Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 30

Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Instituts

Braunschweig 1989

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



Vorwort

Das vorliegende Mitteilungsheft erscheint zum 15-jährigen Bestehen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig.

Die Idee zur Herausgabe dieses Heftes stammt aus dem Kreise der Mitarbeiter. Ich habe sie begrüßt, da sich damit die Möglichkeit bietet, einem größeren Kreis von Interessenten über die Institutsarbeit auf dem Gebiet des Deponiebaues, der Sicherung von Altlasten, der Pfahlherstellung und dynamischen Pfahlprüfung zu berichten. Aus dem Forschungsgebiet des Tunnelbaues hoffen wir, in naher Zukunft neue Erkenntnisse und Untersuchungsergebnisse veröffentlichen zu können.

Die wissenschaftlichen Beiträge stammen von den derzeitigen Mitarbeitern des Instituts und solchen, die erst kürzlich das Institut verlassen haben. Allen danke ich sehr herzlich, insbesondere aber denen, die ihren Beitrag neben der täglichen beruflichen Belastung erarbeitet haben - ich kann sehr gut nachvollziehen, wie schwierig das sein kann.

Mit diesem Heft soll aber auch unser besonderer Dank an den 1984 viel zu früh verstorbenen Begründer des Instituts, Prof. Dr.-Ing. Hanns Simons, dessen Ideen und Einflußnahme Grundlage vieler noch heute laufender Forschungsarbeiten ist, zum Ausdruck gebracht werden.

(Walter Rodatz)

Untersuchung zum Reibungsverhalten zwischen Geo-	
textilien, Böden und Kunststoffdichtungsbahnen Th. Kruse	143
Ausbildung einer Schlitzwand als Wärmewand J. Knüpfer	157
Dynamische Pfahlprüfmethoden in der Anwendung an Spundbohlen K. Meier	175
Sind tonige Dichtungsmaterialien gegenüber sauren Deponiesickerwässern beständig? E. Reuter	199
Die Anwendung von Slug-Tests zur Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit	
A. Rösch & Th. Schaaf	221
Schutzwirkung von Geotextilien im Deponiebau U. Sehrbrock	243

Anschriften der Autoren

Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. Petra Beckefeld Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. Michael Hartung Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dipl-Ing. Gangliang He Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. Rita Hermanns c/o Institut für Grundbau und Bodenmechanik ETH Hönggerberg

CH 8093 Zürich

III

Dipl-Ing. Matthias Kahl Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dr.-Ing. Joachim Knüpfer c/o Harress Geotechnik GmbH Marktplatz l

8856 Harburg/Schwaben

Dipl.-Ing. Thomas Kruse Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. Klauspeter Meier Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dr. -Ing. Ernst Reuter Ingenieurbüro Wersche GmbH Schierholzstraße 18

3000 Hannover 51

Dipl.-Geol. Alfred Rösch Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

cand. ing. Thomas Schaaf Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. Ulrich Sehrbrock Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. Th. Voigt Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2

3300 Braunschweig



Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik in den Jahren 1985 bis 1989

von Thomas Voigt

1. Vorgeschichte

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik an der TU Braunschweig wurde 1974 gegründet und Dr.-Ing. Hanns Simons zum Lehrstuhlinhaber ernannt.

Professor Simons und seinen Mitarbeitern gelang es in kurzer Zeit, ein Institut aufzubauen, das sich durch Forschungsvorhaben und projektbezogene angewandte Wissenschaft weitgehend selbst finanzierte und rasch zu einem der bedeutenden Grundbauinstitute Deutschlands wurde.

Nach dem plötzlichen Tod von Professor Simons im Jahr 1984 wurde das Institut unter der kommissarischen Leitung von Professor Kayser von den Mitarbeitern im Sinne der Lehr- und Forschungsgestaltung von Professor Simons weitergeführt. Herrn Professor Kayser gebührt an dieser Stelle unser außerordentlicher Dank für die wohl gern übernommene, aber nicht immer leichte Leitung eines zweiten Instituts.

Dem besonderen Engagement und Einsatz aller Beteiligten, insbesondere Herrn Dr.-Ing. H. Meseck, ist es zu verdanken, daß in dieser Interimszeit die Tätigkeiten des Instituts auf dem Gebiet der projektbezogenen Forschung und Wissenschaft nicht nur gehalten, sondern sogar umfassend ausgeweitet werden konnten.

Auf dem bis dato ebenfalls regen und erfolgreichen Gebiet der Forschung über die klassischen Forschungträger mußten allerdings in dieser Zeit Rückschläge verzeichnet werden, da bei diesen Stellen Anträge ohne einen festen Leiter des Instituts nur in Ausnahmefällen berücksichtigt werden.

Zum 1. Januar 1988 wurde dann Dr.-Ing. Walter Rodatz als neuer Leiter an das Institut berufen.

Mit der kompetenten Wiederbesetzung der Professorenstelle traten für das Institut wieder Normalzustände ein, die sich nicht nur in einer weiteren Ausweitung der Drittmittelbereiche, sondern auch in der Genehmigung von neuen Forschungsanträgen bemerkbar machten.

Über die umfangreichen Tätigkeiten und Entwicklungen der ersten Jahre wurde 1984 von den damaligen Mitarbeitern ein Sonderheft zum 10jährigen Bestehen des Instituts zusammengestellt, das über diesen Zeitraum umfassend informiert. Die folgenden Ausführungen sollen daher die weiteren Entwicklungen der letzten fünf Jahre von 1985 bis 1989 skizzenhaft aufzeigen.

2. Mitarbeiter

Die Ausstattung des Instituts mit Personal in den Jahren 1985 bis 1989 setzt sich wie folgt zusammen:

Institutsleiter: Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

Lehrbeauftragte:

Prof. Dr.-Ing. Günther Klein Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Schnell Dr.-Ing. Uwe Beckmann Dipl.-Geol. Hinnerk von Esbeck-Platen

Akademischer Rat:

Dr.-Ing. Holger Meseck bis 30.11.1987 Dipl.-Ing. Thomas Voigt ab 01.12.1987

wissenschaftliche Mitarbeiter:

Dipl.-Ing. Petra Beckefeld Dipl.-Ing. Michael Hartung Dipl.-Ing. Olaf Hemker Dipl.-Ing. Mattias Kahl Dipl.-Ing. Klauspeter Meier Dipl.-Ing. Wolfgang Oltmanns Dipl.-Geol. Alfred Rösch Dipl.-Ing. Ulrich Sehrbrock

 Dr.-Ing. Hansgeorg Balthaus
 bis 28.02.1986

 Dipl.-Ing. Rita Hermanns
 bis 31.12.1988

 Dr.-Ing. Joachim Knüpfer
 bis 31.12.1988

 Dr.-Ing. Thomas Krause
 bis 30.09.1987

 Dipl.-Ing Ria Möreke
 bis 28.02.1986

 Dr.-Ing. Thomas Krause
 bis 30.09.1987

 Dipl.-Ing Ria Möreke
 bis 31.12.1988

 Dr.-Ing. Ring. Ernst Reuter
 bis 31.12.1988

 Dr.-Ing. Hans-Wilhelm Wichert
 bis 328.02.1985

Doktorand am Institut:

Dipl.-Ing. Gangliang He

Technische Angestellte:

Albert Ehlers Henning Lührig Uwe Zeemann

Sekretariat/Verwaltung:

Margrit Bödecker Eva Ehlers Margrit Zenker

Der Personalbestand ist seit 1984 im wesentlichen zahlenmäßig unverändert geblieben. Außer den fünf planmäßigen Stellen für wissenschaftliche Mitarbeiter wurden ständig fünf bis sechs wissenschaftliche Mitarbeiter über Drittmittel finanziert.

In diesem Zusammenhang muß erwähnt werden, daß durch die Übernahme der Vorlesungs- und Übungsveranstaltungen durch die Mitarbeiter, die gleichzeitige 70%- bzw. 75%-Regelung und die Absenkung der Eingangsbesoldung erhebliche Belastungen für die einzelnen Mitarbeiter und das Institut auftraten. Dies äußerte sich auch in Kapazitätsfaktoren von zeitweise weit über 200% ausgeführter Lehrleistungen gegenüber den planmäßig zugewiesenen Deputaten. Unter anderem aus diesen Gründen wurde 1985 eine der Stellen für wissenschaftliche Mitarbeiter in eine Akademische Ratstelle auf Zeit umgewandelt.

Leider ist es bis heute nicht gelungen, die Stelle eines technischen Laborleiters als Planstelle zu erhalten. Obwohl die Notwendigkeit gerade dieser Stelle bei dem umfangreichen Laborbetrieb in der Ausbildung der Studenten unbestritten ist und bei Forschungsaufgaben meist als Grundausstattung vorausgesetzt wird, läßt sich die unbedingt notwendige Konstanz in diesem Bereich bis heute nur über eine Finanzierung aus Drittmitteln sicherstellen.

In den Jahren 1985 bis 1989 beschäftigte das Institut jährlich durchgehend ca. 50 Studenten als wissenschaftliche Hilfskräfte, ohne deren zum Teil begeisterten Einsatz viele Arbeiten und Entwicklungen nicht möglich gewesen wären.

Es ist sicherlich für die Studentinnen und Studenten eine einmalige Chance, neben dem Studium und in Verbindung mit dem oft notwendigen Geldverdienen müssen, praktische Erfahrungen in einen Fach zu erhalten. Trotzdem erstaunt immer wieder, mit welchem Eifer, Elan und begeistertem Einsatz viele der wissenschaftlichen Hilfskräfte bei der Sache sind.

3. Lehre

Das Lehrangebot gliederte sich bis 1988 in insgesamt sechs Semester. Davon entfielen vier Semester mit den Grundlagen und Standardanwendungen der Bodenmechanik, des Grund- und Tunnelbaus auf das Grundfachstudium, das alle Studierende des Bauingenieurwesens durchlaufen müssen. Zwei Semester waren dem Vertiefungsstudium gewidmet, in welchem Spezialanwendungen, erweiterte Verfahren und neue Teilgebiete behandelt wurden. Beispielhafte Lehrpläne dieser Veranstaltungen sind in den Bildern 4 bis 6 dargestellt.

Dabei wurden in den letzten Jahren aufgrund der Aktualität und den Forschungstätigkeiten des Instituts zunehmend Lehrinhalte für die Bereiche konstruktive Deponietechnik und Altlastensanierung aufgenommen.

Aufgrund einer neuen Diplomprüfungsordnung wird die Semesterzahl für das Grundfachstudium halbiert (auf 4. und 5. Semester) und die Gesamtstundenzahl von 8 Semesterwochenstunden um eine Stunde auf 7 Semesterwochenstunden gekürzt.

Die erstmals im Sommersemester 1990 für das neubenannte Fach "Geotechnik" wirksame Diplomprüfungsordnung macht daher die Umorganisation und Straffung der Lehrinhalte für das Grundfachstudium notwendig. Gleichzeitig (aber mit etwas geringerer Stundenzahl) müssen die Studenten des neuen Studienganges Wirtschaftsingenieurwesen, Fachrichtung Bauingenieurwesen, mit einer Semesterwochenstunde weniger mit unterrichtet werden.

Das Vertiefungsstudium wird auf das 8. und 9. Semester verlegt; die sonstige Organisation und der Umfang des Pflichtteils des Vertiefungsstudiums ändern sich vorläufig nicht.



INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG - PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ



.

6

IGB TUBS Gaußstraße 2 Postfach 3329 3300 Braunschweig Telefon (0531) 391-2730 Teleix 95 25 26 Telefax (0531) 391 45 74

<u>Grundbau und Bodenmechanik I</u> WS 88/89

IGB TUBS Gaußstraße 2 Postleich 3329 - 3300 Braunschweig Telefon (05.31) 391-2730 Telex 952.737 Telefax (05.31) 391-45.77

Vorlesungs- und Übungsplan, 3. Semester

Datum	Vorl. Übung	Umdruck Kapitel	Titel	
21.10.	v	A, B, C	Grundbau und Bodenmechanik Einführung, Überblick, Boden als Mehrphasensystem	
28.10.	V	D,	Bodenmechanische Kennwerte, Verwendung	
04.11.	v/U	D	u u	
11.11.	Р		Praktikum	
18.11.	Р		U	
25.11.	Р		u	
02.12.	٧	E	Baugrunderkundung, Sondierungen	
09.12.	U		Planung von Baugrunderkundungs- maßnahmen	
16.12.	۷	F	Zusammendrückbarkeit von Böden, Spannungsverteilung im Boden	
13.01.	Ü		Berechnung von Spannungen im Boden	
20.01.	۷	F	Setzungsberechnung	
27.01.	٧	F	Setzungsberechnung (Film)	
03.02.	Ü		Berechnung von Boden- und Bau- werkssetzungen	
10.02.	٧	G	Scherfestigkeit von Böden	
17.02.	U		Bestimmung von Scherfestigkeiten	

Freitags, 8.00 - 9.30 Uhr, Saal P 2

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK

TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG · PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ

Vorlesungs- und Übungsplan SS 1989

4. Semester

Freitags, 8.00 - 9.30 Uhr Hörsaal P3

	Vorl.	Umdruck	
Datum	Übung	Kapitel	Titel
21.04.	Ü		Ermittlung von Scherfestigkeiten
28.04.	V	Н	Grundbruch, Standsicher- heitsnachweise
05.05.	v	I	Böschungs- und Geländebruch
12.05.	Ŭ		Standsicherheitsnachweise
26.05.	Ü		Standsicherheitsberechnungen von Böschungen
02.06.	۷	К	Erd- und Wasserdruck
09.06.	v	К	Erddruck / Erdwiderstand
16.06.	Ü		Erddruckberechnung
23.06.	Ü		Erddruckberechnung
30.06.	۷	L, M	Stützmauern, Spundwände
07.07.	v	N	Berechnung von Spundwänden
14.07.	Ü.		Spundwandberechnung

Die Einteilung der Gruppen für das Praktikum erfolgt in den ersten beiden Vorlesungsveranstaltungen.

LEHR- UND FORSCHUNGSGEBIETE: GRUNDBAU BODENMECHANIK TUNNELBAU INGENIEURGEOLOGIE FELSMECHANIK GRUNDBAUDYNAMIK PFAHLDYNAMIK GRUNDWASSERSCHUTZ MESSEN IM GRUND- U TUNNELBAU LEHR- UND FORSCHUNGSGEBIETE. GRUNDBAU BODENMECHANIK TUNNELBAU INGENIEURGEOLOGIE FELSMECHANIK GRUNDBAUDYNAMIK PFAHLDYNAMIK GRUNDWASSERSCHUTZ MESSEN IM GRUND- U. TUNNELBAU



INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK

TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG - PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ IGB-TUBS

IGB TUBS Gaußstraße 2 Postlach 3329 3300 Braunschweig Telefon (05 31) 391-27:30 Telex 95 25 26 Telefax (05 31) 391 45 74

Vorlesungs-	und	Übungspl	an,	5.	Semester
Grundba	u und	Bodenme	cha	nik	III
	h	IS 89/90			

Montags, 13.15 - 14.45 Uhr, Saal P 2

Datum	Vorl. Übung	Umdruck Kapitel	Titel	
16.10.	V	0	Mechanische Wirkung des Wasser: im Boden, Wasserhaltung	
23.10.	Ü		Mechanische Wirkung des Wasser im Boden	
30.10.	Ü		Wasserhaltung	
06.11.	٧		Untergrundabdichtungen/grundwa serschonende Bauweisen	
13.11.	٧	Q	Konstruktion und Berechnung vo Pfählen	
20.11.	٧	Q, R	Konstruktion und Berechnung vo Pfählen, Pfahlroste	
27.11.	Ü		Tragfähigkeit von Pfählen	
04.12.	Ü		Pfahlrostberechnung	
11.12.	٧	S	Tiefgründungen, Bodenver- besserung, Injektionen	
18.12.	Ü		zur besonderen Verwendung	
08.01	v	Т	Konstruktion und Berechnung vo Baugruben	
15.01.	v	т	Konstruktion und Berechnung vo Baugruben	
22.01.	٧	T	Erdanker	
29.01.	U		Berechnung und Konstruktion vo Baugruben	
05.02.	Ü		Einfach- und Mehrfachverankeru	
12.02.	Ü		Einfach- und Mehrfachverankerun	

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK

IGB TUBS

TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG - PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ

IGB TUBS Gaußstraße 2 Postlach 3329 3300 Braunschweig Telefon (0531) 391-2730 Telex 95 25 26 Telefax (05 31) 391 45 74

Vorlesungs- und Übungsplan SS 1989

6. Semester , Tunnelbau

Montags, 11.30 - 13.00 Hörsaal P2

and the second	and the second se	the second se	
Datum	Vorl. Übung	Umdruck Kapitel	Titel .
17.04.	v	0 und 1	Einführung; Planung und Ent- wurf von Tunnel
24.04.	Υ	U, 3.0	Herstellung eines Tunnels in offener Bauweise
08.05.	Ü		Tunnel in offener Bauweise: Berechnung des Baugruben- verbaus
22.05.	U		Tunnel in offener Bauweise: Ermittlung der Lastannahmen
29.05.	٧	2	Werkstoff Gebirge
05.06.	v	5.1, 9	Geschlossener Tunnel im Lockergestein, Bergmännische Vortriebe
12.06.	Ü		Konstruktion und Berechnung der Spritzbetonschale
19.06.	v	5.2, 9	Grundlagen Schildvortriebe, Tunnelausbau und Abdichtung
26.06.	Ü	10	Berechnung schildvorgetriebe- ner Tunnel
03.07.	v		Deponiebauwerke
10.07.	Ü		Eigenschaften und Prüfung mineralischer Deponieab- dichtungen

LEHR- UND FORSCHUNGSGEBIETE: GRUNDBAU BODENMECHANIK TUNNELBAU INGENIEURGEOLOGIE FELSMECHANIK GRUNDBAUDYNAMIK PFAHLDYNAMIK GRUNDWASSERSCHUTZ MESSEN IM GRUND- U. TUNNELBAU

LEHR- UND FORSCHUNGSGEBIETE GRUNDBAU - BODENMECHANIK TUNNELBAU - INGENIEURGEOLOGIE FELSMECHANIK GRUNDBAUDYNAMIK PFAHLDYNAMIK GRUNDWASSERSCHUTZ - MESSEN IM GRUND- U TUNNELBAU



INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG - PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ



IGB TUBS - Gaußstraße 2 - Postfach 3329 - 3300 Braunschweig - Telefon (05.31) 391-2730 Telex 95 25 26 - Telefax (05.31) 391 45 74

Vorlesungsplan, 7. Semester

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK

TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ

Vertiefung: Spez. Probleme des Grund- und Tunnelbaus

WS 1989/90

IGB TUBS - Gaußstraße 2 - Postlach 3329 - 3300 Braunschweig - Telefon (0531) 391-2730 - Telex 95 25 26 - Telefax (05 31) 391 45 74

Freitags, 11.30 - 13.00 Uhr, Saal S 3

Datum	Umdruck Kapitel	Vorlesung
20.10.	1	Überblick, Einführung
27.10.	2	Festigkeit und Verformung bindiger Böden
03.11	2	Total- und Effektivspannungsanalyse, Anisotropie, Normal- und Überkon- solidation
10.11.	4	Zeitsetzung und Konsolidierung
17.11.	5	Bettungs- und Steifemodulverfahren
24.11.	5	Bettungs- und Steifemodulverfahren
01.12.	8	Pfähle; Einspannung, Seitendruck
08.12.	6	Baugrundverbesserung, dyn. Intensiv- verdichtung, Vereisung
15.12.	7	Bodenverfestigung durch Injektionen
22.12.	9	Seeschiffskajen
12.01.	14	Wasserdruck auf Böschungen, Staudämme
19.01.	15	Staudämme
26.01.	16, 17	Fangedämme, Bewehrte Erde
02.02.	10	Bentonite im Bauwesen
09.02.	11	Umweltschutz durch mineralische Dichtungen
16.02.		Zur besonderen Verwendung

Vorlesungsplan 8. Semester SS 1989

Vertiefung: Spez. Probleme des Grundbaus und Tunnelbaus II

Freitags, 11.30 - 13.00 Uhr Hörsaal: S 3 (Vorlesung) Freitags, 14.00 - 15.30 Uhr Hörsaal: S 3 (Übung)

Datum	Vorlesung	Übung
21.04.	Besondere Erddruckprobleme	Erddruckprobleme räuml. Erddruck
28.04.	Probleme tiefer Baugruben	Baugruben
05.05.	Tunnelbauten in offenen Gewässern Caisson-Bauweise	Unterwasser- tunnel
12.05.	Unterfahrungen, Unter- fangungen	Unterfangungen
26.05.	Vortriebe mit Vereisung und Injektionen	Senkkästen
02.06.	Rohrvortriebe, Vorpreß- Vortriebe	Berechnung von Rohrleitungen
09.06.	Tunnelvortriebs-Maschinen für Lockergestein	Tunnel in Locker- gestein, schild- vorgetr. Tunnel
16.06.	Ingenieurgeologische und felsmechanische Erkundungen f. mechanische Vortriebe	Felsmechanische Untersuchungen in Feld und Labor
23.06.	Mechanisierter bergmänni- scher Tunnelbau	Tunnel im Fels
30.06.	Tunnelvortriebs-Maschinen für Felsgestein Schachtbohrgeräte	Filme
07.07	Abdichtungen von Tunneln Gastvorlesung Dr. Haack	Abdichtungen von Tunneln
14.07.	Zusammenfassende Darstellung der besonderen Verfahren des Tunnelbaus	nach Vereinbarung

LEHR- UND FORSCHUNGSGEBIETE: GRUNDBAU BODENMECHANIK TUNNELBAU INGENIEURGEOLOGIE FELSMECHANIK GRUNDBAUDYNAMIK PFAHLDYNAMIK GRUNDWASSERSCHUTZ MESSEN IM GRUND- U. TUNNELBAU LEHR- UND FORSCHUNGSGEBIETE GRUNDBAU BODENMECHANIK TUNNELBAU INGENIEURGEOLOGIE FELSMECHANIK GRUNDBAUDYNAMIK PFAHLDYNAMIK GRUNDWASSERSCHUTZ MESSEN IM GRUND- U. TUNNELBAU Zu allen Veranstaltungen werden umfangreiche Vorlesungs- und Übungsumdrucke angeboten, die z.T. auch weitergehendes Wissen für den Berufsstart enthalten und in großer Zahl auch von Praktikern und Studenten anderer Hochschulen nachgefragt werden.

Außer den Pflichtfächern werden die folgenden Wahlveranstaltungen angeboten:

Bodenmechanisches Praktikum: Jeweils 2-stündiges Laborpraktikum

mit den Schwerpunkten Laborversuche in der Bodenmechanik im Wintersemester und Feldversuche im Sommersemester. Hier sollen die Studenten die gängigsten Labor- und Feldversuche zur Ermittlung von bodenmechanischen Kennwerten soweit als möglich selbst vorbereiten, durchführen und auswerten.

Seminar für Grund- und Tunnelbau: Diese jeweils 2-stündige

Veranstaltung soll den Studenten Gelegenheit geben, durch Vorträge von Damen und Herren aus der Praxis (Baufirmen, Ingenieurbüros, Behörden, Universitäten) Einblick in neue aktuelle Bauverfahren, normale Baustellenprobleme und Verfahrenslösungen, aber auch in Randbereiche des klassischen Bauens wie Bauvertragsrecht, Menschenführung, Planungsrandbedingungen usw. zu geben. Diese Veranstaltung findet nicht nur unter den Studenten reges Interesse, sondern wurde in den letzten Jahren erfreulicherweise auch zunehmend von Praktikern zur eigenen Weiterbildung genutzt. Bild 7 zeigt beispielhaft die Themen zweier Semesterpläne.

Bild 7: Veranstaltungspläne zweier

Seminare für Grund- und

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK TECHNISCHE UNIVERSITAT BRAUNSCHWEIG . PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK TECHNISCHE UNIVERSITAT BRAUNSCHWEIG PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ

IGB-TUBS

IGB TUBS Gaußstraße 2 Postach 3329 3300 Braunschweig Telefon (05 31) 391-2730 Telex 95 25 26 Telefax (05 31) 391 45 74

Seminar für Grund- und Tunnelbau SS 1989

Nr.	Datum	Referent	Thema
1	27.04.89	DiplIng. Breuninger Bilfinger + Berger AG, München	Besonderheiten schild- vorgetriebener Tunnel in großer Tiefe
2	11.05.89	DiplIng. Neumann Lahmeier International GmbH, Frankfurt	Aktueller Stand der Arbeiten auf der Baustelle Kanaltunnel
3	01.06.89	Dr. Feld Flex Control Darmstadt	Erste Erfahrungen bei der Hindernisortung mittels Geo-Radar
4	08.06.89	DrIng. Biener Hochtief AG, Essen	Beispiele für Bodensanierungs- techniken
5	15.06.89	DrIng. Beckmann Simons + Partner GmbH, Braunschweig	Planung einer Sonderabfalldeponie nach der TA Abfall
6	22.06.89	DrIng. Quast Steinfeld und Partner, Hamburg	Gründung der künstlichen Insel Mittelplate im Wattenmeer
7 2	29.06.89	MinR DiplIng. Schrewe Deutsche Bundesbahn, Mainz	Erfahrungen aus dem Bau von 70 Tunneln der Neubaustrecken der Deutschen Bundesbahn
8 C	06.07.89	DrIng. Haack STUVA e.V., Köln	Probleme bei der Abdichtung von Tunneln in geschlosse- ner Bauweise

Seminar für Grund- und Tunnelbau WS 89/90

IGB TUBS Gaußetraße 2 · Positach 3329 3300 Braunschweig · Telefon (05 31) 391-2730 · Telex 95 25 26 · Teletax (05 31) 391 45 74

IGB-TUBS

Nr.	Datum	Referent	Thema
1	02.11.89	DiplIng. Jörß, Frankipfahl Bauges.mbH Seevetal-Fleestedt	Konstruktive Denkanstöße bei Pfahlgründungen
2	09.11.89	Prof. DrIng. Drescher, Nieders.Landesamt f.Boden- forschung, Hannover	Anforderung an den Deponiestandort
3	16.11.89	DiplIng. Rischmüller Bezirksregierung Braunschweig	Planfeststellung von Deponien, beteiligte Behörden
4	23.11.89	Prof. DrIng. Ruppert Simons + Partner GmbH Braunschweig	Standsicherheitsprobleme im Deponiebau
5	30.11.89	DrIng. Düllmann Geotechnisches Büro Aachen	Dauerbeständigkeit von Tonen unter Sickerwasser- beanspruchung
6	07.12.89	DiplIng. Amann U.T.G. Gesellschaft für Umwelttechnik GmbH Viersen	Planung von Deponieschächten
7	18.01.90	DiplIng. Bräckelmann Schirmer, Beratende Ing. Mainz	Planung, Bau u. Betrieb einer Deponieentgasungs- anlage
8	25.01.90	Prof. DrIng. Sommer Grundbauinstitut Darmstadt	Gründung des Frankfurter Messeturmes
9	01.02.90	DrIng. Raabe GKN Keller Bochum	Moderne Injektionstechnike für den untertägigen Ver- kehrswegebau
10	08.02.90	DrIng. Krause Ed. Züblin AG Hamburg	Bau des Fördetunnels Kiel

LEHR- UND FORSCHUNGSGEBIETE: GRUNDBAU BODENMECHANIK TUNNELBAU INGENIEURGEOLOGIE FELSMECHANIK · GRUNDBAUDYNAMIK · PFAHLDYNAMIK · GRUNDWASSERSCHUTZ · MESSEN IM GRUND- U. TUNNELBAU

LEHR. UND FORSCHUNGSGEBIETE GRUNDBAU BODENMECHANIK TUNNELBAU INGENIEURGEOLOGIE FELSMECHANIK GRUNDBAUDYNAMIK PFAHLDYNAMIK GRUNDWASSERSCHUTZ MESSEN IM GRUND- U TUNNELBAU 10

Tunnelbau

Grundbaudynamik: Die von Herrn Prof. Dr.-Ing. Klein gehaltene

Vorlesung beschäftigt sich mit den Grundlagen der Schwingungslehre, Baugrund- und Erdbebendynamik. Die grundlegenden Zusammenhänge der Baugrunddynamik und deren Stellenwert werden ebenso vermittelt, wie einfache Verfahren zur erdbebensichereren Auslegung und Bemessung von Gründungen.

Ingenieurgeologie: Die von Herrn Dipl.-Geol. von Esbeck-Platen

gehaltene Vorlesung behandelt die für einen konstruktiven Grundbauer wesentlichen Aspekte der Geologie. Dies reicht von der Entstehung der Gesteine, der Klassifizierung, der Bestimmung der Gesteins- und Gebirgseigenschaften bis zur Darstellung von Sonderlösungen von der geologischen Seite.

Baubegleitende Meßverfahren im Grund- und Tunnelbau: In dieser

Wahlveranstaltung werden von Herrn Prof. Dr.-Ing. Schnell die gängigsten Verfahren zur Messung baupraktisch interessierender Größen erläutert. Gerade im Grundbau ist die Messung von Verformungen oder Kräften wegen der immer noch unzureichenden Berechnungsverfahren oder den teilweise nur schwer abschätzbaren Baugrundverhältnissen ein wesentlicher, teilweise notwendiger Bestandteil des Bauvorganges. Die dabei zu beachtenden Randbedingungen und Besonderheiten zur Ermittlung der tatsächlichen Verhältnisse und die weitestgehende Ausschaltung systematischer oder zufälliger Fehler sind Gegenstand dieser Vorlesung.

Um die Vorlesungen und Übungen möglichst anhand von Beispielen ergänzen zu können, werden laufend Ein- und Mehrtagesexkurionen durchgeführt. Auch Exkursionen zur Besichtigung von kleineren Baustellen in der Umgebung im Anschluß an die Vorlesungen und Übungen gehören zu den regelmäßigen Lehrveranstaltungen. In den Jahren 1985 bis 1989 wurden 220 Entwurfsarbeiten (insgesamt 800 seit dem Bestehen des Instituts) und rund 100 Diplomarbeiten (insgesamt 300) zu allen Themen des Grundbaus und der Bodenmechanik am Institut ausgegeben (Bild 8).



Bild 8: Entwicklung der Anzahl der Entwurfs- und Diplomarbeiten

4. Forschungs- und Arbeitsgebiete:

Im Bereich der Forschung wurden die Ende der siebziger Jahre gesetzten Forschungsschwerpunkte

Deponietechnik Pfahldynamik Bentonite im Bauwesen und Schildvortrieb im Tunnelbau

weiterverfolgt und um den Forschungsschwerpunkt

Verfestigung und Deponierung von Abfällen

erweitert.

Im Bereich Pfahldynamik wurden die Erkenntnisse zur Ermittlung der Tragfähigkeit durch umfangreiche Messungen auf über 85 Baustellen an mehr als 2500 Pfählen und Vergleiche mit statischen Probebelastungen erweitert. Die Überprüfung der Integrität der hergestellten Pfähle und die Frage nach der Übertragbarkeit des Verfahrens auf andere Anwendungsgebiete ist einer der laufenden Hauptforschungsschwerpunkte.

Forschungsvorhaben Pfahldynamik Titel	Laufzeit	finanziert von
Dynamische Pfahltests	1983 - 1985	DFG
Ermittlung der Tragfähigkeit Rammpfählen durch dynamische Pfahltests	1984 - 1985	Nieders. MWK
Untersuchung von Stahlbeton- rammpfählen auf Beschädigungen	1986 - 1987	Nieders. MWK

Forschungsvorhaben Pfahldynamik Titel	(Fortsetzung) Laufzeit	finanziert von
Tragfähigkeit von Verpress- pfählen mit kleinem Durchmesser für die Sanierung historischer Gebäude	1985 - 1986	Nieders. MWK
Integritätsprüfung von Ort- betonpfählen	1988 - 1990	DFG

Im Bereich der Deponietechnik wurden zahlreiche Forschungsvorhaben zur Beständigkeit von Tonen und Dichtwandmassen gegenüber angreifenden Sickerwässern durchgeführt. Untersucht wurden z.B. die Auswirkungen von Durchströmungen mit verschiedenen Flüssigkeiten auf die Dichtigkeits- sowie Spannungs-Verformungseigenschaften von (kombinierten) Dichtungsmaterialien, unterschiedlichste Rezepturen für Dichtwandmassen für verschiedene Zwecke, Erosionssicherheiten von Dichtwandmassen u.a.

Des weiteren wurden umfangreiche Untersuchungen zur Standsicherheit von Deponiebauwerken vorgenommen. Da hier noch viele Parameter unbekannt waren, wurde z.B. das Reibungsverhalten der einzelnen Komponenten einer rein mineralischen oder einer Kombinationsabdichtung anhand umfangreicher Laborversuche untersucht, so daß nunmehr Anhaltswerte und Techniken für die Ermittlung der Standsicherheit im Böschungsbereich vorliegen.

Forschungsvorhaben Deponien, Abdicht Titel	ungen, Grund Laufzeit	wasserschut finanziert	z von
Entwicklung optimaler Deponieab- dichtungen aus zementstabilisierten Bentonit-Suspensionen	1985 - 1986	Nieders.	МЖК
Begleitende Untersuchungen, Labor- und Feldversuche, Langzeitkontrolle bei der Sanierung der Sondermüllde- ponie Malsch mit einer Foliendicht- wand	1984 - 1989	BMFT	
Untersuchungen zur Erosionssicher- heit von Dichtwandmassen	1985 - 1986	Nieders.	MWK
Die Anwendung neuer unmittelbarer Aufschlußverfahren zur Erfassung und Beurteilung kontaminierter Bodenzonen	1986 – 1987	Nieders.	MWK
Feststoffreiche Dichtwände zur Einkapselung von Altlasten	1987 - 1988	Nieders.	MWK
Beurteilung der Beständigkeit mine- ralischer Dichtungsmaterialien gegen agressive Schadstofflösungen am Bei- spiel dreier niedersächsischer Ton- lagerstätten	1987 – 1988	Nieders.	МЖК
Verbesserung der Gütekontrolle bei der Herstellung mineralischer Depo- niebasisabdichtungen	1989	Nieders.	МЖК

Im Bereich der Verfestigung wurden folgende Forschungsvorhaben bearbeitet:

Forschungsvorhaben Verfestigung und Titel	Ablagerung v Laufzeit	on Abfällen finanziert von
Großtechnische Versuche zur Depo- nierung von Braunkohlenaschen	1985 - 1986	LOBA Dortmund
Entwicklung von Untersuchnugsver- fahren zur Beurteilung des Verhal- tens von verfestigten Abfällen bei der Ablagerung auf Deponien und zur Festlegung von Güteanforderungen	1985 – 1987	RP Münster
Die Eigenschaften und das lang- fristige Deponieverhalten ver- festigter Abfälle	1988 - 1992	RP Münster

Weitere Forschungsvorhaben auf dem Gebiet des allgemeinen Grund- und Tunnelbaus waren:

Forschungsvorhaben Grund- und Tunnelbau			
Titel	Laufzeit	finanziert von	
Realistische Beurteilung der Stand- sicherheit und wirtschaftliche Be- messung von Tunneln in überkonsoli- dierten Tonen aus Primärspannung- messungen	1984 – 1986	DFG	
Optimierung von Stützflüssigkeiten zum wirtschaftlichen und sicheren Auffahren von Tunneln mit Schilden mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust	1985 - 1986	Nieders. MWK	
Entwicklung von Erkundungsmethoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Böden für Brückengründungen	1984 - 1988	BWB	
Experimentelle Untersuchungen zur Verdichtung norddeutscher Sande mit Tiefenrüttlern	1983 – 1986	Nieders. MWK	
Deckung des Spitzenwärmebedarfs von Bürogebäuden durch als Wärme- wand ausgebildete Baugrubenwände	1986 – 1987	Nieders. MWK	
Untersuchung der Möglichkeit zur Verbesserung der Fließfähigkeit und Verringerung der Durchlässig- keit unterschiedlicher Böden beim Einsatz von Erddruckschilden	1987 - 1988	Nieders. MWK	

Diese Forschungsthemen haben sich z. T. im Zusammenhang oder in Folge von Fragestellungen ergeben, die von Firmen, Ämtern und Behörden oder von Gerichten an das Institut in Form von Anfragen und Aufträgen gerichtet wurden.

Neben den genannten Forschungsarbeiten wurden zahlreiche kleinere Entwicklungen und Arbeiten auf den Gebieten

- Bodenmechanik
- Grundbau
- Deponietechnik
 Baugrunderkundung
- Grundwasserschutz
 numerische Verfahren
- Bodenverbesserung
- 🛛 Grundbaudynamik
- Modellversuchstechnik
- Laborversuchstechnik
- Tunnelbau
- Felsmechanik
- Pfahldynamik
- Sanierung
- Meßtechnik

erstellt. Hilfreich war dafür ein weiterer Ausbau der Laboreinrichtung. Infolge der umfangreichen Forschungsarbeiten auf dem Deponiesektor und anderer Baustellenarbeiten, bei denen oft die dauernde Anwesenheit vor Ort notwendig war, wurde auch ein Laborcontainer als Baustellenlabor ausgerüstet. Damit kann ein voll funktionstüchtiges Baustellenlabor, für die jeweiligen Anforderungen ausgerüstet, eingesetzt werden.

Die Ausstattung der Versuchsstände mit automatischen Prozeßsteuerungen sowie einer digitalen Aufzeichnung der Meßergebnisse wurde intensiviert. So wurden z.B. die Scherversuchstände mit einer automatischen Regeltechnik ausgestattet, Meßinstrumente auf Baustellen mit Speichern versehen, so daß die Daten in größeren Zeitabständen abgerufen werden können, oder Feldversuche bezüglich der Ermittlung der Durchlässigkeit von Böden in Bohrlöchern für die Weiterverarbeitung direkt aufgezeichnet und z. T. im Feld verarbeitet werden können.

Leider mußte in diesem Bereich auch ein schmerzlicher Verlust verzeichnet werden, da die mühsam erworbene Spitzendrucksonde mitsamt dem Trägerfahrzeug einem Brandanschlag zum Opfer fiel und bis heute nicht ersetzt werden konnte. Im Zeitraum 1985 bis 1989 wurden am Institut folgende Dissertationen abgeschlossen:

Mitarbeiter	Thema
Balthaus, H.	Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, 1986
Krause, Th.	Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsge- stützter Ortsbrust, 1987
Meseck, H.	Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, 1987
Reuter, E.	Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber organischen und anorganischen Säuren, 1988
Wichert, H.W.	Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, 1988
Geil, M.	Untersuchungen der physikalischen und chemi- schen Eigenschaften von Bentonit-Zement- Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, 1989
Kruse, Th.	Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, 1989
Knüpfer, J.	Schnellverfahren für die Güteüberwachung mine- ralischer Deponiebasisabdichtungen, 1989

Die im Rahmen der Forschungsarbeiten gewonnenen Erkenntnisse wurden in Seminaren und Tagungen an die Fachwelt weitergegeben. So wurden in Zusammenarbeit mit Baufirmen, Behörden und anderen Instituten Seminare zu den Themen Deponien, Pfähle und Baugrunderkundung veranstaltet:

Seminarthema	
Dynamische Pfahltests	Fachseminar 23. – 24. November 1985
Bodensanierung und Grund- wasserreinigung, Wieder- nutzung von Altstandorten	Fachseminar ZAF (Zentrum für Ab- fallforschung) 24. – 25.09.1986
Dichtwände und Dichtsohlen	Fachseminar 02. – 03. Juni 1987
Baugrunderkundung	Fachseminar 1985

In Vorbereitung sind im Frühfahr 1990 stattfindende Seminare zu den Themen

- Verfestigung von Abfällen
- konstruktiver Deponiebau und
- Pfahldynamik.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Auch in der Zeit der Vakanz der Stelle des Institutsleiters wurden am Institut zahlreiche für die Praxis wertvolle Forschungsvorhaben durchgeführt. Die Ende der siebziger Jahre gesetzten Forschungsschwerpunkte wurden konsequent weitergeführt und ausgebaut und um das aktuelle Themengebiet Verfestigung und Deponierung von Abfällen erweitert.

In Zukunft wird sich das Institut den folgenden Forschungsschwerpunkten widmen:

Umwelttechnik	mit	den	Bereichen	Deponiebau,
				Erkundung und Einkapselung von
				Altstandorten und Altlasten,
				Verfestigung von Abfällen
Grundbau	mit	den	Bereichen	Herstellung von Pfählen, Pfahltragfähigkeit, Pfahlprüfung
<u>Bodenmechanik</u>	mit	den	Bereichen	Baugrunderkundung, €-£ – Verhalten von Böden und Ersatzstoffen
Tunnelbau	mit	den	Bereichen	Vortriebsverfahren sowie Stütz- und Fördersysteme

Die Mitarbeiter des Instituts werden sich mit ihren theoretischen und praktischen Erfahrungen und der modernen Geräteausstattung auch weiterhin bemühen, eine gute Ausbildung der Studenten zu gewährleisten, praxisnahe Forschungen durchzuführen und Auftraggeber im In- und Ausland verläßlich, sachkundig und möglischst schnell zu unterstützen.



Zurückhaltung von Schadstoffen bei der Durchströmung von bindigen Böden und Dichtwänden*

von Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

Zusammenfassung

Stand der Technik ist es, Deponien mit mineralischen Dichtungen auszustatten und kontaminierte Bodenbereiche mit Bentonit-Zement-Dichtwänden zu umschließen. Mit derartigen Abdichtungen soll das Austreten von Schadstoffen aus den eingeschlossenen Abfallstoffen in das Grundwasser oder in den umgebenden Boden verhindert werden.

Die Eignung von Dichtungsmaterialien wird vornehmlich an deren Wasserundurchlässigkeit gemessen. Durch die in diesem Beitrag zusammenfassend vorgestellten Untersuchungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig konnte für spezielle tonige Materialien und Bentonit-Zement-Dichtwandmassen gezeigt werden, daß sich gegenüber der Durchströmung mit Wasser bei der Durchströmung mit chemischen Stoffen versetzten Flüssigkeiten abweichende Durchlässigkeitseigenschaften ergeben, deren Entwicklung im Laufe der Zeit noch nicht mit Sicherheit abgeschätzt werden kann. Weitere, insbesondere interdisziplinäre Untersuchungen sind erforderlich.

* Vortrag im Rahmen des Seminars "Geotechnische Fragestellungen bei Untertagedeponien und Transportvorgängen" des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. am 3.0ktober 1989 in Aachen.

1. Einführung

Bereits seit einigen Jahren werden von Ingenieuren, so auch am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig auf Anregung meines Vorgängers Prof. Dr.-Ing. Hanns Simons Durchlässigkeitsuntersuchungen an mineralischen Abdichtungen und Dichtwandmassen durchgeführt.

Die in meinem Beitrag dargestellten Untersuchungsergebnisse sind den in den Mitteilungen des Instituts veröffentlichten Arbeiten der Damen Dr. Geil und Hermanns und der Herren Dr. Meseck und Dr. Reuter entnommen:

Heft 23	Meseck, H.	Dichtwände und Dichtsohlen Fachseminar 23. Juni 1987 Hermanns, R., Meseck, H., Reuter. E.: Sind Dichtwände beständig gegenüber den Sickerwässern aus Altlasten?
Heft 25	Meseck, H.	Mechanische Eigenschaften von mine- ralischen Dichtwandmassen, 1987
Heft 26	Reuter, E.	Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber organischen und anorga- nischen Säuren, 1988
Heft 28	Geil, M.	Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bento- nit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand. 1989

Die Untersuchungen wurden im Hinblick auf neuanzulegende Oberflächendeponien und auf die Sanierung von oberflächennahen Altstandorten durchgeführt.

Als wesentlicher Bestandteil der Abdichtungssysteme neuangelegter Deponien in der Sohle, auf Böschungen und als Oberflächenabdichtung werden mineralische Dichtungen ausgeführt. Mineralische Dichtungen bestehen aus

- natürlichen Tonen, gegebenenfalls nach Homogenisierung und Vorzerkleinerung
- verschiedenen in Zwangsmischer oder mit Erdbaugeräten gemischten Böden
- oder aus natürlichen Böden mit Einmischung geringer Mengen hochquellfähiger Bentonite.

Zur Sicherung von Altstandorten werden Dichtwände ausgeführt, die aus einem Gemisch aus Bentonit und Zement bestehen.

Mit beiden Dichtungselementen soll erreicht werden, daß Schadstoffe aus dem Deponiebereich nicht über das Transportmedium Wasser in den zu schützenden Grundwasserbereich gelangen können.

Aus diesem Grunde gilt als Qualitätsmerkmal die Wasserundurchlässigkeit. Der vorliegende Entwurf der TA- Sonderabfall fordert dementsprechend einen, den heutigen Herstellungstechniken angepaßten Durchlässigkeitsbeiwert und eine Mindestdicke der Dichtungsschicht, in der Erwartung, daß damit in zumindest ähnlicher Weise wie das Wasser auch Schadstoffe zurückgehalten werden.

Im folgenden möchte ich zunächst stellvertretend für mineralische Dichtungsmassen an Tonen und anschließend an ausgewählten Dichtwandmassen, die im Einphasenverfahren hergestellt werden, Ergebnisse phänomenologischer Untersuchungen darstellen. Anschließend möchte ich einige Schlußfolgerungen ziehen sowie den weiteren Untersuchungsbedarf aufzeigen.

2. Randbedingungen

2.1 Basisabdichtung

Bei neu anzulegenden Deponien ist nach heutigem Stand der Technik auf dem gewachsenen Boden, oberhalb des Grundwasserspiegels erdbautechnisch eine mehrlagige mineralische Dichtungsschicht herzustellen (Abb. 1). Bei Sonderabfalldeponien wird darauf eine Kunststoffdichtungsbahn verlegt. Auf der









Abdichtung wird eine Dränageschicht hergestellt, in der anfallendes Deponiesickerwasser gesammelt und abgeführt werden soll. Daraus ergibt sich, daß das zu erwartende Gefälle planmäßig etwa bei 0 liegt. Hervorgerufen durch Schäden kann sich unplanmäßig aber auch ein erheblich höherer Sickerwasserstand und damit ein sehr viel größeres Gefälle in der Dichtungsschicht einstellen. Das Gefälle kann sich in Abhängigkeit von der Muldentiefe in der Größenordnung von i = 10 bis i = 20 einstellen.

2.2 Dichtwand

Bei der Umschließung von Altstandorten mit Dichtwänden (Abb. 2) wird angestrebt, im Deponiebereich einen niedrigeren, zumindest aber gleichen Wasserstand zu erreichen wie er außerhalb der Umschließung vorhanden ist. Infolge von Grundwasserschwankungen oder auch durch Undichtigkeiten in der Oberflächenabdichtung des eingeschlossenen Bereiches kann sich auch ein höherer Grundwasserstand im Inneren einstellen, so daß ein Gefälle von innen nach außen entstehen kann. Das langfristig zu erwartende Gefälle dürfte in der Größenordnung zwischen 0 und 1 nach innen liegen.

Während der Herstellung und während des Abbindeprozesses kann die Dichtwandmasse bereits chemischen Stoffen ausgesetzt sein, die einen negativen Einfluß auf die Durchlässigkeit der Dichtwand haben können.

3. Durchlässigkeitsuntersuchungen

3.1 Allgemeines, Versuchstechnik

Die Darstellung der Randbedingungen zeigt, daß die im praktischen Fall vorliegenden Gradienten planmäßig sehr gering sind. Da heute technisch und wirtschaftlich machbare geringe Durchlässigkeiten der mineralischen Dichtungsmassen gefordert werden (z. B. TA-Sonderabfall zur Zeit: $k = 5 \times 10^{-10}$), ergäben sich für Durchlässigkeitsuntersuchungen mit den

 $k = 5 \times 10^{-5}$), ergaben sich für Durchlässigkeitsuntersuchungen mit den oben angedeuteten Gradienten an Laborproben Durchströmungszeiten von vielen Jahren. Aus diesem Grunde werden in den Laborversuchen erheblich größere Gefälle auf die zu durchströmenden Proben aufgebracht. Empfohlen wird vom









- 28 -
Arbeitskreis "Geotechnik der Deponien und Altlasten" der DGEG ein Gefälle von i = 30. In der Literatur wird allerdings übereinstimmend festgestellt, daß bei den für mineralische Abdichtungen angestrebten Durchlässigkeitsbeiwerten Gradienten von i < 1000 noch das lineare Gesetz von Darcy gilt. Bei niedrigen Gradienten, wie sie planmäßig bei Deponiebauwerken zu erwarten sind, ist eher mit einer geringeren Durchlässigkeit zu rechnen (Lit.: Schildknecht, Schreiber, 1987).

Die Durchströmungsversuche wurden in korrosionsbeständigen Prüfzellen durchgeführt (Abb. 3). Für die nachfolgend beschriebenen Untersuchungen an Tonen wurden in Ödometer konsolidierte Proben in Paraffin eingegossen. Der Probendurchmesser betrug 7 cm, die Probenhöhe 3 cm.

Die Durchströmungsuntersuchungen der Dichtwandmassen wurden in vereinfachten Triaxialzellen durchgeführt (Abb. 4), in die Proben mit einem Durchmesser von 10 cm und einer Probenhöhe von ebenfalls 10 cm eingebaut wurden. Der Zelldruck wird während der Durchströmung etwa 0,2 bar höher eingestellt als der Durchströmungsdruck, so daß eine Umläufigkeit zwischen Kunststoffhülle und Probenkörper verhindert wird. In der Probe wird durch den Zelldruck ein isotroper Spannungszustand erzeugt, der in der Größenordnung von etwa 100 kN/m liegt.

3.2 Darstellung einiger Ergebnisse von Langzeituntersuchungen an Tonen

In den Jahren von 1982 bis 1985 wurde von Herrn Dr. Reuter das Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren untersucht (Heft 26). Untersucht wurden drei natürliche Tone aus niedersächsischen Vorkommen (Abb. 5).

Die Tone wurden in einem Laborrührer unter Wasserzugabe nahe der Fließgrenze homogenisiert und in Kompressionsgeräten (Ödometer) konsolidiert und anschließend in die Prüfzellen für Durchlässigkeitsversuche nach der Verguß-Methode eingebaut.

Die Einbauwassergehalte betrugen bei Ton I und Ton II je-weils etwa 34 %, bei Ton III 52 % bei einem Sättigungsgrad von 1,0.



	Ton I	Ton II	Ton III
Bezeichnung n. DIN 4022		Τ,ū	1
Bezeichnung n. DIN 18196	TA	тм	ТА
V _{Ca} [%] Kalkgehalt	2,6	16,8	3, 2
V _{GI} [%] Glühverlust	8,3	7,4	8,3

Korngrößenverteilung

	Ton I	Ton II	Ton III
w [%] Wassergehalt	18,6	21,7	19,6
w _L [%] Fließgrenze	50,4	42,7	88,5
wp (%) Ausrollgrenze	18,0	19,8	23,9
I _A [-] Aktivitätsz.	0.54	0,64	1,96

Abb. 5: Kennwerte	e der	drei	untersuchten	Tone	[Reuter]	
-------------------	-------	------	--------------	------	----------	--

Nr.	Prüfflüssigkeit	pH-Wert [-]	Leitfähigkeit [µS/cm]
0	Aqua destillata (Vergleichsflüss.)	7,3	7,1
1	5% ige anorganische Säure (Salzsäure, Schwefelsäure u. Salpetersäure je 33 Vol.%)	1.0	> 200 000
2	5 % ige organische Säure (Essigsäure u. Propionsäure je 50 Vol. %)	2,2	1206
3	Schwermetallsalzlösung (je 1g/l Nickelchlorid, Kupfer- chlorid, Chromchlorid u.Zinkchlorid)	2,9	4760
4	synthet. Sickerwasser organisch (Natriumacetat, Glycin, Essigsäure u. Salizylsäure)	4,2	9920

Abb. 6: Prüfflüssigkeiten [Reuter]

Die fünf verwendeten Prüfflüssigkeiten wurden nach folgenden Kriterien ausgewählt (Abb. 6):

- Die Lösungen sollten im sauren pH-Bereich ein breites Spektrum zwischen pH = 1 und pH = 7 abdecken.
- Als Vergleichsflüssigkeit sollte jeder Ton mit destiliertem Wasser durchströmt werden (Nr.0).
- Die organischen Säuren sollten die beim mikrobiellen Abbau organischer Abfälle aus Hausmülldeponien in hohem Maße anfallenden Fettsäuren repräsentieren.
- Durch eine Säure sollte ein schwermetallbelastetes Deponiesickerwasser simuliert werden (Nr.3).

Für jede der sich damit ergebenden 15 unterschiedlichen Kombinationen wurden je zwei Probekörper durchströmt, so daß insgesamt 30 Langzeitversuche mit Durchströmungszeiten von 200 bis 600 Tagen durchgeführt wurden.

Um möglichst oft die Porenflüssigkeit gegen die Prüfflüssigkeit austauschen zu können, Ziel war mindestens 20fach, wurden Gefälle zwischen 167 und 667 aufgebracht (maximaler Druck 2,1 bar).

Für den Verlauf der Durchlässigkeit während des Versuchszeitraumes und für den endgültigen Wert ergab sich an jeweils beiden Proben eine sehr gute Übereinstimmung. Die vorliegenden in der Matrix dargestellten Ergebnisse zeigen, daß sowohl im Durchlässigkeitsverhalten während der Versuchsdauer als auch für den endgültigen Durchlässigkeitsbeiwert eine Beeinflussung durch chemische Wechselwirkungen zwischen Prüfflüssigkeit und Dichtungsmaterial vorhanden ist (Abb. 7).



- 32 -



.

- 33 -

Langfristig ist mit einer größeren, jedoch stabilen Durchlässigkeit für die untersuchten Chemikalien im Vergleich mit Wasser zu rechnen. Ein signifikanter Ausfall wurde bei keiner Probe festgestellt.

Während der Durchlässigkeitsversuche wurden Wasseranalysen durchgeführt, deren Ergebnisse deutlich auf chemische Wechselwirkungen zwischen den Prüfflüssigkeiten und Tonen hinweisen. Die auftretenden Ionenauslaugungen wurden mit fortschreitender Durchsickerung geringer. Ein Zusammenhang zwischen Beruhigung der chemischen Aktivitäten und der Konstanz der Durchlässigkeitsbeiwerte war feststellbar.

Eine definitive Aussage über die Qualität eines Tones und die Rückhaltung von Schadstoffen allgemein kann nicht gemacht werden. Es ist zu erwarten, daß bei sich ändernden Randbedingungen wie Temperatur oder chemische Zusammensetzung des Sickerwassers, erneut chemische Reaktionen und damit Durchlässigkeitsänderungen auftreten werden.

Die Gegenüberstellung der endgültigen Durchlässigkeitsbeiwerte (Abb. 8), bezogen auf den Wasserdurchlässigkeitsbeiwert und die Summe der ausgelaugten Kationen in Abhängigkeit vom pH-Wert der Prüfflüssigkeiten

pH = 1,0 : 5 %ige anorganische Säure pH = 2,2 : 5 %ige organische Säure pH = 2,9 : Schwermetallsalzlösung pH = 4,2 : synthetisches Sickerwasser

zeigt, daß ein Zusammenhang zwischen Auslaugung und Durchlässigkeitserhöhung nur mit gutem Willen bei pH-Werten um 2 zu erkennen ist (Abb. 9).

3.3 Darstellung einiger Ergebnisse von Untersuchungen an Dichtwandmassen

Neben der wesentlichen Aufgabe, eine möglichst geringe Durchlässigkeit im fertiggestellten Zustand zu entwickeln, hat die für die Dichtwand verwendete Bentonit-Zement-Suspension schon im frischen Zustand während der Herstellung im Einmassenverfahren besondere Eigenschaften und Forderungen zu erfüllen



Abb. 8: Prüfflüssigkeits- und Wasserdurchlässigkeit [Reuter]



Abb. 9: Kationenauslaugsummen [Reuter]

Die Dichtwandmasse im frischen Zustand

- muß die Schlitzseitenwände stützen
- sie darf sich während der Herstellung des Schlitzes nicht entmischen und muß verarbeitbar bleiben
- die Hydratationsvorgänge des Zementes dürfen nicht vor Fertigstellung der Dichtwand einsetzen
- auch bei der Herstellung der Dichtwand im kontaminierten Boden

soll die Dichtwandmasse die gewünschten Eigenschaften haben und die Dichtigkeit entwickeln.

Die Dichtwand im fertiggestellten Zustand

- soll eine Festigkeit entwickeln, die der des umgebenden Bodenmaterials entspricht
- sie soll dauerhaft genügend plastisch bleiben
- sie soll erosionssicher gegenüber strömendem Wasser bei Durchströmung und an Flächen und in Rissen sein
- und sie soll beständig gegenüber den abzuschirmenden Schadstoffen sein.

Aus den genannten Forderungen ergeben sich vielfältige notwendige Untersuchungen.

Grundlage der Untersuchungen über die chemische Beständigkeit war in allen Fällen die Entwicklung geeigneter Dichtwandmassen, die die obengenannten Eigenschaften haben (Abb. 10 und 11). Auf die umfangreichen diesbezüglichen Untersuchungen kann ich hier nicht eingehen.

Kurzbe-	Grundmischungen				
Zeichnung	Aktivierter Natriumbentonit				
Anteile	35/175	35/200	35/225		
Bentonit [kg]	35,0	35,0	35,0		
Zement [kg]	175,0	200,0	225,0		
Wasser [kg]	928,1	919,8	911,4		
Bentonit [dm ³]	13,6	13,6	13,6		
Zement [dm ³]	58,3	66,6	75,0		
Wasser [dm ³]	928,1	919,8	911,4		
w/z-Wert[-]	5,3	4,6	4,1		
Dichte p [kg/m ³]	1138,1	1154,8	1171,4		

Hochofenzement HOZ 35 L NW HS

Abb. 10: DWM-Mischungen mit Natriumbentonit [Meseck]

Kurzbe-	Grundmischungen				
zeichnung	Ca	Calciumbentonit			
Anteile	200/150	200/175	200/200		
Bentonit [kg]	200,0	200,0	200,0		
Zement [kg]	150,0	175,0	200,0		
Wasser [kg]	872,5	864,2	855,9		
Bentonit [dm ³]	77,5	77,5	77,5		
Zement [dm ³]	50,0	58,3	66,6		
Wasser [dm ³]	872,5	864,2	855,9		
w/z-Wert [-]	5,8	4,9	4,3		
Dichte p [kg/m ³]	1222,5	1239,2	1255,9		

Hochofenzement HOZ 35 L NW HS

Abb. 11: DWM-Mischungen mit Calciumbentonit [Meseck]

Da sowohl Natrium-Bentonite als auch Calcium-Bentonite verwendet werden, waren diese beiden Bentonitsorten zu untersuchen.

Ausgewählt wurden Dichtwandmassen mit 35 kg Natrium-Bentonit (mittlere Spalte Abb. 10), bzw. 200 kg Calcium-Bentonit (rechte Spalte Abb. 11) mit jeweils 200 kg Hochofenzement je Kubikmeter.

Im Gegensatz zu Ton ist die Durchlässigkeit von Dichtwandmassen abhängig von deren Alter und vom Zeitpunkt des Beginns der Durchströmung (Abb. 12). Im praktischen Fall wird sich in der Regel ein Gradient erst nach vollständiger Umschließung des kontaminierten Bereiches einstellen, so daß für die Beurteilung der zu erwartenden Durchlässigkeitseigenschaften davon auszugehen ist, daß der Abbindeprozeß weitgehend abgeschlossen ist, wenn sich ein Gradient ausbildet. Für die Laboruntersuchungen entwickelt sich daraus aber ein Zeitproblem, so daß sich die Frage nach Beurteilungsmöglichkeiten bei begrenzten Durchströmungszeiten stellt.

Es ergab sich, daß Calcium-Bentonit-Mischungen eine niedrigere Durchlässigkeit bei Durchströmung mit Wasser aufweisen als Natrium-Bentonit-Gemische (Abb. 13).

Um den Einfluß von chemischen Stoffen, die bereits bei der Herstellung der Dichtwand in die Dichtwandmasse eindringen, zu untersuchen, wurden Dichtwandmassen mit Phenol verunreinigt (Abb. 14). Es zeigte sich, daß in diesem speziellen Fall zumindest keine Verschlechterung der Durchlässigkeitseigenschaften sowohl bei der anschließenden Durchströmung mit destilliertem Wasser als auch bei der Durchströmung mit 350 mg/l Phenol versetztem Wasser eintrat. Auch hier war die Ca-Bentonit-Dichtwandmasse undurchlässiger als die Na-Bentonit-Dichtwandmasse (Abb. 15).

Die Durchströmung der gleichen Dichtwandmassen mit einem synthetischen Sickerwasser (Abb. 16, rechte Spalte) zeigte im Vergleich zu destilliertem Wasser bei der Mischung mit Natrium-Bentonit eine Vergrößerung der Durchlässigkeit, während sich beim Calcium-Bentonit eine Verringerung einstellte (Abb. 17).







Abb. 13: Zeitliche Entwicklung der Wasserdurchlässigkeit der Grundmischungen 35/200 und 200/200 [Meseck]

Material	Anmachwasser	Prüfflüssigkeit
Na-Bentonit+Zement Ca-	Leitungswasser	Aqua dest.
Na-Bentonit+Zement Ca-	Leitungswasser + 5 % Phenol (35 mg/l)	Aqua dest.
Na-Bentonit+Zement Ca-	Leitungswasser	350 mg/l Phenol
Na-Bentonit+Zement Ca-	Leitungswasser + 5 % Phenol (35 mg/l)	350 mg/l Phenol







	DEPONIESICKERWASSER	SYNTHETISCHES SICKERWASSER
pH-WERT	7,0	6,7-9,2
LEITFÄHIGKEIT	63500 µS/cm	16050 µS/cm
SULFAT	38700 mg/l	38700 mg/l
CHLORID	11000 mg/l	15119 mg/l
AMMONIUM	400 mg/l	376 mg/l
NITRAT	500 mg/l	549 mg/l
KALIUM	315 mg/l	168 mg/l
NATRIUM	18544 mg/l	38475 mg/l
MAGNESIUM	3500 mg/l	3500 mg/l

Abb. 16: Chemische Zusammensetzung der Sickerwässer [Hermanns, Meseck, Reuter]



Abb. 17: Durchlässigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit vom Probenalter [Hermanns, Meseck, Reuter]

Ein ähnliches Bild ergab sich für anorganische und organische Säuren (Abb. 18). Lediglich bei der 5%igen Natron-lauge ergab sich, daß die Natrium-Bentonit-Zement-Dichtungsmasse undurchlässiger war (Abb. 19).

Weitere Untersuchungen an <u>Calcium</u>-Bentonit-Zement-Dichtwandmassen, die mit Schwefelsäure-, Ammonium-Chlorid-Lösungen und mit Natronlauge durchströmt wurden, ergaben insgesamt niedrige Durchlässigkeitsbeiwerte als bei der Durchströmung mit destilliertem Wasser (Abb. 20 und 21).

Alle durchgeführten Versuche haben gezeigt, daß die <u>Wasser</u>durchlässigkeit von Natrium-Bentonit-Zement-Dichtwandmassen in der Regel größer ist als die der Calcium-Bentonit-Zement-Dichtwandmassen. Bei Natrium-Bentonit-Zement-Dichtwandmassen, die mit Chemikalien durchströmt werden, ist mit einer größeren, bei Calcium-Bentonit-Zement-Dichtwandmassen ist mit einer geringeren Durchlässigkeit zu rechnen, als sie sich bei der Durchströmung mit destilliertem Wasser ergibt. Der Durchlässigkeitsbeiwert nimmt mit zunehmendem Alter der Dichtwandmasse ab, er ist aber auch abhängig vom Beginn der Durchströmung bald nach der Fertigstellung der Dichtwand.

4. Schlußfolgerungen und weiterer Untersuchungsbedarf

Die Untersuchungsergebnisse zeigen, daß im Untersuchungszeitraum bei natürlichen mineralischen Dichtungsmassen im ungünstigsten Fall um bis zu eineinhalb Zehnerpotenzen größere, jedoch stabile Durchlässigkeiten im Vergleich zur Durchströmung mit Wasser zu erwarten sind (Abb. 22).

Die endgültigen Durchlässigkeiten entwickeln sich erst nach einiger Zeit, so daß für Eignungsprüfungen von natürlichen Tonen Langzeitversuche durchzuführen sind, mit denen die Konstanz der k-Werte nachgewiesen werden kann.

Für die untersuchten Bentonit-Zement-Dichtwandmassen wurde bei Verwendung von Calcium-Bentoniten eine geringere Durchlässigkeit als bei der Durchströmung mit Wasser festgestellt.

Prüfflüssigkeit	pH-Wert
Aqua dest.	7,6
5 °∕₀ige anorganische Lauge (Natronlauge)	13,9
5 °/oige organische Säure (Essigsäure v. Propionsäure je 50 Yol.°/o	2,2
5 %ige anorganische Säure .(Salzsäure,Schwefelsäure u. Salpeter- säure je 33 Vol.%)	0,2

<u>Abb. 18:</u> Verwendete Prüfflüssigkeiten [Hermanns, Meseck, Reuter]



Abb. 19: Durchlässigkeitsbeiwerte von Dichtwandmassen bei Verwendung unterschiedlicher Prüfflüssigkeiten [Hermanns, Meseck, Reuter]









- 44 -



Probenalter

Abb. 22: Zeitliche Entwicklung der Durchlässigkeit von tonigen Abdichtungen (schematisch)





- 45 -

Die festgestellte Entwicklung der Durchlässigkeiten weisen darauf hin, daß relativ frühzeitig ermittelte Durchlässigkeiten immer größer sind als diejenigen, die an Proben ermittelt wurden, bei denen der Abbindeprozeß des Zementes abgeschlossen ist (Abb. 23).

Es muß jedoch festgehalten werden, daß aufgrund der vorliegenden Untersuchungsergebnisse Prognosen für die Langzeitbeständigkeit in Richtung EWIG weder für mineralische Dichtungen noch für Bentonit-Zement-Dichtwandmassen gemacht werden können. Darüber hinaus liegen nur spezielle Ergebnisse weniger Stoffe oder Mischungen vor. Andere Stoffe oder andere Kombinationen von Stoffen können ganz andere Ergebnisse bewirken. Dies betrifft sowohl die Bestandteile der Dichtungen als auch die zurückzuhaltenden chemischen Stoffe.

Einflüsse von Wärme- oder Frosteinwirkungen sowie von Wassergehaltsänderungen sind wenig untersucht.

Es ist nicht bekannt, welche Fehler durch die im Vergleich zu den Verhältnissen in situ relativ großen Strömungsgeschwindigkeiten und den verkürzten Verweilzeiten der durchströmenden Flüssigkeiten auftreten.

Hier setzen weitere vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik in Braunschweig in Zusammenarbeit mit dem geochemischen Zentrallabor im Fachbereich Bergbau und Geowissenschaften der TU Berlin geplante Forschungsvorhaben an, in denen das Alterationsverhalten zunächst von Dichtwandmassen unter möglichst natürlichen Bedingungen untersucht werden soll.

Auf der Grundlage geochemischer und tonmineralogischer sowie bodenmechanischer Untersuchungen während der Alteration, wird es dem Ingenieur in der Zukunft im Zusammenwirken mit Fachleuten wie Geochemikern und Tonmineralogen hoffentlich möglich sein, bessere Aussagen über das Langzeitverhalten von mineralischen Dichtungsmassen zu machen.

Als vorbildlich betrachte ich hierfür die Arbeiten des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der ETH Zürich.

Immobilisierung von Schadstoffen durch Verfestigung

von Petra Beckefeld

1. Einleitung

Ein steigendes Abfallaufkommen, mitverursacht durch große Mengen zu entsorgender Rauchgasreinigungsrückstände sowie einer Vielzahl zu sanierender Altlasten, hat bei gleichzeitiger Verknappung des Deponievolumens zu einem Entsorgungsengpaß geführt. Dadurch sind chemisch-physikalische, biologische und thermische Abfallbehandlungsverfahren verstärkt in den Vordergrund getreten. In einigen Fällen, in denen eine Reduzierung, Umsetzung oder Auswaschung der im Abfall enthaltenen Schadstoffe nicht möglich ist, kommt als Behandlung die Verfestigung in Frage, durch die vorhandene Schadstoffe so eingebunden werden sollen, daß sie nur noch schwer oder überhaupt nicht mehr auslaugbar sind. Das Fernziel dieser Behandlung ist die Wiederverwertung des Abfalls als Baustoff.

In vielen Fällen, in denen dies nicht erreicht werden kann, dient die Verfestigung der Verbesserung der Abfalleigenschaften im Hinblick auf das langfristige Deponieverhalten.

2. Verfestigung

2.1 Mechanismen der Schadstoffeinbindung

Bei der Verfestigung wird ein Abfall oder mehrere Abfallströme, teilweise unter Zugabe von Additiven, mit einem Bindemittel gemischt und, meist unter Wasserzugabe, zu einem homogenen Produkt verarbeitet. Nach dem Aushärten weist das Verfestigungsprodukt gegenüber dem Ausgangsmaterial deutlich verbesserte mechanische Eigenschaften, u. a. eine deutlich höhere Festigkeit, auf. Das hat dazu geführt, daß sich der Begriff "Verfestigung" für diese Form der Behandlung durchgesetzt hat. Für den Erfolg einer Verfestigung ist jedoch nicht die erreichte Festigkeit, sondern die Einbindung der vorhandenen Schadstoffe und damit deren Immobilisierung entscheidend.

Die Immobilisierung der Schadstoffe kann durch vier Mechanismen erfolgen:

- chemische Einbindung
- Adsorption
- Verringerung der Löslichkeit
- physikalische Einbindung.

2.2 Chemische Einbindung

Eine chemische Einbindung kann bei Abfällen homogener Zusammensetzung erfolgen, die im wesentlichen durch einen Schadstoff belastet sind, der gezielt eingebunden werden kann.

Wesentlich häufiger ist jedoch eine chemische Einbindung bei der Verfestigung verschiedenster Abfälle mit hydraulischen Bindemitteln wie z.B. Zement zu beobachten. Untersuchungen z.B. von KHORASANI et al. [3] zeigen, daß Schwermetallionen durch Verfestigung mit verschiedenen Bindemitteln beispielsweise in Silikate, Hydroxide oder Sulfate eingebaut und somit immobilisiert werden.

2.3 Adsorption

Die Adsorption als chemisch-physikalische Bindung spielt bei der Immobilisierung von Schadstoffen ebenfalls eine, wenn auch eher untergeordnete, Rolle.

Bei der Verfestigung mit Zement können beispielsweise Quecksilber- und Cyan-Ionen auf der Oberfläche von Calcium-Silikat-Hydraten adsorbiert werden (UCHIKAWA et al. [5]).

2.4 Verringerung der Löslichkeit

Die Löslichkeit von Schwermetallen ist in pH-Wert-Bereichen zwischen 8 und 12 deutlich verringert. Durch Einstellen des pH-Wertes im entsprechenden Bereich, z.B. durch Zementzugabe, werden die Schwermetalle im Verfestigungsprodukt immobilisiert. Tabelle 1 zeigt eine Zusammenstellung von Löslichkeitsminima aus zwei Literaturstellen.

Metall	Löslichkeitsmin. bei pH	Metall	Löslichkeitsmin. bei pH
Zink	9	Zink	8,5 - 11,5
Chrom	8,5	Blei	8,0 - 11,5
Kupfer	9	Cadmium	9
Nickel	10,5		5 K 1

nach SALAS [4]

nach BRUNNER et al. [2]

Tabelle 1 : Löslichkeitsminima verschiedener Schwermetalle

Bei niedrigen pH-Werten, etwa bei pH 4 sowie bei einer Erhöhung über die genannten pH-Werte hinaus, steigt – mit Ausnahme von Cadmium – die Löslichkeit der Schwermetallverbindungen stark an.

2.5 Physikalische Einbindung

Durch physikalische Einbindung werden Schadstoffe in eine Matrix aus dichtem und langfristig stabilem Material eingeschlossen und dadurch immobilisiert. Diese Einbindung stellt den Hauptmechanismus bei den derzeit zur Anwendung kommenden Verfestigungsverfahren dar. Die Zugabe von Bindemitteln und/ oder Additiven bewirkt zunächst eine Verbesserung der Festigkeit der Abfälle. Wesentlich wichtiger ist jedoch die gleichzeitige Minimierung der Wasserdurchlässigkeit des Verfestigungsproduktes. Durch Verringerung oder im Idealfall Verhinderung einer Durchströmung kann die Auslaugung und damit der Schadstoffaustrag aus dem Verfestigungsprodukt minimiert oder sogar verhindert werden.

Voraussetzung für die langfristige Wirksamkeit einer physikalischen Einbindung ist die Herstellung eines auf Dauer beständigen monolithischen Deponiekörpers mit optimierten mechanischen Eigenschaften.

3. Prüfverfahren

In einem gemeinsamen Forschungsauftrag wurden bereits 1986 vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik und vom Institut für Siedlungswasserwirtschaft Untersuchungsverfahren zur Beurteilung des Deponieverhaltens verfestigter Abfälle entwickelt und Güteanforderungen vorgeschlagen. Die Ergebnisse dieses Forschungsauftrages des Regierungspräsidenten Münster resultieren in einer Prüfvorschrift, die inzwischen in Nordrhein-Westfalen bei der Beurteilung verschiedenster Verfestigungsprodukte zur Anwendung kommt. Den Schwerpunkt bildet dabei die Untersuchung der für die physikalische Einbindung maßgebenden mechanischen Eigenschaften. Die Prüfung umfaßt die Ermittlung der Zerfallsbeständigkeit unter Wasser, der einaxialen Druckfestigkeit und, als wichtigstes Kriterium, der Wasserdurchlässigkeit. Der Durchlässigkeitsbeiwert wird dabei im Durchströmungsversuch in der vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik entwickelten Triaxialzelle ermittelt. Gleichzeitig wird dieser Versuch als Auslaugtest verwendet, indem die durchgeströmte Flüssigkeit aufgefangen und chemisch analysiert wird.

In Tabelle 2 sind die durchzuführenden Untersuchungen sowie die zu erfüllenden Kriterien zusammengestellt.

Die Ergebnisse umfangreicher Untersuchungen verschiedenster Verfestigungsprodukte durch das IGB haben dazu geführt, daß der relativ hoch angesetzte Wert der erforderlichen Druckfestigkeit modifiziert wurde. Inzwischen liegt der Grenzwert bei $q_u = 1,0 \text{ MN/m}^2$.

Versuche, Parameter	Anforderung
Zerfallsversuch nach ENDELL Zerfallsziffer nach 28 Tagen	z ₂₈ ≤ 2 %
Einaxiale Druckfestigkeit nach DIN 18136, nach 28 Tagen danach	q _{u28} ≥ 2,5 MN/m q _{ut} ≥ q _{u28}
Wasserdurchlässigkeit in Anlehnung an DIN 18130, Teil 1, nach 28 Tagen bei einem Wasser/Feststoffverhältnis w/m _t = 5	k ₂₈ ≤ 10 ⁻⁸ m/s k ≤ k ₂₈ ≤ 10 ⁻⁹ m/s

Tabelle 2 : Anforderungen an verfestigte Abfälle [1]

4. Umsetzung auf den großtechnischen Maßstab

4.1 Anforderungen

In der Eignungsprüfung nach den oben genannten Kriterien kann das Verfestigungsprodukt im Labormaßstab in Bezug auf die mechanischen Eigenschaften sowie das Auslaugverhalten optimiert werden. Gleichzeitig wird festgelegt, durch welche Rezeptur, Einbauart und Verdichtung eine Umsetzung auf den großtechnischen Maßstab erreicht werden kann. Eine wirksame Einbindung von Schadstoffen wird nur dann erzielt, wenn der gesamte Deponiekörper die im Labor ermittelten Eigenschaften tatsächlich erreicht und langfristig beibehält.

Bisher liegen kaum Erfahrungen über das Langzeitverhalten derart sorgfältig hergestellter Monolithen aus verfestigten Abfällen vor. Dies war ein Grund für die Durchführung eines umfassend wissenschaftlich begleiteten Großversuches zur Verfestigung kontaminierter Böden in Bochum-Kornharpen.

4.2 Verfestigung kontaminierter Böden auf der Zentraldeponie Kornharpen

4.2.1 Projekt

Im Dezember 1987 wurde auf der Zentraldeponie Kornharpen ein Großversuch zur Verfestigung und Deponierung kontaminierter Böden begonnen. Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik ist mit der wissenschaftlichen Begleitung dieses Großversuches beauftragt.

Die kontaminierten Böden wurden auf einer auf dem Versuchsgelände installierten Mischanlage behandelt und unter laufender Überwachung auf der Versuchsdeponie eingebaut. Die Böden sind hauptsächlich mit polycyclischen aromatischen Kohlenwasserstoffen (PAK) belastet. Die Versuchsdeponie ist mit einem eigenen Abdichtungssystem mit getrennter Oberflächenwasser- und Sickerwasserfassung versehen. Der Untergrund dieses Deponieabschnittes läßt kaum Setzungen erwarten.

In zwei voneinander getrennten Bauabschnitten wurden nach zwei Verfestigungsrezepturen Mischungen erdfeuchter Konsistenz hergestellt, eingebaut und mit Walzen verdichtet. Im ersten Bauabschnitt wurde so ein Pyramidenstumpf mit einem Volumen von etwa 6.000 m^3 hergestellt (Bild 1). Daran anschließend, jedoch durch eine Folie getrennt und mit eigener Sickerwasserund Oberflächenwasserfassung versehen, wurde der zweite Bauabschnitt mit einem Volumen von etwa 4.700 m^3 hergestellt. Der zweite Bauabschnitt wurde voraussichtlich im April.1989 abgeschlossen.

Die Oberfläche des Monolithen wurde mit kulturfähigem Boden abgedeckt, der den Zutritt von Niederschlag ermöglicht, jedoch vor Frost schützt.



Bild 1 : Schnitt durch den Deponiekörper

4.2.2 Eignungsprüfung und Güteüberwachung

Die von der bauausführenden Firma Heitkamp Umwelttechnik vorgeschlagenen Verfestigungsrezepturen wurden vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik einer Eignungsprüfung unterzogen. Grundlage der Eignungsprüfung waren die im Abschnitt 3 genannten Prüfverfahren. Die vorgeschlagenen Rezepturen erfüllten sehr gut die geforderten Kriterien. Nach Feststellung der grundsätzlichen Eignung wurde die Verarbeitbarkeit und das Erstarrungsverhalten der Verfestigungsprodukte untersucht und die Einbauart sowie die erforderliche Verdichtung festgelegt.

Aufgabe der Güteüberwachung war es, die Umsetzung der im Labormaßstab gewonnenen Ergebnisse auf den großtechnischen Maßstab zu kontrollieren. Dazu wurde zunächst die Einhaltung der Rezepturen der hergestellten Chargen überprüft. Die Auswertung der Druckerprotokolle der Verfestigungsanlage, die jede hergestellte Charge dokumentieren, belegt eine nach einer gewissen Einarbeitungsphase sehr gute Einhaltung der Rezepturen (Bild 2).

- 53 -



Bild 2 : Stichprobe zur Kontrolle der Rezeptur

Für den in der Verfestigungsanlage behandelten Boden wurden für je 500 m³ repräsentative Referenzmischungen hergestellt, von denen Rückstellproben sowohl des Ausgangsmaterials als auch des Mischgutes entnommen wurden. Die Rückstellproben des Verfestigungsproduktes wurden im Handproctorgerät entsprechend der auf der Versuchsdeponie erreichbaren Verdichtungsenergie verdichtet. Die Prüfung der Rückstellproben erfolgte analog der Eignungsprüfung. Zusätzlich wurden Rückstellproben des kontaminierten Bodens sowie des Verfestigungsproduktes nach dem Auslaugverfahren DEV-S4 eluiert und die Eluate chemisch analysiert.

Alle untersuchten Rückstellproben der Referenzmischungen erfüllten die Anforderungen hinsichtlich der Zerfallsbeständigkeit, der Druckfestigkeit und der Wasserundurchlässigkeit. In Tabelle 3 sind exemplarisch die Mittelwerte der im ersten Bauabschnitt erreichten mechanischen Eigenschaften des Verfestigungsproduktes zusammengestellt. Die Ergebnisse aus der Eignungsprüfung wurden auch bei der Güteüberwachung vollständig erreicht.

Parameter	Prüfung nach Tagen			Anforderung
	14	28	56	
Zerfallsziffer z [%] Druckfestigkeit q _u [MN/m] Durchlässigkeits-	- 7,1	0 10,5	_ 12,5	≤ 2 % ≥ 2,5
beiwert k [m/s]	-	<10 ⁻¹²	<10 ⁻¹²	< 10 ⁻⁹

Tabelle 3 : Versuchsdeponie Kornharpen, 1. Bauabschnitt Ergebnisse der Güteüberwachung

Bei der Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes in der Triaxialzelle konnte trotz eines hohen aufgebrachten hydraulischen Gradienten i = 200 lediglich bei einer Rückstellprobe des zweiten Bauabschnittes eine Durchströmung festgestellt werden. Daher stand nur von einer Probe Flüssigkeit für Eluatuntersuchungen aus dem Triaxialversuch zur Verfügung. Die chemische Analyse dieses Eluates bezüglich der polycyclischen Aromaten war negativ, es konnte keine Konzentration festgestellt werden.

Das Auslaugverhalten der Verfestigungsprodukte konnte demzufolge für alle anderen Referenzmischungen nur aus den Eluatuntersuchungen nach DEV-S4 beurteilt werden. In Bild 3 sind die Eluatwerte des kontaminierten Bodens sowie des Verfestigungsproduktes in bezug auf die Hauptverunreinigung, die Summe der 6 PAK nach Trinkwasserverordnung, für die 16 Referenzmischungen des ersten Bauabschnittes aufgetragen.

Mit Ausnahme der letzten Mischung liegen die Eluatwerte des Mischgutes deutlich unter denen des Grundmaterials. Die hohe PAK-Konzentration in der 16. Referenzmischung wurde von einem, in bezug auf die für den Versuch verwendete geringe Probenmenge von 100 g relativ großem Stück Teer in der Probe verursacht. Eine Homogenisierung dieses heterogenen Abfalls bis in derart kleine Bereiche war nicht zu erreichen. Im zweiten Bauabschnitt, bei dem zur Einbindung der Schadstoffe zusätzlich ein organisches Bindemittel eingesetzt wurde, wiesen die Ergebnisse der Eluatuntersuchungen auf eine stärkere chemische Immobilisierung hin. Die PAK-Werte im Eluat des Mischgutes betrugen im Mittel nur noch ein Drittel der Konzentrationen im Eluat des Ausgangsmaterials, Überschreitungen dieser Konzentrationen traten nicht auf.





4.2.3 Langzeitverhalten

Die Ergebnisse der Güteüberwachung lassen darauf schließen, daß eine physikalische Einbindung der Schadstoffe durch die Verfestigung erreicht worden ist. Es ist ein monolithischer Deponiekörper relativ hoher Festigkeit mit sehr geringer Wasserdurchlässigkeit hergestellt worden. Zusätzlich konnte eine, wenn auch geringere, chemische Einbindung der Kontaminationen erzielt werden. Inwieweit die so eingebundenen Schadstoffe dem Wasserhaushalt noch zur Verfügung stehen, ob überhaupt und in welchem Umfang eine Auslaugung auftritt, ist Schwerpunkt der von uns durchgeführten langfristigen Beobachtung der Versuchsdeponie.

Literatur

- [1] Entwicklung von Untersuchungsverfahren zur Beurteilung des Verhaltens von verfestigten Abfällen bei der Ablagerung auf Deponien und zur Festlegung von Güteanforderungen. Forschungs-bericht im Auftrag des Regierungspräsidenten Münster, TU Braunschweig 1987
- [2] Brunner, P.H., Krähenbühl, M., Mönch, H.: Auslaugverhalten von Elektrofilterstäuben aus Müllverbrennungsanlagen. Eidgenössische Technische Hochschulen, EAWAG-Projekt 30-4694, 1985
- [3] Khorasani, R., Calmano, W., Förstner, U.: Verfestigung von Hafenschlick durch chemisch und mineralogisch verschiedene Bindemittel. Zweiter Internationaler TNO/BMFT-Kongreß über Altlastensanierung, Hamburg, 11.-15.04.1988
- [4] Salas, R.K.: Disposal of liquid wastes by chemical fixation/solidification of the CHEMFIX process. In: Pojasek, R.: Toxic and hazardous waste disposal, Vol.1. Ann Arbor Science Mich. 1979
- [5] Uchikawa, H., Tsukiyama, K., Mihara, Y.: Über die Bindung schädlicher Elemente durch einen hochwertigen Spezialzement. Zement-Kalk-Gips Nr. 4 1978, S. 195-203



Modellversuche zur Herstellung von Großbohrpfählen im Grundwasser mit dem Drehbohrverfahren

von Michael Hartung

1. Einleitung

Allgemein werden Großbohrpfähle mit dem Greiferprinzip und im Drehbohrverfahren mit Schappe bzw. Schnecke hergestellt. Bei beiden Verfahren kommt es im Grundwasser während des Hochziehens unterhalb der Schneidwerkzeuge zu Unterdrücken. Diese sind abhängig von der Durchflußfläche, Ziehgeschwindigkeit, Form und Rauhigkeit der Oberflächen und können durch Einsaugen von Bodenteilchen zu Auflockerungen im umliegenden Bodenbereich führen. Bei großen Unterdrücken können dabei, auch bei ausreichendem Voreilmaß der Verrohrung (DIN 4014), hydraulische Grundbrüche entstehen, die die Auflockerungen weiter verstärken.

In jüngster Zeit kam es deshalb wiederholt zu Schäden an Pfählen, die mit diesem Verfahren hergestellt wurden. Obwohl die Leerbohrungen auf Solltiefe niedergebracht wurden, waren die Pfähle zu kurz, wie durch Kernbohrungen und Integritätstests nachgewiesen wurde. Im Fußbereich der Pfähle wurde sandiges Material gefunden, wie es ca. 2 m über Pfahlfuß ansteht. Vermutlich wurde das Material durch entstehenden Unterdruck beim Ziehen der Schappe um die Verrohrung herum in den Pfahl eingezogen. Es kam zu Auflokkerungen über die gesamte Pfahllänge, was zur Reduzierung der Tragfähigkeit und zu größeren Setzungen der Pfähle führte.

Am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig wurden Modellversuche durchgeführt, um die Entwicklung des Unterdruckes in Abhängigkeit von der Durchflußfläche, Ziehgeschwindigkeit, Form und Rauhigkeit der Schappe zu untersuchen. Zuerst in Verbindung mit einer festen Bodenplatte, später in einem Sandbett, wobei hier insbesondere die Sandeinspülung untersucht wurde. Sie stellt ein Maß für die Auflockerung dar.

Alle gemessenen Werte konnten auch rechnerisch ermittelt werden. Ziel war die Überprüfung der theoretischen Ansätze, aber auch die Kontrolle der gemessenen Werte auf "Ausreißer". Mit Hilfe der theoretischen Ansätze kann der entstehende Unterdruck bei der Original-Leffer-Schappe berechnet werden.

2. Versuchsstand

Die Berechnungen haben vor Beginn der Versuche ergeben, daß der entstehende Unterdruck sehr groß (\approx 1,5 m Wassersäule) werden kann. Daher mußte ein starker Motor mit hoher Anzugkraft und für die entsprechenden Ziehgeschwindigkeiten stabile Seilrollen entwickelt und gebaut werden. Die Schappen wurden aus PVC und das Standrohr aus durchsichtigem Plexiglas hergestellt.

Bild 1 zeigt den schematischen Aufbau des Versuchsstandes.





Die Messung des entstehenden Unterdrucks Δ h [cm] erfolgt durch eine Zentimeterteilung am Meßrohr. Zur Sicherheit wurden alle Versuche mindestens zweimal wiederholt.

3. Modellversuche

3.1 Original Leffer Schappe

Als Orientierung für die Festlegung der Modellmaße diente die Schappe 1160 der Firma Leffer.



Bild 2: Original Leffer Schappe

3.2 Modellgrößen

Die Schappe wird in Verbindung mit einem Bohrrohrinnendurchmesser von $D_R = 1220 \text{ mm}$ eingesetzt. Bei den Versuchen stand ein Plexiglasrohr mit einem Innendurchmesser von $D_R = 110 \text{ mm}$ zur Verfügung, so daß sich ein Maßstabsfaktor von 1 : 11,08 ergab. Mit Hilfe dieses Faktors wurden folgende Größen zur Versuchsdurchführung festgelegt:

3.2.1 Durchmesser D

Verrohrung: Plexiglasrohr D_R = 110 mm Leffer-Schappe D_s = 102,8 mm weitere Durchmesser D_s = 100,0 102,5 105,0 107,5 mm



3.2.2 Länge s

Leffer-Schappe s = 154,2 mm weitere Längen s = 100, 200, 300, 400 mm



3.2.3 Ziehgeschwindigkeit v

Leffer-Schappe v_{max} = 0,53 m/s weitere Ziehgschwindigkeiten v = 0,2 0,4 0,6 0,8 m/s

Gezogen wurde mit dem kleineren Wert des Modellmaßstabs für Geschwindigkeiten.

3.2.4 Formen



Um die verschiedenen Formen vergleichen zu können, beträgt die weggeschnittene Fläche (I-Loch, A-Loch, geriffelt) jeweils 10% der Gesamtgrundfläche der Schappe.



Bild 3 : O-Loch, I-Loch, A-Loch, geriffelte Schappe

Untersucht werden sollte, ob die Form der Schappe einen Einfluß auf den Unterdruck hat und ob sich beim Hochziehen schlingernde Bewegungen einstellen. Zur Beobachtung dieser eventuellen unregelmäßigen Bewegungen wurden deshalb alle Versuche in einem Plexiglasrohr durchgeführt.

3.3 Versuchsmatrix und Ergebnisse

Der Einfluß der Schappenlänge s auf die Entwicklung des Unterdruckes wurde nur bei der massiven Form (O-Loch) untersucht. Bei allen anderen Kombinationen der Parameter: Durchmesser D, Ziehgeschwindigkeit v und Formen betrug die Länge s = 100 mm.

In den folgenden Tabellen sind die linken die gemessenen und die rechten die errechneten Werte. Dort, wo ein x steht, waren aufgrund zu hoher Unterdrücke keine Messungen mehr möglich.

In einem weiteren Versuch wurde bei einer Schappe das Innenloch (I-Loch) in 5 mm Schnitten von 0 \Rightarrow 35 mm immer weiter aufgebohrt und dann der entstehende Unterdruck gemessen.

Zusätzlich wurde eine Schappe nach DIN: 0,8 x Durchmesser Verrohrung hergestellt. Zusammen mit dem Modell der Leffer Schappe (0,935 x Durchmesser Verrohrung) konnte wegen der festen geometrischen Größen der Unterdruck nur bei den 4 Ziehgeschwindigkeiten ermittelt werden.

I - Loch



Relative Wasserunterdrücke 🛆 h [cm]

Länge	Durchmesser		Durch- fluß-	Geschwindigkeit v [m/s]								
[1 = 10cm]	D [mm]	d [mm]	fläche [%]	v = 0,2		v =	v = 0,4		v = 0,6		v = 0,8	
2												
s = 1	107,5	34	14,0	2,0	1,7	7,1	6,8	16,2	15,3	27,2	27,2	
	105,0	33	17,9	1,2	1,0	4,0	3,9	8,7	8,8	15,7	15,7	
	102,5	32	21,6	0,7	0,6	2,6	2,5	5,8	5,6	9,3	9,9	
	100,0	31	25,3	0,45	0,43	1,7	1,7	3,8	3,8	6,8	6,8	

(links: gemessene Werte / rechts: gerechnete Werte)

Tabelle 1

0 - Loch

Relative Wasserunterdrücke & h [cm]

(links: gemessene Werte / rechts: gerechnete Werte)

	Durch-	Durch-	Geschwindigkeit v [m/s]								
s [1 = 10cm]	messer D [mm]	fluß- fläche [%]	v = 0,2		v = 0,4		v = 0,6		v = 0,8		
			5-m						. :		
s = 1	107,5	4,5	39,2	35,0	129,2	140,0	х	315,0	х	560,1	
	105,0	8,9	6,7	5,6	23,6	22,5	51,0	50,6	89,8	90,0	
	102,5	13,2	2,7	2,1	8,8	8,5	19,3	19,1	32,3	33,9	
	100,0	17,4	1,3	1,1	4,1	4,4	10,1	9,9	17,6	17,5	
s = 2	107 5	4.5	55 7	55 2	189.7	220.9	v	497 2	v	883 8	
	107,5	4,5	55,7	55,2	100,7	220,5	~	451,2		005,0	
	105,0	8,9	8,7	7,6	30,7	30,4	62,7	68,5	107,7	121,7	
	102,5	13,2	3,0	2,6	10,5	10,6	23,1	23,8	39,6	42,3	
	100,0	17,4	1,5	1,3	4,9	5,2	11,9	11,7	20,2	20,8	
s = 3	107 5	4.5	83 5	75 5	x	301.2	x	679 3	x	1 207	
	107,5	4,5	05,5	15,5	A	501,2	~			1.207	
	105,0	8,9	10,9	9,6	38,2	38,4	84,2	86,4	138,8	153,5	
	102,5	13,2	4,0	3,2	12,0	12,7	26,2	28,5	46,5	50,7	
	100,0	17,4	1,6	1,5	6,0	6,0	12,6	13,6	24,2	24,1	
	107,5	4,5	97,4	95,7	x	382,8	x	861,4	x	1.531	
s = 4	105,0	8,9	13,6	11,6	46,4	46,3	99,7	104,2	195,1	185,2	
	102,5	13,2	4,6	3,7	15,1	14,8	31,5	33,2	57,0	59,1	
	100,0	17,4	2,0	1,7	7,0	6,8	13,9	15,4	25,7	27,4	

Tabelle 2
A-Loch, DIN, geriffelt

Relative Wasserunterdrücke Δ h [cm]

(links: gemessene Werte / rechts: gerechnete Werte)

Түр	Außen- durch- messer	Durch- fluß- fläche		Geschwindigkeit v [m/s]							
	D[mm]	[%]	v =	0,2	v	= 0,4		v = 0,	6	v =	0,8
	107,5	14,0	1,9	1,7	6,	.8 6,	, 1	15,8	15,1	27,3	26,8
N-Loch	105,0	18,0	1,0	0,9	4,	1 3,	7	9,4	8,3	16,4	14,8
A-Loch	102,5	21,8	0,6	0,6	2,	3 2,	3	5,4	5,2	9,4	9,3
	100,0	25,6	0,5	0,4	1,	.6 1,	5	4,0	3,6	7,4	6,4
geriffelt	102,5	21,8	0,7	0,6	2,	.4 2,-	1	5,8	5,4	8,6	9,6
DIN	88,0	36,0	0,1	5 0,19	0,	.65 0,	3	1,25	1,7	2,3	3,1
Leffer*)	102,8	20,0	0,9	0,8	3,	.1 3,	1	7,6	7,0	12,1	12,4

Länge s = 100 mm.

*) s = 15,4 [cm]

Tabelle 3

4. Auswertung der Modellversuche

4.1 Durchflußfläche

Die Versuche haben ergeben, daß die Form der Schappe einen vernachlässigbaren Einfluß auf den Unterdruck hat. Entscheidend ist vielmehr, wie groß der Spalt zwischen Ring und Schappe ist, durch den das Wasser beim Ziehen der Schappe nach unten fließen kann. Die Durchflußfläche errechnet sich aus der Grundfläche des Rohres und der Schappen:



In Bild 3 sind alle verschiedenen Formen und Durchmesser der gemessenen Schappen als Durchflußfläche über den Wasserunterdruck dargestellt.

Die Durchflußfläche verhält sich exponential zum Wasserunterdruck.





Die Leffer-Schappe hat ein Durchflußverhältnis von 20 %.

4.2 Länge s:

Die Schappenlänge s hat nur einen geringen, linearen Einfluß auf den Wasserunterdruck. Nur bei großen Schappendurchmessern bzw. bei kleinen Durchflußflächen ist der Einfluß relevant.





4.3 Ziehgeschwindigkeit v:

Bild 6 zeigt exemplarisch den Einfluß der Ziehgeschwindigkeiten bei verschiedenen Durchmessern. Sie verhält sich linear zum Wasserunterdruck. Der Anstieg ist bei größerem Durchmesser wesentlich stärker.



Bild 6: Einfluß der Ziehgeschwindigkeit v

Bei einer weiteren Darstellungsart (Bild 7) wird der große Einfluß der Ziehgeschwindigkeit noch deutlicher:

Verdoppelung der Ziehgeschwin	ndigkeit ∆h =	4-facher	Wert	(2²)
Verdreifachung der Ziehgesch	windigkeit _∆h =	9-facher	Wert	(3²)
Vervierfachung der Ziehgesch	windigkeit ∆h =	16-facher	Wert	(4²)



Bild 7: Einfluß der Ziehgeschwindigkeit

4.4 Druckhöhenverluste

Die Strömungsverluste beim Umfließen der Schappe während des Ziehens werden mit Hilfe bekannter Formeln getrennt, für Einlauf-, Auslauf-, und Druckhöhenverlust im Durchflußquerschnitt ermittelt. Unter Berücksichtigung der Bernoullischen Gleichung werden keine geodätischen-, sondern nur Geschwindigkeitshöhen und Strömungsverluste in Druckhöhen umgewandelt.

Bei den Modellversuchen ergab sich bei einem Rauhigkeitswert k = 0,07 mm folgende Aufteilung der Reibung:



Bild 8 : Einfluß der Ziehgeschwindigkeit v



Bild 9: Einfluß des Durchmessers D.

Der prozentuale Anteil der Gesamt-Strömungsverluste am relativen Wasserunterdruck ist unabhängig von der Geschwindigkeit, steigt aber von 50 auf 70 % bei Zunahme des Durchmessers.

5. Unterdruck der Original-Leffer-Schappe

Werden die Werte für die Original-Leffer-Schappe ausgerechnet, erkennt man den Einfluß des Rauhigkeitswertes k [mm] auf den Wasserunterdruck.

Bei verrostetem Material kann ein Rauhigkeitswert k = 1 mm angenommen werden.



Bild 10: Einfluß der Rauhigkeit K

Ist das Nachsaugrohr durch Steine, Lehm etc. verstopft, ergibt sich eine Verdreifachung des Wasserunterdruckes.



Bild 11: Leffer Original Schappe mit verstopften Nachsaugrohr

- 71 -

6. Einbau im Sandbett

6.1 Allgemeines

Beim Herstellen eines Bohrpfahls sind Auflockerungen auch mit einer Verrohrung nicht zu vermeiden. Der Grad der Auflockerung hat einen entscheidenden Einfluß auf die Mantelreibung und damit auf die Gesamttragfähigkeit des Pfahls und dessen Setzungen.

Da Großbohrpfähle ihre Gebrauchslasten größtenteils über die Mantelreibung abtragen und der Spitzendruck nur eine Sicherheitsreserve darstellt, sind Auflockerungen sowohl am Pfahlfüß wie auch über die ganze Länge des Pfahls möglichst gering zu halten.

Sandeinspülungen durch Einsaugen bzw. durch einen hydraulischen Grundbruch führen in jedem Fall zu Auflockerungen.

6.2 Sandeinspülung

Mit dem im Bild 12 aufgezeigten Versuchsstand wurden die Sandeinspülungen (Einbau: Mittelsand mit geringen schluffigen Anteilen) getestet. Vor und nach dem Ziehen der Schappe erfolgte die Messung der Sandhöhe im und außerhalb des Rohres.



Bild 12: Versuchsstand Sand

Bild 13 zeigt, daß eine Sandeinspülung erst ab einem Wasserunterdruck von ca. Δh = 15 cm erfolgte. Bei geringeren Werten wird kein Sand, sondern nur Feinstbestandteile eingezogen, die sich erst nach einer gewissen Zeit absetzten.



Bild 13: Sandeinspülung bei verschiedenen Wasserunterdrücken

Das Modell der Leffer-Schappe entwickelt bei v_{max} = 0,53 m/s einen Wasserunterdruck von Δh = 7,0 cm, saugte somit keinen Sand ein.

Hier liegen die Grenzen der Modellversuche. Die Korngrößenverteilung läßt sich nicht in einem beliebigen Maßstab verkleinern, so daß die Ergebnisse nur bedingt aussagekräftig sind.

Da aber bei jedem Ziehen Feinstbestandteile mit eingezogen wurden, auch bei sehr geringen Wasserunterdrücken, kann man davon ausgehen, daß in der Natur Teilchen von Sandkorngröße mit eingezogen werden.

6.3 Säubern der Bohrlöcher

Die Gefahr des hydraulischen Grundbruchs ist auch vom Voreilmaß des Verroh-

rungsrohres abhängig. Die DIN 4014 schreibt ein Voreilmaß von mindestens D/2 vor.

Die Schappen werden vor dem Betonieren zum Säubern der Bohrlöcher eingesetzt. Das Voreilmaß ist Null und die Gefahr des hydraulischen Grundbruches bzw. des Einsaugens von Material ist besonders hoch. Bild 14 stellt die Situation bildlich dar.



Bild 14: Säubern der Bohrlöcher

Bei gleicher Ziehgeschwindigkeit ergab sich im Vergleich zum normalen Versuchsaufbau (Bild 12) eine Verdreifachung der Sandeinspülung.

6.4 Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

Die durch den Wasserunterdruck verursachte Strömung erhöht bzw. reduziert das wirksame Raumgewicht. Wirkt die Strömungskraft entgegen dem Bodeneigengewicht γ' und ist größer als diese, wird der Boden gewichtslos und es tritt ein hydraulischer Grundbruch auf.

Mit einer im Grundbautaschenbuch (1974) angegebenen Überschlagsformel läßt sich die Grundbruchsicherheit abschätzen.

- 74 -

hü
$$\stackrel{\circ}{=} \Delta h$$
 = relativer Wasserunterdruck
hd $\stackrel{=}{=}$ Bodenhöhe, sollte nur sehr vorsichtig bestimmt
werden, da zu große Werte die Grundbruchsicherheit
in unberechtigter Weise erhöhen.
 $i_m = \frac{h\ddot{u}}{hd + 2 \cdot t}$ $\stackrel{=}{=}$ Gradient
 $f_B = \frac{6 \cdot B}{6 \cdot B + h\ddot{u}}$ $\stackrel{=}{=}$ Einfluß der Baugruben-
breite
 $f_F = 0,8 = Mittelteil$ $\stackrel{=}{=}$ Einfluß der Baugruben
form (Grundriß)
 $f_R = 1,0$ $\stackrel{=}{=}$ kein Absenktrichter
 $\forall' = \forall \cdot r - 10 [KN/m^3]$ $\stackrel{=}{\forall}$ Kein Mittel-Sand, locker
gelagert

$$\eta = f_B \cdot f_F \cdot f_R \frac{\gamma'}{i_m \cdot \gamma w}$$

6.4.1 Original-Leffer-Schappe

Der Wasserunterdruck (Δh = hü) wurde mit Hilfe der theoretischen Ansätze ausgerechnet.

Voreilmaß: t = 0,6 m ² 1/2 D.

Zusätzlich wurden verschiedene Rauhigkeitswerte k [mm] betrachtet.

Bei Verdoppelung der Geschwindigkeit sinkt die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch auf ein Viertel des Vorwertes ab.





Eine weitere Betrachtung zeigt den Einfluß des Voreilmaßes t (🚔 Einbindetiefe).



Bild 16: Grundbruchsicherheiten der Leffer Original Schappe bei verschiedenen Voreilmaßen t [m]

- 76 -

Damit ergibt sich eine Grundbruchsicherheit η > 2,0 bei v < 0,4 m/s und t > 0,4 m.

7. Zusammenfassung und Ausblick

Die Versuche und die Berechnungen stellen die Abhängigkeit des Wasserunterdruckes von den folgenden Parametern dar: Durchmesser, Länge, Ziehgeschwindigkeit, Form und Rauhigkeit der Schappe.

Zusätzlich wurde das Einsaugen von Bodenteilchen und die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch untersucht.

Der Einfluß der Ziehgeschwindigkeit und der Länge der Schappe verhält sich linear, während der Durchmesser sich exponentiell zum Wasserunterdruck verhält. Bei Verdoppelung der Ziehgeschwindigkeit vervierfachen sich die Wasserunterdrücke, entsprechend reduziert sich die hydraulische Grundbruchsicherheit auf ein Viertel des Vorwertes. Dagegen erhöhen sich bei Verdoppelung der Länge nur die Wasserunterdrücke zwischen 20 und 30% (abhängig vom Durchmesser).

Die Form der Schappe und die Wassertiefe haben keinen Einfluß auf den entstehenden Wasserunterdruck. Bei keiner Form wurden schlingernde Bewegungen während des Hochziehens der Schappe beobachtet.

Bei Verstopfung des Nachsaugrohres der Schappe verdreifachen sich die Wasserunterdrücke.

Die Strönmungsverluste haben teilweise einen Anteil von über 70 % am gesamten Wasserunterdruck.

Einspülungen von Bodenteilchen lassen sich im Sand nicht vermeiden, während hydraulische Grundbrüche erst bei hohen Wasserunterdrücken entstehen, abhängig auch von Bodenart, Rauhigkeit und Einbindetiefe. Beide Effekte führen zu Auflockerungen im umgebenden Boden und damit zu einer Verringerung der Tragfähigkeit und zu einer Vergrößerung der Setzung des Pfahles.

Die Forderung der DIN nach einem max. Schappendurchmesser von 0,8 x Rohrdurchmesser ist weit auf der sicheren Seite. Ein Schappendurchmesser bis zu 0,935 x Rohrdurchmesser (≅ Leffer-Schappe) ist bei sorgfältiger Ausführung auch sicher und hat eine höhere Effektivität.

Weitere Untersuchungen sollen den Einfluß des Unterdruckes im Hinblick auf die Auflockerungen und Einspülungen für verschiedene Bodenarten klären. Ziel ist es, für die Bodenarten jeweils einen kritischen Unterdruck zu ermitteln, um so Auflockerungen zu vermeiden.

Durch Einbau eines Druckaufnehmers in eine Schappe oder in die Verrohrung sollen die tatsächlich beim Ziehen entstehenden Unterdrücke vor Ort gemessen werden. Dem Geräteführer kann der jeweilige Unterdruck angezeigt werden, so daß er bei Erreichen des kritischen Unterdruckes die Ziehgeschwindigkeit reduzieren kann.

Scherkräfte auf einer geneigten Kombinationsabdichtung

Gangliang He

Zusammenfassung

Deponiebasisabdichtungen schützen das Grundwasser vor schadstoffhaltigen Sickerwässern aus Deponien. Nach der Aufschüttung von Müll entstehen große Setzungen im Müllkörper und zusätzliche Setzungen im Untergrund. Das Verformungs- und Verschiebungsverhalten von einem Kombinationsabdichtungssystem hängt nicht nur von den mechanischen Eigenschaften des Mülls und des Untergrundes, sondern auch von der Reibungswirkung der Kontaktfläche zwischen der Dränschicht und der Kunststoffdichtungsbahn ab. Große Spannungen und Verzerrungen könnten gegebenfalls aufgrund des Schrumpfens von Müll und der zusätzlichen Setzungen im Untergrund in der Kunststoffdichtungsbahn entstehen und die Dichtungsbahn beschädigen. Die Reibungswirkung von einem Kombinationsabdichtungssystem wird mit der Methode der finiten Elemente (FEM) berechnet. In dem Rechenmodell wird der Müllkörper als Drucker-Prager'sches Material angenommen. Die Dichtungsbahn wurde in Kontaktelemente zerlegt und die Normal- und Schubspannungen auf den Kontaktelementen bzw. die Zugkräfte in den Kontaktelementen wurden berechnet. Ferner wurden die Gleitsicherheitsfaktoren des Kontaktelements und der Kontaktfläche der Böschung definiert.

1 Einleitung

Kombinationsabdichtungen schützen das Grundwasser vor schadstoffhaltigen Sickerwässern. Sie werden aus mineralischen Stoffen (Ton und/oder Schluff) und aus Kunststoffdichtungsbahnen hergestellt. Letztere eignen sich wegen ihrer Wasserundurchlässigkeit und chemischen Widerstandsfähigkeit nicht nur für Hausmüll-, sondern auch für Sonder- und Industriemülldeponien.

Die Kombinationsdichtungen werden durch die Müllauflast gezwungen, der Setzung des Untergrundes zu folgen. Dadurch entstehen in der Dichtungsbahn Verformungen und Spannungen. Unter bestimmten Umständen können die Spannungen so groß werden, daß sie die zulässigen Spannungen überschreiten und die Dichtungsbahnen beschädigen.

In diesem Beitrag werden die Verformungen, Verschiebungen, Reibungskräfte und Schubspannungen infolge Müllauflast in einem Deponiesystem bestehend aus Müll-Dränschicht-Kunststoffdichtungsbahn-Untergrund mit der Methode der finiten Elemente (FEM) berechnet.

2 Nichtlineare Stoffeigenschaften des Mülls

Abb. 1 zeigt den zeitlichen Setzungsverlauf für zwei sehr unterschiedliche Anwendungsfälle. Kurve S1 ist die Zeitsetzungskurve eines Hochhauses, das auf einem vorbelasteten tertiären Ton des Mainzer Beckens errichtet wurde. Sie wurde im



Abb. 1: Zeitsetzungskurve für ein Hochhaus (S₁) und die Oberflächenabdeckung einer Deponie (S₂), rechts Dehnungsmaßstäbe für Enddehnungen von 2, 4, bzw. 6%. Nach [1]

Laufe von sieben Jahren gemessen und aufgrund bodenmechanischer Gesetzmäßigkeiten extrapoliert. Vergleichbare Setzungen treten an der Basisabdichtung einer Deponie auf, die auf einem derartigen Untergrund errichtet wird. Die Zeitsetzungskurve S2 wurde bis zur Dauer von vier Jahren an der Oberfläche der bereits abgeschlossenen Deponie Hamburg-Georgswerder gemessen und in analoger Weise extrapoliert. Die angegebenen Setzungsbeträge beruhen überwiegend auf der Eigensetzung des rund 40 m hohen Deponiekörpers. Es zeigt sich, daß in den Setzungsbeträgen große Unterschiede bestehen, da es sich beim Untergrund des Hochhauses um gewachsenen, festen Boden handelt, bei der Deponie um eine Aufschüttung von Müll. Die Verformbarkeit und das Setzungsvermögen des Mülls sind viel größer als die des Untergrundes. Bei solch großen Verformungen und Verschiebungen ist es notwendig, ein nichtlineares Stoffgesetz für die Spannungund Verzerrungsrechnung von Müll zu wählen.

Für die elasto-plastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist das Hooke'sche Gesetz zu erweitern:

- eine Fließbedingung, die angibt, welche Spannungszustände zu plastischem Fließen führen;
- eine Fließregel, die im Falle des Fließens die plastischen Dehnungsinkremente liefert; und
- ein Verfestigungsgesetz, das den Einfluß des Fließens auf die Fließfläche beschreibt.

Eine Reihe von elastisch-plastisch konstituierten Gleichungen sind für die Berechnung von finiten Elementen aufgestellt worden. Hier wird die Fließbedingung von *Drucker-Prager* [2], die im Hauptspannungsraum eine kegelkörmige Fläche bildet, und die Verfestigungsregel von *Sandler* [3] verwendet.

• Drucker-Prager:

$$F_{DP} = \alpha J_1 + \sqrt{J_2} - k \tag{1}$$

Hier sind

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \equiv \sigma_{ii}$$
(2)

die erste Invariante der Spannungen und

$$J_2 = \frac{1}{6} \left((\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2$$
(3)

die zweite Invariante der Spannungsdeviation. α und k sind Fließfunktionsparameter. Wenn $\alpha = 0$, ist die *Drucker-Prager*'sche Fließbedingung gleich der von *Mises*'schen Fließbedingung. Unter diesen Umständen ist

$$k = \sigma_y / \sqrt{3} \tag{4}$$

Hier ist σ_y die Fließspannung.

Triax-Versuch	α	k
Kompression	$rac{2\sin arphi'}{\sqrt{3}(3-\sin arphi')}$	$\frac{6c'\cos\varphi'}{\sqrt{3}(3-\sin\varphi')}$
Extension	$\frac{2\sin\varphi'}{\sqrt{3}(3+\sin\varphi')}$	$\frac{6c'\cos\varphi'}{\sqrt{3}(3+\sin\varphi')}$

Tabelle 1: Zusammenhang der Fließfunktionsbedingung von Drucker-Prager mit den Mohr-Coulomb'schen Scherparametern. Nach [4]

Im Vergleich mit dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium auf die Scherparameter φ' und c' des Triaxialversuchs sind die Fließfunktionsparameter α und k zu berechnen (Siehe Tab. 1).

• Kappe:

$$F_K = -J_1 + J_1^a \tag{5}$$

$$J_1^a = J_1^a \left(\epsilon_V^p\right) \tag{6}$$

Hierzu ist J_1^a die Verfestigungsregel, die die Kappenposition mit der volumetrischplastischen Spannung verbindet.

Durch die verschiebliche Kappe wird die plastische Volumendehnung (ϵ_V^p) in Abhängigkeit vom hydrostatischen Spannungszustand (J_1) begrenzt. Die Kappenbewegung ist ein Verfestigungsvorgang. Eine mögliche Beziehung zwischen J_1^a und ϵ_V^p ist:

$$\epsilon_V^p = -W(e^{-DJ_1^a} - 1) \tag{7}$$

$$J_1^a = -\frac{1}{D}\ln(1 - \frac{\epsilon_V^p}{W}) + {}^{\circ}J_1^a, \qquad {}^{\circ}J_1^a \le 0$$
(8)

Hier ist ${}^{\circ}J_{1}^{a}$ die Anfangskappenposition. Läßt sich die *Drucker-Prager*'sche Fließbedingung und die *Sandler*'sche Verfestigungsregel zusammenlegen, bekommen wir ein elasto-plastisches Stoffgesetz mit Zugspannungsgrenze und Kappe, mit dem die Spannungen und Verformungen im Müllkörper berechnet werden können (Siehe Abb. 2).





3 Kontaktproblemanalyse

Durch die Berechnung mit finiten Elementen können die Knotenkräfte des einzelnen Elementes berechnet werden. Abb. 3 zeigt ein 4–Knoten Element auf einer schiefen Ebene mit dem Neigungswinkel β und den Knotenkräften :

$$F_{iy}$$
 und F_{iz} $(i=1,\cdots,4)$

Die Strecke zwischen Knoten 1 und Knoten 2 heißt Kontaktelement.

Aus den Knotenkräften sind die Einzelkontaktkräfte in y- und z- Richtung an dem Kontaktelementmittelpunkt zu berechnen:

$$F_y = \sum_{i=1}^{2} F_{iy}$$
 und $F_z = \sum_{i=1}^{2} F_{iz}$ (9)

Die Kontaktkraft, die senkrecht zur schiefen Ebene wirkt:

$$F_N = F_y \sin \beta + F_z \cos \beta = \sin \beta \sum_{i=1}^2 F_{iy} + \cos \beta \sum_{i=1}^2 F_{iz}$$
(10)

Die Kontaktkraft, die parallel zur schiefen Ebene wirkt:

- 83 -



Abb. 3: Reibungsmodell

$$F_T = F_y \cos\beta - F_z \sin\beta = \cos\beta \sum_{i=1}^{2} F_{iy} - \sin\beta \sum_{i=1}^{2} F_{iz}$$
(11)

Aus Gleichung 10 folgt die Reibkraft auf der schiefen Ebene:

$$F_R = F_N \tan \delta = \tan \delta (\sin \beta \sum_{i=1}^2 F_{iy} + \cos \beta \sum_{i=1}^2 F_{iz})$$
(12)

Hierin ist δ der Reibungswinkel auf der geneigten Fläche. Die Größe des Reibungswinkels hängt von den physikalischen und mechanischen Eigenschaften der ruhenden Körper und den Rauhigkeiten der Kontaktfläche ab. Kruse [6] hat Laborversuche mit Direkt-Schergeräten (Scherflächengröße: 30 cm × 30 cm bzw. 10 cm × 10 cm) durchgeführt. Verschiedene Böden und Kunststoffbahnen mit unterschiedlichen Oberflächenstrukturen wurden miteinander kombiniert und die Scherfestigkeiten untersucht. Das Ergebnis aus zahlreichen Versuchen lautet: Der Reibungswinkel auf der Oberfläche zwischen Boden und Kunststoffbahn ist abhängig vom inneren Reibungswinkel des Bodens.

Es wird angenommen, daß sich die Schubspannungen (τ_R) und die Normaldruckspannungen (σ_N) auf dem Kontaktelement gleichmäßig verteilen. Diese betragen:

$$\tau_R = F_R/L$$
 und $\sigma_N = F_N/L$ (13)

Hier ist L die Länge des Kontaktelements.

- 84 -

4 Berechnung mit FEM

4.1 Die Struktur einer typischen Deponie

Abb. 4 zeigt das Profil einer typischen Muldendeponie, die auf eimenem Untergrund aus Schluff errichtet wird. Die Höhe der Böschung der Deponiegrube beträgt 30 m und die Böschungsneigung ist 1:1,5. Auf dem Untergrund legt eine Kunststoffdichtungsbahn und darüber 1 m Kies als Dränschicht. Nach der Fertigung der Deponiegrube wird der Müll 35 m hoch aufgeschüttet.



Abbildung 4: Deponieprofil

4.2 Voraussetzungen und Annahmen

Der Untersuchung liegen die folgenden Annahmen und Voraussetzungen zugrunde:

- 1. Die mechanischen Eigenschaften aller Materialien sind homogen.
- 2. Die Grubenböschung hat eine ausreichende Standsicherheit. Es ist kein Bruch in der Böschung zu berücksichtigen.
- 3. Der Vorgang der Setzung bzw. der Verformung im Untergrund aufgrund der Eigenlast ist schon beendet. Allerdings entstehen durch die Müllaufschüttung zusätzliche Setzungen im Untergrund.
- 4. Es entsteht keine Verschiebung zwischen Dichtungsbahn und Untergrund.

- Die Kontaktelemente werden klein genug zerlegt, damit angenommen werden kann, daß die Schubspannungen und die Normalspannungen auf einem Kontaktelement gleichmäßig verteilt sind.
- Es wird davon ausgegangen, daß die Verschiebung zwischen Kies und Dichtungsbahn auftritt.

4.3 Materialeigenschaften und Rechenparameter

- 1. Berechnung des Müllkörper nach dem *Drucker-Prager*'schen Stoffgesetz mit Zugspannungsgrenze und Kappe ($c' = 15 \ kN/m^2$; $\varphi' = 30^{\circ}$; $E = 40 \ MN/m^2$; $\nu = 0, 30$; $d = 1, 5 \ t/m^3$; W = -0, 2; $D = -0, 0001 \ m^2/kN$; $T = 70 \ kN/m^2$; ${}^{\circ}J_1^a = -1200 \ kN/m^2$; $\alpha = 0, 23$; $k = 18 \ kN/m^2$).
- 2. Berechnung der Dränschicht nach dem elastischen Stoffgesetz (E = 50 MN/m^2 ; $\nu = 0,25$; $d = 1,5 t/m^3$; $\varphi' = 44^{\circ}$).
- 3. Scherfestigkeit zwischen Dränschicht und Kunststoffdichtungsbahn sind : $\delta = \varphi'/2 = 22^{\circ}$ und $\mu = 0, 4$.
- 4. Berechnung des Untergrundes nach dem elastischen Stoffgesetz ($E = 80 MN/m^2$; $\nu = 0, 25$).

4.4 FEM Analyse

Abb. 5 zeigt die Zerlegung und Randbedingungen des Rechenmodells. Die mit B markierten Randknoten werden in y-Richtung festgehalten und können sich in z-Richtung bewegen. Die mit C markierten Randknoten sind fest. Alle Elemente sind isoparametrische Elemente mit 4-Knoten (in der Böschung des Untergrundes werden spezielle dreieckförmige Elemente ebenfalls mit 4-Knoten verwendet). Die Berechnung des Modells wurde mit dem *Solvia* FEM Program durchgeführt [7].

Der Müllkörper und die Dränschicht wurden an der gemeinsamen Grenzfläche mit Knoten verbunden, die Dränschicht und die Basisabdichtungsbahn wurden durch die jeweils dazugehörigen Grenzknoten getrennt. Deshalb besteht das Rechenmodell aus zwei Strukturen (Siehe Abb. 6), dem aus Schluff mit elastischem Stoffgesetz bestehenden Untergrund und dem aus Müll und Kies bestehenden Oberkörper. Dabei wird für den Müllkörper das Drucker-Prager'sche Stoffgesetz und für den Kies das elastische Stoffgesetz zugrund gelegt.

Die zwei Strukturen werden durch zwei Gruppen von Kontaktknoten getrennt . Die zwei entsprechenden Kontaktknoten von Kies und Dichtungsbahn (wie z.B. $16 \leftrightarrow 1, \dots, 13 \leftrightarrow 12$) haben die gleichen Anfangskoordinaten.



Abbildung 5: Berechnungsausschnitt und Randbedingungen

Die Schubspannungen und die Normalspannungen auf der Kontaktfläche zwischen zwei Knoten sind aufgrund Eigenlasten von Müll und Kies zu berechnen.

Um die Vorgang der Aufschüttung von Müll zu simulieren, wurden die Eigenlasten von Müllkörper und Kies in 10 Stufen eingeteilt und allmählich belastet. Hier handelt es sich um ein zwei dimensionales Verzerrungsproblem.

Die Spannungen an allen Gauß'schen Integrationspunkten werden berechnet. Abb.7 stellt die Vektorskizze der Hauptspannungen dar.

Infolge der Aufschüttung schrumpt der Müllkörper. Rechts an der Oberkante des Müllkörpers tritt eine Verschiebung nicht nur nach unten, sondern auch nach links auf. Aber das Zusammenziehen des Müllkörpers wird durch die Reibungswirkung der Kontaktfläche behindert und durch die plastischen Verformungseigenschaften beeinflußt. Es ist deutlich zu sehen, daß große horizontale Verformungen am Oberteil des Müllkörpers entstehen. Aber die horizontale Verformungen schwächen sich nach unten schnell ab. Es gibt große Unterschiede zwischen Verformungen an der Ober- und Unterkante des Müllkörpers entlang der Grubenböschung (Siehe Abb.8).

Abbildung 6: Strukturen des Rechenmodells. (a) : Müllkörper und Dränschicht, (b): Untergrund.

(Ь)



ORIGINAL

3.100

4



Abbildung 7: Vektoren der Hauptspannungen im Müllkörper und der zusätzlichen Hauptspannungen im Untergrund aufgrund der Müllaufschüttung

- 89 -



Abbildung 8: Verformungen des Müllkörpers und des Untergrundes aufgrund der Müllaufschüttung

DEFORMED L 1.845 DEFORMED L 1.845 TIME 10.00 - 90 -









(a): y-Verschiebungen von Kiesknoten







(b): y-Verschiebungen von Dichtungsbahn

(d): z-Verschiebungen von Dichtungsbahn

Abbildung 10: Skizze der Verschiebungskomponenten der entsprechenden Kontaktknoten. (a): y-Verschiebungen von Kies und Abdichtungsbahn; (b): z-Verschiebungen von Kies und Abdichtungsbahn.

Von Abb. 9 kann man sehen, daß Müllkörper und Untergrund unterschiedliche Verzerrungen haben. Die Kontaktfläche ist als eine mechanische Unstetigkeitsfläche existiert, bei der drastische Verzerrungen passiert sind.

Die Verformungen an den einzelnen Punkten im Untergrund sehen sehr unterschiedlich aus. Die Verschiebungen schwächen sich nach rechts schnell ab. Es entstehen kleine Setzungen in der Nähe der Böschungoberkante, aber deutlich größere an der Unterkante der Böschung. Somit ist offensichtlich, daß die Abdichtungsbahn auf dem Untergrund gedehnt und an der Böschung gekurzt wird(Siehe Tab.2).

Entlang der Kontaktfläche an der Böschung nach unten vergrößern sich die Verschiebungen der Knoten der Kunststoffdichtungsbahn und der Dränschicht in negativer z-Richtung. Die totalen Knotenverschiebungen nehmen auch zu.

Ele.	Kn1	Kn2	L(m)	$L_{ori.}(m)$	ε
1	13	158	4,4023	4,4	0,0523
2	158	157	4,4023	4,4	0,0523
3	157	156	4,4023	4,4	0,0523
4	156	155	4,4024	4,4	0,0545
5	155	154	4,4025	4,4	0,0568
6	154	153	4,4026	4,4	0,0591
7	153	152	4,4028	4,4	0,0636
8	152	151	4,4030	4,4	0,0682
9	151	150	4,4033	4,4	0,0750
10	150	14	4,4042	4,4	0,0954
11	14	15	4,0836	4,0792	0,1079
12	15	23	3,2334	3,2311	0,0712
13	23	170	3,6045	$3,\!6055$	-0,0347
14	170	171	3,6043	3,6055	-0,0319
15	171	172	3,6044	$3,\!6055$	-0,0264
16	172	173	3,6046	3,6055	-0,0180
17	173	174	3,6049	$3,\!6055$	-0,0125
18	174	175	3,6051	$3,\!6055$	-0,0042
19	175	176	3,6054	3,6055	-0,0041
20	176	177	3,6057	3,6055	0,0124
21	177	178	3,6060	$3,\!6055$	-0,0208
22	178	179	3,6063	3,6055	-0,0236
23	179	180	3,6047	3,6055	-0,0235
24	180	181	3,6042	3,6055	-0,0375
25	181	182	3,6038	3,6055	-0,0486
26	182	16	3,6059	3,6055	-0,0097

Tabelle 2: Verzerrungen der Kontaktelemente

	Dränschi	cht	Dichtungsbahn			
Kn	$\Delta_y(m)$	$\Delta_z(m)$	Kn	$\Delta_y(m)$	$\Delta_z(m)$	
14	0,0276	-0,2391	24	0,0271	-0,2392	
15	0,0307	-0,232	25	0,0298	-0,2323	
23	0,0317	-0,2285	2	0,0305	-0,2294	
170	0,0304	-0,2284	62	0,0291	-0,2293	
171	0,0278	-0,2268	61	0,0266	-0,2277	
172	0,0241	-0,2234	60	0,0229	-0,2242	
173	0,0195	-0,2183	59	0,0183	-0,2191	
174	0,0143	-0,2116	58	0,0130	-0,2124	
175	0,0083	-0,2035	57	0,0071	-0,2043	
176	0,0018	-0,1939	56	0,0006	-0,1947	
177	-0,0053	-0,1830	55	-0,0065	-0,1838	
178	-0,0129	-0,1709	54	-0,0141	-0,1717	
179	-0,0209	-0,1575	53	-0,0221	-0,1583	
180	-0,0309	-0,1440	52	-0,0295	-0,1430	
181	-0,0420	-0,1300	51	-0,0365	-0,1264	
182	-0,0538	-0,1156	50	-0,0433	-0,1085	
16	-0,0640	-0,0997	1	-0,0508	-0,0908	

Tabelle 3: Verschibungen der Knoten der Kontaktfläche^a.

^aDie Bedeutungen der Zeichen siehe Teil 5Bezeichnungen.

In y-Richtung verschieben sich die entsprechenden Kontaktknoten 16 \leftrightarrow 1, 182 \leftrightarrow 50 und 181 \leftrightarrow 50 in negativer y-Richtung. Es gibt Stellen zwischen Knoten 55 und 56 (bei Dichtungsbahn) und Knoten 177 und 176 (bei dem Kies), deren y-Verschiebungskomponenten Null sind (Abb. 10), d.h., es treten nur Verschiebungen in z-Richtung auf. In diesem Rechenmodell ist die Tiefe dieser Stellen ungefähr 1/2 der Böschungshöhe.

Ab knoten 176 \leftrightarrow 56 verschieben sich erst die Knoten in positiver y-Richtung (Siehe Tabelle 3). Die y-Komponenten der Verschiebung nehmen allmählich zu. An Knoten 23 bei dem Kies und Knoten 2 bei der Dichtungsbahn besitzen sie die größten Werte von 0,0317 m und 0,0305 m.

Abb. 11 zeigt die relativen Verschiebungen der entsprechenden Kontaktknoten an der Böschung. Das Knotenpaar Nr.17 (Knoten 16 und 1) besitzt die größte Verschiebungsdifferenz. An Knoten 180 und 52 verringern sich die relativen Verschiebungen drastisch bis etwa 1/10 der Verschiebungen von Knoten 1 und 16.

Von Knotenpaar Nr.13 (Knoten 179 und 53) bis Knotenpaar Nr.3 (Knoten 23 und 2) verlaufen die Kurven fast horizontal, d.h., die Verschiebungsdifferenzen



Abbildung 11: Relative Verschiebungen der entsprechenden Kontaktknoten △ : relative Verschiebungen in y-Richtung; ◇ : relative Verschiebungen in z-Richtung; ○ : relative totale Verschiebungen.

von den entsprechenden Knoten bleiben konstant. Es ist zu bemerken, daß die Müllkörperknoten an der Böschungsoberkante sich offensichtlich größere Verschiebungen entsprechend der Knoten von Dichtungsbahn in die negative y-Richtung verschoben haben.

Die Reibungskräfte F_y und F_z werden von den Dichtungsbahnknoten 1 bis 2 berechnet. Aufgrund des Schrumpfens des Müllkörpers verschieben sich die Knoten 16 und 1 in negativer y-Richtung aber unterschiedlich (-0,0640 m bei Kies und -0,0508 m bei Dichtungsbahn). Deshalb richten sich die Knotenkraftkomponenten F_y und F_z am Knoten 1 in negativer Richtung ($F_y = -13,78kN$ und $F_z = -4,19kN$).

Außer an Knoten 1 sind die Richtungen von F_y positiv (nach rechts) und die Richtungen von F_z negativ (nach unten) und grundsätzlich nehmen die Kraftgrößen von Knoten zu Knoten zu. Die größte Kraft von F_y liegt am Knoten 61 (-402,9



(b): $F_z(kN)$

Abbildung 12: Skizze der Knotenkräfte an der Abdichtungsbahn

kN), nahe der Böschungsunterkante (Siehe Abb. 12).

Zerlegt man F_y und F_z in Kraftkomponenten parallel zur Böschungsneigungsrichtung und addiert die Komponenten an jedem knoten, bekommt man die tangentialen Knotenreibungskräfte F_T und deren Richtungen. Die Differenz von F_T aller zwei nachbaren Knoten bezeichnet den Kraftzustand. In diesem Rechenmodell bekommt man im Elemente an der Unterkante der Böschung eine Zugkraft von ungefähr 80 kN.

Wenn die Kunststoffdichtungsbahn 3 mm dick ist, dann betragen die Zugspannung an der Unterkante 27 N/mm^2 . Bei den übrigen Kontaktelementen sind die Zugspannungen kleiner als 14 N/mm^2 .

Nach Iteration (i-1) werden die Kontaktschubspannung und Kontaktnormalspannung auf einem Kontaktelement aus den entwickelten Kontaktknotenkräften ermittelt (Siehe Abb. 13).

Die positiven Kontaktschubspannungen bedeuten, daß die Schubspannungen ent-



(a). σ_N Skizze (kN/m^2)



(b). τ_R Skizze (kN/m^2)

Abbildung 13: Kontaktelementspannungen, (a): Normalspannung; (b): Schubspannung



Abbildung 14: Partielle Gleitsicherheitsfaktor der Kontaktelemente 11 bis 26

gegen dem Uhrzeigersinn verlaufen, d.h., die Kontaktelemente mit positiven Schubspannungen haben die Tendenz, sich nach links zu bewegen (wie der Müllkörper auf der Böschung). Aber die Bewegungstendenz ist entgegengesetzt bei Kontaktelement Nr.10, wo der Müllkörper infolge der plastischen Eigenschaften und hydrostatischen Spannungszustände die Bewegungstendenz nach rechts hat.

Nach der Kontaktelementschubspannungen (Abb. 13 (b)) werden Müllkörper in zwei Zonen geteilt. Zone 1 liegt auf den Kontaktelementen Nr.11 bis Nr.26 an der Böschung und hat die Bewegungstendenz entlang der Böschung nach links. Zone 2 liegt auf den Kontaktelementen Nr.1 bis Nr.10.

Es gibt eine Stelle zwischen Element 10 und element 11, an der der Müllkörper (Zone 1) rechts von dem Punkt die Tendenz hat, sich nach links zu bewegen. Aber die Bewegungstendenz der Zone 1 wird von der Zone 2 wesentlich behindert. D.h., es gibt eine Stelle nahe der Böschungsunterkante, wo es keine relative horizontale Bewegung von Müllkörper entsprechend dem Untergrund gibt. Die Müllkörperzonen wurden sich aufeinander bewegen. Damit hatte sich die Richtung der Schubspannung drastisch geändert. Durch die am Kontaktelemente entwickelten Normal- und Schubspannungen bestimmen sich die Gleitsicherheiten der Kontaktelemente.

Wenn die Proportion der tangentialen Elementspannung zu der normalen Elementspannung kleiner als die Reibzahl μ ist, besteht eine genügend große Haftung, bei der das Kontaktelement im Ruhezustand bleibt:

$$\tau_R \leq \mu \sigma_N$$

Wenn die totale tangentiale Elementkontaktkraft die Reibungskapazität überschreitet, tritt eine Gleitung ein:

$$\tau_R > \mu \sigma_N$$

Dann sind die überschrittenen Kontaktkräfte an die nachbaren kontaktknoten zu übertragen.

Die Gleitsicherheit eines Kontaktelements ergibt sich aus dem Verhältnis der Reibungskapazität $\mu \sigma_N$ zur Schubspannung τ_R .

$$\eta_i = \frac{\mu \sigma_{Ni}}{\tau_{Ri}} \tag{14}$$

Abb. 14 stellt den Verlauf der lokalen Gleitsicherheitswerte entlang der Böschung dar. Die Elemente, deren Gleitsicherheitsfaktor gleich 1 sind, haben sich schon entlang der Böschung nach unten gerutscht und bleiben zur Zeit im Grenzenzustand. Die überschrittenen Reibungskapazitäten werden von den Nachbarkontaktelementen unternommen. Ob der Gleitzustand weiterhin nach unten entwickelt, hängt von der Änderung der Belastungszustand und der Änderung der Mechanischen Eigenschaften der Trennfläche.

Der totale Gleitsicherheitsfaktor für die ganze Kontaktfläche an der Böschung ist wie folgt zu definieren:

$$\eta = \frac{\Sigma \eta_i L_i}{\Sigma L_i} \tag{15}$$

5 Bezeichnungen

- E Young'sches Modul (MN/m^2)
- ν Poisson'sche Zahl
- d Dichte (t/m^3)

- c' Effektive Kohäsion (kN/m^2)
- φ' Effektiver innerer Reibungswinkel (°)
- FDP Drucker-Prager'sche Fließfunktion
- α Fließfunktionsparameter bei Drucker-preger Modell
- k Fließfunktionsparameter bei Drucker-Prager Modell
- J₁ Hydrostatischer Spannungszustand
- J₂ die zweite Invariante der Spannungsdeviation
- F_K Verfestigungsfunktion
- J_1^a Kappenposition
- $^{\circ}J_{1}^{a}$ Anfangskappenposition bei Sandler'scher Verfestigung
- ϵ^p_V Plastische Volumenänderung
- σ Normalspannung (kN/m^2)
- σ_{ii} Spannungstensor
- au Schubspannung (kN/m^2)
- F Einzelkraft (kN)
- F_T Kontaktkraft parallel zum Kontaktelement (kN)
- F_N Kontaktkraft normal zum Kontaktelement (kN)
- F_R Reibkraft auf dem Kontaktelement (kN)
- τ_R Schubspannung auf dem Kontaktelement (kN/m^2)
- σ_N Normalspannung auf dem Kontaktelement (kN/m^2)
- W Kappe-Verfestigungsparameter
- D Kappe-Verfestigungsparameter
- T Kappe-Verfestigungsparameter
- β Neigungswinkel der Böschung
- δ Reibungswinkel zwischen Kies und Dichtungsbahn
- μ Reibzahl
- Δ_y Verschiebungskomponente der Kontaktknoten in y-Richtung (m)
- Δ_z Verschiebungskomponente der Kontaktknoten in z-Richtung (m)
- ε Verzerrung der Kontaktelemente
- L Länge des kontaktelements (m)
- $L_{ori.}$ Länge des originalen kontaktelements (m)
- η Gleitsicherheitsfaktor der Kontaktelement an der Böschung

Literaturverzeichnis

- Hessel, J., Koch, R., Gaube, E. und Gondro, C., Langzeitfestigkeit von Deponiedichtungsbahnen aus Polyethylen, Kunststoffe, 78. Jahrgang 1988, Heft 2, Seit 155-160.
- [2] Drucker, D. C., Prager, W., Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit
Design, Quart. of appl. Math., Vol. 10, No. 2, 1952, pp. 157-165.

- [3] Sandler, I.S., DiMaggio, F. L. and Baladi, G. Y., Generalized Cap Model for Geological Materials, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT7, 1976, pp. 683-699.
- [4] Stief, H., Wirkungen horizontaler Baugrundverformungen auf Bauwerke unter Annahme elasto-plastischer Stoffgesetze, Bericht-Nr. 83-39, Institut für Statik, TU Braunschweig, 1983.
- [5] Bathe, K. J., Snyder, M. D., Cimento, A. P. and Rolph, W. D., On Some Current Procedures and Difficulties in Finite Element Analysis of Elastic-Plastic Response, Computers and Structures, Vol. 12, 1980, pp. 607-624.
- [6] Kruse, Th., Standsicherheit von Kombinationsdeponieböschung, Heft Nr. 29, Mitteilung des Instituts für grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, 1989.
- [7] N. N., Solvia User Manual, Version 87.1.



Eigenschaften von Dichtwandmassen am Beispiel der Testdichtwand auf der Sonderabfalldeponie Malsch

von Rita Hermanns und Joachim Knüpfer

1. Allgemeines

In den vergangenen Jahren, insbesondere seit dem verstärkten Einsatz von Dichtwänden im Einphasenverfahren zur Sicherung von Altlasten, wurden die unterschiedlichsten Mischungsrezepturen von Dichtwandmassen in Labors untersucht und teilweise in der Praxis getestet. Aufgrund der Ergebnisse und der Anforderungen wurden die Massen immer wieder modifiziert. Einerseits wird dabei versucht, möglichst hohe Feststoffgehalte zu erreichen, bei denen die Dichtwandmischungen noch verarbeitbar sind und gegebenenfalls mit einer Folie kombiniert werden können. Andererseits sollen die Materialien möglichst beständig sein gegenüber Deponiesickerwässern.

Beispiele für Zusammensetzungen von Dichtwandmassen im Zeitraum 1977 bis 1987 sind in Bild 1 dargestellt:

	Jahr	1977	1980	1982	1986	1987
Mischung						
Natriumbentonit	[kg]	40	-	36	40	8
Calciumbentonit	[kg]	-	187	-	-	306
Zement	[kg]	150	200	200	160	184
Mineralische Füllstoffe	[kg]	-	-	-	170	-
Chemische Zusätze	[kg]	-	-	-	-	3
Wasser	[kg]	934	861	919	867	814
Wasser-Zementwert	[-]	6,2	4,3	4,6	5,4	4,4
Wasser-Feststoffwert	[-]	4,9	2,2	3,9	2,3	1,6
Dichte P [k	(g/m³]	1124	1248	1155	1237	1315

<u>Bild 1:</u> Beispiel für die mengenmäßige Zusammensetzung von Einphasen-Dichtwandmassen (Meseck 1987) Wurden in den früheren Jahren bei der Herstellung von Dichtwandmassen Portlandzemente und einfache Hochofenzemente als hydraulische Bindemittel verwendet, kamen in den letzten Jahren in der Bundesrepubklik Hochofenzemente (HOZ) mit hoher Sulfatwiderstandfähigkeit (HS), möglichst hohem Hüttensandanteil und hoher Mahlfeinheit (Blaine-Zahl) oder hydraulische Bindemittel, die nicht mehr der Zementnorm DIN 1169 entsprechen, zum Einsatz.

Bild 2 zeigt beispielhaft die Zusammensetzung von Dichtwandmassen für Einphasenverfahren in neuerer Zeit.

Mischung	Mischungszusammensetzung je m3 Dichtwandmasse	Dichte [t/m3]	Quelle
19 1 -	40 kg Na-Bentonit 200 kg HOZ 35 L NW HS 960 kg Wasser	1,21	BLINDE, J., BLINDE, A., KIENZLE, G. (1987)
2	175 kg CA-Bentonit 175 kg HOZ 35 L NW HS 879 kg Wasser	1,23	MESECK, H., HERMANNS, R., (1986)
3	40 kg Na-Bentonit 170 kg Hydr. Bindemittel 170 kg Steinmehl 860 kg Wasser	1,29	WITT, KJ., BECK, W. (1987)
4	8 kg Na-Bentonit 306 kg Ca-Bentonit 184 kg Hydr. Bindemittel 3 kg Dynagrout DWR-C 814 kg Wasser	1,32	MÜLLER-KIRCHENBAUER, FRIEDRICH, W., ROGNER, J. (1987)
5	290 kg DiWa-Mix 893 kg Wasser	1,18	ESSER, P., STAUBERMANN, P. (1988)

<u>Bild 2:</u> Beispiele für die Zusammensetzung von Einphasen-Dichtwandmassen in neuerer Zeit.

Für die Herstellung der Testdichtwand Malsch wurde das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig im Juli 1984 vom Rhein-Neckar-Kreis mit der Entwicklung einer dem Stand der Technik entsprechenden Dichtwandmasse beauftragt. Hierbei sollte in Eignungsprüfungen die Verarbeitbarkeit der Massen im Einphasenverfahren sowie das Verhalten der abgebundenen Mischungen untersucht werden. 1986 wurde das Institut mit weiteren Eignungsprüfungen beauftragt, bei denen das Permeationsverhalten von Kohlenwasserstoffen in den Dichtwandmassen durch HDPE-Dichtungsbahnen hindurch untersucht wurden.

Während der Herstellung der Dichtwand im Dezember 1984 wurden Proben für eine Güteprüfung sowohl aus der der frisch hergestellten Dichtwandmasse als auch aus einem fertiggestellten Dichtwandabschnitt entnommen und später im Labor untersucht.

Ein weiterer Untersuchungsabschnitt wurde schließlich an aus der fertigen Dichtwand entnommenen Bohrkernen durchgeführt. Für Durchlässigkeits- und chemische Untersuchungen standen erbohrte Dichtwandproben aus zwei Bohrkampagnen (im Juli 1986 und im Dezember 1988) zur Verfügung.

2. Eignungsprüfung

Das Ziel der in Auftrag gegebenen Eignungsprüfungen war, eine im Einphasenverfahren verarbeitbare Dichtwandmasse einsetzen zu können, die dem Angriff des aus der Deponie austretenden kontaminierten Sickerwassers möglichst lange standhält.

Da das Institut über umfangreiche Erfahrungen an zwei Grundtypen von Bentonit-Zement-Massen verfügte, wurden bei den Untersuchungen der Beständigkeit auf diesen Mischungen zurückgegriffen:

* Natriumbentonit-Zement-Mischung

45	kg	Na-Bentonit				je	m ³	Dichtwandmasse
200	kg	Hochofenzement	HOZ	35	L	je	m ³	Dichtwandmasse
916	kg	Wasser				je	m ³	Dichtwandmasse

* Calciumbentonit-Zement-Mischung

175	kg	Ca-Bentonit	je	m ³	Dichtwandmasse
175	kg	Hochofenzement	je	m ³	Dichtwandmasse
867	kg	Wasser	je	m ³	Dichtwandmasse

An 14 Tage alten Dichtwandproben wurden im Labor die Durchlässigkeiten gegenüber Aqua dest., gegenüber dem Deponiesickerwasser Malsch und gegenüber einer synthetisch hergestellten Prüfflüssigkeit M in Triaxialzellen geprüft. Die Zusamensetzungen der Prüfflüssigkeiten zeigt Bild 3.

	DEPONIESICKERWASSER	PRÜFFLÜSSIGKEIT M
pH-WERT	6,5 - 8,2	· · · · · · · ·
LEITFÄHIGKEIT	300000 µS/cm	
NITRIT	10,3 mg/l	
SULFAT	4590 mg/l	14650 mg/l
CHLORID	117900 mg/l	100 000 mg/l
AMMONIUM	12 200 mg/l	12 000 mg/l
SCHWERMETALLE	2 mg/l	
PHENOLE	370 mg/l	350 mg/l
METHYLENCHLORID	58 mg/l	50 mg/l
TRICHLORETHYLEN	1,4 mg/l	
BENZOL	2,4 mg/l	a - 1 - 1,
TOLUOL	8,6 mg/l	10 mg/l
XYLOL	1,8 mg/l	

Bild 3: Zusammensetzung der Prüfflüssigkeiten (Hermanns, Meseck, Reuter, 1987)

Die Konzentrationen des Deponiesickerwassers geben die Maximalwerte verschiedener Sickerwasseranalysen an. Die Konzentrationserhöhung bei der Prüfflüssigkeit M ist stöchiometrisch bedingt (Chlorid).

Die Ergebnisse der Untersuchungen über einen Prüfzeitraum von 90 Tagen zeigen die Bilder 4 und 5.



Bild 4: Ergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen für Mischungen mit Na-Bentonit (Hermanns, Meseck, Reuter, 1987)



Ca-Bentonit (Hermanns, Meseck, Reuter, 1987)

Bei der Verwendung von Calciumbentonit ergaben die Durchlässigkeitsversuche im Untersuchungszeitraum geringere k-Werte als bei der Verwendung von Natriumbentonit.

Eignungsprüfungen an Ton-Zement-Mischungen wurden nach kurzer Zeit abgebrochen, da sich zeigte, daß im Einphasenverfahren noch zu verarbeitende Massen zu hohe Durchlässigkeitsbeiwerte aufwiesen.

1986 wurden vom Institut weitere Eignungsprüfungen im Auftrag der bauausführenden Firma durchgeführt. In Zusammenhang mit der Testdichtwand Malsch sollte die Permeation von Kohlenwasserstoffen durch Kombinationsdichtungswände untersucht werden.

An den zwei o.a. Dichtwandmassen wurde über einen Zeitraum von 7,5 bis 15 Monate das Permeationsverhalten von Trichlorethylen durch eine 4 mm starke HDPE-Dichtungsbahn hindurch beobachtet. Der prinzipielle Versuchsaufbau der speziell entwickelten Prüfzellen ist im Bild 6 dargestellt. Die HDPE-Dichtungsbahn trennt die jeweilige Dichtwandmasse in der Mitte. Die vorgefertigten Prüfzylinder wurden von der bauausführenden Firma geliefert.

Der hydraulische Gradient betrug über die gesamte Versuchsdauer i = 10.

Nach Beendigung der Versuche wurden die Dichtwandproben aus den Zellen ausgebaut und an definierten Stellen Teilproben entnommen (Bild 6 a) bis f)). Diese Proben wurden gaschromatographisch untersucht. Die Konzentrationsverteilungen der Prüfflüssigkeit über die Probenhöhe sind in Bild 7 dargestellt.

Es zeigte sich, daß die Konzentration an Trichlorethylen in der Na-Bentonitmasse 10 bis 100-fach höher war, als in der Ca-Bentonitmasse. Weiter ließ sich feststellen, daß durch die Verwendung der HDPE-Dichtungsbahn die Konzentration in der Na-Bentonitmischung um ca. 35% reduziert wurde; hingegen konnte bei der Ca-Bentonitmischung keine Konzentrationsverringerung verzeichnet werden.



Bild 6: Prüfzelle für Permeationsversuche (Meseck, Reuter, 1986)

- 109 -



<u>Bild 7:</u> Konzentrationsverteilungen des Trichlorethylens über die Probenhöhe:

> links: Na-Bentonitmischung, Versuchsdauer 15 Monate rechts: Ca-Bentonitmischung, Versuchsdauer 9 Monate

Bei der Beurteilung der Wirkung einer Kombinationsdichtwand ist jedoch zu berücksichtigen, daß es sich bei den vorgefundenen Konzentrationen in den Proben um Konzentrationen aufgrund von Diffusionsvorgängen handelt. Bei den Dichtwänden ohne eingestellt Kunststoffdichtungsbahn ist mit Durchströmung zu rechnen, was bei gleichen Gradienten um Zehnerpotenzen höhere Schadstoffmengen ergibt.

3. Nachkontrolle

Die Nachkontrolle der eingesetzten Dichtwandmassen besteht bis zum heutigen Stand aus drei Teilkomplexen.

In einem ersten Untersuchungsabschnitte wurde während der Herstellung der Testdichtwand im Dezember 1984 vor Ort die Verarbeitbarkeit der unterschiedlichen Mischungen sowie deren Verhalten beim Einbau von HDPE-Dichtungsbahnen untersucht. Hierbei führte auch die feststoffreiche Dichtwandmasse unter Verwendung von Ca-Bentonit zu guten Ergebnissen. Aus der fertiggestellten Lamelle 6 (Ca-Bentonitmischung ohne HDPE-Bahn) wurden im frischen Zustand Proben in ca 5m und 10 m Tiefe entnommen, in Probezylinder (d/h = 10/12 cm) abgefüllt und unter Wasser gelagert. Zu Vergleichszwecken wurde ebenfalls frische Dichtwandmasse direkt nach dem Mischvorgang aus dem Mischer entnommen, abgefüllt und unter Wasser gelagert. Im Alter von 28 Tagen wurden diese Probekörper im Labor in die Durchlässigkeitsprüfzellen eingebaut. Die Durchströmung erfolgte bei einem hydraulischen Gradienten von i = 30 sowohl mit Aqua dest. als auch mit der Prüfflüssigkeit M (Bild 3). Die Ergebnisse nach einer Durchströmungsdauer von 28 Tagen zeigt Bild 8. Nach insgesamt 60 Tagen Durchströmung betrug der Durchlässigkeitsbeiwert für die Mischerproben k = 5 $\cdot 10^{-11}$ m/s, was den Ergebnissen der Eignungsprüfung (Bild 5) entspricht.



<u>Bild 8:</u> Durchlässigkeitsbeiwert über die Schlitzwandtiefe, Probennahme bei der Herstellung der Dichtwand.

Der zweite Untersuchungsabschnitt wurde im Jahr 1986 an Bohrkernen aus der Dichtwand vorgenommen. In der Zeit vom 05. bis zum 22. April 1986 wurden in einer ersten Bohrkampagne von den außerhalb der Testdichtwand liegenden Schächten aus horizontale Bohrungen durch die Wand hindurch ausgeführt. Die Lage der Horizontalbohrungen (1 bis 12) ist in Bild 9 in der Ansicht auf die abgewickelte Dichtwand dargestellt.



Legende _____1 Probenahme 1986

Bild 9: Lage der Bohrungen im April 1986

Die erbohrten Kerne, insgesamt 12, wurden angesprochen. Soweit die Proben unzerstört waren, wurde der Durchlässigkeitsbeiwert k gegenüber Aqua dest. bestimmt. Weiterhin wurden die Feuchtdichte und der Wassergehalt von Teilproben bestimmt.

Die Bilder 10 a und 10 b zeigen beispielhaft den Zustand der kernproben im Anlieferungzustand. Bild 10 a zeigt die Na-Bentonitmischung, Bild 10 b die Ca-Bentonitmischung, jeweils im kontaminierten Bereich deponieseitig entnommen.



<u>Bild 10:</u> Bohrkernproben aus der Testdichtwand, im kontaminierten Bereich 1986 entnommen

a) Na-Bentonitmischungen b) Ca-Bentonitmischungen

Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen an Bohrkernen gegenüber Aqua dest. (i = 20 bis 30) sind in Bild 11 zusammengestellt. Die geringe Probenzahl der Na-Bentonitmischung ist auf den teilweise zerstörten Zustand der Proben zurückzuführen.

Dichtwandsystem	Anzahl der Proben	Durchlässigkeits- beiwerte k [m/s]	Bemerkungen
Na-Bentonit	2	$5,0 \times 10^{-8}$ bis 1,0 x 10 ⁻⁷	kontaminierter Bereich
	1	3,0 x 10 ⁻⁸	nicht kontaminierter Bereich
Ca-Bentonit	4	$3,0 \times 10^{-11}$ bis 2,0 x 10 ⁻¹⁰	kontaminierter Bereich
	5	$1,0 \times 10^{-10}$ bis 5,0 x 10 ⁻¹⁰	nicht kontaminierter Bereich
HDPE-Bahn + Na-Bentonit	1	7,0 x 10 ⁻⁸	deponieseitig, kontaminiert
9	1	7,0 x 10 ⁻⁸	deponieseitig, nicht kontaminiert
HDPE-Bahn + Ca-Bentonit	3	3,0 - 8,0 x 10 ⁻¹⁰	Deponieauβenseite, kontaminiert
	1	$2,6 \times 10^{-10}$	Deponieauβenseite, nicht kontaminiert
	3	$1,5 - 2,5 \times 10^{-10}$	deponieseitig, kontaminiert

Bild 11: Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche 1986

Zur Prüfung des Kontaminationsgrades der Dichtwandproben wurden zahlreiche chemische Analysen entsprechend dem Deutschen Einheitsverfahren S4 (DEV-S4) durchgeführt. Hierbei wurden der Gehalt an Phenolen, Ammonium sowie ph-Wert und Leitfähigkeit bestimmt.

Die Bilder 12 und 13 zeigen die Ergebnisse der Untersuchungen an Kernen einer Na-Bentonitmischung und einer Ca-Bentonitmischung, entnommen aus der kontaminierten Zone. - ¹¹⁵ -**1986**

		0	<i>~</i>	Außenseite O,	Deponieseite 34	→ (155
Bohru	ng 6:						
ι = 10,00	m		۷	v ₁ c ₁	C ₂ W	2 C ₃ C ₄	
Probe		w	C1	C ₂	C 3	C 4	
k	[m/s]	entfällt					
۴	[t/m³]	1,234					
W1	[-]	1,227					
w ₂	[-]	2,004					
рН	[-]		12,3	12,1	11,0	11,9	
LF	[,.S/cm]		3870	11270	8010	11670	
Phenol	le [mg/l]		0,362	3,265	2,105	3,595	
NHL	[mg/l]		4,06	38,15	37,13	33,94	

Bild 12: Untersuchungsergebnisse an einem Kern der Na-Bentonitmischung

1986

C 4



-			.,	.,	1			
W	[-]	2,266		2,018				
рH	[-]		£		12,2	12,1	12,2	12,0
LF	[Ju\$/cm]				2150	2150	2150	4510
Pher	nole [mg/l]				Q,027	Q027	n. n.	0,856
NH4 [*]	[mg/l]				Q,04	0,61	1,88	2,68



Es zeigt sich, daß bei der Na-Bentonitmischung die Kontamination deponieseitig wesentlich höher ist als auf der durch die Folie abgetrennten Seite. Bei der Ca-Bentonitmischung ist die Kontamination geringer, der Unterschied zur deponieabgewandten Seite jedoch nicht ganz so auffällig. Die Untersuchungsergebnisse sämtlicher im Konglomeratbereich entnommenen Proben zeigen tendenziell das gleiche Verhalten. Sie bestätigen die in den Eignungsprüfungen erzielten Ergebnisse.

Die mit den Bohrkernen entnommenen HDPE-Dichtungsbahnstücke wurden zur Untersuchung in das Süddeutsche Kunststoffzentrum Würzburg geschickt.Die Ergebnisse ließen keine Materialveränderungen erkennen.

Chemische Untersuchungen an Bohrkernen aus nicht stark kontaminierten Dichtwandbereichen ergaben keine oder nur geringfügige Gehalte an Phenolen oder Ammonium.

Die dritte Untersuchungsreihe wurde Anfang 1989 durchgeführt und war bei Anfertigung dieses Berichts bezüglich der chemischen Untersuchungen noch nicht ganz abgeschlossen. In einer Bohrkampagne in der letzten Dezemberwoche 1988 sowie im Januar 1988 wurden wiederum Bohrkerne aus der Testdichtwand entnommen. Hierbei wurden sowohl Vertikal- als auch Schrägbohrungen durch die Wand hindurch ausgeführt. Die Lage der Bohrungen ist in Bild 14 dargestellt.

Die Bohrkerne wurden wie in der Kampagne 1986 angesprochen und untersucht. Der Zustand der Bohrkerne, die in nichtkontaminierten Zonen aus der Testwand entnommen waren, war zufriedenstellend: es konnten feste, ganze Proben entnommen werden. Im Bereich der Konglomeratschicht waren die Na-Bentonitproben zerstört und lagen nur noch als Haufwerk vor. Die Ca-Bentonitmischung zeigte auch hier einen wesentlich besseren Zustand, hatte jedoch in der Festigkeit geringe Einbußen erlitten. Selbst an diesen Proben ergaben sich bei der Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit gegen Aqua dest. Werte von K = $4 \cdot 10^{-10}$ m/s bis k = $7 \cdot 10^{-10}$ m/s.





4. Zusammenfassung und Ausblick

Die hier vorgestellten Untersuchungsergebnisse zeigen zusammengefaßt, daß keine der bei der Testdichtwand Malsch eingesetzten Dichtwandsysteme über die Beobachtungsdauer von mittlerweile vier Jahren vollkommen vom Sickerwasser der Deponie unbeeinflußt ist. Hinsichtlich der unterschiedlichen Materialien lassen sich folgende Aussagen treffen:

- Die Ca-Bentonitmischungen weisen zu jedem Untersuchungszeitpunkt geringere Durchlässigkeiten auf als die Na-Bentonitmischungen.
- Die Ca-Bentonitmischungen weisen nach 1 1/2 Jahren keine Veränderungen hinsichtlich k-Wert und Festigkeit auf. Nach vier Jahren sind geringe Beeinträchtigungen der Festigkeit im stark kontaminierten Bereich festzustellen.
- Die Verunreinigung der Dichtungswandmassen mit Phenol und Ammonium lag bei den Na-Mischungen weit höher als bei den Ca-Mischungen.
- Eine Verringerung der Konzentrationen von Phenol und Ammonium sowie der Leitfähigkeit in den untersuchten kontaminierten Dichtwandproben konnte durch den Einsatz der HDPE-Dichtungsbahn festgestellt werden.
- Insgesamt zeigen die mit Ca-Bentonit hergestellten Dichtwandmassen bessere Eigenschaften im erhärteten Zustand, insbesondere eine bessere Widerstandsfähigkeit gegen die chemischen Angriffe aus dem Deponiesickerwasser, als die mit Na-Bentonit hergestellten.

Aufgrund der heutigen Erkenntnisse würde man für die Herstellung einer Dichtwand zur Sicherung einer Altlast Dichtwandmaterialien einsetzen, die ein noch günstigeres Verhalten gegenüber Deponiesickerwässern aufweisen. Hierzu gehören hochsulfatbeständige Zemente oder hydraulische Bindemittel und qualitativ hochwertige Bentonite. Ein weiterer Weg zur Erhöhung der Beständigkeit von Dichtwandmassen gegenüber chemischen Angriffen liegt in der Verwendung möglichst feststoffreicher Mischungen, die noch im Einphasenverfahren verarbeitet werden können.

6. Literatur

- Meseck, H.,1987: Mechanische Eigenschaften von Dichtwandmassen, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 25.
- Hermanns, R. / Meseck, H. / Reuter, E., 1987: Sind Dichtwandmassen beständig gegenüber den Sickerwässern aus Altlasten?, Dichtwände und Dichtsohlen, Fachseminar 02./03. Juni 1987, Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 23.
- Meseck, H. / Reuter, E., 1986: Permeation von Trichlorethylen durch Kombinationsdichtungen zur Einkapselung von Altablagerungen, Prüfbericht des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, unveröffentlicht.



Feststoffreiche Dichtwandmassen zur Sicherung von Altlasten

von Rita Hermanns und Ernst Reuter

1. Allgemeines

Für die Sicherung von Deponien und Altlasten werden heute bevorzugt Dichtwände zur Verhinderung von Wasserströmungen im Untergrund hergestellt. Hierbei wird häufig das besonders flexible und wirtschaftliche Einphasen-Schlitzwandverfahren angewendet. Steigendes Umweltbewußtsein führt zu immer höheren Anforderungen an diese Dichtwände hinsichtlich Durchlässigkeit, chemischer Beständigkeit und Langzeitverhalten.

Zahlreiche Untersuchungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig zeigten, daß die Dichtwirkung von mineralischen Materialien zur Einkapselung von Altlasten wesentlich von ihrem Feststoffgehalt abhängt.

Aufgrund dieser Erkenntnisse wurde vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig ein vom Niedersächsischen Minister für Wissenschaft und Kunst gefördertes Forschungsvorhaben durchgeführt. In diesem Vorhaben wurde untersucht, in welchem Umfang den bisher üblicherweise verwendeten Bentonit-Zementmischungen (Dichtwandmassen) eine dritte Feststoffkomponente zugegeben werden kann, so daß die Verarbeitbarkeit dieser Massen in der Einphasen-Schlitzwandbauweise noch gewährleistet ist. Ferner wurde der Einfluß der Zugabe auf die Dichtigkeit und auf die chemische Beständigkeit untersucht.

Als Füllmaterial kamen repräsentative Stoffe aus den drei Stoffgruppen Abfallprodukt, inertes Material und Adsorptionsmittel zur Anwendung. Die Durchströmung der Dichtwandmassen erfolgte mit organischen und anorganischen Prüfflüssigkeiten. Im Rahmen dieses Beitrages werden die Ergebnisse an Dichtwandmassen unter Verwendung von Natriumbentonit vorgestellt.

2. Verwendete Materialien

Für die Herstellung der Dichtwandmassen wurden die in Bild 1 aufgeführten Materialien verwendet.

DW-KOMPONENTE	STOFFGRUPPE			
Bentonit	Natrium-Bentonit, aktiviert			
Zement	Hochofenzement, HOZ 35 L NW HS			
	Abfallprodukt: Steinkohlenflugasche Silikatmehl			
Füller	inertes Material: toniges Gesteinsmehl Quarzmehl			
×.,	Adsorptionsmittel: Attapulgite (Magnesium Alumi– nium-Hydrosilikat)			
Wasser Braunschweiger Leitungswasser				

Bild 1: Verwendete Materialien bei der Herstellung der Dichtwandmassen

Für die Prüfung der Durchlässigkeit der erhärteten Dichtwandmassen und deren Beständigkeit gegenüber chemischen Angriffen wurden in Anlehnung an die Empfehlungen des Arbeitskreises 11 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau [1] folgende Prüfflüssigkeiten verwendet:

- Aqua dest als Vergleichsflüssigkeit
- organische Prüfflüssigkeit (synthetisches Sickerwasser Malsch)
- gemischt organische/anorganische Prüfflüssigkeit

3. Methoden

Für die Beurteilung der Verarbeitbarkeit der feststoffreichen Dichtwandmassen wurden Rührversuche [2] durchgeführt. Diese sollen das ständige Durchfahren der frischen Masse mit dem Schlitzwandgreifer während des Aushubs simulieren. Im Rührversuch wird die zu untersuchende Mischung jeweils 5 Minuten lang gerührt und anschließend 15 Minuten in Ruhe gelassen. Dieser Vorgang sollte sich über die geschätzte Verarbeitungsdauer der Dichtwandmasse auf der Baustelle erstrecken [2].

In den hier vorgestellten Untersuchungen wurden die verschiedenen Dichtwandmischungen 12 Stunden lang gerührt. Gemäß den Empfehlungen des AK 11 [1] wurden zu verschiedenen Zeitpunkten die folgenden Suspensionseigenschaften bestimmt;

- Dichte mit der Spülungswaage
- Auslaufzeit aus dem Marshtrichter
- Filtratwasserabgabe mit der Filterpresse
 (7 bar; 7,5 min / DIN 4127)
- Fließgrenze mit dem Pendelgerät (DIN 4126 u. 4127)

Grenzwerte für die die Verarbeitbarkeit kennzeichnenden Eigenschaften von Dichtwandmassen lagen bisher nur als Empfehlungen oder aus Erfahrungswerten vor. Der einzige vorgeschriebene Wert ist die Mindestfließgrenze, die sich aus der Standsicherheitsanforderung für den offenen Schlitz gemäß DIN 4126 ergibt.

An erhärteten Dichtwandmassenproben wurden im Alter von 28 Tagen Durchlässigkeitsversuche in Triaxialzellen [3] durchgeführt. Die aufgefangenen Sickerwassermengen wurden chemisch analysiert, der Durchlässigkeitsbeiwert k wurde nach dem Darcy'schen Gesetz berechnet.

Ebenfalls an 28 Tage alten Probekörpern (d/h = 10/10 cm) wurde die einaxiale Zylinderdruckfestigkeit nach DIN 18136 durchgeführt.

4. Ergebnisse

4.1 Verarbeitbarkeit

Die durchgeführten Untersuchungen zeigten, daß bei Verwendung von Natriumbentonit die Grenze der Verarbeitbarkeit unter Zusatz eines Füllers relativ schnell erreicht wird. Als Ausgangs- und Vergleichsmischung diente eine Standardmischung aus Bentonit-Zement-Wasser, die sich aus 40 kg Na-Bentonit, 200 kg HOZ 35 L NWHS und 918 kg Wasser je m³ Dichtwandmasse (DWM) zusammensetzte. Hierbei werden, je nach Art der Füller, einzelne physikalische Kennwerte so negativ verändert, daß diese Mischungen praktisch nicht mehr anwendbar sind. Zusammenfassend lassen sich für die Zugabe der verschiedenen Füller folgende Aussagen treffen:

Stoffgruppe Abfallprodukt:

Bei der verwendeten Steinkohlenflugasche und dem verwendeten Silikatmehl lag die Verarbeitbarkeitsgrenze bei einem maximalen Fülleranteil von 300 kg je m³ Dichtwandmasse. Diese Menge konnte jedoch nur auf Kosten des Bentonit- bzw. Zementanteils zugegeben werden.

Das Wasser-Feststoffverhältnis (W/F) lag bei maximal 1,51. Bei den noch zu verarbeitenden Mischungen mußte eine teilweise stark erhöhte Filtratwasserabgabe festgestellt werden, die mit der Rührzeit zunahm. Auslaufzeit und Fließgrenze wurden durch die Rührzeit kaum beeinflußt.

Stoffgruppe inertes Material:

Die Verarbeitbarkeitsgrenze bei Zugabe des tonigen Gesteinsmehles lag bei 250 kg je m³ DWM. Auch diese Menge konnte nur bei Verringerung des Bentonit- und/oder Zementanteils zugemischt werden. Das W/F-Verhältnis lag bei 1,82. Im Gegensatz zu den mit Flugasche hergestellten Massen war die Filtratwasserabgabe bis zu 60 ml geringer, die Auslaufzeit und die Fließgrenze lagen jedoch bis zu 40 Sekunden bzw. 40 N/m² höher, veränderten sich jedoch über die Rührzeit kaum. Versuchen mit Quarzsteinmehl konnten zwar bis 300 kg je m³ DWM beigegeben werden (W/F = 1,68), was jedoch einen hohen Filtratwasserverlust bis zum vollständigen Wasseraustritt verursachte. Außerdem war zu bemerken, daß mit Zunahme der Rührzeit sowohl die Fließgrenze als auch die Marshzeit stark abnahm.

Stoffgruppe Adsorbtionsmittel:

Die verwendeten Adsorbitonsmittel quollen bei der Zugabe zum Bentonit-Zementgemisch derart stark, daß keine verarbeitbare Masse hergestellt werden konnte.

4.2 Durchlässigkeit

Die Durchlässigkeitsuntersuchungen wurden an ausgewählten Dichtwandmassenproben, die eine gute Verarbeitbarkeit gezeigt hatten, durchgeführt (Bild 2). Die 28 Tage alten Proben wurden bei hydraulischen Gradienten von i = 30 bzw. i = 50 insgesamt 80 Tage lang durchströmt. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in den Bildern 3 bis 6 dargestellt, wobei der Durchlässigkeitsbeiwert k über die Durchströmungsdauer aufgetragen wurde. In der Bild 2 sind die Ergebnisse zusammengefaßt.

Mischungs- zusammen- setzung	Füller	κ.	hydrau- lisches Gefälle			
		Aqua dest.	SiWa Sprendl.	organ. Prüffl.	SiWa Malsch	[-]
40/200 40/150/300 35/200/300 35/175/250 40/150/200	ohne Flugasche Flugasche Steinmehl Steinmehl	1,0*10-9 1,2*10-8 4,0*10-9 2,0*10-11 1,5*10-11	3,0*10 ⁻⁸ 1,3*10 ⁻⁹ 6,0*10 ⁻¹⁰ 1,4*10 ⁻¹¹ 6,0*10 ⁻¹²	1,0*10 ⁻⁹ 1,0*10 ⁻⁸ 3,8*10 ⁻⁹ 8,0*10 ⁻¹¹ 2,0*10 ⁻¹⁰	9,0*10-11 1,1*10-8 3,8*10-9 2,2*10-11 1,3*10-11	30 30 30 50 50

<u>Bild 2:</u> Untersuchte Dichtwandmischungen und Ergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen

> Anmerkung: Die Zahlen bedeuten kg je m³ DWM in der Reihenfolge: Bentonit / Zement / Füller







Prüfflüssigkeit

- 126 -







Bild 6: Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche mit Sickerwasser Malsch

- 127 -

Es zeigte sich, daß die mit Steinmehl hergestellten Dichtwandmassen die geringsten Durchlässigkeiten gegenüber den untersuchten Prüfflüssigkeiten aufweisen. Trotz höherem Feststoffgehalt konnte bei den mit Flugasche hergestellten Mischungen keine Verringerung des k-Wertes erreicht werden; einzig gegenüber dem Sickerwasser Sprendlingen lagen die k-Werte günstiger als bei der Mischung ohne Füller.

Die geringsten Durchlässigkeiten bei allen Massen mit Füller wurden bei dem Sickerwasser Sprendlingen festgestellt. Dies könnte evtl. auf Anlagerungen der im Sickerwasser vorhandenen Schwermetalle zurückzuführen sein. Dies bestätigen auch die chemischen Untersuchungen der aufgefangenen Wassermengen: es konnten keine Schwermetalle nachgewiesen werden.

Über den gesamten Untersuchungszeitraum wurde kein Versagen der verschiedenen Dichtwandmassen festgestellt. Auch hier verschlechterte sich nur die Mischung ohne Füller bei der Durchströmung mit Sickerwasser Sprendlingen.

Die Auswertungen der chemischen Analysen der aufgefangenen Wassermengen sind z.Zt. noch nicht abgeschlossen. Über die hierbei erzielten Ergebnisse wird zu einem späteren Zeitpunkt berichtet werden.

4.3 Druckfestigkeiten

Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsuntersuchungen ergaben an allen Dichtwandproben Werte von $q_u > 350 \text{ kN/m}^2$, Dieser Wert wird in der Fachliteratur nach STROBL [4] als der Wert angesetzt, bei dem eine Dichtwand erosionssicher ist. Druckfestigkeitsuntersuchungen nach den Durchströmungen ergaben keinen Festigkeitsverlust der einzelnen Probekörper.

5. Zusammenfassung

Im Rahmen eines vom Niedersächsischen Minister für Wissenschaft und Kunst geförderten Forschungsvorhabens wurden am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig umfangreiche Untersuchungen zur Sicherung von Altlasten durch Einkapselung mit feststoffreichen Dichtwandmassen durchgeführt.

Ziel einer Erhöhung des Feststoffgehaltes einer Dichtwandmasse ist die Verringerung der Durchlässigkeit sowie die Erhöhung der chemischen Beständigkeit. Hierbei soll die Masse jedoch auch noch verarbeitbar sein.

Neben üblichen Dichtwandmassen mit geringen Feststoffanteilen bestehend aus Bentonit, Zement und Wasser sollte untersucht werden, in welchem Umfang verschiedene Füller zur Erhöhung des Feststoffanteils zugegeben werden können und welche Auswirkungen sich hieraus ergeben.

Bei den untersuchten Dichtwandmassen unter Verwendung eines aktivierten Natriumbentonites konnten zur Erhöhung des Feststoffgehaltes nur begrenzte Mengen verschiedener Füller zugegeben werden. Da diese Erhöhung mit einer Verringerung des Bentonit- und/oder Zementanteils einherging, mußten bei den noch zu verarbeitenden Mischungen negative Veränderungen (die jedoch mehr wirtschaftliche Bedeutung haben) hingenommen werden.

Bei den hier vorgestellten Versuchsergebnissen zeigte sich zum einen, daß der Zugabe von Füllermaterial ohne Verwendung von Verflüssigern relativ schnell Grenzen hinsichtlich der Verarbeitbarkeit gesetzt sind. Der Grund hierfür liegt aller Wahrscheinlichkeit nach in der hohen Quellfähigkeit des Na-Bentonites begründet. Neuere Entwicklungen von Bentonitherstellern gehen dahin, geringer quellfähige Natriumbentonite bei ansonst gleichbleibender Qualität zu entwickeln.

Gelingt dies, ist es u.U. möglich, höhere Fülleranteile, wobei dies entsprechend den Ergebnissen der Durchlässigkeitsuntersuchungen inerte Materialien wie Gesteinsmehl sein sollten, bei Wahrung der Verarbeitbarkeit einzusetzen. Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen zeigen, daß durch die Zugabe von der hier verwendeten Flugasche keine Verbesserung des Durchlässigkeitsverhaltens gegenüber feststoffärmeren Massen ohne Füller erzieltwerden konnte. Einzige Ausnahme stellt hier der Versuch mit Sickerwasser Sprendlingen (anorganisch + Schwermetall) dar.

Gute Erfolge konnten in den Versuchen durch die Zugabe eines tonigen Gesteinsmehles verzeichnet werden. Die k-Werte lagen durchschnittlich zwei Zehnerpotenzen unter der Dichtwandmasse ohne Füller.

Zur Klärung der Frage nach der chemischen Beständigkeit lassen sich über den relativ kurzen Untersuchungszeitraum von 80 Tagen nur vorsichtige Aussagen treffen. Es sollten hierzu längere Versuchszeiträume vorgesehen werden. Vor allen Dingen müßte untersucht werden, was in den durchströmten Proben in chemischer und in mineralogischer Sicht passiert. Vielleicht ist es dadurch möglich, der Frage nach der Beständigkeit und Dauerhaftigkeit näher zu kommen.

6. Literatur

- [1] Jessberger, H.L.; Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten", der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Bautechnik 64, 1987, H. 9, S. 289 - 303
- [2] Meseck, H., Ruppert, F.-R., Simons, H.; Herstellung von Dichtungsschlitzwänden im Einphasenverfahren, Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau, Heft 8, 1979
- [3] Simons, H., Reuter, E.; Entwicklung von Pr
 üfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers, Mitteilungen des Instituts f
 ür Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 18, 1985, Eigenverlag
- [4] Strobl, T.; Ein Beitrag zur Erosionssicherheit von Einphasen-Dichtungswänden, Wasserwirtschaft, Heft 7/8, 1982.

Experimentelle Untersuchungen zur Verdichtung nichtbindiger Böden mit Tiefenrüttlern

von Matthias Kahl

1. Einleitung

Die in den letzten Jahrzehnten immer größer werdende Bebauungsdichte führte zu einer Verknappung von Bauland mit ausreichend tragfähigem Baugrund. In diesem Zusammenhang gewinnt die Baugrundverbesserung als kostengünstige Alternative zu verschiedenen Tiefgründungsverfahren zunehmend an Bedeutung.

Die Vibrationsverdichtung lockerer, nichtbindiger Böden mit Tiefenrüttlern ist ein in Deutschland entwickeltes Verfahren zur Baugrundverbesserung, bei dem die Eigenschaften vorhandener, nicht tragfähiger Böden in-situ soweit verbessert werden, daß darauf Bauwerke ohne überbrückende Tragelemente mit verhältnismäßig einfachen Fundamentkonstruktionen flach gegründet werden können. Dabei bewirken die durch den Tiefenrüttler in den Boden gebrachten Schwingungen eine kurzzeitige Aufhebeung der Scherfestigkeit des Bodens (Verflüssigung), der sich infolge Schwerkraft eine Kornumlagerung anschließt, welche zu einer Verringerung des Porenvolumens bzw. einer höheren Lagerungsdichte führt. Daraus ergibt sich für den verbesserten Boden im wesentlichen ein höherer innerer Reibungswinkel und ein höherer Steifemodul, die wiederum eine größere Grundbruchsicherheit und geringere Setzungen zur Folge haben.

Die Wirtschaftlichkeit der Tiefenverdichtung ist entscheidend abhängig von der eingesetzten Gerätetechnik. Ein neu entwickelter Tiefenrüttler mit umsteuerbarer Schwingungsform und -richtung, dessen Konstruktion einige gerätetechnische Verbesserungen erwarten ließ, gab Anlaß zu einem am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig durchgeführten Forschungsvorhaben.

2. Veranlassung und Zielsetzung eigener Untersuchungen

Bei herkömmlichen Tiefenrüttlern befindet sich der Antriebsmotor sowie die Unwucht zur Erzeugung von Rotationsschwingungen am unteren Ende eines zylindrischen Rüttlerkörpers. Aufgrund dieser Konstruktion ergeben sich folgende gerätetechnische Probleme:

- Die Leistung des Antriebsmotors ist durch die beengten Platzverhältnisse begrenzt. Außerdem hat die Erhöhung des Motorengewichtes eine Verminderung der zur Verdichtung verfügbaren Leistung und der Amplitude zur Folge, da diese im umgekehrt proportionalen Verhältnis zum Gesamtgewicht des zu bewegenden Rüttlerkörpers stehen.
- Zwischen dem Rüttler und dem aufgehenden Gestänge ist eine Kupplung erforderlich, die gewährleisten soll, daß die Schwingungsenergie konzentriert im Bereich des Rüttlers auf den Boden übertragen und das Gestänge vor Rotationsschwingungen geschützt wird. Da die Lage der Kupplung aufgrund der Einspannung des Rüttlers im Boden meist nicht mit dem Schwingungsnullpunkt zusammenfällt, müssen außer Druck- und Zugkräften auch Horizontalschwingungen von ihr übertragen werden. Die Kupplung ist daher besonders verschleißgefährdet und kann als "Schwachstelle" der Konstruktion bezeichnet werden.
- Zum Versenken des Rüttlers werden die gleichen Schwingungen erzeugt, welche den Boden anschließend verdichten sollen. Dabei ist zu erwarten, daß sich der Rüttler den Boden vor sich selbst verdichtet und der Versenkvorgang um so mehr erschwert wird, je größer die Verdichtungsleistung des Tiefenrüttlers ist.

Mit einem vom Ingenieurbüro EGEY entwickelten Tiefenrüttler sollten die bekannten Probleme aufgrund einer neuartigen Konstruktion grundsätzlich vermieden werden. Motor und Unwuchten befinden sich bei diesem Rüttler am oberen Ende eines unten offenen Rohres. Die Schwingungserreger können umschaltbar entweder Vertikalschwingungen zum Versenken des Rüttlers oder horizontale Drehschwingungen zur anschließenden Bodenverdichtung erzeugen.

Ziel unserer Untersuchungen war, durch Modellversuche mit einem EGEY-Modelltiefenrüttler sowie einem konventionellen KELLER-Modelltiefenrüttler vergleichende Aussagen über den optimalen Einsatz dieser Tiefenrüttler zu erhalten. Im Rahmen der Modellversuche wurden folgende Parameter variiert.

- Verdichtungsdauer
- Amplitude der Rüttler
- Größe der am Rüttler angeschweißten Flügel.

Zusätzlich wurde die Tiefenwirkung sowie die radiale Ausdehnung der Verdichtung ermittelt. Ein weiteres Ziel war, die Meßverfahren zur Verdichtungskontrolle auf ihre Aussagekraft hin zu überprüfen. Dazu sollte ein Zusammenhang zwischen der elektrischen Leistungsaufnahme der Rüttler, den Ergebnissen von Rammsondierungen und der Abnahme des Porenvolumens eines wassergesättigten Versuchssandes ermittelt werden.

3. Beschreibung der Modelltiefenrüttler

Der in Bild 1 dargestellte EGEY-Modelltiefenrüttler wird von zwei Vibratoren in Schwingungen versetzt. Ein Vibrator besteht aus einem Elektromotor (500 Watt), der auf beiden Seiten der horizontal gelagerten Motorwelle Unwuchten antreibt. Die Vibratoren haben eine gegenläufige Drehrichtung. Vertikalschwingungen zum Versenken des Rüttlers werden erzeugt, indem jeweils beide Unwuchten einer Welle stets zur gleichen Richtung ausgelenkt werden. Während einer Kreisdrehung der entgegengesetzt laufenden Vibratoren kompensieren sich die waagerechten Kräfte gegenseitig, und die nach oben bzw. nach unten gerichteten Kräfte addieren sich (Bild 1a). Sollen horizontale Drehschwingungen zum Verdichten des Bodens erzeugt werden, wird die Drehrichtung beider Vibratoren umgekehrt. Je eine der beiden Unwuchten einer Welle ist drehbar gelagert. Bei der Drehrichtungsänderung werden die beiden Unwuchten einer Welle in ihrer Lage zueinander um 180° versetzt. Vertikal gerichtete Kräfte gleichen sich während der Drehung gegenseitig aus, und bei seitlicher Auslenkung der Unwuchten entstehen zwei entgegengesetzt gerichtete Kräftepaare, die den Rüttler waagerecht verdrehen (Bild lb). Am unteren Ende des Rüttlerrohres sind Flügel angeschweißt, die der Schwingungsübertragung auf den Boden dienen.

Die geometrischen und elektrischen Daten des KELLER-Modellrüttlers (Bild 2) entsprechen mit einem Rüttlerdurchmesser von 11 cm und einer Motorleistung von 1.000 Watt denen des EGEY-Modellrüttlers. Der Elektromotor zum Antrieb der am unteren Ende einer vertikal gelagerten Welle befestigten Unwuchtmasse befindet sich wegen der beengten Platzverhältnisse des Modells oberhalb des Rüttlerkörpers. Auf die Anordnung einer Kupplung wurde wegen der geringen Bauhöhe des Modellrüttlers verzichtet. Durch die Rotation der Unwuchtmasse wird eine Zentrifugalkraft erzeugt, die diesen Rüttler in eine kreisförmig horizontal schwingende Bewegung versetzt.

LÄNGSSCHNITT







— – ausgelenkte Lage ↔ Drehweg der Rüttlerflügel













ANGSSCHNITT



— — ausgelenkte Lage
→ → Pendelweg der Rüttlerspitze

Bild 2: KELLER-Tiefenrüttler mit Pendelschwingung

4. Durchführung der Verdichtungsversuche

Der Modellversuchsstand besteht aus zwei runden Behältern (Höhe: 1,35 m; Innendurchmesser: 1,00 m), in die wechselweise eine Feststoffpumpe oder ein Modellrüttler eingeführt wurde (Bild 3). Um vor Versuchsbeginn eine möglichst lockere, gleichmäßige und reproduzierbare Lagerungsdichte zu erhalten, wurde der Versuchssand unter Wasser umgepumpt.



Bild 3: Modellversuchsstand mit Meßgeräten

Während der Verdichtungsversuche sowie nach deren Abschluß wurden folgende Geräte zur Verdichtungskontrolle eingesetzt:

- Kunststofflochplatte für Höhenmessungen der Sandoberfläche
- Künzelstab (LRS 10) zur Ermittlung des dynamischen Eindringwiderstandes in den Boden
- Stromschreiber, der die Leistungsaufnahme des Rüttlers registriert
- Minipressiometer (Menard) zur Ermittlung des Steifemoduls des Bodens.

5. Ergebnisse

Nach einer Reihe von Vorversuchen, die von geringfügigen konstruktiven Änderungen am EGEY-Modellrüttler sowie von methodischen Änderungen bei der Verdichtungskontrolle begleitet waren, konnte die Reproduzierbarkeit der aus verschiedenen Kontrollmessungen erhaltenen Ergebnisse für die Verdichtungsversuche nachgewiesen werden.

Die Ergebnisse der Versuchsreihen zur Ermittlung der Verdichtungseigenschaften beider Modellrüttler können folgendermaßen zusammengefaßt werden:

- Der zeitabhängige Verlauf der Verdichtung war beim Einsatz der jeweils größten Unwuchten bzw. Amplituden und großen, 50 mm breiten Flügeln bei beiden Rüttlern annähernd gleich (Bild 4). Nach etwa 120 s Verdichtung konnte der Versuchssand von einer lockeren Lagerung in eine sehr dichte Lagerung versetzt werden; eine längere Verdichtungsdauer wird unwirtschaftlich.
- Durch die Erhöhung der Verdichtungsdauer und der Amplitude der Rüttler wurde keine Grenze erreicht, deren Überschreitung sich auf die Verdichtung negativ ausgewirkt hätte.




- Beim Einsatz des EGEY-Rüttlers läßt sich der Verdichtungserfolg durch wechselnde Vertikal- und Horizontalschwingungen erhöhen.
 Ein häufiger Wechsel der Schwingungsrichtung beschleunigt die Verdichtung und führt zu einer Steigerung der maximal erreichbaren Verdichtung.
- Um die gleiche Verdichtungsleistung zu erreichen, ist beim EGEY-Rüttler eine wesentlich größere Unwuchtmasse zu bewegen bzw. Amplitude erforderlich als beim KELLER-Rüttler. Die Variation der Rüttleramplitude hat beim KELLER-Rüttler einen ähnlichen Einfluß auf den Verdichtungserfolg wie beim EGEY-Rüttler (Bild 5).

 Die Verwendung breiterer Flügel am Rüttlerrohr bewirkt beim EGEY-Rüttler eine erheblich größere Steigerung des Verdichtungserfolges als beim KELLER-Rüttler (Bild 5). Dieses Ergebnis war aufgrund der unterschiedlichen Schwin gungsformen beider Rüttler zu erwarten.



- <u>Bild 5:</u> Trockendichte nach 480 s Verdichtungsdauer in Abhängigkeit von der Leerlaufamplitude
 - Die Vorverdichtung des Bodens war nach dem Versenken des EGEY-Rüttlers geringer als nach dem Einrütteln des KELLER-Rüttlers (Bild 6). Die in Bild 6 dargestellten Sondierdiagramme entstammen den gleichen Versuchen, welche auch für die in Bild 4 dargestellten Ergebnisse herangezogen wurden. Die durchschnittliche Gesamtverdichtung des Versuchsbodens – ausgedrückt durch die relative Volumenabnahme – war nach der Verdichtung mit beiden Rüttlern etwa gleich groß.

Während des Verdichtungsvorgangs wurde der Boden mit dem EGEY-Rüttler hauptsächlich neben dem Rüttlerrohr und nur schwach unterhalb der Rüttlerspitze verdichtet. Der KELLER-Rüttler hat auch unterhalb der Rüttlerspitze eine starke Verdichtung verursacht, der oberflächennahe Bereich wurde hingegen kaum verdichtet (Bild 6).

Qualitativ ähnliche Ergebnisse ergeben sich auch aus Sondierungen in einem Abstand von 42 cm zur Rüttlerachse.



NACH : 🗆 60 "EINRÜTTELN 📼 30 "- 📾 60 "- 📾 120 "- 📼 240 "- 🚥 480 "- 🗰 960 " VERDICHTEN

<u>Bild 6:</u> Sondierdiagramme für einen Abstand von 25 cm zur Rüttlerachse

 Die Reichweite der Verdichtung beider Rüttler war bei Verwendung der größten Unwuchten bzw. Amplituden ähnlich. Geringere Amplituden verringerten die Reichweite beim EGEY-Rüttler überproportional.

- 139 -

 Wenn bei den Aufzeichnungen der benötigten Stromstärke ein deutlicher Anstieg festgestellt wurde, dann korrelierte dieser mit einer gleichzeitigen Zunahme der Verdichtung. Ein Anstieg der Verdichtung war jedoch nicht grundsätzlich von einer erhöhten elektrischen Leistungsaufnahme der Rüttler begleitet.

Eine Variation der Rüttlerfrequenzen wurde im Rahmen der Modellversuche nicht untersucht. Theoretisch sollte für nicht-bindige Böden die beste Verdichtungswirkung erreicht werden, wenn das Verdichtungsgerät im Resonanzfrequenzbereich des Bodens arbeitet. Die Resonanzfrequenzen liegen für Sande zwischen 20 und 30 Hz (Pösch/Ikes, 1975). Da jedoch die Eigenfrequenz oder Resonanz des Bodens nicht nur von der Bodenart, sondern auch von der Lagerungsdichte, dem Wassergehalt, der Schichtdicke und anderen Parametern abhängig ist und diese sich während der Verdichtung ändern, wäre ein ständiges Abgleichen der Erregerfrequenz erforderlich. Optimal könnte die Aufgabe der Frequenzanpassung des Rüttlers an die jeweilige Resonanzfrequenz des Bodens durch eine Regelung erreicht werden. Vergleichbare Untersuchungen wurden für Oberflächenplattenrüttler bereits durchgeführt (Gruber, 1983) und könnten zu einem Ansatz für weitere Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Tiefenverdichtung führen.

Zur Frage der günstigsten Wahl eines Verdichtungsrasters haben geometrische Betrachtungen gezeigt, daß bei gleicher Anzahl von Verdichtungsstellen pro Flächeneinheit der Abstand des Mittelpunktes zu einem Eckpunkt bei einem quadratischen Raster um etwa 14 % größer gegenüber der Dreieckanordnung ist. Unter Berücksichtigung der entfernungsabhängigen Verdichtungswirkung ergab sich, daß ab einem Abstand der Rüttlerzentren von etwa 1,90 m die Dreieckanordnung zu einer gleichmäßigeren Verdichtung des Untergrundes führt.

6. Schlußbemerkungen

Die Ergebnisse der durchgeführten Modellversuche haben gezeigt, daß ein neu entwickelter Modelltiefenrüttler unter bestimmten Bedingungen – bei Verwendung breiter Flügel und großer Unwuchtmassen bzw. Amplituden – in der Lage ist, eine vergleichbare Verdichtungsleistung zu erreichen wie ein konventioneller KELLER-Modellrüttler. Die Erprobung des EGEY-Tiefenrüttlers in der Praxis steht jedoch noch aus. Beim Einsatz des neuen EGEY-Rüttlers bestünde die Möglichkeit der kontrollierten Zugabe von grobem Schüttmaterial oder Beton durch das durchgehend offene Rüttlerrohr bis zur Spitze des Rüttlers.

Schrifttum

Brown, R.E.	"Vibroflotation and Terra-Probe Comparision", Journal of the Geotechnical Engineering Division, aus: Journal of soil mechanics, Vol. 102, S. 1059–1071, Okt. 1976
D'Appolonia, E.	"Loose Sands-Their Compaction by Vibroflo- tation", Special Technical Publication, ASTM No. 156, 1954
Gruber, N. Obermayer, J. Floss, R.	"Beschleunigungsmessungen an Vibrationswalzen zum Nachweis der Bodenverdichtung", DGEG Symposium Meßtechnik im Erd- und Grundbau, München 1983
Hilmer, K.	"Methoden zur Überprüfung einer Stopfverdich- tung", aus: Die Bautechnik, S. 8-14, 1/1975
Jebe, W. Bartels, K.	"Entwicklung der Verdichtungsverfahren mit Tiefenrüttlern von 1976 bis 1982", Beitrag zur VIII. Europäischen Konferenz über Boden- mechanik und Grundbau, Helsinki 1983

Kahl, M. "Experimentelle Untersuchungen zur Verdichtung
 Simons, H. norddeutscher Sande mit Tiefenrüttlern",
 Forschungsbericht des Instituts für Grundbau
 und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1987

N.N. "Merkblatt f. die Untergrundverbesserung durch Tiefenrüttler", Forschungsgesellschaft f. das Straßenwesen, Arbeitsgruppe Untergrund – Unterbau, Köln 1979

Pösch, H. "Verdichtungstechnik und Verdichtungsgeräte Ikes, W. im Erdbau", 2. Aufl., Berlin, München, Düsseldorf, W. Ernst + Sohn, 1975

Smoltczyk, U. Hilmer, K. ł

"Baugrundverbesserung" aus: Grundbautaschenbuch II, 3. Aufl., Berlin, W. Ernst + Sohn, 1982

Untersuchung zum Reibungsverhalten zwischen Geotextilien, Böden und Kunststoffdichtungsbahnen

von Thomas Kruse

1. Einleitung

Geotextilien werden in vielen Bereichen des Erd-, Grund und Wasserbaus seit Jahren eingesetzt und müssen dort vielfältige Anforderungen erfüllen. In der Deponietechnik werden sie hauptsächlich als Trenn-, Filter- und Schutzschichten eingesetzt.

Werden die Geotextilien auf geneigten Deponieböschungen innerhalb eine Basis- oder Oberflächenabdichtung eingesetzt, müssen von den Geotextilien Schubkräfte über Reibungskräfte in die angrenzenden Schichten abgetragen werden. In diesem Fall spielt das Reibungsverhalten zwischen den Geotextilien und dem angrenzenden Materialien eine entscheidende Rolle für die Standsicherheit und die Gesamtfunktion der Dichtung.

Zur Ermittlung des Reibungsverhaltens zwischen verschiedenen Geotextilien, Böden und Kunststoffdichtungsbahnen wurden Scherversuche im 10 cm * 10 cm Kastenschergerät durchgeführt.

2. Geotextilien

2.1 Allgemeines

Geotextilien werden in unterschiedlichsten Bereichen für verschiedene Aufgaben eingesetzt und müssen daher vielfältigen Anforderungen gerecht werden. Sie werden im wesentlichen für folgende Aufgaben eingesetzt :

Trennen * Bewehren * Filtern * Dränieren * Schützen.

Vielfach müssen von den Geotextilien mehrere Funktionen gleichzeitig übernommen werden. Für die unterschiedlichen Aufgaben und Anforderungen stehen auf dem Markt eine Vielzahl von Produkten zur Verfügung. Die Geotextilien werden i. allg. aus thermoplastischen Kunststoffen hergestellt und weisen je nach verwendetem Rohstoff unterschiedliche Produkteigenschaften auf. Als Ausgangsstoffe werden Polyamid (PA), Polyäthylen (PE), Polyester, Polypropylen (PP) oder neuerdings auch High Density Polyäthylen (HDPE) verwendet.

Nach ihrer Herstellungsart wird unterschieden in Gewebe, Vliesstoffe und Verbundstoffe.

2.2 Geotextilien in der Deponietechnik

In der Deponietechnik werden Geotextilien vorwiegen als Trennschicht mit gleichzeitiger Filterwirkung zwischen Dränagematerial und Müll sowie als Schutzschicht oberhalb der auf der Deponiebasis verlegten Kunststoffdichtungsbahn eingesetzt, um eine Beschädigung der Dichtungsbahn durch punkförmige Überbeanspruchungen zu vermeiden und ein Durchstanzen des grobkörnigen Dränagematerials zu verhindern.

Um die Standsicherheit des auf geneigten Böschungen verlegten Kombinationsabdichtungssystems in verschiedenen Bau- und Betriebsphasen zu gewährleisten, müssen hangabwärts gerichtete Schubkräfte von jeder Schicht in die darunterliegende bis in den Untergrund durch Reibungskräfte übertragen werden können. Dabei muß gewährleistet sein, daß

- a) Zugkräfte weder im Geotextil noch in der Dichtungsbahn auftreten.
- b) ein Abrutschen des Dränagematerials nicht stattfindet.
- c) das Geotextil bzw. die Dichtungsbahn nicht abrutscht.

Aus diesem Grunde spielt das Reibungsverhalten zwischen den einzelnen Komponenten eine wesentliche Rolle für die Standsicherheit und Funktionsfähigkeit einer Kombinationsdichtung auf Deponieböschungen.

3. Ermittlung von Reibungsbeiwerten

3.1 Allgemeines

Nach DIN 18137 wird die maximal vom Boden übertragbare Schubspannung als Scherfestigkeit \mathcal{T}_F bezeichnet. Nach dem Mohr – Coulomb'schen Reibungsgesetz gilt für den Boden :

$$T_{\rm F} = G_{\rm N} + \tan \rho + c$$

Analog gilt für das Reibungsverhalten zwischen Boden und Geotextil bzw. Dichtungsbahn :

$$\mathbf{T}_{Mat.} = \mathbf{G}_{N} + \tan \mathbf{\delta} + a$$

Darin bedeuten:

 J_F = Scherfestigkeit des Boden
 J_{Mat.} = Scherfestigkeit zwischen Boden und verschiedenen Baumaterialien

🖌 = Normalspannung aus Auflast

Reibungswinkel des Boden

Seibungswinkel zwische Boden und Baumaterial

c = Kohäsion des Boden

a = Adhäsion zwischen Boden und Baumaterial

tan 🛛 = Reibungsbeiwert des Boden

tan 💰 = Reibungsbeiwert zwischen Boden und Baumaterial.

Die Ermittlung der Scherparameter zwischen Boden und Geotextil bzw. Dichtungsbahn oder Geotextil und Dichtungsbahn erfolgt zweckmäßigerweise in direkten Schergeräten, in denen zwischen oberem und unterem Scherrahmen eine Scherfuge vorgegeben ist. In Bild 1 ist schematisch der Versuchsaufbau eines Scherversuchs mit Boden dargestellt.



<u>Bild 1</u>: Versuchsaufbau im direkten Schergerät für einen Scherversuch mit Boden.

Jeder Scherversuch besteht i. allg. aus drei Teiversuchen mit verschieden Normalspannungen \mathbf{G}_{N} . Die Versuchsauswertung erfolgt mittels eines Scherfestigkeits – / Normalspannungsdiagramms. Aufgetragen wird die für jeden Teilversuch erreichte maximale Scherfestigkeit im Bruchzustand. Aus der durch diese Punkte gelegten Schergerade ergeben sich der Kohäsionsanteil c bzw. der Adhäsionsanteil a und der Reibungswinkel \boldsymbol{g} bzw. $\boldsymbol{\delta}$. Bild 2 zeigt ein solches Scherfestigkeits- / Normalspannungsdiagramm.



<u>Bild 2:</u> Scherfestigkeits- / Normalspannungsdiagramm für die Auswertung eines Scherversuches

4.1 Verwendete Geotextilien

Für die Untersuchungen wurden zwei verschiedene Geotextilien, ein verfestigter Vliesstoff (Polyfelt TS 800) und ein Gewebe (Stabilenka 400) ausgewählt. Die nachfolgenden Bilder zeigen die Oberflächen der verwendeten Geotextilien.



Bild 3 : Geotextil Gl: Verfestigter Vliesstoff Polyfelt TS 800



Bild 4 : Geotextil G2: Gewebe Stabilenka 400

4.2 Verwendete Böden

Als Bodenmaterial wurden zwei Sande, ein Grobsand Boden Bl und ein Mittelsand Boden B2 verwendet. Bild 5 zeigt die Kornverteilungslinien der verwendeten Böden; die bodenmechanischen Kennwerte der Böden sind in Bild 6 zusammengestellt.



Bild 5 : Kornverteilungslinie der verwendeten Sande

	Modellsand 1 Bl	Modellsand 2 B2
Bodenart DIN 4022	gS,ms'	mS,fs'
Bodenart DIN 18196	SE	SE
Ungleichförmigkeit	1.910	1.8660
Krümmung	0.7071	0.7406
Korndichte	2.65	2.65
Kornrauhigkeit	kantig	gerundet
e min /e max	0.61 / 0.84	0.51 / 0.77
n min /n max	0.38 / 0.46	0.34 / 0.43
S _{Dmin} / S _{Dmax}	1.44 / 1.65	1.50 / 1.76

Bild 6 : Bodenmechanische Kennwerte der verwendeten Böden.

4.3 Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden im Schergerät 10 cm * 10 cm durchgeführt. Die Normalspannungen \mathbf{G}_{N} der einzelnen Teilversuche betrugen 50, 100 und 150 kN/m². Die Abschergeschwindigkeit betrug v = 1.0 mm/min. Der Boden wurde jeweils bei dichtester Lagerung eingebaut.

Ingesamt wurden folgende Versuchsvarianten untersucht:

Variante	1	:	Boden / Boden	В	/	В	
Variante	2	:	Boden, Geotextil / Boden	B,G	/	В	
Variante	3	:	Boden, Geotextil / Geotextil, Boden	B,G	/	G,B	
Variante	4	:	Dichtungsbahn / Geotextil, Boden	DB	/	G,B	
Variante	5	:	Starrer Untergrund, Geotextil / Boden	G	1	В	

Die Lage der Scherfuge ist jeweils durch ein ' / ' gekennzeichnet. Die nachfolgenden Bilder stellen die untersuchten Versuchsvarianten im Schergerät schematisch dar. Die Zeichnungen sind aus Gründen der Anschaulichkeit nicht maßstabsgerecht!



Var. 2: Boden / Geotextil, Boden



Var. 3: Boden, Geo./ Geo., Boden



Var. 4:Dichtungsbahn / Geo., BodenVar. 5:Geotextil / BodenBild 7 :Schematische Darstellung der Versuchsvarianten.

5. Versuchsergebnisse

In den nachfolgenden Bildern sind die Scherfestigkeits-/ Normalspannungsdiagramme der durchgeführten Scherversuche für die Versuche mit dem Grobsand Bl und den beiden Geotextilien dargestellt.



<u>Bild 8:</u> Scherfestigkeits -/ Normalspannungsdiagramm der Versuche mit Grobsand Bl und Vliesstoff Gl.



<u>Bild 9</u> : Scherfestigkeits-/ Normalspannungsdiagramm der Versuche mit Grobsand Bl und Gewebe G2.

Die nachfolgenden Bilder zeigen die Scherfestigkeits-/ Normalspannungsdiagramme der Versuche mit dem Mittelsand B2 und den verwendeten Geotextilien.



<u>Bild 10 :</u> Scherfestigkeits-/ Normalspannungsdiagramm der Versuche mit Mittelsand B2 und Vliesstoff G1.



<u>Bild 11</u> : Scherfestigkeits-/ Normalspannungsdiagramm der Versuche mit Mittelsand B2 und Gewebe G2.

Wie aus den Diagrammen zu ersehen ist, traten bei einigen Versuchen geringe Kohäsionsanteile bzw. Adhäsionsanteile auf. Da es sich um nichtbindige Böden und nicht adhäsive Materialien handelt, müssen diese Anteile aus versuchsbedingten Einflüssen resultieren. Sie werden daher bei der weiteren Auswertung nicht berücksichtigt.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß zwischen den Geotextilien und der glatten Dichtungsbahn die geringsten Reibungskräfte übertragbar sind. Zwischen Boden und Geotextil werden, je nach Untergrundbedingungen, unterschiedlich große Reibungskräfte übertragen.

Liegt das Geotextil auf einem starren, glatten Untergrund (Variante 5), kann eine Verzahnung des Geotextils mit dem Untergrund nicht stattfinden. Es ergeben sich wesentlich geringere übertragbare Scherkräfte als bei der Versuchsvariante 2, bei der während des Versuches eines Verzahnung des Geotextils und des darüber befindlichen Bodens mit dem darunter befindlichen Boden stattfinden kann. Aus dieser Verzahnung ergeben sich deutlich größere übertragbare Scherkräfte zwischen dem Geotextil und dem Boden.

Für den Fall sich überlappender Geotextilien wurden Scherversuche zwischen Geotextil und Geotextil durchgeführt, wobei die Geotextilien beidseitig Bodenkontakt aufwiesen. Die Versuche zeigten, daß die übertragbaren Scherkräfte zwischen den Geotextilien größer sind, als die Scherkräfte zwischen Dichtungsbahn und Geotextil.

Um einen bewertenden Vergleich der übertragbaren Scherkräfte vornehmen zu können, wurden die ermittelten Reibungsbeiwerte zwischen Geotextil und dem entsprechendem Reibpartner tan d auf den Reibungsbeiwert tan **p**⁴ des verwendeten Boden bezogen. Daraus ergibt sich der bezogene Reibungsbeiwert

$$\eta_v = \tan \delta / \tan \rho$$
.

Dieser Reibungsbeiwert gibt an, wieviel Prozent der Scherkräfte des Boden zwischen dem Geotextil und dem verwendeten Reibpartner übertragen werden können. In Bild 12 sind die bezogenen Reibungsbeiwerte für alle Versuche zusammengestellt. Bild 13 zeigt eine graphische Darstellung der ermittelten bezogenen Reibungsbeiwerte.

Ъ.,	Zusammenstel	lung der	bezogenen	Reibungsbe	iwerte Mv	[-]
Variante		1	2	3	4	5
Geotextil	Boden	B/B	B/G/B	B/G/G/B	DB/G/B	G/B
61	B1	1	0,92	0,44	0,19	0,83
	B2	1	0,81	0,46	0,19	0,74
G2	B1	1	0,89	0,45	0,23	0,79
	B 2	1	0,82	0,43	0,23	0,71

Bild 12 : Zusammenstellung der bezogenen Reibungsbeiwerte



Bild 13: Graphische Darstellung der bezogenen Reibungsbeiwerte.

6. Zusammenfassung

Es wurden zahlreiche Scherversuche mit verschiedenen Geotextilien, Sanden und HDPE-Kunststoffdichtungsbahnen durchgeführt.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß zwischen Geotextilien und nicht strukturierten Kunststoffdichtungsbahnen die geringsten Scherkräfte übertragen werden. Es wurden Reibungswinkel zwischen 9° und 12° ermittelt.

Bei Versuchen zwischen Geotextilien und Boden wurden in Abhängigkeit von den Untergrundbedingungen und den verwendeten Böden unterschiedliche Ergebnisse erzielt. Liegt das Geotextil auf einem festen, glatten Untergrund, werden um 10 % geringere Reibungsbeiwerte ermittelt als bei Versuchen mit beidseitigem Bodenkontakt.

Für die Versuche mit festem, glatten Untergrund wurden bezogene Reibungsbeiwerte zwischen $\eta_v = 0.71$ und 0.83 ermittelt; bei Versuchen mit beidseitigem Bodenkontakt lagen die bezogenen Reibungsbeiwerte zwischen $\eta_v = 0.81$ und 0,92 . Das bedeutet, daß je nach Boden und Geotextilbeschaffenheit 81% bis 92% der Scherfestigkeit des Bodens zwischen dem Geotextil und dem Boden erreicht werden.

Bei glatter, fester Unterlage, z.B. Geotextilien als Schutzschicht auf einer Kombinationsabdichtung, werden zwischen Geotextil und Boden nur etwa 70% – 80% der Scherfestigkeit des Bodens erreicht.

Bei Versuchen zur Ermittlung des Reibungsverhaltens zwischen den Geotextilien, z.B. in Überlappungsbereichen, wurden ca. 45 % der Scherfestigkeit des umgebenden Bodens erreicht.

Literaturverzeichnis

- Balthaus, H.G. / Meseck, H. 1987: Geomechanisches Verhalten von Kunststoffdichtungsbahnen, Bautechnik 64, S. 58 – 63.
- Batereau, Ch. 1976: Der Reibungsbeiwert zwischen Folie und Erdstoff, Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden, 22, Heft 6, S. 1107 – 1111.
- Daguette, G. / Mathieu, G. 1986: Prüfung des Reibungsverhaltens von Boden und Geotextilien oder Geomembranen mit einem Schergerät 30 cm x 30 cm, Proc. III. Internatinal Conference of Geotextiles, Vienna , Austria, Vol. IV, p. 1251 – 1256.
- Drescher, J. 1988: Deponiedichtungen für Sonderabfalldeponien, Arbeitspapier, Teil I und II, Müll und Abfall, 7/1988 und 8/1988, Berlin.
- Günter, K. / Foik, G. 1988: Bemessungsgrundlagen für PEHD-Kunststoffbahnen auf Böschungen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik und Umwelttechnik, Hamburg.
- Knipschild, F.W. 1985: Deponiebasisabdichtungen mit Kunststoffdichtungsbahnen, Beiheft zu Müll und Abfall, Nr. 22, Berlin.
- Kruse, Th. 1989: Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Heft Nr. 29 der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig.
- Mogami, I. / Yoshikashi, H. 1968: On the angel of internal friction of coarse materials, Proc. 3rd. Budapest Conf. of Soil Mechanics and Foundation Eng., P. 190 - 196.
- Williams, N. D. 1986: Bestimmung von Reibungswinkeln zwischen Geotextilien, Geomembrannen und verwandten Produkten, Proc. III. International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria.



Deckung des Spitzenwärmebedarfs von Bürogebäuden durch als Wärmewand ausgebildete Baugrubenwände

von Joachim Knüpfer

Einleitung

Bei der Errichtung des Neubaus der Landeszentralbank (LZB) in Braunschweig wurde der Baugrubenverbau im Schlitzwandverfahren hergestellt. In der Planungsphase entstand die Idee, die im Boden verbleibende Schlitzwand als Wärmetauschfläche zu nutzen (Wolff 1982). Dies sollte sowohl im Sommer zur Ableitung der Wärme als auch im Winter zu Heizzwecken möglich sein. Im Zuge der Errichtung des Bauvorhabens wurde die Herstellung einer Schlitzwand als Wärmewand realisiert. Die Ergebnisse und Erfahrungen des ersten Betriebsjahres sollen hier vorgestellt werden.

2. Bauvorhaben

2.1 Baugrund und Grundwasser

Der oberste Bodenhorizont im Bereich des Baugeländes besteht in einer Mächtigkeit von 1 – 4 m, höchstens jedoch bis zum mittleren Grundwasserstand, aus Auffüllungen, Trümmerresten und Böden mit hohem Anteil an mineralischem Bauschutt.

Bei der unterlagernden sandigen Schichtfolge handelt es sich um fluviatile, locker bis mitteldicht gelagerte Mittelsande in einer Mächtigkeit von etwa 10 m.

Die Oberfläche des nachfolgenden Schluffhorizontes folgt bei etwa 12 m unter Gelände. Der Schluff weist weiche Konsistenz auf und hat eine Mächtigkeit von 3 - 5 m. Die unter dem Schluff anstehende Schichtfolge wird von mitteldichten Sanden bis sandigen Kiesen gebildet. Ab etwa 40 - 45 m unter Gelände folgt ein Tonmergel der Unterkreide halbfester bis fester Konsistenz.

Der Bemessungswasserspiegel für die Baugrube wurde auf 68,5 m NN und für die Auftriebssicherheit des Gebäudes auf 70 m NN festgelegt.

Die Fließrichtung wie auch Fließgeschwindigkeit des Grundwassers wurde in mehreren Versuchen mit einer Bohrlochsonde festgestellt. Es ergab sich eine Fließgeschwindigkeit von etwa 0,05 m/Tag und eine generelle Fließrichtung Süd-Nord.

Durch Pumpversuche wurde eine mittlere Durchlässigkeit der Sande und Kiese von k = 5 x 10^{-4} m/s ermittelt.

2.2 Baugrube

Der Neubau der Landeszentralbank wurde auf einem Grundstück im Innenstadtbereich von Braunschweig errichtet. Er ist in Teilbereichen mit zwei Tiefgeschossen unterkellert, so daß die Kellersohle bis zu 11 m unter der Geländeoberfläche liegt. Die Grundfläche beträgt etwa 50 x 60 m. Zur Herstellung der Tiefgeschosse war die Erstellung einer in Teilbereichen bis zu 12 m tiefen Baugrube bei einem Grundwasserflurabstand von etwa 3 m erforderlich. Für den Verbau wurde eine Schlitzwand gewählt. Da in der historischen Innenstadt von Braunschweig eine Grundwasserabsenkung nicht zugelassen wurde, bindet die Schlitzwand in eine Injektionssohle ein. Bild 1 zeigt einen Schnitt durch die Baugrubenwand.

Dabei wurde die Oberkante der im Boden verbleibenden Schlitzwand mit 70 m NN festgelegt. Der verbleibende Geländesprung von 1 – 2 m bis zur natürlichen Geländeoberfläche wurde durch einen temporären Bohlträgerverbau gesichert, der bis zum Abschluß der Bauarbeiten wieder entfernt wird..



Bild 1: Schnitt durch die Baugrubenwand

Die Schlitzwand weist eine Gesamtlänge von 220 m bei einer Tiefe von 18 m auf. Daraus ergibt sich eine Fläche von 3.960 m², davon ca. 550 m² über dem mittleren Grundwasserstand und 3.410 m² darunter.

2.3 Wärmewand

Die Schlitzwand wurde in 78 einzelnen Lamellen mit einer Länge zwischen 2,4 m und 3,8 m hergestellt. Auf den vorgefertigten Bewehrungskorb einer jeden Lamelle wurden vor Einbau in die Schlitzwand Kunststoffrohrregister erdseitig angebracht, in denen die Arbeitsflüssigkeit zirkulieren soll. Die Bilder 2 und 3 zeigen die Anordnung eines solchen Rohrregisters auf dem Bewehrungskorb. Aufgrund von Vorüberlegungen in der Planungsphase (Bild 4) wurde der Abstand a der Rohre auf 0,25 m festgelegt, weil sich so der günstigste Wirkungsgrad für den Wärmeübergang Rohr – Schlitzwandbeton ergab (Wolff 1982).



Bild 2: Anordnung eines Rohrregisters auf dem Bewehrungskorb



Bild 3: Anordnung eines Rohrregisters auf dem Bewehrungskorb

Die Zulauf- und Ablaufleitungen eines jeden Rohrregisters werden auf der Oberkante der Schlitzwand zu vier um das Gebäude verteilten Eintrittspunkten geführt. Erst im Gebäude werden die Rohrregister mit Thermofühlern für Zulauf- und Ablauftemperatur und Absperrhähnen bestückt und an Übergabestationen zusammengefaßt.

Die Rohrregister bestehen aus Kunststoffrohren vom Typ "Rau VPE 210" mit einem Innendurchmesser von $\rm d_i$ = 20,4 mm.



<u>Bild 4:</u> Temperaturverhältnisse an der Wandoberfläche für verschiedene Rohrabstände

3. Nutzung der Schlitzwand als Wärmewand

3.1 Allgemeines

In der Planungsphase wurde die Wärmewand konzipiert, um Energie dem Boden und Grundwasser zu entziehen und über eine Wärmepumpe zur Heizung des Gebäudes zu nutzen. Es wurde schnell deutlich, daß die Energie, die so gewonnen werden kann, zur ausschließlichen Beheizung des Gebäudes bei weitem nicht ausreicht. Die besondere Bedeutung der Wärmewand wurde deshalb darin gesehen, im diskontinuierlichen Betrieb den Spitzenenergiebedarf zum Beispiel beim morgendlichen Hochfahren des Heizsystems zu decken. Auf diese Weise wäre der erforderliche Anschlußwert für die geplante Fernwärmeversorgung zu verringern gewesen.

Zusätzlich sollte über die Wärmewand im Sommer Energie aus der Klimaanlage dem Erdreich zugeführt werden. Dadurch sollten Investitions- und Betriebskosten für sonst erforderliche Kühltürme eingespart werden.

3.2 Heiz- und Kühlsystem der Landeszentralbank

Gegenüber der ursprünglichen Planung wurde die Landeszentralbank zusätzlich zum Fernwärmeanschluß mit einem Blockheizkraftwerk ausgestattet. Das Blockheizkraftwerk liefert im Winter ausreichend Wärme zur Beheizung des Gebäudes. Eine Wärmepumpe wurde zusätzlich installiert. Der zeitgleiche Einsatz beider Systeme ist aus technischen Gründen nicht möglich. Wird die Wärmepumpe eingesetzt, die über die Wärmewand dem Boden Energie entzieht, reicht dieses System allenfalls in der Übergangszeit für die alleinige Beheizung des Gebäudes aus. Es müßte zusätzliche Energie durch Fernwärme zugeführt werden, wobei dann im allgemeinen die Betriebskosten dieses Systems die Betriebskosten des Blockheizkraftwerks übersteigen würden. Der Wintereinsatz für die Wärmewand (Wärmegewinnung) scheidet deshalb im Normalfall aus.

Die Wärmewand wird überwiegend im Sommer für Kühlzwecke eingesetzt, wenn aus dem Klimaanlagensystem Wärme entzogen werden muß. Der Kreislauf der Arbeitsflüssigkeit ist nicht auf die Rohrregister beschränkt, sondern auch an andere Systeme wie den Kreislauf Kältemaschine – Kühlaggregat angeschlossen, so daß als Arbeitsflüssigkeit Wasser verwendet wird.

Auf dem Dach der Landeszentralbank wurde ein Kühlturm installiert. Wärmewand und Kühlturm sind gekoppelt an die Kältemaschine angeschlossen. Nach Angaben der planenden Ingenieure wäre ohne die Wärmewand mindestens ein zweiter Kühlturm erforderlich gewesen. Die Kühlwasseraufbereitung durch den Kühlturmbetrieb verursacht erheblich höhere Kosten als der Betrieb der Wärmewand. Deshalb wird die Wärmewand solange als möglich betrieben und erst bei Überlastung auf den Kühlturm zurückgegriffen.

3.3 Betriebsgrundsätze für die Wärmewand

Aus den Erfahrungen der ersten Betriebszeit haben sich folgende Betriebsgrundsätze für die Wärmewand im Kühlbetrieb herausgestellt.

- Wenn die Klimaanlage und die Kältemaschine laufen, entsteht ein Kühlwasserbedarf.Der Kühlwasserbedarf beträgt 45 m³/h.
- Zur Ableitung der K
 ühlenergie wird zun
 ächst ausschlie
 ßlich die W
 ärmewand eingesetzt.
- Die Arbeitsflüssigkeit strömt mit 45 m³/h durch die Register der Wärmewand.
- Bei hohem Kühlungsbedarf beträgt die Eintrittstemperatur 45°C.
- Der Temperaturunterschied zwischen Zulauf- und Ablaufwasser der Wärmewand beträgt am Anfang etwa 10°K und verkleinert sich mit zunehmender Wärmeaufnahme durch den Schlitzwandbeton. Dadurch steigt die Ablauftemperatur. Wenn sich die Temperaturdifferenz auf 6°K verringert hat, schaltet sich der Kühlturm zu.

- Ein immer größerer Teilstrom des gesamten Kühlwassers wird dem Kühlturm zugeleitet, bis nur ein kleiner Restteilstrom durch die Wärmewand geführt wird.
- Der Restteilstrom dient bei ständiger Differenzmessung zwischen Zulauf- und Ablauftemperatur als Indikator für den Zeitpunkt, ab dem das System der Wärmewand sich hinreichend regeneriert hat und für die Abnahme größerer Wärmemengen wieder leistungsfähig ist.

4. Wirksamkeit der Wärmewand

4.1 Messung der Wirksamkeit

Für den Zeitraum Januar - Oktober 1988 wurden die vom Computer in der Energiezentrale der Landeszentralbank aufgezeichnten Leistungsdaten der Wärmewand ausgewertet. Diese Werte wurden verglichen mit den vom Deutschen Wetterdienst beschafften Wetterdaten der nächstgelegenen Station Braunschweig-Völkenrode. Bei der Auswertung der Daten muß beachtet werden, daß nur die tatsächlich von der Wärmewand aufgenommene Energie bekannt ist. Ob und wann das System Wärmewand seine Leistungsgrenze erreicht hat und wieviel Kühlenergie über den Kühlturm abgegeben wurde, könnte nur indirekt aus anderen Meßdaten berechnet werden. Auf die Darstellung dieser Werte wird deshalb an dieser Stelle verzichtet.

Bild 5 zeigt die tägliche mittlere Lufttemperatur, die tägliche mittlere Bodentemperatur in 1 m Tiefe und die über die Wärmewand abgegebene Wärmemenge für den Monat Juni 1988. Daraus wird ersichtlich, wie der Lufttemperaturanstieg ab dem 23.06. zu sehr hohen abgegebenen Wärmemengen führt. An mehreren aufeinander folgenden Tagen werden Abgabemengen von über 4.000 kWh, am 29.06.1988 das Maximum im gesamten Beobachtungszeitraum von 4.754 kWh erreicht.



<u>Bild 5:</u> Lufttemperatur, Bodentemperatur und über die Wärmewand abgegebene Wärmemenge im Juni 1988

Aus den Beobachtungen im Gesamtzeitraum kann geschlossen werden, daß die maximale Leistungsfähigkeit der Wärmewand bei mehreren Vollasttagen nacheinander bei 4.500 kWh in 24 Stunden liegt.

Bild 6 zeigt die Aufteilung der über die Wärmewand in den Boden abgeleiteten Energie über den gesamten Beobachtungszeitraum.

Monat	abgegebene Wärmemenge		[kWh]
Januar		4.621	
Februar		10.411	
März		29.973	
April		44.287	
Mai		46.565	
Juni		67.180	
Juli		76.390	
August		42.630	
September		27.320	
Oktober		16.880	
$\Sigma 1 - 10 / 88$	3	366.257	

<u>Bild 6:</u> Über die Wärmewand in den Untergrund abgeleitete Wärmemengen im Zeitraum Januar – Oktober 1988

Die gesamte Energie, die über die Wärmewand an das Erdreich abgegeben wurde, beträgt in den ersten 10 Monaten des Betriebsjahres 366,3 MWh.

An den Wochenenden ist der Kühlbedarf meist sehr gering und oft gleich Null, so daß sich das System in dieser Zeit zumindest teilweise regenerieren kann.

Das Maximum der an einem Tag abgegebenen Wärmemenge beträgt 4.754 kWh bei einer mittleren Lufttemperatur von 19,3°C und einer mittleren Bodentemperatur von 14,6°C in 1 m Tiefe. Nachfolgend gab es zwei ähnlich heiße Tage. Während am nächsten Tag noch 4.478 kWh abgegeben werden konnten, fiel am dritten Tag dieser Hitzeperiode die abgegeben Wärmemenge auf 3.512 kWh.

Betrachtet man den hier nicht im einzelnen dargestellten Zeitraum der Sommermonate Juni, Juli und August, so läßt sich ohne Berücksichtigung des tatsächlichen Kühlbedarfs die Wärmeabgabe an das Erdreich über die Wärmewand wie folgt abschätzen:

- 5.000 kWh/d über einen Tag
- 4.500 kWh/d über mehrere Tage
- 3.500 kWh/d über mehrere Wochen
- 2.000 kWh/d über mehrere Monate

4.2 Parameterstudie

4.2.1 Randbedingungen der Parameterstudie

Zur Durchführung einer Parameterstudie über die Leistungsfähigkeit der Schlitzwand als Wärmetauscher wird von folgenden Annahmen ausgegangen:

- Die maximale Temperatur des Zulaufwassers beträgt 45°C. Die Temperatur des Ablaufwassers ist um 6 – 10°K geringer (siehe Bild 4), so daß von einer Temperatur der Schlitzwand von 35 – 40°C ausgegangen wird.
- Die Temperatur von Boden und Grundwasser beträgt 10 14°C.
- Zusammenfassend wird die maßgebende Temperaturdifferenz zwischen Schlitzwand und Boden mit 25°K, die Temperatur der Schlitzwand mit 35°C und die Temperatur des Bodens mit 10°C angenommen.

Den Berechnungen wird das Modell der eindimensionalen Wärmeleitung zugrundegelegt, weil die Oberfläche des Wärmetauschers verglichen mit der Reichweite sehr groß ist.

4.2.2 Äußere Einflüsse

Unter den äußeren Einflüssen auf die Leistungsfähigkeit der Wärmewand ist vor allem das fließende Grundwasser zu nennen. Jedoch ist die Größe des Querschnitts, aus dem erwärmtes Grundwasser abfließt, nur zu schätzen. Bei einer Reichweite der Erwärmung von 1 – 4 m von der Wand und der ermittelten Fließgeschwindigkeit von 0,05 m/d handelt es sich um etwa 3 – 12 m³/d. Bei einer mittleren Temperaturdifferenz von 25° K/2 = $12,5^{\circ}$ K und einer Wärmespeicherkapazität des Wassers von C = 1,164 kWh/m³K werden über das abfließende Grundwasser unter Vollast zwischen 40 – 175 kWh/d abgeführt. Dabei handelt es sich um wenige Prozent der insgesamt an das Erdreich abgegebenen Wärmemenge, so daß das fließende Grundwasser bei der Parameterstudie zunächst nicht berücksichtigt wird.

Entsprechend dem anstehenden Baugrund aus gut abgestuften Sanden und Kiesen, die im wesentlichen Bereich der Wärmewand unter dem Grundwasser liegen, werden folgende Kennwerte für die Parameterstudie zugrundegelegt:

Dichte	<i>§</i> =	1,99 t/m ³
Wassergehalt	w =	0,25
Wassersättigung	S _r =	1
Wärmespeicherfähigkeitskoeffizient	c _n =	1.397 J/kgK
Wärmeleitfähigkeitskoeffizient	λ =	2,3 W/mK

4.3 Ergebnisse der Parameterstudie

In einem ersten Schritt wurde zunächst die Temperaturverteilung vor der Wand in Abhängigkeit von der Temperaturdifferenz für eine Betriebszeit von 5 Tagen berechnet. Das Ergebnis zeigt Bild 7. Für die übliche Temperaturdifferenz von 25°K wurde anschließend der Temperaturverlauf vor der Wand für verschiedene Betriebszeiten ermittelt. Das Ergebnis zeigt Bild 8. Dabei bestätigt sich die Annahme, die Reichweite beträgt je nach Betriebsdauer 1 - 4 m von der Wand.



<u>Bild 7:</u> Temperaturverläufe bei verschiedenen Wandtemperaturen nach 5 Betriebstagen





Bild 9 zeigt den unter den gleichen Randbedingungen berechneten Wärmestrom für verschiedene Betriebszeiten. Dabei wird deutlich, daß das System zu Betriebsbeginn eine große Leistungsfähigkeit aufweist, die jedoch nach 5 Tagen bereits auf etwa 50 W/m² gesunken ist. Aus der Integration des Wärmestroms über die Betriebszeit ergibt sich die Energieabgabensumme (Bild 10). Nach 25 Betriebstagen wurde eine Energieabgabensumme von 29 kWh/m² berechnet.



Bild 9: Berechneter Wärmestrom über die Betriebszeit

Dieses Ergebnis läßt sich mit den Beobachtungen der Wirksamkeit der Wärmewand der Landeszentralbank vergleichen. Hier wurde festgestellt, daß bei einem Dauerbetrieb über mehrere Wochen von 3.500 kWh/d ausgegangen werden kann. Aus der Parameterstudie ergibt sich nach 25tägigem Dauerbetrieb, bezogen auf 4.000 m² Wärmewand, ein Wert von 4.560 kWh/d.



Bild 10: Energieabgabensumme über eine Betriebszeit von 25 Tagen

5. Ausblick

Die festgestellten Abweichungen zwischen beobachtetem und gemessenem Wert können in folgenden, bisher nicht betrachteten Gründen gesucht werden:

- Die den Berechnungen zugrunde gelegte Temperaturdifferenz von 25°K wurde sicher im Dauerbetrieb der Wärmewand nicht ständig gewährleistet. Dies hat sowohl betriebliche Gründe als auch konstruktive Gründe, wie zum Beispiel die Rohrführung in den einzelnen Registern (siehe Bild 4).
- Die den Berechnungen zugrunde gelegten Bodenkennwerte berücksichtigen noch nicht die im Baugrund festgestellte Schluffschicht, die erheblich schlechtere thermische Eigenschaften aufweist als wassergesättigter Sand.
Der Wärmeübergangswiderstand zwischen Schlitzwand und Boden wurde in den Berechnungen nicht berücksichtigt.

Mit den genannten Einschränkungen kann das Modell der eindimensionalen Wärmeleitung zur überschlägigen Berechnung der Wirksamkeit einer Schlitzwand als Wärmetauscher im Boden verwendet werden. Dies gilt solange, wie die Baugrundverhältnisse bekannt sind und der Wärmetransport über das fließende Grundwasser wie im vorliegenden Fall nur eine untergeordnete Rolle spielt.

Die Wärmewand wurde ursprünglich geplant, um Primärenergie einzusparen. Dies ist aus betrieblichen Gründen nur in geringem Umfang gelungen, in dem Energie für den Betrieb von Kühltürmen eingespart wird.

Aus den gesamten vorliegenden Daten ist ersichtlich, daß ein klimatisiertes Gebäude wie die Landeszentralbank fast über das gesamte Betriebsjahr sowohl Heiz- als auch Kühlbedarf hat. Um hier einen Ausgleich zu schaffen, sollte eine Schlitzwand nicht nur als Wärmetauscher, sondern auch als Speichermedium verwendet werden. Dieses Potential, bei dessen Nutzung dann tatsächlich erhebliche Mengen Primärenergie eingespart werden können, zu nutzen, ist eine Ingenieuraufgabe.

6. Literatur

Wolff, F. 1982: Studie zur Nutzung der Schlitzwand für Kühl- und Heizzwecke bei der Landeszentralbank Braunschweig, Bericht des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, 1982.



Dynamische Pfahltests an Spundbohlen

von Klauspeter Meier

1. Idee

Wesentliche Einsatzgebiete für Spundbohlen sind der Baugrubenverbau und im Wasserstraßen- und Hafenbau. In der letzten Zeit werden Spundbohlen darüber hinaus zur Abtragung von großen Vertikallasten eingesetzt. Brückenwiderlager und Tiefgaragen werden in Spundwandbauweise erstellt. Die Spundwand hat dabei das Erdreich zurückzuhalten und die Lasten aus dem Überbau in den Untergrund abzutragen.

Die aufnehmbare Last spielt eine entscheidende Rolle. Bislang wurden die Tragfähigkeiten rechnerisch abgeschätzt und so das entsprechende Spundwandprofil ermittelt. Es wurde wie auch bei Pfahlgründungen eine Proberammung ausgeführt und im Anschluß daran war mindestens eine statische Probebelastung auszuführen.

Zur Tragfähigkeitsabschätzung an Pfählen wurden Anfang der 70er Jahre in den USA die Dynamischen Pfahltests entwickelt. Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik entwickelte Ende der 70er Jahre eine eigene Meßanlage.

Liegen im Bereich der Pfahlgründungen schon eine Vielzahl an Ergebnissen von dynamischen Pfahlprüfungen vor, so sind diese Prüfungen an Spundbohlen neu.

In dem folgenden Bericht sollen nun die ersten Ergebnisse von dynamischen Pfahltests an Spundbohlen beschrieben werden. In Zusammenarbeit mit Hoesch Stahl AG wurden bislang Tests bei insgesamt vier Baumaßnahmen ausgeführt.

2. Dynamische Pfahltests

2.1 Grundlagen

Durch Weiterentwicklung der elektronischen Meßtechnik ist es möglich geworden, in Abhängigkeit von der Zeit sowohl die Pfahlkopfbewegung als auch den Kraftverlauf während eines Rammstoßes zu messen. Die Theorie der Wellenausbreitung ermöglicht Aussagen über die statische Tragfähigkeit und die Integrität der Pfähle. Ferner kann die Wirksamkeit des Rammsystems ermittelt werden.

Grundlage für alle angewendeten Verfahren ist die Differentialgleichung für die eindimensionale Wellenausbreitung von St. Vernant. Die Gleichung setzt voraus, daß der Pfahl sich wie eine elastischer Stab verhält. Der Boden wird dabei nicht berücksichtigt.

1960 wurde aus diesem Ansatz von SMITH das WELLENGLEICHUNGSVERFAHREN entwickelt. Es handelt sich dabei um eine auf dem Differenzenverfahren basierende Lösungsmethode, die den Boden sowie Bestandteile der Rammausrüstung als Randbedingungen mit einbezieht. Der Pfahl wird in Federn und Massepunkte aufgelöst. Die Randbedingungen werden als parallel geschaltete Federn und Dämpfer mit einbezogen. Das diskrete Pfahlmodell ist in Bild 1 dargestellt.

Bei den Dämpfern handelt es sich um einen geschwindigkeitsabhängigen Widerstand, der einem linearen Federgesetz unterliegt. Die Feder wird mit einer bilinearen Federkonstanten idealisiert, die bei Überschreitung der elastischen Grenzverformung (quake) plastifiziert.

Anfang der 70er Jahre wurden Meßgeber zur Dehnungs- und Beschleunigungsmessung entwickelt, die es erlauben, die Stauchung und Beschleunigung am Pfahlkopf während eines Rammstoßes zu erfassen. Damit war es möglich, Kraft- und Geschwindigkeitsverläufe im Pfahlkopf zu ermitteln.

Aus dem Wellengleichungsverfahren in Verbindung mit den neuen meßtechnischen Möglichkeiten wurden in den USA parallel das CASE- und das CAPWAP-Verfahren entwickelt.





2.2 Das CASE-Verfahren

Die Berechnung der Tragfähigkeit aus den gemessenen Werten der Kräfte und Geschwindigkeiten nach der CASE-Methode erfolgt auf der Grundlage der Wellenmechanik. Der Pfahl wirkt wie ein elastischer Stab, dem durch einen Impuls eine Stoßwelle eingeprägt wird. Die Stoßwelle durchläuft den Pfahl mit einer Wellengeschwindigkeit c. Die Wellengeschwindigkeit ist abhängig vom Elastizitätsmodul E und der Dichte des Pfahlmaterials.

Es ergibt sich

$$c = \sqrt{\frac{E}{g}}$$

Bei Querschnittsänderungen des Pfahls, am Pfahlfuß und durch auftretende Mantelreibung werden Teile der Stoßwelle reflektiert. Es wird also im Meßquerschnitt am Pfahlkopf ständig die Summe der Ausgangswelle und deren Reflektionen gemessen.

Die dynamische Pfahltragkraft R wird aus der Pfahlkopfkraft

$$F = E \cdot A \cdot E$$

und der Pfahlkopfgeschwindigkeit multipliziert mit der Impedanz Z

$$F = \frac{E \cdot A}{c} \cdot v$$

ermittelt.

ist die gemessene Dehnung, v ist die aus der am Pfahlkopf gemessenen Beschleunigung aufintegrierte Geschwindigkeit. Die Impedanz Z als eine Pfahlkonstante wird zur Trennung der Anteile aus einfallender und reflektierender Welle eingeführt. Die Impedanz Z ist abhängig vom Elastizitätsmodul E, der Wellengeschwindigkeit c und der Querschnittsfläche A des Pfahls. Es ergibt sich

$$Z = \frac{E \cdot A}{c}$$





Ausgehend davon, daß keine Reflektion auftritt, ist die Impedanz Z also ein Propotionalitätsfaktor zwischen der Kraft F und der Geschwindigkeit v:

Die Kraft F setzt sich aus einem nach unten gerichteten Anteil F und einem nach oben gerichteten Anteil F zusammen. Zur Trennung der beiden Anteile ist die Impedanz erforderlich.

Es ergibt sich:

$$F = \frac{F + Z \cdot v}{2} \quad \text{und } F = \frac{F - Z \cdot v}{2}$$

In Bild 2 ist ein Beispiel für einen Kraft- und Geschwindigkeitsverlauf während eines Rammschlages dargestellt. Solange keine Reflektionen auftreten, verlaufen die Kurven deckungsgleich. Das Auftreten von Mantelreibung kann qualitativ aus den nicht mehr deckungsgleich verlaufenden Kurven abgleitet werden.

Das Maximum der in den Pfahlkopf eingeleiteten Stoßwelle trifft zum Zeitpunkt t_1 im Meßquerschnitt ein. Die Welle durchwandert den Pfahl, wird am Pfahlfuß reflektiert und erreicht zum Zeitpunkt t_2 erneut den Meßquerschnitt. Die zeitliche Verschiebung der Punkte t_1 und t_2 ergibt sich aus der Laufzeit der Stoßwelle:

$$t = \frac{2 \cdot L}{c}$$

Je nach Spitzendruck ist der Reflex vom Pfahlfuß zum Zeitpunkt t₂ stärker oder schwächer ausgeprägt:

$$t_2 = t_1 + \frac{2 \cdot L}{c}$$

Setzt man den dynamischen Bodenwiderstand als Summe aus Spitzendruck und Mantelreibung als Konstante voraus (dies entspricht einem ideal-plastischen Bodenverhalten), so läßt sich der dynamische Bodenwiderstand R formelmäßig angeben:

$$R = \frac{F(t_1) + v(t_1) \cdot Z}{2} + \frac{F(t_2) - v(t_2) \cdot Z}{2}$$

Die statische Tragfähigkeit des Pfahles wird bestimmt aus dem dynamischen Widerstand R, vermindert um die Dämpfungskraft D. Die Dämpfungskraft wird als proportional zur Fußgeschwindigkeit des Pfahles angenommen. Als Faktor wird hierbei eine Dämpfungskonstante J des Bodens eingeführt. Die Pfahlfußgeschwindigkeit ergibt sich damit nach einigen Umrechnungen zu

$$v_{FUSS} = 2 \cdot v(t_1) - \frac{R}{Z}$$

Die Dämpfungskraft D ist also

$$D = J \cdot \frac{E \cdot A}{c} \cdot V_{FUSS}$$

Die statische Tragfähigkeit, S = R - D, wird in Abhängigkeit vom Dämpfungsbeiwert J angegeben.

Der Dämpfungsbeiwert J wird aus Erfahrungswerten mit vergleichbaren Böden oder über eine Kalibrierung an einer statischen Probebelastung bestimmt. Die empirisch ermittelten CASE-Dämpfungsfaktoren für Pfähle sind in Bild 3 dargestellt.



Case-Dämpfungsfaktor jc

Bodenart	empfohlener Bereich für J _c
Sand	0,05 - 0,20
Sand und Schluff	0,15 - 0,30
Schluff	0,20 - 0,45
Schluff und Ton	0,40 - 0,70
Ton	0,60 - 1,10

<u>Bild 3 :</u> Durch Kalibrierung an statischen Probebelastungen gewonnene CASE-Dämpfungsfaktoren und empfohlene Werte für verschiedene Bodenarten (nach Rausche et al., 1985)

2.3 Die CAPWAP-Methode

Anfang der 70er Jahre wurde in den USA das sogenannte CAPWAP (<u>CAse P</u>ile <u>Wave Analysis Programm</u>) entwickelt. Wie auch die CASE-Auswertung, basiert diese Methode auf einer Auswertung von gemessenen Kräften und Beschleunigungen. Eine dieser beiden Meßgrößen wird als Randwert für die dynamische Berechnung eingesetzt. Die anschließende Berechnung wird dann wie im Wellengleichungsverfahren diskret durchgeführt. Dabei müssen für die Bodenwiderstandskräfte zunächst Annahmen getroffen werden.

Ebenso wie in den Smith'schen Wellengleichungen werden beim CAPWAP-Verfahren die Bodenreaktionskräfte als passive Kräfte angenommen. Es hat sich als hinreichend genau erwiesen, sie nur als Funktion der Pfahlbewegung zu betrachten. Weiter wird angenommen, daß die Bodenreaktion sich aus einem statischen (elastisch-plastisch) und einem dynamischen (lineare Dämpfung) Anteil zusammensetzt. Damit ergibt sich für das Bodenmodell in jedem Punkt des Pfahles die Unbekannte: Elastizität, Plastizität und Viskosität.

Die dynamische Berechnung wird nun nach Smith durchgeführt, d.h. also für einen Pfahl, der in eine Anzahl von Massepunkten und Federn unterteilt wurde (Bild 1). Damit ergeben sich dreimal soviele unbekannte Bodenparameter, wie es Pfahlelemente gibt. Zunächst wird eine sinnvolle, auf den Ergebnissen der CASE-Auswertung basierende Annahme getroffen. Der Bewegungsablauf des Pfahles wird mit der gemessenen Pfahlkopfgeschwindigkeit als Randwert analysiert. Als Ergebnis erhält man neben den Pfahlbewegungen und den Bodenwiderstandskräften auch die berechnete Pfahlkraft.

Da die berechnete und gemessene Pfahlkopfkraft im allgemeinen zu Beginn nicht übereinstimmen, ist es notwendig, schrittweise die Übereinstimmung zu verbessern. Dies geschieht durch Annäherung der Bodenwiderstandskräfte. Ein Ergebnis einer solchen Iteration ist in Bild 4 dargestellt.

Im Anschluß an diese Berechnung ist eine Berechnung der Last-Setzungs-Linie und Kräfteverteilung über den Pfahl möglich. Aus der Last-Setzungs-Linie läßt sich die Grenztragfähigkeit ablesen.



<u>Bild 4</u>: Beispiel für Ergebnisse nach dem CAPWAP-Verfahren: Gemessener und berechneter Kräfteverlauf als Funktion der Zeit

2.4 Die Meßausrüstung

Um vollständige Auskünfte über die wandernden Wellen zu erhalten, werden am Pfahlkopf Kraft- und Weggrößen zeitabhängig gemessen.

Zur Bestimmung der Kraft dient die Dehnungsmessung. Dazu werden Aluminiumrauten verwendet, bei denen in den vier Eckpunkten jeweils ein 350 Ohm Dehnungsmeßstreifen angeordnet ist. Es handelt sich bei den Dehnungsaufnehmern also um eine Wheatstonesche Vollbrücke.

Als Weggröße wird die Beschleunigung mittels piezoelektronischer Meßgeber bestimmt. Durch Integration über die Zeit läßt sich so die Geschwindigkeit am Pfahlkopf ermitteln.

Die Meßgeber werden am Pfahl so fest angeschraubt, daß sie auch bei der hohen Belastung des Schlages sicher mit dem Pfahl verbunden sind. Die Geber werden so tief unter den Pfahlkopf montiert, daß mögliche Störungen durch die Krafteinteilung ausgeschlossen sind. Um Exzentrizitäten eliminieren zu können, wird je ein Geberpaar an gegenüberliegenden Pfahlseiten angebracht. Die vier Meßgeber werden in einer Verteilerbox zusammengefaßt und durch ein vieladriges Kabel zur Meßstation geführt.Aufgrund der Ergebnisse wurde für die Messungen an Spundbohlen ein doppelter Meßaufbau, vier Geber pro Bohle, erforderlich. Hier werden Gleichspannungs-Meßverstärker eingesetzt, um die Dehnungsgeber zu speisen und ihre Signale zu verstärken. Die Beschleunigungsaufnehmer werden durch Ladungsverstärker versorgt.

Die verstärkten Meßsignale werden auf einem 7-Kanal Magnetbandgerät aufgezeichnet. die Signale sind damit in Form eines "magnetischen Rammprotokolls" gesichert. Sie können noch Jahre später wieder abgerufen werden. Der gesamte Aufbau der Meßanlage ist in Bild 5 dargestellt.

Die auf Magnetband analog vorliegenden Daten werden für die Rechnerauswertung mittels eines digitalen Speicheroszilloskops in digitale Form gewandelt. Der Speicherinhalt wird ständig auf dem Oszilloskop kontrolliert. Sind die Werte augenscheinlich in Ordnung, werden sie vom Rechner übernommen. Im Rechner erfolgt die Integration der Beschleunigungen zur Geschwindigkeit, die Maxima und Minima werden berechnet. Im Anschluß daran kann eine CASE- oder CAPWAP-Auswertung durchgeführt werden.



<u>Bild 5</u>: Schematische Darstellung der Meß- und Auswertunganlage, System Braunschweig

3. Versuch an Spundbohlen

Dynamische Pfahlprüfungen wurden erfolgreich an Stahlpfählen angewendet. Es ist daher anzunehmen, daß diese Prüfungen an Spundbohlen einsetzbar sind.

Im Jahr 1989 wurden Versuche in Zusammenarbeit mit der Hoesch Stahl AG auf vier Baustellen ausgeführt.

Besondere Aufmerksamkeit verdienen dabei die Baustellen Kreuzungsbauwerk A2 – A33 bei Bielefeld Sennestadt, Brückenwiderlager in Spundwandbauweise, und die Gründung einer Kranbahn im Lindener Hafen, Hannover. Bei beiden Bauvorhaben wurden statische Probebelastungen ausgeführt, die eine Kalibrierung der dynamischen Pfahltests ermöglichen. Auf den beiden anderen Baustellen wurden Versuche zum Einfluß der Schloßreibung und der Aufnehmerpositionierung durchgeführt.

In Bielefeld wurden im Rahmen einer Proberammung 5 Spundbohlen Larssen 63 und 64 gerammt. An zwei Bohlen wurden zusätzlich Bleche angeschweißt, um somit die Tragfähigkeit zu erhöhen. Die Bohle Nr. 1 (siehe Bild 6) wurde statisch probebelastet.





Die Bohlen 2 und 4 erhielten Fußausbildungen: an der Bohle 2 wurden auf einer Länge von 50 cm zwei weitere Profile angeschweißt, bei der Bohle 4 wurden im Fußbereich Bleche quer eingeschweißt. Von beiden Konstruktionen wurde eine Erhöhung der Tragfähigkeit erwartet.

An allen fünf Doppelbohlen wurden rammbegleitend dynamische Pfahltests ausgeführt. Die Aufnehmer wurden in dem Stegbereich der Bohlen montiert. Wie bei Stahlträgerprofilen wurden die Aufnehmer bei der ersten Bohle paarweise versetzt angeordnet. Während der Rammung waren jedoch Beulerscheinungen erkennbar, so daß bei den Bohlen 2 bis 4 die Dehnungsaufnehmer und Beschleunigungsaufnehmer direkt aufeinandergeschraubt werden (Bild 7). Der Beuleffekt kann so schon elektrisch durch Mittelung der Dehnungsaufnehmer eleminiert werden. Die geänderte Anordnung hatte aber auch zur Folge, daß nun an einer Bohle nur Dehnungsaufnehmer, an der anderen nur Beschleunigungsaufnehmer befestigt waren.



Bild 7 : Anordnung der Aufnehmer in Bielefeld

Die Auswertung der Messungen unterschätzte die Tragfähigkeit der Bohlen im Vergleich mit der statischen Probebelastung zunächst ganz erheblich. Eine erneute Auswertung nach der Messung in Hannover unter Berücksichtung der dort gewonnenen Erkenntnisse erbringen dagegen gute Resultate (siehe 'Ergebnisse').

In Hannover wurde eine Kranbahn im Lindener Hafen auf Spundbohlen tief gegründet. Zum Einsatz kamen Doppelbohlen vom Typ Larssen 23. Die Bohlen wurden zunächst eingerüttelt und anschließend auf die vorgesehene Tiefe gerammt. Die dynamischen Pfahltests wurden während der Rammung an sieben Bohlen ausgeführt. Die Bohle Nr.11 wurde statisch probebelastet (siehe Lageskizze Bild 8).

110 10 g

Bild 8 : Lageskizze Lindener Hafen Hannover

Aufgrund der Ergebnisse aus Bielefeld Sennestadt wurde die Anordnung der Aufnehmer geändert. Es wurden an jede Bohle zwei Dehnungsaufnehmer und zwei Beschleunigungsaufnehmer montiert. Um eventuell auftretende Beuleffekte von vornherein auszuschließen, wurden die Dehnungsaufnehmer paarweise gegenüberliegend angeordnet. Die Aufnehmer wurden in den Flanschbereichen der Doppelbohlen angeschraubt (Bild 9).





4. Ergebnisse

Wie bereits oben beschrieben, ist die Impedanz Z ein Proportionalitätsfaktor zwischen der Kraft- und der Geschwindigkeit * Impendanzkurve. Beide Kurven müssen daher im Anfangsbereich deckungsgleich verlaufen. Bei den Auswertungen der dynamischen Pfahltests der Baustelle Bielefeld Sennestadt gab es an dieser Stelle jedoch große Abweichungen. Zunächst wurde der Effekt mit einem exzentrisch schlagenden Rammhammer begründet. In Hannover wurden daraufhin an jedem Doppelbohlenteil eine komplette Meßstelle, zwei Dehnungsaufnehmer ZUr Ausschaltung des Beuleffekts und zwei Beschleunigungsaufnehmer befestigt (Bild 9). Das Resultat war zwar deutlich besser, aber noch nicht befriedigend (Bild 10).



Bild 10 : Case - Auswertung der Baustelle Lindener Hafen, Hannover

Die Querschnittsfläche der Bohle ist von großer Bedeutung, geht sie doch sowohl in die Kraftermittlung ($F = E \cdot A \cdot E$) und in die Impedanz ($Z = E \cdot A/c$) ein.

Rammeinheit ist die Doppelbohle, gemessen wird aber an einer Einzelbohle. Die beiden Einzelbohlen sind untereinander durch Pressen verbunden.

Bei der Auswertung in Bielefeld wurde für die Auswertung die Querschnittsfläche einer Doppelbohle angesetzt. In Hannover wurden zusätzliche Auswertungen mit der Querschnittsfläche einer Einzelbohle augeführt, denn es war ja an jeder Bohle ein kompletter Aufnehmersatz montiert. Es stellte sich heraus, daß bei den unterschiedlichen Ansätzen das Maximum der Kraftkurve größer war, als das der Geschwindigkeits * Impdanzkurve und umgekehrt. Es wurde daher die Querschnittsfläche variiert, bis die Anfangsbereiche der beiden Kurven deckungsgleich waren. für den Lindener Hafen ergab sich die 1,5-fache Fläche der Einzelbohle. Ein Teil der Stoßwelle kann durch Pressung der Bohlen und durch Schloßreibung auf die zweite Doppelbohlenhälfte übertragen werden.

Die Ergebnisse der CASE- und CAPWAP-Auswertung sind in Bild 11 dargestellt. Die Übereinstimmung zwischen der Last-Setzungslinie und der im CAPWAP-Verfahren rechnerisch ermittelten Linie muß noch weiter verbessert werden. Die rechnerisch ermittelten Setzungen sind viel zu groß. Eine Kalibrierung der CASE-Methode ist möglich. Unter Ansatz eines Dämpfungsbeiwertes von I = 0,9 (Ton) ergibt sich eine Grenztragfähigkeit $Q_g = 1344$ kN. Die Spundbohle bindet in einen tonhaltigen Mergel ein.



Lindener Hafen, Hannover



<u>Bild 11 :</u> Ergebnisse der CASE- und CAPWAP-Auswertung Baustelle Lindener Hafen, Hannover

Aufgrund der positiven Erfahrungen in Hannover wurde nun auch die Querschnittsfläche der Bohlen der Baustelle Bielefeld Sennestadt variiert. Für die Bohle 2 und 4 konnte so ein Faktor von 1,81 ermittelt werden. Die Ergebnisse der CASE- und CAPWAP-Auswertung weisen eine ähnliche Übereinstimmung mit der statischen Probebelastung, die allerdings an der Bohle 1 ausgeführt wurde, auf. Die Ergebnisse sind in Bild 12 zusammengestellt.

Die im CAPWAP-Verfahren ermittelten Setzungen sind auch hier zu groß. Im CASE-Verfahren ergeben sich Grenztragfähigkeiten von Q_g = 1266 kN bei Ansatz eines Dämpfungsfaktors von I = 0,3. In Bielefeld-Sennestadt stehen Sande im Pfahlfußbereich an.



Bauwerk 514, Bielefeld, Sennestadt



<u>Bild 12</u>: Ergebnisse der CASE- und CAPWAP-Auswertung Baustelle Bielefeld Sennestadt

- 195 -

5. Bewertung

In diesem Beitrag wurde über erste Versuche von dynamischen Pfahltests an Spundbohlen berichtet. Da es sich bei dynamischen Pfahltests um ein preisgünstiges Verfahren handelt, können nach Kalibrierung an einer statischen Probebelastung eine größere Zahl an Spundbohlen überprüft werden und somit insgesamt die Sicherheit der Gründung erhöhen.

Ein doppelter Meßaufbau, eine komplette Meßstelle pro Bohle ist ist nach den Versuchen unumgänglich. Der Ansatz der 1,5- bzw. 1,81-fachen Querschnittsfläche ist zu überprüfen. Wünschenswert wäre dazu die Rammung und Probebelastung einer Einzelbohle.

Der Einfluß der Schloßreibung muß noch näher untersucht werden. Auch Schloßreibung kann der Grund für die schlechte Deckungsgleicheit der Kurven sein.

Die großen rechnerischen Setzungen aus dem CAPWAP-Verfahren muß überprüft werden.

Da es sich um erste Versuche handelt, sind die Ergebnisse durchaus als positiv zu bewerten. Weitere Versuche sind erforderlich aber auch erfolgversprechend.

Literatur

- Balthaus, H.-G. : Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Prüfmethoden Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig Heft Nr. 21/1986
- Balthaus, H.-G. : Meßtechnische Grundlagen dynamischer Pfahltestverfahren Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig Heft Nr. 19/1985
- Goble, G.G., : Bearing capacity of piles from dynamic measurements Likins, G., Final report Rausche, F. Case Western Reserve University, 1975
- Meseck, H. : Dynamische Pfahltests Tragfähigkeit und Integrität Mitteilung des Instituts für Grundbau und bodenmechanik der TU Braunschweig Heft Nr. 19/1985

Rausche, F., : Dynamic determination of pile capacity Goble, G.G., Proc. ASCE, JGED, Vol. III, 03.1985 Linkins, G.

Simons, H., : Dynamische Pfahltests Meseck, H., Bauingenieur 58/1983/S. 186-196 Früchtenicht, H.

Smith, et.al. : Pile driving analysis by wave equation Proc. ASCE, JSMFD, SM 3, 1960



Sind tonige Dichtungsmaterialien gegenüber sauren Deponiesickerwässern beständig?

von Ernst Reuter

1. Einleitung

Die in Bild 1 nach Angaben des Umweltbundesamtes zusammengestellte Entwicklung der öffentlich entsorgten Abfallmengen der Jahre 1975 bis 1982 unterstreicht die große Bedeutung der Deponie in der öffentlichen Müllbeseitigung. Ein über die letzten Jahre konstanter Anteil von ca. 90 % des gesamten öffentlich zu beseitigenden Abfalls wird auf Deponien gebracht. Für die übrigen Entsorgungsmethoden wie Verbrennung, Kompostierung oder chemischphysikalische Behandlung weist die Statistik nur geringe Zuwachsraten auf. Das bedeutet, daß z.Z. etwa 70 Mio. t Müll jährlich in der Bundesrepublik Deutschland auf öffentlichen Mülldeponien abgelagert werden. Da diese Deponien ihrer Verwendung gemäß eine potentielle Gefährdung der Umwelt darstel-



<u>Bild 1:</u> Abfallmengen der Jahre 1975 – 1982 nach Entsorgungsart (nach Umweltbundesamt 1984 und 1985)

len, müssen solche Abfallbeseitigungsanlagen eine Vielzahl technischer Anforderungen erfüllen, bevor behördlicherseits die Genehmigung zum Bau und Betrieb einer solchen Anlage erteilt wird.

Die Basisabdichtung nimmt hierbei eine besondere Stellung ein, da sie verhindern soll, daß Deponiesickerwässer aus dem Müllkörper in den Untergrund gelangen und dort zu einer Verschmutzung oder Vergiftung des Grundwassers führen. Diese Basisabdichtung wird als einfache mineralische Abdichtung aus Ton oder als kombinierte Abdichtung aus Ton und Kunststoffdichtungsbahnen ausgeführt. In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage nach der Beständigkeit der mineralischen Komponente gegenüber anorganischen und organischen sauren Deponiesickerwassers, die im folgenden beantwortet werden soll.

2. Grundlagen

Jeder natürliche Ton besteht aus einer Mischung kristalliner und amorpher Strukturen. Während die amorphen Beimengungen häufig durch Karbonate, Feldspäte und organische Substanzen gebildet werden, herrschen bei den Kristallen die Tonminerale vor. Bild 2 zeigt eine Übersicht über die in unserer Region am häufigsten auftretenden Tonminerale.

Hier sind vor allem das Zweischichttonmineral Kaolinit, die Dreischichttonminerale Illit und Montmorillonit und das Vierschichttonmineral Chlorit zu nennen. Alle Tonminerale bauen sich aus regelmäßigen Folgen zweier Grundbausteine auf. Dies sind zum einen Schichtverbände aus Silicium-Sauerstoff-Hydroxid-Schichtverbände. Als Zentralkationen der Tonminerale sind deshalb vor allem Silicium und Aluminium zu nennen.



<u>Bild 2:</u> Struktur der wichtigsten Tonminerale (Darstellung nach Literaturangaben s. Simons/Reuter 1985)



Bild 3: Durchflußwirksamer Porenraum feinkörniger Erdstoffe

Zwischen die übereinandergestapelten Silikatschichten wirken komplexe elektromechanische Kräfte, die von GOUY (1910) und STERN (1924) in der sogenanten Doppelschichttheorie erläutert sind. In einer vereinfachten Darstellung besagt die Doppelschichttheorie folgendes (Bild 3):

Die Oberfläche der Tonteilchen ist polarisiert, d.h. sie besitzt eine negative Überschußladung. Diese Überschußladung wird durch dissoziierte Kationen und Wassermoleküle der Porenlösung kompensiert. Damit besteht im Nahbereich eines tonigen Feststoffteilchens ein Kraftfeld, das die Fließfähigkeit des Porenwassers beeinträchtigt. Es bildet sich nämlich um das Feststoffteilchen eine Innenlösung mit zwei Schichten – daher der Name Doppelschichttheorie – die beide aufgrund großer Haftspannungen kaum zur Durchsickerung beitragen. Effektiv als Durchflußraum bleibt da nur die Außenlösung. Die Ausbildung dieser Doppelschicht wird jedoch wesentlich durch den Chemismus der Porenlösung bestimmt.

Somit muß auch das Durchlässigkeitsverhalten von Tonen grundsätzlich mit dem Chemismus der Porenlösung in Zusammenhang gebracht werden.

3. Durchlässigkeitsversuche

Beispielhaft sollen an dieser Stelle drei Tone aus niedersächsischen Vorkommen vorgestellt werden. Die bodenphysikalische Klassifizierung (Bild 4) weist für alle drei Materialien Rohtongehalte von 35 % bis 60 % und keinerlei Sandanteile aus. Die drei Tone sind mittel bis ausgeprägt plastisch einzustufen, wobei Ton III ausgesprochen hohe Plastizitätswerte besitzt. Dies bedeutet bereits auf einen vergleichsweise großen Anteil aktiver, quellfähiger Tonminerale. Beim Ton II ist der große Karbonatanteil auffällig, der sich in einem Kalkgehalt von ca. 17 % ausdrückt.



Bild 4: Bodenphysikalische Kennwerte der drei untersuchten Tone

Eine Röntgenuntersuchung (Bild 5) erbrachte folgende Mineralbestände: Ton I enthält als Hauptanteile Kaolinit und Illit, begleitet von Montmorillonit und Quarz sowie Spuren Feldspat.



Bild 5: Zusammensetzung der drei untersuchten Tone (Angaben in Gew.-%)

Die Klammerwerte geben die Analyseergebnisse in Prozent wieder. Der Ton II setzt sich zu 62 % aus Illit und Chlorit zusammen. Als Begleitmaterialien wurden Kaolinit, Montmorillonit und Quarz analysiert sowie Spuren Feldspatbeimengungen. Der aktive Ton III enthält erwartungsgemäß über 40 % Anteile des quellfähigen, aktiven Tonminerals Montmorillonit, ferner Illit zu ca. 26 %. Als Begleitmaterial finden sich Kaolinit und Quarz und in Spuren Pyrit und Feldspat.

Die geochemischen Analysen (Bild 6) zeigen keine außergewöhnlichen Daten. Wie bereits erwähnt bilden Silicium- und Aluminiumoxide ca. 70 % bis 80 % der Feststoffe. Bei etwa 10 % Glühverlust und 7 % Eisenoxiden bleiben die anderen analysierten Kationen anteilmäßig gering vertreten. Lediglich für Ton II wurde ein mit ca. 8 % deutlich erhöhter Calciumoxidgehalt festgestellt. Dies steht qualitativ in Einklang mit dem erhöhten Kalkgehalt der bodenphysikalischen Klassifizierung.

	Si02	Al203	Ti02	Fe ₂ O ₃	MnO	Mg0	CaO	Na ₂ 0	K ₂ O	Glv.	Summe
Ton I	59.4	19,6	1.2B	6,73	0,02	0,86	0,18	0,80	1,71	10,54	101,1
Ton II	52,B	18.6	0.72	4,90	0.54	0,65	7,74	0,75	1,12	11, 20	101,0
Ton III	53,6	17.2	0.78	7,31	0,04	1,82	1,82	3, 61	2,47	12,56	100,0
Kaolinit	48,2	37,8	0, 31	0,40	0,01	0,08	0,10	0,01	0,57	13,27	100, 7
Illit	55,5	25,7	0,03	0,28	0,01	3, 11	0,42	0,03	6,81	9,08	100,9
Montmorillonit	61,37	21, 35	0,12	3, 10	n.a.	2,25	1,15	2,02	0,31	11,05	102,7
Chlorit	31,7	21,4	0,30	12,75	0,10	24,1	0,05	0,20	1,52	8,99	101,1
Attapulgit	41,0	0,40	0,04	1,48	0,09	40,9	0,22	0,05	0,03	17,05	101,2
Schluff	72,36	9,84	0,75	5,28	n.a.	1, 28	2,86	n.a.	2,08	4,6	99,1
Sand	96.8	2.0	0.03	0,17	0,01	0,03	0,02	0,10	1,13	0,34	100,6

<u>Bild 6:</u> Ergebnisse der geochemischen Analysen der drei untersuchten Tone (Angabe als Oxide)

Als Prüfflüssigkeiten (Bild 7) werden neben destilliertem Wasser zwei anorganische und zwei organische Säuren verwendet, im extrem sauren pH-Bereich ein anorganisches Salz-, Schwefel- und Salpetersäuregemisch mit hohem Elektrolytgehalt sowie eine Essigsäure – Propionsäurelösung. Daneben wurde eine anorganische schwermetallbelastete Prüfflüssigkeit eingesetzt und eine schwächere organische Sickerwasserlösung. Die Bandbreite der untersuchten pH-Werte reicht damit von pH 7 bis pH 1.

Nr.	Prüfflüssigkeit	pH-Wert [-]	Leitfähigkeit [µS/cm]
0	Aqua destillata (Vergleichsflüss.)	7,3	7,1
1	5% ige anorganische Säure (Salzsäure, Schwefelsäure u. Salpetersäure je 33 Vol.%)	1,0	> 200 000
2	5% ige organische Säure (Essigsäure u. Propionsäure je 50 Vol.%)	2,2	1206
3	Schwermetallsalzlösung (je 1g/l Nickelchlorid, Kupfer- chlorid, Chromchlorid u.Zinkchlorid)	2,9	4760
4	synthet. Sickerwasser organisch (Natriumacetat, Glycin, Essigsäure u. Salizylsäure)	4,2	9920

Bild 7: Zusammenstellung der verwendeten Prüfflüssigkeiten

Jeder der drei Tone wurde mindestens 1 Jahr mit jeder der fünf Prüfflüssigkeiten durchströmt. Dabei wurde jeder Versuch gleichzeitig an zwei Proben gefahren, um zufällig entstandene Streuungen der Versuchsergebnisse besser beurteilen zu können. Bild 8 zeigt die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche mit destilliertem Wasser. Danach ergibt sich folgende Beurteilung: Die Ergebnisse zweier Parallelproben eines Tones sind nahezu identisch. Das spricht für die hohe Reproduzierbarkeit der mit der Versuchsanlage erreichbaren Ergebnisse. Das Durchlässigkeitsverhalten aller Proben ist über die gesamte Versuchdauer gleichförmig. Chemische Wechselwirkungen, die sich in starken Streuungen einzelner Meßwerte ausdrücken würden, sind nicht signifikant.

Trägt man wie in den unteren Diagrammen zu sehen, die auf den maßgeblichen Endwert normierten k-Werte über das durchströmte Porenvolumen auf, erhält man eine zeitneutrale Darstellung, die folgendes aussagt: Alle Proben weisen zu Versuchsbeginn die größten k-Werte auf und gewinnen mit zunehmender Versuchsdauer an Dichtigkeit. Dies kann auf Quelleffekte zurückgeführt werden und ist für Ton III mit dem größten Anteil quellfähiger Tonminerale auch am ausgeprägtsten.

Ganz anders verhält es sich mit den Chemikalienlösungen, für die beispielhaft die anorganische Säure herausgestellt werden soll (Bild 9). Alle drei Tone zeigen heftige Wechselwirkungen zwischen Prüfflüssigkeiten und Feststoff, die sich in starken Streuungen der ermittelten k-Werte äußern. Erst langfristig wird eine Gleichgewichtsphase erreicht, in der, wie die unteren Diagramme zeigen, nachweislich aller drei Tone ein stabiles Durchlässigkeitsverhalten besitzen. Die k-Werte liegen jedoch bis ca. um ein hundertfaches auf einem höheren Niveau als zu Versuchsbeginn.

Vergleichen wir die Ergebnisse aller Durchlässigkeitsversuche miteinander, dann kommen wir zu folgender Beurteilung (Bild 10): Ton II weist gegenüber allen Prüfflüssigkeiten grundsätzlich die größten Durchlässigkeiten auf. Er unterscheidet sich von den beiden anderen Tonen. Die Auflösung der Karbonate kann eine wesentliche Beeinträchtigung der Dichtungseigenschaften verursacht haben. Ton III besitzt in der Regel die mit Abstand geringsten k-Werte, vor allem gegenüber den organischen Lösungen mit pH-Wert von 2 bzw. 4. Er unterscheidet sich aber von den Tonen I und II im wesentlichen durch den hohen Gehalt aktiver Tonminerale. Diese tragen offensichtlich zu einer geringeren Durchlässigkeit bei.



Bild 8: Wasserdurchlässigkeitsversuch am Ton II, Proben 1 und 2

- 208 -


<u>Bild 9:</u> Durchlässigkeitsversuch mit einer anorganischen Säure am Ton II Proben 1 und 2

- 209 -



<u>Bild 10:</u> Durchlässigkeitsverhalten der drei Tone gegenüber den verwendeten Säuren in Abhängigkeit des pH-Wertes der Prüflösung

4. Beurteilung der Beständigkeit

Um nun der Frage der chemischen Einwirkungen und hier vor allem der Auflösung von Tonbestandteilen genauer nachgehen zu können, wurde das in Bild 11 erläuterte Verfahren angewendet:



Bild 11: Bestimmung der Auslaugrate mineralischer Abdichtungsmaterialien

Wir haben die Konzentrationen der wesentlichen Kationen der Tone – also Silicium, Aluminium, Eisen, Calcium, Magnesium, Natrium und Kalium – in der Prüfflüssigkeit vor Passieren der Tonprobe und nach deren Passage chemisch analysiert. Es ergibt sich demnach eine Anreicherung dieser Kationen im Ton, wenn die aktuelle Konzentration C kleiner als die Ausgangskonzentration Co und damit der Quotient C/Co kleiner als 1 ist. Im umgekehrten Fall ergibt sich C/Co größer 1 eine Ionenauslaugung. Rechnet man die Ionendifferenz C – Co auf den Kationengehalt des Tones vor dem Versuch um, erhält man die sogenannte Auslaugrate, die naturgemäß maximal 100 % ausmachen kann.

Für die Proben 1 und 2 des montmorillonitreichen Tones III ergaben sich bei der Durchströmung mit Aqua dest. die in Bild 12 dargestellten Auslaugraten. Im unteren Teil der Bilder wurden den Auslaugraten die zugehörenden Durchlässigkeitsverläufe gegenübergestellt. Auf der Abszisse ist in beiden Fällen das durchströmte Porenvolumen aufgetragen.

Man kann bei der Durchsickerung mit destilliertem Wasser lediglich geringe Ionenauslaugraten für Natrium von maximal 10 % feststellen, die sich sehr schnell stabilisieren. Die Auslaugraten für Calcium, Magnesium und Kalium liegen mit Werten unter 2 % deutlich unter der Vertrauensgrenze der Analysverfahren, die hier mit etwa 5 % angegeben werden muß. Für Kationen, die hier nicht aufgetragen sind, betragen die Auslaugraten weniger als 0,1 %.

Betrachtet man dagegen beim gleichen Ton die Auslaugraten für die anorganische Säure, stellt sich eine viel komplexere Situation (Bild 13) dar: Calcium wird sehr schnell vollständig aus dem Ton ausgelöst. Für Eisen und Magnesium ergeben sich zwar langfristig konstante, jedoch hohe Auslaugraten von 50 % bis 90 %. Natrium und Kalium wurden etwa zu 10 % augelaugt. dagegen werden die Zentralkationen der Tonminerale Silicium und Aluminium nicht signifikant angegriffen.

Aus der Gegenüberstellung der Auslaugraten mit dem Durchlässigkeitsverlauf wird der enge Zusammenhang zwischen Chemie und Bodenmechanik deutlich: Die Phasen konstanten Durchlässigkeitsverhaltens fallen stets mit den Phasen stabiler Auslaugraten zusammen. Um die Beständigkeit der Tonminerale zu beurteilen, ist jedoch darüber hinaus eine differenzierte Darstellung der chemischen Wechselwirkung notwendig.



<u>Bild 12:</u> Ionenauslaugung und Durchlässigkeitsverhalten des Tones III gegen über Wasser



<u>Bild 13:</u> Ionenauslaugung und Durchlässigkeitsverhalten des Tones III gegenüber einer anorganischen Säure

Bild 14 zeigt dazu die Ergebnisse durchgeführter statistischer Untersuchungen. Man kann mit hinreichender Genauigkeit den Zusammenhang zwischen Auslaugrate und durchströmtem Porenvolumen jeder Analyse durch eine Potenzfunktion ausdrücken.



<u>Bild 14:</u> Vergleich der mittleren Ionenauslaugraten für alle analysierten Kationen

Trägt man die im Mittel berechnete Regressionsfunktionen in diesem Koordinatensystem auf, zeigt sich, daß die Auslaugung mit einer verzögerten chemischen Reaktion der Durchsickerung nachfolgt. Die Hauptkationen Silicium und Aluminium wurden nicht angegriffen. Die Alkalimetalle Kalium und Natrium sind langfristig beständig und werden auch bei einem 20fachen Porenvolumenaustausch im Mittel bis zu 10 % ausgelaugt. Dei Erdalkaliionen Magnesium und Calcium müssen als leicht auslaugbar bezeichnet werden, wobei die Reaktion beim Calcium mit den sauren Prüflösungen wesentlich schneller und intensiver verläuft als beim Magnesium. In noch stärkerem Maße gilt das für Eisen, das sehr schnell vollständig ausgelaugt wird.

Welche Arten von Deponiesickerwässern sind dementsprechend für Auslaugprozesse besonders kritisch? Man sieht in Bild 15, daß die sehr starke anorganische Säure wie auch die saure Schwermetallösung – beides Flüssigkeiten mit hohem Elektrolytgehalt – ein intensives Auslaugvermögen zeigen. Dagegen weisen die beiden organischen Säuren langfristig stagnierende Auslaugraten, die im Falle der schwach sauren Salycilsäure in der Größenordnung der mit Wasser erreichbaren Auslaugungen liegen.



<u>Bild 15:</u> Vergleich der mittleren Ionenauslaugraten für die verwendeten Prüfflüssigkeiten

5. Zusammenfassung

Die durchgeführten Untersuchungen führen zu den im folgenden beschriebenen Schlußfolgerungen:

- 2) Das Ergebnis von Wasserdurchlässigkeitsversuchen kann jedoch nicht auf saure Chemikallösungen übertragen werden. Bei den starken Säuren mit pH-Werten kleiner 3 betrug die Durchlässigkeit das 5- bis 43fache des vergleichbaren Versuches mit Wasser. Selbst im deponietechnisch relevanten schwach saurem Milieu steigen die ermittelten Durchlässigkeiten noch auf das 10fache der Wasserdurchlässigkeit.
- 3) Tone sind keine chemisch inerten Baustoffe. Für alle Kationen wurden Auslaugungen analyssiert. Die Hauptkationen der eigentlichen Tonminerale Silicium und Aluminium wurden jedoch nicht signifikant angegriffen. Die Auslaugungen konzentrieren sich im wesentlichen auf die eisenund karbonatreichen Bindemittel.
- 4) Mit den Auslaugungen geht eine Vergrößerung der Durchlässigkeit bis zum Hundertfachen einher. Auslaugungen und Durchlässigkeitsverlauf stabilisieren sich mit fortschreitender Versuchsdauer in Hinblick auf ein neues chemisches Gleichgewichtssystem.

Insofern dürfen Dichtigkeitsprüfungen mit Chemikalienlösungen keinesfalls als Kurzzeitversuche gefahren werden, sondern müssen bis zur Stabilisierung der Wechselwirkungen über eine ausreichend lange Versuchsdauer durchgeführt werden. Ein entsprechender Nachweis muß im Einzelfall über chemische Wasseranalysen in der vorgestellten Form erfolgen.

Literaturverzeichnis

- Brown, K.W. / Anderson, D.C., 1983: Effects of organic solvents on the permeability of clay soils, Forschungsbericht der US EPA Nr. 600/2-83-016, Cincinnati (USA).
- Gouy, G., 1910: Sur la constitution de la charge électrique à la surface d'un électrolyts, Ann. Phys. Serie 4, Nr. 9, S. 457-468.
- Reuter, E., 1988: Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Heft 26 der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig.
- Stern, O. 1924: Zur Theorie der elektrischen Doppelschicht. Zeitschrift Elektrochemie Nr. 30, S. 508-516.
- Simons, H. / Reuter, E. 1985: Entwicklung von Pr
 üfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers, Heft 18 der Mitteilungen des Instituts f
 ür Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universit
 ät Braunschweig.

Umweltbundesamt 1984: Daten zur Umwelt 1984, Erich schmidt Verlag, Berlin.

Umweltbundesamt 1986: Daten zur Umwelt 1986, Erich schmidt Verlag, Berlin.

- V. Olphen, H., 1977: Clay Colloid Chemistry, 2. Edition, John Wiley and Sons, New York / London / Sidney / Toronto.
- Weiss, A. / Mehler, A. / Koch, G. / Hofmann, U. 1956: Über das Anionenaustauschvermögen der Tonmineralien, aus: Zeitschrift für angewandte organische Chemie, H. 284, S. 247 – 271.



Die Anwendung von Slug-Tests zur Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit

von Alfred Rösch und Thomas Schaaf

1. Einleitung

Bei der Planung, Erkundung und dem Betrieb von Deponien spielt der Schutz des Grundwassers eine herausragende Rolle. Ein Deponiestandort kann nur dann sicher beurteilt werden, wenn zuverlässige Angaben zu den hydrogeologischen Verhältnissen vorliegen. Als eine der wichtigsten Kenngrößen dient der Durchlässigkeitsbeiwert des Gebirges. Folgerichtig schreibt die zu erwartende TA-Abfall für den natürlichen Deponieuntergrund den Nachweis einer Gebirgsdurchlässigkeit kleiner als 1 \cdot 10⁻⁸ m/s für Lockergestein bzw. 1 \cdot 10⁻⁷ m/s für Festgestein vor.

Üblicherweise wird die Durchlässigkeit mit Hilfe von Pumpversuchen oder Wasserabpreßversuchen (WD-Tests) bestimmt. Beide Verfahren beinhalten jedoch eine Reihe von Nachteilen, die ihre Anwendung oder Aussagekraft einschränken können. In gering durchlässigen Gesteinen (k < 10-6 m/s) sind Pumpversuche wegen der geringen Ergiebigkeit nicht mehr praktikabel. Die Durchführung und die Auswertung von WD-Tests erweisen sich vor allem in tonigen Gesteinen oft als problematisch. So können z.B. vorhandene Trennflächen durch Bohrschmand und Spülungszusätze zugesetzt werden und eine geringere Durchlässigkeit vortäuschen als in Wirklichkeit vorhanden ist. Häufig bestehen auch Probleme mit der richtigen Wah1 des Einpreßdruckes und der Registrierung der eingepressten Wassermengen. Sowohl Pumpversuche als auch WD-Tests sind zudem technisch aufwendig, langwierig und damit teuer.

Der Slug-Test (wie nachfolgend beschrieben) bietet gegenüber diesen Verfahren eine Vielzahl von Vorteilen: der apparative Aufwand ist gering, die Versuchsdauer beträgt je nach vorhandener Durchlässigkeit wenige Minuten bis mehrere Stunden. Da ein Slug-Test zudem so durchgeführt werden kann, daβ dem Untergrund weder Fremdwasser zugeführt noch Grundwassser entzogen wird, entstehen bei der Untersuchung von eventuell kontaminierten Standorten keine Probleme mit verfälschten Wasseranalysen oder mit der Entsorgung von gefördertem Grundwasser. Ein Nachteil des Slug-Tests ist seine im Vergleich zu den Pumpversuchen relativ gering Reichweite, d.h. die ermittelten Durchlässigkeiten gelten nur in unmittelbarer Umgebung eines Versuchsbrunnens.

2. Methodik

Der Slug-Test als Methode zur Bestimmung der Durchlässigkeit basiert auf den Arbeiten von HVORSLEV (1951), FERRIS & KNOWLES (1954) und COOPER et al. (1967). Ursprünglich wurde ein solcher Test durch schnelles Einschütten eines bestimmten Wasservolumens in einen Brunnen und die Messung des Abfalls des Wasserspiegels über die Zeit ausgeführt. Als weitaus praktischer erweist sich jedoch das schnelle Eintauchen eines Verdrängungskörpers unter den Wasserspiegel eines Testbrunnens. Die so erzeugte Differenz zwischen dem Wasserstand im Brunnen und dem Wasserstand im umgebenden Gestein bewirkt ein Abfließen aus dem Brunnen in das Gestein solange, bis der ursprüngliche Wasserstand wieder erreicht ist. Der umgekehrte Vorgang, d.h. das schnelle Entfernen eines bestimmten Wasservolumens oder Verdrängungskörpers wird als Bail-Test bezeichnet und meist im Anschluß an den Slug-Test durchgeführt. Aus dem zeitlichen Verlauf der Wasserspiegeländerung läßt sich bei bekannter Brunnengeometrie die Durchlässigkeit berechnen. Bild 1 zeigt den schematischen Verlauf eines Slug- und Bail-Tests.

Da die Wasserspiegeländerungen vor allem in gut durchlässigen Gesteinen mit Lichtlot und Stoppuhr nur unzulänglich zu messen sind und die Auswertung mit einem hohen Rechenaufwand verbunden ist, spielten die Slug-Tests in der Hydrogeologie nur eine untergeordnete Rolle. Erst durch die Einführung elektronischer Datenaufnahme und Verarbeitung gewann diese Versuchsart an Bedeutung.





3. Meßwerterfassung

In den vergangenen zwei Jahren wurde am IGB eine komplette Versuchsausrüstung entwickelt, die speziell für den Feldeinsatz konzipiert wurde. Besonderer Wert wurde dabei auf eine den Versuchszwecken angepaßte Genauigkeit, sowie auf eine hohe Datensicherheit gelegt. Das in Bild 2 dargestellte System erlaubt zudem eine Auswertung der Slug-Tests direkt vor Ort und bietet damit eine sichere Kontrolle der durchgeführten Versuche.

Die Erfassung der Wasserspiegeländerungen erfolgt durch eine piezoresistive Druckmeßkette. Über ein interaktives Meßwertprogramm können alle Meßparameter auf die gewünschten Größen eingestellt werden. So können z.B. das Zeitintervall zwischen zwei Messungen und die Empfindlichkeit der Datenaufnahme frei gewählt werden. Gleichzeitig werden die Meßwerte auf dem angeschlossenen PC graphisch angezeigt und fortlaufend auf einem Datenträger abgespeichert. Zur Datensicherheit werden die analogen Meßwerte mit einem Datenrecorder aufgezeichnet. Die vorliegende Konfiguration erlaubt zudem die gleichzeitige Durchführung von mehreren Tests in verschiedenen Brunnen.



Bild 2: Meßeinrichtung zur Durchführung von Slug-Tests

- 224 -

4. Grundlagen

Im folgenden werden einige der grundlegenden Auswerteverfahren kurz vorgestellt, sowie auf weiterführende Arbeiten hingewiesen.

Bei der Auswertung nach HVORSLEV (1951) wird grundsätzlich vorausgesetzt:

- Gültigkeit des Gesetzes von DARCY
- Wasser und Bodenpartikel sind inkompressibel
- Die verursachte Druckerhöhung bleibt ohne Einfluß auf den Ruhewasserstand im Aquifer, oder es liegen artesische Verhältnisse vor.

HVORSLEV (1951) geht von einem exponentiellen Verlauf des Wasserspiegels mit der Zeit aus.

Mit	q	:	Durchfluß	[m³/s]
	t	:	Zeit	[s]
	А	:	Fließquerschnitt	[m²]
	У	5	Pegelhöhe	[m]
	Уо	:	Ruhewasserpege1	[m]
	k	:	Durchlässigkeitsbeiwert	[m/s]
	L	:	Fließstrecke	[m]

wird, ausgehend von der Differentialgleichung

 $q \cdot dt = A \cdot dy$

und dem DARCY'schen Gesetz

$$q = A \cdot k \cdot \frac{y - y_0}{L}$$

nach Einführen von F = A/L [m], Einsetzen und Integrieren schließlich

$$K = \frac{A}{F \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \ln (h_1/h_2)$$
(G1. 1)

worin h_1 und h_2 die Pegelstände zu den aufeinanderfolgenden Zeitpunkten t_1 und t_2 sind.

Der Wert F wird als shape-Faktor bezeichnet und berücksichtigt den je nach Brunnen variierenden ideellen Fließweg L. Da L nicht exakt berechnet werden kann, ermittelte HVORSLEV (1951) für 7 Testanordnungen empirische shape-Faktoren, die in (1) eingesetzt zur jeweiligen Formel für die Durchlässigkeit führen.

HVORSLEV (1951) unterscheidet im Gegensatz zu allen anderen Autoren zwischen horizontaler, vertikaler und mittlerer Durchlässigkeit. Der mathematische Zusammenhang lautet:

 $k_m = \sqrt{k_h \cdot k_v}$ bzw. $k_m = m \cdot k_v = k_h/m$ mit $m = \sqrt{k_h/k_v}$

Die am häufigsten verwendete Formel gilt für einen allseitig offenen Brunnen in einem homogenen, ungespannten Grundwasserleiter unendlicher Ausdehnung.

Mit d :		:	Mantelrohrdurchmesser	[m]
	D	:	Brunnenfilterdurchmesser	[m]
	Lf	:	Länge der Filterstrecke	[m]
	m	:	√kn/kv	[1]

ergibt sich für den shape-Faktor

$$F = \frac{2 \cdot \pi \cdot L_{f}}{\ln (2 \cdot m \cdot L_{f}/D)}$$

und der horizontale Durchlässigkeitsbeiwert zu

 $k_{h} = \frac{d^{2} \cdot \ln (2 \cdot m \cdot L_{f}/D)}{8 \cdot L_{f} \cdot (t_{2} - t_{1})} \ln (h_{1}/h_{2})$

wenn m \cdot Lf/D < 4 ist.

Durch Modifikation von Gl.(1) erhält man mit

$$h_{1} = h_{0} , t_{1} = t_{0} = 0$$

$$h_{2} = h(t) , t_{2} = t$$

$$k = \frac{A}{F \cdot t} \cdot \ln(h_{0}/h(t))$$
(G1. 2)

Die Parameter A, F und nach DARCY auch k sind für einen gegebenen Brunnen Konstante, womit sich GL. 2 umformen läßt zu

$$\ln (h_0/h(t)) = c \cdot t, \qquad c = k \cdot F/A$$

Schließlich ergibt sich

$$h(t) = h_0 \cdot e^{-c \cdot t} \tag{G1.3}$$

Die mit Gl.(3) dargestellte Funktion beschreibt das Absinken des Wasserstandes im Brunnen. HVORSLEV (1951) geht demnach von einem exponentiell fallenden Verlauf aus. Wenn diese Annahme zuträfe, dann würden beliebige Wertepaare (h_1 , t_1), (h_2 , t_2) immer auf den gleichen k-Wert führen.

Die Auswertung von zahlreichen Tests zeigt jedoch, daß der k-Wert aus Daten der Anfangsphase oft größer ist als der mittlere k-Wert, was darauf hindeutet, daß zunächst die Durchlässigkeit der Filterkiesschicht bzw. der durch die Bohrung aufgelockerten unmittelbaren Brunnenumgebung ausgerechnet wird.

Andererseits wird die ermittelte Durchlässigkeit in der Endphase eines Tests kleiner. Durch mögliche Zuspülungserscheinungen des Filters, vor allem jedoch durch den jetzt nur noch minimalen Potentialunterschied wird das DARCY'sche Fließen zunehmend durch Diffusionserscheinungen verdrängt. Die zuverlässigsten k-Werte stammen demnach aus Daten der mittleren Testphase. COOPER et al. (1967) entwickelten ein Typkurvenverfahren zur Auswertung von Slug-Tests. Dieses Verfahren gilt für gespannte Grundwasserleiter. Weiterhin wird vorausgesetzt, daß die grundwasserführende Schicht homogen und isotrop ist und daß ein vollkommener Brunnen vorliegt. Gemäß Bild 3 wurde ein funktioneller Zusammenhang zwischen den Pegelständen im Brunnen H(t) und einer Entfernung r außerhalb des Brunnens H(t,r) gesucht. Aus der Differentialgleichung für instationären radialen Abfluß nach JACOB (1950) entwickelten COOPER et al. (1967) die Lösung:

$$\begin{array}{l} H\\ -=8\cdot \alpha/\pi^{2}\cdot \int_{0}^{\infty}e^{-\beta u^{2}/\alpha}du \ /(u\cdot \delta(u)),\\ H_{0} \end{array}$$

mit	н:	Brunnenpegel zum Zeitpunkt t	[m]
	Ho:	Anfangspegel im Brunnen	[m]
	ſc:	Mantelrohrradius	[m]
	rw:	Effektiver Brunnenradius	[m]
	s:	Speicherkoeffizient	[1]
	Τ:	Transmissivität	[m²/s]
	u:	Integrationsvariable	
Jo	J1:	Besselfunktionen der 1. Art vom Grad 0 und 1	

Yo, Y1: Besselfunktionen der 2. Art vom Grad 0 und 1.



Bild 3: Versuchsbrunnen mit Bezeichnungen nach COOPER et al. (1967)

Durch numerische Integration erhielten COOPER et al. (1967) zunächst für 5 Werte von a Typkurven von H/H₀ über den dimensionslosen Parameter β . PAPADOPULUS et al. (1973) sowie BREDEHOEFT & PAPADOPULOS (1980) entwickelten weitere Typkurven, speziell für gering durchlässige Schichten (Bild 4).



Bild 4: Typkurven nach COOPER et al. (1967) und PAPADOPULOS et al. (1973)

Für die Auswertung müssen die gemessenen Wasserspiegel- und Zeit-Daten im gleichen Maßstab wie die Typkurven gezeichnet werden. Die Felddatenkurve wird durch horizontales Verschieben mit der am besten passenden Typkurve zur Deckung gebracht. Nach der Wahl eines geeigneten "match-points" ergibt sich die Transmissivität aus den Werten für t und β gemäß:

$$T = \frac{\beta \cdot r_c^2}{t}$$

Aus dem Typkurvenparameter a kann auf den Speicherkoeffizienten geschlossenen werden. Bei diesem Auswerteverfahren ist die richtige Wahl der Anfangshöhe Ho für die Typkurvenauswahl entscheidend. Da die Anfangshöhe H/Ho als Ordinatenwert aufgetragen wird, bestimmt die gewählte Anfangshöhe Ho die Krümmung der Datenkurve speziell im Anfangsbereich. COOPER et al. (1967) berechnen die Anfangshöhe aus dem durch einen Slug verdrängten Volumen. Eigene Versuche haben jedoch gezeigt, daß die theoretische Anfangshöhe häufig nicht erreicht wird. Deshalb ist es besser, Ho aus den Meßdaten zu wählen. Dazu ist allerdings eine schnelle und genaue Meßwertaufnahme erforderlich.

BOUWER & RICE (1976) stellen ein Auswerteverfahren vor, welches für ungespannte Grundwasserverhältnisse geeignet ist. Mit Hilfe eines Elektroanalogmodells wurden drei Parameterkurven erzeugt, die die Ermittlung eines Absenktrichters erlaubt. Daraus ergibt sich eine modifizierte Form der THIEM'schen Brunnengleichung mit

$$K_{f} = \frac{r_{c}^{2} \cdot \ln (R_{\theta}/r_{W})}{2 \cdot L_{f} \cdot (t-t_{0})} \cdot \ln (y_{0}/y_{t}) ,$$

wobei y_0 der Brunnenwasserstand zum Zeitpunkt to beim Eintauchen eines Slugs, und y_t der Wasserstand zu einem beliebigen Zeitpunkt t nach Testbeginn ist.



Bild 5: Testbrunnen mit geometrischen Größen nach BOUWER & RICE (1976)

Der effektive Radius des Absenktrichters wird mit Hilfe der Parameterkurven errechnet. Bei der Auswertung nach BOUWER & RICE (1976) ergibt sich ein durchschnittlicher k-Wert aus der mittleren Testphase. Auch hier ist die richtige Wahl der Anfangshöhe sehr wichtig, da beim Eintauchen des Slug-Körpers Turbulenzen entstehen können, die Wasserspiegelschwankungen verursachen. Eigene Versuche haben gezeigt, daß hier die besten Ergebnisse zu erzielen sind, wenn der Anfangsteil der Datenkurve ignoriert wird.

Die bisher vorgestellten Verfahren berücksichtigen jedoch nicht die von einem Brunnen und dessen unmittelbarer Umgebung ausgehenden Einflüsse. Zum einen wirkt die Brunnenspeicherung (Eigenkapazität) auf die Zeit/Absenkkurve, zum anderen kann oft ein zusätzlicher, zeitunabhängiger hydraulischer Druckverlust (-aufbau) im Brunnen (Skin-Effekt) beobachtet werden (HAWKINS 1956). Das Auswerteverfahren von RAMEY et al. (1975) berücksichtigt diese Störeinflüsse zum Teil. Über analytische Lösungsansätze erhielten sie Typkurven, die in dimensionsloser Form den zeitlichen Druckabbau bzw. Druckaufbau bei einem Slug/Bail-Test beschreiben. Die Typkurven sind in einfach- oder doppeltlogarithmischer Form als H/Ho bzw. 1-H/Ho gegen t_D/C_D , jeweils mit unterschiedlichen Parametern $C_D \cdot e^{2S}$, angegeben. Dabei bedeuten t_D die dimensionslose Zeit, C_D die dimensionslose Speicherkonstante und S der dimensionslose Skin-Faktor. Weiter gilt:

$$t_D = \frac{T \cdot t}{r_c^2 \cdot S}$$

 $C_{D} = \frac{1}{2 + S}$

und

für ein Bohrloch oder einen Brunnen mit freier Oberfläche.

Dabei sind

Т	:	Transmissivität	[m]
t	:	Zeit	[s]
rc	:	Radius des Mantelrohres	[m]
S	:	Speicherkoeffizient	[1]

Zur Auswertung werden die Meßwerte im gleichen Maßstab wie die Typkurven aufgetragen. Durch achsenparalleles Verschieben der Meßkurve wird diejenige Typkurve ausgewählt, die am besten zum gemessenen Druckverhalten paßt. Über einen "match-point" kann dann die Durchlässigkeit berechnet werden. Durch Einsetzen der Werte ergibt sich:

 $T = (t_D/C_D) \cdot \frac{r_c^2}{t}$

Ist die Mächtigkeit der grundwassererfüllten Schichten bekannt, kann aus der Transmissivität durch Division durch die Mächtigkeit der k-Wert bestimmt werden. Ist der Speicherkoeffizient bekannt, so kann mit Hilfe der Scharparameter C_D \cdot e^{2S} der Skin-Faktor berechnet werden.

In der jüngsten Zeit sind zahlreiche weitere Arbeiten erschienen, die verbesserte Auswerteverfahren vorstellen. KIPP (1985) berichtet über eine Serie von neuen Typkurven, die die Reaktion des Wasserspiegels bei einem Slug/Bail-Test im Übergangsbereich zwischen einer gedämpften Schwingung und einem exponentiellen Verlauf beschreiben. Hierbei werden die Brunnenspeicherung und der Skin-Effekt berücksichtigt. Die analytisch entwickelten Typkurven gelten für vollkommene Brunnen in einem gespannten Aquifer. MOENCH & HSIEH (1985) stellten ebenfalls ein Typkurvenverfahren vor, speziell für gering durchlässige Schichten. Sie berücksichtigten eine Skin-Zone endlicher Stärke. Mit ihrem Verfahren können modifizierte Slug-Tests, die in abgepackerten Bohrlochabschnitten (sog. pressurized slug tests) durchgeführt werden, ausgewertet werden. Diese Versuchsart ist in extrem gering durchlässigen Gesteinen von Vorteil, da dadurch die Versuchsdauer erheblich verkürzt werden kann.

SAGEEV (1986) berücksichtigt ebenfalls Skin-Effekte und die Speicherkapazität eines Brunnens. Er gliedert den Verlauf eines Slug-Tests in mehrere Phasen, zu denen jeweils verschiedene Typkurven angegeben werden. Mit diesem Verfahren läßt sich zusätzlich zur Durchlässigkeit des Gebirges die Reichweite eines Tests berechnen. KARASAKI et al. (1988) erweiterten die bestehenden Verfahren auf die Anwendbarkeit in heterogen aufgebauten Aquiferen. Sie berücksichtigten Kluftaquifere, geschichtete Aquifere und Grenzflächenprobleme. Für jede Konfiguration wurden spezielle Typkurven berechnet. Bohrlocheffekte werden jedoch nicht berücksichtigt. Für die im vorangegangen Kapitel erwähnten Verfahren nach HVORSLEV (1951), BOUWER & RICE (1976), COOPER et al. (1967) bzw. PAPADOPULOS et al. (1973) wurde am IGB ein interaktives Rechnerprogramm entwickelt. Es besitzt eine direkte Schnittstelle zum Datenerfassungsprogramm und bietet die Möglichkeit, umfangreiche Parameterstudien durchzuführen.

Das Programm SLUGTEST ist modular aufgebaut, so daß Ergänzungen oder Änderungen jederzeit vorgenommen werden können. Die aktuelle Programmversion umfaßt neben den Prozeduren zur Durchlässigkeitsbestimmung (s. Bild 6) einige Hilfsprozeduren zur allgemeinen Datenverarbeitung. Felddaten können per Tastatur eingegeben oder aus Dateien gelesen werden. Ein Datenkorrektur-Programmteil dient der Vorbereitung eines Rohdatensatzes für die Auswertung. Zahlreiche graphische Darstellungen erleichtern die Kontrolle. Ergebnisse werden auf dem Bildschirm angezeigt, können aber auch als Dateien gespeichert werden.

Das Kernstück des Programms bildet die Prozedur k-Wert (s. Bild 6). Zunächst findet eine Division der h(t) durch eine frei wählbare Anfangshöhe Ho statt, wodurch normierte Ordinatenwerte zwischen 0 und 1 erhalten werden. Die anschließend durchgeführte lineare Regression mit dem Ansatz log (H/Ho) = - a·t liefert durch den Regressionskoeffizienten ein Maß für die Anpassung an den von HVORSLEV (1951) vorausgesetzten exponentiellen Datenverlauf. Der Regressionskoeffizient kann als Kriterium für die Auswahl der richtigen Auswerteprozedur gelten.

Die Prozedur HVORSLEV liefert jeweils für 2 aufeinanderfolgende Datenpaare (h,t) einen k-Wert, sowie einen sogenannten mittleren k-Wert aus der Regressionsgleichung.

Die Prozedur BOUWER bestimmt die Durchlässigkeit nach der Methode von BOUWER & RICE (1976). Mit Hilfe dreier Parameterkurven wird ein effektiver Absenktrichterradius R₀ berechnet. Die k-Wert-Bestimmung schließlich geschieht durch die iterative Anpassung einer e-Funktion mit den Exponenten (-k/D) an die Daten. Die Qualität der Anpassung hängt von der gewählten Anfangshöhe H₀ ab.



Bild 6: Ablaufdiagramm der k-Wert Berechnung

- 236 -

Für die Auswertung von gespannten Aquiferen eignet sich die Prozedur COOPER. Nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate wird eine von 10 Typkurven als Match-Kurve ermittelt. Über den horizontalen Abstand von Originaldaten und Typkurve können Transmissivität und k-Wert berechnet werden, der Typkurvenparameter dient zur Bestimmung des Speicherkoeffizienten. In Anlehnung an die Methode von RAMEY et al. (1975) wird nach Eingabe der Gesteinsporosität zusätzlich der Skin-Faktor bestimmt. Die rechnerische Anpassung kann anhand von anschließend gezeigten Graphiken kontrolliert werden.

6. Fallbeispiele

Im folgenden wird an zwei Slug-Tests, die in Tonsteinen der Oberkreide durchgeführt wurden, die Auswertung mit dem Programm SLUGTEST aufgezeigt. Die Original-Daten, d.h. der zeitliche Verlauf der Wasserspiegelabsenkungen für die Testbrunnen ist in Bild 7 (oben) dargestellt. Bild 7 (unten) zeigt die h/t -Werte mit logarithmiertem Ordinatenmaßstab. Aufgrund dieser Darstellung kann bereits erkannt werden, welche der Auswerteverfahren anzuwenden sind. Die Datenkurve zu Brunnen 3 zeigt einen linearen Verlauf: demnach sind die Verfahren von HVORSLEV (1951) und/oder BOUWER & RICE (1976) anzuwenden. Die Datenkurve von Brunnen 1 zeigt hingegen einen Verlauf, der die Auswertung nach COOPER et al. (1967) erfordert.

Die Auswertung des Tests in Brunnen 3 nach HVORSLEV (1951) ist in Bild 8 dargestellt. Daraus ergibt sich ein mittlerer k-Wert zu k = 5,7 $\cdot 10^{-7}$ m/s. Der Verlauf der k-Werte über die Zeit ist Bild 9 zu entnehmen.



<u>Bild 7:</u> Original Slug-Testdaten (oben) und in halblogaritmischer Darstellung (unten)

Auswertung von SLUG-TESTS	K-Wert nach HVORSLEV			
Datei:	Brunnenradius rw [m] : 0.150			
	Radius Mantelrohr rc [m] : 0.063			
Bohrloch: B	Filterstrecke Lf [m] : 50.000			
VersNr: #002	GW-Sp. ab Brunnenfuß H [m] : 50.000			
Datum: 10.10.89	Aquifer-Mächtigkeit D [m] : 50.000			
	Verhältnis kh zu kv m [-] : 1.000			
	>> Parameterstudie beenden <<			
Höhe hO aus Regression, Testdaten oder h-Index für hO ? 1	frei gewählt (R,T,F) ? T			
Regressionsgl. :lnh= 0.1671 -0.0025 Regressionskoeff.: rk= -0.99761 Anfangshöhe h0 = 1.270 m bei t0 =	1*t 0.0 sec			
K-Werte zwischen 4.8E-08 m/s und 1.	8E-06 m/s			
Mittlerer K-Wert: 5.7E-07 m/s				

Bild 8: Ergebnisausdruck einer Auswertung nach HVORSLEV (1951)



Bild 9: Darstellung der k-Werte über die Versuchsdauer

Die Auswertung der Tests in Brunnen 1 nach COOPER et al. ist in Bild 10 enthalten. Daraus ist zu entnehmen, daß die beste Typkurvenanpassung für die Typkurve mit a =10⁻³ vorliegt (Bild 11). Daraus ergibt sich eine Transmissivität von 5,3 \cdot 10⁻⁵ m²/s und entsprechend der Aquifermächtigkeit eine Durchlässigkeit von k = 1,1 \cdot 10⁻⁶ m/s. Über die Porosität des Gesteins kann nach RAMEY et al. (1975) der Skin-Faktor berechnet werden. Im vorliegenden Fall weist der negative Wert auf eine Zone erhöhter Durchlässigkeit in unmittelbarer Brunnenumgebung hin.

Auswertung von SLUG-TESTS	K-Wert nach COOPER et.al.
Datei:	Brunnenradius rw [m] : 0.150
	Radius Mantelrohr rc [m] : 0.063
Bohrloch: B	Filterstrecke Lf [m] : 50.000
VersNr: #001	GW-Sp. ab Brunnenfuß H [m] : 50.000
Datum: 11.11.89	Aquifer-Mächtigkeit D [m] : 50.000
	Verhältnis kh zu kv m [-] : 1.000
Matching von Typkurve Nr. 3	>> Parameterstudie beenden <<

Anfangshöheh0=	1.278 m	Porosität [%] ? 25	
Speicherkoeffizient S=	1.7E-04 [-]		
Transmissivität T=	5.3E-05 m ² /sec	CD-Wert: 1.5E+03	3
Mittlerer K-Wert k=	1.1E-06 m/sec	Skinfaktor: -5.6E-01	L

Bild 10: Ergebnisse einer Auswertung nach COOPER et al. (1967)



<u>Bild 11:</u> Match von Typkurve ($a = 10^{-3}$) und Datenkurve (\Box)

7. Ausblick

Der Slug-Test stellt eine wichtige Ergänzung der bisher üblichen Feldmethoden zur Ermittlung hydraulischer Parameter dar. In gut durchlässigen Schichten sind Slug-Tests zur Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit ebenso zuverlässig wie Pumpversuche. In gering durchlässigen Schichten ist der Slug-Test den Pumpversuchen vorzuziehen. Der WD-Test sollte wegen des hohen apparativen Aufwandes und den mit der empirischen Auswertung verbundenen Ungenauigkeiten zukünftig nur noch in Ausnahmefällen angewendet werden. Um die Einsatzmöglichkeiten der Slug-Testverfahren weiter auszudehnen, werden vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik derzeit umfangreiche Testserien durchgeführt.

Schrifttum

BOUWER, H., RICE, R.C. (1976): A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells. Water Resources Research (12): 3, 423-428. BREDEHOEFT, J.D., PAPADOPULOS, S.S. (1980): A method for determining the hydraulic properties of tight formations. Water Resources Research (16): 1, 233-238. COOPER, H.H., PAPADOPULOS, J.D. BREDEHOEFT, I.S. (1967): Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water. Water Resources Research (33): 1, 263-269. FERRIS, J.G., KNOWLES, D.B. (1954): The slug test estimating transmissivity. U.S. Ground Water Note, 26, 1954 HAWKINS, M.F. (1956): A note on the skin effect. Trans. of AIME (207): 356-357. HVORSLEV, M.J. (1951) Time lag and soil permeability in groundwater observations. U.S. Corps of Engineers, Waterways Experimental Station, Bull. 36 KARASAKI, K., LONG, J.C.S., WITHERSPOON, P.A. (1988): Analytical models of slug tests. Water Resources Research (24): 1, 115-126. KIPP, K.L. (1985): Type curve analysis of inertial effects in the response of a well to a slug test. Water Resources Research (21): 9, 1397-1408. MOENCH, A.F., HSIEH, P.A. (1985): Analysis of slug test data in a well with finite thickness. Memoires Int. Ass. Hydrogeologists (Hydrogeology of rocks of low permeability) (17): 1, 17-29. PAPADOPULOS, S.S., BREDEHOEFT, J.D., COOPER, H.H. (1973): On the analysis of slug test data. Water Resources Research (9): 4, 1087-1089. RAMEY, H.J., AGARWAL, R.G., MARTIN, I. (1975): Analysis of slug test or DST flow period data. Journal of Canadien Petroleum Technology 3, 37-47. SAGEEV, A. (1986): Slug test analysis. Water Resources Research (22): 8, 1323-1333.

Schutzwirkungen von Geotextilien im Deponiebau

von Ulrich Sehrbrock

1. Einleitung

Zwischen Kunststoffdichtungsbahn und Dränage eines Deponieabdichtungssystems ist nach derzeitigen Richtlinien (z.B. [1]) eine Schutzschicht anzuordnen. Diese Schutzschicht soll verhindern, daß die Kunststoffdichtungsbahn infolge hoher Müllauflasten oder Belastungen durch den Fahrbetrieb beschädigt wird.

Die Gefahr einer Beschädigung ist – neben der Höhe der Auflast – von der gewählten Körnung (Korngröße und Kornform) des Dränagematerials abhängig. Da als Flächendränage zur Zeit im Regelfall ein Kies mit der Körnung 16/32 mm eingebaut wird, muß die Schutzschicht in der Lage sein, die sich aus Belastung und Körnung ergebende punktförmige Belastung soweit zu verteilen, daß der Untergrund – mit der daraufliegenden Dichtungsbahn – nur noch flächig beansprucht wird.

Die Art der Schutzschicht ist nicht festgelegt, so daß der Planer zwischen verschiedenen Möglichkeiten wählen kann:

- Sandschicht
- Schicht aus bindigem Material (es ist darauf zu achten, daß dieses Material steinfrei ist)
- Geotextil
- Kombination verschiedener Materialien (z.B.: Sandschicht mit darunterliegendem Geotextil)

Eine Schutzschicht aus Sand, welche bei einer entsprechenden Dicke (ab ca. d=10 cm) eine optimale Schutzlage darstellt, ist nur mit sehr großen Schwierigkeiten einzubauen. Zum einen ist die Gefahr einer Beschädigung der Dichtungsbahn während des Einbaus der dünnen Schicht relativ groß, zum anderen ist schwer zu kontrollieren, inwieweit die eingebaute Dicke der Sandschicht während des Einbaus der Dränageschicht verändert wurde. In Böschungsbereichen ist ein Einbau einer Sandschicht ab einer gewissen Böschungsneigung überhaupt nicht mehr möglich.

Gleiches gilt für den Einbau einer Schutzschicht aus bindigem mineralischem Material. Bei der Wahl eines solchen Materials ergeben sich noch weitere Schwierigkeiten, da sich die Verteilung über eine Fläche schwieriger als bei Sand gestaltet und zusätzlich eine Verdichtung erforderlich wird. Die Auswahl eines absolut steinfreien Materials würde weitere große Probleme bereiten.

Wegen der bei Einbau einer mineralischen Schutzschicht in Kauf zu nehmenden Schwierigkeiten wird häufig ein Geotextil als Schutzlage gewählt. Diese Produkte bieten gegenüber den anderen Möglichkeiten in einigen Aspekten erhebliche Vorteile: Geotextilien werden industriell – und damit kontrollierbar – hergestellt, sie sind leicht zu transportieren und vor allem einfach und schnell auf der Baustelle zu verlegen.

Entwickelt aus Geotextilien für andere Zwecke (Filtern, Trennen) haben verschiedene Hersteller mittlerweile die unterschiedlichsten Formen und Kombinationen von Geotextilien für einen Einsatz als Schutzlagen im Deponiebau auf den Markt gebracht. Es werden angeboten:

- vernadelte Vliesstoffe
- Verbundstoffe aus miteinander vernadeltem Gewebe und Vlies
- mit Bentonit gefüllte, miteinander vernadelte Vliesstoffe (Bentonitmatte)

Vliesstoffe und Gewebe werden in verschiedenen Qualitäten, z.B. hinsichtlich Flächengewicht bzw. Webart, aus PEHD oder PP angeboten. Bei den unterschiedlichen Verbundstoffen werden die Gewebelagen teils auf der Oberfläche eines Vlieses, teils als Zwischenlage zwischen zwei Vlieslagen eingearbeitet.

Bisher gibt es zur Bemessung der geforderten Schutzlage weder einheitliche Richtlinien noch einheitliche Prüfvorschriften. Bei der Bewertung der Wir-
kung geotextiler Schutzlagen hat die sich hieraus ergebende Unsicherheit dazu geführt, daß verschiedene Stellen mit unterschiedlichen Methoden prüfen und nach unterschiedlichen Kriterien die Eignung des Prüflings feststellen.

In dem nachfolgenden Bericht werden die am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig in diesem Zusammenhang durchgeführten Untersuchungen beschrieben und die angesetzten Eignungskriterien vorgestellt.

2. Untersuchungen zur Schutzwirkung von Geotextilien

2.1 Allgemeines

Die Schutzwirkung von Geotextilien beruht auf zwei Mechanismen. Zum einen werden die Einzelkörner der Dränageschicht von den einzelnen Fasern des Vlieses eingehüllt, was zu einem Abpuffern der aufgrund der Geometrie des Einzelkornes entstehenden punktförmigen Belastungen führt (s. Bild 1). Durch Zusammendrückung des Geotextils unterhalb der Körner vergrößern die Einzelfasern der Schutzlage über ihre Einzelzugfestigkeit bzw. über den Verbund mit anderen Fasern die Aufstandsflächen der Kieskörner. Die Schutzlage wirkt also hierbei lastverteilend unmittelbar unter jedem Einzelkorn dadurch, daß durch punktuelle Zusammendrückungen Fasern unmittelbar neben diesen gedrückten Bereichen gedehnt werden, und so eine Lastverteilung erreichen.

Neben dieser sehr kleinräumigen Lastverteilung unterhalb der Einzelkörner kann mit einer geotextilen Schutzlage noch eine großräumigere Lastverteilung erreicht werden: Dadurch, daß bei Einsinken zweier benachbarter Einzelkörner das Geotextil innerhalb des Zwischenraumes der Einzelkörner gedehnt wird, wird infolge einer gewissen Zugfestigkeit der geotextilen Schutzlage eine großräumigere Verteilung der durch die einzelnen Kieskörner eingeleiteten punktförmigen Belastung erreicht (s. Bild 2). Diese Art der Lastverteilung wird dabei umso bedeutender, je weiter die Einzelkörner letztlich auch durch Nachgeben des Untergrundes einsinken und die Zugfestigkeit der Schutzlage aktivieren.



Bild 1: Puffern

Bild 2: Verteilen

Die Wirkung der Schutzlage und die Auswirkungen unterschiedlicher Eigenschaften einzelner, die Schutzwirkung beeinflußender Größen, beispielsweise des Bodens (Wassergehalt, Scherparameter), des Kieses (Kornform, Korngröße) und der Schutzlage selbst, sind sehr kompliziert in ihrem Zusammenwirken und bisher nicht berechenbar. Geotextilprüfungen, wie sie für andere Einsatzbereiche dieser Produkte entwickelt worden sind, wie z.B.

- Stempeldurchdrückversuch (DIN 54 307) (siehe Bild 3),
- Kegelfallversuch (siehe Bild 4),
- Prüfung von Zugfestigkeit und Dehnung (in Anlehnung an DIN 53 857),

liefern zwar Kennwerte der Geotextilien, helfen aber bei der Einschätzung der Schutzwirkung nicht weiter. Die festgestellten Kennwerte beschreiben ein Verhalten der Geotextilien, welches bei einem Einsatz als Schutzlage nicht oder nur in geringem Maße gefordert wird.

Zur Untersuchung der Schutzwirkung vom Geotextilien werden daher seit einiger Zeit an verschiedenen Stellen speziell konstruierte oder modifizierte Versuchseinrichtungen eingesetzt. Beispielhaft sind nachfolgend eine Abbildung des Drucktopfes nach Steffen (siehe Bild 5), eine Prüfeinrichtung nach Puehringer (siehe Bild 6) und ein Versuchsaufbau nach Knippschild (siehe Bild 7) dargestellt. Die drei Beispiele machen deutlich, auf welch unterschiedliche Arten das Problem bisher angegangen wird.



- <u>Bild 3:</u> Stempeldurchdrückversuch nach DIN 54 307, aus [2]
- Bild 4: Kegelfallversuch, aus [2]



Bild 5: Drucktopf nach Steffen, aus [3]



<u>Bild 6:</u> Prüfeinrichtung nach Puehringer, aus [4]







2.2 Vorversuche

Für erste Vorversuche zur Untersuchung der Schutzwirkung von Geotextilien wurde vor einiger Zeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig ein Versuchsstand eingerichtet, mit dem in sechs einzelnen Ständen einige Versuchsreihen zu dieser Thematik durchgeführt wurden.

In runden Töpfen mit Durchmessern von ca. 130 mm wurden, bei Verwendung des immer gleichen mineralischen Dichtungsmaterials als Untergrund, verschiedene Geotextilien vergleichend auf ihre Schutzwirkung hin überprüft. Die Versuchsapparatur ist in Bild 8 dargestellt.



Bild 8: Drucktopf Ø 130 mm

Ein als mineralisches Dichtungsmaterial geeigneter Boden wurde mit exakt Proctordichte bis zur Oberkante des unteren Topfes eingebaut. Auf diesem Boden wurde die Probe einer Dichtungsbahn plaziert, über die der Prüfling der zu untersuchenden Schutzlage angeordnet wurde. Auf diesen Aufbau wurde ein runder, beidseitig offener Stutzen aufgesetzt und mit dem unteren Teil verschraubt. Diese Verschraubung fixierte die ausreichend überstehende Dichtungsbahn ebenso wie die geotextile Schutzlage und spannte beide umlaufend ein. In den Stutzen eingefülltes Filtermaterial wurde über eine zentrisch zu belastende Lastverteilungsplatte durch einen Hebelmechanismus pneumatisch mit der gewünschten Prüflast beaufschlagt.

Bei ersten Versuchen verwendete Ersatzmaterialien statt des aufwendig einzubauenden bindigen Bodens als unterste Schicht führten zu keinem befriedigendem Ergebnis. Wie den in Abbildung 9 dargestellten Last-Verformungskurven zu entnehmen ist, war bei Belastungen von etwa 200 kN/m² ein Zusammenbrechen der Strukturen der eingesetzten Preßpappe bzw. des Styrodurs festzustellen. Zum Vergleich sind in diesem Diagramm entsprechende Versuchsergebnisse eines nichtbindigen (Boden 1) und zweier bindiger Böden (Boden 2: Schluff; Boden 3: Ton) mit eingezeichnet.



Bild 9: Last-Verformungskurven

Zur Simulation der tatsächlichen Bedingungen auf einer Deponie erwies sich die verwendete Versuchseinrichtung als zu klein dimensioniert. Die umlaufende Einspannung der Kunststoffdichtungsbahn und der Schutzlage führte dazu, daß Anteile der aufgebrachten Last durch Verspannungen in der Dichtungsbahn abgetragen und nicht in den Untergrund geleitet wurden. Durch Einbau von Kraftmeßdosen im unteren Teil der Versuchseinrichtung (statt Boden) konnte nachgewiesen werden, daß je nach Setzungsbetrag des Bodens leicht bis zu 50 % der eingeleiteten Belastung über Randverspannungen aufgenommen wurden. Die festzustellenden Deformationen der Dichtungsbahn waren daher entlang des Randes infolge der Überlagerung von Zugbeanspruchungen und punktförmigen Druckbeanspruchungen immer am deutlichsten.

Wegen dieser nur schwer faßbaren und nicht beherrschbaren Störeinflüsse wurden für weitere systematische Untersuchungen Versuchstöpfe mit Durchmessern von 300 mm gebaut. Bei Versuchen in Einrichtungen mit diesen Abmessungen beeinflussen Störungen in den Randbereichen die Ergebnisse nicht in dem Maße, wie dies bei den zuvor beschriebenen Einheiten festzustellen ist.

Die Versuchseinrichtung mit den kleinen Durchmessern werden seither zur Untersuchung von Teilaspekten benutzt, bei denen durch eine entsprechende Versuchsdurchführung Störeinflüsse an den Rändern weitgehend vermieden werden können oder für die Auswertung keine Bedeutung haben.

2.3 Versuchseinrichtung - Versuchsdurchführung

Für weitergehende Untersuchungen und besonders für Eignungsprüfungen von geotextilen Schutzlagen wird am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig eine eigens dafür aufgebaute Versuchseinrichtung mit Töpfen von einem Durchmesser von 300 mm verwendet. Es stehen drei dieser Töpfe zur Verfügung. Mit dieser Prüfeinrichtung können Lasten bis etwa 1,5 MN/m² als Prüflasten aufgebracht werden. Eine Einspannung der Kunststoffdichtungsbahn oder des Geotextils wird bei diesen Versuchen aus den in den vorhergehenden Abschnitten erläuterten Gründen nicht vorgenommen. Dichtungsbahn und das zu prüfende Geotextil werden, entsprechend zugeschnitten, frei auf den zuvor unter Kontrolle der Einbauwerte eingebauten Boden aufgelegt.

Erste Versuche zeigten, daß bei dieser relativ großmaßstäblichen Prüfeinrichtung die Störeinflüsse in den Randzonen gering sind. Die gewählten Abmessungen gewährleisten danach übertragbare Versuchsergebnisse bei noch vertretbarem Prüfungsaufwand. In Bild 10 ist die Versuchseinrichtung mit Anordnung der einzelnen Lagen dargestellt.



Bild 10: Prüfeinrichtung mit Drucktöpfen ∮ 300 mm

Zur Überprüfung des Einflusses der Zeitdauer der Belastung auf die Ergebnisse wurden in dem beschriebenen Versuchsstand verschiedene Versuchsreihen gefahren. Dabei wurde bei sonst gleichem Versuchsaufbau die Prüflast von 1 MN/m² über einen Zeitraum von einer Stunde, 20 Stunden, 100 Stunden und 200 Stunden konstant gehalten. Auswertungen der Ergebnisse durch Feststellung der Verformungen der Dichtungsbahn und Aufzeichnen der Zeit-Setzungskurve zeigen, daß aufgrund der Verwendung von Materialien, die hinsichtlich ihres Verformungsverhaltens ein stark zeitabhängiges Verhalten aufweisen (Kunststoff, bindiger Boden) der Zeitfaktor bei der Eignungsprüfung von Geotextilien eine wichtige Größe ist. In Bild 11 sind beispielhaft einige



der bei diesen Versuchen aufgenommenen Last- bzw. Zeitsetzungskurven dargestellt.

Bild 11: Last- bzw. Zeitsetzungskurven

Die Ergebnisse dieser Voruntersuchung zeigten, daß Probebelastungen von 1 bzw. 20 Stunden Dauer allenfalls für eine allererste grobe Bewertung herangezogen werden dürfen. Je länger ein Versuch dauert, umso ausgeprägter waren die an der Dichtungsbahn feststellbaren Verformungen, wobei allerdings ab einer Belastungsdauer von etwa 100 Stunden, verglichen mit den Ergebnissen eines 200 Stunden dauernden Versuches, in der Regel kaum noch Unterschiede feststellbar waren.

Nach der Auswertung aller Vorversuche wurde daher folgende Versuchsdurchführung für die Eignungsprüfung von geotextilen Schutzlagen am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig festgelegt:

 So lange wie kein gleichwertiger "synthetischer" Untergrund gefunden wird, ist eine Eignungsprüfung mit dem Boden durchzuführen, der auch bei der geplanten Baumaßnahme als mineralische Dichtung bzw. Untergrund verwendet wird.

- Es ist bei den Eignungsprüfungen immer die Dichtungsbahn zu verwenden, die auch auf der Baustelle eingebaut werden soll, da sowohl Materialeigenschaften als auch Dicke der Dichtungsbahn einen erheblichen Einfluß auf die Untersuchungsergebnisse haben.
- Es ist immer das Filtermaterial im Versuch zu verwenden, welches auch später eingebaut werden soll, da neben der Kornverteilung die Kornform und besonders der Anteil von gebrochenem Korn einen bedeutenden Einfluß auf die Versuchsergebnisse haben.
- Als Belastung ist ein etwa 2 3faches der später zu erwartenden maximalen Auflast als Prüflast aufzubringen. Diese Erhöhung der Prüflast soll, solange wie es keine abgesicherten anderen Erkenntnisse gibt, Unsicherheiten hinsichtlich des zeitabhängigen Verhaltens (Zeitraffereffekt) abdecken und eventuelle kurzzeitige, während des Einbaus auftretende hohe örtliche Belastungen (z.B. aus Fahrbetrieb LKW) abdecken.
- Als Versuchsdauer sind 100 Stunden anzusetzen, da nach diesem Zeitraum ein Großteil der Setzungen abgeklungen sind und so keine weiteren Kornumlagerungen und damit Veränderungen der Belastung zu erwarten sind.

2.4 Auswertung und Interpretation der Ergebnisse

Eine Auswertung der Versuche geschieht bisher rein visuell. Zur Beurteilung der Schutzwirkung der verwendeten Geotextilien werden die Kunststoffdichtungsbahnen, das zu schützende Element, auf folgende Kriterien hin untersucht:

- Einkerbungen, d.h. direkte Beschädigungen der Oberfläche
- Dehnungen, Ausbeulungen der Oberfläche
- Zusammendrückungen, Reduzierung der Dicke der Dichtungsbahn

Dieser Beurteilungskatalog wurde zusammen mit einem anderen Gutachter bei der Prüfung eines Geotextils für ein konkretes Bauvorhaben festgelegt. Die oben aufgeführten Kriterien wurden dabei wie folgt bewertet:

- Falls eine Dichtungsbahn nach Ausbau direkte Beschädigungen der Oberfläche (Einkerbungen) aufweist, ist die Schutzwirkung des eingesetzten Geotextils als nicht ausreichend zu bewerten.
- Durch Beurteilung der nach den Versuchen feststellbaren Ausbeulungen der Dichtungsbahn ist festzustellen, ob die Dichtungsbahn während des Versuches örtlich stark gedehnt wurde. Dies wäre der Fall, wenn sehr stark ausgeprägte Ausbeulungen festgestellt werden oder wenn sich zwischen den einzelnen Ausbeulungen keine weichen Übergänge sondern abrupte Verformungen eingestellt haben.
- Durch Messung der Dicke der Dichtungsbahn vor und nach dem Versuch wobei nach dem Versuch die augenscheinlich am stärksten beanspruchten Bereiche vermessen werden – ist festzustellen, ob eine Reduzierung der Dicke der Dichtungsbahn infolge der Belastungen eingetreten ist. Als vertretbares Maß wurden bei dem konkreten Bauvorhaben eine Reduzierung der Dicke um 10 % als Grenzwert angesetzt.

Die Anwendung der oben genannten und erläuterten Kriterien sind wegen der Bedeutung einer zuverlässigen Schutzschicht und im Hinblick auf den derzeitigen dürftigen Wissensstand aus der Sicht des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik nicht ausreichend. Ein weiteres Kriterium, welches ebenfalls für eine Beurteilung herangezogen werden sollte, ist die Berücksichtigung, inwieweit und innerhalb welchen Zeitraumes sich die nach dem Versuch feststellbaren Verformungen ohne äußeres Dazutun wieder zurückbilden.

Für die Beurteilung der Eignung von Geotextilien geht der Verfasser davon aus, daß eine ausreichende Schutzwirkung nur dann gegeben ist, wenn sich die Dichtungsbahn nach den Probebeanspruchungen in jeder Hinsicht noch in dem Zustand befindet, in dem sie eingebaut worden ist. Dies bedeutet, daß eine Dichtungsbahn, die sich offensichtlich in ihrer äußeren Form verändert hat, solange als beschädigt betrachtet werden muß, bis geklärt ist, inwieweit die registrierten Veränderungen Indizien für eine Verschlechterung der von einer Dichtungsbahn verlangten Eigenschaften sind oder nicht. Eine Schutzlage, bei deren Prüfung sich solche dauerhaften Verformungen der Dichtungsbahn eingestellt haben, wäre daher als nicht geeignet einzustufen. Versuche am Institut für Grundbau und Bodenmechanik haben gezeigt, daß eine Zurückbildung von Verformungen je nach Material im wesentlichen in einem Zeitraum von 24 bis 48 Stunden beobachtet werden kann. War innerhalb dieses Zeitraums keine vollständige Rückbildung der Ausbeulungen festzustellen, wiesen die Dichtungsbahnen in der Regel auch noch nach Wochen mehr oder weniger stark ausgeprägte Verformungen auf. Der Beobachtungszeitraum wurde daher auf 48 Stunden nach Ausbau aus der Versuchseinrichtung festgelegt.

Zur Beobachtung der Rückbildung eingetretener Verformungen und für vergleichender Untersuchungen werden die feststellbaren Ausbeulungen und Einkerbungen auf den Dichtungsbahnen sofort nach Ausbau markiert (siehe Bild 12).

Eine Auszählung der festgestellten Deformierungen der Dichtungsbahn bei gleichzeitiger Unterscheidung der Größe ermöglicht bei vergleichenden Untersuchungen eine zumindest grobe quantitative Unterschiedung der Schutzwirkung und läßt auch Vergleiche von Beanspruchungen durch unterschiedliche Körnungen des Filterkieses zu. Es lassen sich ebenfalls Auswirkungen von unterschiedlichen Schutzlagen (Änderungen hinsichtlich Flächengewicht, Dicke o.ä.) bei sonst gleichen Versuchsverhältnissen erkennen.

Durch Vermessen der Dichtungsbahnen selbst unmittelbar nach dem Ausbau läßt sich die tatsächliche, während des Belastungsversuches aufgezwungene Verformung wegen der teilweisen sofortigen elastischen Rückverformung nicht erfassen. Es ist daher zu empfehlen, die im Untergrund eingeprägten Verformungen zu beurteilen, oder sich nicht elastisch zurückverformende Elemente auf der Unterseite der Dichtungsbahnen einzulegen, welche die Verformungen konservieren. Diese Elemente dürfen allerdings die Lastabtragung nicht beeinflussen.

Bei der Interpretation der Versuchsergebnisse ist im Auge zubehalten, daß während der Deponiebetriebes oder während des Einbaues des Dränagematerials unter Umständen höhere örtliche Lasten aus Fahrzeugbetrieb (z.B. Lenkbewegungen LKW) auftreten können. Solche Belastungen können mit der eingesetzten Versuchseinrichtung (lediglich statische Auflast) nicht erfaßt werden. Es ist daher auf der Baustelle durch geeignete Maßnahmen dafür Sorge zu tragen, daß das Dichtungssystem keine derartigen Belastungen erfährt.



<u>Bild 12:</u> Nach dem Versuch markierte Dichtungsbahn (verkleinerter Ausschnitt)

3. Beanspruchung der Dichtungsbahn

Die Dichtungsbahn ist das Element, welches durch Einlegen einer Schutzschicht vor Überbeanspruchung geschützt werden soll. Seitens der Hersteller werden zulässige Werte für die zweiaxiale Dehnung der Dichtungsbahnen genannt, die für den Deponiebau üblicherweise auf insgesamt 3 % begrenzt werden. Diese zulässigen 3 % Dehnungen sollen ausschließlich zur Aufnahme von Setzungen des Deponieuntergrundes reserviert bleiben. Die Schutzlage auf einer Dichtungsbahn muß dieser Forderung entsprechend so leistungsfähig sein, daß die punktförmige Lastabtragung unterhalb der Dränageschicht an der Unterseite der Schutzschicht ganzflächig und gleichmäßig in den Untergrund abgeleitet werden kann. Ein dafür erforderliches Tragverhalten ist mit den heute üblichen Geotextilien mit Dicken von 1 bis 1,5 cm für Auflasten von ca. 1 MN/m² nicht zu erreichen.

Welche Setzungsbeträge und welche Biegeradien bei Einhaltung von 3 % Dehnung möglich sind, soll in den nachfolgenden Berechnungen gezeigt werden.

a) Großräumige Setzungen

Unter der Annahme, daß sich eine ursprüngliche Deponiebasis mit der Breite a infolge der Auflast so verformt, daß sich eine kreissegmentförmige Setzungsmulde ergibt, werden im folgenden die Längenänderung der ursprünglichen Länge a in die sich nach Beendigung der Setzung einstellende Länge 1 in Abhängigkeit des Stiches h berechnet (s. Bild 13).



Bild 13: Kreissegment Berechnung I

$$1 = \sqrt{a^2 + \frac{16}{3}h^2}$$

Forderung -> 1 ≤ 1,03 a

1,03 a =
$$a^2 + \frac{16}{3} h^2$$

0,107 a = h

a [m]	E = 1 %	<i>E</i> = 2 % h [m]	£ = 3 %
100	6,1	8,7	10,7
200	12,3	17,4	21,4
300	18,4	26,1	32,1

Tabelle 1



<u>Bild 14:</u> Stich h bei verschiedenen zulässigen Dehnungen in Abhängigkeit der Breite a

Die Ergebnisse – zusammengefaßt in Tabelle 1 – zeigen, daß sich bei Berücksichtigung von 3 % Dehnung zulässige Setzungsbeträge ergeben, die sich bei einem normalen Deponieuntergrund weder großräumig noch kleinräumig einstellen werden.

h = 1,5 m; a = 300 m
$$\rightarrow$$
 1 = 300,02
 $\Delta 1 = \frac{0,02}{300} \stackrel{\wedge}{=} 0,07 \% c$

Bei Ansatz eines unter ungünstigen Umständen erreichbaren Gesamtsetzungsbetrages (als Differenz der Setzung des Deponierandes zu der der Mitte!) von 1,5 m für eine ca. 300 m breite Deponiebasis ergibt sich eine Längenänderung von 0,07 ‰.

b) Zulässige Biegeradien

Nachfolgend werden, unter Einhaltung der maximal zulässigen Dehnung von 3 % an der ungünstigsten Stelle des Dichtungsbahnquerschnittes (äußerste Faser), zulässige Biegeradien errechnet. Bei den Berechnungen wurde davon ausgegangen, daß die äußerste Faser am unteren Rand der Kunststoffdichtungsbahn durch die aufgezwungene Biegeverformung nicht verformt wird, d.h. der gesamte Querschnitt wird durch die Biegung zugbeansprucht (s. Bild 15). Die errechneten Biegeradien – zusammengefaßt in Tabelle 2 – liegen somit unter Berücksichtigung von 3 % zulässiger Verformung allesamt auf der sicheren Seite, da die neutrale Faser wahrscheinlich immer irgendwo innerhalb des Querschnittes der Dichtungsbahn liegt.



Bild 15: Berücksichtigte Biegeverformung einer Dichtungsbahn

Die Berechnungen der unter Einhaltung von 3 % Dehnung zulässigen großräumigen Setzungen bzw. Biegeradien zeigt, daß bei Reservierung des gesamten Betrages der zulässigen 3 % Dehnung allein zur Aufnahme von relativ großflächigen Setzungen des Untergrundes, ein beachtlicher Teil der von der Dichtungsbahn her möglichen Verformungen nicht genutzt wird.

$$1_{2} = \frac{2 \tilde{u} \alpha}{360} r_{2} \qquad 1_{1} = \frac{2 \tilde{u} \alpha}{360} r_{1}$$
$$r_{1} + d = r_{2}$$
Forderung -> 1_{1} • 1,03 ≥ 1_{2}

$$1,03 \ 1_1 \ge \frac{2 \widetilde{n} \mathscr{A}}{360} (r_1 + d)$$

$$1,03 \frac{2 \tilde{i} d}{360} r_1 \ge \frac{2 \tilde{i} d}{360} (r_1 + d)$$

$$0,03 r_1 \ge d$$

d	<u>E = 3 %</u>	<i>ε</i> = 2 %	E = 1 %
[mm]	min	η r ₁ [mm]	
1,5	50	75	150
2,0	67	100	200
2,5	83	125	250

Tabelle 2

Reserven vorzuhalten, für in ihrer Größenordnung und Verteilung kaum vorhersagbaren Setzungen ist in jedem Fall erforderlich. Gerade in Übergangsbereichen (z.B.: Sohle-Böschung) sind mögliche Setzungsdifferenzen benachbarter Bereiche – und nur Setzungsdifferenzen beanspruchen die Dichtungsbahn – praktisch nicht vorherzusagen oder zu berechnen und müssen so durch konstruktive Maßnahmen (Einbau geeigneter Materialien) sicher aufgefangen werden.



<u>Bild 16:</u> Biegeradien r₁ für unterschiedliche Dicken der Dichtungsbahn d mit Berücksichtigung der zulässigen Dehnung \mathcal{E}_{zu1}



<u>Bild 17:</u> Biegeradien r₁ in Abhängigkeit der zulässigen Dehnung \mathcal{E}_{zul} für unterschiedliche Dicken der Dichtungsbahn d

Es ist allerdings zu überlegen, ob nicht gerade für großflächige Bereiche, die auch hinsichtlich ihres Setzungsverhaltens nicht so problematisch sind, wie z.B.: Deponiesohle oder große Deponieböschungen, ein Teil der möglichen Dehnungen der Dichtungsbahn zum Ausgleich und zur Unterstützung einer nicht so "perfekten" Schutzschicht herangezogen werden können. Um dieses erlauben und planmäßig berücksichtigen zu können wäre dann allerdings eine genaue Vorhersage der Wirkung einer Schutzlage mit daraus resultierenden Verformungen für die Dichtungsbahn erforderlich.

4. Zusammenfassung und Ausblick

In Dichtungssystemen von Deponien ist der Einbau einer Schutzschicht zwischen Kunststoffdichtungsbahn und Dränageschicht bei Verwendung eines Kieses 16/32 mm erforderlich. Wegen des leichteren Einbaues wird vielfach das Auslegen von Geotextilien dem Einbau einer dünnen Sandschicht (ca. 10 cm dick) vorgezogen. Bisher gibt es keine Vorschriften oder Empfehlungen, nach denen die Schutzwirkung eines Geotextils geprüft werden kann. An verschiedenen Stellen werden unterschiedliche Versuchseinrichtungen und Bewertungsmethoden verwendet.

In dem vorliegenden Aufsatz werden Durchführung und Ergebnisse von Vorvesuchen dargelegt, die am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig zur Entwicklung einer eigenen Prüfeinrichtung geführt haben. Prüfeinrichtung und Bewertungskriterien werden vorgestellt. Beurteilt wird die Schutzwirkung am Institut für Grundbau und Bodenmechanik derzeit durch Feststellung der folgenden, äußerlich sichtbaren Verformungen der Dichtungsbahn:

- Dickenänderung der Dichtungsbahn
- Beschädigung oder Einkerbung der Oberfläche (Oberflächenveränderung)
- Art der Ausbildung von feststellbaren Ausbeulungen der Dichtungsbahn (weiche bzw. abrupte Übergänge)
- Rückgang der festgestellten Verformungen innerhalb von 48 Stunden

Wird festgestellt, daß nur eines der Bewertungskriterien nicht erfüllt ist, wird eine Schutzlage bei Ansatz der oben genannten Kriterien als nicht geeignet eingestuft.

Die Unsicherheit, die derzeit hinsichtlich der Beurteilung der Schutzwirkung von Geotextilien besteht, sollte so schnell wie möglich beseitigt werden. Dazu sind allerdings umfangreiche systematische Untersuchungen, bei denen die Eigenschaften aller Schichten (Untergrund, Dichtungsbahn, Schutzvlies, Dränagekies, zu erwartende Auflast) zu berücksichtigen sind, durchzuführen. Derzeit wird daran an verschiedenen Stellen gearbeitet. Solange keine eindeutigen Bemessungsmethoden entwickelt worden sind, ist eine Eignungsprüfung bei unbedingter Verwendung der tatsächlich später eingesetzten

Materialien erforderlich.

Damit Eignungsprüfungen verschiedener Stellen miteinander verglichen werden können, ist eine Abstimmung der auf diesem Gebiet tätigen Institute und Büros mit dem Ziel einer Standardisierung und Verbesserung der Versuchseinrichtungen und Auswertungen anzustreben.

In den Prüfeinrichtungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig werden zur Zeit Untersuchungen durchgeführt, die Aufschluß darüber geben sollen, inwieweit ein veränderter Wassergehalt des Untergrundes – und einer damit einhergehenden Veränderung des Verdichtungsgrades und des bodenmechanischen Verhaltens – die Ergebnisse beeinflußt. Eine weitere Versuchsreihe, die die Bedeutung der Zugfestigkeit von Geotextilien im Hinblick auf ihre Schutzwirkung untersucht, läuft zur Zeit ebenfalls.

Literatur

[1]		RdErl. d. MU vom 24.06.1988, Niedersachsen
[2]	SAATHOFF	Prüfungen an Geotextilien, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 66, Karlsruhe, August 1989
[3]	STEFFEN	Geotextilien in der Deponietechnik Haus der Technik e.V. Essen, Februar 1987
[4]	PUEHRINGER	Anwendung von Geotextilien im Deponiebau Technische Akademie Esslingen, Mai 1987
[5]	KNIPPSCHILD	Kunststoffdichtungsbahnen mit und ohne Schutzvliesstoffe unter Punktlasten Geotextilkongress, Hamburg, 1988



Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

Nr.	76–1	Scheffler, E.	:	Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976
Nr.	78–2	Frank, H.	:	Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elemen- ten, 1978 *
Nr.	79-3	Schnell, W.	:	Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979
Nr.	80-4	Ruppert, FR.	:	Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie – Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980
Nr.	81–1	Schuppener, B.	:	Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bau- werken, 1981 *
Nr.	6	Wolff, F.	:	Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981
Nr.	7	Bätcke, W.	:	Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 1982
Nr.	8	Meseck, H Schnell, W.	:	Dichtungswände und -sohlen, 1982 *



Nr.	9	Simons, H. Ruppert, FR.	: Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaf- ten von Bentonitsuspensionen auf Bau- stellen, 1982 *
Nr.	10	Beckmann, U.	: Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982
Nr.	11	Papakyriakopoulos, P.	: Verhalten von Erd- und Steinschütt- dämmen unter Erdbeben, 1983
Nr.	12	Sondermann, W.	: Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983
Nr.	13	Meseck, H.	: Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984
Nr.	14	Raabe, W.	: Spannungs-Verformungsverhalten über- konsolidierter Tone und dessen Abhän- gigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen, 1984
Nr.	15	Früchtenicht, H.	: Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 1984
Nr.	16	Knüpfer, J. Meseck, H.	: Schildvortrieb bei flüssigkeitsge- stützter Ortsbrust, 1984
Nr.	17	N.N.	: Ablagerung umweltbelastender Stoffe, Fachseminar 06. – 07. Februar 1985, Braunschweig *



Nr.	18	Simons, H. Reuter, E.	:	Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponie- abdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers,1985 *
Nr.	19	Meseck, H.	:	Dynamische Pfahltests, Fachseminar 23. – 24. Oktober 1985
Nr.	20	Meseck, H.	:	Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten, Fachsemi- nar 06. – 07. November 1986 *
Nr.	21	Balthaus, H.	:	Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüf- methoden, 1986
Nr.	22	Kayser, R. Meseck, H. Rösch, A. Hermanns, R.	:	Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen, 1986
Nr.	23	Meseck, H.	:	Dichtwände und Dichtsohlen Fachseminar 02. – 03. Juni 1987
Nr.	24	Krause, Th.	:	Schildvortrieb mit erd- und flüssig- keitsgestützter Ortsbrust, 1987
Nr.	25	Meseck, H.	:	Mechanische Eigenschaften minerali- scher Dichtwandmassen, 1987
Nr.	26	Reuter, E.	:	Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organi- schen Säuren, 1988



Nr.	27	Wichert, HW.	: Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick- Pfahl-Gründungen, 1988
Nr.	28	Geil, M.	: Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bento- nit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, 1989
Nr.	29	Kruse, Th.	: Standsicherheit von Kombinationsab- dichtungen auf Deponieböschungen,1989
Nr.	30	Rodatz, W., u.a.	: Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Instituts, 1989
Nr.	31	Knüpfer, J.	: Schnellverfahren in der Gütekontrolle von Deponiebasisabdichtungen, 1989

* = vergriffen