebenen Bentofix-Tondichtungsbahnen (unveröffentlichte Berichte).
- SCHNATMAYER, C. (1998): Alternative Oberflächenabdichtungssysteme für Halden und Altstandorte am Beispiel einer Gichtstaubdeponie, Trierer Geologische Arbeiten, Band 1, Selbstverlag des Lehrstuhls für Geologie der Universität Trier
- SCHROEDER, P.R. ET AL. (1994): The Hydrologic Evaluation of Landfill Performance (HELP-) Modell, User's Guide for Version 3, E.P.A., Cincinnati, USA.
- SCHROEDER, P.R., CHERYL, M., LLOYD, M., ZAPPI, P.A., AZIZ N.M., BERGER, K. (1999): Hydrologic Evaluation of Landfill Performance (HELP) Modell, Benutzerhandbuch für die deutsche Version 3. Institut für Bodenkunde, Universität Hamburg.
- VON MAUBEUGE K. (1994): Bentonitmatten als Oberflächenabdichtung. In BURKHARDT, G., EGLOFFSTEIN, Th. (Hrsg.): Alternative Dichtungsmaterialien im Deponiebau und in der Altlastensicherung. Seminar des VDI-Bildungswerkes am 17./18.03.1997 in Karlsruhe. Schr.Angew.Geol. Karlsruhe Band 30.
- VON MAUBEUGE, K., REUTER, E. (1997): Einsatz geosynthetischer Tondichtungsbahnen in Oberflächenabdichtungen in Europa. Deponiewirtschaft. Seminar des VDI-Bildungswerks am 08./09.09.1997 in Wien. VDI-Bildungswerk Düsseldorf.
- WAGNER, J.F. (1999): Ergebnisse Testfeld Esch-Belval an Fa. Naue Fasertechnik. Universität Trier, Unveröffentl. Bericht.

Anschrift des Autors:

Dipl.-Geol. Thomas Egloffstein  
ICP Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH  
Badener Straße 5  
76227 Karlsruhe  
Tel. 0721/94477-0  
Fax: 0721/97744-70  
egl@icp-ing.de  
<http://www.icp-ing.de>

## **Oberflächenabdichtungssysteme mit Kapillarsperren – Neue Forschungsergebnisse und Anwendungsbeispiele**

Bernd Steinert & Stefan Melchior

### **1 Wirkungsweise von Kapillarsperren**

Kapillarsperren werden in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien und Altlasten an Böschungen eingesetzt, um versickerndes Wasser lateral zum Böschungsfuß abzuleiten und zu fassen und somit den Wassereintrag in kontaminierte Bereiche zu unterbinden. *Kapillarsperren* sind geschichtete Systeme aus nicht bindigen Böden. Eine sandige *Kapillarschicht* liegt über einem meist kiesigen *Kapillarblock*. Die *Schichtgrenze* zwischen beiden ist eben ausgebildet und geneigt.

Wasser, das in die Kapillarschicht infiltriert, wird dort kapillar als Haftwasser gebunden und fließt oberhalb der Schichtgrenze im Porenraum der Kapillarschicht ungesättigt lateral zum Böschungsfuß und nicht der Schwerkraft folgend in den Kapillarblock ab. Die Grenzflächenspannung am Übergang der wassergefüllten Poren in der sandigen Kapillarschicht zu den luftgefüllten Poren des kiesigen Kapillarblocks („hängende Menisken“) sowie der unter ungesättigten Verhältnissen sehr geringe wassergefüllte Fließquerschnitt im Kapillarblock behindern die vertikale, der Schwerkraft folgende Versickerung in den Kapillarblock. In den letzten Jahren sind eine Reihe umfangreicher wissenschaftlicher Arbeiten über Kapillarsperren entstanden (VON DER HUDE 1999, STEINERT 1999, SCHNATMEYER 1998, STEINERT ET AL. 1997, Jelinek 1997, ZISCHAK 1997, MELCHIOR 1993).

Im folgenden wird auf die Funktion und die Leistungsfähigkeit von Kapillarsperren näher eingegangen, Untersuchungen von Kapillarsperren in Kipprinnen und Testfeldern vorgestellt sowie einzelne Anwendungsbeispiele von Kapillarsperren in Oberflächenabdichtungssystemen genannt.

## 1.1 Bodenphysikalische Grundlagen

In einem ungesättigten Boden wird Wasser in den Bodenporen und an den Kontaktpunkten benachbarter Körner kapillar gegen die Schwerkraft gehalten. Die Energie, mit der das Wasser im Boden gehalten wird, kann als *Wasserspannung* in der Einheit eines Druckes angegeben werden. Die ungesättigte Wasserleitfähigkeit gibt die Wasserleitfähigkeit in einem ungesättigten Boden an. Sie ist im Gegensatz zur gesättigten Wasserleitfähigkeit keine konstante Größe, sondern abhängig von der Wasserspannung. Allgemein gilt: Je weniger Wasser im Boden vorhanden ist, desto höher ist die Wasserspannung und desto niedriger ist die ungesättigte Wasserleitfähigkeit, da nur der wassergefüllte Anteil der Poren für die Wasserleitung zur Verfügung steht.

Für die Funktion von Kapillarsperren ist dieser Effekt besonders wichtig. Anhand von Wassergehalts- Wasserspannungs- sowie Wasserleitfähigkeits-Wasserspannungs-Charakteristiken einer Kapillarschicht und eines Kapillarblocks lässt sich die Wirkung von Kapillarsperren erläutern. In der Abbildung 1 sind die beiden Funktionen schematisch für einen kiesigen Kapillarblock und eine sandige Kapillarschicht dargestellt.

Bei Wasserspannungen von 20 hPa bis 60 hPa, die häufig in einer Kapillarsperre an der Schichtgrenze zwischen der Kapillarschicht und dem Kapillarblock herrschen, kann die sandige Kapillarschicht mit einem höheren Anteil feinerer Poren deutlich mehr Wasser kapillar gegen die Schwerkraft halten als der kiesige Kapillarblock mit einem höheren Anteil sehr grober Poren (vgl. Wassergehalts-Wasserspannungs-Charakteristik in der oberen Grafik der Abbildung 1).

Trotz höherer gesättigter Wasserleitfähigkeit des kiesigen Kapillarblocks, ist seine ungesättigte Wasserleitfähigkeit in dem betrachteten Wasserspannungsbereich um vier bis fünf Zehnerpotenzen niedriger als die des sandigen Kapillarschichtmaterials. In die Kapillarsperre infiltrierendes Wasser wird somit in der Kapillarschicht oberhalb der Schichtgrenze wesentlich schneller lateral abfließen als der Schwerkraft folgend in den Kapillarblock zu versickern. Solange das von oben in die Kapillarschicht zusickernde Wasser aufgrund der Wasserleitfähigkeit vollständig lateral abfließen kann, steigt der Wassergehalt an der Schichtgrenze kaum an und die Wasserspannung bleibt stabil. Erst wenn die Wasserspannung an der Schichtgrenze durch höhere Zuflussraten absinkt, steigt die ungesättigte Wasserleitfähigkeit im Kapillarblock so stark an, dass ein Teil des Wassers in den Ka-

pillarschicht fließt. Die in einer Kapillarsperre auftretenden Flüsse werden in der Abbildung 2 schematisch verdeutlicht.

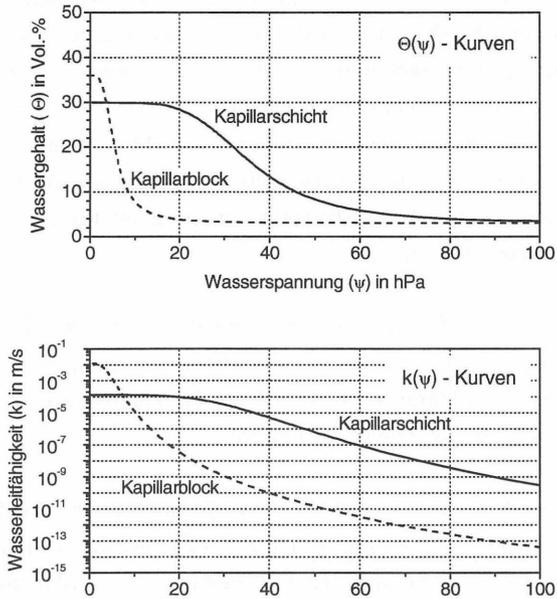


Abb. 1: Wassergehalts-Wasserspannungs- und Wasserleitfähigkeits-Wasserspannungs-Charakteristiken von Kapillarschicht und Kapillarblock (schematisch)

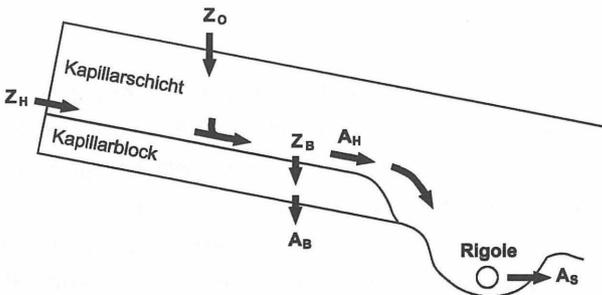


Abb. 2: Bezeichnung der Flüsse in einer Kapillarsperre; ( $Z_o$ ) Oberflächenzufluss, ( $Z_H$ ) Hangzufluss, ( $Z_B$ ) Zufluss Kapillarblock, ( $A_B$ ) Kapillarblockabfluss, ( $A_H$ ) lateraler Fluss, ( $A_S$ ) Kapillarschichtabfluss

## 1.2 Laterale Dränkapazität als Maß für die Leistungsfähigkeit einer Kapillarsperre

Die Wassermenge, die pro Zeit von einer Kapillarsperre lateral abgeleitet werden kann, ohne dass Wasser in den Kapillarblock fließt, wird als *laterale Dränkapazität* bezeichnet und üblicherweise auf die Hangbreite normiert in  $l/(m \times d)$  angegeben. Übersteigt die Versickerungsrate aus den Schichten über der Kapillarsperre (in Abb. 2:  $Z_O + Z_H$ ) deren laterale Dränkapazität, sickert also mehr Wasser in die Kapillarschicht als diese lateral (in Abb. 2:  $A_H$ ) abführen kann, so fließt das überschüssige Wasser vertikal aus der Kapillarschicht in den Kapillarblock (in Abb. 2:  $Z_B$ ). Die Kapillarsperre ist überlastet, bis die Zuflußrate wieder die laterale Dränkapazität unterschreitet.

Die Höhe der lateralen Dränkapazität ist abhängig von den in der Kapillarschicht und dem Kapillarblock eingesetzten Materialien, von der Verdichtung der Materialien und von der Böschungsneigung der Schichtgrenze. Je steiler die Schichtgrenze einer Kapillarsperre geneigt ist, desto höher ist die laterale Dränkapazität.

In der Abbildung 3 sind der Kapillarschichtabfluss (links) und der Kapillarblockabfluss (rechts) dem Zufluss in eine Kapillarsperre gegenübergestellt. Die Daten stammen aus Untersuchungen mit der 10-m-Kipprinne, die im folgenden Kapitel vorgestellt wird. Mit einer steigenden Zuflussrate bis ca.  $200 l/(m \times d)$  steigt die laterale Abflussrate um den gleichen Betrag. Die Blockabflussrate ist äußerst gering. Oberhalb von  $250 l/(m \times d)$  setzen Blockabflüsse ein, die laterale Dränkapazität ist überschritten. Sie liegt in diesem Beispiel zwischen  $200 l/(m \times d)$  und  $250 l/(m \times d)$ .

Die logarithmische Auflösung der gleichen Abflussraten aus der Abbildung 3 zeigt in der Abbildung 4, dass bereits vor dem Erreichen der lateralen Dränkapazität, d. h. in dem vorliegenden Beispiel bei einer Zuflussrate unter  $200 l/(m \times d)$ , sehr niedrige Abflussraten von ca.  $0,1 l/(m \times d)$  auftreten. Nach dem Überschreiten der lateralen Dränkapazität (über  $250 l/(m \times d)$ ) steigt die Blockabflussrate steil an. Die Untersuchung mehrerer Materialkombinationen hat gezeigt, dass jeweils unterhalb der lateralen Dränkapazität Blockabflüsse auftreten, die ca. drei bis vier Zehnerpotenzen niedriger sind als die zugehörigen Schichtabflussraten. Nach dem Überschreiten der lateralen Dränkapazität steigen die Blockabflussraten schnell an und erreichen bei extremen Zuflussraten im Labor die gleiche Größenordnung wie die Schichtabflussraten.

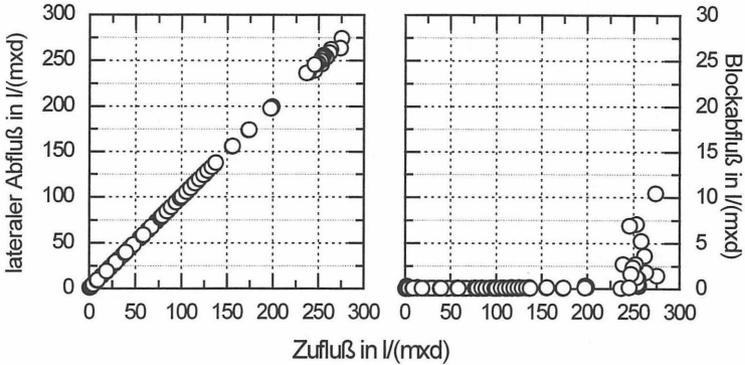


Abb. 3: Zu- und Abflussraten einer Kapillarsperre aus Grobsand über Kies 2 mm – 8 mm in der 10-m-Kipprinne bei einer Neigung von 1 : 10

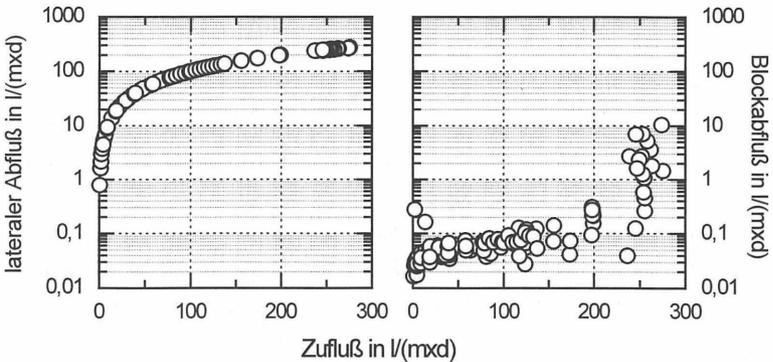


Abb. 4: Zu- und Abflussraten einer Kapillarsperre aus Grobsand über Kies 2 mm – 8 mm in der 10-m-Kipprinne bei einer Neigung von 1 : 10 mit logarithmischer Darstellung der Abflussraten, Daten entsprechen der Abb. 3

In der Abbildung 5 sind auf der Grundlage mehrerer Materialkombinationen die Verläufe der Schicht- und Blockabflussraten bei steigenden Zuflussraten in eine Kapillarsperre schematisch aufgetragen. Nach bisherigem Kenntnisstand ist der Verlauf der Blockabflussraten von Kapillarsperren prinzipiell gleich. Es unterscheidet sich lediglich die Höhe der Flussraten. Die Verläufe lassen sich in folgende drei Phasen einteilen:

Phase 0: Befeuchtungsphase

Sehr geringe Zuflussraten in eine Kapillarsperre aus trockenem Sand und Kies führen zu einer Befeuchtung der Kapillarschicht und des Kapillarblocks. Es bilden sich auf den Kieskörnern des Kapillarblocks dünne Wasserfilme und sehr kleine Menisken aus, die jedoch so fest gebunden sind, dass keine Blockabflüsse auftreten.

Phase I: Filmflussphase

Mit steigender Zuflussrate werden die Wasserfilme auf den Kieskörnern dicker und die Menisken an den Kornkontaktpunkten größer. Die Wasserspannung im Kapillarblock sinkt. Wasser kann sehr langsam über die Wasserfilme und die Menisken von Korn zu Korn fließen. Die Filmflussphase lässt sich noch in eine schnell ansteigende (Ia) und eine langsam steigende Phase (Ib) unterteilen.

Phase II: Porenflussphase

Mit weiter steigender Zuflussrate sinkt die Wasserspannung an der Schichtgrenze weiter ab, die Krümmungsradien der Menisken zwischen den Kieskörnern werden größer und verbinden sich mit Menisken benachbarter Kornkontaktpunkte. Erste Porenabschnitte füllen sich mit Wasser. Sie können Wasser wesentlich schneller leiten als die Wasserfilme. Je weiter die Wasserspannung mit steigender Zuflussrate absinkt, desto größere Porenabschnitte füllen sich mit Wasser und können Wasser im Kapillarblock leiten.

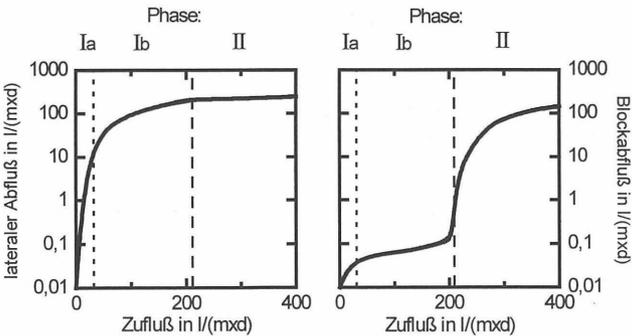


Abb. 5: Schematischer Verlauf der Kapillarschicht- und -blockabflussraten bei steigenden Zuflussraten mit der Kennzeichnung von Abflussphasen einer Kapillarsperre

Die laterale Dränkapazität liegt definitionsgemäß an der Grenze zwischen der Film- und der Porenflussphase. In der Praxis ist es jedoch sinnvoll, nicht den Übergang zwischen diesen Phasen, sondern eine maximale Blockabflussrate im Einzelfall zu definieren (Zu weiteren Ausführungen über die laterale Dränkapazität siehe STEINERT 1999).

## **2 Bestimmung der lateralen Dränkapazität in Kipprinnen**

Die laterale Dränkapazität wird in Kipprinnen wie der in der Abbildung 6 dargestellten 10-m-Kipprinne nach Vorversuchen in der 1-m-Kipprinne (Abbildung 7) bestimmt. Beide Rinnen stehen am Institut für Bodenkunde der Universität Hamburg und wurden von den Autoren während ihrer Forschungstätigkeit am Institut entwickelt und aufgebaut. Seither arbeiten das Institut und die Autoren bei der Dimensionierung von Kapillarsperren in konkreten Projekten zusammen.

### **2.1 Aufbau der Kipprinnen**

Die Rinne besteht aus einer 10 m langen Stahlrahmenkonstruktion. Sie ist stufenlos neigbar und besitzt zwei unterschiedliche, sehr fein dosierbare Bewässerungsanlagen, um Oberflächenzufluß aus Schichten oberhalb der Kapillarsperre sowie Hangzufluß längerer Hänge zu simulieren. Der Kapillarblock der 10-m-Rinne ist in neun, je ein Meter lange Abschnitte unterteilt, deren Abflüsse getrennt gemessen werden. Die Flüsse in den Abschnitten können so einzeln bilanziert werden und geben ein detailliertes Bild von der Leistungsfähigkeit der Kapillarsperre in der Rinne. Die umfangreiche Messtechnik ist in der Abbildung 6 angedeutet. Ausführliche technische Beschreibungen finden sich in STEINERT et al. (1997).

Die in der Abbildung 7 dargestellte 1-m-Rinne ist für die Bestimmung der lateralen Dränkapazität einer Kapillarsperre zu kurz. Sie eignet sich jedoch für Vorversuche, um die Leistungsfähigkeiten einer großen Anzahl Materialkombinationen schnell und kostengünstig miteinander vergleichen zu können und die laterale Dränkapazität grob abzuschätzen. Diese Abschätzung verkürzt die sich anschließende Untersuchungszeit einer Materialkombination in der 10-m-Rinne erheblich.

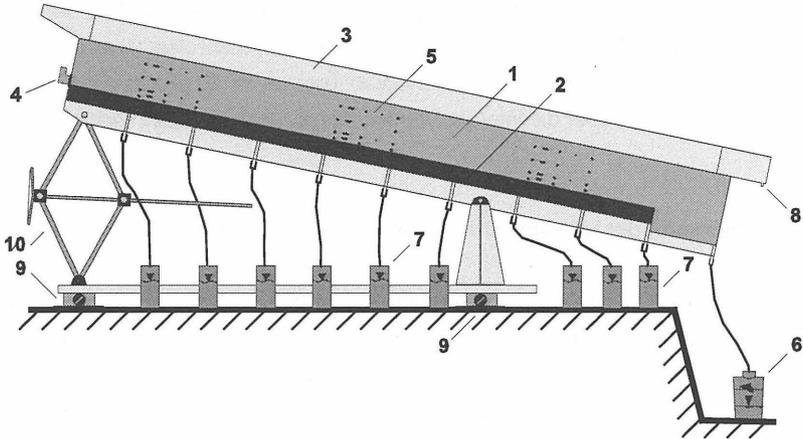


Abb. 6: 10-m-Kiprinne bei einer Neigung von 1:5 (schematisch); (1) Kapillarschicht, (2) Kapillarblock, (3) Abdeckung der Oberflächenbewässerung, (4) Stirnwandbewässerung, (5) Bodenphysikalisches Meßfeld, (6) Schichtabflußbehälter, (7) Blockabflußbehälter, (8) Ablauf der Oberflächenabdeckung, (9) Wägezellen, (10) Scherenhubvorrichtung

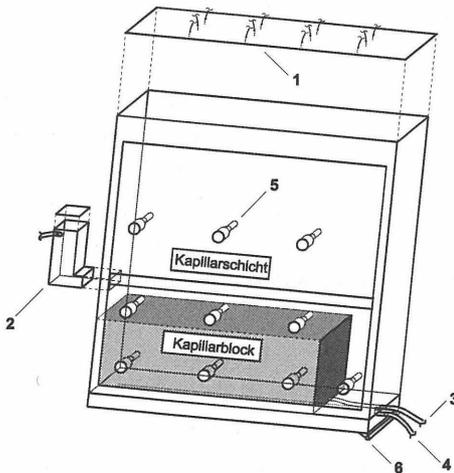


Abb 7: 1-m- Kiprinne (schematisch); (1) Oberflächenabdeckung mit Bewässerungsschläuchen, (2) Stirnwandbewässerung, (3) Kapillarblockabfluß, (4) Kapillarschichtabfluß, (5) Tensiometer, (6) Gelenklager der Rinne

## 2.2 Versuchsdurchführung

Die Standardversuchsdurchführung eines Materialtests für eine Kapillarsperre gilt prinzipiell sowohl für die 10-m-Rinne als auch für die 1-m-Rinne. Sie läuft in folgenden Phasen ab:

- Phase 1: Analyse der Korngrößenverteilung und Einbau der Kapillarblock- und Kapillarschichtmaterialien in die Rinne
- Phase 2: Installation und Inbetriebnahme der Messtechnik, der Datenerfassung und der Bewässerungsanlagen
- Phase 3: Einstellung einer Bewässerungsrate
- Phase 4: werktägliche manuelle Messung der Abflüsse zur Kontrolle der automatischen Abflussmesstechnik sowie Kontrolle der bodenphysikalischen Messtechnik und der Datenerfassung
- Phase 5: Prüfung, wann ein Gleichgewichtszustand zwischen den Zufluss- und den Abflussraten erreicht ist.
- Phase 6: Wiederholung der Phasen 3 bis 5 mit einer zweiten und dritten Bewässerungsrate
- Phase 7: Ausbau der Materialkombination mit Probenahme zur Ermittlung der Trockendichte und des Porenvolumens
- Phase 8: Datenauswertung

## 3 Untersuchungsergebnisse

### 3.1 Ergebnisse von Kipprinnenuntersuchungen

Im folgenden wird beispielhaft eine von zahlreichen Untersuchungen in den Kipprinnen vorgestellt. Die Materialkombination Grobsand über Kies 2 mm – 8 mm wurde zu Forschungszwecken über einen sehr langen Zeitraum von fast zwei Jahren in der 10-m-Rinne bei Neigungen von 1 : 10 (10 %, 5,7°) und 1 : 5 (20 %, 11,3°) untersucht (STEINERT 1999). In der Abbildung 8 sind neben den Neigungen der Rinne die Zu- und Abflüsse sowie die Gesamtmasse der Rinne aufgetragen. Alle Daten wurden über den gesamten Zeitraum mit stündlicher Auflösung automatisch erfasst und werktätlich manuell kontrolliert.

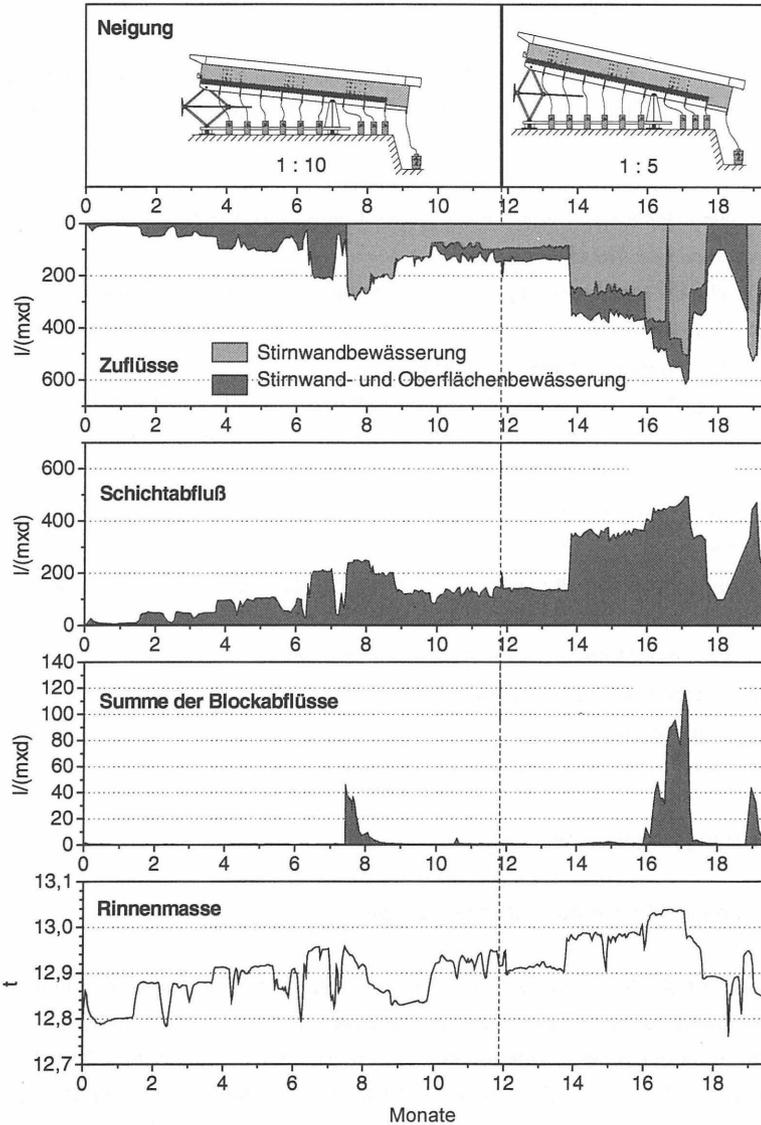


Abb. 8: Zu- und Abflüsse sowie Rinnenmasse der Materialkombination Grobsand über Kies 2 mm – 8 mm in der 10-m-Rinne in Zeitreihen

Es zeigt sich bei einem Vergleich der Zu- und Abflussraten über den Versuchszeitraum, dass bei steigenden Zuflussraten die Abflussraten der Kapillarschicht ebenfalls ansteigen und kaum Blockabflüsse auftreten. Die Ordinate der Blockabflüsse ist gegenüber der der Zu- und Schichtabflüsse fünffach überhöht. Erreicht die Zuflussrate eine Höhe, die nicht mehr von der Kapillarschicht allein lateral abgeführt werden kann, fließt ein Teil des Wassers in den Kapillarblock ab (7., 15. und 18. Monat). Bei diesen Zuflussraten werden die lateralen Dränkapazitäten überschritten. Die lateralen Dränkapazitäten liegen somit bei der Neigung von 1:10 etwa bei 250 l/(m×d) und bei der Neigung 1:5 bei etwa 400 l/(m×d).

Die Bestimmung der lateralen Dränkapazitäten erfolgt über die getrennte Bilanzierung der Flüsse in den neun 1 m langen Rinnenabschnitten in Gleichgewichtszeiträumen. Die Bilanzierung führt zu Daten, wie sie beispielhaft in der Abbildung 3 dargestellt sind. Auf die Bilanzierung kann im vorliegenden Artikel jedoch nicht näher eingegangen werden. Sie ist in STEINERT (1999) ausführlich beschrieben.

In mehr als 20 Versuchen in der 1-m- und 10-m-Kiprinne mit weit über 100 Gleichgewichtszuständen wurden laterale Dränkapazitäten bei einer Neigung von 1:5 von 6 l/(m×d) bis 450 l/(m×d) gemessen. Die Versuche decken eine große Bandbreite verschiedener Materialkombinationen ab. Für die Auswahl von Materialien hat sich herausgestellt, dass Schluffanteile in Kapillarschicht- und -blockmaterial und sehr grobe Kapillarschichtmaterialien im Bereich der Kiese kritisch für die Funktion von Kapillarsperren sind. Aber auch eine Vielzahl von der Korngrößenzusammensetzung sehr ähnlicher Materialkombinationen können unter gleichen Versuchsrandbedingungen sehr unterschiedliche laterale Dränkapazitäten erreichen. Die Versuche haben ergeben, dass nicht nur die Korngrößenzusammensetzung, sondern auch andere Materialeigenschaften wie Kornform, Kornoberflächen, Kornporosität und Mineralbestand die Leistungsfähigkeit einer Kapillarsperre erheblich beeinflussen können.

Beim Einsatz der Materialien in Versuchen und auf Baustellen hat sich herausgestellt, dass die beschriebenen Materialeigenschaften von der Aufbereitungstechnik der Materialien, dem Transport, der Lagerung und der Einbautechnik beeinflusst bzw. verändert werden können. Diese Faktoren sollten daher bei der Planung und Dimensionierung von Kapillarsperren berücksichtigt werden.

### 3.2 Ergebnisse der Testfelduntersuchung auf der Deponie Georgswerder

Auf der Deponie Georgswerder in Hamburg wurden 1987 sechs 50 m × 10 m (L×B) große Testfelder zur Untersuchung des Wasserhaushalts und der Wirksamkeit mehrschichtiger Abdecksysteme für Deponien und Altlasten eingerichtet (MELCHIOR 1993). Eines der steileren Testfelder mit einer Neigung von 1:5, das Testfeld S3, wurde mit einer erweiterten Kapillarsperre gebaut, die aus einer 0,5 m mächtigen bindigen mineralischen Dichtung über einer 0,6 m mächtigen Kapillarschicht aus Feinsand und einem 0,25 m mächtigen Kapillarblock aus Feinkies besteht. Über der bindigen mineralischen Dichtung liegt eine 0,25 m mächtige Kiesdränage und eine 0,75 m mächtige Rekultivierungsschicht. Das Testfeld ist so konstruiert, dass am Böschungsfuß Wasser aus den verschiedenen Schichten getrennt gefasst werden kann. Unter dem Kapillarblock befindet sich eine Wanne, die aus verschweißten Kunststoffdichtungsbahnen besteht und das Wasser auffängt, das von der Kapillarschicht nicht lateral abgeleitet werden kann, sondern im Kapillarblock versickert.

Die Testfelder wurden 10 Jahre lang vom Institut für Bodenkunde der Universität Hamburg im Auftrag der Umweltbehörde Hamburg und teilweise gefördert durch das Forschungsmi-nisterium und die Deutsche Bundesstiftung Umwelt betreut (MELCHIOR 1993 und 1998). Vom 01.01.1988 bis zum 30.03.1997 sind die Abflussdaten als Tagessummen zusammen mit dem auf der Testfelderanlage ermittelten Niederschlag in der Abbildung 9 dargestellt. Die jährlichen Abflusssummen sind in der Tabelle 1 zusammengestellt.

| Jahr | Niederschlag | Oberfläche | Decksstrat | Dränage | Schicht | Block |
|------|--------------|------------|------------|---------|---------|-------|
| 1988 | 854,8        | 19,6       | 12,1       | 395,9   | 8,4     | 0     |
| 1989 | 713,9        | 1,8        | 6,2        | 233,8   | 13,9    | 0     |
| 1990 | 917,3        | 0,9        | 8,3        | 318,8   | 31,0    | 0     |
| 1991 | 744,1        | 0,6        | 5,2        | 200,1   | 32,5    | 0     |
| 1992 | 853,7        | 0,6        | 7,6        | 278,6   | 101,7   | 15,1  |
| 1993 | 1032,3       | 1,0        | 8,0        | 263,2   | 169,9   | 1,1   |
| 1994 | 1019,9       | 0,8        | 7,4        | 248,4   | 172,0   | 12,0  |
| 1995 | 780,2        | 0,2        | 5,9        | 150,6   | 152,7   | 48,7  |
| 1996 | 501,6        | 1,4        | 2,8        | 26,6    | 108,9   | 5,5   |

Tab. 1: Jahressummen der Niederschläge und Abflüsse aus dem Testfeld S3 auf der Deponie Hamburg-Georgswerder vom 01.01.1988 bis 31.12. 1996

Der Jahresniederschlag auf den Testfeldern der Deponie Hamburg-Georgswerder lag im Untersuchungszeitraum zwischen 502 mm/a und 1032 mm/a mit einem arithmetischen Mittel von 824 mm/a. Der Niederschlag ist relativ gleichmäßig über die jeweiligen Jahre verteilt, ohne signifikant regelmäßige jahreszeitliche Schwankungen. Der im ersten Jahr der Untersuchung aufgrund der noch nicht geschlossenen Vegetationsdecke erhöhte Oberflächenabfluss spielt in den folgenden Jahren mit einer durchschnittlichen Jahresabflussrate von 0,9 mm/a keine Rolle für die Bewertung der Kapillarsperre. Ebenso verhält es sich mit der niedrigen lateralen Abflussrate in der Rekultivierungsschicht von durchschnittlich 7 mm/a, die jeweils im Winterhalbjahr auftritt.

Der Drainageabfluss oberhalb der bindigen mineralischen Dichtung weist mit Abstand die größten Abflussraten auf. Die hohen Abflussraten in der Drainage treten periodisch im Winterhalbjahr auf, während sie im Sommerhalbjahr versiegen. Die Abflussrate liegt in den Jahren 1989 bis 1992 mit etwa 200 mm/a bis 300 mm/a bei ca. 1/3 des Jahresniederschlags. In den folgenden Jahren sinkt die Drainageabflussrate stark ab. Aus den Untersuchungen von MELCHIOR (1993 und 1996) ist bekannt, dass die bindige mineralische Dichtung austrocknungsbedingt Risse gebildet hat, die nach einigen Jahren zum Versagen der Dichtung oberhalb der Kapillarsperre geführt hat, so dass die Drainage oberhalb der Dichtung weniger Wasser ableiten konnte.

In der Kapillarsperre unterhalb der bindigen mineralischen Dichtung wird das gesamte durch die bindige mineralische Dichtung sickernde Wasser erfasst. Bis 1992 konnte die Kapillarsperre das aus der bindigen mineralischen Dichtung zusickernde Wasser von bis zu 32 mm/a vollständig lateral ableiten. Im Winter 1992/93 sickerte das erste Mal mehr Wasser in die Kapillarschicht als sie lateral ableiten konnte, so dass in den Jahren 1992 bis 1996 zwischen 1 mm/a und 49 mm/a in den Kapillarblock absickerten.

Die laterale Dränkapazität der Materialkombination auf dem Testfeld liegt bei ca. 30 l/(m×d). Die Testfelder wurden zu einem Zeitpunkt gebaut, als über die Materialeigenschaften für den Einsatz in Kapillarsperren und die Dimensionierung von Kapillarsperren kaum Erkenntnisse vorlagen. Mit dem heutigen Wissen über Kapillarsperrenmaterialien lässt sich die bereits gute Wirksamkeit der Kapillarsperre auf dem Testfeld noch deutlich verbessern.

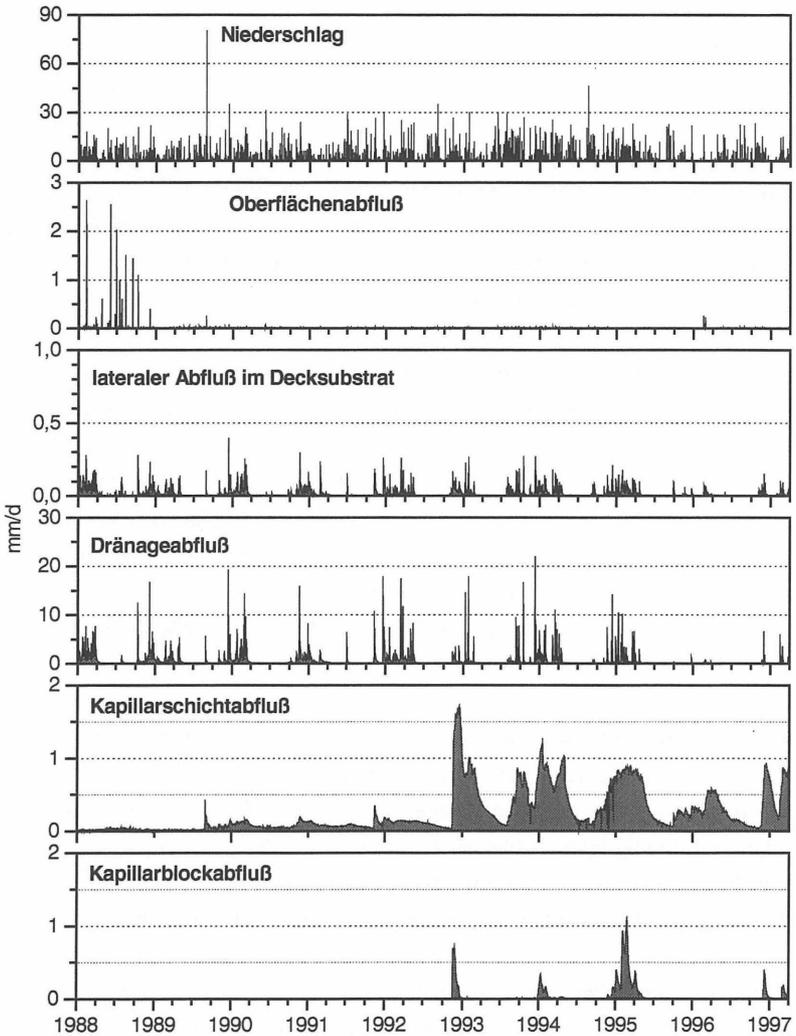


Abb. 9: Tagessummen von Niederschlag und Abflüssen des Testfeldes S3 auf der Deponie Hamburg-Georgswerder vom 01.01.1988 bis 30.03.1997

### 3.3 Aufgrabung des Kapillarsperrentestfeldes auf der Deponie Georgswerder

Im Oktober 1999 wurde IGB von der Umweltbehörde Hamburg beauftragt, mehrere Aufgrabungen des Oberflächenabdichtungssystems der Deponie Georgswerder durchzuführen, um den Zustand des Oberflächenabdichtungssystems auf der Deponie Georgswerder (Kombinationsdichtung aus bindiger mineralischer Dichtung und Kunststoffdichtungsbahn) sowie den in zwei Testfeldern auf der Deponie zu begutachten. Eine von vier Gruben mit einer Größe von ca.  $7 \times 6 \text{ m}^2$  (LxB) wurde im unteren Viertel des Kapillarsperrentestfeldes S3 angelegt. Mit der ca. 2,4 m tiefen Grube wurden alle Schichten des Oberflächenabdichtungssystems einschließlich des Kapillarblocks angeschnitten.

Folgende vorläufige Ergebnisse, die zum Zeitpunkt der Drucklegung des vorliegenden Artikels noch ausgewertet werden, haben sich ergeben:

- Das Testfeld hat eine geschlossene, zweimal pro Jahr gemähte, krautige Vegetation aus überwiegend Gräsern.
- Die 0,75 m mächtige Rekultivierungsschicht war mittel humos, hatte eine mittlere Lagerungsdichte und war gut durchwurzelt.
- Der Kies, der 0,25 m mächtigen Flächendränage wies Rostflecken und Konkretionen auf, die auf eine Verlagerung und Ausfällung von Eisen- und Carbonat hindeuten. Die Flächendränage war in ein Meter Tiefe immer noch mittel durchwurzelt (6 bis 10 Feinwurzeln/dm<sup>2</sup>).
- Die 0,5 m mächtige bindige mineralische Dichtung aus Geschiebemergel wies an der Oberfläche ein polygonales Rissmuster mit Rissbreiten von mehreren Millimetern auf. Beim Öffnen der Dichtung brachen Aggregate mit einer Kantenlänge von mehreren Dezimetern aus der Dichtung. Im Inneren der Aggregate hatte der Geschiebemergel eine zähplastische Konsistenz. Die Wandungen vieler Aggregate waren mit Wurzeln tapetenartig ausgekleidet. Die Wurzeln konnten in einzelnen Rissen bis in die oberen Zentimeter der Kapillarschicht in 1,6 m Tiefe verfolgt werden.
- Die 0,6 m mächtige Kapillarschicht war nur in den oberen Zentimetern durchwurzelt. Der beim Einbau 1987 gleichmäßig helle, fast weiße Sand wies an der Oberfläche eine leichte, diffuse, rostfarbene Verfärbung auf, die ein großflächiges polygonales Muster bildete. Einige Zentimeter oberhalb der Schichtgrenze zum Kapillarblock war die Rostfärbung wesentlich stärker ausgeprägt.

- Der Kapillarblock hatte wie die Flächendränage Rostflecken und stellenweise waren einige Kieskörner zu nussgroßen Aggregaten verbacken.
- Dünnschliffe der rostfarbenen Sand- und Kiesschichten, die zum Zeitpunkt der Drucklegung des vorliegenden Artikels noch ausgewertet werden, lassen bereits erkennen, dass es sich bei der Farbe um eine Verockerung handelt. Die betroffenen Sandkörner der Kapillarschicht und die Kieskörner im Kapillarblock und der Flächendränage sind mit wenige Mikrometer dicken Überzügen belegt. Ein Einfluss dieser Überzüge auf die Funktion der Kapillarsperre wurde bisher nicht untersucht.
- Eine Verringerung des Porenraumes oder eine niedrigere ungesättigte Wasserleitfähigkeit konnte bisher nicht nachgewiesen werden. Vorsorglich sollte dennoch eine mögliche Mobilisierung von Stoffen wie Eisen und Carbonat in Schichten oberhalb der Kapillarsperre und in der Kapillarsperre selbst bei der Planung berücksichtigt werden, die u. U. an der Schichtgrenze der Kapillarsperre wieder ausfallen und zu einer Beeinträchtigung der Leistungsfähigkeit der Kapillarsperre führen.

#### **4. Anwendungsbeispiele von Kapillarsperren in Oberflächenabdichtungssystemen**

Die Forschung und der praktische Einsatz von Kapillarsperren hat in den letzten Jahren drei Typen von Oberflächenabdichtungssystemen mit Kapillarsperren hervorgebracht, die in der Abbildung 10 dargestellt sind:

- einfache Kapillarsperre unter einer mächtigen Rekultivierungsschicht
- erweiterte Kapillarsperre als Kombination einer Kapillarsperre mit einer anderen Oberflächenabdichtung unter oder über der Kapillarsperre
- dreischichtige Kapillarsperre mit einer mittleren, sowohl als Kapillarschicht als auch als Kapillarblock wirkenden Schicht

Eine Voraussetzung für die Wirksamkeit der verschiedenen Oberflächenabdichtungssysteme mit Kapillarsperren ist die maximal auf die laterale Dränkapazität begrenzte Zuflussrate in die Kapillarsperre. Es sollte über die gesamte Länge der abgedichteten Böschung bilanziert nicht mehr Wasser vertikal und lateral in die Kapillarsperre fließen, als diese lateral in der Kapillarschicht oberhalb der Schichtgrenze zum Kapillarblock abführen kann.

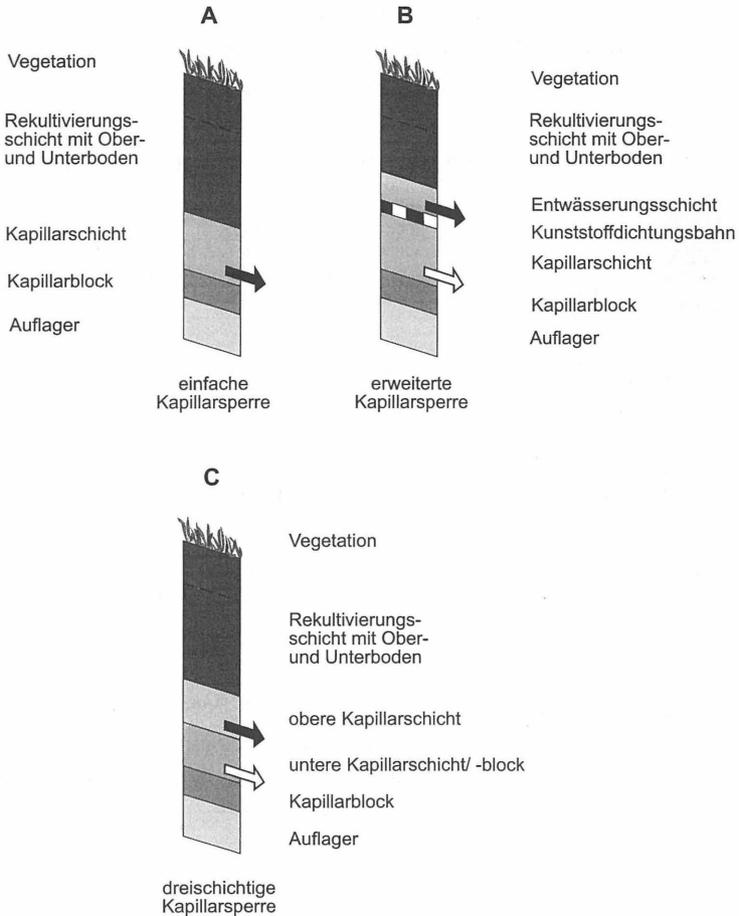


Abb. 10: Varianten von Oberflächenabdichtungen mit einer Kapillarsperre

Sofern keine andere Abdichtung über der Kapillarsperre angeordnet ist, die mit einer geringen Wasserleitfähigkeit für eine Begrenzung der Zusickerung sorgt, z. B. in einer erweiterten Kapillarsperre, ist die Zusickerung von der Höhe und der zeitlichen Verteilung der Niederschläge und den bodenhydrologischen Kennwerten wie Feldkapazität, nutzbare Feldkapazität und ungesättigter Wasserleitfähigkeit der Schichten oberhalb der Kapillarsperre und der Kapillarsperre selbst abhängig.

Exemplarisch ist in der Abbildung 11 ein Oberflächenabdichtungssystem mit einer dreischichtigen Kapillarsperre unter Angabe der Schichtmächtigkeiten, der Bodenarten und der Wasserspeicherefähigkeit der einzelnen Schichten angegeben.

| <u>Mächtigkeit und Bezeichnung der Schichten</u>                | <u>Bodenart</u>                                 | <u>Feldkapazität (nutzbare)</u> |
|-----------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|---------------------------------|
| 30 cm<br>Vegetation                                             |                                                 |                                 |
| 120 cm<br>Rekultivierungsschicht<br>- Oberboden<br>- Unterboden | mittel humoser, schwach sandiger Lehm (Ls2, h4) | 131 mm (75 mm)                  |
|                                                                 | schwach toniger Schluff (Ut2)                   | 432 mm (300 mm)                 |
| 30 cm<br>obere Kapillarschicht                                  | Feinsand (fS)                                   | 75 mm (63 mm)                   |
| 30 cm<br>untere Kapillarschicht/ Kapillarblock                  | Grobsand (gS)                                   | 18 mm (15 mm)                   |
| 20 cm<br>Kapillarblock                                          | Kies (G)                                        |                                 |
| Planum                                                          |                                                 |                                 |
|                                                                 |                                                 | Summe: 656 mm (423 mm)          |

Abb. 11: Exemplarischer Aufbau einer Oberflächenabdichtung mit einer dreischichtigen Kapillarsperre unter Angabe der Bodenarten der einzelnen Schichten und deren Wasserspeicherefähigkeit

Aufgrund der dargestellten Funktion von Kapillarsperren in Böschungsbereichen von Oberflächenabdichtungssystemen ergeben sich einige Besonderheiten und spezielle Schritte, die bei der Planung beachtet werden müssen. Bei der Planung von Oberflächenabdichtungssystemen mit Kapillarsperre werden in der Regel folgende Schritte durchgeführt, deren Reihenfolge projektspezifisch abweichen kann:

- Auswahl geeigneter Materialien für den Kapillarblock und die Kapillarschicht durch eine Materialrecherche anhand von Erfahrungswerten, Vortests verschiedener Materialkombinationen in der 1-m-Kipprinne sowie einer Bestimmung der lateralen Dränkapazität in der 10-m-Rinne bei Rinnenneigungen, die für den Einzelfall in Frage kommen.
- Durchführen weiterer Eignungsversuche z. B. auf Kornstabilität, Filterstabilität und Scherfestigkeit.
- Dimensionierung des gesamten Oberflächenabdichtungssystems unter besonderer Berücksichtigung der Rekultivierungsschicht, die eine Vielzahl an Funktionen im Oberflächenabdichtungssystem hat.

- Führen eines standortspezifischen Wirksamkeitsnachweises unter Berücksichtigung der lokalen klimatischen Situation.
- Führen eines Gleichwertigkeitsnachweises zu anderen Oberflächenabdichtungssystemen im Zuge der Genehmigung des geplanten Systems (sofern gefordert).
- Planung des projektspezifischen Bauablaufes, um die Vorteile, die die Verwendung rolliger Materialien in Kapillarsperren mit sich bringt, optimal zu nutzen.
- Planung und Durchführung einer auf die Anforderungen eines Oberflächenabdichtungssystems mit Kapillarsperre zugeschnittenen Eigen- und Fremdüberwachung

## 5. Fazit

Kapillarsperren haben durch Forschung und praktische Anwendung einen Entwicklungsstand erreicht, der erlaubt, sie an Böschungen in Oberflächenabdichtungssystemen unter bestimmten Randbedingungen gleichwertig zu anderen Oberflächenabdichtungen einzusetzen. Mittlerweile gibt es allein in Deutschland 15 Testfelder mit Kapillarsperren und auf 11 Deponien und Altlasten wurden bis 1999 Kapillarsperren zumindest auf Teilflächen als dauerhafte Abdichtung gebaut oder befinden sich mindestens im Stadium der Genehmigungsplanung (MELCHIOR & STEINERT 1999)

Voraussetzung für den Einsatz von Kapillarsperren sind bestimmte lokale Randbedingungen wie z. B. eine ausreichende Hangneigung und ein hohes Maß an Erfahrungen der Planer bei der Dimensionierung und Planung von Oberflächenabdichtungssystemen mit Kapillarsperren. Die Kapillarsperre kann in vielen Fällen eine kostengünstige Alternative zu anderen Abdichtungssystemen sein.

## 6. Literatur

**JELINEK, D. (1997):** Die Kapillarsperre als Oberflächenbarriere für Deponien und Altlasten – Langzeitstudien und praktische Erfahrungen in Feldversuchen. Dissertation am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Hochschule Darmstadt. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Hochschule Darmstadt, 97, 141 S.

**MELCHIOR, S. (1993):** Wasserhaushalt und Wirksamkeit mehrschichtiger Abdecksysteme für Deponien und Altlasten. Dissertation im Fachbereich Geowissenschaften, Universität Hamburg. Hamburger Bodenkundliche Arbeiten, 22, 330 S. und Anhang.

**MELCHIOR, S. (1996):** Die Austrocknungsgefährdung von bindigen mineralischen Dichtungen und Bentonitmatten in der Oberflächenabdichtung - Ergebnisse von mehrjährigen In-situ-Versuchen und Aufgrabungen auf der Altdeponie Hamburg-Georgswerder. In: MAIER-HARTH, U. (Hrsg.): Geologische Barriere, Basisabdichtung, Oberflächenabdichtung - Möglichkeiten zur standortbezogenen Optimierung. 3. Deponie-Seminar des Geologischen Landesamtes Rheinland-Pfalz am 30. Mai 1996 in Bingen-Büdesheim/Rhein Selbstverlag, Mainz, 40 S.

**MELCHIOR, S. (1998):** In-situ Untersuchungen zur Wirksamkeit von Oberflächenabdichtungen. In: STEGMANN, R. & G. RETTENBERGER (Hrsg.): Entwicklungstendenzen in der Deponietechnik. Economica Verlag, Bonn. 179-196.

**MELCHIOR, S. & B. STEINERT (1999):** Die Kapillarsperre – Stand der Technik, Leistungsfähigkeit und Kosten. Beitrag zur Tagung Oberflächenabdichtung für Deponien. Technische Entwicklungen, Wirtschaftlichkeit, Genehmigungsfähigkeit der TH Berlin, der BAM und des LU Brandenburg am 18. Nov. 1999, Berlin, 5 S.

**SCHNATMEYER, C. (1998):** Alternative Oberflächenabdichtungssysteme für Halden und Altstandorte am Beispiel einer Gichtstaubdeponie. Dissertation an der Fakultät für Bio- und Geowissenschaften der Universität Karlsruhe. Trierer Geologische Arbeiten, 1, 162 S. + Anhang.

**STEINERT, B. (1999):** Kapillarsperren für die Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten – Bodenphysikalische Grundlagen und Kipprinnenuntersuchungen. Dissertation am Fachbereich Geowissenschaften der Universität Hamburg. Hamburger Bodenkundliche Arb., 45, 250 S.

**STEINERT, B., S. MELCHIOR, K. BURGER & K. BERGER, M. TÜRK & G. MIEHLICH (1997):** Dimensionierung von Kapillarsperren zur Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten. Hamburger Bodenkundliche Arbeiten, 32, 362 S

**VON DER HUDE, N. (1999):** Kapillarsperren als Oberflächenabdichtungen auf Deponien und Altlasten. Laborversuche und Bemessungsregeln. Dissertation am Fachbereich Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Darmstadt. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TH Darmstadt, 41, 161 S. + Anhang.

**ZISCHAK, R. (1997):** Alternatives Oberflächenabdichtungssystem „Verstärkte mineralische Abdichtung mit untenliegender Kapillarsperre“ – Wasserbilanz und Gleichwertigkeit. Dissertation am Lehrstuhl für Angewandte Geologie der Universität Karlsruhe. Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, 47, 179 S. + Anhang.

Dr. rer. nat. Bernd Steinert & Dr. rer. nat. habil. Stefan Melchior

**IGB** Ingenieurbüro für Grundbau, Bodenmechanik und Umwelttechnik  
Heinrich-Hertz-Straße 116  
22083 Hamburg  
Tel.: 040 / 22 70 00-32 / -38  
Fax: 040 / 22 70 00-34  
<http://www.igb-ingenieure.de>  
e-mail: [igb-125@igb-ingenieure.de](mailto:igb-125@igb-ingenieure.de)

## **Oberflächenabdichtungen aus Asphalt**

Jörg Franke, Stavros A. Savidis

### **1.0 Einleitung**

Seit dem Ende der siebziger Jahre ist die Deponietechnik zum Forschungsgegenstand vieler Disziplinen geworden. Die Asphalttechnologen haben dieses Forschungsgebiet erst gegen Ende der achtziger Jahre entdeckt, obwohl in Deutschland bereits 1979 eine Asphaltbasisabdichtung einer Hausmülldeponie gebaut wurde, Schellenberg & Maurer (1992).

Mittlerweile hat sich Asphaltbeton für den Bau von Basisabdichtungen als Alternative zu den Kunststoffdichtungsbahnen etabliert. Dazu haben Erfahrungen aus dem Wasserbau und die bauaufsichtliche Zulassung "Deponieasphalt für Deponieabdichtungen der Deponieklasse II" des Deutschen Instituts für Bautechnik DIBt (1996) beigetragen. Sie gilt nur für Basisabdichtungen und umfaßt nicht den Bereich der "mineralischen Dichtungsschicht", an die lediglich einige Anforderungen formuliert werden.

In kaum einem Bereich der Deponietechnik hat es so kontroverse Diskussionen gegeben, wie über den Einsatz bituminöser Dichtungsmaterialien. Im Mittelpunkt steht vor allem die chemische Resistenz. Hier ist Asphalt dem speziell auf diese Eigenschaft optimierten Material der von der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung BAM zugelassenen Kunststoffdichtungsbahnen in einigen Punkten weit unterlegen. Siehe hierzu August (1994), Haas (1995a), August (1995a), Haas (1995b) sowie Demmert et al. (1994), August (1995b) und Steffen & Demmert (1995). Inwieweit die Resistenz gegen große Mengen sämtlicher Chemikalien erforderlich ist, sollte eher Gegenstand von standortbezogenen Gleichwertigkeitsnachweisen als von Forschungsarbeiten sein.

### **2.0 Wirkungsweise**

#### **2.1 Mischgutzusammensetzung von Dichtungasphalt**

Die Eigenschaften von Asphalt hängen in starkem Maße von dessen Herstellung und Mischgutzusammensetzung ab. Diese „kompositionellen Eigenschaften“ stellen neben der

Herstellung das Kernstück der Asphalttechnologie dar. Mit der gezielten Variation der Körnungslinie, der Zuschläge aus Natursand, Brechsand und Splitten, der Bindemittelmenge und -sorte, dem Gehalt an Füller und dessen Material lassen sich die verschiedensten Eigenschaften von Asphalten erzielen. Von sehr standfesten Splitt-Mastix-Asphalten über Fugenmassen für Brückenübergänge bis zu Drain- oder Dichtungsasphalt. Der dichteste Asphalt ist Gußasphalt. Hier herrscht ein so großer Bindemittelüberschuß, daß er mit relativ hohen Einbautemperaturen keinerlei Verdichtung bedarf und praktisch konvektionsdicht ist. Dies geht allerdings zu Lasten der Standfestigkeit und Alterungsbeständigkeit. Daher sind Dichtungsasphalte Walzasphalte, die nach dem Betonprinzip aufgebaut sind und daher einer Verdichtung bedürfen. Für die Dichtigkeit ist aber eine Körnungslinie der Mineralstoffe mit einem relativ hohen Anteil feinerer Bestandteile und ein relativ hoher Füller- und Bitumenanteil erforderlich. In der Zulassung des DIBt (1996) sind Körnungsbänder vorgegeben, innerhalb derer die Sieblinien der gewählten Mischungen für Dichtungsasphalte und – ebenfalls weitestgehend dichte – Tragschichtasphalte liegen müssen. Je weiter man die Zusammensetzung in Richtung Gußasphalt verändert, desto verdichtungswilliger und weniger standfest wird der Asphalt. Um die Anforderungen Dichtigkeit, Verdichtbarkeit, Verformbarkeit und Standsicherheit zu erfüllen, ist die Bandbreite der kompositionellen Einflußmöglichkeiten relativ klein. Daher ist die Homogenität des Mischgutes wichtig. Der Ausgleich zwischen Dichtigkeit und Verformbarkeit gegenüber der Standsicherheit wird von Haas (1983) unter der Überschrift „Das Optimum als Kompromiß“ folgendermaßen formuliert:

*Die letztlich optimale Asphaltzusammensetzung kann daher nur ein Kompromiß sein.*

Um Mißverständnissen vorzubeugen sei erwähnt, daß dieser Kompromiß für relevante Anforderungen immer erreichbar ist. Da die mechanischen Eigenschaften des Asphalts – ähnlich wie die der bindig mineralischen Dichtungen – von den jeweils verwendeten Materialien abhängig sind, ist eine projektspezifische Eignungsprüfung immer nötig. Auf die kompositionelle Beeinflußbarkeit der Verformungssicherheit von Asphalt dichtungen wird in Kapitel 5 näher eingegangen.

Der Unterschied zwischen dem Asphaltwasserbau und dem Deponiebau liegt einerseits in den höheren Sicherheitsanforderungen an potentiell umweltgefährdende Bauwerke und andererseits in der schlechteren Quantifizierbarkeit der Einwirkungen auf

Deponieabdichtungen. Letzteres gilt insbesondere für die physikalischen Einwirkungen auf Oberflächenabdichtungen.

## 2.2 Beständigkeit

Das Materialverhalten von Asphalt ist bezüglich der vielfältigen Einflüsse auf das Alterungsverhalten und auf die chemische und biologische Resistenz auf sehr lange Zeiträume hinaus schlecht vorauszusagen.

Das Deutsche Institut für Bautechnik hat in den „Grundsätzen für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen in Deponieabdichtungssystemen“ DIBt (1995) die Lebensdauer von Deponien in mehrere Phasen unterteilt. Für die letzte – und theoretisch unbegrenzte – Phase IIIb wurden für den Zustand einer Asphaltabdichtung dahingehend auf der sicheren Seite liegende Annahmen getroffen, daß für die Durchlässigkeit lediglich das Korngerüst des Asphalts angesetzt wurde, da in erster Linie das Bitumen der Alterung unterliegt. In der Unterteilung der Phase III in IIIa und IIIb sehen manche ein „lex asphalt“.

An der Oberfläche von Deponien stellt die chemische Beanspruchung kaum ein Problem dar. Hier stellt sich eher die Frage der Durchwurzelung, der biochemischen Resistenz und der Alterung. Im Hinblick auf die Durchwurzelung wird auf Untersuchungen für begrünte Dächer verwiesen, Schellenberg & Schellenberg (2000). Da es sich hier wohl um bituminöse Dachbahnen handelt, ist der Vergleich nicht sehr schlüssig. Die Oberflächenbeschaffenheit des Asphaltbetons sei auch im Hinblick auf u. U. in kleinen offenen Hohlräumen Platz findenden Wurzeltrieben sehr wichtig. Es wird weiterhin darauf hingewiesen, daß an der Unterkante der Asphaltabdichtung keinerlei Samen und organische Stoffe vorhanden sein dürfen. Hier könnte wohl der „Gänseblümcheneffekt“ dazu führen, daß Dichtungen sehr langsam von unten nach oben durchwachsen werden wie landwirtschaftliche Wege mit Gußasphaltdecken, solange die Gasproduktion der Deponie Pflanzenwachstum zuläßt. Die Frage der Alterung für bituminöse Oberflächenabdichtungen ist kritischer zu betrachten als für Asphaltbasisabdichtungen. Es muß berücksichtigt werden, daß sich die mechanischen Eigenschaften insbesondere durch die oxidative Alterung kontinuierlich über die – allerdings sehr lange – Lebensdauer der Dichtung verschlechtern. Dies erfolgt über eine Versprödung des Bindemittels, die sich am plakativsten durch eine Änderung der Bitumensorte beschreiben läßt. Dieser Prozeß ist von vielen Einflußfaktoren abhängig und sehr schlecht zu quantifizieren.

Zusammenfassende Darstellungen finden sich in Vater (1995), August (1994) und Steffen & Schiffer (1993). Alle an das Relaxationsvermögen und die Plastizität der Asphaltabdichtung gestellten langfristigen Anforderungen sind in diesem Licht zu sehen. Ähnlich relevant wie die oxidative Alterung ist die Frage der biologischen Beständigkeit gegenüber Bakterien und Pilzen in aeroben Verhältnissen. August (1994) zählt einige Pilz- und Bakterienarten auf, die Bestandteil natürlicher Bodenpopulationen seien. Solche Kulturen könnten demnach aus einer Rekultivierungsschicht durch Erosion an die Unterkante der Drainageschicht gelangen. Die aeroben biochemischen Prozesse, die bei dem biologischen Abbau von Bitumen ablaufen, sind hinlänglich bekannt. Aus praktischen Erfahrungen mit Bitumenanstrichen weiß man um diese Problematik. Auf die Verhältnisse bei Oberflächenabdichtungen von Deponien übertragen bedeutet dies: Man muß mit einem Angriff und Abbau der Oberfläche rechnen. Da es sich um einen nur an der Oberfläche wirkenden Prozeß handelt, wird sich dieser wohl über Zeiträume erstrecken, die sehr weit in die Phase IIIb gemäß DIBt (1995) hinein reichen.

### **2.3 Dichtigkeit**

Solange ein Zutritt von Wasser gewünscht wird, um Umsetzungsprozesse im Deponiekörper zu ermöglichen oder zu beschleunigen, scheidet eine Asphaltabdichtung aus. Bei geeigneter Zusammenetzung und Verdichtung sind alle Splitt- und Sandkörner vom sogenannten bituminösen Mörtel aus Bitumen, Füller und kleinen Sandkörnern vollständig umschlossen. Innerhalb des bituminösen Mörtels bilden sich sichtbare Hohlräume. Haben diese keine Verbindung untereinander, geht man von der konvektiven Dichtigkeit des Asphalts aus. Da die Größe und Verteilung dieser Poren innerhalb bestimmter Grenzen bleibt, kann man einen Bereich des Hohlraumgehaltes angeben, ab dem sich keine Porenkanäle entlang dieser Hohlräume ausbilden. Nicht sichtbare Mikrorisse oder -poren, die Kapillarkräfte mobilisieren können, sind nicht Bestandteil dieser Betrachtung und lassen sich mit den herkömmlichen Versuchsapparaturen zur Bestimmung der Durchlässigkeit nicht nachweisen und sind somit von untergeordneter Bedeutung. In diesem Sinne gilt Asphalt als Konvektionssperre, wenn der Hohlraumgehalt gering genug ist. Grundlegende Arbeiten zu dieser Fragestellung sind von Haas & Bikar (1973) durchgeführt worden. Aus diesen Ergebnissen ergibt sich für einen nicht weiter spezifizierten offenbar sehr "fetten" Asphaltbeton 0/12 mit Bitumen der Sorte B 80 eine

Abhängigkeit der Dichtigkeit von dem hydraulischen Gradienten zwischen Hohlraumgehalten von 3,3 und 5,0%. An Probekörpern mit geringeren Hohlraumgehalten ließ sich keine Durchlässigkeit feststellen. Hohlraumgehalte ab 5% führten unabhängig vom Gradienten zum Durchströmen des Asphalts. Für gänzlich anders zusammengesetzte Asphalte wie z. B. Sandasphalt gelten diese Zusammenhänge nicht. Hier ist die Struktur des Asphalts dahin gehend eine andere als bei Dichtungasphaltbeton, als daß erheblich kleinere Hohlräume entstehen. Mit mehr kleineren Hohlräumen ergibt sich bei gleichem Hohlraumgehalt eher ein durchlässiger Asphalt. Die von Haas und Bikar ermittelten Abhängigkeiten werden seitdem zur Grundlage der Festlegung gemacht, daß Dichtungasphalt einen Hohlraumgehalt von unter 3% aufweisen soll. Im Rahmen der Eignungsprüfung des Materials und dem Anlegen eines Testfeldes wird nachgewiesen, daß ein solcher Hohlraumgehalt großmaßstäblich herstellbar ist.

Eine Ermittlung der Durchlässigkeit bzw. Dichtigkeit ist nicht Bestandteil einer Eignungsprüfung des Dichtungs- und Tragschichtasphalts gemäß DIBt (1996). Von Steffen und Schiffer (1993) wird darauf hingewiesen, daß im Deponiebau – anders als im Wasserbau – der Wert von 3% die oberste Grenze aller erreichten bzw. im Rahmen der Qualitätssicherung ermittelten Hohlraumgehalte sein muß.

Zur Frage, wie qualitätssicherer Asphalt dichtungen ausgeführt werden können, werden von August (1994) und Schuhbauer (1994) Erfahrungen des Asphaltwasserbaus herangezogen. Insbesondere die von Schuhbauer aufgeführten Beispiele zeigen, daß bituminöse Dichtungen für den Wasserbau, den Sicherheitsanforderungen an Deponien nicht genügen. Dies macht den hohen Stellenwert der Qualitätssicherung deutlich, die bei der Herstellung erfolgen muß.

## **2.4 Herstellung**

Nur durch eine geeignete Verdichtung während der Herstellung können die erforderlichen Eigenschaften des Dichtungasphalts gewährleistet werden. Dazu sind die Temperatur des Mischgutes, die Art der Verdichtung und die eingebrachte Energie von entscheidender Bedeutung. Das Mischgut muß sehr homogen sein. Die Problematik der Qualitätssicherung mit materialspezifischer Eignungsprüfung, dem Anlegen eines Testfeldes, dem Erstellen eines Qualitätssicherungsplanes und die Überwachung unabhängiger Prüfer ist gut mit dem Bau bindig mineralischer Dichtungen vergleichbar.

Von daher kommt der Qualitätssicherung in der Zulassung des DIBt mit ihren Merkblättern besondere Bedeutung zu. Hier liegt der entscheidende Unterschied zum Wasserbau, dem mit der Wortschöpfung „Deponieasphalt“ Rechnung getragen werden soll. Der Untersuchungsaufwand wird auch kostenwirksam, so daß leicht Bestrebungen aufkommen, den Aufwand der Qualitätssicherung zu verringern. Die Notwendigkeit einer quasi flächendeckenden Qualitätssicherung stellt den gravierenden Nachteil gegenüber fabrikgefertigten Kunststoffdichtungsbahnen dar.

Die Verdichtung durch Gummiradwalzen bewirkt eine Anreicherung des Bitumens an der Oberkante der Asphaltsschicht. Dadurch entsteht eine geschlossene, relativ glatte Oberfläche. Dies ist nicht zu verwechseln mit dem von Schuhbauer (1994) beschriebenen Schaum aus Bitumen und Wasser.

Der Markt des Asphaltwasserbaus hat sich auf wenige weltweit tätige Firmen beschränkt. Diese Anbieter haben eine sehr spezialisierte Maschinenteknik entwickelt, siehe z.B. Geiseler et al. (1996), Pfiffner (1994). An unzähligen Projekten wurden Erfahrungen gesammelt, die nicht alle in Fachveröffentlichungen publiziert wurden und werden konnten. Dieses Know-how ist von unschätzbarem Wert, um den gehobenen Qualitätsansprüchen des Deponiebaus gerecht zu werden. Der Preisdruck im Deponiebau ist allerdings so hoch, daß die spezialisierten Firmen das Preisniveau des Wasserbaus nicht auf den Deponiebau übertragen können. So bekommen mitunter unerfahrenere Firmen den Zuschlag, was der termin- und qualitätsgerechten Fertigstellung nicht immer zuträglich ist.

### **3. Zur konstruktiven Ausbildung einer bituminösen Oberflächenabdichtung**

Unabhängig von der Verwendung unterschiedlicher Materialien bzw. Bauweisen besteht ein Oberflächenabdichtungssystem in der Regel aus den folgenden Komponenten, die die in Tabelle 1 aufgeführten Funktionen erfüllen, um die technische Wirksamkeit zu gewährleisten. Die Art der Realisierung der erforderlichen Funktionen hängt von den örtlichen Randbedingungen und den sich zum Teil aus diesen ableitenden Anforderungen ab.

In der gasgängigen Ausgleichsschicht ist der Einsatz kontaminierter Materialien möglich. Je nach Bundesland sind unterschiedlich starke Kontaminationen möglich. Ein gewisses

Problem besteht in der Inkompatibilität zwischen den Spezifikationen des LAGA-Merkblattes „Anforderungen an die stoffliche Verwertung von Reststoffen – Technische Regeln“ und den Zuordnungskriterien der TA Abfall bzw. Siedlungsabfall. Durch die Verwendung als Baustoff wird aus dem Verbringen der kontaminierten Stoffe in die Deponie eine „Verwertung“. Dadurch wird es möglich diese Stoffe über die Grenzen der Bundesländer hinaus zu verwenden.

| <b>Funktion</b>                                                  | <b>Landschaftliche Einbindung</b>  | <b>Bebauung oder industrielle Nutzung</b> |
|------------------------------------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------------|
| Oberflächenabschluß                                              | Bewuchs und Rekultivierungsschicht | Tragschicht                               |
| Drainage des versickernden Wassers                               | Drainagesystem                     |                                           |
| Verhinderung des Eintretens von Wasser und des Austritts von Gas | Dichtungssystem                    |                                           |
| Höhenausgleich, Auflager der Dichtung, Gasfassung                | Gasgängige Ausgleichsschicht       |                                           |

Tabelle 1: Komponenten einer Oberflächenabdichtung

Bei vielen Baumaßnahmen, bei denen Oberflächenabdichtungen zu erstellen sind, wird der Anbieter beauftragt, der am meisten bzw. die am kontaminiertesten Reststoffe einsetzen kann. Diese werden mit sogenannten Negativpreisen kalkuliert, da die Deponierung kontaminierter Stoffe Einnahmen erzielt.

Die gasgängige Ausgleichsschicht hat bei dem Einsatz von Asphalt auch die Aufgabe eines Verdichtungsauflegers für die untere Asphaltsschicht. In den meisten Fällen wird es notwendig sein, eine Asphalttragschicht anzuordnen. Sie wird dann erforderlich, um durch eine Verdichtung in der Dichtungasphaltsschicht einen Hohlraumgehalt von unter 3% zu erreichen.

Aus eigener, einschlägiger Erfahrung geben Schellenberg & Schellenberg (2000) Empfehlungen für einzuhaltende  $E_{v2}$ -Moduli. Sie schlagen zwei ungebundene, gasgängige Schichten zwischen der Oberkante des Abfalls und der Asphaltabdichtung vor. Die erste

dient als Profilierungsschicht mit einer Schichtstärke von mindestens 30cm, die zweite als ca. 30cm starke Tragschicht für die erste Asphaltsschicht. Eine sehr kostengünstige Alternative wird mit einer temporären Oberflächenabdichtung der Deponie Bochingen vorgestellt, bei der unterhalb einer bituminösen Dichtschicht Teergranulat verwendet wird. Teer ist aufgrund seiner Herstellung aus Steinkohle gesundheitsschädlich, bringt also auch Negativpreise. Ein Aufbruch der Dichtung ist nicht geplant. Für die endgültige Dichtung ist lediglich das Aufbringen einer einlagigen Dichtungsschicht vorgesehen. Eine Überbauung mit Drainage und Rekultivierungsschicht ist zur Einbindung in das Landschaftsbild jederzeit möglich. Als temporäre Abdichtungen werden auch Geotextilien mit Bitumenanspritzung angewendet, Hock (1999), Bräcker (2000). Ein Nachteil besteht gegebenenfalls in dem aufwendigen Rückbau dieser Dichtung. Bräcker sieht Asphaltabdichtungen gemäß Zulassung vorbehaltlich eines projektspezifischen Eignungsnachweises als möglichen Ersatz der mineralischen Dichtung für die Deponieklasse I und als Ersatz der Kunststoffdichtungsbahn und eines Teils der mineralischen Dichtung für die Deponieklasse II. Hock (1999) berichtet von der geplanten Erprobung einer Asphaltabdichtung mit untenliegender Kapillarsperre.

Eine zweilagige Ausführung mit versetzten Nähten ist auch aus Gründen der Qualitätssicherung an der Basis nach DIBt-Zulassung vorgeschrieben. Der Bau zweilagiger Dichtungen mit zwischenliegender Drainageschicht zu Kontrollzwecken ist ebenso wie der Einsatz eines elektrischen Dichtungskontrollsystems möglich. Um Böschungsneigungen bis zu 1:1,5 zu realisieren, kann die Drainageschicht auch bitumengebunden ausgeführt werden. Die Kombinierbarkeit von Asphaltabdichtungen mit bindig mineralischen Dichtungen ist entgegen Schuhbauer (1994) möglich und vielfach ausgeführt worden, siehe dazu Schade (1992), Franke et al. (2000).

#### **4. Beanspruchungen von Asphaltabdichtungen für Deponien**

Aus den projektspezifischen Parametern Morphologie der Oberfläche, Setzungsverhalten des Untergrundes und des Müllkörpers, klimatologische Exposition sowie Temperaturentwicklung des Abfalls werden die wichtigsten Beanspruchungen des Oberflächenabdichtungssystems abgeleitet.

In der Zulassung für bituminöse Basisabdichtungen des DIBt (1996) sind für den dort beschriebenen Dichtungsasphalt Anhaltswerte für die innere Reibung und die Kohäsion angegeben worden. Unter gewissen Einschränkungen z. B. bezüglich der Böschungsneigung und Temperatur können damit Standsicherheitsnachweise geführt werden. Für die Planung von Oberflächenabdichtungen bilden diese Hinweise eine geeignete Grundlage. Die numerische Simulation z. B. durch Verwendung der Finite-Elemente-Methode ist anders als bei der Planung und Überwachung von Baugruben bislang nicht möglich. Inwieweit der Aufwand für solche Rechnungen in Anbetracht der Unwägbarkeiten des Abfalls und der Fülle von notwendigen Eingangsdaten gerechtfertigt ist, erscheint fraglich.

An einigen Deponien sind zum Teil umfangreiche Temperaturmessungen im Deponiekörper und in den Dichtungen durchgeführt worden. Die Temperaturentwicklung beruht in erster Linie auf chemischen und biologischen Umsetzungsprozessen im Abfall. Temperatureinwirkungen können in zweifacher Hinsicht kritisch für bituminöse Dichtungen wirken. Zum einen können relativ hohe Temperaturen über 40 °C die Standsicherheit im Böschungsbereich herabsetzen. Dies ist in der Planung der Deponiegeometrie, der Zusammensetzung der bituminösen Baustoffe, der Zusammensetzung bzw. Vorbehandlung des Abfalls und der Verfüllung einer Deponie zu beachten. Die zweite Beanspruchung liegt in sehr tiefen Temperaturbereichen bis zu 0 °C. Hier kommt es zu einer immer spröder werdenden Materialantwort des Asphalts. Die Verformbarkeit nimmt in diesen Temperaturbereichen rapide ab, so daß es eher zu Schäden an Dichtungen in Folge Setzungen kommen kann. Dies gilt insbesondere für Oberflächenabdichtungen, da hier sowohl am ehesten mit Temperaturen nahe dem Gefrierpunkt als auch mit den größten Setzungen zu rechnen ist.

Aus der zeitlichen Entwicklung der Setzungen des Deponiekörpers und des Untergrundes ist der Zeitpunkt und der Ort der maximalen Dehnungsgeschwindigkeit und Dehnung zu ermitteln. Dazu ist es erforderlich den Verformungsverlauf sowohl über die Zeit als auch über die Kontur der Dichtung zu interpolieren. Sollten die ermittelten Dehnungen bzw. Dehnungsgeschwindigkeiten zu hoch sein, besteht die Möglichkeit den Deponiekörper zu verdichten. Dies kann bei schlechten oder nicht vorhandenen Basisabdichtungen zu einem erhöhten Austritt von Sickerwasser führen.

Wenn im Rahmen gesonderter, projektspezifischer Untersuchungen ermittelte oder die in Bild 1 angegebenen Verformungswerte für Oberflächenabdichtungen aus Asphaltbeton

angesetzt werden, ist ein Nachweis der Frosteindringtiefe immer erforderlich. Gemäß TA Siedlungabfall ist eine Oberflächenabdichtung ohnehin derart zu bemessen, daß es zu keiner Durchfrostung von Komponenten der Dichtung kommen kann. Dies ist bei der Verwendung des frostsicheren Asphalts nicht nötig, wenn bezüglich der Verformbarkeit keine Anforderungen zu erfüllen sind, wie dies im Rahmen von Altlastensanierungen vorkommen kann.

## **5. Die Verformbarkeit von Dichtungsasphalt**

### **5.1 Allgemeines**

Neben Kostenfragen liegt der wichtigste Grund für die Ablehnung von Asphaltoberflächenabdichtungen in der weitläufigen Ansicht, Asphaltbeton sei nicht verformbar genug. Diese Aussage läßt sich bislang kaum quantifizieren.

In Kooperation mit dem Fachgebiet Straßenbau wird am Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der TU Berlin zur Zeit das DFG-Forschungsvorhaben „Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verformungs-, Relaxations- und Reißverhalten von Deponiedichtungsasphalt“ bearbeitet. Es wird die Problemstellung der Verformbarkeit von Dichtungsasphalt bei Erhaltung der Dichtwirkung unter deponietypischen Bedingungen verfolgt. Die Zielstellung besteht in der Quantifizierung von zulässigen Dehnungen von Dichtungsasphalt. Die Bestimmung der Sicherheit gegen mechanisches Versagen erfordert die Kenntnis des Spannungsdehnungsverhaltens und von Bruchkriterien des Baustoffes Asphalt. Die Kenntnis einer mechanischen Versagenssicherheit hat Auswirkungen auf die Planung der Ausgleichs-, Rekultivierungs- und Drainageschicht und auf die Beurteilung der Notwendigkeit zur Änderung der konstruktiven Ausbildung der Dichtungsschicht bzw. für Maßnahmen zur Setzungsminimierung des Abfalls.

### **5.2 Erkenntnisse aus dem Asphaltwasserbau**

Zur Bestimmung des Zusammenhanges zwischen Verformung und Verlust bzw. Gewährleistung der Dichtwirkung von Asphaltbeton ist für den Wasserbau der sogenannte Van-Asbeck-Versuch entwickelt worden, der von Haas verbessert wurde, van Asbeck (1968), Haas (1992). Eine mit Wasser bedeckte 6cm dicke Asphaltbetonplatte mit einem

Durchmesser von 50cm wird in einen Drucktopf dergestalt eingebaut, daß sie ihn ohne Umläufigkeiten in einen oberen und einen unteren Bereich trennt. Unterhalb des Asphalts ist eine mit Glaskugeln unterlagerte Sandschicht angeordnet. Die obere Hälfte des Drucktopfes wird mit Luftdruck belastet, der alle 30 Minuten um 0,5bar auf 3,0bar erhöht wird. Simultan werden alle 15 Minuten Glaskugeln aus der trichterförmigen Unterseite des Drucktopfes heraus gelassen. Dadurch drückt sich der Asphalt in eine Setzungsmulde. Im Versagensfall kann der Asphalt sich nicht mehr rißfrei verformen, so daß Risse entstehen und Wasser an der Unterseite des Topfes heraustritt. Nach Abschluß des Versuches wird die Platte ausgebaut und vermessen. Dabei hat sich ergeben, daß bei einer Temperatur von ca. 25 °C ein Verhältnis der Durchsenkung in Plattenmitte zum Durchmesser von 1:10 keine Beeinträchtigung der Dichtwirkung hervorruft. Für die Beurteilung der Verformbarkeit von Oberflächenabdichtungen sind diese Ergebnisse irrelevant. Durch den erheblichen Versuchsaufwand und Schwierigkeiten bei der Vermeidung von Umläufigkeiten mußte auf eine systematische Variation der Temperatur, der Belastungsgeschwindigkeit und des Materials verzichtet werden. Dieser findet in der Zulassung des DIBt keine Anwendung und ist für die Entwicklung eines Berechnungsansatzes für diese Problematik ungeeignet.

### **5.3 Vorschriften der Zulassung für Deponiebasisabdichtungen**

Zur Verformbarkeit von Dichtungsasphalt für Deponien liegen sehr eng gefaßte Angaben vor, die auf einer Untersuchung aus dem Jahre 1996 basieren. Sie sind in die Zulassung für bituminöse Deponiebasisabdichtungen eingegangen, DIBt (1996). Darin ist die Grenzzugdehnung eines Dichtungsasphaltes, bis zu der Dichtigkeit besteht, mit 1,5% angegeben. Dieser Wert wurde mit einer Dehnungsgeschwindigkeit von 0,005%/min bzw.  $8,3 \cdot 10^{-7}/s$  ermittelt. Die Ermittlung der Bruchdehnungen erfolgte gemäß der Technischen Prüfvorschrift für das „Verhalten von Asphalt bei tiefen Temperaturen“ der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen FGSV. Die dort beschriebene Testmethode ermöglicht lediglich einachsiale Prüfungen. Die Werte wurden bei einer Temperatur von 10°C ermittelt. Dies ist für Basisabdichtungen ein geringer Wert. Für Oberflächenabdichtungen sollte der ungünstigste Wert mit 0°C angesetzt werden. Es wurde ein Dichtungsasphalt entsprechend den Vorschriften der Zulassung mit einer nicht weiter spezifizierten ungünstigen Mischgutzusammensetzung geprüft. Für die Ermittlung der Bruchdehnung sind der geringst zulässige Bitumengehalt von 6,5%, das sprödeste

zulässige Bitumen B 65 und der maximal zulässige Hohlraumgehalt von 3,0% ungünstige Werte. Im Rahmen der projektspezifischen Eignungsprüfung sind laut Zulassung keine Untersuchungen zur Verformbarkeit vorgeschrieben.

#### **5.4 Neuere experimentelle Untersuchungen**

Aufgrund der thermoviskosen Eigenschaften des Baustoffes Asphalt ist die Belastungsgeschwindigkeit und die Temperatur für das mechanische Verhalten von entscheidender Bedeutung.

Für Asphaltbeton gelten zwei von einander unabhängige mechanische Versagenskriterien: Das Erreichen einer kritischen Spannung bei schnellerer oder schlagartiger Belastung und das Erreichen einer maximal möglichen Dehnung bei langsamer Belastung. Die Setzungen von Oberflächenabdichtungen können so langsam ablaufen, daß eine kritische Spannung u. U. nie erreicht wird, und der Asphalt seine maximal mögliche Verformbarkeit erreichen kann.

Kompositionelle Merkmale werden auf der sicheren Seite liegend für den ungünstigsten Fall einer geböschten Oberflächenabdichtung berücksichtigt. Daraus ergibt sich eine für die Verformbarkeit ungünstige bindemittel- und füllerarmer Mischung.

Es werden u.a. weggesteuerte, triaxiale Extensions- und Kompressionsversuche sowie Biegeversuche durchgeführt, die der Übertragung der Ergebnisse der Elementversuche auf Strukturen mit kombinierter Druck- und Zugbelastung dienen.

##### **5.4.1 Triaxialversuche**

Der Versuchsaufbau besteht aus einer Triaxialzelle mit einer externen Temperierung des Zellwassers. Der horizontale Hauptspannungszustand wird durch Zellwasser aufgebracht, das durch Luftdruck belastet ist. Das Zellwasser wird durch ein spiralförmiges Rohr, durch das kontinuierlich Kühlflüssigkeit strömt, temperiert. Die Fixierung des Probekörpers erfolgt durch Kleben der unteren und oberen Stirnseiten an Adapterstücke, die starr mit dem Boden der Versuchszelle bzw. dem Stempel, der aus dem Kopf der Triaxialzelle herausführt, verbunden sind.

Es ist zwischen dem Bruchzustand im mechanischen Sinne und dem Verlust der Dichtwirkung zu unterscheiden. Ein Versagen im Sinne der Dichtigkeit wird mittels einer

elektrischen Ridedektion experimentell erfaßt. An einem während der Herstellung der Probekörper mittig eingebauten Draht wird die elektrische Spannung gegenüber dem Zellwasser gemessen. Da der Asphalt keinen Strom leitet, ist die deutliche Verringerung des elektrischen Widerstandes des Probekörpers ein Zeichen dafür, daß Zellwasser an den im Inneren der Probe befindlichen Draht gelangt und somit die Probe undicht geworden ist. Alle Versuche, die mit dieser Ridedektion durchgeführt wurden, zeigen, daß die mechanische Festigkeit im Sinne des Erreichens der maximalen Spannung vor dem Verlust der Dichtigkeit auftritt. Dieses Phänomen kann daher als Materialeigenschaft des Dichtungsasphalts aufgefaßt werden. Die Maße der Probekörper sind mit  $4 \times 4 \times 16\text{cm}^3$  die in der Technischen Prüfvorschrift für das „Verhalten von Asphalt bei tiefen Temperaturen“ der FGSV vorgeschlagenen. Die Versuche werden mit  $0^\circ$ ,  $10^\circ$  und  $20^\circ\text{C}$  und Seitendrcken bis zu 2bar durchgeführt. Letztere führen zu erheblich größeren Bruchdehnungen, so daß einachsiale Bedingungen den ungünstigeren Fall darstellen. Dies ist nicht zu verwechseln mit dem Unterschied zwischen einachsialer und zweiachsialer Biegung. Hier ist der zweiachsiale Fall der kritischere, da es sich im mechanischen Sinne um eine zweiseinig „tragende“ Platte handelt, die naturgemäß steifer ist als eine einsinnig tragende Platte, die sich wie ein entsprechender Balken verhält.

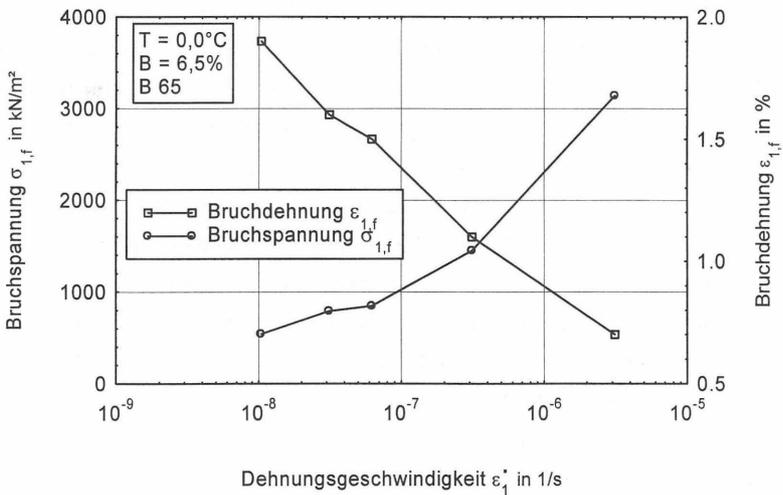


Bild 1: Ergebnisse von Extensionsversuchen an Dichtungsasphalt

In Bild 1 sind mit den maximal erreichbaren Zugdehnungen und Zugspannungen im Bruchzustand die Ergebnisse von weggesteuerten Extensionsversuchen dargestellt. Der Seitendruck wird nur durch den hydrostatischen Druck der Temperierungsflüssigkeit in der Zelle gebildet. In Relation zur Bruchspannung ist er quasi Null. Die Temperatur liegt bei 0°C. Dies ist für Oberflächenabdichtungen der ungünstigste Wert, wenn man von einer Frostfreiheit der Dichtung ausgeht. Man erkennt die starke Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit. Die Bruchdehnungen sind nicht durch Wiederholungsversuche statistisch abgesichert. Sie sollten u. a. deswegen für die Bemessung zusätzlich zur möglichen bzw. gewünschten Sicherheit mit dem Faktor 0,85 abgemindert werden.

#### **5.4.2 Biegeversuche**

Um die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Triaxialversuche auf Biegebeanspruchung einer kritischen Prüfung unterziehen zu können, werden Biegeversuche durchgeführt. Das Ziel der Versuche besteht darin, die Krümmung und Randfaserdehnung des verwendeten Asphalts zu bestimmen, die vor dem Eintreten einer Undichtigkeit eintritt. Es wird das Versagen durch den Verlust der Dichtigkeit nicht als Wasserdurchtritt durch den gesamten Querschnitt sondern mit dem Eindringen von Wasser in den Querschnitt definiert.

Der balkenförmige Probekörper mit einem Querschnitt 6 x 6 cm<sup>2</sup> und einer Länge von 60 cm liegt über seine gesamte Länge auf einer zu Beginn des Versuchs horizontalen Unterlage aus einem Metallblech. Die Unterlage des Bleches ist in der Mitte auf einem Auflager mit einer Ausrundung befestigt. Die Enden werden von einem Gestänge gehalten, das mittels einer Gewindestange gleichmäßig abgesenkt werden kann. Der Balken und dessen Unterlage sind in einem temperierten Wasserbad angeordnet.

Das Blech wird im Laufe des Versuches symmetrisch an beiden Enden nach unten gedrückt. Dadurch erfährt die Unterlage des Balkens und nach einiger Zeit auch der Asphaltbalken in Folge seines Eigengewichtes unter Auftrieb eine stetig veränderliche Krümmung, deren Maximum in der Mitte liegt.

Die Versuchstemperatur schwankt zwischen 25 und 40°C. Dadurch wird eine Versuchsdauer von einigen Wochen erreicht.

Die Dedektion der Undichtigkeit erfolgt wie bei den Triaxialversuchen durch den Einbau eines Drahtes in den Probekörperquerschnitt, dessen elektrische Spannung zum

Temperierwasser gemessen wird. Mit Eintreten der Wasserdurchlässigkeit verringert sich durch den Kontakt des Wassers mit dem Draht im Inneren des Probekörpers die elektrische Spannung. Somit ist ein eindeutiges, reproduzierbares Bruchkriterium festgelegt.

Der Probekörper liegt auf der Seite, auf der er in den Stahlschalungen hergestellt wurde. Die Längsseiten sind Schnittflächen aus der Probekörperherstellung, so daß die Splittkörner wie in einem Dünnschliff sichtbar werden. Die Auswertung erfolgt über die Vermessung der Verschiebungen einzelner Körner. Dazu werden beide Längsseiten jeweils unverformt und verformt eingescannt. Aus diesen Bildern wird mit geeigneter EDV die Randfaserdehnung gemessen. Dabei ist zu beachten, dass eine Verformung lediglich zwischen den starren Körnern auftreten kann. Die Ergebnisse eines Versuchs sind in Bild 2 dargestellt.

Außerdem wird der am stärksten gekrümmte Abschnitt am gezogenen Rand des Balkens an einen Kreis angepaßt. Aus der gemessenen Länge der unverformten und verformten Strecke, die an den Kreis angenähert wurde, und dem Radius des Kreises wird die Randfaserdehnung rechnerisch abgeschätzt. Daraus ergibt sich eine Randfaserdehnung von 8,6%.

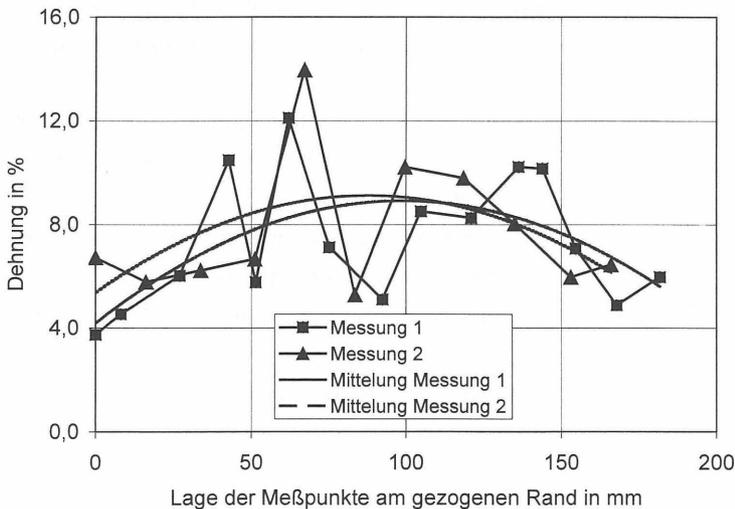


Bild 2: Ergebnisse eines einachsialen Biegeversuchs an Dichtungasphalt

Die in dem hier vorgestellten Versuch ermittelten Dehnungen sind nur unter folgenden Voraussetzungen auf in-situ Verhältnisse übertragbar:

- Die gezogene Seite hat eine geschlossene Oberflächenstruktur. Dies sicherzustellen, ist insbesondere an der Unterseite der Dichtung problematisch.
- Die Biegung ist einachsig.
- Die Verformung erfolgt so langsam bzw. unter so geringen Lasten, daß nicht das Erreichen einer kritischen Spannung sondern das Erreichen einer kritischen Dehnung zum Versagen des Asphalts führt.

Von weiterem Interesse ist die zweiachsiale Beanspruchung und die Stauchung des Asphaltbetons in Folge einer Flächenreduzierung durch Setzungen unterhalb einer gewölbten Schale. Die zweiachsiale Biegung einer flächenhaften Dichtung ist kritischer als die einachsiale, da es durch die zweite Tragrichtung zu einer erheblichen Versteifung des Systems kommt. Eine Veranschaulichung bieten hier die aus der Plattentheorie bekannten Drillmomente, die zu geringerer Durchbiegung und bei eingepprägten Verformungen zu einer Erhöhung der Steifigkeit und somit größeren Schnittlasten führen. Wie sich dieser Effekt auf die Bruch- bzw. Rißvorgänge im thermo-viskoplastischen Asphalt auswirkt, läßt sich zur Zeit sicher nur experimentell belegen. Voruntersuchungen zu dieser Fragestellung sind geplant.

Zur Stauchung in Folge von Setzungen des Untergrundes sind einachsiale Kompressionsversuche durchgeführt worden, die ein günstigeres Bruchverhalten vermuten lassen, als bei einer Extensionsbeanspruchung.

Dehnungsgeschwindigkeiten, die zu keinen kritischen Spannungen führen, sondern eine Relaxation des Materials während der Belastung ermöglichen, so daß die maximal mögliche Dehnung erreicht wird, können für eine Temperatur von 0°C bislang nicht angegeben werden.

Aussagen über den Einfluß einer Bitumenalterung sind auf der Grundlage von Versuchsergebnissen zur Zeit noch nicht möglich.

## **6. Entscheidungskriterien für bzw. gegen bituminöse Oberflächenabdichtungen**

Es werden – ohne Anspruch auf Vollständigkeit – einige asphaltspezifische Eigenschaften geschildert, die in der Anwendung als Oberflächenabdichtung besondere Vor- oder Nachteile mit sich bringen.

### **6.1 Befahrbarkeit**

Die Tatsache, daß es sich bei Asphalt um einen relativ robusten und sehr flexibel einsetzbaren Baustoff handelt, genügt ihm besonders im Deponiebau zum Vorteil. So kann eine bituminöse Dichtungsschicht auf seine Standfestigkeit hin optimiert werden und in einen Straßenaufbau integriert werden, siehe dazu Schellenberg & Schellenberg (2000).

### **6.2 Morphologie der Oberfläche**

Morphologische Aspekte wie Böschungfläche und –neigung oder Verschneidungslinien können u. U. so verwinkelt bzw. klein ausfallen, daß eine Anpassung an die meist mehrere Meter breiten Bahnen eines Fertigers zur Asphaltherstellung unverhältnismäßig aufwendig wäre.

### **6.3 Transportentfernung für Erdbaustoffe**

Dieser Punkt stellt im Vergleich zu bindig mineralischen Abdichtungen einen wichtigen Aspekt dar. Durch die große Bedeutung des Asphalts im Straßenbau, ist in der Bundesrepublik ein flächendeckendes Netz von Asphaltmischanlagen vorhanden, während natürliche Lagerstätte geeigneter bindiger Materialien sehr unterschiedlich dicht verteilt anzutreffen sind. Dieser Punkt war einer der Hauptgründe für die Anwendung von Asphalt beim Bau der Zwischen- und Oberflächenabdichtung der Deponie „Weißer Weg“ in Chemnitz.

## 6.4 Böschungsneigung

Als Vorteil von Asphaltabdichtungen wird oft die hohe mögliche Böschungsneigung genannt. Dadurch kann das zur Verfügung stehende Deponievolumen erheblich vergrößert werden. Für Böschungen mit Neigungen von 1:1,5 ist allerdings auch eine spezielle Maschinenteknik erforderlich, mit der nur wenige Firmen Erfahrung aufweisen können. Für Oberflächenabdichtungen ist dies nicht so relevant wie bei Basisabdichtungen, weil oft dem Abfall die für diese Neigungen erforderliche Standsicherheit nicht zugeschrieben werden kann.

## 6.5 Reparierbarkeit

Als Vorteil wird oft die Reparierbarkeit von Asphaltabdichtungen genannt. Dies setzt allerdings voraus, daß ein Versagen der Oberflächenabdichtung festgestellt und lokalisiert werden kann. Dies dürfte ohne Dichtungskontrollsystem auch bei offenliegenden Asphaltabdichtungen nur bei im wahrsten Sinne des Wortes offensichtlichen Schäden möglich sein. Die Versuchsergebnisse der weggesteuerten Triaxialversuche mit elektrischer Rißdedektion deuten darauf hin, daß es zum Verlust der Dichtigkeit kommen kann, ohne daß augenscheinlich erkennbare Risse auftreten.

## Literatur

van Asbeck, W. F. (1968), Bitumen im Wasserbau, Band 2, Verlagsanstalt Hüthig und Dreyer Mainz Heidelberg

August, H. (1994), Abdichtungssysteme mit Asphalt, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Forschungsbericht 201 – Deponieabdichtungssysteme, Statusbericht

August, H. (1995a), Deponieabdichtungssysteme mit Asphalt, Stellungnahme zu den Anmerkungen von Dr.-Ing. H. Haas zum Forschungsbericht 201 der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Asphalt 7/95

- August, H. (1995b), Gleichwertigkeitsbetrachtungen an Basisabdichtungsvarianten, Einige Richtigstellungen und Anmerkungen zum Beitrag in Müll und Abfall 10/94, S. 679-684, Müll und Abfall 1/95
- Bräcker, W. (2000), Aktuelle Beurteilung der Eignung von Materialien und der Gleichwertigkeit von Systemen zur Oberflächenabdichtung von Deponien in Niedersachsen, Tagungsband "Oberflächenabdichtungen für Deponien", Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik TU Berlin
- Demmert, S., Steffen, H., Asmus, D. (1994), Gleichwertigkeitsbetrachtungen an Basisabdichtungsvarianten, Müll und Abfall 10/94
- DIBt (1995), Grundsätze für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen in Deponieabdichtungssystemen, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- DIBt (1996), Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung "Deponieasphalt für Deponieabdichtungen der Deponieklasse II", Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- Franke, J., Savidis, S., Holl, H.-G., Stoffregen, H. (2000), Die Wechselwirkung von Asphalt mit der mineralischen Dichtung in einer Kombinationsabdichtung für Deponien, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 51
- Geiseler, W.-D., Frohnauer, R., Torkuhl, C., Funk, I., Gröger, M., Kuhlmann, W. (1996), Asphalt-Wasserbau Speicherbecken, Schriftenreihe STRABAG Nr. 51
- Pfiffner, H.P., Hock, H. (1994), Asphaltwasserbau – eine Sparte des Damm- und Deponiebaus, Walo Bertschinger AG, Zürich
- Haas, H., Bikar, R. (1973), Untersuchungen über den Einfluß der Dichte auf die Wasserdurchlässigkeit von Asphaltbetonen, STRABAG Schriftenreihe 9. Folge Heft 1
- Haas, H. (1983), Zur Eignung und Optimierung von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Staudämmen, Teil 1 und 2 Bitumen 3/83 und 4/83
- Haas, H. (1995a), Deponieabdichtungssysteme mit Asphalt, Anmerkungen zum Forschungsbericht 201 der Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung, Bitumen 1/95

- Haas, H. (1995b), Abschließender Kommentar zur Stellungnahme von Prof. Dr. H. August, Asphalt 7/95
- Hock, E. (1999), Abschluß und Rekultivierung an Altdeponien in Baden-Württemberg – aktueller Stand und Ziele, 9. Karlsruher Deponie- und Altlastenseminar Oberflächenabdichtungen für Deponien und Altlasten
- Schuhbauer, A. (1994), Asphaltbeton als Basisabdichtung von Deponien?, Bautechnik 71, Heft 9
- Steffen, H. (1993), Gutachten über die Eignung von Asphalt für die Herstellung von Deponieabdichtungen
- Steffen, H., Demmert, S., (1995), Stellungnahme zu den Anmerkungen von Herrn Prof. Dr.-Ing. H. August, Müll und Abfall 1/95
- Steffen, H., Schiffer, J. (1997), Asphalt dichtungen im Deponiebau, Abfallwirtschafts-journal 4/97
- Schellenberg, K., Maurer, W. (1992), Asphalt dichtung in Deponien – Hausmülldeponie Oberndorf-Bochingen, Bitumen 1/92
- Schellenberg, K., Schellenberg, P. (2000), Oberflächenabdichtungen aus Asphalt, Tagungsband "Oberflächenabdichtungen für Deponien", Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik TU Berlin
- Vater, E. J. (1995), Eigenschaften von Asphaltbeton für die Anwendung in Deponieabdichtungen – Stand der Beratungen im DIBt, Asphaltabdichtungen im Deponiebau, expert verlag, Renningen-Malmsheim

Dipl.-Ing. Jörg Franke

Prof. Dr.-Ing. Stavros A. Savidis

Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der TU Berlin

Straße des 17. Juni 135, 10623 Berlin

e-mail: joerg.franke@tu-berlin.de

savidis@tu-berlin.de

# **Asphaltoberflächenabdichtung, oder die Möglichkeit der gewerblichen und industriellen Weiternutzung einer oberflächengedichteten Altdeponie**

Dipl.-Ing. Hannes Nolte

## **1.0 Einleitung**

Der Gesetzgeber fordert gem. §36 Kreislaufwirtschafts-/Abfallgesetz (KrW-/AbfG) von Betreibern und Eigentümern von Altdeponien, diese nach Ende des Einlagerungsbetriebes ordnungsgemäß zu schließen und zu rekultivieren, um mögliche Beeinträchtigungen der Umwelt durch Emissionen aus den Altdeponien zu minimieren. In den meisten Fällen wird diesen Forderungen dadurch Folge geleistet, daß eine Oberflächenabdichtung aus mineralischen Bodenmaterialien (min. Dichtung, Kapillarsperre), aus künstlichen Dichtungselementen (Kunststoffdichtungsbahnen, Bentonitmatten) oder Kombinationen aus diesen Dichtungselementen erstellt wird. Diese wird dann mit einer Entwässerungsschicht sowie Rekultivierungsboden überdeckt und begrünt. Damit wird eine Oberfläche geschaffen, die betriebswirtschaftlich nicht und eingeschränkt als Grünfläche genutzt werden kann.

Gerade jedoch bei Betriebs- und Industriedeponien, die auf Firmengeländen liegen, besteht für den Betreiber bzw. Eigentümer ein großes Interesse, diese Flächen nach Beendigung der Einlagerung nicht als Brachfläche ohne Nutzungsmöglichkeiten sondern als Betriebsfläche zu erhalten; vor allem dann, wenn nur begrenzte Flächen auf dem Betriebsgelände zur Verfügung stehen.

Im folgenden wird anhand einer ausgeführten Maßnahme beschrieben, in welcher Weise die Forderungen des Auftraggebers nach einer Weiternutzung einer gedichteten Deponiefläche planerisch und bautechnisch umgesetzt werden konnten.

## **2.0 Aufgabenstellung**

Die Seehafen Rostock Verwaltungsgesellschaft mbH (SHR) ist im Besitz der Liegenschaften im Seehafen Rostock, soweit diese nicht vertraglich an andere Unternehmen gebunden sind. Ihr obliegt der Unterhalt sowie die Vermarktung dieser Flächen.

Zu diesen Liegenschaften zählt auch die Fläche der ehemaligen Betriebsdeponie „Neue Deponie“, auf der zwischen 1976 – 1982 unsanktioniert und danach bis zur Schließung 1991 geordnet Betriebsabfälle in einer Größenordnung von ca. 100.000 m<sup>3</sup> verteilt auf eine Fläche von ca. 3,5 ha eingelagert worden sind. Bei diesen Abfällen handelt es sich im wesentlichen um Schiffsabfälle und sowie Betriebsabfälle aus den Arbeitsabläufen im Seehafen Rostock. Diese wurden teilweise vor der Ablagerung auf der Deponie auf sogenannten Brandplatten verbrannt. Die Deponie wurde aufgrund der Zusammensetzung der Abfälle als Altdeponie nach TA-Abfall eingestuft.

Aufgrund der Lage der Deponiefläche im zentralen Bereich des Hafengeländes sowie der verkehrstechnisch günstigen Anbindung war es oberstes Ziel der SHR, diese Fläche nach Schließung der Deponie für eine weitere betriebliche Nutzung offen zuhalten. Die Lage der Deponie ist in der nachfolgenden Abbildung 1 wiedergegeben.

Ursprünglich war vorgesehen, die Deponiefläche als Kohlelagerplatz umzugestalten, da unmittelbar neben der Deponie das Anfang der 90-iger Jahre neu errichtete Steinkohlekraftwerk der Hansestadt Rostock liegt. Diese Idee wurde jedoch im Zuge der Schließungskonzeption aufgegeben. Zur Bearbeitung der Schließungsplanungen wurden schließlich durch die SHR nachfolgende Vorgaben gemacht:

- Gewährleistung der Nutzbarkeit der Deponiefläche als Betriebsfläche gem. Betriebsklasse 3 (Flächenbefestigungen in Hafenanlagen) /1/ für Flächenlasten bis 100 kN/m<sup>2</sup> und Einzellasten bis 600 kN bzw. Straßenbauklasse 1 für Schwerlastverkehr,
- Nutzbarkeit der Fläche ohne arbeitsschutztechnische Einschränkungen (Deponiegas),
- Umlagerung von Abfällen auf dem Deponiekörper ist soweit möglich auszuschließen (teilweise besonders überwachungsbedürftige Abfälle),
- Verhinderung von Zutritt von oberflächennahen Grundwasser (Schichtenwasser) in den Deponiekörper sowie Minimierung des Sickerwasseraustrages aus dem Deponiekörper,
- Gewährleistung der Oberflächenentwässerung unter Berücksichtigung der ungünstigen Vorflutverhältnisse,
- Fertigstellung der Baumaßnahme in 1999.

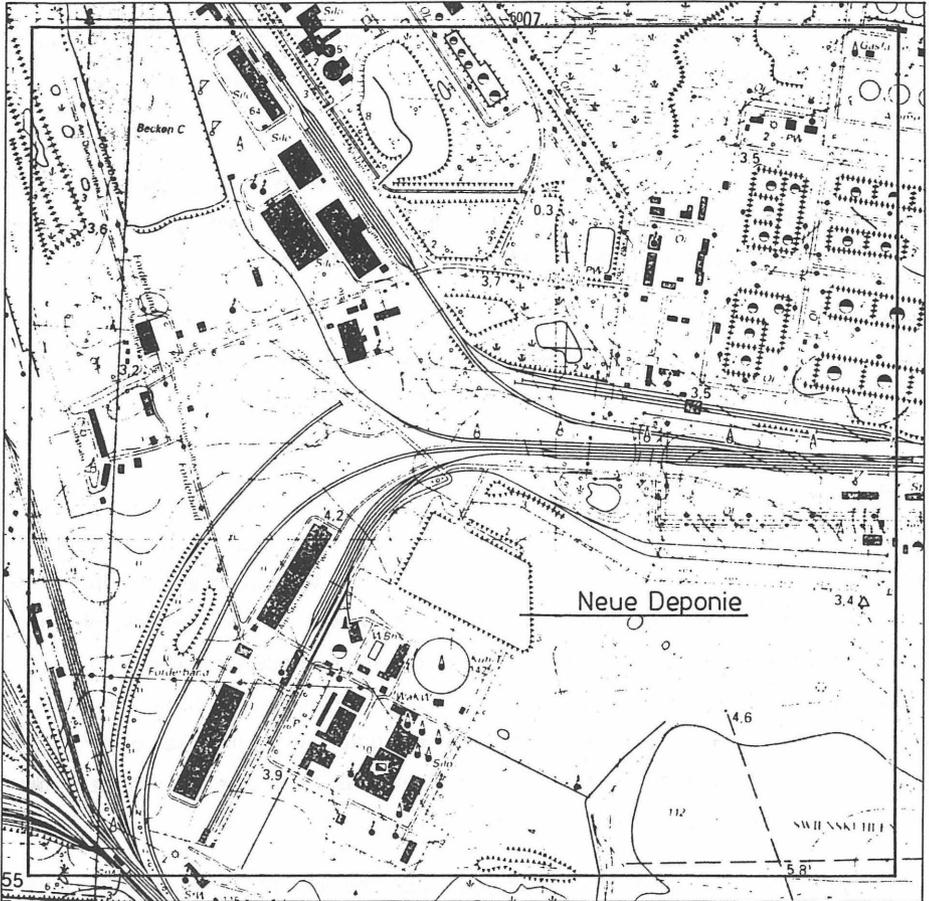


Abb. 1: Lageplan „Neue Deponie“ im Seehafen Rostock

### 3.0 Lösungsansätze

Aufgrund der Anforderungen an das Dichtungssystem, die aus den Vorgaben des Auftraggebers an die Deponieoberfläche resultierten, schieden die meisten im Deponiebau zum Einsatz kommenden Dichtungsmaterialien in diesem Fall aus, da sie nicht in der Lage sind, große Flächenlasten und vor allen Dinge hohe Punktlasten ohne Schädigung oder Zerstörung des eigentlichen Dichtungselementes aufzunehmen.

Unabhängig vom Dichtungselement war vorab die Frage zu klären, ob es überhaupt möglich ist, den Deponiekörper so zu profilieren und nachzuverdichten, daß er als Planum für die Oberflächenabdeckung dienen und gleichzeitig die Lasten aufnehmen kann, ohne größere Setzungen zu erfahren.

Um die Frage des Auflagers abschließend klären zu können, wurden im November 1998 insgesamt 48 Rammkernsondierungen über die Fläche verteilt niedergebracht, um die Abfallzusammensetzung und Mächtigkeit bestimmen zu können.

Desweiteren wurden zwei Testfelder angelegt, um Verdichtungsgeräte zur Nachverdichtung des Deponiekörpers ausprobieren zu können. In den Versuchen zum Einsatz gelangten ein 19 t- und ein 25 t-Schaffußvibrationswalzenzug sowie ein 36 t-Kompaktor.

Im Ergebnis dieser Versuche wurde festgelegt, daß ein einzelnes dieser o. g. Geräte allein kein ausreichendes Verdichtungsergebnis lieferte sondern die besten Verdichtungsergebnisse mit einer Gerätekombination aus Kompaktor und 19 t-Walzenzug erzielt wurden. Die versuchbegleitend durchgeführten Proctorversuche wiesen für die Gerätekombination Proctordichten von ca.  $\rho_{PR} = 100\%$  auf, die Ergebnisse der Plattendruckversuche zeigten  $Ev_2$ -Werte von 25 – 38 MN/m<sup>2</sup> auf. Die erzielten Verdichtungsergebnisse entsprachen zwar nicht den Vorgaben der RStO 86/89 /2/ in Bezug auf die Tragfähigkeit des Planums ( $Ev_2 \geq 45$  MN/m<sup>2</sup>), jedoch war davon auszugehen, daß durch einen verstärkten Tragschichtaufbau die nötige Tragfähigkeit erreicht werden würde.

Die Tragschicht, bzw. Frostschuttschicht gem. Straßenbau mußte gleichzeitig die Anforderungen aus dem Deponiebau für eine Gasdränageschicht erfüllen und sollte zur Erzielung der geforderten Tragfähigkeitseigenschaften in einer Schichtmächtigkeit von > 60 cm in 2 Lagen verdichtet eingebaut werden. An der OK profilierte Gasdränageschicht mußten gem. ZTVT-StB 95 /3/ ein  $Ev_2 \geq 120$  MN/m<sup>2</sup> sowie Proctordichten von  $\rho_{PR} \geq 103\%$  nachgewiesen werden.

Die eigentliche Oberflächenabdichtung sollte in Asphaltbauweise hergestellt werden. Für den Baustoff Asphalt liegt seit Juli 1996 die bauaufsichtliche Zulassung des Deutschen Institutes für Bautechnik (DIBT) vor, mit der Asphalt als Deponiebaustoff für die Deponieklasse II zugelassen wurde /4/.

Im Rahmen der bauaufsichtlichen Zulassung sind die Randbedingungen definiert worden, unter denen Asphalt zum Einsatz gelangen kann. Hierbei ist vor allem die Reduzierung des Volumengehaltes in der fertigen Asphaltabdichtung auf  $< 2$  Vol-% zu nennen.

Hierzu wird auf die Frostschutzschicht zuerst eine Deponieasphalttragschicht und dann in 2 Lagen eine Deponieasphaltbinderschicht aufgebracht, die den Anforderungen der DIBT genügt.

Infolge der deponiebaulichen Anforderungen an den Asphalt ist das Asphaltmischgut auch nach Verdichtung relativ weich, um einen möglichst geringen Hohlraumgehalt nach dem Einbau erreichen zu können. Dieses würde bei der vom Auftraggeber gewünschten dauerhaften Belastung des Deponiekörpers zu Fahrspuren und bei der Lagerung von Gütern mit hohen Punktlasten zu Beschädigungen im eigentlichen Dichtungssystem führen.

Zur Gewährleistung des Schutzes des Dichtungssystems sollte die gesamte Oberflächenabdichtung mit einer Straßenbetonfahrbahndecke gem. ZTV Beton-StB 1993 /5/ überbaut werden. Die Betonfahrbahndecke bietet den max. Schutz gegen Abrieb infolge Verkehrsbelastungen und führt dazu, daß Punktlasteinträge als Flächenlast in die Asphaltabdichtung eingetragen werden. Damit wird das eigentliche Dichtungssystem nicht gefährdet. Um Spannungen zwischen Asphaltabdichtung und Betonfahrbahn, die bedingt durch die unterschiedlichen Dehnungs-/Schrumpfungseigenschaften der Baustoffe Beton und Asphalt auftreten, zu verhindern, ist auf der Asphaltabdichtung flächendeckend ein Geotextil verlegt worden. Insgesamt hat die vorgeschlagene Abdeckungsvariante den in der nachfolgenden Abb. 2 dargestellten Aufbau.

Zusätzlich zur Oberflächenabdichtung war ein Entgasungssystem vorzusehen, das auch das in diesem Deponiekörper vorhandene Deponiegas faßt und gezielt ableitet. Diffuse Gasaustritte waren in jedem Fall zu vermeiden, da die Fläche zukünftig uneingeschränkt durch Personal begeh- und nutzbar sein mußte.

Aufgrund der geringen Abfallmenge, des Alters der Deponie und der zu erwartenden Deponiegasvolumenströme wurde eine aktive Entgasung mit anschließender Gasreinigung über Biofilter gewählt, da zu erwarten ist, daß durch die vollständige oberflächige Versiegelung mit einem wasserundurchlässigen Dichtungssystem die Gasproduktion im Deponiekörper mittelfristig zum Erliegen kommt.

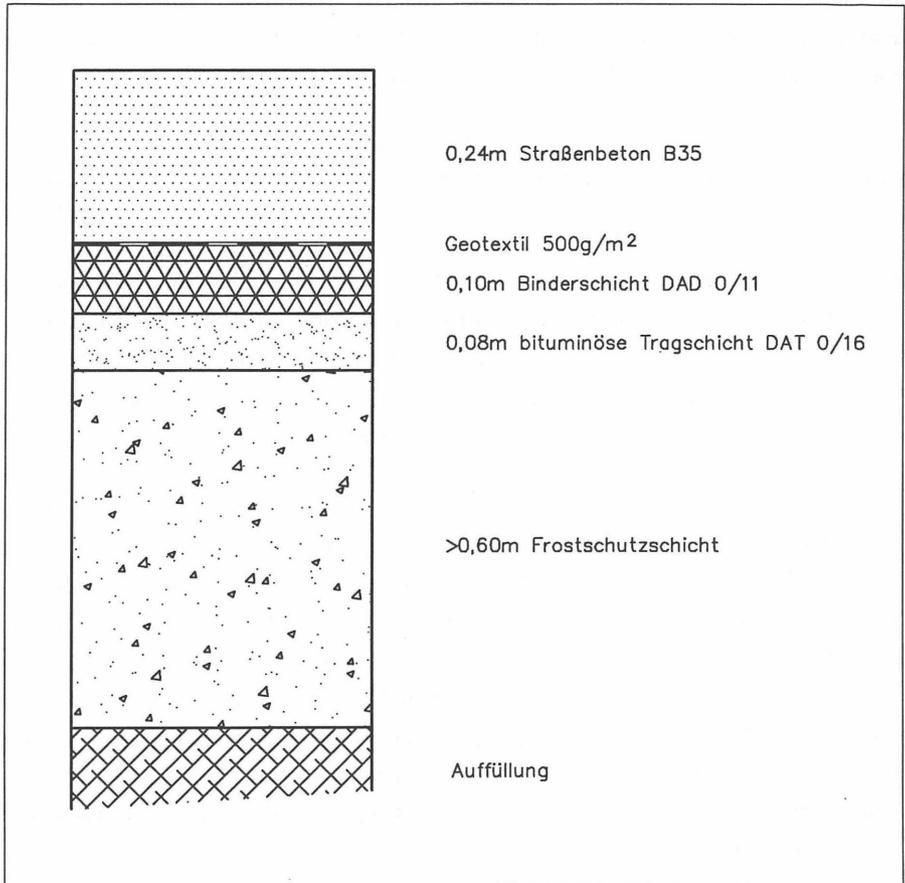


Abb. 2: Oberflächenabdeckung Betriebsdeponie "Neue Deponie"

Um den weiteren Zutritt von Schichtenwasser in den Bereich des Deponiekörpers zu unterbinden, wurde das vorhandene Grabensystem im Bereich der Deponie so ergänzt, daß der Deponiekörper von allen 4 Seiten mit einem Randgraben umschlossen ist. Die Grabensohlen binden hierbei überall in den flächendeckend im Untergrund vorhandenen Geschiebemergel ein.

Ein Teil des Randgrabensystems sollte zu einem Regenrückhaltebecken umgebaut werden, um das Oberflächenwasser von der Fläche zwischenspeichern und gedrosselt ableiten zu können. Durch das gewählte Dichtungssystem einschließlich der Entwässerung sollte der Sickerwasseranfall im Deponiekörper soweit gedrosselt werden, daß keine weiteren Maßnahmen zur Fassung des Sickerwassers erfolgen müssen. Die geplante Endgestaltung der Deponie ist in der nachfolgenden Abbildung 3 wiedergegeben.

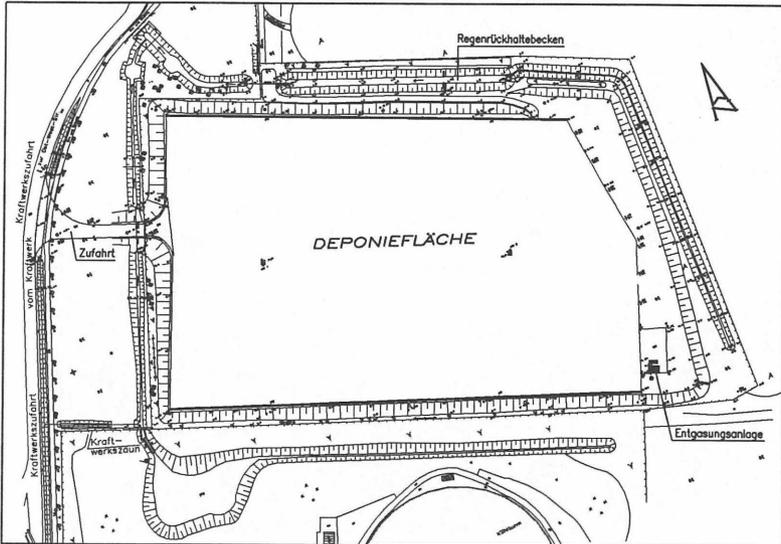


Abb. 3: Geplante Endgestalt der Deponie

#### 4.0 Bauausführung

Dem in Kapitel 3.0 beschriebenen System wurde in dieser Form im Mai 1999 durch die zuständige Genehmigungsbehörde zugestimmt. Gleichzeitig wurden im Mai 1999 die erforderlichen baurechtlichen und wasserrechtlichen Genehmigungen ausgesprochen. Bis Ende Juni konnten im Anschluß an die öffentliche Ausschreibung der Bauleistungen die bauausführenden Firmen bestimmt werden, so daß mit dem geplanten Baubeginn Anfang Juli 19 Kalenderwochen verblieben, um das Dichtungssystem fertigzustellen und 5 weitere Wochen, um Restarbeiten auszuführen.

Dem Problem der Tragfähigkeit des nachverdichteten Deponieplanums wurde dadurch begegnet, daß man oberflächlich zwischen 15 und 30 cm RC-Material (Abb.4) in das Planum einwalzte und somit eine günstigere Lastabtragung an der Oberfläche gewährleisten konnte.



Abb. 4: Einwalzen von RC-Material in das Deponieplanum

Nach Abschluß der Herstellung der Frostschutzschicht zeigte sich, daß der geforderte EV2-Wert  $> 120 \text{ MN/m}^2$  flächig nicht erreicht werden konnte. Auch eine Nachverdichtung mit schweren Walzen brachte keine Verbesserung. Erst durch den Einsatz von schweren Handrüttlern konnten die Tragfähigkeitseigenschaften wesentlich verbessert und flächig die geforderten Werte eingehalten werden. Durch die intensive Nachverdichtung der Gasdränageschicht wurden teilweise noch bis zu 40 cm Setzungen in den Deponiekörper eingetragen, die durch den überhöhten Einbau der Gasdränageschicht ausgeglichen werden mußten. Der Einbau des eigentlichen Dichtungssystems erfolgte in insgesamt 6 Arbeitstagen Anfang September, wobei meistens 2 Fertiger eingesetzt und zwischen 2.000 und 2500 t Asphalt pro Tag eingebaut wurden.

Hierbei ist anzumerken, daß die Einbauleistung durch die liefernden Asphaltmischwerke bestimmt wurden und nicht durch die Einbaugeswindigkeit, da aufgrund der vielfältigen Straßenbaumaßnahmen im Großraum Rostock nicht mehr Produktionskapazitäten für diese Baumaßnahme vorgehalten werden konnten. Im Laufe des Einbaus des Deponieasphalt kam es vereinzelt noch zu deutlichen Setzungserscheinungen an der Deponieoberfläche von bis zu 10 cm in der Asphalttragschicht und von bis zu 2 cm in der 2. Lage Asphaltbinderschicht. Auch hier erfolgte der Ausgleich der Setzungserscheinungen im wesentlichen durch den überhöhten Einbau der jeweiligen Schicht (Abb. 5).

Ab Mitte September konnte dann die Betonfahrbahndecke (Abb. 6) eingebaut werden, so daß die straßenbaulichen Arbeiten Ende November abgeschlossen waren. Gleichzeitig konnte zu diesem Zeitpunkt die Gasfassung (Abb. 7) in Betrieb genommen werden. Nach nunmehr 2 monatigen Betrieb der Gasfassung zeigt sich, daß trotz der Abdeckung noch immer eine Gasproduktion im Deponiekörper erfolgt, auch wenn bei Methangehalten zwischen 20 und 25 % davon auszugehen, daß der biochemische Abbau weit fortgeschritten ist und durch die Verhinderung des weiteren Zutritts von Wasser in den Deponiekörper mittelfristig zum Stillstand kommt.



Abb. 4: Ausgleich der Setzungen der Deponieasphalttragschicht durch überhöhten Einbau der Binderschicht



Abb.5: Einbau der Betonfahrbahn

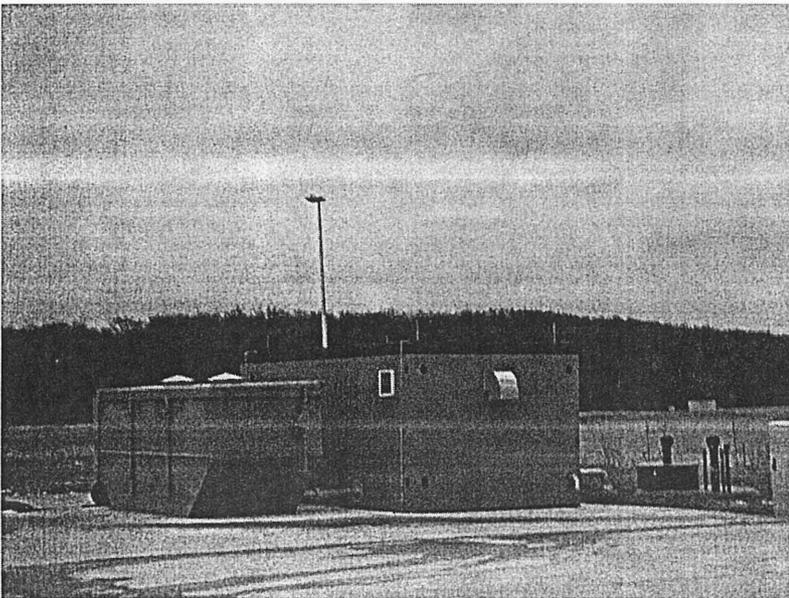


Abb. 6: Entgasungsanlage mit Biofilter

Nach abschließender Abrechnung der Baumaßnahme können die in der nachfolgenden Tabelle 1 genannten Kosten für das Dichtungssystem angegeben werden können.

| Kostenpunkt                            | DM/m <sup>2</sup> netto       |
|----------------------------------------|-------------------------------|
| Erdarbeiten einschl. Gasdränageschicht | 40,50 DM/m <sup>2</sup>       |
| Asphaltdichtung                        | 44,00 DM/m <sup>2</sup>       |
| Betonfahrbahndecke                     | 57,30 DM/m <sup>2</sup>       |
| Entwässerung                           | 13,70 DM/m <sup>2</sup>       |
| Entgasung                              | 11,80 DM/m <sup>2</sup>       |
| <b>Gesamtkosten</b>                    | <b>~ 168 DM/m<sup>2</sup></b> |

Tab. 1: Kostenübersicht Oberflächenabdichtungssystem

### 5.0 Zusammenfassung und Ausblick

Anhand des vorgestellten Deponiestandortes konnte aufgezeigt werden, daß angepaßt an die Wünsche der Deponiebetreiber und an die Standortbedingungen Lösungen zur Oberflächenabdichtung und Rekultivierung von Deponiestandorten gefunden werden können, die dem Gefährdungspotential und den Anforderungen der TA-Si Rechnung tragen. Es sollte an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, daß es sich bei der vorgestellten Oberflächenabdichtung um eine Einzelfalllösung handelt, die nicht ohne weiteres auf andere Deponiestandorte übertragbar sind.

Es macht z.B. keinen Sinn, einen ehem. Deponiestandort auf nicht standsicheren Untergrund abseits jeglicher Verkehrsanbindungen mit einer im Vergleich zu anderen Dichtungselementen sehr teuren Oberflächenabdichtung in Asphaltbauweise zu dichten, wenn die Anforderungen an das Dichtungselement über dessen Dichtungseigenschaften definiert werden müssen.

Anders verhält es sich, wenn, wie im Beispiel der ehem. Betriebsdeponie, es wirtschaftlich unbedingt erforderlich wird, eine ehem. Deponiefläche für zukünftige Nachnutzungen bzw. Folgenutzungen zu erhalten. In diesem Fall sind die vergleichsweise hohen Baukosten für eine Asphaltdichtung vertretbar.



## Literaturverzeichnis

- /1/ Flächenbefestigungen im Hafenbau  
Empfehlungen zur Ausbildung und Ausführung von Flächenbefestigungen im  
Hafenbau; Hafenbautechnische Gesellschaft e.V., Hamburg 1991
  
- /2/ RStO 86/89  
Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen, Ausgabe  
1986, Ergänzte Fassung 1999, Bundesministerium für Verkehr, Bonn 1986/1989
  
- /3/ ZTVT- StB 95  
Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im  
Straßenbau, Ausgabe 1995, Forschungsgesellschaft für Straßen- und  
Verkehrswesen, Köln
  
- /4/ Bauaufsichtliche Zulassung  
Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-67.11-1 vom 23.07.1996 für  
Deponieasphalt für Deponieabdichtungen der Deponieklasse II,  
Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin 1996
  
- /5/ ZTV-Beton-StB 1993  
Zemente für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton, Bundesministerium für  
Verkehr, Bonn 1993

### Autor:

Dipl.-Ing. Hannes Nolte  
Ingenieurbüro Birkhahn + Nolte  
Ingenieurgesellschaft mbH  
Büro Rostock  
Petridamm 26/27  
18146 Rostock  
Tel.: 0381 - 6371230  
Fax: 0381 - 6371234  
e-mail: bn.rostock@t-online.de

# **Deponie Cracauer Anger in Magdeburg Sicherung, Abdichtung und Rekultivierung einer Deponie und Einbindung in die Bundesgartenschau 1999**

## **Vorstellung eines Forschungsvorhabens zum Einsatz von geotextilen Dränelementen im Oberflächenabdeckungssystem**

Dr.-Ing., Dipl.-Wirtsch.-Ing., M.Sc. Peter Grubert  
Dipl.-Ing. Ralph Bosse  
GGU Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH  
Werner-von-Siemens-Ring 13 a  
39116 Magdeburg

---

### **Inhalt:**

1. Vorbemerkung
2. Deponie Cracauer Anger
  - 2.1 Hintergrund
  - 2.2 Geologie
  - 2.3 Gefährdungspotential
  - 2.4 Maßnahmen
3. Baumaßnahmen
  - 3.1 Allgemeines
  - 3.2 Die vorbereitenden Maßnahmen
  - 3.3 Das Oberflächenabdeckungssystem
4. Forschungsvorhaben
  - 4.1 Allgemeines
  - 4.2 Versuchsfelder
  - 4.3 Untersuchungsprogramm
5. Quellen

### **1. Vorbemerkung**

Die Siedlungsabfalldeponie "Cracauer Anger" in Magdeburg ist Ende 1998 stillgelegt worden. Seit 1997 werden Sicherungs- und Abdichtungsmaßnahmen durchgeführt. Die Deponie wird derzeit mit einer Oberflächenabdeckung und Rekultivierung versehen. Sie grenzt unmittelbar an das Ausstellungsgelände der Bundesgartenschau 1999 (BUGA) an

so daß Teilbereiche räumlich und konzeptionell in die Ausstellung integriert werden mußten. Die Bauherrenfunktion wird somit durch die BUGA 1999 GmbH wahrgenommen.

Die Arbeiten zur Rekultivierung werden vorraussichtlich Ende 2000 abgeschlossen sein.

Das Projekt ist im wesentlichen gekennzeichnet durch die Elemente Profilierung, Bodenaustausch und Randbereichsabdichtung sowie durch das Abdeckungssystem mit der zusätzlichen ausstellungsrelevanten Nutzung.

Nach einer allgemeinen Vorstellung des Projektes auf der Grundlage der Unterlagen des Planers wird über die Bauausführung aus der Sicht der Fremdüberwachung berichtet. Aus einer projektspezifischen Problemstellung zur Entwässerungsschicht entwickelte sich zudem ein Forschungsvorhaben, dessen Konzeption vorgestellt wird.

Die folgenden Ingenieurbüros waren bzw. sind an der Planung und Realisierung der Baumaßnahme beteiligt:

**Projektsteuerung:**

IPM- Ingenieurgesellschaft für  
Projektmanagement mbH  
Braunschweig

**Planung und Oberbauleitung:**

iwb Ingenieurgesellschaft mbH  
Braunschweig

**Fremdüberwachung (1. BA):**

Prof. Dr.-Ing Jessberger + Partner GmbH  
Leipzig

**Eigenüberwachung (1. BA):**

GGU Gesellschaft für Grundbau und  
Umwelttechnik mbH, Magdeburg

**Bauherrenvertretung:**

GPP Gesellschaft für Projektmanagement  
Magdeburg

**Bauüberwachung:**

ICL Ingenieurconsult Leipzig  
Leipzig

**Fremdüberwachung (2. BA):**

GGU Gesellschaft für Grundbau und  
Umwelttechnik mbH, Magdeburg

Dipl.-Min. W. Ruthmann Prüflabor für  
Kunststoff- und Deponietechnik  
Magdeburg

IPU Dr. Born-Dr. Ermel Ingenieurplanung für  
Umweltschutz, Freiberg  
(in Arbeitsgemeinschaft)

## **2. Deponie Cracauer Anger**

### **2.1 Hintergrund**

Die Deponie Cracauer Anger liegt im Auenbereich der Elbe zwischen der Alten Elbe und dem östlich gelegenen Umflutgraben. Sie wird im Westen und Norden durch ehemalige Kasernenanlagen der sowjetischen Streitkräfte, im Süden durch Gewerbeflächen und Kleingärten begrenzt. Sie umfaßt eine Fläche von ca. 44 ha.

Anfang der 50er Jahren entstand auf dem "Großen Cracauer Anger" in ehemaligen Tongruben, Teichen und Bombentrichtern eine wilde Müllkippe, die sich binnen kurzer Zeit zu einer ernstzunehmenden Haldendeponie entwickelte. Hinsichtlich dieser Problematik wurden die wilden Müllablagerungen im Jahre 1953 zur „Halde“ der Stadt Magdeburg erklärt. Die Betriebsgenehmigung zur Beschickung der Deponie erfolgte jedoch erst 1963 auf Grundlage des DDR-Rechts durch den Rat des Bezirkes Magdeburg.

Im Jahre 1978 wurde der Deponie Cracauer Anger der Status einer „geordneten“ Deponie zuerkannt, zu dem unter anderem die gezielte Kontrolle und Erfassung von Abfallarten gehörte. Aufgrund des Mangels an geeigneten Abdeckungsmaterialien und unzureichender Klassifizierung der angelieferten Abfallstoffe konnten die gestellten Anforderungen jedoch nicht eingehalten werden, so daß im Jahre 1989 der Status einer „geordneten“ Deponie aberkannt und eine Einstufung als „kontrollierte Ablagerung“ vorgenommen wurde. Nach Ratifizierung des Einigungsvertrages erfolgte 1993 seitens des Regierungspräsidiums Magdeburg die Anordnung zur Schließung der Deponie Cracauer Anger.

Mit den ersten Voruntersuchungen zur Stilllegung der Deponie wurde im Jahre 1993 begonnen. Die Eröffnung des Genehmigungsverfahrens zur Stilllegung des Deponiebetriebes erfolgte im Jahre 1995.

## **2.2 Geologie**

Die Geologie im Deponiebereich ist geprägt von einer oberflächennahen bereichsweise weichen Auelehmschicht, unter der sich quartäre Sande und Kies anschließen. Diese werden vom tertiären Magdeburger Grünsand mit Resten von Rupelton unterlagert. Im Liegenden ist klüftiges Festgestein aus Schluff-, Sand- und Tonsteinen ausgebildet.

Grundwasser fließt in den durchlässigen quartären Sanden und Kiesen in Richtung Nordwesten auf die Elbe zu. Es steht in geringem Abstand zur Geländeoberfläche (ca. 2.0 m uGOK) gespannt unter dem Auelehm an.

## **2.3 Gefährdungspotential**

Die Deponie verfügt nicht über eine Basisabdichtung im Sinne der TA Siedlungsabfall. Allein die Auelehmschicht stellt eine natürliche Barriere zur Minderung des Austritts von Sickerwasser dar. Insofern sind angesichts der grundwasserführenden quartären Sande und Kiese die Standortbedingungen ungünstig. Das durch den Deponiekörper sickernde Niederschlagswasser gelangte bisher in das Grundwasser, so daß die Gefahr des Schadstoffaustrags bestand. Dies wird durch die im Rahmen von Gefährdungsabschätzungen durchgeführten Untersuchungen bestätigt. Aufgrund des relativ hohen Anteils an eingelagertem Bauschutt und Bodenaushub ist die bislang nachgewiesene Grundwasserbeeinflussung nicht besorgniserregend. In jedem Fall ist jedoch der weitere Eintrag von Sickerwasser in das Grundwasser zu unterbinden.

## **2.4 Maßnahmen**

Aufgrund der genannten Rahmenbedingungen war eine Sicherung und Abdeckung der Deponie erforderlich. Dazu wurde ein Oberflächenabdeckungssystem sowie eine Randbereichsabdichtung geplant [1]. Begleitend werden über zahlreiche in der Umgebung errichtete Grundwassermeßstellen in regelmäßigen Zeitabständen Grundwasserproben entnommen und analysiert (Monitoring).

### 3. Baumaßnahmen

#### 3.1 Allgemeines

Zunächst wurden im Jahr 1997 die Bauarbeiten mit vorbereitenden Maßnahmen begonnen. Diese umfaßten die Bereiche:

- Profilierung der Deponieböschungen
- Untergrundverbesserung durch Bodenaustausch
- Herstellen der Randbereichsabdichtung
- Aufbauen eines Randdammes als Widerlager

Diese Arbeiten wurden 1999 abgeschlossen.

Im Jahre 1998 wurde mit der Herstellung der Oberflächenabdeckung begonnen. Als Oberflächenabdeckungssystem kam ein System aus folgenden Elementen zum Einsatz:

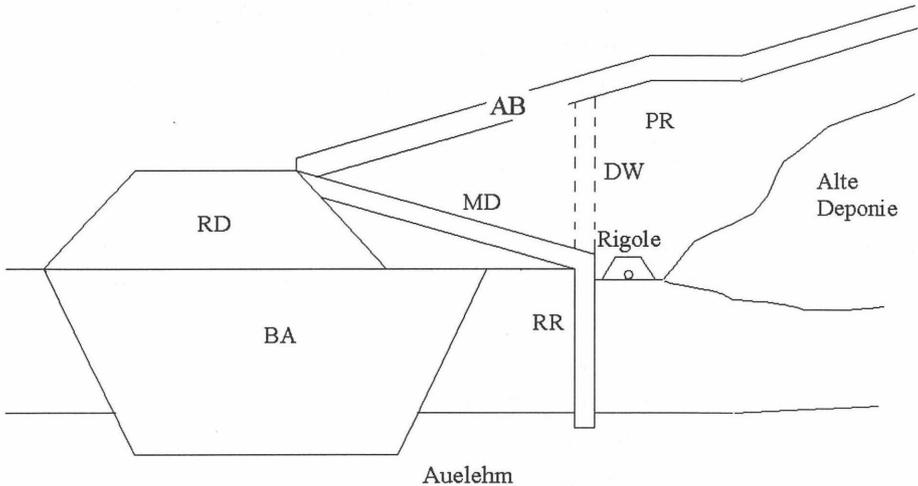
- Rekultivierungsboden
- Mineralische Dränschicht
- Kunststoffdichtungsbahn
- Gasdränschicht
- Ausgleichsschicht

Bis zum Beginn der Bundesgartenschau-Ausstellung am 23. April 1999 war die Nord- und Westseite der Deponieböschung mit einer Oberflächenabdeckung versehen und begrünt worden. Es erfolgte die konzeptionelle und räumliche Einbindung der Deponie in die BUGA 1999.

Nachfolgend werden ausgewählte Phasen der Bauarbeiten sowie die damit verbundenen Maßnahmen der Fremdüberwachung im Rahmen der Qualitätssicherung vorgestellt.

### 3.2 Die vorbereitenden Maßnahmen

Aufgrund der komplexen geologischen und geometrischen Randbedingungen waren insbesondere im Randbereich der Deponie umfangreiche vorbereitende Maßnahmen erforderlich [1]. Die Konzeption ist in nachfolgender Abbildung dargestellt:



PR = Profilierung mit Ausgleichsschicht  
RR = Randriegel  
MD = Mineralische Dichtung  
DW = Dichtwand

BA = Bodenaustausch  
RD = Randdamm  
AB = Abdeckungssystem

#### 3.2.1 Profilierung

Aus Gründen der Standsicherheit mußten die relativ steilen Deponieböschungen auf einheitliche Neigungen abgeflacht und ein tragfähiges Auflager für das Abdeckungssystem geschaffen werden. Dazu fand lokal eine Umlagerung des Mülls sowie großflächig der Aufbau einer Profilierungsschicht mit angeliefertem Fremdmaterial statt. Dazu kam schwach belasteter Boden sowie Recycling-Material zum Einsatz.

Die maximalen Auftragsmächtigkeiten betragen 8 m. Insgesamt wurden ca. 700.000 m<sup>3</sup> Boden angeliefert und eingebaut sowie ca. 200.000 m<sup>3</sup> Müll umgelagert. Die sehr umfangreichen Materiallieferungen erforderten den Aufbau eines Bodenmanagement-Systems, das in die Qualitätssicherung einbezogen wurde.

Die Maßnahmen zur Qualitätssicherung und des Bodenmanagement umfaßten zunächst Eignungsnachweise insbesondere zur chemischen Unbedenklichkeit (Z2) und eine intensive Anlieferungskontrolle. Diese Anlieferungskontrolle mußte sicherstellen, daß nur den Eignungsnachweisen entsprechende Materialien angenommen wurden. Sie wurde auf alle Materiallieferungen angewendet.

Der Einbau wurde durch baubegleitende Erdbaukontrollprüfungen überwacht. Anpassungen der Prüfungen waren bei der Müllumlagerung sowie beim Aufbau der ersten Einbaulage auf wenig tragfähigem Müll erforderlich.

### **3.2.2 Dichtwand**

Als Sicherungsmaßnahme war die Herstellung einer Randbereichsabdichtung erforderlich. Die ursprüngliche Planung sah vor, einen Randriegel, bestehend aus mineralischem Abdichtungsmaterial, als vertikales Dichtelement auszuführen. Dieses sollte an eine ebene mineralische Abdichtungslage angeschlossen werden.

Aufgrund des Bauablaufes sowie der zu Verfügung stehenden Bauzeit mußte mit diesen Bauteilen im Herbst/Winter begonnen werden. Die Witterungsempfindlichkeit der eingesetzten ausgeprägt plastischen Tone verursachte bald starke Behinderungen im Bauablauf. Zudem erwies sich die Herstellung des Randriegels bautechnisch als schwierig.

Nach einer Umplanung kam eine Dichtwand zur Ausführung. Sie wurde nach Einbau der Profilierungsschicht als 0,70m breite und 6m hohe Einphasendichtwand zwischen Randdamm und Deponiefuß hergestellt und bindet in den im Untergrund anstehenden Auelehm ein.

Die Anordnung der Dichtwand erforderte eine Herstellung in geschütteten Böden (Profilierung). Diese wiesen im Unterschied zu anstehenden Böden Inhomogenitäten hinsichtlich der Kornverteilung und Festigkeit auf, was bereichsweise zu erhöhten Sandanteilen in der Suspension führte. Die geforderten hohen Bruchstauchungswerte wurden dadurch bereichsweise vermindert, konnten jedoch akzeptiert werden.

Weiterhin wurden unerwartet anthropogene Hindernisse im Untergrund angetroffen, die beseitigt werden mußten. Dadurch entstanden vergrößerte und überbreite Dichtwandabschnitte.

### **3.2.3 Bodenaustausch**

Der umfangreiche und schnelle Aufbau der Profilierungsschicht und des Randdammes auf teilweise weichem Auelehm führt zu dem schnellen Aufbau und verzögertem Abbau von Porenwasserüberdrücken. Damit verbunden ist eine temporär geringe Scherfestigkeit dieses Bodens. Aus diesem Grund war der Austausch des weichen Auelehms sowie nicht ausreichend tragfähiger Auffüllungen durch grobkörnige Böden erforderlich. Dieser Bodenaustausch wurde im gesamten Randbereich der Deponie ausgeführt. Dabei war teilweise ein Arbeiten unterhalb des Grundwasserspiegels erforderlich. Zum Einsatz kam eine Bauweise mit temporärem Großtafelverbau.

Die Qualitätssicherung umfaßte in der Regel Erdbaukontrollprüfungen wobei die Prüfung insbesondere in Bereichen unterhalb des Grundwasserspiegels angepaßt werden mußte.

### **3.3 Das Oberflächenabdeckungssystem**

Das wesentliche Element zur ordnungsgemäßen Stilllegung ist die Oberflächenabdeckung. Diese wird oberhalb des Müllkörpers auf der Profilierung aufgebracht und gewährleistet einerseits eine Abdichtung gegen austretendes Deponiegas und andererseits eine Abdichtung gegen das Eindringen von Niederschlägen als Sickerwasser in den

Müllkörper. Dadurch wird der Austritt von dort befindlichen Schadstoffe in das Grundwasser unterbunden.

Aufgrund der ungünstigeren Standortbedingungen wurde eine Oberflächenabdeckung mit Kunststoffdichtungsbahn gewählt. Dadurch wird gegenüber anderen Oberflächenabdeckungskonzepten eine vollständige Sperrwirkung der Abdichtung erreicht.

Die Oberflächenabdeckung besteht aus den nachfolgend näher beschriebenen Elementen.

### **3.3.1 Profilierungs- bzw. Ausgleichsschicht**

Zusätzlich zu den im Rahmen der vorbereitenden Maßnahmen bereits durchgeführten Profilierungen waren nur geringe weitere Umlagerungen erforderlich. Auf der Profilierung wurde als Auflager des Abdeckungssystems eine Ausgleichsschicht aus gemischtkörnigen Material aufgebaut. Teilweise erfolgte ein Aufbau direkt auf profiliertem Müll. Erdbaukontrollprüfungen mußten hier gesondert und angepaßt erfolgen.

### **3.3.2 Gasdränschicht**

Oberhalb der Profilierungsschicht ist eine 30cm mächtige Gasdränschicht bestehend aus Sand 0/2mm angeordnet. Diese hat zur Aufgabe, das austretende Deponiegas zu sammeln, während es anschließend über das installierte Gasfassungssystem zur weiteren Verwendung dem Blockheizkraftwerk zugeleitet wird. Außerdem dient sie als Auflager für die Kunststoffdichtungsbahn.

Die Qualitätssicherung umfaßte hauptsächlich die Prüfung der Durchlässigkeit und Feinkörnigkeit.

### **3.3.3 Kunststoffdichtungsbahn**

Als Abdichtungselement in der Oberflächenabdeckung ist eine Kunststoffdichtungsbahn angeordnet. Die Qualitätssicherung umfaßte zum einen kunststoff- und schweißtechnische Prüfungen sowie die Sicherstellung der Schutzwirksamkeit angrenzender Schichten.

Oberhalb der Kunststoffdichtungsbahn wurde ein Vlies als Schutzlage verlegt.

### **3.3.4 Entwässerungsschicht**

Niederschläge, die auf der Oberfläche der Rekultivierungsschicht auftreffen, werden in Abhängigkeit von Vegetation und Bodenbeschaffenheit teilweise oberflächlich abfließen. Ein Teil gelangt über Versickerung in den Bodenwasserhaushalt der Rekultivierungsschicht. Hierbei kann wiederum ein Teil über Sickerwasseraustritt in die zwischen der Schutzschicht / Kunststoffdichtungsbahn und Rekultivierungsschicht angeordnete Entwässerungsschicht.

Ursprünglich war der Einsatz eines geotextilen Dränelementes vorgesehen, das die Funktionen der Schutzlage und der Entwässerungsschicht übernehmen sollte. Im Zuge der erforderlichen statischen und hydraulischen Betrachtungen und auch beim Probefeldbau konnte die Eignung nicht nachgewiesen werden. Insbesondere wurden die Nachweise zum Langzeit-Verformungs- und Durchlässigkeitsverhalten nicht akzeptiert.

Derartige Untersuchungen wurden in der Folge Gegenstand eines Großversuchs im Rahmen eines nachfolgend vorgestellten Forschungsvorhabens auf der Deponie.

Statt der geotextilen Dränmatte wurde eine mineralische Entwässerungsschicht aus 30 cm Kies 16/32 mm gemäß TA Siedlungsabfall eingebaut. Angesichts der großen anzuliefernden und einzubauenden Menge für 44 ha traten häufig Qualitätsprobleme auf. Diese betrafen hauptsächlich einbaubedingte Kornzertrümmerungen. Mehrere alternative Einbauverfahren kamen daher zum Einsatz. Im Rahmen der Qualitätssicherung erfolgten

schon vorab Prüfungen bei der Eingangskontrolle und an der Einbaustelle. Zahlreiche Nachbesserungen wurden erforderlich.

### **3.3.5 Rekultivierungsschicht**

Als oberste Schicht der Oberflächenabdeckung ist eine 80cm mächtige Rekultivierungsschicht angeordnet. Diese Schicht bildet somit den oberen Abschluß des Abdeckungssystems. Sie ist der Witterung und insbesondere Niederschlägen ausgesetzt. Der Wasserhaushalt dieser Schicht ist Gegenstand des nachfolgend beschriebenen Forschungsvorhabens.

Bei der Deponie Cracauer Anger kam bzw. kommt ein Gemisch aus gemischtkörnigem Boden mit Recycling-Anteilen zum Einsatz. Auf eine gesonderte Anordnung einer Mutterbodenschicht konnte aufgrund der vorhandenen Nährstoffgehalte verzichtet werden. Die Initialbegrünung der Deponieoberfläche erfolgt über ein Magerrasengemisch, das mit einem Anspritzverfahren aufgebracht wird.

Insgesamt werden ca. 360.000 m<sup>3</sup> Rekultivierungsboden eingebaut. Im Rahmen der Qualitätssicherung erfolgten vorab Prüfungen auf chemische Unbedenklichkeit (Z1) und bodenmechanische Eignung sowie baubegleitend u.a. die ständige Anlieferungskontrolle.

## **4. Forschungsvorhaben**

### **4.1 Allgemeines**

In Deponien eingelagerte Stoffe werden nach dem heutigen Stand der Technik nach dem Multibarrierekonzept eingekapselt. Neben weiteren gesetzlichen Bestimmungen werden hierzu insbesondere in der TA Siedlungsabfall verschiedene Standards aufgezeigt. Mit dem Ziel, Mensch und Natur vor Kontaminationen dauerhaft zu schützen, stellt die Oberflächenabdichtung ein wesentliches Element der Einkapselung dar. Oberflächenabdichtungssysteme von Deponien sollen langfristig dicht, standsicher, einfach herstellbar und wirtschaftlich sein.

Das abschließende Element des Oberflächenabdeckungssystems stellt die Rekultivierungsschicht dar. Sie ist der Witterung und insbesondere Niederschlägen ausgesetzt. Der Wasserhaushalt dieser Schicht wird durch zahlreiche Einflußgrößen wie z.B. Oberflächenabfluß, Evapotranspiration, Speicherung und Rückhalt sowie Sickerwasserabfluß bestimmt (siehe [4]). Es bestehen Möglichkeiten der quantitativen Abschätzung (siehe [5]).

Durch den stattfindenden Sickerwasserabfluß ist es erforderlich, unterhalb der Rekultivierungsschicht eine Entwässerungsschicht anzuordnen. Nach TA Siedlungsabfall wird hierzu eine 30 cm mächtige Kiesschicht vorgesehen. Dabei ergibt sich die Mächtigkeit hauptsächlich aus erdbautechnischen Erwägungen und weniger als Ergebnis von Wasserhaushaltsbetrachtungen. Diese mineralische Entwässerungsschicht stellt somit einen relativ großen Verbrauch natürlicher Ressourcen dar.

Alternativ besteht die Möglichkeit, diese Entwässerungsschicht mit Geokunststoffen bzw. „Dränmatten“ herzustellen. Zur Beurteilung der Eignung sowie zur Bemessung dieser Geokunststoffe bekommen Wasserhaushalts-Berechnungen unter Berücksichtigung des Systems Rekultivierungsboden-Entwässerungsschicht zunehmend Bedeutung.

Mit dem Einsatz geotextiler Kunststoffe werden weiterhin Problemstellungen zum Langzeitverhalten aufgeworfen, die schon bei den herkömmlichen Abdichtungssystemen bzgl. der Kombinationsabdichtung diskutiert wurden, hier jedoch einen neuen Stellenwert

erhalten. Dies betrifft u.a. das Langzeit-Verformungsverhalten, -Standsicherheit und Transmissivität.

Die Wirksamkeit und die Kosten derartiger Systeme können durch stärkere Berücksichtigung aller objektspezifischen Randbedingungen und der Wechselwirkungen der Systemkomponenten sowie durch Weiterentwicklung der zum Einsatz kommenden Geokunststoffe optimiert werden.

Die bisherige labortechnische Nachweisführung zur Eignung von Dränmatten als Bestandteil von Oberflächenabdeckungssystemen hat leider gezeigt, daß aufgrund fehlender praxisorientierter Langzeituntersuchungen, insbesondere über die im Einbauzustand auftretenden Effekte, wie z. B. Verminderung des in der Sickerschicht ankommenden Niederschlagswassers aufgrund der vollständigen Ausbildung einer Vegetation, und wegen uneinheitlicher Vorgaben bei den Prüfinstituten nicht nur sehr unterschiedlich gearbeitet wird, sondern von den Genehmigungsbehörden der Länder unterschiedliche Forderungen in der Nachweisführung erhoben werden.

Dies ist zum Teil in den unzureichend erforschten Grundlagen des Zusammenwirkens der Abdichtungbestandteile, vor allem aber in den oben genannten Effekten begründet. Hinzu kommen aufgrund teilweise fehlender Standardisierung gravierende versuchs- und meßtechnische Unterschiede.

Angesichts dieser Problemstellung erscheint die Untersuchung am Gesamtsystem Rekultivierungsschicht-Entwässerungsschicht im Großversuch unter Einbeziehung von Betrachtungen zum Wasserhaushalt und Langzeitverhalten sinnvoll. Innerhalb des dazu eingerichteten Forschungsvorhabens werden in begrenzten Abschnitten im Rahmen von Versuchsfeldern Langzeituntersuchungen hinsichtlich Standsicherheit und Dränleistung unter Einsatz verschiedener geotextiler Dränmatten durchgeführt. Es ist vorgesehen, die Leistungsfähigkeit der einzelnen Dränmatten über einen Zeitraum von mindestens fünf Jahren zu untersuchen und zu dokumentieren.

Die Gesamtlaufzeit des Forschungsvorhabens ist abhängig von den produktspezifischen Untersuchungsergebnissen, wobei eine Versuchsdauer von 15 - 20 Jahren angestrebt wird.

Die Planung sieht vor, vier unterschiedliche geotextile Dränmatten der nachfolgend genannten Hersteller in vorab definierte Versuchsfelder einzubauen.

- Bermüller & Co. GmbH, Nürnberg
- Geolining Abdichtungstechnik GmbH, Hamburg
- Colbond Geosynthetics GmbH, Wuppertal
- Gebrüder Friedrich GmbH, Salzgitter

Als Referenzfeld dient dabei ein gleichfalls definiertes, bereits fertiggestelltes Versuchsfeld, in dem der Regelaufbau mit Kies 16/32 mm als Dränschicht nachempfunden ist.

Weitere am Forschungsvorhaben beteiligte Firmen sind:

- Hochtief Umwelt GmbH, Frankfurt am Main (Vermessung und Erdbau)
- Forschungszentrum Karlsruhe (Feuchtigkeitsmeßsystem „Taupe“)

Die wissenschaftliche Leitung und Betreuung des Forschungsvorhabens erfolgt durch die folgenden Institutionen:

- Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB TU BS)
- GGU Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH, Magdeburg (GGU)
- Prüflabor Dipl.- Min. W. Ruthmann, Magdeburg

Alle Probennahmen, Feld- und Laboruntersuchungen werden durch die o. g. Institutionen geplant und durchgeführt.

## 4.2 Versuchsfelder

Die Versuchsfelder sind im Südbereich der Deponie auf einer Böschung oberhalb der mineralischen Dränschicht (Kies 16/32 mm) angeordnet. In diesem Bereich liegt eine Böschungslänge von ca. 30 m vor, die eine Neigung von 1:3,6 aufweist. Die Breite des Versuchsfeldes beträgt 2 Kunststoffdichtungsbahnen bzw. 10m.

Um äußere, unbeabsichtigte Einflüsse weitestgehend zu minimieren und aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten, sind die Versuchsfelder gegeneinander bzw. gegenüber der restlichen Oberflächenabdeckung abgegrenzt. Dies ist durch eine KDB-Wanne erreicht worden, die die Versuchsfelder einrahmt, wobei ein vorab installierter Holzrahmen als temporäres Stützelement für den Einbauzustand dient.

Zum Schutz der mineralischen Dränschicht (Kies 16/32 mm) und als Auflage für die KDB-Wanne wird anstelle des Trennvlieses ( $400 \text{ g/m}^2$ ) ein Schutzvlies mit einem Flächengewicht von  $1.000 \text{ g/m}^2$  eingebaut.

Während der Durchführung des Forschungsvorhabens muß der Schutz der im Regelquerschnitt verlegten Kunststoffdichtungsbahn gewährleistet sein. Die Versuchsfelder werden oberhalb der im Regelaufbau angeordneten mineralischen Dränschicht hergestellt und haben den folgenden Aufbau:

- Rekultivierungsschicht mit Feuchtigkeitsmeßsystem
- Dränmatte des jeweiligen Herstellers bzw. Schutzvlies  $1000 \text{ g/m}^2$  und Kies 16/32 im Referenzfeld
- KDB-Wanne
- Schutzvlies  $1000 \text{ g/m}^2$  statt  $400 \text{ g/m}^2$

Für alle innerhalb des Forschungsvorhabens zum Einsatz kommenden Baustoffe und Materialien liegen Eignungsnachweise und Prüfzertifikate der jeweiligen Hersteller vor. Für die Herstellung der Felder kommen ausschließlich Geräte zum Einsatz, die auch für den Aufbau des regulären Oberflächenabdeckungssystems vorgesehen sind.

Nach Abschluß des Forschungsvorhabens (min. 5 Jahre) werden die Versuchsfelder vollständig zurückgebaut. Hierzu wird der Rekultivierungsboden entfernt und seitlich zwischengelagert. Der Versuchsfeldaufbau inklusive der eingesetzten Meßtechnik wird bis Oberkante Schutzvlies  $1000 \text{ g/m}^2$  entfernt. Anschließend erfolgt die Verfüllung mit dem Rekultivierungsboden, so daß der Regelaufbau wie in den übrigen Bereichen des Oberflächenabdeckungssystems vollständig hergestellt ist.

### **4.3 Untersuchungsprogramm**

#### **4.3.1 Zielsetzung**

In den letzten Jahren sind seitens verschiedener Hersteller für die Oberflächendränage von Deponien und vergleichbarer Baugewerke Alternativprodukte zur mineralischen Dränschicht (Kies) entwickelt worden. Während Nachweise hinsichtlich Schutzwirksamkeit, Filterstabilität etc. in Laboruntersuchungen erbracht werden konnten, ist ein praxisgerechter Nachweis der Langzeitstabilität bzw. des Langzeitverformungsverhaltens grundsätzlich problematisch, da derzeit nur wenige Anwendungsfälle bekannt sind und entsprechende Langzeituntersuchungen fehlen.

Ziel des Forschungsvorhabens ist es, Untersuchungen an den beschriebenen Versuchsfeldern hinsichtlich der genannten Problematik durchzuführen, um nach Ablauf von mindestens 5 Jahren Aussagen über die nachfolgend genannten Eigenschaften der eingesetzten Geotextilien zu erhalten:

- Langzeitstabilität hinsichtlich Dränfähigkeit, Transmissivität
- Verformungsverhalten hinsichtlich Standsicherheit während der Einbauphase
- Langzeitverformungsverhalten hinsichtlich Standsicherheit während der geplanten temporären Abdeckungsphase

Neben den Langzeituntersuchungen in situ sind jährliche Aufgrabungen der Versuchsfelder vorgesehen, um Proben der Dränmatten zu entnehmen und labortechnisch zu untersuchen.

Nach Zusammenstellung und Auswertung der gewonnenen Daten, sollen die Ergebnisse des Forschungsvorhabens einerseits eine fundierte Aussage über die Langzeitstabilität bzw. das Langzeitverformungsverhalten der einzelnen geotextilen Materialien erlauben und damit eine Möglichkeit bieten, einen Gleichwertigkeitsnachweis der Dränmatten gegenüber der mineralischen Dränschicht zu führen, andererseits Verbesserungsmöglichkeiten der einzelnen Produkte aufzeigen, um in Zukunft den Einsatz geotextiler Produkte zu fördern.

#### 4.3.2 Meßtechnik

Der Niederschlag wird mit Hilfe einer vor Ort installierten Wetterstation kontinuierlich aufgezeichnet. Desweiteren werden folgende Wetterdaten aufgezeichnet:

- Temperatur
- Relative Luftfeuchte
- Windgeschwindigkeit
- Strahlungsbilanz

Zur Aufstellung der Wasserhaushaltsbilanz in der Rekultivierungsschicht ist die Messung der einzelnen bestimmenden Elemente erforderlich. Dazu wird oberhalb der Dränmatten (bzw. der mineralischen Dränschicht im Referenzfeld) das Feuchtigkeitsmeßsystem „Taupe“ des Forschungszentrums Karlsruhe installiert. Hierzu werden drei horizontale Meßebenen innerhalb der Rekultivierungsschicht angeordnet, die die Feuchtigkeitsänderung über den Gesamtquerschnitt erfassen. Die Messungen werden kontinuierlich durchgeführt und mittels Datenlogger aufgezeichnet. Alle für das Meßsystem notwendigen Leitungen verlaufen innerhalb der Rekultivierungsschicht, so daß eine Beeinträchtigung des Oberflächenabdeckungssystems (Regelaufbau) ausgeschlossen ist.

An den jeweiligen Fußpunkten der Versuchsfelder ist die Anordnung einer Drän-Meßeinheit vorgesehen, die an einer Rohrdurchführung in der KDB-Wanne installiert wird. Mit Hilfe dieser Meßeinrichtung soll der Sickerwasserabfluß der einzelnen Dränmatten im

Feldversuch untersucht werden. Das anfallende Dränagewasser wird nach Quantifizierung in die vorhandene Abflußrinne am Böschungsfuß abgeleitet.

Zur Messung der Dickenänderung wird ein einfaches Meßsystem eingesetzt, daß im Interesse der Dauerhaftigkeit keine elektrischen Komponenten enthält. Dickenänderungen während der Einbauphase und während des Untersuchungszeitraumes (min. 5 Jahre) werden daher mechanisch erfaßt. Dazu wird ein Dickenmeßtaster in dem Dränmattenaufbau installiert, dessen Auswertung oberhalb der Rekultivierungsschicht erfolgt.

Bei dem System werden je eine Platte unter und über die Dränmatte eingebaut. Anschließend kann der Einbau der Rekultivierungsschicht auf der gesamten Fläche ungehindert durchgeführt werden. Durch vorheriges Einmessen und eine eingebaute Ortungshilfe werden die Meßplatten aufgegraben, ohne ihre Lage zu verändern oder die Auflast zu entfernen. Danach wird an die obere Platte ein Meßrohr angebaut und die Meßstrecke zur unteren Platte hergestellt. Abschließend wird der Boden lagenweise händisch um das Rohr herum wieder eingebaut.

### 4.3.3 Vorläufiger Untersuchungsumfang

Das Untersuchungsprogramm für die zum Einsatz kommenden geotextilen Dränmatten beinhaltet die folgenden Prüfungen bzw. Prüfintervalle.

| Nr. | Prüfung                         | Versuche                                                 | Versuchsort | Häufigkeit                          |
|-----|---------------------------------|----------------------------------------------------------|-------------|-------------------------------------|
| 1   | Materialtechnische Untersuchung | Zugversuch, Dichtebestimmung, Oxidationsschädigung       | Labor       | Vor Einbau (Nullwertermittlung)     |
| 2   | Langzeitverformungsverhalten    | Langzeit-Kriechstand, schiefe Ebene                      | Labor       | Versuchsdauer 1.000-2.000 h         |
| 3   | Dränleistung/ Transmissivität   | Messung d. Niederschlages und Messung d. Wasseraustrages | Feld        | Kontinuierliche Aufzeichnung        |
| 4   | Materialtechnische Untersuchung | Zugversuch, Dichtebestimmung, Oxidationsschädigung       | Labor       | Einmal pro Jahr                     |
| 5   | Materialtechnische Untersuchung | Zugversuch, Dichtebestimmung, Oxidationsschädigung       | Labor       | Nach Ablauf des Forschungsvorhabens |

Desweiteren sind folgende bodenmechanischen Laboruntersuchungen für jedes Versuchsfeld vorgesehen:

| Nr. | Prüfung             | Versuche                                              | Versuchsort | Häufigkeit     |
|-----|---------------------|-------------------------------------------------------|-------------|----------------|
| 1   | Kornverteilung      | Trockensiebung                                        | Labor       | 1x/Jahr        |
| 2   | Scherwinkel         | Direkter Scherversuch                                 | Labor       | 1x, Vor Einbau |
| 3   | Durchlässigkeit     | Durchlässigkeitsversuch                               | Labor       | 1x/Jahr        |
| 4   | Deklarationsanalyse | Deklarationsanalyse nach Sachsen-Anhalt-Liste (Eluat) | Labor       | 1x, Vor Einbau |

## 5. Quellen

- [1] iwv Ingenieurgesellschaft mbH, Braunschweig  
Unterlagen zu Genehmigungs- und Ausführungsplanung  
Deponie Cracauer Anger, 1997 – 1999
- [2] GGU Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH, Magdeburg  
Unterlagen zur Fremdüberwachung Deponie Cracauer Anger BA 2, 1998 – 1999
- [3] Forschungskonzeption zum Versuchsfeld „Dränmatte“ Deponie Cracauer Anger,  
GGU Magdeburg mbH, 1999
- [4] K. Ewald  
Betrachtungen zum Bodenwasserhaushalt von Deponieabdeckungen  
Studienarbeit im Leichtweiß-Institut für Wasserbau, 1997
- [5] Prof. Dr. G. Miehlich, Dipl.-Inform. Dipl. Geogr. K. Berger  
Validierung und Anpassung des Simulationsmodells HELP zur Berechnung des  
Wasserhaushalts von Deponien für deutsche Verhältnisse  
Schlußbericht zum BMFT Forschungsvorhaben, 1998

## Zur Tauglichkeit der Bruchstauchung mineralischer Dichtwandmassen als Ausschreibekriterium

Feeser, V., Hahn, T., Märten, A. und Mürdel, J.

### Kurzfassung

Der Bau von Dichtwänden mit hohen Qualitätsanforderungen setzt abgesicherte und reproduzierbare mechanische Parameter für das Qualitätsmanagement und als Vorgabe für die Ausschreibung voraus. Erfahrungen aus der Laborpraxis zeigen, daß trotz Anwendung von DIN 18136 zur Durchführung einaxialer Druckversuche die ermittelten Kennwerte einer erheblichen Streuung unterliegen.

Zur Abschätzung des Einflusses der Probenpräparation und Versuchsdurchführung auf die Ergebnisse einaxialer Druckversuche wurde eine vergleichende Untersuchung mit unterschiedlich steifen Dichtwandmassen durchgeführt. Bei einem Teil der Versuche erfolgte erstmalig eine direkte Aufnahme des Querdehnungsverhaltens.

Die Ergebnisse zeigen, daß (1) sowohl die Prüfkörperpräparation als auch die Versuchsdurchführung das mechanische Verhalten und damit die abgeleiteten Deformations- und Festigkeitsparameter signifikant beeinflussen, (2) die Bruchstauchung sich nicht als Maß zur Beschreibung der bruchlosen Verformbarkeit von Dichtwandmassen eignet. Zur Erzielung treffsicherer und reproduzierbarer Ergebnisse aus einaxialen Druckversuchen werden Festlegungen über die Vorgaben von DIN 18136 hinaus erforderlich. Vorschläge für eine Standardisierung der Prüftechnik und Kennwertangabe, welche eine objektivere Materialkennung für die Ausschreibung erlauben, werden gegeben.

### Einleitung

Die mechanischen Parameter einaxiale Druckfestigkeit und Bruchstauchung werden neben qualitativen Stoffkennzeichnungen als maßgebende quantitative Ausschreibungsgrößen für mineralische Dichtwandmassen benutzt. Dabei steht die Druckfestigkeit als Maß für die mechanische Stabilität, die Bruchstauchung als Maß für die bruchlose Verformbarkeit.

Der Bau von Dichtwänden mit hohen Qualitätsanforderungen erfordert abgesicherte und reproduzierbare mechanische Parameter für das Qualitätsmanagement. Um einen möglichst hohen Qualitätsstandard zu erreichen, werden die Versuche zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit und der Bruchstauchung nach DIN 18136 [1] durchgeführt. Darin sind definiert:

|                                                                                        |                                                        |
|----------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|
| <i>Einaxiale Druckfestigkeit</i> $q_u = \max \sigma$                                   | Höchstwert der einaxialen Druckspannung                |
| <i>Bruchstauchung</i> $\varepsilon_u$                                                  | Stauchung bei Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit |
| <i>Modul des einaxialen Druckversuchs</i><br>$E_u = \max \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ | Maximale Tangentenneigung der Druckstauchungs-Kurve    |

Erfahrungen aus der Laborpraxis zeigen, daß trotz Einhaltung der normativen Vorgaben die ermittelten Kennwerte einer erheblichen Streuung unterliegen, wobei die Varianz der Ergebnisse von  $q_u$  über  $\varepsilon_u$  nach  $E_u$  zunimmt. Diesem Umstand ist es u.a. vermutlich zu verdanken, daß sich letztlich die Bruchstauchung gegenüber dem Verformungsmodul als Ausschreibekriterium für die Verformbarkeit mineralischer Dichtwandmassen durchgesetzt hat. Im geotechnischen Versuchswesen ist jedoch auch bekannt, daß der absolute Betrag der Bruchstauchung vom initialen Stauchungsanteil überlagert wird, welcher maßgeblich von nicht materialabhängigen Faktoren abhängt, wie z.B. Prüfkörperpräparation und Art der Krafteinleitung in den Prüfkörper [2, 3].

Vor dem Hintergrund dieses Sachverhaltes stellen sich im Bereich der Qualitätssicherung mineralischer Dichtwandmassen zwei Fragen:

- Welche über die in DIN 18136 festgelegten Vorgaben hinaus, bezüglich Prüfkörperbehandlung und Prüftechnik, sind erforderlich, um eine bessere Reproduzierbarkeit der Kennwerte aus dem einaxialen Druckversuch erreichen zu können?
- Wie aussagekräftig ist die Bruchstauchung zur Beschreibung der bruchlosen Verformbarkeit bzw. Sprödigkeit? Gibt es alternative Kenngrößen mit besserer statistischer Absicherung?

Um diese Fragen zu klären, wurden in zwei Versuchsreihen mit jeweils unterschiedlichen Prüfmaschinen, Prüftechniken, Dichtwandfertigmischungen und Prüfkörperpräparation einaxiale Druckversuche bis zu einem Prüfalter von 90 Tagen durchgeführt [4]. Im Rahmen der zweiten Versuchsreihe erfolgte erstmalig die direkte Messung des Querdehnungsverhaltens mineralischer Dichtwandmassen. Der Hintergrund dieser Messung war zunächst die meßtechnische Absicherung von bisher nur abgeschätzten Poisson-Zahlen für kontinuumsmechanische Berechnungen. Andererseits lag der Messung die Überlegung zugrunde, über die Querdehnung, als einer von Prüfmaschineneinflüssen weitgehend unbeeinflussten Größe, eine im Gegensatz zur Bruchstauchung aussagekräftigere und reproduzierbarere mechanische Stoffcharakterisierung der bruchlosen Verformbarkeit bzw. der Sprödigkeit vornehmen zu können.

## **Material**

Die Versuche wurden mit drei unterschiedlichen Fertigmischungen folgender Spezifikation durchgeführt:

### *Dichtwandmasse M I*

Feststoffarme Dichtwandfertigmischung auf Natrium-Bentonit-Basis mit niedrigem Bindemittelgehalt

### *Dichtwandmasse M II*

Feststoffarme Dichtwandfertigmischung auf Natrium-Bentonit-Basis

### *Dichtwandmasse M III*

Feststoffreiche Dichtwandfertigmischung auf Calcium-Bentonit-Basis

## **Methodik**

### *Versuchsreihe 1*

Als Prüfmaschine wurde eine Universalprüfmaschine der Fa. Walter+Bai AG, Typ BP 100 eingesetzt, die aufgrund Ihrer Bauart auch im Grenzlastbereich von 100 kN nur geringe Eigenverformungen aufweist. Die Prüfmaschine besitzt eine servo-hydraulische Regelung. Der Druckstempel ist in einer Kalotte beweglich gelagert. Die im Druckstempel integrierte Kraftmeßdose entspricht Klasse 1 nach DIN 51227. Als Wegaufnehmer wurde ein induktiver Wegaufnehmer vom Typ TRS 100-A 502 (Auflösung 1/100 mm) verwendet. Die Meßwertaufnahme erfolgte kontinuierlich in einem Zeitintervall von 2,3 s bei einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von 0,2 % der Anfangshöhe des Prüfkörpers pro Minute.

Die Probekörper beider Versuchsreihen wurden einheitlich in Rohrschalen hergestellt und bis zum jeweiligen Prüftermin bei 20 °C und > 95 % relative Luftfeuchtigkeit gelagert. Sie hatten im Mittel einen Durchmesser von 100 mm und eine Höhe von 110 mm. Zu den jeweiligen Prüfterminen wurden die Probekörper mit einer Auspreßvorrichtung aus der Rohrschale gedrückt. In einem Arbeitsgang erfolgte mit Hilfe eines Stahllineals die Entfernung der oberen Weichschicht und der Abgleich der Probenoberseite rechtwinklig zur Probekörperachse.

### *Versuchsreihe 2*

In Versuchsreihe 2 wurden über die Vorgaben von DIN 18136 hinausgehende Präparations- und Prüfbedingungen angewendet. Zum Einsatz kam eine Universalprüfpresse Fabr. UTS 80 So (Steifigkeit  $1,2 \cdot 10^8$  N/m) mit elektro-mechanischem Spindeltrieb. Der Spindeltrieb erfolgte gesteuert mit einer konstanten Verfahrensgeschwindigkeit von 0,2 % der Anfangshöhe der Prüfkörper pro Minute.

- Die verwendete Prüfpresse besitzt planparallele und kippgesicherte Druckplatten, deren Oberflächen geschliffen und poliert sind.

Die Meßwertaufnahme der axialen Prüfkraft erfolgte elektrisch mittels Wägezellen Fabr. HBM C2-1t (Genauigkeit:  $\pm 1$  kg) bzw. HBM C2AD1 ( $\pm 10$  kg), die der Höhenmessung des Prüfkörpers mittels induktivem Wegaufnehmer Fabr. HBM W5K ( $\pm 5$   $\mu$ m).

- Die Aufnahme der lateralen Prüfkörperverformung in Prüfkörpermitte wurde über einen eigens entwickelten Scherentaster mit integriertem induktiven Wegaufnehmer Fabr. HBM 1-WET-1/2 ( $\pm 1 \mu\text{m}$ ) realisiert.

Zur Meßwertverstärkung diente ein Mehrkanal-Trägerfrequenzmeßverstärker Fabr. HBM KWS503.D. Die Datenaufnahme und -ablage erfolgte über einen Datenlogger Fabr. Delphin Top Message mit einer Frequenz von 5 Hz und 24 Bit Auflösung.

- Zur Prüfkörperpräparation wurden die Endflächen der Probenkörper mit einer Topfschleifmaschine planparallel und senkrecht zur Längsachse auf  $\pm 10 \mu\text{m}$  genau zueinander abgeschliffen. Die Endmaße der Prüfkörper betragen  $D = H \cong 100 \text{ mm}$ .
- Um ein hohes Maß an einer homogenen einaxialen Druckbeaufschlagung der Prüfkörper zu erreichen, wurde eine Zweischichtschmierung der Druckplatten auf Silikonbasis vorgenommen, wodurch sich die Flächenreibung zwischen Prüfkörper und Druckplatten weitestgehend ausschalten ließ.

## Ergebnisse

Das Untersuchungsergebnis wird exemplarisch anhand der Ergebnisse des 28-Tage-Prüftermins vorgestellt.

### *Spannungs-Stauchungs-Verhalten*

Abbildungen 1 bis 3 (Anhang) zeigen getrennt für jede untersuchte Dichtwandmasse in vergleichenden Auftragungen die Spannungs-Stauchungs-Linien beider Versuchsreihen. Auffallend ist der deutlich gleichmäßigere Verlauf der Arbeitslinien von Versuchsreihe 2 gegenüber Versuchsreihe 1, was in den unterschiedlichen Regel- bzw. Steuerungscharakteristiken der eingesetzten Antriebstechniken (Servo-Hydraulik, Elektro-Mechanik) begründet liegt.

Eine Zusammenstellung der statistischen Auswertung der aus den Versuchskurven abgeleiteten mechanischen Kennwerte findet sich in Tabelle 1. Neben den Parametern Druckfestigkeit, Bruchstauchung und Verformungsmodul ist zusätzlich die um den nicht materialbedingten initialen Stauchungsanteil  $\mathcal{E}_{(ini)}$  korrigierte Bruchstauchung  $\mathcal{E}_{U(korr)}$  (Abb. 4) aufgelistet. Bei der herkömmlichen Prüftechnik führt die Korrektur zu einer Reduzierung der Bruchstauchung um durchschnittlich 15 %, im Falle der verfeinerten Prüftechnik um durchschnittlich 8 %. Erwartungsgemäß nimmt der initiale Stauchungsanteil mit zunehmender Materialsteifigkeit (M I  $\rightarrow$  M II  $\rightarrow$  M III) zu. Sowohl bei Versuchsreihe 1 als auch bei Versuchsreihe 2 ist mit der Korrektur der Bruchstauchungswerte keine Verbesserung ihrer Reproduzierbarkeit zu erzielen. Beide Aussagen belegen, daß der initiale Stauchungsanteil neben der Planparallelität der Prüfkörperendflächen und der Druckplatten-

**Tab.1** Versuchsreihe 1 (herkömmliche Prüftechnik) und Versuchsreihe 2 (verfeinerte Prüftechnik): Statistische Auswertung der aus den Spannungs-Stauchungs-Linien (Abb. 1, 2 u. 3) abgeleiteten mechanischen Parameter

|                 | Parameter                                                | Mittelwert<br>[N/mm <sup>2</sup> ] bzw. [%] |       |       | Standardabweichung<br>[N/mm <sup>2</sup> ] bzw. [%]<br>Variationskoeffizient [%] |                |                | 95%Vertrauensbereich<br>[N/mm <sup>2</sup> ] bzw. [%] |                  |                  |
|-----------------|----------------------------------------------------------|---------------------------------------------|-------|-------|----------------------------------------------------------------------------------|----------------|----------------|-------------------------------------------------------|------------------|------------------|
|                 |                                                          | M I                                         | M II  | M III | M I                                                                              | M II           | M III          | M I                                                   | M II             | M III            |
| Versuchsreihe 1 | Dichtwandmasse                                           |                                             |       |       |                                                                                  |                |                |                                                       |                  |                  |
|                 | Einaxiale Druckfestigkeit $q_U$ [N/mm <sup>2</sup> ]     | 0,180                                       | 1,265 | 4,172 | 0,0082<br>4,6                                                                    | 0,0825<br>6,5  | 0,5281<br>12,7 | 0,167<br>0,193                                        | 1,179<br>1,350   | 3,612<br>4,720   |
|                 | Bruchstauchung $\epsilon_U$ [%]                          | 1,368                                       | 0,879 | 1,025 | 0,1900<br>13,9                                                                   | 0,1495<br>17,0 | 0,2615<br>25,5 | 1,169<br>1,567                                        | 0,722<br>1,036   | 0,750<br>1,329   |
|                 | Korrigierte Bruchstauchung $\epsilon_{U(korr)}$ [%]      | 1,368                                       | 0,718 | 0,758 | 0,1900<br>13,9                                                                   | 0,1246<br>17,4 | 0,2663<br>35,1 | 1,169<br>1,567                                        | 0,587<br>0,849   | 0,479<br>1,038   |
|                 | Modul einaxialer Druckversuch $E_U$ [N/mm <sup>2</sup> ] | 23,3                                        | 268,8 | 829,2 | 5,94<br>25,5                                                                     | 67,07<br>25,0  | 251,80<br>30,4 | 13,8<br>32,7                                          | 198,4<br>339,2   | 565,1<br>1093,6  |
| Versuchsreihe 2 | Einaxiale Druckfestigkeit $q_U$ [N/mm <sup>2</sup> ]     | 0,198                                       | 1,450 | 6,144 | 0,0046<br>2,3                                                                    | 0,0402<br>2,8  | 0,2084<br>3,4  | 0,193<br>0,203                                        | 1,350<br>1,549   | 5,925<br>6,362   |
|                 | Bruchstauchung $\epsilon_U$ [%]                          | 0,885                                       | 0,486 | 0,842 | 0,0641<br>7,2                                                                    | 0,0173<br>3,6  | 0,0562<br>6,7  | 0,818<br>0,951                                        | 0,460<br>0,514   | 0,783<br>0,900   |
|                 | Korrigierte Bruchstauchung $\epsilon_{U(korr)}$ [%]      | 0,853                                       | 0,454 | 0,731 | 0,0575<br>6,7                                                                    | 0,0349<br>7,7  | 0,0194<br>2,7  | 0,793<br>0,913                                        | 0,399<br>0,509   | 0,710<br>0,751   |
|                 | Modul einaxialer Druckversuch $E_U$ [N/mm <sup>2</sup> ] | 73,3                                        | 362,5 | 913,0 | 5,15<br>7,0                                                                      | 31,58<br>8,7   | 52,80<br>5,8   | 67,75<br>78,95                                        | 312,24<br>412,76 | 857,75<br>968,57 |

**Tab. 2** Vergleich der Ergebnisse von Versuchsreihe 1 (herkömmliche Prüftechnik) und 2 (verfeinerte Prüftechnik). Relative Abweichung der Mittelwerte und relative Änderung der Streuung (Reproduzierbarkeit) der mechanischen Parameter

| Parameter                                                      | Rel. Abweichung Mittelwerte <sup>1)</sup><br>Versuchsreihe 2 zu Versuchsreihe 1<br>[%] |      |       | Rel. Änderung der Streuung <sup>2)</sup><br>Versuchsreihe 2 zu Versuchsreihe 1<br>[%] |      |       |
|----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|------|-------|---------------------------------------------------------------------------------------|------|-------|
|                                                                | M I                                                                                    | M II | M III | M I                                                                                   | M II | M III |
| Dichtwandmasse                                                 |                                                                                        |      |       |                                                                                       |      |       |
| Einaxiale Druckfestigkeit $q_U$ [N/mm <sup>2</sup> ]           | + 10                                                                                   | + 15 | + 47  | - 44                                                                                  | - 51 | - 61  |
| Bruchstauchung $\epsilon_U$ [%]                                | - 35                                                                                   | - 45 | - 18  | - 66                                                                                  | - 88 | - 79  |
| Korrigierte Bruchstauchung $\epsilon_{U(korr)}$ [%]            | - 38                                                                                   | - 37 | - 4   | - 70                                                                                  | - 72 | - 93  |
| Modul des einaxialen Druckversuches $E_U$ [N/mm <sup>2</sup> ] | + 215                                                                                  | + 35 | + 10  | - 13                                                                                  | - 53 | - 79  |

<sup>1)</sup> + = Mittelwert Versuchsreihe 2 in Prozent größer als Mittelwert Versuchsreihe 1

- = Mittelwert Versuchsreihe 2 in Prozent kleiner als Mittelwert Versuchsreihe 1

<sup>2)</sup> - = Streuung Kennwerte Versuchsreihe 2 in Prozent kleiner als Streuung Kennwerte Versuchsreihe 1

schmierung im wesentlichen von Eigenschaften der Prüfpresse (Steifigkeit, Dynamik des Antriebs) abhängt.

Ein Vergleich der Standardabweichungen der abgeleiteten mechanischen Parameter zeigt, daß in Versuchsreihe 1 (herkömmliche Prüftechnik) die Streuung aller Kennwerte mit zunehmender Materialsteifigkeit ansteigt, während in Versuchsreihe 2 (verfeinerte Prüftechnik) lediglich im Falle der Druckfestigkeit eine Zunahme der Streuung mit zunehmender Materialsteifigkeit zu verzeichnen ist.

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse in Form der relativen Abweichung der Mittelwerte sowie der relativen Änderung der Standardabweichung, als Maß für die Änderung der Streuung, gibt Tabelle 2. Ungeachtet des bisher verfügbaren relativ geringen Stichprobenumfangs ist eine vergleichende Wertung der beiden Versuchsreihen hinreichend abgesichert, da sich die Versuchsergebnisse beider Reihen statistisch signifikant voneinander unterscheiden (Tab. 1).

Die Gegenüberstellung macht deutlich, daß mit der verfeinerten Prüftechnik im Mittel etwa 25% höhere Bruchfestigkeiten und Verformungsmoduli erhalten werden. Mit zunehmender Materialsteifigkeit werden die Festigkeitsunterschiede größer, die Unterschiede im Verformungsmodul dagegen kleiner. Ein umgekehrtes Bild zeigen die Bruchstauchungen. Sie erniedrigen sich mit der verfeinerten Prüftechnik um durchschnittlich 30 %, wobei die Unterschiede mit zunehmender Steifigkeit kleiner werden.

Als entscheidendes Ergebnis muß gewertet werden, daß mit der verfeinerten Prüftechnik eine deutliche Verbesserung der Reproduzierbarkeit aller Kennwerte erreicht werden konnte. Generell nimmt die Streuung der Kennwerte mit zunehmender Materialsteifigkeit ab. Die Abnahme beträgt bei der Druckfestigkeit und dem Verformungsmodul durchschnittlich 50 %, bei der Bruchstauchung im Mittel 80 %. Ungeachtet dieser Verbesserung liegt mit der verfeinerten Prüftechnik die Streuung der Bruchstauchungswerte und der Verformungsmoduli immer noch doppelt so hoch wie die der Druckfestigkeitswerte (Tab. 1).

### *Bruchflächen*

Zur Charakterisierung des Bruchmechanismus wurden nach Versuchsende Orientierung und Oberflächenmerkmale der angelegten Bruchflächen registriert. Im Rahmen der Versuchsreihe 2 wurde das auf der Mantelfläche sich abgezeichnete Bruchflächengefüge jedes nicht zerborstenen Prüfkörpers kartiert.

Bei der herkömmlichen Prüftechnik (Versuchsreihe 1) trat der Bruch ausschließlich durch Anlage von schräg zur Prüfkörperachse verlaufenden Scherbrüchen ein. In den meisten Fällen bildeten sich symmetrische, von den beiden Endflächen des Prüfkörpers ausgehende Bruchkegel aus.

Mit der verfeinerten Prüftechnik (Versuchsreihe 2) wurden ausschließlich axial verlaufende Trennbrüche erhalten. Bei den weichen Dichtwandmassen (M I, M II) zeigte sich unabhängig von der Einbaurichtung des Prüfkörpers in die Prüfpresse eine auffällige Konzentration der Rißbildung in dem Teil des Prüfkörpers, welcher bei der Herstellung des Probenkörpers den Kopfbereich bildete (Fig. 5a). Bei der steifen Dichtwandmasse (M III) verlief die Rißbildung über die gesamte Probenhöhe (Abb. 5b). Die Bruchflächen zeigten die für Trennbrüche charakteristischen Fiederstrukturen. Soweit mit dem Auge beobachtbar, trat die Rißbildung bereits weit vor Erreichen des Bruches ein.

Wurde auf die Schmierung der Druckplatten verzichtet, trat, trotz erhöhtem Aufwand an Prüfkörperpräparation, Versagen infolge der Anlage von Scherbrüchen ein (Abb. 5c). Im Gegensatz zu den Versuchen mit geschmierten Druckplatten, konnte vor dem Bruch keine Rißbildung beobachtet werden, diese setzte abrupt mit Erreichen des Bruches ein.

Die ausschließliche Anlage axialer Trennbrüche in Versuchsreihe 2 kann als sicheres Indiz dafür gewertet werden, daß mit der verfeinerten Prüftechnik ein hohes Maß an einer homogenen einaxialen Druckbeaufschlagung realisiert wurde. Der Umstand einer lokalisierbaren Begrenzung der Rißbildung bei den weichen, feststoffarmen Dichtwandmassen, untermauert Literaturangaben [5, 6], wonach bei der Herstellung feststoffarmer Probenkörper mit einer stofflichen Separierung zu rechnen ist, mit der Folge einer Zone geringerer Festigkeit im Kopfbereich des Probenkörpers.

#### *Spannungs-Querdehnungs-Verhalten*

Abbildungen 6 bis 8 zeigen getrennt für jede untersuchte Dichtwandmasse die Auftragung der gemessenen Querdehnung über die auf die Bruchfestigkeit bezogene Spannung. Ein Vergleich der Querdehnungskurven läßt erkennen, daß mit abnehmender Steifigkeit der Dichtwandmasse eine geringere Querdehnung gemessen wurde. Dieser mechanisch nicht nachvollziehbare Befund ist darauf zurückzuführen, daß bei den weicheren Dichtwandmassen (M I, M II), wie durch Beobachtung der Rißbildung dokumentiert, die den Bruch steuernden Verformungen sich im Kopf- bzw. Fußteil ausbildeten, die Querdehnung aber in Prüfkörpermitte gemessen wurde.

Ein auffallendes Merkmal der bez. Spannung-Querdehnungs-Linien ist deren ausgeprägte Linearität im Bereich bruchloser Verformung (Abb. 6, 7 u. 8). Zur Quantifizierung des lateralen Verformungsverhalten wird der bezogene laterale Verformungsmodul

$$E_{U(lat)*} = \frac{d \frac{\sigma}{q_u}}{d \varepsilon_{(lat)}} \quad [1]$$

eingeführt, wobei  $\varepsilon_{(lat)}$  die laterale Dehnung bezeichnet. Zwischen dem Modul des einaxialen Druckversuchs und dem bezogenen lateralen Verformungsmodul besteht folgender Zusammenhang

$$E_U = \nu \cdot q_u \cdot E_{U(lat)*} \quad [N/mm^2].$$

Wie die statistische Auswertung belegt, ist der bezogene laterale Verformungsmodul von allen Meßwerten der am besten reproduzierbare (Tab. 3 u. 1).

**Tab. 3** Statistische Auswertung der aus den bez.Spannung-Querdehnungs-Linien (Abb. 6, 7 u. 8) abgeleiteten bezogenen lateralen Verformungsmoduli der Versuchsreihe 2

| Versuchsreihe 2                                           | Mittelwert<br>[1] |       |       | Standardabweichung<br>[1]<br>Variationskoeffizient<br>[%] |              |              |              |
|-----------------------------------------------------------|-------------------|-------|-------|-----------------------------------------------------------|--------------|--------------|--------------|
|                                                           | Dichtwandmasse    | M I   | M II  | M III                                                     | M I          | M II         | M III        |
| Bezogenes laterales Verformungsmodul<br>$E_{U(lat)*}$ [1] |                   | 31,12 | 10,00 | 6,92                                                      | 1,561<br>5,0 | 0,163<br>1,6 | 0,009<br>0,1 |

Unstetigkeiten in den bez.Spannung-Querdehnungs-Linien zeigen den Beginn axialer Rißbildung im einaxialen Spannungsfeld an. Aus dem Verlauf der Arbeitslinien nach der Rißinitiation kann das Ausmaß (Dilatanz) und die Geschwindigkeit der Rißaufweitung und -ausbreitung berechnet werden. Die in Abbildung 7 und 8 wiedergegebenen bez. Spannung-Querdehnungs-Linien belegen die beschriebene Beobachtung, wonach ausschließlich bei Schmierung der Druckplatten und verfeinerter Prüfkörperpräparation die Anlage von Rissen bereits vor dem Bruch erfolgt.

Das Verhältnis von Druckfestigkeit  $q_u$  zur Momentanspannung  $\sigma_R$  zum Zeitpunkt der ersten Rißbildung kann als Maß für die Sprödigkeit eines Materials betrachtet werden. Zur Quantifizierung der Sprödigkeit von Dichtwandmassen wird die Sprödigkeitsziffer

$$I_s = 100 - \left( \frac{\sigma_R}{q_u} \cdot 100 \right) \quad [1]$$

vorgeschlagen.

Der üblichen Angabe der Bruchstauchung  $\varepsilon_U$  als Maß für die bruchlose Verformbarkeit liegt die Annahme zugrunde, daß erst mit dem Erreichen des Bruches Rißbildung auftritt. Für Dichtwandmasse M III wurde eine mittlere Bruchstauchung von 0,73 %, für Dichtwandmasse M II von 0,45 % ermittelt. Nach gängiger Praxis wird damit M III gegenüber M II ein vermeintlich höheres Potential der bruchlosen Verformbarkeit zugesprochen. Die Messung der Querdehnung und die aus ihr abgeleiteten Sprödigkeitsziffern zeigen jedoch ein gegenteiliges Bild. Wie aus Abbildung 7 und 8 zu ersehen ist, erfolgt bei Dichtwandmasse M III nach Erreichen eines Spannungsniveaus von im Mittel 53 % der Druckfestigkeit, bei Dichtwandmasse M II von im Mittel 84% die Rißbildung. Für die Dichtwandmasse M III ergibt sich daraus eine Sprödigkeitsziffer  $I_s = 47$ , für M II  $I_s = 16$ . Dichtwandmasse M III weist folglich gegenüber M II eine dreifach höhere Sprödigkeit auf. Dabei beschreibt die Sprödigkeitsziffer die Neigung einer Dichtwandmasse zur Rißbildung vor Erreichen der Maximalspannung, wie sie im einaxialen Druckversuch gemessen wird. Somit darf die Sprödigkeitsziffer nicht isoliert, sondern nur im Zusammenhang mit der einaxialen Druckfestigkeit betrachtet werden. Anzumerken ist, daß eingebaute Dichtwände i.a. unter mehraxialer Belastung stehen und sich dadurch in aller Regel in ihrer Rißneigung vom einaxialen Spannungszustand unterscheiden.

### **Schlußfolgerung**

In einaxialen Druckversuchen mit herkömmlicher Prüftechnik wird der angestrebte einaxiale Spannungszustand infolge Reibung zwischen Prüfkörper und Druckplatten sowie Beulen von Teilbereichen des Prüfkörpers derart verändert, daß der im Prüfkörper ablaufende Versagensprozeß nicht durch die theoretisch zu erwartenden Trennbruchmechanismen, sondern durch Scherbruchmechanismen gesteuert wird.

Durch Anwendung der verfeinerten Prüftechnik konnte ein homogener einaxialer Druckspannungszustand im Prüfkörper erreicht werden. In der Folge wurde gegenüber der herkömmlichen Prüftechnik eine erhebliche Steigerung der Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse erzielt.

Die Unzulänglichkeiten der herkömmlichen Prüftechnik führen im Falle der untersuchten Dichtwandmassen dazu, daß die einaxiale Druckfestigkeit und der Modul des einaxialen Druckversuchs generell unterschätzt, die Bruchstauchung jedoch überschätzt wird.

Da bereits im Vorfeld des Bruches, d.h. vor Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit, in der Versuchsanordnung Rißbildungen auftreten, ist die Bruchstauchung als Maß zur Beschreibung der bruchlosen Verformbarkeit von Dichtwandmassen nicht geeignet.



Mit der Messung der Prüfkörperquerdehnung, einer von Prüfmaschineneinflüssen weitgehend unbeeinflussten Größe, wurde eine Methode gefunden, welche mit hoher Reproduzierbarkeit und Treffsicherheit gleichzeitig Angaben über Verformbarkeit (bezogener lateraler Verformungsmodul) und Sprödigkeit (Sprödigkeitsziffer) von Dichtwandmassen zulässt.

Auf der Grundlage der vorliegenden Versuchsergebnisse werden zur objektiveren mechanischen Materialbeschreibung von Dichtwandmassen im Rahmen von Ausschreibungen folgende Kenngrößen vorgeschlagen:

- Einaxiale Druckfestigkeit
- Sprödigkeitsziffer
- Bezogener lateraler Verformungsmodul  
alternativ Modul des einaxialen Druckversuchs.

Voraussetzung zur Erzielung reproduzierbarer und treffsicherer Kennwerte aus einaxialen Druckversuchen ist eine Standardisierung der Prüftechnik über die Vorgaben von DIN 18136 hinaus, die in folgendem Umfang erfolgen sollte:

- Probenherstellung mit Höhen/Durchmesser-Verhältnis  $H/D \geq 2$
- Prüfkörperherstellung mit Höhen/Durchmesser-Verhältnis  $H/D = 1$  aus dem unteren Teil des Probenkörpers
- Planparalleles Abschleifen der Prüfkörperendflächen  
mit einer Genauigkeit  $\leq 0,1$  mm bei Verformungsmoduli  $< 100$  N/mm<sup>2</sup>  
mit einer Genauigkeit  $\leq 0,01$  mm bei Verformungsmoduli  $\geq 100$  N/mm<sup>2</sup>
- Einsatz geschliffener und polierter Druckplatten mit verkippsicherer Parallelführung
- Optimale Schmierung der Druckplatten
- Prüfpresse mit hoher Steifigkeit oder schneller Antriebsregelung
- Messung der Querdehnung des Prüfkörpers.

## Literatur

- [1] DIN 18136 Baugrund, Untersuchung von Bodenproben: Einaxialer Druckversuch.- Ausgabe 1996-08
- [2] Egger, P. (1965): Die Abhängigkeit des Spannungszustandes im Druckversuch von den Auflagerungsbedingungen.- Veröff. Inst. Bodenmechanik Grundbau TH Karlsruhe, 19
- [3] Peng, S.D. (1971): Stresses within elastic circular cylinders loaded uniaxially and triaxially.- Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 8: 399-432
- [4] Mürdel, J. (1999): Einaxiale Deformations- und Bruchmechanik mineralischer Dichtwandmassen.- Unveröff. Diplomarbeit Universität Kiel

- [5] Heitfeld, M. (1989): Geotechnische Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Dichtwandmassen bei hohen Beanspruchungen.- Mitt. Lehrstuhl Ingenieurgeologie Hydrogeologie RWTH Aachen, 33
- [6] Kayser, J. (1995): Spannungs-Verformungsverhalten von Einphasen-Dichtwandmassen.- Mitt. Inst. Grundbau Bodenmechanik TU Braunschweig, 49
- [7] Volkmann, S. & Kühner, U. (1999): Aktueller Entwicklungsstand bei Dichtwandfertigmischungen.- altlasten spektrum 2: 77-85

Adressen:

Privatdozent Dr.-Ing. habil. Volker Feeser, Institut für Geowissenschaften, Fachgebiet Ingenieurgeologie/Geotechnik, Universität Kiel, Olshausenstraße 40, 24118 Kiel, e-mail: vfeeser@ gpi.uni-kiel.de

Dr. Andreas Märten, Anneliese Baustoffe für Umwelt und Tiefbau GmbH & Co. KG, Neubeckumer Straße 92, 59320 Ennigerloh, e-mail: andreas.maerten@ azag.de

Dipl.-Ing. Thorsten Hahn, Anneliese Baustoffe für Umwelt und Tiefbau GmbH & Co. KG, Neubeckumer Straße 92, 59320 Ennigerloh, e-mail: thorsten.hahn@ azag.de

Dipl. Geol. Jan Mürdel, Institut für Geowissenschaften, Fachgebiet Ingenieurgeologie/Geotechnik, Universität Kiel, Olshausenstraße 40, 24118 Kiel, e-mail: stu32219@mail.uni-kiel.de

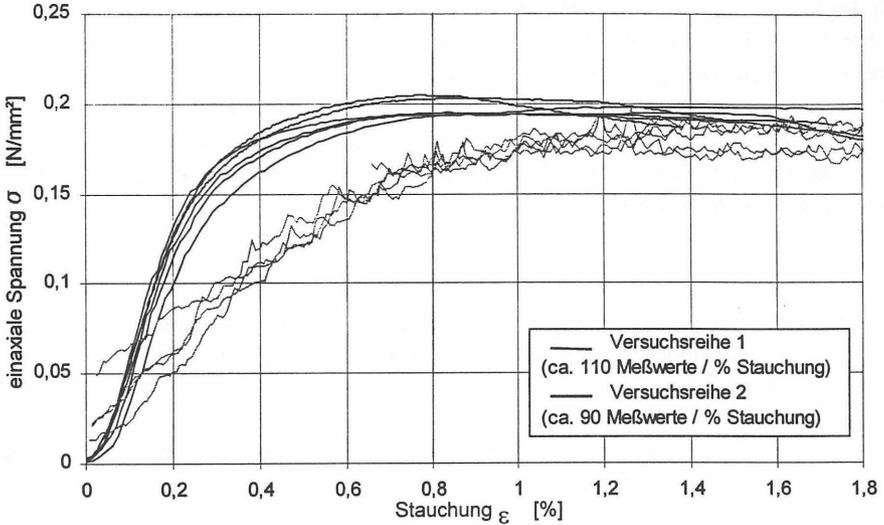


Abb. 1 Dichtwandmasse M I: Ergebnis einaxiale Druckversuche, 28-Tage-Termin, Spannungs-Stauchungs-Linien der Versuchsreihe 1 (herkömmliche Prüftechnik) und Versuchsreihe 2 (verfeinerte Prüftechnik)

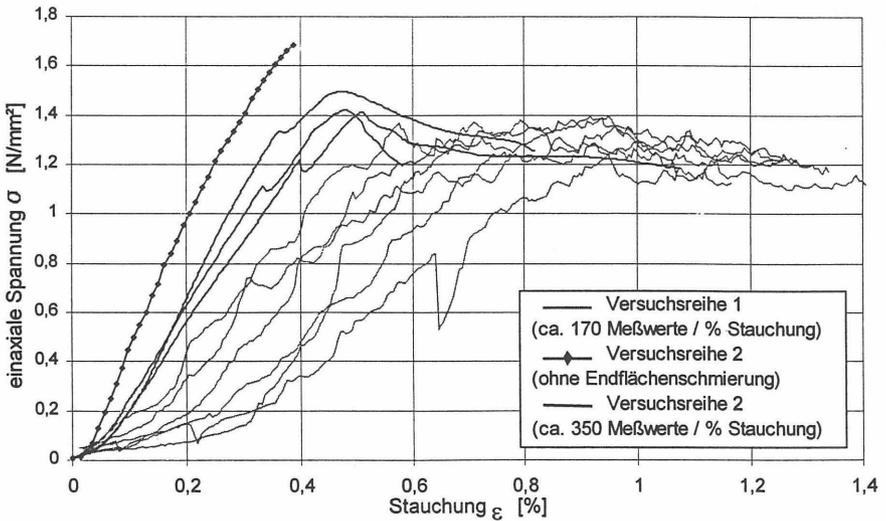


Abb. 2 Dichtwandmasse M II: Ergebnis einaxiale Druckversuche, 28-Tage-Termin, Spannungs-Stauchungs-Linien der Versuchsreihe 1 (herkömmliche Prüftechnik) und Versuchsreihe 2 (verfeinerte Prüftechnik)

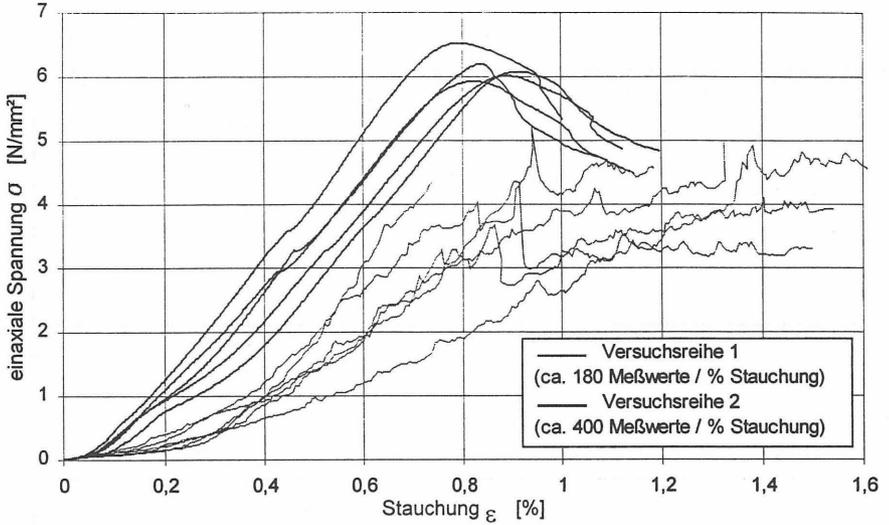


Abb. 3 Dichtwandmasse M III: Ergebnis einaxiale Druckversuche, 28-Tage-Termin, Spannungs-Stauchungs-Linien der Versuchsreihe 1 (herkömmliche Prüftechnik) und Versuchsreihe 2 (verfeinerte Prüftechnik)

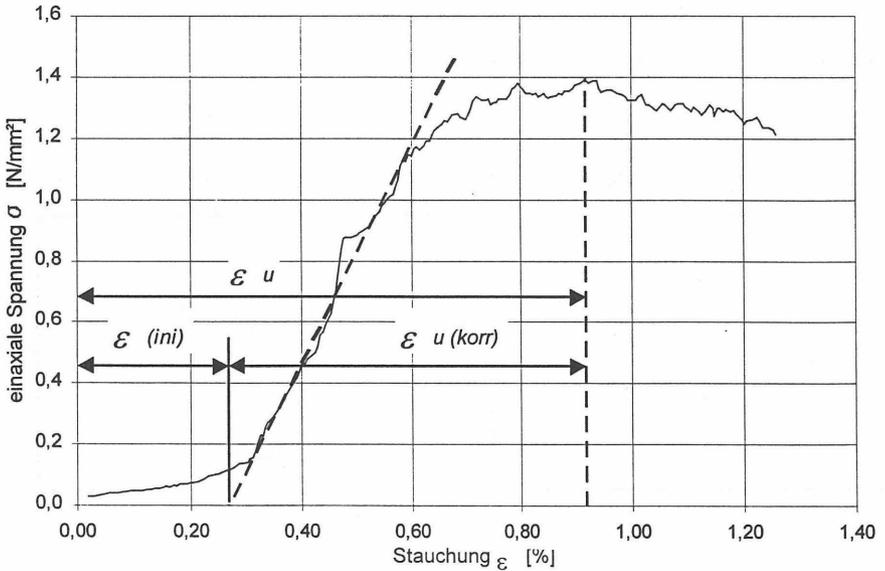
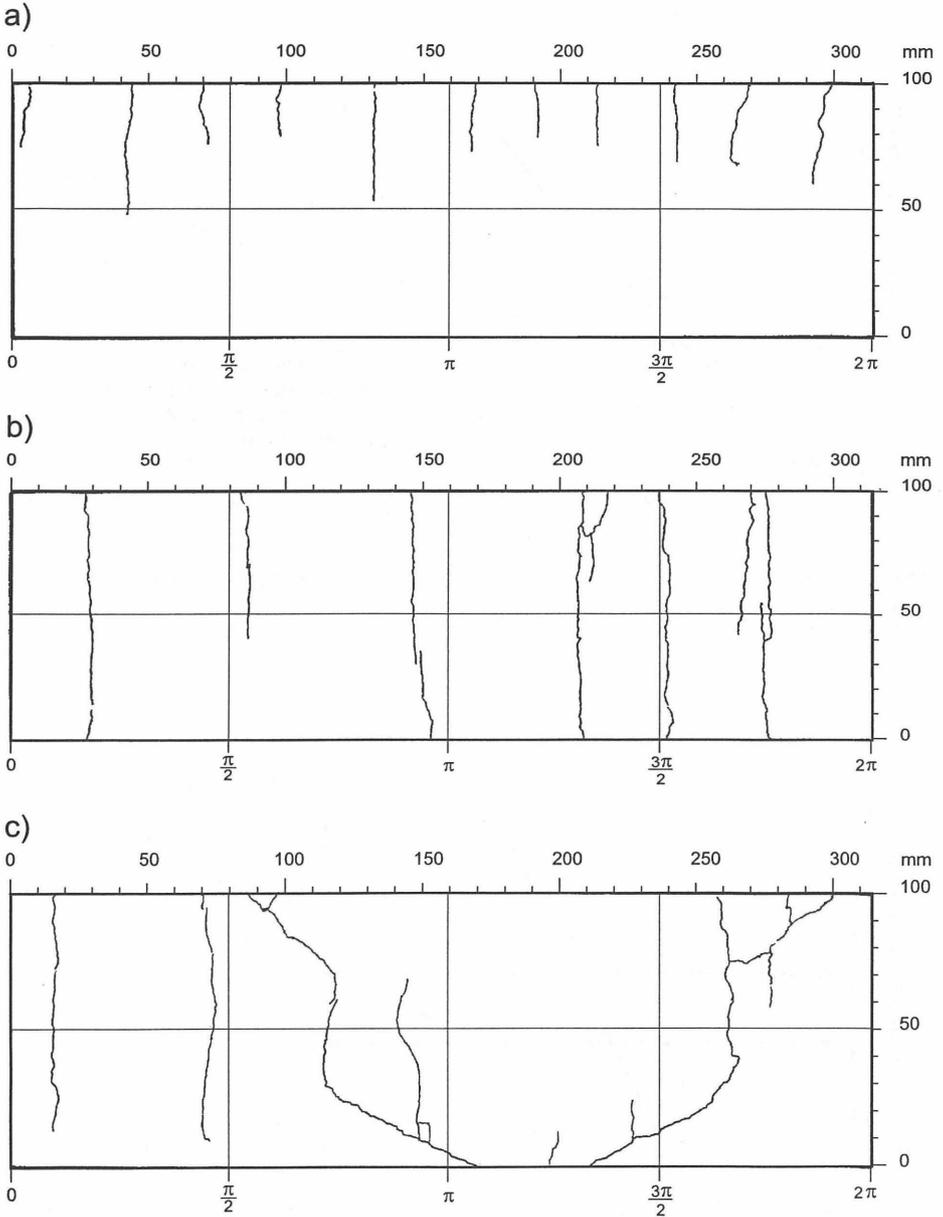
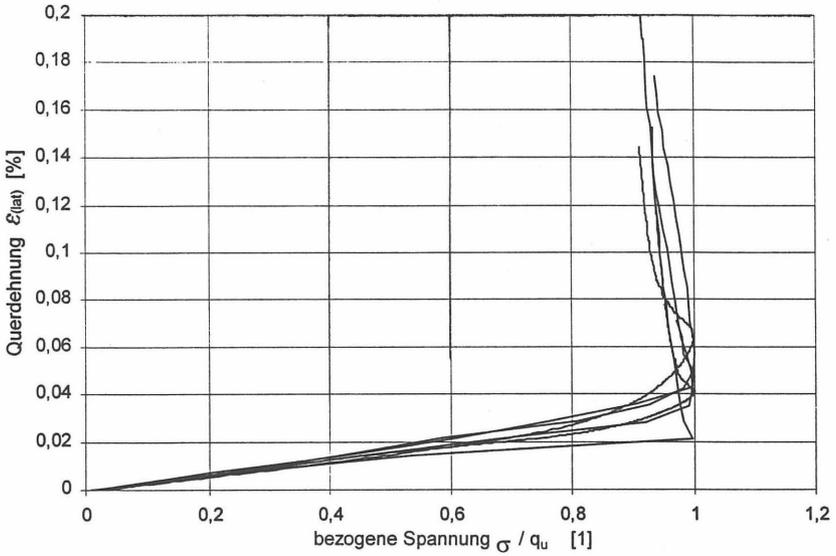


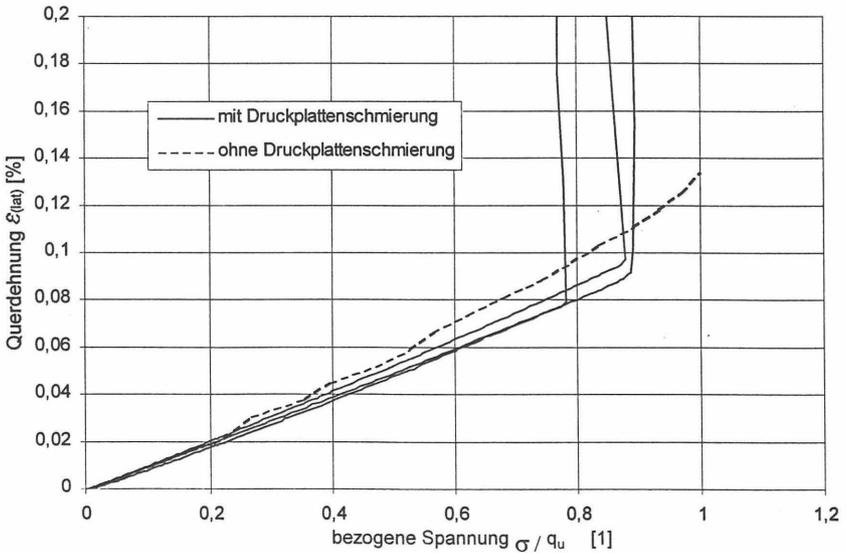
Abb. 4 Erläuterung zur Ermittlung der korrigierten Bruchstauchung



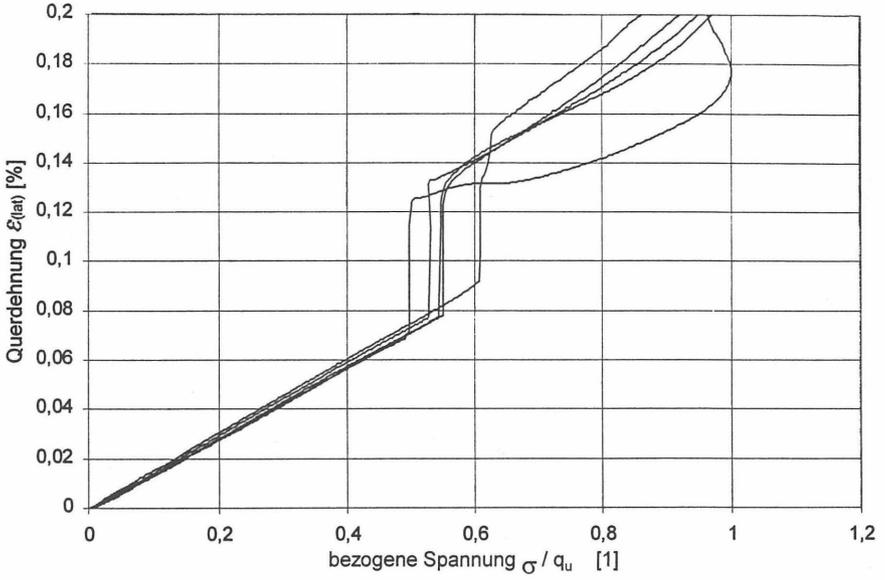
**Abb. 5** Versuchsreihe 2 (verfeinerte Prüftechnik): Bruchflächengefüge a), b) mit c) ohne Schmierung der Druckplatten. Abwicklung des Prüfkörpermantels. Dichtwandmassen: a) M1 b) MIII c) MII



**Abb. 6** Dichtwandmasse M I: Ergebnis einaxiale Druckversuche, Versuchsreihe 2 (verfeinerte Prüftechnik), 28-Tage-Prüftermin, bez. Spannung-Querdehnungs-Linien



**Abb. 7** Dichtwandmasse M II: Ergebnis einaxiale Druckversuche, Versuchsreihe 2 (verfeinerte Prüftechnik), 28-Tage-Prüftermin, bez. Spannung-Querdehnungs-Linien



**Abb. 8** Dichtwandmasse M III: Ergebnis einaxiale Druckversuche, Versuchsreihe 2 (verfeinerte Prüftechnik), 28-Tage-Prüftermin, bez. Spannung-Querdehnungs-Linien

# Ton-zementgebundene Dichtwandmasse für das Zweiphasenverfahren Ergebnisse aus Forschung und Praxis

Andreas Brinkmann

## 1 Einleitung

Mit dem heute vorhandenen Wissen über das Schadstoffrückhaltevermögen von ton-zementgebundenen Dichtwänden und der vorhandenen Technik für Misch- und Herstellungseinrichtungen ist es möglich, Dichtwände im Schlitzwandverfahren in guter Qualität so herzustellen, dass eine Ausbreitung von kontaminierten Sickerwässern im Grundwasserstrom damit weitgehend verhindert werden kann.

Bereits im Jahr 1993 wurde am Institut für Geotechnik der ETH Zürich für die Sondermülldeponie Kölliken im Kanton Aargau eine Dichtwandmischung für das Zweiphasenverfahren entwickelt (Hermanns 1993). Besonderes Augenmerk wurde, neben dem Einhalten der geforderten geringen Durchlässigkeit, auf die Verwendung von sogenannten aktiven Materialien, in diesem Fall Ton, gelegt. Das Retentionsvermögen und das Diffusionsverhalten der genannten Mischung wurde von der Autorin in umfangreichen Versuchsserien untersucht und nachgewiesen. Die Mischungszusammensetzung der Mischung und die wichtigsten Kennwerte sind in Abb.1 dargestellt.

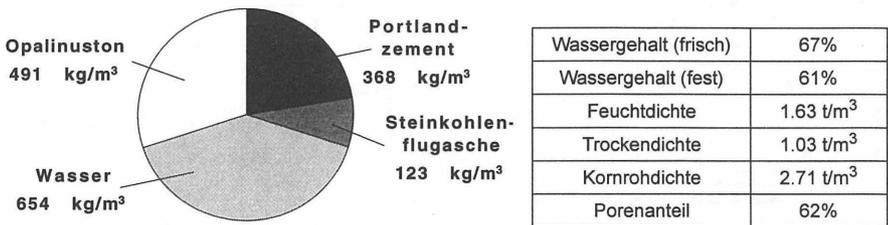


Abb.1 Mischungszusammensetzung und Kennwerte

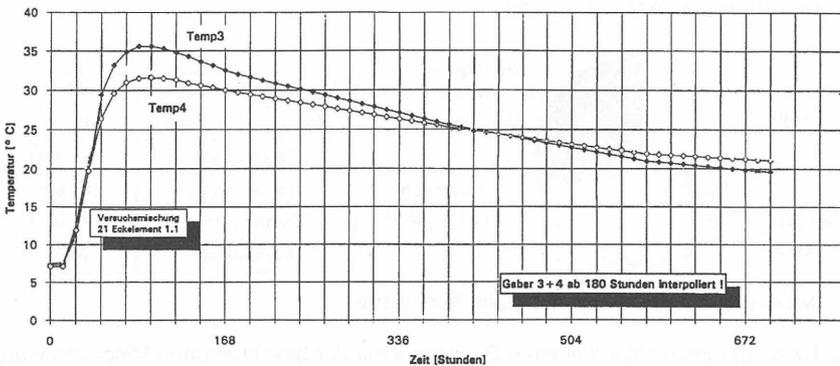
Der Nachweis der Herstellbarkeit einer Dichtwand mit der beschriebenen Mischung wurde mit drei Versuchsschlitzwänden in Zürich (1992), Kölliken (1995), Schweiz und in Malsch (1992), Baden-Württemberg erbracht. Die Versuchsschlitzwände waren jeweils mit Instrumenten zur Messung von Porenwasserdrücken, Temperaturen und Verformungen ausgestattet. Ausgeführt wurde bisher die Dichtwand der Deponie Malsch (1993), bei der die Mischung in leicht modifizierter Zusammensetzung verwendet wurde.

Im folgenden Beitrag wird von den Messungen an diesen Versuchsschlitzwänden berichtet. Desweiteren werden Forschungsergebnisse präsentiert, die bei der Untersuchung des Spannungs- Verformungsverhaltens der genannten Mischung in zwei Großversuchen erzielt wurden. Außerdem wird der Ansatz diskutiert, ob die mechanischen Eigenschaften der erhärteten Mischung durch die Zugabe einer Faserbewehrung verbessert werden können.

## 2 Messungen an drei Versuchsdichtwänden

### 2.1 Versuchsdichtwand Zürich-Affoltern

Auf dem Firmengelände der Firma Heinrich Hatt Haller AG, Zürich wurde ein im Grundriss quadratischer Versuchskasten mit den Abmessungen L/B/T [m] = 6/6/15 hergestellt (Hermanns 1993). Die Dicke der Lamellen betrug 80 cm. Der Kasten wurde zur erstmaligen Erprobung der Herstellbarkeit einer Dichtwand mit der beschriebenen Mischung ausgeführt. Die Arbeiten fanden im Winter bei Temperaturen von zeitweise minus 10°C statt. Die Instrumentierung der Wand, die Messungen sowie die Dokumentation wurde von der Firma Solexperts AG, Schwerzenbach ZH, durchgeführt, die diese Arbeiten auch bei den beiden anderen Projekten ausführte.



**Abb.2** Temperaturverlauf, Solexperts AG 1994

Die in Abb.2 abgebildeten Kurven zeigen die Temperaturentwicklung in einer Tiefe von 5 m (Temp 4) und 11 m (Temp 3). Unmittelbar nach dem Einbau der Mischung beginnt die Temperatur aufgrund der einsetzenden Hydratation des Zements zu steigen. Ca. 60 Stunden

nach dem Beginn des Einbaus der Mischung ist die maximale Temperatur von 36°C für den unteren und 32°C für den oberen Fühler erreicht. Anschließend fallen die Werte asymptotisch, ohne während der 28 Tage dauernden Messungen die Ausgangswerte von etwa 7°C wieder zu erreichen.

Mit Hilfe von pneumatischen Porenwasserdruckaufnehmern wurde der Suspensionsdruck im Schlitz ebenfalls in zwei Tiefen gemessen (Pwdg2 4.55 m, Pwdg1 10.05 m) (Abb.3). Vor dem Einbau der zweiten Phase zeigen die Porenwasserdruckgeber den Druck der Stützsuspension an. Mit Beginn des Massenaustauschs steigen die Drücke und erreichen nach dem vollständigen Austausch ein Niveau, das gut mit dem rechnerischen Überlagerungsdruck der Dichtwandmischung übereinstimmt ( $\rho = 1.70 \text{ kg/dm}^3$ ). Etwa 12 Stunden nachdem der Austausch der Massen beendet war, ist der gemessene Druck auf ein Niveau gesunken, das mit dem Niveau des Grundwasserspiegels übereinstimmt.

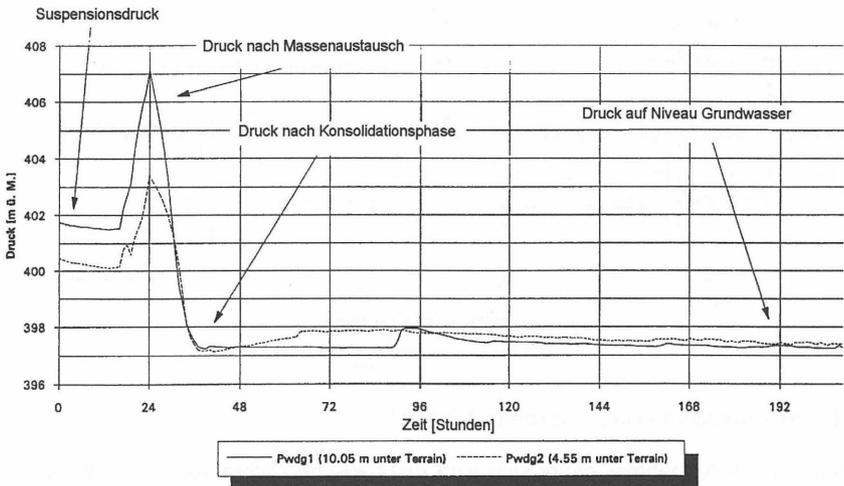


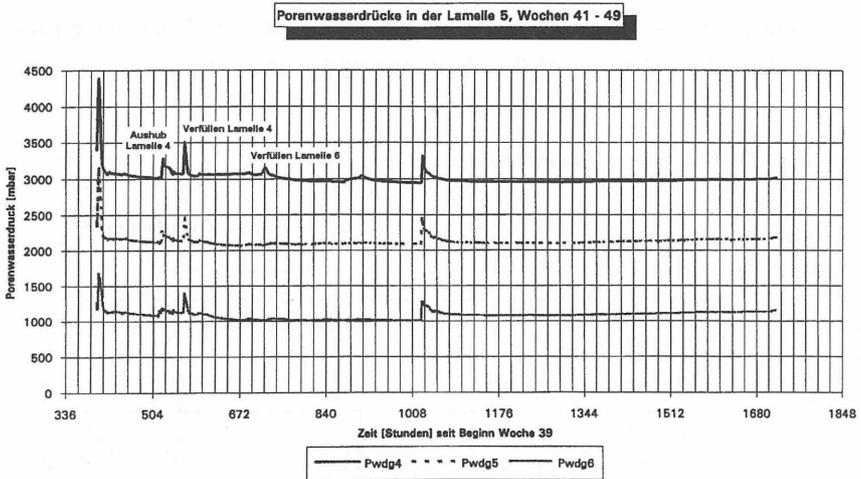
Abb.3 Druckverlauf, Solexperts AG 1994

## 2.2 Versuchsdichtwand Sonderabfalldéponie Malsch

Bei dieser Versuchsdichtwand für die Einkapselung der Déponie Malsch wurden insgesamt 8 Lamellen mit Tiefen zwischen 30 m und 42.5 m sowie einer Dicke von 80 cm hergestellt. Die beschriebene Mischung wurde in leicht modifizierter Zusammensetzung angewendet. Anstatt des Portlandzements wurde ein Hochofenzement eingesetzt. Die Zusammensetzung beträgt in der Reihenfolge Opalit/EFA-Füller/Zement/Wasser [kg/m<sup>3</sup>] = 650/100/150/

670 was zu einer Dichte von  $\rho = 1.56 \text{ kg/m}^3$  führt. Neben der Messung der Temperatur im Schlitz, die einen vergleichbaren Verlauf wie bei dem vorgenannten Projekt nahm (Maximalwert  $30^\circ\text{C}$ ), wurde auch hier der Druck mit elektrischen Porenwasserdruckaufnehmern gemessen, sowie mit einem Gleitmikrometer die vertikalen Längenänderungen der Dichtwand erfasst.

In Abb.4 sind die Druckverläufe von drei Porenwasserdruckaufnehmern dargestellt, die sich in 11 m (Pwdg4), 21 m (Pwdg5) und 30 m (Pwdg6) Tiefe befanden. Auch hier steigen die Drücke auf ein Maß an, das gut mit dem rechnerischen Überlagerungsdruck der Dichtwandsuspension übereinstimmt.

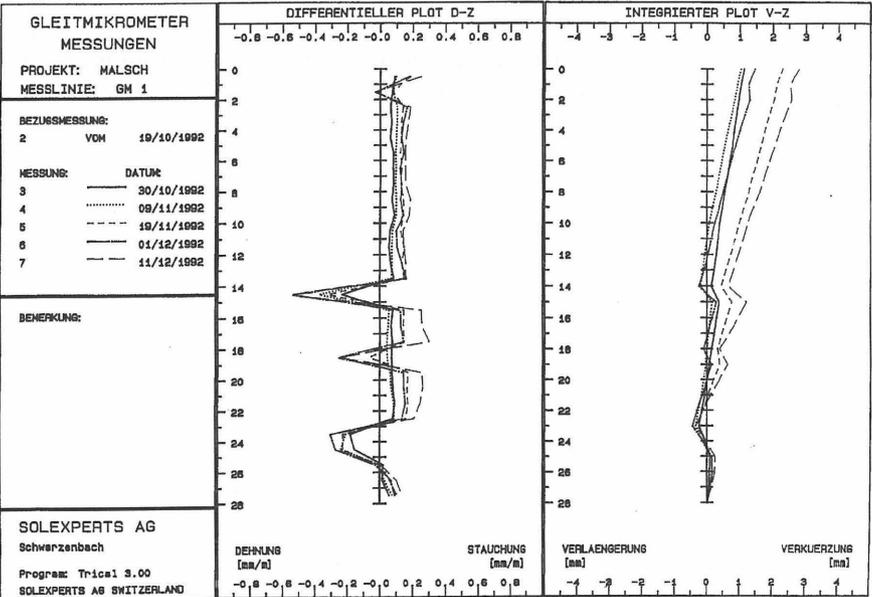
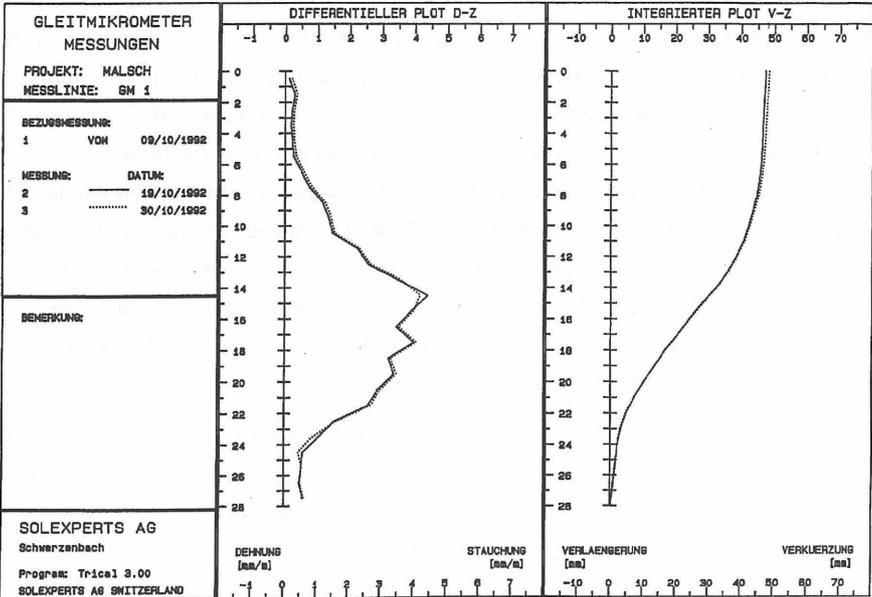


**Abb.4** Porenwasserdrücke, Solexperts AG 1992

Für den unteren Aufnehmer ergibt sich eine rechnerische Dichte von  $\rho = 1.49 \text{ kg/m}^3$ , für den mittleren  $\rho = 1.53 \text{ kg/m}^3$  und für den oberen  $\rho = 1.58 \text{ kg/m}^3$ . Die mit zunehmender Tiefe abfallenden Werte lassen erkennen, dass in den unteren Bereichen der Abbindeprozess während des Verfüllens bereits eingesetzt hatte. Diese Feststellung wird durch die Beobachtung unterstützt, dass die Drücke wie im ersten Beispiel bereits nach 12 Stunden auf das Niveau des Grundwassers abgefallen sind. Im Verlauf der Messungen lassen sich weitere Spitzen beobachten, die ihre Ursache in den Arbeiten an benachbarten Lamellen haben.

Die Messungen mit der Gleitmikrometersonde wurden 1 Stunde nach dem Verfüllen des Schlitzes begonnen (Nullmessung). Die erste Folgemessung ist 10 Tage später durchgeführt worden (Abb.5 a). Die Gesamtsetzungen betragen am Kopf der Lamelle 47 mm. Beim Setzungsverlauf über die Lamellentiefe lassen sich zwei Bereiche unterscheiden. Zum einen der Bereich zwischen 12 m und 22 m Tiefe und die zwei Abschnitte ober- und unterhalb dieses Bereichs. Im mittleren Bereich traten Setzungen von bis zu 4 mm/m auf, während darüber und darunter nur Werte von ca. 1 mm/m registriert wurden. Setzungen von 4 mm/m entsprechen einer Abfiltration von 4 Litern Wasser/m<sup>3</sup> Wand. Dies macht 0.6% der in der Mischung vorhandenen Wassermenge aus. Bei diesen Messungen ist zu beachten, dass zum Zeitpunkt der Nullmessung bereits ein Teil der Setzungen eingetreten waren, da der Verfüllvorgang für diese Lamelle ca. 4 Stunden gedauert hat.

Es fanden noch 5 Folgemessungen statt (Abb.5 b), bei denen die zusätzlich aufgetretenen Setzungen sehr viel kleiner waren, so dass sie in Bezug zur ersten Folgemessung und nicht zur Nullmessung gestellt worden sind. Auf den beiden Plots ist zu erkennen, dass nach der ersten Folgemessung noch zusätzliche Setzungen von insgesamt 3 mm aufgetreten sind. Diese Verkürzung, die sich im wesentlichen linear über die Tiefe aufbaut, kann auf die in der Dichtwand abnehmenden Temperaturen und auf Kriech- oder Schwindvorgänge zurückgeführt werden. Zu beachten sind drei Bereiche in denen lokal eine Verlängerung der Wand um jeweils ca. 0.5 mm stattgefunden hat.



**Abb.5** Gleitmikrometer a) 1., 2. Folgemessung, oben, b) weitere Folgemessungen, unten  
Solexperts AG 1992

### 2.3 Versuchsdichtwand Sondermülldeponie Kölliken

Bei diesem Projekt wurde ein Dichtwandkasten mit den Abmessungen  $L/B/T [m] = 7.6/4.4/30$  erstellt. Die Dicke der Wand betrug 60 cm. Bei dem Bau des Kastens wurden unterschiedliche Dichtwandmischungen und Herstellverfahren getestet. Gemessen wurde die Temperatur, der Druck mit elektrischen Porenwasserdruckaufnehmern und Druckkissen. Weiter wurden Gleitmikrometer- und Inklinometermessungen eingesetzt. Nachfolgend werden Messungen dargestellt, die an der in Abb. 1 genannten Mischung durchgeführt wurden.

Der Temperaturverlauf ist in Abb.6 aufgetragen. Die maximale Temperatur von  $43^{\circ}\text{C}$  wird 24 Stunden nach der Herstellung der Lamelle erreicht, um dann asymptotisch abzuklingen.

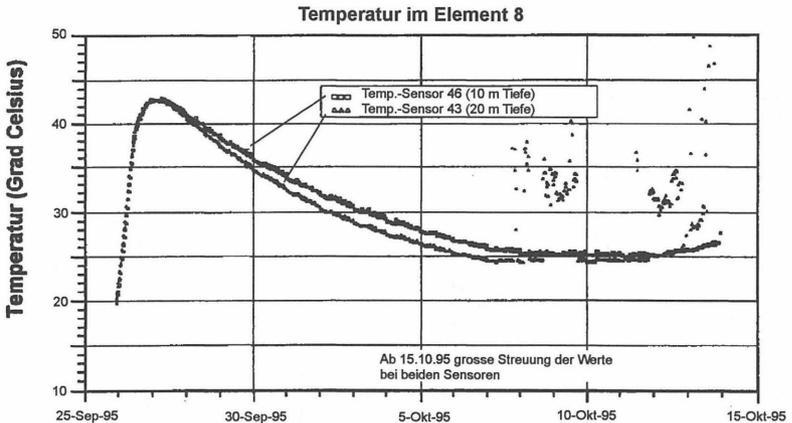


Abb.6 Temperaturverlauf, Solexperts AG 1996

Die Druckmessungen mit den Porenwasserdruckgebern auf deren Darstellung hier verzichtet wird, wurden erst mehrere Stunden nach dem Verfüllen der Lamelle gestartet, so dass bei Beginn der Messungen das Material bereits begonnen hatte abzubinden. Im weiteren Verlauf der Messungen haben sich auch hier die Messwerte den Druckhöhen des Grundwassers angeglichen. Die Aufzeichnung der Messwerte der Druckkissen konnten keinen weiteren Aufschluss über die Spannungsverhältnisse in der Wand liefern, da aufgrund der Erwärmung der Wand während des Abbindens eine Ausdehnung der Druckkissen stattgefunden hat. Beim anschließenden Abkühlen bildete sich dann wahrscheinlich zwischen Wand und Kissen ein Hohlraum, so dass die Druckkissen nach dem Erhärten der Wand ebenso wie die Porenwasserdruckgeber „nur“ den Wasserdruck registrierten.

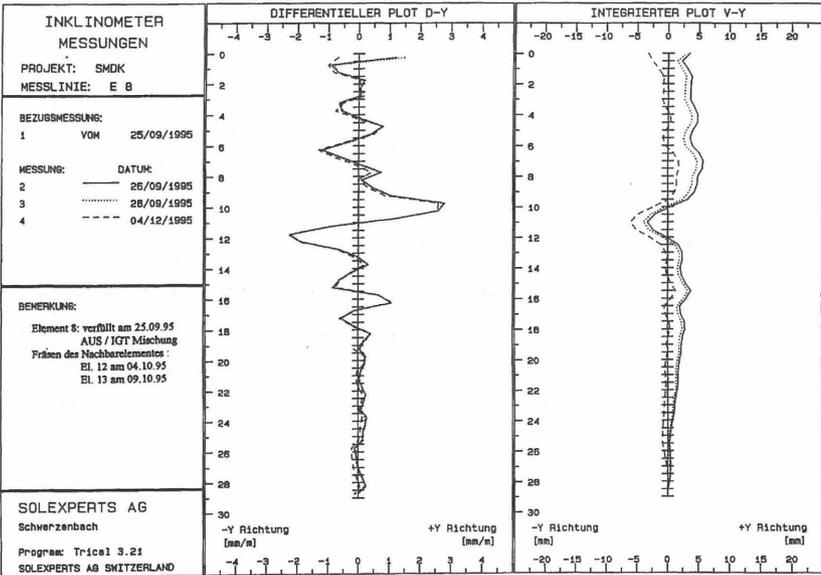
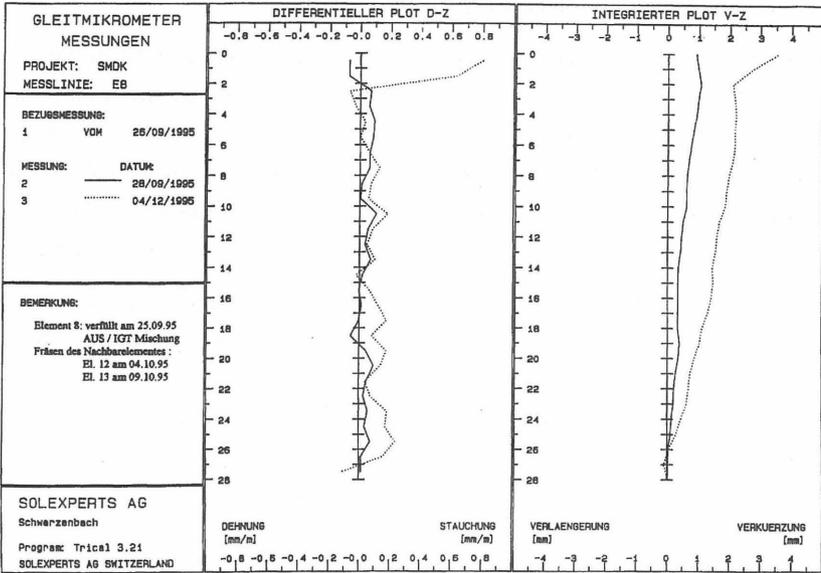


Abb.7 Verformungen a) Gleitmikrometer oben, b) Inklinometer unten, Solexperts AG 1996

Mit den Gleitmikrometermessungen wurde ebenfalls erst am Tag nach dem Verfüllen des Schlitzes begonnen. Der Setzungsverlauf der Dichtwand ist dem Setzungsverlauf der späteren Messungen aus Malsch ähnlich. Insgesamt ist eine Verkürzung um ca. 4 mm zu beobachten. Zonen, in denen eine Verlängerung der Wand auftritt, konnten nicht registriert werden (Abb.7 a).

Die Neigungsmessungen mit der Inklinometersonde wurden bereits am Tag des Verfüllens begonnen. Die Verkippungen der Wand in deren Längsrichtung, die in Abb.7 b dargestellt sind, sind gering. Erst die dritte Folgemessung nach gut zwei Monaten zeigt eine Neigung bzw. Verschiebung der Wand von ca. 5 mm zum Nachbarelement.

### 3 Forschungsprojekt „Spannungs- Veformungsverhalten der tonzementgebundenen Dichtwandmasse“

Bei den vorbeschriebenen Untersuchungen traten nach dem Erhärten der Wand keine zusätzlichen Lasten auf. Für den Fall, dass nach der Einkapselung eines kontaminierten Areals Lasten (z.B. Gebäude) an der Geländeroberfläche aufgebracht werden, ist nachzuweisen, dass die durch die Lasten in den Untergrund übertragenen Spannungen und Verformungen keine nachteiligen Auswirkungen auf die Funktionstüchtigkeit der Dichtwand haben (Abb.8). Dies kann nur geschehen, wenn die mechanischen Eigenschaften der erhärteten Mischung bekannt sind. Ziel des Forschungsprojekts ist es, Materialeigenschaften zu ermitteln sowie das mechanische Verhalten und Versagen eines Dichtwandmodells im Maßstab 1:1 zu untersuchen.

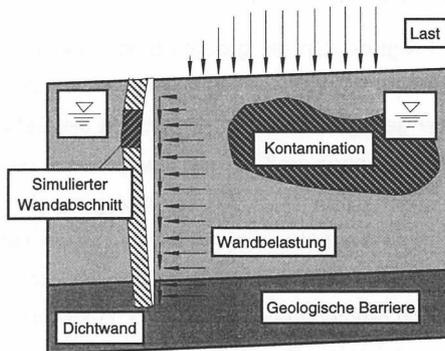


Abb.8 Systemskizze

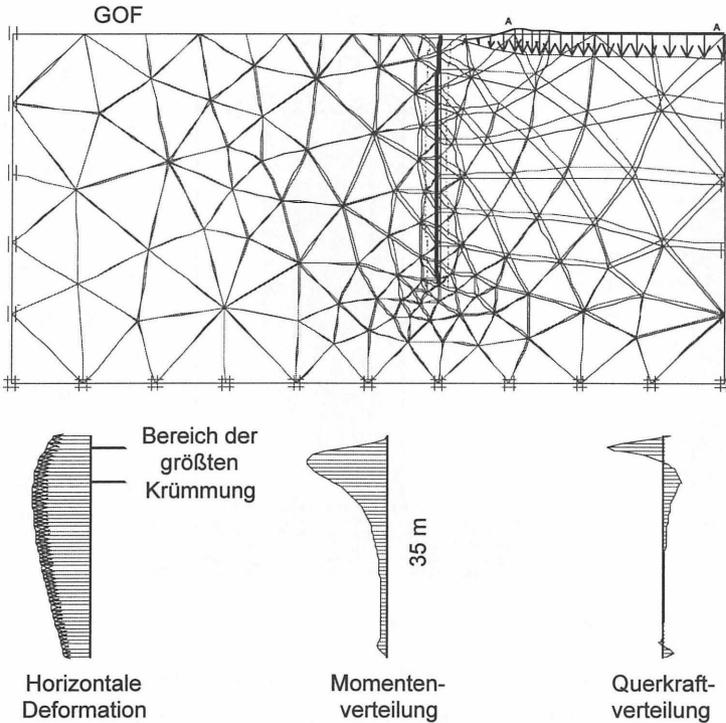
Vor der Planung und der Durchführung der Großversuche war es erforderlich, kleinmaßstäbliche Laborversuche durchzuführen, die zum Ziel hatten, geotechnische Kennwerte der Suspension im abgebundenen Zustand zu ermitteln. Die erhaltenen Kennwerte sollen im Großversuch überprüft und beurteilt werden. Hinsichtlich der Ergebnisse dieser Versuche wird auf Brinkmann, Amann 1999 verwiesen.

### 3.1 FE-Berechnungen

Für die Ermittlung der auf eine Dichtwand aus seitlicher Auflast einwirkenden Spannungen und der daraus resultierenden Verformungen wurden FE-Berechnungen durchgeführt. Aufgrund der hierdurch gewonnenen Erkenntnisse konnte für eine Dichtwand ein kritischer Belastungszustand ermittelt und daraus für die Großversuche eine geeignete Geometrie und Belastung entwickelt werden. Die Berechnungen wurden mit dem Programm „Plaxis Version 7“ durchgeführt.

Die in Abb.9 dargestellten Ergebnisse zeigen die Belastung und die horizontale Verformung der Wand, bei einer seitlich auf der Geländeoberfläche wirkenden Auflast. Bei dieser Berechnung wurde die Wand als Balken modelliert, um die Momenten- und Querkraftverteilung zu erhalten. In einer zweiten Rechnung wurde die Wand als Boden mit dem Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb modelliert, was ähnliche Ergebnisse liefert. Die Dicke der Wand wurde zu 60 cm, die Tiefe zu 35 m und die an der Geländeoberfläche wirkende Auflast zu 400 kN/m<sup>2</sup> gewählt. Der seitliche Abstand der Last zur Wand beträgt 3 m. Die Last steigt linear an und erreicht bei einem Abstand von 10 m die volle Größe. Der Grundwasserspiegel wurde 1 m unter Geländeoberfläche angenommen.

Für den untersuchten Fall liegt der Ort der größten Biegebeanspruchung und damit auch der größten Krümmung mit einer Tiefe von ca. 5 m relativ dicht unterhalb der Geländeoberfläche (GOF). Aufgrund der geringen Überdeckung ist dort die Gefahr des Versagens des Materials infolge von Zugspannungen groß. Die Dichtwand bleibt bei dieser Belastung über die gesamte Tiefe im elastischen Zustand. Die Durchbiegung der Wand im Bereich der größten Momentenbelastung beträgt über eine Länge von ca. 5 m etwa 1.5 mm. Unter der Annahme, dass sich die neutrale Faser in der Mitte des Wandquerschnitts befindet, berechnen sich aus der gefundenen Momentenbelastung ( $M = 11 \text{ kNm/m}$ ) Randspannungen von  $\sigma = \pm 180 \text{ kN/m}^2$  bei einer maximalen Querkraft von  $Q = 5 \text{ kN/m}$ . Unter Berücksichtigung dieser Ergebnisse wurde im Großversuch das im Prinzip in Abb.8 eingezeichnete Wandelement simuliert.



**Abb.9** Ergebnis der FE-Berechnungen

### 3.2 Großversuche, Versuchsaufbau

Ausgehend von den Ergebnissen der FE-Berechnungen wurde das in Abb.10 dargestellte statische System und die dazugehörige Konstruktion für die Großversuche gewählt. Für die Großversuche konnte die am Institut für Geotechnik der ETH Zürich vorhandene Großversuchsanlage genutzt werden (Hertweck, Amann 1996).

Das statische System des Großversuchs besteht aus einer Wandscheibe, die nahe des unteren und oberen Randes gelenkig gelagert ist und auf dem Boden des Versuchskastens frei aufsteht. Die Belastung der Wand erfolgt in zwei Schritten mit Hilfe von wassergefüllten Druckkissen. Im ersten Schritt wird eine allseitig wirkende Vorbelastung ( $p_0$ ) aufgebracht. Im zweiten Schritt wird die horizontale Belastung einseitig erhöht ( $\Delta p_{hor}$ ), so dass eine Biebeanspruchung des Wandelements infolge einer Gleichstreckenlast erzeugt wird.



Die Deformation der Wand wird auf zwei verschiedene Arten gemessen. Neben der Messung der Neigungsänderung mit Hilfe einer Inklinometersonde, werden die Dehnungen und Stauchungen der Randfasern des Wandelements mittels optischer Glasfasersensoren gemessen. Mit Hilfe dieser Sensoren kann die Längenänderung einer Struktur zwischen zwei Punkten gemessen werden. Die Vorteile dieses Systems liegen in der einfachen Handhabung der Sensoren, die vom Anwender keine Eichung erfordern und in der hohen Genauigkeit von  $2\ \mu\text{m}$ . Insgesamt wurden 16 dieser Sensoren in zwei Querschnitten als Ketten zu je vier Stück in die Wand „einbetoniert“. Bei der Auswertung der Verformungsmessungen wird von den Bernoullischen Annahmen ebener Querschnitte ausgegangen. Dabei wird angenommen, dass die neutrale Achse in der Mitte des Querschnitts liegt. Mit der abschnittsweise gemessenen Krümmung der Glasfasersensoren kann für ein Balkenabschnitt der Krümmungspolynom zweiten Grads bestimmt werden, aus dem dann der Polynom vierten Grads für die Durchbiegung berechnet werden kann.

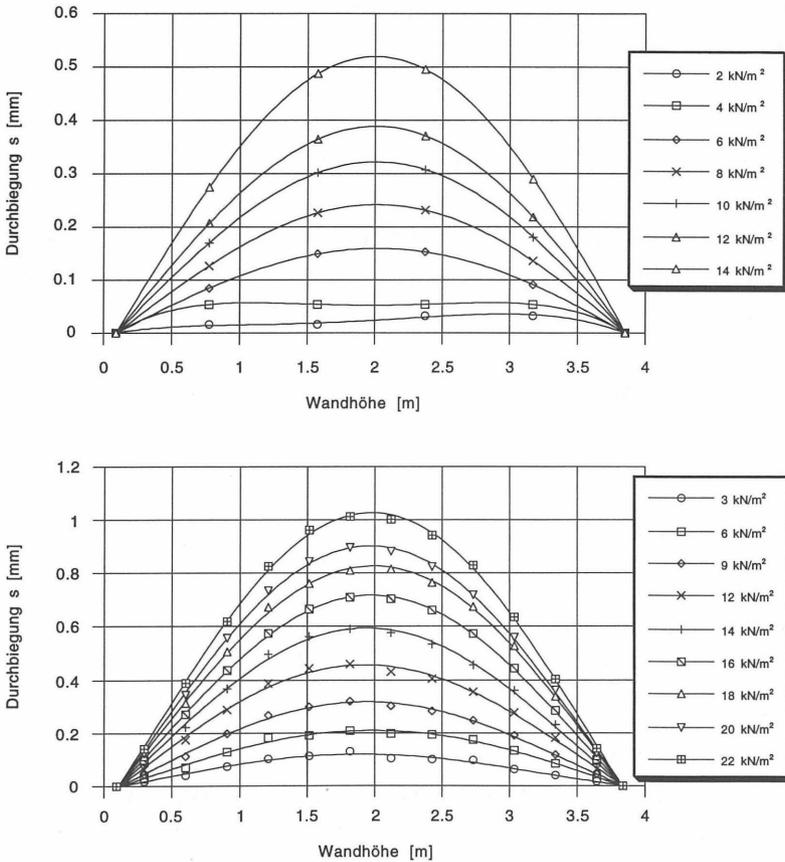
### **3.3 Großversuche, Durchführung und Ergebnisse**

Mit dem in Abb.10 gezeigten System wurden zwei Versuche mit der beschriebenen Mischung durchgeführt. Beim zweiten Versuch wurde die Vorbelastung, die beim ersten Versuch einer Wandtiefe von 5 m entsprach auf ein Wert von 15 m erhöht.

Nach einer Abbindezeit von 35 Tagen bzw. 43 Tagen wurde die Vorbelastung auf das Wandelement aufgebracht. Mit dem Aufbringen der effektiven Belastung wurde 48 Tage später begonnen. Die pro Laststufe aufgebrachte Last betrug  $\Delta p_{\text{hor}} = 2\ \text{kN/m}^2$  bzw.  $\Delta p_{\text{hor}} = 3\ \text{kN/m}^2$  und wurde jeweils über zwei bis fünf Tage konstant gehalten. Die Last wurde bis zum Eintreten des Bruchs der Wand gesteigert. Das Versagen der Wand trat bei beiden Versuchen in Form eines horizontalen Risses etwa auf halber Wandhöhe auf. Mit Hilfe eines Endoskops, das in Röhren eingeführt werden konnte, die sich in der Wand befanden, konnte der Riss sofort nach dessen Entstehung auf 80% des Querschnitts der Wand beobachtet werden.

#### **3.3.1 Verformungen**

Die gemessenen Durchbiegungen der beiden Versuche sind in der Abb.11 a, b aufgeführt. Für den 1. Versuch sind die ausgewerteten Messungen der optischen Glasfasersensoren abgebildet. Beim 2. Versuch traten Probleme mit diesen Sensoren auf, so dass die Verformungen wie sie von der Inklinometersonde gemessen worden sind, dargestellt werden.



**Abb.11** Durchbiegung a) Versuch 1, b) Versuch 2

Die maximale vor dem Auftreten des Bruchs gemessene Durchbiegung betrug beim ersten Versuch  $s = 0.54$  mm und beim zweiten Versuch  $s = 1.02$  mm, woraus sich am Ort der größten Krümmung Radien von  $R = 2800$  m und  $R = 1400$  m berechnen lassen. Die maximalen Laststufen, die dauerhaft gehalten werden konnten, betragen  $p = 14$  kN/m<sup>2</sup> (1. Versuch) bzw.  $p = 22$  kN/m<sup>2</sup> (2. Versuch). Die auf Grund der Spaltzugfestigkeit des Materials (1. Versuch  $\sigma_z = 510$  kN/m<sup>2</sup>, 2. Versuch  $\sigma_z = 690$  kN/m<sup>2</sup>) zu erwartende mögliche Belastung wurde in beiden Versuchen zu etwa 80% erreicht. Dabei verhielt sich das Element etwa drei- bis viermal steifer als nach den Ergebnissen aus einaxialen Druckversuchen (1. Ver-

such  $E = 1100 \text{ MN/m}^2$ , 2. Versuch  $E = 930 \text{ MN/m}^2$ ) zu erwarten gewesen wäre. Beim Ausbau des Wandelements konnten außer der in der Mitte der Wand verlaufenden Bruchebene nur vereinzelte Risse mit Tiefen von wenigen Millimeter beobachtet werden.

### 3.3.2 Temperaturentwicklung

In Abb.12 ist die Temperaturentwicklung über der Versuchsdauer des 2. Großversuchs aufgetragen. Die Temperatur wurde bei diesem Versuch an fünf Punkten über die Dicke der Wand gemessen (beim 1. Grossversuch wurde die Temperatur über die Höhe der Wand gemessen). Die einzelnen Fühler hatten einen horizontalen Abstand von 10 cm. Die zwei Aufnehmer, die der Wandoberfläche am nächsten waren registrierten eine Maximaltemperatur von im Mittel  $40^\circ\text{C}$ . Der Fühler in der Mitte der Wand zeigte einen Maximalwert von  $48^\circ\text{C}$ . Nach dem Abklingen der Hydratationswärme spiegelt der weitere Verlauf die Raumtemperatur in der Versuchshalle wieder. Die Temperaturwerte und ihr Verlauf sind ähnlich den Werten, die in der Versuchswand von Kölliken gemessen worden sind. Um ein Austrocknen zu verhindern, wurde die Wand nach der Herstellung bis zum Ende des Versuchs befeuchtet. Bohrkern, die beim Ausbau aus der Wand entnommen wurden, wiesen Sättigungsgrade von im Mittel mehr als 99.5% auf.

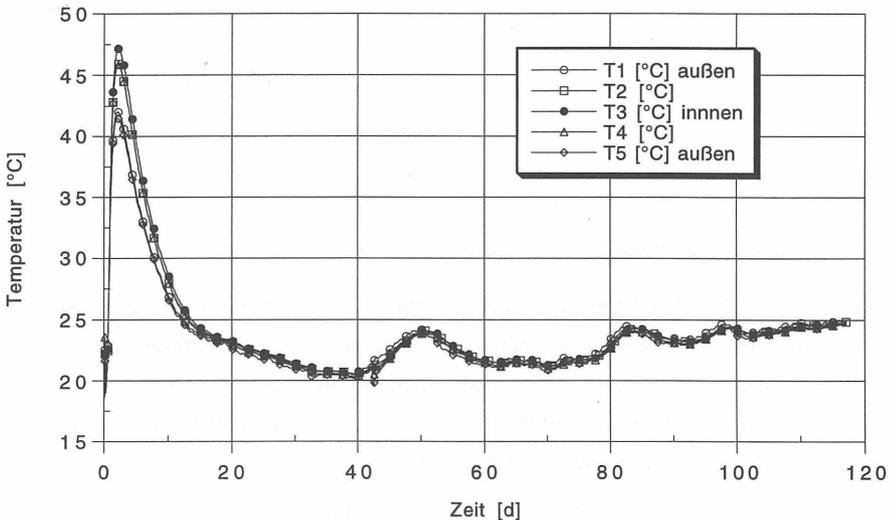
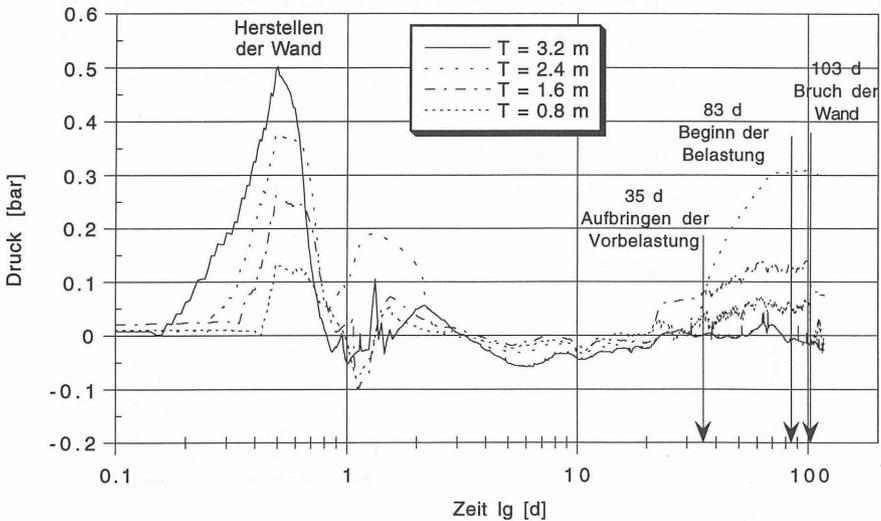


Abb.12 Temperaturentwicklung 2. Großversuch

### 3.3.3 Porenwasserdruckmessungen

Wie in den Versuchsschlitzwänden, wurde auch bei den Großversuchen der Druck mit elektrischen Porenwasserdruckaufnehmern gemessen. In Abb.13 ist zu erkennen, dass sich die gemessenen Drücke ähnlich wie bei den in situ Versuchen verhalten. Nachdem anfänglichen Aufbau des vollen Suspensionsdrucks fallen die Werte aller Sensoren innerhalb weniger Stunden auf Werte um Null ab, was auf das sich aufbauende Korngerüst zurückzuführen ist. Das Absinken des Drucks auf Null liegt darin begründet, dass die Versuchsanlage kein geschlossenes System darstellt und es daher (noch) nicht möglich ist einen dauerhaften Wasserspiegel zu erzeugen.



**Abb.13** Resultate der Porenwasserdrucksensoren, 1. Großversuche

Nach dem Abfallen des Porenwasserdrucks, konnte im weiteren Verlauf bei drei der vier Sensoren ein erneuter, langsamer Anstieg des Porenwasserdrucks festgestellt werden. Der Anstieg erfolgte bis auf Werte, die in etwa einer sich über den Aufnehmern befindenden Wassersäule entsprechen. Das Aufbringen der Biegebeanspruchung auf die Wand hatte keinen Einfluss auf die Porenwasserdruckwerte.

Das beschriebene Verhalten lässt darauf schließen, dass sich im Wandmaterial nach dem Erhärten als Folge der Überlagerung verschiedener Einflüsse (z.B. Kriechen, Volumenverminderung aufgrund Temperaturabnahme) durchgehende Poren bilden, in denen sich ein

Wasserdruck aufbauen kann. Aufgrund dieser Ergebnisse und der Ergebnisse der Druckmessungen in den Versuchsdichtwänden kann darauf geschlossen werden, dass innerhalb des Wandmaterials Auftrieb vorhanden ist und effektive Spannungen wirksam sind.

Der Vergleich der Temperatur- und der Porenwasserdruckwerte im Grossversuch mit den Werten in den Versuchsdichtwänden lässt den Schluss zu, dass im Großversuch ähnliche Bedingungen wie in situ geherrscht haben.

#### 4 Faserbewehrung

Aufgrund der in den Großversuchen beobachteten geringen Zugfestigkeit und des sehr spröden Materialverhaltens, wurde beschlossen zu untersuchen, ob durch eine Faserbewehrung eine Verbesserung der mechanischen Eigenschaften, im speziellen der Zugfestigkeit, zu erreichen ist. Bei einer Zugabe von Fasern ist zu beachten, dass die Barrierewirkung der Mischung nicht negativ beeinflusst wird und die Verarbeitbarkeit weiterhin gewährleistet ist. Die verwendeten Fasern dürfen ihre Eigenschaften in stark alkalischem Milieu bzw. unter dem Einfluss von Sickerwässern nicht verlieren. Wichtig für die Wirksamkeit der Faserbewehrung ist, dass der Elastizitätsmodul der Fasern höher ist als derjenige der sie umgebenden Matrix. So wird erreicht, dass die Fasern bei einer Dehnung der Matrix Zugkräfte aufnehmen.

Für die durchgeführten Versuche wurde eine spezielle Polyvinylalkohol-Faser (PVA) ausgewählt, die als Ersatzstoff für Asbest in der Faserzementindustrie entwickelt wurde (Akers et al 1989). Die technischen Daten der verwendeten Fasern sind in Tab. 1 angegeben.

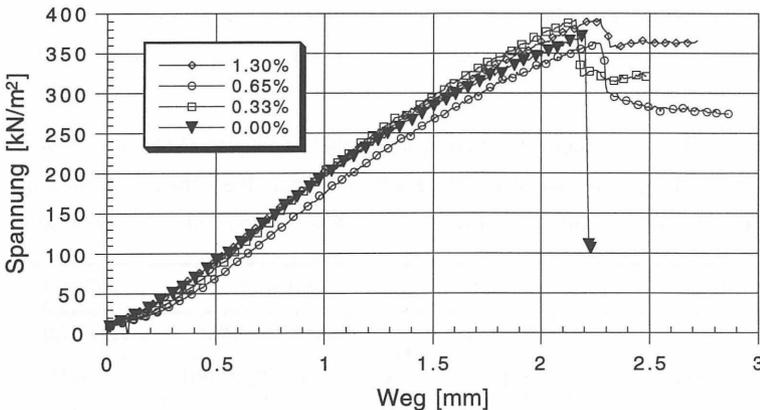
| Kennwert      | Größe                     | Kennwert           | Größe                       |
|---------------|---------------------------|--------------------|-----------------------------|
| Länge         | 4 [mm]                    | Elastizitätsmodul  | 36'000 [MN/m <sup>2</sup> ] |
| Durchmesser   | 14 [µm]                   | Bruchdehnung (Zug) | 7.4 [%]                     |
| Dichte        | 1.04 [g/cm <sup>3</sup> ] | Kosten             | ca. 5 [sFr/kg]              |
| Zugfestigkeit | 1530 [MN/m <sup>2</sup> ] |                    |                             |

Tab. 1 Kennwerte Polyvinylalkohol Fasern (PVA)

Ein weiterer Grund für die Auswahl dieser Faser liegt darin, dass aufgrund der im Molekül vorhandenen OH-Gruppe Verbindungen mit dem im Zement vorhandenen Calcium aufge-

baut werden, die einen festen Verbund gewährleisten. Die dauerhafte Beständigkeit der Fasern in stark alkalischem Milieu konnte von Akers et al 1989 nachgewiesen werden. In eigenen Versuchen konnte gezeigt werden, dass die Fasern bis zu einem Gehalt von etwa 1.3 Massen-% des Zementgehalts zugegeben werden können. Bei größeren Mengen lassen sich die Fasern nicht mehr gleichmäßig im Anmachwasser verteilen. Untersucht wurden Mischungen mit einem Faseranteil von 1.30 Massen-%, 0.65 Massen-% und 0.33 Massen-% des Zementanteils. Um die Pumpfähigkeit der frischen Mischung zu gewährleisten, ist es erforderlich die notwendige Menge an Verflüssiger, je nach Fasergehalt, um bis zu 50% zu erhöhen. Die Dichte der Mischung bleibt nahezu gleich und auch die Durchlässigkeit verhält sich gegenüber der unbewehrten Mischung unverändert.

Bisher wurden Elementversuche an 14 Tage und 28 Tage alten Proben zur einaxialen Druckfestigkeit und zur Spaltzugfestigkeit (Brasilianer Test) durchgeführt. Wie in Abb.14 zu sehen ist, konnte das gewünschte Ziel, die Spaltzugfestigkeit zu erhöhen, nicht erreicht werden. Auch bei der einaxialen Druckfestigkeit und der Bruchstauchung konnte kein nachweisbarer Einfluss festgestellt werden.



**Abb.14** Spaltzugversuche 28 Tage alter Proben mit und ohne Faserbewehrung

Der Grund für dieses Verhalten liegt wahrscheinlich darin, dass die PVA-Fasern, um eine Wirkung erzeugen zu können, erst in einen gestreckten Zustand gebracht werden müssen. Bei der Eternitproduktion wird dieses Problem gelöst, indem die frische Suspension ähnlich dem Vorgang bei der Papierherstellung über ein Sieb entwässert wird was hier nicht möglich ist.

Der positive Einfluss der Faserbewehrung zeigt sich darin, dass nach dem Überschreiten der Bruchkraft keine klaffende Fuge auftritt. Die Probe zerfällt nicht in zwei Teile wie bei der unbewehrten Mischung. Bei einem wenige zehntel Millimeter breiten Riss halten die Fasern die Probenhälften auch nach größeren Deformationen mit fast konstanter Kraft zusammen (Abb.14). Inwieweit sich das Bruch- und Durchlässigkeitsverhalten einer faserbewehrten Mischung unter Biegebeanspruchung verändert, sollte in weiteren Versuchen untersucht werden.

## **5 Zusammenfassung**

Die in den Versuchsschlitzwänden und in den Grossversuchen durchgeführten Messungen verdeutlichen das Abbindeverhalten der am IGT entwickelten ton- zementgebundenen Dichtwandmischung. Es ist zu erkennen, dass sich bereits nach wenigen Stunden ein Korngerüst aufbaut. Aufgrund der Daten der Porenwasserdrucksensoren kann davon ausgegangen werden, dass innerhalb der Wand ein effektiver Spannungszustand herrscht. Der Einfluss der Arbeiten an Nachbarlamellen auf die Porenwasserdruckwerte lassen den Schluss zu, dass es sich bei der abgebundenen Wand um ein gering durchlässiges System handelt, dass ein durchgehendes System an Poren aufweist.

Trotz der vor allem in der warmen Jahreszeit nicht unerheblichen Hydratationswärme ist nicht mit Rissbildungen infolge möglicher, mit der abnehmenden Temperatur einhergehender Volumenreduktionen oder innerer Spannungen zu rechnen. Die Messungen mit der Gleitmikrometersonde haben ergeben, dass vor dem Abbinden nur verhältnismäßig geringe Wassermengen abfiltriert werden.

Nicht geklärt werden konnte die Ursache für die lokal auftretenden Verlängerungen in der Versuchswand bei der Deponie Malsch. Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass in diesen Abschnitten die Gefahr einer Rissbildung bestand. Eine Faserbewehrung könnte eine Verbesserung der Eigenschaften des Materials für derartige Bedingungen bringen.

Die in den Grossversuchen durchgeführten Temperatur- und Druckmessungen lassen den Schluss zu, dass die Wandelemente in den Großversuchen unter Bedingungen untersucht worden sind, die der Realität ähnlich sind.

Die Ergebnisse der Großversuche mit der am IGT entwickelten Dichtwandmischung machen deutlich, dass bei einer mechanischen Belastung auftretende Zugspannungen für

die Funktionstüchtigkeit einer Dichtwand eine nicht zu unterschätzende Gefahr darstellen. Diese Gefahr wird verstärkt durch die nur sehr kleinen realisierbaren Verformungen und das sehr spröde Materialverhalten. Interessant wäre zu untersuchen, inwieweit dieses Verhalten auch auf andere zementgebundene Dichtwandmischungen zutrifft. Ob durch eine Faserbewehrung eine maßgebende Verbesserung der Materialeigenschaften zu erzielen ist, sollte in weiteren Versuchen, auch mit anderen Fasertypen, geprüft werden.

## 6 Literatur

- Akers, S., Studinka, J., Meier, P., Dobb, M., Johnson, D., Hikasa, J. (1989):  
Long term durability of PVA reinforcing fibres in a cement matrix. International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Volume 11, Number 2, May 1989, Longman Scientific & Technical, Harlow, p. 73-78
- Brinkmann, A., Amann, P. (1999):  
Klein- und großmaßstäbliche Versuche zur Ermittlung des mechanischen Verhaltens einer ton- zementgebundenen Dichtwand. Bauingenieur 74, Springer VDI Verlag, S. 390-396
- Hermanns, R. (1993):  
Sicherung von Altlasten mit vertikalen mineralischen Barriersystemen im Zweiphasen-Schlitzwandverfahren. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich, Band 204
- Hertweck, M.; Amann, P. (1996):  
Tragverhalten von Steilwandbarrieren im Deponiebau. Bauingenieur 71, Springer VDI Verlag, S. 369-377
- Kayser, J. (1995):  
Spannungs- Verformungs- Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 49
- Studinka, J. (1989):  
Asbestos substitution in the fibre cement industry. International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Volume 11, Number 2, May 1989, Longman Scientific & Technical, Harlow, p. 79-91
- Berichte 848 Nr. 3, 4, 9 (1992):  
SAD Malsch Testdichtwand, Temperaturmessungen, Messungen des Porenwasserdruckes, Gleitmikrometer-Messungen, Solexperts AG, Schwerzenbach ZH (unveröffentlicht)

Berichte 772 (1992), 772/2 (1994):

Versuchsdichtungs-Schlitzwand Aspholz. Berichte über die Untersuchungen In Situ an der Versuchsdichtungs-Schlitzwand, Solexperts AG, Schwerzenbach ZH (unveröffentlicht)

Bericht 1012 (1996):

Versuchsdichtwand SMDK, Geotechnische und hydrogeologische Instrumentierungen und Messungen, Schlussbericht, Solexperts AG, Schwerzenbach ZH (unveröffentlicht)

**Anschrift des Verfassers:**

Dipl.-Ing. Andreas Brinkmann

Institut für Geotechnik

ETH Zürich

CH-8093 Zürich

Tel.: +41-1-633 34 95

Fax: +41-1-633 10 79

e-mail: [brinkmann@igt.baug.ethz.ch](mailto:brinkmann@igt.baug.ethz.ch)



## Selbsteilungsvermögen von Einphasen-Dichtwandmassen

Chr. Scholz, Th. Schulz,  
M. Woitkowitz, A. Märten

### 1. Einführung und Problemstellung

Die wasserdichte Umschließung von Bauwerken durch Dichtwandssysteme gehört zu den traditionellen Aufgabengebieten des Bauwesens. Einphasen-Dichtwände können in diesem Zusammenhang sowohl für den Bereich der Altlastensanierung als auch für temporäre Baumaßnahmen eine Alternative zu herkömmlichen Abdichtungssystemen darstellen.

An Dichtwände zur Sicherung von Altlasten sind hohe Anforderungen zu stellen. In einer Einkapselungsmaßnahme sollten sowohl aus ökologischen wie ökonomischen Gründen keine Zwischen- sondern vielmehr Endlager gesehen werden. Die wichtigsten Parameter bei der Beurteilung der Effizienz einer Abdichtung ist deren Langzeitbeständigkeit, respektive Dauerhaftigkeit. Werden Dichtwände als temporäre Bauhilfsmaßnahme verwendet, stellt vor allem die Dichtigkeit der Wand das Hauptkriterium dar.

Dichtwandelemente können sowohl während der Baumaßnahme als auch in der späteren Nutzungsphase sehr komplexen Beanspruchungen unterworfen sein (siehe Abb. 1).

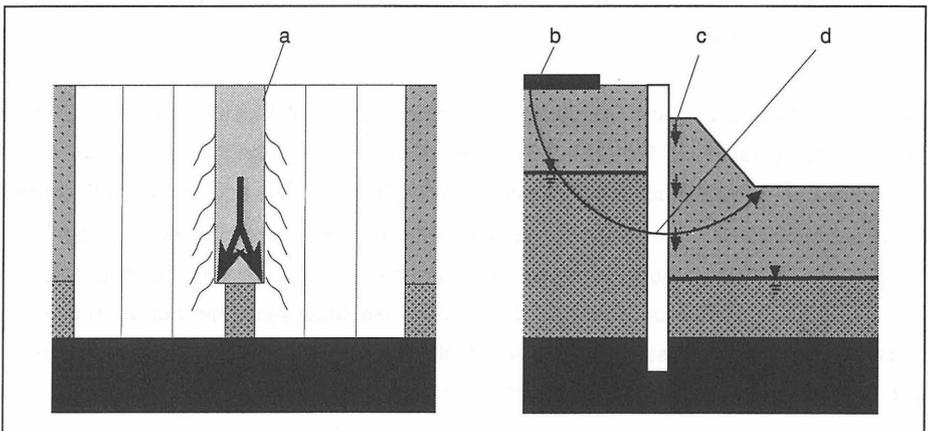


Abb. 1: Mögliche Beanspruchungen von Einphasen-Dichtwänden

Diese Beanspruchungen resultieren beispielsweise aus:

- a) Erschütterungen durch meißelartiges Lösen von Boden in Nachbarlamellen,
- b) Baustellenverkehr, u.a. Umsetzen der Schlitzwandaushubgeräte (Gewicht bis zu 120 t), Verfestigung der Baustraße mittels Vibrationswalzen,
- c) Belastungen infolge Grundwasserabsenkungen,
- d) Veränderungen der Geländegeometrie und damit verbundenen Konsolidierungs- und Setzungserscheinungen.

KAYSER (1995) macht vor diesem Hintergrund darauf aufmerksam, daß das mechanische Verhalten einer Dichtwandmasse (DWM) häufig „mit der Hoffnung auf ein „Selbstheilungsvermögen“ und eine „plastische Verformbarkeit“ ... vernachlässigt“ wird. Gemäß einer Untersuchung von DÜLLMANN und HEITFELD (1985) kann eine „weitgehend rißfreie Aufnahme von Verformungen nur von solchen Materialien erwartet werden, deren Steifigkeit unter bzw. nicht wesentlich über der des anstehenden Bodens liegt“. Diese Forderung wird von nur wenigen auf dem Markt erhältlichen Fertigbaustoffen erfüllt. In diesem Kontext ist es vorstellbar, daß die Auswirkungen der beschriebenen mechanischen Beanspruchungen den Abdichtungserfolg eines Dichtungssystems zumindest in Ansätzen vermindern. Auftretende Risse könnten neben der Grundwassertemperatur und den Imperfektionen der Dichtwand eine Erklärung für die häufig auftretende Diskrepanz zwischen errechneter und gemessener Systemdurchlässigkeit liefern. Die gemessenen Werte liegen im allgemeinen um mindestens eine Zehnerpotenz höher, als die anhand von Laborversuchen errechnete Systemdurchlässigkeit.

Am IGB-TUBS wird z.Z. das Selbstheilungsvermögen von DWM an zwei von der AZ BUT zur Verfügung gestellten Fertigbaustoffen untersucht. Hierbei handelt es sich um einen feststoffarmen Baustoff auf Natriumbentonitbasis (DiWa-mix®K) und einen feststoffreichen Baustoff auf Calciumbentonitbasis (Ca-mix®). Bei den Versuchsserien werden das Probenalter bei Rißeinleitung sowie die Lagerungsbedingungen variiert. Zur quantitativen Erfassung des Selbstheilungserfolges dienen einaxiale Druckversuche und Versuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit. Eine Auswahl der bis dato ermittelten Untersuchungsergebnisse wird in dem vorliegenden Bericht vorgestellt.

## **2. Überblick über den Stand der Forschung**

### **2.1. Allgemeines**

Im Verlauf einer Literaturrecherche konnten keine relevanten Untersuchungen zum Selbstheilungsvermögen von Dichtwandmassen aufgefunden werden. Als ein artverwandtes Thema kann lediglich das bislang in geringem Umfang erforschte Erosionsverhalten von DWM angesehen werden. Aus diesen Gründen wurden Veröffentlichungen aus der Zement-, Beton- und Tontechnologie ausgewertet.

Während eine Gegenüberstellung der Untersuchungen für Tone zu überwiegend gleichlautenden Ergebnissen kommt, wird bei Beton in mancherlei Hinsicht kontrovers diskutiert.

### **2.2. Erosionsverhalten von Einphasen-Dichtwandmassen**

MESECK (1987) untersuchte das Erosionsverhalten von DWM anhand von Pinhole-Tests. Diese Tests wurden an sechs Dichtwandmischungen über einen Zeitraum von 350 Tagen durchgeführt. Hierbei konnte eine kontinuierliche Abnahme der Durchflußmengen festgestellt werden. Bereits nach einer Versuchsdauer von 190 Tagen verringerte sich die Durchflußmenge auf ca. ein Viertel der Ausgangswassermenge. Als Ursache vermutet MESECK eine Verringerung des Durchflußquerschnittes, hervorgerufen durch Quellen des Bentonites und weiterlaufende Hydratation des Zementes. Ein Vergleich der Durchflußmengenreduzierung läßt weder einen gravierenden Einfluß der Bentonitart noch des Zementgehaltes erkennen.

### **2.3. Untersuchungen zu Zement und Beton**

#### **2.3.1. Allgemeines**

Das Eintreten von Rissen kann bei Betonkonstruktionen nicht verhindert werden. Häufig ist bei massigen Bauteilen eine verstärkte Rißbildung zu beobachten. Fast regelmäßig müssen Trennrisse in Wasserbehältern, in „weißen Wannen“ oder in Tunnelauskleidungen aus Stahlbeton verzeichnet werden.

Unter der Selbstheilung von Rissen versteht MEICHSNER (1992) einen „komplizierten physikalisch-chemischen Vorgang, bei dem durch das strömende Wasser mit den beteiligten Medien schließlich die Abdichtung eines Risses“ erzielt wird. Sie ist mit einer allmählichen Verminderung der durchfließenden Wassermenge und einem Rückgang der Durchfeuchtung verbunden. Als äußerliches Merkmal stellen sich weiße Kalknarben an den abgetrockneten Betonoberflächen ein.

Die erkannten Selbstheilungseffekte sind bislang nur zögernd in die Massivbaunormen aufgenommen worden. Der Vorgang selbst und die physikalischen und chemischen Prozesse bedürfen noch weitergehender Erforschung.

### 2.3.2. Ursachen des Selbstheilungsvermögens

Im einzelnen sind der Literatur die in Tab. 1 aufgeführten Ursachen des Selbstheilungsvermögens zu entnehmen. Die Wertungen bezüglich des Einflusses der einzelnen Ursachen gehen jedoch weit auseinander. Überwiegende Übereinstimmung herrscht lediglich hinsichtlich der positiven Wirkung der Karbonatisierung.

Tab. 1: Ursachen des Selbstheilungsvermögens nach verschiedenen Autoren

| Autor                       | Quellen des Zementsteins | weiterlaufende Hydratation | Karbonatisierung | Feinststoffe im Wasser | Abplatzungsprodukte |
|-----------------------------|--------------------------|----------------------------|------------------|------------------------|---------------------|
| Falkner, 1977               | x                        |                            | x                | x                      |                     |
| Lohmeyer, 1984              |                          | x                          | x                |                        |                     |
| Clear, 1985                 |                          | +/-                        | x                | x                      |                     |
| Schubert, 1987              | x                        |                            | x                | x                      |                     |
| Bomhard, 1987               | x                        |                            | x                | x                      |                     |
| Meichsner, 1988             | x                        |                            | x                | x                      | x                   |
| Ripphausen, 1989            |                          | x                          | x                | x                      | x                   |
| Bick, 1995                  | x                        |                            | x                | x                      | x                   |
| Edvardsen, 1996             |                          |                            | x                | x                      | x                   |
| Deutscher Betonverein, 1996 |                          |                            | x                | x                      |                     |
| Gutsch, 1998                |                          | x                          |                  |                        |                     |

◆ Quellen des Zementsteins

Das bei wasserdruckbeanspruchten Bauteilen in einen Riß einsickernde Wasser liefert im Bereich der Eindringtiefe ein Feuchtigkeitsangebot. Dieser Vorgang zieht das Quellen des Zementsteins nach sich und führt somit zu einer Riseinengung. Ebenso kann aber auch ein bereits ausgeheilter Riß nach einer Austrocknungszeit und erneuter Wasserdruckbelastung zeitweilig wieder undicht werden. Aufgrund der Reversibilität des Quellvorganges ist indes nach MEICHSNER (1989) von einem abermaligen Schließen des Risses auszugehen.

◆ weiterlaufende Hydratationsvorgnge

Die Hydratation beginnt an der Zementkornoberflche. Hier bildet sich zunächst das Zementgel hllenartig um das Korn aus (siehe Abb. 2). Im weiteren Verlauf muß das Wasser durch die Hlle bis in den noch nicht hydratisierten Kern diffundieren. Infolge dieses Prozesses werden schrittweise weitere Teile des Kernes gelöst und gehen eine chemische Reaktion mit dem Wasser ein. Die Hydratationsprodukte wachsen in den noch wassergefüllten Raum hinein.

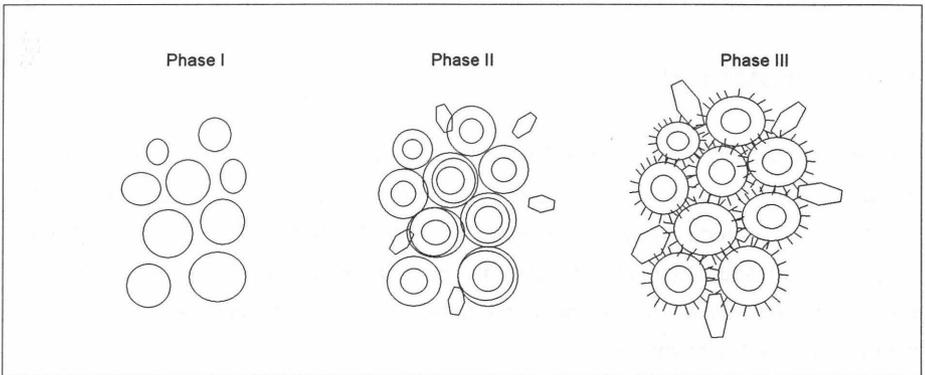


Abb. 2: Hydratationsphasen (in Anlehnung an DOUBLE und HELLAWELL)

Bei andauernder Hydratation kann davon ausgegangen werden, daß die Struktur in einen Riß hineinwächst und ihn somit verkleinert. Eine Grundvoraussetzung stellt das Vorhan-

densein noch reaktionsfähigen Kernmaterials dar. Bei der Entstehung von Rissen im Beton ist es vorstellbar, daß die noch nicht durchhydratisierten Körner aufgebrochen und durch den Zutritt von Feuchtigkeit wieder chemisch aktiviert werden. Diese Nachhydratation zöge eine Volumenausdehnung und die damit verbundenen Rißeinengung nach sich.

#### ◆ Karbonatisierung des Betons

Im Verlauf der Karbonatisierung wird das im ausgehärteten Zement kristallin vorliegende Kalziumhydroxyd in nahezu wasserunlösliches Kalziumkarbonat ( $\text{CaCO}_3$ ,  $\text{pH} < 8,3$ ) umgewandelt. Auslöser der Karbonatisierungsreaktion ist die aus dem durchströmenden Wasser oder der Luft zutretende Kohlensäure. Die Reaktion ist mit einer Zunahme des Feststoffvolumens verbunden.

#### ◆ Feinstoffe im Wasser

Die im zuströmenden Wasser vorhandenen Feststoffe (z.B. Feinsande, schluffig-mineralische Feinstoffe) können sich an den Rißflanken anlagern. Sie tragen in der Folge zu einer Verstopfung des Risses bei. Hierbei kann der Rißstruktur die entscheidende Bedeutung zugemessen werden.

#### ◆ Abplatzungsprodukte

Bei der Rißbildung platzen an der Rißoberfläche mehr oder weniger feine Betonteilchen ab. Diese sind im Rißbereich frei beweglich. Abplatzungsprodukte entsprechen in ihrer abdichtenden Wirkung den Feinstoffen im Wasser. An diesen Teilchen befindliche, bislang nicht vollständig hydratisierte Zementkörner können durch ein Feuchtigkeitsangebot wieder angeregt werden. Die Folge ist die bereits im Vorfeld beschriebene Volumenausdehnung infolge Nachhydratation.

### **2.3.3. Einflußfaktoren auf das Selbstheilungsvermögen**

Welchen einzelnen Beitrag die im vorherigen Kapitel angeführten Ursachen zum Verschließen eines Risses leisten, konnte bisher nicht zufriedenstellend nachgewiesen wer-

den. Eine Bedeutung ist obendrein den herrschenden Umweltbedingungen beizumessen. MEICHSNER (1989) gibt in diesem Zusammenhang folgende Komplexe an, wobei die Reihenfolge als Rangfolge betrachtet werden kann.

- |                                                   |                                        |
|---------------------------------------------------|----------------------------------------|
| 1. Reaktionspartner Wasser                        | 2. Reaktionspartner Beton              |
| - Karbonathärte,                                  | - Zementsorte,                         |
| - pH - Wert, Gehalt an „freier“ Kohlen-<br>säure, | - Zementgehalt,                        |
| - Temperatur,                                     | - Porosität,                           |
| - Druck.                                          | - Alter,                               |
|                                                   | - Phasenbestand der Zuschlagstoffe.    |
| 3. Baukonstruktive Bedingungen                    | 4. Wasserinhaltsstoffe                 |
| - Rißart (Anriß, Trennriß),                       | - Suspendierfähigkeit der Teilchen,    |
| - Rißgeometrie,                                   | - Hydraulische Aktivität der Teilchen, |
| - hydraulischer Gradient,                         | - Wasserbewegung.                      |
| - Windaustrocknungen.                             |                                        |

Im Hinblick auf die weiteren Untersuchungen wird eine Reihe dem Beton zugeordneter Einflüsse dargelegt. RIPPHAUSEN (1989) führt Unterschiede zwischen Portland- und Hochofenzementen an. Hochofenzemente (HOZ) besitzen einen hohen Anteil an Hochofenschlacke. Dieser zieht einen verzögerten Erhärtungsvorgang nach sich. Um baupraktisch erforderliche Anfangsfestigkeiten gewährleisten zu können, muß ein HOZ wesentlich feiner gemahlen sein als ein Portlandzement (PZ). Die geringere Reaktivität, verbunden mit der höheren Mahlfineinheit wirkt sich indes nachteilig auf das Nachhydratationsvermögen aus. Eine eindeutige Aussage zum Einfluß der Zementart ist nur unter Berücksichtigung der Mahlfineinheit möglich. Zudem entsteht nach WESCHE (1981) bei der Hydratation von HOZ eine wesentlich geringere Menge an Kalziumhydroxyd als bei einem PZ. Nach FRANKE (1981) verstärkt sich diese Erscheinung im Laufe der weiteren Erhärtung. Infolgedessen steht bei einem HOZ lediglich eine relativ geringe Materialmenge für die Karbonatisierung zur Verfügung. Es ist daher zu vermuten, daß Selbstheilungseinflüsse aus Karbonatisierung bei einem HOZ weniger ausgeprägt sind als bei einem PZ. Literaturquellen zu diesbezüglichen Untersuchungen konnten nicht recherchiert werden.



## **2.4. Untersuchungen zu Tonen**

### **2.4.1. Allgemeines**

Mineralischen Dichtmassen, insbesondere Tonen, wird vielfach ein Selbstheilungsvermögen zugesprochen. Es ist anzumerken, daß – ähnlich wie bei dem Selbstheilungsvermögen von Beton – die Selbstheilung als „Bauwerksreserve“ bisher noch keinen Eingang in die Normung gefunden hat.

### **2.4.2. Ursachen und Einflußparameter des Selbstheilungsvermögens**

Nach MALLWITZ (1996) besitzen die im folgenden benannten Parameter einen Einfluß auf das Selbstheilungsvermögen mineralischer Dichtmassen aus Tonen:

#### **◆ Auflast**

Die Flächen der Rißufer werden durch das Wirken von Auflastpressungen deformiert. Eine wesentliche Steuergröße für diesen Prozeß bildet die Plastizität des Tonmaterials. Infolge der Deformationen werden die durch den Bruch entstandenen Hohlräume komprimiert. Die hydraulisch wirksamen Rißquerschnitte und somit die Durchlässigkeit verringern sich.

Untersuchungen zum Einfluß der Auflast auf Basisabdichtungen belegen, daß ab einer bestimmten Auflast keine offenen Zugrisse mehr zu verzeichnen sind, da diese überdrückt werden (SCHICK, 1996). MALLWITZ und SAVIDIS (1996) konnten aufzeigen, daß bei Oberflächenabdichtungen aus Gründen unzureichend hoher Auflasten nicht von einer Selbstheilung von Trockenrissen ausgegangen werden darf.

#### **◆ Quellen des Tonmaterials**

Das Quellen des Tonmaterials stellt eine der Hauptkomponenten der Selbstheilung dar. Insbesondere die Schließung austrocknungsbedingter Risse wird durch Quellvorgänge unterstützt oder gar erst ermöglicht. Der Mechanismus der Rißschließung beruht auf der Ausbildung von Quelldrücken bei behinderter Verformung.

◆ **Plastizität**

Die Plastizität wird ebenso wie das Quellen durch das Anlagern von Wasser an der Oberfläche der Tonminerale bedingt. Eine besondere Bedeutung kann der Plastizität für die Schließung von Trockenrissen beigemessen werden. Die Aktivierung der Plastizität wird hierbei hauptsächlich durch das Aufweichen des Materials bei Feuchtigkeitszutritt hervorgerufen. Dieser Vorgang zieht einen Verlust der Scherfestigkeit nach sich und führt zu Teilchenverschiebungen. Die Rißufer treten in der Folge wieder in Kontakt.

◆ **Kollaps**

Unter einem Kollaps wird das Zusammenbrechen der Bodenstruktur infolge Wasserzufuhr bei konstanter Auflast verstanden. Er setzt eine Austrocknung des Materials voraus, die durch die Bildung von Trockenrissen erkennbar wird.

◆ **Kolmation**

Als Kolmation wird die Verstopfung des Rißvolumens durch eingeschwemmte Feinteilchen definiert. Der Kolmationsvorgang im Boden setzt eine vorausgehende Suffosion bzw. Erosion voraus.

◆ **Sickerwasser**

Die Wirkung der Sickerwässer beruht auf ablaufenden Lösungs- und Fällungsprozessen im Porenraum. Hauptsächlich gehen im Boden vorhandene Karbonate Reaktionen mit den Wässern ein. Zur Abschätzung der Selbstheilungseffekte muß zwischen nützlicher und schädlicher Wirkung der Sickerwasserinhaltsstoffe unterschieden werden.

◆ **Rißart**

Für die Selbstheilungschancen ist die Rißgeometrie, insbesondere die inneren Rißbreiten, von entscheidender Bedeutung. Im allgemeinen lassen sich nach MALLWITZ (1996) drei Einflußgrößen herausstellen:

- **Äußerer Spannungszustand**

Die Wirkung besteht in dem Aufbau von Kontaktpressungen. In der Folge kommt es zu einer Annäherung der Rißufer und der damit verbundenen Verringerung der hydraulisch wirksamen Querschnitte.

- **Quellvermögen (Materialzusammensetzung)**

Durch Quellvorgänge nähern sich die Rißufer einander an. Das Quellvermögen wird bedingt durch den Anteil an quellfähigen Tonmineralen und den Sättigungsgrad der Rißufer.

- **Rißgeometrie**

Als maßgebend ist die Rißöffnungsweite anzusehen. Bei Trennbrüchen sowie Zug- und Trockenrissen ist sie von der Teilchengröße und der Anzahl der Berührungspunkte der Rißufer abhängig. Für Scherrisse ist zusätzlich das Bruchverhalten und somit die Konsistenz von Bedeutung. Es ist entscheidend, ob sprödes oder duktiler Bruchversagen eintritt, da hierdurch die Größe, Form und Anzahl der Abplatzungsfragmente bestimmt wird.

### **3. Untersuchungen zum Selbstheilungsvermögen**

#### **3.1. Allgemeines**

Am IGB-TUBS existieren z.Z. verschiedenartige Versuchsreihen zur Untersuchung des Selbstheilungsvermögens von DWM. Die bisherige Versuchsdurchführung sah vor, DWM - Proben in verschiedenen Hydratationsstadien zu spalten und den Selbstheilungsprozeß unter definierten Bedingungen zu untersuchen. Bislang galt es, insbesondere der Frage nachzugehen, inwieweit isotrope Spannungszustände eine Selbstheilung begünstigen. Zudem ist auf die Klärung des Einflusses unterschiedlicher Hydratationsgrade auf das Selbstheilungsvermögen hingearbeitet worden. Die Versuche wurden bei einer Temperatur von  $T \approx 20^{\circ}\text{C}$  durchgeführt.

Zur quantitativen Erfassung des Selbstheilungserfolges dienen einaxiale Druckversuche und Versuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit. Die Auswertung der Untersuchungsergebnisse wird unter dem Gesichtspunkt einer Differenzierung des Selbstheilungsvermögens in Selbstheilung und Selbstdichtung vorgenommen. Als Selbstheilung wird im Rahmen dieser Arbeit das durch Strukturreubildung bzw. -modifikation bedingte Zusammen-

wachsen der Rißufer definiert. Die Selbstdichtung beschreibt einen Prozeß, der zur Abdichtung von Rissen bei Durchströmung führt.

### 3.2. Selbstheilung - Ergebnisse der einaxialen Druckversuche

Um den Einfluß isotroper Spannungszustände auf das Selbstheilungsvermögen von DWM aufzeigen zu können, wurden gespaltene Probekörper in Triaxialzellen eingebaut und unter unterschiedlichen Drücken gelagert. Das Einbualter der Proben betrug 7, 14 und 28 Tage. Die Selbstheilungsversuche in den Zellen verliefen jeweils über eine Zeitspanne von 14 Tagen bei Drücken von  $p_1 = 0,1$  bar und  $p_2 = 0,6$  bar. Im Anschluß an die isotrope Lagerung wurden einaxiale Druckversuche durchgeführt. Zur quantitativen Erfassung des Selbstheilungserfolges sind an den jeweiligen Prüfterminen zusätzlich Probekörper gespalten, wieder zusammengefügt und anschließend einaxial getestet worden. Zudem wurde die einaxiale Druckfestigkeit ungespaltener Proben bestimmt. Bei den folgenden Darstellungen wurden jeweils die Druckfestigkeiten der ungespaltenen Referenzproben zu 100% gesetzt. Abb. 3 enthält beispielhaft eine Gegenüberstellung der aus den einaxialen Druckfestigkeiten  $q_u$  berechneten Selbstheilungserfolge für den Fertigbaustoff DiWa-mix<sup>®</sup> K. Gleichartige Untersuchungen wurden für den Fertigbaustoff Ca-mix<sup>®</sup> durchgeführt.

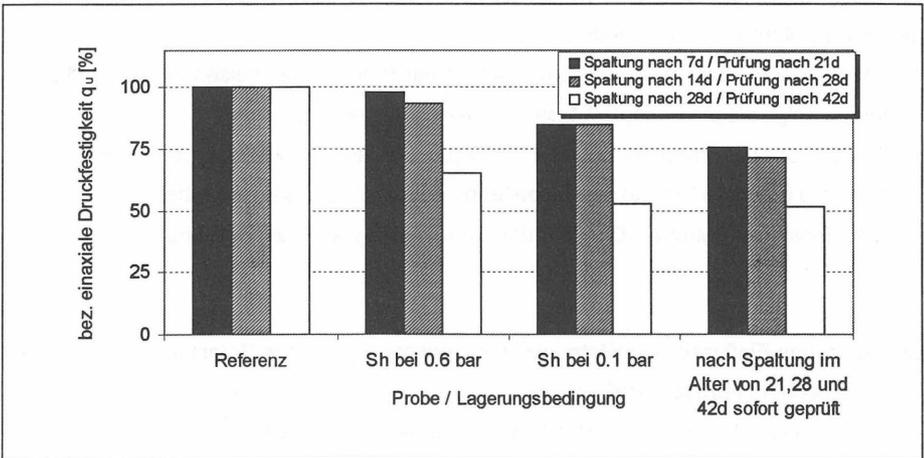


Abb. 3: Gegenüberstellung der Selbstheilungserfolge für DiWa-mix<sup>®</sup> K (einaxiale Druckfestigkeit  $q_u$ )

In der Summe haben sich Selbstheilungserfolge zwischen 52% bis 97% für DiWa-mix® K und 65% und 92% bei Ca-mix® ergeben. Anhand der Untersuchungen können die Einflüsse des Probenalters bei der Spaltung, der Höhe des isotropen Spannungszustandes sowie der Baustoffzusammensetzung abgeleitet werden.

Gemeinhin gilt für die untersuchten Baustoffe:

- Die erzielten Druckfestigkeitswerte der Proben aus dem Selbstheilungsversuch sind geringer als die Druckfestigkeiten der ungespaltenen, jedoch höher als die Werte der gespaltenen Proben – es kann demnach auf eine „Selbstheilung“ geschlossen werden.

In Bezug auf den Einfluß des Hydratationsgrades bei Rißeinleitung gilt:

- Zwischen den Druckfestigkeiten der nach 7 Tagen und nach 14 Tagen gespaltenen Proben ergibt sich unabhängig von den aufgebrachtten Spannungszuständen kein signifikanter Unterschied.
  - Die nach 28 Tagen gespaltenen Probekörper weisen im Vergleich zu den 7 und 14 Tage Proben eine deutliche Verschlechterung des Selbstheilungserfolges auf.
- ⇒ Die größten Selbstheilungserfolge werden im geringen Probenalter erreicht.

Hinsichtlich des Einflusses isotroper Spannungszustände auf das Selbstheilungsvermögen gilt für die untersuchten Baustoffe:

- Die bei dem Druck von  $p_2 = 0,6$  bar gelagerten Probekörper weisen höhere Selbstheilungserfolge als die bei  $p_1 = 0,1$  bar gelagerten Proben auf.
  - Die aus der Lagerung bei  $p_1 = 0,1$  bar resultierenden Druckfestigkeiten liegen nur geringfügig über den Werten der gespaltenen und sofort getesteten Proben.
- ⇒ Die Höhe des isotropen Druckes übt eine Wirkung auf das Selbstheilungsvermögen aus.

Bezüglich des Einflusses der Materialzusammensetzung auf das Selbstheilungsvermögen der untersuchten Fertigbaustoffe gilt:

- Die zu verzeichnenden Selbstheilungserfolge liegen für die nach 7 und 14 Tagen gespaltenen Probekörper annähernd auf dem gleichen Niveau.

- Bei Rißeinleitung nach 28 Tagen zeichnen sich für den Baustoff Ca-mix<sup>®</sup> höhere Selbstheilungserfolge ab.
- ⇒ Die feststoffreiche Masse Ca-mix<sup>®</sup> verzeichnet bei weiter fortgeschrittener Hydratation höhere Selbstheilungserfolge.

### **3.3. Selbstdichtung – Ergebnisse der Versuche zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes $k_f$**

Die Wasserdurchlässigkeit einer Dichtwandmasse wird im allgemeinen über den Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  beschrieben. Die theoretische Grundlage für die Berechnung im laminaren Strömungsbereich liefert das Darcy'sche Filtergesetz.

Verschiedene Autoren vertreten die Auffassung, daß im Rißquerschnitt eines Betonkörpers überwiegend turbulente Strömungsvorgänge vorherrschen. Hier bildet eine Durchflußmengenanalyse die Grundlage zur Bestimmung des Selbstheilungsvermögens. Im Bereich der mineralischen Dichtmassen wird mit dem Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  gearbeitet. Im weiteren werden beide Darstellungen verwendet.

Die Versuchsmatrix zur Untersuchung des Selbstdichtungsvermögens entspricht Kap. 3.2. In den folgenden Abbildungen wird die Durchlässigkeitsentwicklung für einen untersuchten Baustoff bei Variation der Randparameter dargestellt. Im Interesse einer besseren Lesbarkeit der Diagramme wird die Legende beispielhaft für „Probenalter bei Spaltung 7d“ erläutert:

- Die Linie „Referenzproben“ stellt die  $k_f$ -Wert-Entwicklung für im Alter von 7 Tagen eingebaute ungespaltene Proben dar.
- Des weiteren wurden Proben im Alter von 7 Tagen gespalten. Ein Teil der Probekörper wurde nach der Spaltung in Triaxialzellen eingebaut und über eine Dauer von 14 Tagen mit einem Druck von  $p_1 = 0,1$  bar bzw.  $p_2 = 0,6$  bar beaufschlagt. Während dieser Zeit sind die Proben noch nicht durchströmt worden. Die Durchströmung begann somit im Probenalter von 21 Tagen .
- Um den Einfluß der 14-tägigen Selbstheilung unter isotopem Druck aufzeigen zu können, wurden zusätzlich im Alter von 21 Tagen Proben gespalten und sofort durchströmt.

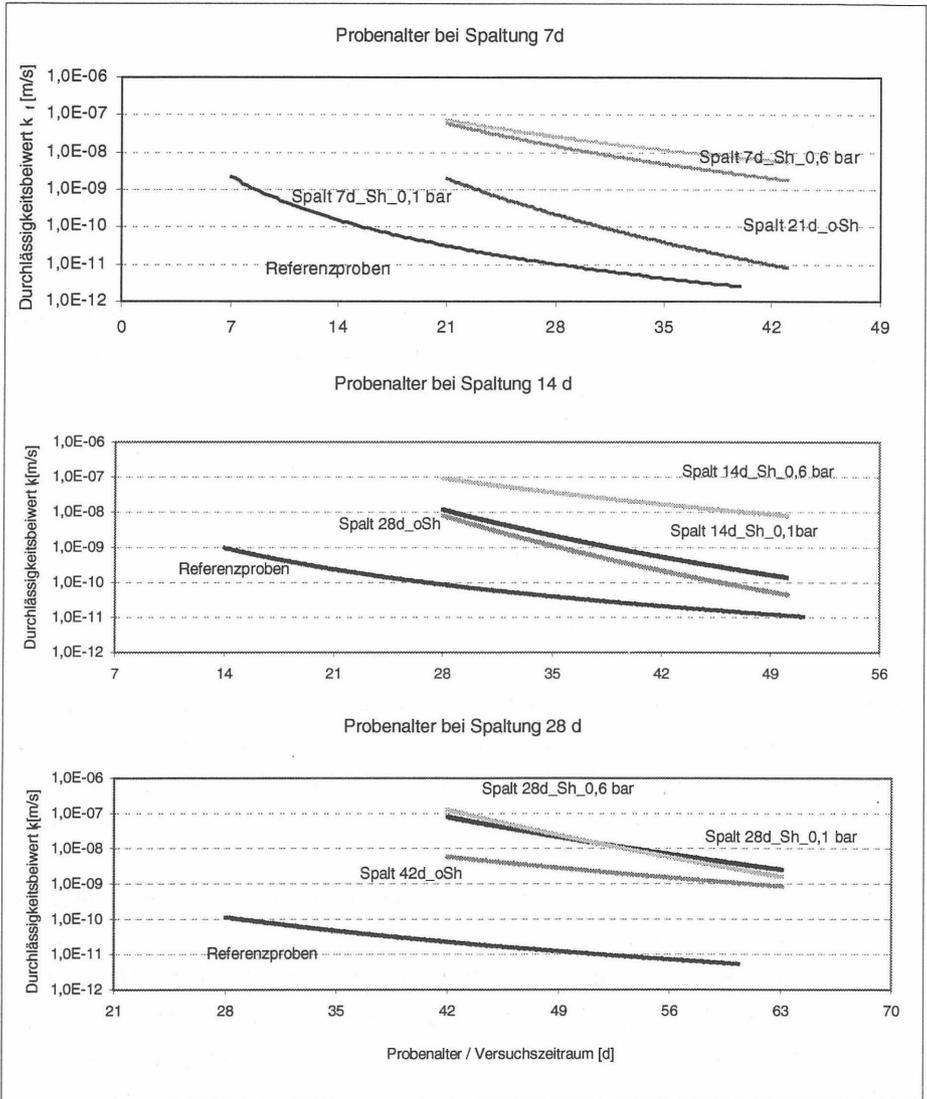


Abb. 4: Verlauf der Durchlässigkeitsentwicklung für DiWa-mix<sup>®</sup> K

Bei der Betrachtung wird grundsätzlich deutlich, daß sich die Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_r$  im Verlauf der Durchströmung signifikant verringert haben. Von einem Großteil der Proben wurde zudem ein  $k_r$ -Wert von  $5 \cdot 10^{-10}$  m/s erreicht bzw. unterschritten. Auffällig im Verlauf

der  $k_f$ -Wert-Entwicklung erscheint, daß ein Großteil der Kurven unabhängig von den Randparametern der Versuchsreihen bei logarithmischer Skalierung der Ordinate fast parallel zueinander verläuft. Zur Verdeutlichung sich abzeichnender Tendenzen erscheint die direkte Gegenüberstellung der Durchlässigkeitsbeiwerte bei Beginn und Ende der Durchströmung als vorteilhaft. Hierbei wird deutlich, daß die Anfangsdurchlässigkeiten die weitere Entwicklung des Durchlässigkeitsverhaltens erheblich beeinflussen. Eine hohe Anfangsdurchlässigkeit zieht ein geringeres Absinken des  $k_f$ -Wertes nach sich.

⇒ Für alle gespaltenen Proben konnte ein Absinken der  $k_f$ -Werte nachgewiesen werden. Auch bei Proben mit sehr hohen Anfangsdurchlässigkeiten war im weiteren kein Ansteigen, sondern vielmehr ein Absinken der Durchlässigkeiten zu verzeichnen.

Als mögliche Ursache für die unterschiedlichen Anfangsdurchlässigkeiten wird weniger die Variation der Randbedingungen (Spannungszustand und Hydratationsgrad), als vielmehr die unterschiedliche Rißgeometrie vermutet.

- ⇒ Die geometrischen Abmessungen des Risses und somit die Höhe des anfänglichen Durchflusses sind für den weiteren Selbstdichtungserfolg bestimmend. Risse mit größeren Öffnungsbreiten dichten sich langsamer als Risse mit geringeren Breiten ab.
- ⇒ Der eventuelle Einfluß von Hydratationsgrad und isotropem Spannungszustand kann anhand der zur Verfügung stehenden Daten noch nicht zufriedenstellend beziffert werden.
- ⇒ Im Hinblick auf die Materialzusammensetzung kann innerhalb des untersuchten Zeitraumes kein signifikanter Unterschied zwischen den Baustoffen festgestellt werden.

In einer abschließenden Betrachtung sollen die sofort im Anschluß an die Spaltung durchströmten Proben einander gegenüber gestellt werden. Der Vergleich der Proben basiert auf einer Durchflußmengenbilanz. Diese Darstellung simuliert beispielhaft die Absenkung eines Grundwasserspiegels bei Eintritt eines Risses in verschiedenen Hydratationsstadien. Auf der Ordinate sind die sich aus den Versuchen ergebenden auf eine Dichtwand umgerechneten abzupumpenden Wassermengen  $[l / (h \cdot m^2_{\text{Dichtwand}})]$  aufgetragen - sie stellen die erforderliche Pumpenleistung dar.

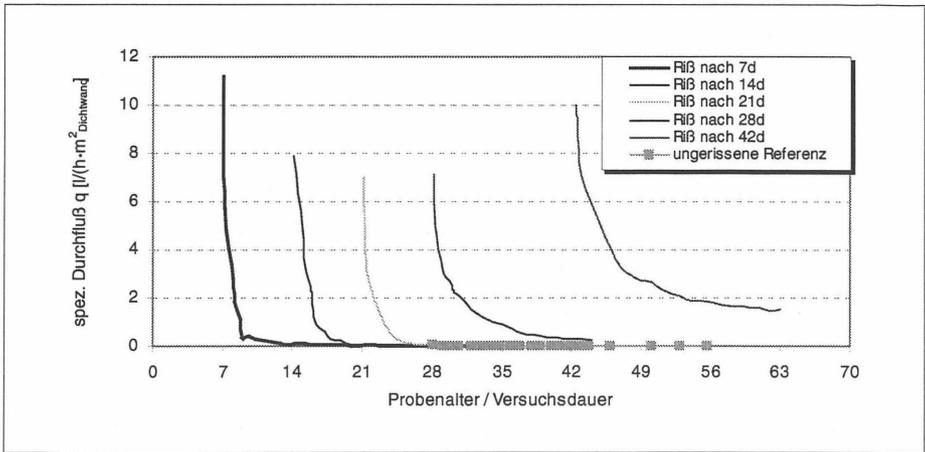


Abb. 5: spezifische Durchflußmengen an Trennrissen in einem Dichtwandquerschnitt

Im Gegensatz zur Darstellung der Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_f$  kann hier auf die logarithmische Skalierung der Ordinate verzichtet werden. Grundsätzlich wird aus Abb. 5 ersichtlich, daß die Anfangsdurchflüsse der sofort nach der Spaltung durchströmten Probekörper nicht unerheblich voneinander abweichen. Die Darstellung verdeutlicht aber auch, daß die quantitativ höchsten Selbstdichtungserfolge während der ersten 3 Tagen der Durchströmung eines Risses zu erwarten sind. Diese Tendenz scheint unabhängig vom Alter der DWM bei Eintritt des Risses zu sein. Dagegen weichen die errechneten Durchflüsse am Ende des Untersuchungszeitraumes erheblich voneinander ab. Tendenziell weisen Proben, die im Alter von 28 und 42 Tagen gespalten wurden, höhere Durchflußmengen als die im jungen Alter gespaltenen Proben auf. Weiterhin weist der Grad der Abnahme (Steigung der Kurven) darauf hin, daß sich der Selbstdichtungsprozeß mit zunehmendem Alter der DWM bei Eintritt des Risses verlangsamt.

- ⇒ Die höchste Selbstdichtungsrate ergibt sich während der ersten drei Tagen der Durchströmung.
- ⇒ Der Selbstdichtungserfolg ist an das Alter der DWM bei Eintritt des Risses geknüpft. In höherem Alter eingebrachte Risse dichten sich langsamer ab, als Risse, die in jungem Alter eingetreten sind.

### **3.4. Betrachtung zu möglichen Ursachen des Selbstheilungsvermögens**

Die getroffenen Abschätzungen zu möglichen Ursachen des Selbstheilungsvermögens von DWM beruhen zumeist auf subjektiven Beobachtungen. Es wurden bisher keine elektronenmikroskopischen Aufnahmen von Rissen vor und nach der Selbstheilung angefertigt, wie sie in der Betontechnologie üblich sind. Zudem hat bisher keine chemische Analyse des durch die Proben geströmten Wassers stattgefunden.

#### **• Betrachtung zur Selbstheilung**

Die Versuche zur Selbstheilung basierten auf einaxialen Druckversuchen. An dieser Stelle sei auf das unterschiedliche Bruchverhalten von gespaltenen und ungespaltenen Probekörpern hingewiesen. Während die sofort nach der Spaltung getesteten Proben zumeist Schubbrüche erkennen ließen, versagten ungespaltene Probekörper in einem säulenförmigen Bruch. Die Bruchfiguren der Proben aus den Selbstheilungsversuchen ließen beide Rißtypen erkennen. Es kann vermutet werden, daß sich die Rißfigur mit zunehmendem Selbstheilungsgrad der Probe an die des säulenförmigen Bruches annähert. Als mögliche Ursache kommt ein Wiederverbund der Struktur im Rißbereich in Betracht. Dieser könnte durch eine kombinierte Wirkung aus Quellen des Bentonites (Wasserangebot war während der Versuche über die Zuleitung gewährleistet) und weiterlaufenden Hydratationsvorgängen des Bindemittelanteils hervorgerufen sein.

Der plastizitäts- bzw. kollapsbedingte Wiederverbund der Struktur erscheint im normalen Spannungsbereich für eine ausgehärtete DWM aufgrund der hohen Verformungsmoduln als unwahrscheinlich. Es kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, daß in einer noch plastischen Masse Spannungsdifferenzen zu einer Schließung von Rissen führen können. Der Wiederverbund der Struktur – im Sinne des Aufbaus von aufnehmbaren Kräften – wäre jedoch auch hier primär von Hydratationsvorgängen des Bindemittelanteils abhängig.

#### • **Betrachtung zur Selbstdichtung**

Anhand der Wasserdurchlässigkeitsversuche konnte für die gespaltenen Proben eine übereinstimmende signifikante Verringerung der  $k_f$ -Werte im Lauf der Durchströmung nachgewiesen werden.

Bei dem Ausbau der Probekörper aus den Triaxialzellen zeigte sich bei allen Proben eine deutliche Ansammlung erodierter Feinstbestandteile auf dem Filterpapier im Bereich des Risses. Diese Beobachtung bezog sich auf den Abströmbereich der Proben. Es wird angenommen, daß infolge der Durchströmung Teilchen aus den Rißflanken gelöst und über die Probenhöhe bis zu dem Filterpapier transportiert wurden. Dieses stellte aufgrund seiner geringen Porosität ein Hindernis dar, so daß die Teilchen sedimentierten. Infolge dieses Prozesses könnte es zu einer sukzessiven Abdichtung des Rißquerschnittes im Abströmbereich gekommen sein. Neben diesem Effekt sind die zuvor genannten Ursachen aus Bentonitquellung und weiterlaufenden Hydratationsvorgängen des Bindemittels vorstellbar. Die aus der Betonforschung bekannten Karbonatisierungsvorgänge konnten nicht beobachtet werden.

#### **4. Zusammenfassung**

Die Klärung des Selbstheilungsvermögens ist bei der Beurteilung sanierungsbedürftiger Dichtwände von Interesse. Besonderes Augenmerk ist auf die Beantwortung der Frage zu legen, inwieweit von der zukünftigen Funktionstüchtigkeit hergestellter Abdichtungssysteme ausgegangen werden kann, wenn Schädigungen durch Risse nicht auszuschließen sind.

Die Auswertung der Untersuchungsergebnisse wurde unter dem Gesichtspunkt einer Differenzierung des Selbstheilungsvermögens in Selbstheilung und Selbstdichtung vorgenommen. Als Selbstheilung wird im Rahmen dieser Arbeit das durch Strukturneubildung bzw. -modifikation bedingte Zusammenwachsen der Rißufer definiert. Die Selbstdichtung beschreibt einen Prozeß, der zur Abdichtung von Rissen bei Durchströmung führt.

Im Rahmen der bisherigen Untersuchungen konnte an allen untersuchten Proben (Probenalter bei Einleitung des Risses  $\leq 42$  Tage) ein Selbstheilungsvermögen nachgewiesen werden. Inwieweit gerissene Proben wieder „vollständig“ zusammenwachsen kann aus den bisherigen Untersuchungsergebnissen nicht abgeleitet werden. Hierin und in der Erforschung weiterer Einflußgrößen besteht ein zukünftiger Forschungsschwerpunkt am IGB-TUBS.

## Literaturverzeichnis

- Bomhard Flüssigkeitsdichte Behälter aus Beton – Anforderungs-, Erfüllungs- und Prüfkriterien, Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, TU München, 1987
- Clear, C.A. Leakage of cracks in concrete-summary of work to date, Internal publication. Construction Research Department, Cement and Concrete Association, 1985
- Cordes, H.  
Bick, D. Zum Flüssigkeitstransport an Trennrissen, Beton- und Stahlbetonbau 86, 1991
- DAfStb Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen, Heft 416, 1991
- Deutscher Betonverein Wasserbeanspruchte Baukörper aus Beton, 1996
- Düllmann, H.  
Heitfeld, K. H. Geotechnische Anforderungen an vertikale Dichtungselemente für Mülldeponien, 1985
- Falkner, H. Risse in Stahl- und Spannbetonbauten – Theorie und Praxis, Referat der Studientagung des SIA, ETH Lausanne, 1977
- Falkner, H. Fugenloser Stahlbetonbau, Beton- und Stahlbetonbau, 1984
- Gutsch, A. W. Stoffeigenschaften jungen Betons – Versuche und Modelle, Dissertation an der TU Braunschweig, 1998
- Kayser, J. Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1995
- Mallwitz, K. Selbstheilungsvermögen toniger Erdstoffe in Dichtungssystemen von Deponien bei Schädigung durch mechanische Risse und Austrocknung, Veröffentlichung an der TU Berlin, 1996
- Meichsner, H. Über die Selbstdichtung von Trennrissen in Beton, Beton- und Stahlbetonbau, 1992

- Meseck, H.                    Mechanische Eigenschaften von mineralischen Dichtwandmassen, Dissertation an der TU Braunschweig, 1987
- Ripphausen, B.              Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit und Sanierung von Stahlbetonbauteilen mit Trennrissen, Dissertation an der RWTH Aachen, 1989
- Savidis, S.  
Mallwitz, K.                  Selbstheilungsvermögen mineralischer Dichtmassen hinsichtlich Durchlässigkeit in gestörten Dichtschichten / Dichtungssystemen an Deponien, BMBF – Verbundforschungsprojekt Weiterentwicklung von Deponieabdichtungssystemen, 1995
- Schick, P.                    Bodenmechanische und bautechnische Eigenschaften gemischtkörniger mineralischer Deponiebasisdichtungen aus Bentokies, Mitteilung Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Universität der Bundeswehr, Heft 12, 1996
- Schubert, L.                  Müssen Bauwerke aus wasserundurchlässigem Beton rissfrei sein?, Bauplanung – Bautechnik, 1987
- Wesche, K.H.                Baustoffe für tragende Bauteile, Bauverlag, 1981

Anschrift der Verfasser:

**Dipl.-Ing. Christian Scholz**

IGB-TUBS

Gaußstraße 2

38106 Braunschweig

Tel.: 05 31 / 391 27 30

E-Mail: [igb@tu-bs.de](mailto:igb@tu-bs.de);

[chr.scholz@tu-bs.de](mailto:chr.scholz@tu-bs.de)

**Dipl.-Ing. Thomas Schulz**

IGB-TUBS

Gaußstraße 2

38106 Braunschweig

Tel.: 05 31 / 391 27 30

E-Mail: [igb@tu-bs.de](mailto:igb@tu-bs.de);

[thomas.schulz@tu-bs.de](mailto:thomas.schulz@tu-bs.de)

**Dipl.-Geologe Dr. Andreas Märten**

AZ BUT

Postfach 1132

59303 Ennigerloh

Tel.: 02524 / 29 800

E-Mail: [andreas.maerten@azag.de](mailto:andreas.maerten@azag.de)

**Dipl.-Ing. Mona Woitkowitz**

AZ BUT

Postfach 1132

59303 Ennigerloh

Tel.: 02524 / 29 800

E-Mail: [mona.woitkowitz@azag.de](mailto:mona.woitkowitz@azag.de)

## Risikobetrachtung zu Fehlstellen in horizontalen und vertikalen Dichtungen

M. Geil, O. Hemker

### 1. Einführung

Die Herstellung horizontaler und vertikaler Abdichtungssysteme unterliegt einer umfangreichen Qualitätssicherung. Diese hat mindestens zweistufig zu erfolgen, als Eigenprüfung durch den Hersteller und als Fremdprüfung durch ein unabhängiges Institut oder Ingenieurbüro. Art und Anzahl der Qualitätsprüfungen werden für die angelieferten Baustoffe (Eingangsprüfung), ihre Verarbeitung (Verarbeitungsprüfung) und für das fertige Bauteil (Abnahmeprüfung) im Qualitätssicherungsplan festgelegt (s.a. GDA-Empfehlungen).

Sowohl bei horizontalen als auch bei vertikalen Abdichtungssystemen können erste Kennwerte unmittelbar nach dem Einbau bestimmt und mit dem jeweiligen Sollwert abgeglichen werden. Andere Kennwerte unterliegen einem länger andauernden Prüfungszeitraum. Tabelle 1 zeigt eine Übersicht.

| Abdichtungssystem | Abdichtungselement | Prüfparameter                                 |                                              |
|-------------------|--------------------|-----------------------------------------------|----------------------------------------------|
|                   |                    | unmittelbar nach dem Einbau                   | am Ende der Prüfungszeit                     |
| horizontal        | mineralisch        | Wassergehalt<br>Verdichtungsgrad              | Durchlässigkeit                              |
|                   | Kunststoff         | Festigkeit der Nähte<br>Dichtigkeit der Nähte | -                                            |
| vertikal          | mineralisch        | Fließgrenze<br>Filtratwasserabgabe<br>Dichte  | Durchlässigkeit<br>einaxiale Druckfestigkeit |
|                   | Kunststoff         | Lagegenauigkeit im Schloss                    | -                                            |

Tabelle 1: Feststellung wesentlicher Prüfparameter

Aus dem Zeitpunkt der Feststellung dieser Prüfparameter ergeben sich - die Nichteinhaltung des Sollwertes vorausgesetzt - Konsequenzen für die Sanierungsentscheidung. Eine Übersicht zeigt Tabelle 2.

| Abdichtungssystem | Zeitpunkt der Feststellung: Anforderung wird nicht erfüllt |                                                                                  |
|-------------------|------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|
|                   | Unmittelbar nach dem Einbau                                | am Ende der Prüfungszeit                                                         |
| horizontal        | Sofortige Sanierung                                        | Einzelfallentscheidung<br>(je nach Abweichung vom Sollwert, Baufortschritt etc.) |
| vertikal          | Einzelfallentscheidung                                     | Einzelfallentscheidung                                                           |

Tabelle 2: Sanierungsentscheidung

Bezüglich der grundsätzlichen Sanierungsmöglichkeit ergibt sich ein erheblicher Unterschied zwischen horizontalen und vertikalen Abdichtungssystemen. Bei horizontalen Abdichtungssystemen kann eine Sanierungserfordernis i.d.R. unmittelbar nach Einbau erkannt (z.B. nicht anforderungsgerechter Wassergehalt, Verdichtungsgrad) und ohne besonderen zusätzlichen Aufwand ausgeführt werden. Einzig der Durchlässigkeitsbeiwert liegt erst später vor, so dass eine Sanierung je nach Baufortschritt aufwendig ist.

Bei vertikalen Abdichtungssystemen ist eine Sanierung (mit geringem Aufwand) bereits unmittelbar nach der Herstellung nicht mehr gegeben. Über die Sanierung wird im Einzelfall auf Grundlage von Risikobetrachtungen entschieden.

Nachfolgend werden bereits bestehende Ansätze zur Beschreibung von Fehlstellen bei horizontalen Abdichtungssystemen vorgestellt und beispielhaft die Fehlstellenproblematik bei vertikalen Abdichtungssystemen diskutiert.

## 2. Fehlstellenproblematik bei horizontalen Abdichtungssystemen

Bei horizontalen Abdichtungssystemen ist eine einwandfrei hergestellte Kombinationsabdichtung als quasi undurchlässig anzusehen. Dabei sind Fehlstellen in der Kunststoffdichtungsbahn (KDB) nicht auszuschließen. Die Kombination mit einem nur wenig durchlässigen Auflager, nämlich der mineralischen Dichtungsschicht, führt zu vernachlässigbaren Systemdurchlässigkeiten /1/.

Zur Beschreibung der Auswirkung von Fehlstellen bei horizontalen Abdichtungssystemen liegen verschiedene Ansätze vor. Diese werden nachfolgend erläutert und deren Anwendung auf die Beurteilung vertikaler Abdichtungssysteme beispielhaft übertragen. Es sei darauf hingewiesen, dass z.Zt. keine einheitlichen, in Regelwerken festgelegte Vorgehensweisen vorliegen und daher diese Betrachtungen als Beitrag zur Fachdiskussion zu verstehen ist.

Vereinfachend wird von einem Zweikomponentensystem ausgegangen, der Kunststoffdichtungsbahn mit einer kreisförmigen Fehlstelle und der darunterliegenden mineralischen Dichtung mit einem bestimmten Durchlässigkeitsbeiwert. Auf der Dichtung steht Wasser in einer konstanten Stauhöhe an. Für die Ermittlung des Durchflusses ergeben sich je nach Randbedingungen verschiedene Ansätze:

- A) ausschließlich vertikale (eindimensionale) Strömung bei hohlraumfreien Verbund zwischen KDB und mineralischer Dichtung
- B) Strömung in vertikaler und horizontaler Richtung bei hohlraumfreien Verbund zwischen KDB und mineralischer Dichtung
- C) ausschließlich vertikale (eindimensionale) Strömung bei nicht hohlraumfreien Verbund zwischen KDB und mineralischer Dichtung.

Es ist davon auszugehen, dass der Durchfluss nach Ansatz A gegenüber Ansatz B deutlich zu niedrig eingeschätzt wird. Bei Ansatz C steht nicht mehr die Variation des Was-

serabflusses in der mineralischen Dichtung, sondern der großflächige Wasserdruck zwischen der KDB und der mineralischen Dichtung im Vordergrund. Zur Reduzierung des numerischen Aufwandes entwickelte Giroud Näherungsformeln für den Durchfluss bei punktförmigen Fehlstellen (s. /1/, /2/).

Von besonderer Bedeutung für den Durchfluss sind Auflasten und die i.d.R. nicht gegebene Dauerhaftigkeit eines Aufstaus. Verschiedene Versuche haben gezeigt, dass durch Auflasten auf der KDB deutliche Reduzierungen des Durchflusses zu erzielen sind.

Modellansätze zur Beschreibung der Fehlstellenproblematik sind daher je nach Einzelfall sorgfältig auszuwählen und mit geeigneten Randbedingungen zu versehen.

### **3. Fehlstellenproblematik bei vertikalen Abdichtungssystemen**

Die Fehlstellenproblematik wird am Beispiel einer Sicherung mit Dichtwänden und Erfahrungen mit anderen Baumaßnahmen vorgestellt und Lösungsmöglichkeiten aufgezeigt. Als Fehlstellen werden kleinflächige unzureichende Schloßverbindungen von Einstellelementen oder eine unzureichende Einbindetiefe von Einzellamellen betrachtet.

Die ehemalige Deponie wurde mit einer Kombinationsdichtwand (53.000 m<sup>2</sup>) umschlossen. Verwendet wurde eine bis 36 Stunden verarbeitbare zementhaltige Stützflüssigkeit, in die nach Aushubende 7,50 m lange Kunststoffdichtungsbahnen (KDB), die über ein Schloßsystem mit einander verbunden sind, eingefädelt wurden. Damit bei einer Tiefe von 27 bis 33 m keine enormen Windkräfte auf die Kunststoffdichtungsbahnen wirken, wurden diese über eine Rolle eingebaut.

Bei Arbeitsunterbrechungen am Wochenende wurde eine Abstellkonstruktion in das letzte Schloß eingebaut, um das Schloß in der abbindenden Dichtwandmasse frei zu halten und den Anschluß der nächsten KDB nach der Unterbrechung zu sichern.

Der Nachweis der Schloßverbindung nach dem Einbau erfolgte durch Messung des spezifischen elektrischen Widerstandes im Schloßkasten. Der Schloßkasten wurde mit einer

speziell entwickelten Widerstandssonde beim Einbau der Folgebahn abgefahren. Anhand der angezeigten Werte läßt sich feststellen, ob das Schloßsystem geöffnet oder geschlossen ist.

Während der Baumaßnahme traten wiederholt Fehlstellen beim Einfädeln der KDB auf, d.h. die Bahnen waren in unterschiedlichen Tiefenbereichen unvollständig miteinander verbunden. Nicht alle Vorkommnisse wie unvollkommene Schloßverbindungen konnten während der Baumaßnahme repariert und saniert werden. Es galt, die Qualitätssicherung der Dichtwand zu begutachten und insbesondere die Ursachen und Vermeidung von Fehlstellen zu bewerten. Gleichzeitig war zu prüfen, inwieweit eine Sanierung möglich und erforderlich war.

Die Auswertung ergab, daß in der Dichtwand durch den Bodeneintrag und Filtrationsvorgänge ein höherer Feststoffanteil vorhanden war, als planmäßig vorgesehen. Unter diesen Randbedingungen ist es nicht überall gelungen, die KDB oder Spundbohlen bis auf Endtiefe vollkommen im Schloß zu verbinden. Daher wurden Überlegungen getroffen und Versuche auf der Baustelle gefahren, welche Möglichkeiten bestehen, die Fehlstellen zu beheben. Dabei erwies sich das Vorschalten einer Dichtwandlamelle, wie ursprünglich im Qualitätssicherungsplan vorgesehen, als nicht technisch machbar.

Es wurde unter Zugrundelegung des Emmisionsverhaltens einer Kombinationsabdichtung im Rahmen einer Risikobetrachtung von Abfalldeponien rechnerische Ansätze für die vertikale Dichtung entwickelt und hydraulische Berechnungen für Fehlstellen mit Ansatz unterschiedlicher Schloßspaltenbreiten angesetzt. Dabei wurden ähnlich den Berechnungen für den Wasserzufluß in ungenügend gedichteten Baugruben die Systemdurchlässigkeit bewertet.

Das Diffusionsverhalten der eingebauten Dichtwandmasse wurde in Schadstofftransportberechnungen überprüft und die vor Ort im Rahmen der qualitätssichernden Maßnahmen gewonnenen Ergebnissen aus den Laborversuchen verglichen und die Schadstoffresistenz nachgewiesen.

Kombinationsdichtwände sind im Endlosverfahren herzustellen. Dabei weisen die Dichtwandsuspensionen in benachbarten Lamellen ein unterschiedliches Materialverhalten auf, das die Standsicherheit ggf. verringert, so dass die erstarrende Masse in den mit flüssiger Masse gefüllten Schlitz und u.U. in die Schloßverbindung rutscht. Dies kann das Einfädeln nachteilig behindern. Daher ist die Standsicherheit zu untersuchen und das Materialverhalten rechnerisch zu erfassen.

Die Notwendigkeit der Sanierung ergibt sich bei unzureichender Einbindetiefen von Dichtwänden in den Einbindehorizont oder unzureichender Verbindung von Schloßverbindungen immer dann, wenn die Systemdurchlässigkeit überschritten und ein hoher Diffusionskoeffizient vorliegt. Dabei ist im Einzelfall immer zu prüfen, ob beispielsweise durch das Vorschalten einer Dichtwandlamelle oder das erneute Übergreifen insgesamt die Qualität der Dichtwand geschädigt wird.

**Literatur:**

- [1] Müller, W.: Stofftransport in Deponieabdichtungssystemen, Teil 3: Auswirkungen von Fehlstellen in der Dichtungsbahn, ein Überblick. Bautechnik, Heft 9, 1999, S. 757 – 768
  
- [2] Demmert, S.: Analyse des Emissionsverhaltens einer Kombinationsabdichtung im Rahmen der Risikobetrachtung von Abfalldeponien. Ruhr-Universität Bochum, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Heft 21, April 1993
  
- [3] GDA-Empfehlungen, Geotechnik der Deponien und Altlasten. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 3. Auflage 1997

**Anschriften der Verfasser:**

Dr.-Ing. Magret Geil

Prof. Dr.-Ing. Jessberger + Partner GmbH

Am Umweltpark 3-5

44793 Bochum

Tel.: (0234) 68 775 – 0, Fax: (0234) 68 775 – 10, e-mail: j-p.bo@t-online.de

Dr.-Ing. Olaf Hemker

Prof. Dr.-Ing. Jessberger Qualifizierung + Projektmanagement GmbH

Am Umweltpark 3-5

44793 Bochum

Tel.: (0234) 68 775 – 0, Fax: (0234) 68 775 – 10, e-mail: j-p.bo@t-online.de





J E S S B E R G E R + P A R T N E R  
BERATENDE INGENIEURE • GEOTECHNIK • UMWELTECHNOLOGIE

### Arbeitsgebiete

- Spezialtiefbau
- Tunnel-, Erd- und Grundbau
- Straßen- und Kanalbau
- Wasserbau
- Altlastensanierung und Flächenrecycling
- Geologie und Hydrogeologie
- Abfallwirtschaft und Deponietechnik
- Abbruch und Demontage
- Betriebliche Umweltberatung

### Leistungsspektrum

- Feld- und Laboruntersuchungen
- Studien
- Gutachten
- Forschungsarbeiten
- Planung
- Ausschreibung
- Bauüberwachung
- Qualifizierungsmaßnahmen
- EDV-Dienstleistungen

J•Q•P

JESSBERGER

QUALIFIZIERUNG +

PROJEKTMANAGEMENT

PROJEKTENTWICKLUNG

WEITERBILDUNG

BERATUNG

DIENSTLEISTUNG

PROJEKTSTEUERUNG

Karl-Harr-Str. 1  
44263 Dortmund  
Tel.: 0231/97 5353 0 Fax - 11

## Prof. Dr.-Ing. Jessberger + Partner GmbH

Am Umweltpark 3-5, 44793 Bochum

Tel.: (0234) 6 87 75 - 0 Fax: (0234) 6 87 75 - 10

e-mail: bochum@jessberger.de Internet: <http://www.jessberger.de>

Bochum

Dortmund

Leipzig

Berlin



# **Untersuchungen zur Systemdurchlässigkeit von Dichtwänden u. a. beim Anschnitt älterer Lamellen**

Dipl.-Ing. Th. Schulz, Dipl.-Ing. S. Schröder

## **1 Einleitung**

Einphasen-Dichtwände werden sowohl für temporäre Abdichtungen als auch im Bereich der dauerhaften Altlastensanierung eingesetzt. Grundsätzlich werden alle Dichtwände nach dem gleichen Prinzip gebaut – durch unterschiedliche Randbedingungen wie die Bodenart, der Grundwasserstand und evtl. die Strömung, Kontamination von Boden und Grundwasser sowie die verschiedenen Rezepturen und Bauverfahren wird jedoch jede Dichtwand zu einem einmaligen neuen Bauwerk. Für dauerhafte Einsatzgebiete werden von der Dichtwand umfassende Eigenschaften gefordert, wobei sich die Funktionstüchtigkeit des Bauwerks in die Parameter Langzeitbeständigkeit, chemische Resistenz und die Dichtigkeit des Systems unterteilt.

Vor dem Bau einer dauerhaften Dichtwand wird i. d. R. ein Probekasten erstellt. Anhand des Probekastens kann die Eignung der Dichtwandmasse sowie des Bauverfahrens unter Baustellenbedingungen überprüft und so ggf. Herstellung und Rezeptur verifiziert werden. Des Weiteren kann die Durchlässigkeit des gesamten Systems – bestehend aus Wand und Untergrund – ermittelt und mit den vorab definierten Anforderungen verglichen werden. Dazu wird nach der Fertigstellung des Probekastens eine Differenz zwischen den Wasserspiegeln innerhalb und außerhalb des Kastens erzeugt. Diese Wasserspiegeldifferenz wirkt in Form eines hydraulischen Gradienten auf den Probekasten, woraus ein Zu- bzw. Abstrom von Grundwasser – je nach Richtung des hydraulischen Gradienten – resultiert. Der Zu- bzw. Abstrom kann entweder als Pumpmenge zur Konstanthaltung des Wasserspiegels oder als Änderung der Wasserspiegeldifferenz gemessen werden. Aus diesen Meßdaten läßt sich unter Berücksichtigung der vorliegenden Randbedingungen die Systemdurchlässigkeit ableiten.

Einige Ansätze zur Ermittlung der Systemdurchlässigkeit sowie zur Erstellung einer Durchlässigkeitsanalyse werden in diesem Aufsatz kurz vorgestellt. Zusätzlich wird über die Erfahrungen beim Anschnitt einer ca. ein halbes Jahr alten Lamelle eines Probekastens berichtet.

## 2 Probekästen

Die Erstellung eines Probekastens ist zur Ermittlung der Systemdurchlässigkeit erforderlich, da diese nicht ausreichend genau aus den im Rahmen der Eignungsuntersuchung laborativ bestimmten Durchlässigkeitsbeiwert der Dichtwand abgeleitet werden kann. Nachfolgend sind Einflußfaktoren bzw. mögliche Gründe für die Differenz zwischen der Baustoffdurchlässigkeit und der Systemdurchlässigkeit aufgeführt:

- Unterströmung der Dichtwand
- Temperatur, unter der die Dichtwandmasse erhärtet
- Temperatur des Durchströmungsmediums
- Durchströmung mit kontaminierten Fluiden
- Feststoffeintrag und ggf. Sandnesterbildung in der Dichtwand
- Sohlflächenzufluß durch den Einbindehorizont (z. B. bei gespannten Grundwasser, relativ hoher Durchlässigkeit des Einbindehorizontes, Störungen in der Schicht)
- Risse
- Imperfektionen
- bei Zweiphasen-Dichtwänden: Fugenausbildung

Da Probekästen und Dichtwand prinzipiell gleich ausgeführt werden sollen, müssen die Baugeräte, das Mischungsverhältnis, die Lamellenabmessungen, die Anzahl der Stiche pro Lamelle, der Zeitraum vom Erstellen bis zum Anschnitt der Primärlamelle, das Überschneidungsmaß etc. identisch sein. Weiterhin müßte bei einer prinzipiell gleichen Ausführung auch das Verhältnis von Wandfläche zu Bodenfläche bei Probekästen und Dichtwand gleich sein, da sich die Systemdurchlässigkeit aus der Durchlässigkeit der Wand und der des Bodens in Abhängigkeit der jeweiligen Flächenanteile zusammensetzt. I. allg. wird von einem nahezu undurchlässigen Einbindehorizont ausgegangen, so daß dieses Flächenverhältnis keine weitere Beachtung findet. Die Durchlässigkeit des Einbindehorizontes kann bei der Ermittlung der Systemdurchlässigkeit zunächst auf der sicheren Seite liegend zu Null abgeschätzt werden. Zur Beurteilung dieser Abschätzung bzw. um eine genauere Berechnung der Systemdurchlässigkeit zu ermöglichen, muß die Durchlässigkeit des Einbindehorizontes für die Auswertung bekannt sein.

Nach der Erstellung des Probekastens ist dieser mit einem Brunnen zur Infiltration bzw. Wasserentnahme auszurüsten. Des weiteren sind Beobachtungspegel innerhalb und außerhalb des Probekastens zu erstellen. Die Anzahl der Beobachtungspegel sollte auf die Abmessungen des Probekastens sowie die Grundwasserverhältnisse (gespanntes Grundwasser, Strömung, Durchlässigkeit des Bodens, Tidehub etc.) und den Bodenaufbau abgestimmt werden.

Der Brunnen und die Meßpegel sind mit Meßgeräten, die eine kontinuierliche Messung der Wasserspiegelhöhen gewährleisten, auszurüsten. Vor der Erzeugung einer Wasserspiegeldifferenz wird der Ausgangswasserspiegel an allen Meßstellen erfaßt. Die Meßdaten des gesamten Versuchszeitraumes sind regelmäßig in möglichst kurzen Meßintervallen aufzunehmen und zu speichern.

Der Bereich des Probekastens ist für die gesamte Dauer der Messungen vor Niederschlagswasser zu schützen. Vor Versuchsbeginn muß die erforderliche Anfangsaushärtung der Dichtwandmasse abgewartet werden.

### **3 Versuchsdurchführung**

Die Systemdurchlässigkeit eines Probekastens kann auf verschiedene Arten ermittelt werden, wobei mit jeder Versuchsart unterschiedliche Vor- und Nachteile verbunden sind. Bei den Verfahren wird zunächst zwischen der Absenkung und der Auffüllung des Wassers im Probekasten unterschieden (Abb. 1). Jedes dieser beiden Verfahren kann als stationärer oder instationärer Versuch durchgeführt werden. Bei einem stationären Versuch wird der Wasserspiegel im Probekasten über den Versuchszeitraum möglichst konstant eingeregelt, dagegen verringert sich bei einem instationären Versuch kontinuierlich die anfangs erzeugte Wasserspiegeldifferenz.

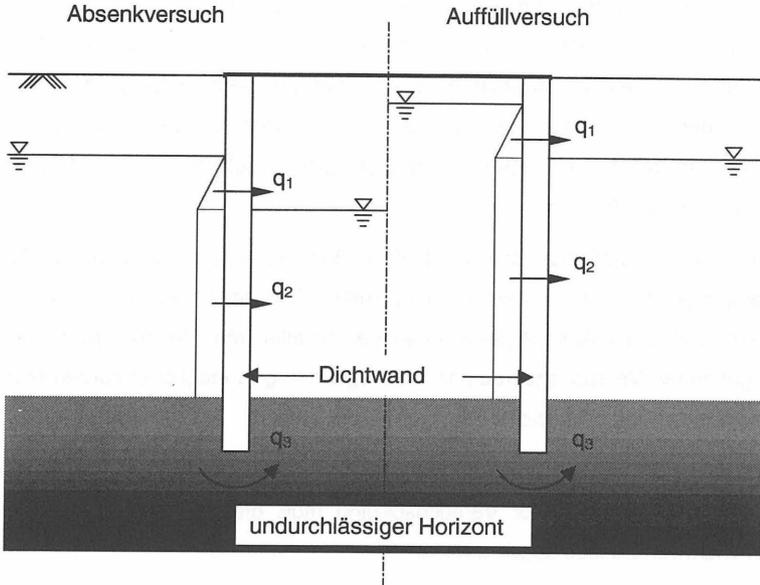


Abb. 1: Schematische Darstellung eines Auffüll- und Absenkversuches

Bei der Unterscheidung zwischen Absenkversuch und Auffüllversuch bezieht sich die Bezeichnung des Verfahrens jeweils auf die Wassermenge im Probekasten. Beim Absenkversuch wird Wasser entnommen und dadurch der Wasserspiegel im Testkasten abgesenkt. Die Absenkgeschwindigkeit hängt dabei im wesentlichen von der Porenraumtwaterung des Bodens ab. Es ist nicht unbedingt erforderlich, mit der Bestimmung der Systemdurchlässigkeit bis zum Abschluß der Porenraumtwaterung zu warten. Wird nur die Einhaltung eines Grenzwertes geprüft, kann dies mit der für die Durchlässigkeit ungünstigen Annahme einer vorzeitig abgeschlossenen Porenraumtwaterung erfolgen.

Beim Absenkversuch wirkt das erzeugte hydraulische Gefälle von außen nach innen auf den Probekasten. Nach der Fertigstellung einer Dichtwand wird i. allg. der Grundwasserspiegel innerhalb des umschlossenen Gebietes unterhalb des äußeren Wasserspiegelhorizontes abgesenkt. Durch diese Maßnahme wird ein hydraulisches Gefälle von außen

nach innen erzeugt, wodurch z. B. bei der Umschließung von Altlasten das Austreten von kontaminierten Wässern verhindert wird. Das hydraulische Gefälle wirkt also beim Probekasten in Richtung der späteren Belastung. Auch entspricht der getestete Bereich des Probekastens – nämlich der unterhalb des Grundwasserspiegels – dem bei der eigentlichen Dichtwand beanspruchten Bereich.

Im Gegensatz zum Absenkversuch bietet der Auffüllversuch im wesentlichen einen Zeitvorteil. Zum einen ist die Porenraumverfüllung i. d. R. schneller durchzuführen als die Entwässerung, zudem ist vor Versuchsbeginn baubedingt meist ein Wasserüberstau (z. B. aus Filtrat- und Regenwasser) im Probekasten vorhanden. Nachteilig wirkt sich dagegen aus, daß das hydraulische Gefälle entgegen der späteren Belastung wirkt. Durch die Umkehr des hydraulischen Gefälles kann z. B. ein nur leicht gespannter zweiter Grundwasserhorizont unterhalb der Dichtwand zunächst unbemerkt bleiben und die Ergebnisse des Probekastens im Sinne einer scheinbar geringeren Durchlässigkeit verfälschen. Des weiteren sind Lufteinschlüsse möglich, die die ermittelte Systemdurchlässigkeit verfälschen. Ebenfalls muß berücksichtigt werden, daß die Wand im Bereich oberhalb des Grundwassers mit erfaßt wird, welches nicht den Anforderungen an das eigentliche Bauwerk entspricht. Liegen die Durchlässigkeiten oberhalb des Grundwassers unter denen des restlichen Systems, wird im Auffüllversuch eine auf der unsicheren Seite liegende zu geringe Systemdurchlässigkeit ermittelt.

Beim Vergleich der stationären mit der instationären Prüfmethode spricht das konstante hydraulische Gefälle für die stationäre Versuchsart, jedoch kann das Ergebnis durch eine zyklische Wasserentnahme bzw. Infiltration beeinflusst werden. Beim stationären Versuch kann es durch wiederholte Wasserzufuhr bzw. -entnahme zur Ausbildung von Absenk- bzw. Auffülltrichtern im Kasten kommen. Dieser horizontal nicht ausgeglichene Wasserspiegel kann durch die gezielte Anordnung von Brunnen (möglichst zentral im Kasten) und Meßpegeln (relativ nah an der Dichtwand) berücksichtigt werden. Bei der Auswertung werden i. allg. auch instationäre Versuche vereinfachend als stationär betrachtet, was durch die Wahl entsprechend kurzer Zeiträume oder aber geringer Änderungen der Wasserspiegeldifferenz sowie unter Beachtung der für diese Vereinfachung zu treffenden Berechnungsannahmen möglich ist.

#### 4 Ansätze zur Auswertung

Bei der Auswertung kann zwischen der Berechnung der Systemdurchlässigkeit und der Erstellung einer Durchlässigkeitsanalyse unterschieden werden. Bei der Berechnung der Systemdurchlässigkeit resultiert aus den Meßwerten der einzelnen Pegel der Durchlässigkeitsbeiwert des Systems. Für eine genaue Berechnung sollte die Porenraumentwässerung bzw. -verfüllung nahezu abgeschlossen sein, was einen relativ langen Zeitraum zwischen der Erzeugung der Wasserspiegeldifferenz und der Ermittlung der Systemdurchlässigkeit bedingt. Im Gegensatz dazu kann die Auswertung auch versuchsbegleitend in Form einer Durchlässigkeitsanalyse erfolgen. Bei einer Durchlässigkeitsanalyse wird vorab mit dem geforderten Grenzwert der Systemdurchlässigkeit ermittelt, welche Wasserspiegeländerung für einen vorgegebenen Zeitraum zulässig ist. So kann relativ frühzeitig bereits vor Abschluß der Porenraumentwässerung bzw. -verfüllung das Erreichen dieses Grenzwertes festgestellt werden. Wird nur die Einhaltung des geforderten Grenzwertes und nicht die Ermittlung der Systemdurchlässigkeit abgewartet, bedingt dieses Verfahren einen verkürzten Versuchszeitraum. Der Endwert der Systemdurchlässigkeit ist für die Freigabe des Probekastens nicht erforderlich. Dies ermöglicht einen zügigen Baufortschritt, wobei der Endwert der Systemdurchlässigkeit zusätzlich nachträglich ermittelt werden kann. Beide Verfahren werden im Anschluß an die Erläuterung der gemeinsamen Berechnungsgrundlagen und möglicher Vereinfachungen vorgestellt.

Zunächst ein Überblick über die bei der Berechnung verwendete Formelzeichen:

- A : Summe aus Wand- und Bodenfläche des Kastens [m<sup>2</sup>]
- A<sub>B</sub> : Bodenfläche des Kastens [m<sup>2</sup>]
- A<sub>W</sub> : Wandfläche des Kastens [m<sup>2</sup>]
- d : Wandstärke [m]
- f : Formfaktor nach FOIK [-]
- H : Wandhöhe mit konstantem Wasserdruck bis Einbindehorizont [m]
- Δh : Wasserspiegelhöendifferenz [m]
- h\* : Änderung der Wasserspiegeldifferenz [m]
- k<sub>B</sub> : Durchlässigkeitsbeiwert des Einbindehorizontes [m/s]
- k<sub>sys</sub> : Durchlässigkeitsbeiwert des Abdichtungssystems [m/s]
- k<sub>w</sub> : Durchlässigkeitsbeiwert der Dichtwand [m/s]

- l : Länge der Dichtwand [m]  
 $\Delta l$  : Länge eines durchströmten Bereiches [m]  
n : Porenanteil [-]  
Q : Wassermenge [m<sup>3</sup>]  
Q<sub>B</sub> : Wassermenge, die über die Bodenfläche zu- bzw. abfließt [m<sup>3</sup>]  
Q<sub>W</sub> : Wassermenge, die über die Wandfläche zu- bzw. abfließt [m<sup>3</sup>]  
q : Wassermenge je Zeiteinheit, Durchflußrate [m<sup>3</sup>/s]  
q<sub>B</sub> : Wassermenge je Zeiteinheit, die über die Bodenfläche zu- bzw. abfließt [m<sup>3</sup>/s]  
q<sub>W</sub> : Wassermenge je Zeiteinheit, die über die Wandfläche zu- bzw. abfließt [m<sup>3</sup>/s]  
q<sub>1</sub> : Anteil von q<sub>W</sub>, der im Bereich des linear ansteigenden hydraulischen Gefälles liegt [m<sup>3</sup>/(s \* m)]  
q<sub>2</sub> : Anteil von q<sub>W</sub>, der im Bereich des konstanten hydraulischen Gefälles liegt [m<sup>3</sup>/(s \* m)]  
q<sub>3</sub> : Anteil von q<sub>W</sub> aus der Wandumströmung [m<sup>3</sup>/(s \* m)]  
s : Einbindelänge der Wand in den Einbindehorizont [m]  
 $\Delta t$  : Zeitintervall [s]  
 $\Delta u$  : Potentialunterschied des Wasserdruckes durch zweiten Grundwasserhorizont [m (Wassersäule)]

Zur Ermittlung der Systemdurchlässigkeit muß sowohl der Wasserfluß über die Wandfläche als auch der über die Bodenfläche berücksichtigt werden.

Der Wasserzu- bzw. -abfluß über die Wandfläche kann in drei Anteile unterteilt werden:

- ein über die Wandhöhe linear zunehmender Anteil:  $q_1 = k_w * \Delta h^2 / (2 * d)$
- ein über die Wandhöhe konstanter Anteil:  $q_2 = k_w * \Delta h * H/d$
- ein auf der Wandumströmung basierender Anteil:  $q_3$

Der linear zunehmende Anteil erstreckt sich über den Bereich zwischen dem inneren und dem äußeren Wasserspiegel, also den Bereich eines mit der Tiefe linear ansteigenden hydraulischen Gradienten, während der konstante Anteil im Bereich des konstanten hydraulischen Gradienten bis zur Oberkante des Einbindehorizontes liegt. Prinzipiell stellt der Anteil  $q_3$  als Wandumströmung einen Anteil der Wasserbewegung über die Bodenfläche dar. Da er zur Ermittlung der Systemdurchlässigkeit nicht auf die Grundfläche des

Kastens sondern auf die Länge der Dichtwand bezogen wird, ist er hier vereinfachend als Anteil der Wanddurchströmung aufgeführt.

Der Anteil  $q_3$  für die Wandumströmung wird aus der Formel

$$q = k * A * \Delta h / \Delta l$$

abgeleitet.  $\Delta l$  entspricht dabei der zweifachen Einbindetiefe der Wand in den Einbindehorizont ( $\Delta l = 2s$ ).

Für  $q_3$  sind verschiedene Ansätze möglich:

- Mit der Annahme, daß sich der durchströmte Bereich auf einen 1 m breiten Streifen entlang der Dichtwand beschränkt, folgt für  $q_3$ :  $q_3 = k_B * \Delta h / (2 * s + d)$
- FOIK hat für die Kammern bei Schmalwänden die Beziehung  $q_3 = k_B * 1 * \Delta h * 0,5 * f$  aufgestellt, wobei  $f$  ein von der Geometrie der Schmalwand sowie deren Einbindung abhängiger Formfaktor ist.
- Ebenso kann  $q_3$  auch über das Strom- und Potentialliniennetz ermittelt werden. Die Notwendigkeit für diese relativ genaue Methode ist jedoch i. d. R. nicht gegeben.

Daraus ergibt sich der gesamte Wasserzu- bzw. -abfluß über die Wandfläche zu

$$q_w = (q_1 + q_2 + q_3) * l.$$

Die Sohlfläche wird genau wie die Wandfläche auch für die Berechnung als homogen angenommen. Ggf. vorhandene Inhomogenitäten, welche sowohl eine Erhöhung als auch eine Verringerung der Durchlässigkeit bewirken können, werden rechnerisch nicht erfaßt. Der Sohlflächenzufluß wird i. allg. anhand des laborativ bestimmten Durchlässigkeitsbeiwertes des Einbindehorizontes berechnet. Hierbei ist auf eine entsprechende Erhöhung des Durchlässigkeitsbeiwertes zur Anpassung an die Gegebenheiten in situ zu achten.

Ein Zufluß  $q_B$  über die Bodenfläche des Probekastens braucht nur bei einer relativ geringen Mächtigkeit des Einbindehorizontes sowie bei gespanntem Grundwasser oder aber einem zweiten entspannten Grundwasserhorizont unterhalb des Einbindehorizontes berücksichtigt werden.  $q_B$  wird nach der Formel

$$q_B = k_B * A_B * \Delta u / \Delta l$$

berechnet. Hierbei entspricht  $\Delta l$  der Mächtigkeit des Einbindehorizontes und  $\Delta u$  dem Potentialunterschied des Wasserdruckes durch den zweiten Grundwasserhorizont.

Der gesamte Wasserzu- bzw. -abfluß ergibt sich aus der Summe der Wasserbewegung durch die Wand- und die Bodenfläche. Bei der Addition ist auf das Vorzeichen der beiden Anteile zu achten. Nur bei gleicher Richtung werden beide Anteile auch positiv angesetzt. Das Ergebnis kann als

- Durchflußrate  $q = q_W + q_B \text{ [m}^3\text{/s]}$  oder als
- Durchflußmenge  $Q = Q_W + Q_B = (q_W + q_B) * \Delta t \text{ [m}^3\text{]}$

angegeben werden. Die Systemdurchlässigkeit stellt das den Flächenanteilen entsprechend gewichtete Mittel dar.

Über die vier vorab erläuterten Wasseranteile hinaus muß durch eine geeignete Abdeckung der Zutritt von Regenwasser verhindert und ggf. die Porenraumtätwässerung berücksichtigt werden.

#### **Vereinfachungen:**

Alle hier angegebenen Vereinfachungen führen zu einem rechnerisch höheren Durchlässigkeitsbeiwert der Dichtwand und sind somit auf der sicheren Seite liegend zulässig. Entspricht die berechnete Durchlässigkeit nicht bzw. nur knapp den Anforderungen, empfiehlt sich eine detailliertere Berechnung.

- Für die Berechnung wird auch bei instationärer Versuchsmethode ein **stationärer Zustand** angenommen: max.  $\Delta h$  wird als konstant für die Berechnung angesetzt. Für große Änderungen der Wasserspiegeldifferenz bzw. lange betrachtete Zeitintervalle wird auch der Einfluß dieser Vereinfachung auf das Berechnungsergebnis relativ groß. Wird aufgrund dieser Vereinfachung eine zu große Durchlässigkeit ermittelt, sollten kleinere Meßeinheiten berechnet, also der betrachtete Zeitraum kürzer bzw. die vorgegebene Wasserspiegeländerung geringer gewählt werden.
- Bei der „einfachen“ Berechnung der Systemdurchlässigkeit wird davon ausgegangen, daß ein **Sohlzu- bzw. -abfluß** und eine Wandumströmung in den Probekasten sowie in die gesamte umschlossene Fläche nicht stattfindet. Es werden also der Sohlzufluß und die Wandumströmung zu Null gesetzt. Je undurchlässiger der Einbindehorizont

ist, desto genauer ist auch diese Vereinfachung. Bei einer relativ hohen Durchlässigkeit des Einbindehorizontes - im Vergleich zu den Anforderungen an die Systemdurchlässigkeit – können aus dieser Vereinfachung jedoch ggf. nicht realisierbare Anforderungen an die Dichtwand resultieren (bis hin zu negativen Durchlässigkeitsbeiwerten, wenn die Durchlässigkeit des Einbindehorizontes die Anforderungen an das gesamte System zu stark übersteigt).

- I. d. R. wird die vollständige Porenraumentwässerung bzw. -auffüllung nicht abgewartet. Daraus resultiert eine größere als die sich aus der Systemdurchlässigkeit ergebende Wasserbewegung und eine rechnerisch höhere und somit auf der sicheren Seite liegende Systemdurchlässigkeit. Statt die **Porenraumentwässerung** abzuwarten oder abzuschätzen, kann von Anfang an die Systemdurchlässigkeit ohne Berücksichtigung der Porenraumentwässerung berechnet werden. Durch die Annahme einer abgeschlossenen Porenraumentwässerung wird die Systemdurchlässigkeit rechnerisch erhöht. Werden konstante Berechnungsintervalle (z. B. jeweils die letzten 4 Stunden) angesetzt, führt dieses Vorgehen zu einer über der Zeit asymptotisch gegen Null strebenden Erhöhung der Systemdurchlässigkeit.
- **Porenraumabschätzung:** Beim Absenkversuch ergibt sich der Porenanteil  $n$  aus der Division der abgepumpten Wassermenge durch das Produkt aus Absenkhöhe und Grundfläche des Probekastens (also das Absenkvolumen). Hier liegt die Annahme eines vor der Absenkung vollständig gesättigten und zum Zeitpunkt der Ermittlung der hier angesetzten Absenkhöhe vollständig entleerten Porenraumes zugrunde. Beim Auffüllversuch wird entsprechend die aufgefüllte Wassermenge sowie die Auffüllhöhe angesetzt. Auch hier wird ein vollständig gesättigter bzw. entleerter Porenraum vorausgesetzt. Zur Überprüfung dieser Voraussetzungen wird die Änderung der Wasserspiegelhöhe innerhalb des Probekastens beim instationären bzw. die der Entnahme- oder Infiltrationsrate beim stationären Versuch über der Zeit betrachtet. Der Abschluß der Porenraumentwässerung bzw. -auffüllung würde beim stationären Versuch durch eine konstante Entnahme- oder Infiltrationsrate angezeigt. Beim instationären Versuch ist aufgrund der kontinuierlichen Änderung des hydraulischen Gefälles keine lineare Änderung der Wasserspiegelhöhendifferenz zu erwarten. Hier wird der Porenraum aus dem zeitlichen Verlauf der Wasserspiegelhöhenänderung abgeleitet. Hinsichtlich der

Systemdurchlässigkeit liegen die Berechnungsergebnisse bei Annahme eines oberen Grenzwertes des Porenanteiles auf der sicheren Seite.

### **Vorgehen:**

#### Berechnung der Systemdurchlässigkeit:

- Durchflußrate  $q$  für ein Zeitintervall  $\Delta t$  ermitteln:  $q = A_B \cdot h^* \cdot n/\Delta t$   
mit gemessenem  $h^*$
- $q_B$  und  $q_3$  berechnen
- $q_1 + q_2 = q - q_B - q_3$
- $k_W$  berechnen aus  $q_1 + q_2 = k_W \cdot (\Delta h^2/(2 \cdot d) + \Delta h \cdot H/d) \cdot l$
- $k_{sys} = k_W \cdot (A_W/A) + k_B \cdot (A_B/A)$

#### Durchlässigkeitsanalyse:

- zulässige Systemdurchlässigkeit wird als Eingangswert der Berechnung zugrunde gelegt:
- aus zul.  $k_{sys} = k_W \cdot (A_W/A) + k_B \cdot (A_B/A)$  wird zul.  $k_W$  berechnet
- $q_1$ ,  $q_2$ ,  $q_3$  und  $q_B$  berechnen, wobei zul.  $k_W$  in die Berechnung von  $q_1$  und  $q_2$  eingeht
- zul.  $q = (q_1 + q_2 + q_3) \cdot l + q_B$
- mit zul.  $q = A_B \cdot h^* \cdot n/\Delta t$  entweder  $h^*$  vorgeben und daraus zul.  $\Delta t$  berechnen oder aber  $\Delta t$  vorgeben und zul.  $h^*$  berechnen
- zul.  $\Delta t$  bzw. zul.  $h^*$  mit den Meßwerten vergleichen

## **5 Untersuchungen zum Zusammenwachsen von Dichtwandmassen unterschiedlichen Alters**

Neben den bereits erwähnten Eigenschaften, die ein Dichtwandssystem zur Sicherung von Altlasten zu erfüllen hat, stellen auch die Parameter Kontrollierbarkeit und Reparierbarkeit entscheidende Kriterien dar. Wenn eine Wand z. B. durch Erosion beschädigt wurde, ist der Punkt Reparierbarkeit i. d. R. nicht mehr zu erfüllen. Vielmehr muß die Wand in dem Bereich der Imperfektion komplett saniert werden, z. B. indem weitere Lamellen oder ein mit HDI-Säulen erstellter dichter Wandabschnitt vor die defekte Wand gesetzt wird. Dabei

ist zu beachten, daß der neue Wandabschnitt auch einen wasserdichten Anschluß an die bisherige Wand erhält. Ebenso ist ein komplettes Umfahren der defekten Wand möglich. Hierbei muß die neue Wand mit der bereits bestehenden Wand verbunden werden, um eine durchgängige nahezu undurchlässige vertikale Barriere zu erzeugen und somit auch weitere hydraulische Maßnahme sowohl wirtschaftlich als auch praktikabel durchführen zu können. Zu diesem Zweck müßte die alte Wand im Anschlußbereich angefräst oder angeschnitten werden. Inwieweit eine bereits erhärtete Masse und eine frische Bentonit-Zement-Suspension wieder zusammenwachsen, ist bislang noch nicht ausreichend erforscht.

Grundsätzlich gibt es zwei Möglichkeiten, ein Zusammenwachsen von bereits erhärteter Dichtwandmasse und einer frischen Bentonit-Zement-Suspension nachzuweisen. Zum einen können Versuche im Labor durchgeführt werden, zum anderen kann in situ eine bereits ausgehärtete Wand angeschnitten und mit einem hydraulischen Test die Durchlässigkeit des Wandsystems ermittelt werden.

### 5.1 Laboruntersuchungen

Am IGB-TUBS wird z. Z. in einer ersten Untersuchungsserie das Zusammenwachsen einer frischen Bentonit-Zement-Suspension mit einer Dichtwandmasse erforscht. Hierfür werden zylindrische Proben in zwei Arbeitsschritten hergestellt. Zunächst wird ein Schalkkörper bis zu ca. 55 Vol.-% mit frischer Bentonit-Zement-Suspension gefüllt und an seinen beiden Endflächen mit Bodenplatten verschlossen. Der Schalkkörper wird um 90 ° gedreht und vertikal gelagert, so daß ein Probekörper mit einer zylindrischer Halbform entsteht. Nachdem dieser eine gewisse Festigkeit erreicht hat, wird das restliche Volumen des Schalkkörpers mit einer frischen Bentonit-Zement-Suspension gefüllt und der Probekörper abermals gelagert. Bevor der Schalkkörper gefüllt wird, wird der obere Bereich der zylindrischen Halbform mit einem Abzieheisen geglättet. Hierdurch wird die Schmier-schicht, die sich im Kontaktbereich Dichtwandmasse/Wasser bildet, gelöst, so daß ein direkter Kontakt der frischen Bentonit-Zement-Suspension mit der bereits erhärteten Dichtwandmasse besteht. Durch diese Herstellungsweise wird ein zylindrischer Probekörper erzeugt, der aus zwei unterschiedlich alten Halbzylinder besteht.



Zunächst zeigt sich, daß bei allen Versuchen die Durchlässigkeit der Dichtwandmasse mit dem Probenalter abnimmt. Interessanter ist jedoch der Vergleich der Durchlässigkeitsbeiwerte von „zusammengewachsenen“ Proben mit den Ergebnissen der Referenzproben. Hierbei ist ersichtlich, daß die Proben, deren Hälften zu zwei unterschiedlichen Zeitpunkten hergestellt wurden und die demzufolge eine Fuge besitzen müßten, keine schlechteren Durchlässigkeiten aufweisen als die homogenen Referenzproben. Vielmehr sind die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte der „zusammengewachsenen“ Proben z. T. sogar geringer, da der geringere Durchlässigkeitsbeiwert der älteren Probefälfte die Durchlässigkeit der gesamten Probe positiv beeinflußt. Anhand dieser Ergebnisse ist zu vermuten, daß die einzelnen Probefälften zusammenwachsen, so daß ein stärkeres Durchströmen der Probe im Fugenbereich annähernd ausgeschlossen werden kann. Eine organoleptische Ansprache der Proben nach dem Ausbau aus den Triaxialzellen bestätigte die Vermutung, da die Proben nur unter erheblichem Kraftaufwand wieder zu trennen waren. Es zeigte sich jedoch, daß bei Zugbeanspruchung der Fugenbereich eine Sollbruchstelle darstellt.

Die Ergebnisse der 1. Versuchsserie sind vergleichbar zu denen der 2. Versuchsserie, wobei die Durchlässigkeitsverläufe der „zusammengewachsenen“ Proben und der Referenzproben eine noch größere Übereinstimmung aufweisen.

In weiteren Versuchsserien sollen Zugversuche durchgeführt werden. Hierbei soll die Kraft gemessen werden, mit der die beiden Hälften wieder auseinandergezogen werden können. Zu diesen Untersuchungen liegen z. Z. noch keine Ergebnisse vor.

## 5.2 Überschnitt einer älteren Lamelle

Im Rahmen eines Bauvorhabens in Hamburg wurde vor dem Beginn der eigentlichen Baumaßnahme ein Probekasten erstellt. Die hydraulischen Untersuchungen (Absenkversuch) an dem Probekasten ergaben eine Systemdurchlässigkeit von  $k_{\text{Sys}} \approx 1,6 \cdot 10^{-9}$  m/s. Mit dem Absenkversuch wurde begonnen, nachdem die letzte hergestellte Lamelle ein Alter von 28 Tagen besaß. Somit ist die ermittelte Systemdurchlässigkeit mit den Ergebnissen der Durchlässigkeitsuntersuchungen im Labor vergleichbar.

Nach ca. 6 Monaten Erhärtungszeit wurde eine Lamelle des Dichtwandkastens senkrecht entsprechend Abbildung 3 überschritten.

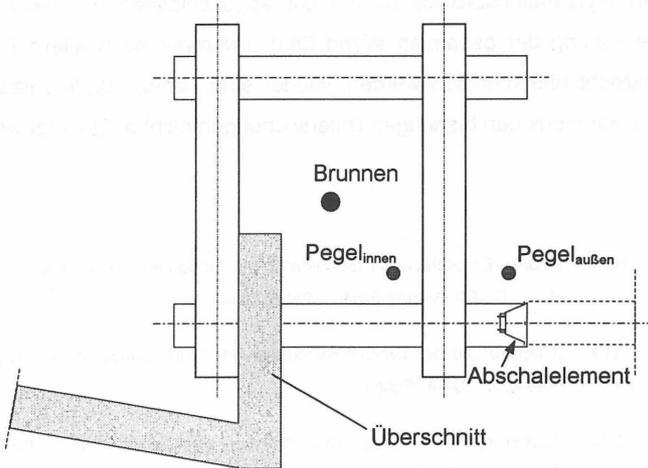


Abb. 3: Probekasten mit Überschnitt

Nach einer weiteren Wartezeit von 28 Tagen wurde erneut die Systemdurchlässigkeit ermittelt. Im Gegensatz zum ersten Versuch wurde diesmal ein Auffüllversuch über einen Zeitraum von einer Woche durchgeführt, d. h. der Grundwasserspiegel innerhalb des Testkastens lag oberhalb des Grundwasserspiegels außerhalb des Testkastens. Dieser Test hat eine Systemdurchlässigkeit von  $k_{\text{Sys}} \approx 1,45 \cdot 10^{-9}$  m/s ergeben. Diese liegt in der gleichen Größenordnung wie die ermittelte Systemdurchlässigkeit nach 28 Tagen Erhärtung ohne Überschnitt. Somit konnte für die hier vorliegenden Randbedingungen gezeigt werden, daß „alte“ Dichtwandmassen mit einer Bentonit-Zement-Suspension wieder eine annähernd wasserdichte Verbindung eingehen, wenn sie senkrecht überschritten werden.

Aus den Laborversuchen und der Überschneidung dieser ca. ½ Jahr alten Lamelle wurde ersichtlich, daß der Hydratationsprozeß der Dichtwandmasse nach einem halben Jahr offensichtlich noch nicht abgeschlossen ist. Aus früheren Untersuchungen u. a. von HERMANN und KAYSER ist bekannt, daß die Erhärtung einer Dichtwandmasse auch

nach zwei Jahren noch nicht abgeschlossen ist und somit der Hydratationsprozeß einer Dichtwandmasse im Gegensatz zum Beton über einen sehr langen Zeitraum abläuft.

Anhand dieser Ergebnisse ist zu vermuten, daß das senkrechte Überschneiden einer Dichtwand, deren Hydratationsprozeß noch nicht abgeschlossen ist, nicht zu einer Durchlässigkeitserhöhung der gesamten Wand führt. Inwieweit noch ältere Dichtwandmassen, die senkrecht überschritten werden, wieder eine nahezu undurchlässige Verbindung eingehen, kann aus den bisherigen Untersuchungen nicht aufgezeigt werden.

## 6 Literatur

- DGGT 1997 „GDA - Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten“, 3. Auflage, Hrsg.: DGGT, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- Foik, G. 1994 „Überprüfung der Dichtungswirkung von Schmalwänden“, in: Geotechnik 17 (1994), S. 10-14, Essen.
- Hermanns, R. 1993 „Sicherung von Altlasten mit vertikalen mineralischen Barriersystemen im Zweiphasen-Schlitzwandverfahren“, Veröffentlichung des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich, Band 204, Verlag der Fachvereine, Zürich.
- Kayser, J. 1995 „Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen“, Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 49, Braunschweig.
- Schulz, Th. 1998 „Einfluß der Temperatur auf Dichtwandmassen“, „ Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 56, Braunschweig.

Anschrift der Verfasser:

**Dipl.-Ing. Thomas Schulz**

IGB-TUBS

Gaußstraße 2

38106 Braunschweig

Tel.: 05 31 / 391 27 30

E-Mail: [igb@tu-bs.de](mailto:igb@tu-bs.de);

[thomas.schulz@tu-bs.de](mailto:thomas.schulz@tu-bs.de)

**Dipl.-Ing. Sabine Schröder**

[SchroederSabine@t-online.de](mailto:SchroederSabine@t-online.de)

## **Qualitätsüberprüfung bei Einphasendichtwänden: Ergänzende Methoden zur Abschätzung der Dichtwandqualität am Beispiel ausgewählter Projekte**

Autoren: Dr.-Ing. M. Adnan, Dipl.-Ing. L. Liersch, Dr.-Ing. W. Schwarz

### **0. Problemstellung**

Der Herstellung von Einphasendichtwänden kommt bei der Deponiesicherung eine große Bedeutung zu. In Abhängigkeit vom jeweils anstehenden Boden bzw. der auszuführenden Schlitztiefe wird dabei das Fräs- oder Greiferverfahren angewendet. Trotz umfangreicher Erfahrungen mit Dichtwänden treten immer wieder erhebliche Probleme sowohl bei der Herstellung wie auch bei der Qualität der Dichtwände auf.

Die rheologischen Eigenschaften der jeweils eingesetzten Einphasensuspension sind bei der Herstellung von Dichtwänden im Fräsbetrieb von besonderer Bedeutung. Verfahrensbedingt wird hierbei der Boden in die Suspension eingemischt. Über eine angeschlossene Sieb- und Hydrozyklonanlage (Regenerierungsanlage) wird anschließend der eingemischte Boden weitgehend von der Suspension getrennt. Großen Einfluss auf den Trennungserfolg hat dabei die Zusammensetzung des Dichtwandbindemittels und die sich aufgrund der Dichtwandrezeptur einstellende dynamische Viskosität und deren zeitliche Entwicklung. Im Rahmen von Eignungsprüfungen wird die Anwendbarkeit eines Bindemittels und der daraus hergestellten Dichtwandsuspension überprüft.

Probleme und damit verbunden zusätzliche Abstimmungen ergeben sich allerdings meist aus dem anstehenden Baugrund. So haben beispielsweise die Korngrößenverteilung des Bodens und darin eventuell enthaltene Tonminerale einen maßgebenden Einfluss auf die rheologischen Eigenschaften der Dichtwandsuspension. Um beispielsweise eine zu feine Verteilung des Bodens in der Suspension zu verhindern, werden bei der Fräse geeignete Fräszähne eingesetzt. Die Separierung des Bodens ist dann zum Großteil über vorgeschaltete Siebe möglich. Werden im Boden allerdings Bereiche mit höheren Festigkeiten angetroffen, ist eine Bestückung mit aggressiveren Fräszähnen erforderlich, die wiederum eine feinere Verteilung des anstehenden Bodens in der Dichtwandsuspension und somit eine schwierigere Regenerierung bewirken. Die Trennung des Bodens erfolgt dann maß-



geblich durch den nachgeschalteten viskositätsempfindlicheren Hydrozyklon. Neben der Zusammensetzung der „Frischsuspension“ mit ihren Ausgangseigenschaften haben auch die Filtratwasserabgabe, die mineralogische Zusammensetzung des Bodens und die gelösten Bestandteile des eingemischten Grundwassers einen ganz erheblichen Einfluss auf die Eigenschaften der „Prozesssuspension“. In dem vorliegenden Bericht werden daher die angesprochenen Problempunkte beispielhaft anhand von Bauvorhaben aufgezeigt und Lösungsansätze für die sich daraus bei der Dichtwandherstellung ergebenden Probleme vorgestellt.

Vor der Ausführung eines jeden Bauvorhabens sind daher entsprechende Eignungsversuche und eventuell Versuche zur Verträglichkeit der Dichtwandmischung mit dem Boden / Grundwasser durchzuführen. Im allgemeinen werden Eignungsuntersuchungen nach den Empfehlungen für Geotechnik der Deponien und Altlasten [1] vorgenommen.

In Abhängigkeit von den örtlichen Gegebenheiten treten trotz entsprechender Eignungsuntersuchungen und einer Ausführung der Dichtwand nach den anerkannten Regeln der Technik Probleme auf. Diese liegen dann vorrangig in den zuvor genannten örtlichen Veränderungen im Baugrund aber auch in der ungenügenden Nachstellung der örtlichen Verhältnisse bei den Eignungsuntersuchungen begründet. Beobachtet wurden in diesem Zusammenhang bereits das Zusammenbrechen von Suspensionen, die vorzeitige Aufladung der Suspension mit Aushubmaterial durch eine erhöhte Viskosität bzw. Fließgrenze sowie qualitätsmindernde schieferartige Gefügestrukturen und ungewöhnliche Porosität der abgebundenen Dichtwand.

## **1. Einflüsse auf die Verarbeitbarkeit der Suspension und auf die Qualität der hergestellten Dichtwand**

### **1.1. Suspension**

#### 1.1.1. Ruhezeiten / Bewegungszeiten

Die Dichtwandsuspension sollte in idealer Weise entsprechend der in der Eignungsprüfung vorgegebenen Eigenschaften eine relativ konstante Verarbeitbarkeit auch nach längeren Standzeiten besitzen. Als Kenngröße für die Verarbeitbarkeit wird hierbei die Visko-

sität (bestimmt als Auslaufzeit aus dem Marsh-Trichter) und die Fließgrenze (bestimmt mit der Kugelharfe) herangezogen. Entsprechend den GDA-Empfehlungen werden dazu kontinuierlich die rheologischen Eigenschaften von Suspensionen in einem Intervallrührversuch (15´min Ruhe / 5´min Rühren-Versuch) untersucht, womit das Verhalten der Suspension bei einer 1-Stich-Lamelle im Greiferbetrieb nachgestellt wird. Durch diese Versuche können die tatsächlich im Schlitz vorhandenen Strömungsverhältnisse nur bedingt nachgestellt werden. Anders als beim Intervallrührversuch kommt es beim Fräsen von 3-Stich-Lamellen nur zu einer lokalen Strömung. Die durch die Fräsräder und Pumpen in Bewegung gebrachte Suspension bewegt sich dabei nicht im gesamten Schlitz, sondern in engen Strömungsbahnen. In der Zeit, wo der zweite Stich ausgehoben wird, ruht die Suspension im ersten Stich sogar vollständig und gelangt mit einer wesentlich erhöhten Viskosität erst beim Ausheben des mittleren Stocks wieder in den Kreislauf. Analoges gilt auch für den Greiferbetrieb.

### 1.1.2. Sandgehalt / Kornzusammensetzung

Die Aufladung von Einphasensuspensionen im laufenden Fräsbetrieb ist maßgebend abhängig von der Kornverteilung des Bodens, dessen Quellfähigkeit und Dispergierfähigkeit. Mit dem veränderten Wasser/Feststoff-Verhältnis kommt es auch zu veränderten rheologischen Eigenschaften der eingesetzten Suspension. Der Einfluss des Sandgehalts auf die

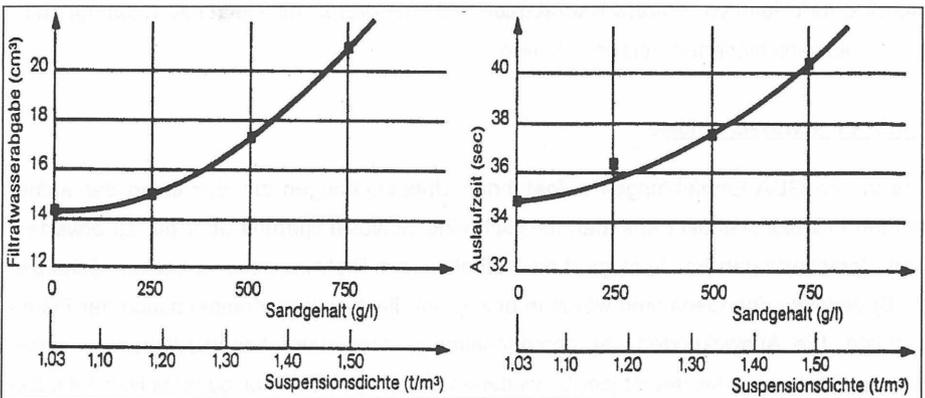
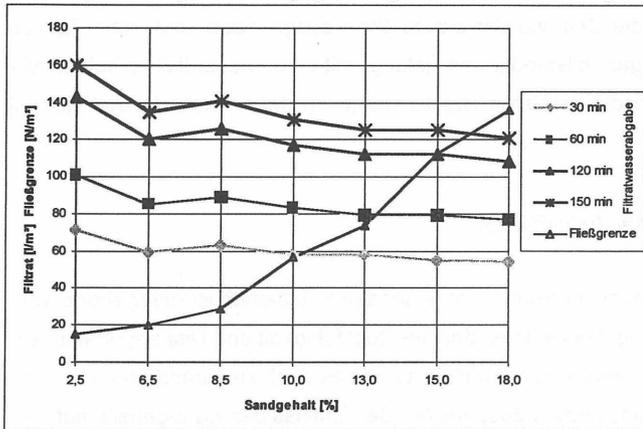


Abb.1:Entwicklung von Filtratwasserabgabe und Marsh-Zeit bei verschiedenen Sandgehalten nach [4]

Dichtwandsuspension wurde bereits hinreichend untersucht [2, 3, 4]. Bei der Aufladung von Suspensionen durch die Feianteile des Bodens kommt es zu einer Verringerung des Wasser/Feststoff-Verhältnisses und damit zu einer Erhöhung von Viskosität und Fließgrenze. Geil [3] stellte fest, dass es mit zunehmendem Feststoffgehalt zu einem Ansteigen der Filtratwasserabgabe kommt. Zu diesem Schluss führen auch die Untersuchungen der Fa. Süd-Chemie AG [4].

Untersuchungen der Fa. BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH an auf Baustellen entnommenen Suspensionsproben hingegen zeigen, dass es mit steigendem Sandgehalt bzw. steigender Aufladung auch zu einer Verringerung



der Filtratwasserabgabe um 10 bis 20 % kommen kann. Ursache ist dabei vermutlich eine bessere Kornzusammensetzung des Filterkuchens durch eine breiter abgestufte Körnungslinie des Aushubs.

Abb.2: Entwicklung von Filtratwasserabgabe und Fließgrenze mit steigendem Sandgehalt bei verschiedenen Versuchsdauern

### 1.1.3. Filtratwasserverluste

Die in den GDA-Empfehlungen aufgeführten Untersuchungen zur Ermittlung der auftretenden Filtrationsverluste erlauben lediglich eine Schlussfolgerung über die zu erwartenden Veränderungen im rheologischen Verhalten der Dichtwandsuspensionen. Schlötzer [5, 6] verfolgte den Gedanken weiter in bezug auf die mögliche Kompensation der Filtratverluste. Die Auswirkungen der Kompensation wurden unter Laborbedingungen näher untersucht. Unbeantwortet ist jedoch weiterhin die Frage nach der quantitativen Bilanzierung der Kompensation im Baustellenbetrieb. Bei einem konkreten Bauvorhaben versuchte Bauer Spezialtiefbau diese Fragestellung zumindest punktuell zu beantworten. Der

in der DIN 4127 standardisierte Versuch (Filtratpresse) wurde bezüglich des aufzubringenden Druckes und der Meßzeit an die Schlitztiefe angepaßt. Die in den GDA-Empfehlungen angegebene Berechnungsformel zur zeitabhängigen Hochrechnung der Filtratverluste wurde zunächst in mehreren Versuchsreihen überprüft. Die unter Laborverhältnissen durchgeführten Versuche mit verschiedenen Böden konkreter Bauvorhaben brachten eine gute Übereinstimmung mit den Darlegungen der GDA [1].

Die während der Laborversuche aufgebrauchten Drücke und Untersuchungszeiträume orientierten sich streng an den tatsächlich vorhandenen Randbedingungen. Die im Kreislauf vorhandene Suspension befindet sich während des Herstellungszeitraumes einer Lamelle in verschiedenen Tiefenlagen des Schlitzes und ist daher unterschiedlichen Druckverhältnissen ausgesetzt. Beim untersuchten Bauvorhaben konnte der maßgebende Zeitraum wie folgt angesetzt werden. Zur Herstellung eines Primärstiches werden jeweils 2 – 2,5 Stunden (2 Primärstiche ca. 4 – 5 Stunden) und für den verbleibenden Stock nochmals ca. 2 Stunden benötigt. Daraus ergibt sich, daß die Suspension über einen Zeitraum von etwa 6 – 7 Stunden bewegt wird. Für die Zeit von 6 Stunden (ungünstigere Annahme) wird der Druck in einer mittleren Tiefe von 7 Meter angesetzt. Bei einer mittleren Suspensionsdichte von  $\rho = 1,35 \text{ t/m}^3$  ergibt sich somit für diesen Zeitraum ein Druck von  $p = 0,85 \text{ bar}$ .

Die für den entsprechenden Zeitraum kumulierten Filtrationsverluste in  $\text{cm}^3$  Suspension pro  $\text{cm}^2$  Filtrationsfläche wurden auf den Schlitz pro  $\text{m}^3$  Suspension unter Berücksichtigung zweier Wandflächen (als Filtrationsflächen) umgerechnet. Das Ziel der Untersuchungen bestand darin, die tatsächlich vorhandenen Bedingungen (insbesondere in Hinsicht auf die Suspensionseigenschaften) besser nachstellen zu können, um somit ein Konzept zum Ausgleich der Filtratwasserverluste ausarbeiten zu können. Es sollte eine Matrix erstellt werden, die die abgegebenen Filtratmengen in Abhängigkeit der Suspensionseigenschaften und der Filtrationszeit wiedergibt. Somit sollte es möglich sein, einen Wert für die Filtratkompensation festzulegen, der eine Basis für die weitere Vorgehensweise darstellen könnte. Die Erkenntnisse aus den Laborversuchen wurden im Anschluss in ein Konzept zur Kompensation der Filtratwasserverluste eingebracht. Auf eine praktische Anwendung dieser Gedanken wurde auch im Hinblick auf die strenge Einhaltung der Qualitätskriterien und der Vermeidung von möglichen Qualitätseinbußen während der laufenden Güteüberwachung verzichtet. Folgende Überlegungen liegen dem Konzept zu Grunde.



Wird das abgegebene Filtratwasser durch eine Wasserzugabe wieder ausgeglichen, müssen die Randbedingungen den Forderungen der Qualitätssicherung angepasst werden. Sowohl die Eigenschaften der jeweiligen Prozesssuspension, wie auch der im Schlitz verbleibenden Suspension müssen auch im erhärteten Zustand die gestellten Anforderungen hinsichtlich Durchlässigkeit und Festigkeit dauerhaft erfüllen. Daher darf die angegebene Wassermenge nur solange zugegeben werden, wie sich die Fließgrenze der sich im Kreislauf befindlichen Prozesssuspension oberhalb der statisch erforderlichen Fließgrenze befindet. Dadurch würde auch sicher gestellt, dass die Stabilität der Suspension in bezug auf Dekantation ausreichend ist. Das Wasser müsste dabei über eine separate Leitung zugegeben werden, deren Steuerung über die Mischanlage erfolgt.

Sind die genannten Parameter der Suspension erfüllt, wird während des Mischvorgangs einer Charge, die zusätzliche Wassermenge zudosiert (separate Wassercharge an der Steuerung der Mischanlage programmiert). Damit erfolgt die Kompensation der ermittelten Filtratwassermenge je  $\text{m}^3$  angemischter Suspension. Somit ist das Verhältnis der Filtratkompensation zum Volumen der Suspension im Kreislauf eindeutig definiert. Diese zusätzliche Wassercharge wird allerdings nicht dem Mischer zugeführt, sondern über eine separate Leitung an der Regenerierungsanlage (vor Grobsieb) eingeleitet. An der Steuerung der Mischanlage sind dazu zwei separate Mischprogramme einzustellen (A Frischsuspension, B Frischsuspension mit Zusatzwasser), die dann optional zugeschaltet werden.

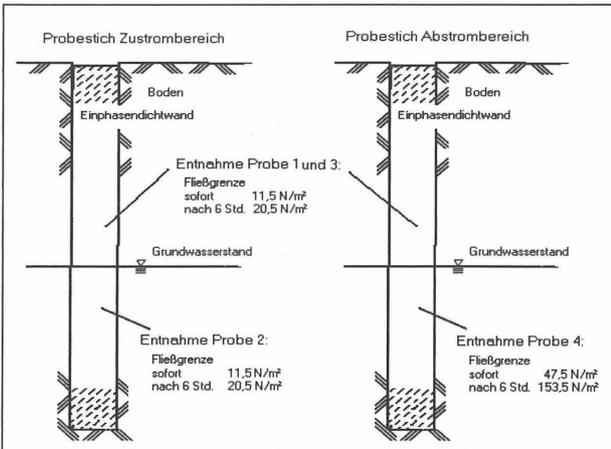
Mit Hilfe dieses Aufbaus kann sowohl der auftretende Filtratwasserverlust kompensiert, als auch die Separierleistung, sowie der effektive Trennschnitt der Regenerierungsanlage positiv beeinflusst werden. Eine Beeinflussung der Rheologie der Frischsuspension tritt somit nicht auf. Weiterhin problematisch ist in diesem Zusammenhang die Kompensation von Zusatzmitteln. Diese gehen nach [5, 6] zum Teil ebenfalls im Schlitz verloren und verändern somit die Eigenschaften der Prozesssuspension. Nach Spanka/Thielen werden im ungünstigen Fall lediglich 3 % der Zusatzmittel am Feststoff der Suspension sorbiert. Über Eignungsversuche lassen sich hier die zur Beibehaltung der rheologischen Eigenschaften erforderlichen Mengen ermitteln.

### 1.1.4. Reaktionen mit dem Grundwasser

Während verschiedener Bauvorhaben der Fa. BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH wurden auch Beobachtungen gemacht, die sich allein mit dem Einfluss der Aufladung durch den anstehenden Boden nicht erklären lassen. Es bestehen Hinweise, dass es Reaktionen der Schlitzwandsuspension mit dem vorhandenen Grundwasser gibt. Dabei wurde sowohl das Zusammenbrechen von Bentonit-Suspensionen wie auch das vorzeitige rasche Ansteifen von Einphasendichtwandsuspensionen im Fräsbetrieb beobachtet.

#### Versuchsbeschreibung

Das Ziel der Versuche bestand darin, die Einflüsse aus dem Baugrund auf die rheologischen Eigenschaften der Dichtwandsuspension zu verifizieren. Es sollte festgestellt werden, ob das frühe Ansteifen der Suspension während des Herstellungsprozesses durch



die spezifischen Eigenschaften des anstehenden Bodens / Grundwassers erfolgt. Die Versuchsrandbedingungen wurden so gewählt, dass die verfahrenstechnischen Einflüsse, wie veränderte Bodenschichten oder Veränderungen in der Regenerierung ausgeschlossen blieben.

Abb.3: Skizze der Probenahme beim durchgeführten Baustellenversuch

Die Untersuchungen wurden an zwei zuvor bestimmten Stellen vorgenommen und werden im Folgenden am Beispiel zweier repräsentativer Stiche dargelegt. Ein Stich befand sich im Abstrombereich, ein anderer im Zustrombereich des Deponiesickerwassers. An beiden Stichen wurde mit einer komplett frischen Suspension begonnen. Während des Herstellungsprozesses wurden für verschiedene Schlitztiefen Suspensionsproben am Rücklauf zur Regenerierung entnommen (Probenahme an Fräsenbypass). Für diese Suspensionen wurden die rheologischen Eigenschaften über einen Zeitraum von 24 Stunden bestimmt.

Zusätzlich wurden Laborversuche durch Mischen der Suspension mit dem anstehenden Grundwasser durchgeführt.

### Ergebnisse

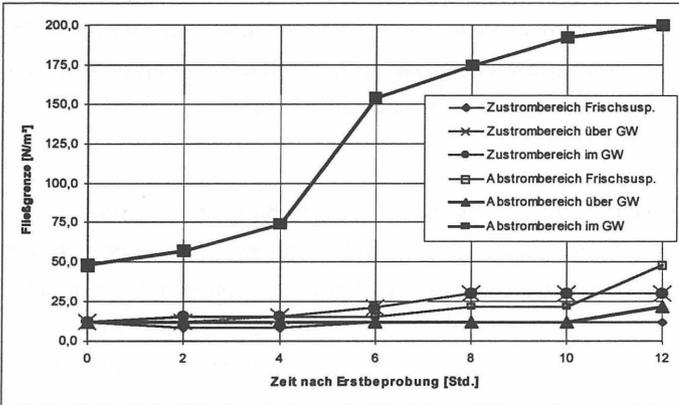


Abb.4: Fließgrenzen der Suspensionsproben im Zustrom- und Abstrombereich des Grundwassers der Deponie

#### Stich im Abstrombereich

In den Abbildungen 4 und 5 sind als Kennwerte für die rheologischen Eigenschaften der Suspension die gemessenen Fließgrenzen vor und nach Einbindung in das Grundwasser dargestellt. Zum Entnahmezeitpunkt wurden dabei Fließgrenzen von  $11,5 \text{ N/m}^2$  (über dem Grundwasser) und  $47,5 \text{ N/m}^2$  (im Grundwasser) ermittelt. Die Erhöhung der Fließgrenze kann u.a. mit der Einarbeitung von Bodenmaterial in die Suspension erklärt werden. Nach 6 Stunden in Ruhe wurde jedoch festgestellt, daß die Fließgrenze der oberhalb des Grundwassers entnommenen Probe unverändert bei  $11,5 \text{ N/m}^2$  blieb. Dagegen zeigte sich an der Probe, die unterhalb des Grundwasserspiegels entnommen wurde, ein deutlicher Anstieg der Fließgrenze von  $47,5$  auf  $153,5 \text{ N/m}^2$ .

#### Stich im Zustrombereich

Bei diesem Stich wurden direkt nach der Probennahme keine Fließgrenzen-Unterschiede zwischen den Suspensionen vor und nach dem Fräsen im Grundwasserhorizont festgestellt (jeweils  $11,5 \text{ N/m}^2$ ). Nach 6h wurde für beide Proben ein Anstieg auf  $20,5 \text{ N/m}^2$  ermittelt. Hier war also kein Einfluss des Grundwassers auf die Suspension erkennbar.

## Laborversuche

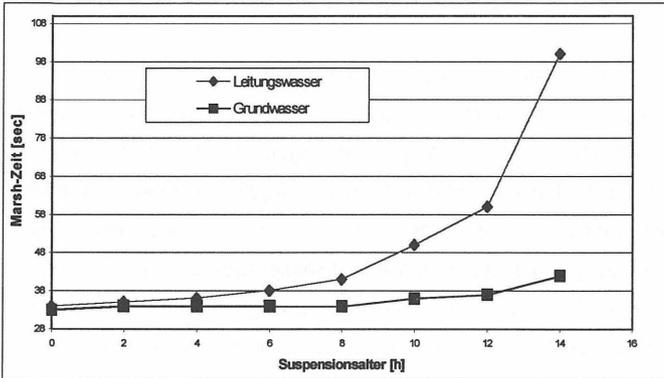


Abb.5:Verflüssigung einer Suspension bei Verwendung von Grundwasser als Anmachwasser

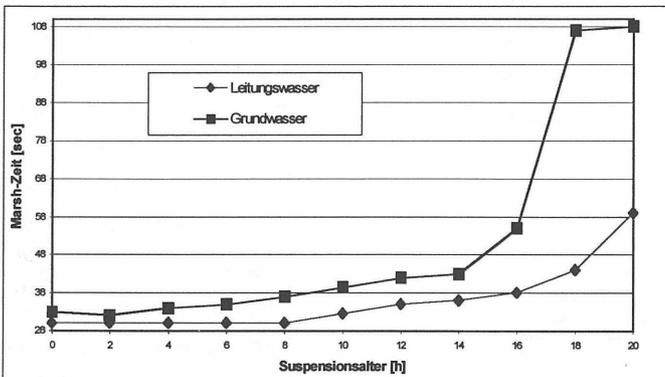
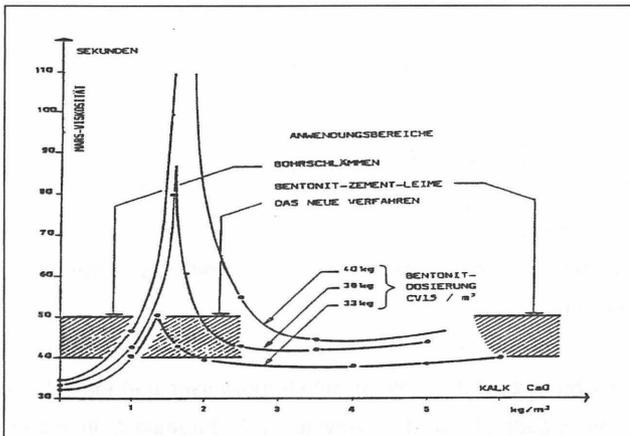


Abb.6:Ansteifen einer DW-Suspension bei Zugabe von 20 % Leitungswasser bzw. Grundwasser zur Suspension

Hier wurde die Fertigtrockenmischung zunächst einmal mit Grundwasser und einmal mit Leitungswasser angemischt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5 dargestellt. In einem weiteren Versuch sollte das Verhalten der Suspension bei nachträglicher Zugabe von Grundwasser untersucht werden. Dazu wurde die Fertigtrockenmischung zuerst mit 100% des notwendigen Anmachwassers angesetzt. Nach 30 Minuten wurden zusätzlich 20 % an Grundwasser bzw. 20 % Leitungswasser untergemischt. Die rheologischen Eigenschaften

der beiden so hergestellten Versuchsmischungen wurde dann über einen Zeitraum von 20 Stunden untersucht. Die Ergebnisse sind in Abbildung 6 dargestellt.

Auch wenn es kaum Zusammenstellungen über bentonitschädigende Stoffe im Grundwasser gibt, so ist jedoch allgemein bekannt, dass das Vorhandensein eines Überschusses an zwei- und dreiwertigen Kationen die rheologischen Eigenschaften im üblichen Sinne (Rückgang Fließgrenze, Erhöhung Filtratwasserabgabe) negativ beeinflusst. Weniger bekannt ist der Einfluss der Anionen, die neben den polyvalenten Alkali-Ionen eine In-situ-Nassaktivierung (Erhöhung Fließgrenze, Rückgang Filtratwasserabgabe) tonhaltiger Suspensionen hervorrufen können. Da sowohl die „Nassaktivierung“ als auch das Zusammenbrechen von Suspensionen zeitlich verzögert auftreten können, ist keinesfalls sichergestellt, dass diese Effekte während der üblicherweise 8-stündigen Rührversuche im Zuge der Eignungsprüfung auch ersichtlich werden. Hinzu kommt die Unschärfe, mit der die zu erwartende Konzentration der relevanten Stoffe im Gesamtsystem vorausberechnet werden kann. Die durchaus nicht untypischen Peaks in einem engen Konzentrationsbereich lassen sich hiermit kaum erfassen. In Abbildung 7 sind beispielsweise die zu erwartenden Viskositäten bei verschiedenen  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehalten dargestellt. In einem relativ engen



Schwankungsbereich von 1 bis 2,5 g CaO je Liter Suspension stellen sich danach erheblich höhere Viskositäten ein. Hinzu kommt, dass die zu beobachtenden Reaktionen nach eigenen Untersuchungen (Abb. 5 und 6) auch reihenfolgenabhängig sind.

Abb.7: Änderung der Marsh-Viskosität mit steigenden Kalk-Gehalten der Suspensionen nach [7]

## 1.2. Dichtwand

### 1.2.1. Durchlässigkeit des umgebenden Bodens

Die Durchlässigkeit des umgebenden Bodens hat einen wesentlichen Einfluss auf die auftretenden Filtrations- und Suspensionsverluste während der Dichtwandherstellung. Bei größeren Böden kommt es zu einem stärkeren Eindringen der Dichtwandsuspension in den umliegenden Boden. Dies führt zu einem erheblich höheren Suspensionsverbrauch. Dabei werden die umliegenden Bodenschichten mit abgedichtet. Bei der Durchfahung von größeren Bodenschichten kommt es daher zu einer deutlichen Erhöhung der wirksamen Dichtwandstärke. Die dadurch zusätzlich geschaffene Pufferzone für aggressive Stoffe wirkt so begünstigend auf die Dauerhaftigkeit der Dichtwand.

### 1.2.2. Sandgehalt

In der erhärteten Dichtwandmasse bewirken höhere Sandgehalte deutlich höhere Festigkeiten. Aufgrund des geringen Bindemittelgehalts von Dichtwandmischungen wird in der Güteüberwachung allgemein ein Grenzwert von 20 Vol.-% vorgegeben. Bei den sich im allgemeinen Fräsbetrieb einstellende Sandgehalte von etwa 10 bis 15 % kommt es allerdings nicht zur Ausbildung eigener Tragstrukturen. Ursache für die Festigkeitszunahme ist daher nicht der Korn-zu-Korn-Kontakt, sondern die füllende Wirkung der zusätzlichen Feinanteile, sowie das Vorhandensein von zusätzlichen Knotenpunkten, mit denen auch die kürzeren Hydratphasen des Bindemittels zum Traggerüst beitragen können. Nach dem allgemeinen Kenntnisstand [2, 3] kommt es dabei sowohl zu einer Erhöhung der Druckfestigkeiten wie auch der Durchlässigkeiten.

In der Fa. BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH wurden die Überwachungsprotokolle aus verschiedenen Bauvorhaben auf die ermittelten Sandgehalte und sich daraus einstellende Druckfestigkeiten und Durchlässigkeiten verglichen. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse deuteten auf andere Zusammenhänge hin. Im Labor wurde daher eine Dichtwandsuspension mit verschiedenen Sandgehalten hergestellt und die sich ergebenden Druckfestigkeiten und Durchlässigkeiten ermittelt. Im wesentlichen konnte dabei festgestellt werden, dass es mit steigendem Sandgehalt zu einer Zunahme der Druckfestigkeit kommt, ohne dass sich die Durchlässigkeit dabei messbar verringert. Die Ergebnisse sind in Abbildung 8 zusammengefasst.

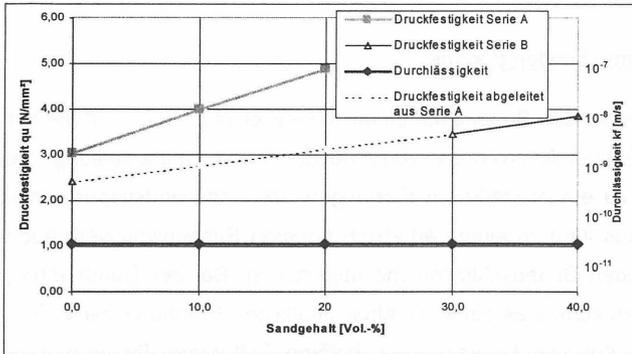
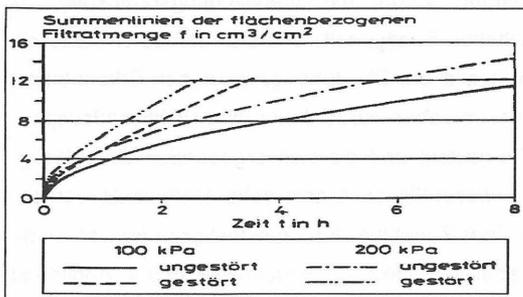


Abb.8:Veränderung von Druckfestigkeit und Durchlässigkeit einer Dichtwandmasse mit steigendem Sandgehalt

Offensichtlich hängen die Eigenschaften der erhärteten Dichtwandmischung entscheidend von der Kornzusammensetzung des Bodens und der in der Prozesssuspension enthaltenen Feinteile ab. Eine kontinuierliche Zusammensetzung der Feststoffanteile in der Suspension könnte dabei ähnlich wie im Beton zu einer höheren Füllerwirkung und somit zu einem dichteren Gefügebautbau führen. Höhere Festigkeiten bei konstant geringen Durchlässigkeiten sind die Folge. Hinzu kommt der Einfluss des Verhältnisses der Fließgrenze der Suspension zur Korngröße des dominierenden Anteils der Sandaufladung. Ist die Fließgrenze der Suspension ausreichend hoch, um die Sandkörner stabil in Schwebelage zu halten und die Entstehung der Sandagglomerate zu unterdrücken, ist eine negative Beeinflussung der Durchlässigkeit nicht zu erwarten.

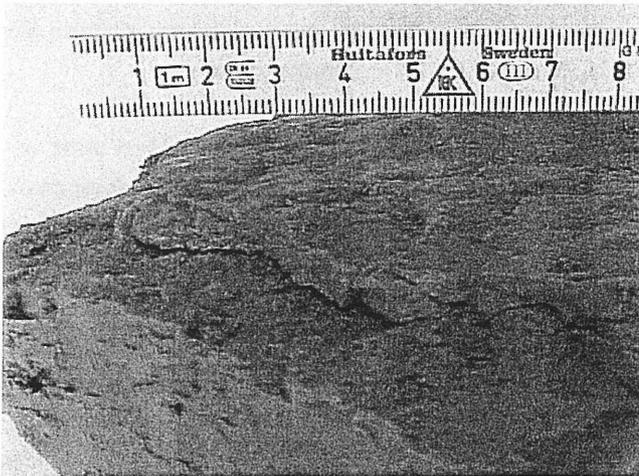
### 1.2.3. Filtratwasserabgabe der Suspension



Die Filtratwasserabgabe von Einphasendichtwandsuspension ist druck- und zeitabhängig. Die prinzipielle Entwicklung entspricht einer Wurzelfunktion und ist in Abb. 9 dargestellt [5]. Dem zufolge treten die größten Wasserverluste während der Schlitzherstellung auf.

Abb.9:Entwicklung der Filtratwasserabgabe in Abhängigkeit von Druck und Zeit nach [5].

Bis zum Erstarrungsbeginn werden diese durch das Nachfließen von Suspension aus den oberen Schlitzbereichen wieder ausgeglichen. Im unteren Bereich der Dichtwand wird wegen des höheren Gradienten mehr Wasser abgegeben. Dadurch bildet sich (vermutlich) ein erheblich dichteres Gefüge aus, als in höherliegenden Bereichen. Fraglich ist in diesem Zusammenhang wiederum, wie sich die Filtratwasserabgabe während der Erstarrung entwickelt. Das in den Boden filtrierte Wasser gibt ein Volumen frei, welches noch ausgeglichen werden muss. Das freiwerdende Volumen kann durch schrittweises Nachrutschen der bereits im Erstarren befindlichen Suspension kompensiert werden. Dies muss dann zwangsläufig zu Gefügestörungen der abgebundenen Dichtwandmasse führen.



Das Nachfließen von Wasser aus oberen Bereichen ist aufgrund des langen Sickerwegs in der Dichtwandmasse unwahrscheinlich. Diese Vorgänge könnten eine mögliche Erklärung der häufig beobachteten schiefrigen Gefügestörungen in Einphasendichtwänden sein.

Abb.10: Aufnahme eines Bohrkerns mit schiefrigen Gefügestörungen

Bei der visuellen Begutachtung von Bohrkernen stellte man dabei großflächige vertikale, teilweise auch leicht schräg verlaufende Risse fest, deren Herkunft mit eventuellen Gefügestörungen durch den Fräsbetrieb nicht erklärbar sind. Anschließend durchgeführte Spiegelabsenkversuche nach Horn führten teilweise zu drastischen Absenkverlusten. In Dichtwandbereichen mit größeren Gefügestörungen waren dabei auch stärkere Absenkverluste zu beobachten. Diese lagen teilweise bei einem Meter und damit über den Vorgaben der Güteüberwachung.

#### 1.2.4. Reaktionen zwischen der DW-Suspension und gelösten Bestandteilen des Grundwassers

Neben dem zuvor beschriebenen Ansteifen der Einphasensuspension wurde auch das zeitlich verzögerte Zusammenbrechen von Suspensionen beobachtet. Die im Rahmen der Güteüberwachung vorgesehenen „Endsuspensionsproben“ werden unmittelbar nach Fertigstellung der jeweiligen Lamelle entnommen, womit die verzögert ablaufende Reaktionen (wie das Zusammenbrechen der Einphasensuspension) weitgehend unbemerkt bleiben. In solchen Fällen könnte es dann durch das teilweise Zusammenbrechen der Suspensionsfließgrenze zu einem „Sandregen“ kommen der zu einer verstärkten Absinken von Zement- und Sandteilchen aus dem oberen Bereich der Dichtwand führt. Der obere Dichtwandbereich wird dadurch verstärkt durchlässig und der untere durch den erhöhten Bindemittel- und Sandanteil nahezu undurchlässig und entsprechend steif.

Die Einflüsse auf die Eigenschaften der abgebundenen Dichtwandmasse sind daher vielfältig. Sofern Grundwasser eine beschleunigende Wirkung auf die Dichtwandsuspension besitzt, kommt es zu einem vorzeitigen Ansteifen der Dichtwandmasse. Dies kann zu einer Verringerung der Druckfestigkeit und damit auch zu einer Verringerung der Erosionsstabilität führen. Ähnlich wie bei beschleunigten Betonen kommt es durch das schnelle Kristallwachstum zur verstärkten Ausbildung von Nadelkeimen und damit zur verstärkten Bildung von kurzen Nadeln. Die geringere Verflechtung der kürzeren Hydratphasen bzw. die höhere Anzahl von weniger festen Kontaktpunkten führt zu einem Festigkeitsabfall der abgebundenen Zementmischung. Bei besonders wasserreichen Systemen kann es hier durch geringen Feststoffanteil zu einer teilweise unvollständigen Überschneidung der sich bildenden Nadeln kommen. Bewirkt eine Beschleunigung bei Betonen lediglich einen Festigkeitsabfall von 10 bis 15 %, so kann es gerade bei den besonders wasserreichen Systemen mit den wesentlich größeren Überbrückungsabständen zu einem drastischen Festigkeitsabfall von 60 bis 70 % kommen. Maßgebend für die Endfestigkeiten ist die Hydratationsgeschwindigkeit in den ersten Stunden. Die erreichbaren Durchlässigkeiten werden durch eine Beschleunigung in gleichem Maße negativ beeinflusst.

## **2. Sind die GDA-Empfehlungen zur Beurteilung der Eignung eines Dichtwandbaustoffes für ein bestimmtes Bauvorhaben ausreichend?**

Die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik hat für die Sicherung von Deponien und Altlasten allgemeine Empfehlungen für den Entwurf und den Bau von Deponien herausgegeben. Diese sind in der Fachwelt anerkannt und werden regelmäßig für die Bauvorbereitung im Deponiebereich herangezogen. Trotz der langjährigen Anwendung dieser Empfehlungen und dem Arbeiten nach dem Stand der Technik kam es bei verschiedenen Bauvorhaben zu erheblichen Problemen bei der Ausführung von Dichtwandarbeiten. Auf die Probleme wurde in den vorhergehenden Punkten bereits ausführlich eingegangen. Aufgrund der bislang nicht eindeutig geklärten Ursachen stellt sich die Frage nach Fehlern in der Arbeitsvorbereitung in bezug auf eine mögliche Prävention für zukünftige Bauvorhaben.

### **2.1. Empfehlungen nach GDA**

In den betreffenden Empfehlungen sind neben dem allgemeinen Qualitätsmanagement und der Güteüberwachung auch durchzuführende Voruntersuchungen detailliert beschrieben. Im Rahmen der Eignungsuntersuchungen werden folgende Untersuchungen empfohlen:

- Zusammensetzung des Bindemittels;
- Eigenschaften der einzusetzenden Dichtwandmasse;
  - Verarbeitbarkeit und Erstarrungsverhalten;
  - Durchlässigkeit und Festigkeit;
  - Dichte und Wassergehalt;
- Wirkung des Bodens auf die Suspension;
  - Eigenschaften bei Aufladung;
- Wirkung des Grundwassers auf die Suspension;
  - Eigenschaften der Suspension bei Grundwasserzugabe zum Anmachwasser;
- Filtratwasserabgabe.

Zu dem ist zu Beginn der Baumaßnahme ein Probeschlitz oder Probekasten herzustellen, an dem der Einsatz der vorgesehenen Dichtwandmischung unter den gegebenen Baustellenbedingungen geprüft wird.

## **2.2. Weitere Untersuchungen**

Mit zusätzlichen Untersuchungen vor dem Ausführungsbeginn könnten die vor Ort bestehenden Verhältnisse besser beschrieben werden und der Einfluss für die Herstellung wichtige Randbedingungen zusätzlich geklärt werden. Zusätzliche Untersuchungen könnten dabei folgende Punkte enthalten:

- Filtrationsversuche an mit dem anstehenden Boden aufgeladenen Suspensionen;
- Rheologieprüfung bei Zugabe von Grundwasser zur Suspension über die tatsächlich erforderliche Verarbeitungsdauer;
- Untersuchungen zur quantitativen Steuerung der Kompensation von Filtratwasserverlusten sowie die notwendige Zusammensetzung des Kompensationswassers in bezug auf Zusatzmittel;
- Rheologieuntersuchungen sowie Überprüfung der Eigenschaften der abgebundenen Masse bei Zugabe von Kompensationswasser;
- Untersuchungen zum Einfluss des Grundwassers unter Berücksichtigung der tatsächlich auftretenden Einmischreihenfolge.

In diesen zusätzlichen Untersuchungen werden mögliche negative Veränderungen der einzusetzenden Suspension z. B. durch Aufladung mit Boden oder bei Grundwasserkontakt bzw. die sich daraus ergebenden Eigenschaften der abgebundenen Dichtwandmasse erfasst. Die Zuverlässigkeit der Voruntersuchungen setzt hierbei allerdings eine repräsentative bzw. breit gefächerte Probennahme voraus. Sollte es dennoch beim anstehenden Bauvorhaben zu einem unvorhergesehenen Ansteifen der Suspension durch eine erhöhte Filtratwasserabgabe oder Reaktionen mit dem Grundwasser kommen, lässt sich über die bereits geprüfte Zugabe von Kompensationswasser eine mögliche Verbesserung schaffen.

## **3. Weiterer Klärungsbedarf**

Die Qualität der hergestellten Dichtwand wird maßgeblich über eine kontinuierliche Güteüberwachung der Prozesssuspension gewährleistet. Die gewonnenen Druckfestigkeiten und Durchlässigkeiten werden dann auf die Eigenschaften der hergestellten Dichtwand übertragen. Zuverlässige Untersuchungsmethoden zur Beurteilung der Qualität der Dichtwand vor Ort sind derzeit kaum bekannt. Die Entnahme von Bohrkernen aus der Dicht-

wand und deren visuelle Beurteilung ist nur an ausgewählten Stellen möglich und lässt bei Gefügeschäden aufgrund der geringen Festigkeit Entnahmefehler nicht ausschließen. Der dabei häufig angewendete Spiegelsunkversuch nach Horn kann aufgrund möglicher Beschädigungen der Dichtwand beim Abteufen der Dichtwand ebenfalls fehlerhaft sein. Mögliche Alternativen, wie das Einstellen von Kunststoffrohren sind noch nicht ausgereift.

Mit den erwähnten zusätzlichen Untersuchungen könnte die Eignungsprüfung von Dichtwandmassen praxisgerechter gestaltet und mögliche negative Effekte schon vor der Bauausführung erkannt werden. Im Hinblick auf eine zuverlässige und planbare Ausführung von Deponiesicherungen sollten daher solche Voruntersuchungen zur festen Arbeitsvorbereitung für beabsichtigte Sanierungen gehören.

Weiterhin sollte der Gedanke der zielgerichteten Kompensation von Filtratwasserverlusten an speziellen Bauvorhaben untersucht und gegebenenfalls in bestehende Empfehlungen aufgenommen werden.

Problematisch ist in diesem Zusammenhang ebenfalls, dass es in der bestehenden Literatur kaum konkrete Angaben über Bentonit beeinflussende Stoffe gibt.

Wie die zahlreichen Problempunkte bei den angesprochenen Ausführungsbeispielen besteht noch erheblicher Klärungsbedarf. Mit der Zusammenstellung der bei verschiedenen Bauvorhaben gemachten Erfahrungen in der Fa. BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH sollte ein grober Überblick über die Problematik der Qualitätssicherung von Einphasendichtwänden gegeben werden. Insbesondere beratende Ingenieure sind hier gefordert, bei der Vorbereitung von entsprechenden Projekten die erwähnten Punkte umzusetzen um insbesondere im Deponiebau das Ausführungsrisiko sowohl für das ausführende Unternehmen wie auch für den Bauherren zu minimieren.

BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH

Dr.-Ing. M. Adnan  
[Adnan@Bauer-BT.de](mailto:Adnan@Bauer-BT.de)  
Wittelsbacherstrasse 5  
86529 Schrobenhausen

Dipl.-Ing. L. Liersch  
[Liersch@Bauer-BT.de](mailto:Liersch@Bauer-BT.de)  
Wittelsbacherstrasse 5  
86529 Schrobenhausen

Dr.-Ing. W. Schwarz  
[Schwarz@Bauer-BT.de](mailto:Schwarz@Bauer-BT.de)  
Wittelsbacherstrasse 5  
86529 Schrobenhausen

## Literaturquellen:

- [1] Deutsche Gesellschaft f. Geotechnik e.V.: GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten, DGGT, 3. Auflage 1997
- [2] Meseck, H.: Mechanische Eigenschaften von mineralischen Dichtwandmassen, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 25
- [3] Geil, M.: Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 28
- [4] Einfluss des Sandgehalts auf die Eigenschaften von Bentonit-Suspensionen, Süd-Chemie-Informationen aus Informationsübersicht Bentonit-Produkte Fa. Süd-Chemie AG
- [5] Schlötzer, C., Müller-Kirchenbauer, H.: Filtrationsverhalten von Dicht Suspensionen für Einphasenschlitzwände, Heft 9, Bautechnik 72 (1995), Verlag Ernst & Sohn
- [6] Schlötzer, C., Müller-Kirchenbauer, H., Friedrich, W.: Prognose und Kompensation von Filtratverlusten bei der Herstellung von Einphasen-Schlitzwänden, Heft 8, Bautechnik 74 (1997), Verlag Ernst & Sohn
- [7] Portier, J.-L.: Das wirkliche Verhalten von Bentonit-Zement-Schlämmen; Neuere Anwendungsmöglichkeiten, Annalen des Technischen Instituts für Bauwesen und öffentliche Arbeiten, Serie Böden und Gründungen 186, Nr. 423 - März/April 1984

## Qualitätssichernde meßtechnische Maßnahmen im Dichtwandbau

DR.-ING. W. FRIEDRICH, DR.-ING. F.-R. RUPPERT

### 1. AUFGABE UND KONZEPT DER QUALITÄTSSICHERUNG

In diesem Beitrag wird über Erfahrungen aus einem Projekt berichtet, bei dem ca. 95.000 m<sup>2</sup> Dichtwände (d = 0,60 m) bis zu Tiefen von 33 m hergestellt worden sind. Die Dichtwände wurden nach der Schlitzwandtechnologie im Greiferbetrieb zur vertikalen Abdichtung des Untergrundes hergestellt. Sie binden in wasserstauende Bodenschichten ein, d.h. in Bodenschichten mit sehr geringen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten. Dadurch entsteht aus der künstlich hergestellten vertikalen Untergrundabdichtung und der naturgegebenen horizontalen Bodenschicht ein dichtendes System.

Bedingt durch das unterirdische Herstellungsverfahren bleiben Dichtwände im allgemeinen nach ihrer Herstellung weitgehend unsichtbar, d.h. weder Gelungenes noch weniger Gelungenes kann bei Dichtwänden, wie es ansonsten bei Bauwerken oder Bauteilen übliche Praxis ist, in Augenschein genommen werden. Dennoch darf nach Fertigstellung des Gewerkes „Dichtwand“ nicht alleine der Glaube an ein gelungenes, den planerischen Vorgaben und dem Bauvertrag entsprechendes Gewerk stehen, auf das der Auftraggeber einen entsprechenden Anspruch hat, ebenso wie der Auftragnehmer das Recht hat auf Abnahme (VOB, B § 12) des von ihm hergestellten Gewerkes nach Fertigstellung, denn er *„übernimmt die Gewähr, daß seine Leistung z.Zt. der Abnahme die vertraglich zugesicherten Eigenschaften hat“* (VOB, B § 13). Um die Mängelfreiheit des Gewerkes nicht nur auf gutem Glauben beruhen zu lassen, kommt der Qualitätssicherung während der Planung und Bauausführung entscheidende Bedeutung zu.

Bereits in der Planungsphase muß deshalb nicht nur Klarheit über die Art der Dichtwand und die einzusetzende Dichtwandmasse herbeigeführt werden, sondern auch über die Anforderungen an die Qualitätssicherung, wie z.B. die meßtechnischen Anforderungen während des Herstellungsvorgangs und die Ausführung von Probelamellen oder Probekästen vor dem eigentlichen Baubeginn.



## Die Qualitätssicherung bei Dichtwandarbeiten muß

- die Eignung des einzusetzenden Dichtwandmaterials im Labor und im Feld (Substanzprüfung),
- die Herstellung der Dichtwand entsprechend den plan- und vertragsmäßigen Anforderungen und
- die Wirksamkeit der Dichtwände und des Gesamt-Systems (Systemprüfung)

sicherstellen. Die Anforderungen werden in einem „Qualitätsmanagementplan zum Dichtwandbau“ (QM-Plan) schriftlich niedergelegt.

Ein Rahmen für die Qualitätssicherung ist in den GDA-Empfehlungen „Geotechnik der Deponien und Altlasten“ (1997), E5-3 „Qualitätsüberwachung für vertikale Dichtwände aus mineralischen Stoffen“ und E3-2 „Eignungsprüfung mineralischer Dichtwandmassen“ gegeben.

Die qualitätssichernden Maßnahmen müssen frühzeitig geplant werden, sie haben Einfluß auf das Leistungsverzeichnis, denn hier sind sie, wie alle zu erbringenden Leistungen, vollständig *„eindeutig und so erschöpfend zu beschreiben, daß alle Bewerber die Beschreibung im gleichen Sinne verstehen müssen“* (VOB, A § 9, Abs. 1). Obwohl die Erfahrung lehrt, daß Qualitätssicherungsmaßnahmen im Dichtwandbau häufig eher stiefmütterlich beschrieben oder gar in die Hauptposition der Leistungsbeschreibung vermeintlich elegant (weil für den Ausschreibenden scheinbar mit wenig Arbeit verbunden) einbezogen werden (*Beispiel: Herstellen einer Dichtwand .... einschließlich aller qualitätssichernder Maßnahmen, je m<sup>2</sup> DM ....*), gilt die genannte Forderung der VOB, Teil A, § 9 mit Bestimmtheit auch für die qualitätssichernden Maßnahmen. Dennoch kann es vor Beginn der eigentlichen Baumaßnahme keinen endgültigen Qualitätssicherungsplan geben. Insbesondere wenn vor dem eigentlichen Beginn des Dichtwandbaues Probekästen oder Probekästen hergestellt werden, müssen die Erfahrungen aus diesem Probetrieb in den QM-Plan eingearbeitet werden. Der vorläufige QM-Plan wird dann fortgeschrieben und enthält die Lehren aus den Erfahrungen bei der Probekastenherstellung.

## **2. EIGNUNGSPRÜFUNG**

Laborprüfungen, die die Eignung einer oder mehrerer verschiedener Dichtwandmassen für die Anforderungen des jeweiligen Projektes nachweisen, sind unbedingt bereits in der Planungsphase, also vor Erstellung der Ausschreibungsunterlagen und vor allem vor Baubeginn, auszuführen. Einen Anhalt für den Umfang der Eignungsprüfungen bietet die GDA-Empfehlung E3-2.

In Eignungsprüfungen sollten über die genannte Empfehlung hinausgehend nicht nur Proben, die mit dem Leitungswasser des jeweiligen Labors angemischt worden sind, untersucht werden, sondern es sollte auch dem Einfluß von Grundwasser und Boden aus dem Bereich des Bauprojektes nachgegangen werden (bauchemische Einflüsse).

In dem hier angesprochenen Projekt wurden Proben der Dichtwandmassen mit Leitungswasser, mit Leitungswasser unter Zugabe von Grundwasser und mit Leitungswasser unter Zugabe von Grundwasser und Boden angemischt. An den Mischungen wurden sowohl vergleichende Untersuchungen der rheologischen Eigenschaften und des Erstarrungsverhaltens durchgeführt, wie an den abgebundenen Proben die Druckfestigkeit und die Wasserdurchlässigkeit als Funktion des Probenalters gemessen worden ist.

Ferner ist die Volumentreue, die Gestalttreue und die Massenentwicklung der abgebundenen Proben bei Einlagerung in das Grundwasser geprüft worden. Diese sogenannten Lagerungsversuche waren Bestandteil der Eignungsprüfung, sie geben Aufschluß über das Alterungsverhalten der Dichtwand nach Herstellung. Sie sind zeitintensiv, da die Proben mindestens 90 Tage in das Grundwasser eingelagert werden müssen, erfordern also eine frühzeitige Planung. Neben der visuellen Prüfung der Probe zu verschiedenen Zeitpunkten der Einlagerung wurden deren Masse, die geometrischen Abmessung und eventuelle Aufweichungen der Oberfläche gemessen. Für letzteres wurde der Eindringversuch mit der Vicatnadel genutzt (Abb. 2.1).

### Mischung A - C / Mittelwerte Stirn- und Seitenflächen

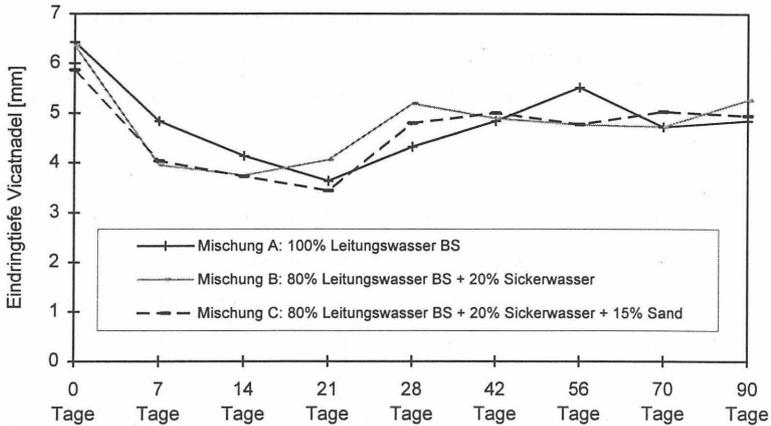


Abb. 2.1: Eindringtiefe der Vicatnadel als Funktion der Lagerungszeit in kontaminiertem Grundwasser

### 3. PROBEKASTEN

Nach dem Einrichten der Baustelle sind die Dichtwandaarbeiten mit der Herstellung eines Probekastens außerhalb der eigentlichen Dichtwandtrasse begonnen worden. Die Wände des Probekastens erreichten Tiefen von ca. 26 m, da der wasserstauende Ton in ca. 24 m bis 25 m Tiefe ansteht. Zwar entsprach das nicht vollständig der größten erwarteten Grabtiefe (ca. 33 m), die Lage des Dichtwandprobekastens ist jedoch nicht nur nach der größten zu erwartenden Grabtiefe sondern auch nach den zu erwartenden Kontaminationen im Untergrund ausgewählt worden, die an der gewählten Fläche besonders hoch waren.

Mit der Herstellung des Dichtwandprobekastens wurde der von der Baufirma geplante Bauablauf simuliert. Insbesondere sollten in der Ausführung folgende Herstellungskriterien überprüft werden:

- Herstellungsreihenfolge der einzelnen Lamellen,
- Herstellungsgenauigkeit der Stiche bzw. Lamellen (Lotabweichungen, Verdrehungen)
- die Grabdauer für einen Stich und eine Lamelle und das Erstarrungsverhalten der Dichtwandmasse
- Anschneiden verschieden alter Dichtwandmassen
- Eckausbildung.

Die Fragestellungen wurden im Rahmen der Qualitätssicherung diskutiert. Sie führten zu einer genauen Beschreibung des zeitlichen Herstellungsvorganges, bei dem es nicht darauf ankommen darf, den Probedichtwandkasten so schnell wie möglich herzustellen, sondern bei der Herstellung so viel wie möglich hinsichtlich des geplanten Herstellungsvorganges der Dichtwand abzubilden. Es wurde ein Lamelleneinteilungsplan erstellt, der zu äußeren Abmessungen des Probekastens von 10,7 m x 7,9 m führte.

Selbstverständlich müssen die Dichtwände für den Probekasten mit der gleichen Gerätekonfiguration (Greifer, Trägergerät, Mischanlage, Pumpe) ausgeführt werden, die später für den Dichtwandbau eingesetzt werden soll.

Baubegleitend wurde die Dichtwandmasse hinsichtlich ihrer Dichte, der Fließgrenze, der Marshzeit, der Filtratwasserabgabe, des Absetzmaßes und des Sandgehaltes sowohl im Zulauf zu den jeweiligen Lamellen als auch durch Probenahme aus den Lamellen überprüft. Es wurden Probekörper aus der Dichtwandmasse hergestellt, an denen nach Abbinden die Druckfestigkeit, die Durchlässigkeit, die Dichte und der Wassergehalt gemessen worden sind.

Während der Herstellung des Probekastens wurden als baubegleitende Ausführungsprüfungen die Schlitztiefe, die Einbindung des Dichtwandfußes in die Basisabdichtung sowie



die Lotabweichungen der einzelnen Stiche überprüft. Am Dichtwandkopf ist die Lage der einzelnen Stiche daraufhin kontrolliert worden, ob sie dem Grundrißplan der Lamelleneinteilung entspricht.

Während der Ausführung zeigte sich, daß die Dichtwandmasse schneller abzubinden beginnt, als das aufgrund der vorangegangenen Eignungsprüfung zu erwarten gewesen wäre. Entsprechende Folgerungen für den Baubetrieb (maximal zulässige Grabzeit an einer Lamelle) wurden in den QM-Plan übernommen.

Nachdem die Dichtwände des Probekastens hergestellt worden waren, wurde in seiner Mitte (Schnittpunkt der Diagonalen) ein Grundwasserförderbrunnen eingerichtet und eine Reihe von Grundwasserpegeln paarweise innerhalb und außerhalb der vier Kastenseiten hergestellt. Vor Herstellung des Grundwasserförderbrunnens ist eine Pilotbohrung mit durchgehender Gewinnung gekernter Bodenproben abgeteuft worden, um eine möglichst genaue Vorstellung über die anstehenden Bodenarten zu bekommen.

Der Grundriß des Probekastens ist anschließend vollständig mit einer Kunststoffdichtungsbahn überdeckt worden, die mit Gefälle nach außen über die Dichtungswände hinaus verlegt worden ist.

Durch Entnahme des Grundwassers aus dem Förderbrunnen ist der Grundwasserspiegel innerhalb des Probekastens abgesenkt worden. Dadurch ist die Systemdurchlässigkeit überprüft worden. Als Systemdurchlässigkeit wird die Durchlässigkeit der fertiggestellten Wand unter Einschluß aller baubetrieblichen Einflüsse bei der Herstellung, insbesondere die Einflüsse des Überschnittes zwischen benachbarten Lamellen und die Auswirkungen von filtrations- und sedimentationsbedingten Feststoffverlagerungen während der Erstarungsphase gemeinsam mit der Einbindung in den wasserstauenden Horizont und dessen hydrogeologischen Gegebenheiten überprüft.

Der Wasserspiegel innerhalb des Probekastens wurde auf ein konstantes Niveau eingestellt und mittels eines schwimmergesteuerten Pumpbetriebes während der Versuchsphase konstant gehalten (Ein- und Ausschaltелеktrode). Auffällig während des Absenkversu-

ches war, daß die Fördermenge aus dem Brunnen bei konstantem Wasserspiegel über einen gewissen Zeitraum stetig abnahm. Dies ist auf den entwässerbaren Porenanteil des Bodens im zuvor wassergesättigten Bereich zurückzuführen. Die Entwässerung geschieht nicht schlagartig, sondern träge. Der Absenkversuch ist deshalb so lange zu betreiben, bis das entwässerbare Porenvolumen im Absenkbereich soweit entleert ist, daß die Auswertung des Absenkversuches davon nicht mehr beeinflußt wird.

Ausführung und Auswertung des Absenkversuches brauchen Zeit. Erst wenn diese Ergebnisse über das System und die Ergebnisse über die Substanz (Dichtwandmasse) vorliegen und bewertet sind, kann mit dem eigentlichen Dichtwandbau begonnen werden. Das bedeutet i.a. Gerätestillstand zwischen Herstellung des Probedichtwandkastens und Beginn der Dichtwandproduktion oder das zumindest teilweise Abrücken der Geräte und deren erneute Mobilisierung.

Dieser unterbrochene Bauablauf muß im Leistungsverzeichnis beschrieben sein, die Stillstandszeit muß zur Erfassung der daraus entstehenden Kosten und als Abrechnungsgrundlage im Leistungsverzeichnis aufgeführt werden.

Selbstverständlich muß auch die Ausführung einer Probelamelle oder eines Dichtwandprobekastens im Leistungsverzeichnis in einer eigenen Leistungsposition „eindeutig“ und „erschöpfend“ erfaßt werden. Hier ist zu fordern, daß dafür die gleiche Gerätekonfiguration eingesetzt werden muß wie für den Dichtwandbau.

Die Kosten für die Herstellung des Dichtwandprobekastens einschließlich des Absenkversuches machen bei der genannten Baumaßnahme bezogen auf die herzustellende gesamte Dichtwandfläche nur einen Anteil von ca. 2 - 3 % aus.

## 4. VERTIKALITÄT DER DICHTWAND UND ÜBERSCHNEIDUNGSMAß DER WAND-ELEMENTE

### 4.1 Allgemeines

Während der Dichtwandherstellung wurde neben der Einbindung des Wandfußes in den Basishorizont insbesondere das Überschneidungsmaß zwischen den Wandelementen überprüft. Als gegenseitiger Überschchnitt war am Wandkopf entsprechend den GDA-Empfehlungen ein Mindestmaß von 0,4 m vorgesehen, das ab einer Tiefe von 30 m auf 0,5 m vergrößert werden sollte. Beim Abteufen des Schlitzes kann sich der Schlitzwandgreifer entsprechend der Abb. 4.1 in zwei Achsen aus der Sollage verschieben und außerdem um seine Vertikalachse drehen, wodurch sich das Überschneidungsmaß mit der Wandtiefe ändert.

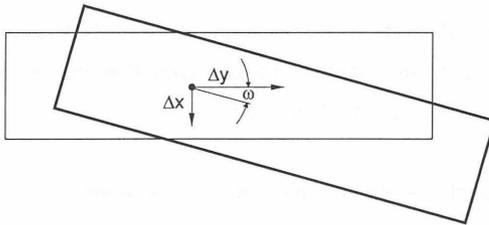


Abb. 4.1: Abweichungen eines Schlitzwandelementes von der Sollage

Bis Ende der 80-er Jahre war es üblich, allein die seitlichen Auslenkungen des Aushubgeräts von der Vertikalachse zu messen. Die Messungen erfolgten in der Regel mit einem am Aushubgerät starr befestigten Neigungsmeßgerät (Inklinometer). Damit läßt sich die Schiefstellung des Aushubgeräts in Richtung der Wandachse und quer dazu in jeder Tiefenlage bestimmen. Durch eine einfache Umrechnung folgen daraus die resultierenden Auslenkungen über die gesamte Schlitztiefe. Der Einsatz eines Inklinometers zur Vertikalitätsprüfung ist auch von den GDA-Empfehlungen vorgesehen. Als weitere Möglichkeit wird dort eine Lotung mit zwei Meßstellen an Greiferschalen genannt.

Eine beachtenswerte Verdrehung des Schlitzes aus seiner Sollage ist erst möglich, wenn der Rahmen des Aushubgeräts nicht mehr von den seitlichen Leitwänden geführt wird. Deshalb kommt der Bestimmung des Drehwinkels bei geringen Wandtiefen auch noch keine besondere Bedeutung zu. Mit zunehmenden Tiefen wächst dagegen das Bedürfnis, neben der seitlichen Auslenkung des Schlitzes auch seine Verdrehung erfassen zu können. Wegen der in längeren Abschnitten des Trassenverlaufs erforderlichen Wandtiefe von mehr als 30 m war auch in dem hier betrachteten Projekt von vornherein eine Verdrehungsmessung vorgesehen. Um eine Verdrehung des Aushubgeräts um seine Vertikalachse festzustellen, reicht ein starr am Geräterahmen befestigtes Inklinometer allerdings nicht mehr aus. Dies gilt auch, wenn ein weiteres Inklinometer installiert wird, da in diesem Fall beide Meßgeräte redundante Ergebnisse liefern.

#### **4.2 Messung des Drehwinkels eines Schlitzes um seine Vertikalachse**

Ein erster Versuch, die Verdrehung einer Schlitzwandfräse aus der Sollage zu messen, wurde nach derzeitiger Kenntnis im Jahr 1989 bei Dichtwandarbeiten auf einer Sonderabfalldeponie unternommen. Hier erreichte die Wand in einem Teil der Umschließung eine Tiefe von mehr als 50 m. Für die Verdrehungsmessung waren gemäß Abbildung 4.2 zwei Inklinometer vorgesehen, die an einem Ende über ein Kardangelenk am Kopf der Fräse befestigt und am anderen Ende mit einem bis übertage reichenden Zugseil verbunden waren. Der Drehwinkel sollte aus den unterschiedlichen Neigungen der beiden Inklinometer berechnet werden. Das Meßprinzip setzte voraus, daß die Zugseile während der Messung straff gespannt sind. Mit den am Leitwandkopf aufgestellten Handwinden war dies wegen der zum Aushubende bereits deutlich angedickten Endsuspension jedoch nicht möglich, so daß die Messungen im allgemeinen keine plausiblen Ergebnisse lieferten. Mittlerweile wurde das Meßverfahren in einer modifizierten Form bei den Dichtwandarbeiten auf einer anderen Altlast eingesetzt. Hier kam am Probekasten noch eine weitere Meßvariante zum Einsatz. Dabei erfolgte die Verdrehungsmessung mit einem im Querschnitt 60 x 120 mm großen und aus 6 m langen Abschnitten torsionssteif zusammengesetzten Rechteckrohr, das nach dem Aushubende verdrehungsfrei am Kopf der Fräse befestigt und mit dieser zusammen in den Schlitz abgesenkt wurde. Eine Verdrehung der Schlitzwandfräse um ihre Vertikalachse äußerte sich bei diesem Meßverfahren unmittelbar durch eine gleich große Verdrehung des Rechteckprofils. Der Drehwinkel wurde am

Leitwandkopf aus den Abständen des Rechteckprofils von einer daneben orthogonal zur Wandachse verlegten Meßlehre berechnet.

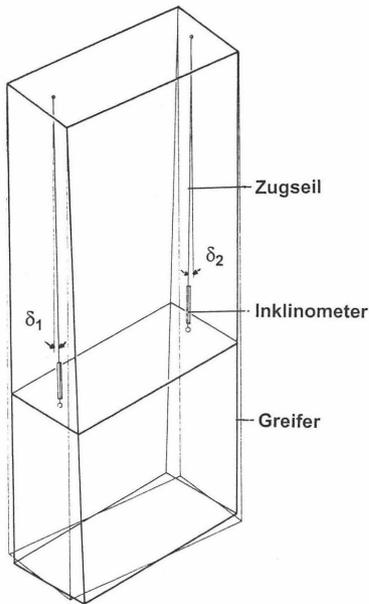


Abb. 4.2: Meßverfahren zur Bestimmung des Drehwinkels mittels Inklinometer

Ein weiteres Verfahren zur Verdrehungsmessung besteht prinzipiell im Einsatz eines Kreiselkompasses, wie er z.B. in dem seit etwa 1993 bereits mehrfach bei der Herstellung von Dichtwänden mit dem Schlitzwandgreifer eingesetzten sogenannten Schlitzwand-Online-Meßsystem (SOM) der Firma Tiefenbacher Gesellschaft m.b.H. integriert ist. Dieses Meßgerät kam auch am hier betrachteten Projekt zum Einsatz. Es besteht im wesentlichen aus einer am Rahmen des Schlitzwandgreifers montierten Meßzelle. Damit lassen sich sowohl eine Schiefstellung des Greifers in Richtung der Wandachse und quer dazu als auch eine Verdrehung um seine Vertikalachse feststellen. Die von der Meßzelle aufgenommenen Daten werden drahtlos an ein im Bagger installiertes Rechnersystem übermittelt und nach entsprechender Aufbereitung auf einem Display angezeigt. Nach Fertigstellung eines Schlitzes können die Meßdaten auf eine Speicherkarte überspielt und als Schlitzwandmeßprotokoll ausgedruckt werden.

Die Angaben zur Größe und Richtung der Auslenkungen und zur Verdrehung des Greifers gegenüber der Sollage werden insbesondere dazu benötigt, das Überschneidungsmaß zwischen den einzelnen Wandelementen in größeren Wandtiefen zu ermitteln. Dies erfolgt in der Regel in sogenannten Lamellenversatzplänen, in denen zwei benachbarte Wandelemente im Grundriß mit den eingemessenen Lagen dargestellt werden (Abb. 4.3). Aus einem solchen Lamellenversatzplan ergeben sich einerseits die Längen des Überschchnitts in der Wandachse und quer dazu, deren Mindestwerte im allgemeinen projektbezogen festgelegt werden. Außerdem ergibt sich aus dem Lamellenversatzplan die Länge der Diagonalen im Bereich des Überschchnitts. Sofern die Diagonallänge kleiner als die Schlitzbreite ausfällt, beschreibt sie die kürzeste Strecke, auf dem der Überschchnitt von Wasser durchströmt werden kann. Im hier betrachteten Projekt wurde deshalb gefordert, daß die Diagonallänge mindestens so groß wie die Nennbreite des Schlitzes sein soll.

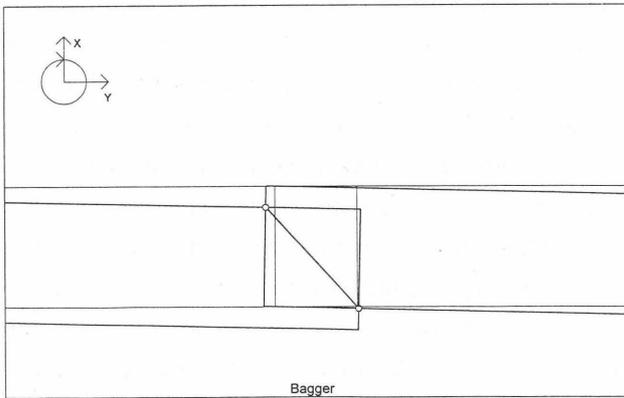


Abb. 4.3: Beispiel eines Lamellenversatzplans

#### 4.3 Mögliche Fehlerquellen bei der Schlitzvermessung

Die Darstellung des Überschchnitts in einem Lamellenversatzplan geht im allgemeinen davon aus, daß die Abweichungen der betreffenden Schlitzwandelemente aus der Sollage mit der zugrunde liegenden Lagevermessung richtig erfaßt wurden. Der tatsächliche Verlauf eines Schlitzes über die Tiefe kann allerdings mehr oder weniger stark von den Ergebnissen der Lagevermessung abweichen. Neben den durch eine permanente Eigen-

und Fremdprüfung prinzipiell vermeidbaren Bedienungsfehlern können dafür in Abhängigkeit des gewählten Meßverfahrens verschiedene Einflüsse verantwortlich sein:

- a) gerätespezifische Meßtoleranzen
- b) Toleranzen bei der Kalibrierung des Meßsystems
- c) Übermaß des Schlitzes gegenüber dem Grundriß des Aushubgeräts.

Für die am häufigsten eingesetzten Meßsysteme, dem Inklinometer sowie dem Schlitzwand-Online-Meßsystem, lassen sich die Fehler im einzelnen etwa wie folgt eingrenzen:

- a) Die gerätespezifischen Meßtoleranzen betragen nach den Herstellerangaben bei der Neigungsmessung etwa  $0,01^\circ$  bis  $0,02^\circ$  und bei der Verdrehungsmessung ca.  $0,01^\circ$  und stellen somit keine nennenswerte Fehlerquelle dar.
- b) Die Vertikalitätskontrolle des Schlitzes mit einem Inklinometer oder mit dem Schlitzwand-Online-Meßsystem setzt voraus, daß das Gerät ordnungsgemäß am Rahmen der Aushubeinheit montiert wurde. Nur unter dieser Voraussetzung ist gewährleistet, daß bei einem genau senkrecht ausgerichteten Aushubgerät eine Neigung von  $0,0^\circ$  angezeigt wird und eine Schiefstellung mit dem zugehörigen Neigungswinkel gemessen werden kann. Dies ist durch eine Kalibrierung des Meßsystems zu Beginn der Schlitzwandarbeiten sicherzustellen. Dazu wird das Aushubgerät in der Regel so auf der Geländeoberfläche abgestellt, daß die Messung für beide Achsen einen Wert von  $0,0^\circ$  liefert. In dieser Position wird die Vertikalität mit einem Theodoliten überprüft, indem der horizontale Abstand zwischen zwei übereinander in einem gegenseitigen Abstand von allgemein etwa 7 m bis 9 m am Aushubgerät angebrachten Markierungen gemessen und in einen Winkel umgerechnet wird. Bei einer nennenswerten Differenz zwischen dem Anzeige- und dem Vermessungswert muß das Meßsystem gegebenenfalls am Aushubgerät nachjustiert oder sein Nullpunkt neu abgeglichen werden. Für die Kalibrierung ist unter Baustellenbedingungen aufgrund von vorliegenden Erfahrungen, u.a. wegen der auch bei geringem Wind nahezu unvermeidbaren Schwankungen des Aushubgeräts, ein Toleranzwert von etwa  $0,03^\circ$  zugrunde zu legen. Zu diesem Wert treten ein möglicher Fehler bei der Längenmessung zwischen dem Rahmen des Aushubgeräts und der Zielachse des Theodoliten, der mit ca. 1 mm bzw. weniger als  $0,01^\circ$  ange-

setzt werden kann, sowie möglicherweise geringfügige Meßtoleranzen des Theodoliten hinzu. Der Fehler bei der Neigungsmessung, der insgesamt aus der Kalibrierung des Meßsystems resultieren kann, läßt sich somit zu rund  $0,04^\circ$  abschätzen. Eine derartige Winkeldifferenz zwischen der Nullachse des Meßgeräts und der Vertikalachse des Aushubgeräts führt zu einem Fehler bei der Neigungsmessung, wodurch die tatsächliche Lage des Wandelements falsch berechnet wird. Dies kann hauptsächlich an Ecken der Dichtwandtrasse zu einer falschen Bewertung des Lamellenüberschnitts führen (Abb. 4.4a). Sofern die vermessenen Wandelemente dagegen auf einer Achse liegen, wirkt sich die Meßtoleranz bei der Kalibrierung nur dann auf den Lamellenüberschnitt aus, wenn das Aushubgerät zwischen den einzelnen Meßfahrten um  $180^\circ$  gedreht wurde. Ansonsten sind beide Meßfahrten mit dem selben Fehler behaftet, der sich in der Darstellung des Lamellenversatzplans nicht mehr bemerkbar macht (Abb. 4.4b). Deshalb wird für ein Linienbauwerk empfohlen, jede Meßfahrt, auch bei wechselnden Standorten des Baggers in Bezug auf die Trasse, mit der selben Orientierung des Greifers oder der Fräse zum Schlitz durchzuführen.

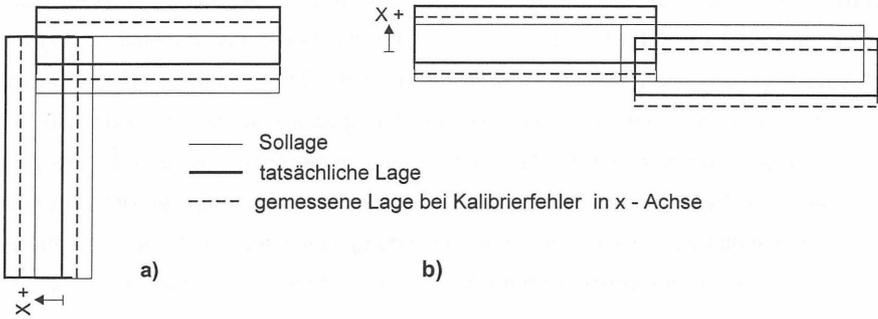


Abb. 4.4: Mögliche Auswirkungen eines Kalibrierfehlers auf den berechneten Lamellenüberschnitt

Der vom Kreiselkompaß des Schlitzwand-Online-Meßgeräts angezeigte Drehwinkel stellt jeweils die Differenz zu einem, z.B. am Leitwandkopf, vorhandenen und im allgemeinen von Null abweichenden Bezugswert, dar. Ein Nullpunkt wie bei der Neigungsmessung existiert dementsprechend nicht. Eine Kalibrierung des Meßgeräts auf einen Nullpunkt des Drehwinkels ist deshalb nicht erforderlich.

- c) Jeder Schlitz weist gegenüber den Grundrißabmessungen des Greifers oder der Fräse ein gewisses Übermaß  $\ddot{u}$  auf. Diese Übermaß führt während der Meßfahrt zu einem gewissen Spiel des Aushubgeräts im Schlitz, so daß die vom Meßsystem angezeigten Werte nicht mit der tatsächlichen Neigung oder Verdrehung des Wandelements gegenüber der Solllage übereinstimmen müssen. Bei der Neigungsmessung nimmt das Aushubgerät dabei im ungünstigsten Fall eine Lage ein, wie sie in der Abb. 4.5a für einen Schnitt quer zur Dichtwandachse dargestellt ist. Dabei berührt der Kopf des Aushubgeräts die eine Wandseite, während sein Fuß an der anderen Seite anliegt. Der hieraus resultierende Fehler bei der Neigungsmessung beträgt für den in der Abb. 4.5a vereinfachend dargestellten Fall maximal:

$$\max \delta = \arctan \frac{\ddot{u}}{h}$$

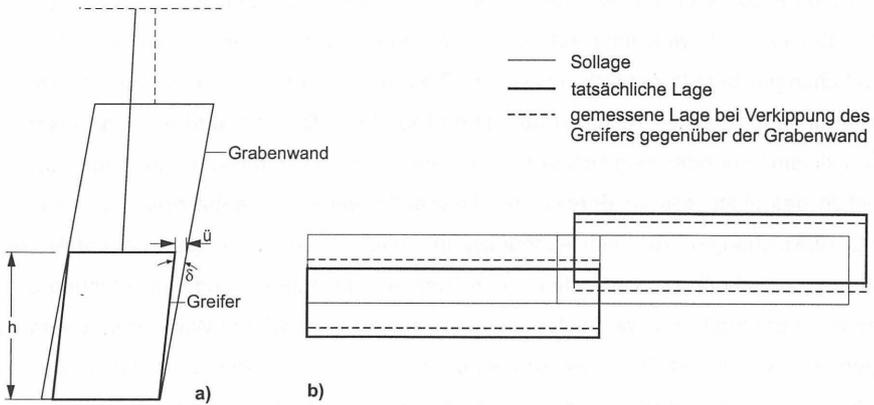


Abb. 4.5: Abweichung des Aushubgeräts gegenüber der tatsächlichen Neigung

Der mögliche Fehler hängt unmittelbar von der Größe des Übermaßes ab. Nach eigenen Einschätzungen beträgt das Übermaß bei einer gegriffenen Dichtungsschlitzwand quer zur Wandachse durchschnittlich etwa 4 cm bis 8 cm. Für einen ca. 10 m hohen Schlitzwandgreifer kann daraus im ungünstigen Fall der Abb. 4.5 a ein Fehler in der Neigungsmessung bis zu  $0,45^\circ$  resultieren. Mit diesem Wert ist allerdings nur in Ausnahmefällen zu rechnen, weil die Lage des Aushubgeräts im Schlitz u.a. auch von dem Verlauf des Halteseils zwischen dem Greiferkopf und der Umlenkrolle am Bagger beeinflusst wird.

In der Längsachse des Schlitzes ist beim Einsatz eines Schlitzwandgreifers nach derzeitiger Einschätzung eher von einem etwas größeren Übermaß als quer zur Wandachse auszugehen, was den theoretisch möglichen Fehler bei der Neigungsmessung noch erhöhen kann. Außerdem ist die Maulweite des geöffneten Greifers wesentlich größer als der Greiferrahmen, was dessen mögliche Schiefstellung gegenüber den Stirnflächen des ausgehobenen Schlitzes noch begünstigen kann.

Ein aus dem Übermaß resultierender Fehler bei der Neigungsmessung wirkt sich um so stärker auf die daraus berechnete Auslenkung des Aushubgeräts gegenüber der Sollage aus, je größer die Aushubtiefe wird. Bei einem angenommenen Winkelfehler von durchschnittlich  $0,2^\circ$  kann der Schlitz bei einer 25 m tiefen Wand theoretisch bereits um 9 cm



von dem berechneten Meßwert abweichen. Bei einer 40 m tiefen Wand vergrößert sich die rechnerische Abweichung auf 14 cm. Im Lamellenversatzplan können sich derartige Abweichungen bereits deutlich auswirken. Dies gilt insbesondere, wenn die Abweichungen in unterschiedlicher Richtung auftreten (Abb. 4.5b). Deshalb wird für den Einsatz eines Inklinometers oder vergleichbaren Meßgeräts empfohlen, bei jeder Meßfahrt auch die Position des Halteseils im Bereich des Leitwandgrabens zu beobachten und nennenswerte Abweichungen von dem Ausgangspunkt nach Richtung und gegebenenfalls auch Betrag zu protokollieren. Außerdem ist im Rahmen der projektbezogenen Planung abzuwägen, ob bei größeren Wandtiefen das Überschneidungsmaß am Wandkopf, wie im vorliegenden Fall, mit der Wandtiefe zu vergrößern ist, strengere Anforderungen an die Mindestabmessungen des Überschchnitts zu stellen sind oder die Nennbreite der Dichtwand zu erhöhen ist.

Ein Übermaß des Schlitzes gegenüber dem Nennmaß kann sich auch auf die Genauigkeit der Verdrehungsmessung auswirken. Hier berechnet sich die mögliche Abweichung der berechneten von der tatsächlichen Lage infolge eines Übermaßes  $\ddot{u}$  gemäß Abb. 4.6a zu:

$$\max \vartheta = \arctan \frac{\ddot{u}}{l}.$$

Bei der Verdrehungsmessung berechnet sich aus einem Übermaß von 4 cm eine mögliche Abweichung  $\max \vartheta$  von  $0,7^\circ$ , wenn z.B. von einem 3,2 m langen Schlitz ausgegangen wird. Auf die Größe des rechnerisch ermittelten Lamellenüberschnitts hat eine derartige Abweichung allerdings keine nachteilige Auswirkung, wie in der Abb. 4.6b dargestellt ist.

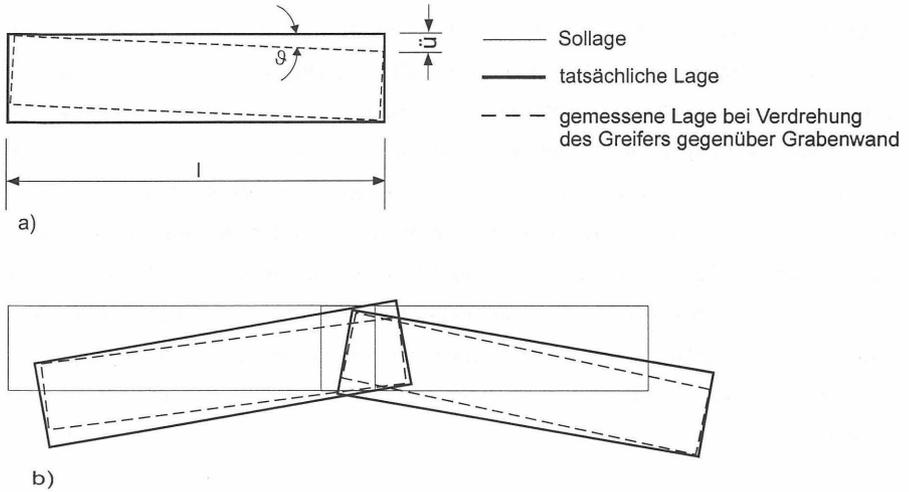


Abb. 4.6: Abweichung des Aushubgeräts gegenüber der tatsächlichen Verdrehung

## 5 Hydraulische Funktionskontrolle

### 5.1 Allgemeines

Die mit einer Schlitzwand erreichbare Dichtungswirkung wird in der Regel zunächst an einem Probekasten nachgewiesen. Sofern die geotechnischen, untergrundhydraulischen sowie bauchemischen Verhältnisse sich demgegenüber im Verlauf der nachfolgenden Wandherstellung nicht wesentlich ändern und die gleichen Geräte, Baustoffe und Bauverfahren wie am Probekasten zum Einsatz kommen, wird für die Hauptmaßnahme von einer vergleichbaren Dichtungswirkung ausgegangen. Insbesondere bei größeren Projekten sind entlang der Dichtwandtrasse jedoch wechselnde Baugrundverhältnisse zu erwarten, die der Probekasten naturgemäß nicht oder nur unvollkommen repräsentiert. Außerdem können während der Bauzeit unerwartete Ausführungsprobleme entstehen, die eine ergänzende Überprüfung der erreichten Systemdichtigkeit in dem betroffenen Wandabschnitt erfordern. Wenn die zusätzliche Herstellung eines Probekastens in solchen Fällen vermieden werden soll oder die Umschließung nicht von vornherein als Kammer-system ausgeführt wird, lässt sich die Wandqualität z.B. anhand von Materialproben beurteilen, die mit Kernbohrungen aus der abgebundenen Dichtwand gewonnen werden.

Die Bohrlöcher stehen anschließend für Auffüllversuche zur Verfügung, mit den sich die Systemdurchlässigkeit der Dichtwand ermitteln läßt. Allerdings wird mit einer Kernbohrung nur ein räumlich sehr eng begrenzter Dichtwandabschnitt überprüft. Wenn längere Trassenabschnitte auf ihre Funktionsfähigkeit untersucht werden sollen, bieten sich Absenkversuche neben der Dichtwand an. Dazu werden auf der einen Wandseite mindestens ein Brunnen und auf der gegenüber liegenden Wandseite ein oder mehrere Beobachtungspiegel hergestellt. Aus der Veränderung des Wasserstands in den Pegeln während der Grundwasserentnahme aus dem Brunnen kann die Systemdurchlässigkeit in dem dazwischen befindlichen Wandabschnitt abgeschätzt werden. Wegen der ca. 4 km langen Trasse waren derartige hydraulische Funktionskontrollen am hier betrachteten Projekt von vornherein eingeplant.

## 5.2 Berechnungsgrundlagen

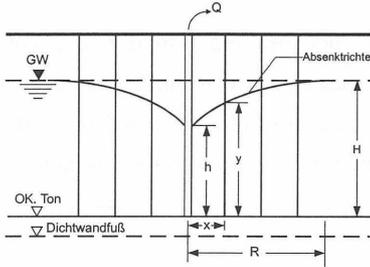
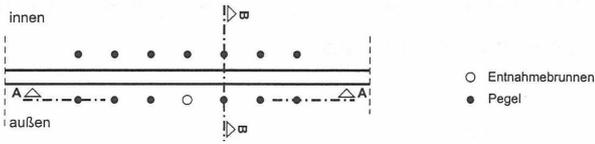
Infolge der Grundwasserentnahme bildet sich neben dem Brunnen ein Absenktrichter, dessen Verlauf parallel zur Wandachse mit der Brunnenformel von DUPUIT-THIEM berechnet werden kann. Für einen ungespannten homogenen Grundwasserleiter gilt im quasi stationären Zustand mit den Bezeichnungen der Abb. 5.1:

$$y = \sqrt{\frac{H^2 - (H^2 - h^2) \cdot (\ln R - \ln x)}{(\ln R - \ln r)}}$$

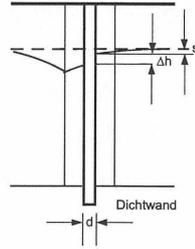
Die Absenkung des Grundwasserspiegels erzeugt innerhalb einer Dichtwand mit der Systemdurchlässigkeit  $k_w$  einen Durchfluss  $Q'$ :

$$Q' = \frac{0,5 \cdot k_w \cdot (H^2 - h^2) \cdot (\ln R - \ln x)}{d \cdot (\ln R - \ln r)}$$

Draufsicht



Schnitt A - A



Schnitt B - B

Abb. 5.1: Prinzipskizze zur Funktionskontrolle

Der Wanddurchfluß  $Q'$  bewirkt, daß auf der brunnenabgewandten Seite eine gleich große Menge Wasser in die Wand eintritt. Dieser Fließvorgang erzeugt in einem Randstreifen neben der Dichtwand eine zur Wand hin zunehmende Absenkung des Wasserspiegels. Der Betrag der Absenkung läßt sich theoretisch anhand von zwei Modellannahmen abschätzen:

a) Die Absenkung des Wasserspiegels ist längs des betrachteten Wandabschnitts annähernd konstant. Dies entspricht der Strömung zu einem Sickerschlitz. Bei einer angesetzten Reichweite  $R = 1.500 \cdot s \cdot \sqrt{k}$  ergibt sich der Betrag der Absenkung an der angeströmten Wandseite theoretisch aus der Gleichung:

$$s_i = 2H - 3.000 \cdot Q' / \sqrt{k} \quad (3.000 \cdot Q' / \sqrt{k} > H > 1500 \cdot Q' / \sqrt{k}).$$

b) Die Absenkung des Wasserspiegels weist entlang der Wand eine Trichterbildung auf. Dann lässt sich der Betrag der Absenkung an der angeströmten Wandseite aus der umgestellten Brunnengleichung abschätzen:

$$s_2 = H - \sqrt{H^2 - \frac{2 \cdot Q' \cdot (\ln R - \ln r)}{\pi \cdot k}}$$

Die Abb. 5.2 zeigt exemplarische Berechnungsergebnisse für eine 0,6 m dicke Dichtwand. Die Baugrunddurchlässigkeit wurde etwa einem Mittelsand entsprechend zu  $k = 10^{-4}$  m/s gewählt. Die Höhe  $H$  des Grundwasserspiegels über dem Einbindehorizont soll 20 m, die Absenkung des Grundwasserspiegels auf der Brunnenseite 3 m betragen. Der Brunnenradius wurde mit 0,15 m, die Reichweite mit  $R = 3.000 \cdot s \cdot \sqrt{k}$  angesetzt.

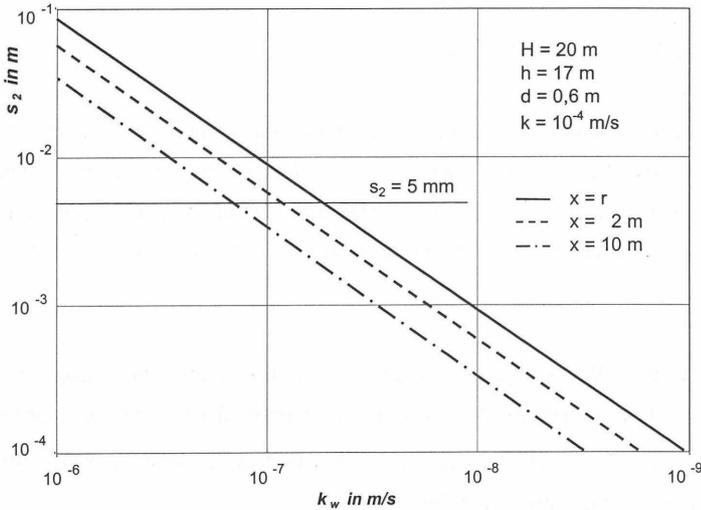


Abb. 5.2: Rechnerische Absenkung des Wasserspiegels an der brunnenabgewandten Wandseite

Unter den gewählten Randbedingungen ist bis zu einer Wanddurchlässigkeit von weniger als ungefähr  $k_f = 10^{-8}$  m/s rechnerisch kaum mit einer meßbaren Absenkung an der angeströmten brunnenabgewandten Wandseite zu rechnen. Demgegenüber kann eine beobachtete Absenkung von 5 mm bereits auf eine homogene Systemdurchlässigkeit der Dichtwand von etwa  $k_f = 10^{-7}$  m/s oder auf eine Fehlstelle, wie z.B. eine unvollständige Verbindung zwischen benachbarten Lamellen oder wasserführende Bodeneinschlüsse in der Dichtwandmasse, hinweisen. Damit sich eine derartige Absenkung des Wasserspiegels mit einem Beobachtungspegel feststellen läßt, sollte dieser möglichst nah neben der Dichtwand angeordnet werden, um noch vom Absenkrichter erreicht zu werden. Außerdem ist die Anordnung der Filterstrecken auf den Baugrundaufbau abzustimmen.

### **5.3 Beispiel einer hydraulischen Funktionskontrolle**

Im hier betrachteten Projekt wurde eine hydraulische Funktionskontrolle vorzugsweise in solchen Wandabschnitten durchgeführt, in denen während der Dichtwandarbeiten Besonderheiten gegenüber den Verhältnissen bei der Herstellung des Probekastens aufgetreten sind. Dementsprechend wurde z.B. eine Funktionskontrolle in einem Trassenabschnitt vorgenommen, wo es aufgrund von groben Schlacken bis in eine Aushubtiefe von ca. 8 – 10 m zu erheblichen Suspensionsverlusten gekommen war und deshalb eine von der Regelausführung abweichende Vorgehensweise erforderlich wurde. Diese bestand darin, daß zunächst ein Voraushub bis zur Unterkante der Schlacken erfolgte, wobei die Suspension mit Sand angereichert war. Nachdem das Vorschlitzzmaterial eine mindestens stichfeste Konsistenz angenommen hatte, wurde es unter Einsatz der eigentlichen Dichtwandmasse wieder mit dem Greifer entfernt und der Schlitz bis zur Endtiefe ausgehoben. Die in diesem Bereich nach einer Abbindezeit von mehr als 28 Tagen durchgeführte Funktionskontrolle zeigte keine Reaktionen in den Beobachtungspegeln. Dies gilt auch für Lamellen, die z.B. durch partielle Leitwandinbrüche oder starke Auslenkungen des Schlitzwandgreifers gegenüber der Sollage aufgefallen waren. Die Abb. 5.3 zeigt demgegenüber das Ergebnis für eine weitere überprüfte Lamelle, die im Vergleich zu den übrigen Wandabschnitten durch eine verzögerte Erhärtung der Dichtwandmasse aufgefallen war. Hier war in dem unteren von zwei Grundwasserstockwerken eine deutliche Absenkung des Wasserspiegels zu beobachten, nachdem mit der Grundwasserentnahme auf der anderen Wandseite begonnen worden war.

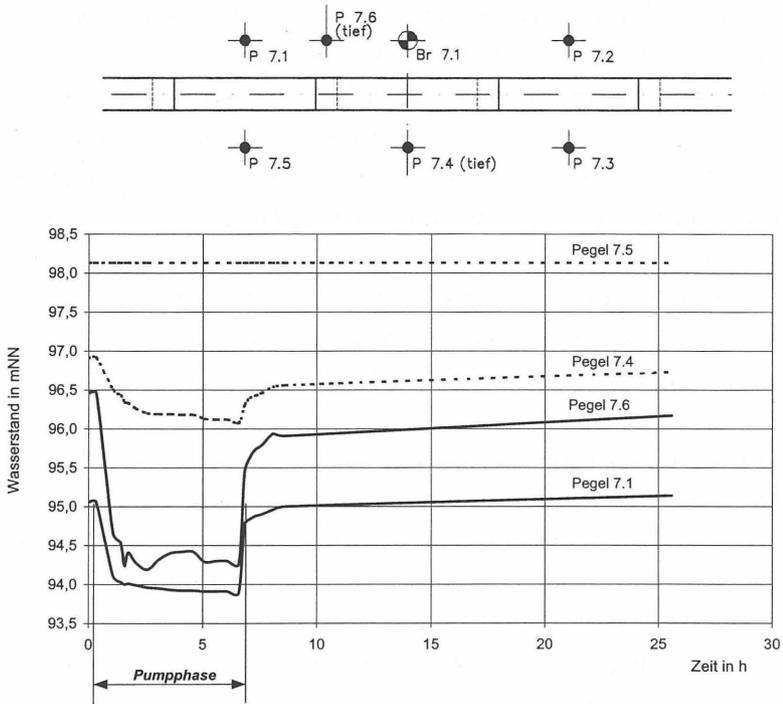


Abb. 5.3: Beispiel einer hydraulischen Funktionskontrolle

Anschriften der Autoren:

Dr.-Ing. W. Friedrich

IGH Ingenieurgesellschaft  
Grundbauinstitut Hannover  
Dr.-Ing. Weseloh -  
Prof. Dr.-Ing. Müller-Kirchenbauer mbH

Dr.-Ing. F.-R. Ruppert

BRP CONSULT  
Beratende und Planende Ingenieure  
Dr.-Ing. F.-R. Ruppert GmbH  
Braunschweig

## **Messen und Protokollieren des Verlaufes von Schlitzwänden während der Herstellung**

(Zusammenfassung 17.3.2000)

Josef Tiefenbacher

### **Aufgabenstellung:**

Bei der Herstellung von Schlitzwänden durch das Baggern von einzelnen Stichen besteht die Notwendigkeit den Verlauf der Stiche in vertikaler Richtung, sowie eine mögliche Verdrehung um die eigene Achse und die Tiefen zu überwachen. Die Lage der einzelnen Stiche bestimmt die Durchgängigkeit der Schlitzwand.

### **Messmethode:**

Das zur Herstellung der Stiche verwendete Grabwerkzeug wird mit Messgeräten zur Erfassung der Vertikalität und der Drehung ausgerüstet. Die erfassten Messergebnisse können in Verbindung mit der Tiefe zur Bestimmung des Verlaufes der Grabung herangezogen werden werden.

### **Messsystem:**

Eine Bestückung des Grabwerkzeuges mit stossfester und druckwasserresistenter Sensorik ermöglicht den Verlauf des Grabwerkzeuges während der Grabung zu ermitteln. Für den Baggerfahrer und für Bauaufsichtsverantwortliche steht im Baggerfahrerstand eine Bedien- und Anzeigekonzole zur Verfügung um den Verlauf des hergestellten Stiches zu verfolgen.

Die Ausrüstung des Baggers besteht auch aus der Erfassungseinrichtung der Tiefe, sowie Steuer- und Speichereinheiten.

### **Messvorgang:**

Der Messvorgang wird vom geschultem Gerätefahrer durchgeführt. Dadurch ist es jederzeit ohne zusätzliche technische oder personeller Unterstützung möglich den Verlauf des hergestellten Stiches zu kontrollieren.

Durch die Möglichkeit der laufenden Kontrolle können Abweichungen bereits bei der Grabung erkannt werden. Das Reagieren auf den Verlauf des Stiches ist daher bereits bei der Herstellung des Schlitzes möglich.

### **Darstellungen:**

Um den Verlauf der Grabung während der Herstellung kontrollieren zu können steht dem Baggerfahrer ein Grafikterminal zu Verfügung. Alle Darstellungen sind so gestaltet, dass es nicht erforderlich ist subjektive Interpretationen vornehmen zu müssen. Nach der Übergabe der Daten an die Auswerteeinrichtung im Büro stehen der Verlauf, und die Lage der einzelnen Stiche zueinander zur Verfügung.

### **Datenarchivierung:**

Die Messdaten der einzelnen Stiche werden vom Bagger in das Baubüro übertragen. Im Büro steht eine Auswerteeinrichtung zur Verfügung auf welcher einzelne Protokolle oder Versatzdarstellungen der Stiche zueinander dargestellt oder ausgedruckt werden können. Um eine lückenlose Dokumentation der Schlitzwandaarbeiten zu gewährleisten werden die Daten mit statistischen Informationen versehen archiviert.

### **Praxiserfahrungen:**

Die Messung und Protokollierung von Schlitzwänden bei größeren Bauvorhaben in Europa hat in der Vergangenheit gezeigt, dass die Qualitätsüberwachung nach solch einem Verfahren praxisingerecht durchgeführt werden kann. Die Möglichkeit der Überprüfung der Funktionsfähigkeit, mit auf der Baustelle vorhandenen Mitteln hat sich als praxistauglich erwiesen. Durch die permanente Verfügbarkeit der Messeinrichtung während der Baggerarbeiten konnten bei größeren Tiefen (z.B.

Abdichtungen im Kohletagebau bis 80 Meter) rechtzeitig Korrekturmaßnahmen ergriffen werden. Für zertifizierte Bauunternehmen stellt dieses System eine Ergänzung der Qualitätssicherungspläne dar.

**Weiterentwicklungen:**

Das seit Jahren im Einsatz stehende System wurde laufend durch Erkenntnisse aus dem Einsatz in der Praxis ergänzt. Die präzise Beobachtung der Technologien zur Herstellung von Schlitzwänden stellt die Grundlage für weitere Entwicklungen dar.

Josef Tiefenbacher

Tiefenbacher GmbH, A-2542 Kottlingbrunn, Hauptstraße 22

Tel. 0043 2252 712050 Fax: 0043 2252 712055

Mail: [j.tiefenbacher@tiefenbacher.at](mailto:j.tiefenbacher@tiefenbacher.at)



# **Erfahrungsbericht über Dichtwandbau und Altlastensanierung Einkapselung einer Altlast im Industriegebiet Hamburg Eidelstedt durch Herstellung einer Dichtwand**

Dipl.-Ing. M. Nendza, Dipl.-Ing. K. Lühmann

## **1. Einleitung**

Im Industriegebiet Hamburg Eidelstedt wurden in einer Teerpappenfabrik bis 1955 Teeröl und Bitumen verarbeitet. Bodenanalysen haben gezeigt, daß der Boden in diesem Bereich massiv durch Mineralöl, polyzyklische aromatische und chlorierte Kohlenwasserstoffe sowie Schwermetallen verunreinigt ist. Darüber hinaus befindet sich auf dem Gelände eine ehemalige Deponie aus den 40er Jahren in der unkontrolliert Müll, Schutt und industrielle Abfälle verbracht worden sind.

Es wurden deutliche Belastungen des Grundwassers im Zentrum der Fläche und im Abstrombereich des Industriegebietes festgestellt. Da im Abstrombereich etwa 2 km entfernt die Förderbrunnen des Wasserwerkes Hamburg-Stellingen liegen, war eine weitere Ausbreitung der Schadstoffe und damit eine weitere Gefährdung der Schutzgüter Grund- und Trinkwasser durch eine Sicherungsmaßnahme zu unterbinden.

Die Freie und Hansestadt Hamburg hat hierfür eine Einkapselung der Schadstoffe als Sicherungskonzept vorgesehen. Wesentlicher Bestandteil des Sicherungskonzeptes ist der Bau einer Einphasendichtwand im Schlitzwandverfahren mit einer Tiefe von bis zu 29 m, die in den oberen Grundwasserstauer einbindet.



Im Rahmen der geplanten Grundwasserbewirtschaftung wird innerhalb des Kapselbereiches der Grundwasserspiegel durch dauerhafte Wasserentnahme abgesenkt. Durch einen nach innen gerichteten hydraulischen Gradienten wird sichergestellt, daß kein kontaminiertes Wasser aus dem Kapselbereich austritt. Das entnommene Wasser wird aufbereitet und dann von einem ansässigen Industriebetrieb als Brauchwasser genutzt.

### **3. Herstellung der Einphasendichtwand**

#### **3.1 Allgemeines**

Der ehemalige Betreiber der Teerpappenfabrikation kann nicht mehr für die Sanierung der von ihm erzeugten Kontamination juristisch belangt werden. Somit wurde die Sicherungsmaßnahme im Auftrag der Freien und Hansestadt Hamburg, Umweltbehörde, Amt für Umweltschutz ausgeführt.

Gemäß der Ausschreibungsplanung des Bauherrn sollte die Dichtwand im Fräsverfahren hergestellt werden. Die Firma Franki Grundbau GmbH wurde mit der Herstellung der Dichtwand beauftragt. Aus wirtschaftlichen Gründen kam ein Sondervorschlag zur Herstellung der Dichtwand im Greiferverfahren zur Ausführung.

Der Verlauf der Dichtwandtrasse wurde durch die örtlichen Randbedingungen und Zwangspunkte bestimmt. Hierbei waren durch den Planer die Eigentumsverhältnisse, die Grundstücksnutzungen und die in einer großen Anzahl vorhandenen Leitungen der Hamburger Ver- und Entsorgungsunternehmen zu berücksichtigen.

Die Gesamtlänge der Dichtwandtrasse beträgt 1.150 m, bei einer maximalen Schlitzwandtiefe von ca. 29 m unter Gelände und einer Schlitzwandnenndicke von 0,80 m.

Der Trassenverlauf ist in Abbildung 2 dargestellt.

Bei dem eingesetzten Dichtwandmaterial der Einphasendichtwand handelt es sich um die Fertigkomponentenmischung Solidur 275 der Firma Dyckerhoff Baustoffsysteme GmbH. Dieses Produkt gehört zu den feststoffreichen Dichtwandmassen auf der Basis von Calciumbentonit.

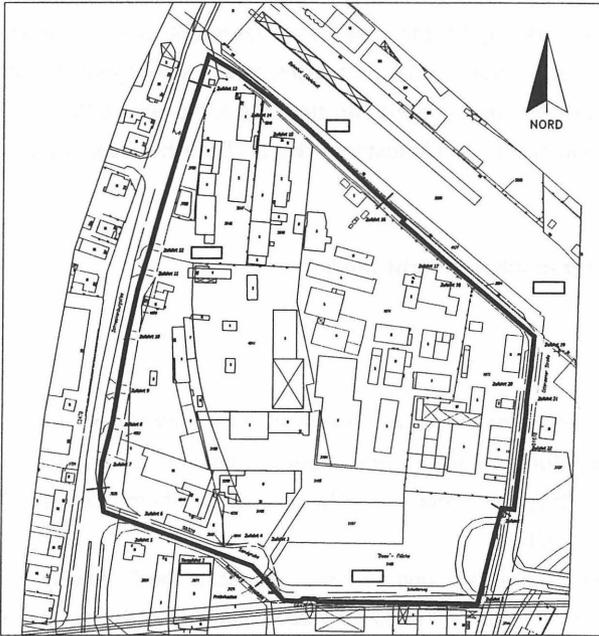


Abbildung 2: Trassenverlauf der Dichtwand im Industriegebiet Eidelstedt

Im Rahmen der Eignungsuntersuchung wurde durch den Bauherrn die Dichtwandmasse vorab im Labormaßstab auf ihre Verarbeitbarkeit, ihr Festigkeits- und Abbindeverhalten und ihre Eignung in Bezug auf die Langzeitbeständigkeit gegenüber projektspezifischen Prüfmedien, untersucht.

### 3.2 Dichtwandprobekasten

Vor Beginn der planmäßigen Dichtwandproduktion war in einem Testfeld die unter Baustellenbedingungen zu erreichende Abdichtungswirkung (Systemdurchlässigkeit) bei Einsatz der für die Hauptmaßnahme vorgesehene Verfahrens- und Gerätetechnik nachzuweisen. Hierfür ist im November 1998 ein 5,0 x 5,4 m großer Dichtwandtestkasten hergestellt

worden (sh. Abbildung 4). Der zu erreichende Grenzwert der Systemdurchlässigkeit betrug  $k_s \leq 1 \times 10^{-8}$  m/s.

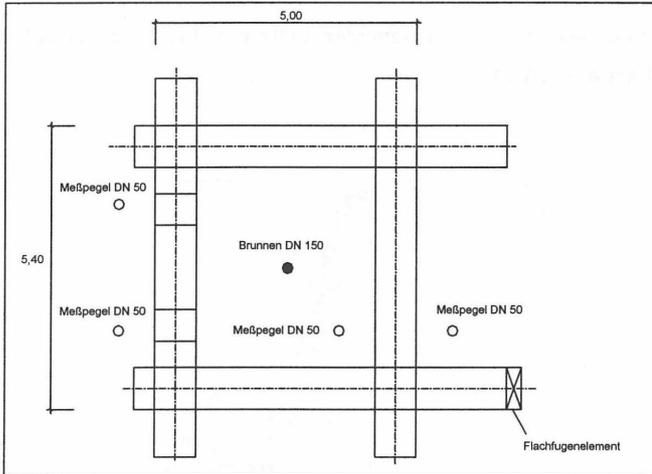


Abbildung 4: Grundriß Dichtwandtestkasten

Nach einer Abbindedauer der Dichtwand von 28 Tagen erfolgte die Testkastenprüfung durch eine Absenkung des Wasserspiegels im Testkasten. Mit der, durch den Pumpversuch nachgewiesenen Systemdichtigkeit von  $k_s = 1 \times 10^{-9}$  m/s, konnte der geforderte Grenzwert nicht nur erreicht sondern deutlich unterschritten werden.

### 3.3 Produktion der Dichtwand

Die Herstellung der Dichtwand erfolgte im Pilgerschrittverfahren, d.h. den zunächst erstellten Primärlamellen folgen zeitlich versetzt die Sekundärlamellen, die durch ein teilweises Überschneiden der Primärlamellen von 0,55 m eine geschlossene und homogene Wand bilden (sh. Abbildung 5).

In der Schlitzwandstatik ist eine maximal zulässige Länge des offenen Schlitzes von 15 m nachgewiesen worden, so daß die Primärlamellen im Arbeitsablauf mit Längen zwischen 12 und 15 m mit 3 bzw. 5 Einzelstichen „naß in naß“ hergestellt werden konnten. Das bei Aushub der Schlitzwandlamellen geförderte Bodenmaterial wurde, wegen der anstehenden Kontamination und der beengten Platzverhältnisse, direkt auf Mulden-LKW's verladen und abtransportiert.

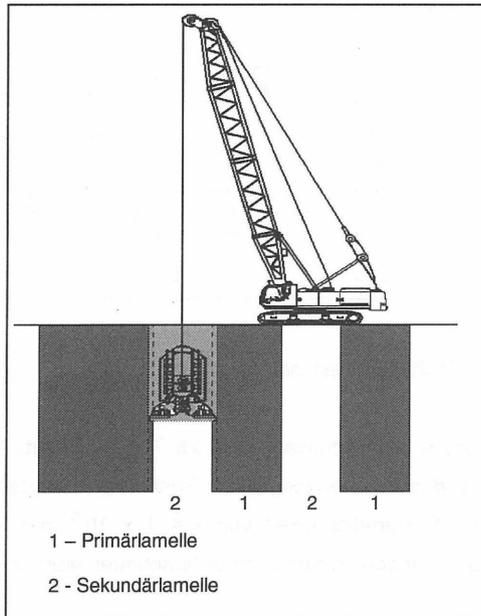


Abbildung 5: Herstellung Einphasendichtwand

Der hier eingesetzte seilgeführte Schlitzwandgreifer der Fa. Leffer hat eine Nennbreite von 4,10 m bei einem Einsatzgewicht von 25,50 to.

Das Dichtwandmaterial wurde als Fertigprodukt in pulverform in Silofahrzeugen auf die Baustelle transportiert und im Rahmen der Dichtwandproduktion in einem vollautomatischen Chargenmischer mit Wasser aufgeschossen. Die Dichtwandmasse wurde mit einem Verhältnis von 502 kg Solidur 275 zu 818 kg Wasser je m<sup>3</sup> Dichtwandsuspension

hergestellt. Da ein Einphasen-Dichtwandmaterial sowohl stützende Funktion während der Schlitzwandherstellung hat als auch bleibendes Dichtmedium im Endzustand ist, erfolgt kein Suspensionsaustausch. Nach Ablauf der Verarbeitungszeit beginnt der Abbindeprozeß des hydraulischen Bindemittels in der Dichtwandmasse. Um diesen Abbindeprozeß nicht zu stören wurden maximal zulässige Verarbeitungszeiten vorgegeben. Die zulässige Verarbeitungszeit des Dichtwandmaterialies Solidur 275 konnte je nach Ausführungserfordernis werksseitig von der Fa. Dyckerhoff zwischen 12 und 30 Stunden eingestellt werden.

Während der Dichtwandproduktion ist nach Herstellerangabe der Anschnitt an eine Primärlamelle durch die Sekundärlamelle frühestens nach 3 und spätestens nach 7 Tagen durchzuführen. Das feststoffreiche Dichtwandmaterial kann nach einer Abbindedauer von >7 Tagen bereits eine so große Festigkeit und Sprödigkeit aufweisen, daß auf die Primärlamelle irreversible mechanische Einflüsse durch Überschneidung mit der Sekundärlamelle nicht ausgeschlossen werden können.

Eine Dichtwandlamelle des Testkastens ist Bestandteil der Gesamtdichtwand. Da jedoch zwischen Herstellung des Testkastens und Beginn der Hauptmaßnahme ein Zeitraum von drei Monaten lag, ist in dem betreffenden Überschchnittbereich bei der Herstellung ein Flachfugenabschalelement aus der Stahlbetonschlitzwandtechnik eingesetzt worden (sh. Abbildung 4). Bei der Herstellung der Anschlußlamelle wird der Schlitzwandgreifer mittels einer Führungseinrichtung im Fugenelement geführt. Das so freigelegte Fugenelement wird gelöst und ermöglicht durch die Geometrie der Fuge einen Anschluß ohne mechanische Beanspruchung an die Altlamelle.

### **3.4 Qualitätssicherung**

Gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises „Geotechnik der Deponien und Altlasten“ (GDA-Empfehlungen) und durch den Qualitätsmanagementplan der Fremdüberwachung des Bauherrn erfolgt baubegleitend eine Prüfung der verwendeten Baustoffe und deren Verarbeitung.

Bei Anlieferung des Dichtwandmaterialies auf der Baustelle werden im Rahmen der Eingangskontrolle die rheologischen Suspensionskennwerte geprüft. Desweiteren werden

Suspensionsproben aus dem Chargenmischer als auch aus dem Kopf- und Fußbereich der hergestellten Dichtwandlamelle entnommen und geprüft. An Rückstellproben aus der hergestellten Dichtwand wird nach 28tägiger Lagerung eine Prüfung der Druckfestigkeit und der Durchlässigkeit durchgeführt.

Die Vertikalitätsprüfung des fertiggestellten Schlitzes erfolgt mit dem Meßsystem SOM (Schlitzwand-Online-Meßsystem) der Fa. Tiefenbacher. Das System arbeitet mit Hilfe eines Kreiselkompasses, der in den Schlitzwandgreifer eingebaut ist. Hierbei können sowohl Verschiebungen in X- und Y-Richtung als auch Verdrehungen in Abhängigkeit von der Schlitztiefe gemessen und protokolliert werden.

### **3.5 Randbedingungen und Problemstellungen**

Die Ausführungsplanung der Dichtwandproduktion wurde im Industriegebiet Eidelstedt durch einige Randbedingungen zum Teil wesentlich beeinflusst.

Auf dem Areal des Industriegebietes befinden sich 32 Flurstücke mit insgesamt 78 Eigentümern und Mietern. Gemäß der Forderung des Bauherrn war die Zuwegung der anliegenden Betriebe werktags bis auf wenige Ausnahmen ständig zu gewährleisten. Die Dichtwandtrasse befindet sich in weiten Bereichen, aufgrund der Lage und des Verlaufes der vielfältig vorhandenen Ver- und Entsorgungsleitungen, mittig auf den Erschließungsstraßen. Eine umfassende aber auch flexibel zu aktualisierende Bauablaufplanung war somit unabdingbar. Durch Abdeckung des Trassenbereiches mit Stahlbetonfertigelementen, z. B. nach Herstellung der Leitwand oder unmittelbar nach Fertigstellung einer Dichtwandlamelle, konnte die infrastrukturelle Anbindung der anliegenden Industriebetriebe annähernd uneingeschränkt aufrechterhalten werden.

Darüber hinaus war in mehreren Bauabschnitten der Aspekt der räumlichen Enge zu berücksichtigen. Das Trägergerät mußte hierbei „rittlings“ mittig auf der Trassenachse positioniert werden. Erschwerend kam hinzu, daß auch in diesen Bereichen das Aushubmaterial direkt in Transportfahrzeuge zu entleeren war.

Die Dichtwandarbeiten der Hauptmaßnahme erfolgten von März bis November 1999. Die Gesamtfläche der hergestellten Dichtwand beträgt 27.100 m<sup>2</sup>.

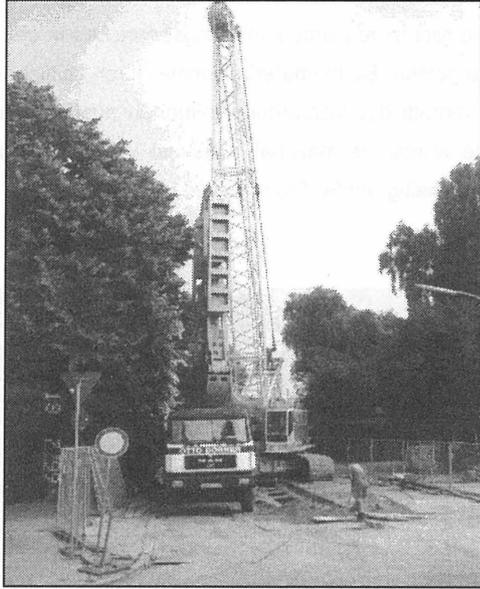


Foto 1: Schlitzwandproduktion unter beengten Verhältnissen

### **3.6 Unterschlitzten von Versorgungsleitungen**

Im Kreuzungsbereich Schnackenburgallee / Ottensenerstraße befanden sich Versorgungsleitungen der Hamburger Stadtentwässerung und der Elektrizitätswerke die die Dichtwandtrasse kreuzten, jedoch nicht getrennt oder umverlegt werden konnten. Diese beiden Leitungsstränge lagen zudem in ihrem Winkel zur Dichtwandachse so ungünstig, daß zwischen den Leitungen keine Schlitzwandlamelle abgeteuft werden konnte.

Um die Dichtwand auch in diesem Bereich herstellen zu können, mußten die Versorgungsleitungen in einem zusammenhängenden Abschnitt mit einer Länge von 3,80 m

„unterschlitzt“ werden. Diese Unterschlitzungsmaßnahme erfolgte mittels einer Greiferanbauvorrichtung, welche seitlich an einer Schale des Schlitzwandgreifers angebracht wurde (sh. Foto 2). Mit dieser Anbauvorrichtung konnte das Bodenmaterial unterhalb der Leitungsstränge zunächst seitlich *abgehobelt* werden. Dies erfolgte von Schlitzwandstichen aus, die zuvor links und rechts des Unterschlitzbereiches in der Dichtwandachse abgeteufelt wurden. Das so gelöste Bodenmaterial konnte durch seitliches Verschwenken des Schlitzwandgreifers unterhalb der Versorgungsleitungen ausgegriffen werden. Für diese aufwendige Maßnahme wurde die maximal zulässige Verarbeitungszeit des Einphasen-Dichtwandmaterials werksseitig auf 30 Stunden verlängert.

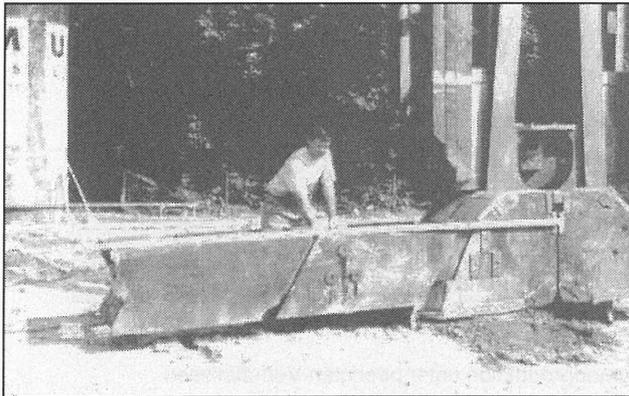


Foto 2: Schlitzwandgreifer mit Anbauvorrichtung für Unterschlitzungsmaßnahme

#### 4. Zusammenfassung

Im Industriegebiet Hamburg Eidelstedt wurde durch die langjährige industrielle Produktion von Teerpappen, sowie durch das unkontrollierte Verfüllen einer Sandgrube mit Schutt und Industrieabfällen, der anstehende Boden und das Grundwasser erheblich mit Schadstoffen belastet. Um eine weitere Gefährdung der Schutzgüter Grund- und Trinkwasser zu unterbinden, wurde eine Einkapselung der Schadstoffherde durch den Bau einer Dichtwand durchgeführt.

Im November 1998 erhielt die Firma Franki Grundbau GmbH von der Freien und Hansestadt Hamburg, Umweltbehörde den Auftrag zur Durchführung der Sicherungsmaßnahme. Nach erfolgreichem Nachweis der geforderten Systemdurchlässigkeit an einem Dichtwandtestkasten erfolgte die Dichtwandherstellung von März bis November 1999. Bei einer Dichtwandgesamtlänge von 1.150 m und einer maximalen Schlitzwandtiefe von 29 m wurden insgesamt 27.100 m<sup>2</sup> Einphasen-Dichtwand hergestellt. Im besonderen waren bei der Produktion die Aspekte Gewährleistung von Anliegerzuwegungen, Ver- und Entsorgungsleitungen im Trassenbereich und Arbeiten unter beengten Verhältnissen zu berücksichtigen. Nach Abschluß der Baumaßnahmen hat sich gezeigt, daß die Dichtwandherstellung im Schlitzwandverfahren mittels einem seilgeführten Schlitzwandgreifer ein wirtschaftliches und technisch ausgereiftes Verfahren für die Sicherung von Altlasten darstellt.

### **Literaturverzeichnis**

- [1] Dr.-Ing J. Bartels-Langeweige, Dr.-Ing. W. Friedrich, Einkapselung einer Altlast im Industriegebiet Eidelstedt mit einer Dichtwand, Altlasten Sanierung in Hamburg – Fachtagung 27./28.08.1999

#### **Anschrift der Verfasser:**

Dipl.-Ing. Matthias Nendza  
Dipl.-Ing. Karsten Lühmann  
Franki Grundbau GmbH  
Niederlassung Nord  
Hittfelder Kirchweg 24-28  
21220 Seevetal  
Telefon: 04105 / 869-0  
Telefax: 04105 / 869-298  
e-mail: MNnendza@franki.de  
KLuehmann@franki.de



Faint, illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

Faint, illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

## **Grundwasserumleitungssystem für eine vertikale Deponieumschließung**

Dr.-Ing. Joh. Weiß, Amann Infotec Consult AG (AICON AG), Mühlthal

### **1. Einleitung**

Zur Verhinderung von Schadstoffausbreitungen im Abstrom von ungesicherten Deponien, deren Basis in den Grundwasserleiter ragt, bietet sich in Abhängigkeit der geologischen Verhältnisse eine Umschließung der Deponie mit einer vertikalen Dichtwand an. Für den natürlichen Grundwasserstrom stellt eine solche Dichtwand eine Barriere dar. Im Oberstrom treten dann Grundwassererhöhungen und im Abstrom Absenkungen auf, die in der Regel unerwünscht sind und denen durch Umleitungsmaßnahmen für das Grundwasser entgegengewirkt werden muß.

Im vorliegenden Beitrag soll ein Grundwasserumleitungssystem vorgestellt werden, das ohne den Einsatz von Energie und nahezu wartungsfrei arbeitet.

### **2. Lage und Morphologie**

Bei der hier betrachteten Deponie handelt es sich um eine Monodeponie auf der Schlacke der Müllverbrennungsanlage, die nur rd. 300 m von der Deponie entfernt liegt, abgelagert wurde. Die Deponie liegt rd. 1 km südöstlich der Stadt Offenbach/Main und umfaßt eine Ablagerungsfläche von ca. 8 ha. Der größte Teil der Deponie (ca. 6 ha) verfügt über keine Basisabdichtung. Nur der erste Erweiterungsabschnitt von ca. 2 ha ist an der Basis mit einer Kombinationsabdichtung und der Fassung des Sickerwassers gesichert. Die Deponie ist als Haldendeponie aufgebaut, deren Basis im Grundwasserschwankungsbereich liegt und die etwa 22 m über das umgebende, nahezu ebene Gelände, hinausragt. Der südliche ältere Teil der Deponie wurde mit einer geringmächtigen Mutterbodenschicht angedeckt und bepflanzt. Zu Versuchszwecken wurde eine Vielzahl unterschiedlicher Pflanzen auf kleinen Flächeneinheiten angepflanzt, die nahezu alle aufwuchsen. Die stark zergliederte Rekultivierung wurde noch durch natürliche Sukzession ergänzt. Dennoch kommt es auch in diesem mit 1:3 relativen steilen Hangbereich zu Sickerwassereintrag.

Als Folge der ungesicherten Deponiefläche gelangt dieses Sickerwasser ins Grundwasser und im Unterstrom der Deponie sind Schadstoffe, die aus der Schlacke eluiert wurden, in hohen Konzentration festzustellen.

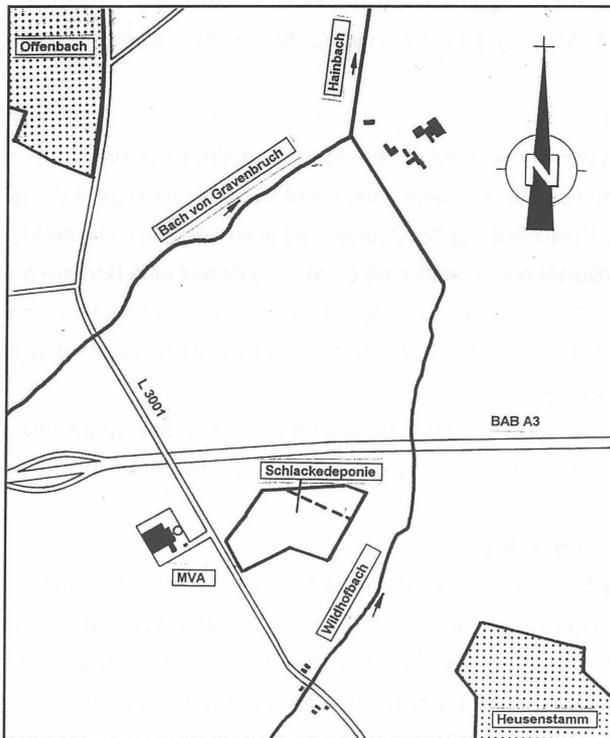


Bild 1: Übersichtslageplan der Deponie

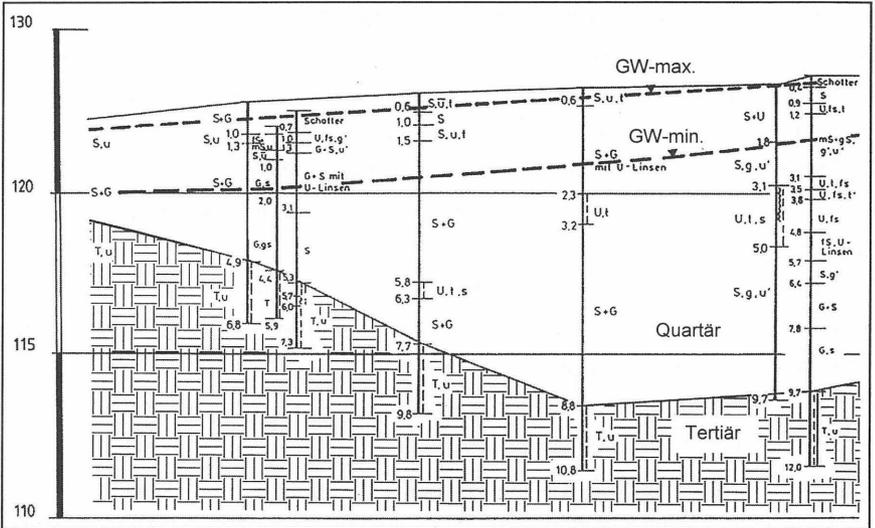
### 3. Geologische und hydrogeologische Standortverhältnisse

Die Deponie liegt im westlichen Teil des Hanauer Beckens und zeigt den für dieses Gebiet charakteristischen geologischen Aufbau. Über dem von Graniten und metamorphen Schiefen gebildeten Grundgebirge befindet sich die um 200 m mächtige Gesteinsschicht des Rotliegenden, die wiederum von einer etwa 70 m starken Schicht tertiärer Tone und Mergel (Rupeltone) überlagert ist. Die räumlich weit ausgebreiteten, in sich geschlossenen Rupeltone weisen in der Regel geringe Durchlässigkeiten zwischen  $1 \times 10^{-10}$  m/s und  $1 \times 10^{-11}$  m/s auf und sind baupraktisch dicht. Die Oberfläche der Rupeltone ist wellig ausgebildet.

Den Rupeltonen haben sich als Mittelterrasse des Mains in stark wechselnder Mächtigkeit zwischen 1 m und 15 m quartäre Kiese und Sande überlagert. Diese sind im allgemeinen

gut wasserwegig, allerdings auch an manchen Stellen von geringdurchlässigen Tonlinsen durchzogen.

In den quartären Kiesen und Sanden zirkuliert das oberflächennahe Grundwasser. Der Hauptstrom des Grundwassers weist in nordöstlicher Richtung. Der Grundwasserflurabstand beträgt bereichsweise nur wenige Dezimeter, was zur Folge hat, daß der Grund-



#### **4. Sicherungskonzept – Deponieumschließung**

Zur Verhinderung einer weiteren Ausbreitung des stark belasteten Grundwassers unterhalb der Deponie wurde als Sicherungsmaßnahme die vollständige Umschließung der Deponie mit einer Schlitzwand vorgesehen. Die geologischen Verhältnisse für eine derartige Sicherungsmaßnahme sind aufgrund der in relativ geringer Tiefe anstehenden vollständig ausgebildeten mächtigen Rupeltonschicht äußerst günstig. Durch die Umschließung kann unter der Deponie ein Kontrollraum hergestellt werden, der von der freien Grundwasserströmung vollständig isoliert ist. In diesem Kontrollraum kann alles anfallende Sickerwasser gezielt gefaßt und abgeleitet werden. Um jeglichen konvektiven Transport von belastetem Grundwasser aus dem Kontrollraum in den freien Grundwasserleiter zu verhindern, wird der Kontrollraum derart bewirtschaftet, daß durch Abpumpmaßnahmen im Innern stets ein um einige Dezimeter niedrigerer Wasserstand hergestellt wird als außerhalb.

Aufgrund der Umschließung der rd. 8 ha großen Deponiefläche wird der Grundwasserfließquerschnitt über eine Breite von rd. 350 m reduziert und der natürliche Grundwasserstrom hierdurch spürbar beeinflusst. Die Folge ist ein Aufstau des Grundwassers an der Anstromseite und den Flanken der Dichtwand. Im Abstrombereich wird sich eine Senke einstellen. Hieraus resultiert eine Reduktion des Grundwasserflurabstandes im Zustrom und eine Vergrößerung des Flurabstandes im Abstrombereich. Beide Auswirkungen können je nach der Größe die Vegetation (forstlich genutzter Hochwald) kritisch beeinträchtigen.

#### **5. Simulation der Grundwasserverhältnisse**

Die Auswirkungen der Deponieumschließung auf das Grundwasserströmungsfeld wurden mit einem horizontal-ebenen Finite-Differenzen-Modell untersucht. Mit dem Modell wurden die Beeinträchtigungen der Grundwasserströmung durch die Sicherungsmaßnahmen bei verschiedenen Grundwasserständen prognostiziert. Ferner wurden die Auswirkungen von gezielten Grundwasserumleitungsmaßnahmen simuliert, um die erforderliche Umleitungswassermenge zu ermitteln.

Die geringen Flurabstände insbesondere im Anstrombereich der Deponie hatten zur Folge, daß unter Berücksichtigung der Anstromfläche nur eine minimale Veränderung der Grundwasserstände um ca. 20 cm zugelassen werden konnte. Hierbei war ferner zu beachten, daß die natürlichen Grundwasserstandsschwankungen erhalten bleiben.

Das Modellgebiet des Grundwassermodells wurde zur Erfassung der wesentlichen hydrogeologischen und hydrologischen Randbedingungen auf eine Fläche von 2 km<sup>2</sup> ausgedehnt. Eingeschlossen sind der Anstrombereich über eine Strecke von rd. 300 m, die Deponiefläche und der Abstrombereich über eine Länge von rd. 1000 m, um den Zusammenfluß der maßgeblichen Oberflächengewässer in das Modellgebiet einzuschließen. Das Modellgebiet ist in Zellen unterteilt, deren Abmessungen von 25 m x 25 m im Nahbereich der Deponie zu den Rändern hin auf 100 m x 100 m zunimmt. Auf der Grundlage dieser Diskretisierung können Maßnahmen zur Grundwasserumleitung am Deponierand mit ausreichender Genauigkeit für die großräumigen Einflüsse simuliert werden. Das horizontal-ebene Strömungsmodell wurde an mittleren, niedrigen und hohen Grundwasserständen kalibriert. Für alle drei Fälle konnte zwischen den gemessenen und gerechneten Grundwasserständen eine gute Übereinstimmung erzielt werden. Für den Zustand nach Umschließung der Deponie wurde für die drei Ausgangszustände eine ähnliche Beeinträchtigung des Grundwassers festgestellt. In Bild 3 sind die Grund-

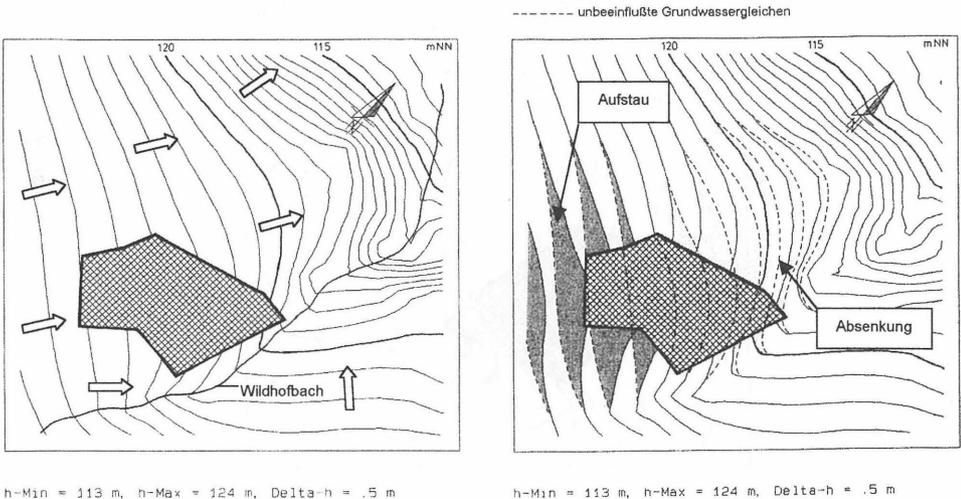
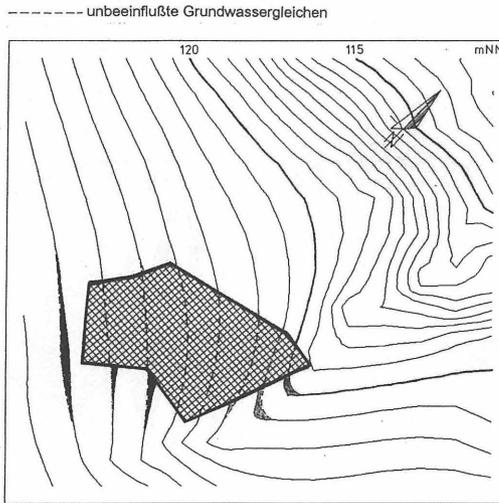


Bild 3: Grundwasserhöhengleichen ohne und mit Dichtwandumschließung

wasserhöhengleichen für mittlere Grundwasserstände im Ausgangszustand denen in der Simulation mit Dichtwand ermittelten Höhen gegenübergestellt. Der Verlauf der Grundwasserhöhengleichen im Fall der Simulation der Dichtwand um die Deponie zeigt, daß es im Anstrom zu Aufspiegelungen von mehr als 0,5 m und im Abstrom zu Absenkungen in ähnlicher Größenordnung kommt. Dies hätte im Anstrombereich, wo das Grundwasser in sehr feuchten Jahren ohnehin bis nahezu an die Geländeoberfläche reicht, erhebliche Vernässungen zur Folge. Die Auswirkungen im Abstrom sind wahrscheinlich nicht so gravierend, da der Pflanzenbestand sich möglicherweise auf den tiefer fallenden Wasserstand einstellen kann.

Nach den behördlichen Auflagen war eine langfristige Veränderung der Grundwasserstände durch das Einbringen der Dichtwand von maximal 20 cm als zulässig vorgegeben worden. Diese Forderung mußte durch gezielte Umleitung des sich vor der Dichtwand anstauenden Wassers in den Unterstrom eingehalten werden.



$h\text{-Min} = 113 \text{ m}$ ,  $h\text{-Max} = 124 \text{ m}$ ,  $\Delta h = .5 \text{ m}$ ,

Bild 4: Grundwasserhöhengleichen nach Dichtwandumschließung mit Grundwasserumleitung

Durch Entnahme von Grundwasser im Anstrom und Wiederzugabe im Abstrom kann die Veränderung der Grundwassersituation durch die Dichtwand nahezu ausgeglichen werden. Dies wurde durch Simulationsrechnungen mit dem Grundwassermodell belegt. Bei der Simulation dieser Entnahme und Zugabe zeigte sich, daß diese Maßnahmen aufgrund der Lage der Deponie im Grundwasserstrom und ihrer Form in einen östlichen und westlichen Entnahme- und Infiltrationsbereich unterteilt werden können. Insbesondere im Anstrom konnte auf eine Grundwasserentnahme entlang des rd. 100 m langen in Grundwasserfließrichtung verlaufenden Dichtwandteils verzichtet werden.

Das Grundwasser wurde nur an den direkt angeströmten Dichtwandflanken entnommen. In Bild 4 ist das Ergebnis der Grundwassersimulation mit der optimalen Entnahme- und Zugabemenge dargestellt, bei dem der geringste Einfluß der Dichtwand auf den Grundwasserfluß erreicht wurde. Die berechneten Grundwasserstandsveränderungen liegen sowohl im Anstrom als im Abstrom unter den geforderten 20 cm.

Die in der Modellrechnung hierfür ermittelten umzuleitenden Wassermengen lagen für den Ost- und Westbereich jeweils bei 3,6 l/s. In der Simulation wurden diese Wassermengen an 5 (West) bzw. 4 (Ost) Entnahmestellen gleichmäßig eingerechnet. Aufgrund der Diskretisierung des Modells ist dies als eine linienartige Entnahme zu betrachten.

## **6. System der Grundwasserumleitung**

Die Modellrechnung hatte ergeben, daß eine Trennung in einen Ost- und Weststrang zur Grundwasserumleitung sinnvoll ist, daß aber auch eine linienartige Entnahme und Wiederzugabe des Grundwasser erfolgen muß. Bei einer punktuellen Entnahme und Wiederzugabe ist es nicht möglich die Grundwasserstandsveränderungen durch die Absperrwirkung der Dichtwand auf dem gewünschten Maß zu halten. Bei der gesamten Anströmlänge von rd. 350 m auf der das Wasser gefaßt werden müßte, wären unter den vorhandenen hydrogeologischen Randbedingungen eine große Anzahl vertikaler Brunnen zur Förderung des umzuleitenden Wassers erforderlich. Die Einzelbrunnen müßten relativ dicht zueinander angeordnet werden, um mit geringer Fördereistung die gleichmäßige Entnahme entlang der Dichtwand zu gewährleisten.

Aus diesem Grund wurden Dränleitungen, in der Art von Horizontalfilterbrunnen vorgesehen, in denen das Wasser über den gesamten gewünschten Bereich gefaßt und im Unterstrom wieder an den Grundwasserleiter abgegeben wird. Bei einem Horizontalfilterbrunnen wäre eine Pumpeinrichtung erforderlich, die Betriebskosten und Wartung zur Folge hätte.

Stattdessen wurden hier Dränleitungen mit freiem Auslauf in eine Transportleitung und Abgabe des Wassers im Unterstrom ebenfalls über Dränleitungen vorgesehen.

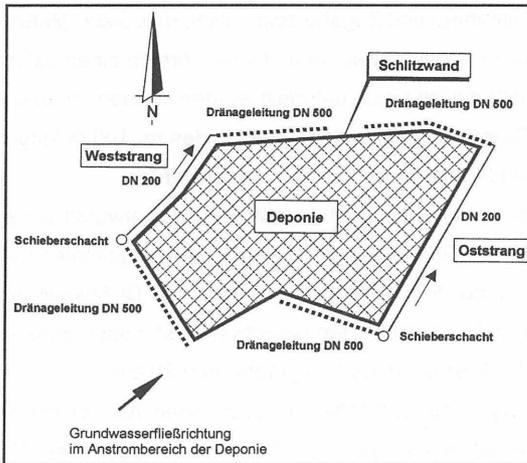


Bild 5: Prinzipskizze der Umleitungsmaßnahme

Es wurden getrennte Umleitungssysteme für den Ost- und den Westbereich der Deponie geplant. Beide Systeme bestehen jeweils aus einer Dränageleitung DN 500 im Anstrom, die in einem Schieberschacht auf eine Transportleitung DN 200 reduziert wird und im Unterstrom an der gewünschten Einleitungsstelle wieder in eine Dränageleitung DN 500 übergeht. Die Dränageleitungen sind höhenmäßig so angeordnet, daß sie auch bei klimatisch bedingten niedrigen Grundwasserständen stets vollständig im Grundwasser liegen. Sie sind mit einem gegenüber dem Untergrund filterstabil abgestuften Kiesfilter umgeben. Der große Rohrdurchmesser wurde aus Sicherheitsgründen gewählt, um auch bei einem möglichen teilweise Zusetzen der Filterfläche eine stets ausreichend große Zustromfläche zur Verfügung zu haben. Zur hydraulischen Ableitung der erforderlichen Wassermengen wäre ein erheblich kleinerer Durchmesser ausreichend.

Aufgrund der unterschiedlichen Grundwasserstände, die im Anstrom etwa 2 m höher liegen als im Abstrom, fließt das in der Dränage im Anstrom gefaßte Wasser in freiem Gefälle über die Transportleitung der Dränage im Abstrom zu und wird dort gleichmäßig an den Grundwasserleiter abgegeben. Die konstruktiv gewählten Leitungsgrößen und möglicherweise auch die unterschiedlich hohen Wasserstände über der Dränleitung im Anstrom würden allerdings zu unkontrolliert und unerwünscht hohen Grundwasserabflüssen führen. Es ist daher eine Regelung der Abgabe der umzuleitenden Wassermenge durch ein Kontrollorgan erforderlich.

Die Steuerung der Umleitungswassermenge erfolgt über einen Schieber, der in einem Schieberschacht zwischen Anstromdränage und Transportleitung angeordnet ist. Da erheblich geringere Wassermengen abzuführen sind als die Dränageleitung fassen kann, ist eine Schiebersteuerung direkt an der Dränageleitung nicht mit ausreichender Genauigkeit möglich. Die ankommende Dränageleitung wird daher am Übergang in den Schacht auf DN 200 und im Schacht auf DN 50 reduziert. In die dünne Leitung ist der Kontrollschieber eingesetzt.

Nur bei dem kleinen Leitungsdurchmesser kann die umzuleitende Wassermenge hinreichend genau durch entsprechende Schieberstellungen gesteuert werden. Für die Transportleitung wurde ein Durchmesser von DN 200 gewählt.

Die von der Dränage ohne Steuerungseinfluß aufgenommene Wassermenge ist abhängig von dem Überstau, der den klimatisch bedingten Grundwasserstandsschwankungen unterliegt. Die Schwankungsdifferenzen, die, wie die Untersuchungen der Grundwasserverhältnisse zeigten, einem ausgeprägten Jahresgang aber auch mehrjährigen Schwankungen unterliegen, liegen zwischen 0,5 m und 1 m. Da bei der Wahl der Tiefenlage der Dränage die niedrigsten anzunehmenden Grundwasserstände zugrunde gelegt wurden, kann davon ausgegangen werden, daß die Dränageleitung in Extremsituationen von nur wenigen Zentimetern bis etwa 1 m überstaut sein kann. Diese Wasserstandsänderungen laufen allerdings relativ langsam ab. Die Steuerung des Kontrollschiebers wurde daher manuell gewählt.

Eine Veränderung der Schieberstellung ist nach überschläglichen Berechnungen nur selten erforderlich. Ein höherer Überstau über der Dränage führt bei gleicher Schieberstellung zu einer höheren Abflußmenge. Diese erhöhte Abflußmenge im Umleitungssystem entspricht in etwa dem erhöhten Abfluß unter natürlichen Bedingungen bei höheren Grundwasserständen. Bestätigt sich dies langfristig, hätte dies zur Folge, daß eine Regu-



lierung des Abflusses über den Schieber gar nicht oder nur in äußersten Grundwassersituationen erforderlich wäre.

## **7. Steuerung und Wartung**

Zur richtigen Steuerung der Umleitung der anströmenden Wassermengen ist es erforderlich in der jeweiligen aktuellen Situation feststellen zu können, welche Wassermenge in dem Bereich, der durch die Dichtungswand abgesperrt ist, unter natürlichen Bedingungen abgeflossen wäre. Nur unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen kann die natürliche Grundwassersituation aufrecht erhalten und die behördliche Forderung der geringen Grundwasserstandsänderung durch die Dichtwand erfüllt werden.

Hydrologische Auswertungen der Wasserspiegeldifferenzen an Pegeln im An- und Abstrombereich ergaben, daß die Grundwasserstände jahreszeitlich bedingt zwar schwanken, daß die Differenzen zwischen An- und Abstrom im betrachteten Untersuchungsraum jedoch relativ unabhängig von den jeweiligen Grundwasserständen sind. Aus diesem Grund wurden diese Differenzen als Kontrollmaß für den Nachweis der Einhaltung der Forderungen zugrunde gelegt. Für den West- und Ostbereich der Umleitung hatte die Auswertung unterschiedliche Differenzen ergeben, so daß eine getrennte Betrachtung der Bereiche erforderlich wurde.

Die Überwachung der Grundwasserumleitung erfolgt mit Pegeln, die sowohl im Anstrom als auch im Abstrom eingerichtet wurden. Bei der Wahl der Pegelstandorte wurde der Absenkungsbereich durch die Dränagewirkung der Grundwasserumleitung berücksichtigt. Die Pegel wurden in ausreichendem Abstand zu den Leitungen gesetzt. Die Schemazeichnung in Bild 6 verdeutlicht diese Situation. Bei der Berechnung der Entnahmesenke und dem hieraus zu ermittelnden Abstand der Pegel von der Wand wurde der höchste Grundwasserüberstau als ungünstigster Zustand angesetzt.

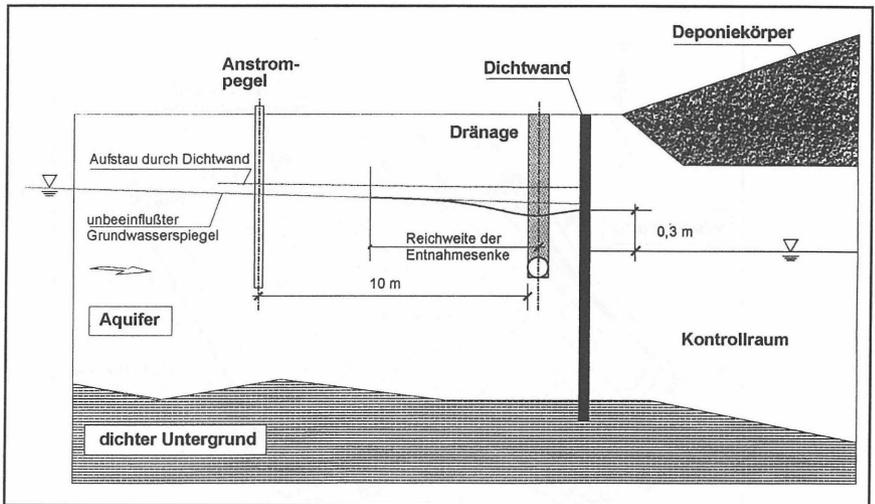


Bild 6: Anordnung der Pegel vor der Wand (Schnitt)

Insgesamt wurden an jeder Anstrom- und jeder Abstromdränage jeweils drei Pegel eingerichtet. Die Lage der Pegel ist in Bild 7 dargestellt. Zur Kontrolle werden die Wasserstände der jeweiligen Anstrompegel gemittelt und mit den Mittelwerten der Abstrompegel des betrachteten Stranges verglichen. Für den Weststrang wurde aus den langjährigen Wasserstandsganglinien ein erforderlicher Differenzwert von 1,9 m abgeleitet. Für den Oststrang liegt dieser Differenzwert bei 1,7 m .

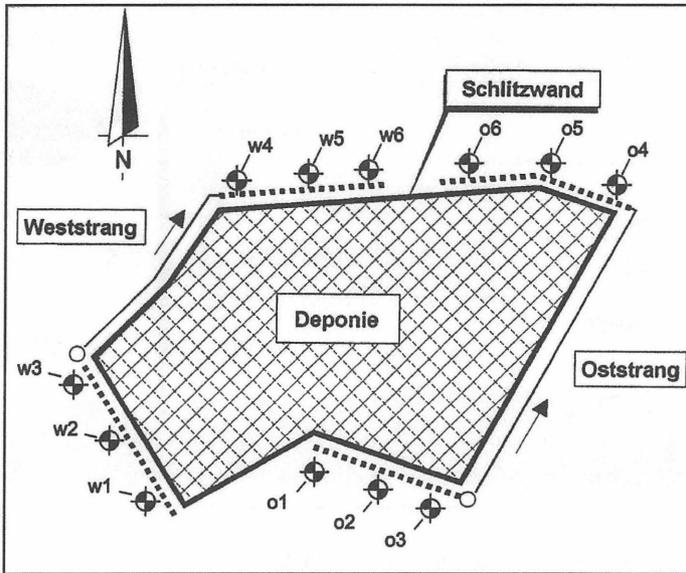


Bild 7: Lageplan Pegel

In der Anlaufphase der Grundwasserumleitung nach vollständiger Umschließung der Deponie mit der Dichtwand wurde durch intensive Beobachtung und Variation der jeweiligen Schieberstellung der notwendige Differenzbetrag eingestellt. Hierbei konnte in den ersten sechs Monaten eine gute Anpassung an die gewünschte Differenz erreicht werden. Aufgrund der geringen Umleitungswassermengen zeigte sich das System als äußerst empfindlich gegenüber Veränderungen der Schieberöffnung. Geringe Veränderungen der Schieberstellung hatten in wenigen Tagen deutliche Veränderungen der Spiegeldifferenzen zwischen An- und Abstrom zur Folge.

Der Vergleich der Wasserstände in den drei Anstrompegel mit den drei Abstrompegel zeigt sowohl für den Weststrang als auch für den Oststrang eine gute Parallelität. Der Anstieg der Wasserstände über die Wintermonate im ersten Betrachtungsjahr um rd. 1m im Bereich des Oststranges wird durch die Wasserumleitung ebenso im Abstrom erreicht. Hierbei treten unter den drei Kontrollpegel sowohl im Anstrom als auch im Abstrom Differenzen von maximal 20 cm auf. Am Weststrang sind die klimatisch bedingten Wasserstandsunterschiede mit rd. 80 cm nicht ganz so ausgeprägt, werden vom Oberstrom durch das Umleitungssystem aber in ähnlicher Weise an den Unterstrom weitergegeben.

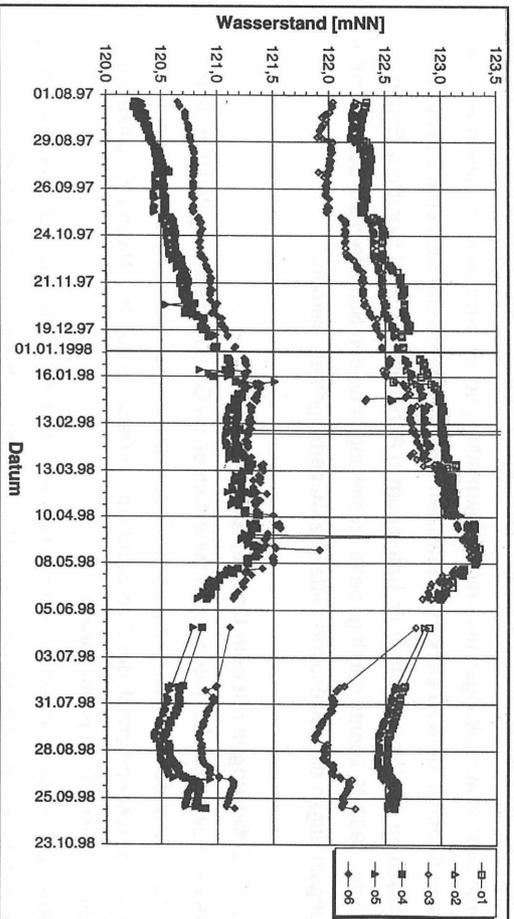


Bild 8: Wasserstandsganglinie der Kontrollpegel am Oststrang (Ober- und Unterstrom)

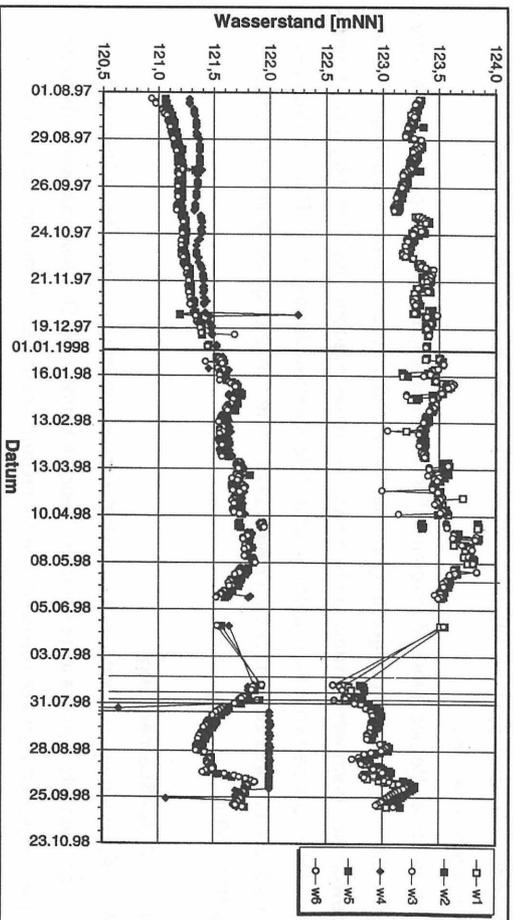


Bild 9: Wasserstandsganglinie der Kontrollpegel am Weststrang (Ober- und Unterstrom)



Aufgrund von Bauarbeiten am inneren Dränagesystem und erforderlichen dichtwandnahen Grundwasserabsenkungen und der Fehlvermittlung der einzustellenden Differenzen, kam es im Sommer 1998 zu starken ungewollten Schwankungen und Diskrepanzen bei der Steuerung des Wasserstände im Unterstrom in Abhängigkeit vom Oberstrom. Erst im Winter 1998/99 konnte durch gezielte Einstellungen an den Schiebern der beiden Umleitungssträngen die gewünschte Differenz wiederhergestellt werden.

## **8. Erfahrungen mit dem Umleitungssystem**

Das komplett auch bei niedrigen Wasserständen im Grundwasser eingetauchte Umleitungssystem gestattet es, ohne großen Steuerungsaufwand die Grundwasserstände im An- und Abstrombereich der Dichtwand um die Deponie auf dem Niveau zu halten, das ohne Dichtwand vorhanden wäre.

Durch die relativ geringen Umleitungsmengen wirken sich steuernde Eingriffe auf das System sehr schnell und sehr stark aus. Diese Empfindlichkeit hat aber auch zur Folge, daß das System bei unterschiedlichen Wasserständen sozusagen selbstständig die abzugebende Wassermenge reguliert und so ohne Steuerungseingriff die klimatischen Wasserstandsveränderungen vom Oberstrom zum Unterstrom in ausreichender Genauigkeit weitergegeben werden.

Die im ersten Betriebsjahr aufgetretenen klimatisch bedingten Wasserspiegelschwankungen, die wie die Auswertungen langjähriger Wasserstandsveränderungen belegen, außergewöhnlich hoch waren, wurden ohne Eingriffe in das Steuerungssystem mit relativ geringen Diskrepanzen vom Oberstrom an den Unterstrom weitergegeben. Die Erfahrungen des letzten Jahres zeigen, daß im Regelfall auf eine Steuerung der Umleitung verzichtet werden kann.

## **9. Schlußbemerkung**

Zur Verhinderung der weiteren Schadstoffausbreitung im Grundwasser im Unterstrom einer größtenteils nicht basisgedichteten Deponie wurde eine Dichtwandumschließung der rd. 8 ha großen Deponie realisiert. Die Dichtwand sperrt den Grundwasserabstrom auf rd. 350 m ab, so daß ein Aufstau im Anstrombereich und eine Absenkung im Abstrom die Folge wäre. Um dies zu vermeiden wurde über zwei getrennt verlaufende Dränageleitungen, die das Grundwasser im Anstrom aufnehmen und über Infiltrationsleitungen im Un-

terstrom wieder abgeben, eine Grundwasserumleitung geschaffen, die den ursprünglichen Grundwasserzustand auch nach der Dichtwandumschließung aufrecht hält.

Der Ablauf in den Umleitungssträngen kann über einen Kontrollschieber gesteuert werden. Erste Erfahrung mit dem Umleitungssystem haben allerdings gezeigt, daß bei optimal eingestellter Schieberöffnung auch bei unterschiedlichen Wasserständen die Grundwasserumleitung ohne Steuerung die Wasserspiegeldifferenz zwischen An- und Abstrom wie gewünscht erhalten bleibt. Das System der Grundwasserumleitung ist nahezu wartungsfrei. Bestätigt sich in den nächsten Jahren die Beobachtung, daß auf eine Schiebersteuerung generell verzichtet werden kann, so verringert sich der Wartungsaufwand sich nochmals deutlich.



# Dichtwand und Oberflächenabdichtung Haveleck, Berlin-Spandau

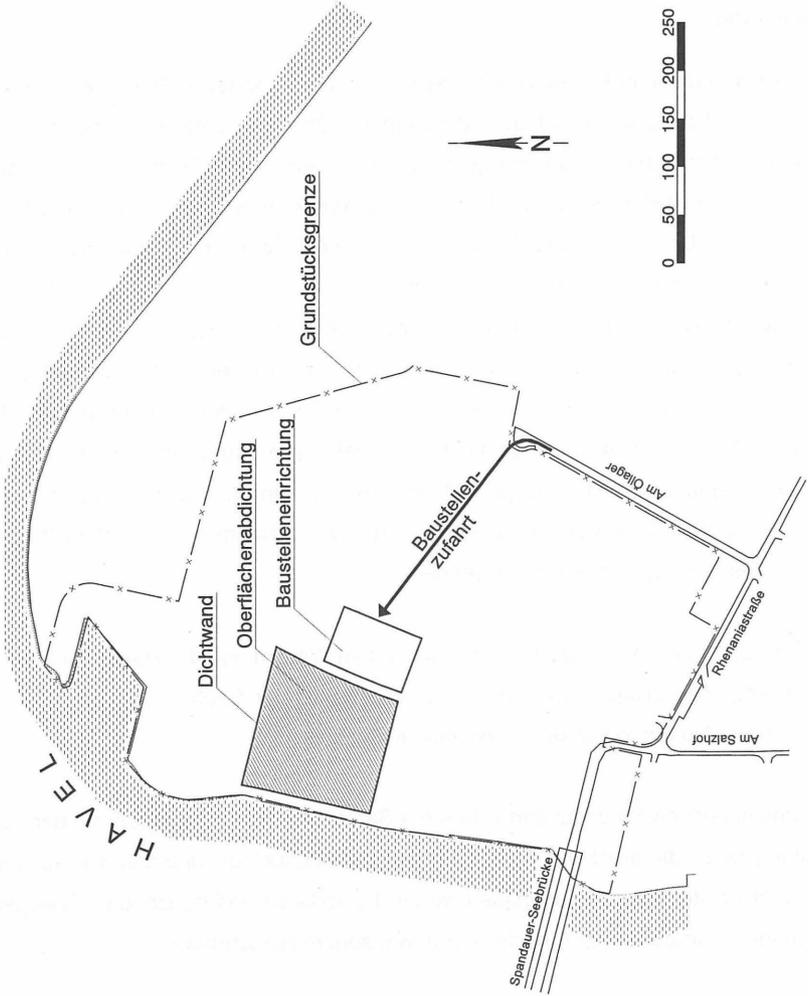
Dipl.-Ing. Chr. Lindner

## 1. Einleitung

Im zukünftigen Quartier Haveleck der Wasserstadt am Spandauer See ist ein Arsenschaden auf den ehemaligen Tanklagern der Firmen ESSO und SHELL festgestellt worden. Die Ursache der Verunreinigungen geht auf die Nutzungsperiode vor dem Tanklagerbetrieb zurück. Von 1889 bis zum Ende des Ersten Weltkrieges produzierte eine Chemiefabrik als Zulieferbetrieb für eine Pulvermühle Schwefelsäure und Salpetersäure als Bestandteile der Nitriersäure, die wiederum für die Herstellung von Schießbaumwolle benötigt wurde. Zur Herstellung der Schwefelsäure nach dem „Bleikammerverfahren“ wurden Sulfiderze „geröstet“, um den Schwefel aus dem Erz zu lösen. Die Rückstände dieses Auslösungsprozesses enthielten Eisen, Arsen und Buntmetalle. Der mit diesen Stoffen verunreinigte ca. 1,50 m mächtige Aufschüttungshorizont wurde im Vorfeld zum Dichtwandbau ausgehoben und entsorgt. Auf einer Fläche von rd. 150 m x 150 m reicht der Verunreinigungsparameter Arsen bis in den Grundwasserraum hinein und stellt eine Gefährdung des Schutzgutes Grundwasser dar.

Das betreffende Gelände in Berlin-Spandau wird im Westen von der Havel, im Osten vom Verkehrsweg „Am Öllager“, im Süden von der „Spandauer Seebrücke“ bzw. „Rhenaniastraße“ und im Norden durch das „Haveleck“ eingefasst.

Nach umfangreichen Erkundungen wurde ein Sanierungsplan zusammen mit der Senatsverwaltung für Stadtentwicklung, Umweltschutz und Technologie und dem Umweltamt des Bezirkes erarbeitet. Im Sanierungsplan wurde die vertikale und horizontale Einkapselung des Schadenskernes zum Schutz des Grundwassers festgeschrieben.



## 2. Geologie

Der geologische Aufbau des Untergrundes in der Umgebung des Havelecks ist in starkem Maße durch Vorgänge entstanden, die eng mit den Vergletscherungen im Pleistozän verknüpft sind. Nach der Geologischen Karte von Berlin, Blatt 425, befindet sich das Baugrundstück im Berliner Urstromtal im Bereich der Havelrinne. Der Baugrund im Bereich des Schadenskernes besteht aus nachstehenden Schichten:

- Aufschüttung, stets vorhanden,  
Mittelsande, die im Austausch für den kontaminierten Aufschüttungsboden unmittelbar vor Beginn der Dichtwandbaumaßnahme eingebracht wurden.
- Talsande, stets vorhanden,  
weichselglaziale Niederterrasse mit einer 7 - 15 m mächtigen Flusssandabfolge aus Fein- bis Mittelsanden, an der Basis zum Teil Grobsande und Feinkies mit Geröllschichten und eingelagerten Findlingen im Durchmesser von bis zu einem Meter.
- Geschiebemergel, nur teilweise erhalten,  
saaleglazial, kalkiger Ton oder Mergel, grau, wenn vorhanden in ca. 14 m unter Geländeoberkante (GOK) einsetzend, 1 - 2 m mächtig, wenn teilweise oder vollständig ausgewaschen als Geröllhorizont (weichselglazialer Talkies) erhalten.
- Schmelzwassersande, stets vorhanden,  
saaleglaziale Schmelzwassersande, Fein- bis Mittelsande, zum Teil grobsandig, bis in 39 - 42 m unter GOK nachgewiesen.
- Braunkohle und Braunkohleschluffe, stets vorhanden, miozän, ab 39 - 42 m unter GOK einsetzend.

Das Grundwasser steht ca. 1 m unter der Geländeoberkante, zwischen NN + 30,50 m und NN + 31,07 m an, wobei der letztere Wert den höchsten je gemessenen Grundwasserstand darstellt.

Aus acht Grundwassermessstellen wurden aus dem späteren Baufeld der Dichtwand Wasserproben entnommen und auf Betonaggressivität nach DIN 4030 untersucht. Als



Analyseergebnis wurde festgestellt, dass das Wasser aus lediglich einer Messstelle aufgrund seiner erhöhten kalklösenden Kohlensäure ( $27 \text{ mg CO}_2 / \text{l}$ ) und des pH-Wertes von 6,5 als schwach betonangreifend einzustufen ist.

### **3. Anforderungen an die Einkapselung**

#### **3.1 Dichtwand**

Die Beurteilung der Anwendbarkeit der verschiedenen Dichtwandssysteme richtete sich nach folgendem Anforderungsprofil:

- Dichtwandtiefen von mehr als 50 m müssen ausgeführt werden können. Dabei muss das Durchteufen von Fein-, Mittel- und Grobsanden, von Auffüllungen, kalkigem Mergel und Ton sowie von Geröllschichten oberhalb und innerhalb des Geschiebemergels und der Sande gewährleistet werden.
- Das Durchteufen von Aufschüttungshorizonten muss sichergestellt sein.
- Die Wasserdurchlässigkeit des Dichtwandbauwerkes muss  $k < 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$  sein.
- Die einaxiale Druckfestigkeit des abgebundenen Dichtwandbaustoffs muss  $q_u > 0,5 \text{ N/mm}^2$  betragen.
- Die Kontrollierbarkeit bei der Herstellung muss, insbesondere in Bezug auf die Vertikalität und die sichere Einbindung in den Grundwasserstauer, sichergestellt sein.

#### **3.2 Oberflächenabdichtung**

Die Anwendbarkeit der unterschiedlichen Oberflächenabdichtungssysteme wurde anhand der nachfolgenden Anforderungen überprüft:

- Die schadlose Ableitung des durch Niederschläge anfallenden Sickerwassers ist sicherzustellen.
- Die Oberflächenabdichtung muss eine ausreichende Dichtigkeit aufweisen. Die maximale Durchlässigkeit darf, wie die der Dichtwand,  $1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$  nicht überschreiten.

- Die Abdichtung muss in der geplanten Erschließungsstraße eine ausreichende Tragfähigkeit für den Straßenbau und die im Straßenunterbau verlegte Schmutz- und Regenwasserkanalisation aufweisen.
- Außerhalb der Straßenfläche muss eine ausreichende Tragfähigkeit für die spätere fünfgeschossige Bebauung gewährleistet sein.
- Das Oberflächenabdichtungssystem, als Ingenieurbauwerk mit endlicher Lebensdauer, muss in seiner Dauerhaftigkeit den Standzeiten der Folgenutzung zumindest gleichwertig sein.
- Die horizontale Abdichtung muss eine wirksame Grabsperre darstellen.

## **4. Planung**

### **4.1 Planung der Dichtwand**

Das Ingenieurbüro Dr. Zander, Braunschweig, wurde im Juni 1998 mit der Planung, Ausschreibung und örtlichen Bauüberwachung der Dichtwand sowie der Erstellung eines Qualitätsicherungsplanes beauftragt. Im Rahmen der Vorplanung wurde ein Systemvergleich der unterschiedlichen Dichtwandssysteme durchgeführt und bzgl. der Anwendbarkeit auf die im Quartier Haveleck bestehenden Randbedingungen und Anforderungen an das Dichtwandbauwerk (vgl. Abschnitt 3.1) beurteilt. Aufgrund von technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten wurde die Herstellung als Einphasendichtwand empfohlen. Als Ergebnis der Planung wurde somit eine den Kontaminationsherd einschließende, 560 m lange geschlossene Einphasendichtwand, die in den natürlichen Grundwasserstauer - einen Braunkohleschluff - mindestens 2,0 m einbindet, vorgeschlagen.

Wesentliche Gründe für die Empfehlung der Ausführung als Schlitzwand im Einphasenverfahren waren:

- Gute technische Durchführbarkeit, d. h. die Tiefe der Wand kann ohne Schwierigkeiten auf die Lage des Braunkohleschluffs abgestimmt werden.
- Hinreichende Beständigkeit gegenüber den Grundwasserinhaltsstoffen.



Im Rahmen der Vorplanung zur Oberflächenabdichtung wurden die technischen Möglichkeiten von Oberflächenabdichtungssystemen beschrieben und auf die Anwendbarkeit für das Quartier Haveleck untersucht und beurteilt. Ergebnis dieser vergleichenden Bewertung war die Empfehlung, das Oberflächenabdichtungssystem in Form einer Asphaltabdichtung mit mineralischer Entwässerungsschicht auszuführen.

In der weiteren Planung wurde eine Dichtung aus Asphalt gem. der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung des Deutschen Institutes für Bautechnik [ 1 ] „Deponieasphalt für Deponieabdichtungen der Deponieklasse II“ gewählt. Der geplante Aufbau der Abdichtung von oben nach unten ist folgender:

- NN + 33,3 m geplante Gründungsebene der fünfgeschossigen Bebauung
- 1,0 bis 0 m Gründungpolsterschicht
  - 0,3 m Entwässerungsschicht
  - 0,12 m Deponieasphaltabdichtungsschicht (DAD); 2 Lagen je 6 cm, Hohlraumgehalt  $\leq 3$  Vol.-%.
  - 0,08 m Deponieasphalttragschicht (DAT), Hohlraumgehalt  $\leq 5$  Vol.-%.
- 0 bis 1,0 m Profilierung; Dachprofil mit allseitigem Gefälle von 1,5 %, geforderter Verformungsmodul nach Verdichtung  $E_{v2} > 70$  MN/m<sup>2</sup> .
- 0,3 m Bodenaustausch, geforderter Verformungsmodul nach Einbau und Verdichtung  $E_{v2} > 70$  MN/m<sup>2</sup> .
- NN + 31,5 m Oberkante des gewachsenen Bodens.

Der zuvor genannte Aufbau der Dichtungsschicht wurde im Rahmen eines Baugrundgutachtens [ 2 ] hinsichtlich der Tragfähigkeit für Flachgründungen auf der Ordinate NN + 33,30 m untersucht. Dabei wurde als Ergebnis festgestellt, dass die Asphaltabdichtung - unter Berücksichtigung der Tragfähigkeit der auf dem Gelände anstehenden Bodenschichten - keine Einschränkung in der Belastbarkeit für Flachgründungen darstellt. Weiterhin wurde festgestellt, dass bei Flachgründungen mit maximalen Differenzsetzungen von 2,3 cm zu rechnen ist und die Sicherheit zur minimalen Grenzdehnung gem. Zulassung des DIBt für die DAT mindestens dem Faktor 12 entspricht.



nicht wesentlich beeinträchtigt wurden. Die im Qualitätssicherungsplan geforderten wesentlichen Materialeigenschaften für die Eignungsprüfung waren die Labordurchlässigkeit von  $1 \times 10^{-10}$  m/s und Druckfestigkeit von 0,5 N/mm<sup>2</sup> nach einer Abbindezeit von 28 Tagen. Weiterhin wurde als Systemdurchlässigkeit, die im Rahmen eines Pumpversuches nachgewiesen werden sollte, ein Wert von  $< 1 \times 10^{-9}$  m/s gefordert.

Nach Auswertung der Eignungsprüfung stellte sich heraus, dass der Dichtwandbaustoff DiWa-mix L mod. 2 der Anneliese Baustoffe für Umwelt und Tiefbau, Ennigerloh, mit einem Feststoffanteil von 250 kg/m<sup>3</sup> für die örtlichen Gegebenheiten am geeignetsten war. Um die extremen Schlitztiefen von bis zu 53 m, bei einer Dicke des Schlitzes von 0,60 m, hinsichtlich der Standsicherheit des offenen Schlitzes und der Verarbeitungseigenschaften sicherzustellen, wurde der Baustoff zu Beginn der Baumaßnahme unter Praxisbedingungen vom Hersteller einer Feineinstellung der rheologischen Kennwerte unterzogen.

Der eingesetzte Dichtwandbaustoff hat sich im Rahmen der standortspezifischen Randbedingungen der Baumaßnahme hinsichtlich seiner Verarbeitbarkeit, Standsicherheit, Dichtigkeit und Festigkeitsentwicklung bewährt.

In einer Bauzeit von 11 Wochen für das Dichtwandbauwerk kamen Hydraulikbagger vom Typ Liebherr HS 873 und HS 853 mit seilgeführten Schlitzwandgreifern und unterschiedlichen Maulweiten ( 3,40 m bis 4,20 m ) zum Einsatz. Während der Bauausführung mussten bis zum Erreichen des Einbindehorizontes bereichsweise bis zu 53 m tiefe Dichtwandlamellen in den Braunkohleschluff abgeteuft werden.

Neben dem bereits erwähnten Braunkohleschluff mußten die unter Abschnitt 2 aufgelisteten Bodenschichten durchteuft werden.

Während des Schlitzbetriebs wurden entsprechend den Forderungen des Qualitätssicherungsplanes umfangreiche Qualitätskontrollen durchgeführt. Hierbei wurde besonderes Augenmerk auf die rheologischen Eigenschaften der noch frischen Dichtwandsuspension, der Überprüfung der Vertikalität der einzelnen Lamellen sowie die Greiferverdrehung im Lamellenfuß gelegt.

Gemäß den Anforderungen zur Qualitätssicherung war ein Versatzmaß zwischen den einzelnen Lamellen von max. 15 cm einzuhalten. Bei einer Schlitztiefe von 53 m entspricht dies einer Lotabweichung von lediglich 0,35 %. Die Vertikalität der einzelnen Lamellen wurde während der Herstellung der einzelnen Stiche der Schlitzwand kontinuierlich überprüft. Dabei konnte festgestellt werden, dass die hohen Anforderungen an das max. zulässige Versatzmaß stets eingehalten werden konnten.

Im Zuge der Eigen- und Fremdüberwachung wurden an mehr als 170 Rückstellproben Durchlässigkeitswert und einaxiale Druckfestigkeit nach einem Probenalter von 28 Tagen bestimmt. Die dabei festgestellten Mittelwerte der relevanten Kenngrößen sind in nachfolgender Tabelle dargestellt.

|                                 |                         | Mittelwert             |
|---------------------------------|-------------------------|------------------------|
| Durchlässigkeitswert $k_f$      | [ m / s ]               | $1,38 \times 10^{-10}$ |
| Einaxiale Druckfestigkeit $q_u$ | [ N / mm <sup>2</sup> ] | 0,811                  |
| Dichte $\rho$                   | [ g / cm <sup>3</sup> ] | 1,334                  |

Des weiteren wurden aus dem frisch hergestellten Schlitz aus unterschiedlichen Schlitz-tiefen Proben entnommen, an denen wiederum die relevanten Kenngrößen bestimmt wurden. Die Mittelwerte dieser Kenngrößen sind in der nachstehenden Tabelle aufgelistet.

| Tiefe des Schlitzes unter Leitwandoberkante [ m ] | Durchlässigkeitswert $K_f$ [ m / s ] | Einaxiale Druckfestigkeit $q_u$ [ N / mm <sup>2</sup> ] | Dichte $\rho$ [ g / cm <sup>3</sup> ] |
|---------------------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------------------------|---------------------------------------|
| 2,0 bis 3,0                                       | $1,20 \times 10^{-10}$               | 0,770                                                   | 1,286                                 |
| 15,0 bis 25,0                                     | $1,64 \times 10^{-10}$               | 0,834                                                   | 1,346                                 |
| 35,0 bis 50,0                                     | $1,21 \times 10^{-10}$               | 0,857                                                   | 1,369                                 |

Wie zu erwarten war, ist aus der Tabelle der Mittelwerte ersichtlich, dass sowohl die Dichte der aus dem Schlitz entnommenen Proben als auch deren einaxiale Druckfestigkeit, infolge von Bodeneintrag in die einzelnen Lamellen, mit steigender Teufe zunehmen. Des weiteren weisen die Mittelwerte der untersuchten Proben hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit und unter Berücksichtigung der Entnahmetiefe keine signifikanten Unterschiede auf.

Nach Herstellung der geschlossenen Einphasendichtwand wurde die im Qualitätssicherungsplan geforderte Systemdichtigkeit von  $1 \times 10^{-9}$  m/s an einer benetzten Fläche von rd. 40.000 m<sup>2</sup> im Zuge eines Pumpversuches nachgewiesen. Der Anteil des Dichtwandbauwerkes an der insgesamt benetzten Fläche beträgt rd. 22.000 m<sup>2</sup> (= 55 %). Als Ergebnis wurde seitens der Fremdüberwachung in ihrem Bericht zur Probeabsenkung [ 4 ] eine Systemdurchlässigkeit für die Dichtwand von  $k_{rSystemWand, QS} = 3,6 \times 10^{-10}$  m/s festgestellt.

Der Bauherr und die Senatsverwaltung für Stadtentwicklung, Umweltschutz und Technologie zeigten sich zufrieden mit der termin- und qualitätsgerechten Planung und Ausführung der Dichtwandarbeiten. Die zuvor genannte Senatsverwaltung bestätigte, dass der in einer Sanierungsanordnung geforderte Nachweis der Dichtigkeit des Sicherungsbauwerkes erfolgreich erbracht werden konnte.

## 6. Zusammenfassung

Im Zeitraum zwischen 1889 und 1918 produzierte im Haveleck in Berlin-Spandau eine Chemiefabrik Schwefelsäure nach dem Bleikammerverfahren aus Sulfiderzen. Aus dieser Nutzungsperiode resultiert der Verunreinigungsparameter Arsen. Dieser reicht auf einer begrenzten Fläche bis in das Grundwasser hinein und stellt somit eine Gefährdung des Schutzgutes Grundwasser dar.

Aufgrund dieses Sachverhaltes wurde in einer Sanierungsanordnung der Berliner Senatsverwaltung für Stadtentwicklung, Umweltschutz und Technologie eine vertikale und horizontale Einkapselung des Schadenskernes festgeschrieben.

Das Ingenieurbüro Dr. Zander, Braunschweig, erhielt den Auftrag zur Planung und Bauüberwachung sowohl für die Dichtwand als auch für die Oberflächenabdichtung.

Als Ergebnis der Dichtwandplanung kam als wirtschaftlich und technisch vorteilhafteste Lösung der Bau einer rd. 560 m langen geschlossenen Einphasenschlitzwand zur Ausführung. Die 0,60 m breite Wand – die mindestens 2,0 m in den anstehenden Grundwasserstauer einbindet - wurde mittels seilgeführter Schlitzwandgreifer bis in eine Tiefe von 53,0 m unter Geländeoberkante abgeteuft. Dabei konnten die Qualitätsanforderungen hinsichtlich Vertikalität, Durchlässigkeit und Druckfestigkeit während der Baumaßnahme und durch einen Pumpversuch nachgewiesen werden. Das gewählte Dichtwandssystem erfüllte somit, unter den im Haveleck vorhandenen Randbedingungen, die in dieses Bauverfahren gesetzten Erwartungen hinsichtlich seiner technischen und wirtschaftlichen Durchführbarkeit.

Als horizontale Einkapselung des Arsenschadens stellte sich als Ergebnis eines Systemvergleiches unter Berücksichtigung des örtlichen Anforderungsprofils eine Oberflächenabdichtung in Asphaltbauweise mit mineralischer Entwässerungsschicht als sinnvollste Ausführungsart heraus.

Abschließend wurde zur Deckelung des Schadenskernes oberhalb der Schlitzwand eine Asphaltabdichtung gem. der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung des Deutschen Institutes für Bautechnik „Deponieasphalt für Deponieabdichtungen der Deponieklasse II“ gewählt. Der Bau des Oberflächenabdichtungssystems ist für das Frühjahr 2000 geplant.

## Literatur

- [ 1 ] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)  
„Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung „Deponieasphalt für Deponieabdichtungen der Deponieklasse II (Nr. Z-67.11.1)“, Berlin 23.Juli 1996
- [ 2 ] Geotechnik und Dynamik Consult GmbH  
„Baugrundgutachten zum Bauvorhaben Haveleck - Wasserstadt in Berlin-Spandau“, Berlin 10. Juni1999
- [ 3 ] Baugrund Berlin  
Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Umweltschutz mbH  
„Eignungsprüfung Dichtwand Haveleck (Abschlussbericht)“, Berlin Februar1999
- [ 4 ] Geotechnik und Dynamik Consult GmbH  
„Bericht der Fremdüberwachung zur Probeabsenkung am Gesamtsystem für das Bauvorhaben Oberhavel, Quartier Haveleck, Dichtwandumschließung“  
Berlin Juli1999

Dipl.-Ing. Chr. Lindner

Dr. ZANDER Beratende Ingenieure GmbH

Wendentorwall 19

38100 Braunschweig

Telefon 0531 / 2 42 11 - 0

Telefax 0531 / 4 96 73

e-mail: c.lindner@zander-ingenieure.de



## Exotherme Reaktionen auf der MVA-Schlackedeponie Großmehring

R. Klein, Dr. T. Baumann, Prof. Dr. R. Niessner

Lehrstuhl für Hydrogeologie, Hydrochemie und Umweltanalytik  
Technische Universität München

Die bei der Verbrennung von Hausmüll in Müllverbrennungsanlagen (MVA) anfallenden Schlacken werden, soweit sie nicht im Bausektor eingesetzt werden, auf Deponien endgelagert. Diverse Untersuchungen auf solchen Monodeponien haben gezeigt, daß darin erhöhte Temperaturen von bis zu 90 °C auftreten [1]. Diese, durch exotherme Reaktionen in der Schlacke hervorgerufenen Temperaturen können bei der nach TASI vorgeschriebenen Kunststoffdichtungsbahn (KDB) erhebliche Schäden hervorrufen, die im ungünstigsten Fall zu einem Bruch dieser führen können. Für die mineralischen Basisabdichtung besteht zudem die Gefahr einer temperaturbedingten Austrocknung und irreversiblen Rißbildung [2].

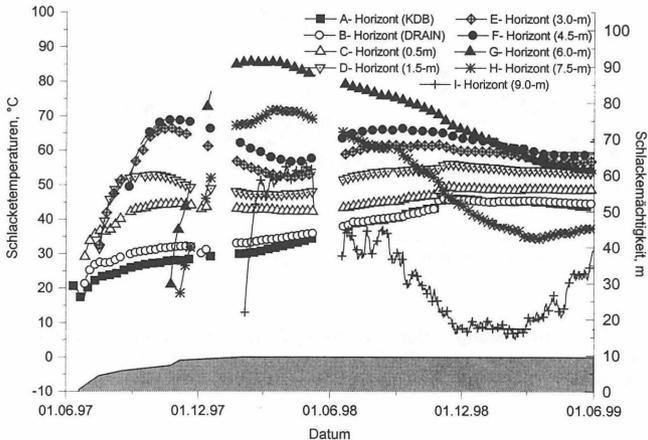


Abbildung 1. Temperaturentwicklung in den gemessenen Horizonten des ersten Meßfeldes auf der Schlackedeponie Großmehring.

Im Rahmen des BayFORREST Vorhabens F 158 wurden im laufenden Betrieb der Schlacke-deponie Großmehring (Landkreis Ingolstadt) Temperatur-, Druck- und Wassergehaltssensoren in den frisch geschütteten Deponiekörper eingebaut. Dabei wurde das erste Meßprofil mit anwachsender Deponiemächtigkeit über ein halbes Jahr hinweg in diskreten Lagen bis 10 m Mächtigkeit geschüttet, das zweite dagegen innerhalb von drei Wochen auf 10 m Gesamthöhe. Beim ersten Profil (Abb.1) kam es dabei zu einer sehr schnellen Temperaturerhöhung in allen Lagen. Der Gradient des Temperaturanstiegs wuchs wegen der bereits erhöhten Temperatur der Darunterliegenden bei jeder neu hinzugefügten Schlackelage. Das Temperaturmaximum wurde hier nach acht Monaten mit 85 °C im Zentrum des Meßprofils erreicht. Danach sanken die Temperaturen in allen Höhen des Meßprofils und stagnieren zur Zeit bei Werten um 60 °C. Im zweiten Meßprofil (Abb.2) ist ein ähnlicher aber steilerer Anstieg zu erkennen, die Temperaturen liegen dort nach fünf Monaten bei 87 °C.

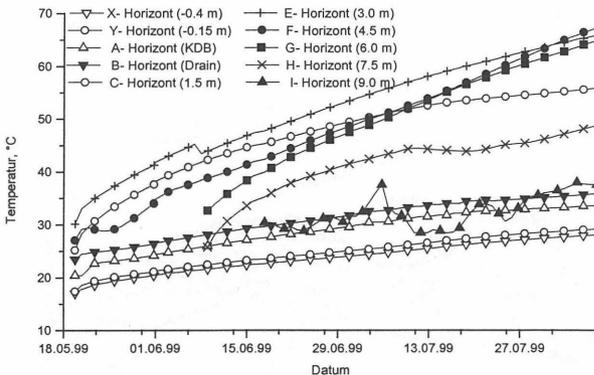


Abbildung 2. Entwicklung der Wassergehalte in den einzelnen Schlackehorizonten von Profil 2 sowie in der mineralischen Basisabdichtung.

Beim Wassergehalt läßt sich eine stetige, mit dem Temperaturanstieg in der Schlacke zusammenhängende Abnahme der Feuchte in der mineralischen Abdichtung beobachten; im Deponiekörper selbst bleiben die Werte relativ konstant, wobei bisher keine Korrelation zur Schlacketemperatur oder den klimatischen Einflüssen (Niederschlag, Verdunstung, Lufttemperatur oder -feuchte) zu erkennen war.

Der Drucksensor, der die für die Austrocknungsgefahr des Tones wichtige wahre Auflast auf die Deponiebasis aufzeichnet [3], zeigt bisher keine Anzeichen auf eine etwaige Gewölbebildung im Deponiekörper (Abb.3), die mit einer Reduzierung der Auflast auf die Basis einhergehen würde.

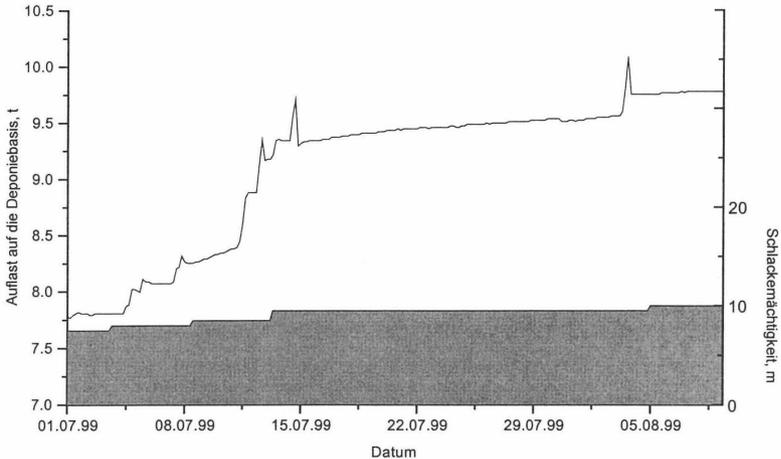


Abbildung 3. Druckentwicklung auf der Basis der Deponie (gemessen an der Basis des zweiten Meßfeldes in der Mineralischen Basisabdichtung der Deponie).

Diese Untersuchungen bilden die Basis für die nachhaltige Beurteilung der TASI-Schlackedeponien.

Literatur:

- [1] Reichelt, J. (1996), Mineralogische Aspekte bautechnischer und umweltrelevanter Eigenschaften von Müllverbrennungsschlacken. - Veröffentlichungen des Institutes für Straßen- und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe (TH) 47: 112 + Anhang.
- [2] Döll, P. (1999), Rißgefährdung von Kombinationsdichtungen durch temperatur-abhängige Austrocknung. Müll und Abfall 1: 29-35.
- [3] Holzlöhner, U. (1994): Rißgefährdung von Erdstoff-Abdichtungsschichten bei Austrocknung unter Auflast. - In: Grundbauinstitut LGA. Bayern. (Hrsg.): 72: 307-324.

Dipl. Geologe Ralf Klein, Institut für Hydrochemie, Hydrogeologie und Umweltanalytik, Marchioninistrasse 17, 81377 München, ralf.klein@ch.tum.de



**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 Elementen, 1978 *                                         |
| Nr. 79-3 | Schnell, W.                  | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979 *                                                                          |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R.               | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980 *               |
| Nr. 81-5 | Schuppener, B.               | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, 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.<br>Schnell, W.    | Dichtungswände und -sohlen, 1982 *                                                                                           |
| Nr. 9    | Simons, H.<br>Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen, 1982 * |
| Nr. 10   | Beckmann, U.                 | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982 *                                                                |
| Nr. 11   | Papakyriakopoulos            | Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983                                                                |



IGB-TUBS

- 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 überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieur-geologischen Merkmalen, 1984
- Nr. 15      Früchtenicht, H.      Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 1984
- Nr. 16      Knüpfer, J.  
Meseck, H.      Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1984
- Nr. 17      N.N.      Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 \*
- 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 in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985 \*
- Nr. 20      Meseck, H.      Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 \*
- Nr. 21      Balthaus, H.      Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, Diss., 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 in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987

- |        |                                              |                                                                                                                                                             |
|--------|----------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Nr. 24 | Krause, Th.                                  | Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation, 1987                                                                            |
| Nr. 25 | Meseck, H.                                   | Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, Dissertation, 1987 *                                                                               |
| Nr. 26 | Reuter, E.                                   | Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Dissertation, 1988 *                                                    |
| Nr. 27 | Wichert, H.-W.                               | Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988                                                      |
| Nr. 28 | Geil, M.                                     | Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation, 1989      |
| Nr. 29 | Kruse, T.                                    | Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation, 1989                                                                      |
| Nr. 30 | Rodatz, W.<br>u.a.                           | Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, 1989                                                                      |
| Nr. 31 | Rodatz, W.<br>Beckefeld, P.<br>Sehrbrock, U. | Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffein-Beckefeld, P. bindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990 |
| Nr. 32 | Knüpfer, J.                                  | Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, 1990                                                                       |
| Nr. 33 | Beckefeld, P.                                | Schadstoffaustrag aus abge bundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991                |
| Nr. 34 | He, G.                                       | Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, Dissertation, 1991                                                                                             |







IGB-TUBS

- Nr. 54      Horst, M.                      Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen, Dissertation, 1997
- Nr. 55      Rodatz, W.                      Messen in der Geotechnik '98  
Gattermann, J.                  Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20.  
Stahlhut, O.                      Februar 1998
- Nr. 56      Rodatz, W.                      Deponieseminar '98  
Bachmann, M.                  Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau  
Rosenberg, M.                  Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13.  
März 1998
- Nr. 57      Wienholz, B.                    Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung, Dissertation, 1998
- Nr. 58      Bachmann, M.                  Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton - Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen -, Dissertation, 1998
- Nr. 59      Gattermann, J.                  Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, Dissertation, 1998
- Nr. 60      Rodatz, W.                      Pfahl-Symposium 1999  
Ernst, U.                          Fachseminar am 25. und 26. Februar 1999  
Huch, T.                          in Braunschweig  
Kirsch, F.
- Nr. 61      Knoll, A.                          Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes nordeutscher Haldendeponien, Dissertation, 1999
- Nr. 62      Rodatz, W.                      Messen in der Geotechnik 2000  
Gattermann, J.                  Fachseminar am 24. und 25. Februar 2000  
Pläßmann, B.                      in Braunschweig





1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that this is crucial for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail. The text also mentions that proper record-keeping is essential for identifying trends and anomalies in the data.

2. The second part of the document focuses on the role of internal controls in preventing fraud and errors. It highlights that a strong internal control system is necessary to ensure that all transactions are properly authorized and recorded. The text also notes that internal controls should be regularly reviewed and updated to reflect changes in the business environment.

3. The third part of the document discusses the importance of transparency and communication in financial reporting. It states that providing clear and concise information to stakeholders is essential for building trust and confidence in the organization. The text also mentions that transparency is a key component of good corporate governance.

4. The fourth part of the document addresses the challenges of financial reporting in a complex and rapidly changing business environment. It notes that organizations must stay up-to-date on the latest accounting standards and regulations to ensure that their financial statements are accurate and compliant. The text also mentions that organizations should invest in training and development to ensure that their staff has the necessary skills and knowledge to handle these challenges.

5. The fifth part of the document discusses the importance of ethical considerations in financial reporting. It states that organizations have a responsibility to provide accurate and honest information to their stakeholders and to avoid any actions that could be perceived as unethical. The text also mentions that ethical considerations should be integrated into the organization's internal control system.

6. The sixth part of the document discusses the role of technology in financial reporting. It notes that the use of technology can help organizations to automate many of the manual tasks involved in financial reporting, which can reduce the risk of errors and improve the efficiency of the process. The text also mentions that technology can also help organizations to provide more timely and accurate information to their stakeholders.

7. The seventh part of the document discusses the importance of ongoing monitoring and evaluation of the financial reporting process. It states that organizations should regularly review their internal control system and financial reporting process to ensure that they are effective and efficient. The text also mentions that organizations should be open to feedback from stakeholders and should be willing to make changes as needed.

8. The eighth part of the document discusses the importance of documentation in financial reporting. It notes that all transactions and internal control procedures should be properly documented to provide a clear audit trail. The text also mentions that documentation is essential for ensuring the consistency and accuracy of the financial reporting process.

9. The ninth part of the document discusses the importance of training and development in financial reporting. It states that organizations should invest in training and development to ensure that their staff has the necessary skills and knowledge to handle the challenges of financial reporting. The text also mentions that training and development should be ongoing and should cover a wide range of topics, including accounting standards, internal controls, and ethical considerations.

10. The tenth part of the document discusses the importance of collaboration and communication in financial reporting. It notes that financial reporting is a complex process that requires the input and cooperation of many different departments and individuals within the organization. The text also mentions that clear communication is essential for ensuring that everyone is on the same page and that the financial reporting process is effective and efficient.

## Das IGB· TUBS im Internet

The screenshot shows a Netscape browser window displaying the website of the Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. The browser's address bar shows the URL <http://www.tu-bs.de/institute/igb>. The website content includes a welcome message, contact information, and a list of current events and publications.

Willkommen im WWW-Service des  
**INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK**  
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG · PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ  
IGB·TUBS · Gaußstraße 2 · 38108 Braunschweig · E-Mail [igb@tu-bs.de](mailto:igb@tu-bs.de) · Telefon (0531) 391-2730 · Fax - 4574

(Es gibt laufend neue Informationen, daher immer mal wieder NEU LADEN oder RELOAD drücken!)

**Aktuelles zu den Lehrveranstaltungen**  
Diese Woche im Seminar für Grundbau und Bodenmechanik (03.02.2000, 16.00 Uhr im PK 3.3):  
**Dipl.-Wirtsch.-Ing. O. Stahlhut - IGB·TUBS**  
**Mehrfährige geotechnische Beobachtung des Containerterminals III in Bremerhaven**  
[Gesamtübersicht des Seminars](#)

[Klausurergebnisse des Bodemechanischen Praktikums II](#)  
[Hausübungsaufgaben im Grundfachstudium zum Downloaden](#)  
[Vorlesungsplan WS 1999/2000](#)  
[Die Klausurtermine im Frühjahr 2000](#)

**Tagungsankündigungen**  
[Messen in der Geotechnik 2000 \(24. - 25. Februar 2000\)](#)  
[9. Braunschweiger Deponieseminar 2000 \(16. - 17. März 2000\)](#)

Letzte Änderungen: 01.02.2000

**Hinweis:** Das Symbol **BACK** führt Sie auf unseren Seiten jeweils zur logischen Oberseite.  
Für den Rückschritt zum Querverweis, benutzen Sie bitte die Zurück-Funktion Ihres Browsers.

The left sidebar contains a navigation menu with the following items: Allgemeines, Mitarbeiter, Lehrangebot, Forschungsgebiete, Geräteentwicklung, Veröffentlichungen, Bibliothek, Interessante Links, Stichwortsuche, and Fotos. The browser's status bar at the bottom shows 'Dokument übermitteln'.

Im Internet bieten wir immer aktuell die neuesten Informationen über unsere Fachtagungen an. Die Inhaltsverzeichnisse oder Zusammenfassungen der bisher erschienenen Tagungsbände und Dissertationen sowie alle Veröffentlichungen unserer Mitarbeiter in Fachzeitschriften sind nur wenige Mausklicks entfernt.

Sie können sich auf unseren Seiten auch über unser Lehrangebot, unsere Forschungstätigkeiten und unsere Geräteentwicklungen informieren.

Übersichtliche Seiten interessanter Links (z.B. zu allen geotechnischen Nachbarinstituten) ersparen Ihnen das zeitaufwendige Suchen nach Adressen.

<http://www.tu-bs.de/institute/igb>

