

BayFORREST
Bayerischer Forschungsverbund
Abfallforschung und Reststoffverwertung

Schlussbericht
zum
Forschungsvorhaben F58(F)

Filter- und Dränwirksamkeit von Abdecksystemen
von Deponien mit oder ohne Geotextilien

von
D. Heyer, P. Rödl, A. Bauer, D. Ranis

Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau,
Bodenmechanik und Felsmechanik

Zentrum Geotechnik
Technische Universität München

Dezember 2004

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
2	Untersuchungen zur Suffosions- und Filterstabilität mineralischer Schichten.....	4
2.1	Allgemeines	4
2.2	Filterstabilität von weitgestuften zu enggestuften grobkörniger Böden	5
2.2.1	Vorbemerkung.....	5
2.2.2	Untersuchte Böden	5
2.2.3	Versuchstechnik und Versuchsdurchführung.....	7
2.2.4	Versuchsprogramm.....	8
2.2.5	V Versuchsergebnisse.....	9
2.3	Suffosionsstabilität von schluffigen gemischtkörnigen Böden	12
2.3.1	Vorbemerkung.....	12
2.3.2	Untersuchte Böden	12
2.3.3	Versuchstechnik und Versuchsdurchführung.....	14
2.3.4	Versuchsprogramm.....	14
2.3.5	V Versuchsergebnisse.....	15
3	Geosynthetische Dränmatten	18
3.1	Allgemeines und Produktübersicht.....	18
3.1.1	Vorbemerkungen.....	18
3.1.2	Anforderungen an die geosynthetischen Dränmatten	18
3.1.3	Aufbau von Dränmatten	19
3.2	Mechanisches Verhalten der Dränmatten	22
3.2.1	Vorbemerkungen.....	22
3.2.2	Scherfestigkeit an den Grenzflächen	22
3.2.3	Innere Scherfestigkeit	24
3.2.4	Zusammendrückungsverhalten unter lotrechter Last.....	27
3.2.5	Zusammendrückungsverhalten unter lotrechter Last und gleichzeitiger Schubbeanspruchung	31
3.2.6	Zusammenfassung.....	40
3.3	Hydraulisches Verhalten der Dränmatten.....	40
3.3.1	Vorbemerkungen.....	40
3.3.2	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	41
3.3.3	V Versuchsergebnisse.....	42
3.3.4	Ergebnisse Deponie Kienberg	47
3.3.5	Bemessung von Dränmatten.....	49

3.4	Zusammenfassung	51
4	Bemessung mineralischer Dränschichten	52
4.1	Allgemeines	52
4.2	Bemessung von mineralischen Dränschichten.....	53
4.3	Standssicherheit.....	53
4.4	Hydraulische Leistungsfähigkeit.....	57
4.4.1	Nachweise und Bemessung.....	57
4.4.2	Dränspende.....	58
4.4.3	Berechnungsmodell nach Lesaffre.....	58
4.5	Berechnungen der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Dränschicht mit der Finiten Elemente Methode (FEM).....	64
4.5.1	Rechenmodell	64
4.5.2	Vergleich instationäre/ stationäre Berechnung	65
4.5.3	Parameterstudie und Berechnungsergebnisse	66
4.6	Vergleich FEM mit Rechenmodell Lesaffre	69
4.7	Vorschlag für die Bemessung einer mineralischen Dränschicht	70
4.8	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	72
5	Aufgrabungen	74
5.1	Allgemeines	74
5.2	Deponie A.....	75
5.2.1	Situation	75
5.2.2	Deponie A - Schurf I.....	75
5.2.3	Deponie A - Schurf II.....	76
5.2.4	Deponie A - Schurf III.....	76
5.2.5	Deponie A - Schurf IV	77
5.3	Deponie B.....	77
5.3.1	Situation	77
5.3.2	Deponie B - Schurf I.....	78
5.3.3	Deponie B - Schurf II.....	79
5.3.4	Deponie B - Schurf III.....	79
5.4	Deponie C	80
5.4.1	Situation	80
5.4.2	Deponie C - Schurf I.....	80
5.4.3	Deponie C - Schurf II.....	81
5.5	Deponie D	82
5.5.1	Situation	82

5.5.2 Deponie D (1998) - Schurf I	83
5.5.3 Deponie D (1999) Schurf II (neben Schurf I 1998).....	84
5.5.4 Deponie D (1998) - Schurf II	84
5.5.5 Deponie D (1999) Schurf I (neben Schurf II 1998).....	85
5.6 Deponie E.....	85
5.6.1 Situation	85
5.6.2 Deponie E - Schurf I.....	86
5.6.3 Deponie E - Schurf II.....	87
5.7 Deponie F	87
5.7.1 Situation	87
5.7.2 Deponie F - Schurf I	88
5.7.3 Deponie F - Schurf II	89
5.7.4 Deponie F - Schurf III	89
5.7.5 Deponie F - Schurf IV.....	90
5.7.6 Deponie F - Schurf V.....	91
5.7.7 Deponie F - Schurf VI.....	91
5.8 Deponie G	92
5.8.1 Situation	92
5.8.2 Deponie G - Schurf I	92
5.8.3 Deponie G - Schurf II	93
5.8.4 Deponie G - Schurf III	94
5.9 Deponie H	94
5.9.1 Situation	94
5.9.2 Deponie H - Schurf I.....	95
5.9.3 Deponie H - Schurf II.....	95
5.10 Deponie J	96
5.10.1 Situation	96
5.10.2 Deponie J - Schurf I	97
5.10.3 Deponie J - Schurf II	98
5.10.4 Deponie J - Schurf III	99
5.11 Deponie K.....	99
5.11.1 Situation	99
5.11.2 Deponie K – Schurf I.....	100
5.11.3 Deponie K – Schurf II.....	100
5.12 Deponie L	101
5.12.1 Situation	101
5.12.2 Deponie L - Schurf I.....	102
5.12.3 Deponie L - Schurf II.....	102

5.12.4	Deponie L - Schurf III.....	102
5.12.5	Deponie L - Schurf IV	103
5.13	Zusammenfassende Bewertung der Ergebnisse.....	103
6	Versuchsfelder	106
6.1	Deponie Kienberg.....	106
6.2	Deponie Haslbach	106
6.2.1	Allgemeines.....	106
6.2.2	Aufbau des Versuchsfelds	106
6.2.3	Installierte Messtechnik.....	107
6.2.4	Messergebnisse	108
7	Säulenversuche in Klimaräumen.....	111
7.1	Aufbau und messtechnische Ausstattung	111
7.2	Ausgewählte Messwerte des Wasserhaushaltes	112
7.3	Beobachtung der Geschwindigkeit von Sickerfronten	113
7.3.1	Vorbemerkung.....	113
7.3.2	Beobachtung der Sättigungsfronten mit Temperaturfühlern	113
7.3.3	Beobachtung der Sättigungsfronten mit Tensiometern.....	115
7.3.4	Vergleichsrechnung anhand des Einsetzens von Zu- und Abfluss	116
7.3.5	Bemerkungen über das Auftreten von Austrocknungsfronten	116
7.4	Fazit aus den Säulenversuchen	117
8	Rechnerische Analysen und Simulationen	118
8.1	Einleitung und Hintergrund	118
8.2	Physikalische Vorgänge beim Feuchtetransport	118
8.2.1	Theorie des Transports in der flüssigen Phase.....	118
8.2.2	Theorie des Transports in der gasförmigen Phase	119
8.3	Rechnerische Simulation bei stationären Verhältnissen	120
9	Zusammenfassung und Ausblick	122
10	Literaturverzeichnis	123

1 Einleitung

Der Aufbau von Oberflächenabdichtungssystemen für Deponien ist detailliert in den Technischen Anleitungen Abfall (1991) und Siedlungsabfall (1993) sowie der Deponieverordnung (2002) geregelt. Die Hauptaufgabe dieser Abdichtungs- oder Abdecksysteme (siehe Abbildung 1.1) ist dabei die Vermeidung eines Eintrags von versickernden Niederschlagswasser in den Deponiekörper und die damit verbundene Auslaugung des Deponats. In der Fachwelt wird mittlerweile der Standpunkt vertreten, dass zum Aufbau der Oberflächenabdichtungssysteme detaillierte Festlegungen getroffen wurden, ohne dass hierfür genügend Erfahrungen vorgelegen hätten (z.B. Ramke et al., 2002). So werden die sogenannten Regelaufbauten zumindest in Teilbereichen in ihrer Wirksamkeit und Notwendigkeit in Zweifel gezogen, wobei zudem der technische Aufwand bei der Herstellung in Frage gestellt wird.

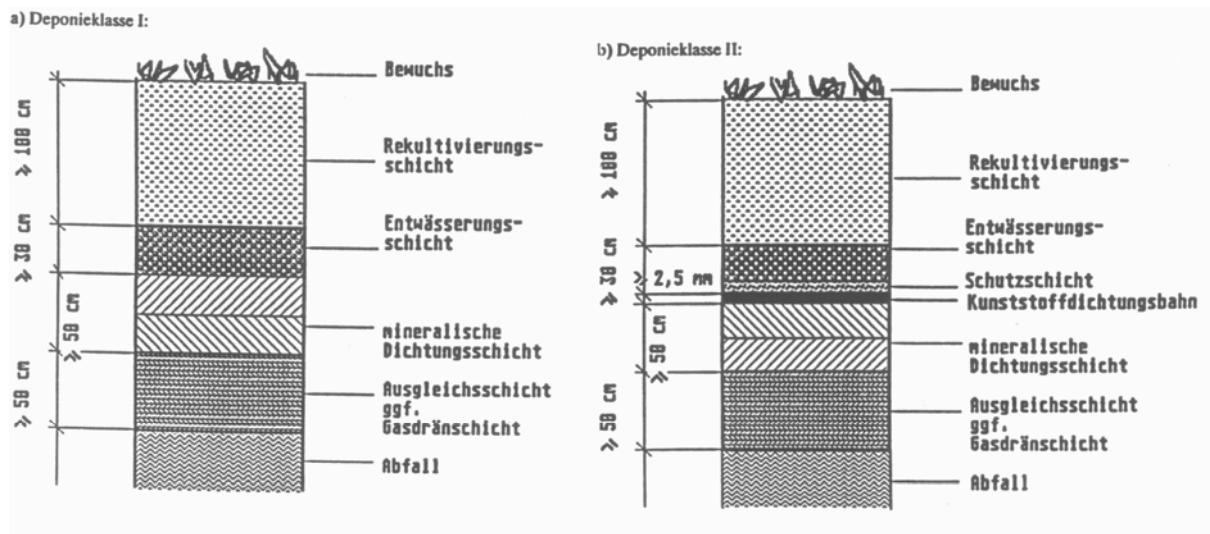


Abbildung 1.1: Deponieabdichtungssystem für die Deponieklassen I und II nach TA Siedlungsabfall (1993)

Aufgrund der Anforderungen an die Entwässerungsschicht kommen für diese nur Materialien in Frage, die ein Filterelement zum nicht weiter definierten Rekultivierungsmaterial erfordern. Im Rahmen des abgeschlossenen Vorläuferprojekts F 58 "Untersuchungen zur Beurteilung der Filterwirksamkeit von Geotextilien bei geringer hydraulischer Belastung" (Krug et al., 1997) wurde dazu u.a. festgestellt, dass bei den in Oberflächenabdichtungssystemen gegebenen geringen hydraulischen Beanspruchungen nur bei wenigen Böden die Notwendigkeit besteht, die unterschiedliche Filterwirksamkeit der zwischen der Rekultivierungsschicht und der Entwässerungsschicht anzuordnenden Geotextilien zu berücksichtigen.

In Erweiterung dieser Aussage wird nunmehr zum einen untersucht, ob Rekultivierungs- und Entwässerungsschichten ohne Beeinträchtigung der Funktionstüchtigkeit so ausgebildet werden können, dass sich zwischenliegende Filter erübrigen und damit Kosten gespart werden können. In diesem Zusammenhang ist zu klären, welche Eigenschaften und Merkmale die für solche Schichten in Frage kommenden Materialien aufweisen müssen. So muss ungeachtet der Filterstabilität beispielsweise eine ausreichende Dränwirksamkeit der Entwässerungsschicht gegeben sein. Diese Aspekte und die dies betreffenden Untersuchungen werden ausführlich in Kapitel 2 dieses Berichtes im Hinblick auf mineralische Dränschichten behandelt.

Bezüglich des Einsatzes von geosynthetischen Dränschichten in den zu behandelnden Abdichtungssystemen bestehen Unsicherheiten im Hinblick auf die langfristige mechanische und hydraulische Wirksamkeit, die im Rahmen der Forschungen im Zuge der verschiedenen Versuchsreihen überprüft wurden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden im Kapitel 3 dieses Berichts vorgestellt.

Der Wissensstand zum Problem der Beurteilung und Bemessung der Filterstabilität von Boden-Geotextil-Systemen wurde ausführlich in Krug et al. (1997) beschrieben. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit waren ausgehend vom Einsatz heterogener Rekultivierungsböden filtertechnisch kritische Böden verwendet und unterschiedliche Versuchstechniken zur Untersuchung solcher Filtersysteme erprobt worden, so dass mit den anstehenden Untersuchungen an diese Forschungen angeschlossen werden konnte. Filteruntersuchungen und Filterkriterien sind für Mineralkornfilter wie für Geotextilien zwar seit längerer Zeit bekannt, beziehen sich aber auf wasserbauliche Anwendungen und wurden daher vor dem Hintergrund erheblich höherer, z.T. auch dynamischer hydraulischer Beanspruchungen, als sie in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien gegeben sind, durchgeführt bzw. entwickelt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden bereits in Heyer et al. (1999) präsentiert, so dass im vorliegenden Bericht auf diesen Aspekt nicht weiter eingegangen wird.

Mit der Wirksamkeit von Oberflächenabdichtungssystemen befasst sich intensiv seit 1986 das Institut für Bodenkunde der Universität Hamburg im Zusammenhang mit verschiedenen Versuchsfeldern auf der Deponie Georgswerder, bei denen der Regelaufbau nach TA Abfall (1991), eine mineralische Oberflächenabdichtung ohne zusätzlicher Kunststoffdichtungsbahn und eine Kapillarsperre teilweise auch in unterschiedlichen Neigungsbereichen großmaßstäblich ausgeführt wurden. Die mittlerweile mehrjährigen Beobachtungen zeigen hierbei insbesondere bei der alleinigen mineralischen Abdichtung erhebliche Austrocknungserscheinungen mit einer deutlichen Zunahme der Durchsickerungsraten (Melchior, 1993; Melchior et al., 1994; Vielhaber, 1995).

Diese Beobachtungen könnten prinzipiell den Schluss zulassen, dass alleinige mineralische Oberflächenabdichtungen, wie sie in erheblichem Umfang in Bayern bisher ausgeführt wurden, nicht hinreichend wirksam sind. Dies kann jedoch durch Untersuchungen an bestehenden Deponien, über die beispielsweise Hämmerle (1997) berichtete, aber auch durch eigene Beobachtungen im Zusammenhang mit den durchgeführten Deponieaufgrabungen (Heyer et al., 1999 sowie Kapitel 5 dieses Berichts) nicht bestätigt werden. Damit ergab sich ein dringender Forschungsbedarf zur Abklärung dieser unterschiedlichen, gleichzeitig aber grundlegenden Feststellungen. Hierbei waren neben den jeweils spezifischen Standortbedingungen (Klima, Oberflächengestaltung, geographische Orientierung u.a.) auch die Bedeutung der Art und Mächtigkeit der Rekultivierungs-, Filter- und Entwässerungsschichten auf die Austrocknungsgefährdung der Dichtungsschichten, ggf. verbunden mit einer Durchwurzelung zu untersuchen. Eine Allgemeingültigkeit der Beobachtungen von Melchior (1993) und Melchior et al. (1994) ist ohne weitere umfassende Untersuchungen nicht ableitbar.

Literaturrecherchen zur speziellen Frage des Einflusses einer Aggregat- und Rissbildung auf das Wasserspeichervermögen von gemischtkörnigen Böden hatten ergeben, dass zumindest in den bodenmechanischen, bodenphysikalischen und bodenkundlichen Fachrichtungen für die aufgezeigten Fragestellungen keine unmittelbar verwertbaren Erkenntnisse vorlagen, so dass auch in dieser Hinsicht ein grundsätzlicher Forschungsbedarf abzuleiten war. Das Austrocknungs- und Wiederbefeuchtungsverhalten von mineralischen Abdichtungen – insbe-

sondere der gemischtkörnigen Abdichtungen – wird ausführlich im Abschlußbericht des Forschungsvorhabens F157 "Optimierung der Zusammensetzung gemischtkörniger Abdichtungsmaterialien" (Heyer et al., 2003a) beschrieben. Daher hat man sich in diesem Bericht auf Untersuchungen zum Verhalten der Rekultivierungs- und Dränschicht beschränkt.

Um das hydraulische Verhalten von mehrschichtigen, teilgesättigten Bodensystemen beobachten zu können, wurden im Sommer 1998 sechs bestehende Messfelder auf der Deponie Kienberg messtechnisch aufgewertet und der Wasserhaushalt der unterschiedlichen Abdichtungssysteme beobachtet. Die Betreuung der Messfelder oblag der Ingenieurgesellschaft Dr.-Ing. Steffen. Der dazugehörige "Schlussbericht über die Ermittlung von Daten einer Großlysimeteranlage zur Dimensionierung horizontaler Drain- und Filterelementen auf der Deponie Kienberg" liegt bei. Ebenso angefügt ist der vom Ingenieurbüro Obermayer verfasste „Bericht über die Fortführung der Messungen in den Jahren 2001 und 2002. Auf der Deponie Haslbach wurde ein zusätzliches Messfeld eingerichtet, das ebenfalls in Kapitel 6 dieses Berichtes beschrieben wird.

Als Ergänzung der Feldversuche wurden in der Klimakammer des Instituts ein "Säulenversuch" als großmaßstäblicher Laborversuch aufgebaut. Damit konnte das Verhalten einer gemischtkörnigen Rekultivierungsschicht in Kombination mit einer mineralischen Dränschicht bei Befeuchtungs- und Austrocknungsvorgängen beobachtet werden. Die Messergebnisse werden in Kapitel 7 dargestellt und diskutiert.

Den Abschluss des Berichtes bilden kurze Ausführungen zur analytischen Betrachtung des Wassertransportes in mehrschichtigen Abdichtungssystemen.

2 Untersuchungen zur Suffosions- und Filterstabilität mineralischer Schichten

2.1 Allgemeines

Im Hinblick auf die Filterstabilität zwischen zwei Bodenschichten wird die mechanische und die hydraulische Filterstabilität unterschieden, was auch für etwaige geosynthetische Filter- und/oder Dränschichten gilt. Die mechanische Filterwirksamkeit beschreibt dabei, dass nur ein begrenzter Bodenanteil z.B. aus einem Rekultivierungsmaterial infolge von Strömungsprozessen in die Entwässerungsschicht eingetragen werden darf, damit die Dränwirksamkeit der Entwässerungsschicht nicht eingeschränkt wird. Wenn diese mechanische Filterwirksamkeit gegeben ist, sind die beiden betrachteten Schichten zueinander filterstabil, so dass es keiner zusätzlichen Filterschicht bedarf. Der Nachweis erfolgt im Regelfall für den hier zu betrachtenden Anwendungsfall über die Filterkriterien nach Terzaghi oder Cistin/Ziems, wobei aber aufgrund der verwendbaren Körnungen die Anwendungsgrenzen dieser Kriterien erreicht werden, so dass ergänzende Versuche zur Filterstabilität erforderlich werden.

Stellt sich heraus, dass die beiden betrachteten Schichten, hier Rekultivierungs- und Entwässerungsschicht, nicht von sich aus zueinander filterstabil sind, ist eine Filterschicht vorzusehen, für die wiederum der Nachweis der mechanischen Filterstabilität zu erbringen ist. Zusätzlich ist die hydraulische Filterwirksamkeit nachzuweisen, die besagt, dass die Strömung im Bereich des Filters möglichst druckverlustarm stattfinden soll, d.h. es darf keine Kolmation oder Filterkuchenbildung im Filterbereich auftreten. Nach dem Regelaufbau gemäß der Abbildung 1.1 sind Filterschichten a priori nicht vorgesehen. Da aber als Entwässerungsschicht aufgrund der Anforderung an den Durchlässigkeitsbeiwert nur enggestufte Böden in Frage kommen, ist der Einbau eines Filters allein schon aus Gründen der Trennung dieser Schicht vom Rekultivierungsmaterial erforderlich, um eine im Zuge des Bauablaufs nicht zu vermeidende Vermischung beider Schichten zu verhindern.

Im Hinblick auf die mechanische Filterwirksamkeit ist zu bedenken, dass als Rekultivierungsmaterial hauptsächlich in der Körnung weitgestufte Materialien eingesetzt werden, bei denen erst das Feinkorn im Sinne einer Suffosion mobilisiert werden muß, bevor das Filtermaterial dieses im Sinne der mechanischen Filterwirksamkeit stützen bzw. vor einem Ausstrag hindern kann.

Als Alternative zum Regelaufbau sollte auf der Grundlage von Erfahrungen mit einem konkreten abgeschlossenen Deponieprojekt in einem Untersuchungsschwerpunkt untersucht werden, inwieweit die Entwässerungsschicht mit einer Dicke von 30 cm nach dem Regelaufbau (siehe Abbildung 1.1) durch zwei Schichten mit je 15 cm ersetzt werden könnte, wobei die untere Schicht aus einem enggestuften Material mit einem der Anforderung entsprechenden Durchlässigkeitsbeiwert und die obere Schicht aus einem weitgestuften Boden, also einen üblichen Frostschutzkies bestehen sollte. Soweit eine Filterstabilität des Gesamtaufbaus gegeben ist, hätte dieser Aufbau möglicherweise wirtschaftliche Vorteile, weil zum einen das Material für die genannte obere Schicht kostengünstiger ist und zum anderen auf ein Filtervlies zwischen dieser oberen Schicht und dem Rekultivierungsmaterial ggf. verzichtet werden kann, das andernfalls stets vorzusehen wäre.

2.2 Filterstabilität von weitgestuften zu enggestuften grobkörniger Böden

2.2.1 Vorbemerkung

In diesem Teilprojekt wird die Filterstabilität zwischen weitgestuften Kiesen (GW) und enggestuften Kiesen (GE) betrachtet, wobei letztere Stoffe als eigentliche Entwässerungsschicht und die weitgestuften Kiese als mineralischer Filter zur Rekultivierungsschicht zu sehen sind. Im Mittelpunkt der versuchstechnischen Untersuchungen stehen die Suffosions- und Erosionsbeständigkeit der weitgestuften Kiese bzw. inwieweit die Einbaubedingungen, gekennzeichnet durch den Wassergehalt und die Trockendichte, mögliche Kornumlagerungen im weitgestuften Kies beeinflussen.

2.2.2 Untersuchte Böden

Als Material für die Entwässerungsschicht wurde Kies der Körnung 16/32 mm gewählt. Für den weitgestuften Kies wurde das gesamte Körnungsband, wie es sich aus den Kriterien der DIN 18196 ableiten lässt, abgedeckt, d.h. die Korngrößenmassenanteile des Korndurchmessers $d < 0,06$ mm sind zwischen 0 und 5 % und die Korngrößenmassenanteile des Korndurchmessers $d < 2$ mm sind ca. zwischen 10 und 60 % variiert worden. Die Körnungslinien der verschiedenen eingesetzten weitgestuften Kiese sowie der enggestufte Kies der Körnung 16/32 mm sind der Abbildung 2.1 zu entnehmen.

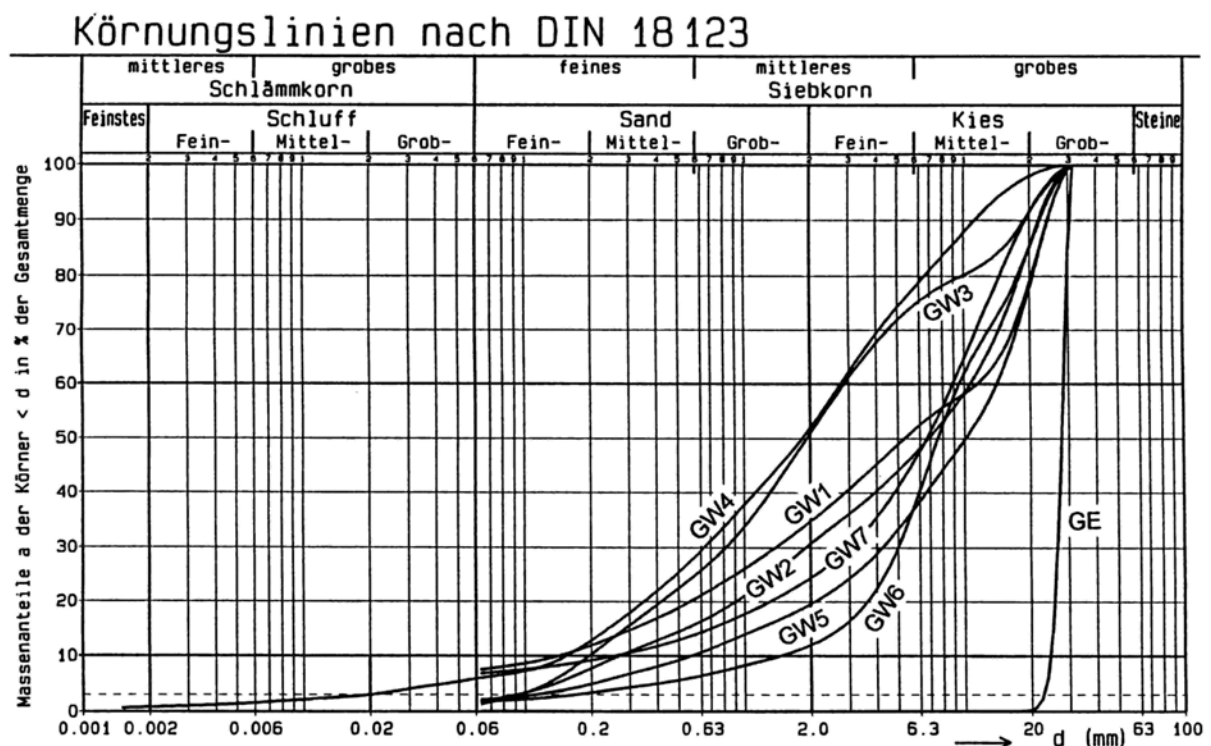


Abb. 2.1: Korngrößenverteilung der eingesetzten Kiese

Weitere Kennwerte der weitgestuften Kiese wie die Ungleichförmigkeit U , die Krümmungszahl C , die Rohdichte ρ_s , der optimale Wassergehalt w_{Pr} , die Proctordichte ρ_{Pr} , beziehungsweise die lockerste Lagerung $\min \rho_d$ und die dichteste Lagerung $\max \rho_d$ sind in Tabelle 2.1 zusammengefasst. Die Durchlässigkeitsbeiwerte k der weitgestuften Kiese liegen im Bereich von $k = 1 \cdot 10^{-4}$ m/s. Bei der Bestimmung der Durchlässigkeitsbeiwerte wurden sehr geringe

hydraulische Gradienten eingestellt. Eine Kornumlagerung in der Probe wurde dabei nicht festgestellt.

Bei den Versuchsböden mit vergleichsweise geringen Anteilen an Feinkorn wurde anstatt der Proctordichte die lockerste und dichteste Lagerung zur Beschreibung der Verdichtungseigenschaften bestimmt.

Kennwerte	GW 1	GW 2	GW 3	GW 4	GW 5	GW 6	GW 7
Anteil $d < 0,063 \text{ mm}$ [%]	7,4	1,5	1,1	5,1	2,5	1,7	6,7
Anteil $0,063 < d < 2,0 \text{ mm}$ [%]	27,4	29,2	49,9	46,1	17,6	10,3	17,7
Anteil $d > 2,0 \text{ mm}$ [%]	65,2	69,2	49	48	80,4	88	75,6
Ungleichförmigkeit U	80	39,5	14,55	17,9	24,6	6,5	34,5
Krümmungszahl C	1,16	1,25	1,19	1	2,24	1,81	3,91
Rohdichte ρ_s [g/cm ³]	2,723	2,722	2,737	2,754	2,735	2,735	2,740
Optimale Wassergehalt w_{Pr} [%]	5,89	-	-	6,37	-	-	5,93
Proctordichte ρ_{Pr} [g/cm ³]	2,325	-	-	2,285	-	-	2,342
Lockerste Lagerung min ρ_d [g/cm ³]	-	1,928	1,841	-	1,847	1,804	-
Dichteste Lagerung max ρ_d [g/cm ³]	-	2,226	2,162	-	2,184	2,082	-

Tab. 2.1: Zusammenfassung der Kennwerte der eingesetzten weitgestuften Kiese

Eine Betrachtung der Filterstabilität anhand der Kriterien von Cistin/Ziems (1969) zwischen den eingesetzten weitgestuften Kiesen (Basiserdstoff) und dem enggestuften Kies (Filtererdstoff) der Körnung 16/32 mm hatte ergeben, dass zum einen mit Ungleichförmigkeitszahlen der Basiserdstoffe mit $U > 20$ und zum anderen mit Korngrößen im Basiserdstoff mit $d < 0,1 \text{ mm}$, der zulässige Bereich der Anwendungsgrenzen des Kriteriums überschritten wird. Eine weitere Voraussetzung für die Anwendbarkeit der Kriterien von Cistin/Ziems ist, dass Basis- und Filtererdstoff selbst suffosionsstabil sind, was überprüft werden kann, indem die Korngrößenverteilungen der Basiserdstoffe in zwei Teile getrennt wird und wiederum anhand des Filterkriteriums von Cistin/Ziems untersucht wird, ob die beiden Korngrößenverteilungen zueinander filterstabil sind. Dabei stellt man fest, dass mit Ausnahme von GW 3 entweder die Anwendungsgrenzen des Kriteriums überschritten sind oder die aufgrund der Trennung entstandenen Böden zueinander nicht filterstabil bzw. nicht suffosionsstabil sind.

Eine zusätzliche Überprüfung der geometrischen Suffosionsstabilität der weitgestuften Kiese mit den Kriterien weiterer Autoren, wie Lubockov (1965), Busch/Luckner (1974) oder Burenkova (1993) führt im Vergleich zum Kriterium nach Cistin/Ziems zum Teil zu ähnlichen aber auch zu konträren Ergebnissen.

Neben der geometrischen Suffosionsstabilität wurde zudem die hydraulische Suffosionsstabilität anhand der Kriterien weiterer Autoren untersucht. Für den Fall, dass aufgrund der Porenkanalgeometrie (geometrisches Kriterium) des Erdstoffes eine Suffosion möglich ist, kann mit unterschiedlichen Verfahren ein kritisches hydraulisches Gefälle i_{krit} bestimmt werden, ab welchem die Strömungskraft des Wassers so groß ist, dass bestimmte Kornfraktionen umgelagert werden. Ähnlich wie bei den geometrischen Suffosionskriterien, werden auch bei den hydraulischen Suffosionskriterien der verschiedenen Autoren wie Istomina (1957), Busch/Luckner (1974) und Cistin/Ziems (1969) sehr unterschiedliche Werte für i_{krit} berechnet, so dass eine generelle beziehungsweise einheitliche Aussage über die Suffosionsstabilität

der weitgestuften Kiese anhand bekannter Kriterien nicht möglich ist. Somit wurde eine experimentelle Untersuchung der Suffosionsstabilität erforderlich.

2.2.3 Versuchstechnik und Versuchsdurchführung

Die Versuchstechnik ist in Abbildung 2.2 schematisch dargestellt. Die Bodenprobe wird mit definierten Einbaubedingungen (Wassergehalt w und Trockendichte ρ_d) in die Durchlässigkeitszelle (Proctorzylinder) eingebaut und bei konstanter hydraulischer Druckhöhe Δh entgegen der Schwerkraft durchströmt. Die statische Auflast auf der Bodenprobe von 20 kPa entspricht in etwa einer ein Meter dicken Bodenschicht.

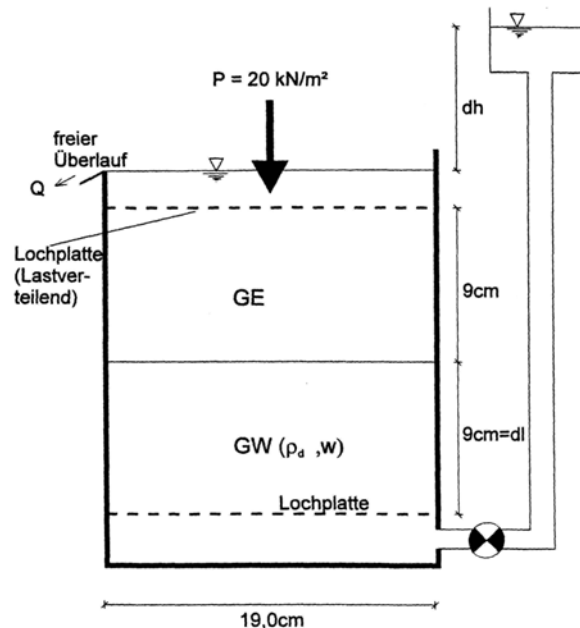


Abb. 2.2: Skizze der Versuchsanordnung zur Untersuchung der Filter- und Suffosionsstabilität

Die Bodenprobe besteht aus einer Schicht weitgestuften Kies, an dessen Ausströmseite sich eine Schicht aus enggestuften Kies der Körnung 16/32 mm anschließt. Die hydraulische Druckhöhe Δh wird schrittweise erhöht, bis sich maximal ein hydraulischer Gradient $i = \Delta h / \Delta l = 23$ ergibt. Durch die Messung der Wasserdurchflussmenge Q pro Zeiteinheit wird ein Durchlässigkeitsbeiwert k des Gesamtsystems bestimmt. Weitere Messparameter sind die Masse und die Korngrößenverteilung des Bodenaustrags. Der Versuch wird abgebrochen, wenn Suffosionserscheinungen, wie lokale oder großflächige bevorzugte Wasserwegigkeiten im weitgestuften Kies auftreten. Das kritische hydraulische Suffosionsgefälle i_{krit} entspricht auf der sicheren Seite liegend dem Gradienten, bei dem gerade noch keine Suffosion auftritt. Dies ergibt sich zum einen aus Beobachtungen während des Versuchs oder aus der Auswertung der k -Werte der Versuche. Zeigt sich hierbei eine schlagartige Erhöhung der Durchlässigkeit k_{10} (Bezugstemperatur 10°C) ist dies auf Suffosionserscheinungen zurückzuführen.

Beispielhaft ist die Bestimmung des kritischen hydraulischen Gefälles i_{krit} für einen ausgewählten Versuch in den Abbildungen 2.3 und 2.4 dargestellt. In Abbildung 2.3 sind die gemessenen Durchlässigkeitsbeiwerte k in Abhängigkeit von der Versuchsdauer aufgetragen. Die gemittelten Durchlässigkeitsbeiwerte wurden in Abbildung 2.4 in Abhängigkeit vom jewei-

ligen hydraulischen Gradienten i dargestellt. Der erkennbare Anstieg des Durchlässigkeitsbeiwertes k bei $i = 4$ wird als kritisches hydraulisches Suffosionsgefälle i_{krit} definiert.

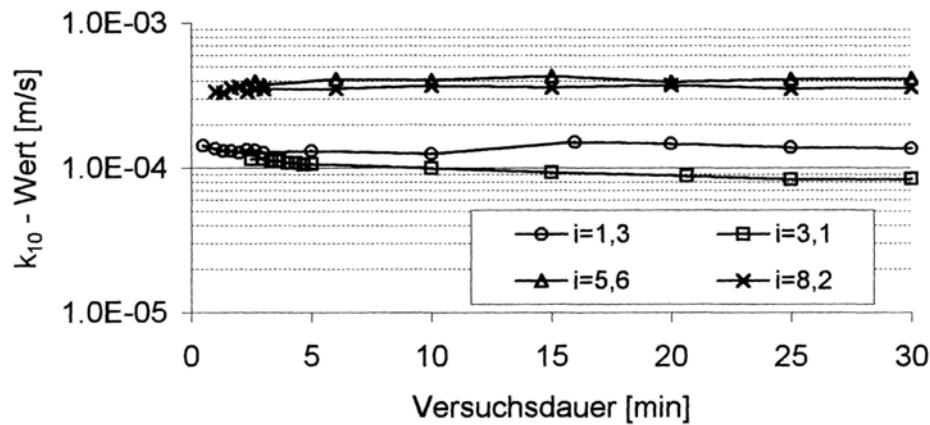


Abb. 2.3: Gemessene k_{10} -Werte in Abhängigkeit von der Versuchsdauer

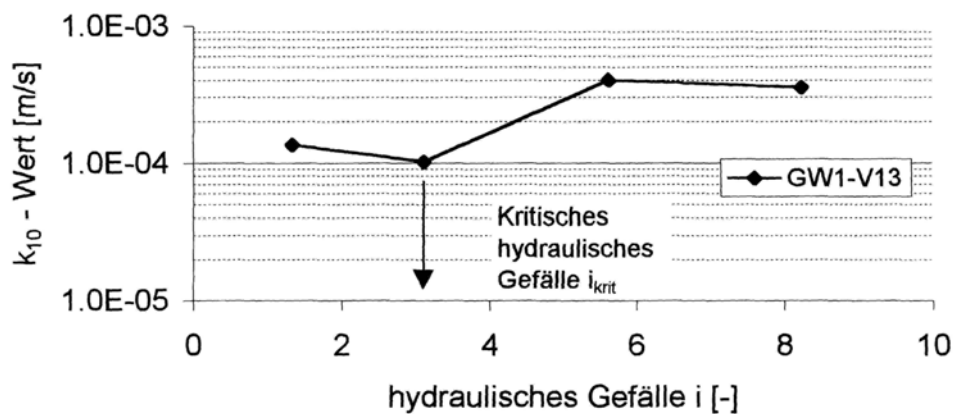


Abb. 2.4: Gemittelte k_{10} -Werte in Abhängigkeit vom hydraulischen Gefälle i

2.2.4 Versuchsprogramm

Aus dem in Tabelle 2.2 dargestellten Versuchsprogramm können die jeweiligen Bezeichnungen der durchgeführten Versuche entnommen werden. Bei den Versuchen wurde die Trockendichte ρ_d der weitgestuften Kiese variiert. Die Wassergehalte der eingebauten weitgestuften Kiese liegen auf der trockenen Seite der Proctorkurve zwischen 1 und 6 %. Dieser Wassergehalt resultiert aus den Einzelwassergehalten der Kornfraktionen aus denen die weitgestuften Kiese zusammengestellt wurden.

ρ_d [g/cm ³]	GW 1	GW 2	GW 3	GW 4	GW 5	GW 6	GW 7
1,8				GW4-V13	GW5-V1	GW6-V1 GW6-V2	
1,9	GW1-V13 V20	V13	V6 V36	GW4-V10	GW5-V3		GW7-V1
2	GW1-V8 V21	V15	V19 V39	GW4-V8 GW4-V9 GW4-V11			GW7-V4
2,1	GW1-V11 V22 V23 V24	GW2-V1	V40	GW4-V12			GW7-V2
2,2	V26 GW1-V15 GW1-V9	V18 V16					GW 7-V3
2,3	V27 V28	V4					

Tab. 2.2: Übersicht über die durchgeführten Versuche

2.2.5 Versuchsergebnisse

Die kritischen hydraulischen Gefälle, die sich aus den Versuchen ergeben sind in Tabelle 2.3 zusammengefasst. Zudem sind in dieser Tabelle die Kornmassen enthalten, die während des Versuchs aufgrund einer Durchströmung aus den weitgestuften Kiesen in den enggestuften Kies umgelagert wurden.

ρ_d [g/cm ³]	GW 1	GW 2	GW 3	GW 4	GW 5	GW 6	GW 7
1,8				4 / 216g	⊗ / 228g	⊗ / 67g ⊗ / 12g	
1,9	3,1 / 147g ⊗ / -	⊗ / 77g	4,0 / 181g ↑↑ (13,2) / 31g	14 / 338g	⊗ / 6g		⊗ / 72g
2	⊗ / 70g 2,8 / 73g	8,57 / -	↑↑ (10,9) / 5g ↑↑ (21,9) / 3g	↑↑ (14) / 151g 18,7 / 232g 14 / 228g			⊗ / 24g
2,1	⊗ / 85g 1,6 / 15g 1,6 / 3g ⊗ / 40g	↑↑ (23) / 19g	↑↑ (22) / 41g	18 / 318g			⊗ / 78g
2,2	⊗ / 46g ⊗ / 5g ⊗ / 2g	↑↑ (13,9) / 72g 11,61 / 17g					↑↑ (23) / 80g
2,3	⊗ / 9g ⊗ / 22g	↑↑ (21,7) / 9g					

Tab. 2.3: Zusammenstellung der kritischen hydraulischen Gradienten i_{krit} und der umgelagerten Kornmassen

Symbolerklärung:

⊗ / m : Suffosion beim Sättigen der Probe / Eingelagerte Masse m in GE

↑↑ (i) / m : keine Suffosion bis i = Zahlenwert / Eingelagerte Masse m in GE

i / m : Suffosion ab i = Zahlenwert / Eingelagerte Masse m in GE

Aus dem oben beschriebenen Versuchsprogramm ergeben sich für die untersuchten weitgestuften Kiesen folgende Punkte hinsichtlich der Suffosionsstabilität:

- Für weitgestufte Kiese mit den Kriterien
 - Schluffanteil $\leq 2,5$ %
 - Sandanteil 10 bis 18 %
 - Krümmungszahl $C > 1,8$

wurden Suffosionserscheinungen bereits beim Sättigen der Bodenprobe festgestellt. Liegt der Schluffanteil bei 5 % und der Sandanteil bei 18 % nimmt i_{krit} tendenziell mit steigender Trockendichte ρ_d zu.

2. Für weitgestufte Kiese mit den Kriterien

Schluffanteil $\leq 5 \%$

Sandanteil 45 bis 50 %

Krümmungszahl $C < 1,19$

nehmen die kritischen hydraulischen Gefälle i_{krit} mit steigender Trockendichte ρ_d zu. Liegt der Feinkornanteil bei ca. 5 % ist i_{krit} tendenziell geringer.

3. Für weitgestufte Kiese mit den Kriterien

Sandanteil 27 bis 30 %

Krümmungszahl $C \approx 1,2$

konnte keine Suffosionsstabilität festgestellt werden, wenn der Schluffanteil ca. 5 % beträgt. Bei einem Schluffanteil von 0 % nimmt i_{krit} mit zunehmender Trockendichte ρ_d zu.

Die Analysen der Korngrößen der umgelagerten Kornfraktionen ergab, dass Korngrößen bis zu 8 mm entweder im Korngerüst der weitgestuften Kiese umgelagert wurden oder im Falle von bevorzugten Wasserwegen sich Material mit diesen Korngrößen in den grobkörnigen Kies eingelagert hatten.

Berücksichtigt man zusammenfassend die Einbaubedingungen der weitgestuften Kiese im praktischen Anwendungsfall, wo Einbaudichten von $\rho_d = 1,9 \text{ g/cm}^3$ weit verbreitet sind, ist eine Einteilung der weitgestuften Kiese hinsichtlich deren Suffosionsstabilität in zwei Bereiche möglich. Diese Bereiche sind in Abbildung 2.5 dargestellt. Daraus geht hervor, dass beispielsweise ein weitgestufter Kies im Bereich 2 in jedem Fall bei einer Trockendichte $\rho_d \leq 1,9 \text{ g/cm}^3$ nicht suffosionsstabil ist. Im Gegensatz dazu wäre ein weitgestufter Kies im Bereich 1, der insgesamt einen verhältnismäßig kleinen Ausschnitt des gesamten Körnungsbandes der weitgestuften Kiese darstellt, bereits mit einer Trockendichte $\rho_d = 1,9 \text{ g/cm}^3$ bis zu einem hydraulischen Gefälle von $i = 4$ suffosionsstabil (vgl. Tabelle 2.3)

Körnungslinien nach DIN 18123

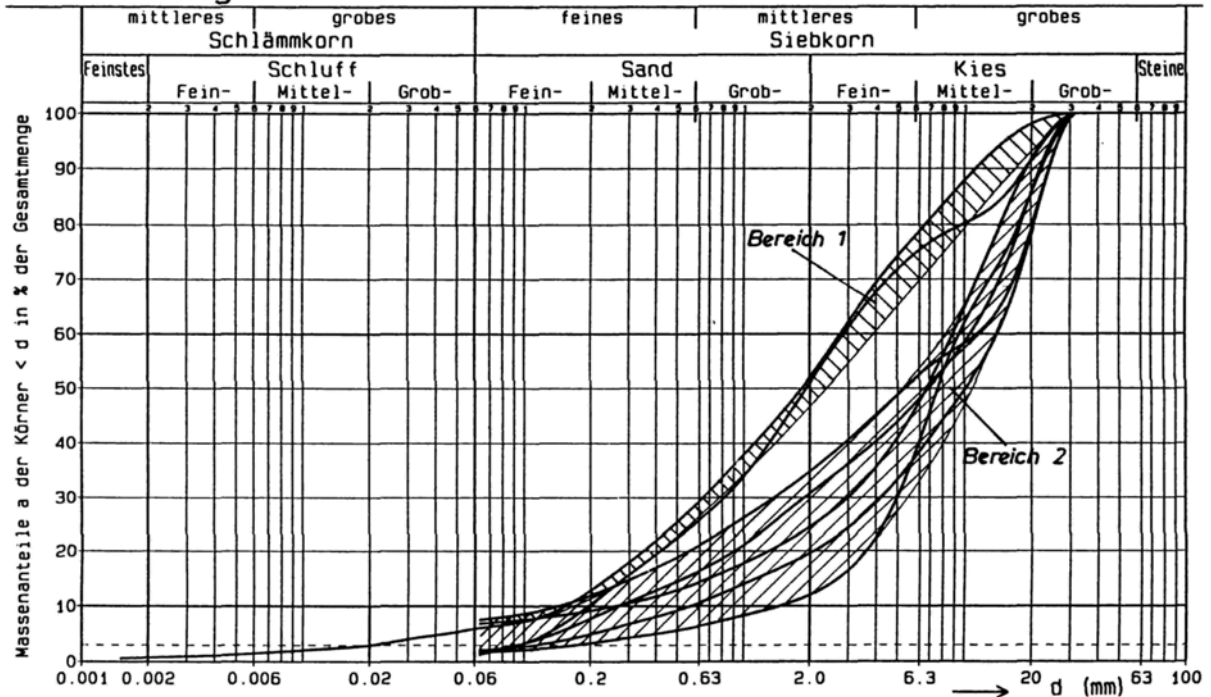


Abb. 2.5: Einteilung der weitgestuften Kiese in einen suffosionsstabilen (Bereich 1) und instabilen Bereich (Bereich 2)

2.3 Suffosionsstabilität von schluffigen gemischtkörnigen Böden

2.3.1 Vorbemerkung

Das zweite Teilprojekt befaßt sich mit der Filterstabilität zwischen schluffigen Kiesen, die das Rekultivierungsmaterial repräsentieren, und den weitgestuften Kiesen. In einem ersten Schritt wird in Reihenuntersuchungen die Suffosionsstabilität der schluffigen Kiese betrachtet.

2.3.2 Untersuchte Böden

Um das gesamte Körnungsband der schluffigen Kiese (Bodengruppe GU nach DIN 18196) abzudecken, wurde zum einen der Kornmassenanteil der Korngröße $d < 0,06$ mm zwischen 5 und 15 % und zum anderen die Krümmung C der Körnungslinie variiert. Die untersuchten Korngrößenverteilungen sind in Abbildung 2.6 dargestellt. Weitere Kennwerte der schluffigen Kiese wie die Ungleichförmigkeit U , die Krümmungszahl C , die Rohdichte ρ_s , der optimale Wassergehalt w_{Pr} und die Proctordichte ρ_{Pr} sind in Tabelle 2.4 zusammengefaßt.

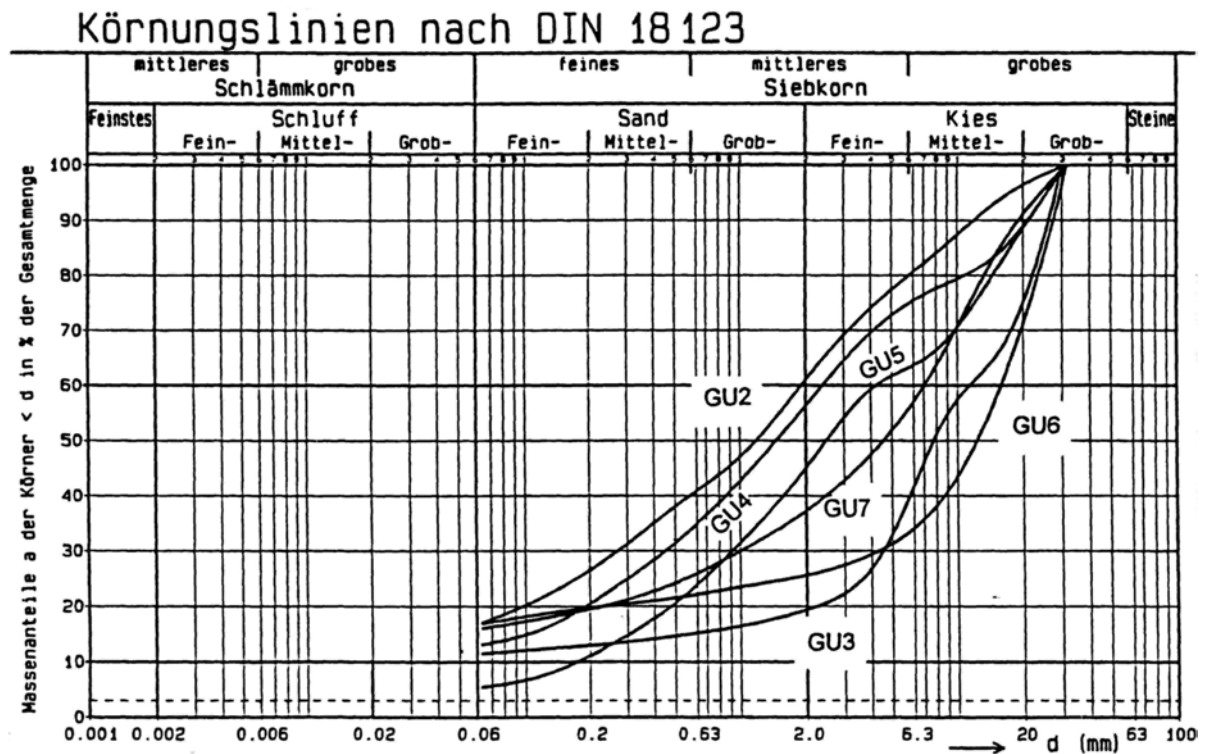


Abb. 2.6: Kornverteilungen der untersuchten schluffigen Kiese

Kennwerte	GU 2	GU 3	GU 4	GU 5	GU 6	GU 7
Anteil $< 0,063$ mm [%]	14,3	11,1	12,9	5,3	16,7	15,9
Anteil $0,063 < d < 2,0$ mm [%]	44,3	8	43,4	39,7	8,9	21,4
Anteil $> 2,0$ mm [%]	41,2	80,9	43,7	55	74,4	62,7
Ungleichförmigkeit U	61,6	228	59,9	24,2	503,1	224,4
Krümmungszahl C	1,24	36,21	2,12	1,14	38	4,6
Rohdichte ρ_s [g/cm ³]	2,712	2,761	2,743	2,732	2,722	2,737
Optimale Wassergehalt w_{Pr} [%]	7,15	6,63	7,49	7,83	6,36	6,79
Proctordichte ρ_{Pr} [g/cm ³]	2,252	2,315	2,245	2,238	2,263	2,271

Tab. 2.4 Zusammenstellung der Kennwerte der untersuchten schluffigen Kiese

Eine Untersuchung sowohl der hydraulischen als auch der geometrischen Suffusionsstabilität der schluffigen Kiese auf der Grundlage der in der Literatur angegebenen Kriterien ist problematisch. Ursache ist der Kornmassenanteil der Korngrößen $d < 0,06$ mm mit mindestens 5 %, der bewirkt, dass die Anwendungsgrenzen der Kriterien bei weitem überschritten werden. Zudem werden bei diesen Kriterien in der Regel ausschließlich die Korngrößenverteilungen berücksichtigt und nicht die Einbaubedingungen, wie der Wassergehalt und die Trockendichte. In Anbetracht der Tatsache, dass bei diesen Bodengruppen auf der trockenen und auf der nassen Seite der Proctorkurve unterschiedliche Aggregatstrukturen vorliegen und sich dadurch unterschiedliche Durchlässigkeitsbeiwerte ergeben, ist zu folgern, dass auch die Einbaubedingungen die Suffusionsstabilität beeinflussen.

2.3.3 Versuchstechnik und Versuchsdurchführung

Die Versuchsanordnung entspricht der in Abbildung 2.2 schematisch dargestellten Versuchseinrichtung. Die Bodenprobe besteht dabei lediglich aus einer Schicht schluffigem Kies, der mit definierten Einbaubedingungen (Wassergehalt und Trockendichte) in die Versuchszelle eingebaut wird. Auf der Ausströmseite der hier 7 cm hohen Bodenprobe befindet sich eine Lochplatte, die die statische Auflast von 20 kPa gleichmäßig auf die Probenfläche verteilt. Die Versuchsdurchführung sowie die Auswertung entsprechen dem im Abschnitt 2.2 beschriebenen Vorgehen.

2.3.4 Versuchsprogramm

In Tabelle 2.5 ist das Versuchsprogramm dargestellt. Dieser Tabelle können die Versuchsbezeichnungen mit den zugehörigen Einbaubedingungen entnommen werden. Die Wassergehalte auf der trockenen Seite der Proctorkurve ergeben sich aus den Einzelwassergehalten der Kornfraktionen aus denen die schluffigen Kiese aufbereitet wurden. Die Wassergehalte auf der nassen Seite der Proctorkurve wurden entsprechend eingestellt.

Trockendichte ρ_d [g/cm ³]		1,8	1,9	2,0	2,1	2,2
GU 2	D_{Pr} [%]	79,9	84,4	88,8	93,3	97,7
	w = 3,9%	V 12	V 10	V 11	V 13	
	w = 7,2%		V 17	V 18	V 19	V 20
	w = 8,4%		V 14	V 15	V 16	
GU 3	D_{Pr} [%]	77,8	82,1	86,4	90,7	95
	w = 2,2%		V 1	V 2	V 3	V 4
GU 4	D_{Pr} [%]	80,2	84,6	89,1	93,5	98
	w = 1,2%		V 1	V 2	V 3	V 4
	w = 8,2%		V 5	V 6	V 7	
GU 5	D_{Pr} [%]	80,4	84,9	89,4	93,8	98,3
	w = 0,8%	V 1	V 2	V 3	V 6	V 8
	w = 8,1%		V 4	V 5	V 7	V 9
GU 6	D_{Pr} [%]	79,5	84	88,4	92,8	97,2
	w = 2,3%			V 1	V 2	V 3
	w = 7,5%				V 4	V 5
GU 7	D_{Pr} [%]	79,3	83,7	88,1	92,5	96,9
	w = 1,5%			V 5	V 3	V 2
	w = 8,4%				V 4	V 1

Tab. 2.5: Übersicht über die durchgeführten Versuche

2.3.5 Versuchsergebnisse

Die aus den Versuchen ermittelten kritischen hydraulischen Gradienten, ab welchen Suffosionserscheinungen aufgetreten sind, können für die schluffigen Kiese GU2, GU4 und GU5 der Tabelle 2.6 entnommen werden. Für die restlichen schluffigen Kiese war eine Bestimmung des kritischen hydraulischen Gradienten nicht möglich, da Suffosionserscheinungen bereits beim Sättigen der Probe vor Versuchsstart auftraten.

Trockendichte ρ_d [g/cm ³]		1,9	2,0	2,1	2,2
GU 2	w = 3,9%	15,7	18,6	> 24,5	
	w = 7,2%	11,6	24,5	> 24,5	> 24,5
	w = 8,4%	13,1	15,9	> 24,5	
GU 4	w = 1,2%	14,3	> 24,5	> 24,5	> 24,5
	w = 8,2%	7,1	18,8	> 24,5	
GU 5	w = 0,8%	12,9	12,9	> 24,5	> 24,5
	w = 8,1%	7,1	4,3	> 24,5	> 24,5

Tab. 2.6: Zusammenstellung der kritischen hydraulischen Suffosionsgefälle i_{krit} der schluffigen Kiese GU 2, GU 4 und GU 5

Auf der Grundlage der Versuche können die schluffigen Kiese in die drei nachfolgend beschriebenen Bereiche unterteilt werden. Diese Bereiche sind in Abbildung 2.7 dargestellt.

Bereich 1

Die Kriterien für Bereich 1 sind:

Schluffanteil: 5 bis 15 %

Sandanteil: 40 bis 45 %

Ungleichförmigkeit: $U < 62$

Krümmungszahl: $C < 2,12$

In diesem Bereich nimmt das kritische hydraulische Suffosionsgefälle i_{krit} mit zunehmender Trockendichte ρ_d zu. Ab etwa einer Trockendichte $\rho_d \geq 2,1$ g/cm³ (entspricht etwa 0,94 ρ_{Pr}) ist unter diesen Versuchsrandbedingungen keine Suffosion aufgetreten. Gleichzeitig sind die Bodenaustragsmengen bei diesen Einbaubedingungen deutlich zurückgegangen. Ab $\rho_d \geq 2,1$ g/cm³ wurde kein Einfluß des Wassergehaltes auf die Suffosionserscheinungen festgestellt. Bei geringen Verdichtungen kommt es bei höheren Wassergehalten früher zu einer Suffosion als bei geringeren Wassergehalten.

Bereich 2

Die Kriterien für Bereich 2 sind:

Schluffanteil: ca. 16 %

Sandanteil: ca. 21 %

Ungleichförmigkeit: $U \approx 224$

Krümmungszahl: $C \approx 4,5$

In diesem Bereich traten Suffosionserscheinungen bei geringen Verdichtungen bereits beim Sättigen der Bodenprobe vor Versuchsstart auf. Bei höheren Trockendichten erfolgte eine Suffosion erst bei höheren hydraulischen Gradienten. Im Vergleich zu Bereich 1 wurde aber keine Suffosionsstabilität festgestellt.

Bereich 3

Die Kriterien für Bereich 3 sind:

Schluffanteil: 10 bis 17 %

Sandanteil: 8 bis 9 %

Ungleichförmigkeit: $U < 228$ bis 503

Krümmungszahl: $C > 36$

In diesem Bereich konnte keine Suffosionsstabilität festgestellt werden. Selbst bei hohen Trockendichten und geringen hydraulischen Gefällen zeigten sich bereits beim Sättigungsvorgang der Bodenprobe Suffosionserscheinungen.

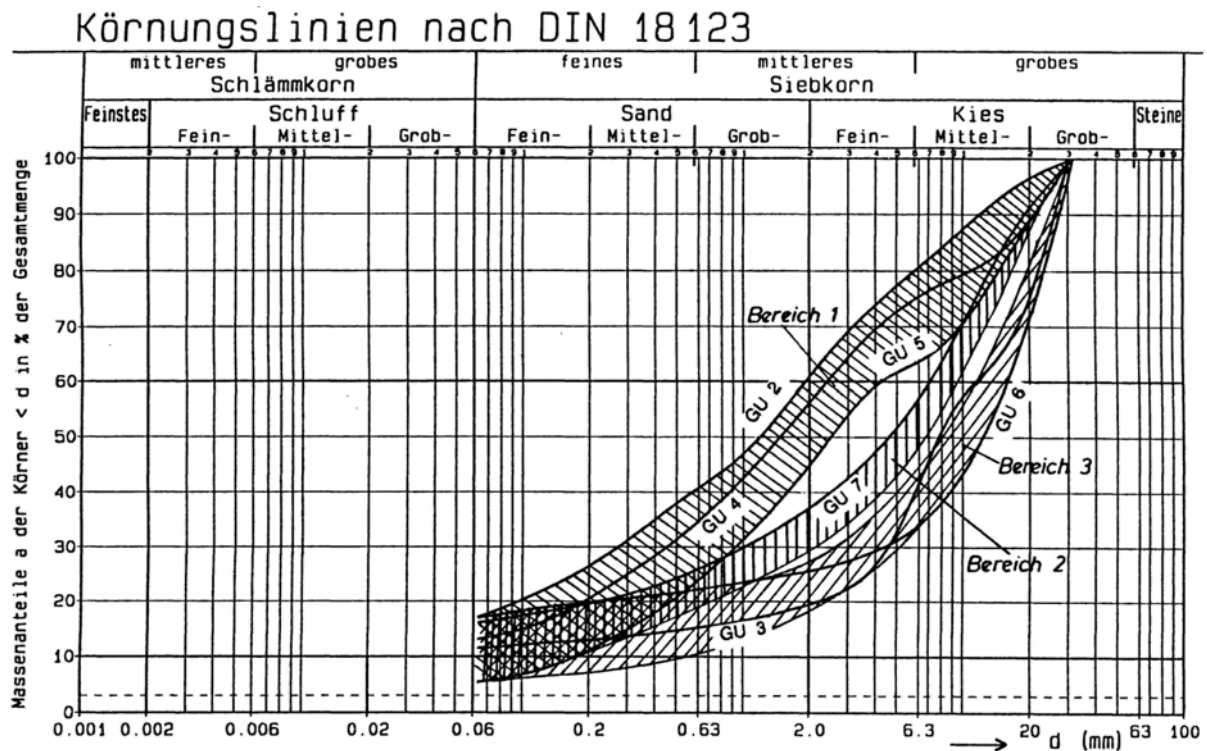


Abb. 2.7: Unterteilung der schluffigen Kiese in drei Bereiche mit unterschiedlichem Strömungsverhalten

Auf der Grundlage der Ergebnisse dieser Versuche gestaltet sich das weitere Vorgehen in diesem Teilprojekt derart, dass untersucht wird, inwieweit grobkörnige Schichten oder Schichten aus weitgestuften Kiesen auf der Ausströmseite der schluffigen Kiese die Suffosionserscheinungen beeinflussen beziehungsweise unterbinden können.

3 Geosynthetische Dränmatten

3.1 Allgemeines und Produktübersicht

3.1.1 Vorbemerkungen

Eine weitere Möglichkeit, Oberflächenabdichtungssysteme zu modifizieren und zu optimieren, bietet der Einsatz von geosynthetischen Dränmatten als Ersatz für mineralische Drän-schichten. Dränmatten besitzen in der Regel einen mehrschichtigen Aufbau und bestehen aus einem Dränkörper sowie einseitig oder beidseitig befestigten Vliesstoffen. Um eine große Durchlässigkeit des Dränkörpers zu erzielen, weist dieser einen großen Porenanteil auf und besteht zumeist aus regelmäßig oder unregelmäßig angeordneten Kunststoffdrähten, Geogittern oder Noppenbahnen. Die Vliesstoffe sind thermisch oder mechanisch verfestigt. Die einzelnen Schichten werden miteinander vernäht, verschweißt oder verklebt, um eine hohe innere Scherfestigkeit zu erzielen.

Geosynthetische Dränmatten können sowohl die Funktion der mineralischen Sickerwasserdränageschicht als auch der Gasdränageschicht übernehmen, wobei insbesondere im zweiten Anwendungsfall der chemischen Beständigkeit besondere Bedeutung zukommt.

Die vergleichsweise großen Flächenmassen der geosynthetischen Dränmatten sowie die in der Regel vorhandene Nachgiebigkeit bei hohen punktuellen oder flächigen Belastungen ermöglichen auch den Einsatz als Schutzschicht für Kunststoffdichtungsbahnen. Der Einsatz von geosynthetischen Dränmatten ermöglicht somit eine erhebliche Reduzierung sowohl der Mächtigkeit des Oberflächenabdichtungssystems als auch der Anzahl der sonst erforderlichen Trenn-, Filter- und Schutzschichten.

3.1.2 Anforderungen an die geosynthetischen Dränmatten

Aufgrund der oben beschriebenen Anwendungsfälle werden folgende Anforderungen an geosynthetische Dränmatten gestellt:

- hydraulische Leistungsfähigkeit,
- chemische und biologische Beständigkeit,
- Standsicherheit.

In der Regel wird für diese alternativen Dränsysteme die Gleichwertigkeit zum Regelaufbau gemäß TASI verlangt.

Wegen der nicht linearen Zusammenhänge zwischen Fließgeschwindigkeit und Fließwiderstand in den geosynthetischen Dränmatten und dem zeitabhängigen Zusammendrückungsverhalten ist der Ansatz von flächenbezogenen Durchlässigkeitsbeiwerten analog zu den mineralischen Dränschichten hier nicht sinnvoll. Für Dränmatten sollte der Kennwert der Transmissivität oder der Abflussleistung benutzt werden, wobei diese in Abhängigkeit von der Auflast (Dicke) und dem hydraulischen Gradient bestimmt werden muss.

Bei der Standsicherheit sind wie für die Abdichtungssysteme mit mineralischen Dränschichten meist ebene und böschungsparelle Gleitfugen maßgebend. Sinngemäß kann auch hier der Ansatz der „unendlichen Gleitfuge“ (z.B. GDA-Empfehlungen, 1997) angewendet werden. Neben möglichen Gleitflächen zwischen den verschiedenen Elementen des Ober-

flächenabdichtungssysteme muss zusätzlich bei Dränmatten wegen des mehrschichtigen Aufbaus die innere Scherfestigkeit der Produkte berücksichtigt werden.

Die Geokunststoffe müssen gegen chemische und biologische Einwirkungen dauerhaft beständig sein. Die Beständigkeit gegen chemische Einwirkung kann durch geeignete und im Deponiebau zugelassene Stoffe nachgewiesen werden. Als biologische Einwirkungen sind vor allem Wurzeln oder bakterieller Bewuchs denkbar. Diese biologischen Wirkungen können zu einer Verringerung des Abflussquerschnittes führen und damit die Abflussleistung beeinträchtigen. Neben den aus der Literatur (z.B. GDA- Empfehlungen) bekannten Teilsicherheitsbeiwerten zur rechnerischen Berücksichtigung der reduzierten Abflussleistung sind hier die visuellen Ergebnisse der Aufgrabungen und Untersuchung an ausgegrabenen Proben (z.B. Deponie Kienberg) zur Beurteilung aussagekräftig. Im Rahmen dieser Forschung wurden Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von marktüblichen Produkten nicht mit dem Ziel durchgeführt, vergleichende Auswertungen durchzuführen. Zielsetzung der Forschung war vielmehr die Untersuchung der teilweise sehr unterschiedlich aufgebauten Produkte im Hinblick auf die prinzipielle Eignung in Oberflächenabdichtungssystemen.

3.1.3 Aufbau von Dränmatten

Geosynthetische Dränmatten bestehen aus dem porenreichen Dränkörper sowie den Filterschichten aus Vliesstoffen, die je nach Anwendungsfall einseitig oder beidseitig angeordnet werden. Für diese Bestandteile werden meist folgende Rohstoffe verwendet:

- Polypropylen (PP)
- Polyester (PES)
- Polyethylen hoher Dichte (PEHD)

Bei der Auswahl der Produkte sind mögliche chemische Einwirkungen sowie die Zusammensetzung der Sickerwässer zu berücksichtigen. Aufgrund der hohen chemischen Beständigkeit werden im Einflussbereich des Müllkörpers (Gasdränageschicht) Produkte aus PEHD bevorzugt.

Für die Beurteilung der Filterwirksamkeit der Vliesstoffschichten können die üblichen Filterregeln für geotextile Filter angewendet werden. Demnach sollten die Filterschichten eine Flächenmasse $m_A \geq 150 \text{ g/m}^2$ nicht unterschreiten. Die Schutzwirkung der geosynthetischen Dränmatten zu den Kunststoffdichtungsbahnen kann mit den in den GDA-Empfehlungen beschriebenen Untersuchungsmethoden nachgewiesen werden. Filter- und Schutzfunktion der geosynthetischen Dränschichten werden im Folgenden nicht weiter behandelt.

Für die Herstellung der Dränkörper sind verschiedene Varianten gebräuchlich, die in der Abbildung 3.1 schematisch dargestellt sind:

- Gepresste Schaumstoffe
- Noppenbahnen aus gestanzten Folien
- Geogitter/Geonetze
- regelmäßig angeordnete Kunststoffdrähte (gleichförmige Gelege, Dreieckstrukturen)
- unregelmäßig angeordnete Kunststoffdrähte (Wirrgelege).

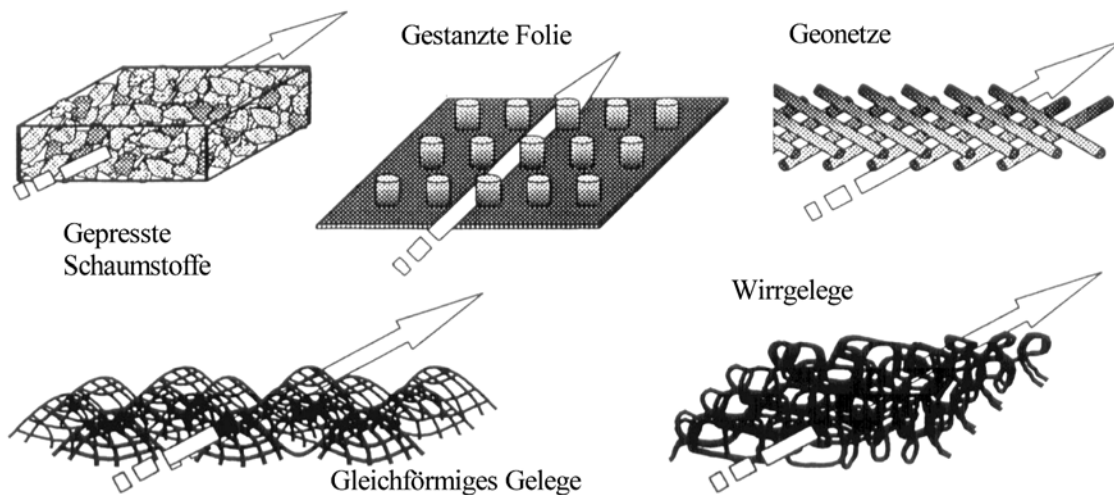


Abb. 3.1: Dränkörper von geosynthetischen Dränmatten

Zur kraftschlüssigen Verbindung der einzelnen Schichten untereinander und damit zur Gewährleistung einer ausreichenden inneren Scherfestigkeit der geosynthetischen Dränmatten sind folgende Verfahren bekannt:

- Verschweißung
- Verklebung
- Vernähung

Bei der thermischen Verschweißung werden die einzelnen Schichten punktförmig durch hohen Druck und Temperatur untereinander fixiert. Die Verschweißung muss so durchgeführt werden, dass die Vliesstoffe und damit deren Filterwirksamkeit nicht beeinträchtigt werden. Die Verschweißung wird üblicherweise bei den gleichförmigen Gelegen bzw. bei den Wirrgelegen angewendet. In der Abbildung 3.2 ist eine Verschweißung schematisch dargestellt. Die innere Scherfestigkeit der verschweißten Dränmatten wird neben der Reibung zwischen dem Dränkörper und den Vliesstoffen hauptsächlich durch die Anzahl der Schweißpunkte pro Quadratmeter bestimmt.



Abb. 3.2: Schematische Darstellung einer punktförmigen Verschweißung

Alternativ zur Verschweißung werden bei gleichförmigen Gelegen oder Wirrgelegen die einzelnen Schichten untereinander vernäht. Die innere Scherfestigkeit wird somit durch die Reibung zwischen den einzelnen Schichten sowie durch die Elastizität und die Zugfestigkeit der Garne bestimmt. In der Abbildung 3.3 ist schematisch die Nahtverbindung bei einem gleichförmigen Gelege dargestellt.



Abb. 3.3: Nahtverbindung bei einem gleichförmigen Gelege

Bei Produkten mit Dränkörpern aus gestanzten Folien und aus Geogittern/ Geonetzen werden die Filterschichten meist adhäsiv verbunden.

Auf der Grundlage von Herstellerangaben sind in der nachfolgenden Tabelle 3.1 Kenndaten (Abflussleistung, Dicke, Flächmassen) für auf dem Markt verfügbare, jeweils für ihren Aufbau typische geosynthetische Dränmatten zusammengestellt:

Aufbau *)	m_A [g/m ²]	Dicke [mm]	O_{90w}	Abflussleistung q [l/sm] (Dicke)			
				2 kPa (i)	20 kPa (i)	50 kPa (i)	200 kPa (i)
MeV 200 GG 700 MeV200	1100	22	0,135	-	1,5 (i=0,1) 2,8 (i=0,3) 5,29 (i=1)	-	-
MeV 200 WG 600 MeV 200	1000	25	0,11	(21 mm) 2,6 (i=0,1) 6,1 (i=0,3) 11 (i=1)	(10,1 mm) 0,45 (i=0,1) 0,86 (i=0,3) 1,8 (i=1)	(6,5 mm) 0,04 (i=0,1) 0,1 (i=0,3) 0,3 (i=1)	(4,4 mm) 0,01 (i=0,1) 0,04 (i=0,3) 0,11 (i=1)
MeV 200 WG 800 MeV 200	1200	25	0,11	(25 mm) 3,3 (i=0,1) 5,8 (i=0,3) 11 (i=1)	(13,7 mm) 0,78 (i=0,1) 1,5 (i=0,3) 3,0 (i=1)	(7,7 mm) 0,11 (i=0,1) 0,24 (i=0,3) 0,53 (i=1)	(5,1 mm) 0,03 (i=0,1) 0,08 (i=0,3) 0,19 (i=1)
ThV 135 Gitter 500 ThV 135	770	4,3	0,16	0,5 (i=1)	0,2 (i=1)	-	0,1 (i=1)
ThV 135 Gitter 670 ThV 135	940	6,0	0,16	0,9 (i=1)	0,8 (i=1)	-	0,02 (i=1)
ThV 135 Gitter 830 ThV 135	1100	6,0	0,16	0,3 (i=1)	0,3 (i=1)	-	0,02 (i=1)
ThV 135 Noppen- bahn 515	650	8,0	0,16	8,8 (i=1)	8,4 (i=1)	-	8,0 (i=1)
ThV 135 Noppen- bahn 865	1000	11,0	0,16	10,9 (i=1)	11,4 (i=1)	-	10,9 (i=1)
MeV Gitter MeV	800	4,6	0,1	0,5 (i=1)	0,45 (i=1)	-	0,25 (i=1)
MeV Gitter MeV	1020	5,8	0,1	0,6 (i=1)	0,50 (i=1)	-	0,30 (i=1)
MeV Gitter MeV	1280	7,1	0,1	1,0 (i=1)	0,85 (i=1)	-	0,70 (i=1)

Aufbau *)	m_A [g/m ²]	Dicke [mm]	O_{90w}	Abflussleistung q [l/sm] (Dicke)			
				2 kPa (i)	20 kPa (i)	50 kPa (i)	200 kPa (i)
MeV200 DS 500 MeV 200	900	8,7	0,11	25 kPa 0,36 (i=0,1) 0,62 (i=0,3) 1,2 (i=1)	0,23 (i=0,1) 0,5 (i=0,3) 0,97 (i=1)	0,16 (i=0,1) 0,36 (i=0,3) 0,76 (i=1)	-

Tab. 3.1: Kennwerte von Dränmatten (Herstellerangaben)

- *):
- MeV200: mechanisch verfestigter Vliesstoff, Flächenmassen $m_A = 200 \text{ g/m}^2$
 - ThV135: thermisch verfestigter Vliesstoff, Flächenmassen $m_A = 135 \text{ g/m}^2$
 - GG: Gleichförmiges Gelege
 - WG: Wirrgelege
 - DS: Dreieckstruktur

Aus diesen Angaben kann abgeleitet werden, dass z.B. Wirrgelege bei niedrigen Auflasten eine vergleichsweise große Dicke und eine große Abflussleistung aufweisen. Bei hohen Auflasten reduziert sich die Dicke und vor allem die Abflussleistung entscheidend. Gitterartige Dränkörper sind dagegen nur wenig zusammendrückbar, weisen aber aufgrund ihrer Dränkörperstruktur geringere Abflussleistungen auf als z.B. Wirrgelege. Die Tabelle soll nur einen groben Überblick geben und erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

Aus dieser Vielzahl von geosynthetischen Dränmatten wurden einige Produkte ausgewählt und hinsichtlich ihrer hydraulischen und mechanischen Eigenschaften genauer untersucht. Die Auswahl wurde auf der Grundlage der Art der Dränkörper sowie der Verbindungsarten vorgenommen.

3.2 Mechanisches Verhalten der Dränmatten

3.2.1 Vorbemerkungen

Aufgrund der Anforderungen an die Dränmatten im Hinblick auf die Standsicherheit des Oberflächenabdichtungssystems und einer ausreichenden hydraulischen Leistungsfähigkeit in der Dränstruktur muss die Dränmatte sowohl Druck- als auch Schubkräfte aufnehmen können. Neben dem Versagen der Dränmatte infolge einer Überschreitung der Scherfestigkeit ist zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit auch das Kurz- und Langzeitverformungsverhalten und damit die Dicke der Dränmatte von großer Bedeutung, da die Dicke das Wasserleitvermögen maßgeblich bestimmt.

Das mechanische Verhalten wird prinzipiell durch folgende Untersuchungsmethoden bestimmt:

- Scherfestigkeit an den Grenzflächen der Dränmatte im direkten Scherversuch
- Innere Scherfestigkeit der Dränmatte
- Zusammendrückungsverhalten
- Zusammendrückungsverhalten unter gleichzeitiger Schubbeanspruchung.

3.2.2 Scherfestigkeit an den Grenzflächen

Die Scherfestigkeit an den Grenzflächen der Dränmatte ist von der Oberflächenstruktur der Dränmatte und von den Eigenschaften der Nachbarelemente abhängig. Wegen der in der

Regel beidseitig angebrachten Filtervliesstoffe der Dränmatten ist das Reibungsverhalten von ihnen zu den benachbarten Elementen mit denen von Geotextilien prinzipiell ähnlich und vergleichbar, so dass die Erkenntnisse mit Geotextilien auf Dränmatten übertragen werden können.

Die Scherfestigkeit an den Grenzflächen wird mit dem aus den bodenmechanischen Untersuchungen bekannten, direkten Rahmenscherversuch bestimmt. Bei diesem Versuchsaufbau werden zwei starre Rahmen so gegeneinander verschoben, dass sich zwischen den beiden Rahmen eine ebene Scherfläche ausbildet. Abweichend von den in der Bodenmechanik sonst üblichen eher kleinen Scherflächen werden hier Rahmen mit den Abmessungen von 30 cm x 30 cm benutzt. Zur Untersuchung der Scherfestigkeit zwischen Boden und Dränmatte wird die Dränmatte zwischen die beiden Rahmen eingebaut. Im unteren Rahmen befindet sich ein Stützkörper, der Setzungen verhindert und aufgrund seiner Oberflächenstruktur eine gleichmäßige Schubspannungsübertragung in die Dränmatte gewährleistet. Bei dicken Dränmatten können zur Kraftübertragung in den Filtervliesstoff auch Nagelplatten zum Einsatz kommen. In den oberen Rahmen wird der Versuchsboden eingebaut und verdichtet. Auf den Boden wird eine gleichmäßige Flächenlast aufgebracht. Die beiden Rahmen werden gegeneinander verschoben und neben dem Vorschubweg auch die dazu notwendige Scherkraft aufgezeichnet. Es werden Versuche mit unterschiedlichen Auflasten durchgeführt und aus den Versuchsergebnissen die Verbundreibungswinkel bestimmt. Die Abbildung 3.4 zeigt schematisch das Versuchsprinzip des direkten Rahmenscherversuches.

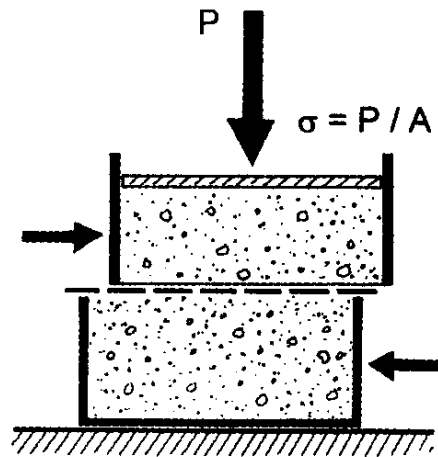


Abb. 3.4: Versuchsprinzip des direkten Rahmenscherversuches

Das Scherverhalten von Geotextilien zum Boden wurde u.a. von Grett (1984) untersucht und kann in der Regel mit einem Abminderungsfaktor von ca. 0.8 auf den Tangens des Reibungswinkels abgeschätzt werden, wobei auch Faktoren bis zu 1.0 in Versuchen ermittelt wurden. In der EBGEO (1997) wird dieser Faktor ohne gesonderten versuchstechnischen Nachweis mit 0.5 vorsichtig abgeschätzt. Für den Reibungsverbund Geotextil/ Geotextil wird ein Reibbeiwert von 0.2 entsprechend einem Ersatzreibungswinkel von ca. 11,3° genannt. Der Reibungsverbund zu einer Kunststoffdichtungsbahn (KDB) hängt sehr von ihrer Oberflächenbeschaffenheit ab und beträgt bei einer glatten Bahn ca. 9°-11°, bei strukturierten Bahnen werden auch Verbundreibungswinkel größer als 28° ermittelt. Adhäsionen dürfen bei Standsicherheitsuntersuchungen nur im Ausnahmefall und gezielter Betrachtung des

mechanischen Verbundes angesetzt werden. Zeitabhängige Veränderungen der Verbundfestigkeit sind bei der in Oberflächenabdichtungssystemen überwiegend ruhenden Beanspruchung nicht zu erwarten.

3.2.3 Innere Scherfestigkeit

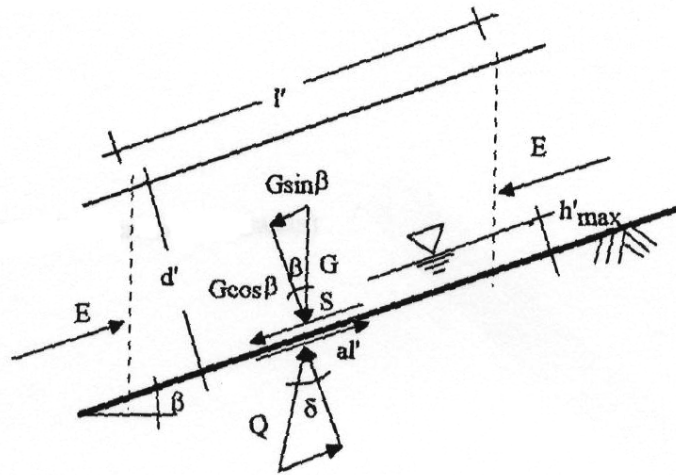
Die innere Scherfestigkeit wird in Kurz- und Langzeitscherversuchen bestimmt. Sie wird bei einer Dränmatte bestehend aus Wirrlage und beidseitig angeordneten Vliesstoffen durch die Reibung Vliesstoff- Wirrlage und durch die Festigkeit der Verbindungsstellen bestimmt. Von Saathoff (1999) wurden aus Langzeitversuchen Ersatzreibungswinkel von $27,5^\circ$ für die innere Scherfestigkeit einer Dränmatte ermittelt.

Zur Untersuchung der inneren Scherfestigkeit ist prinzipiell der gleiche Versuchsaufbau wie zur Bestimmung der Scherfestigkeiten an den Grenzflächen verwendbar. Da zur Beurteilung der inneren Scherfestigkeit auch das Kriechverhalten der in den Dränmatten verwendeten Polymere Bedeutung hat, werden neben dem üblichen Weg gesteuerten Kurzzeitversuchen auch Langzeitversuche mit konstanter Scherkraft durchgeführt. In der Regel wird auf den Einbau von Böden verzichtet und in beiden Scherrahmen Stützkörper eingebaut. Diese Stützkörper müssen zur gleichmäßigen Schubkraftübertragung in die Dränmatten eine raue Oberflächenstruktur aufweisen oder mit sog. Nagelplatten versehen sein, die die Vliesstoffe entsprechend fixieren.

Einige exemplarisch durchgeführte Versuche sowie Projekt bezogene Untersuchungsergebnisse bestätigten die Angaben von Ersatzreibungswinkeln $\geq 27,5^\circ$ bei vernähten und punktförmig verschweißten Produkten mit Dränkörpern aus Wirrgelegen bzw. gleichförmigen Gelegen sowie Dränkörpern aus Dreieckstrukturen.

3.2.3.1 Einfluss auf die Standsicherheit von Oberflächenabdichtungssystemen

Bei der Standsicherheit sind wie für die Abdichtungssysteme mit mineralischen Dränschichten meist ebene und böschungsparelle Gleitfugen maßgebend. Sinngemäß kann auch hier der Ansatz der „unendlichen Gleitfuge“ (z.B. GDA-Empfehlungen, 1997) angewendet werden. Der Ansatz ist in Abbildung 3.5 schematisch dargestellt:



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

$$\eta = \frac{G \cos \beta \tan \delta + al'}{G \sin \beta + S} \geq 1,3$$

Abb. 3.5: Standsicherheitsnachweis von Oberflächenabdichtungssystemen (GDA- Empfehlungen 1997)

Bei diesem Nachweis wird auf der sicheren Seite liegend angenommen, dass sich die Rekultivierungsschicht im Grenzgleichgewicht befindet, so dass sich die Erddruckkräfte jeweils aufheben. Aus Gleichgewichtsbedingungen muss jedoch am Böschungsfuß der Erddruck ggf. durch Anordnung eines Stützkeiles aus geeignetem Schüttmaterial aufgenommen werden. Neben möglichen Gleitflächen zwischen den verschiedenen Elementen des Oberflächenabdichtungssystems muss zusätzlich bei Dränmatten wegen des mehrschichtigen Aufbaus die innere Scherfestigkeit der Produkte mit berücksichtigt werden. Bei einem alternativen Oberflächenabdichtungssystem bestehend aus zwei Dränmatten (Sickerwasserdränage, Gasdränage), einer Kunststoffdichtungsbahn sowie einer Bentonitmatte sind demnach folgende Gleitflächen zu untersuchen und die Standsicherheit nachzuweisen:

- Rekultivierungsschicht/ Dränmatte
- Innere Scherfestigkeit der Dränmatte
- Dränmatte / Kunststoffdichtungsbahn
- Kunststoffdichtungsbahn/ Bentonitmatte
- Bentonitmatte/ Dränmatte
- Innere Scherfestigkeit der Dränmatte
- Dränmatte/ Ausgleichsschicht.

Das Vorgehen im Rahmen der Eignungsprüfungen und Standsicherheitsnachweise soll an nachfolgenden Beispielen konkreter Projekte verdeutlicht werden. Für ein nach dem oben

beschriebenen Aufbau hergestelltes Oberflächenabdichtungssystem wurden folgende Verbundreibungswinkel bestimmt:

- Rekultivierungsschicht/ Dränmatte: $\delta = 30,7^\circ$
- Innere Scherfestigkeit der Dränmatte: $\varphi_{\text{ers}} = 37,5^\circ$
- Dränmatte / Kunststoffdichtungsbahn (strukturiert): $\delta = 28,7^\circ$
- Kunststoffdichtungsbahn (strukturiert)/ Bentonitmatte: $\delta = 28,8^\circ$
- Innere Scherfestigkeit der Bentonitmatte: $\varphi_{\text{ers}} = 32,0^\circ$
- Bentonitmatte/ Dränmatte: $\delta = 29,1^\circ$
- Innere Scherfestigkeit der Dränmatte: $\varphi_{\text{ers}} = 37,5^\circ$
- Dränmatte/ Ausgleichsschicht: $\delta = 30,7^\circ$

Aufgrund der vergleichsweise hohen inneren Scherfestigkeiten der Dränmatten werden meist die Grenzflächen Dränmatte/ Rekultivierungsschicht oder, wie im vorliegenden Fall, die Grenzfläche Dränmatte/ Kunststoffdichtungsbahn maßgebend. Bei der vorgesehenen maximalen Böschungsneigung von 1:3 konnte mit den oben angegebenen Verbundreibungswinkeln eine ausreichende Standsicherheit des Oberflächenabdichtungssystems rechnerisch nachgewiesen werden. Im Rahmen der Testfeldherstellung wurde u.a. dieser Standsicherheitsnachweis experimentell überprüft. Dabei wurde auch ein Bewässerungsversuch der Dränmatte mit der Zielsetzung durchgeführt, die Scherwiderstände sowohl zur Kunststoffdichtungsbahn als auch zur Rekultivierungsschicht im nassen Zustand zu überprüfen. Während der Herstellung des Testfeldes und während des Bewässerungsversuchs wurden Verschiebungsmessungen der einzelnen Elemente des Oberflächenabdichtungssystems vorgenommen. Die Verschiebungen sind in der Tabelle 3.2 zusammengestellt:

	Mächtigkeit der Rekultivierungsschicht			
	0 cm	30 cm	1,0 m	1.0 m, nach Bewässerung
Dränmatte/ KDB	≈ 0 mm	≈ 5 mm	≈ 15 mm	≈ 15 mm
KDB/ Bentonitmatte	≈ 0 mm	15 -20 mm	≈ 20 mm	≈ 20 mm
Bentonitmatte/ Gasdränmatte	≈ 0 mm	≈ 5 mm	≈ 5 mm	≈ 5 mm
Gasdränmatte/ Planum	≈ 0 mm	≈ 20 -25 mm	≈ 25 - 35 mm	≈ 25 - 35 mm

Tab. 3.2: Verschiebungen im Oberflächenabdichtungssystem

Ohne Auflast waren praktisch keine Verschiebungen zu erkennen. Der Hauptanteil der Verschiebungen war nach Aufbringen der ersten Schüttlage der Rekultivierungsschicht (ca. 30 cm) zu verzeichnen. Weitere Laststeigerungen haben die Verschiebungen nur in den maßgebenden Grenzsichten Gasdränmatte/ Planum bzw. Dränmatte/ Kunststoffdichtungsbahn um ca. 10 mm vergrößert. In den anderen Grenzsichten war die Verformungszunahme vernachlässigbar gering. Nach dem Bewässerungsversuch war keine weitere Zunahme festgestellt worden. Aufgrund der vergleichsweise großen Verschiebungen der Gasdränmatte zum Planum wurde bei der späteren Bauausführung im Steilbereich der Oberflächenabdichtung eine nichtbindige Ausgleichsschicht zur Erhöhung der Scherfestigkeit eingebaut.

Bei anders ausgebildeten Oberflächenabdichtungssystemen sind die zu untersuchenden Gleitflächen entsprechend anzupassen. So waren bei einem Oberflächenabdichtungssystem für eine Reststoffdeponie folgende Gleitflächen zu betrachten:

- Rekultivierungsschicht/ Dränmatte: $\delta = 33,0^\circ$
- Innere Scherfestigkeit der Dränmatte: $\varphi_{\text{ers}} = 30,0^\circ$
- Dränmatte / Bentonitmatte: $\delta = 26,4^\circ$
- Innere Scherfestigkeit der Bentonitmatte: $\varphi_{\text{ers}} = 37,9^\circ$
- Bentonitmatte/ Ausgleichsschicht: $\delta = 34,3^\circ$

Auch bei diesem Anwendungsfall war eine maximale Böschungsneigung von 1:3 vorgesehen, für die der Nachweis der Standsicherheit geführt werden konnte.

Zusammenfassend kann aufgrund der äußeren und inneren Scherfestigkeitseigenschaften gefolgert werden, dass Dränmatten auch bei Böschungen mit Neigungen bis ca. 1:3 eine ausreichende Stabilität und Standsicherheit aufweisen können, was sowohl Kurz- und Langzeitversuche als auch die Erfahrungen mit ausgeführten Projekten bestätigen. Durch den Einsatz von Bewehrungslagen sind auch größere Böschungsneigungen möglich. Hinweise zur Dimensionierung dieser Bewehrungen sind in der EB GEO (1997) enthalten.

3.2.4 Zusammendrückungsverhalten unter lotrechter Last

Bei Oberflächenabdichtungssystemen kommen bevorzugt Dränkörper aus Geogittern/ Geonetzen bzw. aus Kunststoffdrähten in Frage. Deswegen beschränkten sich die Untersuchungen auf diese Dränkörpertypen. Um eine große Durchlässigkeit zu erzielen, weisen die Dränkörper der Dränmatten große Porenanteile auf (vgl. Abb. 3.1), so dass sie unter lotrechter Beanspruchung teilweise stark zusammendrückbar sind. In den Datenblättern der Hersteller werden üblicherweise die Dicken der Dränmatten bei Flächenlasten zwischen 2 kPa und 200 kPa angegeben. In der Abbildung 3.6 sind diese Angaben für eine exemplarisch ausgewählte Dränmatte mit einem Dränkörper aus Wirtgelege dargestellt und verdeutlicht. In diesem Auflastbereich reduziert sich die für die hydraulische Leistungsfähigkeit maßgebende Dicke von 25 mm bis auf 5 mm. Das Zusammendrückungsverhalten ist insbesondere im niedrigen Spannungsniveau bis ca. 50 kPa nichtlinear und, wie bei allen Polymeren, zeitabhängig.

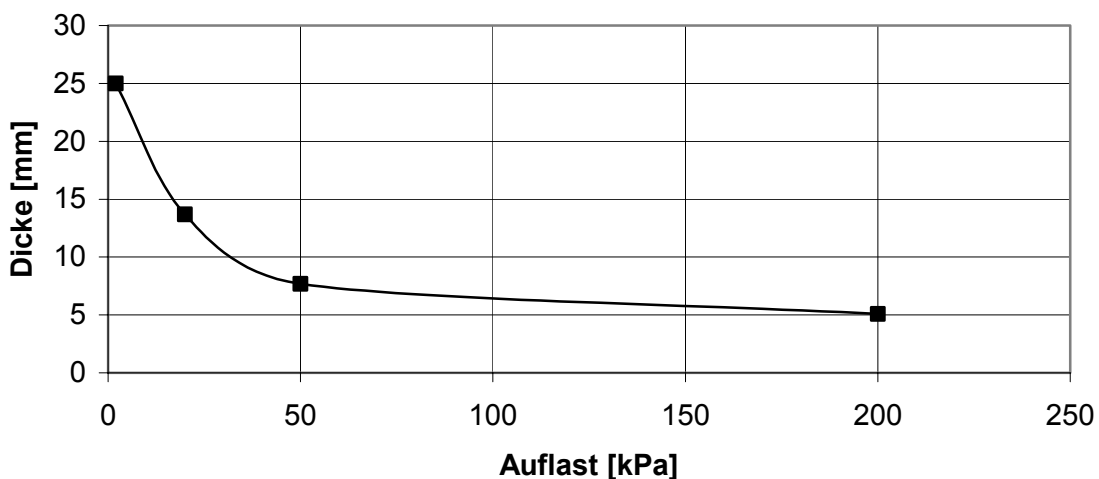


Abb. 3.6: Zusammendrückungsverhalten einer Dränmatte

Die Kurzzeituntersuchungen zur Bestimmung des Zusammendrückungsverhaltens der Dränmatten bei lotrechter Last wurden in starren, quadratischen Versuchsrahmen durchgeführt. Die Probenfläche betrug jeweils 30 cm x 30 cm. Die Lasten wurden mit starren Belastungsplatten aufgebracht und jede Laststufe ca. eine Stunde konstant beibehalten. Es wurde bei jeder Laststufe in regelmäßigen Abständen die Dicke der Proben mit Feinmessuhren gemessen. Die Lasten wurden von ca. 2 kPa bis zur Maximallast von ca. 200 kPa in acht Laststufen gesteigert.

Zum Vergleich wurden bei dieser Versuchsreihe wie auch bei den hydraulischen Versuchen (siehe Abschnitt 3.3) neben verschiedenen Dränmatten (Kunststoffdrähte, Gitter) auch mechanisch verfestigte Vliesstoffe mit untersucht. Es wurden folgende Produkte bei den Untersuchungen verwendet:

- Wirrgelege, verschweißt, Rohstoff PP, $m_A = 1.200 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung: WG-1200)
- Gleichförmiges Gelege, adhäsiv gebundene Vliesstoffe, Rohstoff PA, $m_A = 700 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung: GG-700)
- Geogitter mit adhäsiv gebundenen Vliesstoffen (Bezeichnung: Gitter)
- Mechanisch verfestigter Vliesstoff, Rohstoff PP, $m_A = 500 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung MeV-500)
- Mechanisch verfestigter Vliesstoff, Rohstoff PES, $m_A = 800 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung MeV-800)
- Mechanisch verfestigter Vliesstoff, Rohstoff PP, $m_A = 2000 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung MeV-2000)

In der Abbildung 3.7 sind die Ergebnisse der Kurzzeitversuche mit den Dränmatten GG-700, WG-1200 und mit dem Vliesstoff MeV-2000 grafisch dargestellt:

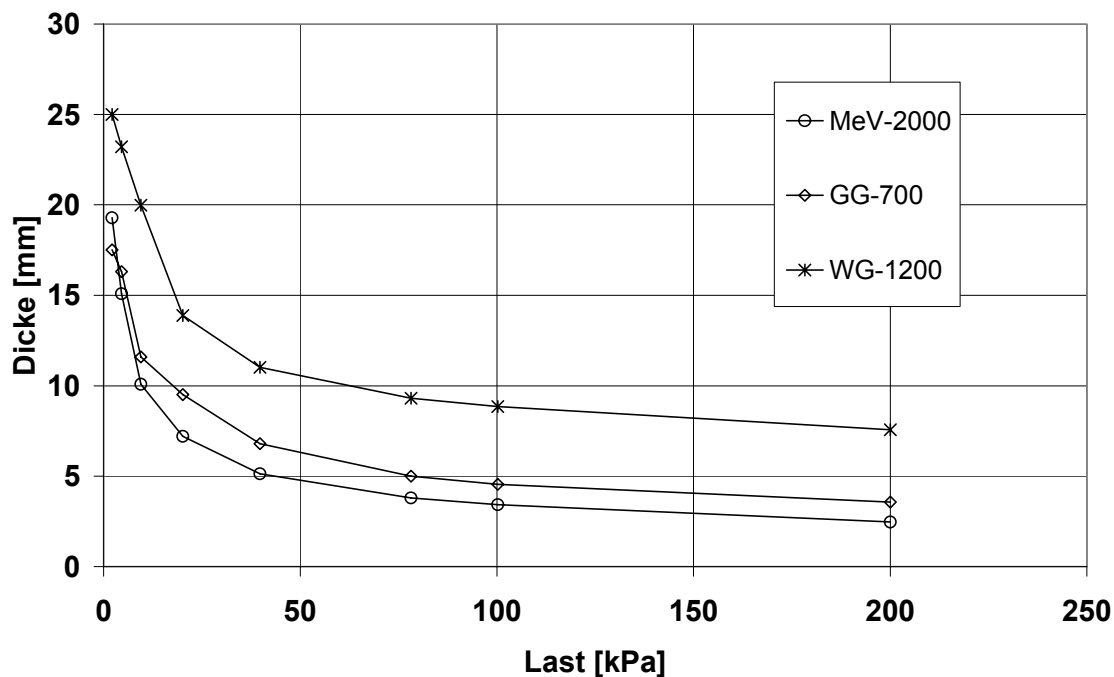


Abb. 3.7: Zusammendrückungsverhalten von zwei Dränmatten und von einem Vliesstoff im Kurzzeitversuch

Diese drei Produkte weisen im weitgehend unbelasteten Zustand (2 kPa) vergleichsweise große Dicken von ca. 18 bis 25 mm auf. Sie sind insbesondere im niedrigen Auflastbereich stark zusammendrückbar. So führen bereits geringe Belastungen von 20 kPa zu erheblichen Verformungen von bis zu 11 mm. Bei Auflasten von 50 kPa liegen nur mehr 25 % (MeV-2000) bis 45 % (WG-1200) der ursprünglichen Dicken vor. Bei weiteren Laststeigerungen sind die zusätzlichen Verformungen gering.

Wie die Abbildung 3.8 zeigt, weisen die beiden Vliesstoffe MeV-500 und MeV-800 sowie das Produkt mit dem Gitter als Dränkörper ein eher gleichmäßiges Last-/Verformungsverhalten auf und sind weniger zusammendrückbar.

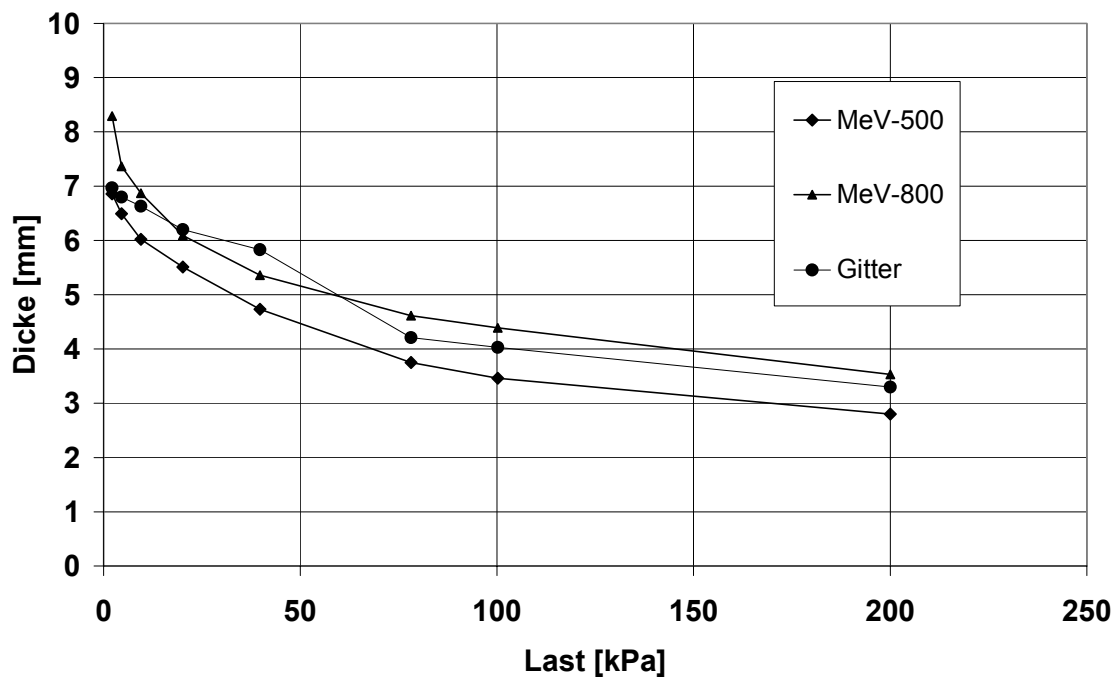


Abb. 3.8: Zusammendrückungsverhalten von einer Dränmatte und von zwei Vliesstoffen im Kurzzeitversuch

Bei Oberflächenabdichtungssystemen werden üblicherweise Rekultivierungsschichten mit Mächtigkeiten zwischen 1,0 m und 2,0 m vorgesehen, so dass der Auflastbereich < 50 kPa besonders hierfür heran zu ziehen ist. Zur besseren Beurteilung insbesondere in diesem Spannungsbereich sind alle Versuchsergebnisse in der Abbildung 3.9 normiert dargestellt. Dabei wird der jeweilige Messwert auf die Dicke bei 2 kPa Last bezogen und als Restdicke in % angegeben.

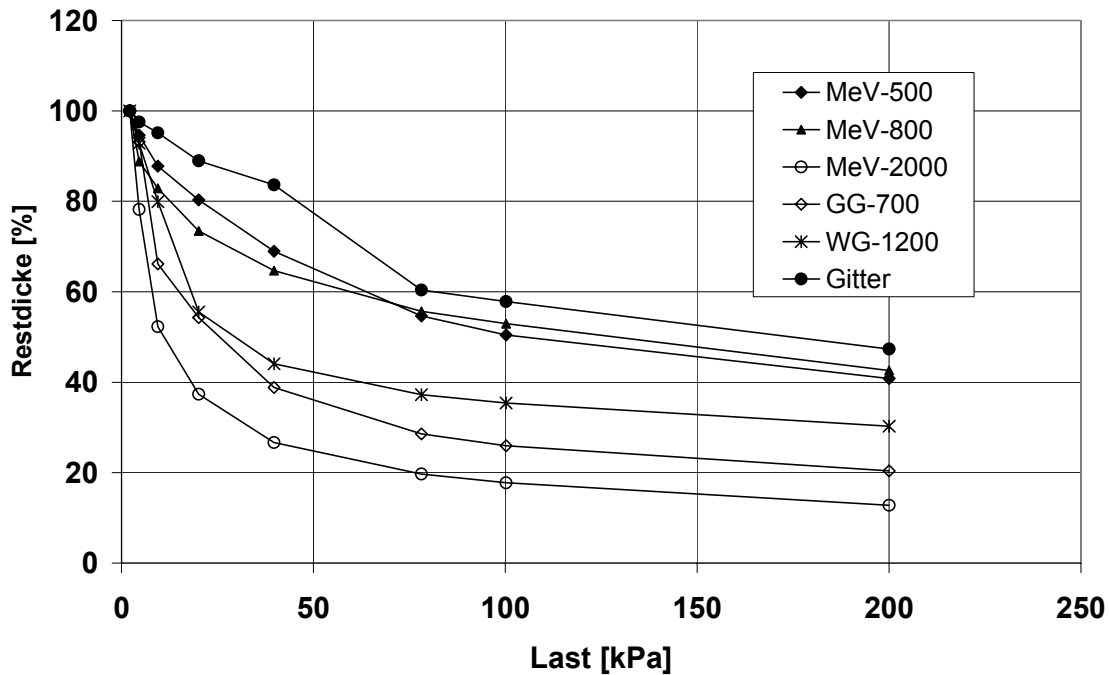


Abb. 3.9: Zusammendrückungsverhalten mehrere Dränmatten und Vliesstoffe im Kurzzeitversuch, Restdicke bezogen auf die Dicke bei ca. 2 kPa

Diese Abbildung zeigt, dass das Gitter gegenüber den Dränmatten mit Kunststoffdrähten (GG, WG) in diesem Auflastbereich eine wesentlich höhere Steifigkeit aufweist und damit die geringere Ausgangsdicke zumindest teilweise ausgleichen kann.

Die Langzeituntersuchungen wurden wie die Kurzzeitversuche in starren, quadratischen Versuchsrahmen durchgeführt. Die zeitaufwendigen Untersuchungen wurden nur im Auflastbereich zwischen 20 kPa und 80 kPa durchgeführt. Die Lasten wurden mit starren Belastungsplatten aufgebracht und konstant beibehalten. Es wurde in regelmäßigen Abständen die Dicke der Proben mit Feinmessuhren gemessen und so das zeitabhängige Zusammendrückungsverhalten (Kriechen) bestimmt. Da Wasserlagerung das Verformungsverhalten nur unwesentlich beeinflusst, wurden die Versuche stets mit trockenen Proben durchgeführt.

In der Abbildung 3.9 sind die Ergebnisse von Langzeituntersuchen mit dem Produkt WG-1200 und Beobachtungszeiten von mehr als 1000 Stunden dargestellt. Aus der Abbildung wird ersichtlich, dass dieses Produkt anfänglich große Verformungen von ca. 9 bis 13 mm und anschließend Kriechverformungen aufweist. Diese Kriechverformungen sind auflastabhängig und betragen bei einer Auflast von 20 kPa ca. 6 mm. Mit zunehmender Auflast sind die Kriechverformungen geringer und betragen z.B. bei 80 kPa noch ca. 2 mm. Der Verlauf der Kurven lässt auf einen Grenzwert schließen. Hier nicht dargestellte Versuche mit anderen Produkten zeigten prinzipiell ähnliches Verhalten.

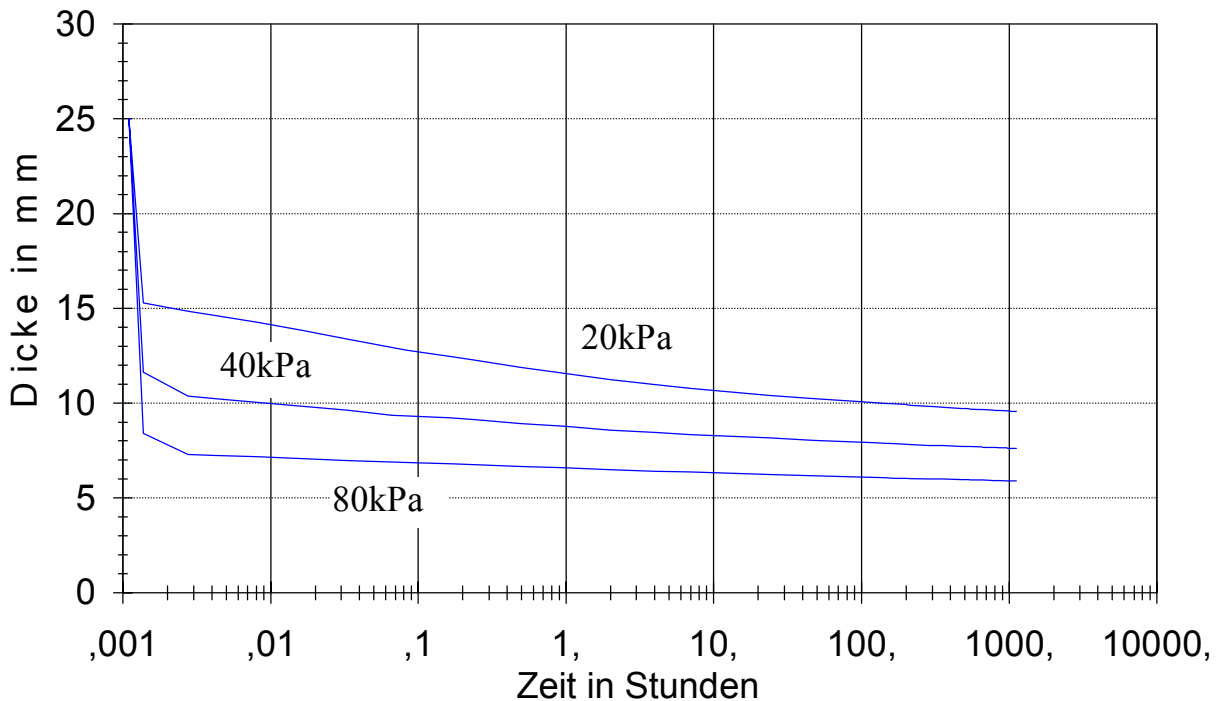


Abb. 3.10: Langzeitversuche bei 20 kPa, 40 kPa und 80 kPa mit WG-1200

3.2.5 Zusammendrückungsverhalten unter lotrechter Last und gleichzeitiger Schubbeanspruchung

Beim Kompressionsverhalten ist zu unterscheiden, ob zusätzlich zur Normalspannung eine Schubspannung auf die Dränmatte einwirkt. Nach Müller-Rochholz (1999) kann eine Schubbeanspruchung das Zusammendrückungsverhalten beschleunigen und auch zu einem Stabilitätsversagen führen.

Diese Lastkombination wird häufig mit der Versuchseinrichtung der sog. „schiefe Ebene“ simuliert. Bei diesem Versuch werden die Dränmatte und die Belastungseinrichtung in einen schwenkbaren Rahmen eingebaut und einseitig angehoben, so dass eine geneigte (schiefe) Ebene entsteht. Die Versuche werden entweder mit zunehmender Neigung im Kurzzeitversuch bis zum Bruch oder bei konstanter Neigung im Langzeitversuch durchgeführt. Diese prinzipiell realitätsnahe Versuchsanordnung hat jedoch Grenzen hinsichtlich der Größe der aufbringbaren Lasten sowie hinsichtlich der Verformungen im Bereich der maximalen Scherbeanspruchung.

Um auch das Verhalten nahe des Bruchzustandes bzw. eine Untersuchung der Restscherfestigkeit bei größeren Verschiebewegen zu ermöglichen, wurde ein vorhandenes Großschergerät derart modifiziert, dass sowohl weggesteuerte Versuche als auch kraftgesteuerte Versuche durchgeführt werden können.

In der Abbildung 3.11 ist das für diese Versuche modifizierte Großschergerät mit einer maximalen Scherfläche von 50 cm x 50 cm schematisch dargestellt. Der obere Teil der Abbildung sowie die untere Detaildarstellung zeigen die Einleitung der von einem Druckluftkolben erzeugten Auflasten auf die Probe mittels einer starren Druckplatte sowie die Schubkrafteinleitung mit strukturierten Reibplatten. Sowohl der obere Teil der Versuchseinrichtung ein-

schließlich Druckluftzylinder als auch der mit einem Stützkörper aufgefüllte untere Kasten sind horizontal verschieblich.

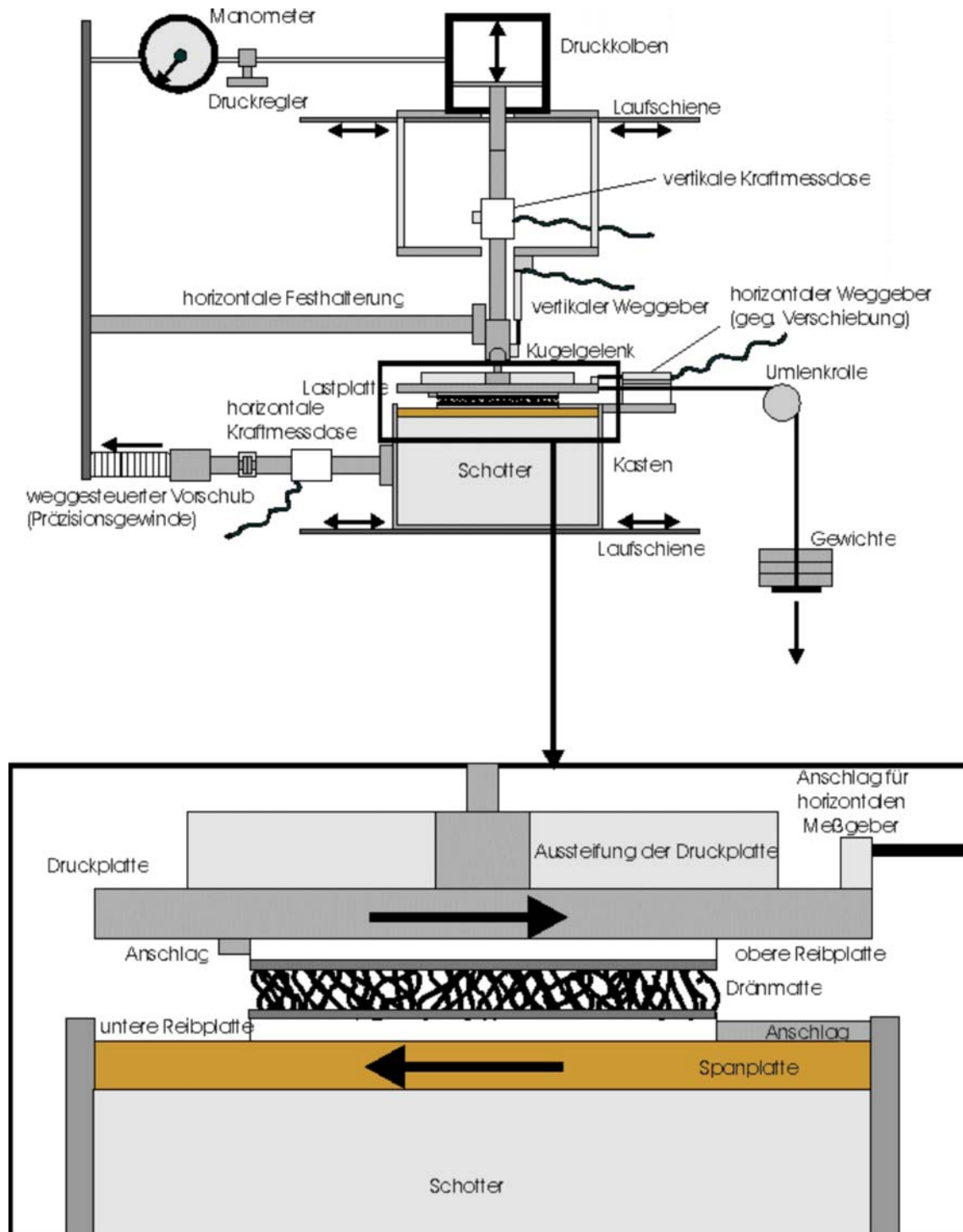


Abb. 3.11: Versuchsaufbau zur Untersuchung des Zusammendrückungsverhaltens unter lotrechter Last bei gleichzeitiger Schubbeanspruchung

Für den kraftgesteuerten Versuch wird nur der untere Kasten festgehalten und Gewichte über eine Umlenkrolle an die obere Lastplatte angeschlossen. Gemessen werden die Masse der Gewichte, die Verschiebung der gezogenen Lastplatte und die Veränderung der Drän-

mattendicke. Die eingezeichnete horizontale Festhaltung wird bei diesem Versuchstyp entfernt.

Im Fall der weggesteuerten Versuchsdurchführung werden die Gewichte entfernt und mit der horizontalen Festhaltung die obere Lastplatte ausschließlich horizontal fixiert. Gemessen werden der Vorschubweg, die dazu notwendige Zugkraft sowie die Veränderung der Dränmattendicke.

Beide Versuchsdurchführungen erfolgten jeweils mit 30 cm x 30 cm großen Probekörpern.

Wie die Versuche mit ausschließlich lotrechter Last ohne gleichzeitige Schubbeanspruchung gezeigt haben, sind Dränkörper aus regelmäßig oder unregelmäßig angeordneten Kunststoffdrähten besonders zusammendrückbar. Es wurde deswegen erwartet, dass insbesondere bei dieser Produktgruppe horizontale Schubbeanspruchungen zu zusätzlichen Veränderungen der Dicke und damit der Abflussleistung führen können. Der Schwerpunkt der folgenden Untersuchungen wurde daher auf folgende drei Produkte gelegt:

- Wirrgelege, verschweißt, Rohstoff PP, $m_A = 1.320 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung: WG-PP-1320-S)
- Wirrgelege, verschweißt, Rohstoff PEHD, $m_A = 1.320 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung: WG-PEHD-1320-S)
- Gleichförmiges Gelege, vernäht, Rohstoff PA, $m_A = 1.100 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung: GG-PA-1100-N)

Da die drei Produkte jeweils unterschiedliche Dicken im unbeanspruchten Zustand aufweisen, werden in den folgenden Auswertungen und Darstellungen zur besseren Vergleichbarkeit der verschiedenen Versuche die auf den Ausgangswert bezogene Restdicke in [%] angegeben. Aufgrund der Vielzahl der durchgeführten Versuche und der unterschiedlichen Versuchsdurchführungen werden im Folgenden nur exemplarische Versuchsergebnisse grafisch dargestellt.

In einer ersten Versuchsreihe wurden kraftgesteuerte Kurzzeitversuche durchgeführt. Dabei wurde die Auflast zwischen 10 kPa und 40 kPa und die Horizontalkraft zwischen 10 % und 40 % der Vertikallast variiert. Diese Horizontalbeanspruchung entspricht Böschungsneigungen zwischen 1:10 bis 1:2,5. Bei diesen Versuchen wurden sowohl die vertikale als auch die horizontale Last innerhalb von 60 Sekunden aufgebracht und die Verformungen beobachtet. Da es sich bei dieser Versuchsreihe um Vorversuche handelte, wurde die Beobachtung aus Zeitgründen nach ca. ein bis zwei Tagen abgebrochen. In den folgenden Abbildungen 3.12 und 3.13 sind die Versuchsergebnisse bei der Auflast 20 kPa und einer Horizontalkraft von 20 % sowie zum Vergleich ohne Horizontalkraft dargestellt. Bei den beiden Wirrgelegen WG-PP-1320-S und WG-PEHD-1320-Sn ist die Zusammendrückung mit Restdicken von ca. 25 bis 30 % vergleichsweise groß und der Einfluss der Horizontalkraft mit 2 bis 4 % vergleichsweise gering.

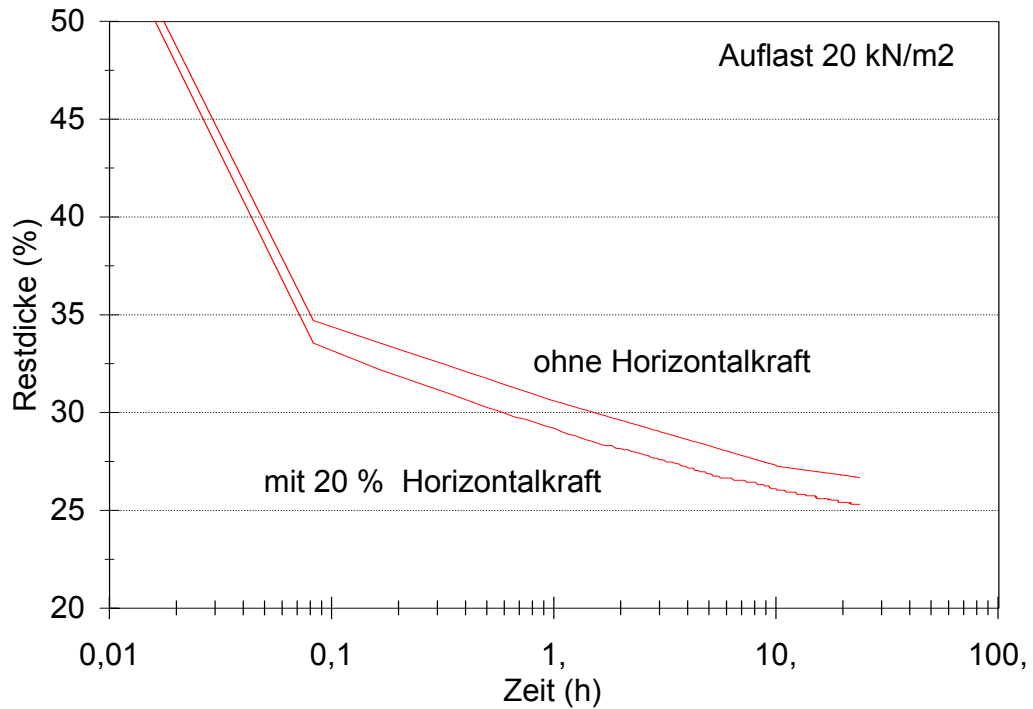


Abb. 3.12: Kraftgesteuerte Kurzzeitversuche, Auflast 20 kPa, 20 % Horizontalkraft, Produkt WG-PP-1320-S

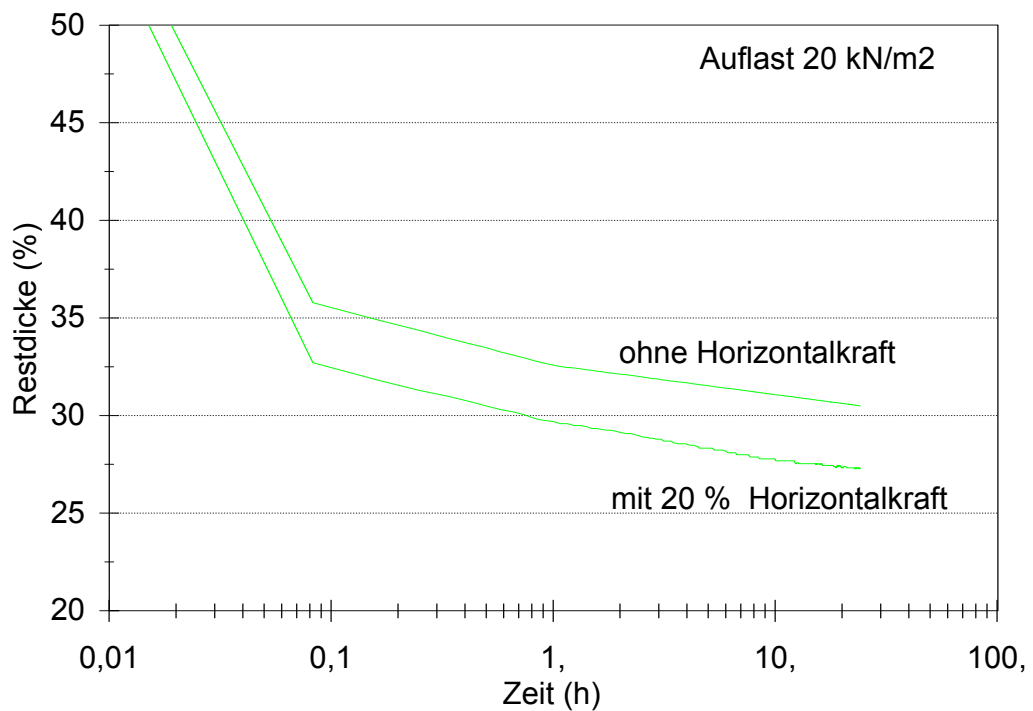


Abb. 3.13: Kraftgesteuerte Kurzzeitversuche, Auflast 20 kPa, 20 % Horizontalkraft, Produkt WG-PEHD-1320-S

Bei der Auflast von 20 kPa verhält sich das Produkt GG-PA-1100-N mit Restdicken von 45 bis ca. 50 % steifer, jedoch ist der Einfluss der Horizontalkraft mit ca. 4 bis 8 % größer als bei den Wirrgelegen (Abbildung 3.13).

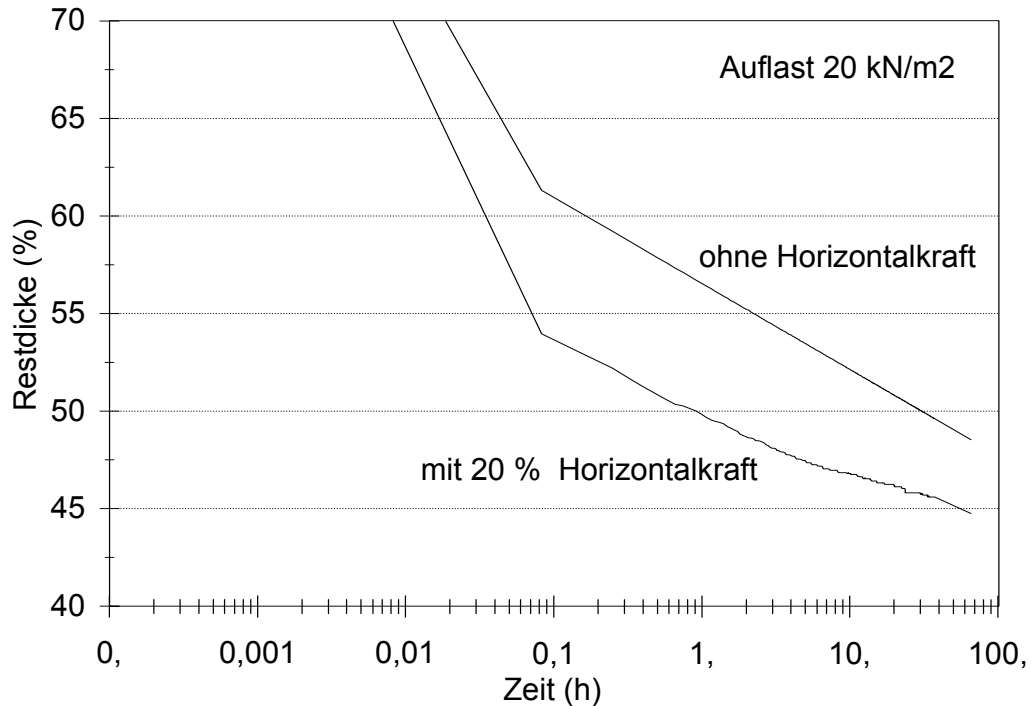


Abb. 3.14: Kraftgesteuerte Kurzzeitversuche, Auflast 20 kPa, 20 % Horizontalkraft, Produkt GG-PA-1100-N

Die Diagramme zeigen, dass die Verformungen sich im Beobachtungszeitraum zwar spürbar verlangsamt haben, jedoch noch nicht vollständig abgeklungen sind. Der bei allen drei Produkten in der halblogarithmischen Darstellung ab einer Beobachtungszeit von ca. 5 bis 10 Stunden feststellbare, fast lineare Verlauf der Versuchskurven lässt darauf schließen, dass das Zusammendrückungsverhalten der Dränmatten durch nicht lineare Regressionsanalysen extrapoliert werden kann.

In den folgenden Abbildungen sind Ergebnisse der weggesteuerten Versuche dargestellt. Bei den weggesteuerten Versuchen wird die Horizontalkraft nicht plötzlich auf die Probe aufgebracht, sondern durch konstanten Vorschub kontinuierlich gesteigert. Die Auflasten betrugen dabei wie bei den Kraft gesteuerten Versuchen 10 kPa, 20 kPa und 40 kPa. Die Versuche wurden bei Horizontalkräften von ca. 40 % bezogen auf die Auflast in der Regel beendet. Die Vorschubgeschwindigkeit betrug jeweils 5 mm/h. Zusätzlich wurde bei diesen Versuchsreihen der Beobachtungszeitraum zwischen dem Aufbringen der Vertikallast und dem Beginn des Vorschubes variiert. Die Versuche wurden mit 10 Minuten, 60 Minuten und ca. 14 Stunden Beobachtungszeitraum durchgeführt. Diese Versuchsreihe besteht somit für jedes Produkt aus neun Einzelversuchen. In der Abbildung 3.15 sind die Versuchsergebnisse mit der Dränmatte WG-PP-1320-S und einer Vorbelastungszeit von 60 Minuten grafisch dargestellt. Das Diagramm zeigt für die drei Auflasten den zeitlichen Verlauf der Restdicke bis zum Zeitpunkt $t = 1$ Stunde ohne Einfluss der Horizontalkraft. Der vertikale Strich bei $t = 1$ Stunde symbolisiert den Vorschubbeginn. Die Zunahme der Horizontalkraft ist anhand der drei steil ansteigenden Versuchskurven ablesbar, die sich auf die 2. Y- Achse mit dem Titel „Horizontalkraft (%)“ bezieht. Der Einfluss der Horizontalkraft auf die Restdicke lässt sich anhand der Veränderung der jeweiligen Kurvenverläufe, besonders bei der Auflast 10 kPa, erkennen. Besonders deutlich wird dies in der Abbildung 3.16, die eine Ausschnittvergrößerung der Abbildung 3.15 darstellt, in der zusätzlich der Zeitsetzungsverlauf ohne Einfluss von Horizon-

talkräften eingetragen ist. Dieser Verlauf wurde anhand von Vergleichsversuchen bzw. mit Hilfe nicht linearer Regressionsanalysen ermittelt. Es ist erkennbar, dass der Einfluss der Horizontalkraft mit zunehmender Auflast geringer wird.

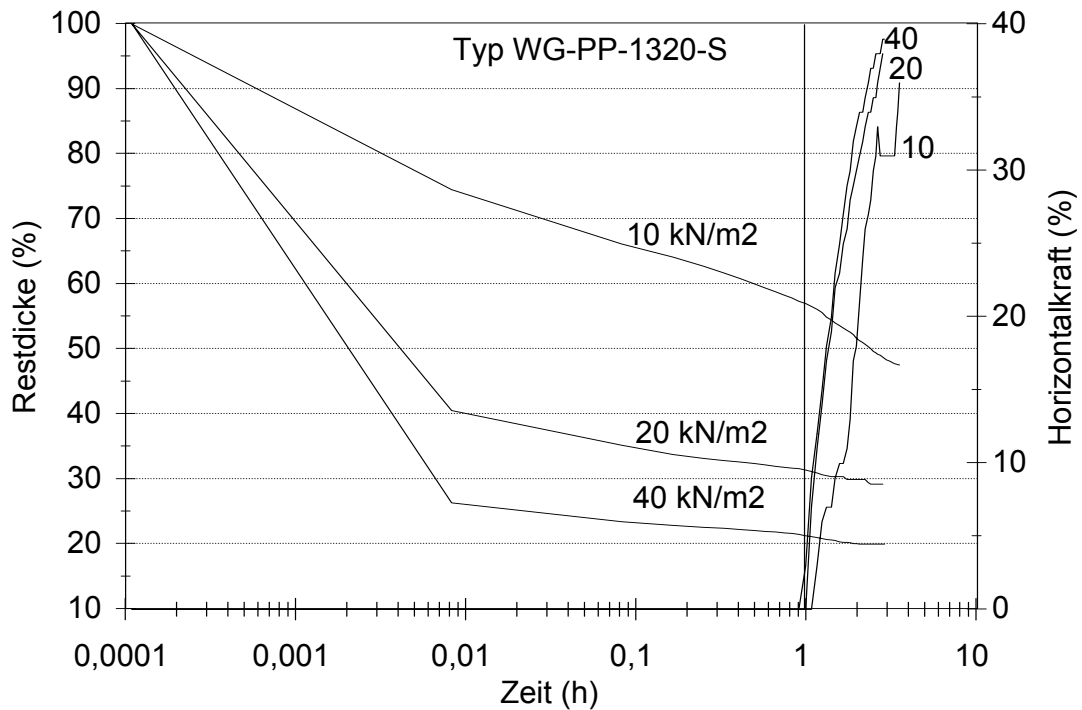


Abb. 3.15: Weggesteuerte Versuche, Vorschubbeginn 60 Minuten, Produkt WG-PP-1320-S, Versuchsergebnisse

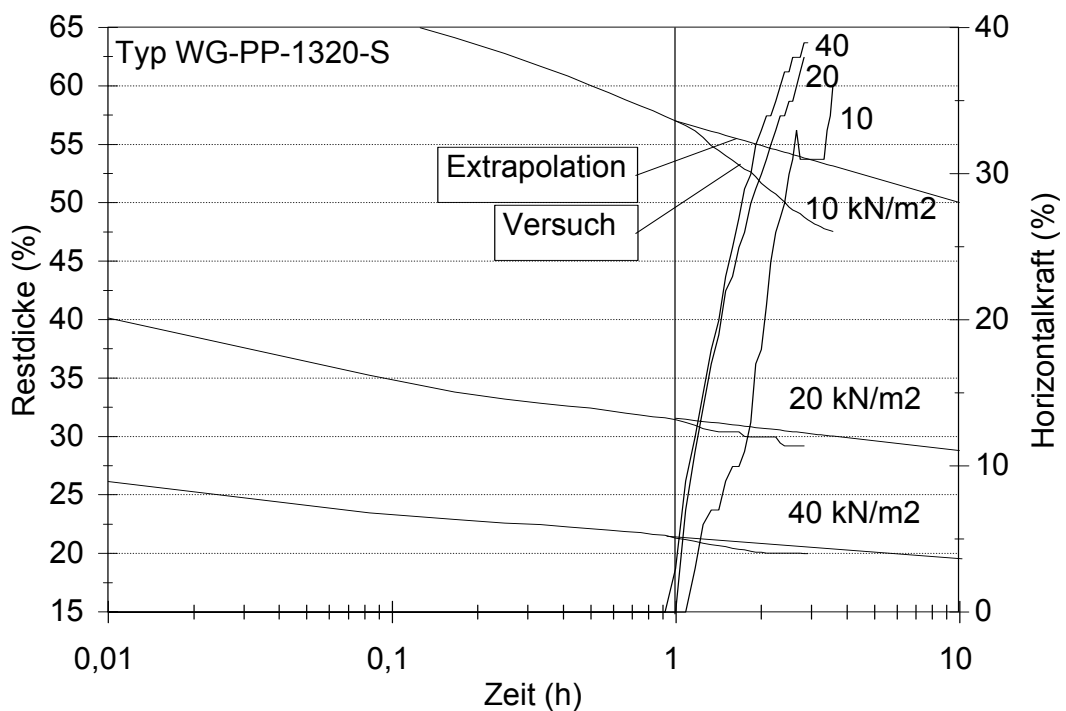


Abb. 3.16: Weggesteuerte Versuche, Vorschubbeginn 60 Minuten, Produkt WG-PP-1320-S, Versuchsergebnisse und Extrapolationen

In den Abbildungen 3.17 und 3.18 sind die Versuchsergebnisse und Extrapolationen für die Dränmatte GG-PA-1100-N dargestellt. Zur Überprüfung der Wiederholbarkeit der Versuchs-

ergebnisse wurde bei diesem Produkt der Versuch mit der Auflast 10 kPa doppelt durchgeführt.

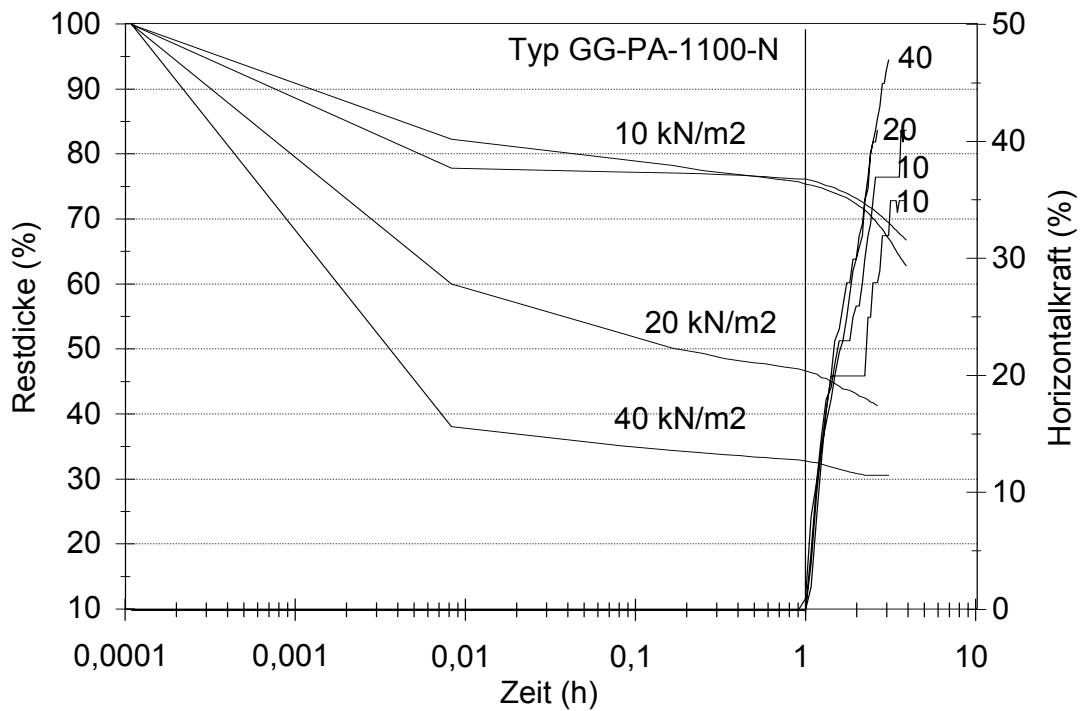


Abb.3.17: Weggesteuerte Versuche, Vorschubbeginn 60 Minuten, Produkt GG-PA-1100-N, Versuchsergebnisse

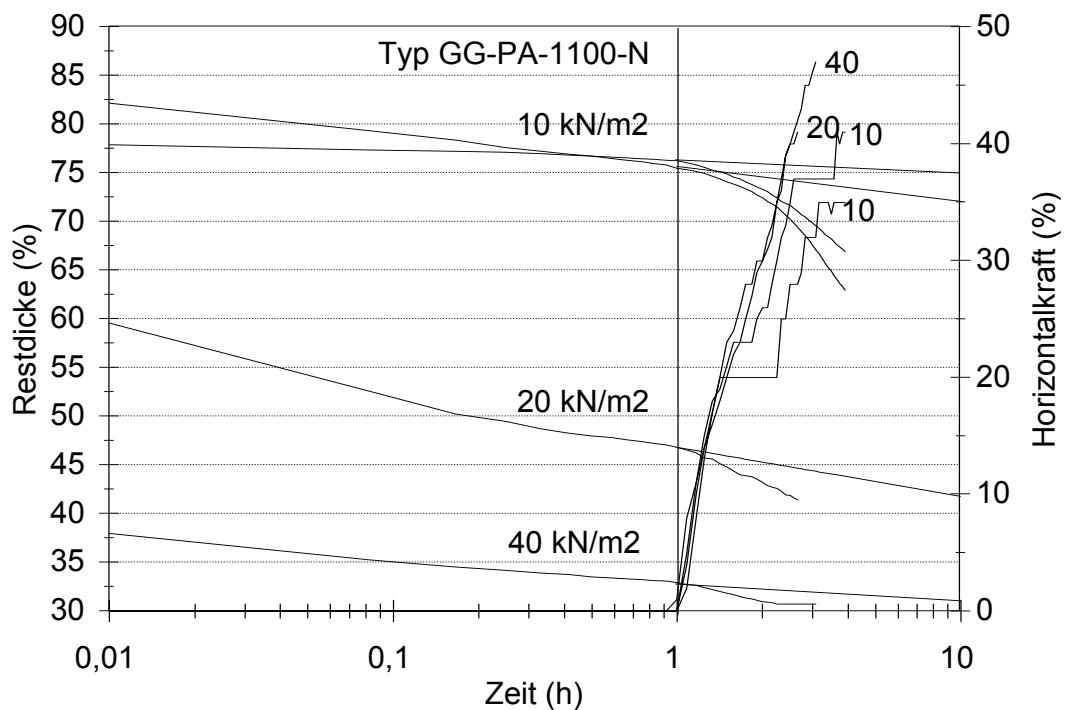


Abb. 3.18: Weggesteuerte Versuche, Vorschubbeginn 60 Minuten, Produkt GG-PA-1100-N, Versuchsergebnisse und Extrapolationen

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bei diesem Produkt der Einfluss der Horizontalkraft auf das Zusammendrückungsverhalten größer ist als bei den Wirrgelegen.

Die Versuche mit den unterschiedlichen Beobachtungszeiten vor Beginn des Vorschubes führten zu keinen weiteren Erkenntnissen hinsichtlich des Einflusses der Horizontalkraft auf die Restdicke.

Die kraftgesteuerten Versuche wurden in der Regel beim Erreichen der Laststufe 40 % (Neigung 1:2,5) beendet. Dazu waren Vorschubwege zwischen 10 bis 20 mm notwendig. Die Versuche konnten somit vergleichsweise schnell durchgeführt werden, lieferten aber keine Aussagen hinsichtlich des Kriechverhaltens bei konstanter Last.

Als weiterer Versuchstyp wurden sog. Laststeigerungsversuche durchgeführt. Bei diesem Versuchstyp wurde wie beim Kraft gesteuerten Kurzzeitversuch wiederum die obere Lastplatte mittels Gewichten gezogen. Die Proben wurden in der Regel 20 Stunden vorbelastet und anschließend die Horizontalkraft bis zur Laststufe 40 % in vier gleichen Stufen erhöht. Jede Laststufe wurde so lange konstant beibehalten und die Verformungen beobachtet, bis eine Extrapolation der Verformungen möglich war. Die vierte Laststufe wurde über ca. 100 Stunden konstant beibehalten. In der Abbildung 3.19 sind die Versuchsergebnisse und die zugehörigen Extrapolationen sowie die festgestellten Verschiebungen für das Produkt WG-PP-1320-S bei der Auflast 20 kPa dargestellt.

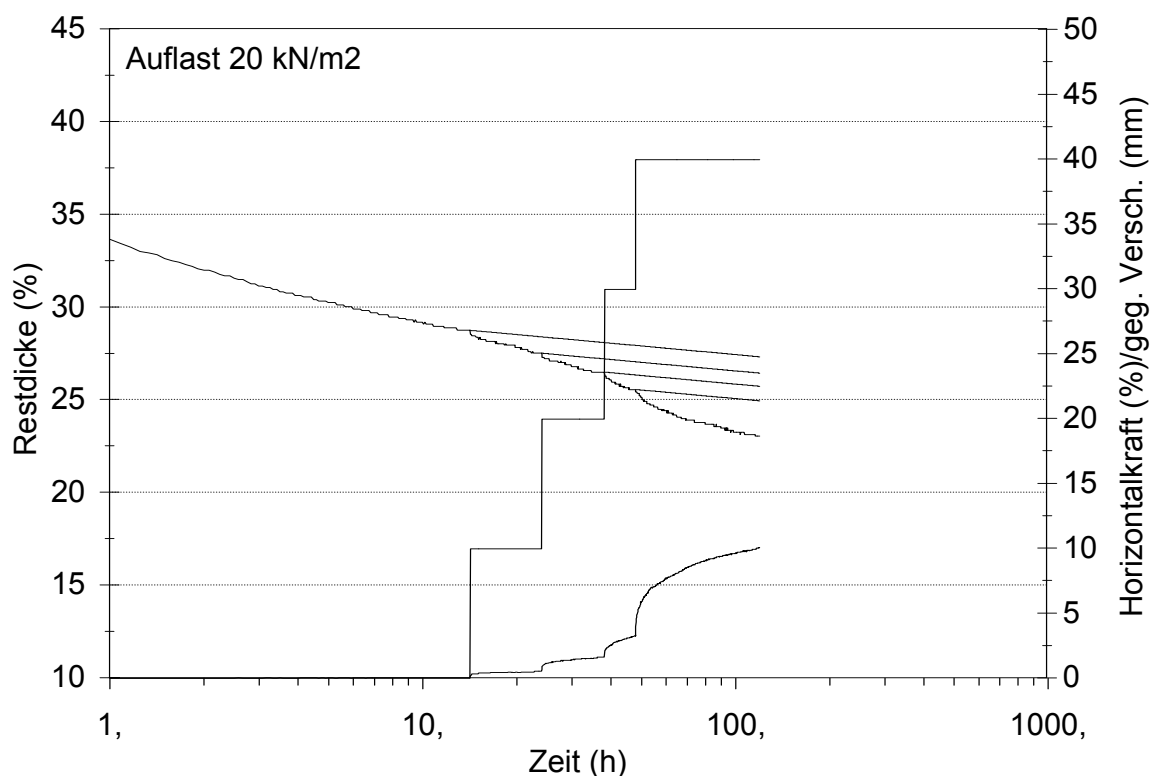


Abb. 3.19: Laststeigerungsversuch, Auflast 20 kPa, Produkt WG-PP-1320-S, Versuchsergebnisse und Extrapolationen

Die in der Abbildung 3.20 dargestellten Ergebnisse mit der Dränmatte GG-PA-1100-N zeigen auch hier wiederum, dass dieses Produkt durch horizontale Beanspruchungen stärker verformt wird.

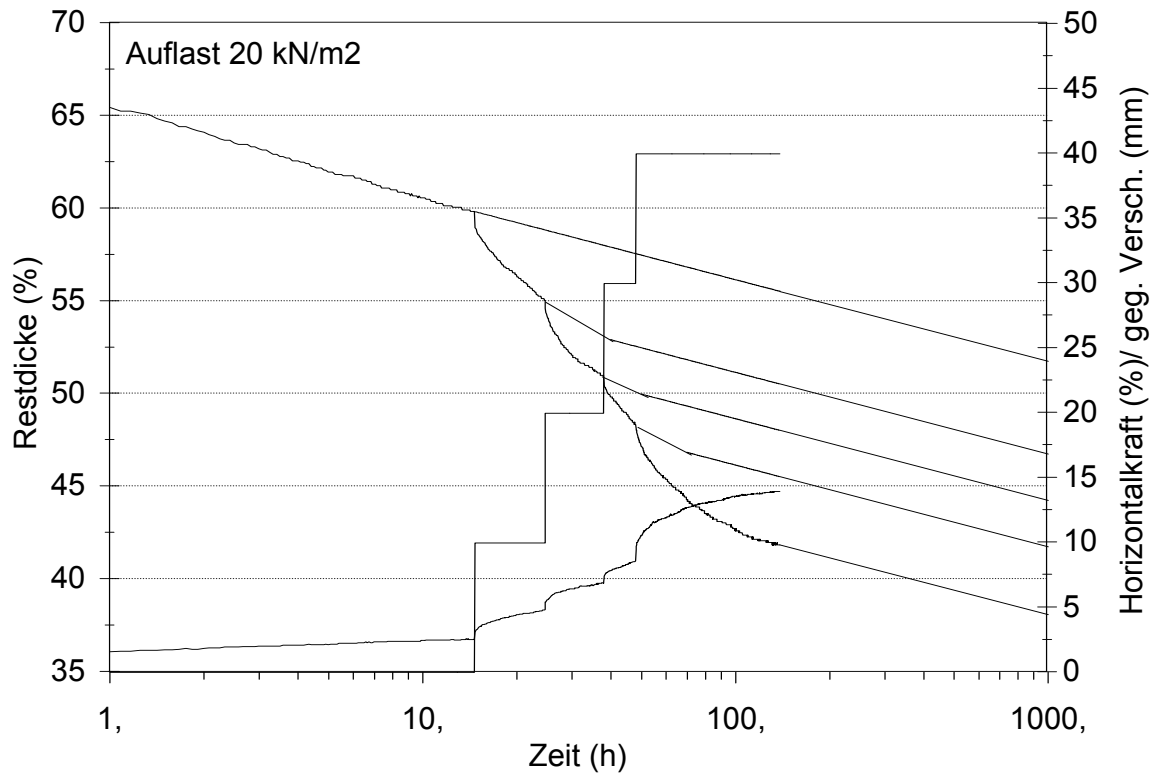


Abb. 3.20: Laststeigerungsversuch, Auflast 20 kPa, Produkt GG-PA-1100-N, Versuchsergebnisse und Extrapolationen

Anhand von Mittelwertbildungen und Regressionsanalysen wurde versucht, für die drei untersuchten Produkte die Vielzahl der unterschiedlichen Versuchsreihen auszuwerten und den Einfluss der Horizontalbeanspruchung auf die Restdicke rechnerisch zu ermitteln. Die Ergebnisse sind in der Tabelle 3.3 zusammengestellt:

		Auflast [kPa]		
		10 kPa ²	20 kPa ²	40 kPa ²
WG-PP-1320-S				
Horizontallast Laststufen	10 %	2,5 %	0,9 %	< 1,0 %
	20 %	3,5 %	1,6 %	< 1,0 %
	30 %	4,5 %	2,4 %	< 1,0 %
	40 %	5,6 %	4,3 %	1,0 %
WG-PEHD-1320-S				
Horizontallast Laststufen	10 %	0,4 %	0,7 %	< 1,0 %
	20 %	0,7 %	1,4 %	< 1,0 %
	30 %	1,6 %	2,1 %	< 1,0 %
	40 %	2,7 %	3,5 %	1,0 %
GG-PA-1100-N				
Horizontallast Laststufen	10 %	1,0 %	5 %	< 1,5 %
	20 %	3,0 %	7,5 %	< 1,5 %
	30 %	6,0 %	10 %	< 1,5 %
	40 %	> 11,0 %	13,5 %	1,5 %

Tab. 3.3: Einfluss der Horizontalbeanspruchung

3.2.6 Zusammenfassung

Die Versuchsergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Der weggesteuerte Versuch lässt sich vergleichsweise schnell durchführen, kann aber nur zur tendenziellen Einteilung bzw. Beurteilung des Produktverhaltens herangezogen werden.
- Der kraftgesteuerte Kurzzeitversuch ist ebenfalls vergleichsweise schnell durchzuführen, benötigt jedoch eine große Anzahl von Einzelversuchen und sollte zumindest exemplarisch lange Beobachtungszeiten zur Absicherung von notwendigen rechnerischen Extrapolationen mittels nichtlinearer Regression aufweisen.
- Durch die Anwendung des Laststeigerungsversuchs bietet sich die Möglichkeit, die Anzahl der Einzelversuche gegenüber den Kraft gesteuerten Versuchen zu reduzieren, wobei auch bei diesem Versuchstyp auf eine ausreichende Beobachtungszeit der einzelnen Laststufen, insbesondere aber der höchsten Laststufe, geachtet werden muss.
- Die Wirrgelege wurden bereits bei niedrigen Lasten vergleichsweise stark zusammengedrückt, wobei die sich dann ausbildende Verspreizung der einzelnen Kunststoffdrähte zu einer vergleichsweise geringen Zunahme der Verformungen unter Einwirkung von Horizontallasten geführt hat.
- Aufgrund der Anordnung und der Struktur der Kunststoffdrähte bei dem gleichförmigen Gelege weist dieses zunächst eine vergleichsweise hohe Steifigkeit auf. Diese Struktur kann jedoch schon bei geringen Horizontalbeanspruchungen beeinträchtigt werden, wodurch insbesondere bei niedrigen Auflasten der Einfluss von Horizontalkräften auf die Dicke vergleichsweise groß ist.
- Wird die Struktur der gleichförmigen Gelege bereits durch hohe Auflasten ohne Horizontalbeanspruchung beeinträchtigt, so dass ähnlich wie bei einem Wirrgelege die Kunststoffdrähte sich gegenseitig verspreizen, kann der Einfluss von Horizontallasten auf die Restdicke weitgehend vernachlässigt werden.
- Bei den Produkten mit Dränkörpern aus Dreieckstrukturen bzw. Gittern/Geonetzen war der Einfluss von Horizontalkräften auf die Dicke vernachlässigbar gering.

3.3 Hydraulisches Verhalten der Dränmatten

3.3.1 Vorbemerkungen

Wie die bisher beschriebenen Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von Dränmatten gezeigt haben, weisen diese, insbesondere Produkte mit einem Dränkern aus Kunststoffdrähten, ein zeitabhängiges Zusammendrückungsverhalten auf.

Zwischen der Fließgeschwindigkeit und dem Fließwiderstand in der Dränmatte besteht kein linearer Zusammenhang, so dass das Filtergesetz nach Darcy für Dränmatten in der Regel nicht anwendbar ist. Dies kann man z.B. bereits aus den Herstellerangaben der Tabelle 3.1 ableiten, in der für einige Produkte die Abflussleistungen bei gleicher Dicke für unterschiedliche Gradienten angegeben sind. Wäre Darcy gültig, so müsste sich bei einer Erhöhung des Gradienten von $i = 0,1$ auf $i = 1$ die 10- fache Abflussleistung ergeben. Tatsächlich wurde

z.B. beim Produkt WG-100 (Aufbau: MeV200-WG600-MeV200) statt der 10-fachen nur die 4-fache Abflussleistung festgestellt. Es kann deswegen davon ausgegangen werden, dass innerhalb des Dränkerns keine laminaren Strömungsverhältnisse vorliegen, so dass die Strömungswiderstände mit zunehmender Fließgeschwindigkeit überproportional ansteigen. Deswegen ist bei Dränmatten der Ansatz von flächenbezogenen Durchlässigkeitsbeiwerten analog zu den mineralischen Dränschichten nicht sinnvoll. Für Dränmatten sollte der Kennwert der Transmissivität oder der Abflussleistung $[l/(sm)]$ benutzt werden, wobei diese in Abhängigkeit von der Auflast (Dicke) und dem hydraulischen Gradient bestimmt werden muss.

3.3.2 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Zur Untersuchung der Durchlässigkeitseigenschaften von Dränmatten und von Geotextilien wird der in Abbildung 3.21 dargestellte Versuchsaufbau benutzt. Mit diesem Versuchsaufbau können Durchlässigkeitsversuche in Anlehnung an DIN 60500 (Teil 7) und in Anlehnung an DIN EN ISO 12958 durchgeführt werden.

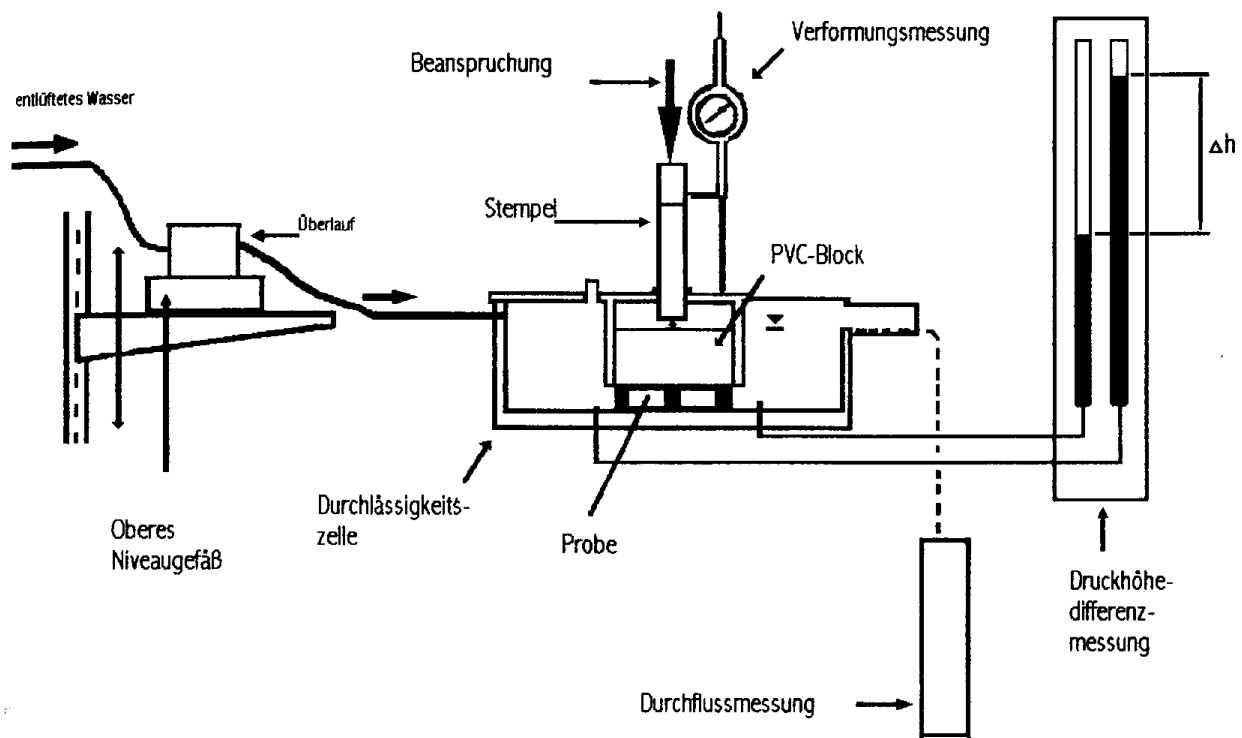


Abb. 3.21: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Durchlässigkeitseigenschaften

Zur Untersuchung wird der in der Abb. 3.21 dargestellte Versuchsaufbau benutzt, der sich aus der Durchlässigkeitszelle, den Einrichtungen zur Steuerung des hydraulischen Druckes und entsprechenden Messeinrichtungen zusammensetzt. Die Durchlässigkeitszelle besteht aus drei Räumen, die jeweils durch Tauchwände voneinander getrennt sind. Im in der Mitte liegenden Probenraum wird die zu untersuchende Dränmatte eingebaut und mit einem Block so belastet, dass ausschließlich eine horizontale Durchströmung der Probe ermöglicht wird. Durch Messung der Differenz zwischen der oberstromigen und der unterstromigen Druckhöhe wird der hydraulische Gradient ermittelt. Die Versuche werden mit entlüftetem Wasser durchgeführt. Dies ist besonders bei Untersuchungen im Bereich niedrigen Gradienten von Bedeutung.

Mittels einer Belastungseinrichtung kann eine Auflast auf die Probe aufgebracht werden. Die Dicke der Proben wird mit Feinmessuhren gemessen. Die Versuche können mit einer höhenverschieblichen Belastungseinrichtung und konstanter Auflast oder mit einer während des Versuches fixierten Belastungseinrichtung und konstanter Probendicke durchgeführt werden.

Infolge der Steifigkeit von Zellenboden und Belastungseinrichtung ergibt sich eine starre Bettung der Probe. Zur Simulation der Nachgiebigkeit von angrenzenden Bodenschichten wurden auch Versuche mit zusätzlich eingebauten, nachgiebigen Gummiplatten durchgeführt.

Es wurden wie bei den Untersuchungen über das Zusammendrückungsverhalten unter lot-rechter Last u.a. folgende Produkte untersucht:

- Wirrgelege, verschweißt, Rohstoff PP, $m_A = 1.200 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung: WG-1200)
- Gleichförmiges Gelege, adhäsiv gebundene Vliesstoffe, Rohstoff PA, $m_A = 700 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung: GG-700)
- Geogitter mit adhäsiv gebundenen Vliesstoffen (Bezeichnung: Gitter)
- Mechanisch verfestigter Vliesstoff, Rohstoff PP, $m_A = 500 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung MeV-500)
- Mechanisch verfestigter Vliesstoff, Rohstoff PES, $m_A = 800 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung MeV-800)
- Mechanisch verfestigter Vliesstoff, Rohstoff PP, $m_A = 2000 \text{ g/m}^2$ (Bezeichnung MeV-2000)

Neben den verschiedenen Dränmatten mit jeweils unterschiedlichem Aufbau des Dränkerns wurden auch Vliesstoffe mit unterschiedlichen Flächenmassen untersucht. Anhand der ergänzenden Untersuchungen mit den Vliesstoffen sollte geprüft werden, ob z.B. eine dicke Schutzlage für die KDB aus einem Vliesstoff nicht bereits ausreichende Abflussleistungen aufweist.

3.3.3 Versuchsergebnisse

In einer ersten Versuchsreihe wurden Versuche mit konstanter Auflast und starrer Bettung durchgeführt. Wie in den Abschnitten über das Zusammendrückungsverhalten mit und ohne Schubbeanspruchung bereits beschrieben, waren insbesondere bei Wirrgelegen und gleichförmigen Gelegen auch nach langen Beobachtungszeiträumen noch Veränderungen der Probendicken festzustellen, was zu einer entsprechenden Beeinflussung der hydraulischen Leistungsfähigkeit führte. Eine Versuchsdurchführung nach diesem Prinzip würde deswegen vorab lange Vorbelastungszeiten der Proben innerhalb der Durchlässigkeitszellen erfordern und damit den möglichen Untersuchungsumfang einschränken. Zudem bietet dieser Versuchsaufbau nicht die Möglichkeit einer gleichzeitigen Schubbeanspruchung, da die daraus resultierende Horizontalverschiebung zu Umläufigkeiten führen würde. Die Versuchsreihe mit konstanter Auflast wurde deswegen nach einigen Vorversuchen eingestellt und nicht weiter verfolgt.

Versuche mit weicher Bettung könnten das tatsächliche Verhalten im Bauwerk realitätsnäher beschreiben. Durch eine starre Bettung werden nämlich Auflasten auf die steiferen Strukturen (Kunststoffdrähte, Gitter, Noppen) konzentriert und die Vliesstoffe zwischen diesen Auflagerpunkten entlastet. Es ist jedoch denkbar, dass bei eher gleichmäßiger Auflast die Vliesstoffe je nach Verbindungsart und Abstand der Auflagerpunkte in die Hohlräume gedrückt

werden und so den Fließquerschnitt und damit die hydraulische Leistungsfähigkeit beeinträchtigen. Tatsächlich wurde bei den Untersuchungen eine Abnahme der Abflussleistungen einer Dränmatte mit Wirrgeleje je nach Auflast zwischen 7,5 % und 20,5 % bei einseitig weicher Bettung und um bis zu 31 % bei beidseitig weicher Bettung festgestellt. Bei dem Geogitter-Produkt reduzierte sich die Abflussleistung bei einseitig weicher Bettung um bis zu 38 %. Ein weiteres Produkt (Dreiecksstruktur) wies bei einseitig weicher Bettung unerwartet eine ca. 36 % höhere, bei beidseitig weicher Bettung eine um bis zu 12,5 % geringere Abflussleistung auf.

Ähnlich wie Polymere weist auch der in der Norm vorgeschriebene Gummi ein zeitabhängiges Verformungsverhalten auf, so dass obige Versuchsergebnisse, die auflastabhängig durchgeführt wurden, auch durch Kriechverformungen beeinflusst sein können. Eine eindeutige Bewertung der Einflüsse ist auf der Grundlage dieser Versuchsergebnisse nicht möglich. Die Versuchsergebnisse zeigen jedoch, dass der in den GDA-Empfehlungen für lokale Verformungen vorgeschlagene Sicherheitsbeiwert FS_{IN} von (1,0 –) 1,5 diese Einflussgröße ausreichend erfasst.

Für eine genaue Beurteilung der hydraulischen Leistungsfähigkeit von Dränmatten ist aus den erläuterten Problemen mit den anderen Versuchsrandbedingungen ausschließlich die dickenabhängige Versuchsdurchführung in Kombination mit entsprechenden Untersuchungen zum mechanischen Verhalten gemäß Abschnitt 3.2 zielführend. Bei diesen Versuchen werden die Proben bis zu der entsprechenden Dicke mit der Belastungseinrichtung zusammengedrückt und die Belastungseinrichtung anschließend fixiert. Die Versuche wurden nur mit starrer Bettung durchgeführt, da eine Kriechneigung der Gummischichten zu einer ungewollten Entspannung der Proben geführt hätte.

Die Versuche wurden in der Regel mit hydraulischen Gradienten von $i = 0,1$ bis $i = 2$ durchgeführt. In den folgenden Abbildungen 3.22 – 3.27 sind die Abflussleistungen für verschiedene Probendicken und hydraulische Gradienten sowie das Zusammendrückungsverhalten bei lotrechter Last (Kurzzeitversuch) dargestellt. Das Langzeitzusammendrückungsverhalten ist dabei nicht berücksichtigt.

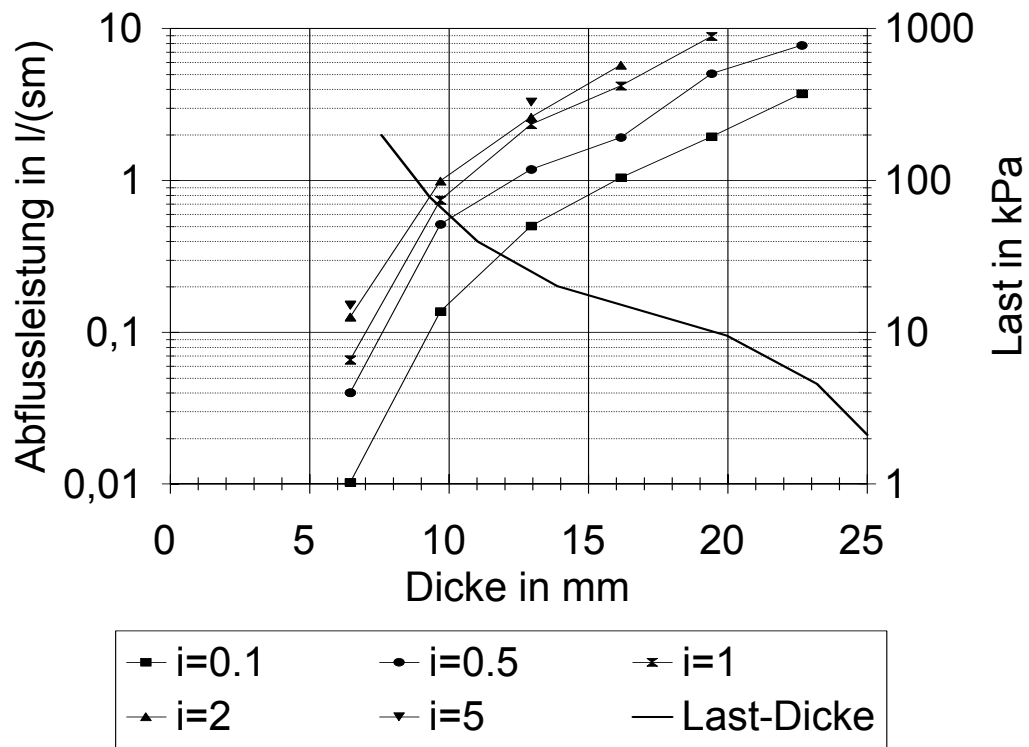


Abb. 3.22: Abflussleistungen von WG-1200

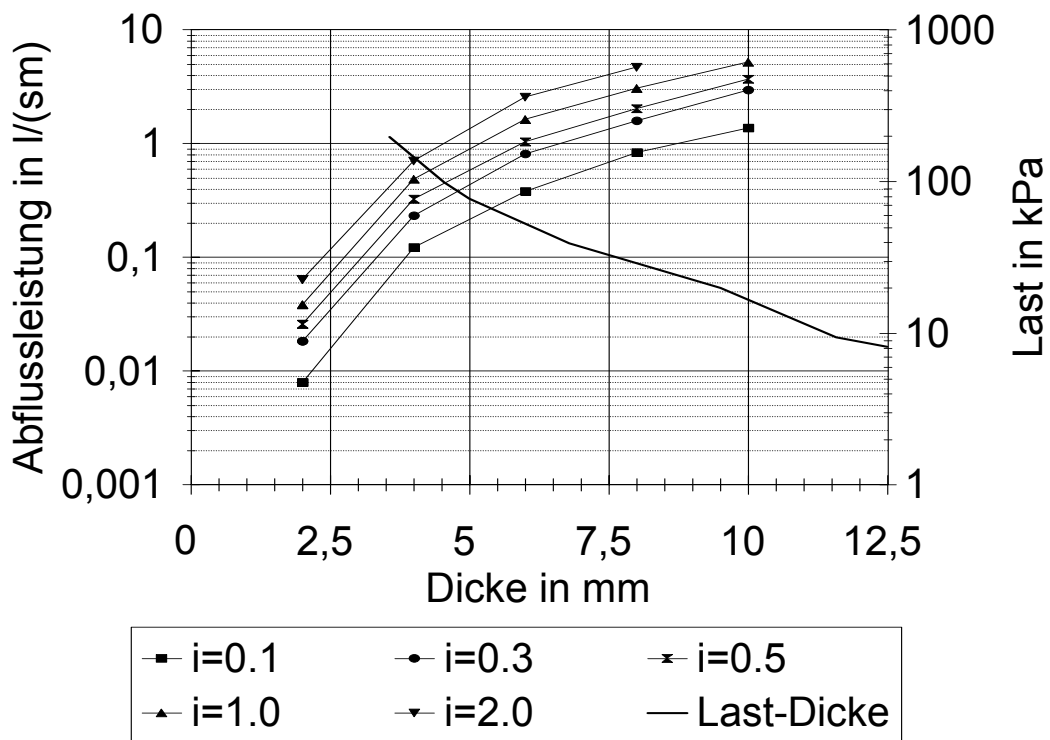


Abb. 3.23: Abflussleistungen von GG-700

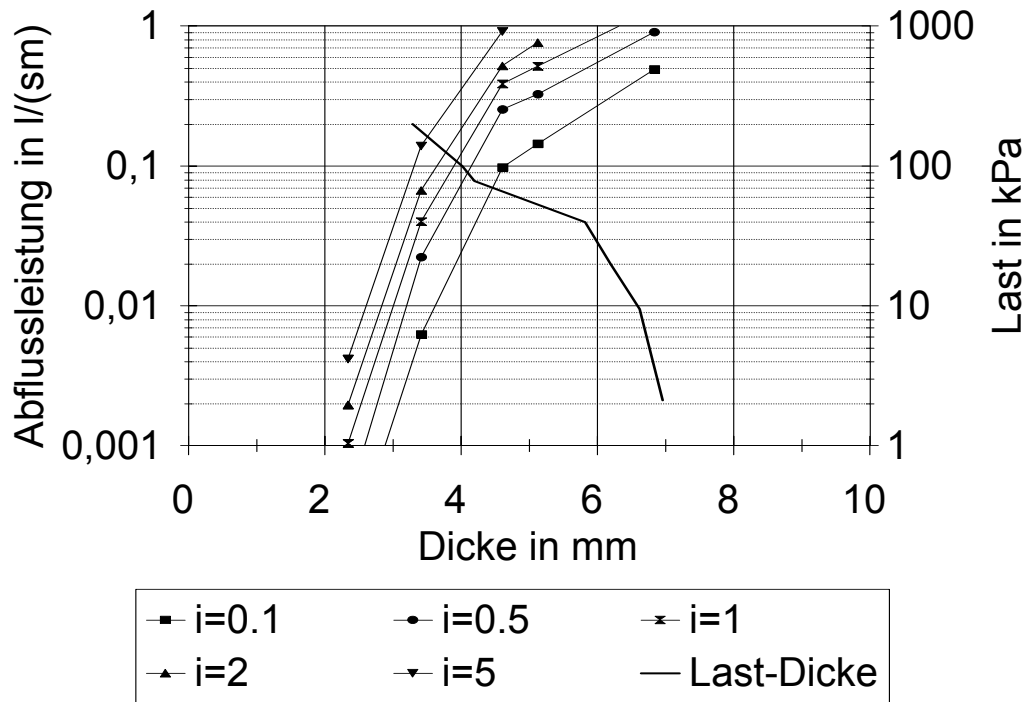


Abb. 3.24: Abflussleistungen vom Gitter

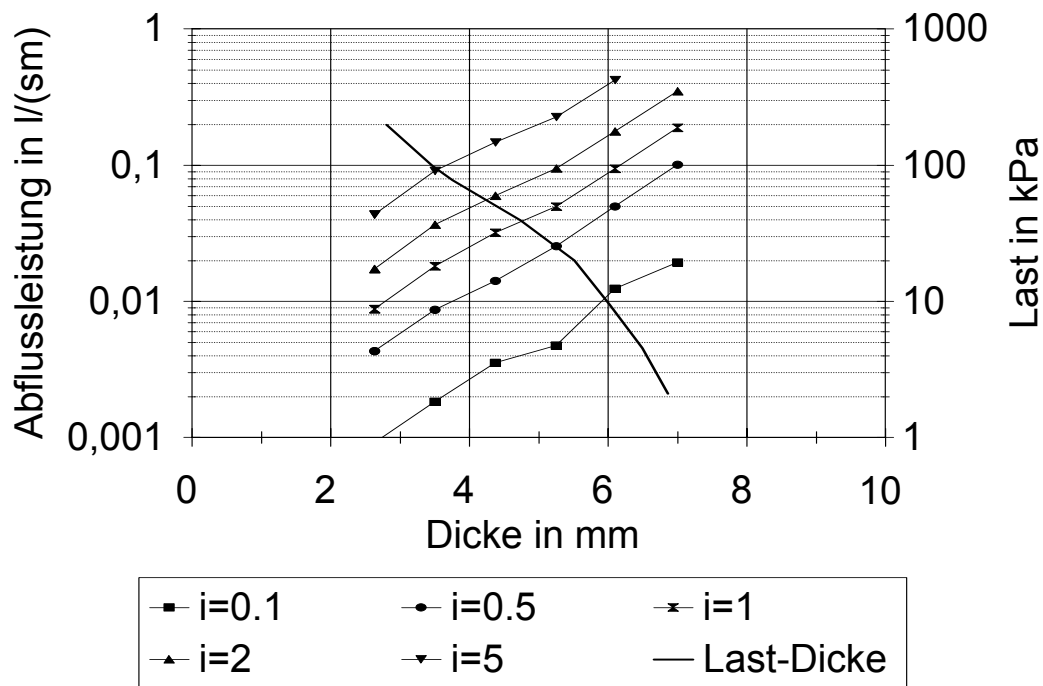


Abb. 3.25: Abflussleistungen von MeV-500

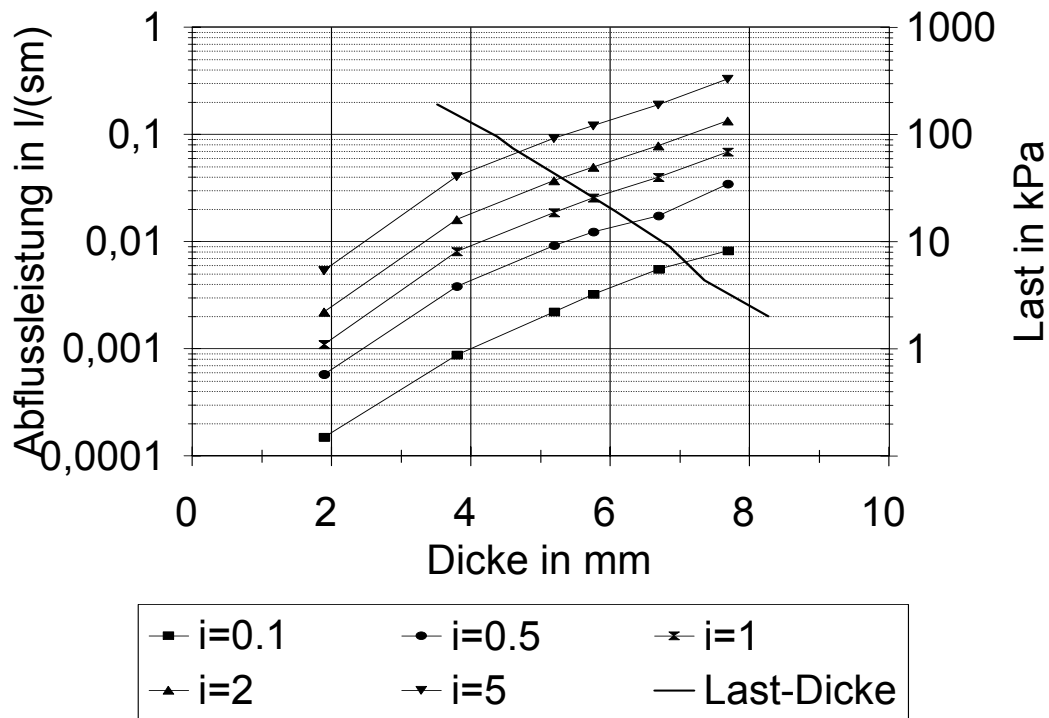


Abb. 3.26: Abflussleistungen von MeV-800

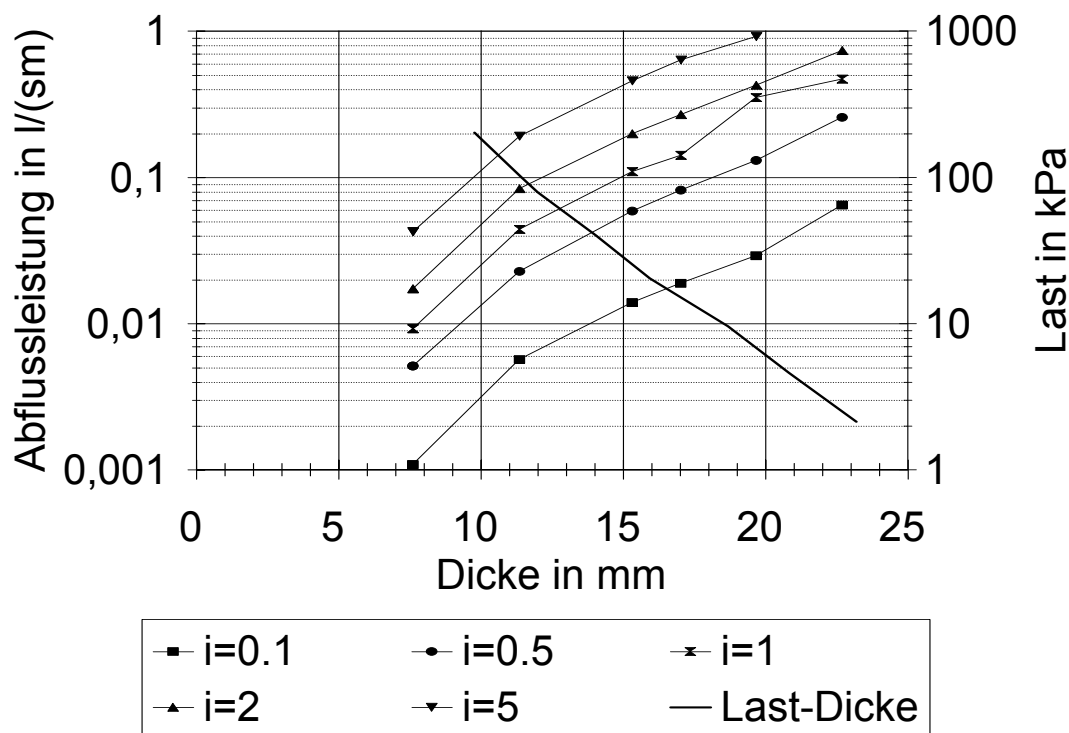


Abb. 3.27: Abflussleistungen von MeV-2000

Die beiden Produkte WG-1200 und GG-700 weisen bei niedrigen Auflasten besonders hohe Abflussleistungen > 1 l/sm auf. Beim Gitter kann die Abflussleistung aufgrund der vergleichsweise große Steifigkeit bis zur Auflast von ca. 60 kPa ebenfalls als hoch ($> 0,3$ l/sm) beurteilt werden. Die Abflussleistung der Vliesstoffe ist deutlich geringer. In der Tabelle 3.4 sind kennzeichnende Versuchsergebnisse vergleichend zusammengestellt:

Produkt	Abflussleistung bei $i = 1$		Abnahme
	20 kPa	100 kPa	
WG-1200	2,8	0,4	86 %
GG-700	3,7	0,5	87 %
Gitter	0,9	0,12	87 %
MeV-500	0,06	0,02	66 %
MeV-800	0,03	0,01	66 %
MeV-2000	0,12	0,04	73 %

Tab. 3.4: Abflussleistungen im Vergleich

3.3.4 Ergebnisse Deponie Kienberg

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden auf der Deponie Kienberg Dränmatten nach einer Liegezeit von ca. 6 Jahren ausgegraben, visuell überprüft und Proben zur Untersuchung der Abflussleistung entnommen. Die visuelle Überprüfung ergab keine Hinweise auf Beeinträchtigung der Funktion. Die hydraulischen Untersuchungen der ausgebauten Proben wurden mit konstanten Dicken und starrer Bettung durchgeführt. Zum Vergleich wurden fabrikneue Vergleichsmuster ebenfalls geprüft. Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 3.28 bis 3.30 dargestellt.

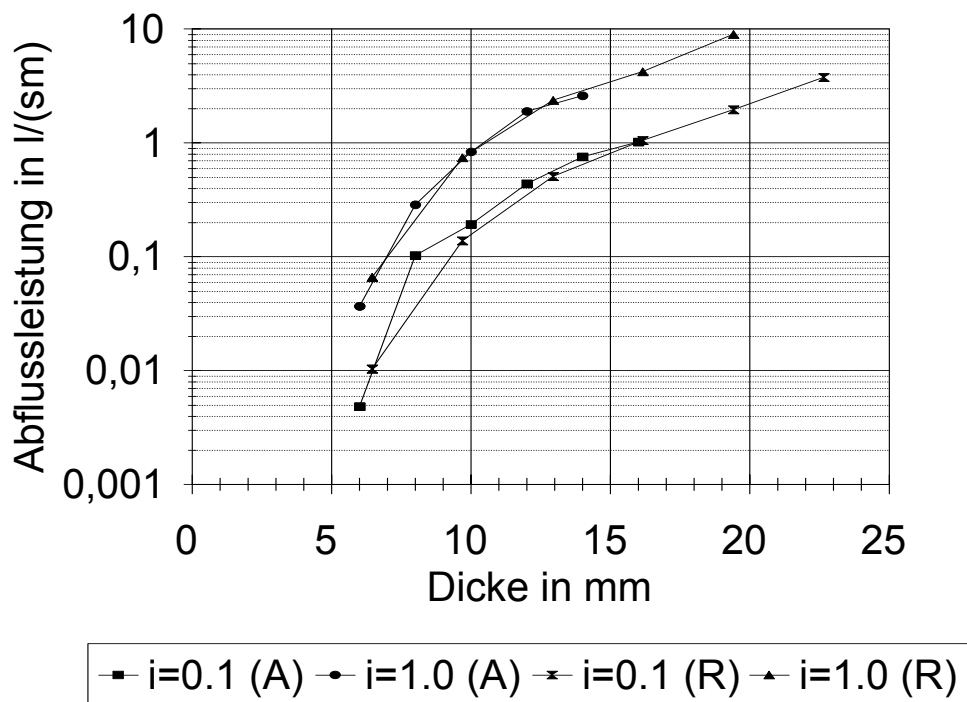


Abb. 3.28: WG-1200, Vergleich der Abflussleistung der ausgebauten (A) mit einer neuen Probe (R)

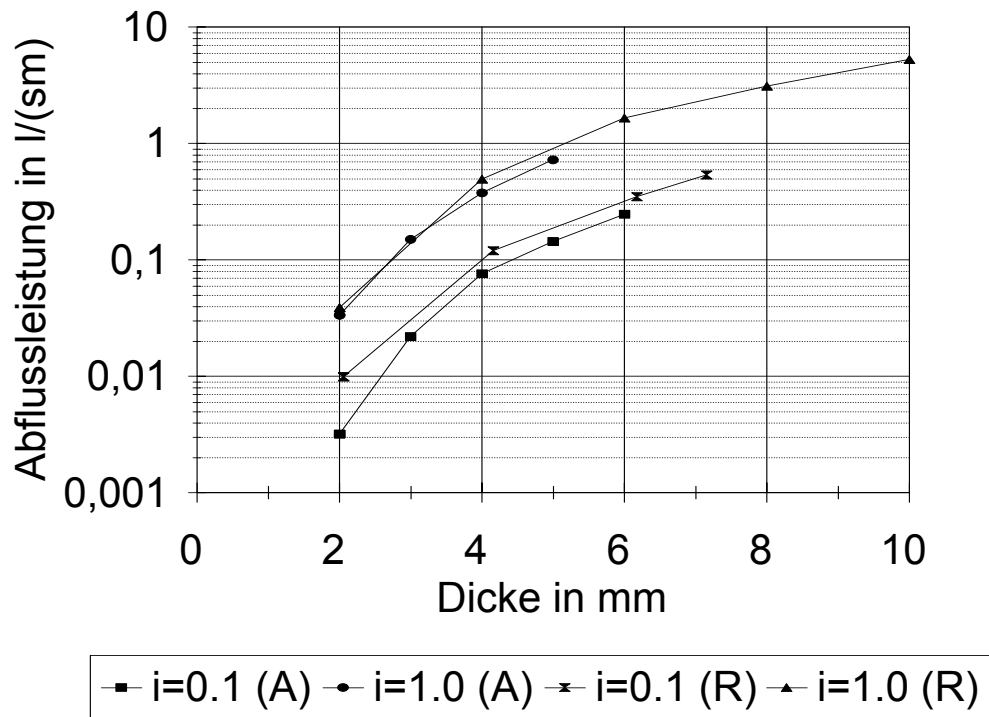


Abb. 3.29: GG-700, Vergleich der Abflussleistung der ausgebauten (A) mit einer neuen Probe (R)

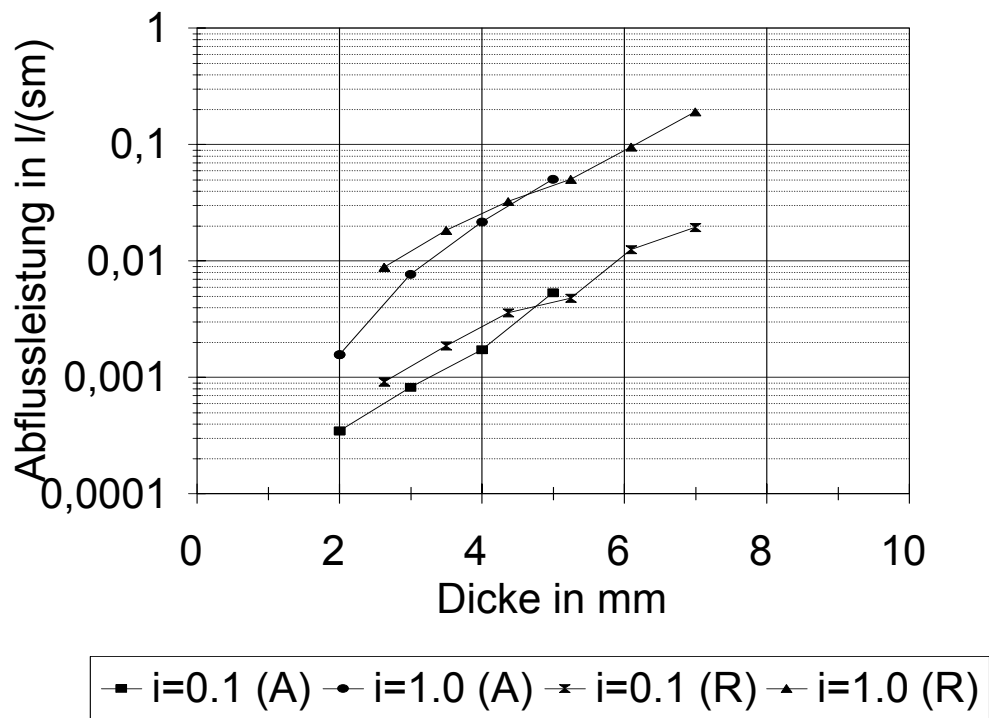


Abb. 3.30: MeV-500, Vergleich der Abflussleistung der ausgebauten (A) mit einer neuen Probe MeV-500 (R)

Aus den Abbildungen ist ersichtlich, dass die hydraulische Leistungsfähigkeit der neuen Proben und der ausgebauten Proben in der gleichen Größenordnung liegt und durch die mehrjährige Liegezeit kaum abgenommen hat.

Bei WG-1200 sind beim hydraulischen Gradienten von $i = 1$ die Versuchsergebnisse identisch. Bei $i = 0,1$ erreichten die ausgebauten Proben geringfügig höhere Abflussleistungen. Bei diesem Produkt und der vorliegenden Beobachtungszeit könnten somit die Abminderungsfaktoren für biologische und chemische Einwirkungen FS_{BC} und FS_{CC} jeweils mit 1,0 angesetzt werden. Die Versuchsergebnisse mit GG-700 zeigten ein identisches und mit MEV-500 ein ähnliches Verhalten.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurde das bestehende Testfeld in Kienberg, bei dem mehrere geosynthetische und mineralische Dränsysteme eingebaut wurden, messtechnisch bestückt. Dabei wurden u.a. Abflussleistungen der einzelnen Dränsysteme mit Kippwaagen gemessen und kontinuierlich aufgezeichnet. In der Abbildung 3.31 ist für ein extremes Regenereignis mit insgesamt fast 90 mm Niederschlag innerhalb von ca. 36 Stunden die Abflussleistung eines der Testfelder mit einer Dränmatte und zum Vergleich ein Testfeld mit einer mineralischen Dränschicht dargestellt:

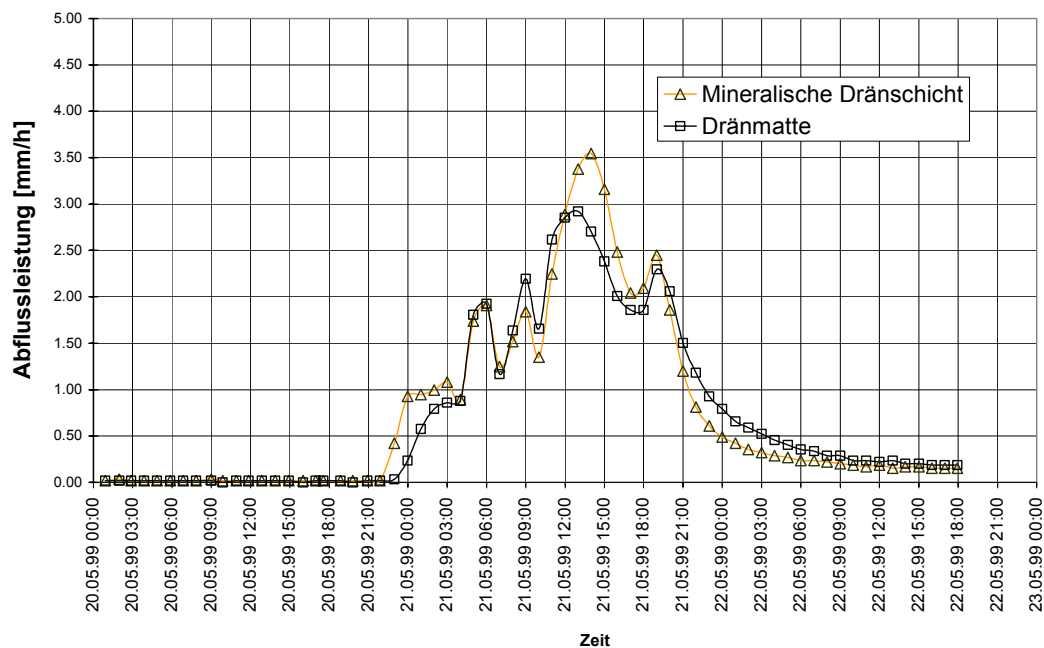


Abb. 3.31: Abflussmessungen der Dränmatte WG-1200 im Vergleich zu einer mineralischen Dränschicht (Pfingsten 1999)

Wie anhand der abgebildeten Messergebnisse beispielhaft abgeleitet werden kann, liegen die Abflussleistungen der verschiedenen mineralischen und geosynthetischen Dränsysteme sowohl bei normalen als auch bei dauerhaften, extremen Regenereignissen (Pfingsten 1999) in etwa gleicher Größenordnung, so dass sich unter den dortigen Randbedingungen eine Gleichwertigkeit der mineralischen und der geosynthetischen Dränsysteme im langjährigen Feldversuch gezeigt hat.

3.3.5 Bemessung von Dränmatten

Zur Bemessung von geosynthetischen Dränmatten wird nach den GDA-Empfehlungen die Dränspende q_{entw} der im Versuch bestimmten Abflussleistung q_{exp} gegenübergestellt, wobei diese um Sicherheitsfaktoren vermindert wird. Die Dränspende wird in der Regel unabhängig

vom Wasserhaushalt der Rekultivierungsschicht nur in Abhängigkeit von der Länge der Böschung und von der maximal zu erwartenden Regenspende ermittelt.

$$q_{\text{entw}} = q_{\text{exp}} [1 / (FS_{\text{IN}} FS_{\text{CR}} FS_{\text{CC}} FS_{\text{BC}} FS_{\text{SY}})]$$

mit

FS_{IN} = Sicherheitsbeiwert für lokale Verformungen (1,0 – 1,5)

FS_{CR} = Sicherheitsbeiwert für Kriechverformungen (1,2 – 1,4)

FS_{CC} = Sicherheitsbeiwert für chemische Ausfällungen (1,0 – 1,2)

FS_{BC} = Sicherheitsbeiwert für biologische Einwirkungen (1,2 – 1,5)

FS_{SY} = Sicherheitsbeiwert für allgemeine Systemunsicherheiten (1,0 – 2,0)

Die Sicherheitsbeiwerte sollen neben den allgemeinen Systemunsicherheiten die Kriechverformungen, die biologischen und chemischen Beeinträchtigungen und lokale Verformungen berücksichtigen. In Klammern sind Erfahrungswerte von Koerner (1998) angegeben, die ursprünglich für Produkte mit Geogittern/ Geonetzen erarbeitet wurden. Die Angaben sind aus den GDA- Empfehlungen entnommen.

Der Nachweis beinhaltet nur den Vergleich der Abflussleistung mit der Regenspende im stationären Zustand und gibt keine Hinweise über Aufstauhöhen oder zeitabhängige Einstauvorgänge.

Bei mineralischen Dränschichten werden Aufstauhöhen mit dem Rechenverfahren nach Lassafré vorgenommen, das jedoch für Dränmatten nicht geeignet erscheint. Von Saathoff (1999) wurde ein instationärer Rechenansatz vorgeschlagen, der das Speichervermögen (Porenraum) berücksichtigt, wobei die Abflussleistung vereinfachend unabhängig vom durchströmten Querschnitt in der Dränmatte stets in voller Höhe angesetzt wurde. Diese Vereinfachung überschätzt gerade in der Einstauphase des Dränkörpers zu Beginn von Regenereignissen die Abflussleistung und überschätzt damit die Zeit bis zur vollständigen Sättigung der Dränmatte. Vergleichsberechnungen, bei denen die Abflussleistungen in Abhängigkeit vom gefüllten Porenraum angesetzt wurden, ergaben für das in Saathoff (1999) vorgestellte Beispiel eine vollständige Sättigung der Dränmatte statt nach 32 Stunden bereits nach 23 Stunden. Je nach Anwendungsfall können jedoch besonders mit instationären Berechnungsansätzen wirtschaftlich optimierte Lösungen erarbeitet werden.

Die Angaben in den GDA- Empfehlungen zu den Sicherheitsfaktoren können als Abschätzung verwendet werden, jedoch sind experimentell produktspezifisch ermittelte Faktoren vorzuziehen. Insbesondere der Sicherheitsfaktor FS_{CR} zur Berücksichtigung der Kriechneigung sollte aus entsprechenden Untersuchungen abgeleitet werden. So ist beim Produkt WG-1200 in Anlehnung an Abbildung 3.28 bei einer Auflast von 20 kPa mit Kriechverformungen von ca. 5 mm und einer Abnahme der hydraulisch wirksamen Dicke von 15 mm auf 10 mm zu rechnen. Demzufolge nimmt die Abflussleistung von 0,8 l/sm auf 0,15 l/sm ab. Diese Abnahme würde einen Abminderungsfaktor $FS_{\text{CR}} = 5,4$ erfordern.

Die Untersuchungsergebnisse mit den Proben aus Kienberg haben gezeigt, dass die biologischen und chemischen Einwirkungen bei einem Oberflächenabdichtungssystem durch die Sicherheitsfaktoren $FS_{\text{CC}} = 1,0$ bis 1,2 und $FS_{\text{BC}} = 1,2 - 1,5$ gemäß GDA- Empfehlungen überschätzt werden, so dass die Anwendung der jeweils unteren Grenzwerte vorgeschlagen wird.

Zur Berücksichtigung der lokalen Verformungen, z.B. infolge Bettungseinflüsse, sollte der obere Grenzwert von $FS_{IN} = 1,5$ angewendet werden.

3.4 Zusammenfassung

Die Untersuchungen zum hydraulischen Verhalten von Dränmatten ergaben unter den Randbedingungen von Oberflächenabdichtungssystemen vergleichsweise hohe Abflussleistungen, so dass sie als gleichwertige Alternative zu mineralischen Dränschichten eingesetzt werden können. Diese Gleichwertigkeit im Hinblick auf die hydraulische Leistungsfähigkeit konnte auch durch Messungen im Testfeld der Deponie Kienberg belegt werden.

Im Rahmen dieser Forschung wurden umfangreiche Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Dränmatten in Oberflächenabdichtungssystemen durchgeführt und mit Erfahrungen aus der Praxis sowie Messungen in Testfeldern ergänzt. Die Untersuchungsergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Dränmatten weisen in der Regel ausreichende Scherfestigkeiten auf, so dass die Standsicherheit von Böschungen bis zur Neigung 1:3 ohne zusätzliche Bewehrungslagen nachgewiesen werden kann. Strukturzusammenbrüche wurden trotz großer Zusammendrückungen insbesondere in Kombination von lotrechter Last mit zusätzlicher Schubbeanspruchung bei üblichen Böschungsneigungen nicht festgestellt.
- Dränmatten sind in der Regel ausreichend hydraulisch leistungsfähig, so dass im Regelfall eine ausreichende Abflussleistung nachgewiesen werden kann. Beim Nachweis sollten jedoch keine Sicherheitsbeiwerte analog FS_{CR} der GDA-Empfehlungen, sondern Erkenntnisse aus Langzeituntersuchungen Anwendung finden.
- Ausgrabungen zeigten nur eine vernachlässigbar geringe Beeinträchtigung der Abflussleistung infolge chemischer und biologischer Einwirkungen.
- Die Messungen im Testfeld der Deponie Kienberg belegen auch bei extremen Regenernissen die Gleichwertigkeit zu mineralischen Dränsystemen.
- Da keine allgemeinen Zulassungen vorliegen, ist die Eignung projektspezifisch z.B. auf der Grundlage von den für geosynthetische Tondichtungsbahnen erarbeiteten Kriterienkatalogen nachzuweisen.

4 Bemessung mineralischer Dränschichten

4.1 Allgemeines

Für den Entwurf und die Bemessung von Dränschichten in Oberflächenabdichtungssystemen sind folgende drei Fragestellungen zu betrachten:

- Standsicherheit der Böschung
- Filterstabilität zwischen der Rekultivierungsschicht und der Dränschicht
- Hydraulische Leistungsfähigkeit

Diese drei Fragestellungen sind dabei nicht unabhängig voneinander zu behandeln und beeinflussen sich teilweise gegenseitig. In besonderem Umfang hängt die Filterstabilität der Rekultivierungsschicht zur Dränschicht von den erforderlichen Durchlässigkeitseigenschaften und damit der Korngrößenverteilung der Dränschicht ab. Nach den Anforderungen der TA Abfall bzw. TA Siedlungsabfall muss die mineralische Dränschicht eine Dicke von 30 cm und einen Durchlässigkeitsbeiwert von mindestens $k = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ aufweisen. In der Abb. 4.1 sind typische Korngrößenverteilungen einer Rekultivierungsschicht (RS) und einer mineralischen Dränschicht nach TA Siedlungsabfall (GE) dargestellt.

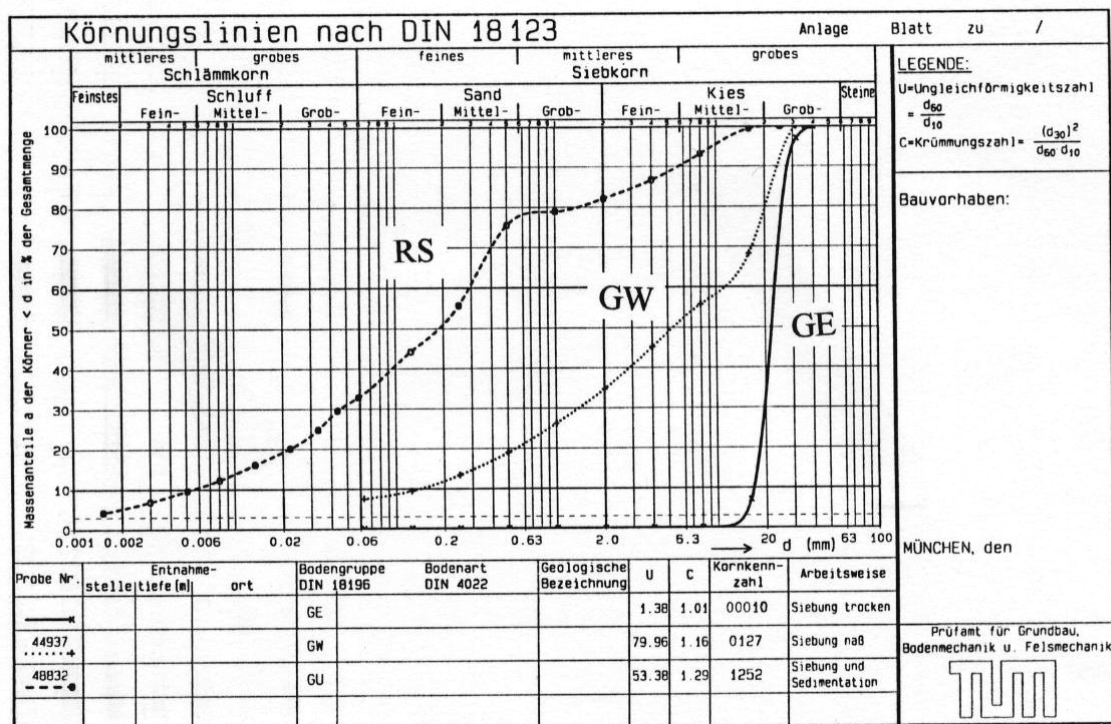


Abb. 4.1: Typische Korngrößenverteilungen von Dränschicht (GE) und Rekultivierungsschicht (RS)

Es ist offensichtlich, dass diese beiden Böden (RS und GE) nicht filterstabil zueinander sein können, so dass zusätzliche Filterschichten oder geotextile Filter notwendig werden. Zum Vergleich wurde ein weitgestufter Kies (GW) als alternatives Dränmaterial mit dargestellt, das zwar eine geringere Durchlässigkeit besitzt, aber auch filtertechnisch unproblematischer zu den typischen Rekultivierungsböden (oftmals gemischtkörnige Böden) ist.

Es ist deswegen eine wesentliche Fragestellung bei Modifizierungen des Oberflächenabdichtungssystems nach TA Siedlungsabfall die nach dem tatsächlich erforderlichen Durchlässigkeitsbeiwert der Entwässerungsschicht oberhalb des Abdichtungssystems. Erst bei geringeren Werten als $k = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ kann eine Änderung des Schichtaufbaus und der Schichtmaterialien in Betracht gezogen werden.

In der Praxis der Bemessung von Drän- und Entwässerungsschichten sind verschiedene Ansätze bekannt, wobei der Ansatz nach Lesaffre die meiste Verbreitung gefunden hat. Im Rahmen einer theoretischen Arbeit wird dieser Ansatz mit Berechnungen des Wasserabflusses in konventionellen Entwässerungsschichten nach der Finite Elemente Methode vergleichend untersucht, wobei Parameterstudien unter Variation der Neigungsverhältnisse, der Entwässerungs- bzw. Haltungsängen sowie der Durchlässigkeit der Entwässerungsschicht erfolgen. Des weiteren werden Betrachtungen zur Standsicherheit unter Berücksichtigung von Strömungskräften und unterschiedlicher Aufstauhöhen in den Dränschichten angestellt.

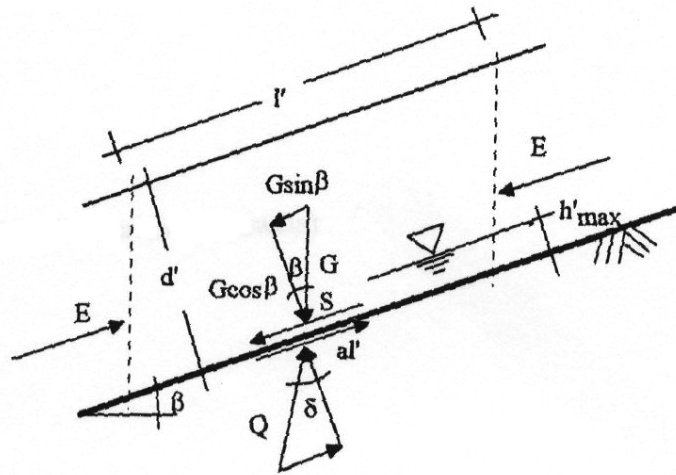
4.2 Bemessung von mineralischen Dränschichten

Eine hohe Standsicherheit und eine hohe hydraulische Leistungsfähigkeit sind im Prinzip gegenläufige Anforderungen und stellen daher einen Optimierungsprozess dar, in dem beide Aspekte in einem ausreichendem Maße sicherzustellen sind. Mit zunehmender Böschungsneigung steigt der hydraulische Gradient an, die Abflussleistung eines Dränsystems erhöht sich. Die zunehmende Böschungsneigung verringert jedoch die Standsicherheit des Abdichtungssystems. Handelt es sich um flache Bereiche, ist die Standsicherheit hoch, aber die Wasserableitung ungünstig. Deswegen wird eine Mindestneigung von 5% vorgeschrieben. Die in der Dränschicht anfallende Regenspende muss im freien Gefälle, also mit einer maximalen Aufstauhöhe von 30 cm entsprechend der Dicke der mineralischen Dränschicht abgeführt werden.

4.3 Standsicherheit

Bei der Berechnung der Standsicherheit der Oberflächenabdichtungssysteme müssen prinzipiell ebene Gleitflächen in den Schichten des Oberflächenabdichtungssystems und tieferreichende gekrümmte Gleitflächen untersucht werden. In der Regel sind böschungsparallele, ebene Gleitflächen für die Berechnung der Standsicherheit maßgebend.

Der übliche Nachweis geht von einem Grenzzustand in der Böschung aus, bei dem sich aktiver und passiver Erddruck aufheben. Die Berechnung wird unter Ansatz einer "unendlichen Gleitfuge" durchgeführt. Im Nachweis werden folgende Kräfte gemäß Abb. 4.2 angesetzt:



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

$$\eta = \frac{G \cos \beta \tan \delta + al'}{G \sin \beta + S} \geq 1,3$$

Abb. 4.2: Berechnung der Standsicherheit des Oberflächenabdichtungssystems

Unter Ansatz dieser Sicherheitsdefinition wurden Vergleichsberechnungen durchgeführt, wobei die Rekultivierungsschicht mit einer Dicke von 1,0 m und einer Wichte $\gamma = 20 \text{ kPa}^3$ angesetzt wurde. Als maßgebender Scherwiderstand wurde dabei ein Reibungswinkel von $\delta = 30^\circ$ angenommen. Regenspende, Böschungslänge und Durchlässigkeitsbeiwert der Dränschicht beeinflussen die maximale Aufstauhöhe $h'_{\max}$ und damit die Strömungskraft S . Der maximale Aufstau in der Dränschicht wurde nach dem Verfahren von Lesaffre (GDA Empfehlungen, 1997) ermittelt. Die Dränspende wurde nach den Hinweisen der GDA-Empfehlung zwischen 10 mm/d und 20 mm/d variiert. Zusätzlich zu diesen beiden für übliche Rekultivierungsböden realistischen Dränspenden wurde ein Vergleich mit 50 mm/d durchgeführt. In der Abb. 4.3 sind die Standsicherheiten für eine 50 m, in der Abb. 4.4 für eine 30 m lange Böschung dargestellt, wobei die Dränschicht mit einer Dicke von 30 cm und einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ entsprechend dem Regelsystem nach TA Siedlungsabfall (1993) angesetzt wurde.

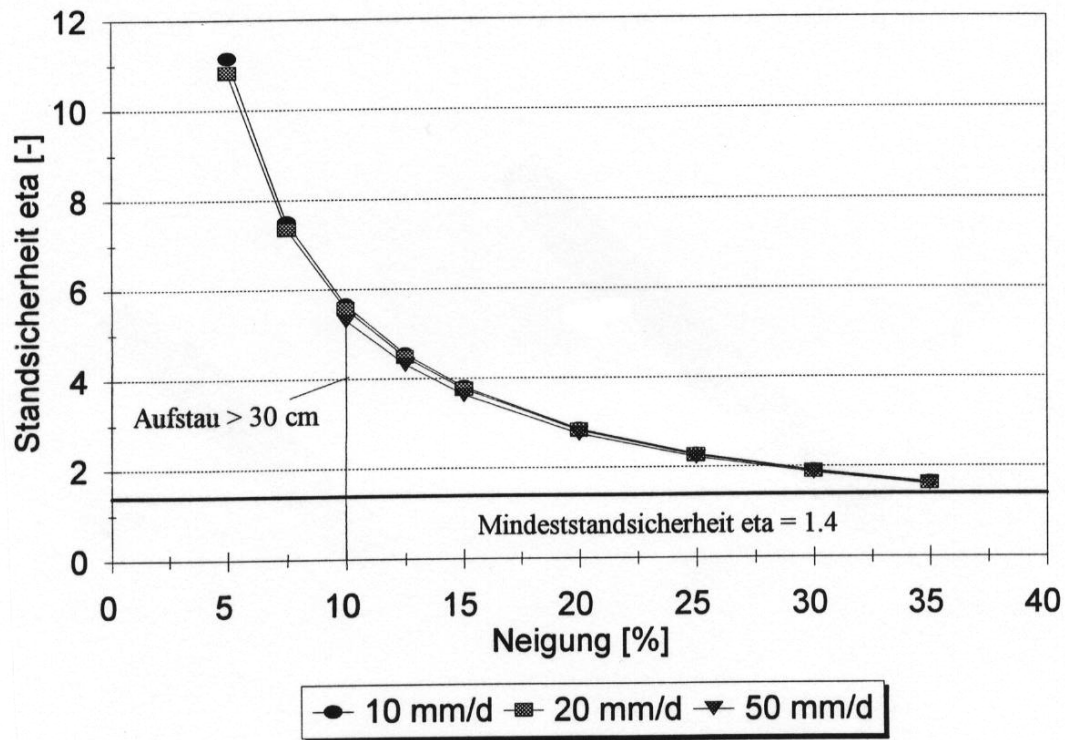


Abb. 4.3: Böschungsstandsicherheit in Abhängigkeit von der Böschungsneigung, Drän-schicht nach TA Siedlungsabfall, Böschungslänge $L = 50$ m ($\delta = 30^\circ$, $v_n = 10$ mm/d)

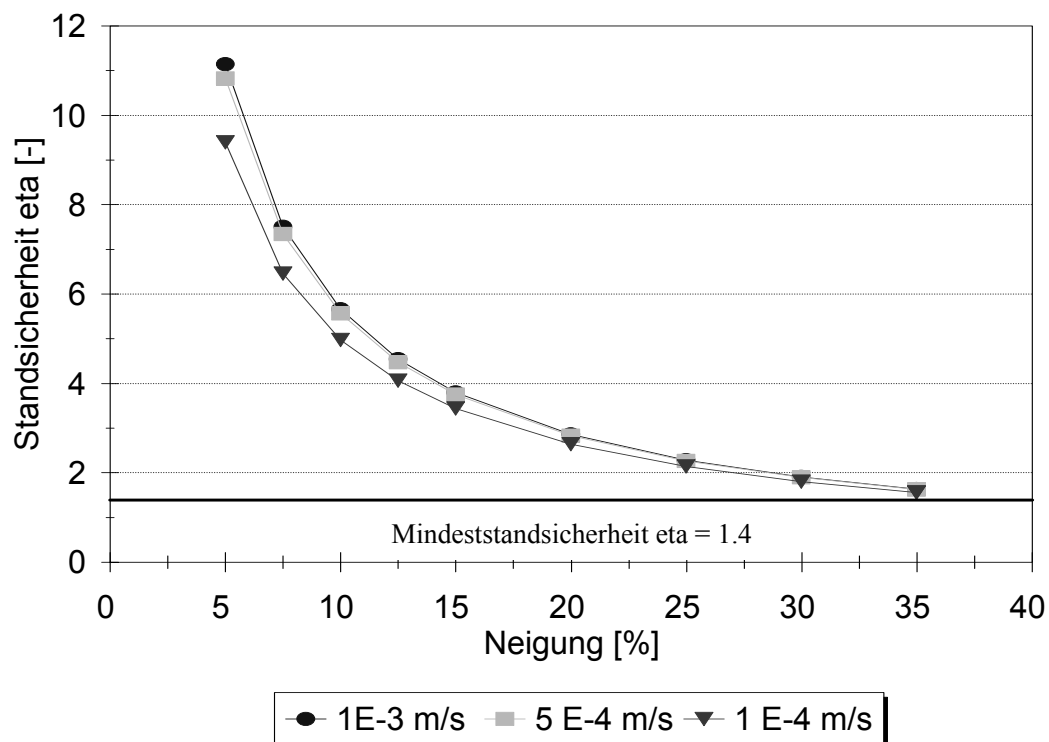


Abb. 4.4: Böschungsstandsicherheit in Abhängigkeit von der Böschungsneigung, Drän-schicht nach TA Siedlungsabfall, Böschungslänge $L = 30$ m ($\delta = 30^\circ$, $v_n = 10$ mm/d)

Bei der 50 m langen, flacher als 1:10 geneigten Böschung und der extrem hohen Dränspende von 50 mm/d überschreitet die Aufstauhöhe $h'_{\max}$ den zulässigen Wert von 30 cm. Die Standsicherheit der Böschung ist jedoch auch für diesen Fall gewährleistet. Aus diesen Ergebnissen kann weiterhin gefolgert werden, dass örtlich und zeitlich begrenzt auftretende Überdrücke (Aufstauhöhen > 30 cm) nicht zu einem Versagen der Böschung führen werden.

Abweichend von den strikten Vorgaben der TA Siedlungsabfall (1993) wurden auch Vergleichsberechnungen mit geringeren Durchlässigkeiten der Dränschicht durchgeführt. In der Abb. 4.5 ist exemplarisch die Standsicherheit einer 50 m langen Böschung bei einer Dränspende von $v_n = 10$ mm/d dargestellt:

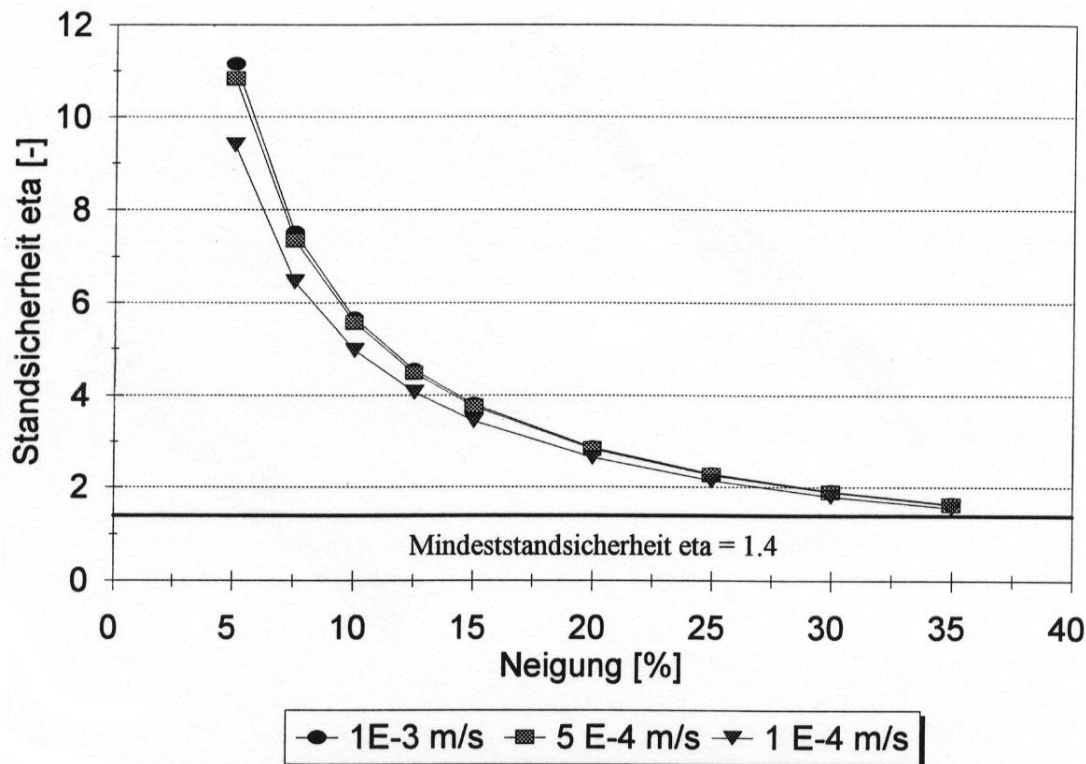


Abb. 4.5: Böschungsstandsicherheit in Abhängigkeit von der Böschungsneigung und der Durchlässigkeit der Dränschicht, $v_n = 10$ mm/d, Böschungslänge $L = 50$ m ($\delta = 30^\circ$)

Die Abbildung zeigt, dass die Standsicherheit der Böschung auch bei vom Regelsystem abweichenden Durchlässigkeiten gewährleistet ist. Problematisch wird die Standsicherheit in der Regel erst bei Neigungen größer als 1:3.

Der Einfluss des Verbundreibungswinkels auf die Böschungsstabilität ist für die Standsicherheit von entscheidender Bedeutung. Der bei den oben dargestellten Berechnungsergebnissen angenommene Reibungswinkel von $\delta = 30^\circ$ wird in der Regel erreicht, sollte aber experimentell in allen Schichten sowie in allen Schichtgrenzen nachgewiesen werden.

In der Abb. 4.6 wird analog zur Abb. 4.3 (Böschungslänge 50 m, $v_n = 10$ mm/d) die Standsicherheit bei einem maßgebenden Reibungswinkel von $\delta = 20^\circ$ dargestellt.

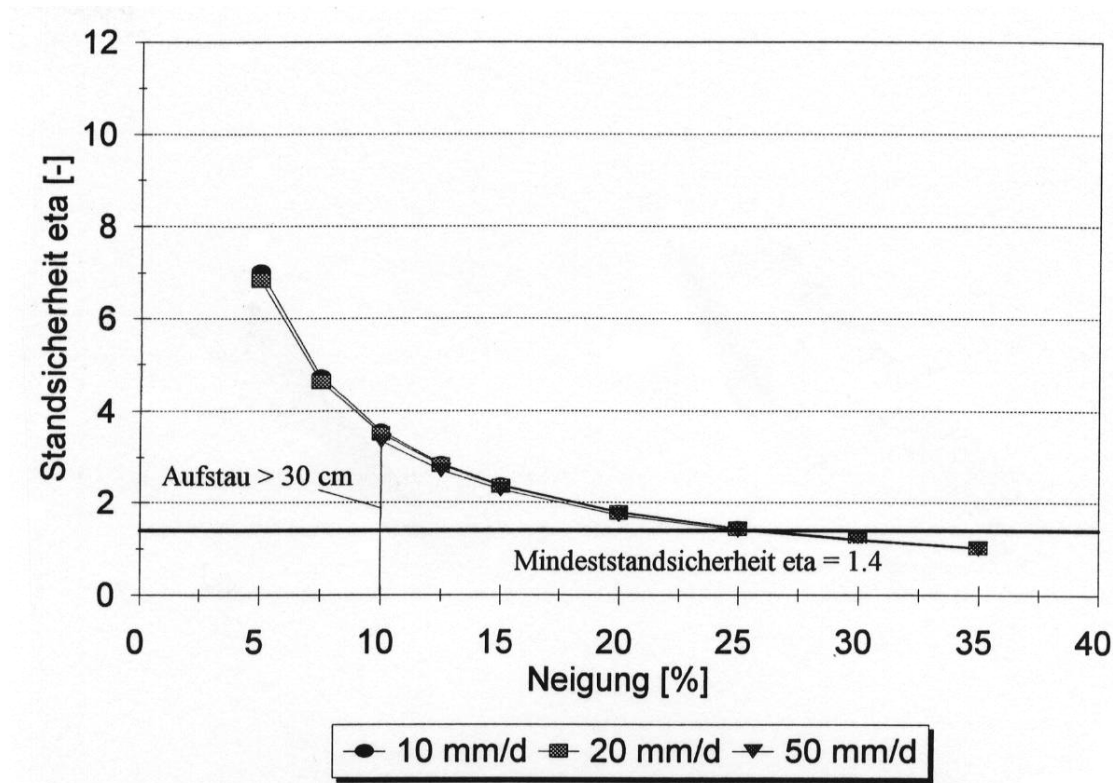


Abb. 4.6: Böschungsstandsicherheit in Abhängigkeit von der Böschungsneigung, Drän-schicht nach TA Siedlungsabfall (1993), Böschungslänge $L = 50$ m ($\delta = 20^\circ$, $v_n = 10$ mm/d)

Die Abbildung zeigt, dass erst ab einer Böschungsneigung von flacher als 1:4 bzw. 25% eine ausreichende Standsicherheit gegeben ist. Die Dränspende hat wiederum nur geringen Einfluss auf die Standsicherheit und deutet auch hier wieder darauf hin, dass der Strömungsdruck in der Böschung sehr gering ist.

Bei dem rechnerischen Ansatz der "unendlichen Gleitfuge" wird davon ausgegangen, dass sich abtreibende und stützende Erddruckkraft aufheben. Diese Vereinfachung kann nur angesetzt werden, wenn diese Erddruckkraft am Böschungsfuß durch einen Stützwall oder entsprechende konstruktive Lösungen aufgenommen werden kann.

Zusammenfassend kann aus obigen Berechnungen und Darstellungen gefolgert werden, dass die Standsicherheit von Böschungen in Oberflächenabdichtungssystemen mit mineralischen Dränschichten in der Regel nur von den Scherfestigkeiten in den einzelnen Bestandteilen und Grenzsichten sowie von der Böschungsneigung abhängt. Die hydraulische Leistungsfähigkeit der Dränschicht (k -Wert) oder die Stärke des Regenereignisses beeinflusst die Standsicherheit nur wenig.

4.4 Hydraulische Leistungsfähigkeit

4.4.1 Nachweise und Bemessung

Eine Bemessung der Dränschicht (Dicke, Durchlässigkeitsbeiwert, Böschungslänge und -neigung) im Hinblick auf die hydraulische Leistungsfähigkeit wird derzeit in der Regel nicht durchgeführt. Dies liegt an der strengen Anforderung der TA Siedlungsabfall (1993), dass die

mineralische Dränschicht eine Dicke von mindestens 30 cm und einen Durchlässigkeitsbeiwert k von mindestens $1 \cdot 10^{-3}$ m/s aufweisen muss.

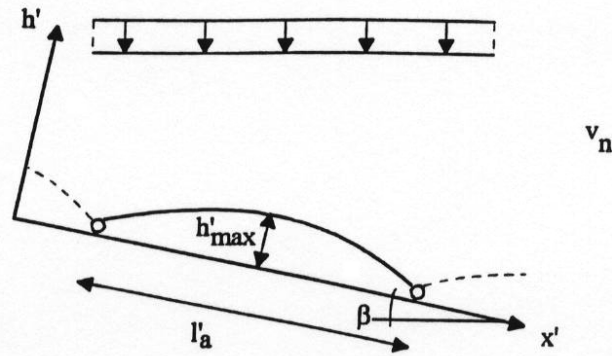
Als Nachweise sind demnach nur die experimentelle Bestimmung der Durchlässigkeit und die Nachweise über die Eignung des für die Dränschicht vorgesehenen Bodenmaterials erforderlich. Zusätzlich wird unter den geometrischen Randbedingungen wie Böschungslänge und -neigung unter Berücksichtigung der Dränspende eine hydraulische Aufstauberechnung durchgeführt, da in der Dränschicht das Wasser drucklos abfließen soll.

4.4.2 Dränspende

Die in einer Dränschicht abzuführende Wassermenge hängt von den örtlichen Klimabedingungen des Deponiestandortes und vom Wasserhaushalt der Rekultivierungsschicht ab. Bei in dieser Hinsicht ungünstigen Verhältnissen, wie z.B. einer sandigen Rekultivierungsschicht mit nur geringem Wasserspeichervermögen und geringem Bewuchs, können maximale Durchsickerungsraten für die Bemessung der Dränschicht von bis zu 25 mm/d anfallen (GDA-Empfehlungen, 1997). Bei bindigen Rekultivierungsmaterialien fallen Durchsickerungsraten von ca. 5 bis 10 mm/d an. Bei den nachfolgenden Rechenansätzen wird nur die Dränschicht betrachtet und dabei die Regenspende im empfohlenen Bereich von 5 mm/d bis 30 mm/d variiert. Die tatsächlich in einer Dränschicht anfallenden Regenspenden sind Gegenstand der Untersuchungen bei den Versuchsfeldern in Kienberg und Haslbach (siehe auch Abschnitt 6).

4.4.3 Berechnungsmodell nach Lesaffre

Zur Berechnung der Aufstauhöhe in der Dränschicht wird in den GDA-Empfehlungen das Rechenmodell nach Lesaffre vorgeschlagen. Dieses Rechenmodell basiert auf der Laplace'schen Differentialgleichung über die Potentialtheorie und löst diese unter Berücksichtigung der im Bild 1.4-1 der GDA-Empfehlungen dargestellten Randbedingungen wie die gleichmäßig verteilte Dränspende und die weitgehend rückstaufreie Ableitung in die beiden Dränleitungen. Der maximale Aufstau kann nun mit der in der Abb. 4.7 gegebenen Gleichung unter Berücksichtigung der geometrischen Verhältnisse (Neigung, Länge), der Durchlässigkeit der Dränschicht sowie der Dränspende ermittelt werden. Der maximale Aufstau befindet sich in etwa in der Mitte zwischen den beiden Dränleitungen, wobei Vergleichsberechnungen mit der FEM ergaben (siehe Kapitel 4.6), dass der Zufluss in die obere Dränleitung insbesondere bei stärker geneigten Böschungen zu vernachlässigen ist.



$$\frac{l'_a}{h'_{\max}} = \sqrt{\frac{4 \cdot k_{\text{Drän}}}{v_n} + \left(\frac{k}{v_n} - 1\right)^2 \cdot \tan^2 \beta}$$

mit

v_n : Dränspende

l'_a : hangparalleler Dränabstand

$h'_{\max}$: maximaler Aufstau über der Sohle

$k_{\text{Drän}}$: Durchlässigkeit der Dränschicht

Abb. 4.7: Berechnung der Aufstauhöhe nach Lesaffre

Mit diesem Berechnungsmodell wurden für eine 30 m lange Böschung und die Durchlässigkeitsbeiwerte $k = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s bzw. $k = 1 \cdot 10^{-4}$ m/s die maximalen Aufstauhöhen in Abhängigkeit von der Böschungsneigung für Dränspenden zwischen $v_n = 5$ mm/d bis $v_n = 30$ mm/d ermittelt.

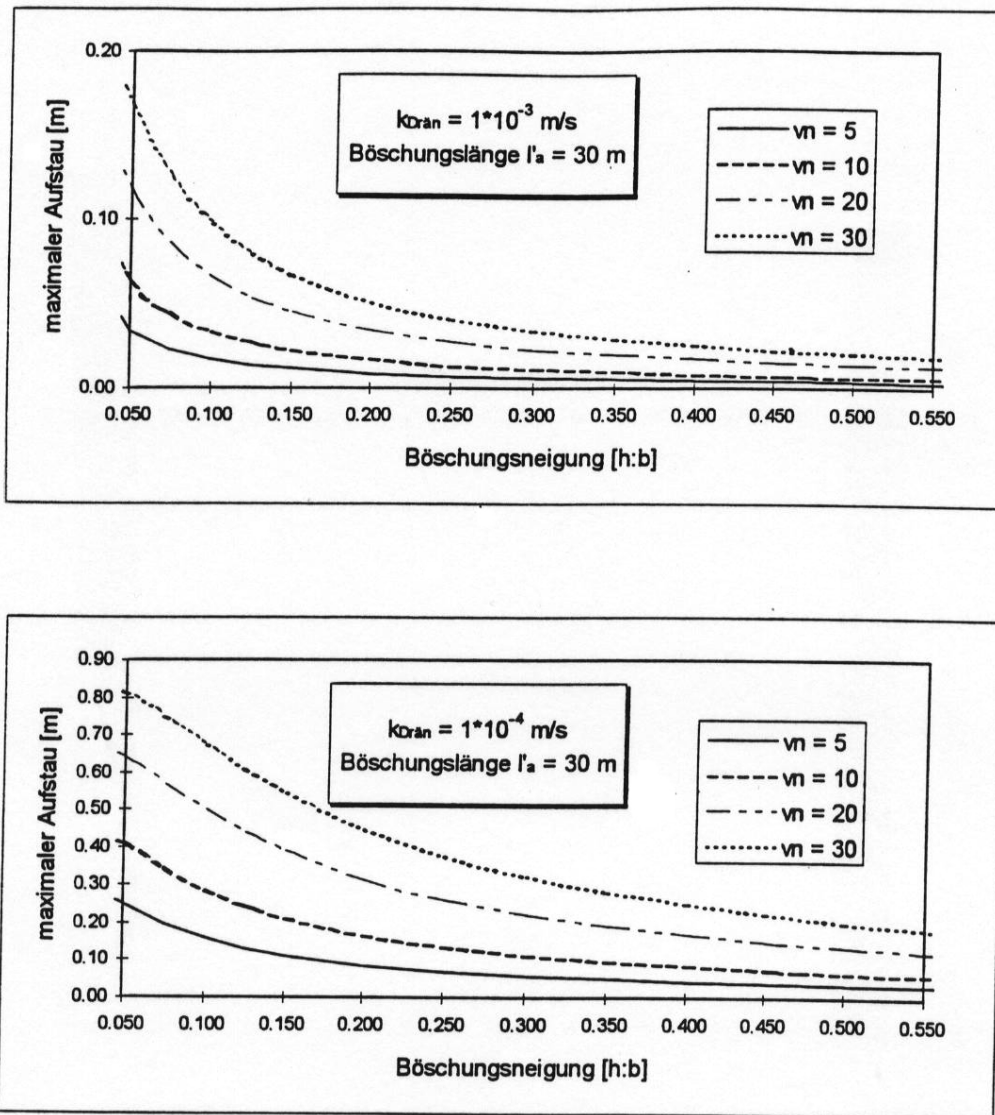


Abb. 4.8: Beispielberechnungen der maximalen Aufstauhöhen nach Lesaffre

Die Diagramme zeigen, dass bei $k = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ die Aufstauhöhen auch unter ungünstigen Randbedingungen den Maximalwert nicht erreichen und somit die Dränschicht nicht ausgenutzt wird.

Im Diagramm für $k = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ wurden für hohe Regenspenden und geringe Böschungsneigungen unzulässig hohe Aufstauhöhen von bis zu 0,80 m ermittelt. Das Diagramm zeigt aber auch, dass bei genauer Bemessung (z.B. $v_n = 20 \text{ mm/d}$, Böschungsneigung $> 22.5\%$) auch mit diesem Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens die maximale Aufstauhöhe eingehalten werden kann.

Um die Einhaltung des maximalen Aufstaus auch bei geringeren Durchlässigkeiten der Dränschicht genauer zu untersuchen, wurde eine umfassendere Parameterstudie mit verschiedenen Durchlässigkeitsbeiwerten ($k = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$, $5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$, $2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$, $1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$) der Einfluss der Böschungsneigung (Abb. 4.9 und Abb. 4.10), der Böschungslänge (Abb. 4.11 und Abb. 4.12) und der Dränspende (Abb. 4.13 und Abb. 4.14) untersucht. Die Dränschicht hatte dabei jeweils eine Dicke von 30 cm. Der Aufstau wurde nach dem Rechenmodell Lesaffre berechnet.

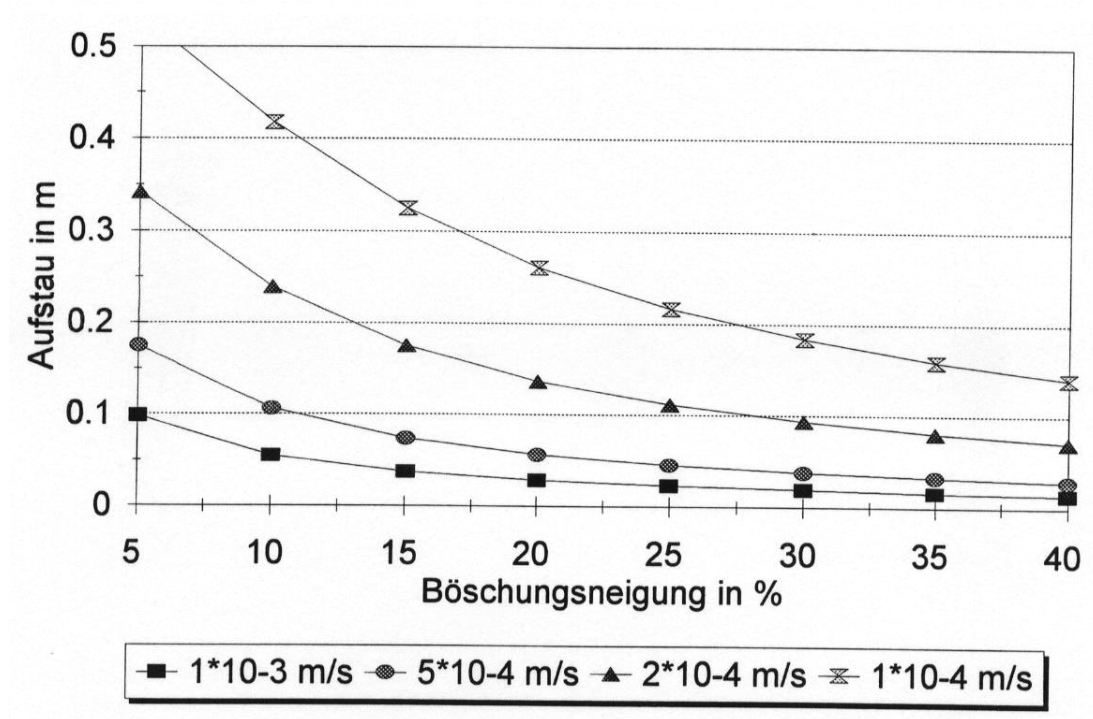


Abb. 4.9: Aufstauberechnung in Abhängigkeit von der Böschungsneigung, (Böschungslänge 25 m, Dränspende 20 mm/d)

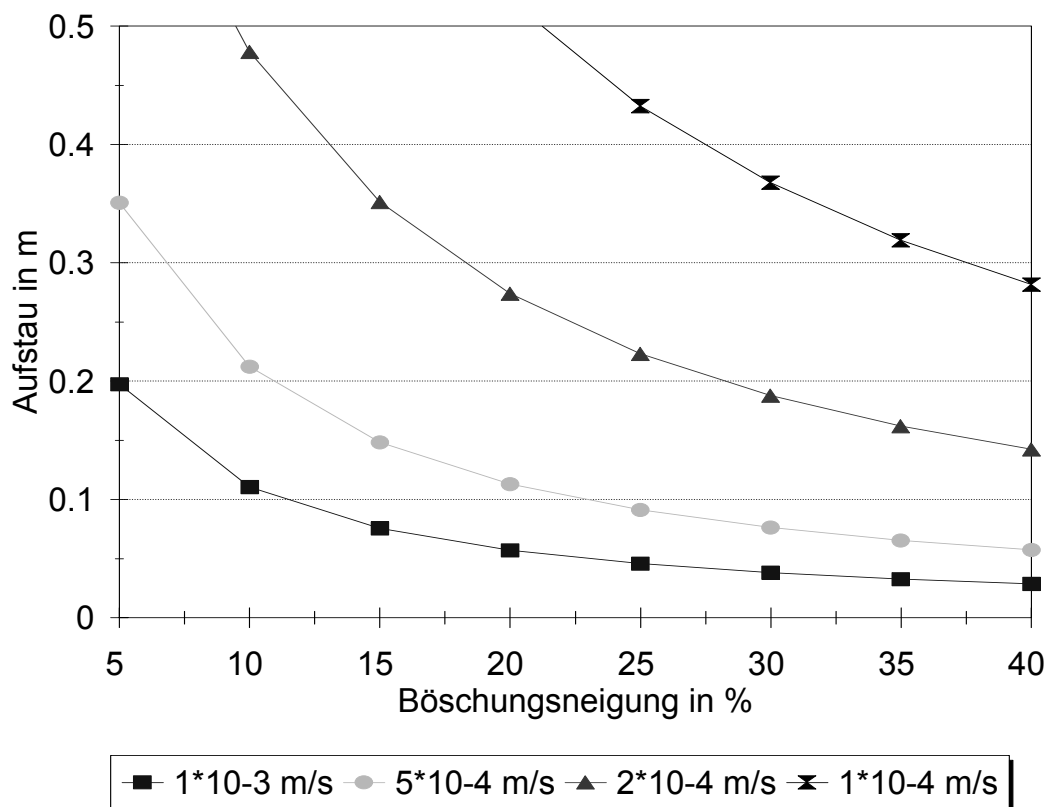


Abb. 4.10: Aufstauberechnung in Abhängigkeit von der Böschungsneigung, (Böschungslänge 50 m, Dränspende 20 mm/d)

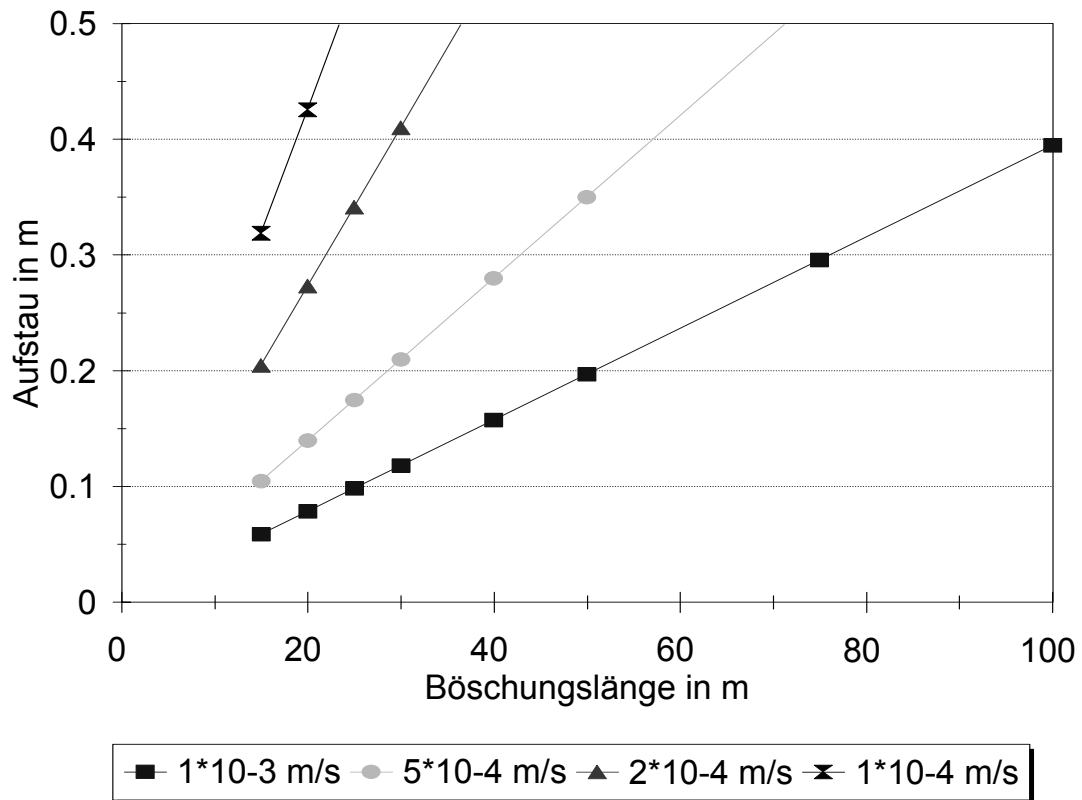


Abb. 4.11: Aufstauberechnung in Abhängigkeit von der Böschungslänge, (Böschungsneigung 5 %, Dränspende 20 mm/d)

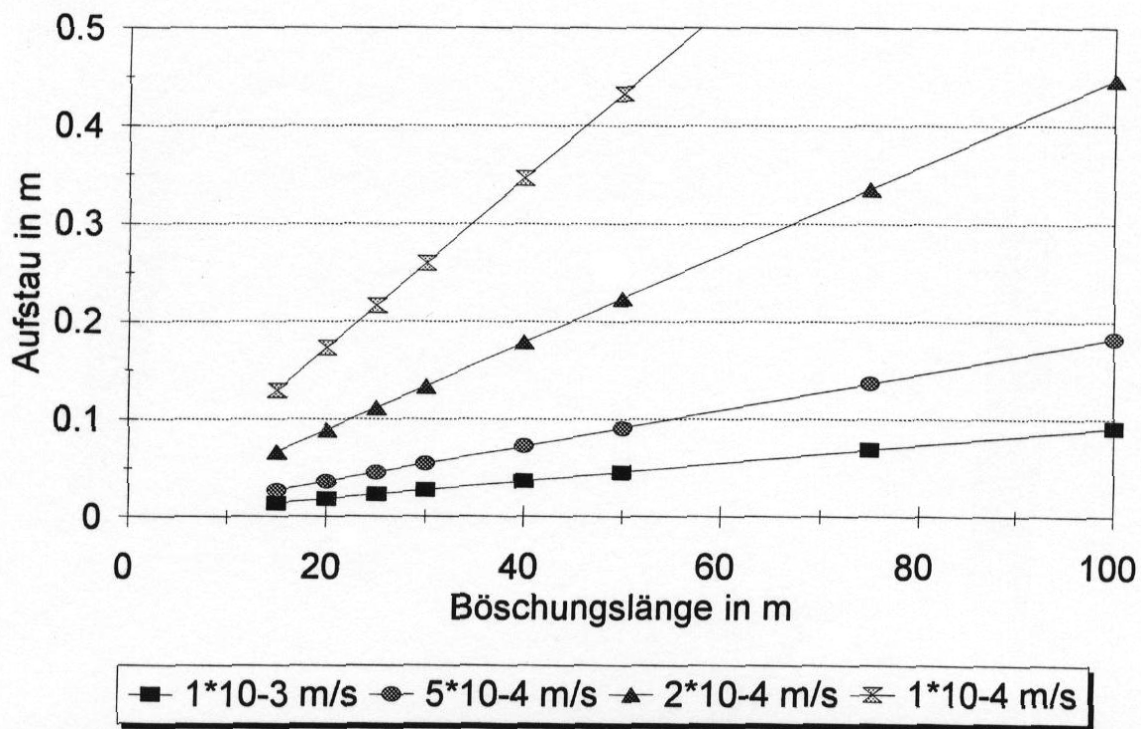


Abb. 4.12: Aufstauberechnung in Abhängigkeit von der Böschungslänge, (Böschungsneigung 25%, Dränspende 20 mm/d)

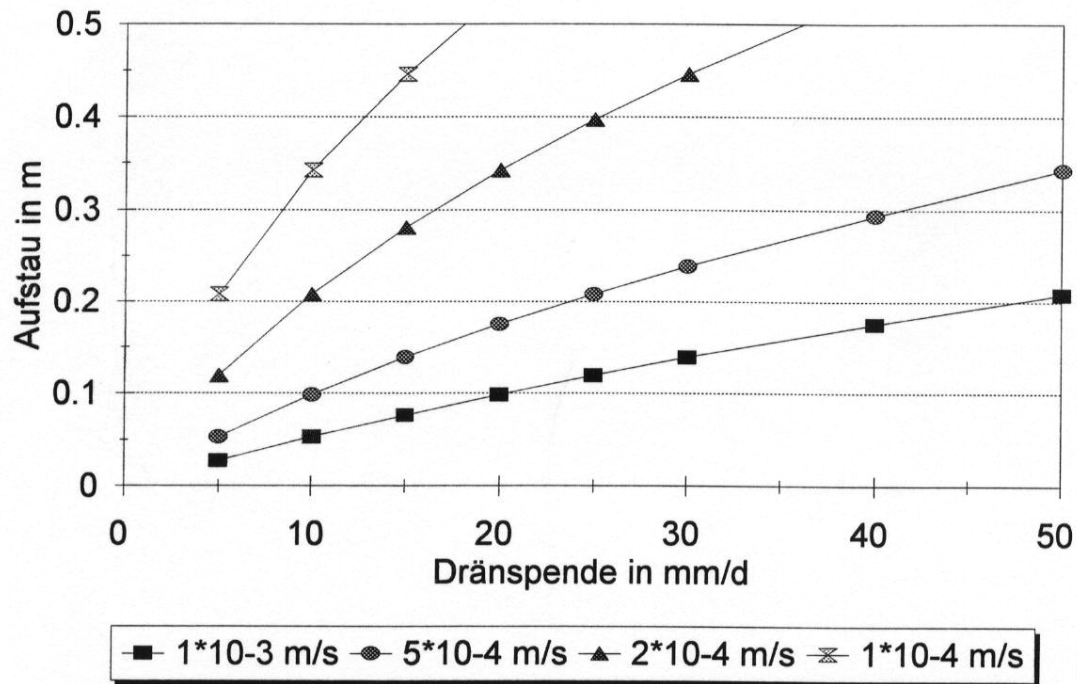


Abb. 4.13: Aufstauberechnung in Abhängigkeit von der Dränspende, (Böschungsneigung 5 %, Böschungslänge 25 m)

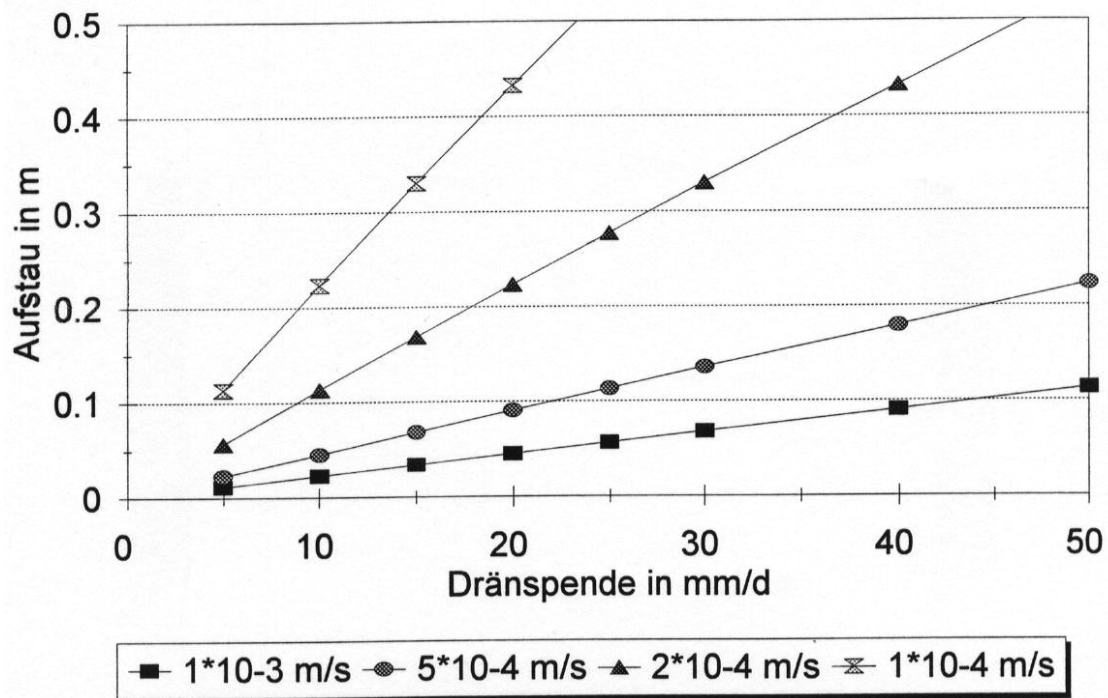


Abb. 4.14: Aufstauberechnung in Abhängigkeit von der Dränspende, (Böschungsneigung 25%, Böschungslänge 50 m)

In der Studie wurden bewusst ungünstige Parameter wie die hohe Dränspende von 20 mm/d oder die geringe Böschungsneigung von nur 5% angesetzt, um auch die Grenzen der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Dränsysteme zu ermitteln.

Die Parameterstudie zeigt, dass bei einer Dränschicht mit der hohen Durchlässigkeit nach TA Siedlungsabfall (1993) von $1 \cdot 10^{-3}$ m/s in der Regel die zulässige maximale Aufstauhöhe von 30 cm deutlich unterschritten wird. Der maximal zulässige Aufstau wird nur dann erreicht, wenn eine Böschung von ca. 80 m Länge und der Mindestneigung von 5% mit einer hohen Dränspende von 20 mm/d beaufschlagt wird. Anzumerken ist dabei, dass dieser maximale Aufstau nur in der Mitte der Böschung auf einem vergleichsweise kurzen Böschungsabschnitt erreicht wird und dass nach Kapitel 4.3 auch dann noch die Standsicherheit des Oberflächenabdichtungssystems gewährleistet ist.

Die Abbildungen zeigen aber auch viele Anwendungsmöglichkeiten für Dränschichten mit niedrigeren Durchlässigkeiten, bei denen die Aufstaugrenzbedingung eingehalten wird. So ist z.B. eine Durchlässigkeit der Dränschicht von $1 \cdot 10^{-4}$ m/s im Falle einer bindigen Rekultivierungsschicht (Dränspende 10 mm/d) mit einer Böschungsneigung von 1:4 (25%) bis zu einer Böschungslänge von 50 m hydraulisch ausreichend.

4.5 Berechnungen der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Dränschicht mit der Finiten Elemente Methode (FEM)

4.5.1 Rechenmodell

Zum Vergleich der Berechnungsergebnisse nach dem Rechenmodell von Lesaffre wurden Berechnungen mit der Finiten Elemente Methode (FEM) durchgeführt. Bei diesem numerischen Berechnungsverfahren wird die zu untersuchende Struktur in einzelne Elemente begrenzter Größe unterteilt. Die einzelnen Elemente haben an den Elementrändern Knoten und sind untereinander an den Knoten verbunden. Die Strömung in der Struktur wird durch Kontinuitäts- und Gleichgewichtsbedingungen in den Knoten beschrieben.

Das Strömungsproblem wurde mit einem zweidimensionalen, ebenen Modell auf Basis der Laplace'schen Differentialgleichung der Potentialtheorie berechnet. Modelliert wurde nur die 30 cm dicke mineralische Dränschicht als homogene Bodenschicht. Die Speicherkapazität der Rekultivierungsschicht wurde wie bei Lesaffre nicht angesetzt.

Zur Bestimmung des Einflusses der Systemrandbedingungen und des Berechnungsmodells wurden folgende Voruntersuchungen einzelner Aspekte durchgeführt:

- Einfluss der Elementanzahl auf Konvergenzverhalten und Aufstauhöhen
- Modellierung der Dränrohre,
- Einfluss einer Emission durch die mineralische Dichtung,
- instationäre Niederschlagsmenge,
- Exemplarische Berechnung mit Dränmatte

Aus diesen Berechnungsergebnissen wurden die notwendige Anzahl der Elemente und eine realistische Modellierung der Dränrohre abgeleitet und bei allen weiteren Berechnungen entsprechend angesetzt. Das Berechnungsmodell bestand in der Regel aus ca. 4000 Elementen.

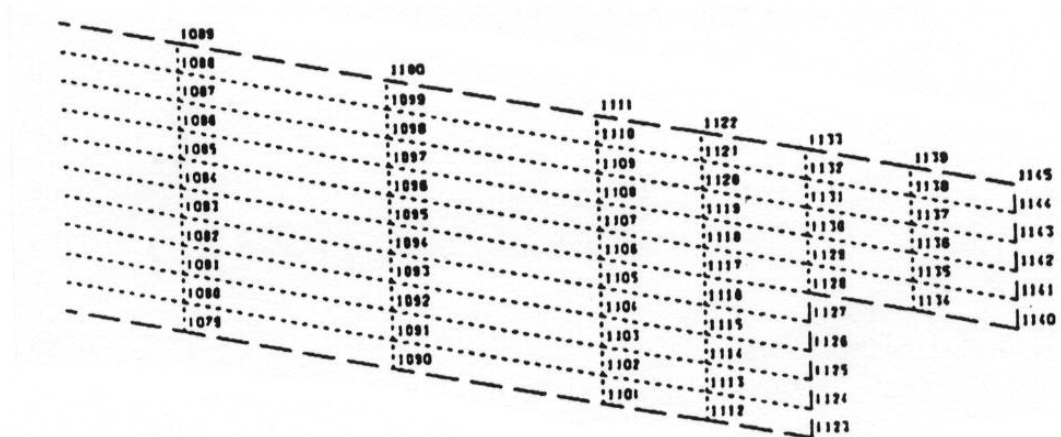


Abb. 4.15: Ausschnitt aus dem FEM- Modell

Bei der Untersuchung des Einflusses der Modellierung im Übergangsbereich zur Dränleitung wurden neben einfachen Randbedingungen wie einer realistisch gewählten Potentialhöhe von wenigen Zentimetern auch aufwendige Spezialelemente zur Modellierung von Dränleitungen angewendet. Die Abb. 4.16 zeigt einen Schnitt durch die Dränleitung und die Modellierung mit der FEM.

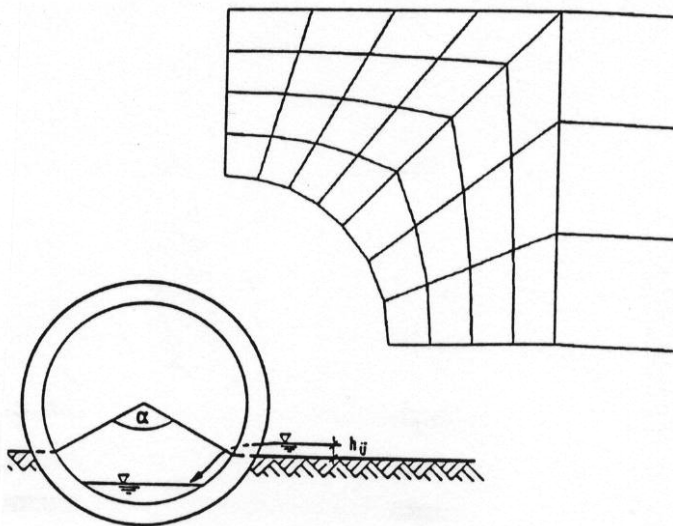


Abb. 4.16: Querschnitt der Dränleitung und das FEM- Modell (vereinfacht dargestellt)

Die Berechnungen mit üblichen Dränleitungsquerschnitten mit einem Durchmesser von ca. 250 mm zeigte bei den Berechnungen keinen Rückstau in die Dränschicht, so dass die oben erwähnte einfache Rand- und Übergangsbedingung als ausreichend realistisch erschien.

In einer exemplarischen Berechnung wurde der Einfluss einer möglichen Emission durch die Dichtung auf den Aufstau untersucht. Dabei zeigte sich, dass bei ordnungsgemäß ausgeführter Dichtung der Einfluss einer Durchströmung durch die Dichtung auf die hydraulischen Berechnungen in der Dränschicht erwartungsgemäß vernachlässigt werden kann.

4.5.2 Vergleich instationäre/ stationäre Berechnung

Das verwendete FEM- Programm ermöglicht neben einer stationären Berechnung auch eine instationäre, zeitabhängige Ermittlung des Aufstaus in der Dränschicht. Dabei wird neben der Durchlässigkeit des Bodens auch dessen Porenraum und das Wasserspeichervermögen angegeben. Die hydraulische Berechnung und damit der Aufstau wird dann in einzelnen

Zeitstufen iterativ bestimmt. In der Abb. 4.17 wird eine instationäre Berechnung mit einer stationären verglichen.

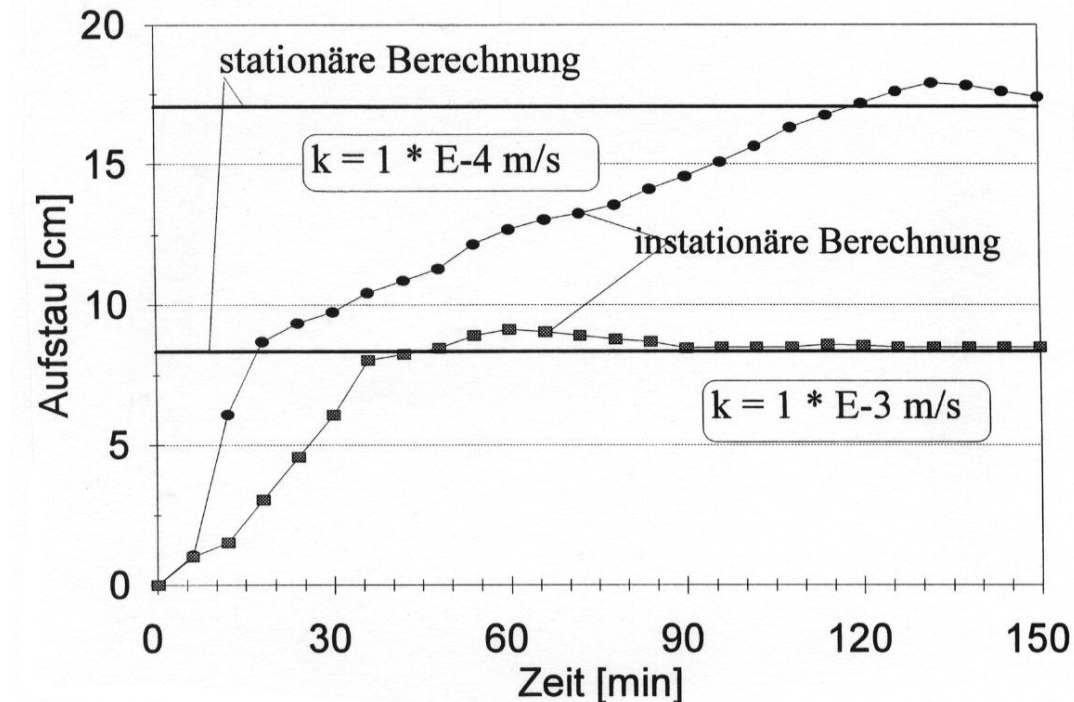


Abb. 4.17: Aufstauberechnung stationär- instationär

Die zeitabhängige, instationäre Berechnung zeigte schon nach kurzer Zeit eine Konvergenz der Ergebnisse, so dass die aufwendige instationäre Berechnung nicht notwendig erschien und nicht weiter verfolgt wurde.

4.5.3 Parameterstudie und Berechnungsergebnisse

Mit dem FEM- Modell wurde eine umfangreiche Parameterstudie über die hydraulische Leistungsfähigkeit von mineralischen Dränschichten durchgeführt, wobei eine exemplarische Vergleichsberechnung mit einer Dränmatte ergänzt wurde.

Folgende Parameter wurden variiert:

- Böschungslänge (10 m bis 50 m)
- Böschungsneigung (3 % bis 40 %)
- Dränspende (10 mm/d bis 50 mm/d)
- Durchlässigkeit der mineralischen Dränschicht ($k = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s bis $1 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Die Dränspende wurde mittels einer konstanten Knotenlast auf alle Knoten der Oberfläche der Dränschicht angesetzt. Die 10 mm/d entsprechen nach den GDA-Empfehlungen (1997) einer hohen Dränspende. Die 50 mm/d sind als kaum realistischer Extremwert angesetzt worden. Berechnet wurde der Verlauf der Aufstauhöhen. In der Abb. 4.18 wird in einem Längsschnitt durch die Dränschicht der Verlauf des Aufstaus dargestellt. Der Verlauf entspricht im Prinzip dem Verlauf im Lesaffre- Modell, wobei das FEM- Modell die Übergangsbedingung zu den beiden Dränrohren genauer erfasst und unterschiedliche Potentiale am oberen (0 m/ ca. 1cm) und am unteren Dränrohr (50 m/ ca. 2,5 cm) errechnet.

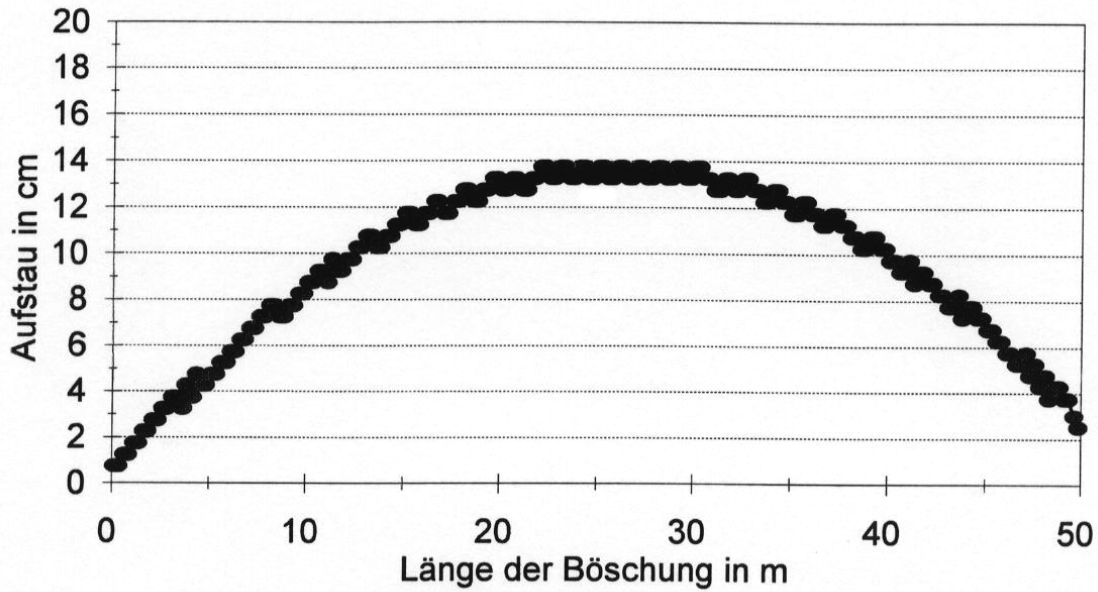


Abb. 4.18: Verlauf des berechneten Aufstaus in einem Längsschnitt

In den folgenden Abb. 4.19 bis Abb. 4.21 sind exemplarisch Ergebnisse für verschiedene Böschungslängen und Regenspenden dargestellt.

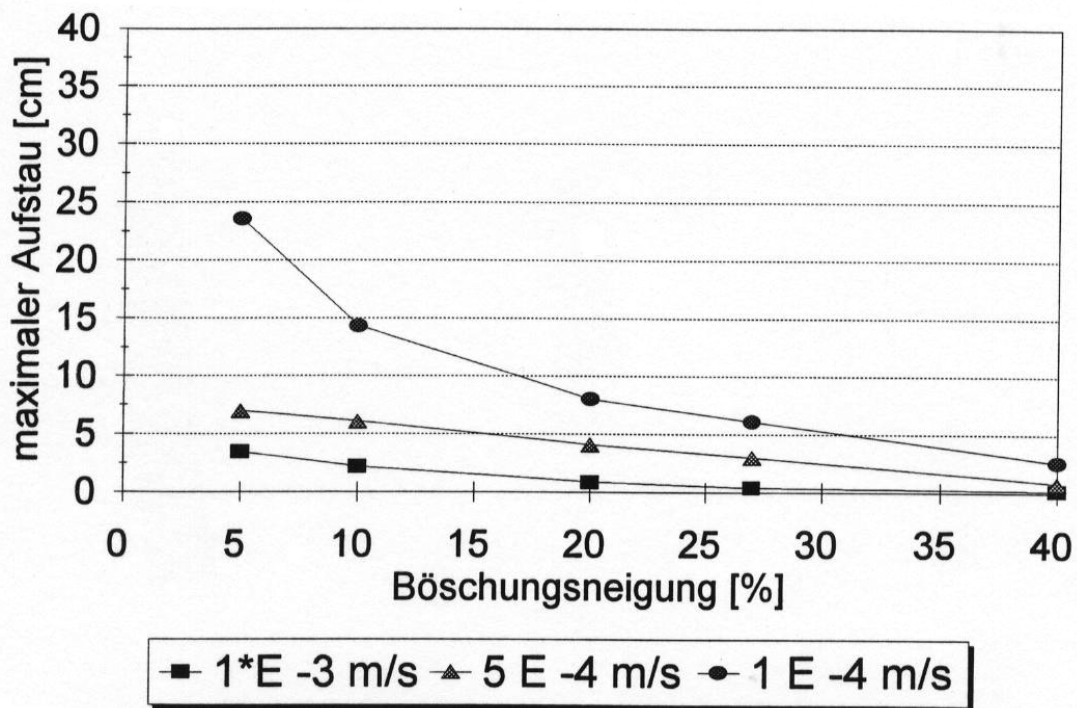


Abb. 4.19: Maximaler Aufstau in Abhängigkeit von der Böschungsnäigung (Böschungslänge 30 m, Dränspende 10 mm/d)

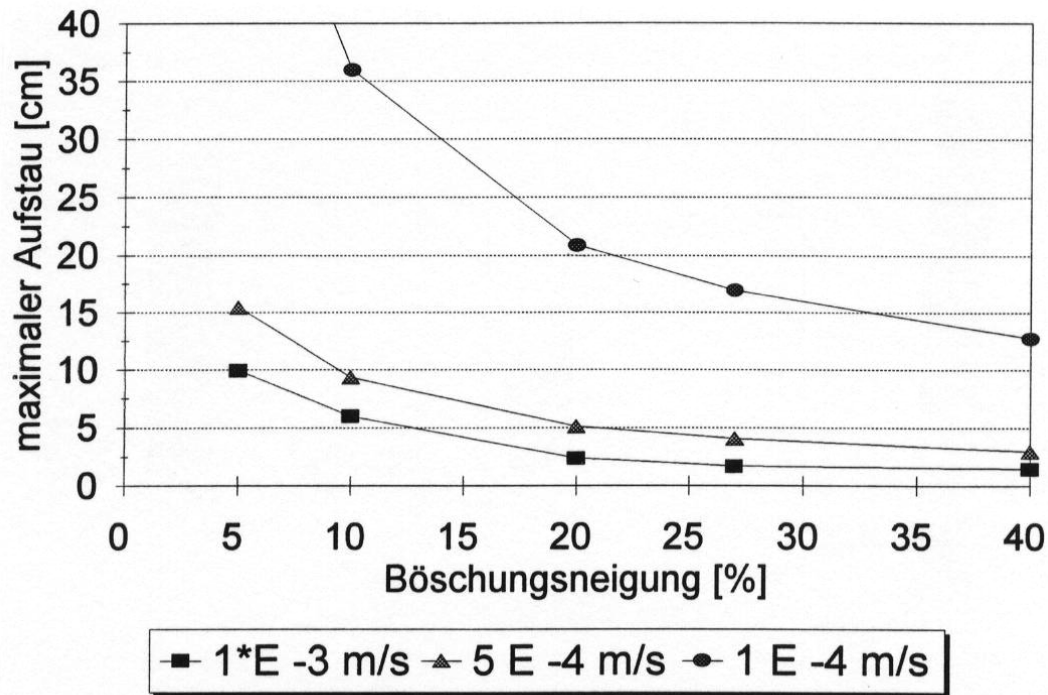


Abb 4.20: Maximaler Aufstau in Abhängigkeit von der Böschungsnegung (Böschungslänge 30 m, Dränspende 30 mm/d)

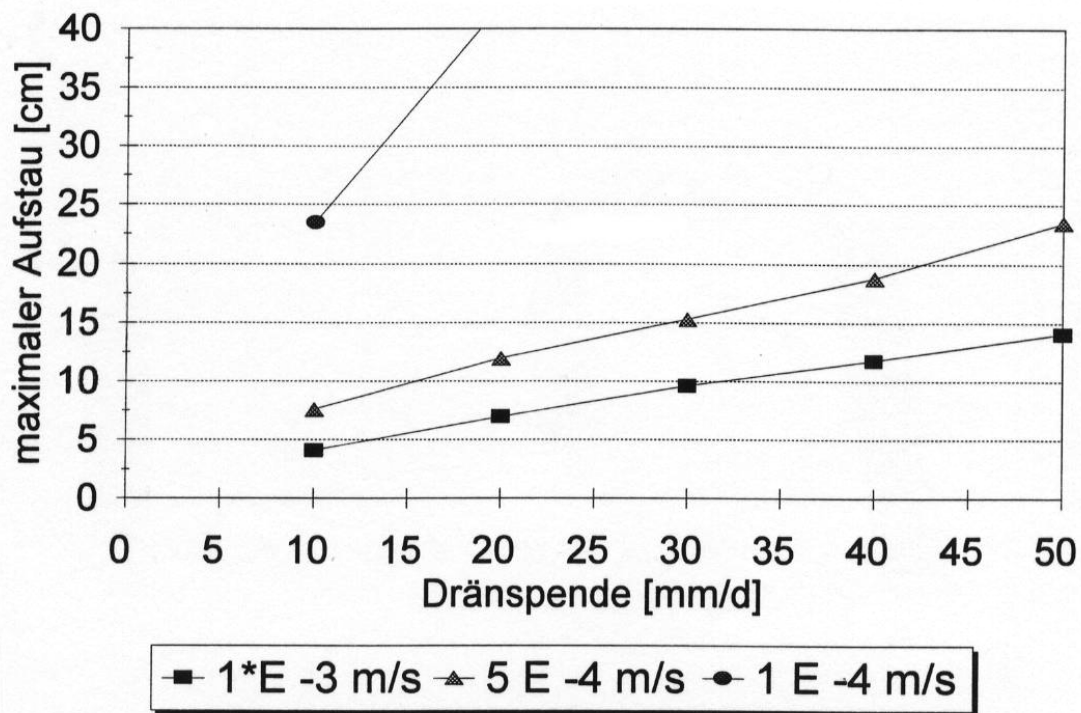


Abb. 4.21: Maximaler Aufstau in Abhängigkeit von der Dränspende (Böschungslänge 30 m, Böschungsnegung 5 %)

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde auf eine vollständige Darstellung aller Berechnungsergebnisse verzichtet. Die Abbildungen und die nicht dargestellten Berechnungen zeigen, dass auch bei einer vergleichsweise großen Böschungslänge von 50 m und dem Extremwert der Dränspende von 50 mm/d bei der vorgeschriebenen Durchlässigkeit von

$1 \cdot 10^{-3}$ m/s nicht die zulässige Aufstauhöhe von 30 cm erreicht wird. Bei einer Böschungslänge von 50 m und einer hohen Dränspende von 30 mm/d ist eine Durchlässigkeit von $5 \cdot 10^{-4}$ m/s ausreichend, um das anfallende Niederschlagswasser auch bei der Mindestböschungsniegung von 5% mit der zulässigen Aufstauhöhe abzuführen. Dies lässt den Schluss zu, dass die Anforderungen der TA Siedlungsabfall (1993) in den meisten Fällen (z.B. Böschungsbereiche) zu einer Überdimensionierung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Dränsystems führen.

4.6 Vergleich FEM mit Rechenmodell Lesaffre

Die FEM- Berechnungen sind insgesamt gesehen aufwendig. Sie wurden durchgeführt, um die Randbedingungen und Vereinfachungen des Rechenmodells Lesaffre im Hinblick auf die Größe und den Verlauf des Aufstaus in der Dränschicht zu untersuchen. Wie die obigen Abbildungen über den Verlauf gezeigt haben, besteht bis auf geringfügige Unterschiede im direkten Übergangsbereich zum Dränrohr große Übereinstimmung.

Beim maximalen Aufstau haben sich jedoch größere Unterschiede ergeben. Die Abb. 4.22 zeigt exemplarisch Vergleichsberechnungen mit dem Verfahren Lesaffre und FEM:

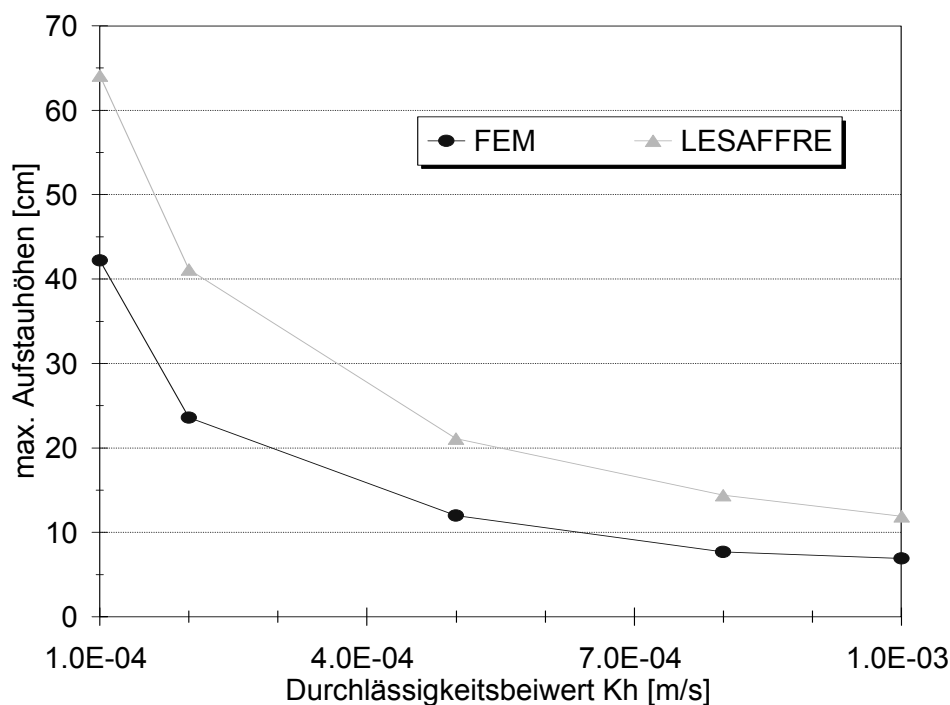


Abb. 4.22: Böschungslänge 30 m, Neigung 5%, Dränspende 20 mm/d

Die Abbildung zeigt anhand eines typischen Beispiels, dass das Verfahren Lesaffre gegenüber der FEM-Berechnung größere Aufstauhöhen liefert. Die Unterschiede nehmen dabei tendenziell mit zunehmender Durchlässigkeit ab.

Zusammenfassend kann aus dem Vergleich abgeleitet werden, dass die Ergebnisse mit dem Rechenmodell Lesaffre gegenüber einer numerischen Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente auf der sicheren Seite liegen. Dies gilt besonders für geringere Durchlässigkeiten als nach TA Siedlungsabfall (1993).

4.7 Vorschlag für die Bemessung einer mineralischen Dränschicht

Zielsetzung weiterer Untersuchungen ist eine differenziertere Bemessung der mineralischen Dränschicht, bei der die erforderliche Durchlässigkeit in Abhängigkeit von der Böschungsneigung, der Böschungslänge und der Dränspende bestimmt wird.

In Übereinstimmung mit der Bemessung von geosynthetischen Dränsystemen werden folgende zwei Nachweise vorgeschlagen:

- Ausreichende Abflussleistung
- Aufstauberechnung

Bei der Berechnung der möglichen Abflussleistung Q_A wird die Durchlässigkeit der Dränschicht, reduziert um Teilsicherheitsbeiwerte zur Erfassung chemischer Ausfällungen FS_{CC} , biologischer Einwirkungen FS_{BC} und allgemeiner Systemunsicherheiten FS_{SY} , mit dem vorliegenden Gradienten i und der Dicke d der Dränschicht multipliziert. Vereinfachend kann dabei der hydraulische Gradient der Böschungsneigung gleichgesetzt werden. Die bei geosynthetischen Dränmatten noch üblichen Teilsicherheitsbeiwerte zur Berücksichtigung lokaler bzw. zeitlicher Verformungen können bei mineralischen Dränschichten infolge der geringen Zusammendrückbarkeit entfallen. Die Teilsicherheitsbeiwerte können z.B. nach den GDA-Empfehlungen abgeschätzt werden. Die damit ermittelte Abflussleistung muss größer sein als die abzuleitende Dränspende Q_{DS} .

$$Q_A = k \cdot d \cdot i \cdot t \cdot 1/(FS_{CC} \cdot FS_{BC} \cdot FS_{SY}) \geq I_a \cdot v_n = Q_{DS} \quad (\text{Gleichung 4.1})$$

Als weiterer Nachweis ist der Aufstau in der Dränschicht zu berechnen. Dieser sollte die Dicke der Dränschicht nicht überschreiten. Wie oben erläutert wurde, sind bei geringfügiger Überschreitung keine unmittelbaren Standsicherheitsprobleme zu erwarten. Es wird deswegen bei diesem Nachweis vorgeschlagen, ohne Abminderung der Abflussleistung die Aufstauhöhe zu berechnen. Das Berechnungsverfahren nach Lesaffre kann dazu verwendet werden.

In der Abb 4.23 wurde aufgrund der Bedingung, dass der maximale Aufstau gerade 30 cm groß ist, für verschiedene Durchlässigkeitsbeiwerte unter Berücksichtigung einer Dränspende von 10 mm/d die mögliche Böschungslänge in Abhängigkeit von der Böschungsneigung ermittelt. Die Abb. 4.24 entspricht der Abb 4.23 für eine Dränspende von 20 mm/d.

Die Abbildungen zeigen deutlich, dass die nach TA Siedlungsabfall (1993) notwendige Durchlässigkeit von $1 \cdot 10^{-3}$ m/s zu unrealistisch langen Böschungen führen würde. Für übliche Böschungslängen um 50 m wären Durchlässigkeiten $1 \cdot 10^{-4}$ m/s bis $2,5 \cdot 10^{-4}$ m/s ausreichend.

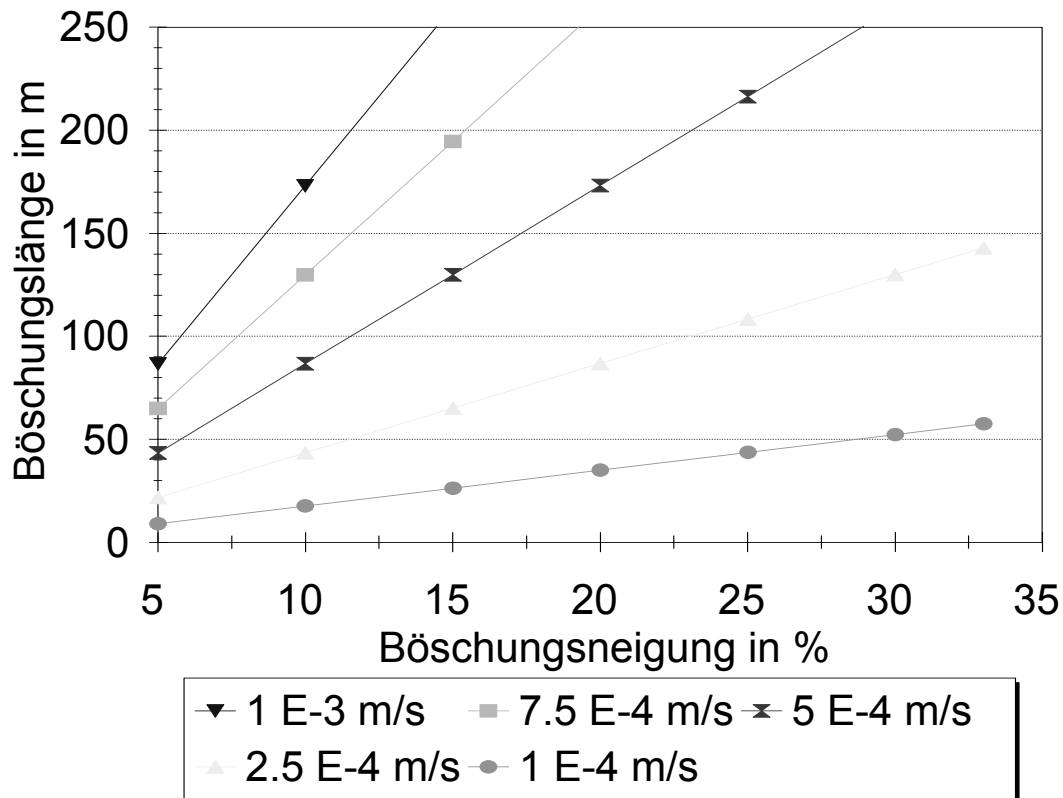


Abb. 4.23: Maximale Böschungslänge in Abhängigkeit von der Böschungsneigung, ermittelt aufgrund der Aufstaubedingung für eine Dränspende von 10 mm/d

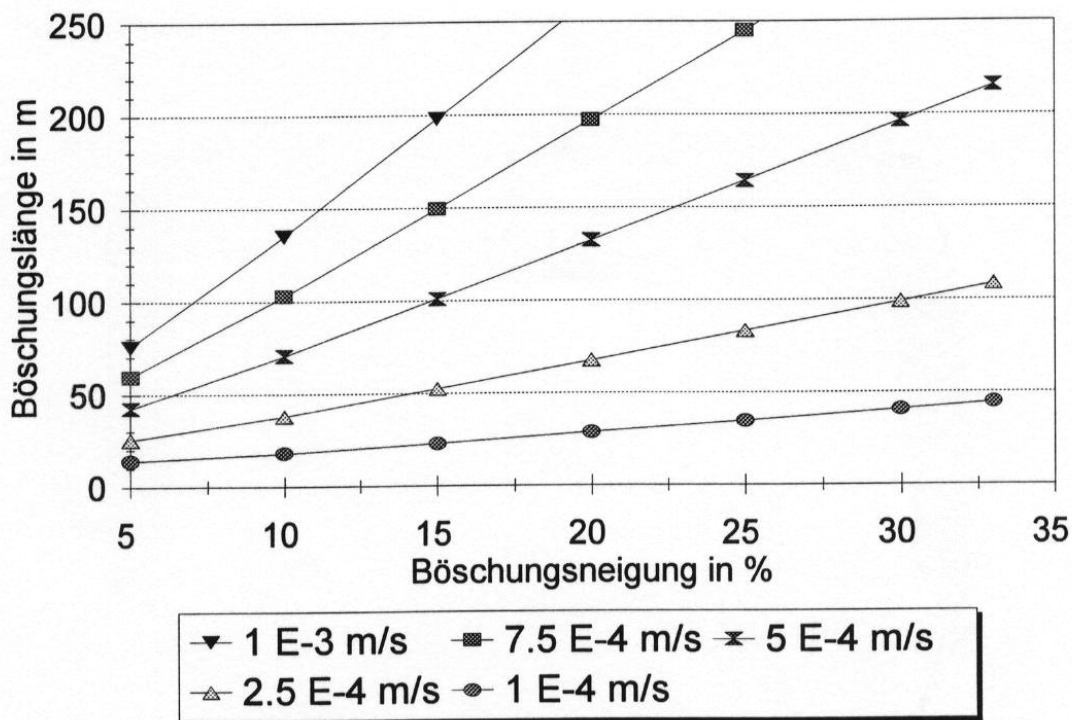


Abb. 4.24: Maximale Böschungslänge in Abhängigkeit von der Böschungsneigung, ermittelt aufgrund der Aufstaubedingung für eine Dränspende von 20 mm/d

Für die in der Abb. 4.23 dargestellten Ergebnisse der maximalen Böschungslänge unter Einhaltung der Aufstaubedingung wurde zusätzlich die mögliche Abflussleistung der anfallenden

Dränspende nach Gleichung 4.1 gegenübergestellt. Falls die Abflussleistung der Dränschicht kleiner war als die anfallende Dränspende, dann wurde die maximale Böschungslänge unter Einhaltung der Abflussleistung ermittelt. Die Ergebnisse sind für den Fall einer Dränspende von 10 mm/d in der Abb. 4.25 grafisch dargestellt.

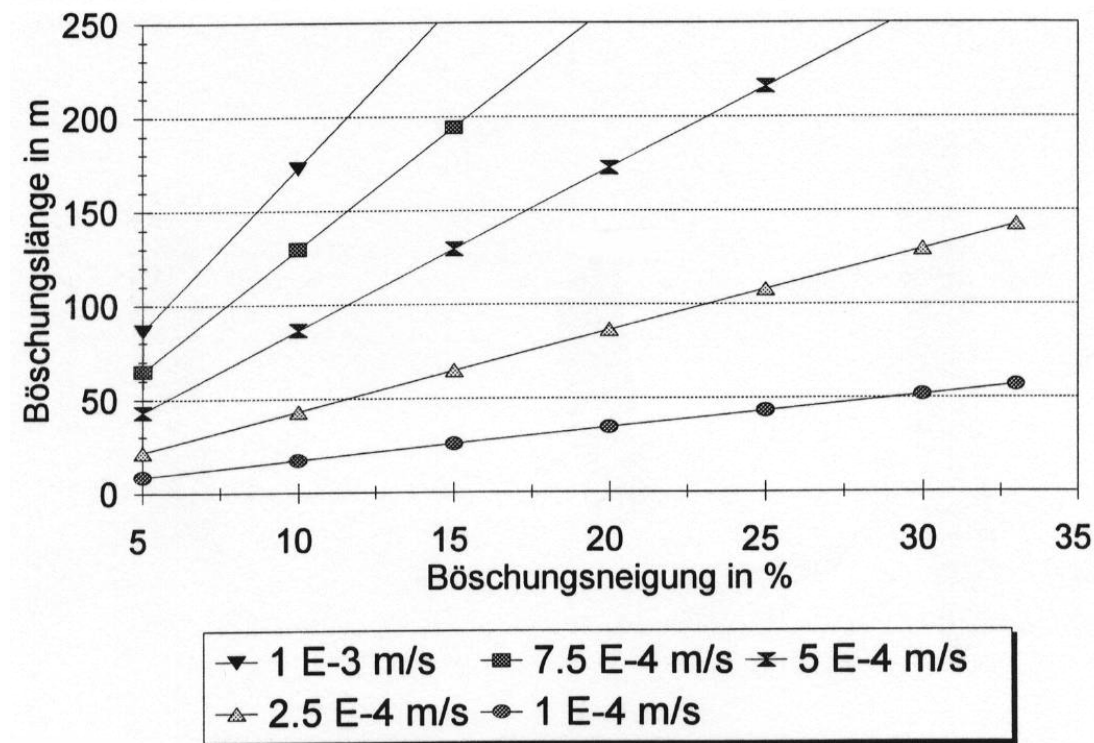


Abb. 4.25: Maximale Böschungslänge in Abhängigkeit von der Böschungsneigung, ermittelt unter Einhaltung der Aufstaubedingung und der Abflussleistung (Dränspende 10 mm/d; FS = 1,5)

Bei der Ermittlung der in der Abb. 4.25 dargestellten Ergebnisse wurde ein Sicherheitsbeiwert FS = 1,5 berücksichtigt.

Die Abb. 4.25 kann direkt als Bemessungsdiagramm verwendet werden. Für eine geplante Böschungslänge von z.B. 50 m und einer Neigung von 1:6 (ca. 17%) kann eine Dränschicht mit einer Durchlässigkeit von $k = 2,5 \cdot 10^{-4}$ m/s verwendet werden. Ab einer Böschungsneigung von ca. 30% wäre sogar eine Durchlässigkeit von $k = 1 \cdot 10^{-4}$ m/s ausreichend.

4.8 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Berechnungs- und Untersuchungsergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die in der TASI starr festgelegten Durchlässigkeitsbeiwerte und Dicken der Dränschicht sind im Regelfall aus hydraulischer Sicht überbemessen.
- Die notwendige Durchlässigkeit der Dränschicht sollte auf die vorhandenen Randbedingungen (Dränspende, Böschungslänge, Böschungsneigung) genau angepasst werden können.
- Die Standsicherheit der Böschungen wird von der Durchlässigkeit der Dränschicht nur geringfügig beeinflusst.

Für die Bemessung einer mineralischen Dränschicht wurde ein Nachweisverfahren vorgeschlagen, das sowohl den Aufstau in der Dränschicht als auch die Abflussleistung sowie die anfallende Wassermenge berücksichtigt und so eine wirtschaftliche und sichere Auswahl der Baustoffe ermöglicht.

5 Aufgrabungen

5.1 Allgemeines

Im Rahmen der BayFORREST-Projekt F 58(F) und F157 wurden im Frühjahr und Sommer 1998 an zunächst neun Deponiestandorten (Deponien A bis J) in Bayern Aufgrabungen an Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien der Deponieklasse I durchgeführt. Das BayFORREST-Projekt F 58(F) behandelt insbesondere den Aufbau oberhalb der mineralischen Dichtungsschicht, während der Schwerpunkt des Projekts F 157 in den mineralischen Dichtungsschichten liegt. Die Ergebnisse wurden bereits im 1. Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben F58(F) (Heyer et. al., 1999) mitgeteilt. Im Frühjahr und Sommer 1999 wurden noch zwei weitere Deponien (Deponien K und L) beprobt, sowie Deponie D erneut aufgegraben. Die Aufgrabungen dienten vornehmlich der gezielten Erweiterung des Kenntnisstandes in Anknüpfung an die Erkenntnisse von Hämmerle (1997). Sie stellen jeweils eine Momentaufnahme dar und beschreiben damit den Status quo zum Aufgrabungszeitpunkt.

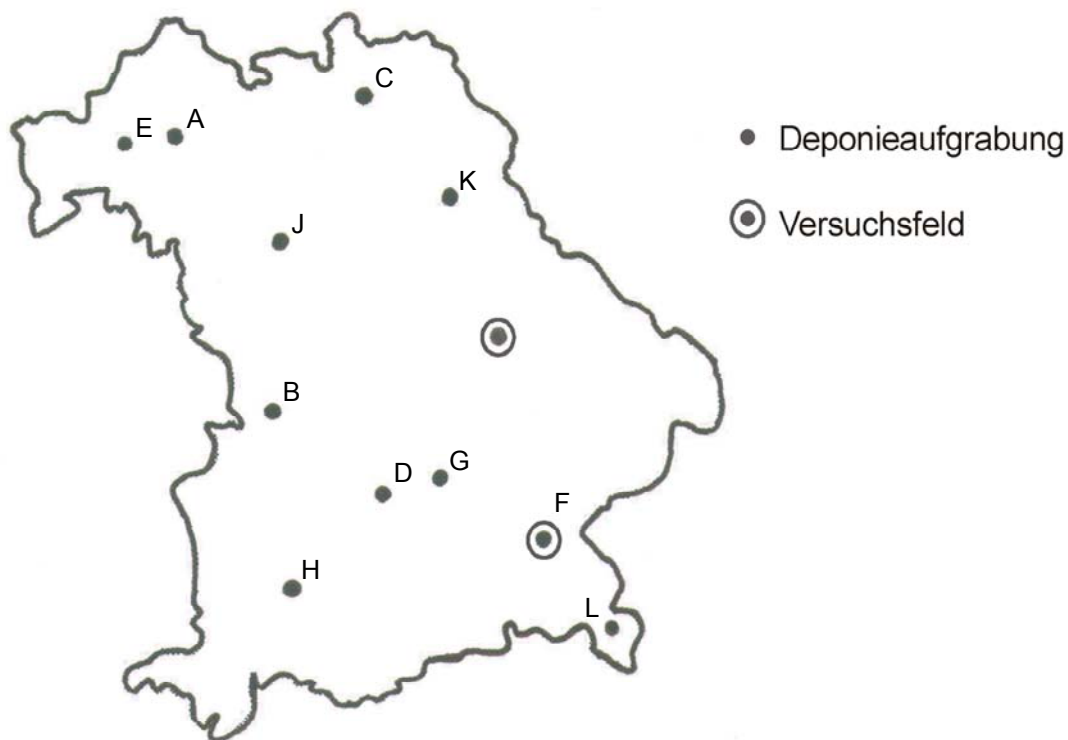


Abb.5.1 Lage der aufgegrabenen Deponien sowie der betreuten Messfelder in Bayern

In Abbildung 5.1 ist die Lage der beprobten Deponien sowie der betreuten Messfelder (siehe Kapitel 6) dargestellt.

Die in den Ausführungen zitierten Anlagen sind dem gemeinsamen Anlagenband zum Forschungsbericht des Forschungsvorhabens F157 "Optimierung der Zusammensetzung gemischtkörniger Abdichtungsmaterialien" (Heyer et al., 2003b) zu entnehmen. Die Untersuchungsergebnisse für die Dichtungsschichten und dies bezüglich Feststellungen sind

dem Schlussbericht zu vorgenanntem Forschungsvorhaben (Heyer et al., 2003a) zu entnehmen.

5.2 Deponie A

5.2.1 Situation

Es handelt sich um eine seit 1986 abgedeckte Altdeponie. Das Oberflächenrelief der Deponie ist weitgehend eben und zu den Rändern als sehr flach geneigte Kuppe ausgebildet. Sie befindet sich in einer niederschlagsarmen Region Bayerns.

Nach Auskunft des Betreibers handelt es sich um eine ehemalige Kies-/Sandgrube, deren seinerzeit als unbrauchbar eingestuft, feinkörniger Abraum an der Sohle der Deponie als dichtende Schicht eingebracht wurde. Mit Ende der Verfüllung wurde die Deponie mit tonigem Boden, wie er im Umfeld an der Oberfläche ansteht, in einer Sollstärke von 0,80 bis 1,10 m (gem. Bescheid) abgedeckt, wobei die Oberbodenschicht getrennt aufgebracht wurde. Dokumentationen der Bauausführung liegen nicht vor. Bei Erkundung der Müllausdehnung wurde im Jahr 1986 die Wasserdurchlässigkeit des am Deponierand natürlich anstehenden Tonbodens mit $k = 8,6 \cdot 10^{-9}$ m/s bestimmt. In den Abfanggräben der Oberflächenentwässerung wird keine Wasserführung beobachtet, weshalb ein beim Bau einer Autobahn vorgesehener Anschluß an deren Entwässerungssystem unterbleiben konnte.

Der aus Sukzession entstandene Bewuchs der Deponie besteht aus einer Trockenwiese mit Getreideanflug, Disteln, zahlreichen Margeriten, aber ohne Strauch- oder Baumbewuchs. Sowohl bei der Erstbegehung am 13.07.1998 als auch am Tag der Schurfdurchführung am 02.09.1998 war der Boden an der Oberfläche staubtrocken und teilweise von Rissen durchzogen, obwohl an den Vortagen Niederschläge stattgefunden hatten. Es waren Grabspuren von Kleintieren vorhanden.

Es wurden insgesamt vier Schürfe mit Tiefen zwischen 1,20 und 2,80 m durchgeführt. Das Wetter war am Tag der Aufgrabung bewölkt und beim ersten Schurf leicht regnerisch. Die Schürfe wurden jeweils in Abschnitten tiefer geführt, wobei die Probennahme zur Sicherung der Wassergehalte jeweils unmittelbar nach dem Aushub über die erschlossene Tiefe verteilt erfolgte. Alle Proben konnten bei trockener Witterung gewonnen werden.

Die Schürfe sind als Schichtsäulen auf den Blättern 1 bis 4 der Anlage A1 dargestellt und die Laborergebnisse sind auf den Blättern der Anlagen A2 zusammengestellt.

5.2.2 Deponie A - Schurf I

Bodenschichtung

Der Bewuchs besteht im Bereich des Schurfes SCH I aus einer Wiese mit Klee und Margeriten. Die Rekultivierungsschicht beginnt mit einer 0,15 m starken Grasnarbe mit starker Durchwurzelung unter der bis 0,70 m zunächst sandiger, schwach kiesiger bis kiesiger, schwach humoser Ton fester Konsistenz mit Tonsteinstücken folgt, der bis 0,30 m rotbraun und darunter hellbraun gefärbt ist. Bis etwa 0,40 m Tiefe sind Bodenaggregate bis zu einigen cm Größe ausgebildet. Nach unten zunehmend feine Wurzeln reichen bis etwa 0,60 m. Bis in 1,10 m Tiefe folgt steifer, bröckeliger, schwach kiesiger, mit einzelnen Ziegeln durchsetzter Ton mit Tonsteinstücken grüner und roter Färbung. Darunter steht bis 1,60 m steifer, graubrauner, schwach sandiger Ton an, der nach unten in halbfesten bis festen, bröckeligen Ton

mit Tonsteinstücken übergeht. Von 1,90 m bis zur Endtiefe des Schurfes von 2,25 m wurde braunbeiger steifer bis halbfester schwach sandiger Ton mit Tonsteinstücken angetroffen. Die Aufgrabung wurde in dieser Tiefe abgebrochen, weil davon ausgegangen wird, dass der Schurf am Deponierand liegt und unterhalb von ca. 1,10 m den natürlich anstehenden Untergrund aufschließt.

Laborergebnisse

In der Rekultivierungsschicht nehmen die Wassergehalte des mittelplastischen Tons (TM nach DIN 18196) mit zunehmender Tiefe zu. Bei Trockendichten des Rekultivierungsbodens von 1,663 bzw. 1,792 t/m³ wurden Durchlässigkeitsbeiwert k von $2,2 \cdot 10^{-10}$ m/s sowie $1,3 \cdot 10^{-9}$ m/s bestimmt.

5.2.3 Deponie A - Schurf II

Bodenschichtung

Der Bewuchs besteht im Bereich des Schurfes SCH II aus einer Trockenwiese mit einigen Disteln. Die Rekultivierungsschicht beginnt mit 0,08 - 0,10 m dicht durchwurzelt, hellbraunem, tonigem Mutterboden mit Grasnarbe, der bis 0,60 m Tiefe von schwach sandigem, schwach kiesigem, graubraunem Ton halbfester bis fester Konsistenz mit einzelnen Tonsteinstücken unterlagert wird. Bis etwa 0,60 m Tiefe sind Bodenaggregate und überwiegend senkrecht verlaufende Risse ausgebildet. Die Durchwurzelung reicht bis etwa 0,70 m Tiefe. Bis in 1,20 m Tiefe folgt weicher bis steifer, beigebrauner, kiesiger, stark sandiger Ton, der zum Liegenden in weichen, dunkelbraunen, schwach sandig-kiesigen, schwach steinigen Ton übergeht. Von 2,00 m bis 2,20 m folgt eine erdfeuchte, graue Entwässerungs- bzw. Gasdränschicht aus gebrochenem, steinigem Grobkies. Die graue bis grauschwarze Deponatoberfläche wurde bis zur Endtiefe von 2,25 m angetroffen.

Laborergebnisse

Mit größerer Tiefe nehmen die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht stetig zu. Die Proctordichte wurde an zwei unterschiedlichen Proben des Rekultivierungsmaterials mit 1,85 t/m³ bei $w_{Pr}=15,2\%$ und 1,67 t/m³ bei $w_{Pr}=19,8\%$ bestimmt. Die Siebanalyse der Entwässerungsschicht ergab einen schwach schluffigen Grobkies.

5.2.4 Deponie A - Schurf III

Bodenschichtung

Der Bewuchs besteht im Bereich des Schurfes SCH III wie beim Schurf SCH II aus einer Trockenwiese mit einigen Disteln. Die Rekultivierungsschicht beginnt mit 0,20 m dicht durchwurzelt, hell beigebraunem Mutterboden mit einzelnen Steinen sowie Asphaltstücken und wird bis 0,40 m von schwach kiesig-steinigem, hell beigebraunem, bröckeligem Ton fester Konsistenz unterlagert. Darunter folgt bis 0,95 m dunkelbrauner, halbfester bis fester, schwach sandiger, durchwurzelter Ton, der bis ca. 0,80 m Tiefe mehrere Zentimeter große Bodenaggregate aufweist, die auch Risse bedingen. Bis in 1,70 m Tiefe folgt fester, graubrauner Ton und Tonstein, der mit dem Bagger schwer zu lösen ist. Darunter steht bis 2,40 m ein gelbbrauner, kiesiger, schwach toniger Sand mit Tonstücken an, unter dem bis 2,7 m Tiefe eine weicher, grauer, sandiger Ton folgt. Auf der dunkelgrau bis schwarz gefärbten Deponatoberfläche, die mit Folien und Schlacken erschürft wurde, trat im Schurf Wasser zu, das langsam bis auf 2,60 m unter Gelände anstieg.

Laborergebnisse

Mit zunehmender Tiefe nehmen die Wassergehalte im mittelplastischen Ton (TM) der Rekultivierungsschicht zunächst zu, erreichen in der darunter folgenden Sandschicht (ST) den niedrigsten Wert und steigen in der ausgeprägt plastischen Tonschicht (TA) über dem Deponat wieder an.

5.2.5 Deponie A - Schurf IV

Bodenschichtung

Der Bewuchs besteht im Bereich des Schurfes SCH IV aus einer dichten, relativ trockenen Wiese. Die Rekultivierungsschicht besteht aus 0,10 m hellbeigefarbenen, tonigem, durchwurzelter Mutterboden mit Grasnarbe dem bis 0,70 m zunächst schwach sandiger bis sandiger, schwach kiesiger Ton fester Konsistenz folgt, der bis 0,25 m bröckelig ist und bis 0,70 m Tiefe von einige mm geöffneten Rissen durchzogen ist. Die nach unten zunehmend feiner verästelte Durchwurzelung reicht bis etwa 0,85 m. Bis in Tiefen zwischen 0,90 und 1,10 m folgt halbfester bis fester, grauer bis beigebrauner, sandiger Ton mit Tonsteinstücken. Darunter steht bis zur Endtiefe von 1,20 m weicher bis steifer, grauer, sandig-kiesiger, schwach steiniger Ton an, der im Liegenden mit Folien und Verbrennungsrückständen des Deponates vermischt ist.

Laborergebnisse

Mit zunehmender Tiefe nehmen die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht zunächst ab und steigen beim Übergang zum Deponat wieder an.

5.3 Deponie B

5.3.1 Situation

Die Deponie unterteilt sich in die 1988 bis 1991 abgedeckte Altdeponie, in ab 1992 teilweise abgedeckte Einbauabschnitte (EBA I-III) und in einen Betriebsbereich im Osten. Im Bereich der Altdeponie fällt die Deponieoberfläche teilweise sehr steil nach Westen ab. Das Oberflächenrelief der abgedeckten jüngeren Abschnitte stellt den flacher geneigten Westabhang einer Geländekuppe mit maximalen Neigungen von ca. 1:3 dar. Die Deponie liegt in einem Bereich Bayerns mit mittleren Niederschlagsmengen.

Zur Oberflächenabdeckung wurde nach Auskunft des Betreibers und den Unterlagen des Genehmigungsbescheides der feinkörnige Verwitterungsboden der vor Ort anstehenden "Bunten Breccie" in unterschiedlichen Mächtigkeiten zwischen etwa 0,8 und 2,3 m verwendet, wobei das Material in den jüngeren Abschnitten sowohl definiert eingebaut als Dichtung als auch für die Rekultivierungsschüttung Verwendung fand. Der genaue Schichtaufbau zwischen den einzelnen Einbauabschnitten ist unterschiedlich. Von der Eignungsprüfung des Dichtungsmaterialies liegt eine Körnungslinie (Ton, schwach feinsandig) sowie eine Bestimmung der Konsistenzgrenzen und der Plastizität vor (TA, $w_l = 51,7 \%$, $w_p = 17,8 \%$, $w = 18,8 \%$, $I_c = 0,97$). In den Abfanggräben der Oberflächenentwässerung wird nach Niederschlägen Wasserführung beobachtet.

Der angepflanzte Bewuchs der Deponie besteht überwiegend aus Wiese und lose gepflanzten Sträuchern sowie angeflogenen Gräsern und Disteln. In den jüngeren Abschnitten ist der Bewuchs dünner und es sind mehr angeflogene Arten vorhanden. Hier ist als Erosionsschutz

eine geschlossene Rindenmulchlage aufgebracht. Sowohl bei der Erstbegehung am 07.07.98 als auch am Tag der Schurfdurchführung am 19.08.1998 war der Boden an der Oberfläche überwiegend trocken und teilweise von Rissen durchzogen. Feuchtstellen im Bereich der Kompostieranlage werden durch Bewuchs mit Schilf sowie Häufung von Löwenzahn und Klee angezeigt.

Es wurden insgesamt drei Schürfe mit Tiefen zwischen 1,50 und 2,40 m durchgeführt. Das Wetter war am Tag der Aufgrabung sonnig und warm. Die Schürfe wurden jeweils in Abschnitten tiefergeführt, wobei die Probennahme zur Sicherung der Wassergehalte jeweils unmittelbar nach dem Aushub über die erschlossene Tiefe verteilt erfolgte. Die Sohle von Schurf II wurde wegen Wasserzutritt und der befürchteten geringen Standsicherheit der Schurfseitenwände nicht beprobt.

Die Schürfe sind als Schichtsäulen auf den Blättern 1 bis 3 der Anlage B1 dargestellt und die Laborergebnisse sind auf den Blättern der Anlagen B2 zusammengestellt.

5.3.2 Deponie B - Schurf I

Bodenschichtung

Der Schurf SCH I liegt am flach mit etwa 5° geneigten Westabhang der Kuppe im 1. Erweiterungsabschnitt EBA-I, der ab 1992 abgedeckt wurde. Der Bewuchs besteht im Bereich des SCH I aus Gräsern, Klee, Löwenzahn, Getreideanflug und Disteln.

Die Rekultivierungsschicht besteht zunächst aus 0,05 m durchwurzelter Mutterboden mit Rindenmulch, unter dem bis 0,15 - 0,30 m schwach sandiger, schwach humoser, beigebrauner, halbfester Ton mit einzelnen Kieskörnern folgt, der Aggregate bildet. Darunter folgt bis in Tiefen zwischen 0,25 und 0,40 m eine Schicht aus dunkelbraunem Rindenmulch, der einem unzersetzten Torf ähnelt. Die Durchwurzelung endet an der Oberfläche des Rindenmulches. Bis in 1,30 m Tiefe steht weicher bis steifer, beigebrauner, schwach sandiger Ton mit einzelnen Kieskörnern und Steinen an. Darunter folgt bis in Tiefen zwischen 1,70 und 1,80 m ein vergleichbarer Boden steifer Konsistenz.

Die olivebeige, feuchte Entwässerungsschicht im Liegenden besteht aus einem stark glimmerführenden Gemisch der Kornfraktionen Feinsand bis Mittelkies und reicht bis in 1,95 - 2,00 m Tiefe. Die Dränschicht ist von der mineralischen Dichtung durch einen mechanisch verfestigten Vliesstoff abgetrennt, der auf der Oberseite nur teilweise durch Feinkorneintrag fleckig braun verfärbt ist und teilweise noch seine ursprüngliche graue Färbung besitzt.

Als mineralische Abdichtung wurde sehr schwach sandiger, homogener, beigebrauner Ton steifer Konsistenz mit vereinzelt Feinkiesgeröllen angetroffen.

Bei sonnigem Wetter und einer Lufttemperatur, die beim Ausheben des Schurfes von 15°C um 9:00 Uhr auf 19°C um 10:30 Uhr anstieg, wurden in der Humusschicht an der Oberfläche 19°C, in der Rekultivierungsschicht bis 1,05 m Tiefe einheitlich 21°C bis 22°C sowie in der Entwässerungsschicht und dem Dichtungsmaterial bei 1,80 m und 2,40 m Tiefe jeweils 19°C gemessen.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht steigen vom oberflächennahen humosen Rekultivierungsboden zur Rindenmulchschicht sehr stark an und schwanken in den darunter folgenden weichen Tonen (TA) nur wenig. Bei mit zunehmender Tiefe von 1,573 t/m³ auf

1,678 t/m³ zunehmender Dichte nimmt die Durchlässigkeit von $1,7 \cdot 10^{-10}$ m/s auf $7,9 \cdot 10^{-11}$ m/s ab. Die Proctordichte des Rekultivierungsmaterials wurde mit 1,651 t/m³ bei $w_{Pr}=19,7\%$ bestimmt. Der Wassergehalt des feinsandigen Mittelkieses (GW) der Entwässerungsschicht wurde mit 6 % und 7 % bestimmt. Die Wassergehalte der mineralischen Abdichtung sind bei vergleichbarem Material (TM/TA) deutlich geringer als die der Rekultivierungsschicht. Die Dichten des Abdichtungsmaterials sind mit 1,781 t/m³ und 1,894 t/m³ höher als die der Rekultivierungsschicht. Die bestimmte Durchlässigkeit von $1,4 \cdot 10^{-11}$ m/s liegt in der gleichen Größenordnung wie die der Rekultivierungsschicht. Die Proctordichte des Dichtungsmaterials wurde mit 1,812 t/m³ bei $w_{Pr}=15,1\%$ bestimmt.

5.3.3 Deponie B - Schurf II

Bodenschichtung

Der Schurf II liegt am nur sehr flach geneigten Westabhang unterhalb eines Kompostierplatzes im Bereich der Altdeponie, die zwischen 1988 und 1991 abgedeckt wurde. Der Bewuchs besteht im Bereich des Schurfes II aus unterschiedlichen Gräsern, Kräutern und auch Disteln.

Die Rekultivierungsschicht besteht zunächst aus 0,10 bis 0,15 m durchwurzelttem Mutterboden mit Bodenaggregatbildung, unter dem bis 2,00 m schwach sandiger, schwach humoser, beigebrauner Ton mit einzelnen Kieskörnern folgt, in dem bis ca. 0,30 m Tiefe Aggregate auftreten. Die Konsistenz ist bis ca. 1,00 m Tiefe überwiegend halbfest und wird mit zunehmender Tiefe steif bis weich. Zwischen 2,00 und 2,15 m Tiefe folgt eine wasserführende, dunkelbraune Übergangsschicht in der Ton mit Kies und Steinen gemischt ist.

Die olivegelbe Entwässerungsschicht im Liegenden besteht aus einem nassen, glimmerführenden tonigen, sandigem Kies und reicht bis in 2,25 m Tiefe.

Der Schurf wurde bei sonnigem Wetter und einer Lufttemperatur um 13:30 Uhr von 26°C neben dem Schurf und 20°C im Schurf durchgeführt. Die Bodentemperatur beträgt an der Unterkante der Humusschicht bei 0,10 m 20°C und fällt bis 2,25 m Tiefe gleichmäßig auf 13°C ab. Das zutretende Sickerwasser bei 2,10 m Tiefe hat, wie der Boden dieser Tiefe, 14°C.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte nehmen in der Rekultivierungsschicht mit der Tiefe zunächst zu und fallen in der Übergangsschicht sowie dem sandigen, stark tonigen Kies (GT) der Entwässerungsschicht wieder ab.

5.3.4 Deponie B - Schurf III

Bodenschichtung

Der Schurf III liegt direkt unterhalb eines Fahrweges am steil mit etwa 18,5° (ca. 1:3,0) geneigten Westabhang im Bereich der Altdeponie, die zwischen 1988 und 1991 abgedeckt wurde. Der Bewuchs besteht im Bereich des Schurfes aus Gräsern, Löwenzahn und kleineren angepflanzten Bäumen. An der augenscheinlich ausgetrockneten Oberfläche können mit dem Zollstock zahlreiche, bis mehrere cm weit geöffnete Risse bis ca. 0,20 m Tiefe verfolgt werden.

Die Rekultivierungsschicht besteht zunächst aus 0,05 - 0,10 m durchwurzelttem, festem Mutterboden mit Krümelstruktur, unter dem bis 0,20 m schwach sandiger, schwach kiesiger,

krümeliger, teilweise durchwurzelter, halbfester, brauner Ton folgt. Darunter steht bis 1,00 m Tiefe schwach sandiger, zunächst halbfester und nach unten zunehmend steifer bis weicher, beigebrauner Ton mit einzelnen Steinen und Kieskörnern an. Risse und Bodenaggregate reichen bis ca. 0,45 m und einzelne feine Wurzeln treten bis in 0,75 m Tiefe auf.

Als Ausgleichsschicht folgt zwischen 1,00 und 1,15 m Tiefe ein grauer, stark schluffiger, sandiger Kies. Das Deponat wird bis in 1,50 m Tiefe durchmischt mit Ton angetroffen, wobei Verpackungsmaterial mit Verfallsdatum vom 1985 einen Hinweis auf die Einbauzeit gibt.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht steigen mit der Tiefe leicht an.

5.4 Deponie C

5.4.1 Situation

Die Deponieoberfläche bildet eine in Nord-Süd-Richtung länglich ausgebildete Kuppe, die auf der Südseite flache (min. 1:20), ansonsten vergleichsweise steile (bis 1:3) Böschungen aufweist. Sie unterteilt sich in die Bauabschnitte BA I auf der Ostseite, der bis 1992 abgedeckt wurde, den BA II auf der Westseite, der bis 1994 abgedeckt wurde und den BA III im Süden sowie den Kuppenbereich mit derzeitiger Mülleinlagerung. Im östlichen Anschluss befindet sich noch eine ab 1968 genutzte und bis 1992 abgedeckte Altdeponie. Die Deponie befindet sich mit knapp 600 mm/a Niederschlag in einer niederschlagsarmen Region Bayerns.

Die Oberflächenabdeckung des BA I wurde nach Auskunft des Betreibers und den Unterlagen des Genehmigungsbescheides mit 0,30 m Gasdränschicht, 2 x 0,25 m mineralischer Dichtung mit $k < 10^{-9}$ m/s, einer 0,30 m dicken Entwässerungsschicht und mindestens 0,70 m Rekultivierungsschicht aufgebaut. Über und unter der Dichtung und der Entwässerungsschicht sind Vliesstoffe angeordnet.

Der dichte Bewuchs der Deponie besteht überwiegend aus Gräsern, Disteln, Getreideanflug sowie lose verteilten Sträuchern in tiefergelegenen Abschnitten.

Es wurden insgesamt zwei Schürfe mit Tiefen von 1,35 und 1,45 m durchgeführt. Das Wetter war am Tag der Aufgrabung am 20.08.1998 sonnig und warm. Der letzte Niederschlag lag mehr als eine Woche zurück. Die Schürfe wurden jeweils in Abschnitten tiefergeführt, wobei die Probennahme zur Sicherung der Wassergehalte jeweils unmittelbar nach dem Aushub über die erschlossene Tiefe verteilt erfolgte.

Die Schürfe sind als Schichtsäulen auf den Blättern 1 bis 2 der Anlage C1 dargestellt und die Laborergebnisse sind auf den Blättern der Anlagen C2 zusammengestellt.

5.4.2 Deponie C - Schurf I

Bodenschichtung

Der Schurf I liegt am mit 15° geneigten Fuß des 1992 abgedeckten BA I an der Nordostseite der Deponie. Der Bewuchs besteht im Bereich des Schurfes I aus unterschiedlichen Gräsern, Disteln und jungen Eichen bis ca. 0,70 m Höhe.

Als Rekultivierungsschicht steht zunächst 0,10 bis 0,15 m stark durchwurzelter Mutterboden an, unter dem bis 0,95 - 1,05 m Tiefe sandiger, schwach kiesiger, schwach humoser, brauner bis rotbrauner Ton folgt. Wurzeln mit $d < 1$ cm reichen bis 0,50 m Tiefe und feinere Wurzeln werden bis zur Schichtunterkante bei 1,00 m Tiefe angetroffen, wo sie die Filtervlieslage teilweise mit Dicken von mehr als 5 mm durchdringen. Der augenscheinlich unbeschädigte Vliesstoff ist auf der Oberseite braun verfärbt und auf der der Entwässerungsschicht zugewandten Unterseite unverfärbt hell.

Die 0,20 bis 0,25 m dicke, feuchte Entwässerungsschicht besteht aus überwiegend kantengerundetem, untergeordnet gebrochenem Mittel- bis Grobkies, in den örtlich Wurzeln $d > 5$ mm reichen. Das augenscheinlich unbeschädigte Trennvlies über der Dichtung ist auf der Oberseite hellgrau und auf der Unterseite grau-braun-beige gefleckt verfärbt.

Als mineralische Abdichtung wurde beigebrauner bis grauer Ton mit weicher bis überwiegend steifer Konsistenz sowie homogener, schwach sandiger Ton mit einzelnen Kieskörnern und einzelnen, feinen Haarwurzeln angetroffen.

Bei sonnigem Wetter und einer Lufttemperatur von 19°C im Schurf wurden unter der Humusschicht in 0,2 m Tiefe 15°C und in den darunter folgenden Schichten bis 0,95 m Tiefe 15°C bis 16°C gemessen.

Laborergebnisse

Die humose Rekultivierungsschicht kann nach DIN 18196 der Gruppe TM zugeordnet werden und besitzt halbfeste Konsistenz. Die Wassergehalte nehmen mit der Tiefe zu und fallen im Filtervlies über dem enggestuften Kies der Entwässerungsschicht ab. Der Ton der mineralischen Dichtung gehört der Gruppe TA nach DIN 18196 an. Seine Wassergehalte schwanken zwischen 29,1 und 33,2 % und die im Feld angesprochene weiche bis steife Konsistenz wird mit Konsistenzzahlen I_c von 0,680 und 0,760 bestätigt. Bei Dichten zwischen 1,410 t/m³ und 1,549 t/m³ wurden Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $1,8 \cdot 10^{-11}$ m/s und $1,5 \cdot 10^{-10}$ m/s bestimmt. Die Größen der Versuchswerte sind jeweils nicht tiefenabhängig.

5.4.3 Deponie C - Schurf II

Der Schurf II liegt an der mit 16° bis 20° geneigten, 1994 abgedeckten BA II an der Westseite der Deponie. Der Bewuchs besteht aus unterschiedlichen, etwa 0,50 m hohen Gräsern und Disteln.

Als Rekultivierungsschicht steht zunächst 0,05 bis 0,10 m durchwurzelter Mutterboden an, unter dem bis 0,80 m Tiefe ein rotbraun gefärbtes Gemisch aus stark sandigem, steifem Ton und stark tonigem Sand mit einzelnen Ziegelstücken folgt. Die Durchwurzelung reicht bis zur Unterkante der Rekultivierungsschicht. Die augenscheinlich unbeschädigte Filtervlieslage ist auf der Oberseite rotbraun verfärbt und auf der der Entwässerungsschicht zugewandten Unterseite leicht grau verfärbt.

Die 0,20 m dicke Entwässerungsschicht besteht aus schwach sandigem, grauem Kies mit etwas Feinkorn. Unter der Entwässerungsschicht folgt bei 1,00 m Tiefe ein augenscheinlich unbeschädigtes Trennvlies, das auf der Oberseite grau und der Unterseite grau-beige-braun gefleckt verfärbt ist.

Als mineralische Abdichtung wurde beigebrauner bis grauer, weicher bis überwiegend steifer, homogener Ton angetroffen.

Bei sonnigem Wetter und einer Lufttemperatur von 26°C im Schurf wurden unter der Humusschicht in 0,20 m Tiefe 19°C und in den darunter folgenden Schichten bis 1,10 m Tiefe einheitlich 18°C gemessen.

Laborergebnisse

Die humose Rekultivierungsschicht kann nach DIN 18196 den Gruppen TL und UM zugeordnet werden und besitzt halbfeste Konsistenz. Die Wassergehalte nehmen mit der Tiefe tendenziell zu und haben die gleiche Größenordnung wie die bei Schurf I. An einer Probe wurde der Durchlässigkeitsbeiwert mit $2,7 \cdot 10^{-7}$ m/s bestimmt. Bedingt durch einen Feinkornanteil von 5% gehört die Entwässerungsschicht der Gruppe GU nach DIN 18196 an. Der Ton der mineralischen Dichtung gehört zur Gruppe TA nach DIN 18196. Sein Wassergehalt liegt mit 34,7 % etwas über, seine Dichte mit $1,399 \text{ t/m}^3$ etwas unter den Werten des Schurfes I. Die im Feld angesprochene weiche bis steife Konsistenz wird mit der Konsistenzzahlen von $I_c = 0,713$ belegt und der Durchlässigkeitsbeiwert von $1,4 \cdot 10^{-11}$ m/s hat vergleichbare Größe wie in Schurf I.

5.5 Deponie D

5.5.1 Situation

Die Deponie unterteilt sich in die bereits abgedeckten Abschnitte I.1 bis I.6 der Altdeponie im Süden und die teilweise in Betrieb befindlichen Abschnitte II.1 bis II.4 im Norden. Die Abschnitte I.1 und I.2 wurden bereits 1989 temporär abgedeckt. Diese Abdeckung wurde bei Herstellung der Oberflächenabdeckung der Bereiche I.3 bis I.6 im Jahre 1993 ergänzt. Die Abschnitte I.1, I.2 und Teile des Abschnittes I.3 weisen geringe Setzungen, die übrigen Abschnitte große Setzungen auf. Die Oberfläche der Altdeponie fällt mit kleineren Flächen zum in Betrieb befindlichen Verfüllabschnitt nach Nordwesten sowie nach Nordosten steil, ansonsten mit dem größten Flächenanteil als flache Kuppe nach Südwesten ab. Sie befindet sich mit etwa 900 mm/a Niederschlag in einer Region Bayerns mit Niederschlägen mittlerer Stärke.

Die Schürfe wurden in den Abschnitten I.1 und I.2 durchgeführt. In diesen Bereichen wurden 1989 entsprechend den zur Verfügung gestellten Unterlagen über 0,10 m Gasdränschicht (Schlacke) zweimal 0,25 m mineralischer Abdichtung ($k < 10^{-8}$ m/s, $D_{pr} > 0,95$) eingebaut. Nach Rückbau von etwa 0,25 m dieser Dichtung wurden 1993 über einem mechanisch verfestigten Trennvlies mit einer Flächenmasse von größer als 360 g/m^2 zweimal 0,25 m einer mineralischer Dichtung ($k < 5 \times 10^{-10}$ m/s, $D_{pr} > 0,95$) eingebaut. Über einem weiteren mechanisch verfestigten Trennvlies ($>360 \text{ g/m}^2$) wurde eine Entwässerungsschicht (0,25 m aufbereiteter Bauschutt 16/32 mm, $k > 10^{-3}$ m/s) eingebracht. Durch einen weiteren thermisch verfestigten Vliesstoff ($>360 \text{ g/m}^2$) getrennt wurde dann eine Rekultivierungsschicht aus 0,70 m Rohboden und 0,30 m Oberboden eingebaut. Von der Herstellung des Probefeldes 1993 liegt die empfohlene Zusammensetzung des Dichtungsmaterialies aus 93,5 % bindigem Auffüllmaterial (überwiegend UL nach DIN 18196), dem 3,0 % Bentonit und 3,5 % Tonmehl untergefräst wurden, sowie Körnungslinien des Auffüllmaterialies vor. Es sind Proctorwerte ($\rho_{pr} = 1,75 \text{ t/m}^3$ bei ca. $w_{pr} = 16,5\%$) sowie Durchlässigkeitswerte aus Standrohrversuchen (ca. $1 \cdot 10^{-10}$ m/s bis $1 \cdot 10^{-9}$ m/s) angegeben.

Der dichte, aus Sukzession entstandene Bewuchs der Deponie besteht aus unterschiedlichen Gräsern, Getreideanflug, Margeriten und Brennnessel. Büsche und Bäume sind nicht vorhanden.

Es wurden insgesamt zwei Schürfe mit Tiefen von 1,60 und 1,55 m durchgeführt. Das Wetter war am Tag der Aufgrabung am 10.09.1998 sonnig und warm. Die Schürfe wurden jeweils in Abschnitten tiefergeführt, wobei die Probennahme zur Sicherung der Wassergehalte jeweils unmittelbar nach dem Aushub über die erschlossene Tiefe verteilt erfolgte.

Die Schürfe sind als Schichtsäulen auf den Blättern 1 und 2 der Anlage D1 dargestellt und die Laborergebnisse sind auf den Blättern der Anlagen D2 zusammengestellt.

5.5.2 Deponie D (1998) - Schurf I

Bodenschichtung

Schurf I liegt in dem mit etwas über 4° flach nach Süden geneigten, 1989 bzw. 1993 abgedeckten Bauabschnitt I.2 an der Südwestseite der Deponie. Der dichte Bewuchs besteht hier überwiegend aus Gräsern.

Als Rekultivierungsschicht steht zunächst 0,30 m Mutterboden aus schwach kiesigem, sandigem, humosem, steifem bis halbfestem Ton und Schluff an, der mit Wurzeln ($d < 1\text{ mm}$) durchzogen ist und bis 0,20 m ein bröckeliges Gefüge hat. Darunter folgt bis 1,00 m Tiefe stark sandiger, kiesiger, steifer bis halbfester, olivegelber Schluff mit einzelnen Glasscherben. Die augenscheinlich unbeschädigte Filtervlieslage bei 1,00 m Tiefe ist von feinen Haarwurzeln durchzogen, auf der Oberseite verfärbt und auf der der Entwässerungsschicht zugewandten Unterseite unverfärbt.

Die 0,30 m dicke, erdfeuchte Entwässerungsschicht besteht aus Mittel- bis Grobkies und ist von Haarwurzeln durchzogen. Unter der Entwässerungsschicht folgt bei 1,30 m Tiefe ein augenscheinlich unbeschädigtes Trennvlies, dessen Oberfläche durch eingedrückte Kieskörner uneben verläuft. Der sandige, schwach kiesige, olivegelbe Ton der mineralischen Abdichtung war an der Oberfläche weich, darunter überwiegend halbfest. Es reichen feine Haarwurzeln bis in die Dichtung.

Laborergebnisse

Die Rekultivierungsschicht kann nach DIN 18196 den Gruppen TM und TA zugeordnet werden. Die Wassergehalte sind in der Humusschicht etwas höher als im darunter liegenden sandig-kiesigen, Ton, der im mittleren Tiefenabschnitt insgesamt am feuchtesten ist. Bei einer Dichte von $1,56\text{ t/m}^3$ wurde die Durchlässigkeit zu $1,9 \cdot 10^{-9}\text{ m/s}$ bestimmt. Der Kies der Entwässerungsschicht gehört nach DIN 18196 zur Gruppe GE. Der Ton der mineralischen Dichtung gehört zur Gruppe TM nach DIN 18196 und seine Wassergehalte nehmen von 20,1 % mit der Tiefe tendenziell auf 14,3 % ab. Die Konsistenzahlen (I_c) von 0,851 und 1,013 weisen die mit Ausnahme der aufgeweichten Oberfläche steife und halbfeste Konsistenz nach. Bei Dichten zwischen $1,737\text{ t/m}^3$ und $1,890\text{ t/m}^3$ wurden Durchlässigkeitsbeiwerte von $1,7 \cdot 10^{-10}\text{ m/s}$ bis $1,5 \cdot 10^{-11}\text{ m/s}$ bestimmt. Die Proctordichte wurde mit $1,814\text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr}=15,9\%$ bestimmt. Auf dem nassen Ast der Proctorkurve mit $D_{Pr} = 0,97$ eingebautes Dichtungsmaterial liefert einen Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 1,5 \cdot 10^{-11}\text{ m/s}$ während die Verdichtung auf der trockenen Seite $k = 8,7 \cdot 10^{-11}\text{ m/s}$ liefert.

5.5.3 Deponie D (1999) Schurf II (neben Schurf I 1998)

Nachdem bei den Aufgrabungen im Jahr 1998 im Schurf II eine ausgetrocknete mineralische Dichtungsschicht freigelegt wurde, wurde 1999 an Stellen in unmittelbarer Nähe zu den alten Schürfen erneut aufgegraben. Der neue Schurf I – aus Witterungsgründen zuerst geöffnet – liegt neben dem alten Schurf II und der neue Schurf II wurde neben dem alten Schurf I geöffnet. Der Aufbau des Abdecksystems entspricht dem der alten Schürfe.

Bei Schurf II waren keine Anzeichen der im Vorjahr erkundeten Austrocknung vorzufinden. Die Oberflächen der mineralischen Dichtung war aufgeweicht.

Laborversuche

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht waren an der Oberfläche vergleichbar denen von 1998 hoch, sanken dann zunächst ab um bis zur Dichtung wieder kontinuierlich auf Werte über denen des Vorjahres anzusteigen. Die Dichte des Rekultivierungsmaterials wurde mit $1,695 \text{ t/m}^3$ und die Durchlässigkeit zu $1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ bestimmt. Der Wassergehalt der mineralischen Abdichtung nahm von 22,7 % nahe der Oberfläche auf 15,9 % ab, was bei insgesamt etwas höheren Werten etwa dem Vorjahresverlauf entspricht. Die mit $k = 1,3 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ und $k = 3 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ bestimmten Durchlässigkeiten liegen deutlich über denen des Vorjahres, aus denen sich trotz der Wiederbefeuchtung eine gewisse Schädigung der mineralischen Abdichtung ableiten lässt.

5.5.4 Deponie D (1998) - Schurf II

Bodenschichtung

Schurf II liegt in dem mit 4° flach nach Südosten geneigten, 1989 bzw. 1993 abgedeckten Bauabschnitt I.1 an der Südostseite der Deponie. Der Bewuchs besteht hier überwiegend aus Gräsern, Sauerampfer, Klee, Disteln und Brennesseln.

Als Rekultivierungsschicht steht zunächst 0,35 m schwach kiesiger, olivbrauner Mutterboden an, der oben überwiegend weiche und nach unten zunehmend steife Konsistenz besitzt. Er hat bis 0,20 m ein bröckeliges Gefüge und ist in voller Dicke von Wurzeln ($d < 1 \text{ mm}$) durchzogen. Darunter folgt bis 0,90 m Tiefe sandig-kiesiger, bis 0,50 m steifer bis halbfester, darunter halbfester bis fester, olivegelber Schluff mit Tonlinsen und Ziegelstücken, der nach unten in einen sandigen Ton übergeht. Die augenscheinlich unbeschädigte Filtervlieslage bei 0,90 m Tiefe ist stark von Wurzeln ($d < 1 \text{ mm}$) durchzogen und auf der Unterseite unverfärbt. Die 0,35 m dicke, staubtrockene Entwässerungsschicht besteht aus Mittel- bis Grobkies und ist von Wurzeln durchzogen. Unter der Entwässerungsschicht folgt bei 1,25 m Tiefe ein augenscheinlich unbeschädigtes, durchwurzelttes Trennvlies, dessen Oberfläche durch eingedrückte Kieskörner wiederum uneben verläuft. Der sandige, schwach kiesige, steife bis halbfeste, oben bröckelige, graubeige Ton der mineralische Abdichtung hat an der Oberfläche Risse mit 1 bis 3 mm Öffnungsweite, längs denen feine Wurzeln verlaufen. Die Wurzeln können längs Rissen bis zur Endtiefe von 1,55 m verfolgt werden.

Laborergebnisse

Die Rekultivierungsschicht kann nach DIN 18196 der Gruppe TM zugeordnet werden. Die Wassergehalte sind in der Humusschicht etwas höher als im darunter liegenden sandig-kiesigen Ton, der im mittleren Tiefenabschnitt insgesamt am feuchtesten ist. An einer mit 12,3 % vergleichsweise trockenen Probe wurde die Durchlässigkeit bei einer Dichte von $1,680 \text{ g/cm}^3$ mit $k = 5,1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ bestimmt. Der Ton der mineralischen Dichtung gehört zur

Gruppe TM nach DIN 18196 und seine Wassergehalte schwanken ohne eindeutige Tiefenabhängigkeit zwischen 15,9 % und 18,0 %. Die Konsistenzzahlen I_c von 0,952 und 0,969 weisen eine steife Konsistenz nach. Die Proctordichte wurde mit $1,814 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr}=15,8\%$ bestimmt.

5.5.5 Deponie D (1999) Schurf I (neben Schurf II 1998)

Der neue Schurf I – aus Witterungsgründen zuerst geöffnet - liegt neben dem alten Schurf II. Der Aufbau des Abdecksystems entspricht dem des alten Schurfes. Es waren keine Anzeichen der im Vorjahr erkundeten Austrocknung vorzufinden. Die Oberfläche der mineralischen Dichtung war aufgeweicht und es konnten keine Anzeichen der im Vorjahr festgestellten Risse (evtl. Aggregate, Verfärbungen) festgestellt werden.

Laborversuche

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht waren zunächst etwa einheitlich und stiegen erst unmittelbar über der Dichtung an und lagen bis auf den Oberflächenbereich deutlich über denen des Vorjahres. Die Dichte des Rekultivierungsmaterials wurde mit $1,656 \text{ t/m}^3$ und die Durchlässigkeit mit $k = 2,2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ in der Größenordnung des Vorjahres bestimmt. Der Wassergehalt der mineralischen Abdichtung nahm von 23,0 % nahe der Oberfläche und damit gegenüber dem Vorjahr deutlichen höheren Wassergehalt auf 17,4 % ab, was etwa dem Vorjahreswert in entsprechender Tiefe entspricht. Die mit $k = 6,5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ und $k = 4,7 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ bestimmten Durchlässigkeiten und die Dichte von $1,731 \text{ t/m}^3$ liegen im Größenbereich der Werte von Schurf I des Vorjahres.

5.6 Deponie E

5.6.1 Situation

Die Deponie befindet sich an einem nach Südwesten ausgerichteten Hang. Im östlichen Anschluss an die 1990 abgedeckte Altdeponie liegt der zur Zeit genutzte Verfüllbereich. Die Oberfläche der Altdeponie fällt im oberen Abschnitt steiler als im unteren Abschnitt nach Südwesten ein. Die Deponie befindet sich in einer niederschlagsarmen Region Bayerns (ca. 600 mm/a).

Entsprechend den zur Verfügung gestellten Unterlagen aus der Bauzeit beginnt der Schichtaufbau der Oberflächenabdeckung mit einer $0,30 \text{ m}$ dicken gaswegsamen Ausgleichsschicht aus Grobkies, über der durch einen Vliesstoff (300 g/m^2) getrennt, die Dichtung folgt. Bei dem Dichtungsmaterial handelt es sich um Löss und Lösslehm eines Baugrubenaushubes, dessen Kornanteile mit 10 - 20 % Ton, 70 % Schluff und 10 - 20 % Sand angegeben sind. Die Proctordichte wurde im Mittel zu $\rho_{Pr} = 1,72 \text{ t/m}^3$ bei optimalen Wassergehalten von 16 % (Löss) bzw. 18,5 % (Lösslehm) bestimmt. Die mineralische Abdichtung ($k < 10^{-8} \text{ m/s}$, $D_{Pr} > 95\%$) wurde in einer Lage mit $0,50 \text{ m}$ Dicke eingebaut, anschließend etwa $0,25$ bis $0,30 \text{ m}$ tief durchgefräst und dann mit einer Glattmantelwalze verdichtet.

Aufgrund von Frostschäden Ende 1989 musste die mineralische Dichtung durch Auffräsen und erneutes Verdichten im Frühjahr 1990 saniert werden. Mit Wassergehalten zwischen 15,4 % und 21,7 % (Mittel 18,5 %) wurden bei Kontrollprüfungen im Jahr 1990 Verdichtungsgrade zwischen 94,8 und 105,8 % und Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $2,2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ und $1,3 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ ermittelt. Über einer $0,30 \text{ m}$ dicken Entwässerungsschicht aus gebroche-

nem Schotter oder Kies waren planmäßig 0,40 bis 0,70 m Erdaushub und 0,30 m Oberboden zur Rekultivierung eingebracht worden.

Die Deponie ist überwiegend durch Sukzession mit Gräsern, Kräutern und Disteln, örtlich auch mit Büschen und kleineren Bäumen bewachsen.

Es wurden insgesamt zwei Schürfe mit Tiefen von 1,40 und 1,60 m durchgeführt. Das Wetter war am Tag der Aufgrabung am 10.09.1998 teilweise regnerisch. Die Schürfe wurden jeweils in Abschnitten tiefergeführt, wobei die Probennahme zur Sicherung der Wassergehalte jeweils unmittelbar nach dem Aushub über die erschlossene Tiefe verteilt erfolgte.

Die Schürfe sind als Schichtsäulen auf den Blättern 1 und 2 der Anlage E1 dargestellt und die Laborergebnisse sind auf den Blättern der Anlagen E2 zusammengestellt.

5.6.2 Deponie E - Schurf I

Bodenschichtung

Schurf I liegt im ebenen bis sehr flach nach Südwesten geneigten höhergelegenen Abschnitt der Deponie nahe dem Rand zum derzeitigen Verfüllabschnitt im Osten. Der Bewuchs besteht hier überwiegend aus Gräsern und kleineren Büschen. Als Rekultivierungsschicht steht zunächst 0,10 m durchwurzelter, feuchter, brauner Mutterboden an, unter dem bis 0,50 m Tiefe ein schwach sandiger, schwach kiesiger, hellbrauner, halbfester Ton folgt. Dieser durchwuzelte, augenscheinlich trockene Ton zeigt bis in Tiefen zwischen etwa 0,30 und 0,40 m Risse und Bodenaggregatbildungen. Bis 0,75 m Tiefe folgt ein mit Kalksteinbruch gemischter, sandiger, grauer bis graubrauner Ton. In dieser Schicht sind einzelne, plattige Kalksteinstücke mit mehreren Dezimetern Kantenlänge enthalten.

Die 0,25 m dicke, erdfeuchte (Farbumschlag beim Abtrocknen) Entwässerungsschicht besteht aus gebrochenem, schwach sandigem Mittel- bis Grobkies (Körnung 8/32 mm) und ist von feinen Wurzeln durchzogen. Die untersten 2 bis 5 cm dieses Kalksteinschotters sind rostbraun bis schwarz verkrustet. Die Kieskörner der Entwässerungsschicht sind etwa 2 cm in die mineralische Abdichtung eingedrückt und lassen sich von Hand schwer entfernen.

Der schwach sandige, halbfeste, beigebräune Ton der mineralischen Abdichtung weist polygonförmig verlaufende, weniger als 1 mm geöffnete Risse auf, längs denen feine Wurzeln wachsen. Die überwiegend steilstehenden Rissflächen können durch ihre hell beigebräune Farbe von den dunkleren Bruchflächen deutlich unterschieden werden. Die Risse wurden bis 1,30 m Tiefe festgestellt, wobei das feine Wurzelgeflecht bis 1,25 m sichtbar war.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht sind, auch bedingt durch die Niederschläge am Tag der Schurfherstellung, in der Humusschicht höher als im darunter liegenden sandig-kiesigen Ton, der insgesamt sehr gleichmäßige Wassergehalte aufweist. Unter dem schwach sandigen Mittel- bis Grobkies (GW) der Entwässerungsschicht mit 3,2 % Wassergehalt wurden an der Oberfläche des mittelplastischen Tones (TM nach DIN 18196) der mineralischen Abdichtung ein Wassergehalt ermittelt, der mit 17,3 % gut 1 % unter dem mittleren Wassergehalt beim Einbau liegt. Nach unten steigt der Wassergehalt bis auf 20,3 % an. Die im Feld angesprochene halbfeste Konsistenz wird durch eine ermittelte Konsistenzzahl von $I_c = 1,061$ bestätigt. Bei Dichten von $1,704 \text{ t/m}^3$ und $1,831 \text{ t/m}^3$ wurden Durchlässigkeitsbeiwerte von $1,3 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ und $3,4 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ bestimmt. Am Dichtungsmaterial wurde die Proctordichte zu $1,77 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr} = 17,3 \%$ bestimmt. Auf dem nassen Ast der Proctorkurve mit

$D_{Pr} = 0,97$ eingebautes Dichtungsmaterial lieferte einen Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 5 \cdot 10^{-11}$ m/s (Versuchsanfang: $k = 4 \cdot 10^{-11}$ m/s) während die Verdichtung auf der trockenen Seite $k = 2 \cdot 10^{-10}$ m/s (Versuchsanfang: $k = 2 \cdot 10^{-9}$ m/s) m/s lieferte.

5.6.3 Deponie E - Schurf II

Bodenschichtung

Schurf II liegt im sehr flach nach Westen geneigten tiefergelegenen Abschnitt der Deponie. Der Bewuchs besteht hier überwiegend aus Gräser.

Als Rekultivierungsschicht steht zunächst 0,15 bis 0,20 m stark durchwurzelter, feuchter, brauner stark sandiger, humoser Tonboden an. Darunter folgt bis in Tiefen zwischen 1,00 und 1,08 m ein braunes Gemisch aus Sand und Ton mit einzelnen Kieskörnern, wobei der obere Abschnitt mit höherem Kiesanteil insgesamt trockener ist. Im mittleren Tiefenabschnitt überwiegt sandiger, schwach kiesiger Schluff, der ab ca. 0,60 m Tiefe zunehmend feucht wird und nach unten in einen schluffig-tonigen, kiesigen Sand übergeht. Einzelne Wurzeln treten bis 0,80 m Tiefe auf.

Die 0,40 m dicke, erdfeuchte (Farbumschlag beim Abtrocknen) Entwässerungsschicht reicht bis in Tiefen zwischen 1,40 und 1,49 m und besteht aus gebrochenem, fast sand- und feinkornfreiem Mittel- bis Grobkies (Körnung 8/32 mm). Die Grenze zum Rekultivierungsboden verläuft sehr scharf. Die Kieskörner der Entwässerungsschicht sind bis etwa 2 cm in die mineralische Abdichtung eingedrückt und lassen sich von Hand leicht entfernen.

Als mineralische Abdichtung wurde ein schwach sandiger, steifer bis halbfester, beigebrauner Ton angetroffen.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht des Schurfes II sind niedriger als die des Schurfes I. Auch bedingt durch die Niederschläge am Tag der Schurfherstellung ist der Wassergehalt der Humusschicht höher als im darunter liegenden sandig-kiesigen Ton, dessen Wassergehalt nach unten etwas zunimmt. Bei der Endtiefe des Schurfes wurde am mittelplastischen Ton (TM nach DIN 18196) der mineralischen Abdichtung ein Wassergehalt ermittelt, der gut 2 % unter dem mittleren Wassergehalt beim Einbau liegt. Die im Feld angesprochene halbfeste Konsistenz wird durch eine ermittelte Konsistenzzahl von $I_c = 1,119$ bestätigt. Bei Dichten von $1,823 \text{ t/m}^3$ und $1,828 \text{ t/m}^3$ wurden Durchlässigkeitsbeiwerte von $5,7 \cdot 10^{-11}$ m/s und $3,2 \cdot 10^{-10}$ m/s bestimmt. Die Proctordichte wurde mit $1,80 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr}=16,0\%$ bestimmt. Auf dem nassen Ast der Proctorkurve mit $D_{Pr} = 0,97$ eingebautes Dichtungsmaterial liefert einen Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 7,6 \cdot 10^{-11}$ m/s während die Verdichtung auf der trockenen Seite $k = 5,9 \cdot 10^{-9}$ m/s lieferte.

5.7 Deponie F

5.7.1 Situation

Diese verfüllte Altdeponie ist vollständig abgedeckt. Es findet kein Deponiebetrieb mehr statt. Auf der Deponie befinden sich sechs nebeneinanderliegende Testfelder mit den Bezeichnungen Feld 1 bis Feld 6 mit je 5 m Breite und 45 m Länge, die parallel zum nach Südosten gerichteten Geländegefälle angeordnet sind. In jedem der Testfelder, die jeweils unterschiedlich aufgebaute Entwässerungsschichten besitzen, wurde ein Schurf durchgeführt.

Die Deponie befindet sich in einer Region Bayerns mit mittlerer Niederschlagsintensität (ca. 700 mm/a).

Die Beschreibung des Aufbaues und des Betriebes der Testfelder können im Detail dem als Anlage beigefügten Zwischenbericht der Ingenieurgesellschaft Dr.-Ing. Steffen entnommen werden und sind im folgenden nochmals kurz zusammengefasst. In Feld 1 ist zwischen der Dichtung und der Rekultivierungsschicht eine geosynthetische Dränschicht eingebaut, die aus einem beidseitig mit einem mechanisch verfestigtem Vlies (300 g/m²) kaschierten Wirrgelege (600 g/m²) besteht. In Feld 2 ist ein mechanisch verfestigtes Vlies (500 g/m²) zwischen Dichtung und Rekultivierungsboden angeordnet. In Feld 3 folgt über der Dichtung ein Dränelement aus einem Wirrgelege (640 g/m²), dass beidseitig mit einem thermisch verfestigten Vlies (125 g/m²) kaschiert ist. Die Entwässerungsschicht über der Dichtung besteht in Feld 4 aus einer 0,30 m dicken Filterkiesschicht der Körnung 8/32 mm, die sowohl zur Dichtung als auch zur Rekultivierungsschicht durch ein mechanisch verfestigtes Vlies (300 g/m²) getrennt ist. Feld 5 ist analog zu Feld 4 mit einem schwereren mechanisch verfestigten Vlies (500 g/m²) aufgebaut. Die Entwässerungsschicht in Feld 6 ist wie in den Feldern 4 u. 5 aufgebaut, wobei unter der Kiesdränschicht ein mechanisch verfestigtes Vlies (500 g/m²) und über der Dränschicht ein thermisch verfestigtes Vlies (125 g/m²) angeordnet ist. Über der je nach Testfeld unterschiedlich ausgeführten Entwässerungsschicht ist jeweils ca. 1,30 m Moränenboden (Kies-Sand-Schluff-Gemisch) zur Rekultivierung eingebaut worden.

Die Deponie ist überwiegend durch Sukzession mit einer dünnen, nicht flächendeckend ausgebildeten Vegetationsdecke aus Gräsern, Kräutern und Disteln bewachsen.

Es wurden insgesamt sechs Schürfe mit Tiefen zwischen 1,35 und 1,75 m durchgeführt. Das Wetter war an den Tagen der Aufgrabung am 06.05.1998 (SCH I-III) und 07.05.1998 (SCH IV-VI) überwiegend sonnig und mild. Die Schürfe wurden jeweils in Abschnitten tiefergeführt, wobei die Probennahme zur Sicherung der Wassergehalte jeweils unmittelbar nach dem Aushub über die erschlossene Tiefe verteilt erfolgte. Je Aushubniveau wurden zusätzlich Wassergehalts- und Dichtemessungen mit der radiometrischen Einstichsonde (Troxler-sonde) durchgeführt.

Die Schürfe sind als Schichtsäulen auf den Blättern 1 bis 6 der Anlage F1 dargestellt und die Laborergebnisse sind auf den Blättern der Anlagen F2 zusammengestellt.

5.7.2 Deponie F - Schurf I

Bodenschichtung

Schurf I liegt im Testfeld 1 in dem Grasbewuchs mit einzelnen Disteln und Kräutern vorliegt.

Als Rekultivierungsschicht steht zunächst 0,10 bis 0,15 m durchwurzelter, brauner Mutterboden an, unter dem bis 0,40 m Tiefe kiesiger bis stark kiesiger, sandiger, schwach steiniger, beigefarbener Schluff steifer bis halbfester Konsistenz folgt, der bis 0,20 m Tiefe durchwurzelt ist. Bis 1,30 m Tiefe folgt stark kiesiger, sandiger, beigefarbener Schluff sowie stark schluffiger, sandiger Kies. Die Konsistenz des Schluffes ist bis 0,95 m steif, darunter weich. Besonders oberhalb 0,75 m und unterhalb 0,95 m Tiefe treten Steine mit Kantenlängen bis ca. 0,40 m auf.

Als Entwässerungsschicht ist eine augenscheinlich unbeschädigte, etwa 2 cm dicke Dränmatte eingebaut, deren Vlieslagen wenige und deren Wirrgelege viele rostbraune Verfärbungen aufweisen.

Die in der Endtiefe des Schurfes von 1,35 m erfasste Oberfläche des als mineralische Abdichtung eingebauten, beigebraunen Tones ist feucht und weich. Die Bodentemperatur nimmt in der Rekultivierungsschicht um von 12°C in 0,40 m Tiefe auf 9°C in 1,30 m Tiefe ab.

Laborergebnisse

Der Kornanteil $d < 2$ mm der Rekultivierungsschicht nimmt mit zunehmender Tiefe ab und die Wassergehalte haben ein etwa gleichmäßiges Niveau. Das Material der mineralischen Abdichtung ist der Gruppe TL bis TM nach DIN 18196 zuzuordnen, wobei die Konsistenzzahl von $I_c = 1,018$ bei $w = 15,9\%$ auf steife bis halbfeste Konsistenz hinweist. An einer Probe der mineralischen Abdichtung wurde der Durchlässigkeitsbeiwert mit $k = 8,1 \cdot 10^{-10}$ m/s bestimmt, wobei deren Wassergehalt im Vergleich mit anderen Proben dieser Deponie als vergleichsweise niedrig einzustufen war.

5.7.3 Deponie F - Schurf II

Bodenschichtung

Schurf II liegt im Testfeld 2, in dem überwiegend lichter Grasbewuchs mit einzelnen Disteln und Kräutern vorliegt.

Als Rekultivierungsschicht steht zunächst 0,10 m durchwurzelter, brauner Mutterboden an, unter dem bis 0,40 m Tiefe kiesiger bis stark kiesiger, sandiger, schwach steiniger, beigefarbener steifer Schluff folgt, der bis 0,15 m Tiefe durchwurzelt ist. Bis 0,80 m Tiefe folgt schwach kiesiger bis kiesiger, sandiger, beigefarbener, steifer Schluff unter dem bis 1,30 m stark schluffiger, sandiger, beigefarbener Kies folgt.

Durch ein Vlies getrennt folgt der braunbeige, sandige, schwach kiesige Ton der mineralische Abdichtung, der bis zur Endtiefe des Schurfes bei 1,45 m ansteht.

Die Bodentemperatur nimmt in der Rekultivierungsschicht von 12°C in 0,40 m Tiefe auf 10°C in 1,00 m Tiefe ab und verändert sich bis 1,30 m Tiefe nicht weiter.

Laborergebnisse

Der Kornanteil $d < 2$ mm der Rekultivierungsschicht nimmt mit zunehmender Tiefe ab. Die Wassergehalte sind in den feinkornreicheren oberen Schichten höher als im unteren Abschnitt. Das Material der mineralischen Abdichtung ist der Gruppe TM nach DIN 18196 zuzuordnen, wobei die Konsistenzzahl von $I_c = 0,949$ bei $w = 17,1$ auf steife Konsistenz hinweist. An einer Probe der mineralischen Abdichtung wurde die Durchlässigkeit zu $k = 1,3 \cdot 10^{-10}$ m/s bestimmt, wobei ihr Wassergehalt im Vergleich mit anderen Proben dieser Deponie als im Durchschnitt liegend einzustufen ist.

5.7.4 Deponie F - Schurf III

Bodenschichtung

Schurf III liegt im Testfeld 3 in dem überwiegend lichter Grasbewuchs mit einzelnen Disteln und Kräutern vorliegt.

Als Rekultivierungsschicht steht zunächst 0,10 m durchwurzelter, brauner Mutterboden an, unter dem bis 0,70 m stark schluffiger, sandiger, im oberen Abschnitt schwach steiniger Kies folgt. Der in Kornzwischenräumen eingelagerte Schluffanteil des beigefarbenen Kiesel hat steife Konsistenz. Bis in 1,10 m Tiefe steht stark kiesiger, sandiger, beigefarbener Schluff mit einzelnen Steinen bis 0,20 m Kantenlänge an. Darunter folgt bis 1,35 m sandiger stark schluffiger beigefarbener Kies mit einzelnen Steinen bis 0,30 m Kantenlänge.

Als Entwässerungsschicht ist eine augenscheinlich unbeschädigte, etwa 2 cm dicke Dränmatte eingebaut, deren obere Vlieslage grau und deren untere Vlieslage braun verfärbt sind. Das Wirtgelege ist unverfärbt. Sowohl die Vlieslagen als auch die Wirtgelege sind von Wurzeln ($d < 3\text{ mm}$) durchzogen, obwohl in der Rekultivierungsschicht beim Aushub keine Wurzeln aufgefallen sind.

Unter der Dränmatte folgt bis zur Endtiefe des Schurfes von 1,50 m der beige, stark sandige, schwach kiesige, steife Ton der mineralischen Abdichtung.

Die Bodentemperatur nimmt in der Rekultivierungsschicht von 12°C in 0,40 m Tiefe auf 10°C in 1,35 m Tiefe ab.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht sind etwas niedriger als die der übrigen Schürfen auf dieser Deponie, wobei bei geringer Streuung keine eindeutige Tiefenabhängigkeit erkennbar ist. Die Proctordichte des Rekultivierungsmaterials wurde mit $2,22\text{ t/m}^3$ bei $w_{\text{Pr}}=7,82\%$ bestimmt, wobei zu beachten ist, dass der Grobkies und Steinanteil nicht berücksichtigt ist. Das Material der mineralischen Abdichtung ist der Gruppe TM nach DIN 18196 zuzuordnen, wobei die Konsistenzzahl von $I_c = 1,009$ bei $w=16,2\%$ auf steife bis halbfeste Konsistenz hinweist. An einer Probe der mineralischen Abdichtung wurde der Durchlässigkeitsbeiwert zu $k = 4,0 \cdot 10^{-10}\text{ m/s}$ bestimmt, wobei ihr Wassergehalt im Vergleich mit anderen Proben dieser Deponie als vergleichsweise niedrig einzustufen ist.

5.7.5 Deponie F - Schurf IV

Bodenschichtung

Schurf IV liegt im Testfeld 4 in dem überwiegend lichter Grasbewuchs mit einzelnen Disteln und Kräutern vorliegt.

Als Rekultivierungsschicht steht zunächst 0,10 m durchwurzelter, brauner Mutterboden an, unter dem bis 1,30 m stark kiesiger, sandiger, toniger, beigefarbener Schluff folgt.

Durch ein feuchtes, augenscheinlich unbeschädigtes, oben fleckig braun, unten nicht verfärbtes Vlies getrennt folgt zwischen 1,30 und 1,60 m Tiefe ein feuchter Mittel- bis Grobkies (8/32 mm) als Entwässerungsschicht.

Durch ein weiteres augenscheinlich unbeschädigtes Vlies getrennt folgt der Ton der mineralischen Abdichtung bis zur Endtiefe des Schurfes von 1,75 m.

Die Bodentemperatur nimmt von 12°C in der Rekultivierungsschicht bei 0,40 m Tiefe auf 8°C in der Entwässerungsschicht bei 1,35 m Tiefe ab.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht haben sehr einheitliches Niveau. Die Proctordichte des Rekultivierungsmaterials wurde mit $2,14\text{ t/m}^3$ bei $w_{\text{Pr}}=9,2\%$ bestimmt, wobei zu beachten ist, daß der Grobkies und Steinanteil nicht berücksichtigt ist. Der Wassergehalt der Entwässerungsschicht ist niedrig, der der mineralischen Dichtung ist verglichen mit den anderen Schürfen auf dieser Deponie als hoch einzustufen.

5.7.6 Deponie F - Schurf V

Bodenschichtung

Schurf V liegt im Testfeld 5 in dem nahezu kein Bewuchs vorliegt.

Als Rekultivierungsschicht steht bis 1,35 m stark kiesiger, sandiger, toniger Schluff und stark schluffiger, sandiger Kies an. Darunter folgt ein feuchtes, oben braun und unten nicht verfärbtes, augenscheinlich unbeschädigtes Vlies mit einzelnen feinen Wurzeln.

Als Entwässerungsschicht ist zwischen 1,35 m und 1,65 m ein feuchter Mittel- bis Grobkies (8/32 mm) eingebaut, in dem bis ca. 5 cm über die Unterkante einzelne feine Wurzeln auftreten.

Ein augenscheinlich unbeschädigtes, oben unverfärbtes und unten beigebraun verfärbtes Vlies trennt die Entwässerungsschicht von dem Ton der mineralischen Abdichtung, deren oberste Schichten bis zur Endtiefe des Schurfes von 1,70 m erfasst ist. Die Bodentemperatur nimmt in der Rekultivierungsschicht von 11°C in 0,40 m Tiefe auf 9°C in 1,30 m Tiefe ab, steigt in der Entwässerungsschicht auf 10°-13°C an und hat in der mineralischen Dichtung einheitlich 10°C.

Laborergebnisse

Der Wassergehalt der Rekultivierungsschicht ist im unteren Drittel sehr einheitlich und im oberen Drittel etwas niedriger als unten. Der Wassergehalt der Entwässerungsschicht ist niedrig, der der mineralischen Dichtung ist verglichen mit den anderen Schürfen auf dieser Deponie eher als hoch einzustufen.

5.7.7 Deponie F - Schurf VI

Bodenschichtung

Schurf VI liegt im Testfeld 6 in dem überwiegend lichter Grasbewuchs mit einzelnen Disteln und Kräutern vorliegt.

Als Rekultivierungsschicht steht zunächst 0,10 m durchwurzelter, brauner Mutterboden an, unter dem bis 1,20 m stark schluffiger, sandiger Kies und stark kiesiger, sandiger, toniger Schluff anstehen. Darunter folgt ein oben braun und unten nicht verfärbtes, augenscheinlich unbeschädigtes Vlies. Als Entwässerungsschicht ist zwischen 1,20 m und 1,62 m ein erdfeuchter Mittel- bis Grobkies (8/16 mm) eingebaut.

Ein augenscheinlich unbeschädigtes, oben etwas grau verfärbtes und unten beigebraun verfärbtes Vlies trennt die Entwässerungsschicht von dem bis zur Endtiefe des Schurfes von 1,70 m anstehenden beigebraunen Ton der mineralischen Abdichtung, in dem Abdrücke der Kieskörner der Entwässerungsschicht erkennbar sind. Die Bodentemperatur nimmt in der Rekultivierungsschicht von 12°C in 0,40 m Tiefe auf 9°C in 1,20 m Tiefe ab und bleibt in der Entwässerungsschicht sowie der mineralischen Dichtung einheitlich bei 9°C.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht haben verglichen mit den anderen Schürfen eine durchschnittliche Größe, wobei bei geringer Streuung keine eindeutige Tiefenabhängigkeit erkennbar ist. Der Wassergehalt des schwach grobkiesigen Mittelkieses (GE) der Entwässerungsschicht ist sehr niedrig, der der mineralischen Dichtung ist verglichen mit den anderen Schürfen auf dieser Deponie als niedrig einzustufen. Das Material der mineralischen Abdichtung ist der Gruppe TL nach DIN 18196 zuzuordnen, wobei die Konsistenzzahl von

$I_c = 0,891$ bei $w = 15,9\%$ auf steife Konsistenz hinweist. Die Durchlässigkeit wurde an einer Probe der Dichtung zu $k = 1,0 \cdot 10^{-10}$ m/s bestimmt.

5.8 Deponie G

5.8.1 Situation

Die Deponie befindet sich an einem Südabhang des Tertiärhügellandes. An den 1997 rekultivierten Altbereich mit den Bauabschnitten BA I-III schließt im Osten der in Betrieb befindliche Bauabschnitt BA IV an. Die abgedeckten Bauabschnitte BA I-III bestehen aus einem nahezu ebenen Kuppenbereich und steil nach Süden und Südwesten abfallenden Böschungen. Die Deponie befindet sich in einer Region Bayerns mit Niederschlägen mittlerer Stärke.

Die Oberflächenabdeckung des BA I-II wurde nach Auskunft des Betreibers und den Unterlagen des Genehmigungsbescheides mit 0,10 m Ausgleichsschicht, 0,30 m Gasdränschicht, zweimal 0,25 m mineralischer Dichtung ($k < 10^{-8}$ m/s, $D_{Pr} > 95\%$), einer 0,20 m dicken Entwässerungsschicht aus sandigem Oberboden, 0,60 bis 0,80 m Auffüllboden und bis zu 0,20 m Humus als Rekultivierungsschicht aufgebaut. Beiderseits der Dichtung waren mechanisch verfestigte Vliesstoffe angeordnet. Im Zuge einer Eignungsprüfung des Materials für die mineralische Dichtung wurden an drei Proben natürliche Wassergehalte zwischen 20,2 % und 21,2 % bestimmt. Die Proctordichte wurde mit $1,67 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr} = 18,8 \%$, und die Durchlässigkeit zu $6,3 \cdot 10^{-11}$ m/s bestimmt.

Der teilweise sehr dichte Bewuchs der Deponie besteht überwiegend aus Gräsern, Sauerampfer, Brennesseln, Löwenzahn sowie lose verteilten oder in Gruppen stehende Sträucher, aber auch aus mehrere Meter hohen Fichten und Birken.

Es wurden insgesamt drei Schürfe mit Tiefen zwischen 1,20 und 2,95 m durchgeführt, wobei Schurf SCH III ohne Probennahme zum Erkunden der Wurzelausbreitung einer etwa 5 m hohen Birke angelegt wurde. Das Wetter war am Tag der Aufgrabung am 07.09.1998 überwiegend sonnig und warm. Die Schürfe wurden jeweils in Abschnitten tiefergeführt, wobei die Probennahme zur Sicherung der Wassergehalte jeweils unmittelbar nach dem der Aushub über die erschlossene Tiefe verteilt erfolgte.

Die Schürfe sind als Schichtsäulen auf den Blättern 1 bis 3 der Anlage G1 dargestellt und die Laborergebnisse sind auf den Blättern der Anlagen G2 zusammengestellt.

5.8.2 Deponie G - Schurf I

Bodenschichtung

Der Schurf I liegt in der mit 16° nach Südwesten geneigten Böschung unterhalb des nahezu ebenen Kuppenbereiches. Der dichte Bewuchs besteht aus unterschiedlichen Gräsern, Brennessel, Sauerampfer sowie 2,50 bis 3,00 m hohen Fichten und Tannen.

Als Rekultivierungsschicht steht bis 0,80 m schwach sandiger, schwach kiesiger, toniger, gut durchwurzelter, erdbrauner, weicher bis steifer Mutterboden mit einzelnen Tonlinsen an, in dem auch Regenwürmer vorkommen. Darunter folgt bis 0,90 m eine stark sandige, kiesige, stark glimmerhaltige, beigebräune, weiche Schluffschicht mit Tonlinsen unter der wiederum bis 1,00 m ein grauer, stark sandiger Kies ansteht. Bis 2,00 m Tiefe folgt ein fein- bis mittel-

sandiger, schwach kiesiger, beigebrauner, oben steifer, unten weicher bis steifer Schluff mit Tonbrocken und verwitterten Steinen.

Die 0,45 m dicke Entwässerungsschicht besteht aus schwach sandigem, beige-grauem Kies. Ein augenscheinlich unbeschädigtes Vlies ist in 2,45 m Tiefe über der Dichtung angeordnet und auf der Oberseite etwas hellgrau und auf der Unterseite mäßig braun verfärbt.

Als mineralische Abdichtung wurde ein feinsandiger, beigebrauner, überwiegend steifer, teilweise halbfester, stark glimmerhaltiger Ton bis zur Endtiefe des Schurfes bei 2,95 m Tiefe angetroffen. Die Bodentemperatur wurde zwischen 0,90 m und 2,10 m Tiefe einheitlich mit 16°C bestimmt.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte der feinkörnigen Schichten der Rekultivierungsschicht sind vergleichsweise einheitlich und nehmen mit der Tiefe tendenziell etwas zu. Die zwischengelagerte Kiesschicht und besonders die Entwässerungsschicht haben deutlich geringere Wassergehalte als das feinkörnige Rekultivierungsmaterial. Das Material der mineralischen Abdichtung ist der Gruppe TM nach DIN 18196 zuzuordnen, wobei die Konsistenzzahlen von $I_c = 0,693$ bzw. $I_c = 0,832$ bei $w = 24,6\%$ bzw. $w = 22,0\%$ auf weiche bzw. steife Konsistenz hinweisen. Die Proctordichte des Dichtungsmaterials wurde mit $1,75 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr} = 16,0\%$ bestimmt. Die Wassergehalte der mineralischen Dichtung nehmen mit der Tiefe etwas zu und liegen generell einige Prozent über dem Proctorwassergehalt. An Proben der mineralischen Abdichtung wurde die Durchlässigkeit zu $k = 1,7 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ und $k = 5,7 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ bestimmt.

5.8.3 Deponie G - Schurf II

Bodenschichtung

Der Schurf II liegt im westlichen Drittel des nahezu ebenen Kuppenbereiches. Der dichte Bewuchs besteht aus unterschiedlichen Gräsern, Getreideanflug, einem mehr als 5 m hohen Baum in weniger als 1 m Abstand zum Schurf und weiteren Bäumen im näheren Umfeld.

Als Rekultivierungsschicht steht bis in Tiefen zwischen 0,10 und 0,40 m durchwurzelter, brauner Mutterboden mit bröckeliger Struktur an. Darunter folgt bis 1,00 m eine stark schluffiger, schwach kiesiger, beigebrauner Fein- bis Mittelsand mit einzelnen steifen Tonbrocken und einzelnen Steinen. Wurzeln mit mehr als 1 mm Durchmesser reichen bis ca. 0,60 m Tiefe, darunter werden nur noch feine Haarwurzeln angetroffen.

Die 0,20 m dicke Entwässerungsschicht besteht aus schwach sandigem, grauem Fein- bis Mittelkies und ist bis zum augenscheinlich unbeschädigten Vlies in 1,20 m Tiefe mit Haarwurzeln durchzogen.

Als mineralische Abdichtung wurde ein schwach feinsandiger, beigebrauner, überwiegend steifer, teilweise halbfester, stark glimmerhaltiger Ton bis zur Endtiefe des Schurfes bei 1,50 m angetroffen.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte fallen in der Rekultivierungsschicht vom Mutterboden zum kiesig-schluffigen Sand zunächst ab, um mit der Tiefe wieder etwas anzusteigen. Der schwach sandige Kies (GI) der Entwässerungsschicht hat einen geringen Wassergehalt. Das Material der mineralischen Abdichtung ist der Gruppe TM nach DIN 18196 zuzuordnen, wobei die Konsistenzzahlen von $I_c = 0,875$ bzw. $I_c = 0,893$ steife Konsistenz hinweisen. Die Wasserge-

halte der mineralischen Dichtung nehmen mit der Tiefe etwas zu und liegen im Bereich der Proctorwassergehalte der Eignungsprüfung oder einige Prozent darüber. An zwei Proben der mineralischen Abdichtung wurden Durchlässigkeitsbeiwerte von $k = 1,4 \cdot 10^{-10}$ m/s bzw. $k = 6,5 \cdot 10^{-10}$ m/s bestimmt.

5.8.4 Deponie G - Schurf III

Bodenschichtung

Der Schurf III liegt am Westende des nahezu ebenen Kuppenbereiches unweit des Geländeknickes zur steilen Südwestböschung unmittelbar neben einer mindestens 5 m hohen Birke. Der dichte Bewuchs besteht aus unterschiedlichen Gräsern und Getreideanflug.

Als Rekultivierungsschicht steht bis 0,35 m Tiefe brauner, bröckeliger Mutterboden mit bis zu 2 cm dicken Wurzeln an. Darunter folgt bis 1,10 m Tiefe eine stark schluffiger, schwach kiesiger, beigebrauner Fein- bis Mittelsand, in dem Wurzeln $d < 1$ mm Durchmesser vorhanden sind. Der Schurf wurde bei Erreichen eines augenscheinlich unbeschädigten Vlieses in 1,10 m Tiefe abgebrochen. Aus Schurf III wurden keine Proben zur Untersuchung im Labor entnommen.

5.9 Deponie H

5.9.1 Situation

Die Deponie unterteilt sich in die bereits abgedeckten Rekultivierungsabschnitte I (Süd, Abdeckung 1993, Begrünung bis 12/94) und II (Nord, Abdeckung 1994) der Altdeponie und die im Nordosten anschließende, teilweise in Betrieb befindlichen Verfüllabschnitte VA1.1 bis VA 3.2. Die Kuppe der Altdeponie hat kein oder nur ein sehr geringes Gefälle. Zu den Rändern hin fällt der Rekultivierungsabschnitt I nach Südwesten sowie nach Südosten und der Abschnitt II nach Südwesten und Nordwesten steil ab. Besonders die südwestausgerichteten Hänge sind stark wind- und sonnenexponiert. Die Deponie befindet sich in einer Region Bayerns mit Niederschlägen mittlerer Intensität (ca. 900 mm/a).

Entsprechend den zur Verfügung gestellten Unterlagen besteht der Regelaufbau aus einer 0,30 m mächtigen gas- und wasserwegsamem Ausgleichsschicht (Schlacke $d > 6$ mm oder Kies) über dem Deponat, einem Geotextil (> 300 g/m²), der zweilagigen (je 0,25 m) mineralischen Abdichtung ($k < 1 \cdot 10^{-8}$ m/s, $D_{Pr} > 0,95$), einem weiteren Geotextil (> 300 g/m²) sowie einer 0,30 m dicken Entwässerungsschicht aus Kiessand. Nur im Abschnitt II folgt über der Entwässerungsschicht ein weiteres Geotextil. Die Rekultivierungsschicht soll für Rohbodenflächen aus 1,00 m kiesigem Bodenmaterial, für Sukzessionsflächen aus 1,00 m wurzelfähigem Material und für Bereiche mit Gehölzpflanzungen aus 1,00 m wurzelfähigem Material mit einer 0,20 m dicken Humusauflage bestehen.

Auf den abgedeckten Abschnitten gibt es Bereiche mit sehr lichtem Bewuchs oder unbewachsene Flächen, Sukzessionsflächen mit Gräsern und Getreideanflug sowie angesäte Bereiche mit dichter Kleewiese. Die Grünflächen werden 1 bis 2 mal jährlich gemäht. Längs den Rändern, an Teilen der Böschungen und im Bereich der Zufahrtsstraßen wachsen Weidensträucher.

Es wurden zwei Schürfe mit Tiefen von 1,80 und 2,19 m durchgeführt. Das Wetter war am Tag der Aufgrabung am 25.08.98 überwiegend sonnig und mild. Die Schürfe wurden jeweils

in Abschnitten tiefergeführt, wobei die Probennahme zur Sicherung der Wassergehalte jeweils unmittelbar nach dem Aushub über die erschlossene Tiefe verteilt erfolgte.

Die Schürfe sind als Schichtsäulen auf den Blättern 1 bis 2 der Anlage H1 dargestellt und die Laborergebnisse sind auf den Blättern der Anlagen H2 zusammengestellt.

5.9.2 Deponie H - Schurf I

Bodenschichtung

Der Schurf I befindet sich im sehr flach mit 3-4° nach Westen geneigten Kuppenbereich des Rekultivierungsabschnittes 2. Der nicht flächendeckend ausgebildete Bewuchs besteht im Bereich des SCH I aus unterschiedlichen Gräsern und viel Klee.

Als Rekultivierungsschicht steht zunächst brauner Mutterboden bis in 0,05 bis 0,10 m Tiefe an, unter dem stark kiesiger, sandiger, steiniger, beigebraun gefleckter Schluff bis 0,15 m Tiefe ansteht. Darunter folgt bis 1,12 m eine stark kiesige, sandige, teilweise tonige, braun-beige gefleckte, durchwurzelte Schluffschicht.

Getrennt durch ein augenscheinlich unbeschädigtes, durchwurzelt Vlies, das auf der Oberseite braun verfärbt und auf der Unterseite unverfärbt ist, folgt die auf den obersten Zentimetern teilweise durchwurzelt, 0,33 m dicke Entwässerungsschicht aus sandigem, schwach steinigem, grauem bis graubraunem Kies. Ein augenscheinlich unbeschädigtes Vlies ist in 1,45 m Tiefe über der Dichtung angeordnet und auf der Oberseite graubraun und auf der Unterseite leicht graubeige verfärbt.

Als mineralische Abdichtung wurde ein schwach feinsandiger, graubeigefarbener, gefleckter, weicher bis überwiegend steifer Ton mit einzelnen Kieskörnern bis zur Endtiefe des Schurfes bei 1,80 m Tiefe angetroffen. Nach Abheben des Vliesstoffes sind an der Oberfläche der Dichtung Abdrücke von Kieskörnern der Entwässerungsschicht erkennbar.

Die Lufttemperatur wurde im Schurf mit 11°C gemessen, wobei die Bodentemperatur vom Mutterboden bis 0,60 m Tiefe von 14°C auf 17°C ansteigt, bis zur Entwässerungsschicht unverändert bleibt und dort auf 16°C abfällt.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht sind vergleichsweise einheitlich. Ihre Dichte wurde mit 1,82 t/m³ und 1,94 t/m³ bestimmt. Der schwach sandige Kies (GE) der Entwässerungsschicht hat einen geringen Wassergehalt. Der Wassergehalt des Vliesstoffes unter der Entwässerungsschicht ist mit 31 % sehr hoch. Der Wassergehalt der mineralischen Abdichtung ist in Schurf I mit 23,9 % höher als in Schurf II, die Dichte ist mit 1,65 t/m³ geringer. An einer Probe der mineralischen Abdichtung wurde die Durchlässigkeit zu $k = 2,8 \cdot 10^{-11}$ m/s bestimmt.

5.9.3 Deponie H - Schurf II

Bodenschichtung

Der Schurf II befindet sich im sehr flach mit weniger als 2° nach Südwesten geneigten, östlichen Kuppenbereich des Rekultivierungsabschnittes 1. Der im Umfeld des Schurfes nicht flächendeckend ausgebildete Bewuchs besteht aus unterschiedlichen Gräsern, Klee, Löwenzahn, und Scharfgarbe.

Als Rekultivierungsschicht steht zunächst brauner Mutterboden bis in 0,05 bis 0,10 m Tiefe an, unter dem toniger bis stark toniger, sandiger, brauner, oben humoser Kies bis Tiefen zwischen 0,40 und 0,50 m ansteht. Diese Schicht ist bis 0,20 m durchwurzelt und besitzt bis 0,40 m Krümelstruktur. Darunter folgt brauner, sandiger, schwach fein- bis mittelkiesiger Ton mit einzelnen Steinen, der bis 1,00 m steife, bis 1,20 m weiche bis steife Konsistenz besitzt. Darunter steht bis 1,45 m Tiefe ein sandiger, schluffiger, grauer bis graubrauner, unten z.T. feuchter Kies an.

Getrennt durch ein augenscheinlich unbeschädigtes, auf der Oberseite braun gefleckt verfärbtes und auf der Unterseite teilweise feuchtes und unverfärbtes Vlies, folgt die 0,40 m dicke Entwässerungsschicht aus sandigem grauem Kies. Eine an den Schurf angrenzende Rohrleitung auf Höhe der Entwässerungssicht ist mit Kies der Körnung 0/8 mm hinterfüllt. Ein augenscheinlich unbeschädigtes Vlies ist in 1,85 m Tiefe über der Dichtung angeordnet und auf der Oberseite graubraun und auf der feuchten Unterseite grau verfärbt.

Als mineralische Abdichtung wurde ein schwach sandiger, grauer, an der Oberfläche weicher tiefer steifer bis halbfester Ton mit einzelnen Kieskörnern bis zur Endtiefe des Schurfes bei 2,19 m angetroffen. Nach Abheben des Vliesstoffes sind an der Oberfläche der Dichtung Abdrücke von Kieskörnern der Entwässerungsschicht erkennbar.

Die Lufttemperatur wurde im Schurf mit 19°C gemessen, wobei die Bodentemperatur über die gesamte erschlossene Schichtmächtigkeit zwischen 17°C und 18°C variiert.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht steigen von einheitlichen, mittleren Werten in den sandig-tonigen Kiesen des oberen Abschnittes zu mehr als doppelt so hohen Werten in der feinkörnigen mittleren Schicht an und fallen im sandig-schluffigen Kies darunter wieder auf Werte der oberen Kiesschicht ab. Die Dichte der feinkörnigen mittleren Schicht wurde mit 1,88 t/m³ bestimmt. Der schwach sandige, schwach schluffige Kies (GU) der Entwässerungsschicht und der Kies 0/8 mm haben geringe Wassergehalte. Die Wassergehalte der mineralischen Abdichtung nehmen von 12,2 % nach unten auf 20,1 % zu und sind deutlich geringer als im Schurf I. Die Dichten sind mit 1,72 t/m³ und 1,82 t/m³ höher als bei Schurf I. An Proben der mineralischen Abdichtung wurde die Durchlässigkeit zu $k = 1,5 \cdot 10^{-11}$ m/s bzw. $k = 6,0 \cdot 10^{-11}$ m/s bestimmt.

5.10 Deponie J

5.10.1 Situation

Die Deponie befindet sich im Bereich einer ehemaligen Tongrube. Der 1986 abgedeckte, nach Westen gleichmäßig abfallende BA I (West) ist etwa durch den Verlauf einer Zufahrtsstraße vom kuppenförmig flachgeneigten BA I (Ost), der eine Zwischenabdichtung aus dem Jahr 1986 besitzt, getrennt. Im östlichen Anschluss folgt der BA II in dem zur Zeit Deponat eingebaut wird. Im südlichen Anschluss befindet sich der geplante BA III. Die durchgeführten Schürfe liegen im BA I (West). Die Deponie befindet sich in einer niederschlagsarmen Region Bayerns (ca. 600 mm/a).

Von der Bauzeit des BA I liegen Kontrolluntersuchungen der eingebauten Tondichtung vor. Zudem liegen vom BA II, in dem das gleiche Dichtungsmaterial eingebaut wurde, weitere

Untersuchungen vor. Bei dem Dichtungsmaterial handelt es sich nach diesen Unterlagen um einen natürlichen Ton (Lehrbergton), dessen Kornanteile aus fünf Kornverteilungskurven des BA I mit 20 - 26 % Ton, 61 - 70 % Schluff und 6 - 19 % Sand abgelesen werden können. Korngrößenanalysen des BA II ergaben Tonanteile zwischen 25 und 35 %. Die Proctordichte ist für den BA I mit $\rho_{Pr} = 1,8 \text{ t/m}^3$ bei einem optimalen Wassergehalt von 16,8 % angegeben. Proctorversuche des BA II ergaben Proctordichten von 1,74 bis 1,75 t/m^3 . Die mineralische Abdichtung wurde im BA I (West) mit 0,6 m Dicke eingebaut, wobei eine Durchlässigkeit $k < 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ und ein Verdichtungsgrad $D_{Pr} > 95\%$ zu erreichen waren. Kontrollprüfungen des BA II ergaben Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $k = 3,4 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ und $k = 3,2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$. Mit Wassergehalten zwischen 15,9 % und 20,5 % (i.M. 17,7 %) wurden bei Kontrollprüfungen des BA I im Jahr 1986 Verdichtungsgrade zwischen 96 und 103 % ermittelt.

Die Deponie ist überwiegend durch Sukzession mit Gräsern, Kräutern und Disteln, Brennnesseln und auch mit jungen Bäumen (<0,5 m Höhe) bewachsen. Wurzelstöcke mit Stammdurchmessern bis ca. 0,15 m weisen auf ehemals größeren Baumbewuchs hin.

Es wurden insgesamt drei Schürfe mit Tiefen von 1,85 bis 2,45 m durchgeführt. Das Wetter war am Tag der Aufgrabungen sonnig und sehr heiß ($>30^\circ\text{C}$). Die Schürfe waren durch den Deponiebetreiber schon einige Tage vor dem Ortstermin am 21.07.1998 bis zur mineralischen Dichtung ausgehoben worden, wobei die Schurfsohlen zum Schutz gegen übermäßige Austrocknung mit Folien abgedeckt worden waren. Schurf II wurde am 21.07.1998 beim Erweitern nach Süden jeweils in Abschnitten tiefergeführt, wobei die Probennahme zur Sicherung der Wassergehalte jeweils unmittelbar nach dem Aushub über die erschlossene Tiefe verteilt erfolgte. Die Probennahme des Dichtungsmateriales erfolgte an frisch freigelegten Bereichen auf der Ostseite und in der Südwestecke des Schurfes II. Bei den Schürfen I und III wurde zur Ansprache und Probennahme frisch anstehendes Material an den Seitenwänden und die Sohle von Hand freigelegt.

Die Schürfe sind als Schichtsäulen auf den Blättern 1 bis 3 der Anlage J1 dargestellt und die Laborergebnisse sind auf den Blättern der Anlagen J2 zusammengestellt.

5.10.2 Deponie J - Schurf I

Bodenschichtung

Der Schurf I befindet sich in dem $13^\circ - 14^\circ$ nach Westen geneigten Böschungsbereich unterhalb der Zufahrtsstraße im BA I (West). Der Bewuchs besteht aus unterschiedlichen Gräsern, Disteln, Brennnessel sowie jungen, weniger als 0,50 m hohen Eichen und Ahorn. Im Umfeld des Schurfes sind zahlreiche Wurzelstöcke mit Stammdurchmessern zwischen 0,05 und 0,15 m.

Als Rekultivierungsschicht steht unter einer 0,10 bis 0,20 m dicken, durchwurzelter, braunen Vegetationsschicht mit Humus ein schluffiger, humoser, brauner bis grauer, augenscheinlich trockener, schwach kiesiger bis kiesiger Sand mit Steinen (Bauschuttreste) bis in 1,65 m Tiefe an. Wurzeln mit $d > 2 \text{ cm}$ treten bis ca. 1,0 m Tiefe, mit $d < 2 \text{ cm}$ bis an die Schichtgrenze zur Entwässerungsschicht auf.

Die Entwässerungsschicht aus schwach fein-mittelkiesigem, beigebraunem bis rostbraunem Mittel- bis Grobsand (Quarzsand), hat eine Mächtigkeit von 0,35 m und ist nicht durchwurzelt.

Der unterhalb von 2,0 m Tiefe anstehende, feinsandige, rotbraune Ton der mineralischen Dichtung ist auf den oberen Zentimetern aufgeweicht und besitzt bis zur Endtiefe des Schurfes von 2,10 m steife Konsistenz.

Aus Schurf I wurden keine Proben zur Untersuchung im Labor entnommen.

5.10.3 Deponie J - Schurf II

Bodenschichtung

Der Schurf II befindet sich in dem 13°- 14°nach Westen geneigten Böschungsbereich unterhalb der Zufahrtsstraße im BA I (West) etwa 13 m südlich von Schurf I. Der Bewuchs besteht aus unterschiedlichen Gräsern, Disteln, Brennnessel sowie jungen, weniger als 0,50 m hohen Eichen und Ahorn. Im Umfeld des Schurfes befinden sich zahlreiche Wurzelstöcke mit Stammdurchmessern zwischen 0,05 und 0,15 m. Als Rekultivierungsschicht steht unter einer 0,15 bis 0,20 m dicken, braunen Vegetationsschicht mit Humus und Wurzeln $d < 3$ cm, ohne scharfe Grenze, schluffiger, humoser, brauner bis grauer, schwach kiesiger Sand mit einzelnen Steinen (Bauschuttreste) an. Bis in 0,80 m Tiefe ist dieser Rekultivierungsboden augenscheinlich trocken, bis zur Unterkante der Schicht zwischen 1,60 m und 1,65 m Tiefe erdfeucht. Einzelne feine Wurzeln reichen bis an die Schichtgrenze zur Entwässerungsschicht.

In der 0,25 m mächtigen Entwässerungsschicht aus schwach fein-mittelkiesigem, beigebraunem bis rostbraunem Mittel- bis Grobsand (Quarzsand) tritt auf der Hangseite, direkt oberhalb der Dichtung leicht rinnend Sickerwasser aus. Der unterhalb von 1,90 m Tiefe anstehende, schwach feinsandige, rotbraune Ton mit Tonsteinstücken der mineralischen Dichtung ist an der Oberfläche glänzend feucht und besitzt weiche bis steife Konsistenz. In ca. 5 Zentimeter Tiefe besitzt er steife, darunter bis zur Endtiefe des Schurfes von 2,45 m überwiegend halbfeste, teilweise feste Konsistenz.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht schwanken zwischen 4,9 % und 14,7 %. Die Proctordichte des Rekultivierungsmaterials wurde mit $1,95 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr} = 11,3 \%$ bestimmt. An Proben der Rekultivierungsschicht wurden Durchlässigkeitsbeiwerte von $k = 1,5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ bis $k = 3,8 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ bestimmt. Auf dem nassen Ast der Proctorkurve mit $D_{Pr} = 0,97$ eingebautes Rekultivierungsmaterial lieferte Durchlässigkeitsbeiwerte von $k = 9,2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ und $k = 2,0 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$, während die Verdichtung auf der trockenen Seite $k = 6,0 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ und $k = 1,4 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ lieferte. An der Oberkante des schwach schluffigen, schwach kiesigen Sandes der Entwässerungsschicht fällt der Wassergehalt zunächst auf etwa die Hälfte ab und steigt bis zur Dichtung wieder auf das Niveau der Rekultivierungsschicht an. Das Material der mineralischen Abdichtung ist der Gruppe TM nach DIN 18196 zuzuordnen, wobei die Konsistenzzahl von $I_c = 1,280$ bei $w = 15,0\%$ auf halbfeste Konsistenz hinweist. Die Proctordichte des Dichtungsmaterials wurde mit $1,695 \text{ t/m}^3$ bzw. $1,729 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr} = 19,1\%$ bzw. $16,5 \%$ bestimmt. Die Wassergehalte der mineralischen Abdichtung nehmen nach unten etwas ab und die Dichten werden nach unten tendenziell größer. Die Werte liegen in der Größenordnung der Kontrollprüfungen aus der Bauzeit. An Proben der mineralischen Abdichtung wurden Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $k = 9,2 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ und $k = 1,2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ bestimmt. Auf dem nassen Ast der Proctorkurve mit $D_{Pr} = 0,97$ eingebautes Dichtungsmaterial lieferte Durchlässigkeitsbeiwerte von $k = 4,7 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ und $k < 1,0 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$, während die Verdichtung auf der trockenen Seite $k = 6,2 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ und $k = 1,0 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ lieferte.

5.10.4 Deponie J - Schurf III

Bodenschichtung

Der Schurf III befindet sich in dem $13^\circ - 14^\circ$ nach Westen geneigten Böschungsbereich unterhalb der Zufahrtsstraße im BA I (West) etwa 10 m südlich von Schurf II. Der Bewuchs besteht aus unterschiedlichen Gräsern, Disteln, Brennnessel sowie jungen, weniger als 0,50 m hohen Eichen und Ahorn. Im Umfeld des Schurfes sind zahlreiche Wurzelstöcke mit Stammdurchmessern zwischen 0,05 und 0,15 m.

Als Rekultivierungsschicht steht unter einer 0,10 bis 0,20 m dicken, braunen, stark durchwurzelten Vegetationsschicht, ohne scharfe Grenze, brauner bis grauer, schwach kiesiger, schluffiger Sand mit einzelnen Steinen (Bauschuttreste) und zahlreichen Wurzeln $d < 2 \text{ cm}$ bis in 1,20 m Tiefe an.

In der 0,25 m mächtigen Entwässerungsschicht aus schwach fein-mittelkiesigem, beigebraunem bis rostbraunem Mittel- bis Grobsand (Quarzsand) treten einzelne feine Wurzeln auf.

Der unterhalb von 1,45 m Tiefe anstehende, schwach feinsandige, rotbraune Ton mit Tonsteinstücken der mineralischen Dichtung ist an der Oberfläche aufgeweicht und besitzt bis in ca. 5 Zentimeter weiche bis steife, darunter bis zur Endtiefe des Schurfes von 2,85 m überwiegend halbfeste bis feste Konsistenz. An der Oberfläche der Dichtung sind deutlich die Eindrücke der Bandage einer Schafffußwalze erkennbar.

Laborergebnisse

Der Wassergehalt der Entwässerungsschicht ist geringer als bei Schurf II. Er hat an der Unterkante eine Größe wie an der Oberkante der Schicht bei Schurf II. Das Material der mineralischen Abdichtung ist der Gruppe TM nach DIN 18196 zuzuordnen. Die Proctordichte des Dichtungsmaterials wurde mit $1,762 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr} = 18,2\%$ bestimmt. Die Wassergehalte der mineralischen Abdichtung nehmen nach unten etwas zu und sind insgesamt etwa 3% geringer als bei den Kontrollprüfungen aus der Bauzeit. Die Dichtung ist vermutlich nach Öffnen des Schurfes trotz Folienabdeckung etwas ausgetrocknet. Die Dichte wird nach unten etwas geringer und entspricht etwa den Werten der Bauzeit. Die bestimmten Durchlässigkeitsbeiwerte liegen mit $1,4 \cdot 10^{-10}$ bis $2,9 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ in der Größenordnung der Untersuchungen aus der Bauzeit. Auf dem nassen Ast der Proctorkurve mit $D_{Pr} = 0,97$ eingebautes Dichtungsmaterial lieferte einen Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 4,5 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$, während die Verdichtung auf der trockenen Seite $k = 6,5 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ lieferte, was mit den Ergebnissen aus Schurf II übereinstimmt.

5.11 Deponie K

5.11.1 Situation

Bei der noch in Betrieb befindlichen Deponie handelt es sich um eine ehemalige Pegmatitgrube, die unterdessen fast vollständig verfüllt ist. Sie ist als Kuppe profiliert und fällt an den Rändern in alle vier Himmelsrichtungen flach ab. Sie liegt in einer Region Bayerns mit geringen Niederschlägen (ca. 500 mm/a).

Für die mineralische Abdichtung wurden die Anforderungen nach dem Stand der Technik formuliert: ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 95 \%$, ein Durchlässigkeitsbeiwert von $k \leq 1,0 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ und ein Einbauwassergehalt nahe dem optimalen Wassergehalt "auf der

nassen Seite“ der Proctorkurve. Im nordwestlichen Teil des Deponiekörpers und entlang der Ostflanke wurde die Oberflächenabdichtung mit einer Gesamtstärke von 0,75 m in 3 Lagen à 25 cm aufgebracht. Im Bereich der Seitenabdichtung wurden 2 Lagen mit einer Stärke von je 25 cm und ein Trennvlies eingebaut. Dies soll eine spätere Erweiterung der Deponie erleichtern. Die Oberflächendränage hat eine Mächtigkeit von 0,30 m. Anschließend wurden ein Geotextil als Filtervlies und die 1,00 m mächtige Rekultivierungsschicht eingebaut. Im Bereich der Seitenabdichtung wurde lediglich eine Schichtstärke von 0,75 m aufgetragen, ebenfalls um eine spätere Erweiterung der Deponie zu erleichtern.

Die Deponie ist überwiegend durch Sukzession mit Gräsern, Kräutern und Disteln bewachsen. Lediglich im Bereich der Böschungen wurde - falls Erosionsschäden auftraten - nachträglich Humus als oberste Lage der Rekultivierungsschicht aufgebracht und Wiese angesät, um zukünftige Erosionserscheinungen zu vermeiden.

Es wurden insgesamt zwei Schürfe mit Tiefen von 1,45 m und 1,77 m durchgeführt. Das Wetter war am Tag der Aufgrabung sehr sonnig. Die Schürfe wurden jeweils in Abschnitten tiefer geführt, wobei die Probenahme zur Sicherung der Wassergehalte jeweils unmittelbar nach dem Aushub über die erschlossene Tiefe verteilt erfolgte.

Die Schürfe sind als Schichtsäulen auf den Blättern 1 und 2 der Anlage K1 dargestellt und die Laborergebnisse sind auf den Blättern der Anlagen K2 zusammengestellt (Heyer et al., 2003b).

5.11.2 Deponie K – Schurf I

Bodenschichtung

Schurf I befindet sich im nur flach geneigten Kuppenbereich des Bauabschnittes BA I. Der magere Bewuchs besteht aus Kamille, ein wenig Gras und Sauerampfer.

Die Rekultivierungsschicht ist 0,97 m dick und wird durch ein Vlies von der Entwässerungsschicht getrennt. Die darunter liegende mineralische Dichtung wird durch ein weiteres Vlies von der 0,4 m dicken Entwässerungsschicht getrennt. Die Entwässerungsschicht ist feucht. Die Oberfläche der Dichtung ist weich, die Spuren des Dränageschotters sind deutlich zu erkennen.

Laborergebnisse

Der Wassergehalt der Rekultivierungsschicht ist bei leichter Zunahme nach unten insgesamt einheitlich. Die Proctordichte wurde mit $2,09 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr} = 9,5 \%$ bestimmt. Die Wasserdurchlässigkeit ergab sich zu $k = 8,9 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ und $k = 1,8 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$. Der gebrochene Kies der Entwässerungsschicht hat einen geringen Wassergehalt. Das Material der mineralischen Abdichtung ist der Gruppe TM nach DIN 18196 zuzuordnen. Die Proctordichte des Dichtungsmaterials wurde mit $1,664 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr} = 19,0 \%$ bestimmt. Die Wassergehalte der mineralischen Abdichtung nehmen nach unten tendenziell ab (24,0 % bis 19,7 %). An zwei Proben wurden die Durchlässigkeitsbeiwerte zu $k = 5,1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ und $1,5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ bestimmt. Eine stark kalkhaltige Probe des Dichtungsmaterials lieferte $k = 5,5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$.

5.11.3 Deponie K – Schurf II

Bodenschichtung

Schurf II befindet sich im nach Nord abfallenden Böschungsbereich des Bauabschnittes BA IIa. Hier wurde auf einer Humusschicht Wiese angesät.

Die Rekultivierungsschicht ist 1,10 m mächtig und wird durch ein Vlies von der 25 cm dicken Dränschicht getrennt. Die darunter liegende mineralische Dichtung wird ebenfalls durch ein Vlies getrennt. Die Entwässerungsschicht ist sehr feucht. Die Oberfläche der Dichtung ist weich, die Spuren des Dränageschotters sind deutlich zu erkennen.

Laborergebnisse

Der Wassergehalt der Rekultivierungsschicht schwankt zwischen 9,0 % und 16,9 %, wobei die Wasserdurchlässigkeit an einer Probe bei einer Trockendichte von $2,061 \text{ t/m}^3$ mit $k = 2,7 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ bestimmt wurde. Der gebrochene Kies der Entwässerungsschicht hat mit 4 % einen vergleichsweise hohen Wassergehalt. Die Wassergehalte der mineralischen Abdichtung nehmen nach unten etwas ab (29,9 – 23,5 %), werden aber zur Deponatoberfläche hin wieder größer (27,7 %). Das Material der mineralischen Abdichtung ist der Gruppe TA nach DIN 18196 zuzuordnen. Die Proctordichte des Dichtungsmaterials wurde zu $1,631 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr} = 21,6 \%$ und die Durchlässigkeit zwischen $1,2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ und $1,9 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ bestimmt.

5.12 Deponie L

5.12.1 Situation

Bei dieser Deponie handelt es sich um eine ehemalige Kiesgrube, die unterdessen fast vollständig verfüllt ist. Sie ist unterteilt in drei Bereiche, die Altdeponie, welche Anfang 1990 eine Oberflächenabdichtung erhielt, den 1. EWA, welcher zur Zeit noch teilweise in Betrieb ist, und den 2. EWA, dessen Abdichtung als Basisabdichtung eines weiteren Verfüllkörpers vorgesehen ist. In allen diesen Bereichen sind die Böschungen sehr steil abfallend. Die Deponie liegt im alpinen Bereich und somit in einer Region Bayerns mit sehr hohen Niederschlägen (ca. 2000 mm/a).

Die Oberflächenabdichtung im Bereich der Altdeponie wurde mit einer gemischtkörnigen Dichtungsschicht, einer Drainmatte und darüber liegender Rekultivierungsschicht ausgeführt. Im Bereich des 1. EWA wurde eine temporäre Zwischenabdeckung aus Lehm eingebaut und im 2. EWA eine Bentonitmatte mit einer Überschüttung aus Dolomitschotter.

Bewuchs wurde im Bereich der Altdeponie und des 1. EWA vorgefunden. Auf der Altdeponie wurde auf die Rekultivierungsschicht eine ca. 8 – 10 cm starke Schicht aus Pferdedung aufgebracht, welche anschließend begrünt wurde. Im 1. EWA fand die Begrünung durch Sukzession statt. Hier wurden Weiden, Gras, Löwenzahn, Klee, Schachtelhalm und Wicken vorgefunden. Im 2. EWA fand keine Begrünung statt, weder durch Anpflanzung noch durch Sukzession.

Es wurden insgesamt vier Schürfe mit Tiefen bis zu 1,7 m durchgeführt. Das Wetter war am ersten Tag der Aufgrabung, am 28.9.1999, kalt und verregnet, am zweiten Tag, dem 29.9.1999, dann kühl und sonnig. Die Schürfe wurden jeweils in Abschnitten tiefer geführt, wobei die Probennahme zur Sicherung der Wassergehalte jeweils unmittelbar nach dem Aushub über die erschlossene Tiefe verteilt erfolgte.

Die Schürfe sind als Schichtsäulen auf den Blättern 1 bis 4 der Anlage L1 dargestellt und die Laborergebnisse sind auf den Blättern der Anlage L2 zusammengestellt (Heyer et al., 2003b).

5.12.2 Deponie L - Schurf I

Bodenschichtung

Der Schurf I befindet sich im ebenen Bereich des 1. EWA. Der nicht flächendeckend ausgebildete Bewuchs entstand durch Sukzession und besteht aus Weiden, Gras, Löwenzahn, Klee, Schachtelhalm und Wicken.

Die Rekultivierungsschicht besteht aus Mutterboden mit Holzresten und Steinen und ist bis in eine Tiefe von 0,30 m durchwurzelt. Ab einer Tiefe von 0,45 m steht dann die Dichtungsschicht an, die augenscheinlich aus silbergrauem, sandigem, kiesigem Schluff besteht und stark mit Holzresten, Wurzeln, Ziegelstücken und teilweise Müll (Alufolie) vermischt ist. Die Schichtgrenze war nur sehr undeutlich zu erkennen. Ab einer Tiefe von 0,70 m kommt dann die verdichtete Oberfläche des Deponiekörpers zum Vorschein.

Laborergebnisse

Die Wassergehalte der Rekultivierungsschicht sind vergleichsweise einheitlich und zur mineralischen Dichtungsschicht hin besteht keine wesentliche Veränderung im Wassergehalt. Das Material der Dichtungsschicht wurde im Labor als stark toniger Sand mit oben genannten Verunreinigungen bestimmt. Der Wassergehalt der mineralischen Dichtungsschicht wurde mit 11,6 % bestimmt.

5.12.3 Deponie L - Schurf II

Bodenschichtung

Der Schurf II wurde 0,70 m tief geführt und liegt an der Oberkante der sehr steilen Böschung des 2. EWA. Bewuchs wurde in diesem Bereich nicht festgestellt.

Hier wurde lediglich eine Bentonitmatte verlegt, auf welche eine 0,50 m dicke Schicht aus Dolomitbruch aufgebracht wurde. Auch unterhalb der Bentonitmatte wurde Dolomitbruch vorgefunden.

Laborergebnisse

Der Wassergehalt des Dolomitschotters (Korngröße ca. 2/60 mm) oberhalb der Bentonitmatte liegt bei 1,6 %, unterhalb bei 1,3 %. Die Bentonitmatte hat einen Gesamtwassergehalt von 91,1%, die Permittivität wurde an beiden getesteten Proben zu ca. $1 \cdot 10^{-8}$ 1/s bestimmt, was einem Durchlässigkeitsbeiwert k von $1 \cdot 10^{-10}$ m/s entspricht.

5.12.4 Deponie L - Schurf III

Bodenschichtung

Der Schurf III liegt im Böschungsbereich der Altdeponie, welche an dieser Stelle ca. 16 % Neigung hat. Der Bewuchs ist sehr dicht mit Gras, Klee, Moos, Löwenzahn und Kamille. Die Endtiefe des Schurfes beträgt 1,60 m.

Das Rekultivierungsmaterial besteht aus Aufschüttmaterial mit Steinen und Blöcken, Ziegelstücken, Holzteilen und Dolomitbruch und liegt unter einer 8 – 10 cm starken Schicht aus Pferdedung, welche sehr durchlässig ist. Die Durchwurzelung reicht bis in eine Tiefe von ca. 0,40 m. Es wurde während der Aufgrabung beobachtet, dass zwischen der Dungaufflage und dem Rekultivierungsmaterial eine Art Schichtabfluss stattfand.

Als Dränageelement folgt in einer Tiefe von 1,30 m eine Dränmatte bestehend aus zwei augenscheinlich intakten Vliesen und einem innenliegenden Wirrgelege. Die Matte war zum Zeitpunkt der Schurföffnung wasserführend, da beim Betreten des Schurfbodens Wasser aus der aufgeschnittenen Matte in den Schurf rann.

Die mineralische Dichtung besteht aus gemischtkörnigem Material, welches an der Oberfläche steife Konsistenz aufwies und nicht aufgeweicht war.

Laborergebnisse

Der Wassergehalt der Rekultivierungsschicht schwankte über die Tiefe zwischen 5,8 % und 9,9 %. Auf dem nassen Ast der Proctorkurve mit $D_{Pr} = 0,97$ eingebautes Rekultivierungsmaterial lieferte einen Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 4,0 \cdot 10^{-9}$ m/s während die Verdichtung auf der trockenen Seite $k = 1,1 \cdot 10^{-9}$ m/s lieferte. Der Wassergehalt der mineralischen Dichtung war an der Oberfläche teilweise höher und dann über die Tiefe etwa einheitlich. Die Dichte wurde mit $2,15 \text{ t/m}^3$ und $2,04 \text{ t/m}^3$ und der Durchlässigkeitsbeiwert mit $k = 4,0 \cdot 10^{-7}$ m/s bestimmt.

5.12.5 Deponie L - Schurf IV

Bodenschichtung

Der 1,70 m tiefe Schurf IV liegt auf der Kuppe der Altdeponie und ist daher nur sanft geneigt. Der Bewuchs, wie auch der grobe Aufbau des Abdichtungssystems, entspricht dem des Schurfes III.

Unter der Dungaufflage (5 – 10 cm) steht bis zu einer Tiefe von 1,40 m die Rekultivierungsschicht an, die aus dem selben Auffüllmaterial besteht wie bei Schurf III. Bis zu einer Tiefe von 0,20 m wurden Wurzeln angetroffen.

Die Dränschicht besteht auch hier aus einer Drainmatte, aufgebaut aus zwei Vliesen mit innenliegendem Wirrgelege und war ebenfalls nass.

Die mineralische Dichtung besteht wiederum aus gemischtkörnigem Material. Die Oberfläche wies steife Konsistenz auf und war nicht aufgeweicht.

Laborergebnisse

Der Wassergehalt der Rekultivierungsschicht schwankt zwischen 6,8 % und 11,8 %, Die Proctordichte wurde zu $2,20 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr} = 9,0 \%$ bestimmt. Auf dem trockenen Ast der Proctorkurve mit $D_{Pr} = 0,97$ eingebautes Rekultivierungsmaterial lieferte einen Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 3,0 \cdot 10^{-7}$ m/s, während die Verdichtung auf der nassen Seite $k = 7,0 \cdot 10^{-9}$ m/s lieferte. Der Wassergehalt des Dichtungsmaterial schwankt wenig und wurde im Mittel zu 6,6 % bestimmt. Der Durchlässigkeitsbeiwert des Dichtungsmaterials ergab sich bei einer Dichte von $2,07 \text{ t/m}^3$ zu $k = 4,2 \cdot 10^{-7}$ m/s.

5.13 Zusammenfassende Bewertung der Ergebnisse

Es wurden auf elf bayerischen Deponien insgesamt 35 Schürfe angelegt. Dabei wurde neben der reinen Dokumentation der angetroffenen Verhältnisse zusätzlich eine umfassende Beprobung und bodenmechanische Untersuchung der angetroffenen Materialien vorgenommen. Über die Ergebnisse dieser Aufgrabungen wurde z.B. von Ranis (1998), Rödl et al. (1999) und Rödl et al. (2002) sowie bei den Statusseminaren von BayFORREST berichtet. Dabei stießen die überwiegend positiven Erfahrungen mit der allein mineralischen Oberflä-

chenabdichtung, die in Bayern eine durchaus bedeutende Verbreitung haben, auf reges Interesse der Fachkollegen, auch aus anderen Bundesländern. Die Ergebnisse der Feld- und Laboruntersuchungen sind im hier vorliegenden Schlussbericht zusammengestellt.

Da die für eine Austrocknung des Abdichtungssystems maßgebenden Parameter (Niederschlagshöhe pro Jahr, Ausrichtung der Deponie, vorhandener Bewuchs und Durchwurzelungstiefe, Alter der Deponie, verwendeter Aufbau, eingebaute Materialien, Ausbildung der Dränschicht usw.) jedoch äußerst zahlreich sind, konnte in der fachlichen Diskussion durch den Vergleich der Ergebnisse mit Aufgrabungen aus anderen Bundesländern keine eindeutigen Tendenzen hinsichtlich Austrocknung bzw. der Verhinderung von Austrocknungserscheinungen durch bauliche Maßnahmen abgeleitet werden. Dieser Aspekt konnte jedoch auch nicht Ansatzpunkt und Motivation für die Durchführung der zahlreichen Schürfe sein.

Aufgrabungen von Deponien ermöglichen einen guten Einblick in den Aufbau und den temporären Zustand der Oberflächenabdichtung. Sie sind ein unverzichtbares Hilfsmittel, um abzuschätzen, welchen Einfluss variierende Parameter (Lage, Bewuchs, verwendete Böden, Aufbau der Schichten) auf den Wasserhaushalt haben. Eine Rekonstruktion vergangener Zustände ist nur bedingt möglich.

Zunächst konnte mittels der durchgeführten Aufgrabungen nachgewiesen werden, dass rein mineralische Oberflächenabdichtungen nach mehr als 10 Jahren noch voll funktionstüchtig sein können, wobei die Begrifflichkeit Funktionstüchtigkeit noch zu diskutieren sein wird. Des weiteren wurde eine umfangreiche Zusammenstellung der regional unterschiedlichen Materialien, die im Deponiebau Verwendung finden, erstellt. Dies ist eine Grundlage, mittels der die Diskussion über die Wasserbilanz und Austrocknungsgefährdung von Deponieabdichtungen auf wissenschaftlich fundierter Ebene geführt werden kann.

Insgesamt zeigen die Aufgrabungen dass die verwendeten Abdecksysteme der mineralischen Dichtungsschicht weit überwiegend einen ausreichenden Schutz gegen Austrocknung bieten. In 12 von 26 (davon 1 Bentonitmatte) erschürften Dichtungen wurde eine bis ca. 5 cm dicke aufgeweichte Oberfläche angetroffen. Der überwiegende Anteil der Dichtungen wies steife Konsistenz auf, ein großer Anteil steife bis halbfeste Konsistenz. Lediglich in zwei Fällen war eine Rissbildung zu erkennen die bis mindestens in 0,30 m Tiefe reichte. Bei der erneuten Aufgrabung, die nach einem Jahr bei einer dieser zwei Deponien erfolgte, waren keine Risse mehr erkennbar.

Ein Einfluss des Bewuchses sowie der Dicke und Kornverteilung von Humus- und Rekultivierungsschicht auf die Wurzeltiefen konnte nicht eindeutig abgeleitet werden. Nützlich erscheint es, den Bewuchs mindestens einmal jährlich zu mähen, um so die Wurzeltiefen geringer zu halten (Kolb, 1997). Durchwurzelt der Bewuchs gänzlich die Rekultivierungsschicht, so sind die Wurzeln auch auf der Oberfläche der mineralischen Abdichtung zu finden. Ein Eindringen der Wurzeln und somit eine Schädigung muss nicht zwingender Weise stattfinden. Sofern in der Dichtung Trockenrisse vorhanden sind, dann folgen die Wurzeln diesen Rissen.

Selbst Oberflächenabdichtungen aus identischen Materialien und unter identischen Umweltbedingungen weisen u.U. ein äußerst heterogenes Verhalten auf. Gemeinsame Tendenzen sind schwer abzuleiten

Als Fazit bleibt festzuhalten, dass mineralische Oberflächenabdichtungen auch ohne Kunststoffdichtungsbahn ihre Funktionstüchtigkeit erhalten können. Eine Abnahme der Wassergehalte bis auf kritische Werte, bei denen eine durchgehende Rissöffnung zu beobachten wäre, muss nicht zwangsläufig auftreten. Allerdings weisen Oberflächenabdichtungen – begründet durch die sich stets ändernden Umweltbedingungen – und den erkundeten, sehr uneinheitlichen Aufbau, ein sehr heterogenes Verhalten auf. Daher können trotz des Umfangs der durchgeführten Datensammlung keine eindeutigen Tendenzen und konkreten Empfehlungen für den Aufbau von Oberflächenabdichtungen gegeben werden, die sicher stellen, dass die Systeme auch nach längerer Liegezeit intakt bleiben.

Im Hinblick auf Funktionstüchtigkeit mineralischer Oberflächenabdichtungen sind aber einige grundsätzliche Aspekte zu diskutieren, die sich aus den Aufgrabungsergebnissen ableiten lassen. Zum einen ist die Tendenz festzustellen, dass für die Rekultivierungsschicht Böden verwendet werden, die eine sehr geringe Durchlässigkeit aufweisen und größenordnungsmäßig den Anforderungen an mineralische Abdichtungen in Oberflächenabdichtungssystemen sehr nahe kommen. Beobachtungen an Versuchsfeldern wie auch rechnerische Simulationen zeigen, dass in diesen Fällen in Folge der durch die gering durchlässigen Rekultivierungsschichten bedingte Vergleichmäßigung des Sickerwasserzuflusses zur mineralischen Abdichtung stets ein nennenswerter Anteil des versickernden Niederschlagswassers auch durch die mineralische Abdichtung hindurchtreten wird.

Diese Erscheinung wird durch eine zweite allgemeine Beobachtung unterstützt. Wenngleich die festgestellten höchsten Durchlässigkeitsbeiwerte untersucht an Einzelproben überwiegend in der Größenordnung von $k = 5 \cdot 10^{-9}$ m/s liegen, so ist sicherlich für die Systemdurchlässigkeit von einer um eine Zehnerpotenz erhöhten Durchlässigkeit auszugehen. Unter Berücksichtigung der versickernden Niederschlagsmenge und der durch den Aufbau der Schichten oberhalb der mineralischen Abdichtung bedingten Vergleichmäßigung des Abflusses lässt sich rechnerisch ableiten, dass die auf die Abdichtung auftreffenden Wassermengen zumindest in nennenswerten Anteilen auch durch eine mineralische Abdichtung mit der vorgenannten erhöhten Systemdurchlässigkeit abgeführt werden können. Die allgemeinen Beobachtungen aus der Praxis, dass etwa 10 bis eher 20 % der Niederschlagsmenge in eine Deponie eintreten, sind aus den vorbeschriebenen Erscheinungen durchaus als plausibel zu bezeichnen. Sofern solche Einsickerungsraten nicht akzeptabel erscheinen, wären höhere Anforderungen an die mineralischen Dichtungsstoffe, z.B. im Sinne von $k < 1 \cdot 10^{-10}$ m/s, zu stellen, die auch langfristig sicher zu stellen sind, oder andere Dichtungsstoffe zu bevorzugen.

6 Versuchsfelder

6.1 Deponie Kienberg

Bei der Abdeckung der Deponie Kienberg im Landkreis Traunstein wurde im Jahre 1992 eine Testfeldanlage mit unterschiedlichen Filter- und Entwässerungsschichten errichtet, die aber zum damaligen Zeitpunkt nicht hinreichend messtechnisch ausgestattet und betreut werden konnten. Die Planung und der Bau der insgesamt sechs Versuchsfelder, die unterschiedliche geosynthetische Dränschichten und Filtervliesstoffe beinhalten, erfolgten unter der Leitung von der Dr.-Ing. Steffen Ing.-ges., die auch die weitere Ausrüstung und kontinuierliche Betreuung vorgenommen haben. Die messtechnische Ausstattung umfasst Tensiometer, TDR-Sonden, Temperaturfühler und Abflussmesszähler mittels Kippwaagen und wurde im Sommer 1998 abgeschlossen.

Die Auswertung und Beurteilung der Messergebnisse für den Messzeitraum November 1998 bis einschließlich 2000 sind dem Abschlussbericht der Dr.-Ing. Steffen Ing.-ges. zu entnehmen, der diesem Bericht beiliegt. In den Jahren 2001 und 2002 wurden die Messungen vom Ingenieurbüro Obermayer fortgeführt, deren Auswertung nebst Erläuterungsbericht ebenfalls diesem Bericht beigelegt ist.

Die für die eigene Forschungsarbeiten relevanten Erkenntnisse aus der Testfeldanlage auf der Deponie Kienberg werden in den betreffenden Kapiteln 3 bis 5 dieses Forschungsberichtes behandelt.

6.2 Deponie Haslbach

6.2.1 Allgemeines

Im Zusammenhang mit der Oberflächenabdeckung der Deponie Haslbach der Stadt Regensburg wurde 1999/2000 an diesem Standort ein Versuchsfeld angelegt und mit Messinstrumenten ausgestattet. Im Gegensatz zu einer Aufgrabung, die lediglich eine "Momentaufnahme" des Systems zum Zeitpunkt des Schurfes geben kann, ermöglicht eine solche kontinuierliche Beobachtung über einen längeren Zeitraum einen umfassenden Aufschluss über den Wasserhaushalt des Oberflächenabdichtungssystems.

6.2.2 Aufbau des Versuchsfelds

Die Einrichtung des Versuchsfeldes wurde in den Bau der Oberflächenabdeckung der Deponie Haslbach eingebunden, baulich aber durch einem Rahmen aus KDB vom Oberflächenabdichtungssystem der Deponie getrennt. Das Versuchsfeld, dessen Abmessungen ca. 25 x 10 m (L x B) betragen, liegt an einer in Richtung Südosten im Gefälle 1:3,6 geneigten Flanke der Deponie.

Die Oberflächenabdichtung ist wie folgt aufgebaut: Über einer Ausgleichsschicht liegt eine Gasdränschicht, von der die 0,50 m mächtige mineralische Dichtungsschicht durch ein Vlies getrennt ist. Oberhalb der Dichtung schließt sich eine KDB mit einem Dichtungskontrollsystem an. Darüber befindet sich eine 0,30 m dicke Dränschicht. Die 1,00 m mächtige Rekultivierungsschicht ist durch ein weiteres Vlies von der Dränschicht getrennt. Der Aufbau des Oberflächenabdichtungssystems ist schematisch in Abbildung 6.1 dargestellt.

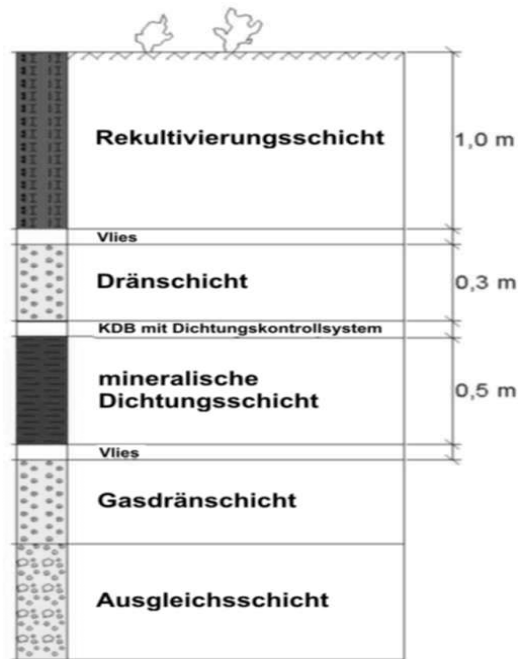


Abbildung 6.1: Schematischer Aufbau des Oberflächenabdichtungssystems

Bei dem verwendeten Dichtungsmaterial handelt es sich um einen sandigen, schwach kiesigen Ton, der nach DIN 18196 der Gruppe TM zugeordnet werden kann. Die Konsistenzgrenzen liegen bei $w_l = 40,0 \%$ und $w_p = 19,6 \%$, die Proctordichte wurde zu $1,764 \text{ t/m}^3$ bei $w_{Pr} = 16,9 \%$ bestimmt. Der Ton weist einen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von ca. $k = 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ auf.

6.2.3 Installierte Messtechnik

Um einen möglichst umfassenden Einblick in den Wasserhaushalt des Oberflächenabdichtungssystems zu bekommen, wurden in mehreren Tiefenlagen der Rekultivierungsschicht und der mineralischen Dichtungsschicht Messungen durchgeführt.

Die in die mineralische Dichtungsschicht des Versuchsfeldes eingebaute Messtechnik umfasst zwei Instrumentengruppen bestehend aus je einer TDR-Sonde, einem Tensiometer und einem Temperaturfühler. Diese Messstationen sind in 1,40 bzw. 1,65 m Tiefe angeordnet. Die TDR-Messung (Time Domain Reflectometry) ist ein zerstörungsfreies, indirektes Verfahren zur Bestimmung des Wassergehalts, das auf der unterschiedlichen elektrischen Leitfähigkeit von Boden, Wasser und Luft basiert. Die Tensiometer geben die im Boden wirkenden Saugspannungen an. Die Messwerte wurden alle zwei Stunden von einem Computer aufgezeichnet.

Der Datenaustausch der unterschiedlichen Messsysteme erfolgte mittels Datenlogger mit dem angeschlossenen Rechner. Dazu wurde jeder Messfühler über ein Datenkabel mit dem Datenlogger verbunden. Anfangs wurden diese Kabel durch Witterung (Frost sowie Sonneneinstrahlung) sowie durch den auf der Deponie durchgeführten Weidebetrieb in Mitleidenenschaft gezogen. Aus diesem Grund wurden die Kabel in ca. 10 cm Tiefe vergraben. Diese wurden anschließend jedoch durch Nage- und Wühltiere, die trotz der Beweidung durch Schafe ihren Lebensraum offensichtlich im Bereich der Rekultivierungsschicht hatten, durchgenagt. Ein Reparaturversuch scheiterte aufgrund der in die Kabelenden eingedrungenen

Feuchtigkeit. Dies hatte den Ausfall nahezu der gesamten Messtechnik im Bereich der Re-kultivierungsschicht zur Folge. Für einen Weiterbetrieb des Messfeldes könnte diese jedoch mit geringem Aufwand entnommen und unter Laborbedingungen wieder gangbar gemacht werden.

Die Erfahrungen mit dem Testfeld Haslbach zeigen, dass bei der Führung der Datenkabel besonderer Aufwand von Nöten ist. Die Beschädigungen durch Nagetiere könnten z.B. durch eine aufgeständerte Führung der Messkabel vermieden werden. Dies würde jedoch zwangsläufig eine Beweidung des Messfeldes oder die Durchführung von Mäharbeiten stark erschweren.

6.2.4 Messergebnisse

Das Versuchsfeld wurde im Herbst 2000 in Betrieb genommen. Klimabedingt mussten die Messungen bereits nach einem Monat bis zum Frühjahr 2001 unterbrochen werden, weswegen die ersten Daten wenig Möglichkeit für Rückschlüsse bieten. Daher werden hier die Messwerte für das Jahr 2001 vorgestellt und diskutiert.

Abb. 6.2 zeigt die Auswertung der Daten für die mineralische Dichtungsschicht. Die Werte der TDR-Sonde deuten darauf hin, dass der Wassergehalt der Dichtung über den Messzeitraum leicht gestiegen ist. Unterstrichen wird dies durch die Tensiometerdaten. Beide Messinstrumente dokumentieren fallende Saugspannungen. Diese Entwicklung beginnt bei dem höher gelegenen Tensiometer mit einem höheren Anfangswert, jedoch nähern sich die beiden Kurven immer mehr an. Dies legt die Vermutung nahe, dass Anfang Juni 2001 ein Feuchtegefälle über die Höhe der mineralischen Dichtungsschicht bestand, was sich bis zum Ende des Messzeitraums Anfang November 2001 auf einem höheren Niveau nahezu ausgeglichen hatte.

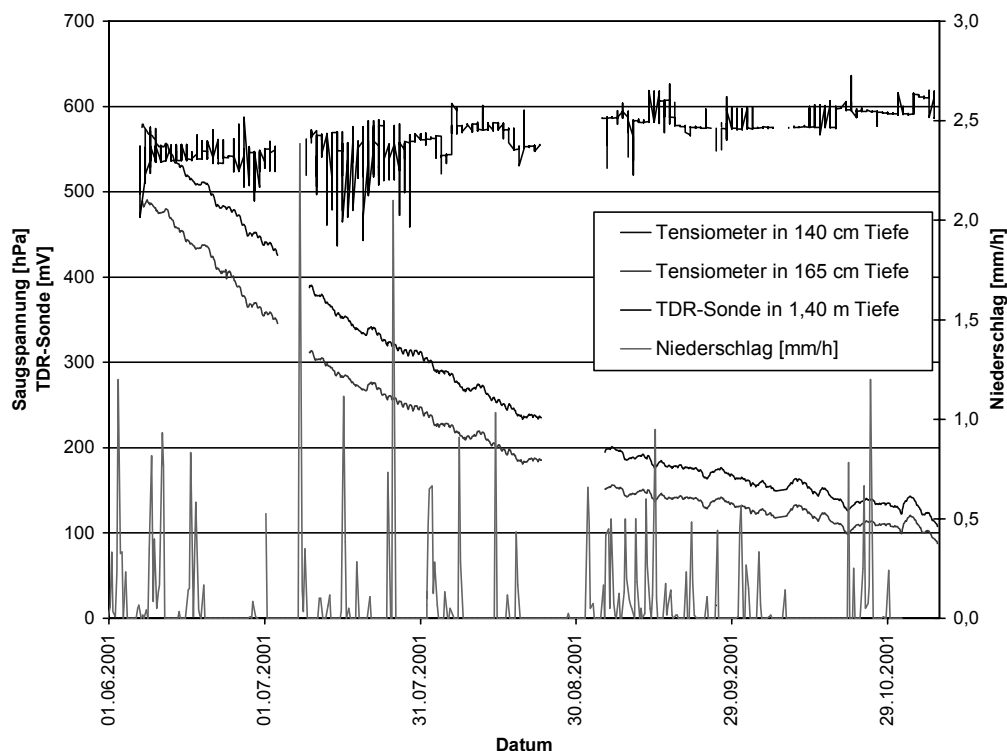


Abb. 6.2: Messwerte des Versuchsfelds Haslbach (2001)

Ein Zusammenhang zwischen den Messwerten der TDR-Sonde und den Tensiometern einerseits und den aufgezeichneten Niederschlagsmengen andererseits ist erwartungsgemäß nicht zu erkennen. Dies ist darin begründet, dass oberhalb der Dichtung eine Kunststoffdichtungsbahn liegt.

Eine Umrechnung der TDR-Messungen in Wassergehalte aufgrund einer Kalibrierung der Sonde im Labor führte nicht zu sinnvollen Ergebnissen. Darüber hinaus lieferte die in 1,65 m Tiefe eingebaute TDR-Sonde keine verlässlichen Messdaten.

Eine Erklärung für den Feuchtigkeitsanstieg in der mineralischen Dichtungsschicht könnte in den Abbauprozessen und einer damit verbundenen Temperaturerhöhung im Deponiekörper zu finden sein, wie nachfolgend erläutert wird. Im Deponat selbst liegen keine Temperaturdaten vor, jedoch geben die beiden Temperaturfühler in der Dichtungsschicht einen entsprechenden Anhalt.

Wie in Abbildung 6.3 dargestellt, waren die Temperaturen im Juni und Juli über die Höhe der Dichtung nahezu gleich. Im Herbst jedoch gingen die Kurven auseinander. In 1,40 m Tiefe sank die Temperatur zunächst stetig bis Ende September. Nach einer geringfügigen Erwärmung setzte sich dieser Trend fort. Der tiefer eingebaute Temperaturfühler verzeichnete die Temperaturabsenkung zeitlich leicht verzögert, wobei sich der Temperaturunterschied über die Höhe der Dichtungsschicht mit der Zeit vergrößerte. Die Temperaturverläufe folgten dabei qualitativ den jahreszeitlichen Schwankungen der Lufttemperatur. Jedoch lag das Temperaturniveau insgesamt höher als es in dieser Bodentiefe zu vermuten war. Dies ist ein Indiz dafür, dass eine Erwärmung des Deponats stattgefunden hat, welche in die mineralische Dichtungsschicht abstrahlte und einen nach oben gerichteten Temperaturgradienten bewirkte. Dieser thermische Gradient löste einen aufwärtsgerichteten Wasserdampftransport aus, wobei die KDB eine Sperre nach oben bildete. Auf diese Weise könnte sich Feuchtigkeit in der mineralischen Dichtungsschicht angesammelt haben.

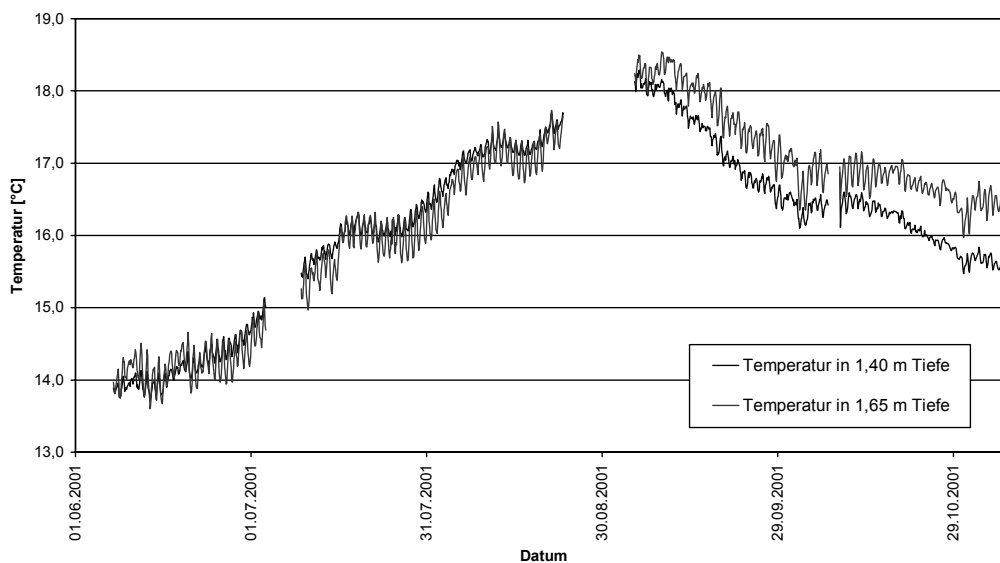


Abbildung 6.3: Temperaturverläufe in der mineralischen Dichtung

Die dargestellten Ergebnisse der Messungen auf dem Versuchsfeld Haslbach deuten darauf hin, dass ein Anstieg des Temperaturniveaus und die Entstehung eines Temperaturgradienten nicht zwangsläufig die Austrocknung einer mineralischen Dichtungsschicht zur Folge haben muss. Im vorliegenden Beispiel konnte dies durch die Anordnung einer Kunststoffdichtungsbahn unterbunden werden.

7 Säulenversuche in Klimäräumen

7.1 Aufbau und messtechnische Ausstattung

Die Lysimeter oder besser bezeichnet mit Säulenversuche in der Klimakammer sind als Bindeglied zwischen den Versuchen zur Beurteilung eines einzelnen Bauteils (Suffosionsuntersuchungen, rechnerische Dränanalysen) und den großmaßstäblichen Versuchen zur Beurteilung des Gesamtsystems (Versuchsfelder) zu sehen. Sie ermöglichen es, den vertikalen Transport von Feuchtigkeit von der Rekultivierungsschicht durch das Filterelement in die Dränschicht zu beobachten. Das Dichtungselement konnte hierbei nicht messtechnisch erfasst werden.

	Lysimeter A	Lysimeter B	Lysimeter C
Rekultivierungsmaterial	schluffiger Kies GU $\rho_d=1,9 \text{ g/cm}^3$	schluffiger Kies GU $\rho_d=1,9 \text{ g/cm}^3$	schluffiger Kies GU $\rho_d=1,9 \text{ g/cm}^3$
Filterelement	nicht vorhanden	thermisch verfestigter Vliesstoff	mechanisch verfestigter Vliesstoff
Sickerschicht	weitgestufter Kies (filterstabiler Aufbau)	enggestufter Kies 8/32	enggestufter Kies 8/32
Dichtungsschicht	Bentonitmatte	Bentonitmatte	Bentonitmatte

Tab. 7.1: Aufbauten der unterschiedlichen Lysimeter/Säulenversuche

Bei dieser Versuchsreihe kam es nicht darauf an, explizit ein Bauteil auf seine Funktionsweise zu überprüfen, sondern um Erfahrungen beim Erfassen des Wasserhaushaltes zu sammeln. Trotzdem sind einige Tendenzen ableitbar.

Der Versuchstand und die umfangreichen Vorversuche wurden bereits im 1. Zwischenbericht genau beschrieben. Daher werden im Folgenden nur einige der beobachteten kennzeichnenden Erscheinungen beschrieben. Zur Veranschaulichung ist in Abb. 7.1 nochmals der schematische Aufbau und die messtechnische Bestückung der Versuchssäulen abgebildet.

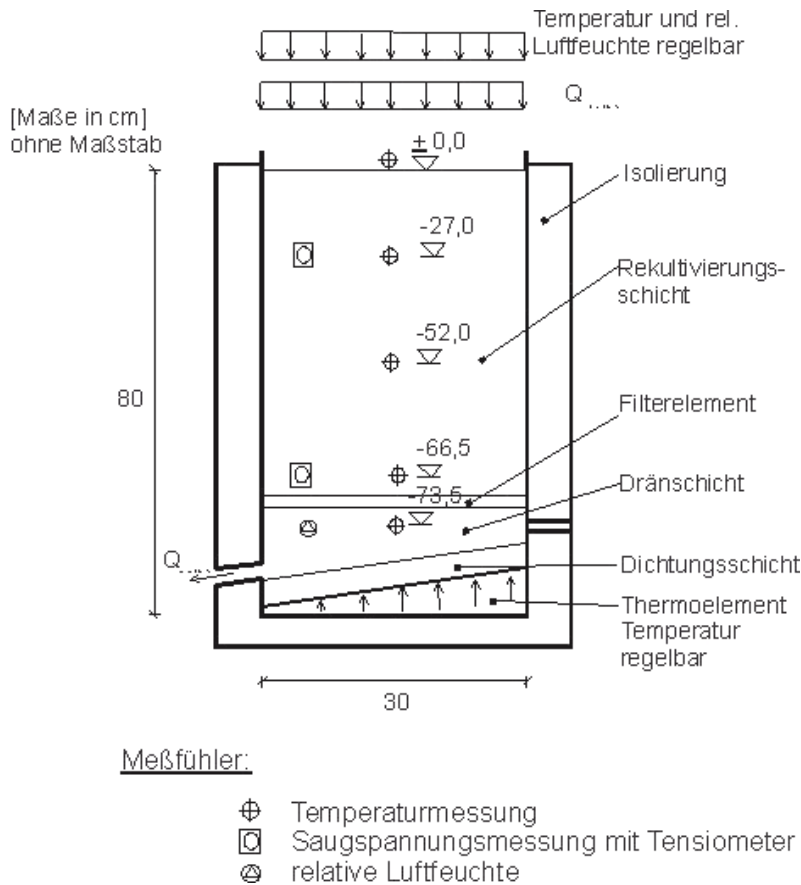


Abb. 7.1: Systemskizze der Lysimeter in der Klimakammer

In einer Versuchsreihe wurde die Unterseite der Bodensäule mittels eines Thermostats auf 10°C abgekühlt. Die Oberseite stand in Kontakt mit der Raumtemperatur in der Klimakammer und war somit auf 30°C temperiert. Die Styropor-Isolierung stellte einen vertikalen, eindimensionalen Temperaturgradienten sicher. Dieser konnte über fünf Temperaturfühler beobachtet werden. Auf den Höhen –27,0 und –66,5 cm waren jeweils ein Tensiometer zur Bestimmung der vor Ort herrschenden Saugspannungen eingebaut. Da in der Dränschicht die Installation eines Tensiometers aufgrund der verwendeten Kornfraktion (Kies 8/32) nicht möglich war, wurde ein Fühler zur Erfassung der relativen Luftfeuchte eingebracht (Kote –73,5 cm). Er bestimmte obendrein die Temperatur. Der Zufluss an der Oberseite der Säule wurde von einer Präzisionspumpe übernommen, während der Abfluss mittels einer digitalen Waage ermittelt wurde.

7.2 Ausgewählte Messwerte des Wasserhaushaltes

Das Messprogramm ermöglichte eine Erfassung der Messwerte aller drei Säulen in einem zeitlichen Abstand von sechs Minuten ($\frac{1}{10}$ Stunde). Bei einer Gesamtdauer aller Versuchsreihen mit diesem Aufbau von ca. 5500 Stunden ergibt das 55000 Datensätze, bestehend aus den 22 Einzelwerten der eingebauten Messgeräte (12 Temperaturfühler, 6 Tensiometer, 3 relative Feuchte Fühler sowie eine digitale Waage).

Die gewonnen Messwerte wurden graphisch dargestellt und auf ihre Plausibilität hin überprüft. Dabei konnte man feststellen, dass die Temperaturfühler sehr robust - sowohl beim Einbau als auch im Betrieb - sind und verlässliche Messwerte liefern. Probleme bereitete die

Tensiometermessung: sie sind einerseits sehr empfindlich im Einbau (der Schaft eines Tensiometers wurde beim Anbringen der Isolierung abgebrochen, so dass es ersetzt werden musste) und andererseits sind ihre Messwerte mit großen Streuungen belegt.

Im folgenden Abschnitt sollen nun exemplarisch zu bestimmten Zeitpunkten der Wasserhaushalt analysiert werden. Ausgewählt wurde hierbei zunächst der Zeitpunkt ab $t=3495$ h des Aufbaus A. Die Benennung der Messgeräte und ihre Lage sind in Tab. 7.2 angegeben.

Höhenkote	Temperaturfühler	Tensiometer
-1,0 cm	T 8	
-27,0 cm	T 3	Tens 1173
-52,0 cm	T 9	
-66,5 cm	T 15	Tens 1170
-73,5 cm	T 16	

Tab. 7.2 Messtechnische Bestückung der Säule A

7.3 Beobachtung der Geschwindigkeit von Sickerfronten

7.3.1 Vorbemerkung

Für die Analyse des Wasserhaushaltes ist es von großer Wichtigkeit, ein besseres Verständnis des Verlaufes von Bewässerungsvorgängen zu erzielen. Dabei ist die Geschwindigkeit der sogenannten „Benetzungs-“ oder „Sättigungsfronten“ von großem Interesse, um bessere Aussagen über den zeitlichen Verlauf treffen zu können.

Es wurde festgestellt, dass die Ausgangslage zu Beginn der Bewässerung einen erheblichen Einfluss auf den Verlauf der Messwerte ausübt. Dies ist verständlich, da z.B. bei hohen Ausgangs-Saugspannungen – entsprechend niedrigen Ausgangs-Wassergehalten – eine größere Zahl an Poren luftgefüllt ist. Dementsprechend wird eine größere Menge an Wasser benötigt, um die Luftporen mit Wasser zu füllen, was die Geschwindigkeit des Fortschreitens der Sickerfront verlangsamt.

7.3.2 Beobachtung der Sättigungsfronten mit Temperaturfühlern

Bei einer Bewässerung der Säule konnte eine deutliche Zunahme der Temperatur des Bodens festgestellt werden. Dies wurde durch das erwärmte Wasser (der Vorratsbehälter befand sich ebenfalls in der Klimakammer und war somit auf 30°C temperiert) hervorgerufen.

In Abb. 7.2 ist der Verlauf der Messwerte dargestellt. Dabei ist der Verlauf der Temperaturen mit gestrichelten Linien und die Zu- bzw. Abgabe des Wassers mit durchgezogenen, dicken Linien dargestellt. In der Ausgangssituation nimmt die Temperatur von unten nach oben zu, das bedeutet, dass die tief liegenden Temperaturfühler entsprechend geringere Temperaturen anzeigten.

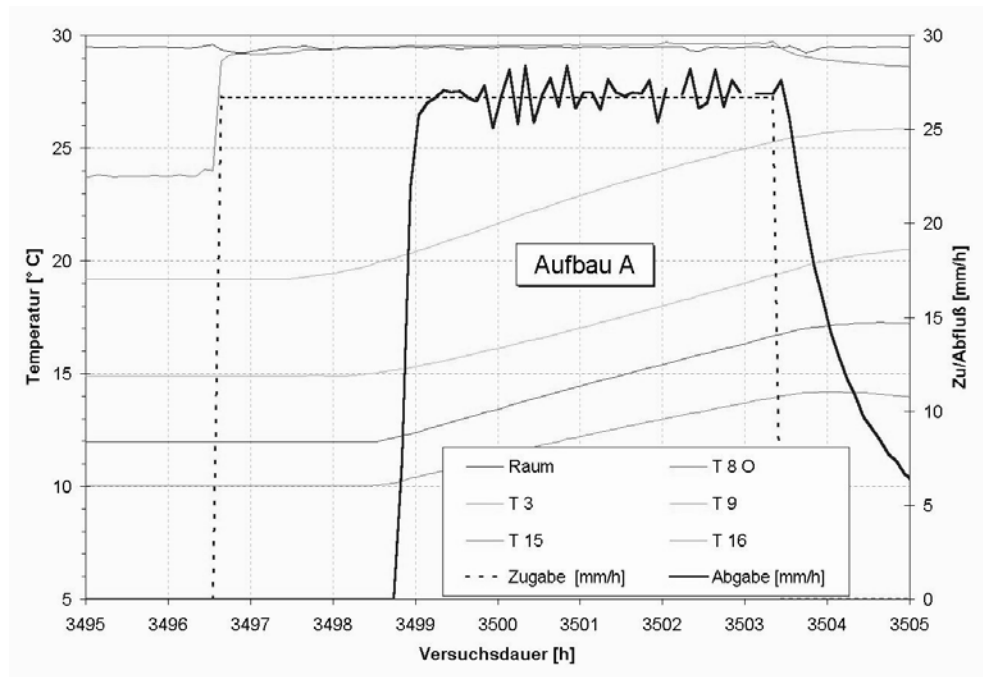


Abb. 7.2: Reaktion der Temperaturfühler bei einer Durchsickerung

Festzustellen ist, dass bei den tiefer liegenden Fühlern der Anstieg der Temperatur zeitlich nicht mehr genau festzulegen ist. Dies hat wahrscheinlich zwei Ursachen: Einerseits ist der Betrag des Temperaturanstieges nicht mehr so groß (z.B. T16: von 10°C auf 14°C im Vergleich zu T3: von 19°C auf 26°C). Andererseits weist anscheinend die Bewässerungsfront mit zunehmender Tiefe keine abrupte Zunahme der Wassergehalte mehr auf. Dies wird aus Abb. 7.2 nicht genau ersichtlich, wohl jedoch bei einer Erhöhung der Auflösung im Bereich von 3497 bis 3499 Stunden.

Eine genau Analyse der Messwerte gab folgende Zeitpunkte für die Reaktion der einzelnen Fühler:

Beginn der Bewässerung:	3496,6 h
Temperaturfühler T8	3496,6 h
Temperaturfühler T3	3497,4 h
Temperaturfühler T9	3498,2 h
Temperaturfühler T15	3498,6 h
Temperaturfühler T16	3498,7 h
Beginn des Abflusses	3498,7 h

Tab. 7.3: zeitlicher Verlauf der Reaktionen der Messfühler.

Mit diesen Werten und dem räumlichen Abstand der einzelnen Messpunkte kann die Geschwindigkeit der Sickerfront $v_{\text{Sickerfront}}$ mit der Formel:

$$v_{\text{Sickerfront}} = \frac{\Delta s}{\Delta t}$$

mit: Δs : räumlicher Abstand des Temperaturfühlers von der Oberkante der Säule
 Δt : Zeit zwischen Beginn der Bewässerung und erster Reaktion des Fühlers

ermittelt werden. Dabei ergeben sich folgende Geschwindigkeiten:

$v_{\text{Sickerfront}}$ berechnet von Beginn der Bewässerung bis zum Temperaturfühler		
T 3	33,8 cm/h =	$9,4 \cdot 10^{-5}$ m/s
T 9	32,5 cm/h =	$9,0 \cdot 10^{-5}$ m/s
T 15	33,3 cm/h =	$9,2 \cdot 10^{-5}$ m/s
T 16	35,0 cm/h =	$9,7 \cdot 10^{-5}$ m/s

Tabelle 7.4: berechnete Geschwindigkeiten der Sickerfront

Auffallend ist die gute Übereinstimmung der aus den oberen drei Messfühler ermittelten Geschwindigkeiten. Da sich der unterste Temperaturgeber bereits in der Dränschicht befindet, steigt bei ihm die Sickergeschwindigkeit der Bewässerungsfront auf Grund der größeren Durchlässigkeit des weitgestuften Kieises um 5% an.

Die Geschwindigkeit der Sickerfront ist mit ca. $9 \cdot 10^{-5}$ m/s deutlich größer als der gesättigte k-Wert des schluffigen Kieises ($k = 6 \cdot 10^{-6}$ m/s). Dabei ist die Geschwindigkeit nach dem Gesetz von Darcy ($v = k \cdot i$) von zwei Parametern abhängig: einerseits von dem ungesättigten k-Wert des Bodens und andererseits dem vorliegenden hydraulischen Gradienten i . Da in diesem Fall bei der Durchsickerung teilgesättigte Verhältnisse vorliegen, wird der Parameter i durch den Parameter $\text{grad } \Psi_H$ ersetzt. Das Gesetz von Darcy wird somit zu: $v = k_{\text{teilgesättigt}} \cdot \text{grad } \Psi_H$.

Der Parameter $\text{grad } \Psi_H$ ist folgendermaßen definiert:

$$\text{grad } \Psi_H = \frac{\Delta \Psi_m}{\Delta z} + 1$$

mit: $\Delta \Psi_m$ Differenz der gemessenen Saugspannungen der Tensiometer
 Δz Abstand der Tensiometer

Mit Hilfe dieses Zusammenhanges kann für die einzelnen Zeitabschnitte bei bekannten Saugspannungsverlauf der Gradient berechnet und damit die für den betrachteten Abschnitt repräsentative teilgesättigte Durchlässigkeit $k_{\text{teilgesättigt}}$ ermittelt werden.

7.3.3 Beobachtung der Sättigungsfronten mit Tensiometern

Parallel zum Vorgehen mit den Temperaturfühlern wurde die Bewässerungsfront ebenfalls anhand der eingebauten Tensiometer beobachtet. Bei diesem Messverfahren äußert sich eine Wassergehaltszunahme durch ein Absinken der gemessenen Saugspannungen. Die ermittelten Werte sind in Abb. 7.3 graphisch dargestellt.

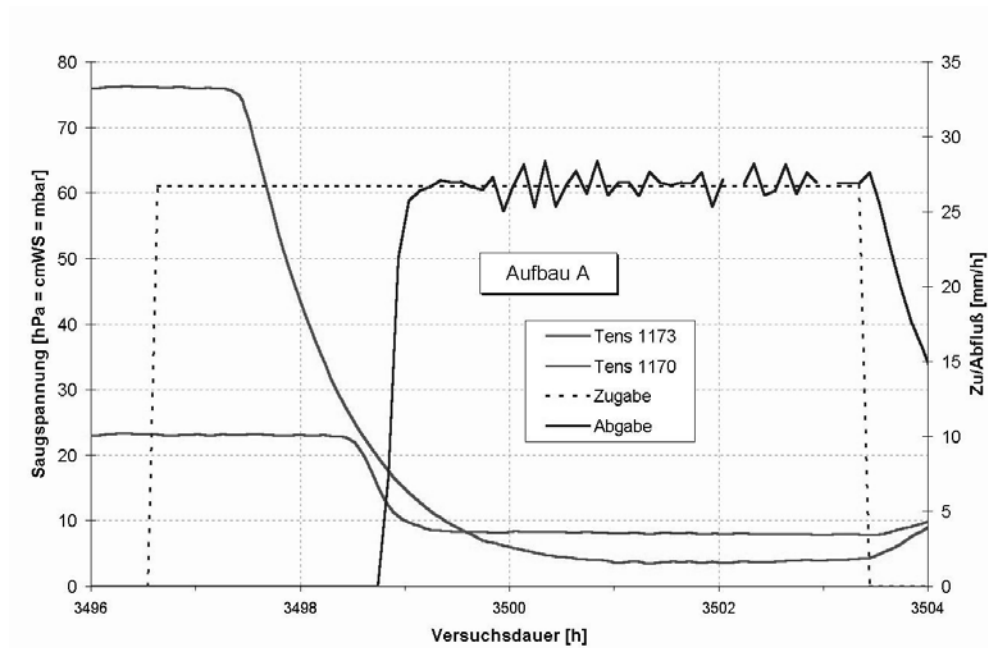


Abb. 7.3: Reaktion der Tensiometer bei einer Durchsickerung

Auffällig ist, dass die Tensiometer (Tens 1173 bzw. Tens 1170) jeweils zum exakt gleichen Zeitpunkt reagieren wie die auf gleicher Höhe eingebauten Temperaturfühler (T 3 bzw. T 15). Demnach ergeben sich anhand der Tensiometer mit $9 \cdot 10^{-5}$ m/s identische Geschwindigkeiten der Sickerfront.

7.3.4 Vergleichsrechnung anhand des Einsetzens von Zu- und Abfluss

Selbstverständlich ist ebenfalls eine Berechnung der Geschwindigkeit der Sickerfront anhand des Zeitpunktes von Zu- bzw. Abfluss möglich. In diesem Beispiel wurde die Bewässerung zum Zeitpunkt $t=3496,6$ h begonnen. Der Abfluss setzt anschließend bei $t = 3498,7$ h ein. Damit ergibt sich bei einer rechnerischen Sickerstrecke von 80 cm ein $v_{\text{Sickerfront}}$ von $1,1 \cdot 10^{-4}$ m/s. Diese um 22% erhöhte Geschwindigkeit (gegenüber der anhand der Tensiometer und der Temperaturfühler berechneten Sickergeschwindigkeit) hat ihre Ursache im übermäßig großen Anteil der stark durchlässigen Dränschicht aus weitgestuftem Kies an der Sickerstrecke (10 cm von insgesamt 80 cm). Jedoch befindet sich auch dieser Wert in der richtigen Größenordnung.

7.3.5 Bemerkungen über das Auftreten von Austrocknungsfronten

Nach jedem Bewässerungszyklus, der mit einem aufgelegtem Verdunstungsschutz erfolgte, wurde dieser entfernt, um das Austrocknen der Säule auch nach oben zu ermöglichen. Dabei wurde parallel zum Auftreten von Sickerfronten das Auftreten von „Austrocknungsfronten“ beobachtet. Solch ein Verlauf ist exemplarisch in Abb. 7.4 abgebildet.

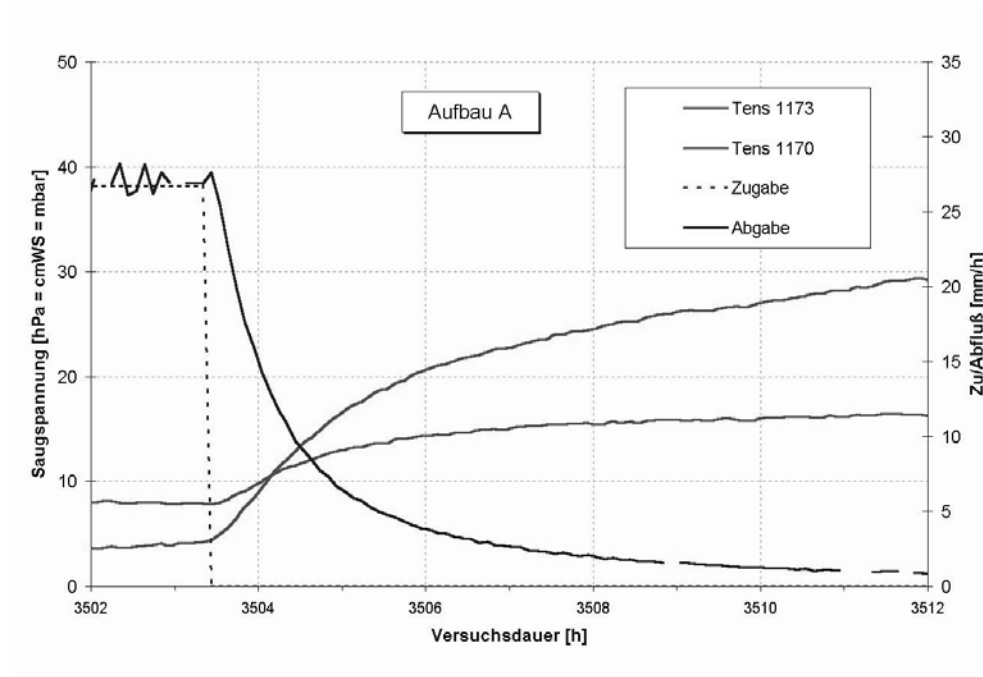


Abb. 7.4: Verlauf der Saugspannungen nach Ende der Bewässerung

Auffallend ist das sofortige und gleichzeitige Ansteigen beider Tensiometer nach Beendigung der Wasserzugabe. Sowohl das obere Tens 1173 als auch das untere Tensiometer Tens 1170 weisen zunehmende Saugspannungen auf, obwohl die Säule noch über lange Zeit Wasser abgibt. Der Grund hierfür kann im Verhalten der Mikroporen der Bodenmatrix liegen: sie weisen äußerst geringe Durchmesser auf und beenden sofort den Transport von Wasser falls die Beschickung von oben beendet wird. Dabei wird ein sofortiges Ansteigen der Saugspannungen beobachtet.

7.4 Fazit aus den Säulenversuchen

Anhand von Säulenversuchen sollten ursprünglich charakteristische extreme Witterungsverhältnisse und der in diesem Zusammenhang stattfindenden Abflüsse im Abdichtungssystem simuliert werden. Diesem Ziel ist man in so weit näher gekommen, als dass im Rahmen des FE-Vorhabens der Aufbau der Versuchsstände und deren messtechnische Ausstattung entwickelt und optimiert werden konnten. Durch Vor- und Systemversuche wurde die Nachvollziehbarkeit von Versickerungsprozessen dokumentiert. Es wären damit Reihenuntersuchungen unter Variation der Witterungs- und Abflussverhältnisse sowie der Aufbauten und Baustoffe für Oberflächenabdichtungen von Deponien möglich.

8 Rechnerische Analysen und Simulationen

8.1 Einleitung und Hintergrund

Ergänzend zu der Untersuchung des Wasserhaushaltes mit Hilfe von Aufgrabungen (siehe Kapitel 5) und Lysimetern (siehe Kapitel 7) soll das Problem auch rechnerisch betrachtet werden. Ziel ist es, eindimensionale Durchströmungs- und Durchsickerungsvorgänge in Oberflächenabdichtungen mathematisch beschreiben zu können. Gelingt dies, so kann man bei einer Modifikation des Schichtenaufbaus einer Oberflächenabdichtung (siehe Abbildung 1.1) die Auswirkungen auf den Wasserhaushalt voraussagen und quantifizieren. Vor allem die Quantifizierung der Auswirkungen ist unerlässlich, falls man begründet vom Regelaufbau nach TA Abfall (1991) und TA Siedlungsabfall (1993) bzw. nach Deponieverordnung (2002) abweichen will.

8.2 Physikalische Vorgänge beim Feuchtetransport

In einer Bodensäule wird Feuchte in zwei Aggregatzuständen transportiert: in der flüssigen Phase als Wasser und in der gasförmigen Phase als Wasserdampf. Zur Beschreibung der Transportvorgänge bedient man sich der Potentialtheorie. Sie besagt, dass Transport grundsätzlich von Bereichen mit hohem Potential (z.B. hoher Temperatur, hoher Wassergehalt, großer geodätische Höhe) zu Bereichen mit niedrigem Potential (niedrige Temperatur, usw.) stattfindet.

Als Potential wird die Arbeit bezeichnet, die pro Masseneinheit benötigt wird, die Masse (hier Wasser) von einem Gleichgewichtszustand auf einen anderen Gleichgewichtszustand zu bringen. Auf Grund dieser Definition hat das Potential die Einheit $\text{J/kg} = \text{Nm/kg}$. Falls man statt der Masse das Volumen als Bezugsgröße benutzt, so bekommt das Potential die Einheit eines Druckes ($\text{Nm/m}^3 = \text{N/m}^2 = \text{Pa}$). Dieser Druck wird zweckmäßiger Weise oft als Höhe einer Wassersäule (cm WS oder m WS) angegeben, die den selben Druck ausüben würde.

8.2.1 Theorie des Transports in der flüssigen Phase

In porösen Medien setzt sich das Gesamtpotential hauptsächlich aus folgenden Teilpotentialen zusammen:

- Gravitationspotential und
- Matrixpotential (Saugspannung)

Das Gravitationspotential nimmt mit zunehmendem Abstand vom Erdmittelpunkt zu. Es wird immer relativ zu einer festgelegten Bezugshöhe angegeben.

Das Matrixpotential beschreibt, wie stark Wasser in einem porösen Medium von den festen Partikeln (hier Bodenteilchen) angezogen wird. Es tritt nur in teilgesättigten Böden auf und ist abhängig vom Wassergehalt des Bodens. Grund sind die adhäsiven und kohäsiven Kräfte des Wassers, welche wiederum von der Oberflächenspannung des Wassers beeinflusst werden. Da die Oberflächenspannung σ von Wasser temperaturabhängig ist ($\sigma = 7,424 \times 10^{-2} \text{ N/m}$ bei $T = 10^\circ\text{C}$; $\sigma = 6,793 \times 10^{-2} \text{ N/m}$ bei $T = 50^\circ\text{C}$) gilt das gleiche für das Matrixpotential. Dieser Einfluß ist jedoch von untergeordneter Größenordnung (Döll, 1996).

Das Matrixpotential von Wasser bei Atmosphärendruck (z.B. direkt am Grundwasserspiegel) ist per Definition Null. Arbeit ist nötig, um Wasser, das an Bodenteichen haftet, von diesen zu trennen. Daher ist das Matrixpotential immer negativ. Der Begriff "Saugspannung" beschreibt den absoluten Wert des Matrixpotentials und ist daher grundsätzlich positiv. Weitere Potentiale, wie z.B. das osmotische Potential haben nur geringen Einfluß (Döll, 1996).

Die Auswirkung eines Temperaturgradienten auf den Transport in der flüssigen Phase ist implizit im Matrixpotential berücksichtigt. Er tritt daher nicht direkt als treibende Kraft für den Feuchtetransport in der flüssigen Phase in Erscheinung.

Somit kann man das Gesetz von Darcy-Buckingham folgendermaßen formulieren:

$$q_l = -k_u \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial z} - k_u \cdot \frac{\partial z}{\partial z} = -k_u \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial z} - k_u$$

mit: q_l : Feuchtetransport in der flüssigen Phase [$\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ s}$]

k_u : ungesättigter k-Wert [m/s]

$\frac{\partial \Psi}{\partial z}$: Änderung des Matrixpotentials über die Tiefe z

$\frac{\partial z}{\partial z}$: Änderung des Gravitationspotentials über die Tiefe z

Beachtet man zusätzlich, dass das Matrixpotential sowohl vom Wassergehalt als auch von der Temperatur des Bodens abhängt, ergibt sich die Formel zu:

$$q_l = -k_u \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial \theta_l} \cdot \frac{\partial \theta_l}{\partial z} - k_u \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial T} \cdot \frac{\partial T}{\partial z} - k_u$$

mit: θ_l : Wassergehalt des Bodens [%]

T: Temperatur des Wassers [$^{\circ}\text{C}$]

Der Feuchtetransport ist offensichtlich direkt proportional zur ungesättigten Leitfähigkeit k_u . Eine Literaturrecherche hat ergeben, dass bereits einige Ansätze für die Berechnung der ungesättigten Leitfähigkeit vorhanden sind. Aufzuführen sind hier vor allem der Ansatz von Brooks und Corey (1964) und der Ansatz von Marshall (Fredlund, 1993). Die meiste Anwendung erfährt jedoch die Formel von van Genuchten (1980). Ihre Vorteile sind einerseits eine geschlossene Formulierung der Zusammenhänge von ungesättigter Durchlässigkeit und Matrixpotential, andererseits die einfache Bestimmung ihrer Parameter anhand der Wassergehalts- Saugspannungs- Beziehung.

Die Anwendbarkeit der Formel von van Genuchten bei Böden verschiedener Eigenschaften ist in Untersuchungen erwiesen worden (Durner, 1991). Allerdings verschlechtert sich die Übereinstimmung von berechneter und beobachteter ungesättigter Leitfähigkeit mit zunehmenden Feinkornanteil des untersuchten Bodens.

8.2.2 Theorie des Transports in der gasförmigen Phase

Der Transport von Wasserdampf ist von großer Bedeutung, da er in dem hier interessanten Temperaturbereich u.U. wieder zu Wasser kondensieren kann. Dampftransport kann mit Hilfe des Gesetzes über die Diffusion eines Gases nach Fick abgeschätzt werden:

$$q_v = -\frac{D^*}{\rho_l} \cdot \frac{\partial \rho_v}{\partial z}$$

mit: q_v : Feuchtettransport in der gasförmigen Phase [$\text{m}^3/(\text{m}^2\text{s})$]
 D^* : Diffusionskoeffizient von Dampf in einem porösen Medium [m^2/s]
 ρ_l : Dichte von Wasser [kg/m^3]
 $\frac{\partial \rho_v}{\partial z}$: Änderung der Dichte des Gases über die Tiefe z [kg/m^4]

Der Transport von Wasserdampf im Boden muß jedoch etwas differenzierter betrachtet werden, da die Gleichgewichtszustände zwischen Wasser und Wasserdampf berücksichtigt werden müssen. Laut den grundlegenden Untersuchungen von Philip und de Vries (1957) kann die Dichte des Gases ρ_v für Wasserdampf folgendermaßen beschrieben werden:

$$\rho_v = \rho_{vs}(T) \cdot h(\Psi)$$

mit: $\rho_{vs}(T)$: Dichte des gesättigten Wasserdampfes [kg/m^3]
 (eine Funktion der Temperatur T)
 $h(\Psi)$: relative Luftfeuchte [-]
 (eine Funktion des Matrixpotentials Ψ)

Somit ergibt sich die Gleichung für den Feuchtettransport in der Gasphase zu:

$$q_v = -\frac{D^*}{\rho_l} \cdot \left[\rho_{vs}(T) \cdot \frac{\partial h}{\partial \Psi} \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial z} + h(\Psi) \cdot \frac{\partial \rho_{vs}}{\partial T} \cdot \frac{\partial T}{\partial z} \cdot \xi \right]$$

mit: ξ : Faktor des thermischen Dampftransportes [-]
 (er berücksichtigt die unterschiedlichen Temperaturgradienten im Boden und in der Luft)

8.3 Rechnerische Simulation bei stationären Verhältnissen

In einem ersten Schritt zur Kontrolle der Ansätze für die Transportvorgänge wurden die Meßwerte aus den Lysimeterversuchen (siehe Abschnitt 7) nachgerechnet. Es wurde ein Zeitpunkt ausgewählt, zu dem stationäre Verhältnisse vorlagen, d.h. keine zeitliche Veränderung der Bodentemperatur, des Wassergehaltes oder der Durchströmungsrate stattfanden. Es lagen folgende Messwerte an den zwei Tensiometern (vertikaler Abstand: 39 cm) im Lysimeter an (siehe Tabelle 8.1):

		oben	unten
Temperatur	[°C]	23	15
Saugspannung	[cm WS]	28	6
Wassergehalt (mit Formel von van Genuchten)	[Masse %]	8,8 %	13,0 %

Tab. 8.1: Meßwerte der Tensiometer bei stationären Verhältnissen

Die gesättigte Leitfähigkeit für den Boden GU2 wurde in einem Laborversuch zu $k_{\text{ges}} = 3 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ bestimmt. Benutzt man zur Berechnung der ungesättigten Leitfähigkeit k_u

das van-Genuchten-Modell, wie es in Döll (1996) beschrieben ist, so ergeben sich folgende Transportströme q :

in der flüssigen Phase:

auf Grund des Gravitationspotentials: $1,4 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$

auf Grund des Matrixpotentials: $-8,1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$

in der gasförmigen Phase:

auf Grund der Temperatur: $1,4 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$

auf Grund des Matrixpotentials: $-2,8 \cdot 10^{-15} \text{ m/s}$

Ein positives Vorzeichen deutet auf einen Transport in positive z -Richtung hin, d.h. ein Transport nach unten. Ein negativer Wert entspricht einem Transport nach oben. In der Summe aus Transport in der flüssigen und gasförmigen Phase berechnet man somit einen Massestrom von $q_{\text{berechnet}} = 6,2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$. Betrachtet man im Vergleich dazu den im Lysimeter-Versuch gemessenen Wert von $q_{\text{gemessen}} = 4 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$, so ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung.

Verschiedene EDV-Programme zur Simulation von Wassertransportvorgängen wie HELP oder FEFLOW haben das van-Genuchten-Modell impliziert.

9 Zusammenfassung und Ausblick

Den Schwerpunkt der Bautätigkeit im Deponiebau wird in den kommenden Jahren die Ausführung von Deponieabdeckungen von noch in Betrieb befindlichen oder bereits stillgelegten Deponien, die teilweise temporäre Abdeckungen aufweisen, liegen. Es liegen jedoch nur vergleichsweise kurzzeitige Erfahrungen mit den nach TA Abfall (1991) und TA Siedlungsabfall (1993) vorgegebenen Oberflächenabdichtungssystemen vor. Die Wirksamkeit und Funktionstüchtigkeit dieser Regelsysteme wird in der Fachwelt in Zweifel gezogen, wobei dazu zu bemerken ist, dass diese Regelsysteme in der Ausführung sehr kostspielig sind.

Um von den Regelsystemen abweichen zu können, d.h. den Schichtaufbau modifizieren, alternative Materialien in Betracht ziehen oder ggf. auf einzelne Elemente verzichten zu können, sind wissenschaftliche Grundsatzuntersuchungen erforderlich, die bezogen auf ein einzelnes Projekt zu aufwändig sind. Mit den Abweichungen von diesen Regelsystemen kann unmittelbar ein beträchtlicher wirtschaftlicher Vorteil und Nutzen verbunden sein. Zudem geben u.a. die Aufgrabungen Erkenntnisse über längerfristige Funktionstüchtigkeit der Regelsysteme, aber ggf. auch von alternativen Abdichtungssystemen wieder.

Der Forschungsarbeit kommt letztendlich eine marktwirtschaftliche Bedeutung zu, die nennenswerte Kosteneinsparungen beim Bau, aber auch bei dem Unterhalt und der Nachsorge von Deponien bedingen können. In den Kapiteln 2 und 4 wird aufgezeigt, dass einerseits durch mehrschichtige Aufbauten und andererseits durch eine gezielte Bemessung von Dränschichten ein Einsparpotential bei technischer Gleichwertigkeit besteht. Ähnliches lässt sich auch für die in Kapitel 3 behandelten geosynthetischen Dränmatten ableiten.

Hinsichtlich der Erkenntnisse aus den Aufgrabungen (Kapitel 5), Versuchsfeldern (Kapitel 6) und Säulenversuchen im Labor (Kapitel 7) sowie den zugehörigen rechnerischen Betrachtungen (Kapitel 8) ist die Leistungsfähigkeit von Oberflächenabdichtungssystemen mit den bestehenden Anforderungen grundsätzlich zu überprüfen (s. Abschnitt 5.13). Insbesondere zum bodenmechanischen und geohydraulischen Verhalten von Abdichtungssystemen mit fein- und gemischtkörnigen (bindigen) Böden besteht noch ein besonderer Forschungsbedarf.

10 Literaturverzeichnis

- Abfallablagerungsverordnung (2001): Verordnung über die umweltverträgliche Ablagerung von Siedlungsabfällen
- Bauer, A. (2001): „Betrachtungen zu Gleichwertigkeitsnachweisen bei Dränelementen in Oberflächenabdichtungssystemen“; FS- KGEO-Tagung Kunststoffe in der Geotechnik, Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.
- Brauns, J., Dittmar, C., Gottheil, K.-M. (1990): „Laborversuche zum Feuchteverhalten thermisch belasteter Kombinationsabdichtungen“, Geotechnik 13 (1990), S. 135-141
- Brooks, R.H., Corey, A.T. (1964): "Hydraulic properties of porous media." In: Hydrology Papers, Colorado State University, Fort Collins, Colorado
- Degenbeck (2000): „Einfluss eingedrungener Pflanzenwurzeln auf die Funktionsfähigkeit von Kunststoffdränmatten in der Oberflächenabdichtung von Mülldeponien“, Müll und Abfall, Heft 1, 2000
- Deponieverordnung (2002): Verordnung über Deponien und Langzeitlager
- Döll, P. (1996): "Modeling of Moisture Movement Under the Influence of Temperature Gradients:" Desiccation of Mineral Liners Below Landfills. Dissertation am Institut für Ökologie, Technische Universität Berlin
- Durner, W. (1991): "Vorhersage der hydraulischen Leitfähigkeit strukturierter Böden." Bayreuther bodenkundliche Berichte, Lehrstuhl für Bodenkunde und Bodengeographie, Universität Bayreuth
- EBGEO (1997): „Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen-“, Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst und Sohn- Verlag, Berlin
- Gartung, E., Zanzinger, H. (1999): "Abminderungsfaktoren zum Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit von Geokunststoff- Dränelementen"; Süddeutsches Kunststoffzentrum, 15. Fachtagung: Die sichere Deponie, Würzburg, 1999
- GDA-Empfehlungen (1997): Geotechnik der Deponien und Altlasten, 3. Auflage, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Gebissa, A., Quandt, T., Berndt, S. (2002): "Methode zur Bestimmung des Wassergehaltes bei Schrumpfrisseintritt", Tagungsunterlagen zum Statusworkshop am 31. Januar/01. Februar 2002, Höxter
- Grett, (1984): "Das Reibungsverhalten von Geotextilien in bindigem und nichtbindigem Boden." Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, Heft 59; "Über das Reibungsverhalten von Geotextilien im Boden.", 23. Internationale Chemiefasertagung, Dornbirn
- Hämmerle, E. (1997): Ergebnisse der Aufgrabungen mineralischer Oberflächenabdichtungen. In: Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien, 13. Nürnberger Deponieseminar, Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Heft 76
- Heyer, D., Rödl, P., Ranis, D., Krug, M., Bauer, A., Fillibeck, J. (1999): "Filter- und Dränwirksamkeit von Abdecksystemen von Deponien mit und ohne Geotextilien", 1. Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben F58(F)
- Heyer, D., Bauer, A. (2002): „Eignungsnachweise und Gleichwertigkeitsbetrachtungen für geosynthetische Filter- und Dränschichten in Oberflächenabdichtungssystemen“, Süddeutsches Kunststoffzentrum, SKZ- Tagung 2002

- Heyer, D., Bienen, B., Maurer, I. (2003a): Optimierung der Zusammensetzung gemischtkörniger Abdichtungsmaterialien. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben F157, Bayerischer Forschungsverbund Abfallforschung und Reststoffverwertung, April 2003
- Heyer, D., Bienen, B., Maurer, I. (2003b): Optimierung der Zusammensetzung gemischtkörniger Abdichtungsmaterialien - Anlagenband -
- Holzlhöner, U. (1994): "Rissgefährdung von Erdstoff-Abdichtungsschichten bei Austrocknung unter Auflast", Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Nürnberg: Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien - 1994 - 10. Nürnberger Deponieseminar
- Kolb, H. (1997): "Bewuchs auf rekultivierten Deponien", Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Nürnberg, "Geotechnische Fragen beim Bau neuer und bei der Sicherung alter Deponien", 1997, 13. Nürnberger Deponieseminar, S. 303 ff
- Koerner, Soong, (1998): „Geosynthetische Dränmaterialien im Umwelttechnikbereich“, Geosynthetics News 5
- Kossendey, T. (1999): "Dränelemente aus geschäumtem Polyethylen und Vliesstoffen"; Süddeutsches Kunststoffzentrum, 15. Fachtagung: Die sichere Deponie, Würzburg
- Krug, M., Heyer, D., Floss, R. (1997): Untersuchungen zur Beurteilung der Filterwirksamkeit von Geotextilien bei geringer hydraulischer Belastung. Schlussbericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben Projekt Nr. F 58, Bayerischer Forschungsverbund Abfallforschung und Reststoffverwertung, September 1997
- Marshall, G., Fredlund, D., Rahardjo, H. (1993): "Soil Mechanics for Unsaturated Soils." John Wiley & Sons, New York
- Maubeuge, K. v. (1998): "Geosynthetische Dränsysteme für Oberflächenabdichtungen", 8. Karlsruher Deponie- und Altlastenseminar
- Melchior, S. (1993): Wasserhaushalt und Wirksamkeit mehrschichtiger Abdecksysteme von Deponien und Altlasten. Dissertation im Fachbereich Geowissenschaften, Universität Hamburg, Hamburger Bodenkundl. Arb., 22, 330 S.
- Melchior, S., Vielhaber, B., Berger, K. und Miehlich, G. (1994): In-situ-Untersuchungen zur Austrocknung bindiger mineralischer Oberflächenabdichtungen. In: Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien, 10. Nürnberger Deponieseminar, Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Heft 72
- Müller-Rochholz, G. (1999): "Dränelemente aus Kunststoffen(Geodräns)- Anforderungen und Nachweismöglichkeiten"; Süddeutsches Kunststoffzentrum, 15. Fachtagung: Die sichere Deponie, Würzburg
- Müller-Rochholz, G. (2001): "Langzeitverhalten von geosynthetischen Dränelementen- Ergebnisse aktueller Ausgrabungen", Geokunststoff- Kolloquium am 25. Und 26.01.2001, Krefeld
- Philip, J.R., de Vries, D.A. (1957): "Moisture Movement in porous materials under temperature gradients." AGU Transactions 38, 222 - 232
- Ramke, H.-G., Gartung, E., Heibrock, G., Lükewille, W., Melchior, S., Vielhaber, B., Bohne, K., Maier-Harth, U., Witt, K.-J. (Hrsg.) (2002): Höxteraner Berichte zu angewandten Umweltwissenschaften, Band 3

- Ranis, D. (1998): "Filter- und Dränwirksamkeit von Abdecksystemen von Deponien mit und ohne Geotextilien", in "Neue Erkenntnisse zur Austrocknung und Durchwurzelung mineralischer Oberflächenabdichtungen", Seminar des LfU Bayern am 21.10.1998 in Wackersdorf
- Rödl, P., Heyer, D., Ranis, D. (1999): "Aufgrabungsergebnisse an mineralischen Oberflächenabdichtungen in Bayern", Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 116, Zeitgemäße Oberflächenabdichtungssysteme – ist die Regelabdichtung nach TA-Si noch Zeitgemäß?, Egloffstein, T, Burkhardt, G., Czurda, K. (Hrsg.), Erich Schmidt Verlag
- Rödl, P., Heyer, D., Ranis, D. (2002): "Feldstudien zum Langzeitverhalten mineralischer Deponieabdeckungen in Bayern", Höxteraner Berichte zu angewandten Umweltwissenschaften, Band 3, Ramke, H.-G., Gartung, E., Heibrock, G., Lükewille, W., Melchior, S., Vielhaber, B., Bohne, K., Maier-Harth, U., Witt, K.-J. (Hrsg.)
- Ruppert, F.-R., Reuter, E. (1999): "Geosynthetische Dränelemente für Oberflächenabdichtungen"; Süddeutsches Kunststoffzentrum, 15. Fachtagung: Die sichere Deponie, Würzburg
- Saathoff, F. (1999): "Dränsysteme aus Wirrgelege und Vliesstoff"; Süddeutsches Kunststoffzentrum, 15. Fachtagung: Die sichere Deponie, Würzburg
- Scheuermann, A., Schlaeger, S., Becker, R., Schädel, W., Schuhmann, R. (2002): "Nutzen der TDR-Meßtechnik zur Beurteilung ungesättigter Böden in der Geotechnik", BAW-Kolloquium, Oktober 2002
- Schlaeger, S. (2002): "Inversion von TDR-Messungen zur Rekonstruktion räumlich verteilter bodenphysikalischer Parameter", Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe
- TA Abfall (1991): Technische Anleitung zur Entsorgung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen
- TA Siedlungsabfall (1993): Technische Anleitung zur Vermeidung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen
- van Genuchten, M. Th. (1980): "A closed-form equation for predicting the hydraulic properties of unsaturated soils." Soil Sci. Soc. Am. J. 44, 892 - 898
- Vielhaber, B.(1995): Feldversuche in bindigen mineralischen Dichtungen unter Kunststoffdichtungsbahnen. Dissertation im Fachbereich Geowissenschaften, Universität Hamburg, Hamburger Bodenkundl. Arb., 29, 200 S.