

**Reduzierung der Infiltration**  
**in Deponien für mechanisch-biologisch behandelte Abfälle**  
**-Einflüsse der Einbautechnik-**

vom

FACHBEREICH BAUINGENIEURWESEN  
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT CAROLO WILHELMINA  
ZU BRAUNSCHWEIG

zur Erlangung des Grades eines

Doktoringenieurs

(Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von Dipl.-Ing. Dirk Maak  
aus Hamburg

Eingereicht am: 21.11.2000

Mündliche Prüfung am: 02.02.2001

1. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. H.-J. Collins

2. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. R. Stegmann

**Reduzierung der Infiltration  
in Deponien für mechanisch-biologisch behandelte Abfälle  
-Einflüsse der Einbautechnik-**

vom

FACHBEREICH BAUINGENIEURWESEN  
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT CAROLO WILHELMINA  
ZU BRAUNSCHWEIG

zur Erlangung des Grades eines  
Doktoringenieurs  
(Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von Dipl.-Ing. Dirk Maak  
aus Hamburg

Eingereicht am: 21.11.2000

Mündliche Prüfung am: 02.02.2001

1. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. H.-J. Collins

2. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. R. Stegmann

Die Deutsche Bibliothek - CIP-Einheitsaufnahme

**Maak, Dirk:**

Reduzierung der Infiltration in Deponien für mechanisch-biologisch behandelte Abfälle - Einflüsse der Einbautechnik - / von Dirk Maak. -

1. Aufl. - Göttingen : Cuvillier, 2001

Zugl.: Braunschweig, Techn. Univ., Diss., 2001

ISBN 3-89873-082-4

© CUVILLIER VERLAG, Göttingen 2001

Nonnenstieg 8, 37075 Göttingen

Telefon: 0551-54724-0

Telefax: 0551-54724-21

[www.cuvillier.de](http://www.cuvillier.de)

Alle Rechte vorbehalten. Ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages ist es nicht gestattet, das Buch oder Teile daraus auf fotomechanischem Weg (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.

1. Auflage, 2001

Gedruckt auf säurefreiem Papier

ISBN 3-89873-082-4

## VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig. Fertiggestellt habe ich sie während meiner Berufstätigkeit bei der Faber Recycling GmbH.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. H.-J. Collins, der mich durch seine wissenschaftliche Betreuung in Form konstruktiver Kritik sowie ständiger Diskussionsbereitschaft bei der Konzeption, Durchführung und Auswertung der Versuche unterstützt hat. Der erfolgreiche Abschluß des Promotionsverfahrens ist das formale Ende einer für mich sehr bedeutsamen und prägenden Lern- und Lebensphase, deren positive Erfahrungen mir eine wertvolle Hilfe für mein weiteres Leben geben werden.

Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Stegmann danke ich für die Übernahme des Koreferats. Ferner danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. K. Fricke für den Vorsitz der Prüfungskommission sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. U. Manniak, daß er die Aufgabe des Prüfers übernommen hat.

Die erfolgreiche Durchführung der Versuche konnte nur durch den Einsatz vieler Helfer beim Versuchsaufbau sowie der Versuchsdurchführung gelingen. Allen beteiligten Technikern und wissenschaftlichen Hilfskräften gilt mein besonderer Dank insbesondere für die nächtlichen Einsätze bei den Bewässerungsversuchen.

Möglich wurden die Versuche erst durch die Bereitstellung von Versuchsflächen und geeigneten Abfällen. Dafür möchte ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. H. Poser und dem AWB des Landkreises Bad Kreuznach bedanken. Ein weiterer Dank gilt der Firma Bomag für die Bereitstellung der erforderlichen Verdichtungsgeräte.

Für die materielle und ideelle Unterstützung bei der Erstellung dieser Arbeit möchte ich mich bei den Mitarbeitern und Kollegen der Faber-Gruppe bedanken. Insbesondere Herrn Dipl.-Ing. K.-W. Faber gilt mein Dank für die Freiräume zur wissenschaftlichen Arbeit in seinem Unternehmen.

Durch die alltägliche Einsatzbereitschaft meiner Frau ist die Durchführung der notwendigen Arbeiten erst ermöglicht worden. Meinen Eltern, die die Grundlagen für diese Tätigkeiten geschaffen haben, gilt mein spezieller Dank.



## INHALTSVERZEICHNIS

1. Einführung	1
1.1. Einleitung	1
1.2. Problemstellung	2
2. Mechanisch-biologische Restabfallbehandlung	5
2.1. Grundidee der mechanisch-biologischen Restabfallbehandlung	5
2.2. Anforderungen an die Ablagerung	6
2.3. Parameter zur Kennzeichnung mechanisch-biologisch behandelter Abfälle	7
2.3.1. Biochemische Parameter	7
2.3.2. Bodenphysikalische Parameter	9
3. Grundlagen des Abfluß- und Erosionsverhaltens von Wasser	12
3.1. Abflußverhalten des Wassers	12
3.1.1. Wasserbewegung im Boden	12
3.1.2. Wasserbewegung in mechanisch-biologisch behandelten Abfällen	14
3.1.3. Oberflächenabfluß auf Böden	14
3.1.4. Oberflächenabfluß auf mechanisch-biologisch behandelten Abfällen	17
3.2. Prozesse der Abtragsbildung	17
3.2.1. Allgemeine Überlegungen	17
3.2.2. Interrillenerosion bei Böden	18
3.2.3. Interrillenerosion bei mechanisch-biologisch behandelten Abfällen	20
3.2.4. Rillenerosion bei Böden	21
3.2.5. Rillenerosion bei mechanisch-biologisch behandelten Abfällen	23
3.2.6. Bildung von Oberflächenverschlammung	24
3.3. Modelle zur Berechnung des Oberflächenabflusses und des Abtrages bei Böden	24
3.4. Übertragbarkeit auf mechanisch-biologisch behandelte Abfälle	25
4. Einbautechnik mechanisch-biologisch behandelter Abfälle	27
4.1. Stand der Technik beim Einbau von Abfällen in Deponien	27
4.2. Einbau mechanisch-biologisch behandelter Abfälle	28
4.3. Überlegungen zur Veränderung der Einbautechnik für mechanisch-biologisch behandelte Abfälle	33

## Inhaltsverzeichnis

5. Experimentelle Untersuchungen	35
5.1. Allgemeines	35
5.2. Laborversuche zur Kennzeichnung der verwendeten Abfälle	36
5.3. Großtechnische Versuche zur Ermittlung der erzielbaren Einbaudichte	44
5.4. Beschreibung der verwendeten Berechnungsanlage	51
5.5. Messung von Oberflächenabfluß und Abtrag bei Beregnung	57
5.6. Messung von Oberflächenabfluß bei natürlichem Niederschlag	71
5.7. Bewertung der Untersuchungsergebnisse	73
6. Entwicklung eines Berechnungsverfahrens zur Bestimmung des Abflusses von der Oberfläche mechanisch-biologisch behandelter Abfälle	86
7. Empfehlungen für die Praxis	91
8. Zusammenfassung	93
9. Literaturverzeichnis	98
Anhang A:	I
Anhang B:	VII
Anhang C:	XII

**ABBILDUNGSVERZEICHNIS**

Abb. 1: Reduzierung des Müllvolumens durch Verbesserung der Betriebstechnik (SPILLMANN, 1989)	6
Abb. 2: Sieblinie der verwendeten Abfälle	20
Foto 1: Abfalloberfläche ungesiebter mechanisch-biologisch behandelter Abfälle nach dem hochverdichteten Einbau mit dem Kompaktor	26
Abb. 3: Darstellung des dünn-schichtigen Abfalleinbaues in Deponien (COLLINS, 1996)	28
Abb. 4: Gegenüberstellung ermittelter Einbaudichten in Abhängigkeit von der Vorbehandlung und Einbautechnik der Abfälle (COLLINS et al., 1998)	30
Abb. 5: Zusammensetzung der Abfälle < 60 mm nach der mechanisch-biologischen Behandlung in Meisenheim	36
Abb. 6: Atmungsaktivität mechanisch-biologisch behandelter Abfälle nach verschiedenen Rottezeiten (COLLINS/MAAK, 1999)	37
Abb. 7: Summenlinie der Gasproduktion	38
Abb. 8: Wasserhaltefähigkeit des verwendeten Versuchsmaterials (MÜNNICH, 1999)	41
Abb. 9: Verlauf der Infiltrationsrate bei den durchgeführten Versuchen	42
Abb. 10: Gesättigte hydraulische Leitfähigkeit als Funktion der Einbaudichte und der Stückgröße	43
Abb. 11: Abmessungen der Versuchsfelder für die großtechnischen Verdichtungsversuche (nach DGGT Empfehlung E 3-24, verändert)	45
Abb. 12: Erreichte Einbaudichten bei den großtechnischen Verdichtungsversuchen	48
Foto 2: Abfalloberfläche nach der Verdichtung mit dem BOMAG-Kompaktor (40 t )	50
Foto 3: Abfalloberfläche nach der Verdichtung mit dem KÄELBLE- Kompaktor (28 t)	51
Abb. 13: Versuchsaufbau zur Überprüfung der Beregnungsanlage	53
Abb. 14: Ursprünglicher Versuchsaufbau zur Fassung des Abflusses	55
Abb. 15: Darstellung des veränderten Versuchsaufbaues	56
Abb. 16: Prinzipieller Versuchsaufbau der Beregnungsversuche	59
Abb. 17: Lageskizze des Versuchsfeldes für Versuch 1	60
Abb. 18: Lageskizze des Versuchsfeldes für Versuch 2	62
Abb. 19: Lageskizze des Versuchsfeldes für Versuch 3	63

Abb. 20: Lageskizze des Versuchsfeldes für Versuch 4	64
Abb. 21: Summenlinie des auf das Versuchsfeld 2 gefallenen Niederschlages, der Differenz aus Niederschlag und Verdunstung sowie des gemessenen Abflusses	72
Abb. 22: Summenlinie des auf das Versuchsfeld 3 gefallenen Niederschlages, der Differenz aus Niederschlag und Verdunstung sowie des gemessenen Abflusses	72
Abb. 23: An der Bildung von Oberflächenabfluß beteiligte Parameter	73
Abb. 24: Vereinfachte Darstellung eines Feuchteprofils unterhalb der Abfalloberfläche	77
Foto 4: Oberfläche des Versuchsfeldes 4 nach dem Einbau mit der Schafffußwalze	82
Abb. 25: Verteilung der täglichen Niederschlagsrate für den beobachteten Zeitraum	83
Abb. 26: Darstellung der Konzentration des Abtrages über die Zeit für die Versuche 2- 4	84
Abb. 27: Modell zur Berechnung des Abflußvolumens	88
Abb. 28: Darstellung der berechneten Summenlinien des Abflußvolumens für verschiedene Niederschlagsintensitäten	90
Abb. 29: Versuchsanordnung zur Messung des Luftporenvolumens in porenreichem Material (SPILLMANN (1989) verändert von TURK (1997))	II
Abb. 30: Schematischer Aufbau der Versuchseinrichtung zur pH-Wert-Bestimmung an Abfallproben	III
Abb. 31: Versuchseinrichtung zur Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit	V
Abb. 32: Lageskizze des Versuchsfeldes für den 1. Vorversuch	XII
Foto 5: Aufbau des Versuchsfeldes für den 2. Vorversuch	XV
Abb. 33: Lageskizze des Versuchsfeldes für den 2. Vorversuch	XVI
Abb. 34: Darstellung des Versuchsaufbaues für den 2. Vorversuch am 29.09.1998	XVI
Abb. 35: Darstellung des veränderten Versuchsaufbaues für den 2. Vorversuch am 30.09.1998	XVII

**TABELLENVERZEICHNIS**

Tab. 1:	Vergleich von Einbaudichten und Enddichten in großer Tiefe auf Deponien in Abhängigkeit von der Einbautechnik (WIEMER, 1982)	28
Tab. 2:	Randbedingungen der untersuchten Varianten zur Ermittlung der Einbaudichte auf den Deponien Braunschweig-Watenbüttel (BS) und Wilhelmshaven (WHV) (COLLINS et al., 1998)	30
Tab. 3:	Zusammenstellung von Proctordichten mechanisch-biologisch behandelte Abfälle (COLLINS et al., 1998)	31
Tab. 4:	Bodenphysikalische Charakterisierung mechanisch-biologisch vorbehandelter Abfälle (nach DACH et al., 1997)	32
Tab. 5:	Analyseergebnisse der Eluate	38
Tab. 6:	Mit dem Luftpyknometer ermitteltes Luftporenvolumen	39
Tab. 7:	Ermittelte Korndichten	40
Tab. 8:	Versuchsvarianten der durchgeführten Einbauversuche	46
Tab. 9:	Versuchsergebnisse der großtechnischen Verdichtungsversuche	47
Tab. 10:	Niederschlagshöhe [mm] der Versuche zur Überprüfung der Leistungsfähigkeit der Bewässerungsanlage	53
Tab. 11:	Meßergebnisse Versuch 1	65
Tab. 12:	Analyseergebnisse (Auszug) der Wasserproben, Versuch 1	66
Tab. 13:	Meßergebnisse Versuch 2	66
Tab. 14:	Analyseergebnisse (Auszug) der Wasserproben, Versuch 2	67
Tab. 15:	Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmung der entnommenen Abfallproben aus dem Versuchsfeld des Versuch 2	67
Tab. 16:	Meßergebnisse Versuch 3	68
Tab. 17:	Analyseergebnisse (Auszug) der Wasserproben, Versuch 3	68
Tab. 18:	Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmung der entnommenen Abfallproben aus dem Versuchsfeld des Versuch 3	69
Tab. 19:	Meßergebnisse Versuch 4	69
Tab. 20:	Analyseergebnisse (Auszug) der Wasserproben, Versuch 4	70
Tab. 21:	Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmung der entnommenen Abfallproben aus dem Versuchsfeld des Versuch 4	70
Tab. 22:	Zusammenstellung der Versuchsergebnisse der Versuche 1 - 4	70

Tab. 23: Zusammenstellung der Ergebnisse der Naturbeobachtungen	71
Tab. 24 : Ausgangsgrößen für die Berechnung des infiltrierten Wasservolumens der Versuche 2 - 4	79
Tab. 25: Zusammenstellung der gemessenen und der theoretisch ermittelten Werte für die Versuche 2 - 4	80
Tab. 26: Durchschnittliche organische Belastung des abgeflossenen Wassers gemessen als CSB in der Originalprobe und im Überstand in der abgesetzten Probe	85
Tab. 27: Analyseergebnisse der Eluate	VII
Tab. 28: Analyseergebnisse der Wasserproben, Versuch 1	VIII
Tab. 29: Analyseergebnisse der Wasserproben, Versuch 2	IX
Tab. 30: Analyseergebnisse der Wasserproben, Versuch 3	X
Tab. 31: Analyseergebnisse der Wasserproben, Versuch 4	XI
Tab. 32: Gemessene Niederschlagshöhen im 1. Vorversuch	XIII
Tab. 33: Gemessene Niederschlagshöhen im 2. Vorversuch im Bereich des Versuchsfeldes, in dem die Düsen mit einem Düsendurchmesser von 1,2 mm verwendet wurden	XVIII
Tab. 34: Gemessene Niederschlagshöhen im 2. Vorversuch im Bereich des Versuchsfeldes, in dem die Düsen mit einem Düsendurchmesser von 1,8 mm verwendet wurden	XIX
Tab. 35: Gemessene Niederschlagshöhen im 2. Vorversuch im Bereich des Versuchsfeldes, in dem die Düsen mit einem Düsendurchmesser von 2,2 mm verwendet wurden	XX

**VERZEICHNIS DER HÄUFIG VERWENDETEN SYMBOLE**

a	= empirische Konstante	[-]
A	= Abflußhöhe	[mm]
AT <sub>4</sub>	= Atmungsaktivität in 4 Tagen	[mg O <sub>2</sub> /g · TS]
b	= empirische Konstante	[-]
BSB <sub>5</sub>	= biologischer Sauerstoffbedarf innerhalb von 5 Tagen	[mg/l]
CSB	= chemischer Sauerstoffbedarf	[mg/l]
d	= empirischer Dämpfungskoeffizient	[1/m]
E <sub>i</sub>	= Interrillenerosionsrate	[kg/m <sup>2</sup> · s]
E <sub>it</sub>	= Bodenabtrag durch Tropfenaufrall	[g/m <sup>2</sup> ]
E <sub>itr</sub>	= Tropfenerosionsrate	[kg/m <sup>2</sup> · s]
E <sub>rp</sub>	= potentielle Rillenerosionsrate	[kg/m <sup>2</sup> · s]
F <sub>si</sub>	= Sedimentfracht infolge Tropfenaufrall	[kg/m · s]
FS	= Feuchtsubstanz	[kg]
g	= Erdbeschleunigung	[m/s <sup>2</sup> ]
GB <sub>21</sub>	= Gasbildungsrate in 21 Tagen	[Nl / kg · TS]
h	= Fließtiefe des Abflusses	[m]
I	= Infiltrationshöhe	[mm]
I <sub>0</sub>	= Sohlgefälle	[-]
I <sub>R</sub>	= Reibungsgefälle	[-]
K <sub>e</sub>	= empirischer Bodenerodierbarkeitsfaktor	[g/J]
K	= Permeabilität	[m <sup>2</sup> ]
KE	= Kinetische Energie des Niederschlages	[J/m <sup>2</sup> ]
k <sub>f</sub>	= gesättigter Durchlässigkeitsbeiwert	[m/s]
k <sub>u</sub>	= ungesättigter Durchlässigkeitsbeiwert	[m/s]
l	= Länge des Hangelementes	[m]
m <sub>q</sub>	= Impulsstrom aus dem Oberflächenabfluß	[N]
m <sub>qc</sub>	= kritischer Impulsstrom	[N]
N	= Niederschlagshöhe	[mm]
q	= Oberflächenabfluß	[m <sup>3</sup> /s]
q <sub>si</sub>	= Sedimentfracht infolge Tropfenaufrall	[kg/m · s]

## Verzeichnis der häufig verwendeten Symbole

$q_{sr}$	= mittlere Sedimentfracht bei Rillenabfluß	[kg/m · s]
$S$	= Speicherungshöhe	[mm]
$t$	= Zeit	[s]
TOC	= Total Organic Carbon	[mg/l]
TS	= Trockensubstanz	[kg]
$v$	= Geschwindigkeit	[m/s]
$V$	= Verdunstungshöhe	[mm]
$v_s$	= Sinkgeschwindigkeit	[m/s]
$v_x$	= Strömungsgeschwindigkeit in x-Richtung	[m/s]
$v_y$	= Strömungsgeschwindigkeit in y-Richtung	[m/s]
$v_z$	= Strömungsgeschwindigkeit in z-Richtung	[m/s]
$W_0$	= Ausgangswassergehalt	[Vol-%]
$W_s$	= Sättigungswassergehalt	[Vol-%]
$z$	= Wassertiefe	[m]
$\eta$	= dynamische Viskosität	[Pa·s]
$\Theta$	= Wassergehalt	[m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]
$\rho$	= Dichte des Fließmediums	[t/m <sup>3</sup> ]
$\rho_d$	= Trockendichte	[kg/l]
$\rho_f$	= feuchte Einbaudichte der Abfälle	[t FS/m <sup>3</sup> ]
$\rho_{sm}$	= Korndichte	[kg/l]
$\rho_{tr}$	= trockene Einbaudichte der Abfälle	[t TS/m <sup>3</sup> ]
$\rho_{tr}^*$	= relative trockene Einbaudichte der Abfälle	[t TS/m <sup>3</sup> ]
$\tau$	= Schubspannung	[kg/m <sup>2</sup> · s]
$\tau_L$	= kritische Schubspannung bei Bewegungsbeginn	[kg/m <sup>2</sup> · s]
$\psi$	= vorherrschendes Potential	[cm]

## **1. EINFÜHRUNG**

### **1.1. Einleitung**

Abfälle entstehen überall, wo Menschen leben. Das war in der Vergangenheit so, als die Menschen noch Jäger und Sammler waren und ist im heutigen Industriezeitalter nicht anders.

Verändert haben sich mit den Lebensgewohnheiten der Menschen die Art der Abfälle und die Masse der Abfälle. Die Beseitigung der Abfälle hat die Menschen schon immer vor ein Problem gestellt. Insbesondere seit Menschen in großen Siedlungen zusammenleben, muß das Problem der Abfallentsorgung aus hygienischen Gründen gelöst werden.

Die noch im Mittelalter übliche Art der Abfallentsorgung, die Abfälle möglichst im eigenen Garten zu vergraben oder einfach auf die Straße zu kippen, hat zu unhaltbaren Zuständen in den Städten geführt. Deshalb begann man, die Abfälle zu sammeln und außerhalb der Siedlungen auf Müllkippen abzulagern.

In Deutschland existierten noch in den sechziger Jahren ca. 50.000 derartiger Müllkippen, auf denen die Abfälle ohne Schutzmaßnahmen für die Umwelt abgelagert wurden. Bei dieser Art der Abfallentsorgung sind große Probleme durch Emissionen aus den Deponiekörpern entstanden. Die in den Abfällen enthaltenen organischen Stoffe können durch mikrobiologische Umsetzungsprozesse abgebaut werden. Da in den Abfallkörper in der Regel kein Sauerstoff gelangen kann, stellen sich dort anaerobe Verhältnisse ein. Die sich dabei, in Abhängigkeit von der Zeit und den Randbedingungen des Deponiebetriebes, einstellenden Phasen des anaeroben Abbaues wurden in der Vergangenheit intensiv wissenschaftlich untersucht und die in den einzelnen Phasen aus der Deponie austretenden Emissionen quantifiziert (z.B. EHRIG, 1980; KRUSE, 1994). In Ergänzung hierzu wurden intensive Forschungsarbeiten zum Wasser- und Stoffhaushalt von Deponien durchgeführt (COLLINS/SPILLMANN, 1984). Diese wissenschaftlichen Ergebnisse bestätigten die in der Praxis aufgetretenen Probleme, die durch die ungeordnete Ablagerung von Abfällen beobachtet wurden.

Ergänzend kam hinzu, daß neben den durch die Umsetzungsprozesse der organischen Bestandteile verursachten organischen Emissionen zunehmend aus dem Industrialisierungsprozeß Stoffe wie z.B. Schwermetalle oder Dioxine in den Abfällen enthalten waren, die ebenfalls aus den Deponien emittierten.

Zum Schutz der Umwelt vor Emissionen aus Deponien wurden deshalb in Deutschland immer höhere Anforderungen an die Abdichtung von Deponien gestellt. Seit 1993 ist mit der Verabschiedung der Technischen Anleitung Siedlungsabfall (TASi) eine Verwaltungsvorschrift gültig, die sehr hohe Anforderungen an die technischen Schutzbarrieren für Deponien zur Ablagerung von Abfällen stellt.

Erstmals wurde in der TA Siedlungsabfall für die Ablagerung von Abfällen gefordert, daß sie nur nach einer Behandlung, die eine weitgehende Verminderung der organischen Bestandteile erreichen soll, abgelagert werden dürfen. Durch diese Anforderung soll erreicht werden, daß nur noch Abfälle abgelagert werden, durch die im Deponiekörper praktisch keine mikrobiologischen Umsetzungsprozesse mehr ausgelöst werden können.

Dies ist nach den Anforderungen der in Deutschland zur Zeit noch gültigen Technischen Anleitung Siedlungsabfall momentan nur durch eine thermische Behandlung der Abfälle möglich. Aus umfangreichen Forschungs- und ersten Praxisergebnissen, die von der BWK ARBEITSGRUPPE „RESTABFALL-BEHANDLUNG“ (1997) publiziert wurden, ist heute bekannt, daß diese Anforderungen auch durch eine mechanisch-biologische Behandlung der Abfälle erreicht werden können, und somit die Schutzziele der TA Siedlungsabfall durch eine mechanisch-biologische Abfallbehandlung eingehalten werden.

Der Gesetzgeber hat in Deutschland auf diese wissenschaftlichen Ergebnisse reagiert und hat zur Veränderung der TA Siedlungsabfall Verordnungen im Entwurf vorgestellt, nach denen eine Ablagerung mechanisch-biologisch behandelter Abfälle grundsätzlich möglich ist.

Auch im internationalen Bereich der Abfallwirtschaft wird die mechanisch-biologische Behandlung von Abfällen stark an Bedeutung gewinnen, da durch sie eine wesentliche Verbesserung der Emissionssituation erreicht werden kann und in vielen Ländern im Ausland nicht ideologische sondern ökologische und ökonomische Gesichtspunkte über die Art der Abfallbehandlung entscheiden.

### **1.2. Problemstellung**

Die Emissionsprobleme herkömmlich betriebener Deponien können durch eine mechanisch-biologische Abfallbehandlung deutlich vermindert werden. Wegen der rechtlichen Voraussetzungen in Deutschland haben sich bisher nur wenige entsorgungspflichtige Körperschaften für eine mechanisch-biologische Behandlung der zu entsorgenden Abfälle entschieden. Dennoch gibt es einige Deponien in Deutschland, auf denen erste

Praxisbeobachtungen nach der Ablagerung mechanisch-biologisch behandelter Abfälle gesammelt werden konnten.

So wurde z.B. beim Einbau mechanisch-biologisch behandelter Abfälle bzw. bei der Befahrung derartiger Abfälle nach Einbau mit Müllsammelfahrzeugen festgestellt, daß insbesondere in Phasen intensiver Niederschläge eine Befahrung der Abfalloberfläche teilweise unmöglich wurde. Dies hat auf der Deponie der Stadt Wilhelmshaven dazu geführt, daß auf den eingebauten Abfällen temporäre Straßen aus Betonplatten gebaut werden mußten. Auf der Deponie Meisenheim des Landkreises Bad Kreuznach sind beim Einbau der mechanisch-biologisch behandelten Abfälle in die Deponie teilweise erhebliche Schwierigkeiten aufgetreten, so daß in der Einbaupraxis sogar Kompaktoren festgefahren wurden. Die Ursache für diese Probleme ist das in die Oberfläche der Abfälle eingedrungene Wasser, das innerhalb des Deponiekörpers nur sehr langsam nach unten abgeführt wird. Wird die nahezu wassergesättigte oberste Müllschicht von schweren Fahrzeugen befahren, reicht die Tragfähigkeit nicht aus und die Fahrzeuge sinken in den Müll ein. Aus diesen Gründen ist anzustreben, möglichst viel Wasser aus dem Deponiekörper fern zu halten, also an der Oberfläche abzuleiten.

Zur Realisierung dieser Forderung ist es denkbar, die eingebauten Abfälle mit Planen oder Folien abzudecken. Dies ist betriebstechnisch aufwendig, verursacht Kosten und die Einrichtungen zur Abdeckung der Abfälle müssen vor dem nächsten Einbau von Abfällen wieder entfernt werden.

Laboruntersuchungen haben ergeben, daß die Abfälle nach einer mechanisch-biologischen Behandlung mit einer hohen Dichte und geringen hydraulischen Leitfähigkeit in die Deponien eingebaut werden können (DACH et al., 1997). Deshalb ist es vorstellbar, die Abfälle selbst zur Abdichtung zu benutzen und so dafür zu sorgen, daß Niederschläge nicht in den Deponiekörper infiltrieren können.

Ziel dieser Arbeit ist es, in Abhängigkeit von der Abfallzusammensetzung und der Gestaltung der Oberfläche beim Einbau von mechanisch-biologisch behandelten Abfällen in Deponien, den möglichen Abfluß des Wassers von der Abfalloberfläche zu ermitteln. Aus der Bodenkunde ist bekannt, daß es beim Abfluß von Wasser über Bodenflächen zur Erosion kommen kann, wobei das abfließende Wasser Boden abträgt und abtransportiert. Diese bekannten Effekte werden im Rahmen der Arbeit mit dem Ziel untersucht, bei maximalem Abfluß einen möglichst geringen Abtrag von der Abfalloberfläche zu erreichen.

## 1. Einführung

Die Grundlage der vorliegenden Arbeit bildet deshalb die Beschreibung des Abfluß- und Abtragsverhaltens von Wasser auf Böden. Ausgehend von diesen Grundlagen werden in großtechnischen Versuchen der Abfluß und der Abtrag bei verschiedenen Abfallzusammensetzungen und Gestaltungen der Abfalloberfläche ermittelt. Diese Untersuchungen sollen im großtechnischen Maßstab durchgeführt werden, da es sich bei Abfällen auch nach einer mechanisch-biologischen Behandlung um sehr inhomogenes und grobstückiges Material handelt, für das Laboruntersuchungen zu ungenau sind. Die Berücksichtigung der verschiedenen Modellgesetze für eine Übertragung der Laborergebnisse auf die Praxis machen den Versuchsmaßstab 1:1 erforderlich.

## **2. MECHANISCH-BIOLOGISCHE RESTABFALLBEHANDLUNG**

### **2.1. Grundidee der mechanisch-biologischen Restabfallbehandlung**

In Deutschland gibt es seit Beginn der siebziger Jahre Forschungen auf dem Gebiet der mechanisch-biologischen Abfallbehandlung. Die in Kapitel 1 dargestellten Probleme mit Deponien und die durch steigende Anforderungen an den Umweltschutz immer weiter ansteigenden Kosten für das benötigte Deponievolumen führten zu Überlegungen, das zur Verfügung stehende Deponievolumen besser zu nutzen. Deshalb wurden von SPILLMANN (1989) Ergebnisse verschiedener Untersuchungen zur Steigerung der Einbaudichte beim Einbau von Abfällen in Deponien publiziert. Dabei wurden, ausgehend von der jeweils üblichen Einbautechnik für Abfälle in Deponien, z.B. Kippkantenbetrieb, Einbau mit verschiedenen Schichtdicken etc. die erzielbaren Einbaudichten dargestellt. Wesentliches Ergebnis dieser Untersuchungen war, daß durch eine Kombination aus mechanischer und biologischer Abfallbehandlung und anschließendem hochverdichteten Einbau der Abfälle in dünnen Schichten die größte Einbaudichte für Abfälle in Deponien erzielt werden kann. Dabei ist bei der mechanischen Behandlung insbesondere eine Homogenisierung und Zerkleinerung der Abfälle vorzusehen, so daß eine Einmischung kleiner Abfallbestandteile in große Hohlräume erfolgen kann. Für die folgende biologische Behandlung ist eine gute Homogenisierung der Abfälle erforderlich, um eine Steigerung der Verfügbarkeit der verschiedenen Nährstoffe für die Mikroorganismen zu erreichen. Eine Steigerung des Wassergehaltes der Abfälle kann durch die Zugabe von z.B. Sickerwasser oder Klärschlamm erreicht werden, die ebenfalls mit den Abfällen vermischt werden müssen. Die biologische Behandlung kann als aerobe Behandlung, die als Rotte bezeichnet wird, durchgeführt werden. Dabei werden die in den Abfällen vorhandenen organischen Bestandteile durch Mikroorganismen zu CO<sub>2</sub> und Wasser abgebaut.

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Abb. 1 zusammengefaßt.

Durch weitere Forschungen zur Weiterentwicklung der mechanisch-biologischen Abfallbehandlung konnte durch Versuche in Großlysimetern nachgewiesen werden, daß durch eine mechanisch-biologische Abfallbehandlung nicht nur die Einbaudichte wesentlich erhöht, sondern auch das Emissionsverhalten der Abfälle sehr positiv beeinflusst wird (COLLINS/SPILLMANN, 1984). Die wesentlichen Emissionen auf dem Gas- und Wasserpfad können durch eine mechanisch-biologische Behandlung weitestgehend vermindert werden (BWK ARBEITSGRUPPE „RESTABFALL-BEHANDLUNG“, 1997).

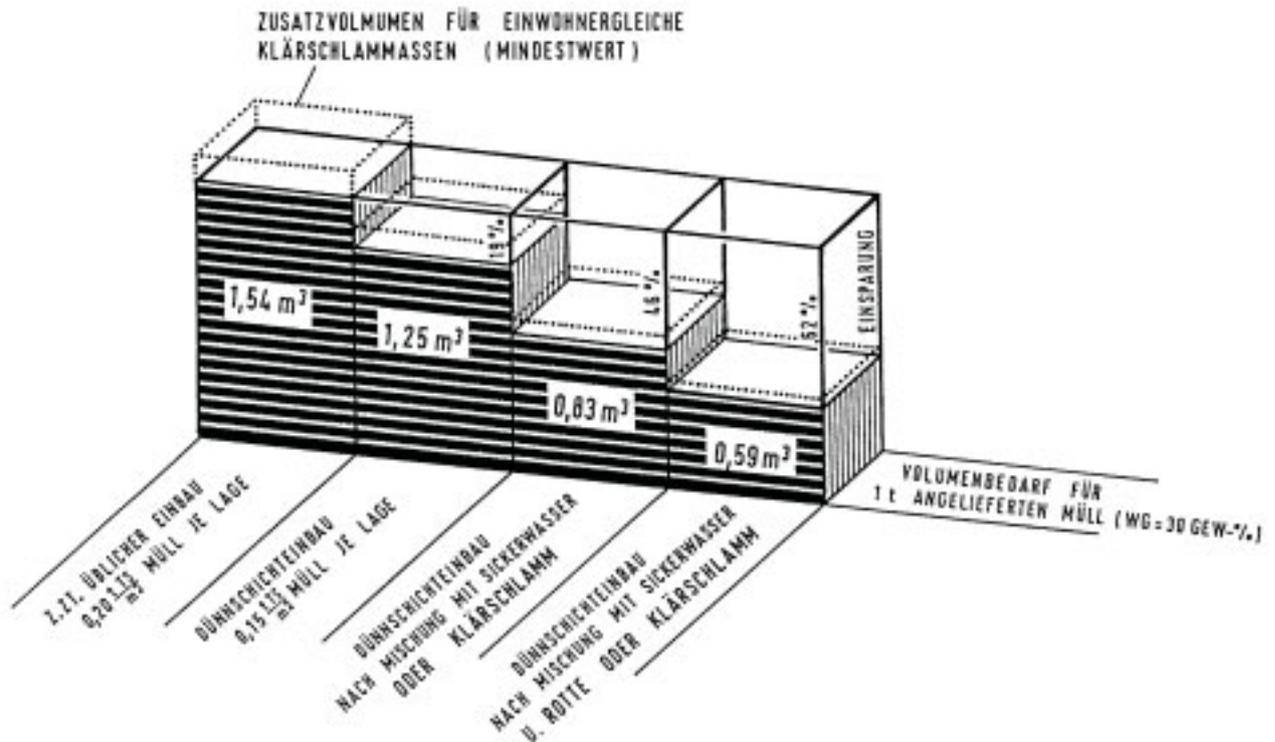


Abb. 1: Reduzierung des Müllvolumens durch Verbesserung der Betriebstechnik (SPILLMANN, 1989)

## 2.2. Anforderungen an die Ablagerung

Mit der TASI (1993) wurde den genehmigenden Behörden eine Verwaltungsvorschrift zur Unterstützung ihrer Entscheidungen zur Verfügung gestellt. Grundsätzliches Ziel der TASI ist dabei, die nach der Abfallvermeidung und möglichst weitgehender Verwertung noch vorhandenen Abfälle umweltverträglich zu behandeln und abzulagern. Die Ablagerung der Abfälle soll so erfolgen, daß die Entsorgungsprobleme von heute nicht auf künftige Generationen verlagert werden (Nr. 1.1. der TASI). Die notwendigen Deponien sind so zu planen, zu errichten und zu betreiben, daß durch geologisch und hydrogeologisch geeignete Standorte, geeignete Deponieabdichtungssysteme, geeignete Einbautechnik für die Abfälle und die Einhaltung der im Anhang B der TASI genannten Zuordnungswerte mehrere weitgehend voneinander unabhängig wirksame Barrieren geschaffen und die Freisetzung und Ausbreitung von Schadstoffen nach dem Stand der Technik verhindert werden.

Insbesondere durch die Einhaltung der Zuordnungswerte nach Anhang B der TASI soll erreicht werden, daß kaum noch mikrobiologische Prozesse ablaufen und sich somit praktisch kein Deponiegas mehr entwickelt, die organische Sickerwasserbelastung sehr gering ist und nur geringfügige Setzungen auftreten (Nr. 10.1 der TASI). Der Nachweis, daß durch eine mechanisch-biologische Behandlung der Abfälle diese grundsätzlichen Anforderungen erfüllt werden können, ist inzwischen wissenschaftlich erbracht worden (BWK ARBEITSGRUPPE „RESTABFALL-BEHANDLUNG“, 1997).

Die Anforderungen nach Nr. 10.1 der TASI gelten als erfüllt, wenn die im Anhang B genannten Zuordnungswerte eingehalten werden. Die dort unter Punkt 2 genannten Anforderungen für die Parameter Glühverlust und TOC im Feststoff können nur durch eine thermische und nicht durch eine mechanisch-biologische Behandlung der Abfälle erreicht werden. Deshalb wurden von der BWK ARBEITSGRUPPE „RESTABFALL-BEHANDLUNG“ Ergänzungsparameter für den Anhang B der TASI erarbeitet, die eine Beurteilung der biochemischen Stabilität mechanisch-biologisch behandelter Abfälle möglich macht. Diese Parameter sind die Gasbildungsrate in 21 Tagen ( $GB_{21}$ ) sowie die Atmungsaktivität ( $AT_4$ ) in 4 Tagen. In Kapitel 2.3. wird auf diese Parameter zur Kennzeichnung der biochemischen Stabilität der behandelten Abfälle näher eingegangen. Mit Stand vom 04.04.2000 hat der Gesetzgeber einen Entwurf einer neuen Verordnung zur Ablagerung von Abfällen (Abf Abl V) herausgegeben. Dieser Entwurf berücksichtigt zur Beurteilung der Ablagerungsfähigkeit die Parameter  $AT_4$  und  $GB_{21}$ .

### **2.3. Parameter zur Kennzeichnung mechanisch-biologisch behandelter Abfälle**

#### 2.3.1. Biochemische Parameter

##### Atmungsaktivität:

Die Atmungsaktivität ist ein Parameter zur Kennzeichnung der biochemischen Stabilität der Abfälle. Unter aeroben Bedingungen werden organische Substanzen durch Stoffwechselprozesse von Mikroorganismen umgesetzt. Bei den Stoffwechselprozessen verbrauchen die Mikroorganismen Sauerstoff, um die organischen Stoffe zu  $CO_2$  umzusetzen. Je höher der Anteil der organischen Substanzen ist, umso höher ist die mikrobiologische Aktivität und umso höher ist der Sauerstoffverbrauch.

Im Rahmen des BMBF-Verbundvorhabens „Mechanisch-biologische Behandlung von zu deponierenden Abfällen“ wurde von BROCKMANN et al. (1999) ein Methodenvorschlag

zur Bestimmung der Atmungsaktivität ( $AT_4$ ) erarbeitet, durch den zukünftig eine einheitliche Bestimmung des Sauerstoffverbrauches sichergestellt werden soll (vgl. Anhang A).

MÜLLER et. al. (1997) geben für unbehandelte Abfälle einen Wert von  $AT_4 = 100 \text{ mg O}_2/\text{g TS}$  an, für mechanisch-biologisch behandelte Abfälle nach einer Behandlungsdauer von 3 Monaten einen Wert  $AT_4 < 5 \text{ mg O}_2 / \text{g TS}$ .

#### Gasbildung:

Die Gasbildungsrate ist ebenfalls ein Parameter zur Kennzeichnung der biochemischen Stabilität. Unter anaeroben Bedingungen wird durch mikrobiologische Umsetzungsprozesse die vorhandene organische Masse zu  $\text{CH}_4$  und  $\text{CO}_2$  umgesetzt. Das Volumen der gebildeten Gase kann zur Beurteilung der biochemischen Stabilität genutzt werden.

Im Rahmen des Verbundvorhabens „Mechanisch-biologische Behandlung von zu deponierenden Abfällen“ wurde von BROCKMANN et al. (1999) für die Gasbildungsrate in 21 Tagen eine Versuchsvorschrift erarbeitet. Unbehandelte Abfälle produzieren nach MÜLLER et al. (1997) ca.  $180 \text{ l Gas/kg TS}$ . Für mechanisch-biologisch behandelte Abfälle wird ein Wert  $GB_{21} < 20 \text{ l Gas/kg TS}$  als Grenzwert für eine biologische Stabilität angesehen.

#### TOC:

Die Bestimmung des TOC wird sowohl im Feststoff als auch im Eluat durchgeführt und dient zur Beurteilung der in den Abfällen vorhandenen organischen Masse.

Die Herstellung der Eluate erfolgt gemäß DIN 38414 S4. Die im Anhang A der TA-Siedlungsabfall unter 2.4 genannten Ergänzungen bzw. Abweichungen sind dabei zu beachten.

Durch den genormten Versuchsablauf ist ein Vergleich der analysierten Parameter von Eluaten verschiedener Abfälle möglich. Ein Rückschluß auf das zu erwartende Emissionspotential im Sickerwasser ist durch diesen Test nicht möglich.

Im Anhang B der TASI sind unter Nr. 2 und 3 die Grenzwerte für den TOC dargestellt. Diese Grenzwerte müssen eingehalten werden, damit die Anforderungen der TASI erfüllt werden.

### 2.3.2. Bodenphysikalische Parameter

#### Porenraum:

Beim hochverdichteten Einbau von Abfällen in die Deponie bildet sich ein System aus Feststoff und dazwischenliegenden Poren aus. In Abhängigkeit von der Einbaudichte wird sich ein bestimmtes Porenvolumen einstellen. Dieses Porenvolumen ist in Abhängigkeit vom Wassersättigungsgrad des Abfalls mit Luft oder Wasser gefüllt. Eine Probe gilt als wassergesättigt, wenn sämtliche Poren mit Wasser gefüllt sind. Je größer der Anteil der Poren ist, umso größer ist das Wasservolumen, das bis zur Wassersättigung aufgenommen werden kann.

Für die Beschreibung des Transportes von Wasser in Poren ist die Kenntnis des Luftporenanteils sehr wichtig, da für den ungesättigten und den gesättigten Transport verschiedene Randbedingungen gelten. Viele Modelle zur Beschreibung des Wassertransportes gelten nur für den wassergesättigten Bereich.

In einer Deponie muß der vorhandene Porenraum zum Transport des Wassers und der gebildeten Gase genutzt werden. Deshalb ist eine möglichst genaue Kenntnis des vorhandenen Gesamtporenvolumens und des Sättigungsgrades für eine Beschreibung des Wasser- und Gastransportes notwendig.

#### Wasserhaltefähigkeit:

Unter Wasserhaltefähigkeit versteht man nach DIN 19683 die Spannung, mit der das Wasser im Boden festgehalten wird. Gemessen wird das Wasservolumen, das im Boden bei einem bestimmten Druck noch zurückgehalten wird.

Die Kenntnis über die Größe der Wasserhaltefähigkeit ermöglicht eine Beurteilung der notwendigen Kräfte beim Transport von Wasser in ungesättigten Medien, wie z.B. hochverdichtet eingebauten mechanisch-biologisch behandelten Abfällen. In Abhängigkeit von dem Wassergehalt der Abfälle wird die Transportgeschwindigkeit des Wassers durch die Wasserhaltefähigkeit beeinflusst. Für die Wasserhaltefähigkeit wird vielfach auch der Begriff Saugspannung verwendet.

#### Infiltration des Wassers in den Boden:

Als Infiltration wird nach DIN 4049 Teil 1 der Zutritt von Wasser in die Erdrinde verstanden. Dabei ist als Infiltrationssumme [m<sup>3</sup>] das Volumen des zugeführten Wassers

definiert, das auf einer bestimmten Fläche infiltriert ist. Die Infiltrationshöhe [mm] ist der Quotient aus der Infiltrationssumme und der Horizontalprojektion der betrachteten Fläche. Die Infiltrationsrate [mm/s] wird als Quotient aus der Infiltrationshöhe und der betrachteten Zeit definiert.

Gesättigte hydraulische Leitfähigkeit:

Die Filtergeschwindigkeit wird üblicherweise durch das Gesetz von DARCY beschrieben (vgl. Gl. 1).

$$v = k_f \cdot \frac{\Delta h}{l} \quad \text{Gl. 1}$$

Darin bedeutet  $k_f$  die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit. Diese Größe enthält Eigenschaften des durchströmten Mediums, die unabhängig von der durchstömenden Flüssigkeit sind und Eigenschaften der durchströmenden Flüssigkeit.

Der Zusammenhang ist in Gl. 1a dargestellt (BUSCH/LUCKNER, 1972).

$$k_f = K \cdot \frac{g \cdot \rho}{\eta} \quad \text{Gl. 1a}$$

mit

$k_f$	= gesättigte hydraulische Leitfähigkeit	[m/s]
$K$	= Permeabilität	[m <sup>2</sup> ]
$g$	= Erdbeschleunigung	[m/s <sup>2</sup> ]
$\rho$	= Dichte des Fließmediums	[t/m <sup>3</sup> ]
$\eta$	= dynamische Viskosität	[Pa·s]

Die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit kann nach DIN 19683-9 im Labor bestimmt werden. Die DIN erlaubt in Abhängigkeit von der Bodenart mehrere Verfahren der Bestimmung. Es wird dabei zwischen Verfahren mit konstanter oder veränderlicher Druckhöhe unterschieden. Für Proben mit geringer hydraulischer Leitfähigkeit kann das Verfahren mit fallender Druckhöhe eingesetzt werden.

Da bei mechanisch–biologisch behandelten Abfällen nach einem hochverdichteten Einbau mit geringem Porenvolumen und damit auch mit einer geringen hydraulischen Leitfähigkeit gerechnet werden kann, ist hierfür das Verfahren mit veränderlicher Druckhöhe geeignet.

Bei der Verwendung der Meßergebnisse für mechanisch-biologisch behandelte Abfälle muß beachtet werden, daß sich die Parameter Temperatur und Dichte des strömenden Mediums in abgelagerten Abfällen stark von den Verhältnissen im Labor unterscheiden können und sie deshalb im Versuch entsprechend berücksichtigt werden müssen.

Ebenfalls muß beachtet werden, daß die im Versuch ermittelten hydraulischen Leitfähigkeiten für wassergesättigte Böden gelten. Die hydraulische Leitfähigkeit für teilgesättigte Böden ist geringer als die hydraulische Leitfähigkeit für gesättigte Böden, da bei teilgesättigten Proben ein Teil der Poren mit Luft gefüllt ist und diese Poren den durchflußwirksamen Querschnitt und somit die Durchlässigkeit für Wasser verringern.

In der Natur sind selten gesättigte Verhältnisse vorhanden. Deshalb wäre es sinnvoll, die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit zu benutzen. Dies ist bisher nicht üblich und die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit ist in Laborversuchen schwer zu ermitteln. Deshalb wird der Wert für die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit verwendet.

### 3. GRUNDLAGEN DES ABFLUSS- UND EROSIONSVERHALTENS VON WASSER

#### 3.1. Abflußverhalten des Wassers

##### 3.1.1. Wasserbewegung im Boden

Die Beschreibung der Bewegung des Wassers im Boden erfolgt mit Hilfe des Potentialkonzeptes.

Unter einem Potential wird die Arbeit verstanden, die notwendig ist, um ein Einheitsvolumen Wasser in einem Kraftfeld von einem Punkt zu einem Bezugspunkt zu transportieren (SCHEFFER/SCHACHTSCHNABEL, 1982). Dabei bewegt sich das Wasser immer von Orten höheren Potentials zu Orten niedrigeren Potentials (SIEGERT, 1978).

Das Gesamtpotential  $\psi$  für die Bewegung von Wasser im Boden setzt sich nach Gleichung 2 aus den Teilpotentialen Gravitationspotential  $\psi_z$ , Matrixpotential  $\psi_m$ , osmotisches Potential  $\psi_{os}$ , Gaspotential  $\psi_g$  und dem piezometrischen Potential  $\psi_h$  zusammen (NAMUTH, 1986; SIEGERT, 1978). Bei der Betrachtung der Potentiale für die Wasserbewegung im Boden können sie mit der Einheit [m] verwendet werden.

$$\Psi = \Psi_z + \Psi_m + \Psi_{os} + \Psi_g + \Psi_h \quad \text{Gl. 2}$$

##### Gravitationspotential $\psi_z$

Das Bodenwasser unterliegt dem Gravitationsfeld der Erde. Deshalb entspricht das Gravitationspotential der Arbeit, die notwendig ist, um ein Einheitsvolumen Wasser von einem Bezugsniveau auf eine andere vorgegebene Höhe zu heben.

##### Matrixpotential $\psi_m$

Die Adhäsion der Wassermoleküle an die Oberfläche der Feststoffe und die Kohäsion der Wassermoleküle untereinander bewirken Kräfte, die das Matrixpotential bestimmen.

Das Matrixpotential kann durch die Bestimmung der Wasserhaltefähigkeit ermittelt werden, da es der Arbeit entspricht, die aufgewendet werden muß, um dem Boden ein Einheitsvolumen Wasser zu entziehen. Diese Arbeit ist vom Wassergehalt des Bodens abhängig und wird betragsmäßig größer, je trockener der Boden ist.

Osmotisches Potential  $\psi_{os}$

Im Wasser sind in der Regel immer Stoffe gelöst. Das osmotische Potential gibt die Arbeit an, die notwendig ist, um ein Einheitsvolumen Wasser durch eine semipermeable Membran aus der Lösung zu entziehen. Die Größe des osmotischen Potentials ist im wesentlichen von der Art und der Konzentration der gelösten Stoffe abhängig.

Gaspotential  $\psi_g$

Das Gaspotential entsteht durch unterschiedliche Gasdrücke im Boden. Es beschreibt die Druckdifferenz zum gewählten Bezugsniveau.

Piezometrisches Potential  $\psi_h$

Liegt der betrachtete Punkt unterhalb eines Wasserspiegels, bildet der hydrostatische Druck das piezometrische Potential.

Für die Bestimmung der Wasserbewegung im Boden sind nach SIEGERT (1978) und NAMUTH (1986) nur das Gravitationspotential und das Matrixpotential von Bedeutung. Diese beiden Potentiale werden zum hydraulischen Potential  $\psi_{hy} = \psi_z + \psi_m$  zusammengefaßt.

Zur Beschreibung der Wasserbewegung im ungesättigten Boden kann die Kontinuitätsgleichung (Gl. 3) angewendet werden (SIEGERT, 1978). Sie lautet für den dreidimensionalen Strömungsvorgang:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \frac{\partial \Theta}{\partial t}$$

Gl. 3

mit

- $v_x$  = Strömungsgeschwindigkeit in x-Richtung [m/s]
- $v_y$  = Strömungsgeschwindigkeit in y-Richtung [m/s]
- $v_z$  = Strömungsgeschwindigkeit in z-Richtung [m/s]
- $\Theta$  = Wassergehalt [m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>]
- $t$  = Zeit [s]

Für die Beschreibung der Wasserbewegung im Boden hat sich in der Praxis die Gl. 4 bewährt, die unter der Annahme homogener und isotroper Haufwerke, in denen die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit in allen drei Richtungen gleich groß ist, aus Gl. 3 unter Anwendung der Gleichung von DARCY abgeleitet werden kann.

$$\frac{\partial \left( k_u \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial x} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left( k_u \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial y} \right)}{\partial y} + \frac{\partial \left( k_u \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial z} \right)}{\partial z} = \frac{\partial \Theta}{\partial t} \quad \text{Gl. 4}$$

Die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit ergibt sich dabei in Abhängigkeit von dem vorhandenen Wassergehalt im Boden.

### 3.1.2. Wasserbewegung in mechanisch-biologisch behandelten Abfällen

Für die Beschreibung der Wasserbewegung in mechanisch-biologisch behandelten Abfällen gelten die selben theoretischen Ansätze wie im Boden.

Eine Anwendung der Gl. 4 wird allerdings aufgrund der inhomogenen Verhältnisse der Abfälle sehr fragwürdig. Durch die Inhomogenität wird das Gesamtpotential beeinflusst. Große, flächige und wasserundurchlässige Abfallbestandteile können den Transport des Wassers beeinflussen. Dadurch kann in Teilbereichen auch auf räumlich sehr kurzen Entfernungen die Wirkung von Potentialen verändert oder vollkommen aufgehoben werden. Im Unterschied zum Boden muß bei mechanisch-biologisch behandelten Abfällen ebenfalls das Gaspotential  $\psi_g$  beachtet werden (Gl. 2). In Abhängigkeit von der Behandlungsdauer kann bei mechanisch-biologisch behandelten Abfällen eine Restgasproduktion erfolgen. Durch die gebildeten Gase kann Druck in den abgelagerten Abfällen entstehen, der bei einer Berechnung des Gesamtpotentials berücksichtigt werden muß.

### 3.1.3. Oberflächenabfluß auf Böden

Oberflächlich kann von einem Boden nur der Teil des Niederschlages abfließen, der nicht durch die Infiltration in den Boden einsickert oder von der Oberfläche verdunstet.

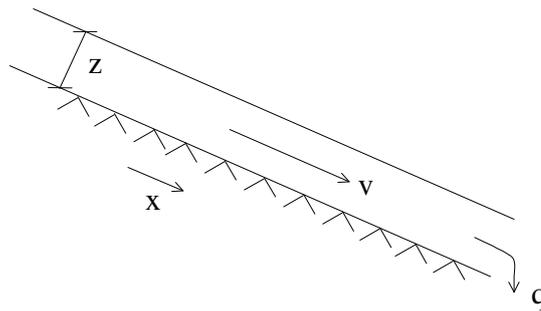
Zur allgemeinen mathematischen Beschreibung des Oberflächenabflusses von Böden werden von verschiedenen Autoren die SAINT-VERNANT'schen Gleichungen (Gl. 5 und Gl. 6) bei instationären Bedingungen verwendet (SIEGERT, 1978; BRONSTERT, 1994; GERLINGER, 1997). Dabei basiert die Gl. 5 auf der Kontinuitätsbedingung und die Gl. 6 auf der Energiebilanz.

$$z \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + v \cdot \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial t} = q \quad \text{Gl. 5}$$

$$\underbrace{\frac{\partial v}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial x}}_{\text{lokale Beschleunigung}} + g \cdot \frac{\partial z}{\partial x} = (I_0 - I_R) - \frac{v}{z} \cdot q_v \quad \text{Gl. 6}$$

Druck-  
term

mit



$z =$	Wassertiefe	[m]
$v =$	Fließgeschwindigkeit	[m/s]
$q =$	Oberflächenabfluß	[m/s]
$q_v =$	Seitliche Verluste	[m/s]
$I_0 =$	Sohlgefälle	[-]
$I_R =$	Reibungsgefälle	[-]

Die Lösung der SAINT-VERNANT'schen Gleichung ist analytisch nicht möglich und kann nur auf numerischem Weg erfolgen (SIEGERT, 1978).

Für viele praktische Anwendungsfälle zur Berechnung des Oberflächenabflusses auf Hängen können dabei nach SIEGERT (1978) und BRONSTERT (1994) die lokalen Beschleunigungen in Gl. 6 vernachlässigt werden.

Unter diesen Annahmen vereinfacht sich Gl. 6 zu Gl. 6a.

$$g \cdot \frac{\partial z}{\partial x} = (I_0 - I_R) - \frac{v}{z} \cdot q \quad \text{Gl. 6a}$$

Wenn weiterhin davon ausgegangen wird, daß die seitlichen Verluste vernachlässigt werden können und die Gravitation die entscheidende Kraft ist, die die anderen Kräfte um ca. zwei Größenordnungen übertrifft, vereinfacht sich die Gl. 6a zu Gl. 7.

$$I_0 = I_R \quad \text{Gl. 7}$$

Nach BRONSTERT (1994) liefert dieser Ansatz genügend genaue Ergebnisse für die Abflußberechnung auf Hängen, solange die Gravitation die dominierende Antriebskraft der Strömung ist.

Die Berechnung der Fließgeschwindigkeit kann mit Hilfe der MANNING-STRICKLER-Formel durchgeführt werden (SIEGERT, 1978; BRONSTERT, 1994), die von SIEGERT (1978) für Böden modifiziert worden ist. Da genügend Erfahrungswerte für die Oberflächenrauigkeit  $k_{st}$  verschiedener Oberflächen zur Verfügung stehen, kann mit Gl. 5 und Gl. 8 der Abfluß von Hängen berechnet werden.

$$v^2 = I_0 \cdot k_{st}^2 \cdot z^{4/3} \quad \text{Gl. 8}$$

mit

$z =$	Wassertiefe	[m]
$v =$	Fließgeschwindigkeit	[m/s]
$I_0 =$	Sohlgefälle	[-]

Der dargestellte, häufig verwendete Ansatz liefert nach BRONSTERT (1994) für die Abflußberechnung auf Böden hinreichend genaue Ergebnisse, obwohl sehr starke Vereinfachungen wie z.B. eine gleichmäßig verteilte Fließtiefe, keine lokalen Beschleunigungen sowie die Vernachlässigung von Zu- und Abläufen angenommen werden. Des weiteren ist insbesondere die Anwendung der MANNING-STRICKLER-Gleichung nur für den Bereich der turbulenten Strömung zulässig, was bei der Berechnung des Abflußverhaltens von Böden nach SIEGERT (1978) als erfüllt angesehen werden kann.

#### 3.1.4. Oberflächenabfluß auf mechanisch-biologisch behandelten Abfällen

Theoretisch gelten für die Berechnung des Abflußverhaltens auf mechanisch-biologisch behandelten Abfällen die SAINT-VERNANT'schen Gleichungen.

Durch den Einbau der Abfälle mit einem Kompaktor sind aber Unebenheiten und Abdrücke der Stampffüße des Kompaktorrades in der Oberfläche der Abfälle vorhanden, die eine lokale Beschleunigung (Gl. 6) des Wassers bewirken können. Weiterhin kann durch einen Rückhalt von Wasser, der z.B. durch große Abfallbestandteile verursacht sein kann, ein Aufstau des Wassers möglich sein und damit ein Wasserdruck aufgebaut werden (Gl. 6).

Die für die Berechnung des Oberflächenabflusses auf Böden getroffenen Vereinfachungen können daher nicht auf das Abflußverhalten von mechanisch-biologisch behandelten Abfällen übertragen werden.

Die Gültigkeit der MANNING-STRICKLER-Gleichung für das Abflußverhalten von mechanisch-biologisch behandelten Abfällen ist nur gegeben, wenn sich turbulente Strömungsverhältnisse einstellen. Eine Übertragung der für Böden empirisch ermittelten  $k_{st}$ -Werte ist zu überprüfen.

### 3.2. Prozesse der Abtragsbildung

#### 3.2.1. Allgemeine Überlegungen

Die verschiedenen Formen der Erosion werden durch unterschiedliche Prozesse ausgelöst. Dabei ist die Art des Abflusses ein wesentlicher Einflußfaktor. Man kann theoretisch folgende Arten der Erosion durch Wasser auf Böden unterscheiden:

- Interrillenerosion
- Rillenerosion
- Grabenerosion
- Gerinneerosion

Es ist schwierig, die Einzelprozesse der Erosion zu differenzieren (vgl. Kap. 3.4.). Zum besseren Verständnis werden im folgenden die einzelnen Erosionsformen näher beschrieben. Graben- und Gerinneerosion spielen im Bereich der Ablagerung mechanisch-biologisch behandelte Abfälle eine untergeordnete Rolle und werden deshalb nicht weiter betrachtet.

### 3.2.2. Interrillenerosion bei Böden

Die Interrillenerosion ist die Loslösung der Bodenpartikel aus der Oberfläche des Bodens und der kleinräumige Abtrag. Die Loslösung und der Abtrag werden dabei nach MOLINA (1995) fast vollständig durch das Auftreffen der Regentropfen hervorgerufen. Weitere Lösungsprozesse wie z.B. die Gassprengung oder die chemische Lösung spielen nur eine untergeordnete Rolle.

Die Loslösung und der Transport werden dabei durch den Impuls beim Auftreffen des Regentropfens hervorgerufen. Dabei sind die kinetische Energie des Regentropfens sowie die Festigkeit des Bodenpartikels die wesentlichen Einflußgrößen.

Das abfließende Wasser wird als Interrillenabfluß bezeichnet, der sich als Schichtströmung ausbildet. Diese Strömung ist ihrerseits in der Lage, abgelöste Partikel zu Rillen zu transportieren.

Von verschiedenen Autoren sind Modelle zur Beschreibung der Interrillenerosion entwickelt worden. Einige davon versuchen, den Loslösungsprozeß als Potenzfunktion der Niederschlagsintensität zu beschreiben (FOSTER et al., 1975), was als rein empirische Abtragsbeziehung bezeichnet werden muß.

Andere Ansätze stellen einen Zusammenhang zwischen der Loslösungsrate und der kinetischen Energie des Niederschlages her (POESEN, 1985; RIEZEBOS et al., 1985; SHARMA et al., 1991). Alle diese Ansätze sind auf empirische Parameter angewiesen, die die Festigkeit der Bodenpartikel berücksichtigen.

MORGAN et al. (1992) haben in das Erosionsmodell EUROSEM folgende Gleichung zur Ermittlung des Bodenabtrages infolge der mechanischen Wirkung des Tropfenaufpralls integriert:

$$E_{it} = K_e \cdot KE^{1,0} \cdot e^{-d \cdot h} \quad \text{Gl. 9}$$

mit	$E_{it}$	=	Bodenabtrag durch Tropfenaufprall	[g/m <sup>2</sup> ]
	$K_e$	=	empirischer Bodenerodierbarkeitsfaktor	[g/J]
	$KE$	=	Kinetische Energie des Niederschlages	[J/m <sup>2</sup> ]
	$d$	=	empirischer Dämpfungskoeffizient	[1/m]
	$h$	=	Fließtiefe des Abflusses	[m]

Die kinetische Energie des Regentropfens kann durch die folgende Beziehung berechnet werden ( SCHWERTMANN et al., 1987 ):

für	$I_i < 0,05$	$KE = 0$
	$0,05 < I_i < 76,2$	$KE = (11,89 + 8,73 \log I_i) \cdot N_i \cdot 10^{-3}$
	$I_i > 76,2$	$KE = 28,33 \cdot N_i \cdot 10^{-3}$

Gl. 10

mit	$I_i$	=	Niederschlagsintensität		[mm/h]
	$KE$	=	kinetische Energie		[kJ/m <sup>2</sup> ]
	$N_i$	=	Niederschlagshöhe		[mm]
	$i$	=	Anzahl der Teilabschnitte		[-]

Bei der Modellierung der Interrillenerosion muß die durch den Tropfenaufrall losgelöste Sedimentmasse und der die Rillen erreichende Anteil quantifiziert werden.

Obwohl die Wirkungsweisen von Tropfenaufrall und Interrillenabfluß identifizierbar sind, werden sie nach MOLINA (1995) in der Regel bei der Erosionsmodellierung nicht unabhängig voneinander betrachtet. Die Wechselwirkungen zwischen beiden erosionsauslösenden Faktoren sind schwer zu quantifizieren. Einerseits beeinflusst die Fließhöhe des Interrillenabflusses die Ablösungsrate, andererseits wird durch einen höheren Niederschlag die Transportleistung des Interrillenabflusses erhöht.

Ein Ansatz zur Berechnung der Interrillenerosionsrate ist die nicht dimensionstreue Formel von SCHRAMM (1994):

$$E_i = \frac{q_{si}}{x_i} = \frac{E_{itr}}{1 + \frac{v_s}{N_{eff}}} \quad \text{Gl. 11}$$

mit	$E_i$ :	Interrillenerosionsrate	[kg/m <sup>2</sup> · s]
	$E_{itr}$ :	Tropfenerosionsrate	[kg/m <sup>2</sup> · s]
	$x_i$ :	Fließlänge des Interrillenabflusses	[m]
	$v_s$ :	Sinkgeschwindigkeit der Partikel	[m/s]
	$N_{eff}$ :	effektiver Niederschlag	[m/s]
	$q_{si}$ :	Sedimentfracht infolge Tropfenaufrall	[kg/m · s]

3.2.3. Interrillenerosion bei mechanisch-biologisch behandelten Abfällen

Bei Abfällen handelt es sich auch nach einer mechanisch-biologischen Behandlung um wesentlich inhomogeneres Material als bei Böden. Sowohl die Stückgrößenverteilung als auch die Stückformen des Abfalls unterscheiden sich sehr. In Abb. 2 ist eine Sieblinie der für die in Kap. 6 beschriebenen Versuche verwendeten Abfälle dargestellt.

Es wurde für die ungesiebten Abfälle eine max. Stückgröße von 500 mm festgestellt. Derartig große Stückgrößen sind bei Böden nur vorhanden, wenn extrem große Steine in den Bodenproben vorhanden sind. Diese großen Abfallbestandteile beeinflussen sowohl die Interrillenerosion als auch die Rillenerosion. Im Interrillbereich können die direkt auf große Bestandteile treffenden Regentropfen keine Zerstörung und Verlagerung bewirken, weil diese Bestandteile in den meisten Fällen z.B. aus Kunststoffen, Holz, Glas bestehen, die durch Wassertropfen nicht zerstört werden können. Der Niederschlag fließt also ähnlich wie auf versiegelten Flächen ab. Am Rand dieser Abfallstücke fließt das Wasser auf die Oberfläche zurück und kann dabei kleine Auskolkungen erzeugen. Derartige Auskolkungen können bei großflächigen Erosionen der Beginn einer Grabenerosion sein.

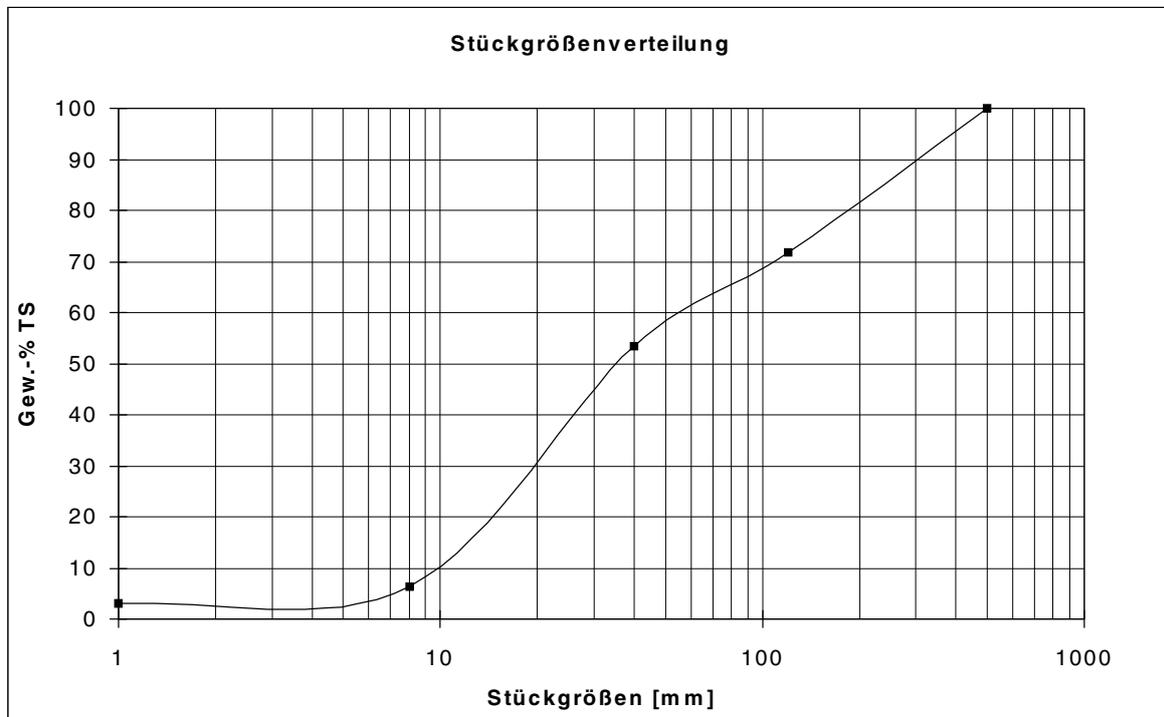


Abb. 2: Sieblinie der verwendeten Abfälle

Der Interrillenabfluß wird durch diese großen Bestandteile ebenfalls beeinflusst, da sie ein Hindernis darstellen und einen gleichmäßigen Schichtabfluß verhindern können. Durch die Behinderung werden die großen Stücke umströmt, wodurch auch eine Ausbildung von Rillen durch die Erhöhung der Fließgeschwindigkeit möglich ist. In diesen Rillen kann es zur Rillenerosion kommen.

Für eine Berechnung der Abtragsrate durch Interrillenerosion an der Oberfläche von hochverdichtet eingebauten mechanisch-biologisch behandelten Abfällen müßten aus den dargestellten Gründen noch intensive Forschungsarbeiten durchgeführt werden. Dabei müßten insbesondere die Festigkeitsparameter der Abfallbestandteile untersucht werden, um die Auswirkungen des Impulses des auftreffenden Regentropfens untersuchen zu können. Weiterhin müßten Untersuchungen zur Beurteilung der durch die großen Abfallbestandteile verursachten Schutzwirkung vor Erosion durch Tropfenaufschlag durchgeführt werden. Hierbei ist insbesondere die stochastische Verteilung dieser Stoffe an der Abfalloberfläche ein wesentlicher Faktor.

Die Wirkung des von diesen Bestandteilen abfließenden Wassers müßte ebenfalls eingehend untersucht werden. Dabei wäre zu klären, mit welcher Energie die Tropfen von der Oberfläche der großen Abfallbestandteile abtropfen und ob diese Energie ausreichend ist, Erosionsprozesse auszulösen. Ebenso wäre zu untersuchen, ob das von der Oberfläche dieser Abfallbestandteile ablaufende Wasser durch seine Fließgeschwindigkeit am Rand des großen Abfallbestandteils einen Erosionsprozeß auslösen kann.

Dies zeigt, daß die Verhältnisse an der Oberfläche von mechanisch-biologisch behandelten Abfällen noch komplizierter sind, als bei Böden. Da bisher nicht einmal für Böden ein physikalisch begründeter Ansatz gefunden werden konnte, werden die noch komplexeren Zustände an der Oberfläche mechanisch-biologisch behandelter Abfälle noch schwieriger in einem mathematischen Modell darzustellen sein (vgl. Kap. 3.4.).

#### 3.2.4. Rillenerosion bei Böden

Der Oberflächenabfluß außerhalb des Interrillenbereiches wird als Rillenabfluß definiert. Der durch diesen Abfluß verursachte Abtrag wird als Rillenerosion bezeichnet.

Zur Beschreibung der Rillenerosion können physikalisch basierte Ansätze herangezogen werden, die neben der Strömung die Schubspannung an der Oberfläche des Bodens berücksichtigen.

Eine mathematische Beschreibung der Rillenerosion ist von z.B. FOSTER (1982) oder SCHMIDT (1994) bearbeitet worden.

In dem von FOSTER (1982) entwickelten Modell wird zur Ermittlung der potentiellen Rillenerosionsrate eine mittlere Schubspannung bei Schichtabfluß, die sich in Abhängigkeit von der Hangneigung und dem spezifischen Abfluß ergibt, mit einem empirisch ermittelten Bodenerodierbarkeitsfaktor ins Verhältnis gesetzt (Gl. 12). Die Schubspannung entspricht nicht der üblichen Definition von Kraft pro Fläche:

$$E_{rp} = a (\tau - \tau_L)^b \quad \text{Gl. 12}$$

mit	$E_{rp}$	= potentielle Rillenerosionsrate	[kg/m <sup>2</sup> · s]
	$\tau$	= Schubspannung	[kg/m <sup>2</sup> · s]
	$\tau_L$	= kritische Schubspannung bei Bewegungsbeginn	[kg/m <sup>2</sup> · s]
	a,b	= empirische Konstanten	[-]

Das von SCHMIDT (1994) entwickelte Modell beinhaltet eine in Laborexperimenten ermittelte empirische Beziehung einer mittleren Sedimentfracht, die auf die Fließlänge bezogen ist.

In Gl. 13 ist die von SCHMIDT (1994) entwickelte Gleichung dargestellt.

$$E_{rp} = \frac{\Delta q_{sr}}{\Delta l} \quad \text{Gl. 13}$$

mit	$E_{rp}$	= potentielle Rillenerosionsrate	[kg/m <sup>2</sup> · s]
	$\Delta q_{sr}$	= mittlere Sedimentfracht bei Rillenabfluß	[kg/m · s]
	$\Delta l$	= Länge des Hangelementes	[m]

Die Sedimentfracht  $q_{sr}$  im Rillenabfluß ist durch eine aus Laborexperimenten ermittelte empirische Beziehung bestimmbar (Gl. 14).

$$q_{sr} = 1,75 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{m_q}{m_{qc}} - 1 \quad \text{Gl. 14}$$

mit  $m_q$  = Impulsstrom aus dem Oberflächenabfluß [N]  
 $m_{qc}$  = kritischer Impulsstrom [N]

Der kritische Impulsstrom ist ein bodenabhängiger Wert und muß nach MOLINA (1994) experimentell bestimmt werden. Die zur Ermittlung des Impulsstromes notwendige Fließgeschwindigkeit kann nach MOLINA (1994) mit dem Ansatz von MANNING-STRICKLER ermittelt werden.

### 3.2.5. Rillenerosion bei mechanisch-biologisch behandelten Abfällen

Für die Rillenerosion bei mechanisch-biologisch behandelten Abfällen gelten dieselben physikalischen Grundlagen wie bei Böden .

Durch die Strömung werden Sedimente mobilisiert und vom Wasser transportiert. Dabei sind die von der Strömung verursachten Kräfte sowie die haltenden Kräfte des Untergrundes für die Mobilisierung der Abfallbestandteile verantwortlich. Die durch die Strömung verursachten antreibenden Kräfte sind von der Strömungsgeschwindigkeit und damit auch von den Eigenschaften des Untergrundes, insbesondere der Reibung wie auch der Dichte abhängig. Die haltenden Kräfte sind materialabhängig. Die stochastische Verteilung der Abfallbestandteile sowie die Materialeigenschaften der einzelnen Abfallbestandteile sind dabei die entscheidenden Einflußgrößen.

Für die in Kap. 3.2.4 vorgestellten Ansätze zur Ermittlung der potentiellen Rillenerosionsrate müßte zu deren Anwendung im Falle des Modells von FOSTER (1992) die kritische Schubspannung  $\tau_L$  sowie die empirischen Koeffizienten a und b in Versuchen ermittelt werden. Die Bestimmung der Schubspannung  $\tau_L$  ist mit den aus der Bodenmechanik bekannten Prüfgeräten nicht möglich, da die Stückgröße der Abfälle die zulässige Stückgröße überschreitet.

Zur Anwendung des Modells von SCHMIDT (1994) müßte die Gültigkeit der empirischen Gleichung zur Ermittlung der mittleren Sedimentfracht geprüft sowie der kritische Impulsstrom in Versuchen ermittelt werden.

Für beide Modelle müßten ausführliche Versuche durchgeführt werden, um die verschiedenen Einflüsse sowohl der unterschiedlichen Materialeigenschaften als auch der stochastischen Verteilung der einzelnen Abfallinhaltsstoffe zu ermitteln.

#### 3.2.6. Bildung von Oberflächenverschlammung

In die Porenräume des Bodens können das vorhandene oder das durch Aggregatzerfall gebildete Feinmaterial durch verschiedene Prozesse transportiert werden. Diese Prozesse können z.B. die Interrillenerosion oder die Ablagerung von Sedimenten in den Porenräumen sein. Dadurch wird die Lagerungsdichte des Bodens erhöht, der Porenraum reduziert und damit die hydraulische Leitfähigkeit des Bodens herabgesetzt (FOHRER, 1995). Eine detaillierte Untersuchung der Verschlammung ist von ROTH (1992) durchgeführt worden. Er kommt zu dem Schluß, daß bei der Abfluß- und Abtragsbetrachtung bei Böden die Verschlammung entscheidend für die Auslösung des Oberflächenabflusses ist. Aufgrund des wesentlich geringeren Porenraumes in mechanisch-biologisch behandelten Abfällen als in Böden wird der Einfluß der Verschlammung zumindest bei abgeseibten Abfällen geringer sein, da die Oberfläche dieser Abfälle nach dem Einbau bereits der eines verschlammten Bodens sehr ähnlich ist.

### **3.3. Modelle zur Berechnung des Oberflächenabflusses und des Abtrages bei Böden**

Für die Bestimmung der Größe des Transportes von abgelöstem Material müssen theoretisch die Abtragsprozesse im Interrillbereich und im Rillbereich getrennt voneinander untersucht werden. Bisher ist es im Bereich der Bodenforschung nicht gelungen, diese Prozesse für Böden in Versuchen getrennt zu erfassen und die Erosionswirkung zu ermitteln, um daraus ein mathematisches Modell zu entwickeln (GERLINGER, 1997). Die Komplexität von natürlichem Geschehen in Abhängigkeit von Raum und Zeit verursacht ständig verschiedene Abflußzustände, die mathematisch bisher nicht in Modellen beschrieben werden konnten, obwohl durch Laborversuche Kenntnisse über einzelne, die Erosion beeinflussende Faktoren vorhanden sind (z.B. FOHRER, 1995; ROTH, 1992). Bisher ist es trotz vielfacher Untersuchungen noch nicht einmal gelungen, die Bildung einer Rille modellhaft zu beschreiben (GERLINGER, 1997). Wesentliche einflußnehmende Parameter sind dabei sowohl die Bodeneigenschaften, wie z.B. die Festigkeit oder der Korndurchmesser des Bodens, als auch die Eigenschaften des Abflusses, wie z.B. die

Abflußhöhe oder die Fließgeschwindigkeit, ohne daß der jeweilige Einfluß auf die Rillenbildung bisher quantifiziert werden konnte (GERLINGER, 1997).

Beschreibungen und Vorhersagen des Erosionsverhaltens von Böden werden daher bisher nur mit stark vereinfachten Annahmen und basierend auf Geländeversuchen gemacht.

#### **3.4. Übertragbarkeit auf mechanisch-biologisch behandelte Abfälle**

Aus den in den Kapiteln 3.1 bis 3.3 dargestellten Ergebnissen der Literaturuntersuchungen läßt sich ableiten, daß in dem Bereich der Forschung der Erosions- und Abflußbildung bei Böden bisher verschiedene Modelle entwickelt wurden, die für eine Vorhersage des Abfluß- und Abtragsverhaltens von Wasser auf Böden angewendet werden, z.B. AUERSWALD (1990), SCHRAMM (1994), BRONSTERT (1994), MOLINA (1995).

Diese Modelle beruhen größtenteils auf empirischen Beobachtungen von Labor- oder Feldversuchen. Die einzelnen Prozesse der Erosionsbildung können beschrieben, aber bisher aufgrund ihrer komplexen Zusammenhänge nicht in einem mathematischen Modell simuliert werden.

Neben diesen für den Bodenbereich geltenden Schwierigkeiten und Einschränkungen kommen für den Bereich der Abfluß- und Abtragsbildung für mechanisch-biologisch behandelte Abfälle noch weitere Probleme hinzu, die durch die Inhomogenität der Abfälle verursacht werden. Die in Abb. 2 dargestellte Stückgrößenverteilung zeigt, daß auch nach einer mechanisch-biologischen Behandlung der Abfälle noch Stückgrößen bis zu 500 mm in den Abfällen vorhanden sein können.

Weil es sich bei diesen großen Bestandteilen auch um wasserundurchlässige Stoffe handeln kann (z.B. Kunststoffbehälter, Gläser) ist eine Speicherung von Wasser in Hohlräumen denkbar. Die Stückform der Abfallbestandteile kann auch flächig sein. Dies kann zu einer Abdichtung von Teilbereichen der Oberfläche führen, wenn die Lage des Abfallstückes parallel zur Oberflächenneigung ist. Wenn das Abfallstück zufällig in einem Winkel zur Oberflächenneigung eingebaut wurde, ist es sehr wahrscheinlich, daß das Wasser an oder auf diesem Abfallstück unter die Abfalloberfläche fließen kann.

Werden die Abfälle, wie z.Zt. noch allgemein auf Deponien üblich, mit einem Kompaktor in die Deponie eingebaut, sind die entstehenden Oberflächen nicht gleichmäßig und für eine mathematische Beschreibung ungeeignet. Dies wird durch die stochastische Verteilung der verschiedensten Abfallbestandteile, aber auch durch die Stampffüße des Einbaugerätes

verursacht. Auf dem Foto 1 ist die Oberfläche ungesiebter mechanisch-biologisch behandelter Abfälle nach einem hochverdichteten Einbau in die Deponie abgebildet.



Foto 1: Abfalloberfläche ungesiebter mechanisch-biologisch behandelter Abfälle nach dem hochverdichteten Einbau mit dem Kompaktor

Aus den dargestellten Sachverhalten läßt sich ableiten, daß eine Übertragung der Kenntnisse aus dem Bereich der Abfluß- und Erosionsforschung für Böden auf die Verhältnisse bei mechanisch-biologisch behandelten Abfällen sehr aufwendig bzw. gar nicht möglich ist. Deshalb sollen im Rahmen dieser Arbeit Versuche durchgeführt werden, um erstmalig Erkenntnisse zum Abfluß- und Abtragsverhalten an der Oberfläche mechanisch-biologisch behandelter Abfälle zu erhalten. Damit sollen Deponiebetreibern für die Praxis Daten zur Verfügung gestellt werden, die zukünftig für den Deponiebau und -betrieb unabdingbar sind. Die Ergebnisse der Versuche sollen weiterhin eine spätere Entscheidung über die Notwendigkeit detaillierter wissenschaftlicher Untersuchungen zu diesem Thema ermöglichen.

## **4. EINBAUTECHNIK MECHANISCH-BIOLOGISCH BEHANDELTER ABFÄLLE**

### **4.1. Stand der Technik beim Einbau von Abfällen in Deponien**

Der Stand der Technik beim Einbau von Abfällen in Deponien hat sich in Deutschland seit den sechziger Jahren stark verändert. Die immer höheren Anforderungen an das Bauwerk Deponie zur Vermeidung von Emissionen führten zu hohen Kosten bezogen auf das Deponievolumen. Das zwang zu Überlegungen zur Steigerung der Einbaudichte der Abfälle, um das benötigte Deponievolumen möglichst effektiv zu nutzen und somit die Kosten pro Tonne angelieferten Abfall zu minimieren.

In den sechziger Jahren war der sogenannte Kippkantenbetrieb die übliche Einbautechnik. Dabei wurden die Abfälle in ca. 2 m mächtigen Schichten abgekippt. Danach wurden sie mit Fahrzeugen überfahren und anschließend mit Boden abgedeckt.

Durch diese Art des Abfalleinbaues in die Deponie wird nur eine sehr geringe Einbaudichte der Abfälle erreicht. Eine Steigerung der Einbaudichte beim Einbau der Abfälle in die Deponie kann durch eine Überfahung der Abfälle mit schweren Fahrzeugen erreicht werden. In umfangreichen Untersuchungen hat SPILLMANN (1989) den Einfluß der Auflast, der Art des Rades des Verdichtungsfahrzeuges, der eingebauten Schichtdicke der Abfälle und der Anzahl der Überfahrten ermittelt. Die größte Steigerung der Einbaudichte wird durch einen dünn-schichtigen Einbau der Abfälle in maximal 30 cm dicken Schichten und Überfahung mit einem Kompaktor erreicht. In Abb. 3 ist eine Skizze vom Ablauf dieser Einbautechnik dargestellt.

In großtechnischen Versuchen hat SPILLMANN (1989) bei dünn-schichtigem Einbau Einbautrockendichten von 0,60 t/m<sup>3</sup> erreicht. Ähnliche Ergebnisse (vgl. Tab. 1) wurden bei Messungen auf sorgfältig verdichteten Deponien ermittelt (WIEMER 1982).

Bei Bohrungen in Deponien wurde von WIEMER (1982) festgestellt, daß ab 30 m Tiefe in der Deponie die Dichte nicht mehr wesentlich zunimmt. Er gibt für die Enddichte von Deponien in großer Tiefe die in Tab. 1 dargestellten Werte in Abhängigkeit von der Einbautechnik der Abfälle an.

Durch diese Ergebnisse wird dokumentiert, daß durch eine geeignete Einbautechnik der Abfälle die größte bleibende Steigerung der Dichte erreicht wird. Die durch den Einbau erreichte höhere Dichte kann später nicht durch auflastbedingte Steigerung der Dichte kompensiert werden (SPILLMANN, 1989).

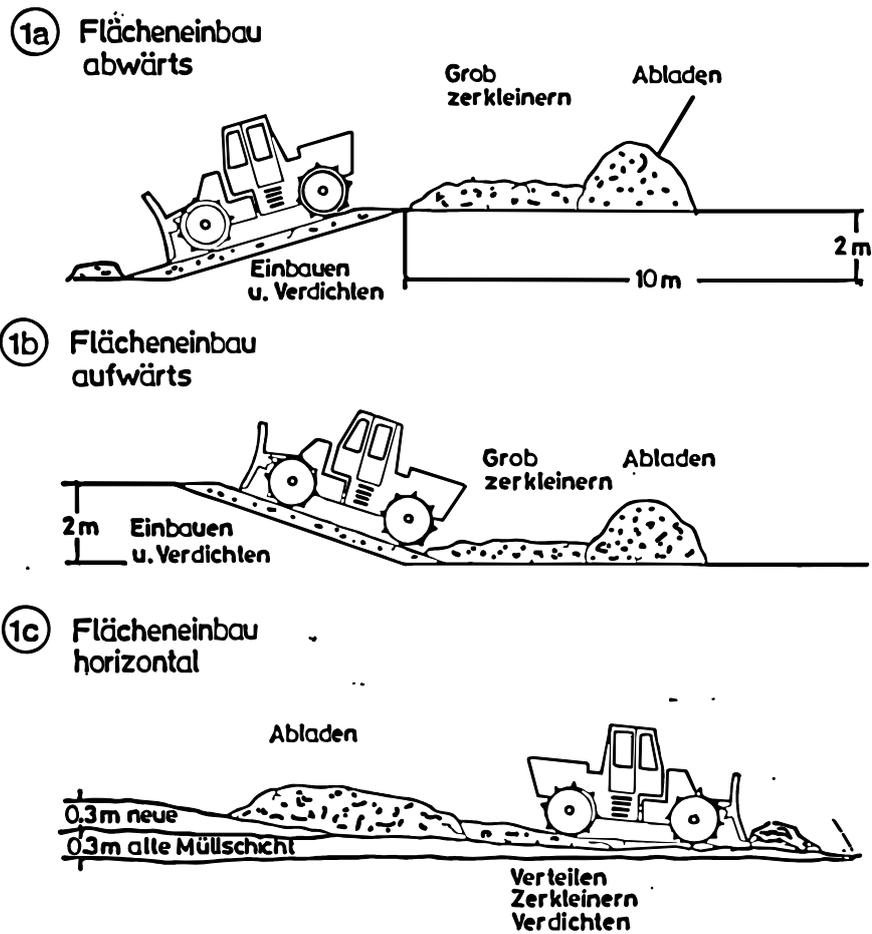


Abb. 3: Darstellung des dünn-schichtigen Abfalleinbaues in Deponien (COLLINS, 1996)

Tab. 1: Vergleich von Einbaudichten und Enddichten in großer Tiefe auf Deponien in Abhängigkeit von der Einbautechnik (WIEMER, 1982)

Einbautechnik	Einbaudichte [ $t/m^3$ ] bezogen auf die		Enddichte [ $t/m^3$ ] bezogen auf die	
	Feucht- masse	Trocken- masse	Feucht- masse	Trocken- masse
Kippkantenbetrieb	0,60	0,45	0,85	0,51
Dünnschichteinbau	0,81	0,61	1,05	0,63
Extremer Dünnschichteinbau	-	-	1,20	0,72

## 4.2. Einbau mechanisch-biologisch behandelter Abfälle

In Untersuchungen von JOURDAN et al. (1982) konnte bei Einbauversuchen auf Sonderfeldern der Deponie Schwäbisch Hall nachgewiesen werden, daß durch eine mechanisch-biologische Behandlung der Abfälle (Rotte) mit anschließender dünnschichtiger Deponierung Einbautrockendichten von  $1,1 \text{ t/m}^3$  bezogen auf die angelieferte Abfallmasse (ca.  $1,55 \text{ t/m}^3$  bezogen auf die Feuchtmasse) erreicht werden können.

Am Leichtweiß-Institut wurde ein Meßverfahren entwickelt und verfeinert, das die genaue Ermittlung der Einbaudichte von Abfällen auf der Deponie in der Praxis ermöglicht. Dieses Meßverfahren wurde von der DGGT (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik) als Empfehlung E 3-24 (Versuchsfelder zur Ermittlung der Einbaudichte von Siedlungsabfall) publiziert.

Dieses Verfahren wurde zur Ermittlung der Einbaudichte auf der Deponie Braunschweig-Watenbüttel eingesetzt. Bei diesen Versuchen wurde die Einbaudichte für unvorbehandelte Abfälle sowie für unterschiedlich mechanisch behandelte Abfälle ermittelt.

In einem weiteren Versuch wurde die Einbaudichte nach einer mechanisch-biologischen Behandlung der Abfälle ermittelt, der auf der Deponie der Stadt Wilhelmshaven durchgeführt wurde.

Eine Übersicht über die Abfallzusammensetzung, die Art der Vorbehandlung und die Einbauschichthöhe gibt Tab. 2 (COLLINS et al., 1998).

Die Ergebnisse dieser Messungen sind für alle Varianten in Abb. 4 aufgetragen. Dabei wird zwischen der Einbaudichte  $\rho_f$  (feucht), der absoluten Einbaudichte  $\rho_{tr}$  (trocken) und der relativen Einbaudichte  $\rho_{tr}^*$  (trocken) bezogen auf die angelieferte Abfallmasse vor der Behandlung differenziert.

Die absolute Einbaudichte  $\rho_{tr}$  entspricht der eingebauten trockenen Müllmasse in das ermittelte Volumen. Die relative Einbaudichte  $\rho_{tr}^*$  entspricht der trockenen Ausgangsmüllmasse vor der mechanisch-biologischen Behandlung bezogen auf das ermittelte Einbauvolumen.

Den Ergebnissen ist zu entnehmen, daß sich der Volumenbedarf einer Tonne abzulagernder Abfalltrockenmasse bereits durch die Umstellung der Betriebstechnik (Zerkleinerung + sorgfältiger Dünnschichteinbau) gegenüber dem herkömmlichen Einbau um ca. 15 % reduzieren läßt. Eine weitere Volumenreduzierung um zusätzliche ca. 10 % wird durch eine Homogenisierung des Abfalls vor dem Dünnschichteinbau erreicht.

Tab. 2: Randbedingungen der untersuchten Varianten zur Ermittlung der Einbaudichte auf den Deponien Braunschweig-Watenbüttel (BS) und Wilhelmshaven (WHV) (COLLINS et al., 1998)

Variante	Anteil der Abfallarten	Schichthöhe	Vorbehandlungen
BS I	60 Gew.-% Restabfall 40 Gew.-% Gewerbe- und Sperrabfall	0,60 m	Keine
BS II	60 Gew.-% Restabfall 40 Gew.-% vorzerkleinerter Gewerbe- und Sperrabfall	0,30 m	Keine
BS III	60 Gew.-% Restabfall 40 Gew.-% vorzerkleinerter Gewerbe- und Sperrabfall	0,30 m	Homogenisierung mit Wasserzugabe (1h Dauer)
BS IV	60 Gew.-% Restabfall 40 Gew.-% vorzerkleinerter Gewerbe- und Sperrabfall	0,30 m	Homogenisierung mit Wasserzugabe (1h Dauer) und Rotte (6 Monate mit Kaminzug-Verfahren)
WHV	40 Gew.-% Restabfall 25 Gew.-% hausmüllähnlicher Gewerbemüll 10 Gew.-% Sperrmüll 25 Gew.-% Klärschlamm	0,30 m	Vermischung mit Radlader und Rotte (7 Monate mit Kaminzug-Verfahren)

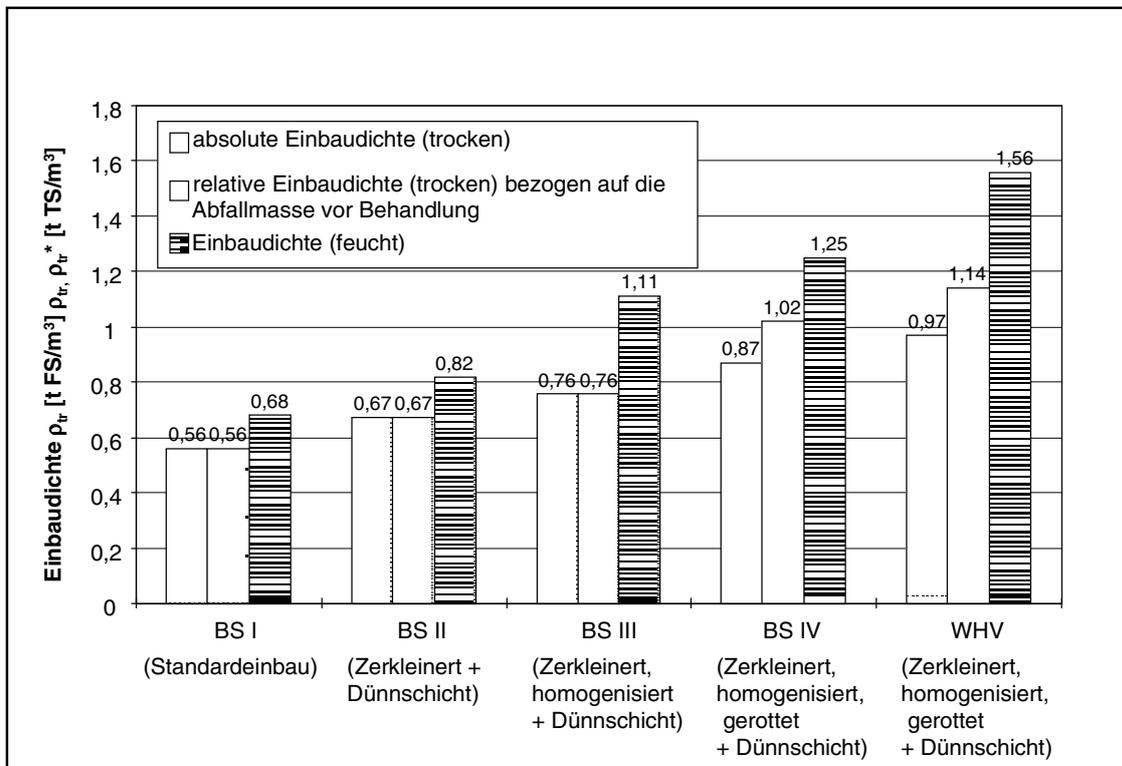


Abb. 4: Gegenüberstellung ermittelter Einbaudichten in Abhängigkeit von der Vorbehandlung und Einbautechnik der Abfälle (COLLINS et al., 1998)

Weiterhin ist erkennbar, daß die Einbaudichte durch eine zusätzliche mechanisch-biologische Vorbehandlung im Vergleich zum Standardeinbau von unvorbehandelten Abfällen gesteigert werden kann. Die relative Einbaudichte (trocken) wird von  $0,56 \text{ t TS/m}^3$  um 80 bis 100 % erhöht (Braunschweig:  $1,02 \text{ t TS/m}^3$ , Wilhelmshaven:  $1,14 \text{ t TS/m}^3$ ). Im Deponiebetrieb kommt dieses einer Verdoppelung der Nutzungsdauer der Deponie gleich (COLLINS et al., 1998).

Die maximal erreichbare Trockendichte bei optimalem Wassergehalt wird für Böden im Proctorversuch (DIN 18 127) ermittelt. Bei dieser DIN-Vorschrift ist die Untersuchung auf Korngrößen  $< 63 \text{ mm}$  beschränkt.

Analog dazu wurde bereits mehrfach die Proctordichte von mechanisch-biologisch behandelten Abfällen bzw. Abfallfraktionen als Kennwert für die maximale Trockendichte ermittelt. Eine Zusammenstellung von Proctordichten mechanisch-biologisch behandelte Abfälle ist Tab. 3 zu entnehmen.

Tab. 3: Zusammenstellung von Proctordichten mechanisch-biologisch behandelte Abfälle (COLLINS et al., 1998)

Material	Proctordichte [t TS/m <sup>3</sup> ]	opt. Wassergehalt [Gew.-% (FS)]	Literaturquelle
RM (< 40 mm)	<b>1,06</b>	30	Leichtweiß-Institut, 1996
RM (< 25 mm)	<b>1,45</b>	20	Leichtweiß-Institut, 1996
RM (< 50 mm)	<b>1,46</b>	21	Leichtweiß-Institut, 1996
RM / KS	<b>0,86</b>	33	Müller, 1995
RM	<b>1,35</b>	24	Müller, 1995
RM (< 32 mm)	<b>1,42</b>	35	Müller, 1995

RM: Restmüll

KS: Klärschlamm

Die an mechanisch-biologisch behandelten Abfällen ermittelten Proctordichten liegen im Bereich zwischen  $0,86$  und  $1,46 \text{ t TS/m}^3$  bei optimalen Wassergehalten (Proctorwassergehalt) von 20 bis 35 Gew.-% (bezogen auf die Feuchtmasse). Die erhebliche Streuung der Proctordichten von gerotteten Abfällen wird vor allem durch die unterschiedliche Abfallzusammensetzung verursacht, da die unterschiedlichen Korngrößen- und Dimensionsverteilungen sowie die Kornfestigkeiten der gerotteten Abfälle die

Verdichtbarkeit beeinflussen und unterschiedliche (gemisch-) spezifische Korndichten die Höhe der Proctordichte mitbestimmen.

Anhand von Laboruntersuchungen an mechanisch-biologisch behandelten Abfällen aus den Behandlungsanlagen in Meisenheim und Quarzbichl haben DACH et al. (1997) die in Tab. 4 dargestellten Werte ermittelt.

Tab. 4: Bodenphysikalische Charakterisierung mechanisch-biologisch vorbehandelter Abfälle (nach DACH et al., 1997)

Kennwerte	Einheiten	Meisenheim		Quarzbichl 1		Quarzbichl 2
		Vers. A	Vers. B	Vers. A	Vers. B	Vers. A
Kennwerte der behandelten Abfälle						
Größtkorn	[mm]	60		40		40
Korndichte	[t/m <sup>3</sup> ]	2,007		1,780		1,872
Glühverlust	[Gew-%]	30,1		46,6		37,7
Kennwerte des verdichteten Abfallkörpers bei Versuchsbeginn						
Wassergehalt	[%]	7,4	34,0	16,0	30,1	27,7
Trockendichte	[t TS/m <sup>3</sup> ]	0,955	0,914	0,830	0,852	0,835
Feuchtdichte	[t FS/m <sup>3</sup> ]	1,032	1,385	0,989	1,251	1,155
Porenanteil	[Vol-%]	52,4	54,5	53,3	52,1	55,4
k <sub>f</sub> -Wert	[m/s]	2,0·10 <sup>-6</sup>	7,2·10 <sup>-7</sup>	8,0·10 <sup>-9</sup>	4,9·10 <sup>-10</sup>	4,0·10 <sup>-6</sup>

Diese Ergebnisse zeigen, daß mechanisch-biologisch behandelte Abfälle, aus denen die Grobfraction abgeseibt wurde, nach hochverdichtetem Einbau eine sehr geringe gesättigte hydraulische Leitfähigkeit aufweisen. Für das Material mit den geringsten gesättigten hydraulischen Leitfähigkeiten wurden von DACH et al. (1997) k<sub>f</sub>-Werte in einem Bereich von 8,0 · 10<sup>-9</sup> bis 4,9 · 10<sup>-10</sup> m/s ermittelt.

Auf Deponien, auf denen Abfälle nach einer mechanisch-biologischen Behandlung mit der in den Versuchen ermittelten Einbaudichte eingebaut wurden, sind in der Praxis in Zeiten intensiver Niederschläge erhebliche Schwierigkeiten bei der Befahrung und der Verdichtung der Abfälle aufgetreten. Diese Probleme bestanden darin, daß Anlieferungsfahrzeuge und in Einzelfällen sogar die Müllkompaktoren festgefahren wurden. Der in Kapitel 4.2. dargestellte Sachverhalt zeigt, daß die in der Praxis gesammelten Erfahrungen bei dem

Einbau und dem Befahren mechanisch-biologisch behandelter Abfälle durch die Ergebnisse der Laborversuche erklärt werden können.

Durch den hochverdichteten Einbau der Abfälle in die Deponie wird eine hohe Einbaudichte, eine geringe hydraulische Leitfähigkeit und ein geringer Anteil Luftporen erreicht. Das mit den Abfällen eingebaute Wasser füllt einen großen Anteil der vorhandenen Poren.

#### **4.3. Überlegungen zur Veränderung der Einbautechnik für mechanisch-biologisch behandelte Abfälle**

Fallen auf die eingebauten Abfälle Niederschläge, können diese grundsätzlich oberflächlich ablaufen, in die Abfalloberfläche infiltrieren oder verdunsten. In der Praxis konnte bisher auch bei intensiven Niederschlägen kein Oberflächenabfluß beobachtet werden. Dies bedeutet, daß der Anteil der Niederschläge abzüglich der Verdunstung in die Abfalloberfläche infiltrieren muß. Durch die geringe hydraulische Leitfähigkeit dauert dieser Prozeß sehr lange, so daß das Wasser oberflächennah gespeichert oder zurückgehalten wird. Je nach Dauer der Niederschläge wird sich ein Bereich unterhalb der Abfalloberfläche einstellen, der wassergesättigt ist.

Wird diese Oberfläche eines wassergesättigten Bereiches durch ein schweres Fahrzeug befahren, erhöht die Auflast des Fahrzeuges den Wasserdruck. Dadurch kommt es in den Abfällen zu einem hydraulischen Grundbruch, der für eine Verdrängung der Abfälle und eine Auflockerung sorgt. Wird die gleiche Stelle erneut überfahren, kann derselbe Effekt wieder auftreten, sofern der wassergesättigte Bereich groß genug ist. Dieser Effekt führt dazu, daß die Oberfläche der Abfälle für Fahrzeuge unbefahrbar wird und damit ein ordnungsgemäßer Deponiebetrieb nicht mehr möglich ist. Außerdem wird die vorhandene Einbaudichte durch die Wiederauflockerung reduziert, was zu einer nicht optimalen Ausnutzung des Deponievolumens führt.

Zur Verhinderung der dargestellten Vorgänge sollte erreicht werden, daß die auf die Oberfläche hochverdichtet eingebauter mechanisch-biologisch behandelter Abfälle fallenden Niederschläge an der Abfalloberfläche abgeführt werden und möglichst wenig Wasser in die Abfälle infiltriert.

Dazu können die eingebauten Abfälle temporär z.B. durch Folien abgedeckt werden. Dies erfordert allerdings einen hohen betriebstechnischen Aufwand beim Verlegen der Folien sowie auch bei ihrer Entfernung vor dem nächsten Abfalleinbau. Für die Zeit der Abdeckung muß eine entsprechende Befestigung der Folie erfolgen, damit sie nicht durch den Wind erfaßt werden kann. Weiterhin sind konstruktive Lösungen zur Fassung des Niederschlagswassers am Ende der Folie sowie zur Abführung der gebildeten Gase erforderlich.

Aufgrund der geringen hydraulischen Wasserleitfähigkeit ist es auch denkbar, daß durch eine spezielle Gestaltung der Abfalloberfläche ein erheblicher Anteil des Niederschlagswassers bei Einbau der Abfälle mit einer Oberflächenneigung gezielt abgeführt werden kann.

Eine Veränderung der Abfalloberfläche ist durch die Wahl des Einbaugerätes möglich. Aus dem Erdbau ist bekannt, daß durch eine Überführung mit Walzen sehr ebene Flächen hergestellt werden können. Deshalb wurden im Rahmen dieser Arbeit verschiedene Geräte zum Einbau der Abfälle und zur Gestaltung der Abfalloberfläche in großtechnischen Versuchen eingesetzt. Es kamen Müllkompaktoren, eine Schafffußwalze und ein Kompaktor in Kombination mit einer Glattmantelwalze zur Verdichtung und Oberflächengestaltung zum Einsatz.

Ziel der Versuche war es, durch Variation der Gestaltung der Abfalloberfläche für verschiedene Abfälle einen maximalen Oberflächenabfluß bei minimaler Erosion zu erreichen. Dabei muß das Ziel, möglichst viel Abfallmasse in das vorhandene Deponievolumen einzubauen, selbstverständlich erhalten bleiben.

## **5. EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN**

### **5.1. Allgemeines**

Alle Versuche wurden im großtechnischen Maßstab im Herbst 1998 auf der Deponie in Meisenheim durchgeführt. Die Anlage zur mechanisch-biologischen Restabfallbehandlung in Meisenheim wurde gewählt, weil dort seit 1994 der Betrieb mit gutem Behandlungserfolg durchgeführt wird (vgl. COLLINS et al., 1998) und seit Betriebsbeginn 1994 vom Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig wissenschaftlich begleitet wurde, so daß umfangreiche Erfahrungen und Daten aus der Praxis von dieser Anlage vorhanden sind.

In dieser Anlage werden zunächst große Stör- und Wertstoffe aus den Abfällen aussortiert. Danach werden die Abfälle in Misch- und Homogenisierungstrommeln mechanisch behandelt. Durch die Zugabe von Wasser, wofür z.B. auch Sickerwasser aus einer Deponie oder Oberflächenwasser verwendet werden kann, zu den Abfällen wird ein für die folgende biologische Behandlung günstiger Wassergehalt gleichmäßig eingestellt. Die Aufenthaltszeit in den Misch- und Homogenisierungstrommeln, die als Chargenmischer arbeiten, beträgt 45 Minuten. Nach der Homogenisierung sind Einzelfraktionen der Abfälle kaum noch erkennbar. Die biologische Behandlung erfolgt in Tafelmieten, die mit dem Kaminzug-Verfahren (SPILLMANN/COLLINS, 1981a) belüftet werden. Die Mieten sind mit einem Biofilter abgedeckt. Die Behandlungsdauer beträgt 9-12 Monate. Nach der biologischen Behandlung wurden die Abfälle bisher ohne weitere Separierung auf dem neuen Schüttfeld der Deponie Meisenheim hochverdichtet eingebaut.

Neben diesem neuen Schüttfeld ist ein Altkörper vorhanden, auf dem im Jahr 2001 mit dem Bau einer Oberflächenabdeckung begonnen werden soll. Mit Ausnahme eines Versuchslaufes wurden die Versuchsfelder für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten großtechnischen Versuche auf dem Altkörper angelegt.

Die für die Versuche verwendeten Abfälle wurden nach einer Rottedauer von mindestens 10 Monaten aus der Miete abgebaut und ggf. mit einem Trommelsieb abgesiebt. Der Siebschnitt lag bei 60 mm. Diese Absiebung wurde von Juli bis September 1998 durchgeführt. Insgesamt wurden für alle Versuche ca. 2000 t Abfälle auf kleiner 60 mm abgesiebt. Mit diesen Abfällen wurden die großtechnischen Versuche zur Ermittlung der erreichbaren Einbaudichte (vgl. Kapitel 5.3.), die Versuche zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit der Beregnungsanlage (vgl. Kapitel 5.4.), die Versuche zur Messung

von Oberflächenabfluß und Abtrag (vgl. Kapitel 5.5) sowie ein Teil der in Kapitel 5.2 beschriebenen Laborversuche zur Bestimmung der Materialkennwerte durchgeführt.

## 5.2. Laborversuche zur Kennzeichnung der verwendeten Abfälle

Die Zusammensetzung der Abfälle < 60 mm wurde zu einem früheren Zeitpunkt mit einem Sortierversuch ermittelt. Das Ergebnis ist in Abb. 5 dargestellt.

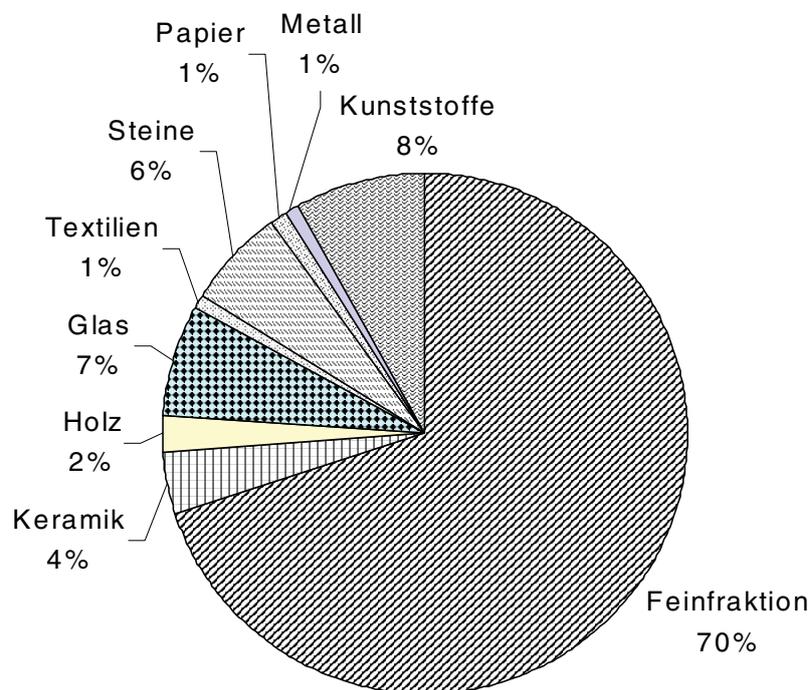


Abb. 5: Zusammensetzung der Abfälle < 60 mm nach der mechanisch-biologischen Behandlung in Meisenheim

Der Ausgangswassergehalt der verwendeten Abfälle wurde mehrfach im Verlauf der verschiedenen Versuche nach DIN 38414 ermittelt. Insgesamt wurde von 75 Proben der Wassergehalt bestimmt. Die Ergebnisse der einzelnen Proben ergaben Wassergehalte zwischen 33 und 36 % bezogen auf die feuchte Masse. Im Mittel aller Proben wurde ein Wassergehalt von 34 % bezogen auf die feuchte Masse ermittelt.

Biochemische Parameter

## Atmungsaktivität

Da die Untersuchungen zur Atmungsaktivität bereits sehr häufig für die in Meisenheim behandelten Abfälle durchgeführt wurden, sollten für die vorliegende Arbeit keine erneuten Untersuchungen dieses Parameters durchgeführt werden. Die Betriebsergebnisse zeigen, daß Atmungsaktivitäten  $< 5 \text{ mg O}_2/\text{kg TS}$  bei einer Rottedauer von mindestens 9 Monaten erreicht worden sind. In Abb. 6 ist für eine Rottedauer von 9 und 13 Monaten die Atmungsaktivität dargestellt.

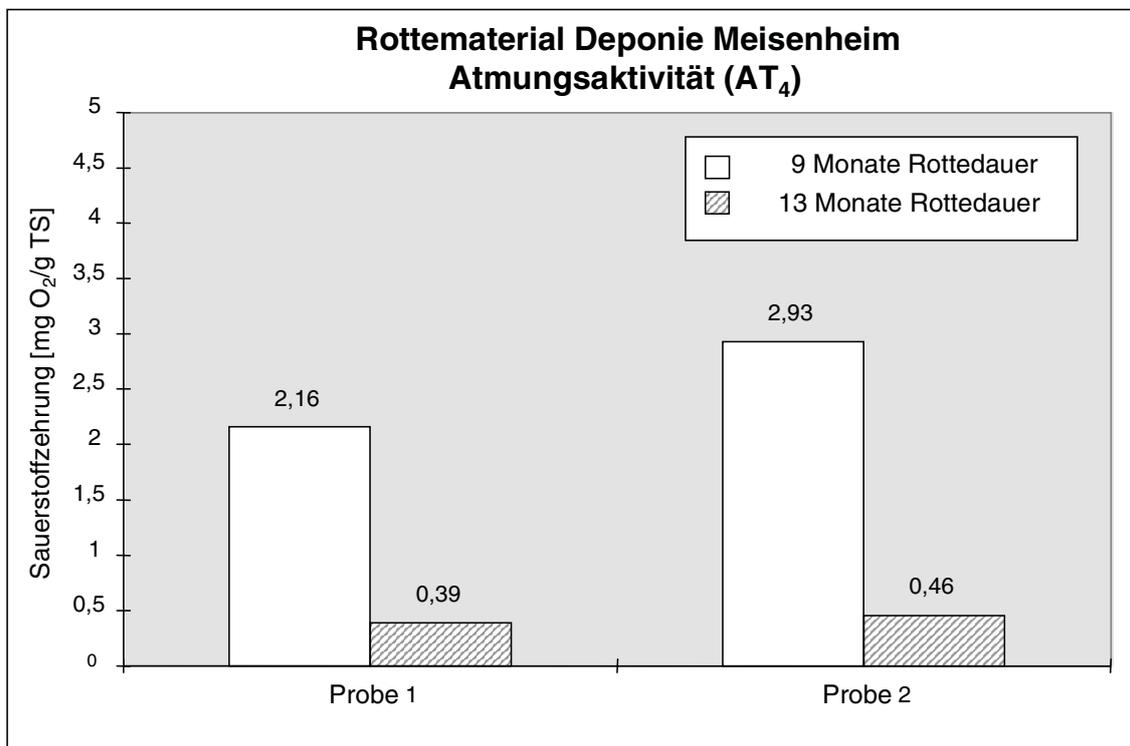


Abb. 6: Atmungsaktivität mechanisch-biologisch behandelter Abfälle nach verschiedenen Rottezeiten (COLLINS/MAAK, 1999)

## Eluate

Aus dem gleichen Material, aus dem die Proben für die Ermittlung der Gasbildung entnommen worden sind, wurden auch die Proben für die Eluate entnommen. Die Eluate wurden wie in Kapitel 2.3.1. beschrieben hergestellt. In Tab. 5 sind die wichtigsten Analyseergebnisse der Eluate, die für eine Beurteilung der biologischen Stabilität

notwendig sind, dargestellt. Im Anhang B ist eine Tabelle mit umfassenden Ergebnissen der Analyse der Eluate dargestellt.

Tab. 5: Analyseergebnisse der Eluate

Parameter	Einheit	Probe 1	Probe 2	Probe 3	Probe 4
pH	[-]	7,50	7,07	7,67	7,67
el. Lf.	[ $\mu\text{S}/\text{cm}$ ]	2362	2356	2813	2430
CSB	[mg/l]	271	272	214	276
BSB <sub>5</sub>	[mg/l]	9,40	12,07	3,47	6,93
NH <sub>4</sub> -N	[mg/l]	1,35	2,10	0,92	1,90
TOC	[mg/l]	107,67	107,00	100,67	111,00
AOX	[mg/l]	0,11	0,13	0,11	0,16

### Gasbildung

Die Gasbildungsrate wurde für das verwendete Material wie im Anhang A beschrieben bestimmt. Es wurden bei 4 Proben innerhalb 21 Tagen eine Gasbildung von 0,33 - 0,52 l/kg TS ermittelt. Nach 41 Tagen betrug die Summe des gebildeten Gases 0,41 – 0,88 l/kg TS. In Abb. 7 ist der Verlauf der Gasbildung für die verwendeten Proben dargestellt.

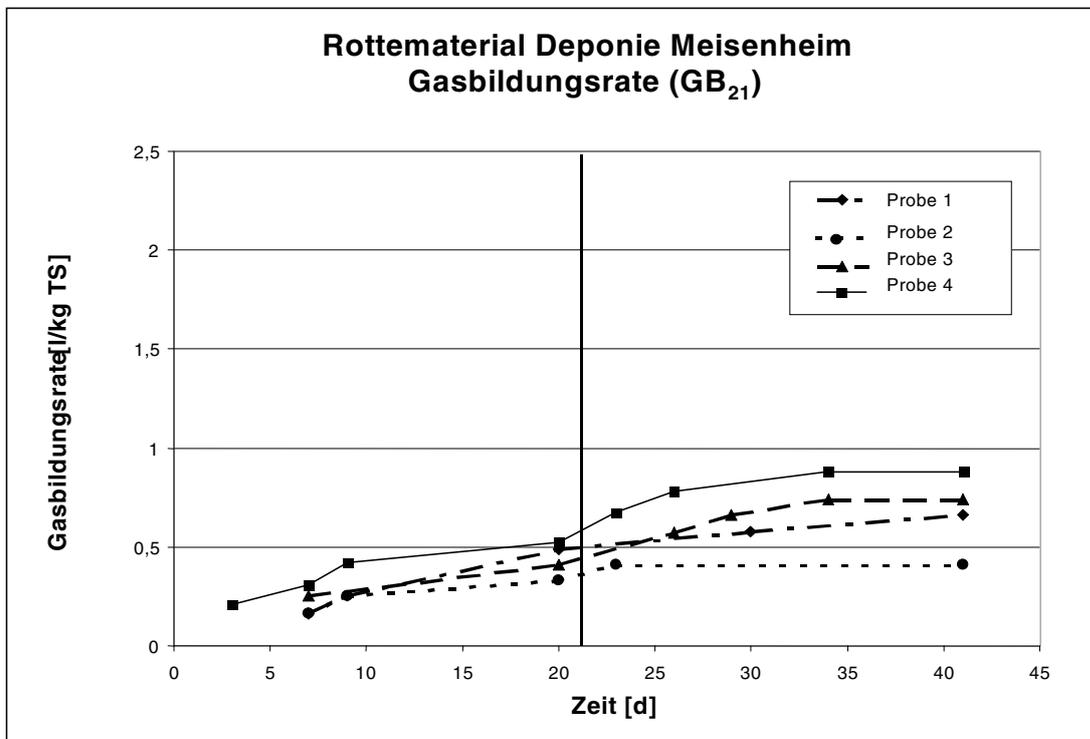


Abb. 7: Summenlinie der Gasproduktion

Physikalische Parameter:

## Porenraum:

Die Ermittlung des vorhandenen Porenraumes wurde, wie im Anhang A beschrieben, mit einem Luftpyknometer durchgeführt. Die Abfälle wurden mit unterschiedlichen Wassergehalten (36 Gew-%, 46 Gew-% und 18 Gew-% jeweils bezogen auf die Feuchtmasse) in die Versuchseinrichtung mit Einbaudichten von 1,0 t/m<sup>3</sup> bis 1,4 t/m<sup>3</sup> jeweils bezogen auf die Feuchtmasse eingebaut (vgl. Tab. 6). In Tab. 6 sind die Ergebnisse der Versuchsauswertung dargestellt.

Tab. 6: Mit dem Luftpyknometer ermitteltes Luftporenvolumen

Einbaudichte [t FS/m <sup>3</sup> ]	ermitteltes Luftporenvolumen [%]		
	Einbauwassergehalt feucht 36 [%]	Einbauwassergehalt feucht 46 [%]	Einbauwassergehalt feucht 18 [%]
1	34,58	31,58	45,42
1	37,88	31,50	45,56
1,1	28,50	24,17	-
1,1	30,81	25,06	-
1,2	22,67	17,25	-
1,2	21,88	18,06	-
1,3	13,92	9,50	-
1,3	14,88	9,88	-
1,4	8,25	1,83	-
1,4	8,88	2,56	-

Die Versuche mit den Proben, die einen Wassergehalt von 18 % bezogen auf die Feuchtmasse hatten, wurden nur für die Einbaudichte von 1,0 t/m<sup>3</sup> durchgeführt, da mit diesen Abfällen in der Versuchsanlage keine höhere Einbaudichte erzielt werden konnte. In der Literatur werden für mechanisch-biologisch behandelte Abfälle von TURK (1997) Luftporenvolumen von 35 – 50 Vol-% genannt. Dabei wurden die Abfälle allerdings nur mit Schüttdichte in das Luftpyknometer eingebaut. Die von TURK (1997) ermittelten Werte stimmen mit den Ergebnissen bei geringen Einbaudichten überein. Nach Gl. 15 kann für die ermittelten Ergebnisse die Korndichte berechnet werden.  $V_{\text{Feststoff}}$  wird nach Gl. 16 ermittelt.

In Tab. 7 sind die entsprechend ermittelten Korndichten dargestellt.

5. Experimentelle Untersuchungen

$$\rho_{Sm} = \frac{TS_{\text{Feststoff}}}{V_{\text{Feststoff}}}$$

Gl. 15

mit  $\rho_{Sm}$  = Korndichte [kg/l]  
 $TS_{\text{Feststoff}}$  = Masse des Feststoffes [kg]  
 $V_{\text{Feststoff}}$  = Volumen des Feststoffes [l]

$$V_{\text{Feststoff}} = V_{\text{Probe}} - V_{\text{Luftporen}} - V_{\text{Wasser}}$$

Gl. 16

Tab. 7: Ermittelte Korndichten

Einbaudichte [t FS/m <sup>3</sup> ]	Ermittelte Korndichten [kg/l]		
	Einbauwassergehalt feucht 36 [%]	Einbauwassergehalt feucht 46 [%]	Einbauwassergehalt feucht 18 [%]
1	2,18	2,41	2,24
1	2,45	2,40	2,25
1,1	2,21	2,35	-
1,1	2,38	2,44	-
1,2	2,25	2,35	-
1,2	2,20	2,42	-
1,3	2,12	2,29	-
1,3	2,17	2,31	-
1,4	2,17	2,24	-
1,4	2,20	2,29	-

Die in Tabelle 7 dargestellten, aus den Versuchen mit dem Luftpyknometer rechnerisch ermittelten Korndichten stimmen mit den von TURK (1997) und DACH et al. (1997) (vgl. Kapitel 4.2., Tab. 4) ermittelten Werten überein. Dennoch erscheinen diese Werte sehr hoch. Zur Abschätzung der Korndichte wurde für die verwendeten Abfallbestandteile der Fraktion < 60 mm mit einer mittleren Dichte für die jeweilige Stoffgruppe der Anteil an der Gesamtkorndichte ermittelt. Die einzelnen Werte wurden summiert.

Diese grobe Abschätzung der Korndichte ergibt eine abgeschätzte mittlere Korndichte  $\rho_{Sm*} = 1,8 - 2,0$  kg/l.

Diese Abschätzung zeigt eine Differenz zwischen den bei der Anwendung des Luftpyknometers ermittelten Werten und den abgeschätzten Werten.

Dennoch kann aus den ermittelten Werten geschlossen werden, daß bei hochverdichtetem Einbau nur sehr geringe Anteile an Luftporen in den eingebauten Abfällen vorhanden sein

werden und entsprechend nur sehr wenig Wasser den Abfällen zugeführt werden muß, um wassergesättigte Verhältnisse zu erreichen.

Wasserhaltefähigkeit:

Die Bestimmung der Wasserhaltefähigkeit wurde wie im Anhang A beschrieben durchgeführt. In Abb. 8 sind die Ergebnisse des Laborversuches dargestellt (MÜNNICH, 1999). Die Wasserspannungskurve eines Bodens wird maßgeblich durch die Korngröße des Bodens beeinflusst, d.h. je feinkörniger der Boden ist, desto größer ist der Wassergehalt bei hohen angelegten Drücken. Inwieweit dieser Zusammenhang auf vorbehandelte Abfälle übertragen werden kann, ist in Abb. 8 dargestellt.

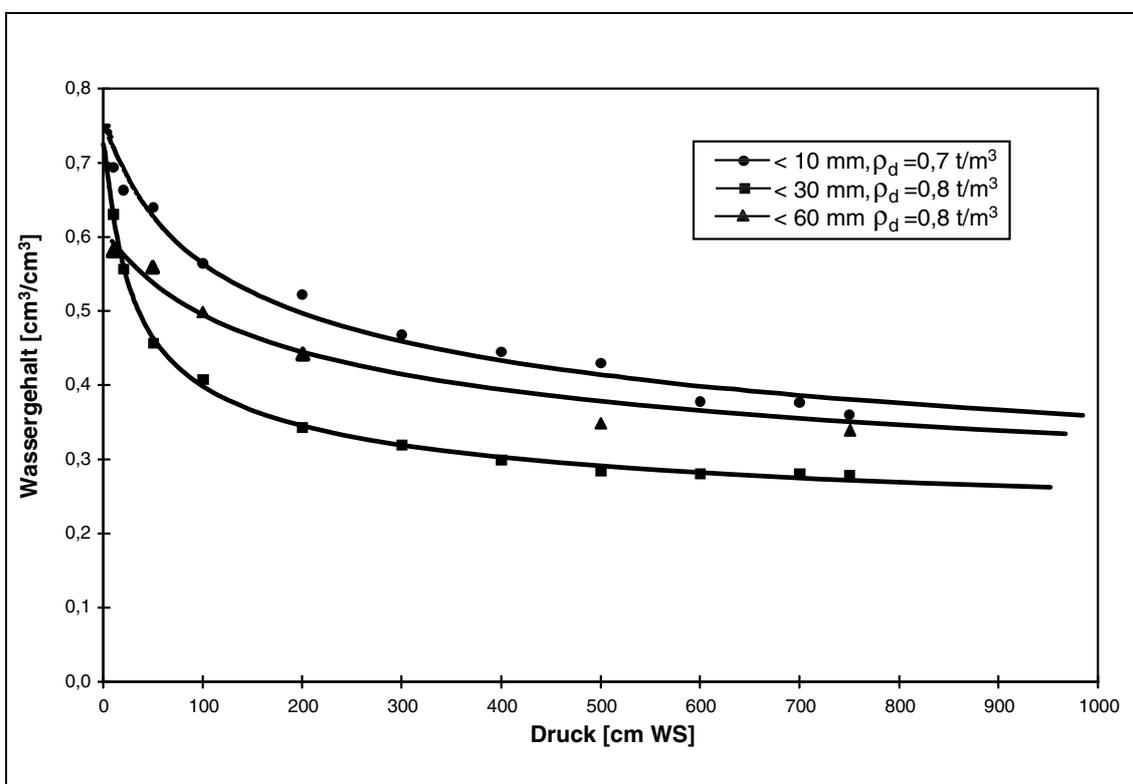


Abb. 8: Wasserhaltefähigkeit des verwendeten Versuchsmaterials (MÜNNICH, 1999)

Das feine Material < 10 mm weist den Erfahrungen aus der Bodenkunde entsprechend den höchsten Wassergehalt auch bei höheren Drücken auf. Dieses Material weist wegen der geringen Korndurchmesser einen hohen Anteil an Feinporen auf. Eine Einbaudichte in der Höhe, die bei den beiden anderen Materialien eingestellt wurde, würde zu noch höheren Wassergehalten führen.

Bei den Materialien < 30 mm bzw. < 60 mm ergeben sich andere Verhältnisse, die nicht nur mit der Korngrößenverteilung alleine erklärt werden können. Die Ursache für den

höheren Wassergehalt der Fraktion  $\leq 60$  mm kann darin liegen, daß das grobe Material noch einen relativ hohen Anteil großflächigerer Kunststoffolien aufweist, die beim verdichteten Einbau lokal eine horizontale Wasserbewegung unterbinden. Das im Porenraum vorhandene Wasser kann dann trotz des aufgebrachtten Druckes nicht nach unten entweichen und führt daher zu scheinbar hohen Wassergehalten. Bei dem Material  $< 30$  mm macht sich dieser Effekt als Folge der kleineren Stückgröße nicht so deutlich bemerkbar. Der Wassergehalt ist jedoch infolge der deutlich größeren Poren geringer als bei dem Material  $< 10$  mm.

In allen Fällen liegen die Wassergehalte um ein Vielfaches über den Werten, die an Bodenmaterialien der gleichen Korngröße bestimmt werden können, d.h. bei groben Abfallfraktionen ist eine Bodenähnlichkeit nicht gegeben (MÜNNICH, 1999).

Infiltrationsrate:

Die Versuche zur Ermittlung der Infiltrationsrate wurden wie im Anhang A beschrieben durchgeführt. Dabei wurden die Abfälle mit einer Dichte von  $1,35 \text{ t/m}^3$  bezogen auf die feuchte Masse in den Versuchsstand eingebaut. Wenn das Wasser vollständig versickert war, wurde erneut Wasser auf die Abfalloberfläche gegeben. Mit diesen Abfällen wurde der Versuch dreimal durchgeführt. Der ermittelte Verlauf der Infiltrationsrate ist in Abb. 9 dargestellt.

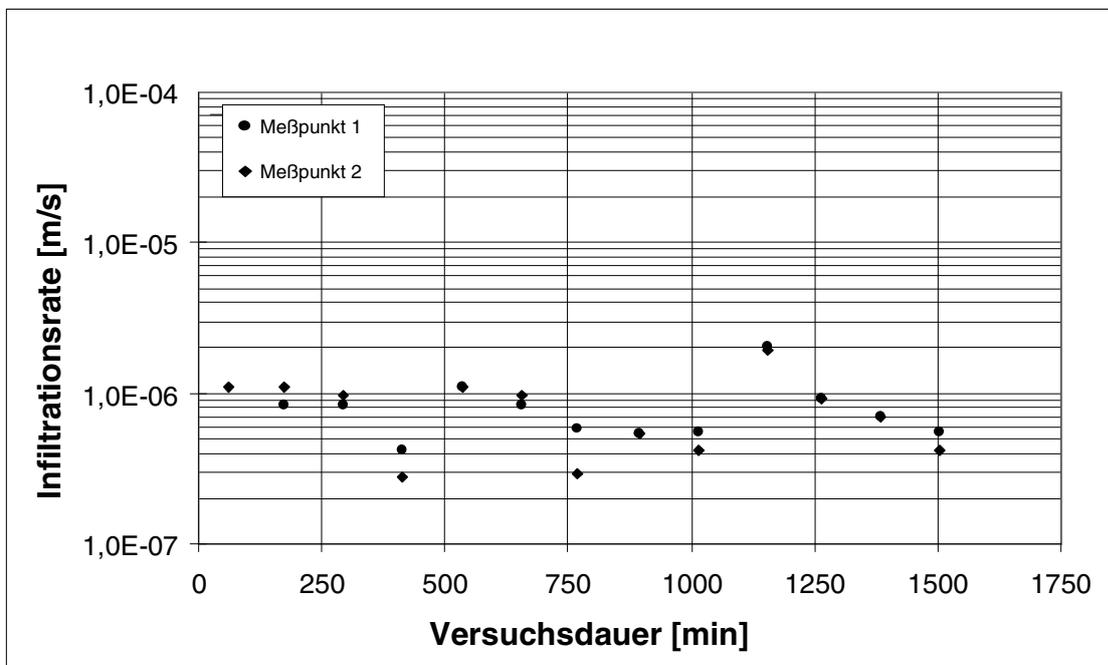


Abb. 9: Verlauf der Infiltrationsrate bei den durchgeführten Versuchen

Die Ergebnisse des Versuches zeigen, daß die Infiltrationsrate in die verdichtet eingebauten Abfälle sehr gering ist. Es wurde eine Infiltrationsrate von  $9 \cdot 10^{-6}$  bis  $3 \cdot 10^{-7}$  m/s ermittelt.

Hydraulische Leitfähigkeit:

Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit ist mit dem verwendeten Versuchsmaterial wie im Anhang A beschrieben durchgeführt worden. In Abb. 10 sind die Ergebnisse dargestellt.

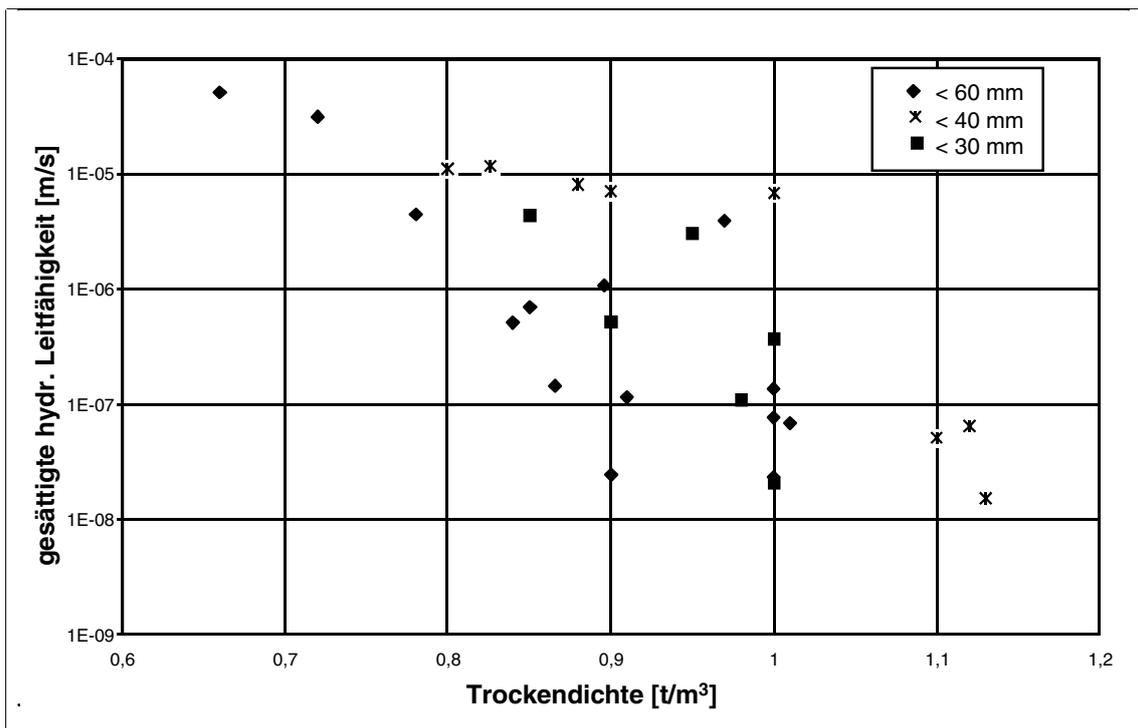


Abb. 10: Gesättigte hydraulische Leitfähigkeit als Funktion der Einbaudichte und der Stückgröße

Es zeigt sich, daß insbesondere bei der Fraktion < 60 mm eine große Streuung der Ergebnisse vorliegt. Es wurden teilweise in Parallelversuchen bei gleicher Einbaudichte Abweichungen im Bereich von zwei Zehnerpotenzen ermittelt. Die Ursache dafür liegt in der Inhomogenität des Versuchsmaterials.

Aus diesem Grund wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit Versuche im großtechnischen Maßstab durchgeführt.

### 5.3. Großtechnische Versuche zur Ermittlung der erzielbaren Einbaudichte

Versuchsziel:

Vorrangiges Ziel beim Einbau von Abfällen in Deponien muß auch zukünftig eine optimale Nutzung des teuren Deponievolumens sein. Deshalb mußte die mit den verwendeten Einbaugeräten erreichbare Einbaudichte in großtechnischen Einbauversuchen als Beurteilungsgrundlage ermittelt werden, damit über die Praxistauglichkeit der verschiedenen untersuchten Varianten entschieden werden kann.

Versuchsaufbau:

Die Versuche wurden entsprechend der Empfehlung E 3-24 der DGGT durchgeführt. Danach muß sich die Größe des Versuchsfeldes nach den für die Verdichtung eingesetzten Geräten richten. Die Oberfläche des Versuchskörpers soll als Mindestbreite die 2,66-fache Breite des eingesetzten Gerätes haben. Die Böschung des Versuchsfeldes soll ca. 1:2 betragen und die Gesamthöhe der eingebauten Abfälle soll 1,5 m nicht unterschreiten.

Für die geplanten Versuche war der Einsatz verschiedener Einbaugeräte mit einer Maximalbreite von 3,42 m vorgesehen. Deshalb mußte die Oberfläche  $2,66 \cdot 3,42 \text{ m} = 9,10 \text{ m}$  breit sein. Bei einer vorgesehenen Böschungsneigung von 1:2 und einer geforderten Einbauhöhe von 1,50 m mußte die Grundfläche mindestens 15,10 m breit sein. Da aus früheren Versuchen bekannt war, daß die geforderte Neigung von 1:2 nicht erreicht werden konnte, wurde eine Grundfläche 18 m · 18 m gewählt.

Mit diesen Ausmaßen wurden auf dem Altkörper der Deponie Meisenheim zwei Versuchsfelder abgesteckt. Im Bereich der Versuchsfelder wurden in den Untergrund jeweils drei Rohre für eine lineare Höhenmessung eingebaut. Als Meßrohre wurden HDPE-Rohre mit einem Durchmesser DN 80 verwendet. Mit der linearen Höhenmessung können auftretende auflastbedingte Setzungen des Untergrundes gemessen und bei der Volumenermittlung des Versuchskörpers berücksichtigt werden.

In Abb. 11 ist eine Skizze des Versuchsfeldes dargestellt, aus der die Abmessungen des Versuchsfeldes sowie die Lage der Höhenmeßrohre entnommen werden können.

Nach dem Einbau der Höhenmeßrohre wurde auf die Versuchsfelder eine 0,3 - 0,5 m dicke Schotterschutzschicht aufgebracht und verdichtet.

## 5. Experimentelle Untersuchungen

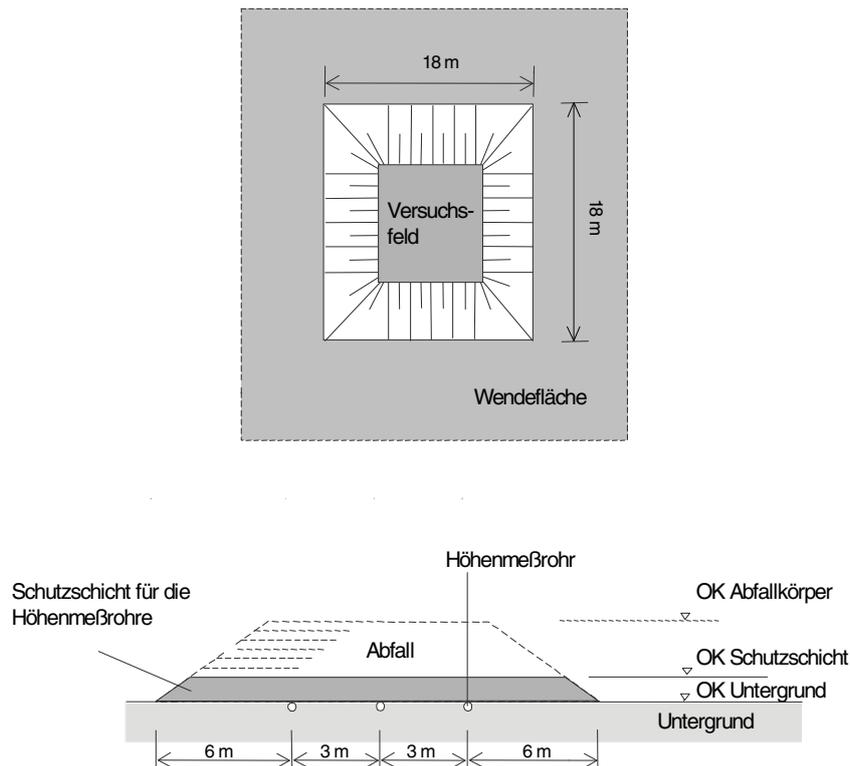


Abb. 11: Abmessungen der Versuchsfelder für die großtechnischen Verdichtungsversuche (nach DGGT Empfehlung E 3-24, verändert)

### Versuchsdurchführung:

Auf jedem Versuchsfeld wurden zwei Einbauversuche durchgeführt. Nach dem ersten Versuch wurden die eingebauten Abfälle jeweils wieder bis auf die Schotterschicht abgetragen.

Bei den Versuchen wurde die Art der Abfälle sowie auch das Einbaugerät variiert. Die Tab. 8 gibt einen Überblick über die Versuchsvarianten.

Vor dem Beginn der einzelnen Versuche wurde jeweils die Nullage der Versuchsfelder mit einem Global-Positioning-System (GPS) nach der Verdichtung der Schutzschicht durch das Institut für Geodäsie und Photogrammetrie der TU Braunschweig ermittelt.

Der GPS-Empfänger war dabei jeweils auf dem Dach des eingesetzten Verdichtungsgerätes installiert. Die Messungen wurden kontinuierlich während der Überfahrt durchgeführt.

Die Vermessung der Höhenlage der Meßrohre wurde mit der hydrostatischen Höhenvermessung des Leichtweiß-Institutes durchgeführt.

Die einzubauenden Abfälle wurden jeweils auf einen Dumper geladen und danach verwogen. Nach der Wiegung hat der Dumper die Abfälle zu den Versuchsfeldern

transportiert und abgeladen. Auf der Versuchsfläche wurden die Abfälle mit einer Schichtdicke von ca. 30 cm von einem Bagger verteilt. Danach erfolgte die Verdichtung der Abfälle mit dem jeweiligen Verdichtungsgerät. In jeder Lage wurden die Abfälle durch fünf Übergänge verdichtet. Für jeden Übergang wurde die Fahrriechung des Verdichtungsgerätes um 90° gedreht. Ein Übergang setzt sich aus mehreren parallelen Überfahrten zusammen, so daß die ganze Oberfläche des Testfeldes flächig verdichtet wurde. Bei einer Überfahrt werden die Abfälle in Radbreite des Verdichtungsgerätes verdichtet.

Tab. 8: Versuchsvarianten der durchgeführten Einbauversuche

Versuch	Einbaugerät	Abfallart
Versuch A1	Müllkompaktor Hersteller KAELBLE, Gewicht 28 t	mechanisch-biologisch behandelte Abfälle der MBA Meisenheim, ungesiebt
Versuch B1	Müllkompaktor Hersteller BOMAG (Prototyp) Gewicht 40 t	mechanisch-biologisch behandelte Abfälle der MBA Meisenheim, gesiebt < 60 mm
Versuch A2	Schafffußwalze Hersteller BOMAG Gewicht 12 t	mechanisch-biologisch behandelte Abfälle der MBA Meisenheim, gesiebt < 60 mm
Versuch B2	Müllkompaktor Hersteller KAELBLE, Gewicht 28 t	mechanisch-biologisch behandelte Abfälle der MBA Meisenheim, gesiebt < 60 mm

Nach dem fünften Übergang wurde die nächste Lage eingebaut.

Die Vermessung des Volumens erfolgte beim Einbau der 3. Lage und beim Einbau der 6. Lage.

Während der Durchführung der 2. Versuchsreihe zeigte sich, daß nur 5 Lagen auf die Versuchsfelder eingebaut werden konnten, weil nicht genügend Abfälle zur Verfügung standen. Deshalb erfolgte die Vermessung der Versuchsfelder beim zweiten Versuch jeweils nach der 5. Lage. Nach der Verdichtung der Nulllage, der 3. Lage und der 6. (bzw. 5.) Lage erfolgte in den Höhenmeßrohren jeweils eine Vermessung der Höhenlage der Basis. Bei der Auswertung wurden die Meßergebnisse der Vermessung der dritten Lage zur Kontrolle als Zwischenergebnis benötigt. Das Ergebnis der Auswertung bezieht sich auf das Gesamtvolumen der Versuchskörper.

Zur Ermittlung des Einbauwassergehaltes wurden aus der 3. und der 6. (bzw. 5.) Lage Proben vor der Verdichtung entnommen.

Versuchsergebnisse:

In Tab. 9 sind die Versuchsergebnisse dargestellt. Sie beziehen sich immer auf die nach der mechanisch-biologischen Behandlung vorhandene Abfallmasse und nicht auf die angelieferte Ausgangsmasse. Im Versuch A 1 wurde mit dem auf der Deponie Meisenheim vorhandenen Kompaktor eine absolute Einbaudichte von 1,46 t FS/m<sup>3</sup> bzw. 0,98 t TS/m<sup>3</sup> mit ungesiebtten Abfällen gemessen. Mit demselben Gerät wurde beim Einbau der gesiebtten Abfälle < 60 mm eine absolute Einbaudichte von 1,75 t FS/m<sup>3</sup> bzw. 1,17 t TS/m<sup>3</sup> ermittelt (Versuch B 2). Mit dem schwereren Kompaktor (40 t) wurde bei den gesiebtten Abfällen eine absolute Einbaudichte von 2,19 t FS/m<sup>3</sup> bzw. 1,45 t TS/m<sup>3</sup> ermittelt (Versuch B 1). Mit der eingesetzten Schafffußwalze wurden absolute Einbaudichten von 1,22 t FS/m<sup>3</sup> bzw. 0,81 t TS/m<sup>3</sup> ermittelt (Versuch A 2).

Tab. 9: Versuchsergebnisse der großtechnischen Verdichtungsversuche

Versuch	Einheiten	A 1	B 1	A 2	B 2
Einbaugerät	-	Kompaktor 28 t	Kompaktor 40 t	Schafffuß- walze 12 t	Kompaktor 28 t
Abfallart	-	ungesiebt	< 60 mm	< 60 mm	< 60 mm
WG	[%]	33,0	35,1	33,3	32,9
eingebaute Feuchtmasse	[t FS]	642	665	538	551
ermittelte Trockenmasse	[t TS]	429	439	358	368
benötigtes Volumen	[m <sup>3</sup> ]	405,4	287,3	423,6	297,6
Setzungsvolumen	[m <sup>3</sup> ]	33,7	16,8 <sup>1)</sup>	16,5	16,8
gemessene Feuchtdichte	[t FS/m <sup>3</sup> ]	1,46	2,19	1,22	1,75
ermittelte Trockendichte	[t TS/m <sup>3</sup> ]	0,98	1,45	0,81	1,17
max Feuchtdichte (Fehlerabschätzung)	[t FS/m <sup>3</sup> ]	1,57	2,38	1,32	1,90
min Feuchtdichte (Fehlerabschätzung)	[t FS/m <sup>3</sup> ]	1,37	2,03	1,14	1,62
max Trockendichte (Fehlerabschätzung)	[t TS/m <sup>3</sup> ]	1,05	1,57	0,88	1,27
min Trockendichte (Fehlerabschätzung)	[t TS/m <sup>3</sup> ]	0,92	1,34	0,76	1,08

1) Werte aus Versuch B2 übernommen

Das Institut für Geodäsie und Photogrammetrie gibt als möglichen Fehler für die Volumensermittlung einen Wert von  $\pm 5\%$  an. Die Genauigkeit der Setzungsermittlung mittels der in den Untergrund eingebauten Setzungspegel wird vom Leichtweiß-Institut mit

± 3 cm angegeben. In Tab. 9 und Abb. 12 sind die daraus resultierenden Spannbreiten der Ergebnisse unter Berücksichtigung der jeweiligen Volumensermittlung dargestellt.

Bei Versuch B 1 waren die Untergrundverhältnisse während des Versuches sehr schlecht. Dies war durch den sehr weichen und nassen Untergrund sowie das ebenfalls sehr schlechte Material für die Schutzschicht bedingt und führte für den Versuch B 1 dazu, daß die Ergebnisse der Setzungsermittlung unbrauchbar waren. Deshalb wurde bei Versuch B 1 die gleiche Setzung wie bei Versuch B 2 angesetzt. Die tatsächlichen Setzungen werden bei Versuch B 1 nicht kleiner sein als bei Versuch B 2, weil im Versuch B 1 der Untergrund zum ersten Mal verdichtet wurde und bei dem Versuch B 1 ein schwereres Gerät eingesetzt wurde. Aus diesem Grund kann die ermittelte Einbaudichte zu groß sein.

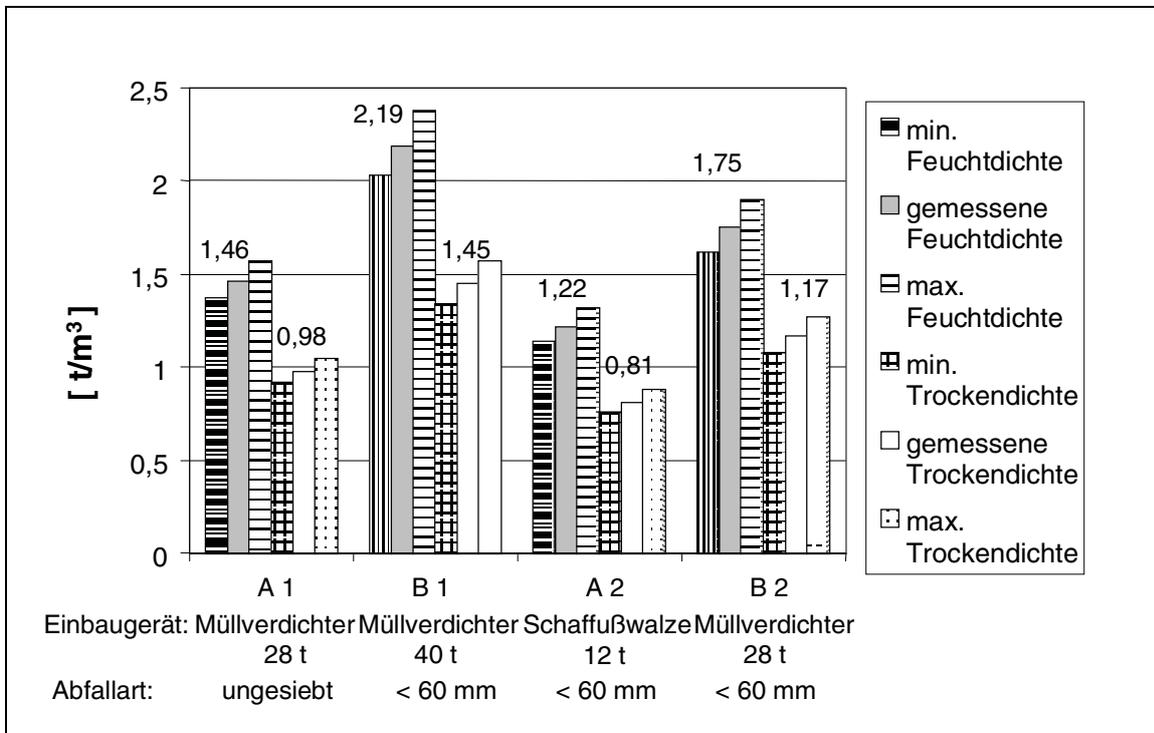


Abb. 12: Erreichte Einbaudichten bei den großtechnischen Verdichtungsversuchen

Versuchsauswertung:

Die in Tab. 9 dargestellten Ergebnisse des Versuches A1 bestätigen die von COLLINS et al. (1998) angegebenen Werte für die Einbaudichten mechanisch-biologisch behandelter Abfälle. Einbaudichten von gesiebten mechanisch-biologisch behandelten Abfällen wurden bisher noch nicht in großtechnischen Versuchen ermittelt. Die Ergebnisse der durchgeführten Versuche zeigen, daß durch eine Absiebung der heizwertreichen Fraktion

> 60 mm die Einbaudichte der Abfälle wesentlich gesteigert werden kann (von 0,98 t TS/m<sup>3</sup> bei ungesiebttem Material auf 1,17 t TS/m<sup>3</sup> bei abgesiebttem Material). Zusammen mit der Massenreduktion von ca. 25 Masse-% durch die Absiebung der Fraktion > 60 mm ergibt sich damit eine erhebliche Einsparung an benötigtem Deponievolumen beim Einbau der Abfälle in die Deponie.

Das Ergebnis des Versuches A 2 zeigt, daß handelsübliche Schafffußwalzen nicht die Verdichtungsleistung der Kompaktoren erreichen. Dies kann sowohl durch das wesentlich geringere Gewicht der Walze als auch durch die Gestaltung der Walzenoberfläche bedingt sein.

Durch den Versuch B 1 konnte nachgewiesen werden, daß durch ein höheres Gewicht des Müllkompaktors eine stärkere Verdichtung erreicht werden kann. Die im Versuch ermittelte Einbaudichte von 1,45 t TS/m<sup>3</sup> ist sehr hoch. Bedingt durch die nicht auswertbare Messung des Setzungsvolumens ist davon auszugehen, daß die tatsächlich erreichte Einbaudichte geringer ist. Allerdings würde sich bei einer Verdoppelung der Setzung, die in der Realität mit Sicherheit nicht erreicht wurde, immer noch eine Einbaudichte von 2,07 t FS/m<sup>3</sup> bzw. 1,37 t TS/m<sup>3</sup>, bei einer Verdreifachung der Setzung immer noch eine Einbaudichte von 1,97 t FS/m<sup>3</sup> bzw. 1,30 t TS/m<sup>3</sup> ergeben.

Während des Versuches stellte sich heraus, daß der schwere Kompaktor erhebliche Probleme bei der Befahrung des Versuchsfeldes hatte. Teilweise versanken die Räder des Kompaktors in den einzubauenden Abfällen. Auf Foto 2 ist zu erkennen, daß dadurch eine sehr unebene Oberfläche der Abfälle geschaffen wurde.

Durch die Räder des Kompaktors wurden bei der Überfahrung immer wieder Abfälle seitlich verdrängt. Diese Abfälle wurden zwar bei der nächsten Überfahrt verdichtet, trotzdem tritt durch diesen Effekt ein Meßfehler auf, weil durch die GPS Messung jeweils die Höhenlage des Kompaktors bestimmt wird, und auf diese Weise das Volumen der durch das Kompaktorräder verdrängten Abfälle vernachlässigt wird. Da dieser Effekt allerdings immer nur für den letzten Übergang Bedeutung hat, kann der Fehler relativ einfach abgeschätzt werden. Unter der Annahme, daß das Kompaktorräder 10 cm einsinkt, ergibt sich der Fehler zu max.  $18 \text{ m} \cdot 18 \text{ m} \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 0,5 = 16,2 \text{ m}^3$ . Der Faktor 0,5 berücksichtigt, daß nur dort, wo das Rad des Kompaktors nicht noch einmal gefahren ist, verdrängtes Material liegen kann. Dies ist auf ca. der Hälfte der Fläche der Fall. Berücksichtigt man diesen Fehler ebenfalls bei der Berechnung der Einbaudichte, ergibt

sich rechnerisch eine minimale Einbaudichte von 1,88 t FS/m<sup>3</sup> bzw. 1,24 t TS/m<sup>3</sup>. Auch diese Werte sind größer als die im Versuch B 2 ermittelten Werte.



Foto 2: Abfalloberfläche nach der Verdichtung mit dem BOMAG-Kompaktor (40 t )

Die Verdrängung der Abfälle bei der Überführung ist bei dem Einsatz des leichteren KAELBLE-Kompaktors nicht aufgetreten. Auf Foto 3 ist die Abfalloberfläche nach der Verdichtung mit dem leichteren Kompaktor zu erkennen.

Der Effekt der Verdrängung der Abfälle wird durch den Wassergehalt der einzubauenden Abfälle beeinflusst. Für den schweren Kompaktor war der Wassergehalt bei den durchgeführten Versuchen zu hoch. Da der Wassergehalt der Abfälle für die Versuche nicht eingestellt wurde, sondern die Abfälle so, wie sie in Meisenheim vorhanden waren, verwendet wurden, sollte in weiteren Versuchen der Einfluß des Wassergehaltes auf die erreichbare Einbaudichte untersucht werden.



Foto 3: Abfalloberfläche nach der Verdichtung mit dem KAELBLE- Kompaktor (28 t )

### 5.4. Beschreibung der verwendeten Beregnungsanlage

In der Vergangenheit haben intensive Untersuchungen zur Messung von Oberflächenabfluß und Abtrag von landwirtschaftlich genutzten Flächen stattgefunden. Dabei wurden teilweise Versuchsflächen angelegt bzw. Feldmessungen durchgeführt, bei denen während Beregnungsversuchen und langfristig bei natürlichen Niederschlägen das Abfluß- und Abtragsverhalten beobachtet werden konnte (JUNG/BRECHTEL, 1980). Langzeituntersuchungen sind sehr zeitintensiv und können daher für den Bereich der Abfallwirtschaft nur schwer angewendet werden, da in der Regel entsprechende Flächen im normalen Deponiebetrieb langfristig nicht zur Verfügung stehen.

Deshalb wurden Untersuchungen zur Messung von Oberflächenabfluß und Abtrag von hochverdichtet eingebauten mechanisch-biologisch behandelten Abfällen auf Versuchsflächen durchgeführt, die mit einer Bewässerungsanlage künstlich bewässert wurden.

Bei der Simulation von Regenereignissen kommt es darauf an, die Charakteristik natürlicher Regenereignisse möglichst genau nachzubilden. Für die in dieser Arbeit angestrebten Untersuchungen zum Abfluß- und Abtragsverhalten ist eine gleichmäßige Tropfenverteilung und eine ausreichende Fallhöhe des Niederschlages von entscheidender Bedeutung, da durch diese beiden Kennwerte die Prall- und Planschwirkung des Niederschlages entscheidend beeinflusst wird.

Am Leichtweiß-Institut wurden intensive Untersuchungen zum Abfluß- und Abtragsverhalten von landwirtschaftlichen Nutzflächen durchgeführt. Dabei wurde eine Bewässerungsanlage entwickelt, mit der es nach SIEGERT (1978) möglich ist, natürliche Niederschlagsereignisse mit einer Niederschlagsintensität  $> 20$  mm/h mit ausreichender Genauigkeit zu simulieren.

Die verwendete Beregnungsanlage, die diese Randbedingungen erfüllt, ist so konstruiert, daß die Beregnung über aufwärts sprühende Düsen erfolgt. Dabei sind jeweils 20 Düsen in einen 5 m langen Rohrstrang montiert. Drei solcher Rohrstränge wurden miteinander verbunden und in ca. 1,5 m Höhe auf Stützen montiert. Am Ende der Rohre war ein Elektromotor angebracht, durch den die Rohrstränge geschwenkt werden konnten. Auf diese Weise war eine gleichmäßige flächige Verteilung des erzeugten Niederschlages gewährleistet, wenn bei Betrieb der Bewässerungsanlage Windstille herrschte.

In einem Laborversuch wurde die gleichmäßige Verteilung des Niederschlages in der Versuchshalle des Leichtweiß-Institutes nochmals überprüft. In Abb. 13 ist der Aufbau des Versuchsfeldes sowie der Standort der Regenmesser dargestellt.

Mit dem dargestellten Versuchsaufbau wurde die Leistungsfähigkeit der Beregnungsanlage überprüft. Es wurden zwei Versuche mit einmal 4,5 Minuten und einmal 10 Minuten Bewässerungsdauer bei jeweils 4,5 bar Druck und einem Düsendurchmesser von 1,2 mm durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tab. 10 dargestellt.

Die Ergebnisse bestätigen die Aussage von SIEGERT (1978), daß mit der verwendeten Beregnungsanlage eine gleichmäßige Verteilung der Niederschläge erreicht werden kann. Die max. Abweichung im Versuch 1 beträgt 8 % im Versuch 2 ca. 4 %.

## 5. Experimentelle Untersuchungen

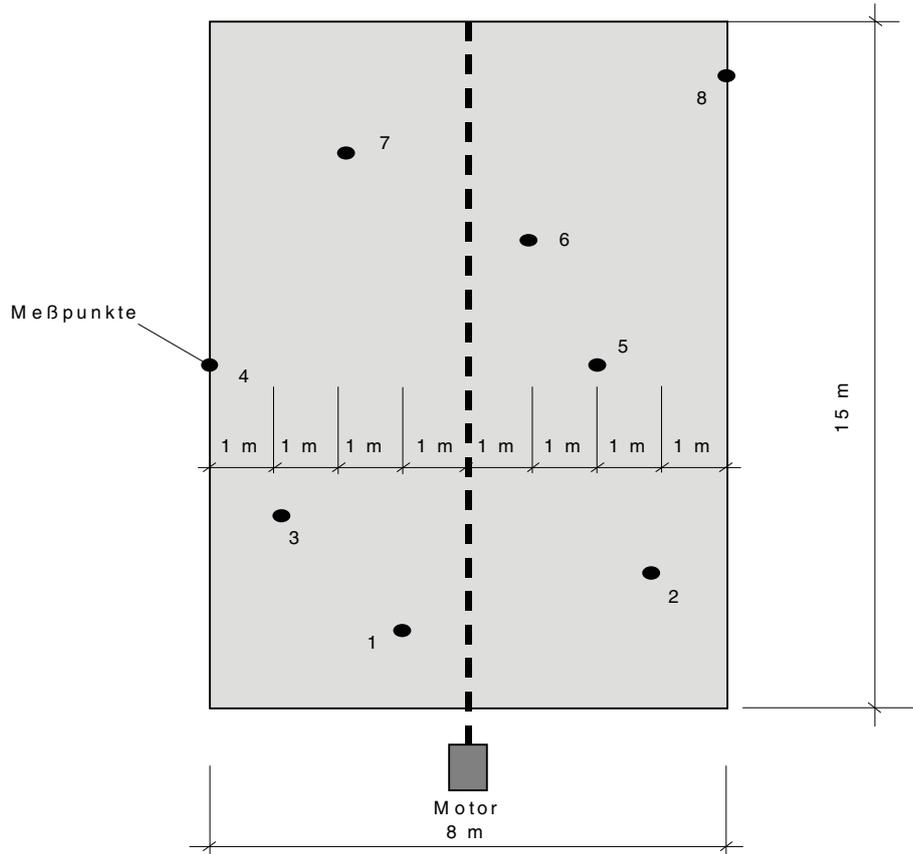


Abb. 13: Versuchsaufbau zur Überprüfung der Beregnungsanlage

Tab. 10: Niederschlagshöhe [mm] der Versuche zur Überprüfung der Leistungsfähigkeit der Bewässerungsanlage (Druck 4,5 bar, Düsendurchmesser 1,2 mm)

	Niederschlagshöhe [mm] an Meßstelle								Mittelwert [mm]	Versuchsdauer [min]	Standardabweichung [mm]
	1	2	3	4	5	6	7	8			
Vers. 1	3,1	2,9	3,0	3,1	3,3	3,0	3,5	3,3	3,15	4,5	0,2
Vers. 2	8,0	7,8	7,7	8,1	8,2	7,8	7,6	7,8	7,88	10	0,2

Bei der Bemessung für den Bau einer Kanalisation in Deutschland wird nach KAYSER (1991) von einer Regenspende  $r_{15,(n=1,0)}$  zwischen 85 und 130 l/(s · ha) ausgegangen. Der Wert  $r_{15,(n=1,0)}$  gibt die Regenspende an, die statistisch einmal im Jahr für einen Regen mit einer Dauer von 15 min erreicht wird. Das Verhältnis einer beliebigen Regenspende  $r_{T(n)}$  zu  $r_{15,(n=1,0)}$  wird als Zeitbeiwert  $\phi$  bezeichnet, der nach Gl. 17 berechnet werden oder aus

KOSTRA, Starkniederschlagshöhe für Deutschland, (DWD, 1997) entnommen werden kann.

$$\varphi = \frac{r_{T(n)}}{r_{15,(n=1)}} = \frac{38}{(T+9)} \cdot \left( \frac{1}{\sqrt[4]{n}} - 0,369 \right) \quad \text{Gl. 17}$$

mit	T	= Regendauer	[min]
	n	= Häufigkeit	
	r	= Regenspende	[l/(s · ha)]

Daher kann für Deutschland mit  $\varphi = 0,348$  ( $n = 1$ ) für eine Regenspende  $r_{60,(n=1,0)} = 0,348 \cdot r_{15,(n=1,0)}$ , die statistisch einmal im Jahr für einen Regen mit einer Dauer von 60 min erreicht wird, von ca. 30 bis 63 l/(s · ha) ausgegangen werden, da nach KAYSER (1991)  $r_{15,(n=1,0)}$  zwischen 85 und 130 l/(s · ha) liegt. Dies entspricht einer Niederschlagshöhe von 10,8 - 22,7 mm/h.

In Versuchen, die von verschiedenen Autoren zur Ermittlung von Abfluß und Abtrag auf Böden durchgeführt wurden (HAUSHAHN/PORZELT, 1979; SIEGERT, 1978; WORRESCHK, 1985), wurden Niederschlagshöhen von 15 - 65 mm/h simuliert.

Um bei den experimentellen Untersuchungen einen Abfluß zu erzeugen, sollte die Niederschlagshöhe für die Versuche ca. 50 - 60 mm/h betragen.

Auf der Deponie Meisenheim wurden experimentielle Untersuchungen durchgeführt, die zur Überprüfung der Leistungsfähigkeit der gewählten Beregnungsanlage unter den auf der Deponie vorhandenen örtlichen Bedingungen dienten. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen haben gezeigt, daß unter den örtlichen Verhältnissen auf der Deponie in Meisenheim mit einem Düsendurchmesser von 1,8 mm und einem Druck von 4,0 bar die geforderte Niederschlagsintensität von 50-60 mm/h bei entsprechenden Fallhöhen von ca. 10 m am besten erreicht werden kann.

In einem weiteren Feldversuch wurde die Eignung der gewählten Sammelbehälter zur Messung des Abflusses getestet. Dazu wurden auf einem Versuchsfeld mit einer Fläche von 4 · 15 m mechanisch-biologisch behandelte Abfälle < 60 mm mit einer Schichtdicke

von 40 cm und einer Neigung von 5,0 % mit einem Radlader verteilt. Danach wurden die Abfälle durch mehrfache Überführung mit einem Kompaktor verdichtet eingebaut. Nach der Verdichtung war ein Gefälle des Versuchsfeldes von 3,5 bis 4 % vorhanden.

Zur Erfassung des Abflusses wurden quer zum Gefälle Furchen in die eingebauten Abfälle gezogen, in die handelsübliche Dachrinnen verlegt wurden (vgl. Abb. 14).

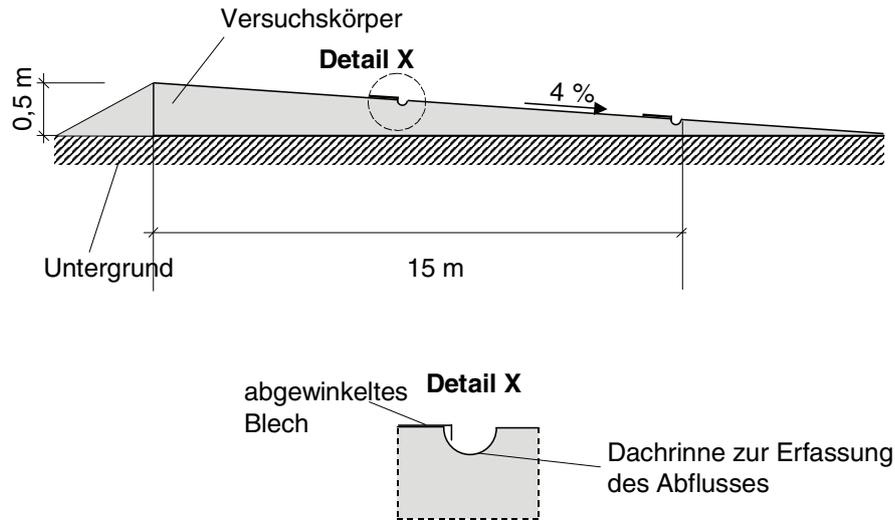


Abb. 14: Ursprünglicher Versuchsaufbau zur Fassung des Abflusses

Um den Abfluß vom Versuchsfeld in die Dachrinnen zu ermöglichen, wurden abgewinkelte Metallbleche mit einem kleinen Höhenunterschied zu den eingebauten Abfällen verlegt, auf denen das Wasser in die Dachrinnen abfließen sollte.

Während der ersten 45 Minuten Versuchsdauer ist von dem Versuchsfeld kein Wasser abgelaufen. Danach begann der Abfluß fast schlagartig. Er floß zum Teil über die eingerichteten Bleche und Dachrinnen, zum großen Teil allerdings auch unterhalb der Dachrinnen direkt durch die Furchen zum Rand des Versuchsfeldes ab.

Der Einbau der Sammelbehälter hat sich nicht bewährt. Nach dem Bau der Furchen war die Installation der Dachrinnen und der Bleche mit großen Problemen behaftet. Die Bleche sollten zur Ableitung des anströmenden Wasserfilmes in die Dachrinnen dienen. Dazu wäre allerdings ein lückenloser Übergang von den Abfällen auf die Bleche notwendig gewesen.

Beim Einbau der Bleche wurden immer wieder Abfallbestandteile, die eine zu große Stückgröße hatten, wie z.B. grobe Kunststoff- und Lumpenfetzen, Weißblechdosen, aus dem Verbund gerissen und hinterließen, entsprechend ihres Volumens Löcher mit undefinierten Abrißkanten. Dadurch war kein sauberer Übergang von den Abfällen auf die Bleche herzustellen. Entsprechend ist im Verlauf des Versuches der Abfluß zum Teil über die Bleche und Dachrinnen zum großen Teil allerdings auch direkt durch die Furchen erfolgt.

In einem weiteren Versuch wurden die Dachrinnen aus den Furchen und die Bleche entfernt. Am Rand des Versuchsfeldes wurden am Ende der Furchen Einlaufbauwerke gebaut, durch die das Wasser in Dachrinnen abgeleitet wurde und von dort abfließen konnte (vgl. Abb. 15).

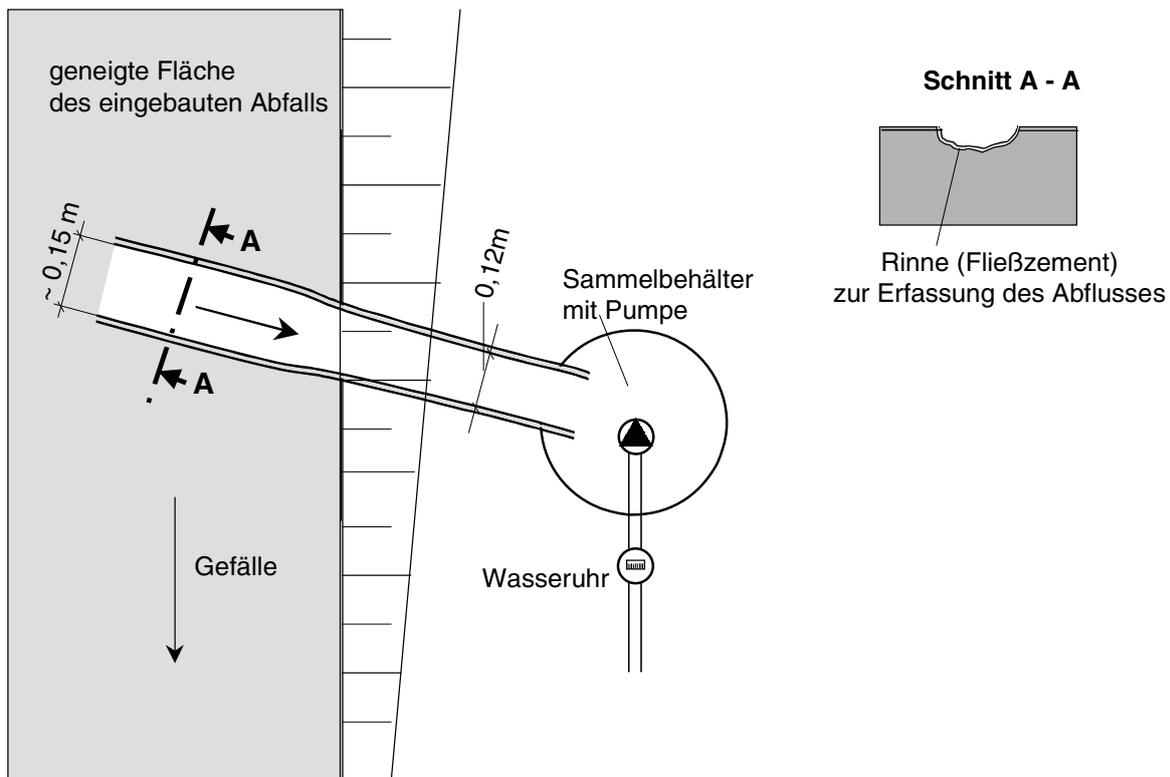


Abb. 15: Darstellung des veränderten Versuchsaufbaus

Die Veränderung des Versuchsaufbaues zeigte, daß der Abfluß sehr gut auch direkt in den Furchen abgeleitet werden kann. Die Furchen wurden durch Einebnung zu Abflußgräben ausgebaut, in denen ein leichtes Gefälle zum Rand des Versuchsfeldes vorhanden war.

Für die großtechnischen Bewässerungsversuche wurde der Versuchsaufbau dahingehend geändert, daß die Abflußgräben mit Fließzement ausgegossen wurden. Dies hatte den Vorteil, daß Unebenheiten durch den Fließzement ausgeglichen wurden, und es deshalb nicht in kleinen Unebenheiten zur Speicherung von Wasser und Ablagerung von Feststoffen in den Furchen kommen und ebenfalls kein zusätzlicher Abtrag durch Erosionsvorgänge in den Abflußgräben auftreten konnte.

### 5.5. Messung von Oberflächenabfluß und Abtrag bei Beregnung

#### **Versuchsprogramm:**

Die Untersuchungen des Abfluß- und Abtragsverhaltens von Böden haben sich bisher auf die Parameter Neigung, Niederschlagsintensität und Bodenart konzentriert. Für das Abflußverhalten von mechanisch-biologisch behandelten Abfällen ist Abfallzusammensetzung und die Gestaltung der Oberfläche von besonderer Bedeutung, die bisher noch weitgehend unberücksichtigt war. . Deshalb wurde bei den Versuchen eine Variante mit ungesiebten Abfällen durchgeführt Für die Versuche mit den abgeseibten Abfällen sollte neben dem üblichen Einbaugerät, dem Kompaktor, eine Schaffußwalze zum Einbau der Abfälle eingesetzt werden. In einer weiteren Variante sollten die Abfälle mit einem Kompaktor eingebaut werden und danach mit einer Glattmantelwalze überfahren werden.

Die für das Abflußverhalten auf Böden wesentlichen Parameter wie Neigung des Versuchsfeldes und Beregnungsintensität müßten in weiteren Arbeiten auf Grundlage der Ergebnisse dieser Untersuchungen betrachtet werden. In den hier durchgeführten Versuchen sollten diese Parameter für alle Versuche gleich eingestellt werden.

Folgende Versuche wurden durchgeführt:

#### Versuch 1:

Einbau:	ungesiebte Abfälle mit dem Kompaktor auf der aktuellen Einbaufläche
Neigung:	entsprechend den örtlichen Verhältnissen
Beregnungsintensität:	60 mm/h
Messung:	Niederschlagshöhe, bei der der Abfluß beginnt, danach Messung Abfluß und Abtrag

Versuch 2:

Einbau: gesiebte Abfälle < 60 mm mit dem Kompaktor  
Neigung: 3 %  
Beregnungsintensität: 60 mm/h  
Messung: Niederschlagshöhe, bei der der Abfluß beginnt, danach Messung Abfluß und Abtrag

Versuch 3:

Einbau: gesiebte Abfälle < 60 mm mit dem Kompaktor, anschließend Walzung mit einer Glattmantelwalze  
Neigung: 3 %  
Beregnungsintensität: 60 mm/h  
Messung: Niederschlagshöhe, bei der der Abfluß beginnt, danach Messung Abfluß und Abtrag

Versuch 4:

Einbau: gesiebte Abfälle < 60 mm mit einer Schafffußwalze  
Neigung: 3 %  
Beregnungsintensität: 60 mm/h  
Messung: Niederschlagshöhe, bei der der Abfluß beginnt, danach Messung Abfluß und Abtrag

Die Neigung von 3 % wurde gewählt, um den ungünstigsten Fall darzustellen. Die Niederschlagsintensität wurde den im Bereich der Bodenforschung durchgeführten Versuchen angepaßt.

**Versuchsaufbau:**

Die Versuchsfelder für die einzelnen Versuche wurden auf dem Abfallkörper der Deponie Meisenheim aufgebaut. Auf den Versuchsfeldern der Versuche 2 - 4 wurden auf einer Fläche von 8 m · 15 m mechanisch-biologisch behandelte Abfälle mit einem Bagger mit einer Schichthöhe von ca. 50 cm locker verteilt. Die vorgesehene gleichmäßige Neigung von 3 % wurde eingestellt. Danach erfolgte die Verdichtung der Abfälle durch fünffache Überfahung der Abfälle mit dem vorgesehenen Verdichtungsgerät entsprechend den Bedingungen der großtechnischen Versuche zur Ermittlung der Einbaudichte. Nach der Verdichtung wurden in die hochverdichtet eingebauten Abfälle Furchen quer zur Fallinie mit geringem Gefälle zur Längsseite des Versuchsfeldes gezogen, wie sie in den beschriebenen Vorversuchen erprobt wurden. Zwei dieser Furchen wurden an der Querseite

des Versuchsfeldes am tiefsten Punkt mit einer Länge von 4 m und die dritte Furche mit einer Länge von 4 m in einer Entfernung von 7,5 m zur Querseite des Versuchsfeldes gezogen. Am Ende der Furchen wurde das Wasser über Dachrinnen in Auffanggefäße geleitet. Die Ableitungsfurchen wurden wie erwähnt mit Fließzement ausgegossen.

In Abb. 16 ist der prinzipielle Aufbau der Versuchsfelder für die Versuche dargestellt, die Abmessungen wurden den einzelnen Versuchsrandbedingungen entsprechend verändert.

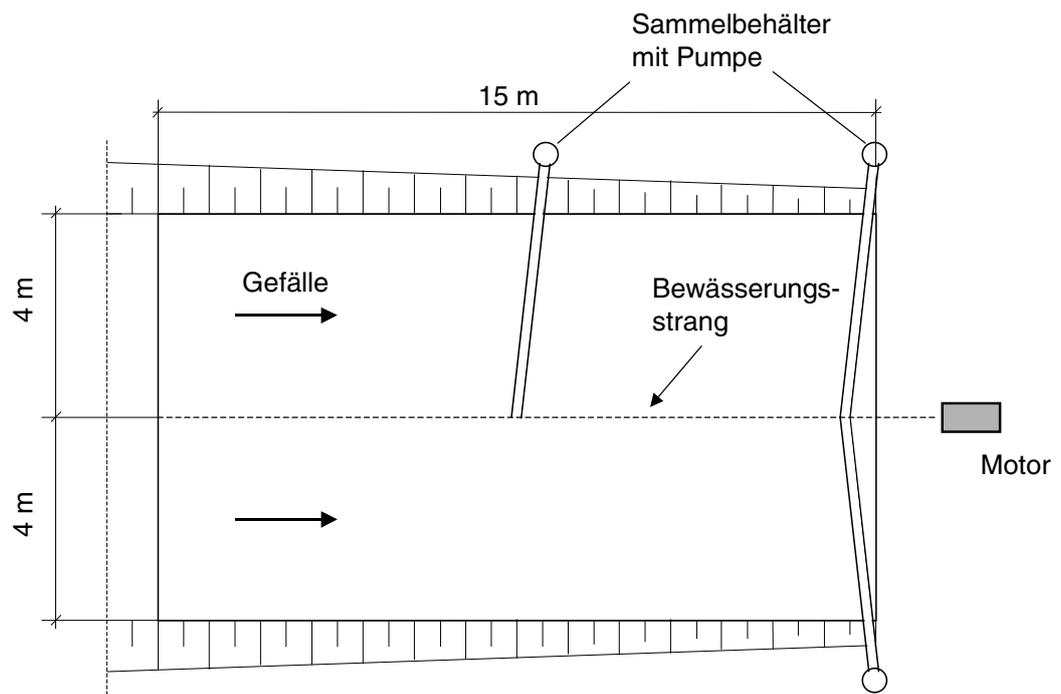


Abb. 16: Prinzipieller Versuchsaufbau der Beregnungsversuche

Die Auffanggefäße hatten je ein Volumen von 80 l, in denen Pumpen mit Schwimmern installiert waren, die bei Bedarf die Auffanggefäße leer pumpen konnten. Das gepumpte Wasservolumen wurde durch Wasseruhren ermittelt.

In der Mitte des Versuchsfeldes wurde in Richtung des Gefälles die Bewässerungsanlage aufgebaut. Sie bestand aus einem Rohr mit 15 m Länge und 60 Düsen mit einem Düsendurchmesser von 1,8 mm.

Zur Messung der Niederschlagshöhe wurden jeweils Regenmesser auf dem Versuchsfeld aufgestellt.

**Versuchsdurchführung:**

## Versuch 1:

Für den Versuch 1 wurden mechanisch-biologisch behandelte Abfälle ungesiebt mit einem Kompaktor hochverdichtet auf der aktuellen Einbaufläche der Deponie Meisenheim eingebaut. Bei diesem Versuch konnte die Neigung der Versuchsfläche nicht beeinflusst werden. Es wurde entsprechend den topographischen Verhältnissen eine Neigung dieses Versuchsfeldes von 15 - 20 % ermittelt. Das Versuchsfeld entsprach sonst dem vorgesehenen Versuchsaufbau. Es wurden drei Abflußbereiche geschaffen, von denen zwei etwa die gleiche Fläche von  $4 \text{ m} \cdot 7,5 \text{ m} = 30 \text{ m}^2$  und der dritte Abflußbereich eine Fläche von ca.  $4 \text{ m} \cdot 15 \text{ m} = 60 \text{ m}^2$  hatte. In Abb. 17 ist in einer Lageskizze der Aufbau des Versuchsfeldes für Versuch 1 dargestellt.

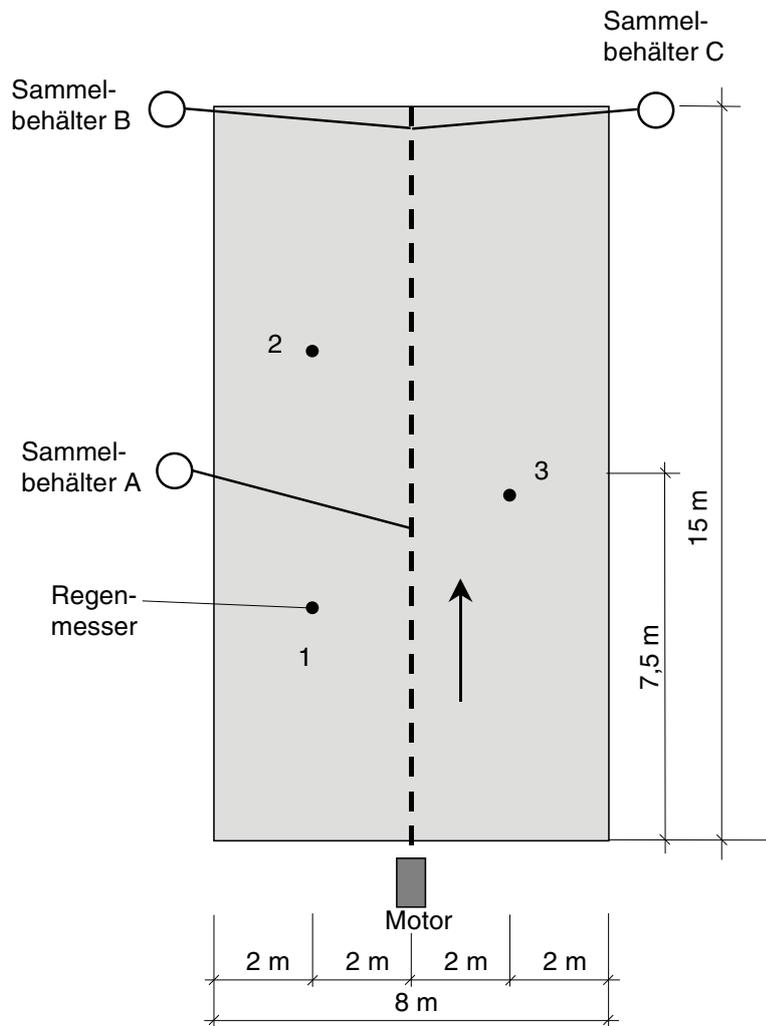


Abb. 17: Lageskizze des Versuchsfeldes für Versuch 1

Der Aufbau des Versuchsfeldes wurde am 05.11.1998 durchgeführt. Bedingt durch starken Wind war eine Durchführung der Versuche an diesem und den folgenden Tagen nicht möglich.

Der Versuch wurde am 16.11.1998 von 23:00 h bis 01:00 h durchgeführt. Vom 05.11.98 bis zum 16.11.1998 waren insgesamt 76,2 mm Niederschlag gefallen. An diesem Abend war es windstill und der Versuch konnte durchgeführt werden. Das Versuchsfeld wurde von 23:00 h bis 23:30 h und von 23:45 h bis 00:10 h insgesamt 55 min bewässert. Der vorhandene Druck an der Bewässerungsanlage hat 4,0 bar betragen. Die Versuchsunterbrechung war auf Grund eines technischen Problems mit der Pumpe notwendig.

Versuch 2:

Für den Versuch 2 wurden abgesiebte mechanisch-biologisch behandelte Abfälle < 60 mm mit einem Kompaktor hochverdichtet auf dem Altkörper der Deponie Meisenheim in das Versuchsfeld eingebaut. Nach der Verdichtung wurde eine Neigung des Versuchsfeldes von 3,5 % ermittelt. Das Versuchsfeld hatte eine Größe von 8 m · 10 m. Es wurden drei Abflußbereiche geschaffen, von denen zwei die gleiche Fläche von 4 m · 5 m = 20 m<sup>2</sup> und der dritte Abflußbereich eine Fläche von 4 m · 10 m = 40 m<sup>2</sup> hatten. In Abb. 18 ist eine Lageskizze vom Aufbau des Versuchsfeldes für Versuch 2 dargestellt.

Der Versuch wurde am 19.11.1998 durchgeführt. An diesem Abend war es windstill. Das Versuchsfeld wurde von 18:36 h bis 19:06 h und von 19:43 h bis 20:13 h insgesamt 60 min bewässert. Der vorhandene Druck an der Bewässerungsanlage hat 4,0 bar betragen. Die Unterbrechung des Versuches war zur Reparatur einiger Pumpen notwendig, die im Verlauf des Versuches ausgefallen waren. In dieser Zeit wurde das Wasser aus den Auffanggefäßen von Hand abgeschöpft und abgelitert. Sofort nach Abflußbeginn wurde aus den Probestellen A - C jeweils eine und danach im 10 Minuten Abstand eine Wasserprobe zur Analyse der Inhaltsstoffe und zur Ermittlung des Abtrages genommen. Nach Abflußende wurde aus jedem Auffanggefäß der Probestellen A - C noch einmal eine Probe genommen.

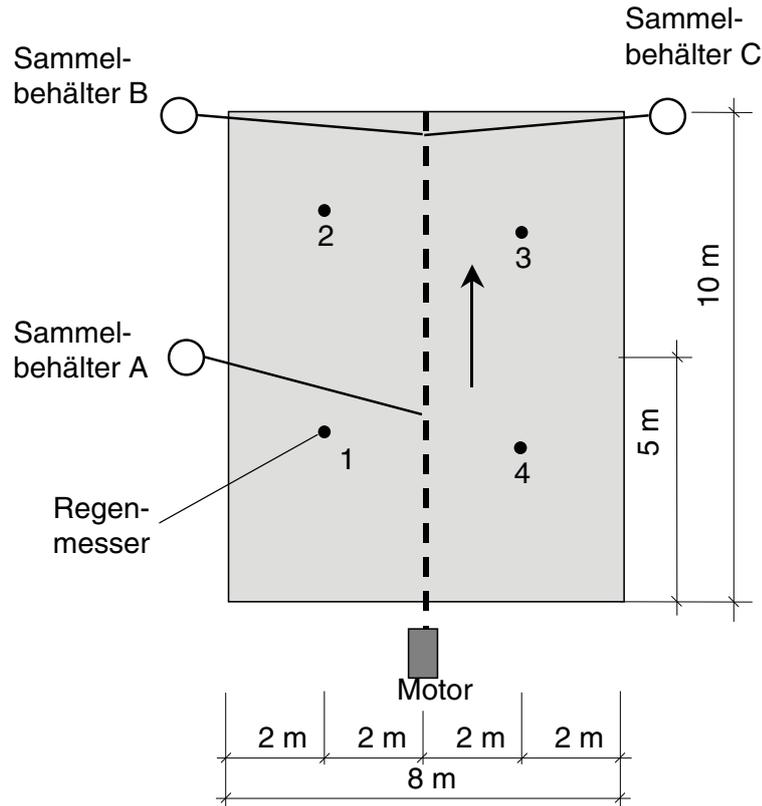


Abb. 18: Lageskizze des Versuchsfeldes für Versuch 2

Die Proben wurden im Labor des Leichtweiß-Institutes auf die Parameter Abdampfrückstand, pH - Wert, elektrische Leitfähigkeit, Sauerstoffgehalt, Redoxpotential, CSB, BSB<sub>5</sub>, NH<sub>4</sub>-N, TOC, AOX, Cl<sup>-</sup>, NO<sub>3</sub>-N, SO<sub>4</sub>, K, Na, Ca, Fe, Zn, Pb, Cd, Cu, Ni, Mg, Mn analysiert.

Nach Beendigung des Versuches wurden aus dem Abfallkörper Feststoffproben zur Ermittlung des Wassergehaltes genommen. Das Volumen der Proben wurde nach der Volumenersatzmethode ermittelt. In die Löcher, aus denen die Proben genommen wurden, wurde Quarzsand < 0,1 mm eingefüllt. Über das Gewicht und die Schüttdichte des Quarzsandes konnte das entnommene Probenvolumen ermittelt werden.

Versuch 3:

Für den Versuch 3 wurden ebenfalls gesiebte mechanisch-biologisch behandelte Abfälle < 60 mm mit einem Kompaktor hochverdichtet auf dem Altkörper der Deponie Meisenheim in das Versuchsfeld eingebaut. Nach dem Einbau mit dem Kompaktor wurde die Fläche mit einer durch einen Radlader gezogenen Glattmantelwalze gewalzt. Durch die

Befahrung des Versuchsfeldes mit dem Radlader wurde dieses in einem Großteil der Fläche für die Versuche unbrauchbar, weil der Radlader bei der Befahrung ca. 30 – 50 cm tiefe Fahrspuren hinterlassen hat. Für die Durchführung des Versuches konnte deshalb nur eine kleine Fläche eines Vierecks mit den in Abb. 19 dargestellten Ausmaßen genutzt werden. Diese Fläche wurde nicht mit dem Radlader befahren, sondern nur durch die Walze. Die Fläche hatte eine tatsächliche Neigung von 3 - 5 % und eine Gesamtfläche von  $15,6 \text{ m}^2$ . In Abb. 19 ist in einer Lageskizze der Aufbau des Versuchsfeldes für Versuch 3 dargestellt.

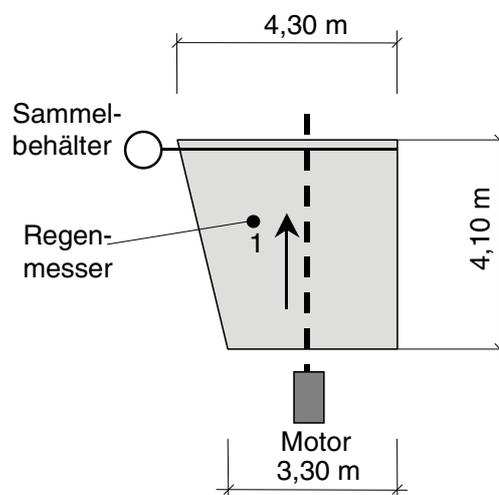


Abb. 19: Lageskizze des Versuchsfeldes für Versuch 3

Der Aufbau des Versuchsfeldes wurde am 18.11.1998 durchgeführt. An diesem Abend war es windstill. Das Versuchsfeld wurde von 17:30 h bis 18:05 h und von 18:36 h bis 19:01 h insgesamt 60 min bewässert. Der vorhandene Druck an der Bewässerungsanlage hat 4,0 bar betragen. Die Unterbrechung des Versuches war zur Reparatur der Bewässerungsanlage notwendig, die im Verlauf des Versuches ausgefallen war. Sofort nach Abflußbeginn wurde aus der Probestelle und danach im 10 Minuten Abstand eine Wasserprobe zur Analyse der Inhaltsstoffe und zur Ermittlung des Abtrages genommen. Nach Abflußende wurde aus dem Auffanggefäß der Probestelle erneut eine Probe zur Ermittlung der Inhaltsstoffe genommen.

Die Analyse der Proben, die Bestimmung des Wassergehaltes sowie die Volumenermittlung wurde entsprechend der Vorgehensweise des Versuches 2 durchgeführt.

Versuch 4:

Für den Versuch 4 wurden ebenfalls gesiebte mechanisch-biologisch behandelte Abfälle < 60 mm mit einer Schafffußwalze hochverdichtet auf dem Altkörper der Deponie Meisenheim in das Versuchsfeld eingebaut. Nach der Verdichtung wurde eine Neigung von 3,0 % ermittelt.

Das Versuchsfeld hatte eine Größe von 8 m · 7 m. Es wurden zwei Abflußbereiche geschaffen, die jeweils eine Fläche von ca. 4 m · 7 m = 28 m<sup>2</sup> hatten. In Abb. 20 ist eine Lageskizze vom Aufbau des Versuchsfeldes für Versuch 4 dargestellt.

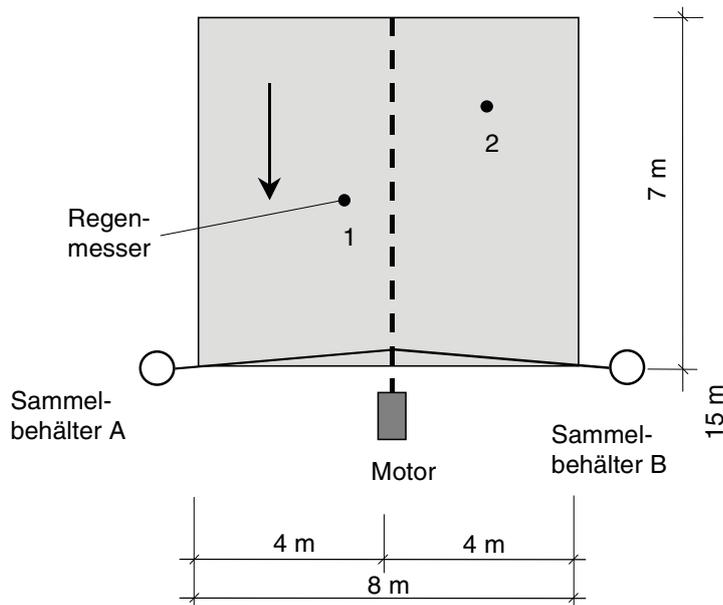


Abb. 20: Lageskizze des Versuchsfeldes für Versuch 4

Der Aufbau des Versuchsfeldes wurde am 02.11.1998 durchgeführt. Bedingt durch starken Wind war eine Durchführung der Versuche an diesem und am folgenden Tag nicht möglich.

Der Einfluß des Windes wird durch die während dieser Zeit gemessenen Niederschlagshöhen von 6,2 mm an Meßstelle 1, 5,1 mm an Meßstelle 2 und 4,3 mm an Meßstelle 3 dokumentiert.

Der Versuch wurde am 04.11.1998 von 22:00 h bis 01:30 h durchgeführt. An diesem Abend war es windstill und der Versuch konnte durchgeführt werden. Das Versuchsfeld wurde von 22:18 h bis 22:35 h, von 22:43 h bis 22:50 h, von 23:07 h bis 23:17 h, von 23:28 h bis 23:36 h, von 23:50 h bis 23:54 h und von 00:02 h bis 00:12 h insgesamt 56 min bewässert. Die kurzen Unterbrechungen waren durch eine zu geringe Pumpleistung der

Pumpen in den Auffanggefäßen notwendig, weil diese sonst übergelaufen wären. Die Unterbrechung um 23:54 h war zur Reparatur der Bewässerungsanlage notwendig. Der vorhandene Druck an der Bewässerungsanlage hat 4,0 bar betragen.

Sofort nach Abflußbeginn wurde aus den Probestellen A + B jeweils eine und danach im 10 Minuten Abstand eine Wasserprobe zur Analyse der Inhaltsstoffe und zur Ermittlung des Abtrages genommen. Diese Probenahme wurde dann jeweils zum Zeitpunkt der Unterbrechungen durchgeführt. Nach Abflußende wurde aus den Auffanggefäßen der Probestellen A + B noch einmal eine Probe zur Ermittlung der Inhaltsstoffe genommen.

Die Analyse der Proben, die Bestimmung des Wassergehaltes sowie die Volumenermittlung wurden entsprechend der Vorgehensweise des Versuches 2 durchgeführt.

### Versuchsergebnisse:

Versuch 1:

Auf die Versuchsfläche sind vor Versuchsbeginn ca. 76 mm natürlicher Niederschlag gefallen. Mit der Beregnungsanlage wurden durchschnittlich 58 mm Niederschlag auf das Versuchsfeld geregnet. Während der gesamten Beregnungsdauer und auch in der Stunde danach war in den Sammelbehältern kein Abfluß zu messen. Am nächsten Tag wurden in dem Sammelbehälter B 24 l und in dem Sammelbehälter C 23 l Wasser gemessen. In Tab. 11 sind die Meßergebnisse des ersten Versuches dargestellt.

Tab. 11: Meßergebnisse Versuch 1

Versuchsdauer [min]		Niederschlagshöhe [mm]			Abflußvolumen [l]			Abtrag [g/l]		
		Meßstelle			Meßstelle			Meßstelle		
		1	2	3	A	B	C	A	B	C
	Beregnungsbeginn									
35	Unterbrechung	24,1 <sup>*)</sup>	34,5	44,6						
25	Beregnungsende	15,5	16,8	20,0	0	0	0			
	nächster Tag				0	24	23		2,686	2,764
	Summe	39,6	51,3	64,6	0	24	23			

<sup>\*)</sup> Meßfehler durch verstopfte Düse der Beregnungsanlage im Bereich des Regenmessers

Die Proben wurden auf ihre Inhaltsstoffe analysiert. Die wichtigsten Ergebnisse der Analysen sind in Tab. 12 dargestellt. Eine Tabelle mit umfassenden Ergebnissen der Analysen ist im Anhang B dargestellt.

Tab. 12: Analyseergebnisse (Auszug) der Wasserproben, Versuch 1

Analyseparameter	Meßstelle A		Meßstelle B		Meßstelle C	
	Abflußbeginn	Abflußende	Abflußbeginn	Abflußende	Abflußbeginn	Abflußende
pH [-]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	7,5	x <sup>*)</sup>	7,6
CSB [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	1649	x <sup>*)</sup>	530
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	66	x <sup>*)</sup>	7,9
NH <sub>4</sub> -N [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	102	x <sup>*)</sup>	29,9

<sup>\*)</sup> keine Analyse, da keine Probe vorhanden war

Versuch 2:

Mit der Beregnungsanlage wurden durchschnittlich 80,25 mm Niederschlag auf das Versuchsfeld geregnet. Nach 15 min Versuchsdauer war der Beginn des Abflusses, der 10 min nach Ende der Beregnung endete. In Tab. 13 sind die Meßergebnisse des Versuch 2 dargestellt.

Tab. 13: Meßergebnisse Versuch 2

Versuchsdauer [min]		Niederschlagshöhe [mm]				Abflußvolumen [l]			Abtrag [g/l]		
		Meßstelle				Meßstelle			Meßstelle		
		1	2	3	4	A	B	C	A	B	C
0	Beregnungsbeginn										
15	Abflußbeginn								4,828	4,098	6,328
10									4,686	4,068	3,846
5	Unterbrechung	42,5	42,5	45,0	42,0						
5									4,137	3,899	3,739
10									4,027	3,899	3,952
10									3,471	3,130	3,188
5	Beregnungsende	34,5	41,5	38,0	35,0						
5									3,247	3,089	3,053
10	Abflußende					539	582	685	3,151	3,052	3,080
	Summe	77,0	84,0	83,0	77,0	539	582	685			

Die wichtigsten Ergebnisse der Analysen sind in Tab. 14 dargestellt. Eine Tabelle mit den umfassenden Ergebnissen der Analysen ist in Anhang B dargestellt.

Insgesamt wurden im Sammelbehälter A (Fläche von ca. 20 m<sup>2</sup>) 539 l, im Sammelbehälter B (Fläche von ca. 20 m<sup>2</sup>) 582 l und im Sammelbehälter C (Fläche von ca. 40 m<sup>2</sup>) 685 l gemessen. Der Abtrag lag bei Abflußbeginn bei 4 - 5 g/l und hat bis zum Abflußende auf ca. 3 g/l abgenommen.

Tab. 14: Analyseergebnisse (Auszug) der Wasserproben, Versuch 2

Analyseparameter	Meßstelle A		Meßstelle B		Meßstelle C	
	Abflußbeginn	Abflußende	Abflußbeginn	Abflußende	Abflußbeginn	Abflußende
pH [-]	8,2	7,7	7,9	7,7	8,3	8,2
CSB [mg/l]	455	325	317	285	488	391
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	7,5	6,4	4,4	4,4	5,4	5,4
NH <sub>4</sub> -N [mg/l]	42,2	31,0	31,4	24,6	61,0	41,5

Die Belastung des abgeflossenen Wassers war bei Abflußbeginn bei den meisten Parametern höher als am Abflußende. Der CSB als Beispiel für die organische Belastung des Wassers ist bei Meßstelle A von 455 mg/l bei Abflußbeginn auf 325 mg/l bei Abflußende zurückgegangen.

In Tab. 15 sind die Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmung der Proben, die nach Abschluß der Versuche aus der Oberfläche des Versuchsfeldes entnommen wurden, dargestellt.

Tab. 15: Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmung der entnommenen Abfallproben aus dem Versuchsfeld des Versuch 2

Probe	Wassergehalt bezogen auf die Feuchtmasse [%]	Wassergehalt [Vol-%]
A	44	55
B	47	60

Versuch 3:

Mit der Berechnungsanlage wurden durchschnittlich 59,5 mm Niederschlag auf das Versuchsfeld geregnet. Nach 2 min Versuchsdauer war der Beginn des Abflusses, der 10 min nach Ende der Beregnung endete. In Tab. 16 sind die Meßergebnisse des Versuch 3

dargestellt. Die wichtigsten Ergebnisse der Analysen sind in Tab. 17 dargestellt. Eine Tabelle mit den umfassenden Ergebnissen der Analysen ist in Anhang B dargestellt.

Tab. 16: Meßergebnisse Versuch 3

Versuchsdauer [min]		Niederschlagshöhe [mm]	Abflußvolumen [l]	Abtrag [g/l]
		Meßstelle	Meßstelle	Meßstelle
		1	A	A
0	Berechnungsbeginn			
2	Abflußbeginn			
8				5,969
10				5,178
15	Unterbrechung	36,0	510	3,759
5				5,370
10				5,057
10	Berechnungsende	23,5		4,073
10	Abflußende		453	3,195
	Summe	59,5	963	

Insgesamt sind von der Abflußfläche (Fläche von ca. 15,6 m<sup>2</sup>) 963 l abgeflossen. Der Abtrag lag bei Abflußbeginn bei ca. 6 g/l und hat bis zum Abflußende auf ca. 3 g/l abgenommen.

Tab. 17: Analyseergebnisse (Auszug) der Wasserproben, Versuch 3

Analyse- parameter	Meßstelle A	
	Abflußbeginn	Abflußende
pH [-]	10,9	7,9
CSB [mg/l]	334	278
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	19	7
NH <sub>4</sub> -N [mg/l]	52	36

Die Belastung des abgeflossenen Wassers war bei Abflußbeginn bei den meisten Parametern höher als am Abflußende. Der CSB als Beispiel für die organische Belastung des Wassers ist von 334 mg/l bei Abflußbeginn auf 278 mg/l bei Abflußende zurückgegangen.

In Tab. 18 sind die Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmung der Proben, die nach Abschluß der Versuche aus der Oberfläche des Versuchsfeldes entnommen wurden, dargestellt.

Tab. 18: Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmung der entnommenen Abfallproben aus dem Versuchsfeld des Versuch 3

Probe	Wassergehalt bezogen auf die Feuchtmasse [%]	Wassergehalt [Vol-%]
A	39	50
B	42	54

Versuch 4:

Mit der Beregnungsanlage wurden durchschnittlich 76 mm Niederschlag auf das Versuchsfeld geregnet. Nach 17 min Versuchsdauer war der Beginn des Abflusses, der 10 min nach Ende der Beregnung endete. In Tab. 19 sind die Meßergebnisse des Versuch 4 dargestellt.

Tab. 19: Meßergebnisse Versuch 4

Versuchsdauer [min]		Niederschlagshöhe [mm]		Abflußvolumen [l]		Abtrag [g/l]	
		Meßstelle		Meßstelle		Meßstelle	
		1	2	A	B	A	B
0	Beregnungsbeginn						
17	Abflußbeginn	19,2	18,8	40		4,758	4,211
7	Unterbrechung					5,950	4,250
10	Unterbrechung	24,0	26,0			2,276	3,736
8	Unterbrechung			0	0	2,274	2,762
4	Unterbrechung					2,554	2,644
10	Beregnungsende	36,1	28,5			1,970	2,500
10				0	24	2,150	4,876
10	Abflußende			2153	170	2,234	x <sup>*)</sup>
	Summe	85,5	77,6	2193	170		

<sup>\*)</sup> keine Probe vorhanden

Die wichtigsten Ergebnisse der Analysen sind in Tab. 20 dargestellt. Eine Tabelle mit den umfassenden Ergebnissen der Analysen ist in Anhang B dargestellt.

Insgesamt sind im Sammelbehälter A 2193 l und im Sammelbehälter B 170 l als Abfluß gemessen worden. Der Abtrag lag bei Abflußbeginn bei 4 - 5 g/l und hat bis zum Abflußende auf ca. 2 g/l abgenommen.

## 5. Experimentelle Untersuchungen

Die Belastung des abgeflossenen Wassers war bei Abflußbeginn bei den meisten Parametern höher als am Abflußende. Der CSB als Beispiel für die organische Belastung des Wassers ist bei Meßstelle A von 370 mg/l bei Abflußbeginn auf 254 mg/l bei Abflußende zurückgegangen.

Tab. 20: Analyseergebnisse (Auszug) der Wasserproben, Versuch 4

Analyseparameter	Meßstelle A		Meßstelle B	
	Abflußbeginn	Abflußende	Abflußbeginn	Abflußende
pH [-]	7,8	7,5	7,9	7,7
CSB [mg/l]	370	254	676	376
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	6	6	18	10
NH <sub>4</sub> -N [mg/l]	48	11,3	76	36

In Tab. 21 sind die Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmung der Proben, die nach Abschluß der Versuche aus der Oberfläche des Versuchsfeldes entnommen wurden, dargestellt.

Tab. 21: Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmung der entnommenen Abfallproben aus dem Versuchsfeld des Versuch 4

Probe	Wassergehalt bezogen auf die Feuchtmasse [%]	Wassergehalt [Vol-%]
A	34	53
B	39	53

In Tab. 22 sind die wichtigsten Ergebnisse der Versuche 1 – 4 zusammenfassend dargestellt.

Tab. 22: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse der Versuche 1 - 4

Ver-such	Teil-fläche	aufgebrachte Niederschlags-höhe [mm]	Niederschlags-volumen [l]	Gemessener Abfluß [l]	Anteil Abfluß vom Niederschlag [%]	Abtrag [g/l]
1	A	39,6	1.188	0		-
	B	51,3	1.539	24	1,6	2,6
	C	64,4	3.876	23	0,6	2,7
2	A	77,0	1.540	539	35,0	3,9
	B	84,0	1.680	582	34,6	3,6
	C	83,0	1.660	685	21,4	3,9
		77,0	1.540			
3	A	59,5	927	963	104	4,7
4	A	85,5	2.394	2193		3,0
	B	77,6	2.173	170	52	3,1

### 5.6. Messung von Oberflächenabfluß bei natürlichem Niederschlag

Nach Abschluß der Hauptversuche war es möglich, auf der Deponie in Meisenheim die Versuchsfelder der Versuche 2 und 3 aus den in Kapitel 5.5. geschilderten Versuchen aufgebaut zu lassen, ohne den Deponiebetrieb zu stören. Deshalb konnten an diesen Versuchsfeldern Beobachtungen unter natürlichen klimatischen Verhältnissen durchgeführt werden. Die für die Auswertung notwendigen Klimadaten konnten mit einer auf der Deponie in Meisenheim vorhandenen Wetterstation ermittelt werden.

Die Messungen wurden direkt nach Beendigung der Versuche am 20.11.1998 begonnen und bis zum 07.03.1999 durchgeführt. Die Niederschlagshöhe wurde von der Wetterstation aufgezeichnet. Die Verdunstung wurde nach HAUDE berechnet. Die dafür notwendigen Temperaturdaten sowie die relative Luftfeuchtigkeit wurden ebenfalls von der Wetterstation aufgezeichnet. Das Abflußvolumen wurde durch Auslitern des in den Auffanggefäßen gesammelten Wassers in unregelmäßigen Abständen durch das Betriebspersonal der Deponie Meisenheim ermittelt.

In Abb. 21 ist für das Versuchsfeld 2 und in Abb. 22 für das Versuchsfeld 3 die Summenlinie des auf die jeweilige Fläche des Versuchsfeldes gefallenen Niederschlages, die Summenlinie des auf das Versuchsfeld gefallenen Niederschlages abzüglich des verdunsteten Wasservolumens bei einer Berechnung nach HAUDE sowie die Summenlinie des ermittelten Abflusses dargestellt.

Die in Abb. 21 und 22 dargestellten Ergebnisse zeigen, daß von dem Versuchsfeld 2 in dem beobachteten Zeitraum ca. 9 % des gefallenen Niederschlages und ca. 11 % des Niederschlages abzüglich des Verdunstungsvolumens von der Oberfläche abgeflossen sind. Auf dem Versuchsfeld 3 sind ca. 39 % des Niederschlages und ca. 48 % des Niederschlages abzüglich des Verdunstungsvolumens oberflächlich abgelaufen. In Tab. 23 sind die Ergebnisse der Naturbeobachtungen zusammengestellt.

Tab. 23: Zusammenstellung der Ergebnisse der Naturbeobachtungen

Ver- such	Nieder- schlags- volumen [l]	Niederschlags- volumen abzgl. Verdunstung [l]	Gemes- sener Abfluß [l]	Anteil Abfluß von N [%]	Anteil Abfluß von N – V [%]	Abtrag [g/l]
2	6688	5429	623	9	11	0,1
3	1304	1059	511	39	48	0,1

**Abflußverhalten Versuchsfeld 2**  
**20. November 1998 bis 03. März 1999**

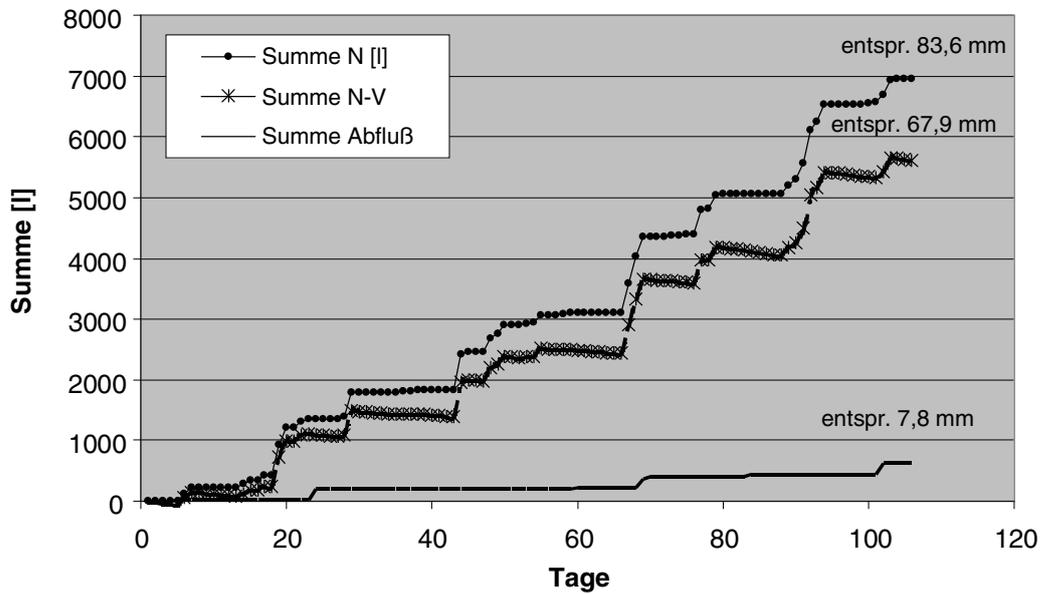


Abb. 21: Summenlinie des auf das Versuchsfeld 2 gefallenen Niederschlages, der Differenz aus Niederschlag und Verdunstung sowie des gemessenen Abflusses

**Abflußverhalten Versuchsfeld 3**  
**20. November 1998 bis 07. März 1999**

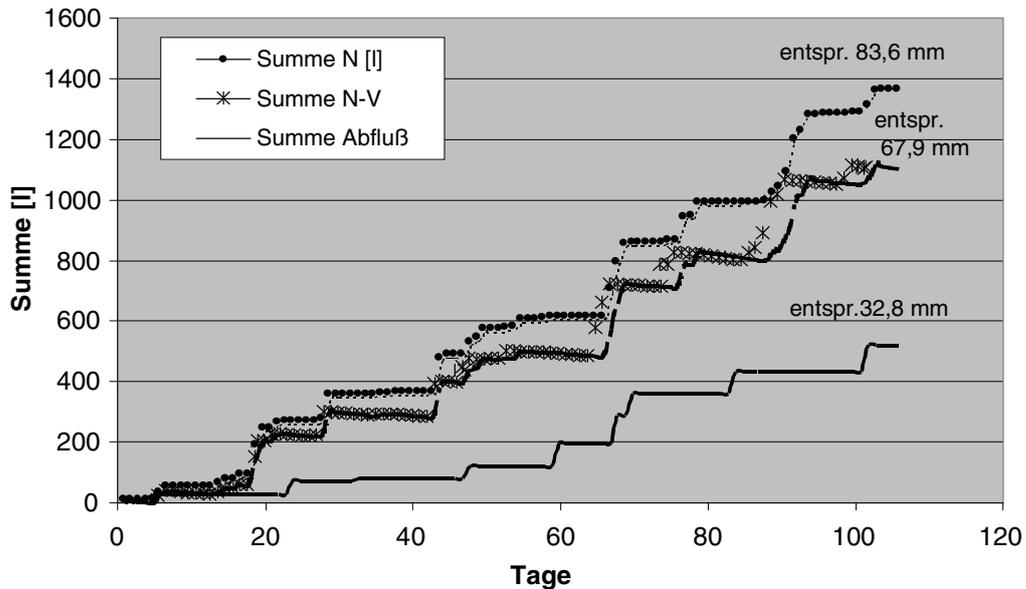
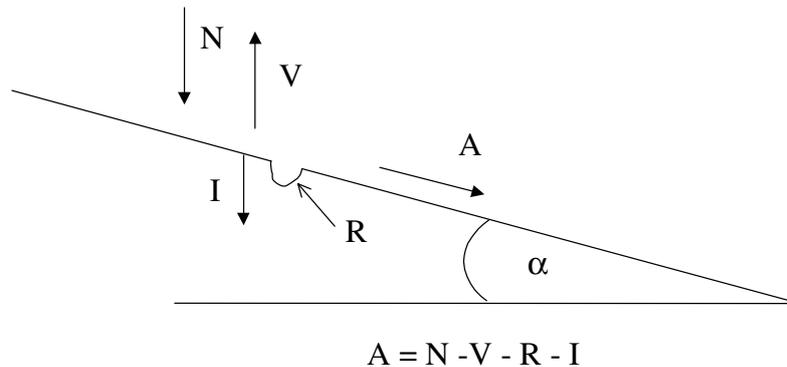


Abb. 22: Summenlinie des auf das Versuchsfeld 3 gefallenen Niederschlages, der Differenz aus Niederschlag und Verdunstung sowie des gemessenen Abflusses

### 5.7 Bewertung der Untersuchungsergebnisse

Zur Beurteilung der in den Versuchen gemessenen Werte müssen die bei der Bildung von Oberflächenabfluß beteiligten Parameter berücksichtigt werden. In Abb. 23 sind in einer Skizze die wesentlichen Parameter dargestellt.



- A = Abfluß [mm]
- N = Niederschlag [mm]
- V = Verdunstung [mm]
- R = Rückhalt an der Oberfläche [mm]
- I = Infiltration [mm]

Abb. 23: An der Bildung von Oberflächenabfluß beteiligte Parameter

In den Versuchen wurde eine Niederschlagsintensität von 58-80 [mm/h] aufgebracht. Die Verdunstung kann für den kurzen Zeitraum der Versuchsdurchführung vernachlässigt werden, da in der Jahreszeit, in der die Versuche durchgeführt wurden, nach HAUDE eine tägliche Verdunstung von 0,1 mm errechnet wurde. Somit können die in den Versuchen gemessenen Abflußvolumina nur durch die Parameter Infiltration und Rückhalt erklärt werden.

Bei dem Versuch 1 wurde nur ein sehr geringer Oberflächenabfluß gemessen. Dieser betrug im Durchschnitt ca. 1 % des Niederschlages. Der auftreffende Niederschlag ist also fast vollständig in die Abfalloberfläche infiltriert oder dort zurückgehalten worden. Dies konnte meßtechnisch nicht nachgewiesen werden. Zur Veranschaulichung soll ein Vergleich aus dem Bereich der Dränung herangezogen werden. Werden grobe Materialien

verwendet, bilden sich beim Einbau große Poren, die mit Wasser gefüllt werden können. Ein Oberflächenabfluß von z.B. einem groben Kies ist nicht möglich.

Die im Versuch 1 verwendeten Abfälle waren ungesiebt. In der Grobfraction sind Stückgrößen bis zu 300 mm enthalten. Diese Grobfraction beträgt ca. 25 % der Masse (TURK, 1998). Mit diesen Abfallbestandteilen wird beim Einbau der Abfälle eine Oberfläche geschaffen, die von der hydraulischen Wirkungsweise der eines groben Kiesel entspricht. Das auftreffende Niederschlagswasser wird durch die beim Einbau der Abfälle gebildeten groben Poren sofort von der Oberfläche in den Abfallkörper geleitet. Von COLLINS/BRAMMER (1994) durchgeführte Versuche zur Bewässerung von Abfalloberflächen aus unbehandelten Abfällen haben Infiltrationsraten von  $5 \cdot 10^{-4}$  m/sec ergeben. Dies entspricht einer Infiltration, die noch wesentlich größer ist, als die in diesem Versuch ermittelte Infiltrationsrate von ca. 60 mm/h. Dieses Versuchsergebnis stimmt auch mit den Beobachtungen aus der Praxis überein. Auf der Deponie in Meisenheim ist zu keinem Zeitpunkt ein Oberflächenabfluß beobachtet worden, obwohl teilweise sehr steile Böschungen vorhanden sind.

Für die Versuche 2 - 4 wurden mechanisch-biologisch behandelte Abfälle verwendet, die nach der biologischen Behandlung mit einem Siebschnitt bei 60 mm abgesiebt worden sind. Bei diesen Versuchen ist jeweils ein Anteil des Niederschlages oberflächlich von den Versuchsfeldern abgeflossen. Daher kann als ein Ergebnis der Untersuchungen festgehalten werden, daß eine Absiebung der Grobfraction aus den Abfällen erfolgen muß, wenn man das Ziel der Minimierung der Infiltrationsrate in den Deponiekörper erreichen will.

Die Versuchsergebnisse der Versuche 2 – 4 zeigen, daß auch die Gestaltung der Oberfläche der hochverdichtet eingebauten Abfälle einen wesentlichen Einfluß auf das Abflußverhalten hat.

Zur Berechnung des Abflusses von der Oberfläche hochverdichtet eingebauter mechanisch-biologisch behandelte Abfälle müssen die in Abb. 23 dargestellten Parameter berücksichtigt werden. Für die durchgeführten Versuche werden im folgenden die einzelnen Parameter betrachtet.

Durch die verwendete Berechnungsanlage kann eine gleichmäßige Verteilung des Niederschlages simuliert werden. Dies ist durch SIEGERT (1978) nachgewiesen und mit dem in Kapitel 5.4. beschriebenen Versuch überprüft worden.

Der Abfluß ist während der Versuche gemessen worden. Bei der Messung des Abflußvolumens können Ungenauigkeiten durch Verluste aufgrund von Fehlströmungen auf dem Versuchsfeld, durch die Wasseruhren, die das von den Pumpen aus den Sammelbehältern abgepumpte Wasservolumen gemessen haben sowie durch den Ausfall von Pumpen und das dadurch notwendige Auslitern des Abflußvolumens aus den Sammelbehältern auftreten. Die Größe des Fehlers kann nicht genau angegeben werden. Für eine Abschätzung kann der Versuch 3 herangezogen werden. Hier ist nach den Abflußmessungen mehr Wasser abgeflossen, als auf die Fläche geregnet wurde. Dieses Ergebnis kann nur durch Meßfehler des Niederschlags- und Abflußvolumens erzeugt worden sein. Insgesamt wurden 927 l Wasser bei Versuch 3 auf das Versuchsfeld geregnet. Der gemessene Abfluß betrug 963 l und war damit um 36 l größer als das Niederschlagsvolumen. Dies entspricht einem Fehler von 3,7 % in diesem Versuch.

Die Verdunstungshöhe ist eine Größe, die durch die Gestaltung der Oberfläche der Abfälle nicht beeinflußt werden kann, wenngleich sie durch die Abfallbehandlung beeinflußt wird. Ihre Berechnung ist nicht ohne weiteres aus dem Bodenbereich übertragbar. Für unbehandelte Abfälle haben SPILLMANN/COLLINS (1986) nachgewiesen, daß pro Tag max. 5 mm und zwischen zwei Regenereignissen max. 20 mm verdunsten können. Diese Tatsache wird auf die beschränkte Fähigkeit von unbehandelten Abfällen zurückgeführt, Wasser kapillar nachzuliefern. Dieser Sachverhalt wird sich durch die mechanisch-biologische Abfallbehandlung, durch die Absiebung der Grobfraktion sowie den hochverdichteten Einbau der Abfälle verändern und sich den Verhältnissen von Boden annähern. Im Rahmen dieser Arbeit konnte dieser Sachverhalt nicht näher untersucht werden. Deshalb wird hier von folgenden Bedingungen ausgegangen:

- Für die Hauptversuche wird die Verdunstung vernachlässigt, da ihr Betrag in dem kurzen Untersuchungszeitraum unterhalb der Meßgenauigkeit der übrigen Parameter liegt.
- Für die Beobachtungen des Abflußverhaltens bei natürlichen Niederschlägen wurde die Verdunstung mit dem für den Bodenbereich üblichen Ansatz nach HAUDE berechnet. Durch diesen Ansatz wird für diesen Fall eine zu hohe Verdunstung ermittelt, weil im Ansatz von HAUDE eine Verdunstung des Wassers durch die Vegetation berücksichtigt wird, die in diesem Fall nicht vorhanden ist.

Der Rückhalt von Niederschlagswasser kann in den Vertiefungen erfolgen, die durch die Stampffüße des Kompaktors bzw. der Walze beim Einbau der Abfälle erzeugt werden. In diesen Vertiefungen sammelt sich das Wasser und kann nur durch Infiltration in die Abfallobersfläche oder durch Verdunstung entweichen.

Für die Berechnung des Rückhaltes muß deshalb das Volumen der Abdrücke der Stampffüße in den eingebauten Abfällen ermittelt werden. Zur Ermittlung des geometrischen Wertes der Abdrücke der Stampffüße wurden die vom Hersteller des Kompaktors bzw. der Walze angefertigten Konstruktionszeichnungen verwendet. Damit konnte das Volumen der einzelnen Stampffußabdrücke sowie die Anzahl der Stampffußabdrücke pro Quadratmeter Grundfläche ermittelt werden.

Es wurde so für den verwendeten Kompaktor ein Stampffußvolumen von 2,53 l/Abdruck und die Schaffußwalze ein Stampffußvolumen von 2,17 l/Abdruck berechnet.

Anhand der technischen Zeichnung wurde ermittelt, daß mit dem Kompaktor 8,5 Stampffußabdrücke pro m<sup>2</sup> und mit der Schaffußwalze 15,2 Stampffußabdrücke pro m<sup>2</sup> erreicht werden. Mit diesen Daten läßt sich das Wasservolumen, das theoretisch pro m<sup>2</sup> zurückgehalten werden kann, ermitteln.

Der berechnete Wert für das Volumen des Stampffußabdruckes des Kompaktors wurde durch Messungen des Volumens nach der Volumenersatzmethode geprüft. Damit sollte überprüft werden, ob das rechnerisch ermittelte Volumen in der Einbaupraxis erreicht wird. In der Praxis könnten sich durch ein unvollständiges Einsacken des Stampffußes ein geringeres Volumen und durch ein unsauberes Ausbilden der Abbruchkanten am Rand des Abdruckes ein größeres Volumen bilden. Zur Überprüfung wurde mit dem Kompaktor ein bindiger Boden überfahren. Die Abdrücke der Stampffüße wurden mit Gips ausgegossen. Nach dem Aushärten des Gipses wurden die Gipsabdrücke ausgebaut und das Volumen der Gipsabdrücke in einem Wasserbad ermittelt. Die Ergebnisse dieser Messung ergaben, daß das rechnerisch ermittelte Volumen von 2,53 Litern durch diese Versuche bestätigt wurde. Bei der Berechnung des rückhaltbaren Volumens in den Abdrücken der Schaffußwalze muß berücksichtigt werden, daß etwa die Hälfte der Höhe der Stampffüße nicht angerechnet werden kann, da die Bandage der Walze mit den einzubauenden Abfällen verschmutzt war und dadurch die Tiefe der Abdrücke entsprechend reduziert wurde.

Die Infiltration für die Versuche 2 – 4 wird mit den in Kapitel 3 dargestellten Grundlagen berechnet werden. An der Abfallobersfläche handelt es sich dabei um einen

eindimensionalen Fall, da das Wasser nur in z-Richtung infiltrieren kann. Dies gilt ebenso für den Bereich der Grundfläche des Abdruckes des Kompaktorfußes, wobei an dieser Stelle zusätzlich der Anteil des pizeometrischen Potentials berücksichtigt werden muß.

Die in Kapitel 3 hergeleitete Gl. 4 kann bei Einführung endlicher Zeitintervalle  $\Delta t$  umgeformt werden zu:

$$\Delta \left( k_u \cdot \frac{\partial \Psi_m}{\partial z} \right) \cdot \Delta t + \Delta \left( k_u \cdot \frac{\partial \Psi_z}{\partial z} \right) \cdot \Delta t = \Delta \Theta \cdot \Delta z$$

Gl. 18

Betrachtet man die Potentiale in Differenzenform, kann die Gl. 18 umgeformt werden zu:

$$\Delta \left( k_u \cdot \frac{\Psi_{2m} - \Psi_{1m}}{z_2 - z_1} \right) \cdot \Delta t + \Delta \left( k_u \cdot \frac{\Psi_{2z} - \Psi_{1z}}{z_2 - z_1} \right) \cdot \Delta t = \Delta \Theta \cdot \Delta z$$

Gl. 19

Dabei werden durch  $\Psi_1$  und  $\Psi_2$  die Potentiale in der Tiefe  $z_1$  und  $z_2$  verstanden.

Wird davon ausgegangen, daß durch die Infiltration des Wassers ein wassergesättigter Bereich entsteht, kann die Entfernung von der Oberfläche bis zum Ende des wassergesättigten Bereiches als  $z_s = z_2 - z_1$  bezeichnet werden (vgl. Abb. 24).

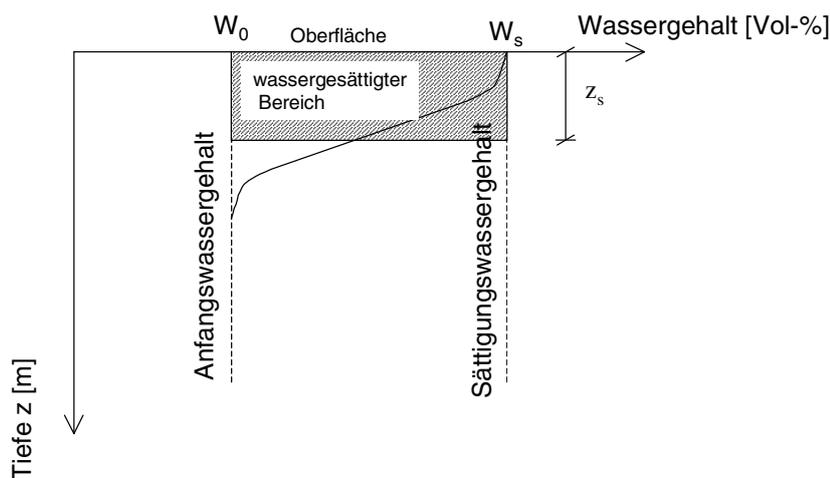


Abb. 24: Vereinfachte Darstellung eines Feuchteprofils unterhalb der Abfalloberfläche

Damit ergibt sich das Gesamtpotential an der Stelle  $z_2$  zu  $\Psi_2 = (z_s + S_{MW})$ , wobei mit  $S_{MW}$  die mittlere Wasserhaltefähigkeit in der betrachteten Zone bezeichnet wird.

Da dieser Bereich wassergesättigt ist, kann der  $k_f$ -Wert für Wassersättigung in die Gleichungen eingesetzt werden.

Die Veränderung des Wassergehaltes in dem Bodenelement mit der Entfernung  $z_s$  von der Oberfläche ergibt sich zu:

$$\Delta \Theta = W_s - W_0 \tag{Gl. 20}$$

mit  $W_s =$  Sättigungswassergehalt [Vol.-%]  
 $W_0 =$  Anfangswassergehalt [Vol.-%]

Damit vereinfacht sich die Gl. 19 zu:

$$k_f \cdot \frac{(S_{MW} + z_s)}{z_s} \cdot t = (W_s - W_0) \cdot z_s \tag{Gl. 21}$$

In den Abdrücken der Stampffüße kann an den Seiten Wasser auch in horizontaler Richtung infiltrieren. Für diese Bereiche gilt nach Gl. 21 entsprechend:

$$k_f \cdot \frac{S_{MW}}{x_s} t = (W_s - W_0) \cdot x_s \tag{Gl. 22}$$

Die Wasserhaltefähigkeit kann dabei aufgrund der kurzen Versuchsdauer wie in vertikaler Richtung angenommen werden.

Wird die Gl. 21 nach  $z_s$  und die Gl. 22 nach  $x_s$  aufgelöst, kann jeweils für den entsprechenden Bereich und die Zeit die Länge des wassergesättigten Bereiches ermittelt werden. Mit den durch die Anordnung der Stampffüße vorgegebenen Maßen kann dann für den jeweiligen Ort ein wassergesättigtes Volumen ermittelt werden. In Kap. 5.5 sind die Wassergehalte der Proben, die nach Beendigung der Versuche aus den Versuchsfeldern entnommen wurden, dargestellt.

Aus der in Abb. 8 dargestellten pF-Kurve kann die jeweils zugehörige Wasserhaltefähigkeit abgelesen werden. Für den durchschnittlichen Anfangswassergehalt von 34 % bezogen auf die Feuchtschubstanz ergibt sich mit den in Tab. 9 dargestellten minimalen Einbaudichten für die Versuche 2 und 3 ein Anfangswassergehalt von 55 Vol-% und für den Versuch 4 aufgrund der geringen Einbaudichte ein Anfangswassergehalt von 38 Vol-%. Die dazugehörigen Werte für die Wasserhaltefähigkeit können ebenfalls aus Abb. 8 abgelesen werden und sind in Tab. 24 dargestellt.

Tab. 24 : Ausgangsgrößen für die Berechnung des infiltrierten Wasservolumens der Versuche 2 - 4

	Versuch 2		Versuch 3		Versuch 4	
Hydraulische Wasserleitfähigkeit [m/s]	$k_f = 10^{-6}$	$k_f = 10^{-7}$	$k_f = 10^{-6}$	$k_f = 10^{-7}$	$k_f = 10^{-6}$	$k_f = 10^{-7}$
Wasserhaltefähigkeit t [m]	0,47	0,47	0,47	0,47	5	5
Sättigungswassergehalt [Vol-%]	57,5	57,5	57,5	57,5	53	53
Einbauwassergehalt [Vol-%]	55	55	55	55	38	38

Der  $k_f$ -Wert wurde, wie im Anhang A dargestellt, ermittelt. Aus den Versuchen ergibt sich eine große Schwankungsbreite der  $k_f$ -Werte. Die Berechnung des theoretischen Infiltrationsvolumens wurde mit zwei verschiedenen Werten ( $k_f = 1 \cdot 10^{-6}$  und  $k_f = 1 \cdot 10^{-7}$ ) ermittelt.

Mit der Differenz aus dem ermittelten Anfangs- und dem Endwassergehalt kann für das ermittelte wassergesättigte Volumen das infiltrierte Wasservolumen berechnet werden.

Unter Anwendung der Gleichungen 21 und 22 und der in Tabelle 24 dargestellten Werte ergeben sich für die Versuche 2 bis 4 die in Tabelle 25 dargestellten infiltrierten Wasservolumen für die zwei verwendeten  $k_f$ -Werte.

Eine weitere Möglichkeit zur Berechnung des infiltrierten Wasservolumens ergibt sich unter Anwendung der im Versuch ermittelten Infiltrationsrate (vgl. Abb. 9). In den durchgeführten Versuchen wurde zu Beginn jeweils eine Infiltrationsrate von  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s ermittelt. Dies entspricht während der jeweils gemessenen Abflußdauer einem Infiltrationsvolumen für den Versuch 2 von 465 l, für den Versuch 3 von 85 l und für den Versuch 4 von 383 l. Bei dieser Berechnung wurde davon ausgegangen, daß auch während

der Unterbrechung der Beregnung ein ausreichender Wasserfilm an der Abfalloberfläche vorhanden war, so daß die Infiltration ohne Unterbrechung verlief.

Mit Hilfe der berechneten und der im Versuch gemessenen Werte kann das Abflußverhalten von den Versuchsfeldern beurteilt werden. In Tabelle 25 sind die entsprechenden Meßwerte für den Niederschlag und den Abfluß, sowie das berechnete Rückhaltevolumen und das berechnete Infiltrationsvolumen für die einzelnen Versuche dargestellt. Die Werte für die Infiltration sowie den Rückhalt wurden dabei jeweils, wie oben beschrieben, ermittelt.

Tab. 25: Zusammenstellung der gemessenen und der theoretisch ermittelten Werte für die Versuche 2 - 4

		Versuch 2			Versuch 3			Versuch 4		
Aufgebrachtes Niederschlagsvolumen [l]	N	6420			927			4567		
Volumen, das rechnerisch in den Abdrücken der Stampfüße gespeichert werden kann [l]	R	1720			0			1847		
Volumen des infiltrierten Wassers nach theoretischer Berechnung mit $k_f = 10^{-6}$ [l]	$I_{\text{theor.}}$	118			13			601		
Volumen des infiltrierten Wassers nach theoretischer Berechnung mit $k_f = 10^{-7}$ [l]	$I_{\text{theor.}}$		38			4			190	
Volumen des infiltrierten Wassers unter Berücksichtigung der im Versuch ermittelten Infiltrationsrate [l]	$I_{\text{Versuch}}$			466			85			383
Theoretisches Abflußvolumen [l]	$A_{\text{theor.}}$	4582	4662	4234	914	923	842	2119	2530	2337
Gemessenes Abflußvolumen [l]	$A_{\text{gem.}}$	1806			963			2363		
Differenz [l]		2776	2856	2428	- 49	- 40	- 121	- 244	167	- 26

Aus der Tab. 25 ist erkennbar, daß die in Abb. 23 dargestellte Gleichung mit den gemessenen Versuchsergebnissen des Versuches 3 und den theoretisch berechneten Werten für die Infiltration und den Rückhalt unter Berücksichtigung der möglichen

Meßgenauigkeit bestätigt wird. Die ermittelte Differenz liegt im Bereich der Meßgenauigkeit für das Niederschlagsvolumen.

Das theoretisch ermittelte Speichervolumen bei Versuch 2 kann durch den im Versuch ermittelten Zeitpunkt des Abflußbeginns bestätigt werden. Bei Versuch 2 war nach 14 Minuten Abflußbeginn. Bis zu dieser Versuchsdauer wurden 1606 l Niederschlag auf das Versuchsfeld aufgebracht. Diese Zahl stimmt mit dem theoretisch ermittelten Speichervolumen von 1720 l gut überein. Bei Versuch 4 war nach 17 Minuten Abflußbeginn. Bis zu dieser Versuchsdauer wurden 1063 l Niederschlag auf das Versuchsfeld aufgebracht. Dieser Meßwert unterscheidet sich deutlich von dem theoretisch ermittelten Speichervolumen von 1847 l. Die Ursache dafür ist, daß für die theoretische Berechnung des Speichervolumens eine exakte Abbildung der Abdrücke der Stampffüße in den Abfällen, wie es bei den Stampffüßen des Kompaktors im Versuch 2 gegeben war, vorausgesetzt wird. In der Realität war die Ausbildung der Abdrücke der Stampffüße der Schaffußwalze eher muldenförmig, wie auf Foto 4 zu erkennen ist.

Hinzu kommt, daß die Bandage der Walze erheblich verschmutzt war, was einer exakten Abbildung der Stampffüße ebenfalls entgegenstand. Das tatsächliche Speichervolumen kann rechnerisch nicht ermittelt werden. Betrachtet man das durch den Abflußbeginn im Versuch ermittelte Speichervolumen von 1063 l als korrekt, ergibt sich für Versuch 4 in Abhängigkeit von dem gewählten  $k_f$ -Wert eine Differenz von 540 – 951 l.

Für die Versuche 2 und 4 kann für einen Teil des Wassers der Verbleib rechnerisch nicht erklärt werden. Die höheren Wassergehalte in den Abfällen nach dem Versuch 2 von 44 - 47 % FS gegenüber den Wassergehalten in den Proben des Versuches 3 von 39-42 % FS, bei dem die gleiche Einbaudichte vorhanden war wie bei dem Versuch 2, deuten darauf hin, daß bei Versuch 2 mehr Wasser in die Abfalloberfläche infiltrierte ist als im Versuch 3.

Eine erhöhte Infiltration in die Abfalloberfläche kann durch bevorzugte Sickerbahnen erfolgen, die beispielsweise durch ein durch die Einwirkung der Stampffüße schräg in die Oberfläche gequetschtes Kunststoffstück verursacht werden. Nach dem Einbau mit dem Kompaktor und mit der Schaffußwalze konnten auf den jeweiligen Versuchsfeldern an vielen Stellen Abfallstücke gesehen werden, die sogar aus der Abfalloberfläche herausragten. Dies war bei dem Versuchsfeld 3 nicht der Fall.



Foto 4: Oberfläche des Versuchsfeldes 4 nach dem Einbau mit der Schaffußwalze

Derartige zusätzliche Infiltrationen werden in der theoretischen Berechnung nicht berücksichtigt, was die Differenz zwischen dem gemessenen Abflußvolumen in Versuch 2 und 4 und dem theoretisch berechneten Volumen erklärt. Durch dieses Meßergebnis wird ebenfalls bestätigt, daß die in Kapitel 3 getroffenen Beurteilungen zur Anwendbarkeit der theoretischen Berechnungsansätze richtig sind.

Die Ergebnisse der Beobachtungen der Versuchsfelder unter natürlichen Bedingungen zeigen, daß die im Versuch ermittelten Abflüsse bei natürlichen Bedingungen nicht erreicht werden können. Prozentual sind wesentlich geringere Anteile des Niederschlages von den Versuchsfeldern abgelaufen als während der künstlichen Beregnung. Auch wenn der Anteil der Verdunstung, der nach HAUDE ermittelt wurde, von den Niederschlägen subtrahiert wird, ist der Anteil des Abflusses immer noch wesentlich niedriger als in den Versuchen.

Die Messung des Abflusses während der Naturbeobachtungen erfolgte durch das Deponiepersonal der Deponie Meisenheim. In dem beobachteten Zeitraum wurden von dem Personal an jedem Werktag, an dem Niederschläge gefallen sind, die Sammelbehälter überprüft und ggf. das angefallene Wasser abgelitert. Deshalb kann aus den beobachteten

Daten keine exakte Abflußberechnung, sondern nur, wie in den Abb. 21 und Abb. 22 dargestellt, eine Tendenz für längere Zeiträume abgeleitet werden.

Aus dem Verlauf der Summenlinien in Abb. 21 und 22 wird aber deutlich, daß nur bei größeren Anstiegen der Summenlinie des Niederschlages auch die Summenlinie des Abflusses steigt.

Die Verteilung der natürlichen Niederschläge unterscheidet sich sehr stark von den in den Versuchen simulierten Niederschlägen. Bei dem in den Versuchen simulierten extremen Starkregenereignis von 60 mm/h konnte die Verdunstung vernachlässigt werden. Auch das theoretisch berechnete infiltrierte Wasservolumen ist gering gegenüber dem abgeflossenen Wasservolumen. Dieser Sachverhalt gilt nicht für die natürlichen Bedingungen. In Abb. 25 ist die Verteilung der täglichen Niederschlagsdaten, gemessen auf der Wetterstation der Deponie Meisenheim, für den beobachteten Zeitraum vom 20. November 1998 bis 7. März 1999 dargestellt.

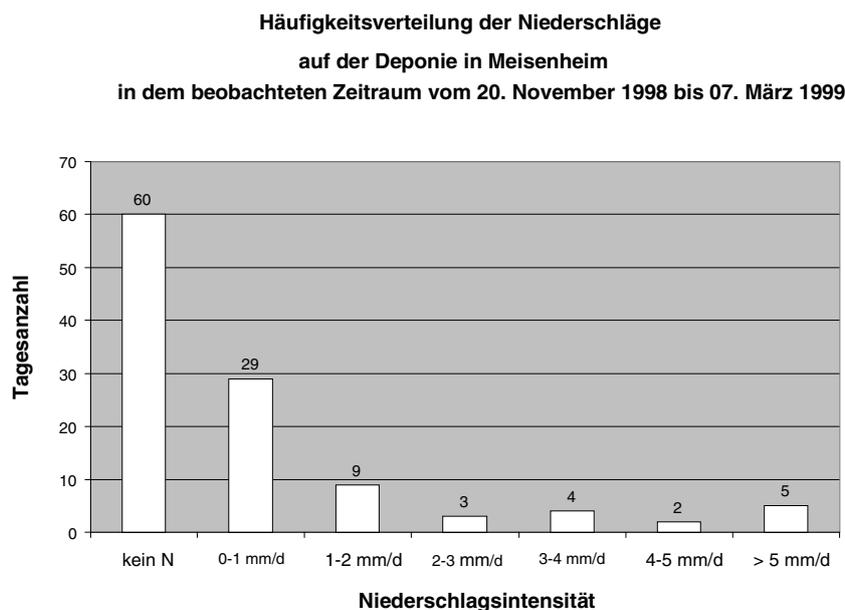


Abb. 25: Verteilung der täglichen Niederschlagsrate für den beobachteten Zeitraum

Aus der in Abb. 25 dargestellten Verteilung der Niederschlagsintensität ist erkennbar, daß an den meisten Tagen während des untersuchten Zeitraumes gar keine Niederschläge gefallen sind. An 29 Tagen war die Niederschlagsintensität geringer als 1 mm/d. An 18 Tagen wurde eine Niederschlagsintensität von 1 – 5 mm/d gemessen und nur an insgesamt 5 Tagen war eine Niederschlagsintensität > 5mm/d festzustellen.

## 5. Experimentelle Untersuchungen

Eine detailliertere Auswertung ist auf Grund der Ermittlung der Niederschlagsdaten auf der Wetterstation der Deponie Meisenheim als Tagesmittelwert nicht möglich. Für eine genauere Betrachtung müßte die Niederschlagsverteilung in Einzelregenereignissen ermittelt werden, weshalb eine weitergehende Betrachtung der vorhandenen Daten nicht sinnvoll ist.

Die in den Versuchen gemessenen Werte für den Abtrag sind verglichen mit Werten, die auf Versuchsfeldern mit Böden gemessen wurden, gering. Für Böden werden Werte von 10 – 170 g/l Abtrag genannt (HAUSHAHN/PORZELT, 1979).

Im Versuch 2 wurden anfänglich 4 – 5 g/l abgetragen. Am Ende des Versuches wurden noch 3 g/l abgetragen. Bei Versuch 3 wurden zu Beginn 6 g/l abgetragen, am Ende des Versuches noch 3 g/l. Bei Versuch 4 war keine abnehmende Tendenz des Abtrages zu beobachten. Die Werte schwankten im Verlauf des Versuches zwischen 2 bis 6 g/l (vgl. Abb. 26).

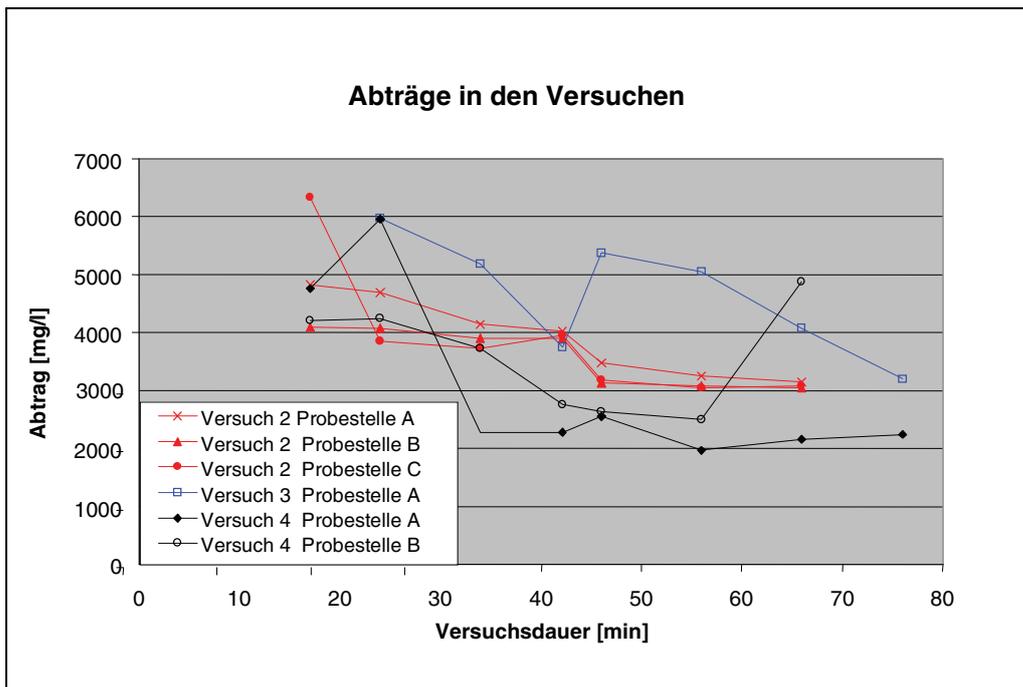


Abb. 26: Darstellung der Konzentration des Abtrages über die Zeit für die Versuche 2- 4

Verglichen mit den aus der Literatur bekannten Werten für den Abtrag von Böden sind die gemessenen Abtragskonzentrationen gering.

Für den Versuch 2 ist eine Betrachtung von verschiedenen Fließlängen möglich. In den Sammelbehältern A und B ist das abgeflossene Wasser nach einer Fließlänge von 4 m

aufgefangen worden, in dem Sammelbehälter C nach einer Fließlänge von 8 m. Es zeigt sich, daß ein signifikanter Unterschied der vorhandenen Fließlängen nicht festgestellt werden konnte. Im Versuch 3 wurden die größten Abträge festgestellt, was auf eine höhere Fließgeschwindigkeit zurückgeführt werden kann.

Während der Lagerung der Proben des Abflusses im Labor konnte festgestellt werden, daß durch die Sedimentation die abgetragenen Feststoffe größtenteils separiert werden konnten. Wie in Tab. 26 dargestellt, kann durch das Absetzen der Feststoffprobe die organische Belastung des Abfließwassers deutlich reduziert werden.

Tab. 26: Durchschnittliche organische Belastung des abgeflossenen Wassers gemessen als CSB in der Originalprobe und im Überstand in der abgesetzten Probe

Versuch	CSB Original [mg/l]	CSB Nach Absetzen [mg/l]
2	325	186
3	278	179

Deshalb sollte in der Praxis der oberflächlich abgelaufene Anteil des Niederschlages vor der Reinigung in einer Kläranlage in ein Speicherbecken geleitet werden, in dem die abgetragenen Feststoffe sedimentieren können. Durch diese technisch einfache Maßnahme kann der Reinigungsaufwand des Wassers deutlich reduziert werden. Für die in den Versuchen ermittelte Belastung wäre zumindest für den Parameter CSB keine Reinigung des Wassers erforderlich, da nach der Rahmen Abwasser Verwaltungsvorschrift zum Einleiten in Gewässer ein CSB-Grenzwert von 200 mg/l eingehalten werden muß. Ein Einsatz dieses Wassers zur Bewässerung in der biologischen Stufe der mechanisch-biologischen Behandlung ist möglich.

## **6. ENTWICKLUNG EINES BERECHNUNGSVERFAHRENS ZUR BESTIMMUNG DES ABFLUSSES VON DER OBERFLÄCHE MECHANISCH-BIOLOGISCH BEHANDELTEN ABFÄLLE**

Mit dieser Arbeit wird das Ziel verfolgt, die Infiltration von Wasser in Deponien, in die Abfälle nach einer mechanisch-biologischen Behandlung hochverdichtet eingebaut wurden, zu reduzieren.

Die durchgeführten Versuche haben gezeigt, daß die Gestaltung der Oberfläche nach dem hochverdichteten Einbau abgeseibter mechanisch-biologisch behandelter Abfälle wesentlich den Anteil des oberflächlich abgeführten Niederschlages bestimmt. Somit muß der Rückhalt von Wasser an der Oberfläche der eingebauten Abfälle, z.B. in den vom Einbaugerät beim Einbau gebildeten Abdrücken der Stampffüße verhindert werden, da das gespeicherte Wasservolumen nicht zum Abfluß gebracht werden kann, sondern nur verdunsten oder in die Abfälle infiltrieren kann.

Durch die beschriebenen Versuche konnte gezeigt werden, daß ein erheblicher Teil des Niederschlagsvolumens in den Abdrücken der Stampffüße zurückgehalten wird. In Versuch 3 wurden die durch den Einbau mit einem Kompaktor gebildeten Abdrücke durch anschließende Walzung der Oberfläche mit einer Glattmantelwalze geschlossen. Auf diesem Versuchsfeld konnte ein Rückhalt des Niederschlagswassers in dem Versuch praktisch nicht festgestellt werden.

Die Meßergebnisse der durchgeführten Versuche zeigen, daß durch die Kombination Einbau mit dem Kompaktor und Glätten der Oberfläche mit der Glattmantelwalze der größte Abfluß erreicht wurde. Deshalb wird in die folgenden theoretischen Betrachtungen zur Berechnung des Abflußverhaltens nur die mit der Glattmantelwalze behandelte Oberfläche einbezogen.

Bei der Durchführung der Versuche wurde ein Extremniederschlag von 60 mm/h simuliert. Die in der Realität auftretenden Niederschläge haben in der Regel eine wesentlich geringere Intensität. Die Ergebnisse der Naturbeobachtungen zeigen, daß während der Dauer der Beobachtungen unter natürlichen Verhältnissen ein geringerer Anteil des Niederschlages von den Versuchsflächen der Versuche 2 und 3 abgelaufen ist als während der durchgeführten Versuche.

Die nachfolgenden Berechnungen stellen eine einfache Möglichkeit zur Berechnung des Abflußvolumens da.

Die witterungsbedingten Parameter Niederschlag und Verdunstung können durch die Einbautechnik nicht beeinflusst werden. Deshalb wird für die theoretischen Überlegungen davon ausgegangen, daß der Niederschlag abzüglich Verdunstung auf die Oberfläche der hochverdichtet eingebauten Abfälle trifft.

Die Infiltrationsrate kann über einen Infiltrationsversuch, so wie in Anhang A dargestellt, ermittelt werden. Mit dem Integral über die Zeit kann damit das infiltrierende Wasservolumen ermittelt werden. Dieser Ansatz ist nur zulässig, wenn die Randbedingungen wie. z.B. der Wassergehalt der Abfälle, die Einbaudichte und die Abfallzusammensetzung des verwendeten Versuchsmaterials für den Infiltrationsversuch dem des Materials entsprechen, für das die Berechnung durchgeführt werden soll.

Für die theoretischen Überlegungen wird davon ausgegangen, daß durch die Überfahung mit der Glattmantelwalze eine relativ glatte Fläche erzeugt wird, und deshalb kein Rückhalt von Wasser an der Oberfläche erfolgt. Es wird von einer homogenen Abfallobfläche und stationären Abflußbedingungen ausgegangen.

Die Ermittlung des Abflußvolumens kann mit diesen Annahmen nach dem in Abb. 27 dargestellten Modell erfolgen.

Wird die Abflußlänge  $l$  in unendlich viele kleine Abschnitte  $l_i$  der Breite  $b$  unterteilt, kann das Abflußvolumen  $q_i$  [ $\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$ ] auf der Strecke  $l_i$  als Differenz aus Niederschlag und der Infiltration berechnet werden (Gl. 23).

$$q_i = (N_i - I_i) \cdot l_i \cdot b \quad \text{Gl. 23}$$

mit	$q_i =$	Abflußvolumen für $l_i$ an der Stelle $x_i$	[ $\text{m}^3/\text{s}$ ]
	$N_i =$	Niederschlag im Abschnitt $x_i - x_{i+1}$	[ $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ ]
	$I_i =$	Infiltrationsrate im Abschnitt $x_i - x_{i+1}$	[ $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ ]
	$l_i =$	Länge des Abschnittes $x_i - x_{i+1}$	[m]
	$b =$	Breite der Abschnitte	[m]
	$x_i =$	Ortskoordinate	[m]

Wird eine beliebige Stelle  $x_0$  als Anfangspunkt des Abschnittes  $l_1$  definiert, kann das Abflußvolumen  $q_1$  an der Stelle  $x_1$  nach Gl. 23 berechnet werden. Betrachtet man den nächsten Abschnitt, fließt dort die Summe aus dem Abfluß des vorherigen Abschnitt  $l_1$  und der Differenz aus Niederschlag und Infiltration ab.

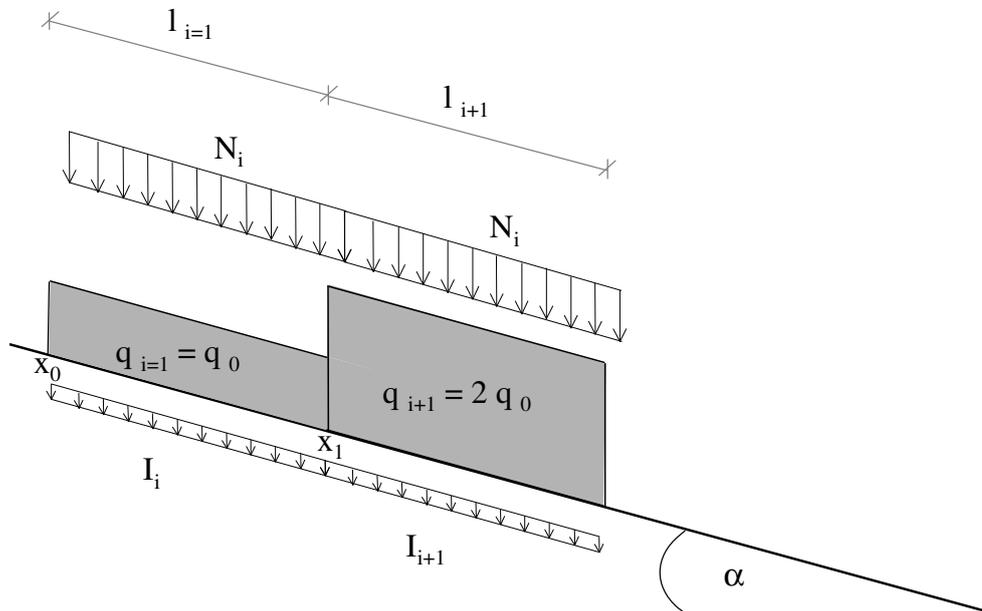


Abb. 27: Modell zur Berechnung des Abflußvolumens

Damit läßt sich das Gesamtabflußvolumen für  $n$  Abschnitte nach Gl. 24 berechnen.

$$q_{\text{ges}} = \sum_{i=1}^n q_i \quad \text{Gl. 24}$$

Diese Überlegungen basieren auf der Annahme, daß das Abflußvolumen durch die Niederschlagsintensität und die Infiltrationsrate beeinflusst wird. Diese Annahmen gelten nur für eine ideal glatte und reibungsfreie Oberfläche bei stationären Verhältnissen.

In der Realität werden keine stationären Verhältnisse vorhanden sein. Die Fließzustände werden durch die Fließgeschwindigkeit, die Fließhöhe sowie die Rauigkeit des Untergrundes beeinflusst. In Kapitel 3.1.3 und 3.1.4 wurden die theoretischen Grundlagen zur Beschreibung des Oberflächenabflusses dargestellt.

Die Lösung der dort beschriebenen Gleichungen 5 und 6 ist ein mathematisch sehr aufwendiger Prozeß, der jeweils für die zu untersuchenden Randbedingungen durchgeführt werden muß. RAMKE (1991) stellt verschiedene Ansätze zur Lösung der Gleichungen für

den Bereich der Filterströmungen dar. Zur Beschreibung des Abflußverhaltens von Böden wurden diese Gleichungen ebenfalls von verschiedenen Autoren zur Entwicklung von mathematischen Modellen eingesetzt (z.B. SIEGERT, 1978; MOLINA, 1994; BRONSTERT, 1994; GERLINGER, 1997). Die Anwendung der jeweiligen Modelle ist für die speziellen Verhältnisse unter den entsprechenden Randbedingungen entwickelt worden. Dabei werden in den Modellen Annahmen getroffen, die für die Anwendung auf mechanisch-biologisch behandelte Abfälle nicht übertragen werden können. Dies trifft insbesondere auf den Zusammenhang der Fließgeschwindigkeit und der Fließhöhe zu. Für den Bereich der Filterströmung und auch für den Bereich des Abflusses auf Böden werden dabei jeweils Annahmen von Fließhöhen  $> 1$  cm angenommen. Dies gilt nach RIEDEL (2000) für den Bereich der Abflußberechnung von Böden als Mindestmaß, für das die entwickelten Modelle gültig sind. Zur Beschreibung des Reibungseinflusses wird in vielen Fällen die Beziehung von MANNING-STRICKLER verwendet. Dies ist für die untersuchten Fälle von Abfluß auf Böden zulässig, da dabei in der Regel turbulente Fließzustände vorhanden sind.

Für die Beschreibung des Abflußverhaltens von Wasser an der Oberfläche mechanisch-biologisch behandelter Abfälle liegen nicht ausreichend Daten vor, um eine allgemein gültige Lösung der SAINT-VERNANT'schen Gleichungen zu erarbeiten. Aus den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen lassen sich entsprechende Daten noch nicht ableiten, weil die Anzahl der bisher durchgeführten Versuche für eine gesicherte Aussage zu gering ist. Deshalb ist eine mathematische Beschreibung des Abflußverhaltens mit den Gl. 5 und 6 im Moment noch nicht möglich. Neben der Fließhöhe und der Fließgeschwindigkeit bleibt die Rauigkeit als Unbekannte. Zur Kalibrierung müßten weitere Versuche durchgeführt werden.

Ein theoretisch möglicher Aufstau kann zu einer Verzögerung des Abflusses führen. Dadurch kann es zu einer Erhöhung des Infiltrationsvolumens durch die längere Fließzeit kommen. Anhand eines Beispiels soll dieser Einfluß abgeschätzt werden.

Für einen Bemessungsregen  $r_{15} = 63$  l/(s · ha), der einer Niederschlagshöhe von 90,72 mm/h entspricht (vgl. Kap. 5.4), würden bei einer Fließlänge von 25 m und einer Breite von 1 m bei Berechnung nach Gl. 23 u. 24  $Q = 2,268$  m<sup>3</sup>/h ablaufen. Unterstellt man eine Aufstauhöhe von 0,01 m ergibt sich unter Anwendung der Kontinuitätsbedingung eine Fließgeschwindigkeit  $v = 0,063$  m/h. Mit der in Kap. 5.7 hergeleiteten Gl. 21 für die

Berechnung der Infiltration und den für das Versuchsmaterial ermittelten Werten für die hydraulische Leitfähigkeit sowie die Wasserhaltefähigkeit errechnet sich für dieses Regenereignis auf dem betrachteten Feld pro Meter Fließlänge ein Infiltrationsvolumen von 0,25 l/h. Dies entspricht einem Infiltrationsvolumen von 6,25 l/h für die gesamte Fließstrecke von 25 m.

Aus diesen Überlegungen läßt sich ableiten, daß theoretisch der Abfluß von einer mit der Glattmantelwalze geglätteten Oberfläche hochverdichtet eingebauter mechanisch-biologisch behandelter Abfälle < 60 mm nach Gl. 23 u. 24 berechnet werden kann. Die Neigung beeinflusst die Strömungsverhältnisse. Dies hat auf die Quantität des Abflusses nur einen sehr geringen Einfluß. Wenn lange Fließwege vorhanden sind und durch einen Aufstau die Fließgeschwindigkeit verringert wird, erhöht sich die Verweilzeit und damit auch die Zeit, die für die Infiltration zur Verfügung steht. Dadurch wird die Infiltration geringfügig erhöht. Unter Verwendung der Gl. 23 und 24 wurde für verschiedene Niederschlagsintensitäten das Abflußvolumen berechnet. In Abb. 28 sind die Ergebnisse als Summenkurve für eine Fließlänge von insgesamt 25 m mit einer Breite von 1 m dargestellt.

Unter den für die Anwendung des Modells getroffenen Annahmen ergeben sich lineare Abflußsummenlinien. In der Realität werden sich andere Fließverhältnisse ergeben.

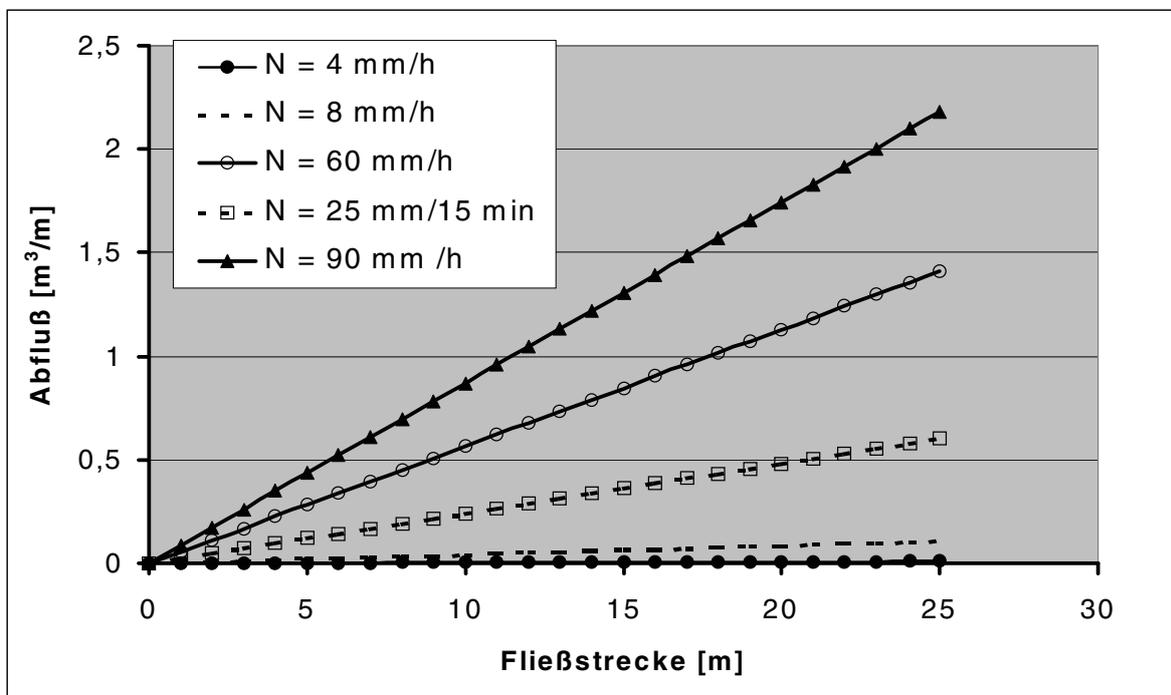


Abb. 28: Darstellung der berechneten Summenlinien des Abflußvolumens für verschiedene Niederschlagsintensitäten

## 7. EMPFEHLUNGEN FÜR DIE PRAXIS

Aus den durchgeführten Praxis-Versuchen lassen sich zusammen mit den Versuchsergebnissen aus abfallwirtschaftlicher Sicht folgende Schlüsse ziehen:

- Durch eine Absiebung der heizwertreichen Fraktion aus den Abfällen kann die einzubauende Abfallmasse reduziert, die Einbaudichte der Abfälle erhöht und das benötigte Deponievolumen deutlich vermindert werden.
- Ohne eine Absiebung der Grobfraction kann nach dem Einbau der Abfälle in die Deponie an der nicht abgedeckten Abfalloberfläche nur ein sehr geringer Anteil des Niederschlagswassers abfließen. Deshalb ist eine Absiebung der Grobfraction auch aus deponiebetriebstechnischer Sicht sinnvoll.
- Durch die Gestaltung der Oberfläche der abgesiebten und hochverdichtet eingebauten Abfälle kann der Anteil des abfließenden Niederschlagswassers beeinflusst werden. Der Anteil des an der Oberfläche abfließenden Niederschlages ist bei den mit dem Kompaktor eingebauten Abfällen am geringsten. Ein deutlich höherer Anteil des Niederschlages ist von der Oberfläche der mit der Schaffußwalze eingebauten Abfälle abgeflossen. Der höchste Anteil des Niederschlages als Abfluß ist bei der mit der Glattmantelwalze geglätteten Oberfläche der mit dem Kompaktor eingebauten Abfälle festgestellt worden.
- Aufgrund der geringen Einbaudichte, die beim Einbau mit der Schaffußwalze erreicht wird und dem geringeren Anteil des Abflusses gegenüber dem Einbau mit dem Kompaktor und der Glattmantelwalze, kann die Schaffußwalze nicht als geeignetes Einbaugerät für mechanisch-biologisch behandelte Abfälle angesehen werden.
- Da durch den alleinigen Einbau der Abfälle mit einer Glattmantelwalze keine ausreichende Verdichtung der Abfälle erreicht werden kann, müssen die Abfälle mit einem Kompaktor hochverdichtet in die Deponie eingebaut werden und die Oberfläche der Abfälle nachträglich mit einer Glattmantelwalze geglättet werden.

Das in Kapitel 6 dargestellte Modell zur Berechnung des Abflusses geht von stationären Strömungsverhältnissen aus, so daß die Quantität des Abflusses nicht von der Neigung des Versuchsfeldes beeinflusst wird.

Der wesentliche Parameter ist die Infiltration des Wassers in die Abfalloberfläche. Wird die Infiltration durch einen hochverdichteten Einbau der Abfälle und eine Walzung der

Oberfläche minimiert, kann ein größerer Anteil des Niederschlages an der Oberfläche abfließen.

Anhand theoretischer Überlegungen konnte gezeigt werden, daß in diesem Fall der Einfluß der Verweildauer des Wassers an der Oberfläche der Abfälle infolge der sehr geringen Infiltrationsraten keinen wesentlichen Einfluß auf das Abflußvolumen hat.

Für die Praxis muß es das Ziel sein, eine möglichst glatte Oberfläche zu erzeugen, auf der nur wenig Wasser zurückgehalten werden kann. Dies ist notwendig, weil zurückgehaltenes Wasser nur verdunsten oder in die Abfalloberfläche infiltrieren kann.

Allerdings werden auch nach einer Walzung der Oberfläche mit der Glattmantelwalze kleine Unebenheiten vorhanden sein. In Mulden sowie durch den Aufstau durch auf der Oberfläche liegende Teilchen wird ein Teil des Niederschlages auch bei dieser Art des Einbaues an der Oberfläche zurückgehalten. Um diesen Effekt zu reduzieren, wird für die Praxis empfohlen, die Abfälle mit einer Neigung von mindestens 5 – 10 % einzubauen.

Die Versuche haben gezeigt, daß das oberflächlich abfließende Wasser in einfachen Gräben (vgl. Abb. 15, Kap. 5.4.) sehr gut abgeführt werden kann. Für den Deponiebetrieb wird deshalb empfohlen, im Bereich des Schüttfeldes, in dem regelmäßig neue Abfälle eingebaut werden, das Wasser in einfachen, in die eingebauten Abfälle gebaute Gräben abzuleiten. Diese Gräben sollten zur Verhinderung von Erosionserscheinungen mit Fließzement ausgegossen werden.

Die Laboranalysen des abgeflossenen Wassers haben gezeigt, daß durch ein Absetzen der Feststoffe eine erhebliche Reduktion der Belastung des Wassers erreicht werden kann. Es sollte deshalb in der Praxis auf der Deponie ein Wasserspeicher vorgesehen werden, in den das oberflächlich abgeführte Wasser eingeleitet werden kann. In dem Speicher können die Feststoffe sedimentieren. Danach kann das Wasser als Brauchwasser z.B. im Bereich der biologischen Behandlung der Abfälle zur Bewässerung eingesetzt werden.

## 8. ZUSAMMENFASSUNG

In der Praxis wurden nach einem hochverdichteten Einbau von mechanisch-biologisch behandelten Abfällen in Deponien und der Befahrung mit schweren Fahrzeugen nach intensiven Niederschlägen Probleme festgestellt. Die Fahrzeuge sanken dabei sehr tief in die Abfälle ein und fuhren sich fest. In Einzelfällen wurden sogar Kompaktoren festgefahren. Diese Probleme werden durch Wasser, das in die Oberfläche der Abfälle infiltriert ist und in den Abfällen aufgrund einer sehr geringen hydraulischen Leitfähigkeit nur sehr langsam abtransportiert wird, verursacht.

Ziel der vorliegenden Arbeit war es, zu untersuchen, ob durch eine Veränderung der Abfallzusammensetzung und der Einbautechnik eine Reduzierung des Wassereintrages in die Deponie erreicht werden kann.

Nach Auswertung der aus der Literatur bekannten Erkenntnisse zum Abfluß- und Abtragsverhalten auf Böden wurde festgestellt, daß grundsätzlich die physikalischen Ansätze auch für mechanisch-biologisch behandelte Abfälle gelten. Die für den Bereich Abfluß- und Abtragsverhalten auf Böden entwickelten Modelle können jedoch nicht auf das Abfluß- und Abtragsverhalten an der Oberfläche von hochverdichtet eingebauten mechanisch-biologisch behandelten Abfällen übertragen werden, weil diese Modelle die komplexen Randbedingungen sehr stark vereinfachen, was nach BRONSTERT (1994) für eine Berechnung des Abflußverhaltens auf Böden ausreichend ist. Eine Übertragung dieser Ansätze auf das Abflußverhalten an der Oberfläche mechanisch-biologisch behandelte Abfälle ist aufgrund der auch nach einer mechanisch-biologischen Behandlung vorhandenen Inhomogenität der Abfälle nicht möglich.

Deshalb wurden in großtechnischen Versuchen, in denen die Einflüsse der inhomogenen Abfallzusammensetzung berücksichtigt werden konnten, grundsätzliche Erkenntnisse zum Abfluß- und Abtragsverhalten an der Oberfläche von hochverdichtet eingebauten mechanisch-biologisch behandelten Abfällen ermittelt.

Die Versuche wurden auf der Deponie Meisenheim im Landkreis Bad Kreuznach durchgeführt. Die Abfälle werden dort mechanisch-biologisch behandelt. Die biologische Behandlung der Abfälle wird mit dem Kaminzug-Verfahren nach SPILLMANN/COLLINS mit einer Rottedauer von 9 - 12 Monaten durchgeführt. Für die Untersuchungen wurden Abfälle mit einer Rottedauer > 10 Monate verwendet. Für die Versuche wurden die Abfälle teilweise direkt ohne weitere Behandlung aus den Mieten abgebaut, teilweise wurden sie mit

einem Trommelsieb mit einem Siebschnitt von 60 mm abgesiebt und danach die Fraktion < 60 mm für die Versuche verwendet. Insgesamt wurden ca. 2.000 t Abfälle für die Versuche abgesiebt.

Als Einbaugeräte wurden ein Kompaktor, eine Schafffußwalze und eine Kombination aus Kompaktor und Glattmantelwalze eingesetzt. Mit diesen Geräten wurde zunächst für die beiden Abfallfraktionen in großtechnischen Versuchen entsprechend der Empfehlung E 3-24 der DGGT die erreichbare Einbaudichte ermittelt.

Zur Messung des erreichbaren Oberflächenabflusses wurden Bewässerungsversuche auf speziellen Versuchsfeldern durchgeführt. Für die Durchführung der Bewässerungsversuche wurde eine am Leichtweiß-Institut entwickelte Bewässerungsanlage verwendet. Diese Anlage wurde bereits im Bereich der Erforschung des Abfluß- und Abtragsverhaltens auf Böden erfolgreich eingesetzt. Mit dieser Anlage ist die Simulation einer gleichmäßigen Verteilung der Niederschläge, eine ausreichende Fallhöhe der Wassertropfen und eine ausreichende Tropfengröße gewährleistet. In Vorversuchen wurde die Eignung der Anlage unter den örtlichen Verhältnissen getestet.

Im Bereich der Forschung des Abfluß- und Abtragsverhaltens auf Böden wurden Versuche mit Niederschlagsintensitäten von 10 - 60 mm/h durchgeführt. Da nur bei den höheren Niederschlagsintensitäten maßgebliche Abflüsse festgestellt wurden, wurde für die durchgeführten Versuche eine Niederschlagsintensität von 60 mm/h festgelegt.

Während der Vorversuche konnte beobachtet werden, daß bereits bei sehr geringen Neigungen der Versuchsfelder von 3 % ein deutlicher Abfluß festzustellen war. Deshalb wurde für die Versuche eine Neigung von 3 % festgelegt.

Bei der Durchführung der Versuche wurden die Abfälle mit dem jeweiligen Einbaugerät in die Versuchsfelder eingebaut.

Die Meßergebnisse zeigen, daß bei dem Versuch, für den ungesiebte Abfälle mit dem Kompaktor eingebaut wurden, ein Anteil von max. 1,6 % der Niederschläge oberflächlich abgeflossen ist. Dieser geringe Anteil entspricht den Praxisbeobachtungen. Das Ergebnis kann durch Rückhalt des Wassers und die Ausbildung von Makroporen, die durch grobe Abfallanteile gebildet werden, erklärt werden. Durch diese Makroporen infiltriert das Wasser in die Abfalloberfläche und kann nicht oberflächlich abgeführt werden.

Bei dem Versuch mit den gesiebten Abfällen < 60 mm, die mit dem Kompaktor eingebaut wurden, flossen ca. 30 % des Niederschlages als Abfluß ab. In einem weiteren Versuch wurden die gesiebten Abfälle nach dem hochverdichteten Einbau mit dem Kompaktor mit

einer Glattmantelwalze gewalzt. Auf diesem Versuchsfeld ist ein Anteil von 103 % des Niederschlages als Abfluß gemessen worden. Dieser Meßwert kann durch die Meßgenauigkeit erklärt werden. Der Versuch, bei dem die Schaffußwalze zum Einbau der gesiebten Abfälle verwendet wurde, hat einen Abfluß von ca. 61 % des Niederschlages ergeben.

Die gemessenen Werte wurden durch eine theoretische Berechnung überprüft. Dabei wurden für die Parameter Niederschlag und Abfluß die in den Versuchen gemessenen Werte verwendet. Die Infiltration wurde mit einem unter Anwendung der Kontinuitätsbedingung entwickelten Modell berechnet. Der Parameter Rückhalt konnte aus dem im Versuch 2 ermittelten Zeitpunkt des Abflußbeginns und den geometrischen Verhältnissen der Stampffüße nachvollzogen werden. Die theoretische Berechnung hat gezeigt, daß die Meßergebnisse des Versuches, in dem der Einbau mit dem Kompaktor und eine anschließende Walzung durchgeführt wurde, plausibel sind. Für die Versuche 2 und 4, in dem die gesiebten Abfälle nur mit dem Kompaktor bzw. der Schaffußwalze eingebaut wurden, konnte mit der theoretischen Bilanzierung der Verbleib des Wassers nicht vollständig erklärt werden. Der mit den theoretischen Ansätzen nicht erklärbare Wasserüberschuß kann nur zusätzlich in die Abfälle infiltriert sein. Dies konnte mit der Infiltration von Wasser in grobe Poren, die nach dem Einbau mit Stampffüßen zurückbleiben, erklärt werden, die in der theoretischen Berechnung nicht berücksichtigt sowie in den Laborversuchen nicht simuliert werden.

Die Versuchsfelder, auf denen die gesiebten Abfälle mit dem Kompaktor und der Kombination Kompaktor und Glattmantelwalze eingebaut worden waren, konnten nach Abschluß der Versuche unter natürlichen Bedingungen weiter beobachtet werden. Bei diesen Beobachtungen wurde festgestellt, daß ein geringerer Anteil des Niederschlages an der Oberfläche der Abfälle abgeflossen ist als in den Versuchen. Während der Beobachtungszeit unter natürlichen Bedingungen waren die Niederschlagsintensitäten wesentlich geringer als in den Versuchen. Durch die Auswertung der Meßergebnisse wurde bestätigt, daß unter natürlichen Bedingungen der Einfluß der Infiltration des Wassers in die Abfallobfläche von wesentlich größerer Bedeutung ist als in den Versuchen mit künstlicher Bewässerung, da häufig die Niederschlagsintensität geringer war als die Infiltrationsrate des Wassers in die Abfallobfläche.

Aus den Ergebnissen der Versuche wurden für einen Einbau von mechanisch-biologisch behandelten Abfällen folgende Empfehlungen abgeleitet:

1. Es sollte eine Absiebung der heizwertreichen Grobfraction erfolgen. Dadurch kann die Einbaudichte der Abfälle deutlich erhöht werden und ein wesentlich größerer Anteil des Niederschlagswassers an der Abfalloberfläche abgeführt werden.
2. Die Abfälle sollten auch nach einer Absiebung der heizwertreichen Grobfraction mit einem Kompaktor eingebaut werden.
3. Nach dem hochverdichteten Einbau der Abfälle in die Deponie sollte die Oberfläche der Abfälle mit einer Glattmantelwalze gewalzt werden. Dadurch wird das durch die Abdrücke der Stampffüße des Kompaktorrades gebildete Speichervolumen weitestgehend reduziert.
4. Die Neigung der Oberfläche nach dem Einbau der Abfälle sollte 5 –10 % betragen. Hydraulisch ist nur ein geringeres Gefälle notwendig, allerdings sollte zur Verhinderung des Rückhaltes von Wasser in kleinen Mulden das genannte Gefälle erreicht werden.

Zur mathematischen Beschreibung des Abflußverhaltens von der Oberfläche mechanisch-biologisch behandelter Abfälle sollte ein Modell entwickelt werden. Dazu wurde zunächst versucht, die für den Bereich der Modellierung des Abflußverhaltens von Böden entwickelten Modelle zu adaptieren. Es zeigte sich, daß diese Modelle von Randbedingungen ausgehen, die auf das Abflußverhalten von hochverdichtet eingebauten mechanisch-biologisch behandelten Abfällen nicht übertragen werden können.

Deshalb wurde als erster Schritt zur Entwicklung eines Abflußmodells eine mathematische Beschreibung für das Abflußvolumen erarbeitet. Damit ist es möglich, in Abhängigkeit von Niederschlag, Verdunstung und der Infiltrationsrate für einzelne Regenereignisse das abfließende Wasservolumen auf einer beliebigen Einbaufäche zu berechnen. In diesem Modell wird von stationären Fließverhältnissen ausgegangen, die in der Praxis nicht vorhanden sind. Eine mathematische Beschreibung des Abflußverhaltens mit instationären Verhältnissen konnte aufgrund der zu geringen Anzahl der durchgeführten Versuche jedoch noch nicht erreicht werden. Mit den vorliegenden Daten war es nicht möglich, eine ausreichend genaue Beschreibung der voneinander abhängigen Parameter Fließhöhe, Fließgeschwindigkeit und Rauigkeit der Oberfläche zu finden. Für diese Parameter besteht weiterer Untersuchungsbedarf zur Entwicklung eines physikalisch begründeten Abflußmodells.

Für die praktische Anwendung kann das entwickelte Modell wie gezeigt angewendet werden, da durch eine Abschätzung der Einflußgrößen gezeigt wurde, daß die für die Größe

des Oberflächenabflusses entscheidenden Parameter Niederschlag und Infiltration durch das Fließverhalten nur in sehr geringem Umfang beeinflusst werden.

Für das an der Oberfläche abfließende Wasser sollte eine Möglichkeit zur Sedimentation der erodierten Feststoffe geschaffen werden, da dadurch die chemische Belastung des Oberflächenabflusses deutlich reduziert werden kann. Das so vorgereinigte Wasser kann im Betrieb der mechanisch-biologischen Abfallbehandlung z.B. als Bewässerungswasser verwendet werden.

**9. LITERATURVERZEICHNIS**

- AG BODENKUNDE  
1982  
Bodenkundliche Kartieranleitung, herausgegeben von der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe und den Geologischen Landesämtern in der Bundesrepublik Deutschland,  
3. verbesserte und erweiterte Auflage
- AUERSWALD, K.  
1993  
Bodeneigenschaften und Bodenerosion; Relief Boden Paläoklima, Band 8, Verlag Gebrüder Borntraeger, Berlin Stuttgart, ISBN 3 443 09008 7
- BRAMMER, F.  
TURK, M.  
COLLINS, H.-J.  
1996  
Einfluß von mechanischer und mechanisch-biologischer Vorbehandlung auf die Einbaudichte von Restabfall  
Entsorgungspraxis Heft 12/96
- BROCKMANN, CH.  
BOCKREIS, A.  
DANHAMER, H.  
JAGER, J.  
1999  
Analytische Qualitätssicherung im Verbundvorhaben  
in: Verbundvorhaben Mechanisch-biologische Behandlung von zu deponierenden Abfällen  
Ergebnispräsentation Potsdam, September 1999  
BMBF Eigenverlag
- BRONSTERT, A.  
1994  
Modellierung der Abflußbildung und der Bodenwasserdynamik von Hängen  
Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe
- BWK ARBEITSGRUPPE  
„RESTABFALL-  
BEHANDLUNG“  
1997  
Mechanisch-biologische Verfahren zur stoffspezifischen Abfallbeseitigung  
Beiheft zu Müll und Abfall, Heft 33, Erich-Schmidt-Verlag  
ISBN 3 503 04344 6
- BUSCH, K. F.  
LUCKNER, L.  
1972  
Geohydraulik  
VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig
- COLLINS, H.-J.  
1996  
Unterlagen zur Vorlesung „Einführung in die Abfallwirtschaft“  
Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig
- COLLINS, H.-J.  
BRAMMER, F.  
1994  
Bewässerung von Müloberflächen  
Müll und Abfall, Heft 5/1994, S. 260 – 278, , Erich-Schmidt-Verlag

- COLLINS, H.-J.  
BRAMMER, F.  
MAAK, D.  
1998
- Ergebnisse der mechanisch-biologischen Abfallbehandlung bei mehrjährigem Praxisbetrieb; Entsorgungspraxis Heft 4/98, S. 26 - 29 und Heft 5/98, S. 36 - S. 41, Bertelsmannverlag, ISSN 0724-6870
- COLLINS, H.-J.  
MAAK, D.  
1997
- MBA Meisenheim, Landkreis Bad Kreuznach; Beiheft zu Müll und Abfall, Heft 33, S. 123 - 127, Erich-Schmidt-Verlag
- COLLINS, H.-J.  
MAAK, D.  
1999
- Fakten über das Kaminzug-Verfahren  
In: Bio- und Restabfallbehandlung III (WIEMER, K.; KERN, M., 1999)
- COLLINS, H.-J.  
SPILLMANN, P.  
1984
- Wasser- und Stoffhaushalt von Abfalldeponien und deren Wirkung auf Gewässer  
VCH Verlag, ISBN 3-527-27121-x
- COLLIS-GEORGE, N.  
LAL, R.  
1970
- Infiltration and structural changes as influenced by initial moisture content Aust. J. Soil Res. 9
- DACH, J.  
OBERMANN, I.  
JAGER, J.  
OSTROWSKI, M. W.  
1997
- Wasser- und Gastransport in Deponien mit mechanisch-biologisch vorbehandelten Abfällen  
Wasser & Boden 49. Jahrgang, Heft 6/1997
- DOERING, K.  
1994
- Errichtung und Betrieb einer stationären Restabfallvorbehandlungsanlage mit anschließenden aeroben Mieten auf der Zentraldeponie Nienburg/Krähe im Landkreis Nienburg/Weser, Veröffentlichungen des Zentrums für Abfallforschung der TU Braunschweig, Heft 9
- DWD  
1997
- KOSTRA Koordinierte Starkniederschlags Regionalisierungs Auswertungen; Deutscher Wetterdienst  
ISBN 3-88148-325-X
- EHRIG, H.J.  
1980
- Beitrag zum quantitativen und qualitativen Wasserhaushalt von Mülldeponien, Veröffentlichungen des Institutes für Stadtbauwesen, TU Braunschweig, 2. erweiterte Auflage, Heft 26
- FOHRER, N.  
1995
- Auswirkungen von Bodenfeuchte, Bodenart und Oberflächenbeschaffenheit auf Prozesse der Flächenerosion durch Wasser, Bodenökologie und Bodengenese Heft 19, TU Berlin

- FOSTER, G.R.  
1982  
Modeling the erosion process. Chapter 8. In: Hydrologic modeling of small watersheds, edited by C.T. Haan et al., ASAE Monograph No. 5
- FOSTER, G.R.  
MEYER, L.D.  
1975  
Mathematical simulation of upland erosion by fundamental erosion mechanics. In present und prospective technology for predicting sediments yields and sources, Agricultur Research Services, U.S. Dept. Of Agriculture, ARS Hyatsville Md ARS-S-40, p. 190-207
- GERLINGER, K.  
1997  
Erosionsprozesse auf Lößböden: Experimente und Modellierung  
Dissertation an der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Univerität Fridiciana zu Karlsruhe
- HARNERT, H.H.  
HARBORTH, P.  
WITTMAYER, M.  
WASCHKE, C.  
1997  
Beschreibung eines Verfahrens zur Bestimmung des biologischen Inertisierungsgrades von aerob oder anaerob vorbehandelten festen Siedlungsabfällen als geeigneter Ersatzparameter zur Glühverlustbestimmung - der „Anaerobe Müllstabilitätstest“ (AMS-Test), Müll und Abfall, Heft 2/97, S. 73 - 79
- HARGTE, K. H.  
HORN, R.  
1991  
Einführung in die Bodenphysik, 2. überarbeitete und erweiterte Auflage, Enke Verlag Stuttgart
- HAUSHAHN, P.  
PORZELT, M.  
1979  
Erosionsmessungen in einem Hopfengarten der Hallertau  
Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Heft 42
- JOURDAN, B.  
SPILLMANN, P.  
MÜNZ, H.  
BRITZIUS, E.  
STRITZKE, J.  
KOCH, H.  
HOLCH, G.  
ROTHMUND, A.  
1982  
Hausmülldeponie Schwäbisch Hall  
Homogenisierung und Verrottung des Mülls vor der Ablagerung  
Bundesministerium für Forschung und Technologie  
Forschungsbericht T 82-180,  
Fachinformationszentrum Karlsruhe, ISN 0340-7608
- JUNG, L.  
BRECHTEL, R.  
1980  
Messungen von Oberflächenabfluß und Bodenabtrag auf verschiedenen Böden der Bundesrepublik Deutschland, Schriftenreihe des deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Heft 48, Verlag Paul Parey, ISBN 3-490-04897-0

- KAYSER, R.  
1991  
Vorlesungsunterlagen zur Vorlesung Grundzüge der Siedlungswasserwirtschaft, Sommersemester 1991, Institut für Siedlungswasserwirtschaft, TU Braunschweig
- KRUSE, K.  
1994  
Langfristiges Emissionsgeschehen von Siedlungsabfalldeponien  
Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft der TU Braunschweig, Heft 54
- LEICHTWEIß-INSTITUT  
1996  
Einfluß von ausgewählten Abfallkennwerten auf das Verdichtungsverhalten und die Wasserdurchlässigkeit. Studienarbeit am Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Abt. Abfallwirtschaft, TU Braunschweig
- MOLINA, J.  
1995  
Modellierung der Bodenerosion durch Wasser und des Schwebstofftransportes in mittelgroßen Einzugsgebieten  
Mitteilungen des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 128
- MORGAN, R.P.C.  
QUINTON, J.N.  
RICKSON, R.J.  
1992  
Documentation Manual, Version 1 Silsoe College, Bedford-UK
- MOSS,A.J.  
WALKER, P.H.  
HUTKA, J.  
1979  
Raindrop-simulated transportation in shallow waterflows: An experimental study- Sediment.Geol., 22
- MÜLLER, W.  
1995  
Leistungsfähigkeit der biologischen Restmüllbehandlung und Auswirkungen der biologischen Vorbehandlung auf die Stabilität des zu deponierenden Materials.  
Studienreihe „Abfall Now“ Band 14
- MÜLLER, W.  
FRICKE, K.  
LECHNER, P.  
DOEDENS, H.  
1997  
Prüfmethoden zur Beschreibung der biologischen Stabilität, in BWK ARBEITSGRUPPE „RESTABFALL-BEHANDLUNG“  
1997
- MÜNNICH, K.  
1999  
Hydraulische Kenngrößen von mechanisch-biologisch behandeltem Abfall  
Veröffentlichungen des Zentrums für Abfallforschung der TU Braunschweig, Heft 14
- NAMUTH, M.  
1986  
Die Infiltration bei intermittierender Bewässerung eines homogenen Bodens; Mitteilungen des Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 90/1986

- POESEN, J.  
1985  
An improved splash transport model  
Zeitschrift für Geomorphologie 29, p. 193-211
- RAMKE, H.-G.  
1991  
Hydraulische Beurteilung und Dimensionierung der Basisentwässerung von Deponien fester Siedlungsabfälle -Wasserhaushalt, hydraulische Kennwerte, Berechnungsverfahren-  
Mitteilungen des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 114
- RAMKE, H.-G.  
BRUNE, M.  
1990  
Ergebnisse von Untersuchungen zur Funktionsfähigkeit von Entwässerungssystemen bei Hausmülldeponien  
Fortschritte der Deponietechnik 90, Fachtagung September 1990, Haus der Technik in Essen
- RIEDEL, G.  
2000  
mündliche Mitteilung
- RIEZEBOS, H. TH.  
EPEMA, G. F.  
1985  
Drope shape and erosivity Part II: Splash detachment transport and erosivity indices  
Earth Surface Processes and Landforms, Vol.10
- ROTH, C.  
1992  
Die Bedeutung der Oberflächenverschlammung für die Auslösung von Abfluß und Abtrag  
Bodenökologie und Bodengenese Heft 6, Institut für Ökologie, TU Berlin
- SCHEFFER, F.  
SCHACHTSCHNABEL, P.  
1982  
Lehrbuch der Bodenkunde  
Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart
- SCHMIDT, J.  
1994  
Entwicklung und Anwendung eines physikalisch begründeten Simulationsmodells für die Erosion geneigter landwirtschaftlicher Nutzflächen, Habilitationsschrift, FB Geowissenschaften, FU Berlin
- SCHMITZ, G. H.  
1989  
Strömungsvorgänge auf der Oberfläche und im Bodeninneren beim Bewässerungslandbau; Institut für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft und Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München, Bericht Nr. 60, ISSN 0935-6002
- SCHRAMM, M.  
1994  
Ein Erosionsmodell mit räumlich und zeitlich veränderlicher Rillenmorphologie  
Mitteilung des Institutes für Wasserbau und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, Heft 190

- SCHWERTMANN, U.  
VOGL, W.  
KAINZ, M.  
1987
- Bodenerosion durch Wasser, Vorhersage des Abtrags und Bewertung von Gegenmaßnahmen  
Verlag Eugen Ulmer, ISBN 3-8001-3081-5
- SHARMA, P.P.  
GUPTA, S.C.  
RAWLS, W.J.  
1991
- Soil detachment by single raindrops of varying kinetic energie  
Soil Sci.Soc. Am. J., Vol 55, Nr. 2
- SCHNEIDER, K.-J.  
1988
- Bautabellen mit Berechnungshinweisen und Beispielen  
8. Auflage, ISBN 3-8041-3399-1, Werner-Verlag
- SIEGERT, K.  
1978
- Oberflächenabfluß von landwirtschaftlichen Nutzflächen infolge Starkregen; Mitteilungen des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 58/1978
- SPILLMANN, P.  
1989
- Die Verlängerung der Nutzungsdauer von Müll- und Müll-Klärschlamm-Deponien, Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 27, Erich Schmidt Verlag, ISBN 3 503 02808 0
- SPILLMANN, P.  
COLLINS, H.-J.  
1981
- Erhöhung der Nutzungsdauer von Hausmülldeponien durch betriebliche Maßnahmen  
Teil 1:  
Verdichtung einer Vorkopfschüttung durch den Kompaktor,  
Teil 2:  
Einfluß der Arbeitsweise des Kompaktors auf die erzielbare Dichte im dünn-schichtigen Einbau, Müll und Abfall, 13 (1), S. 1- 13  
Teil 3:  
Erhöhung der Dichte durch Mischung der Abfälle unter Zusatz behandelter Sickerwässer vor der hochverdichteten Ablagerung, Müll und Abfall, 13 (3) S. 62 - 68
- SPILLMANN, P.  
COLLINS, H.-J.  
1981a
- Das Kaminzug-Verfahren – eine einfache und zielsichere Belüftung als Voraussetzung des aeroben Abbaus im Betrieb einer geordneten Mülldeponie.  
Forum Städte-Hygiene. Heft 32. S. 15-24
- SPILLMANN, P.  
COLLINS, H.-J.  
1986
- Physikalische Untersuchungen zum Wasser- und Feststoffhaushalt  
in: SPILLMANN, P. (Hrsg.): Wasser- und Stoffhaushalt von Abfalldeponien und deren Wirkung auf Gewässer,  
VCH Verlagsgesellschaft, Weinheim

## 9. Literaturverzeichnis

- TURK, M.  
1995  
Aerob-Mechanisch-Biologische Restabfallbehandlung (AMBRA) auf der Deponie Wilhelmshaven-Nord, Veröffentlichungen des Zentrums für Abfallforschung der TU Braunschweig, Heft 10
- TURK, M.  
1997  
Der Einfluß der maximalen Stückgröße auf den Gasaustausch bei dem Kaminzug-Verfahren  
Vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der TU Braunschweig genehmigte Dissertation
- WIEMER, K.  
1982  
Qualitative und quantitative Kriterien zur Bestimmung der Dichte von Abfällen in geordneten Deponien (Diss); Abfallwirtschaft an der TU Berlin, ISBN 3-922021-50-1
- WIEMER, K.  
KERN, M.  
1999  
Bio- und Restabfallbehandlung III  
biologisch mechanisch thermisch  
M.I.C. Baeza-Verlag, ISBN 3-928673-29-7
- WORRESCHK, B.  
1985  
Beitrag zur Berechnung der Abflußbildung in landwirtschaftlich benutzten Einzugsgebieten  
Mitteilung des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 85

## **ANHANG A:**

### Atmungsaktivität:

Die Bestimmung der Atmungsaktivität wurde im Sapromaten durchgeführt. Der Wassergehalt der Abfälle wurde auf 50% bezogen auf die Feuchtsubstanz eingestellt. Es wurden 40 g der Abfälle in 250 ml Wasser in einem Testgefäß aufbewahrt, das bei einer Temperatur von 20 °C im Sapromaten stand. In Folge der biologischen Abbauprozesse wird Sauerstoff in der Meßzelle verbraucht und Kohlendioxid freigesetzt. Anhand des gebildeten CO<sub>2</sub> kann auf den Verbrauch von Sauerstoff zurückgeschlossen werden. Die Messung erfolgte über 96 Stunden.

### Gasbildungsrate:

Verschiedene Methoden zur Bestimmung der Gasbildungsrate werden von MÜLLER et al. (1997) beschrieben.

Am Leichtweiß-Institut wurde zur Bestimmung der Gasbildungsrate der AMS-Test nach HANERT et al. (1995) durchgeführt. Für den AMS-Test werden ca. 200 g Feuchtsubstanz Abfall in 2 Liter fassende Glasgefäße gefüllt und mit Wasser 10 cm hoch überschichtet. Nach dem Verschließen werden die Behälter mit Stickstoff gespült, um eine anaerobe Atmosphäre zu schaffen. Das Probegefäß wird in einem mit 35 °C beheizten Temperaturschrank aufbewahrt. Sich entwickelnde Gase werden über eine Schlauchverbindung in einen umgedrehten, mit Wasser gefüllten Meßzylinder geleitet. Durch das ausströmende Gas wird das Wasser verdrängt und das Gasvolumen kann entsprechend ermittelt werden.

### Porenraum:

Zur Bestimmung des Luftporenvolumens kann ein Luftpyknometer eingesetzt werden. Luftpyknometer werden normalerweise zur Bestimmung des Luftporenvolumens bei Frischbeton eingesetzt. Untersuchungen von SPILLMANN (1989) zeigten, daß bei der Anwendung dieser Luftpyknometer zur Bestimmung des Porenvolumens bei Abfällen diese Geräte nicht geeignet sind, da Abfälle ein wesentlich höheres Luftporenvolumen aufweisen als der Frischbeton. Deshalb hat SPILLMANN (1989) die Versuchsanordnung entsprechend des in Abb. 29 dargestellten Versuchsaufbaus verändert.

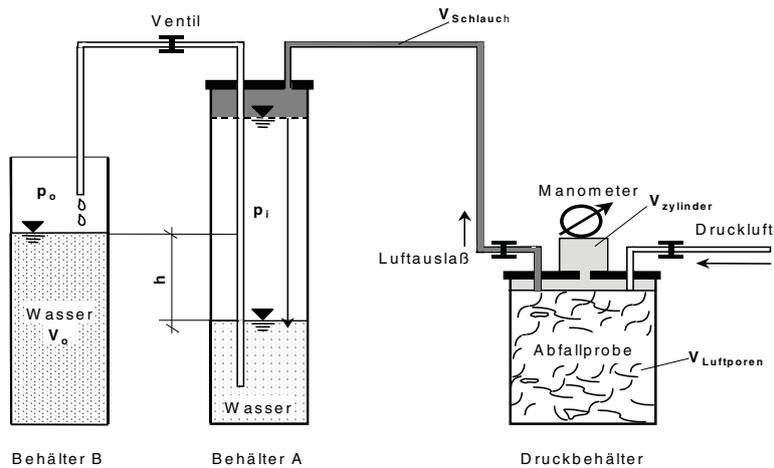


Abb. 29: Versuchsanordnung zur Messung des Luftporenvolumens in porenreichem Material (SPILLMANN (1989) verändert von TURK (1997))

Zur Bestimmung des Luftporenvolumens werden die Abfälle in den Druckbehälter mit der vorgesehenen Dichte eingebaut. Der Wassergehalt der Abfälle wird bestimmt. Danach wird der Behälter verschlossen und es wird ein Überdruck auf den Druckbehälter aufgebracht. Ist der Überdruck aufgebaut, wird der Luftauslaß geöffnet. Dadurch wird ein Druckausgleich zwischen dem Druckbehälter und dem Behälter A erreicht. Durch den Druckausgleich zwischen dem Druckbehälter und dem Behälter A wird ein entsprechendes Wasservolumen vom Behälter A in den Behälter B gedrückt. Im Behälter B wird das verdrängte Wasservolumen gemessen.

Mit diesem Volumen kann unter Anwendung des Gesetzes von BOYLE-MARIOTTE das Luftporenvolumen nach Gleichung 25 berechnet werden.

$$V_{LP} = \frac{p_0}{p_i} \cdot V_0 \quad \text{Gl. 25}$$

mit  $V_{LP}$  = Luftporenvolumen [l]

$V_0$  = Volumen des aus Behälter A in Behälter B verdrängten Wassers [l]

$p_0$  = atmosphärischer Druck z.Zt. der Messung [bar]

$p_i$  = Überdruck im Luftpyknometer [bar]

Durch umfangreiche Versuchsreihen konnte gezeigt werden, daß der wahrscheinliche Gesamtfehler zwischen 2,1 und 5,1 % liegen wird (SPILLMANN 1989).

Wasserhaltefähigkeit:

Zur Bestimmung der Wasserhaltefähigkeit von Abfallproben wird das sogenannte Unterdruckverfahren eingesetzt. Ziel der Untersuchungsmethode ist es, den Wassergehalt der Abfallprobe mit einem angelegten Unterdruck ins Gleichgewicht zu bringen. In Abb. 30 ist schematisch der verwendete Versuchsaufbau zur Bestimmung der Wasserhaltefähigkeit dargestellt.

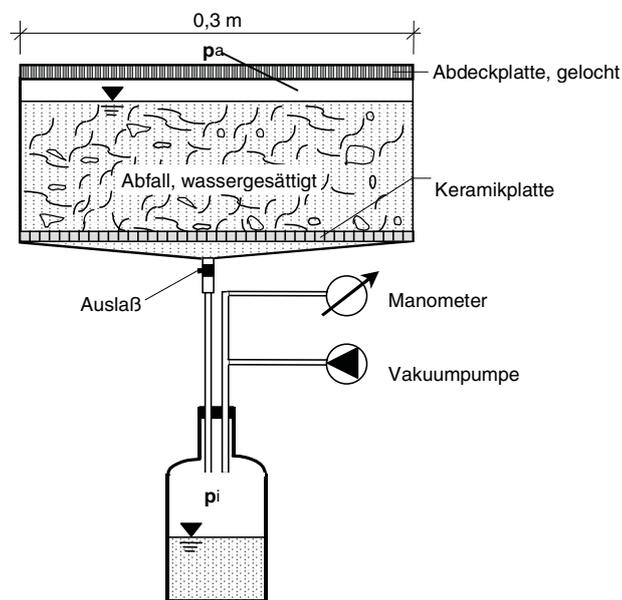


Abb. 30: Schematischer Aufbau der Versuchseinrichtung zur pF-Wert-Bestimmung an Abfallproben

Auf einer Keramikfilterplatte wird in einem Kunststoffzylinder die zu untersuchende Abfallprobe eingebaut. Die Keramikfilterplatte ist im wassergesättigten Zustand wasser- aber nicht luftdurchlässig. Sie ist eingebettet in einem wasserdichten Rahmen, in dem das Porenwasser aufgefangen wird und mittig unter der Platte über ein Auslaßröhrchen abgeleitet wird. Über dieses Röhrchen kann der Unterdruck an der Plattenunterseite aufgebracht werden. Zunächst wird solange ein geringer Unterdruck (ca. 5 - 10 cm Wassersäule) aufgebracht, bis

das überschüssige Wasser aus der Probe entfernt ist. Fließt kein Wasser mehr aus der Probe ab, wird die erste Laststufe aufgebracht. Dieser Druck wird solange gehalten, bis kein Wasser mehr aus der Probe abfließt. Dann wird das Wasservolumen des abgeflossenen Wassers gemessen. Danach wird die nächste Laststufe aufgebracht und wiederum gehalten bis kein Wasser mehr aus der Probe abfließt. Das abgeflossene Wasservolumen wird wiederum ermittelt. Der Unterdruck kann bis zu einem Druck von ca. 0,8 bar gesteigert werden. Nachdem der Versuch mit diesem Druck durchgeführt ist, wird der Wassergehalt der Probe ermittelt. Damit und mit den abgeflossenen Wasservolumina der einzelnen Laststufen kann der den Laststufen entsprechende Wassergehalt ermittelt werden.

#### Infiltration des Wassers:

In Anlehnung an DIN 19682 wurde ein Versuch zur Messung der Infiltrationsrate konzipiert. Auf einer ca. 1,20 m x 1,40 m großen Versuchsfläche wurden Abfallproben, die den in den Hauptversuchen verwendeten Abfällen entsprachen, in einer Höhe von 40 cm eingebaut und mit einer Ramme verdichtet. Nach dem Einbau wurde eine aus dem Betonbau bekannte Schalplatte auf die Abfälle gelegt und danach erneut mit der Ramme verdichtet. Dadurch wurde eine glatte Oberfläche gebildet, die der im Hauptversuch mit der Glattmantelwalze gebildeten Oberfläche entsprach. Es wurde ein ca. 30 cm tiefer Graben ausgehoben. Mit einem Teil des Aushubes wurde ein Damm aufgeschüttet, durch den eine kreisrunde Fläche mit ca. 80 cm Durchmesser eingeschlossen wurde. Auf die vom Damm umgebene Fläche wurde Wasser gegeben. Leckagen in dem Damm wurden durch weitere Verdichtung des Dammes geschlossen. Danach war kein Wasseraustritt aus den Flanken des Dammes zu beobachten. An zwei Meßstellen wurde eine Skala zur Messung des Wasserstandes installiert. Die Fläche wurde ca. 2,5 cm hoch eingestaut und über einen Zeitraum von ca. 2 h wurden die Wasserstände an den beiden Meßpunkten abgelesen. Nachdem das Wasser vollständig versickert war, konnten Wiederholungsmessungen durchgeführt werden.

#### Hydraulische Leitfähigkeit:

In Abb. 31 ist eine am Leichtweiß-Institut entwickelte Versuchseinrichtung zur Ermittlung der hydraulischen Leitfähigkeit von Abfallproben dargestellt.

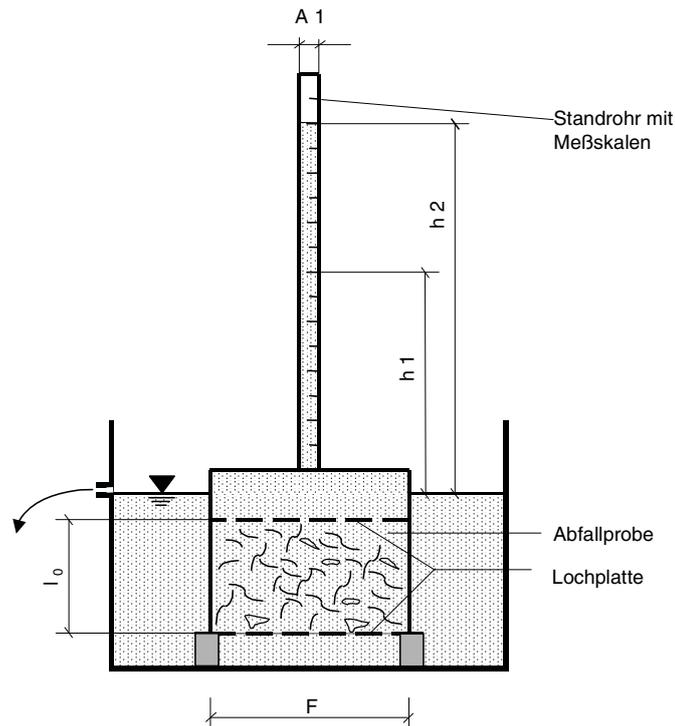


Abb. 31: Versuchseinrichtung zur Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit

Die Abfälle werden mit der vorgesehenen Dichte in einen Proctortopf eingebaut. Nach dem Einbau wird die Grundplatte des Proctortopfes abgeschraubt und durch eine Siebplatte ersetzt. Danach wird der Proctortopf auf Abstandshaltern in einen großen Behälter gestellt. Dieser Behälter wird bis zur Unterkante des Proctortopfes mit Wasser gefüllt. Um eine Sättigung der Abfallprobe mit Wasser zu erreichen, wird der Behälter über eine Pumpe und eine mittels Zeitschaltuhr gesteuerte Einrichtung sehr langsam über einen Zeitraum von mindestens 24 h mit Wasser gefüllt. Der Behälter wird bis über die Oberkante der Abfallprobe im Proctortopf mit Wasser gefüllt. Wenn der Wasserstand in dem Behälter und dem Proctortopf gleich hoch ist, kann davon ausgegangen werden, daß die Probe vollständig gesättigt ist. Der Proctortopf wird dann mit einer gegen den Proctortopf abgedichteten Plexiglasplatte versehen. Das Volumen zwischen der Oberkante der Abfallprobe und der Plexiglasplatte wird vollständig mit Wasser gefüllt. Danach wird ein Standrohr mit Meßskala in die Plexiglasplatte eingesteckt und mit einem Gummistopfen abgedichtet. Das Standrohr wird mit Wasser gefüllt und es wird die Zeitspanne gemessen, in der die Wassersäule zwei beliebige Markierungen am Standrohr

durchläuft. Der Durchlässigkeitsbeiwert errechnet sich für den Versuch mit veränderlicher Druckhöhe nach Gleichung 26 (DIN 18130 T1).

$$k_f = \frac{A_1 \cdot l_0}{F \cdot t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad \text{Gl. 26}$$

mit	$k_f =$ gesättigter Durchlässigkeitsbeiwert	[m/s]
	$A_1 =$ Querschnitt des Standrohrs	[m <sup>2</sup> ]
	$l_0 =$ Höhe des Probekörpers	[m <sup>2</sup> ]
	$F =$ Querschnittsfläche des Probekörpers	[m <sup>2</sup> ]
	$t =$ Meßzeitspanne	[s]
	$h_1 =$ Standrohrspiegelhöhe zu Beginn der Messung	[m]
	$h_2 =$ Standrohrspiegelhöhe am Ende der Messung	[m]

**ANHANG B:**

Tab. 27: Analyseergebnisse der Eluate

Parameter	Einheit	Probe 1	Probe 2	Probe 3	Probe 4
PH	[-]	7,50	7,07	7,67	7,67
El. Lf	[ $\mu$ S/cm]	2362,67	2356,67	2813,33	2430,00
CSB	[mg/l]	271,00	272,33	214,00	276,33
BSB <sub>5</sub>	[mg/l]	9,40	12,07	3,47	6,93
NH <sub>4</sub> -N	[mg/l]	1,35	2,10	0,92	1,90
TOC	[mg/l]	107,67	107,00	100,67	111,00
AOX	[mg/l]	0,11	0,13	0,11	0,16
Cl <sup>-</sup>	[mg/l]	164,33	200,00	257,00	183,67
NO <sub>3</sub> -N	[mg/l]	21,40	28,37	18,53	12,90
SO <sub>4</sub>	[mg/l]	871,33	818,67	865,67	836,33
K	[mg/l]	135,00	147,67	167,33	151,33
Na	[mg/l]	192,33	216,67	254,67	207,67
Ca	[mg/l]	240,00	182,67	261,00	231,00
Fe	[mg/l]	0,10	0,10	0,10	0,10
Zn	[mg/l]	0,31	0,30	0,30	0,39
Pb	[mg/l]	0,10	0,10	0,10	0,10
Cd	[mg/l]	0,00	0,00	0,00	0,00
Cu	[mg/l]	0,13	0,16	0,11	0,10
Ni	[mg/l]	0,10	0,10	0,10	0,10
Mg	[mg/l]	36,33	32,00	37,00	33,67
Mn	[mg/l]	0,39	0,34	0,55	0,57

Tab. 28: Analyseergebnisse der Wasserproben, Versuch 1

Analyseparameter	Meßstelle A		Meßstelle B		Meßstelle C	
	Abflußbeginn	Abflußende	Abflußbeginn	Abflußende	Abflußbeginn	Abflußende
pH [-]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	7,5	x <sup>*)</sup>	7,6
Lf [ $\mu$ S/cm]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	8280	x <sup>*)</sup>	3430
O <sub>2</sub> [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	1,2	x <sup>*)</sup>	1,9
Redox [mV]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	+261	x <sup>*)</sup>	+293
CSB [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	1649	x <sup>*)</sup>	530
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	66	x <sup>*)</sup>	7,9
NH <sub>4</sub> -N [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	102	x <sup>*)</sup>	29,9
TOC [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	623	x <sup>*)</sup>	150
AOX [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	0,51	x <sup>*)</sup>	0,22
Cl <sup>-</sup> [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	1377	x <sup>*)</sup>	499
NO <sub>3</sub> -N [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	135	x <sup>*)</sup>	42,2
SO <sub>4</sub> [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	-	x <sup>*)</sup>	-
K [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	490	x <sup>*)</sup>	167
Na [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	1023	x <sup>*)</sup>	304
Ca [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	391	x <sup>*)</sup>	303
Fe [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	8,4	x <sup>*)</sup>	11,9
Zn [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	2,06	x <sup>*)</sup>	2,09
Pb [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	0,1	x <sup>*)</sup>	0,1
Cd [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	< 0,1	x <sup>*)</sup>	< 0,1
Cu [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	1,1	x <sup>*)</sup>	0,49
Ni [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	0,26	x <sup>*)</sup>	0,1
Mg [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	72	x <sup>*)</sup>	48
Mn [mg/l]	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	x <sup>*)</sup>	0,94	x <sup>*)</sup>	0,83

<sup>\*)</sup> keine Analyse, da keine Probe vorhanden war

Tab. 29: Analyseergebnisse der Wasserproben, Versuch 2

Analyse- parameter	Meßstelle A		Meßstelle B		Meßstelle C	
	Abfluß- beginn	Abfluß- ende	Abfluß- beginn	Abfluß- ende	Abfluß- beginn	Abfluß- ende
pH [-]	8,2	7,7	7,9	7,7	8,3	8,2
Lf [ $\mu$ S/cm]	4320	3410	3400	2930	4290	3660
O <sub>2</sub> [mg/l]	1,9	1,9	1,9	2,1	1,9	2,2
Redox [mV]	+491	+500	+490	+482	+450	+468
CSB [mg/l]	455	325	317	285	488	391
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	7,5	6,4	4,4	4,4	5,4	5,4
NH <sub>4</sub> -N [mg/l]	42,2	31,0	31,4	24,6	61,0	41,5
TOC [mg/l]	86	106	93	73	135	133
AOX [mg/l]	0,62	0,17	0,21	0,13	0,30	0,27
Cl <sup>-</sup> [mg/l]	674	532	539	464	714	583
NO <sub>3</sub> -N [mg/l]	44,6	40,6	35,1	29,0	62,3	53,8
SO <sub>4</sub> [mg/l]	-	-	-	-	-	-
K [mg/l]	257	165	170	139	244	186
Na [mg/l]	419	288	289	247	404	323
Ca [mg/l]	431	292	332	283	357	274
Fe [mg/l]	132	48	100	64	98	40
Zn [mg/l]	14,4	9,8	11,0	7,8	9,2	8,2
Pb [mg/l]	2,36	0,88	1,66	1,12	1,62	0,80
Cd [mg/l]	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Cu [mg/l]	4,1	1,6	3,1	2,1	3,0	1,4
Ni [mg/l]	0,48	0,2	0,32	0,24	0,36	0,20
Mg [mg/l]	86	64	66	58	72	62
Mn [mg/l]	3,3	1,5	2,6	1,6	2,4	1,1

Tab. 30: Analyseergebnisse der Wasserproben, Versuch 3

Analyse-Parameter	Meßstelle A	
	Abflußbeginn	Abflußende
pH [-]	10,9	7,9
Lf [ $\mu$ S/cm]	3420	3030
O <sub>2</sub> [mg/l]	6,8	2,4
Redox [mV]	+268	+298
CSB [mg/l]	334	278
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	19	7
NH <sub>4</sub> -N [mg/l]	52	36
TOC [mg/l]	118	83
AOX [mg/l]	0,29	0,36
Cl <sup>-</sup> [mg/l]	636	491
NO <sub>3</sub> -N [mg/l]	19,8	43,4
SO <sub>4</sub> [mg/l]	-	-
K [mg/l]	204	141
Na [mg/l]	340	253
Ca [mg/l]	609	292
Fe [mg/l]	106	74
Zn [mg/l]	9,4	7,4
Pb [mg/l]	1,36	1,08
Cd [mg/l]	< 0,1	< 0,1
Cu [mg/l]	2,7	2,3
Ni [mg/l]	0,34	0,26
Mg [mg/l]	68	56
Mn [mg/l]	2,5	1,8

Tab. 31: Analyseergebnisse der Wasserproben, Versuch 4

Analyse- Parameter	Meßstelle A		Meßstelle B	
	Abfluß- beginn	Abfluß- ende	Abfluß- beginn	Abfluß- ende
pH [-]	7,8	7,5	7,9	7,7
Lf [ $\mu$ S/cm]	3270	2620	3310	5030
O <sub>2</sub> [mg/l]	1,3	5,2	1,2	2,8
Redox [mV]	+448	+452	+436	+448
CSB [mg/l]	370	254	676	376
BSB <sub>5</sub> [mg/l]	6	6	18	10
NH <sub>4</sub> -N [mg/l]	48	11,3	76	36
TOC [mg/l]	137	113	222	143
AOX [mg/l]	0,12	0,09	0,11	0,09
Cl <sup>-</sup> [mg/l]	473	420	782	518
NO <sub>3</sub> -N [mg/l]	45,5	42,5	83,7	40,5
SO <sub>4</sub> [mg/l]	599	407	1024	578
K [mg/l]	176	136	282	174
Na [mg/l]	291	228	501	301
Ca [mg/l]	207	191	252	210
Fe [mg/l]	4,4	4,2	6,2	5,4
Zn [mg/l]	0,92	0,9	1,24	1,18
Pb [mg/l]	0,1	< 0,1	0,1	0,1
Cd [mg/l]	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Cu [mg/l]	0,36	0,32	0,46	0,36
Ni [mg/l]	0,1	0,1	0,1	0,1
Mg [mg/l]	38	36	48	40
Mn [mg/l]	0,32	0,34	0,44	0,40

**ANHANG C:**

## 1. Vorversuch:

## Versuchsaufbau:

Die Bewässerungsanlage wurde auf dem Altkörper der Deponie Meisenheim aufgebaut. Es wurden drei Stränge mit einer Länge von 5 m, mit jeweils 20 Düsen und einem Düsendurchmesser von 1,2 mm eingesetzt. Zur Messung der Niederschlagshöhe wurden 8 Regenmesser entsprechend der in Abb. 32 dargestellten Skizze auf dem Versuchsfeld aufgestellt.

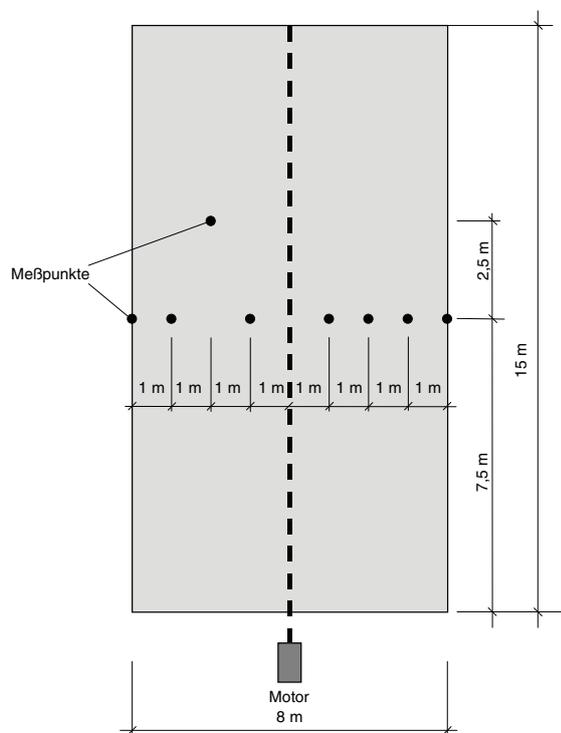


Abb. 32: Lageskizze des Versuchsfeldes für den 1. Vorversuch

## Versuchsdurchführung:

Der Versuch wurde am 17.09.1998 auf der Deponie in Meisenheim durchgeführt. Im ersten Vorversuch sollte die Leistungsfähigkeit der Bewässerungsanlage getestet werden. Ziel der Versuche war es, die unter den örtlichen Verhältnissen möglichen Niederschlagshöhen mit der Anlage zu ermitteln. Es wurden drei Bewässerungszyklen mit jeweils einer

Bewässerungsdauer von 10 min durchgeführt. Im ersten Bewässerungszyklus wurde ein Druck von 2,0 bar, im zweiten ein Druck von 4,0 bar und im dritten ein Druck von 6,0 bar eingestellt. Die Versuche wurden von 19:00 h bis 20:30 h durchgeführt. Es herrschte Windstille.

Die erreichten Fallhöhen der Tropfen wurden abgeschätzt, da sie meßtechnisch nicht genau ermittelt werden konnten.

Der Abfluß wurde in diesem Versuch nicht gemessen.

Versuchsergebnisse:

In Tab. 32 sind die ermittelten Niederschlagshöhen für die drei durchgeführten Bewässerungszyklen dargestellt.

Tab. 32: Gemessene Niederschlagshöhen im 1. Vorversuch

Meß- stelle	Meßzyklus 1 2,0 bar Bewässerungs- dauer:10 min		Meßzyklus 2 4,0 bar Bewässerungs- dauer:10 min		Meßzyklus 3 6,0 bar Bewässerungs- dauer:10 min	
	Nieder- schlaghöhe [mm]	Nieder- schlaghöhe bezogen auf eine Stunde [mm/h]	Nieder- schlaghöhe [mm]	Nieder- schlaghöhe bezogen auf eine Stunde [mm/h]	Nieder- schlaghöhe [mm]	Nieder- schlaghöhe bezogen auf eine Stunde [mm/h]
1	3	18	6,2	37,2	6,5	39,0
2	3,1	18,6	7,0	42,0	8,6	51,6
3	3,2	19,2	6,0	36,0	10,2	61,2
4	2,9	17,4	5,4	32,4	6,8	40,8
5	2,9	17,4	6,2	37,2	10,6	63,6
6	3,1	18,6	6,3	37,8	9,8	58,8
7	3,2	19,2	5,5	33	7,2	43,2
8	3,9	23,3	-	-	4,5	27,0

Mit diesen gemessenen Werten ergeben sich für den Versuch mit einem Druck von 2,0 bar eine durchschnittliche Niederschlagshöhe von 3,16 mm, entsprechend 18,96 mm/h, für den Versuch mit einem Druck von 4,0 bar eine durchschnittliche Niederschlagshöhe von 6,1

mm, entsprechend 36,6 mm/h und für den Versuch mit einem Druck von 6,0 bar eine durchschnittliche Niederschlagshöhe von 8,03 mm, entsprechend 48,18 mm/h.

Der Versuch mit einem Druck von 2,0 bar erreichte eine abgeschätzte Fallhöhe von 4 - 5 m, der Versuch mit einem Druck von 4,0 bar eine abgeschätzte Fallhöhe von ca. 6 - 7 m und der Versuch mit einem Druck von 6,0 bar eine abgeschätzte Fallhöhe von ca. 4 - 5 m. Der Austritt des Wassers aus den Düsen war bei den Versuchen mit 2,0 und 4,0 bar tropfenförmig, während bei dem Versuch mit 6,0 bar das Wasser als Sprühnebel aus den Düsen austrat.

#### Versuchsauswertung:

Die Ergebnisse des ersten Vorversuches zeigen, daß mit der für den Vorversuch gewählten Versuchseinrichtung die geforderte Niederschlagshöhe nur bei einem Druck von 6,0 bar annähernd erreichbar ist. Da bei diesem Druck der Austritt des Wassers aus den Düsen allerdings nur als Sprühnebel erfolgte, ist die gewählte Versuchseinrichtung des ersten Vorversuches für die Hauptversuche nicht geeignet. Deshalb wurden weitere Vorversuche mit veränderten Düsendurchmessern durchgeführt.

#### 2. Vorversuch

##### Versuchsaufbau:

Für den 2. Vorversuch wurde die Bewässerungsanlage auf einem Versuchsfeld aufgebaut, das dem geplanten Aufbau der Versuchsfelder für die Hauptversuche entsprach. Es wurden Düsen mit verschiedenen Düsendurchmessern eingesetzt. Ein Strang der Bewässerungsanlage wurde mit den gleichen Düsen wie im ersten Vorversuch betrieben, ein weiterer Strang mit Düsen mit einem Durchmesser von 1,8 mm und ein weiterer Strang mit Düsen mit einem Düsendurchmesser von 2,2 mm. Das Versuchsfeld hatte Außenmaße von 8 m · 15 m. Auf einer Fläche von 4 m · 15 m wurden mechanisch-biologisch behandelte Abfälle nach einer Absiebung auf < 60 mm in einer Schichtdicke von 40 cm mit einer Neigung von 5,0 % mit einem Radlader verteilt. Danach wurden die Abfälle durch mehrfache Überfahung mit einem Kompaktor verdichtet eingebaut. (vgl. Foto 5). Nach der Verdichtung war ein Gefälle des Versuchsfeldes von 3,5 bis 4 % vorhanden.

Zur Messung der Niederschlagshöhe wurden 20 Regenschirme entsprechend der in Abb. 33 dargestellten Skizze auf dem Versuchsfeld aufgestellt.



Foto 5: Aufbau des Versuchsfeldes für den 2. Vorversuch

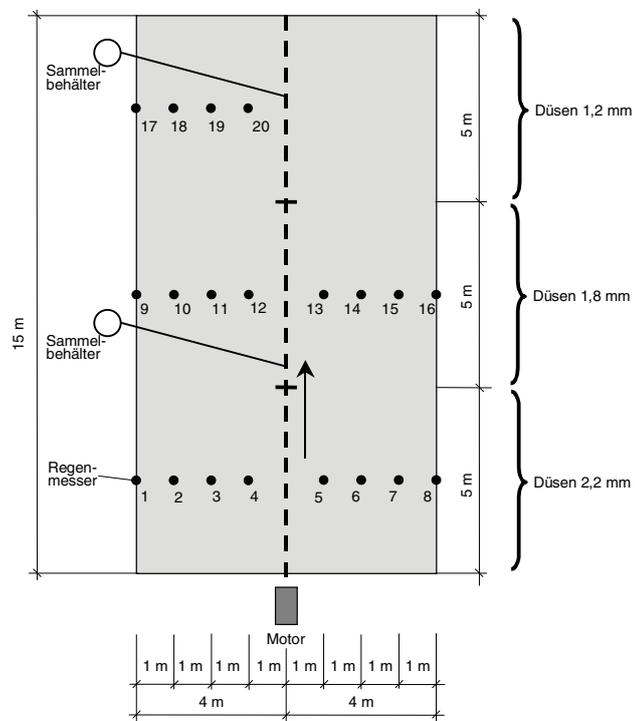


Abb. 33: Lageskizze des Versuchsfeldes für den 2. Vorversuch

Zur Erfassung des Abflusses wurden Furchen in die eingebauten Abfälle gezogen, in die handelsübliche Dachrinnen verlegt wurden. Um den Abfluß vom Versuchsfeld in die Dachrinnen zu ermöglichen, wurden, wie in Abb. 34 dargestellt, abgewinkelte Metallbleche mit einem kleinen Höhenunterschied zu den eingebauten Abfällen verlegt, auf denen das Wasser in die Dachrinnen abfließen sollte. Am 30.09.1998 wurden aus den Furchen die Dachrinnen und die Bleche entfernt. Am Rand des Versuchsfeldes wurde am Ende der Furchen das Wasser in Dachrinnen abgeleitet (vgl. Abb. 35).

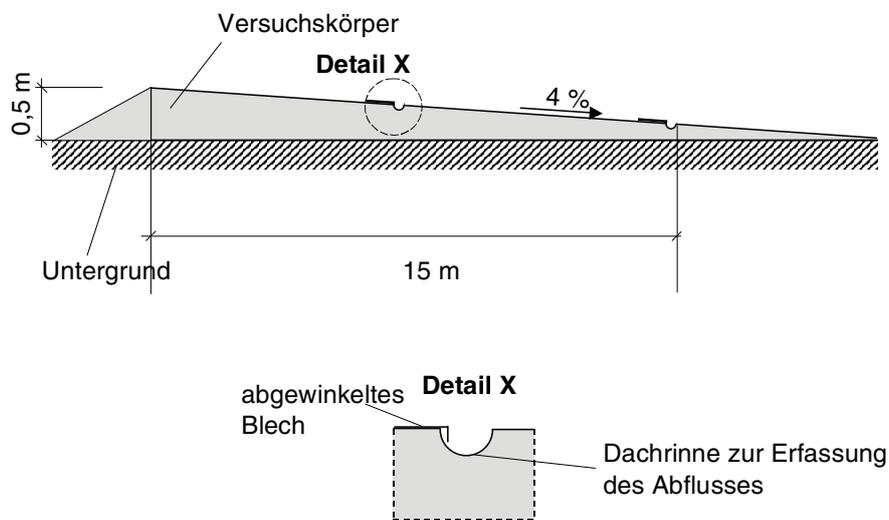


Abb. 34: Darstellung des Versuchsaufbaues für den 2. Vorversuch am 29.09.1998

Versuchsdurchführung:

Der Versuch wurde am 29.09.98 durchgeführt. Zunächst wurde das Versuchsfeld 10 min lang mit einem Druck von 4,0 bar bewässert. Danach wurden die Niederschlagshöhen gemessen. Nach diesen Messungen wurde die Bewässerung 50 min fortgesetzt. Danach wurde die Bewässerungsanlage abgestellt. Am 30.09.1998, 11,5 Stunden nach Beendigung der Beregnung am 29.09.98 wurde das Versuchsfeld 10 min lang mit einem Druck von 5,9 bar und danach 15 min lang mit einem Druck von 5,0 bar beregnet. Die jeweils gemessenen Niederschlagshöhen sind in Tab. 33 dargestellt. Die Versuche wurden am 29.09.1998 von 18:00 h bis 20:30 h und am 30.09.1998 von 08:00 h bis 10:00 h durchgeführt. Es herrschte während der Bewässerungszyklen mit einem Druck von 4,0 und 5,0 bar Windstille, während

des Versuches mit einem Druck von 5,9 bar war kurzzeitig ein geringer Seitenwind vorhanden.

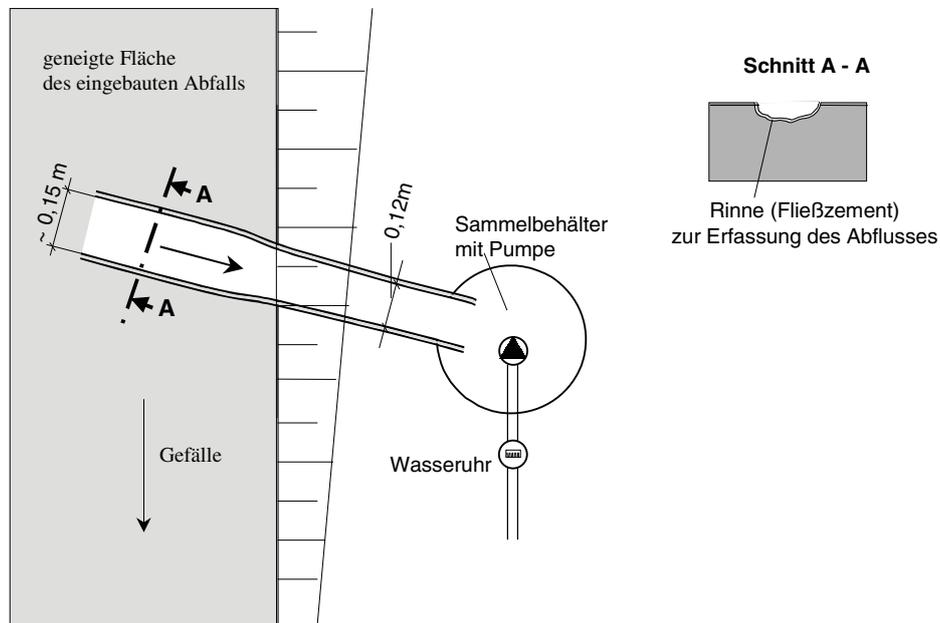


Abb. 35: Darstellung des veränderten Versuchsaufbaues für den 2. Vorversuch am 30.09.1998

Die erreichten Fallhöhen der Wassertropfen wurden abgeschätzt, da sie meßtechnisch nicht genau ermittelt werden konnten.

Der Abfluß wurde bei diesem Versuch nicht gemessen. Es wurde nur der Zeitpunkt, bei dem es zum ersten Abfluß kam, festgehalten.

Versuchsergebnisse:

In der Tab. 33 sind die ermittelten Niederschlagshöhen für die drei durchgeführten Bewässerungszyklen für den Bereich des Versuchsfeldes dargestellt, in dem die Düsen mit einem Düsendurchmesser von 1,2 mm verwendet wurden.

Mit diesen gemessenen Werten ergeben sich für den Versuch mit den Düsen mit einem Düsendurchmesser von 1,2 mm und einem Druck von 4,0 bar eine durchschnittliche Niederschlagshöhe von 6,2 mm, entsprechend 37,2 mm/h, was den Ergebnissen des ersten Vorversuches entspricht. Für den Versuch mit einem Druck von 5,0 bar und 5,9 bar wurde jeweils nur ein Regenmesser aufgestellt, da der erste Vorversuch gezeigt hat, daß der Düsendurchmesser von 1,2 mm für diese Drücke ungeeignet ist. Für den Versuch mit 5,0 bar

Druck wurde eine Niederschlagshöhe von 11,7 mm, entsprechend 46,8 mm/h und für den Versuch mit einem Druck von 5,9 bar eine Niederschlagshöhe von 5,6 mm, entsprechend 33,6 mm/h gemessen.

Tab. 33: Gemessene Niederschlagshöhen im 2. Vorversuch im Bereich des Versuchsfeldes, in dem die Düsen mit einem Düsendurchmesser von 1,2 mm verwendet wurden

Meß- stelle	Meßzyklus 1 4,0 bar Bewässerungs- dauer: 10 min		Meßzyklus 2 5,0 bar Bewässerungs- dauer: 15 min		Meßzyklus 3 5,9 bar Bewässerungs- dauer: 10 min	
	Nieder- schlagshöhe [mm]	Nieder- schlagshöhe bezogen auf eine Stunde [mm/h]	Nieder- schlagshöhe [mm]	Nieder- schlagshöhe bezogen auf eine Stunde [mm/h]	Nieder- schlagshöhe [mm]	Nieder- schlagshöhe bezogen auf eine Stunde [mm/h]
17	5,9	35,4	-	-	-	-
18	6,4	38,4	-	-	-	-
19	6,6	39,6	-	-	-	-
20	5,8	34,8	11,7	46,8	5,6	33,6

Der Versuch mit einem Druck von 4,0 bar erreichte, entsprechend den Ergebnissen des ersten Vorversuches eine abgeschätzte Fallhöhe von 6 - 7 m. Bei beiden Varianten mit höheren Drücken trat das Wasser ebenfalls als Sprühnebel aus den Düsen aus.

In der Tab. 34 sind die ermittelten Niederschlagshöhen für die drei durchgeführten Bewässerungszyklen für den Bereich des Versuchsfeldes dargestellt, in dem die Düsen mit einem Düsendurchmesser von 1,8 mm verwendet wurden.

Mit diesen gemessenen Werten ergeben sich für den Versuch mit den Düsen mit einem Düsendurchmesser von 1,8 mm und einem Druck von 4,0 bar eine durchschnittliche Niederschlagshöhe von 8,8 mm, entsprechend 52,88 mm/h, für den Versuch mit einem Druck von 5,0 bar eine durchschnittliche Niederschlagshöhe von 18,16 mm, entsprechend 72,65 mm/h und für den Versuch mit einem Druck von 5,9 bar eine durchschnittliche Niederschlagshöhe von 14,02 mm, entsprechend 84,12 mm/h.

Mit den Düsen mit einem Düsendurchmesser von 1,8 mm trat bei den drei Drücken 4,0 bar, 5,0 bar und 5,9 bar das Wasser jeweils als Strahl aus den Düsen aus und erreichte jeweils eine Fallhöhe von 8 - 10 m. Ein signifikanter Unterschied in den Fallhöhen konnte bei den verschiedenen Drücken nicht festgestellt werden.

Tab. 34: Gemessene Niederschlagshöhen im 2. Vorversuch im Bereich des Versuchsfeldes, in dem die Düsen mit einem Düsendurchmesser von 1,8 mm verwendet wurden

Meß- stelle	Meßzyklus 1 4,0 bar Bewässerungs- dauer:10 min		Meßzyklus 2 5,0 bar Bewässerungs- dauer:15 min		Meßzyklus 3 5,9 bar Bewässerungs- dauer:10 min	
	Nieder- schlagshöhe  [mm]	Nieder- schlagshöhe bezogen auf eine Stunde [mm/h]	Nieder- schlagshöhe  [mm]	Nieder- schlagshöhe bezogen auf eine Stunde [mm/h]	Nieder- schlagshöhe  [mm]	Nieder- schlagshöhe bezogen auf eine Stunde [mm/h]
9	8,9	53,4	12,8	51,2	(4,9)* <sup>)</sup>	(29,4)* <sup>)</sup>
10	12,8	76,8	15,6	62,4	(7,0)* <sup>)</sup>	(42,0)* <sup>)</sup>
11	12,7	76,2	17,9	71,6	(8,4)* <sup>)</sup>	(50,4)* <sup>)</sup>
12	10,7	64,2	19,0	76,0	11,2	67,2
13	9,5	57	17,0	68,0	10,8	64,8
14	7,4	44,4	19,1	76,4	14,0	84
15	5,1	30,6	24,1	96,4	17,1	102,6
16	3,4	20,4	19,8	79,2	17,0	102,0

<sup>\*)</sup> diese Werte wurden aus der Auswertung ausgeschlossen, da an den entsprechenden Meßstellen aufgrund des Seitenwindes Meßfehler auftraten

In der Tab. 35 sind die ermittelten Niederschlagshöhen für die drei durchgeführten Bewässerungszyklen für den Bereich des Versuchsfeldes dargestellt, in dem die Düsen mit einem Düsendurchmesser von 2,2 mm verwendet wurden.

Mit diesen gemessenen Werten ergeben sich für den Versuch mit den Düsen mit einem Düsendurchmesser von 2,2 mm und einem Druck von 4,0 bar eine durchschnittliche Niederschlagshöhe von 13,32 mm, entsprechend 79,92 mm/h, für den Versuch mit einem Druck von 5,0 bar eine durchschnittliche Niederschlagshöhe von 23,13 mm, entsprechend 92,56 mm/h und für den Versuch mit einem Druck von 5,9 bar eine durchschnittliche Niederschlagshöhe von 15,48 mm, entsprechend 92,88 mm/h.

Mit den Düsen mit einem Düsendurchmesser von 2,2 mm trat das Wasser bei den drei Drücken 4,0 bar, 5,0 bar und 5,9 bar jeweils als Strahl aus den Düsen, erzeugte jedoch gleichzeitig einen starken Sprühnebel. Dabei wurden Fallhöhen von 7 - 8 m erreicht. Ein signifikanter Unterschied in den Fallhöhen konnte bei den verschiedenen Drücken nicht festgestellt werden.

Tab. 35: Gemessene Niederschlagshöhen im 2. Vorversuch im Bereich des Versuchsfeldes, in dem die Düsen mit einem Düsendurchmesser von 2,2 mm verwendet wurden

Meß- stelle	Meßzyklus 1 4,0 bar Bewässerungs- dauer: 10 min		Meßzyklus 2 5,0 bar Bewässerungs- dauer: 15 min		Meßzyklus 3 5,9 bar Bewässerungs- dauer: 10 min	
	Nieder- schlagshöhe [mm]	Nieder- schlagshöhe bezogen auf eine Stunde [mm/h]	Nieder- schlagshöhe [mm]	Nieder- schlagshöhe bezogen auf eine Stunde [mm/h]	Nieder- schlagshöhe [mm]	Nieder- schlagshöhe bezogen auf eine Stunde [mm/h]
1	14,3	85,8	19,5	78,0	(6,2) <sup>*)</sup>	(37,2) <sup>*)</sup>
2	16,2	97,2	21,0	84,0	(8,0) <sup>*)</sup>	(48,0) <sup>*)</sup>
3	14,5	87	25,4	101,6	(10,7) <sup>*)</sup>	(64,2) <sup>*)</sup>
4	10,8	64,8	24,6	98,4	12,9	77,4
5	-	-	19,0	76,0	11,4	68,4
6	10,8	64,8	20,6	82,4	15,8	94,8
7	-	-	29,0	116,0	19,3	115,8
8	-	-	25,9	103,6	18	108,0

<sup>\*)</sup> diese Werte wurden aus der Auswertung ausgeschlossen, da an den entsprechenden Meßstellen aufgrund des Seitenwindes Meßfehler zu erwarten waren

Während der ersten 45 min Versuchsdauer ist von dem Versuchsfeld kein Wasser abgelaufen. Danach begann der Abfluß fast schlagartig. Er floß zum Teil über die eingerichteten Bleche und Dachrinnen, zum großen Teil allerdings auch direkt durch die Furchen zum Rand des Versuchsfeldes ab.

Nach der Bewässerungspause über Nacht floß mit Beginn der Bewässerung am 30.09.1998 sofort wieder Wasser durch die veränderten Sammelbehälter ab.

#### Versuchsauswertung:

Die Ergebnisse des zweiten Vorversuches zeigen, daß ein Düsendurchmesser von 1,8 mm mit einem Druck von 4,0 bar die beste Kombination für die örtlichen Verhältnisse in Meisenheim darstellt. Die festgelegte Niederschlagshöhe von 50 - 60 mm wird von dieser Kombination erreicht. Aus den Düsen tritt ein sauberer Wasserstrahl aus, mit dem eine geschätzte Fallhöhe von ca. 8 - 10 m erreicht wird. Bei der Anwendung größerer Düsen mit einem Düsendurchmesser von 2,2 mm wird eine zu große Niederschlagshöhe erreicht. Bei der Anwendung kleinerer Düsen mit einem Düsendurchmesser von 1,2 mm wird die geforderte Niederschlagshöhe nicht erreicht, bzw. bei Erhöhung des Druckes tritt das Wasser nur noch als Sprühnebel aus den Düsen aus.

Der Bau der Sammeleinrichtungen, so wie in Abb. 34 dargestellt, hat sich nicht bewährt. Nach dem Bau der Furchen war die Installation der Dachrinnen und der Bleche mit großen Problemen behaftet. Die Bleche sollten zur Ableitung des anströmenden Wasserfilmes in die Dachrinnen dienen. Dazu wäre allerdings ein lückenloser Übergang von den Abfällen auf die Bleche notwendig gewesen. Beim Einbau der Bleche wurden immer wieder Abfallbestandteile, die eine zu große Stückgröße hatten, wie z.B. grobe Kunststoff- und Lumpenfetzen, Weißblechdosen, aus dem Verbund gerissen und hinterließen entsprechend ihres Volumens Löcher mit undefinierten Abrißkanten. Dadurch war kein sauberer Übergang von den Abfällen auf die Bleche herzustellen. Entsprechend ist im Verlauf des Versuches der Abfluß zum Teil über die Bleche und Dachrinnen zum großen Teil allerdings auch direkt durch die Furchen erfolgt. Die Veränderung des Versuchsaufbaues am zweiten Tag zeigte, daß der Abfluß sehr gut auch direkt in den Furchen erfolgen kann. Die Furchen wurden durch Einebnung zu Abflußgräben ausgebaut, in denen ein leichtes Gefälle zum Rand des Versuchsfeldes vorhanden war. Durch den Bau der Einlaufbauwerke aus den behandelten Abfällen war eine vollständige Ableitung des Wassers in die Dachrinnen gewährleistet. Für die Hauptversuche wurde der Versuchsaufbau dahingehend geändert, daß die Abflußgräben mit Fließzement ausgegossen wurden. Dies hat den Vorteil, daß Unebenheiten durch den Fließzement ausgeglichen werden, und es deshalb nicht in kleinen Unebenheiten zur Speicherung von Wasser und Ablagerung von Feststoffen kommen und ebenfalls kein zusätzlicher Abtrag durch Erosionsvorgänge in den Abflußgräben auftreten kann.





