

Masterarbeit

im Studiengang Landeskultur und Umweltschutz

Projekt DredgDikes- Ermittlung der Erosionsstabilität
gegen Überströmen von begrüntem Baggergut in
einer kleinmaßstäblichen Strömungsrinne

eingereicht am 10.08.2012

von

Stephan Lesch | Lomonossowstraße 16 | 18059 Rostock

Matrikel-Nr.: 1200590

geboren am 30.05.1982

Betreuer:

Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.Ing. Stefan Cantré

Dipl.-Ing. Anne-Katrin Große

M.Sc. Jan Olschewski

Aufgabenstellung für Stephan Lesch

Projekt DredgDikes- Ermittlung der Erosionsstabilität gegen Überströmen von begrünem Baggergut in einer kleinmaßstäblichen Strömungsrinne

Im Rahmen des EU-Projektes DredgDikes soll eine kleinmaßstäbliche Strömungsrinne entworfen werden, welche die Prüfung der Erosionsstabilität von begrünem und unbegrünem Baggergut ermöglicht. Dazu kann auf die am Lehrstuhl für Geotechnik und Küstenwasserbau vorhandene, im Rahmen einer Gutachtenerstellung entworfene Strömungsrinne zurückgegriffen werden. Neben Entwurf und Herstellung der Rinne besteht die Aufgabe der Arbeit vor allem in der Überprüfung verschiedener feinkörniger Baggergutchargen auf Erosionssicherheit gegen Überströmen. Die kleinmaßstäblichen Versuche dienen als Vorarbeit für großmaßstäbliche Feldversuche am Versuchsdeich in Markgrafenheide. Mögliche Maßstabeffekte sind zu berücksichtigen; diese können zukünftig im direkten Vergleich mit den Feldversuchen bewertet werden. Das Untersuchungsprogramm sieht die Variation folgender Materialkombinationen vor: Drei verschiedene Baggergutchargen, herkömmliche Deichbaumaterialien wie Mergel und Klei, mit und ohne Erosionsschutzmatte, mit und ohne Begrünung. Für die Prüfung begrüneter Varianten soll im Vorfeld durch eigenständige Entwicklungsarbeit getestet werden, wie begrünte Probenkörper hergestellt und direkt in die geplante Versuchsrinne eingebaut werden können. Ansaat und Pflege der begrünten Proben sind eigenständig durchzuführen. Die zu verwendende Saatgutmischung wird vom Lehrstuhl bereitgestellt. Die Aufgaben lassen sich wie folgt gliedern:

- Nationale und internationale Literaturrecherche unter anderem zu den Themen Überströmungsversuche, Labor-Strömungsrinnen, Maßstabeffekten insbesondere unter Berücksichtigung der Begrünung, Kriterien zur Erosionsstabilität von Böden (insbesondere Baggergut), Baggergut im Deichbau, ggf. rechtliche Rahmenbedingungen mit Bezug auf feinkörniges/ organisches Baggergut und Erosionssicherheit (z.B. Eutrophierungsprobleme)
- Neugestaltung und messtechnische Ausrüstung der kleinmaßstäblichen Laborströmungsrinne am Lehrstuhl für Geotechnik und Küstenwasserbau unter Nutzung der Erkenntnisse zur bestehenden Anlage (z.B. Masterarbeit J. Olschewski)
- Herstellung von Erdstoffproben mit Begrünung zum direkten Einbau in die Rinne
- Ermittlung der Erosionsstabilität von verschiedenen Baggergutsorten unter Berücksichtigung der Varianten mit und ohne Begrünung sowie mit und ohne Erosionsschutzprodukt. Zum Vergleich mit herkömmlichen Deckschichtmaterialien im Deichbau ist mindestens eine Standardvariante zu untersuchen.

Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.Ing. Stefan Cantré
Rostock, 16.03.2012

Abstract

Project DredgDikes – Determination of the erosion stability against overflowing of greened dredged material in a small scale laboratory flume

The present possibilities for the utilization of dredged material on land were restricted to use as a soil conditioner in agriculture or as a layer in landfill reclamation. A new possibility for utilizing the dredged material can be found in the dikes. Dredged material with a high proportion of fines could be built into the cover layer of dikes and replace the commonly used materials, marl and clay, which were becoming increasingly scarce in recent years. The project DredgDikes will investigate this new form of usage. The University of Rostock and the Technical University of Gdansk initiated it.

The aim of this master thesis is the design and manufacture of a small-scale flume, with which it is possible to analyze dredged material on its erosion stability against overflow. Therefore greened and non-greened samples of different dredged materials with and without erosion control product for direct installation in the flume were made and investigated. As reference, non-greened samples of the conventional dike construction material clay are produced. For the assessment of the erosion stability of the samples, a new method, the laser scanning is used.

The designed flume is 2.90 meters long and 0.25 meters wide. It can be set up to 1:3 slopes. With the test, equipment shear stress can be set up to 210 N/m² and flow velocity produced up to 2.3 m/s.

As a result of this master thesis, the findings of the various experiments will be compiled, the examined different dredged materials compared and it will be given an estimate for the use of these soils in the cover layer of dikes.

Selbstständigkeitserklärung

Hiermit erkläre ich, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig angefertigt habe. Es wurden nur die in der Arbeit ausdrücklich benannten Quellen und Hilfsmittel benutzt. Wörtlich oder sinngemäß übernommenes Gedankengut habe ich als solches kenntlich gemacht.

Datum, Ort

Unterschrift

Danksagung

Ich bedanke mich beim Lehrstuhl für Geotechnik und Küstenwasserbau, dass ich dieses interessante Thema bearbeiten durfte.

Außerdem bedanke ich mich bei meinen Betreuern Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.Ing Stefan Cantré, Dipl.-Ing. Anne-Katrin Große und M.Sc. Jan Olschewski für ihre sehr gute und engagierte Betreuung.

Weiterhin danke ich meinen Freunden Oliver Dießner und Georg Rudat für die Hilfe bei der Herstellung der Strömungsrinne und der Proben sowie für die Hilfe bei der Durchführung der Überströmungsversuche.

Besonderer Dank gilt meiner Partnerin Andra Klawonn, die mich tatkräftig bei der Pflege der begrünter Proben unterstützt und sich all meine Probleme bis tief in die Nacht angehört hat.

Inhaltsverzeichnis

ABSTRACT	I
SELBSTSTÄNDIGKEITSERKLÄRUNG	II
DANKSAGUNG	III
TABELLENVERZEICHNIS	VII
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	VIII
SYMBOLVERZEICHNIS	X
1 EINLEITUNG	1
2 BODENEROSION	2
2.1 DEFINITION DES BEGRIFFES „EROSION“	2
2.2 EROSION DURCH WASSER	3
2.2.1 <i>Erosion durch Regen</i>	4
2.2.2 <i>Erosion durch Oberflächenabfluss</i>	6
2.3 TRANSPORTBEGINN VON SEDIMENTEN	6
2.3.1 <i>Hydraulische Grundlagen</i>	7
2.3.2 <i>Bewegungsbeginn von Sedimenten</i>	14
2.4 EROSIONSSCHUTZMAßNAHMEN AN BÖSCHUNGEN	19
2.4.1 <i>Ingenieurbiologie</i>	20
2.4.2 <i>Erosionsschutz an Deichböschungen</i>	21
2.4.3 <i>Mechanische Eigenschaften der Deichbegrünung</i>	24
3 BAGGERGUT	26
3.1 DEFINITION DES BEGRIFFES „BAGGERGUT“	26
3.2 UMGANG MIT BAGGERGUT	29
3.2.1 <i>Vermeiden/Vermindern</i>	30
3.2.2 <i>Umlagern</i>	30
3.2.3 <i>Verwenden</i>	31
3.2.4 <i>Verwerten</i>	31
3.2.5 <i>Ablagerung</i>	32
3.3 RECHTLICHE VORGABEN ZUM UMGANG MIT BAGGERGUT	33
3.3.1 <i>Kreislaufwirtschaftsgesetz (KrWG)</i>	33
3.3.2 <i>Abfallverzeichnis-Verordnung (AVV)</i>	35
3.3.3 <i>Deponieverordnung (DepV)</i>	35
3.3.4 <i>Wasserhaushaltsgesetz (WHG)</i>	36
3.3.5 <i>Bundesnaturschutzgesetz (BNatSchG)</i>	37
3.3.6 <i>Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPg)</i>	37

3.3.7	<i>Bundes-Bodenschutzgesetz (BBodSchG)</i>	38
3.3.8	<i>Weitere Gesetze und Richtlinien</i>	38
3.4	BAGGERGUT IM DEICHBAU	40
3.4.1	<i>Allgemeines zum Deichbau</i>	40
3.4.2	<i>Verwertung des Baggerguts im Deichbau</i>	41
3.4.3	<i>Beispiele für die Verwertung von Baggergut im Deichbau</i>	42
4	UNTERSUCHUNGEN ZU EROSION AN DEICHBÖSCHUNGEN	44
4.1	GROßMABSTÄBLICHE VERSUCHE	44
4.1.1	<i>EroGRASS-Projekt</i>	44
4.1.2	<i>ComCoast-Projekt</i>	46
4.1.3	<i>Ermittlung der Erosionsrate mit einem Laserscanner</i>	46
4.1.4	<i>Überströmungsversuche der North American Green (NAG)</i>	48
4.2	KLEINMABSTÄBLICHE VERSUCHE	49
4.2.1	<i>Erosion Function Apparatus</i>	49
4.2.2	<i>Rotierender Erosionszylinder</i>	50
5	EIGENER ENTWURF EINER STRÖMUNGSRINNE	51
5.1	GRUNDSÄTZLICHE ÜBERLEGUNGEN	51
5.2	BERECHNUNG DER WASSERSPIEGELLAGE.....	53
5.3	MESSTECHNIK.....	55
5.3.1	<i>Fließgeschwindigkeit</i>	55
5.3.2	<i>Wasserstand</i>	56
5.3.3	<i>Durchfluss</i>	56
5.3.4	<i>Wassergehalt</i>	57
5.3.5	<i>Erosion</i>	58
6	VORBEREITUNG UND DURCHFÜHRUNG DER UNTERSUCHUNGEN	60
6.1	DIE VERSUCHSBÖDEN.....	60
6.2	PROBENVORBEREITUNG	61
6.2.1	<i>Die unbegrüntten Proben</i>	62
6.2.2	<i>Die begrüntten Proben</i>	63
6.3	VERSUCHSABLAUF.....	66
6.3.1	<i>Vorbereitung der Versuche</i>	66
6.3.2	<i>Einbau der Proben</i>	67
6.3.3	<i>Versuchsdurchführung</i>	68
7	ERGEBNISSE UND AUSWERTUNG DER VERSUCHE	70
7.1	DIE UNBEGRÜNTE PROBEN.....	70
7.1.1	<i>Material 1</i>	70
7.1.2	<i>Material 2 ohne Erosionsschutz</i>	74
7.1.3	<i>Material 2 mit Erosionsschutz</i>	76

7.1.4	Material 3.....	79
7.1.5	Klei.....	81
7.2	DIE BEGRÜNTE PROBEN.....	83
8	DISKUSSION DER ERGEBNISSE.....	88
9	VERBESSERUNGSVORSCHLÄGE FÜR ZUKÜNFTIGE VERSUCHE.....	91
9.1	PROBENVORBEREITUNG.....	91
9.2	EINBAU DER PROBEN.....	91
9.3	MESSTECHNIK.....	91
9.4	VERSUCHSEINRICHTUNG.....	92
10	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	93
	LITERATUR- UND QUELLENVERZEICHNIS.....	95
A	ANHANG.....	101

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Kriterien für den Fließzustand (BOLLRICH, 2007).....	9
Tabelle 2.2:	Wichtige Modellgesetze und die darin dominierenden Kräfte (STROBL, et al., 2006)	14
Tabelle 2.3:	Schätzwerte für die mittlere kritische Geschwindigkeit für kohäsive Sedimente nach HOFFMANN und VERHEIJ (PATT, et al., 2011a).....	19
Tabelle 6.1:	Korngrößenverteilung der untersuchten Böden ohne Zerstörung	60
Tabelle 6.2:	Korngrößenverteilung der untersuchten Böden mit Zerstörung.....	61
Tabelle 6.3:	Erreichter Verdichtungsgrad der untersuchten Böden.....	62
Tabelle 6.4:	Ergebnis zweier Durchflussmessungen.....	66
Tabelle 6.5:	Durchflussmessung mit defektem Wasserzähler.....	67
Tabelle 6.6:	Laststufen nach ASTM D6460-07.....	68
Tabelle 7.1:	Geschwindigkeitsprofil von Versuch 1 Material 3	83
Tabelle 7.2:	Qualität der Begrünung	84
Tabelle 7.3:	Durchwurzelungsdichte	86

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1:	<i>Auftreffen eines Regentropfens auf die Bodenoberfläche</i> (AUERSWALD, 1998).....	5
Abbildung 2.2:	Bestimmung der Schubverteilung bei stationär-gleichförmiger Strömung (ZANKE, 2002)	12
Abbildung 2.3:	HJULSTRÖM-Diagramm (www.GeoDZ.com)	16
Abbildung 2.4:	Daten zum Bewegungsbeginn für den Zusammenhang zwischen Feststoff-Froude- und Feststoff-Reynoldszahl (LUCKNER, 2002)..	17
Abbildung 2.5:	Kritische Schubspannung bei bindigen Böden nach LYLE (HABER, 1982).....	18
Abbildung 2.6:	Zusammenhang zwischen der kritischen Fließgeschwindigkeit und der Strömungsdauer für gute, mittelmäßige und schlechte Bedeckung in Anlehnung an HEWLETT (VAVRINA, 2010)	25
Abbildung 3.1:	Schematische Darstellung zur Begriffsdefinition "Baggergut" nach KÖTHE (1995) aus DWA-M361-1(2008)	28
Abbildung 3.2:	Übersicht über den Umgang mit Baggergut (HTG, 2002)	29
Abbildung 3.3:	Abfallbegriff in Bezug auf Baggergut (DWA-M 362-1, 2008).....	34
Abbildung 3.4:	Aufbau eines 3-Zonen-Deichs mit der Dichtungsschicht (D) – Zone 1, dem durchlässigen Stützkörper (S) – Zone 2, dem stärker durchlässigen Dränkörper (K) – Zone 3, der wandartigen Dichtung (W), de dichten Untergrund (U) und dem tieferendichten Untergrund (U´) (nach DIN 19712).....	40
Abbildung 4.1:	Schnitt durch den Modelldeich (PIONTKOWITZ, 2009).....	45
Abbildung 4.2:	Versuchsaufbau zur Bestimmung der Erosion (WEIBMANN, 2001) 47	
Abbildung 4.3:	Beispiel eines Erosionsraten-Scherspannungs-Diagramms (VAVRINA, 2010)	50
Abbildung 5.1:	Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus.....	52
Abbildung 5.2:	Induktiver Strömungsmesser	55
Abbildung 5.3:	Ultraschallsensor	56
Abbildung 5.4:	EC-5 Sonde.....	57
Abbildung 5.5:	Laserscanner	58
Abbildung 6.1:	Begrünungskästen im GH1.....	64
Abbildung 6.2:	Vergleichstöpfe aus den GH1 (links) und GH2 (rechts)	65
Abbildung 7.1:	Material 1 Versuch 2 nach 20 Minuten	71

Abbildung 7.2:	Entwicklung der Erosion in Versuch 1 von Material 1	72
Abbildung 7.3:	Ermittelte Erosionsraten von Material 1.....	72
Abbildung 7.4:	Versuchsverlauf Versuch 1 Material 1	73
Abbildung 7.5:	Erosionserscheinungen an den Rissen der Probe 2 von Material 2	74
Abbildung 7.6:	Versuchsverlauf Versuch 2 Material 2	75
Abbildung 7.7:	Ermittelte Erosionsraten von Material 2.....	76
Abbildung 7.8:	Fast vollständige Erosion der Bodenschicht oberhalb der Erosionsschutzmatte in Versuch 2 Material 2	77
Abbildung 7.9:	Versagen der Erosionsschutzmatte in Versuch 2 Material 2.....	77
Abbildung 7.10:	Versuchsverlauf Material 2 mit Erosionsschutz.....	78
Abbildung 7.11:	Ermittelte Erosionsraten von Material 2 mit Erosionsschutz	79
Abbildung 7.12:	Ermittelte Erosionsraten von Material 3.....	79
Abbildung 7.13:	Versuchsverlauf Material 3	80
Abbildung 7.14:	Ermittelte Erosionsraten für den Klei	81
Abbildung 7.15:	Versuchsverlauf Klei	82
Abbildung 7.16:	Auswirkung des Überströmens auf einen Riss in Probe 2 Material 3	85
Abbildung 7.17:	Oberfläche Probe 2 Material 2 GH2.....	86
Abbildung 7.18:	Probe 2 Material 2 mit Schadstelle.....	87
Abbildung 8.1:	Vergleich der Erosionsraten der untersuchten Böden	89

Symbolverzeichnis

A, A_0	$[m^2]$	Fläche
b	$[m]$	Breite
b_P	$[m]$	Breite der Probe
c	$\left[\frac{N}{m^2}\right]$	Kohäsion
c_F	$[-]$	Cover factor
C	$\left[\frac{m^{1/3}}{s}\right]$	Geschwindigkeitsbeiwert
d_c	$[m]$	Kritischer Korndurchmesser
d_{ch}	$[m]$	Charakteristischer Korndurchmesser
D	$\left[\frac{kg}{m^3}\right]$	Lagerungsdichte
D	$\left[\frac{kg}{m^3}\right]$	Durchwurzelungsdichte
E	$[-]$	Erosionsrate
E_{kin}	$[Nm]$	Kinetische Energie
f_g	$[-]$	Formbeiwert glatt
f_r	$[-]$	Formbeiwert rau
Fr	$[-]$	Froudezahl
g	$\left[\frac{m}{s^2}\right]$	Erdbeschleunigung
G	$[kg]$	Gewicht
h	$[m]$	Wassertiefe
h_c	$[m]$	Kritische Wassertiefe
h_0	$[m]$	Wasserstand
h_1	$[m]$	Wasserstand am Ende der Senkungslinie
h^*	$[m]$	Grenztiefe am Gefällewechsel
h_E	$[m]$	Energiehöhe

h_{gr}	[m]	Grenztiefe
$h_{\ddot{u}}$	[m]	Überfallhöhe
h_{vorh}	[m]	Vorhandene Wassertiefe
I	[%]	Gefälle
I_c	[%]	Kritisches Gefälle
I_E	[%]	Energiegefälle
I_{gr}	[%]	Grenzgefälle
I_p	[%]	Plastizitätszahl
I_{so}	[%]	Sohlgefälle
I_w	[%]	Gefälle des Wasserspiegels
k	[mm]	Reibungsbeiwert
k_r	[m]	Koeffizient der Kornrauigkeit
k_{st}	$\left[\frac{m^{1/3}}{s} \right]$	Manning-Strickler-Beiwert
l_p	[m]	Länge der Probe
l_n	[m]	Benetzter Umfang
l_{senk}	[m]	Länge am Ende der Senkungslinie
m	[kg]	Masse
n	[-]	Gesamtrauigkeit
n_B	$\left[\frac{s}{m^{1/3}} \right]$	Rauigkeit des Bodens
p	$\left[\frac{N}{m^2} \right]$	Druck
Q	$\left[\frac{m^3}{h} \right]$	Durchfluss
r_{hy}	[m]	Hydraulischer Radius
Re	[-]	Reynoldszahl
u	$\left[\frac{N}{m^2} \right]$	Porenwasserdruck

v	$\left[\frac{m}{s}\right]$	Geschwindigkeit/Fließgeschwindigkeit
v_c	$\left[\frac{m}{s}\right]$	Kritische Geschwindigkeit
v_{gr}	$\left[\frac{m}{s}\right]$	Grenzgeschwindigkeit
$v_{m,c}$	$\left[\frac{m}{s}\right]$	Mittlere kritische Geschwindigkeit
V	$[m^3]$	Bodenvolumen
V_E	$[m^3]$	Erodiertes Bodenvolumen
w	[%]	Wassergehalt
W	$[m^3]$	Wassermenge
γ	$\left[\frac{N}{m^3}\right]$	Wichte des Wassers
θ	$\left[\frac{m^2}{s}\right]$	Viskosität
μ	[-]	Überfallbeiwert
ρ	$\left[\frac{kg}{m^3}\right]$	Dichte
ρ_F	$\left[\frac{kg}{m^3}\right]$	Dichte des Feststoffes
ρ_W	$\left[\frac{kg}{m^3}\right]$	Dichte des Wassers
σ	$\left[\frac{N}{m^2}\right]$	Normalspannung
τ	$\left[\frac{N}{m^2}\right]$	Scherspannung
τ_c, τ_c^*	$\left[\frac{N}{m^2}\right]$	Kritische Schubspannung
φ	[°]	Winkel der inneren Reibung

1 Einleitung

In Mecklenburg-Vorpommern werden jährlich im Rahmen von Unterhaltungs-, Ausbau- und Renaturierungsmaßnahmen an der Ostseeküste erhebliche Mengen an Sediment gebaggert. Bei diesen Maßnahmen wird überwiegend versucht das sogenannte Baggergut innerhalb des Gewässers umzulagern. Ist eine Umlagerung nicht möglich, so wird das Baggergut aus dem Gewässer entnommen und je nach physikalischen Eigenschaften und Schadstoffbelastung kann es weiter verwendet, verwertet oder muss deponiert werden. Möglichkeiten der Verwertung des Baggergutes waren bisher unter anderem der Einsatz als Bodenverbesserung in der Landwirtschaft oder als Rekultivierungsschicht im Deponiebau.

Eine neue Möglichkeit der Verwertung des Baggerguts ist im Deichbau zu finden. Baggergut mit hohem Feinkornanteil könnte in der Deckschicht von Deichen eingebaut werden und die üblicherweise verwendeten Materialien Mergel und Klei, die in den letzten Jahren zunehmend knapper wurden, ersetzen. Das Projekt DredgDikes soll diese neue Art der Verwertung untersuchen. Es wurde von der Universität Rostock und der Technischen Universität Danzig ins Leben gerufen.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist der Entwurf und die Herstellung einer kleinmaßstäblichen Strömungsrinne, mit der es möglich ist, Baggergut auf dessen Erosionsstabilität gegen Überströmen zu untersuchen. Es werden begrünzte und unbegrünzte Proben aus drei verschiedenen Baggergutchargen mit und ohne Erosionsschutzprodukt zum direkten Einbau in die Strömungsrinne hergestellt und untersucht. Als Referenz werden zusätzlich unbegrünzte Proben aus dem herkömmlichen Deichbaumaterial Klei hergestellt. Für die Bewertung der Erosionsstabilität der Proben wird eine neue Methode, das Laserscanning, verwendet.

In einer nationalen und internationalen Literaturrecherche werden bereits vorhandene Untersuchungseinrichtungen zur Erosionsstabilität sowie aktuelle Forschung in Bezug auf die Verwendung von Baggergut im Deichbau zusammengetragen.

Die in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse fließen in die Vorbereitung der großmaßstäblichen Überströmungsversuche auf einem Testdeich in Markgrafeneheide ein. Bei den Versuchen eventuell aufgetretene Maßstabeffekte können dann im direkten Vergleich mit den Feldversuchen bewertet werden.

2 Bodenerosion

Regen und Schneeschmelze führen zu Oberflächenabfluss, der den Boden abträgt und an anderer Stelle wieder abgelagert und so das Relief der Landschaft formt. Diesem natürlichen Prozess steht die Vegetation entgegen, die die Erdoberfläche mit einer schützenden Hülle überzieht. (AUERSWALD, 1998)

Dieses natürliche Gleichgewicht wird durch die Veränderung oder Entfernung der Vegetation durch den Menschen gestört. In der Vergangenheit wurde häufig die natürliche Vegetationsdecke (z.B. Wälder) zum Zweck der Landwirtschaft entfernt. Diese Veränderung rief Bodenabschwemmungen und Landzerstörungen hervor. Auch heutzutage sind landwirtschaftlich genutzte Flächen besonders stark von Erosion betroffen. (AUERSWALD, 1998)

Nicht nur auf landwirtschaftlich genutzten Flächen, sondern auch an Böschungen, an Verkehrswegen und an Dämmen und Deichen im Wasserbau sind oft die Folgen der Erosion zu sehen. Die Böschungen werden häufig aus Platzgründen sehr steil hergestellt und dementsprechend stärker sind die Erosionsvorgänge.

Nicht selten wird das Problem der Sedimentation des erodierten Materials an anderer Stelle außer Acht gelassen. Hierdurch kann die Funktionsfähigkeit von Entwässerungseinrichtungen an Verkehrswegen beeinträchtigt werden. Gelangt das abgeschlammte Material in ein Fließgewässer, so kann es zu erheblichen Belastungen durch Trüb- und Nährstoffe kommen.

2.1 Definition des Begriffes „Erosion“

In der Literatur ist eine Vielzahl an Formulierungen zum Begriff Erosion zu finden. Dabei treffen alle diese Erläuterungen im Kern die gleiche Aussage. Einige Definitionen werden im Folgenden genannt.

Die umfassendste Definition liefert die DIN 4047-7. Dort wird Erosion als diejenigen Vorgänge bezeichnet, *die auf der Erdoberfläche zu Massenverlagerung von Böden, Lockergestein und Festgestein führen, durch in Bewegung befindlichen Medien (Wasser, Schnee, Eis) oder Wind, z.B. Wassererosion, Winderosion.* Im Weiteren wird der Begriff Bodenerosion als *Bodenabtrag durch fließendes Wasser in Hanglage (Wassererosion) oder durch Wind in Form von flächenhafter Abwehung (Winderosion)* definiert. *Die Bodenerosion wird meist anthropogen beeinflusst.*

BREBURDA (BREBURDA, et al., 1998) beschränkt sich in seinen Ausführungen auf das Transportmedium Wasser. So umfasst die Erosion *in der Geomorphologie die Abtragung der Erdoberfläche durch fließendes Wasser*. Weiterhin heißt es, dass *die Ausdehnung des Begriffs „Erosion“ auf die Windwirkung begrifflich nicht ganz logisch ist*.

Die folgenden Begriffserklärungen gehen genauer auf die Bodenerosion ein.

Im DVWK-Merkblatt 239/1996 wird die Bodenerosion als *durch den Menschen ermöglichte und durch natürliche Prozesse ausgelöste Verlagerung von Boden durch Wasser, Wind oder Schwerkraft* bezeichnet.

Eine ausführlichere Erläuterung wird von WILKE/HORN (WILKE, et al., 2010) gegeben. Hier wird die Bodenerosion als *die Ablösung und der Transport von Bodenteilchen (Primärteilchen oder Aggregate) entlang der Bodenoberfläche* erläutert. Weiter kann nach dem Transportmedium zwischen Wasser- und Winderosion unterschieden werden. *Hinzu kommen Sonderformen wie Schneeschurf, Formen des „Massenversatzes“ und die Umlagerung von Bodenmaterial durch den Menschen*.

Im geologischen Wörterbuch (MURAWSKI, et al., 2010) wird der Einfluss des Menschen auf die Bodenerosion in den Vordergrund gestellt. Demnach umfasst die Bodenerosion *diejenigen Vorgänge, die vom Menschen ausgelöst oder doch mindestens beschleunigt, zur flächenhaften Abspülung der Bodenteilchen (Denudation) oder zu linienhaften Ausspülung mit Grabenerosion (gully erosion) verschiedensten Grades führen*.

Alle Definitionen stimmen darin überein, dass die Bodenerosion Vorgänge zur Abtragung der Bodenteilchen umfasst. Aus geologischer Sicht wird das Transportmedium Wind allerdings nicht berücksichtigt, während es in der ingenieurgeologischen Betrachtungsweise in die Erläuterung mit aufgenommen wurde.

2.2 Erosion durch Wasser

Neben Wasser können Erosionsprozesse auch durch Wind, Schneeschmelze oder Gravitation ausgelöst werden. Diese Erosionsauslöser sollen hier nur der Vollständigkeit halber genannt werden. Weiterführende Informationen zu diesen auslösenden Kräften können der entsprechenden Fachliteratur entnommen werden (z.B. RICHTER et al, 1998; SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL, 2010).

Da in dieser Arbeit der Fokus auf der Erosion durch ablaufendes Wasser liegt, wird im Folgenden die Wassererosion näher betrachtet. Hierbei wird in Erosion durch Regen und Erosion durch Oberflächenabfluss unterschieden.

2.2.1 Erosion durch Regen¹

Wie in den Definitionen dargestellt besteht die Bodenerosion aus zwei Teilprozessen, der Ablösung und dem Transport. Beide Teilprozesse können durch Regen und durch Oberflächenabfluss ausgelöst werden.

Die Ablösung durch Regen geschieht durch den Aufprall der Regentropfen auf den Boden. Dabei kommt es in Abhängigkeit von der Tropfengröße und -intensität zur Zerkleinerung der Bodenteilchen und Zerstörung der Bodenaggregate (Gefüge aus einzelnen Bodenbestandteilen wie Tonminerale, Schluff- und Sandkörner und organische Stoffe). Die so losgelösten Partikel übertragen ihren Energieinhalt auf weitere Aggregate und tragen somit zur Zerkleinerung der Bodenteilchen, zur Reduzierung der Scherwiderstände und zur Verschlammung der Bodenoberfläche bei.

Bei einem Regenereignis kommt es durch das infiltrierte Wasser zu einer Aufweichung der Bodenaggregate. Zusätzlich wird die im Boden eingeschlossene Luft komprimiert und es entsteht ein Überdruck, der das Aggregatgefüge weiter schwächt (Luftsprengung). Trifft nun ein Regentropfen auf die Aggregate, werden sie weiter zerteilt. Mit steigender Regenintensität (Regenmenge pro Zeiteinheit) steigt die kinetische Energie der Regentropfen überproportional nach der Formel:

$$E_{kin} = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2 \quad (2.1)$$

da die Masse und die Geschwindigkeit der fallenden Tropfen steigen.

Trifft ein Regentropfen auf die Bodenoberfläche, entsteht kurzzeitig ein sehr hoher Druck von bis zu 10^6 Pa. Dadurch wird die Bodenoberfläche lokal verformt und verdichtet. Da der Tropfen nicht mit seiner Fallgeschwindigkeit im Boden versickern kann, wird er zur Seite abgelenkt (Abbildung 2.1). Die dabei entstehenden Scherspannungen zwischen Wasser und Bodenoberfläche können, besonders in kohäsionsarmen Böden, kleine Teilchen herauslösen. Diese Scherspannungen können bis zu 100 N/m^2 groß sein. Die abgelösten Feinteile können, wenn sie durch das

¹ WILKE, et al. in SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL, 2010

Regenwasser in den Boden geschwemmt werden, die Poren verstopfen. Dadurch wird die Infiltrierbarkeit des Bodens verringert und der Oberflächenabfluss begünstigt.

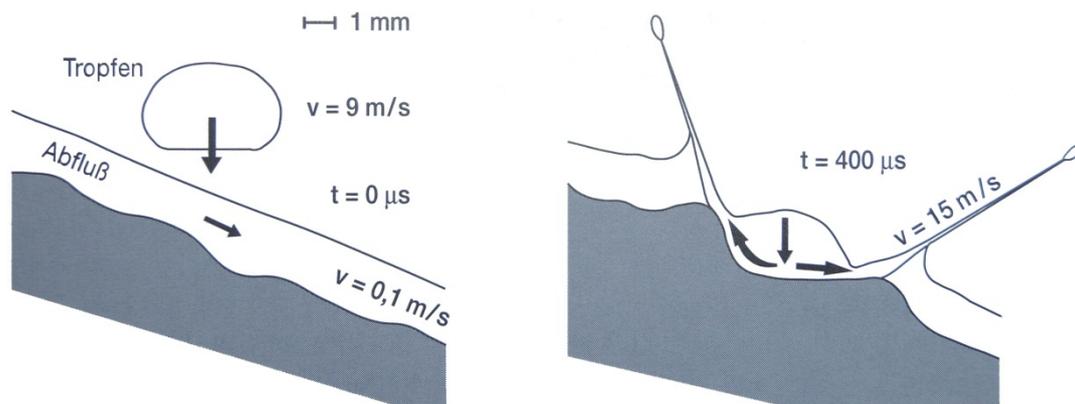


Abbildung 2.1: Auftreffen eines Regentropfens auf die Bodenoberfläche (AUERSWALD, 1998)

Die abgelösten Bodenteilchen werden über verschiedene Transportwege hangabwärts bewegt. Die Spritztröpfchen, die beim Auftreffen eines Regentropfens auf die Bodenoberfläche entstehen, können bis zu 1,5 m weit und hoch fliegen. Wie in Abbildung 2.1 zu sehen ist, fliegen die Tröpfchen hangab weiter als hangauf und bewirken so einen hangabwärts gerichteten Nettotransport. Die Fähigkeit, Bodenteilchen durch einen Wassertropfen zu lösen und zu transportieren, wird von einem Wasserfilm an der Bodenoberfläche beeinflusst. Die höchsten Ablöse- und Transportraten werden bei Wasserfilmen zwischen $1/10$ und $3/10$ des Tropfendurchmessers erreicht. Wird der Wasserfilm zwei bis drei Mal so dick wie der Tropfendurchmesser so kann der Tropfentransport vernachlässigt werden. Die Tropfenenergie wird völlig vom Wasserfilm kompensiert und der Transport findet über den Abfluss statt. Der Abflusstransport steigt mit zunehmender Fließgeschwindigkeit und somit mit steigendem Wasserstand und Hangneigung sowie mit abnehmender Sohlraugigkeit.

Die größten Transportraten werden im Übergang zwischen Tropfen- und Abflusstransport erreicht. Hier ist der Wasserfilm schon zu dick für reinen Tropfentransport aber noch nicht dick genug für den Abflusstransport. Tropfen, die auf den Wasserfilm treffen, erzeugen Turbulenzen und halten so die Bodenteilchen in Suspension. Diese Form des Transports ist der dominierende Abtragungsprozess.

2.2.2 *Erosion durch Oberflächenabfluss*^{2,3}

Die ablösenden Kräfte durch ein Regenereignis wirken flächenhaft. Daher wird auch von Flächen- oder Schichtenerosion gesprochen. Der Oberflächenabfluss wirkt im Gegensatz dazu lokal und führt zu einer linearen Erosion. Durch das abfließende Wasser werden an vielen Stellen ca. 10 cm tiefe Rillen ausgebildet (Rillenerosion). Die Neigung von Böden zur Ausbildung von Rillen nimmt mit abnehmender Kohäsion zu und ist somit häufig auf sandigen Böden zu finden. Auch vorgeprägte Rillen wie Fahrspuren begünstigen die Rillenbildung. Der Abstand zwischen den Rillen ist gering. Im Zwischenrillenbereich kommt weiterhin die Flächenerosion zum Tragen und hat einen hohen Anteil am Gesamtabtrag.

Wird der Abfluss größer, wird das Wasser hauptsächlich in den Rillen abgeleitet. Diese verbreitern sich bis zu mehreren Metern. Nun spricht man von Rinnenerosion. Der Abstand zwischen den Rinnen ist größer als bei der Rillenerosion. In den Rinnen kommt für die Ablösung und den Transport nur noch die Kraft des Abflusses zum Tragen. Dieser Typ der Erosion ist häufig in Geländemulden am Hang zu finden, da sich dort der Abfluss eines großen Einzugsgebietes konzentriert.

Vertiefen sich die Rinnen immer weiter (> 30 cm tief), sodass sie durch eine Bodenbearbeitung nicht mehr zu beseitigen sind, so spricht man von Graben- oder Gullyerosion. Der Tropfenschlag ist bei dieser Erosionsform kaum noch von Bedeutung. Die Regentropfen bewirken nur noch die Verschlammung des Bodens, was zu einem höheren Abfluss führt, der dann den Graben ausräumt.

2.3 **Transportbeginn von Sedimenten**

Die Bestimmung des Bewegungsbeginns von Sedimenten ist ein sehr komplexes Thema. Seit Mitte der 30er Jahre des 20igsten Jahrhunderts wurden zahlreiche wissenschaftliche Arbeiten zu diesem Thema veröffentlicht. Als „Klassiker“ gelten unter anderem die Arbeiten von HJULSTRÖM (1935), SHIELDS (1936) und ZANKE (1982, 2002). Hier soll lediglich eine Einführung in das Thema gegeben werden (Patt, et al., 2011b).

² WILKE et al. in SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL, 2010

³ AUERSWALD in RICHTER et al., 1998

2.3.1 Hydraulische Grundlagen^{4,5}

In diesem Kapitel werden die hydraulischen Grundlagen für das Verständnis der Abfluss- und Transportvorgänge in einem offenen Gerinne besprochen.

Durchfluss

In der Hydrodynamik wird unter Durchfluss Q oder auch Abfluss und Zufluss, je nach Anwendungsfall, der Volumenstrom \dot{V} einer Flüssigkeit senkrecht durch einen Querschnitt A verstanden. Der Volumenstrom \dot{V} bezeichnet also die Verschiebung der Volumina pro Zeiteinheit. Es gilt:

$$\dot{V} = Q = \frac{dV}{dt} = A \cdot v \quad (2.2)$$

Laminare und turbulente Strömung

Bewegen sich Flüssigkeitsteilchen auf parallelen Bahnen (Schichten) und es findet keine Durchmischung statt, spricht man von einer laminaren Strömung (lamina = lat. Schicht). In diesem Fall stimmt die Geschwindigkeitsrichtung eines jeden Teilchens mit der Hauptfließrichtung überein. Mit steigender Geschwindigkeit kommt es zu einer Durchmischung der Flüssigkeitsschichten. Die Flüssigkeitsteilchen bewegen sich jetzt auf völlig regellosen Bahnen und haben von der Hauptfließrichtung abweichende Geschwindigkeitsrichtungen. In diesem Zusammenhang spricht man von einer turbulenten Strömung. Der Übergang zwischen laminarer und turbulenter Strömung ist abhängig von der Fließgeschwindigkeit v , der charakteristischen Länge l_{char} und der Viskosität der Flüssigkeit ν . Diese Größen lassen sich zur Reynoldszahl Re -benannt nach ihrem Entdecker OSBORNE REYNOLDS- kombinieren. Für die charakteristische Länge wird in der Gerinneströmung der hydraulische Radius r_{hy} verwendet, worunter der Quotient aus Fließquerschnitt und benetztem Umfang zu verstehen ist:

$$r_{hy} = \frac{A}{l_u} \quad (2.3)$$

⁴ BULLRICH, 2007

⁵ ZANKE, 2002

Sodass gilt:

$$Re = \frac{v \cdot 4 \cdot r_{hy}}{\nu} \quad (2.4)$$

Ist die Reynoldszahl für eine Strömung kleiner als 2300, so handelt es sich um eine laminare Strömung. Diese Zahl wird auch als kritische Reynoldszahl Re_{krit} bezeichnet. Wird die Reynoldszahl größer, wird die Strömung zunehmend instabil und ab etwa $Re = 4000$ ausgebildet turbulent.

Strömen und Schießen

Ausgehend von der Bernoulligleichung errechnet sich die Energiehöhe h_E für einen beliebigen Querschnitt aus der Summe der geodätischen Höhe z , der Druckhöhe $p/(\rho \cdot g)$ und der Geschwindigkeitshöhe $v^2/(2 \cdot g)$:

$$h_E = z + \frac{p}{\rho \cdot g} + \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (2.5)$$

Für ein Gerinne ist $z + p/(\rho \cdot g)$ gleich der Wassertiefe h und mit der Beziehung $Q = A \cdot v$ ergibt sich:

$$h_E = h + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2} \quad (2.6)$$

Um den Abfluss Q abführen zu können, muss eine Mindestenergiehöhe vorhanden sein. Ist das nicht gegeben, steigt der Wasserstand so lange, bis die Mindestenergiehöhe erreicht ist. Dann hat das Wasser zwei Möglichkeiten:

- a) Es fließt mit großer Wassertiefe und geringer Geschwindigkeit ab (Strömen).
- b) Es fließt mit geringer Wassertiefe und hoher Geschwindigkeit ab (Schießen).

Der Übergang zwischen diesen beiden Fließzuständen wird als Grenzzustand bezeichnet und ist von den Größen Grenztiefe h_{gr} , Grenzgeschwindigkeit v_{gr} und Grenzgefälle I_{gr} abhängig.

Die Grenztiefe h_{gr} und die Grenzgeschwindigkeit v_{gr} können für Gerinne mit Rechteckquerschnitt wie folgt berechnet werden:

$$h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \quad (2.7)$$

$$v_{gr} = \sqrt{g \cdot h_{gr}} \quad (2.8)$$

Unter Anwendung der Formel nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER (Manningformel) ist das Grenzgefälle I_{gr} :

$$I_{gr} = \frac{v_{gr}^2}{k_{st}^2 \cdot r_{hy}^{4/3}} \quad (2.9)$$

Für Rechteckquerschnitte mit gleichbleibender Wassertiefe h über die gesamte Breite b lässt sich ein einfaches Kriterium für die Einordnung des Fließzustandes einführen, die Froudezahl Fr . Sie ist als Quotient aus der mittleren Fließgeschwindigkeit v und der Ausbreitungsgeschwindigkeit $c = \sqrt{g \cdot h}$ von Oberflächenwellen definiert. Für den Grenzzustand ergibt sich folgende Gleichung:

$$Fr = \frac{v_{gr}}{\sqrt{g \cdot h_{gr}}} = 1 \quad (2.10)$$

Ist also die Fließgeschwindigkeit kleiner als die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit, so herrscht strömender Abfluss. Es handelt sich um schießenden Abfluss, wenn die Fließgeschwindigkeit größer als die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit ist. In der Tabelle 2.1 sind zusammenfassend die allgemeinen Kriterien für die Fließzustände Strömen und Schießen sowie für den Grenzzustand angegeben.

Tabelle 2.1: Kriterien für den Fließzustand (BOLLRICH, 2007)

Fließzustand	Wassertiefe h	Fließgeschwindigkeit v	Gefälle I	Froudezahl Fr
Strömen	$h > h_{gr}$	$v < v_{gr}$	$I < I_{gr}$	$Fr < 1$
Grenzzustand	h_{gr}	v_{gr}	I_{gr}	$Fr = 1$
Schießen	$h < h_{gr}$	$v > v_{gr}$	$I > I_{gr}$	$Fr > 1$

Wenn strömender Abfluss in schießenden übergeht und umgekehrt, liegt ein Fließwechsel vor. Der Übergang vom Strömen zum Schießen verläuft kontinuierlich, da sich die Gegebenheiten an dem Ort des Fließwechsels sowohl stromauf als auch stromab bemerkbar machen. Im Gegensatz dazu verläuft der Übergang vom Schießen

zum Strömen diskontinuierlich, da sich die Gegebenheiten bei einem strömenden Abfluss nicht in einen oberstrom gelegenen schießenden Bereich auswirken. Dieser Übergang erfolgt durch einen Wechselsprung.

Normalabfluss

Der Normalabfluss stellt sich ein, wenn die Reibungsverluste in einem Gerinne gleich groß dem Gewinn an potenzieller Energie durch das Abfließen sind. Kennzeichnend für diesen Zustand ist, dass die Sohle, der Wasserspiegel und die Energielinie parallel sind und somit gilt:

$$I_E = I_W = I_{So} = I \quad (2.11)$$

Der Normalabfluss kann sowohl strömend als auch schießend sein. Da sich im Bereich des Normalabflusses die Fließgeschwindigkeit weder mit der Zeit noch mit dem Ort ändert, wird von einem stationär-gleichförmigem Fließvorgang gesprochen. Ändert sich die Fließgeschwindigkeit an einem Ort über die Zeit, so ist ein Fließvorgang instationär. Ein ungleichförmiger Fließvorgang liegt vor, wenn sich die Fließgeschwindigkeit zu einem festen Zeitpunkt mit dem Ort ändert.

Fließformeln

Um die Fließvorgänge in einem Gerinne beschreiben zu können, wird eine mathematische Beziehung zwischen mittlerer Fließgeschwindigkeit v bzw. Abfluss Q und den Gerinneparametern wie Wassertiefe h , Querschnittsform r_{hy} und -größe, benetzter Umfang l_u , Gefälle I sowie Gerinnewandbeschaffenheit bzw. -rauheit k benötigt. BOLLRICH (2007) gibt drei Fließformeln zur Berechnung der Fließgeschwindigkeit an. Die klassische Fließformel nach BRAHMS-DE CHEZY (2.12), die empirische Fließformel nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER (2.13) und die universelle Fließformel (2.15).

Die klassische Fließformel nach BRAHMS-DE CHEZY lautet:

$$v = C \cdot \sqrt{r_{hy} \cdot I} \quad (2.12)$$

Mit dem Geschwindigkeitsbeiwert C wird die Wandrauheit des Gerinnes berücksichtigt, aber nicht, dass sie sich mit der Wassertiefe bzw. dem hydraulischen Radius sowie dem Gefälle ändert. Auch andere Einflüsse bleiben unberücksichtigt. Darin liegt ein großer Nachteil der klassischen Fließformel, denn es werden Einflüsse wie die Viskosität des

Wassers außer Acht gelassen. Zudem wird mit der mittleren Geschwindigkeit gerechnet. Die tatsächliche Geschwindigkeitsverteilung und deren Abhängigkeit von der Querschnittsform werden nicht berücksichtigt.

Empirische Ansätze für den Geschwindigkeitsbeiwert haben in der Vergangenheit versucht, die Mängel der klassischen Fließformel auszugleichen. GAUCKLER-MANNING-STRICKLER entwickelten eine Fließformel, in der die Wandrauigkeit mit dem empirisch ermittelten MANNING-STRICKLER-Beiwert k_{St} berücksichtigt wird. Die Formel für die Fließgeschwindigkeit v bzw. den Durchfluss Q lautet:

$$v = k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (2.13)$$

$$Q = A \cdot k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (2.14)$$

Der Nachteil dieser Formel besteht darin, dass der MANNING-STRICKLER-Beiwert direkt proportional zur Fließgeschwindigkeit bzw. zum Durchfluss ist und somit das Ergebnis stark beeinflusst. Diese Formel kann demnach als Überschlagsformel für die Berechnung eines Gerinnes dienen.

Die Ungenauigkeiten der empirischen Fließformel sollen mit der universellen Fließformel beseitigt werden. Diese Formel wurde aus der Rohrhydraulik abgeleitet und berücksichtigt neben der relativen Rauigkeit k/r_{hy} (Wandreibung) auch die Viskosität der Flüssigkeit in Form der Reynoldszahl Re (innere Reibung). Die verschieden geformten Querschnitte werden durch die Formbeiwerte f_g (glatt) und f_r (rauh) berücksichtigt. Die universelle Fließformel lautet:

$$v = -4,0 \cdot \lg \left(\frac{f_g \cdot v}{8 \cdot r_{hy} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I}} + \frac{k/r_{hy}}{4 \cdot f_r} \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I} \quad (2.15)$$

Der Rechenaufwand ist aber unverhältnismäßig groß im Vergleich zur Formel nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER. Aus diesem Grund wurde eine vereinfachte Fließformel entwickelt:

$$v = \left(C_r + 17,71 \cdot \lg \frac{r_{hy}}{k} \right) \cdot \sqrt{r_{hy} \cdot I} \text{ mit } C_r \sim 20 \quad (2.16)$$

Schubspannung

Die Schubspannung τ ist die Spannung, die eine Strömung aufgrund von Reibungskräften auf die Wandung eines Gerinnes ausübt. Die Schubspannung ist in offenen Gerinnen über die Wassertiefe linear verteilt und hat an der Gerinnesohle ihren höchsten Wert (Abbildung 2.2). Die Linearität lässt sich mit der Schubspannungsübertragung im Inneren der Flüssigkeit erklären.

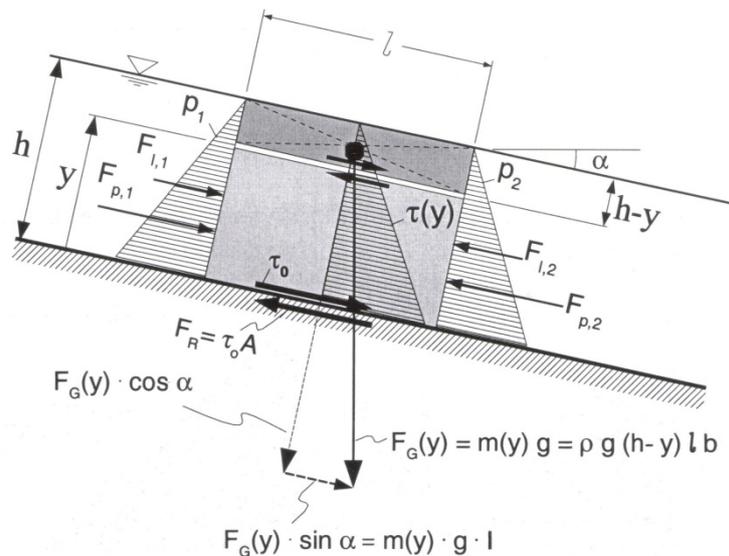


Abbildung 2.2: Bestimmung der Schubverteilung bei stationär-gleichförmiger Strömung (ZANKE, 2002)

Infolge von Reibungskräften ist die Fließgeschwindigkeit in Wandnähe geringer als wandferner. Dadurch entsteht eine Scherspannung innerhalb des Wasserkörpers. Die Schubspannung τ aus dem gesamten Wasserkörper wird von der Sohle aufgenommen und kann wie folgt berechnet werden:

$$\tau = \rho \cdot g \cdot h \cdot I \quad (2.17)$$

Hydraulische Modelle⁶

Hydraulische Modelle dienen im Wasserbau der Nachbildung der Natur im Labor. Hauptsächlich soll mit ihnen die Auswirkung neuer wasserbaulicher Anlagen auf das bestehende Gewässer untersucht werden. Hydraulische Modelle werden in physikalische Modelle, numerische Modelle und Hybridmodelle unterteilt. Bei Hybridmodellen handelt es sich um die Verknüpfung von physikalischen und numerischen Modellen. Für bestimmte Fragestellungen wird das strömende Wasser durch ein anderes Medium, wie Luft ersetzt. Dann wird von einem Analogiemodell

⁶ STROBL, et al., 2006

gesprochen. Ein Computerprogramm, welches für einen bestimmten Anwendungsfall entwickelt wurde, wird als numerisches Modell bezeichnet. Ein physikalisches Modell ist die verkleinerte Nachbildung eines Wasserbauwerks. Sie werden eingesetzt, wenn Strömungsvorgänge zu komplex sind, als dass sie analytisch erfasst werden können. Bei der Erstellung eines physikalischen Modells ist auf die Ähnlichkeit zwischen Natur und Modell zu achten. Dabei kann in

- Geometrische Ähnlichkeit,
- Kinematische Ähnlichkeit und
- Dynamische Ähnlichkeit

unterschieden werden. Wie der Name schon sagt, werden bei der geometrischen Ähnlichkeit die Maße einer wasserbaulichen Anlage über eine Maßstabszahl von der Natur auf das Modell übertragen. Bei der kinematischen Ähnlichkeit werden zeitabhängige Prozesse durch eine Maßstabszahl von der Natur auf das Modell übertragen. Mit der Forderung nach dynamischer Ähnlichkeit müssen alle in einer Strömung wirkenden Kräfte im Modell im gleichen Verhältnis stehen wie in der Natur. Eine vollständige Ähnlichkeit kann aber nicht erreicht werden, da physikalische Größen wie die Dichte des Wassers, die Erdbeschleunigung und die Umgebungstemperatur auch bei maßstäblich verkleinerten Modellen gleich bleiben.

In den meisten Modelluntersuchungen ist es nicht notwendig, alle hydraulischen Phänomene abzubilden. So sollen mit dem einen Modell Aussagen über die Geschwindigkeitsverteilung getätigt werden und mit einem anderen Modell soll die Beweglichkeit einer Sohle untersucht werden. Daher muss vor der Modelluntersuchung erörtert werden, welche Kräfte eine untergeordnete Rolle spielen und welche Einflussgrößen dominieren. Für die „angenäherte dynamische Ähnlichkeit“ wurden Modellgesetze (Ähnlichkeitsgesetze) entwickelt. Es existiert eine Vielzahl an Modellgesetzen. In Tabelle 2.2 sind einige wichtige Modellgesetze und die darin dominierende Kräfte zusammengestellt. Je nach interessierender Größe wird das zutreffende Modellgesetz ausgewählt. In einem Modellgesetz werden zwei Größen von der Natur auf das Modell übertragen. Aufgrund der stets vorhandenen Fließgeschwindigkeit in der Natur und auch im Modell ist die Trägheitskraft eine der dominierenden Kräfte. Die zweite dominierende Kraft wird durch das Anwendungsfeld bestimmt. So dominieren bei Bauwerksmodellen in der praktischen Anwendung die Trägheits- und Schwerekräfte der Strömung. Dort kommt das FROUDESche

Modellgesetz zum Einsatz. Dominieren Trägheits- und Reibungskräfte, wird das REYNOLDSSche Modellgesetz gewählt.

Tabelle 2.2: Wichtige Modellgesetze und die darin dominierenden Kräfte (STROBL, et al., 2006)

Gesetz	Dominierende Kräfte
FROUDESches Modellgesetz	Trägheit und Schwere
REYNOLDSSches Modellgesetz	Trägheit und Reibung
WEBERSches Modellgesetz	Trägheit und Kapillarkraft
THOMASches Modellgesetz	Trägheit und Druck
Modellgesetz nach CAUCHY/MACH	Trägheit und Elastizität

2.3.2 Bewegungsbeginn von Sedimenten

Sedimente in Fließgewässern beginnen nach SHIELDS sich dann zu bewegen, wenn die auf ein Bodenteilchen wirkenden Kräfte größer sind als die Kräfte, von denen es an seinem Ort gehalten wird (SENDZIK, 2003).

Zu den Kräften, die den Boden an seinem Ort halten, zählen die Kohäsion c , der Winkel der inneren Reibung φ und somit die Scherfestigkeit des Bodens τ . Auch die Gewichtskraft hat eine haltende Wirkung, sie kann aber bei einer geneigten Ebene auch als Erosionsauslöser wirken.

Unter der Scherfestigkeit wird die Fähigkeit des Bodens, Schub- bzw. Zugspannungen auszuhalten, verstanden. Boden ist aufgrund seines Aufbaus aus Korngerüst mit luft- und wassergefüllten Poren empfindlicher gegenüber Scherbeanspruchungen. Die Scherfestigkeit eines Bodens steigt mit der aufgebrachten Normalspannung σ , also mit zunehmender Auflast. Soll ein nichtbindiger Erdkörper gegeneinander verschoben werden, so muss die innere Reibung in der Scherfuge überwunden werden. Bei bindigen Böden wirkt zusätzlich die Kohäsion. Als Kohäsion werden in der Bodenmechanik die Haftkräfte zwischen den tonigen Bestandteilen bindiger Böden bezeichnet. Durch die Oberflächenspannung des Porenwassers werden ebenfalls Haftkräfte hervorgerufen. Die Größe der kohäsiven Kräfte ist abhängig von der Art der Tonminerale und deren Anteil an der Zusammensetzung des Bodens sowie vom Wassergehalt des Bodens. Ein hoher Anteil an Tonmineralen führt zu einer höheren Kohäsion, während mit zunehmendem Wassergehalt die Kohäsion sinkt. Entstehen bei nichtbindigen Böden durch die Oberflächenspannung des Porenwasser Haftkräfte, so wird von einer scheinbaren Kohäsion gesprochen (SCHMIDT, 2006).

Mit den Materialeigenschaften Kohäsion und innerer Reibungswinkel kann nach COULOMB die Scherfestigkeit über die Beziehung:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi \quad (2.18)$$

ermittelt werden. Dies gilt für Böden, deren Poren nicht wassergesättigt sind und aufgebrachte Spannungen von Korn zu Korn übertragen werden. In wassergesättigten Böden (z.B. eine Gerinnesohle oder eine durch Regen aufgeweichte Böschung) wird durch eine aufgebrachte Spannung (das abfließende Wasser) ein Porenwasserdruck u aufgebaut, da der Boden gezwungen wird, sein Porenvolumen zu verringern. Die Spannung auf das Korngerüst wird dadurch reduziert und die Scherfestigkeit verringert. Diese Beziehung wird in den folgenden Formeln mathematisch beschrieben. (Schmidt, 2006).

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.19)$$

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot \tan\varphi \quad (2.20)$$

Werden nun die auf ein Bodenteilchen wirkenden Kräfte -hervorgerufen durch das fließende Wasser- größer als die Scherfestigkeit des Bodens, wird dieser erodiert. Diese Schubspannung zwischen fließendem Wasser und Bodenteilchen der Gerinnesohle ist die treibende Kraft für den Sedimenttransport. Für den Beginn des Sedimenttransports lassen sich kritische Schubspannungen τ_c , τ_c^* , kritische Geschwindigkeiten $v_{m,c}$, v_c^* , kritische Wassertiefen h_c oder kritische Gefälle I_c definieren. Nach HJULSTRÖM lässt sich auch der kritische Korndurchmesser d_c bestimmen. Das HJULSTRÖM-Diagramm (Abbildung 2.3) zeigt die Vorgänge der Erosion, des Transports und der Sedimentation in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit und der Korngröße (ZANKE, 2002).

Nach ZANKE (1982) kann die kritische Geschwindigkeit mit folgender empirischen Gleichung für nicht kohäsive Böden ermittelt werden.

$$v_{m,c} = 2,8 \cdot (\rho' \cdot g \cdot d_{ch})^{0,5} + 14,7 \cdot \frac{\nu}{d_{ch}} \cdot c_a \quad (2.21)$$

In dieser Gleichung wird sowohl die Adhäsion c_a als auch die Wassertemperatur über die Zähigkeit des Wassers ν berücksichtigt. Weiterhin bezeichnet d_{ch} den charakteristischen Korndurchmesser und ρ' die relative Feststoffdichte mit:

$$\rho' = \frac{\rho_F - \rho_W}{\rho_W} \quad (2.22)$$

Die Formel (2.21) ist nur für Wassertiefen zwischen 0,7 m und 2,0 m anwendbar. Liegen die Wassertiefen außerhalb des angegebenen Bereichs, kann die kritische Geschwindigkeit $v_{m,c}$ mit dem Korrekturfaktor $(h_{vorh}/1,4)^{1/6}$ an die vorhandene Wassertiefen h_{vorh} angepasst werden. (Patt, et al., 2011a)

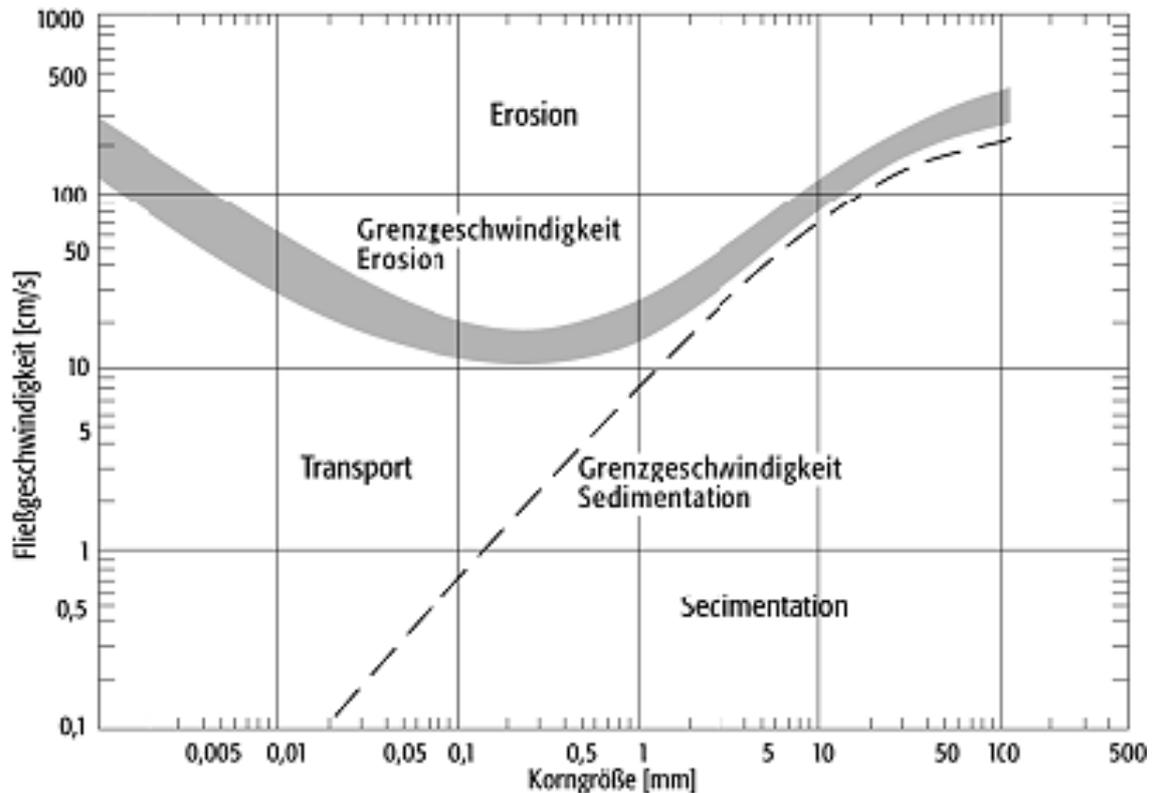


Abbildung 2.3: HJULSTRÖM-Diagramm (www.GeoDZ.com)

In Abbildung 2.3 können die untere Grenze der kritischen Geschwindigkeit (einzelne Körner bewegen sich) und die obere Grenze (weitgehend gesamte Sohle in Bewegung) abgelesen werden. Dieses Diagramm gilt nur für Sediment mit der Dichte $\rho_F = 2,65 \text{ t/m}^3$ bei einer Wassertiefe von 1 m bis 5 m und ist daher für die Einschätzung des Transportbeginns in kleinmaßstäblichen Strömungsrinnen nicht geeignet. Zudem ist das HJULSTRÖM-Diagramm für den Schluffbereich recht unsicher (ZANKE, 2002).

Der Bewegungsbeginn nach SHIELDS ist wesentlich allgemeingültiger. In Laboruntersuchungen wurde der Transportbeginn von verschiedenen Geschiebesorten wie Bernstein, Braunkohle und Sand untersucht. Gemessen wurden dabei die kritischen Zustände für beliebige Sedimentdichten, unterschiedliche Flüssigkeiten und beliebige Wassertiefen. Als Ergebnis wurde der Zusammenhang zwischen mittlerer,

dimensionsloser, transportkritischen Schubspannung τ_c^* , welche der Feststoff-Froudezahl Fr_c^* entspricht, und Feststoff-Reynoldszahl dargestellt (Abbildung 2.4) (ZANKE, 2002).

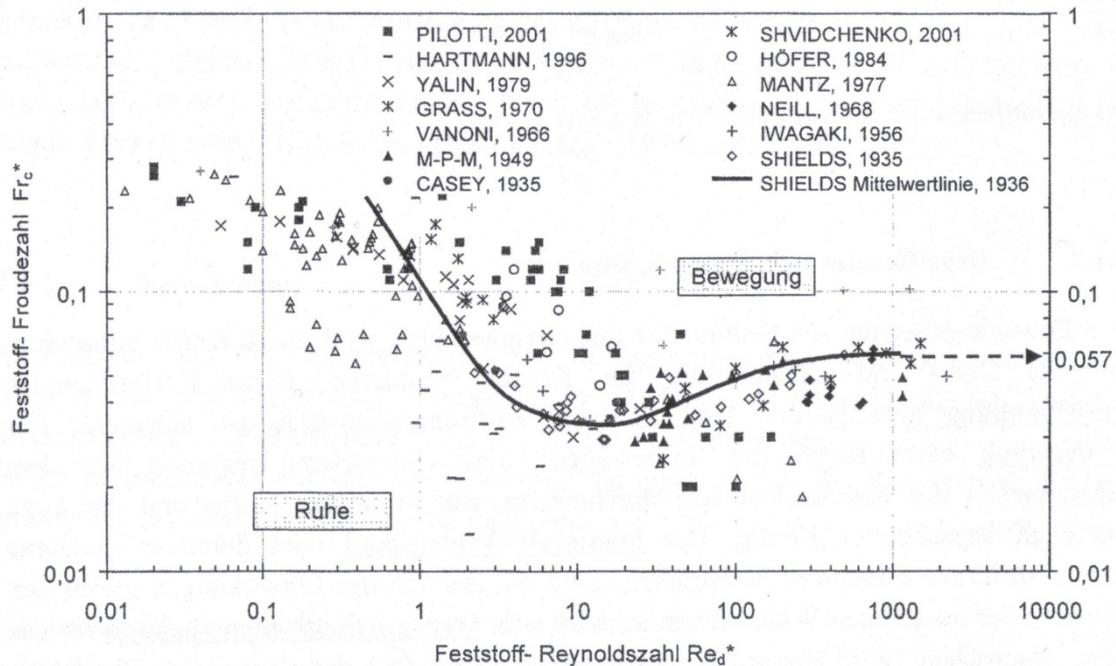


Abbildung 2.4: Daten zum Bewegungsbeginn für den Zusammenhang zwischen Feststoff-Froude- und Feststoff-Reynoldszahl (LUCKNER, 2002)

Nach dem Ansatz von ZANKE wird in einer turbulenzfreien Strömung zur Bestimmung der kritischen Schubspannung lediglich der Winkel der inneren Reibung φ bzw. der Lagewinkel φ' benötigt. In turbulenten Strömungen treten zudem noch Fluktuationen der Geschwindigkeit v' und der Schubspannung τ' auf. Das führt zu einer Erhöhung der kritischen Schubspannung $\tau + \tau'$. Zudem bewirken die Fluktuationen Liftkräfte an den Bodenteilchen, wodurch diese effektiv leichter werden. Nach diesem Ansatz ist es möglich den Transportbeginn von Sedimenten durch den Winkel der inneren Reibung und der Turbulenz zu beschreiben (ZANKE, 2002).

Mit der Gleichung nach Meyer-Peter und Müller (MPM-Gleichung) kann der Geschiebetransport annähernd ermittelt werden.

$$m_G = 8 \cdot \rho_F \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_m^3} \cdot \left(\tau^* \cdot \frac{Q_T}{Q} \cdot \frac{k_{St}}{k_r} - \tau_c^* \right)^{3/2} \quad (2.23)$$

Sie gilt als Standard unter den Geschiebe-Transportformeln, ist in ihrer Anwendung aber auf Sedimente ab dem Mittelsandbereich begrenzt. Der Quotient k_{St}/k_r bezeichnet die Formrauigkeit, wobei k_{St} die Strickler-Rauigkeit an der Sohle und k_r der

Koeffizient der Kornrauigkeit ($= 26/d_{90}^{1/6}$ mit d_{90} [m]). Weiter bezeichnet Q_T den Teil des Abflusses Q , der als transportwirksam angesetzt werden kann.

Da sich bindige Böden in ihrem Erosionsverhalten stark von nicht bindigen Böden unterscheiden, wurden in diesem Gebiet zahlreiche Untersuchungen angestellt, um den Bewegungsbeginn von bindigen Böden darzustellen. So ist nach SMERDON (1959) die kritische Schubspannung stark von der Plastizitätszahl I_p abhängig und kann wie folgt berechnet werden:

$$\tau_c = 0,166 \cdot I_p^{0,84} \quad (2.24)$$

Nach LYLE muss neben der Plastizitätszahl auch die Porezahl e berücksichtigt werden (Abbildung 2.5). Für die kritische Geschwindigkeit spielen die Korngröße und Kornverteilung eine untergeordnete Rolle. Im Vergleich zu den angreifenden Kräften des Wassers sind die Korndurchmesser und Korngewichte sehr gering, sodass es keine Rolle spielt, ob der Korndurchmesser 0,02 mm oder 0,002 mm beträgt. Maßgebend sind die Lagerungsdichte D und die Kohäsion c . Mit zunehmender Kohäsion ist der Boden weniger anfällig gegenüber Wasserangriff (HABER, 1982).

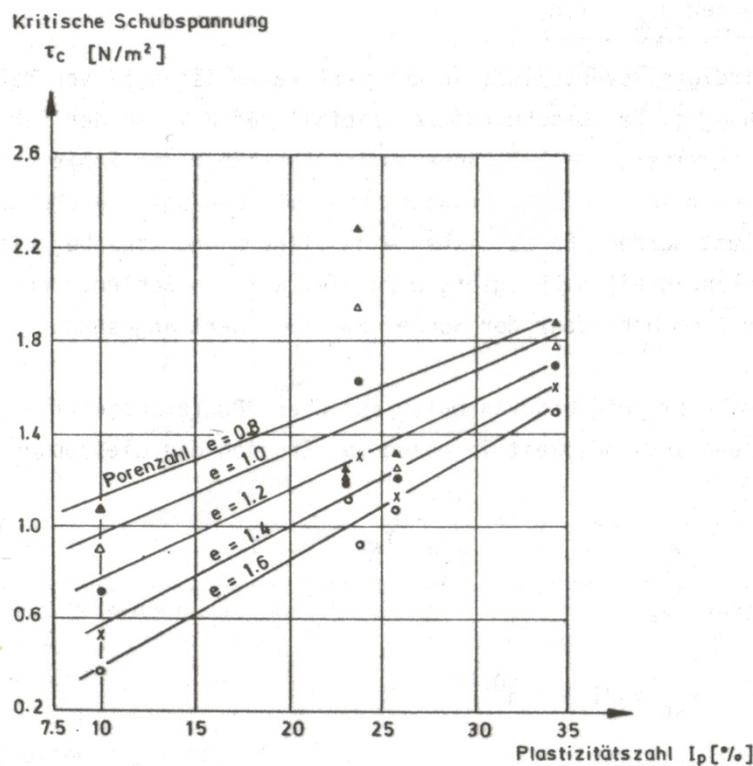


Abbildung 2.5: Kritische Schubspannung bei bindigen Böden nach LYLE (HABER, 1982).

HOFFMANNS und VERHEIJ (1997) haben Schätzwerte für die kritische Geschwindigkeit angegeben. In Tabelle 2.3 sind einige Werte angeführt. Zudem kann die mittlere kritische Geschwindigkeit nach der folgenden Formel ermittelt werden.

$$v_{m,c} = \lg \left(\frac{8,8 \cdot h}{d_{ch}} \right) \cdot \sqrt{\frac{0,4}{\rho_W} \cdot [(\rho_F - \rho_W) \cdot g \cdot d_{ch} + 0,021 \cdot c]} \quad (2.25)$$

Tabelle 2.3: Schätzwerte für die mittlere kritische Geschwindigkeit für kohäsive Sedimente nach HOFFMANNS und VERHEIJ (PATT, et al., 2011a)

Bodenart	Wassertiefe h	Mittlere kritische Geschwindigkeit $v_{m,c}$
	[m]	[m/s]
Lehmiger Sand, lehmiger Ton, nicht verfestigt	1,0	0,4
Schwach lehmiger Sand, mittlere Verdichtung	1,0	0,8
Schwach lehmiger Ton, fest	1,0	1,2
Stark lehmiger Ton, geringe Dichte	3,0	0,5
Stark lehmiger Ton, mittlere Dichte	3,0	1,0
Schwerer lehmiger Ton, fest	3,0	1,5
Ton, geringe Dichte	10,0	0,6
Ton, mittlere Dichte	10,0	1,3
Harter Ton	10,0	1,9

Die Genauigkeit der Bestimmung des Geschiebetransports ist nicht immer gegeben. Schon die Messung der Transportraten ist zwangsläufig mit Fehlern behaftet, denn selbst bei stationären Strömungsverhältnissen verläuft der Sedimenttransport schubweise. Auch die zur Messung verwendeten Sedimentfallen beeinflussen den Sedimenttransport in ihrer Umgebung. Zudem ist die Mehrzahl der Transportformeln empirischer Natur, sodass sie nicht auf jede beliebige Parameterkonstellation zutreffen können. Selbst analytische Lösungen beinhalten noch Modellvorstellungen über den Mechanismus des Sedimenttransports. Berechnungen, die bei Messungen mit einem Fehlerfaktor von zwei bis drei übereinstimmen, können als gut angesehen werden, während Abweichungen von mehreren Zehnerpotenzen bei vielen Formeln nicht ungewöhnlich sind (ZANKE, 2002).

2.4 Erosionsschutzmaßnahmen an Böschungen

Für den Schutz der Oberfläche vor Erosion werden häufig ingenieurbioologische Bauweisen angewendet. Dadurch soll der Abtrag von Sedimenten so stark gebremst werden, dass die Böschung dauerhaft stabil ist und die geplante Oberflächenform

beibehalten bleibt. An Deichen und überströmbaren Dämmen werden häufig Deckwerke aus Asphalt oder Beton eingesetzt. Diese bieten eine höhere Stabilität als die Methoden der Ingenieurbiologie. Solche Bauweisen sollten aber nur dort zum Einsatz kommen, wo es aufgrund der hohen Belastung der Böschung keine Alternativen gibt. Aus landschaftsästhetischen Gründen sind aber ingenieurbiologische Bauweisen vorzuziehen.

2.4.1 Ingenieurbiologie⁷

Die Ingenieurbiologie entwickelte sich aus einem fast ausgestorbenen Handwerk und gewinnt in Zeiten, in denen versucht wird, Natur und Technik in Einklang zu bringen, immer mehr an Bedeutung. Mit den ingenieurbiologischen Methoden sollen die Kräfte in der Landschaft durch biotechnisch geeignete Pflanzen und Böden umgewandelt, abgeleitet oder aufgenommen werden. Durch ingenieurbiologische Bauwerke werden neue Lebensräume geschaffen, die zur Erhaltung eines dynamischen Gleichgewichtszustandes- also der angestrebten Stabilisierung- beitragen. Für ein rasches Anwachsen müssen bei der Auswahl der Pflanzen die gegebenen Standortbedingungen (wie Klima, Relief, Boden, Wasserhaushalt, Exposition) beachtet werden.

Ingenieurbiologische Bauweisen gliedern sich in:

- Kombinierte Bauweisen
- Stabilbauweisen
- Deckbauweisen

Bei der kombinierten Bauweise kommen sowohl lebende als auch nicht lebende Baustoffe zu Einsatz. Sie wirken sofort nach ihrer Fertigstellung. Der Wirkungsgrad dieser Bauwerke erhöht sich mit dem Anwurzeln und dem Aufwuchs der verbauten lebenden Materialien. Beispiele für kombinierte Bauweisen sind:

- Vegetativ bewehrte Krainerwände
- Begrünte Drahtschotterbehälter
- Lebend bewehrte Geotextilkörper
- Vegetativ bewehrte Hangroste

Als Stabilbauweisen werden Bauweisen bezeichnet, die vorwiegend aus bewurzelungs- und ausschlagfähigen Gehölzteilen errichtet werden. Dadurch wird eine tiefgründige Bodenstabilisierung erreicht. Auch Stabilbauweisen wirken sofort nach dem Einbau.

⁷ BEGEMANN et al., 1994

Hauptkriterium für den Wirkungsgrad ist die Einbautiefe, wobei dieser mit zunehmendem Wurzelwachstum steigt. Da Stabilbauweisen lineare oder punktförmige Bauwerke sind, müssen sie durch flächenwirksame Deckbauweisen ergänzt werden.

Beispiele für die Stabilbauweise sind:

- Lebender Flechtzaun
- Hangfaschinen
- Heckenlagen, Buschlagen
- Steckhölzer

Bei den Deckbauweisen ist die abdeckende, bodenschützende Wirkung der Pflanzen von großer Bedeutung. Die Tiefenwirkung, wie sie bei Stabilbauweisen erreicht wird, ist von geringerer Wichtigkeit. Durch die Verteilung einer großen Anzahl an Samen oder Pflanzen je Flächeneinheit wird die Oberfläche wirksam vor Hagel, Schlagregen oder Erosion geschützt. Diese Schutzwirkung kann auch durch das flächendeckende Aufbringen ganzer Vegetationsstücke erreicht werden. Deckbauweisen werden zum Schutz vegetationsloser, erosionsgefährdeter Flächen eingesetzt. Beispiele für Deckbauweisen sind:

- Rasenverlegung
- Rasensaat
- Hydrosaat
- Mulchsaat

Dabei ist zu beachten, dass die Ansaat von Rasen ein wirksamer Schutz der Böschung erst nach Ausbildung einer dichten Grasnarbe erreicht wird. Wird ein sofortiger Erosionsschutz benötigt, kann auf die Verlegung von Rasen oder auf die Mulchsaat zurückgegriffen werden (SPUNDFLANSCH, 2000).

2.4.2 Erosionsschutz an Deichböschungen

Die Vegetation einer Deichböschung hat vor allem die Funktion den Deichkörper vor Erosion durch Regen zu schützen. Weiterhin soll der Deich an seiner Außenböschung vor Angriffen durch Wellen und fließendes Wasser und an seiner Innenböschung vor Erosion durch überschwemmendes Wasser geschützt werden. Zusätzlich soll eine begrünte Deichböschung als Weideland und Standort für wertvolle Vegetation mit hohem Artenreichtum und seltenen Arten dienen. Des Weiteren trägt die Vegetation an Deichböschungen zum Schutz der Gewässer vor Eutrophierung bei. Im Baggergut

enthaltene Phosphat wird im Boden spezifisch gebunden und gelangt über Erosion in ein Gewässer. Durch eine geschlossene Vegetationsdecke ist die Gefahr des Eintrags herabgesetzt.

Um der Schutzfunktion nachzukommen, ist die Ausbildung einer dichten Grasnarbe mit guter Bodendurchwurzelung von großer Bedeutung. Deiche sind aber keine natürlichen Pflanzenstandorte. Zudem liegt das Augenmerk bei der Wahl der Körnungslinie beim Schichtenaufbau sowie beim Einbau und der Verdichtung des Materials auf baufunktionalen und nicht auf vegetationstechnischen Gesichtspunkten. Daher ist besonders auf eine standortgerechte Artenauswahl zu achten. Für eine bessere Auswahl erscheint jährlich die Broschüre „Regelsaatgutmischungen“ der Forschungsgesellschaft Landschaftsbau und Landentwicklung. Sie beruht auf Erfahrungen und Untersuchungen für bestimmte standortangepasste Artenwertungen (BÜRING, 1999).

Da Deiche zum größten Teil aus mehrfach umgelagerten Rohböden aufgeschüttet sind, sind für eine Begrünung Pionierpflanzen zu wählen. Neben der Eignung für die gegebenen Standortbedingungen wie Bodenaufbau, Humusgehalt, Gefälle, Exposition und mikroklimatische Verhältnisse müssen die Pflanzen für eine Deichbegrünung weitere Kriterien erfüllen. Zur Bildung einer dichten Narbe ist es nötig, die Gräser bis zu 20-mal im Jahr zu schneiden. Dies können nur wenige Arten aus der Familie der Süßgräser ertragen ohne abzusterben. Außerdem entsteht durch den Tritt der Tiere bei einer Beweidung eine erhebliche Belastung der Pflanzen. Somit muss auch die Trittfestigkeit nach ELLENBERG gegeben sein. Die Gräser müssen auch in der Lage sein, entstandene Lücken in der Narbe wieder zu schließen. Weitere Eigenschaften, die Gräser einer Deichgrasnarbe erfüllen sollten, sind Kurzwüchsigkeit, Wärmetoleranz und Frosthärte. Am besten für eine Deichbegrünung sind die Gräserarten *Festuca rubra* (Rotschwingel), *Lolium perenne* (Deutsches Weidelgras) und *Poa pratensis* (Wiesenrispengras) geeignet. Sie zeichnen sich durch Pioniereigenschaften und eine weite ökologische Amplitude aus. Das bedeutet, dass diese Pflanzen an eine sehr weite Spanne der Bodenarten, der Wasserversorgung, der Bodenreaktion, der Nährstoffversorgung, der Höhenlage und der Klimaverhältnisse angepasst sind (HILLER, 1999).

Neben der Artenwahl spielt das Substrat für die erfolgreiche Ausbildung einer dichten Grasnarbe eine wichtige Rolle. Im Idealfall sollte das Bodengefüge aus

- 50 % Substratvolumen, darin 1 % – 8 % organische Substanz,
- 50 % Porenvolumen, darin 20 % Grobporen für die Luftkapazität und 30 % Mittel- und Feinporen für die Feldkapazität

bestehen. Insbesondere bei bindigen Böden, die im Deichbau häufig eingesetzt werden, kann es aufgrund des Bodengefüges zu Mangelerscheinungen kommen. So haben Lehme ein Porenvolumen von ca. 13 % – 47 % und Tone sogar nur ca. 8 % – 25 %. Das kann zu einer Unterversorgung der Wurzeln mit Sauerstoff und Wasser führen. Der Totwasseranteil, also der Anteil des nicht pflanzenverfügbaren Wassers, kann bei Tonen bis zu 40 Vol.-% betragen. Die Luftkapazität liegt bei Schluff und Lehm im Bereich von 10 Vol.-% – 25 Vol.-% und bei Ton bei ca. 0 Vol.-% - 15 Vol.-%. Gräser begnügen sich im Allgemeinen mit 6 Vol.-% Sauerstoff (BÜRING, 1999).

Organische Substanzen liefern den für das Pflanzenwachstum wichtigen Stickstoff. Zudem erhöhen sie die nutzbare Feldkapazität, also das Bodenwasser, welches die Pflanze dem Boden entnehmen kann. Negative Auswirkungen durch organische Substanzen können dann entstehen, wenn sie in Korngrößen $< 0,06$ mm vorliegen. Dann verfügen sie über die gleichen physikalischen Eigenschaften wie Ton- und Schluffteilchen (BÜRING, 1999).

Für den Schutz der Deichböschung vor Erosion ist nicht nur eine dichte Grasnarbe, sondern auch eine gute Durchwurzelung des Bodens nötig. Dabei sind die Faktoren Anzahl, Dicke und Zugfestigkeit der Wurzeln maßgebend. Es können drei Wurzelformtypen unterschieden werden:

- Extensivwurzler mit weitreichendem und tiefgehendem Wurzelsystem
- Intensivwurzler mit kurzen, stark verzweigten, dicht beieinanderliegenden Wurzeln
- Kombinierte, bilden weitreichende Wurzeln aus, an deren Enden sich dichte Verzweigungen bilden, die der Nahrungsaufnahme dienen. (SCHICHTL, 1985)

Damit die Pflanzenwurzeln in den Boden eindringen können, benötigen sie ein Widerlager. Dieses besteht hauptsächlich aus dem hinter der Spitze liegenden Teil der Wurzel und wird über die Mantelreibung realisiert. Ist ein Boden sehr stark verdichtet, können die Wurzeln aufgrund der zunächst geringen Verankerung nur in vorhandenen

Klüften, Spalten oder Gängen wachsen. Durch das so hergestellte Widerlager können die Wurzeln dann in das übrige Substrat eindringen (HARTAGE, 1985).

Im Allgemeinen bietet der Bewuchs von Deichböschungen mit einer dichten Grasnarbe den besten Schutz. Nach DIN 19712 sind waldartige Bestände auf Deichen nicht zulässig. Gehölze sollten auf Deichböschungen generell nicht eingesetzt werden. Einige Gründe dafür sind:

- Entlang ihrer Wurzeln können sich Fließwege ausbilden.
- Abgestorbene Wurzeln hinterlassen Hohlräume im Deichkörper.
- Angreifende Kräfte durch Wind, Wasser und Schnee übertragen sich auf die Wurzeln und lockern den Deichboden.
- Das Aufkommen von Wühltieren auf den Deich kann verstärkt werden.

(Haselsteiner, et al., 2010)

2.4.3 Mechanische Eigenschaften der Deichbegrünung⁸

Die Erosionsbeständigkeit von begrünten Deichböschungen ist auf das funktionale Zusammenwirken von Boden und Bewuchs zurückzuführen. Durch die Wurzeln des Bewuchses werden die Bodenaggregate zusammengehalten. Zudem verleihen sie der durchwurzelten Schicht elastische Materialeigenschaften und erhöhen ihre Festigkeit. Dabei kann die Wirkung der Wurzeln im Boden mit der Bewehrung im Beton verglichen werden. Der Bewuchs legt sich beim Überströmen auf die Bodenoberfläche und schützt sie so vor den angreifenden Kräften des Wassers. Zusätzlich bewirkt der Bewuchs eine Reduktion der Fließgeschwindigkeit, da seine Halme Rauigkeitselemente darstellen.

Neben der kritischen Fließgeschwindigkeit ist auch die Dauer der Überströmung von großer Bedeutung. Die Abbildung 2.6 verdeutlicht den Zusammenhang zwischen Grasnarbenqualität, kritischer Fließgeschwindigkeit und Dauer der Belastung.

⁸ VAVRINA, 2010

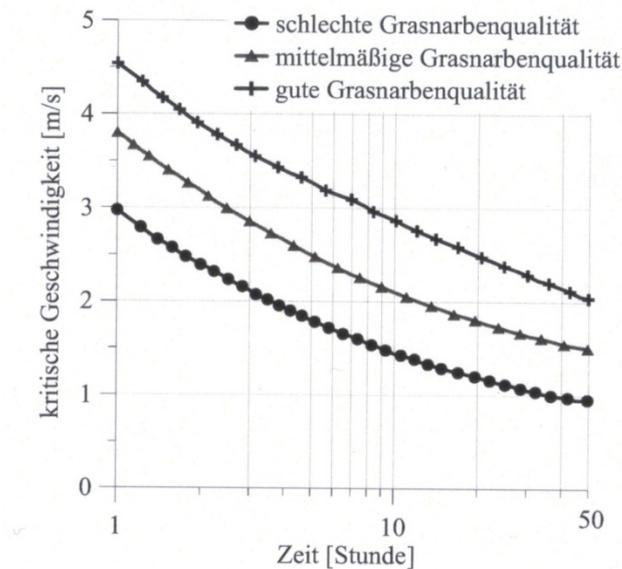


Abbildung 2.6: Zusammenhang zwischen der kritischen Fließgeschwindigkeit und der Strömungsdauer für gute, mittelmäßige und schlechte Bedeckung in Anlehnung an HEWLETT (VAVRINA, 2010)

Die Kräfte des abfließenden Wassers wirken durch die Vegetation nicht direkt auf die Böschung, sondern werden teilweise von dem Bewuchs aufgenommen und über die Wurzeln in den Boden abgeleitet. Die wirkende Schubspannung kann nach TEMPLE mit folgender Gleichung ermittelt werden (VAVRINA, 2010).

$$\tau = \gamma \cdot h \cdot I_E \cdot (1 - C_F) \cdot \left(\frac{n_B}{n}\right)^2 \quad (2.26)$$

Hierbei bezeichnet γ die Wichte des Wassers, h die Überströmhöhe des ablaufenden Wassers und I_E das hydraulische Gefälle. Der cover factor C_F beschreibt nach TEMPLE und HUDSON die lokalen Bedingungen des Oberflächenbewuchses. Ist kein Bewuchs vorhanden, so ist $C_F = 0$. TEMPLE und HUDSON schließen einen vollständigen Bewuchs aus, daher kann C_F maximal einen Wert von 0,75 annehmen. Der Quotient n_B/n gibt das Verhältnis zwischen der Rauigkeit des Bodens n_B und der Gesamtrauigkeit n wieder (VAVRINA, 2010).

Beim Überströmen von begrünten Böschungen sind zwei Fälle zu unterscheiden. Bei geringen Fließgeschwindigkeiten werden nicht die nötigen Abflusstiefen erreicht, damit sich die Halme der Pflanzen auf die Bodenoberfläche legen. In diesen Fällen wird die Vegetation nur umströmt und die Rauigkeit ist hauptsächlich von der Form und Anzahl der Stängel abhängig. Bei höheren Fließgeschwindigkeiten beginnen sich die Halme zu neigen und für die Rauigkeit wird die angeströmte Pflanzenfläche maßgebend (HABER, 1982).

3 Baggergut

Um eine sichere Schifffahrt zu gewährleisten und die erforderlichen Fahrwassertiefen zu sichern ist es erforderlich, Baggerungen in Häfen und Wasserstraßen vorzunehmen. Die natürlich auftretende Sedimentation von Schwebstoffen und Geschiebematerial führt zur Einschränkung der Schifffahrt. Bei Unterhaltungsmaßnahmen wird aus ökonomischen und ökologischen Gründen versucht, das gebaggerte Material im Gewässer zu belassen. Ist dies z.B. aufgrund der Schadstoffbelastung des Baggerguts nicht möglich, so wird das Sediment aus dem Gewässer entfernt. Allein aus solchen Unterhaltungsmaßnahmen fallen jährlich an der Ostseeküste ca. 2-2,5 Mio. m³ Baggergut an von denen 0,6 Mio. m³ an Land verbracht werden. An der Nordseeküste fallen jährlich ca. 40 Mio. m³ an, davon werden rund 4 Mio. m³ an Land verbracht. Investitionsmaßnahmen sind noch nicht berücksichtigt. (HTG, 2002)

In den nächsten Jahren ist mit einem höheren Anfall an Baggergut zu rechnen, da aus logistischen Gründen immer größere Containerschiffe mit größerem Tiefgang zum Einsatz kommen. Um die erforderlichen Fahrwassertiefen von bis zu 20 m zu gewährleisten, müssen die Fahrrinnen weiter vertieft werden.

3.1 Definition des Begriffes „Baggergut“

Der Begriff Baggergut ist international nicht einheitlich definiert. So sind in der Literatur mehrere Definitionen zu finden, die sich inhaltlich nur wenig unterscheiden. Die wichtigsten Definitionen werden im Folgenden angeführt.

In der DIN 19731 werden Bodenaushub und Baggergut unter dem Begriff Bodenmaterial zusammengefasst. Bodenaushub und Baggergut fallen bei Unterhaltungs-, Neu- und Ausbaumaßnahmen an. Im Gegensatz zu Bodenaushub, welches im terrestrischen Bereich anfällt, wird Baggergut aus Gewässern entnommen. *„Im Einzelnen kann Baggergut bestehen aus:*

- *Sedimenten und subhydrischen Böden der Gewässersohle;*
- *Böden und deren Ausgangssubstraten im unmittelbaren Umfeld des Gewässerbettes oder*
- *Oberböden im Ufer- bzw. Überschwemmungsbereich des Gewässers.“*

(DIN 19371 : 1998-05, 1998)

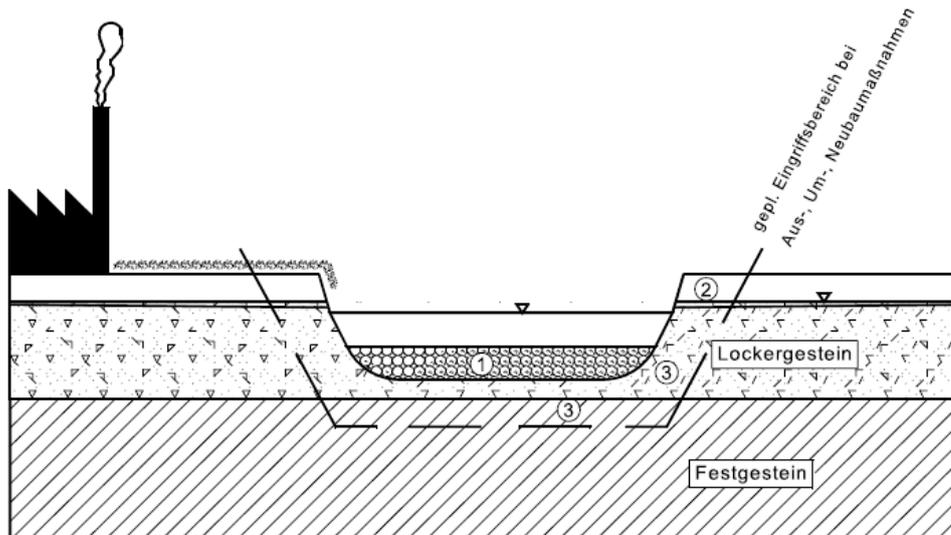
Diese Definition erhält in Deutschland mit der Bezugnahme im §12(1) der Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung (BBodSchV) eine Rechtsverbindlichkeit.

In der Empfehlung PTC1-17 der Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC) wird Baggergut als Material beschrieben, welches aus schiffbaren Gewässern zum Zweck der Schifffahrt durch verschiedene Bagbertechniken entnommen wird. Im Weiteren werden drei Gruppen unterschieden: Unterhaltungsbaggerungen, welche nicht über das geplante Profil des Gewässers hinausgehen und Investitionsbaggerungen zum Aus- oder Neubau eines Gewässers. Unterhaltungsbaggerungen werden zum Zweck der Schiffbarkeit des Gewässers durchgeführt und es fällt nur nasses Baggergut an. Bei Investitionsbaggerungen wird das bestehende Profil verändert. Hierbei fällt sowohl nasses als auch relativ trockenes Baggergut an, da hier nicht nur die Gewässersohle, sondern auch der Uferbereich verändert wird. Eine weitere Gruppe sind die Sanierungsbaggerungen, bei denen kontaminierte Sedimente aus einem Gewässer entfernt werden.

Nach KÖTHE (1995) kann Baggergut in Nassbaggergut und Trockenbaggergut unterteilt werden. Unter Nassbaggergut wird hier relativ junges, aufsedimentiertes Material verstanden, welches im Rahmen von Unterhaltungsmaßnahmen aus dem bestehenden Gewässerbett entfernt wird. Material, welches bei Ausbaumaßnahmen aus den nicht oder nur teilweise wassergesättigten Bereichen der Gewässerrandzone gebaggert wird, wird als Trockenbaggergut bezeichnet (Abbildung 3.1). Es weist größtenteils andere physikalische und chemische Eigenschaften als das Nassbaggergut auf. (Köthe, et al., 1998)

In der „Handlungsanweisung für den Umgang mit Baggergut im Binnenland“ (HABAB-WSV) der Bundesanstalt für Gewässerkunde wird die Definition nach KÖTHE aufgegriffen und auf die mögliche Zusammensetzung und Schadstoffbelastung des zu baggernden Materials eingegangen. So kann Baggergut, welches im Rahmen eines Gewässerausbaus anfällt, nicht nur aus Oberböden und gewachsenem Locker- und Festgestein bestehen, sondern auch aus Material der bestehenden Sohlen- und Uferbefestigungen (wie Dichtungen, Steinschüttungen und Buhnen).

Im weitesten Sinn umfasst der Begriff Baggergut alles Material, das aus einem Gewässer zur Sicherung des Gewässerabflusses und zur Erhaltung der Schiffbarkeit durch verschiedene Techniken entnommen wird.



- ① Junge Sedimente an der Gewässersohle / Naßbaggergut
(Sohlsedimente aus Geschiebe, Schwebstoffen)
- ② Mutter-, Oberboden / Trockenbaggergut
(Verwitterungsprodukt aus Locker-, Festgestein)
- ③ Locker-, Festgestein im Untergrund
Lage der Grundwasseroberfläche bestimmt den Anteil
an Trocken- u. Naßbaggerung

Abbildung 3.1: Schematische Darstellung zur Begriffsdefinition "Baggergut" nach KÖTHE (1995) aus DWA-M361-1(2008)

3.2 Umgang mit Baggergut^{9,10}

In Anlehnung an das Kreislaufwirtschaftsgesetz (KrWG, 2012) soll beim Umgang mit Baggergut nach folgender Hierarchie gehandelt werden:

- Vermeiden/Vermindern
- Umlagern
- Verwenden
- Verwerten
- Ablagerung

Eine gute Übersicht über die Abläufe im Umgang mit Baggergut liefert die Abbildung 3.2.

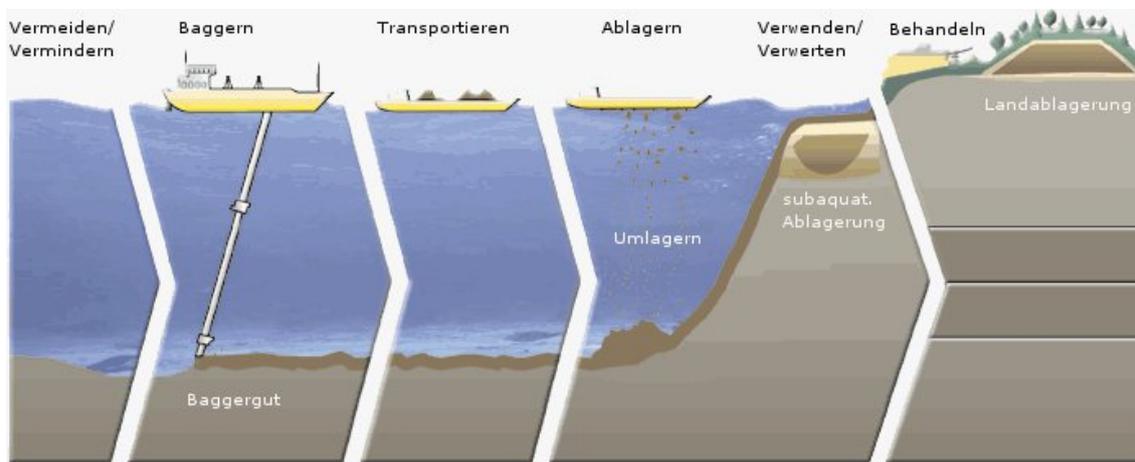


Abbildung 3.2: Übersicht über den Umgang mit Baggergut (HTG, 2002)

Im Vorfeld einer jeden Maßnahme, bei der Baggergut anfällt, ist eine Bestandserhebung der Baggergutmengen und eine stoffspezifische Beschreibung des Baggerguts durchzuführen. Da Baggergut aus anorganischen und organischen Bestandteilen zusammengesetzt sein kann, ist eine Analyse der Komponenten von großer Bedeutung. Gesteine und deren Verwitterungsprodukte zählen zu den anorganischen Bestandteilen. Die organischen Bestandteile bilden Mikroorganismen, Überreste von Makrophyten und andere unbelebte organische Sinkstoffe. Dazu kommen chemische Verbindungen, die z.B. über Niederschlag oder Einleitung in das Gewässer gelangt sind und sich durch Ausfällung abgelagert haben.

Für die Beurteilung von Baggergut sind daher physikalische, chemische, biologische und ökotoxikologische Untersuchungen notwendig. Bei der Analyse der physikalischen Eigenschaften des Baggerguts werden Messgrößen wie Bodenart,

⁹ HTG, 2002

¹⁰ DWA-M 362-1, 2008

Korngrößenverteilung, Dichte und Wassergehalt ermittelt. Diese Größen werden unter anderem für die Auswahl der Bagbertechnik benötigt. Für eine mögliche Umlagerung des gebaggerten Materials sind Kenntnisse über chemische Messgrößen (wie TOC (engl.: total organic carbon), Schwermetalle und organische Verbindungen), biologische Eigenschaften (wie Sauerstoffzehrung und Eutrophierungspotenzial) und eine ökotoxikologische Wirkung des Baggerguts nötig.

3.2.1 Vermeiden/Vermindern

Zur Sicherung der Schiffbarkeit eines Gewässers und um den nötigen Tiefgang zu gewährleisten, ist es notwendig, im Rahmen einer Unterhaltungs- oder Ausbaumaßnahme das auf natürlichem Weg sedimentierte Material aus dem Gewässer zu entfernen. Hierbei lässt sich nicht vermeiden, dass Baggergut anfällt. Lediglich die Menge des Baggerguts lässt sich langfristig durch wasserbauliche Maßnahmen verringern. Zu diesen Maßnahmen gehören unter anderem Einschnürungen oder Umlenkewände zur Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit und damit einhergehender Reduktion der Sedimentation. Auch Sedimentfänge, in denen sich das Material gezielt ablagern soll, verringern die Ablagerung von Sedimenten an unerwünschten Stellen.

3.2.2 Umlagern

Die Umlagerung von Baggergut ist die wirtschaftlichste Form der Unterbringung und sollte daher immer angestrebt werden. Zudem bilden Sedimente die Lebensgrundlage für viele im Wasser lebende Organismen und somit sollte auch aus ökologischen Gründen das gebaggerte Material im Gewässer verbleiben. Weitere positive Aspekte einer Umlagerung sind die Schonung des Feststoffhaushalts des Gewässers und die Möglichkeit der Auffüllung von Übertiefen mit dem gebaggerten Material.

Eine Umlagerung kann sowohl unter als auch über Wasser erfolgen. Mit einer Egge oder durch Wasserinjektion wird das Sediment an der Gewässersohle gelockert und durch die Strömung abtransportiert. Unebenheiten an der Gewässersohle können mit einem Bodenplanierer ausgeglichen werden. Bei der Umlagerung über Wasser wird das Sediment zunächst durch einen geeigneten Bagger aufgenommen und anschließend durch Schuten transportiert und verklappt oder über Rohrleitungen zum Unterbringungsort transportiert und dort eingespült. Die Arbeitsgänge Baggern, Transportieren und Einspülen vereinen Laderaumbagger (Hopperbagger).

Im Allgemeinen kann eine Umlagerung durchgeführt werden, wenn das Baggergut:

- Zu mehr als 90% aus Sand, Kies und Geröll besteht,
- Sich aus dem Geschiebetransport des Gewässers gebildet hat und
- Kein Verdacht auf Verunreinigung besteht.

Zudem ist darauf zu achten, dass sich die Korngrößenverteilung des Baggerguts und der Sedimente am Unterbringungsort ähnelt. Werden diese Kriterien nicht erfüllt, so müssen die Eigenschaften des Baggerguts bestimmt werden. Weiterhin soll das Baggergut nur an Stellen untergebracht werden, die nach der Wertetabelle Fauna der VV1401 eine sehr geringe bis geringe Wertigkeit aufweisen. Flächen mit Unterwasservegetation sollten grundsätzlich gemieden werden, um die ökologischen Nachteile durch eine Umlagerung so gering wie möglich zu halten.

3.2.3 Verwenden

Ist eine Umlagerung nicht möglich, so soll die unmittelbare Verwendung geprüft werden. Unter unmittelbarer Verwendung ist zu verstehen, dass das Baggergut ohne eine Behandlung einem neuen Einsatzgebiet zugeführt wird. Das Baggergut kann dann z.B. als Hinterfüllung von Kaimauern, als Baumaterial oder beim Bau von künstlichen Inseln eingesetzt werden. Eine Zwischenlagerung des Materials ist auch möglich, solange die neue Zweckbestimmung vor der Ablagerung feststeht. Andernfalls wäre die Unmittelbarkeit gemäß der „Handlungsanweisung für den Umgang mit Baggergut im Binnenland“ (HABAB-WSV) nicht gegeben.

3.2.4 Verwerten

Im Gegensatz zur Verwendung geht der Verwertung eine Behandlung des Baggerguts voraus. Die Behandlung hat das Ziel die Eigenschaften des Baggerguts zu verbessern und die Schädlichkeit zu verringern, sodass eine Verwertung möglich ist. Die Schadwirkung kann auf verschiedene Weisen reduziert werden.

Die einfachste Möglichkeit ist die Schadstoffabtrennung. Die Schadstoffe im Baggergut befinden sich hauptsächlich in der Feinkornfraktion, daher bietet sich eine Korngrößenklassierung an. Mit der Sortierung (Flotation) ist es möglich, die belasteten organischen Bestandteile von der schadstofffreien mineralischen Fraktion zu trennen.

Eine weitere Möglichkeit ist die Schadstoffzerstörung. Dabei werden die organischen Schadstoffe durch Verbrennung oder biologischen Abbau eliminiert. Diese Verfahren

setzen eine Trocknung des Baggerguts voraus. Die Entwässerung kann durch Aufsetzen in flache Mieten auf der Ablagerungsfläche oder durch mechanische Behandlung in Siebband- oder Filterkammerpressen erreicht werden.

Die Schadstoffeinbindung ist eine sehr aufwendige Methode zur Eliminierung der Schadstoffe aus dem Baggergut. Auch hier ist eine Entwässerung vor der weiteren Behandlung nötig. Unter Verwendung von hohen Temperaturen oder durch Zugabe von Chemikalien werden die Schadstoffe in die Struktur des Baggerguts eingebunden und so immobilisiert.

Das so behandelte schadstoffabgereicherte Baggergut kann dann unter anderem als Dichtungsmaterial im Deponie- und Spülfeldbau, im Küstenschutz, im Wegebau oder als Bodenstrukturverbesserung im Landbau eingesetzt werden. Sande sind im Allgemeinen nach der Klassierung verwertbar, während ton-, organik- und kalkhaltige Feinfraktionen dem sogenannten Reifungsprozess unterzogen werden müssen. Der schadstoffkonzentrierte Reststoff aus der Behandlung muss in der Regel beseitigt werden.

3.2.5 Ablagerung

Ist weder eine Umlagerung noch eine Verwendung oder Verwertung des gebaggerten Materials möglich, so handelt es sich nach dem KrWG um Abfall zur Beseitigung. Die Ablagerung kann sowohl an Land als auch unter Wasser (subaquatische Ablagerung) erfolgen. An Land erfolgt dies hauptsächlich auf Deponien. In den meisten Fällen ist eine Vorbehandlung, hauptsächlich die Entwässerung, zwingend erforderlich. Die Ablagerung unter Wasser erfordert hingegen keine Vorbehandlung. Bei der gesicherten Unterbringung in einem Gewässer werden die geringere Mobilität von Schadstoffen unter Wasser und die durch die kompakte Lagerung des Baggerguts verhinderte Durchströmung ausgenutzt.

3.3 Rechtliche Vorgaben zum Umgang mit Baggergut^{11,12}

In Deutschland existiert bislang keine einheitliche Regelung zum Umgang mit Baggergut. Je nach Unterbringungsweg werden die verschiedensten Gesetzesgebiete, wie Abfall-, Wasser-, Naturschutz- und Bodenschutzrecht, berührt. Die Vorgaben müssen dann vorhabenspezifisch aus den unterschiedlichen Gesetzen, Verordnungen und Richtlinien zusammengestellt werden.

Im Folgenden werden Gesetze und Verordnungen vorgestellt, die bei der Entstehung, Behandlung und Entsorgung von Baggergut zu beachten sind.

3.3.1 Kreislaufwirtschaftsgesetz (KrWG)

Das Kreislaufwirtschaftsgesetz (KrWG) soll nach § 1 *„die Kreislaufwirtschaft zur Schonung der natürlichen Ressourcen fördern und den Schutz von Mensch und Umwelt bei der Erzeugung und Bewirtschaftung von Abfällen sicherstellen.“* Im KrWG wird nach § 3 Abs. 1 der Begriff Abfall wie folgt definiert: *„Abfälle [] sind alle Stoffe oder Gegenstände, derer sich ihr Besitzer entledigt, entledigen will oder entledigen muss. Abfälle zur Verwertung sind Abfälle, die verwertet werden; Abfälle, die nicht verwertet werden, sind Abfälle zur Beseitigung.“* Die Einstufung ob es sich bei dem gebaggerten Material um Abfall handelt oder nicht, hängt also zunächst nur vom Entledigungswillen und nicht von der stofflichen Zusammensetzung ab. Gemäß § 3 Abs. 4 KrWG besteht aber eine Entledigungspflicht für Stoffe oder Gegenstände, die *„nicht mehr entsprechend ihrer ursprünglichen Zweckbestimmung verwendet werden, auf Grund ihres konkreten Zustandes geeignet sind, gegenwärtig oder künftig das Wohl der Allgemeinheit, insbesondere die Umwelt, zu gefährden und deren Gefährdungspotenzial nur durch eine ordnungsgemäße und schadlose Verwertung oder gemeinwohlverträgliche Beseitigung nach den Vorschriften dieses Gesetzes und der auf Grund dieses Gesetzes erlassenen Rechtsverordnungen ausgeschlossen werden kann.“*

Bei jedem Vorhaben muss nach § 6 Abs. 1 KrWG zunächst die Möglichkeit der Vermeidung, Umlagerung, Verwendung oder auch der Entsorgung des anfallenden Baggerguts geklärt werden. Somit wird schon im Vorfeld festgelegt, ob es sich bei dem zu baggernden Material um Abfall handelt oder nicht. Der Prozess der Entscheidungsfindung ist in der Abbildung 3.3 dargestellt.

¹¹ DWA-M 362-1, 2008

¹² KÖTHER, 1995

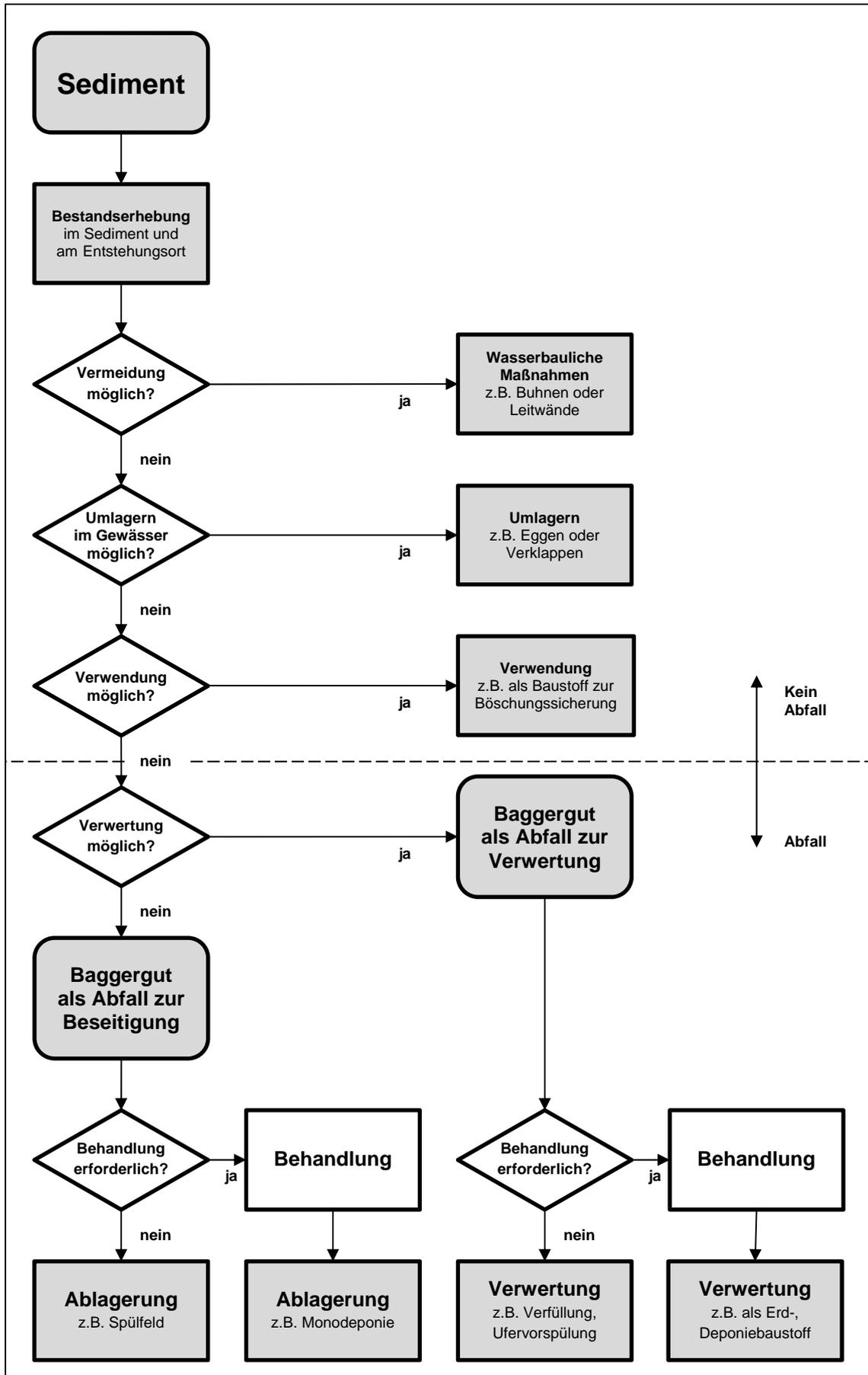


Abbildung 3.3: Abfallbegriff in Bezug auf Baggergut (DWA-M 362-1, 2008)

3.3.2 Abfallverzeichnis-Verordnung (AVV)

Die Abfallverzeichnis-Verordnung (AVV) ist die Umsetzung des europäischen Abfallkataloges (2000/532/EG). Zweck des europäischen Abfallkataloges und der Abfallverzeichnis-Verordnung ist es einen europaweit einheitlichen Abfallschlüssel einzuführen, und so Abfall anhand dieses sechsstelligen Abfallschlüssels leichter identifizieren zu können. In der Gruppe 1705 „Boden (einschließlich Aushub von verunreinigten Standorten), Steine und Baggergut“ sind zwei Schlüsselnummern zu finden:

1. 170505* Baggergut, das gefährliche Stoffe enthält und
2. 170506 Baggergut mit Ausnahme desjenigen, das unter 170505 fällt.

Das Sternchen (*) weist hier auf die Gefährlichkeit des Abfalls hin. Die Unterteilung in gefährlichen und nicht gefährlichen Abfall gestaltet sich hier problematisch, da für Stoffverbindungen, wie z.B. Organozinnverbindungen in Baggergut keine Zuordnungskriterien vorliegen. Dann werden von den Behörden in Abhängigkeit von der Belastung des Baggerguts und des Unterbringungsorts Einzelfallentscheidungen getroffen. Die Konzentration gängiger Stoffe, wie z.B. Schwermetallen im Baggergut liegt in Deutschland im Allgemeinen weit unter dem festgelegten Grenzwert, sodass es nicht zu einer Einstufung als gefährlicher Abfall führt.

3.3.3 Deponieverordnung (DepV)

Die Deponieverordnung (DepV) regelt die Einrichtung, den Betrieb, die Stilllegung und die Nachsorge von Deponien und Langzeitlagern. Auch Regelungen zur Behandlung und Ablagerung von Abfällen sind hier zu finden. Die Deponien werden in der DepV in verschiedene Deponieklassen (DK) unterteilt:

3. DK 0 (oberirdische Deponie für Inertabfälle)
4. DK I (oberirdische Deponie für nicht gefährliche Abfälle)
5. DK II (oberirdische Deponie für nicht gefährliche Abfälle, die aufgrund ihrer höheren Schadstoffbelastung nicht in DK I abgelagert werden dürfen)
6. DK III (oberirdische Deponie für gefährliche Abfälle)
7. DK IV (Untertagedeponie)

Die einzelnen Deponieklassen unterscheiden sich hinsichtlich der zur Ablagerung erlaubten Stoffe und der Systemkomponenten. Auf einer Deponie der Klasse 0 dürfen nur Inertabfälle, also Abfälle, die unter den Bedingungen auf der Deponie mit

potenziellen Reaktionspartnern (wie Luft oder Wasser) nicht oder nur in sehr geringem Maß reagieren, abgelagert werden. An die geologische Barriere und die mineralische Entwässerungsschicht einer Deponie der Klasse 0 werden nur geringe Anforderungen gestellt. Diese Anforderungen steigen mit der Deponieklasse. So wird ab DK I eine mineralische Dichtungsschicht und ab DK II zusätzlich eine Kunststoffdichtungsbahn gefordert.

Nach § 2 Abs. 31 der DepV ist Baggergut ein spezifischer Massenabfall, der aufgrund seiner Materialeigenschaften und den in der DepV festgelegten Zuordnungskriterien regelmäßig in eine zu hohe Deponieklasse eingeordnet würde. So übersteigt der hohe Anteil an organischer Substanz im feinkörnigen Baggergut die Zuordnungskriterien der DK 0 und DK I (TOC < 1 Masse-%) und häufig auch der DK II (TOC < 3 Masse-%). Nach § 6 Abs. 6 DepV sind Überschreitungen einzelner Zuordnungswerte bei spezifischen Massenabfällen, insbesondere des TOC, mit Zustimmung der zuständigen Behörde möglich. Zudem muss durch den Betreiber der Deponie nachgewiesen werden, dass durch die Ablagerung das Wohl der Allgemeinheit nicht beeinträchtigt wird. Flüssige Abfälle, zu denen auch Baggergut gehören kann, dürfen nach § 7 Abs. 1 DepV nicht abgelagert werden. So muss Baggergut mit hohem Wassergehalten vor einer Ablagerung entwässert werden.

3.3.4 Wasserhaushaltsgesetz (WHG)

Im Wasserhaushaltsgesetz (WHG) wurde die am 22.10.2000 in Kraft getretene europäische Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) in deutsches Recht umgesetzt. Ziel des WHG ist es nach § 1 WHG *„durch eine nachhaltige Gewässerbewirtschaftung die Gewässer als Bestandteil des Naturhaushalts, als Lebensgrundlage des Menschen, als Lebensraum für Tiere und Pflanzen sowie als nutzbares Gut zu schützen“*. Bei Maßnahmen, die sich auf ein Gewässer auswirken können, soll gemäß § 5 Abs. 1 WHG darauf geachtet werden

1. *„Eine nachteilige Veränderung der Gewässereigenschaften zu vermeiden,*
2. *Eine mit Rücksicht auf den Wasserhaushalt gebotene sparsame Verwendung des Wassers sicherzustellen,*
3. *Die Leistungsfähigkeit des Wasserhaushalts zu erhalten und*
4. *Eine Vergrößerung und Beschleunigung des Wasserabflusses zu vermeiden.“*

Zudem sollen die Gewässer nachhaltig, unter Berücksichtigung des Klimawandels, bewirtschaftet werden und es sind mögliche Auswirkungen bei der Bewirtschaftung von einem auf ein anderes Schutzgut zu berücksichtigen.

Baggergut wird im WHG nicht erwähnt. Es wird lediglich in § 9 WHG das Entnehmen und Einbringen fester Stoffe aus bzw. in ein Gewässer als Benutzung definiert. Weiter wird in § 39 WHG die Gewässerunterhaltung geregelt. Aussagen über einzuhaltende Grenzwerte in Bezug auf die Schadstoffbelastung von Baggergut, welches umgelagert oder in ein Gewässer eingebracht werden soll, werden nicht getroffen.

3.3.5 Bundesnaturschutzgesetz (BNatSchG)

Ziele des Bundesnaturschutzgesetzes (BNatSchG) sind nach § 1 Abs. 1 Natur und Landschaft „so zu schützen, dass

1. Die biologische Vielfalt,
2. Die Leistungs- und Funktionsfähigkeit des Naturhaushalts einschließlich der Regenerationsfähigkeit und nachhaltigen Nutzungsfähigkeit der Naturgüter sowie
3. Die Vielfalt, Eigenart und Schönheit sowie der Erholungswert von Natur und Landschaft

auf Dauer gesichert sind.“ Somit können, wenn eine Maßnahme eine nachhaltige Beeinträchtigung der Leistungsfähigkeit des Naturhaushaltes hervorruft, Ausgleichs- und/oder Ersatzmaßnahmen gemäß § 8 BNatSchG erforderlich sein. Soll gebaggertes Material in „Natura 2000“ Gebieten abgelagert werden, so kommt Abschnitt 2 des BNatSchG zum Tragen. Das Wissen über geschützte Meeresgebiete nach § 57 BNatSchG ist dann von Bedeutung, wenn für eine Strandaufspülung Sand aus dem Meer entnommen werden soll.

3.3.6 Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPG)

Mit dem Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPG) wird nach § 1 das Ziel verfolgt, „dass bei bestimmten öffentlichen und privaten Vorhaben sowie bei bestimmten Plänen und Programmen zur wirksamen Umweltvorsorge nach einheitlichen Grundsätzen

1. *Die Auswirkungen auf die Umwelt im Rahmen von Umweltprüfungen (Umweltverträglichkeitsprüfung und Strategische Umweltprüfung) frühzeitig und umfassend ermittelt, beschrieben und bewertet werden,*
2. *Die Ergebnisse der durchgeführten Umweltprüfungen*
 - a) *Bei allen behördlichen Entscheidungen über die Zulässigkeit von Vorhaben,*
 - b) *Bei der Aufstellung oder Änderung von Plänen und Programmen so früh wie möglich berücksichtigt werden.“*

Eine Umweltverträglichkeitsprüfung ist in der Regel bei Ausbaumaßnahmen an einem Gewässer von Nöten. Gegebenenfalls ist sie auch erforderlich, wenn Baggergut in ein Gewässer eingebracht werden soll, da dies eine Gewässerbenutzung nach § 3 Abs. 1 WHG darstellt.

3.3.7 Bundes-Bodenschutzgesetz (BBodSchG)

Das Bundes-Bodenschutzgesetz (BBodSchG) verfolgt nach § 1 das Ziel *„nachhaltig die Funktionen des Bodens zu sichern oder wiederherzustellen. Hierzu sind schädliche Bodenveränderungen abzuwehren, der Boden und Altlasten sowie hierdurch verursachte Gewässerverunreinigungen zu sanieren und Vorsorge gegen nachteilige Einwirkungen auf den Boden zu treffen. Bei Einwirkungen auf den Boden sollen Beeinträchtigungen seiner natürlichen Funktionen sowie seiner Funktion als Archiv der Natur- und Kulturgeschichte so weit wie möglich vermieden werden.“* Das BBodSchG gibt somit Vorgaben zum Schutz des Bodens vor schädlichen Veränderungen und zur Sanierung von Altlasten. Im Gegensatz dazu werden in der Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung (BBodSchV) Regelungen zur Untersuchung und Bewertung von schädlichen Bodenveränderungen und Altlasten getroffen. Es kann daher als Ergänzung zum BBodSchG gesehen werden.

In Bezug auf Baggergut ist der § 12 BBodSchV von besonderer Bedeutung. In ihm werden die *„Anforderungen an das Aufbringen und Einbringen von Materialien auf oder in den Boden“* geregelt.

3.3.8 Weitere Gesetze und Richtlinien

Neben den oben ausführlich besprochenen Gesetzen sind im Umgang mit Baggergut weitere Regelungen nötig. Das Bundeswasserstraßengesetz (WaStrG) regelt unter anderem die Unterhaltung der Wasserstraßen. Darunter fällt auch die Räumung,

Freihaltung und Pflege des Gewässerbettes zur Erhaltung der Schiffbarkeit. Der Schutz der Meere vor Verschmutzung durch das Einbringen von Abfällen oder anderen Stoffen und Gegenständen ist Ziel des Hohe-See-Einbringungsgesetz (HoheSeeEinbrG). Nach § 4 HoheSeeEinbrG ist Baggergut von dem Verbot der Einbringung in die Hohe See ausgenommen. Das Bundes-Immissionsschutzgesetz (BImSchG) regelt die zulässigen Emissionen von Anlagen, zu denen auch Anlagen zur Behandlung von Baggergut zählen.

Es existieren neben den angeführten Gesetzen und Vorschriften weitere Richtlinien. Im Küstenbereich fand bis August 2009 die „Handlungsanweisung für den Umgang mit Baggergut im Küstenbereich“ (HABAK-WSV) Anwendung. Sie traf Aussagen über die Untersuchung, Bewertung und Ablagerung von Baggergut. Die vorgeschriebenen Untersuchungen umfassten sedimentologische, chemische und biologische Analysen. Richtwerte für die Einordnung der Ergebnisse wurden mit angegeben sowie Kriterien für die Auswahl eines Unterbringungsortes. Ergänzend zur HABAK-WSV wurde 2001 das „Konzept zur Handhabung von Tributylzinn(TBT)-belastetem Baggergut im Küstenbereich“ von der Bundesrepublik Deutschland und den fünf Küstenbundesländern (Bremen, Hamburg, Mecklenburg-Vorpommern, Niedersachsen, Schleswig-Holstein) herausgegeben. Im August 2009 haben die „Gemeinsamen Übergangsbestimmungen zum Umgang mit Baggergut in den Küstengewässern“ die HABAK-WSV abgelöst und sollen bis zur Fertigstellung der neuen HABAK gelten. Wichtige Änderungen im Gegensatz zur HABAK-WSV ist die Einführung separater Richtwerte für die Belastung von Baggergut für Nord- und Ostsee sowie Aufnahme der Richtwerte für TBT.

Für den Binnenbereich existiert die „Handlungsanweisung für den Umgang mit Baggergut im Binnenland“ (HABAB-WSV). Sie ist ähnlich wie die HABAK-WSV aufgebaut. Neben Untersuchungen zur Beschaffenheit des Baggerguts werden hier die rechtlichen Vorgaben in Deutschland ausführlich erläutert und die verschiedenen Unterbringungsmöglichkeiten im Gewässer und an Land aufgezeigt.

3.4 Baggergut im Deichbau

3.4.1 Allgemeines zum Deichbau

Die Hauptaufgabe von Deichen ist es die dahinterliegenden Landschaften vor einer Überschwemmung bei einem Hochwasserereignis zu schützen. Da die Deiche an die jeweiligen örtlichen Gegebenheiten (wie Untergrundverhältnisse, zu erwartende Beanspruchungen und verwendeten Baustoffe) angepasst werden müssen und sich in die Landschaft einfügen sollen, können keine Regelprofile für Deiche festgelegt werden.

Nach DIN 19712 können Flussdeiche aus einem homogenen Material mit geringer Durchlässigkeit oder zoniert gebaut werden. Bei einem zonierten Deich wird auf der Wasserseite ein Material mit geringer Durchlässigkeit und auf der Landseite eines mit großer Durchlässigkeit verbaut. Anzustreben ist der Aufbau des Deiches in drei Zonen. In Abbildung 3.4 ist der Aufbau eines 3-Zonen-Deiches schematisch dargestellt.

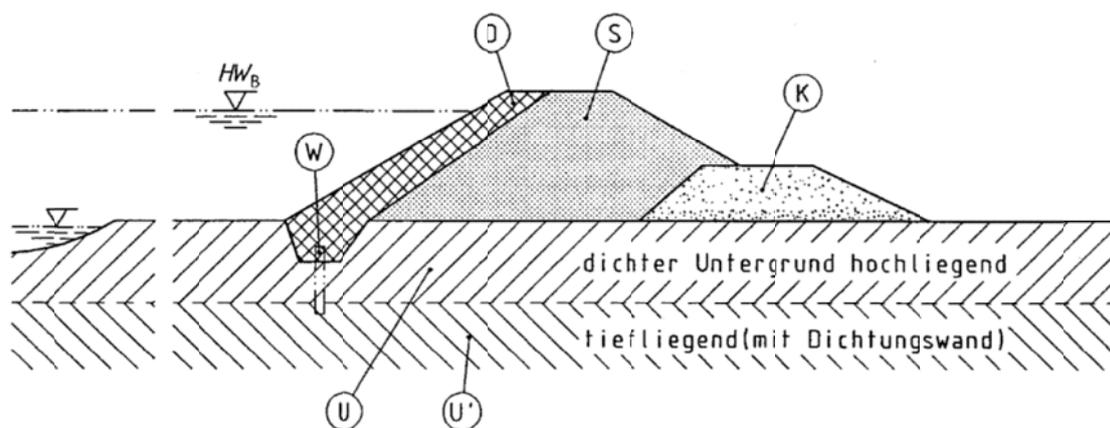


Abbildung 3.4: Aufbau eines 3-Zonen-Deiches mit der Dichtungsschicht (D) – Zone 1, dem durchlässigen Stützkörper (S) – Zone 2, dem stärker durchlässigen Dränkörper (K) – Zone 3, der wandartigen Dichtung (W), dem dichten Untergrund (U) und dem tieferliegenden Untergrund (U') (nach DIN 19712)

Der Vorteil eines 3-Zonen-Deiches gegenüber einem homogenen Deich besteht in der guten Durchlässigkeit des Stützkörpers und des Dränkörpers und dem damit verbundenen geringen Sickerwasseranfall, was zu einer guten Entwässerung der landseitigen Böschung führt. Zudem bietet der Stützkörper aus Kiessand eine höhere Sandsicherheit als ein Stützkörper aus bindigem Material.

Die Dichtung des Deiches kann auch als Innendichtung ausgebildet werden. Sie wird von der Deichkrone bis zum dichten Untergrund geführt. Dadurch wird eine sehr gute Überdeckung von beiden Seiten erreicht und die Dichtung ist gut gegen äußere

Einwirkungen geschützt. Tonig schluffiger Boden eignet sich als Dichtungselement für einen neu gebauten Deich. Bei einer Deichsanierung werden Beton-, Schlitz- oder Spundwände hergestellt.

Seedeiche bestehen im Allgemeinen aus einem Sandkern und einer Abdeckung, die je nach Vorhandensein aus Mergel oder Klei besteht.

3.4.2 *Verwertung des Baggerguts im Deichbau*¹³

Für den Einsatz von Baggergut im Deichbau existieren bislang keine Vorschriften oder Regelungen. Da es in großen Mengen an der Nord- und Ostsee anfällt und die Lagerflächen an Land zunehmend knapper werden, ist die Verwertung im Deichbau eine neue vielversprechende Methode Baggergut an Land zu lagern. In den „Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken“ (EAK 2002) werden Hinweise für die Aufbereitung und den Einbau von Baggergut gegeben.

So kann nichtbindiges Baggergut direkt ohne Entwässerung als Material für den Deichkern verwendet werden. Die Anforderungen an sandiges Baggergut entsprechen hierbei den Anforderungen an nichtbindige Bodenarten.

Bindiges Baggergut muss, da es oft einen zu hohen Wassergehalt aufweist, vor dem Einbau als Deichabdeckung entwässert werden. Dazu wird es in flache Mieten aufgesetzt und mehrmals umgelagert. Neben der Entwässerung wird so das Material homogenisiert. Eine weitere Verbesserung des Materials kann durch den Einsatz von Bodenmischgeräten erreicht werden. Dadurch wird das Baggergut zerkleinert und weiter homogenisiert. Die Entwässerung kann auch durch mechanische Anlagen wie Filterkammerpressen erfolgen. Steht im Vorfeld einer Maßnahme fest, dass das gebaggerte Material im Deichbau eingesetzt werden soll, so kann durch geeignete Baggertechnik die Wasserzugabe so gering wie möglich gehalten werden. Werden die Anforderungen an das Material nach der Entwässerung und Homogenisierung immer noch nicht erfüllt, so können durch Zugabe von Bindemitteln oder geeigneter Böden die Eigenschaften weiter verbessert werden.

Da Baggergut Klei und Mergel als Deichabdeckung ersetzen soll, werden die gleichen Anforderungen wie an die gängigen Materialien gestellt. Das Baggergut soll den Deichkern vor Wellenschlag und Erosion schützen, die Durchsickerung reduzieren und Grundlage für eine dichte Grasnarbe bilden. In der EAK werden einzuhaltende

¹³ EAK 2002, 2007

Grenzwerte für Baggergut genannt, aber es wird auch auf Grenzwerte, die für Klei gelten, verwiesen.

Der Einbau sollte aufgrund des bröckeligen Gefüges in dünnen Lagen von nicht mehr als 0,3 m erfolgen. Eine ausreichende Verdichtung wird durch das Befahren der Böschung mit dem Einbaugerät (Raupe, Bagger) erreicht. Zusätzlich kann eine Schaffußwalze verwendet werden.

3.4.3 Beispiele für die Verwertung von Baggergut im Deichbau

Neben den zahlreichen Verwertungsmöglichkeiten, wie die Bodenverbesserung in der Landwirtschaft, der Einsatz im Deponiebau, die Verfüllung von Hafenbecken und in der Ziegelproduktion, wird Baggergut auch zum Bau von Spülfelddämmen verwendet, was eine Anwendung im Deichbau impliziert. Im Folgenden werden einige Beispiele für die Verwertung von Baggergut im Deichbau vorgestellt.

Ellerholzkanal, Hamburg^{14,15}

Das Projekt lief im Zeitraum von 2004 bis 2010 und sollte das hydraulische Verhalten und das Potenzial zur Mobilisierung von Schadstoffen von METHA-Schlick untersuchen. METHA steht für Mechanische Trennung von Hafensediment und bezeichnet eine Aufbereitungsanlage in Hamburg. Zu diesem Zweck wurden zwei Testfelder gebaut. Testfeld 1 wurde auf herkömmliche Weise mit einer 1 m mächtigen Kleiabdeckung gebaut. Auf Testfeld 2 wurde als Abdeckung zunächst 0,7 m METHA-Schlick aufgebracht, der mit 0,3 m Klei abgedeckt wurde. Das Untersuchungsprogramm umfasste bodenphysikalische und bodenchemische Kennwerte, Abflüsse aus den Testfeldern sowie die Analyse der Feststoffe und des Sickerwassers. Es war zu beobachten, dass sich infolge von Durchwurzelung und Schrumpfung die Sickerwasserraten in Testfeld 2 erhöhten. Die Dichtwirkung des Baggerguts glich sich aber im weiteren Verlauf der des Kleis an. Zudem war die Emission anorganischer und organischer Schadstoffe sehr gering.

¹⁴ GRÖNGRÖFT, et al., 2005

¹⁵ GEBERT, et al., 2010

Norddeich CT 4, Bremerhaven¹⁶

Im Zuge der Erweiterung des Containerterminals in Bremerhaven wurde zum Schutz des Terminalgeländes vor Sturmfluten und Hochwässer ein 900 m langer Deich gebaut. Ursprünglich wurde ein Sandkern vorgesehen, der dann durch Bremerhavener Baggergut ersetzt und mit Klei abgedeckt wurde. Das Baggergut stammt vom „Spülfeld westlich der Lune“. Nach umfassenden Untersuchungen konnte das Material nach den Zuordnungswerten aus LAGA Mitteilungen 20 „Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Abfällen“ in die Einbauklasse Z 1.2 eingestuft werden. Die in der EAK 2002 gestellten Anforderungen für Klei wurden ebenfalls erfüllt. Während des Baus hat sich gezeigt, dass eine erdbautechnische Verarbeitung problemlos möglich ist und keine Beeinträchtigungen für den Bauablauf entstehen.

Weitere Beispiele sind der Drewer Hauptdeich in Hamburg, der Maadedeich im Landkreis Friesland und der Testdeich auf dem Spülfeld in Drigge (Rügen).

¹⁶ HTG, 2006

4 Untersuchungen zu Erosion an Deichböschungen

In der Vergangenheit wurden zahlreiche großmaßstäbliche und kleinmaßstäbliche Versuche zur Wirkung ablaufenden Wassers auf Böschungen durchgeführt. Der Vorteil bei großmaßstäblichen Versuchen ist die Nähe zu realen Bedingungen. Diese Versuche sind aber meist mit einem sehr hohen Aufwand verbunden. Mit kleinmaßstäblichen Versuchsaufbauten können mit relativ geringem Aufwand viele Versuchsreihen mit unterschiedlichen Randbedingungen untersucht werden. Eine Übertragung der Ergebnisse auf die Natur ist allerdings schwierig und somit werden kleinmaßstäbliche Versuche zur Erfassung der grundlegenden Gesetzmäßigkeiten eingesetzt.

Im folgenden Kapitel wird eine Auswahl an durchgeführten Untersuchungen zur Erosionsstabilität an Böschungen besprochen. In der Literatur sind weitere Versuche, wie die Überströmungsversuche im Projekt BWPLUS, die Versuche von GERSTGRASER und die In Situ Erosion Flume, beschrieben. Da bei diesen Versuchen andere Böschungsabdeckungen untersucht wurden oder die Untersuchung nicht in einer Strömungsrinne durchgeführt wurde, werden sie hier nur erwähnt.

4.1 Großmaßstäbliche Versuche

4.1.1 *EroGRASS-Projekt*¹⁷

Im Rahmen des EroGrass-Projektes sollte 2009 die Erosionsstabilität einer begrünten Deichböschung untersucht werden. Zu diesem Zweck wurde im Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrums Küste (FZK) in Hannover ein Modelldeich errichtet. Für die Außenböschung des Deiches wurde eine Neigung von 1:4 gewählt. Die steilere Böschung, anstatt der üblichen Neigung von 1:6, wurde gewählt um den Einfluss des Wellenbrechens auf die Deichböschung ohne die dämpfende Wirkung des Wellenrücklaufs zu untersuchen. Für die Binnenböschung wurde das übliche Gefälle von 1:3 gewählt. Die Höhe des Deiches betrug 5,8 m und die Krone war 2,2 m breit. Der Deich war 5 m lang, sodass die äußeren Begrenzungen die Wandungen des GWK bildeten. Für den Kern wurde Sand verwendet, der mit 0,6 m Ton abgedeckt wurde. Die Tonschicht wurde mit einer 0,2 m dicken Grasnarbe abgedeckt. Um das natürliche Aufsteilen von Wellen mit abnehmender Wassertiefe (Shoaling) zu simulieren, wurde

¹⁷ PIONTKOWITZ, 2009

vor dem Modelldeich eine Böschung mit einem Gefälle von 1:40 errichtet. Die Abbildung 4.1 zeigt einen Schnitt durch den Modelldeich.

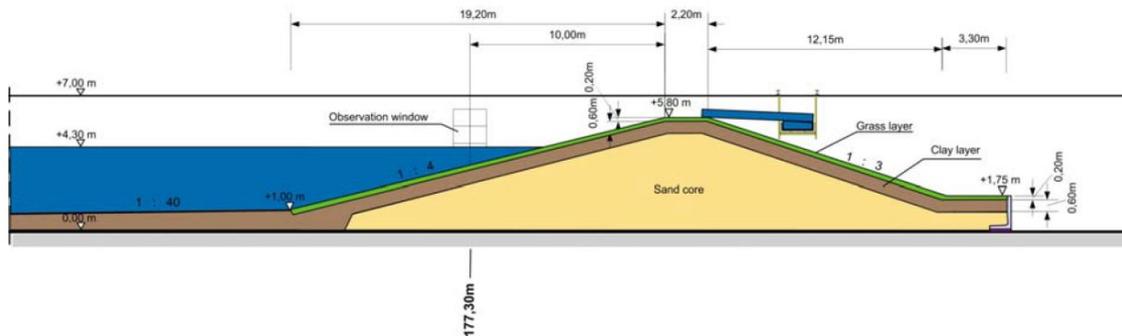


Abbildung 4.1: Schnitt durch den Modelldeich (PIONTKOWITZ, 2009)

Für die Grasabdeckung wurde die vorhandene Grasnarbe eines dänischen Seedeiches entfernt und zum FZK transportiert. Die Grassoden wurden auf dem Deich versetzt verlegt, um Längsfugen zu verhindern. Im Anschluss wurden die Fugen mit Ton gefüllt. Die Grasabdeckung wurde zur Regenerierung 4 Wochen lang mit künstlichem Licht beschienen. Um die Qualität der Durchwurzelung beurteilen zu können, wurde die Durchwurzelungsdichte bestimmt.

Das Testprogramm wurde in zwei Phasen unterteilt. In der ersten Phase wurde die Außenböschung auf die Erosionsstabilität gegen Wellenschlag und Wellenauflauf untersucht und in der zweiten Phase die Innenböschung auf Wellenüberlauf. Für die Messungen wurden im Wellenkanal und am Deich Wellenaufnehmer, Druckaufnehmer, Geschwindigkeitsmesser und ein Overtopping Container installiert. Der Overtopping Container diente der Bestimmung der Wassermenge beim Wellenüberschlag. Zur Beurteilung des Verhaltens der Grasabdeckung während eines Versuchs wurden Kameras aufgestellt.

In der ersten Testphase konnte beobachtet werden, dass die Grasabdeckung im Bereich der Brecherzone besonders stark angegriffen wurde. Gras, welches immer unter der Wasseroberfläche war, war nicht so stark degradiert, wie das in der Brecherzone. In der zweiten Testphase traten selbst bei einer Wassermenge von $108 \text{ m}^3/(\text{h} \cdot \text{m})$ keine Schäden an der Deichbinnenböschung auf.

In diesen Versuchen wurde gezeigt, dass

- Eine gut ausgebildete und intakte Grasabdeckung einen guten Schutz vor Wellenschlag bildet;
- Einzelne Wellen bei einer intakten Grasnarbe keine großen Schäden in der Grasabdeckung erzeugen;
- Es keine Erosion an der Innenböschung durch Wellenüberlauf mit einer Rate von $108 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m})$ gibt. Ähnliche Ergebnisse wurden im ComCoast-Projekt erreicht;
- Wiederholter Wellenschlag in kurzen Abständen zur Verschlechterung der Grasabdeckung führt.

4.1.2 ComCoast-Projekt¹⁸

Zur Untersuchung der Erosionsstabilität von Deichbinnenböschungen wurde 2007 im Rahmen des EU-Projektes ComCoast ein Wellenüberlaufsimulator entwickelt. Der Wellenüberlaufsimulator kam an vier Standorten zum Einsatz.

Zunächst wurden Versuche an unbegrüntem Böschungen durchgeführt. Es wurden Überlaufdaten von $3,6 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m})$, $18 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m})$ und $36 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m})$ eingestellt. Bereits bei einer Überlaufdaten von $3,6 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m})$ konnten erste Erosionserscheinungen beobachtet werden. Nach Erhöhung der Überlaufdaten setzte sich die Erosion an diesen Stellen fort.

Des Weiteren wurden begrünzte Böschungen untersucht. Bei einer Überlaufdaten von $108 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m})$ wurde die Grasnarbe in keinem Testfeld zerstört. Ein Testfeld zeigte signifikante Erosionserscheinungen bei einer Überlaufdaten von $180 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m})$. Eine Vielzahl an Testfelder hielt auch einer Belastung von $270 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m})$ stand.

4.1.3 Ermittlung der Erosionsrate mit einem Laserscanner¹⁹

Das von dem Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) geförderte KFKI-Projekt zur Belastung von Seedeichbinnenböschungen infolge Wellenüberlaufs untersuchte die Auswirkungen von Wellenüberlaufereignissen auf die Deichbinnenböschung. Schwerpunkte der Untersuchung waren die Infiltration in die Deichdeckschicht und die Reaktion des Bodens sowie Erosionserscheinungen an der Binnenböschung. Hierzu wurde im GWK des FZK in Hannover ein Modelldiich gebaut. Die Kronenbreite betrug $2,0 \text{ m}$ und die Kronenhöhe $6,0 \text{ m}$. Die Außenböschung

¹⁸ VAN DER MEER, et al., 2009

¹⁹ WIEBMAN, 2001

hatte eine Neigung von 1:6 und die Binnenböschung 1:3. Der Deichkern wurde aus Sand hergestellt. Als Abdeckung der Außenböschung wurde eine Asphaltschicht gewählt. Die Krone und die Binnenböschung wurden mit einer Kleischicht abgedeckt. Für die Untersuchungen wurden drei verschiedene Kleiböden eingesetzt.

Zur Bestimmung der Änderung des Wassergehalts wurden in der Deckschicht TDR-Sonden und Tensiometer verbaut. Für die Erosionsversuche wurden die drei Kleiböden in einen Erosionskasten eingebaut (Abbildung 4.2). Bei diesem Versuchsstand konnten Überlaufmengen von maximal 75,6 m³/h eingestellt werden. Eine Variation der Überstauhöhe in Form von Wellen war nicht vorgesehen, da hier der stationäre Abfluss die größere Belastung darstellt. Das erodierte Material wurde, damit es den Versuch nicht weiter beeinflusst, in Kübeln aufgefangen. In diesen Behältern konnten sich aufgrund langsamer Strömungsgeschwindigkeiten die feinen Bestandteile absetzen.

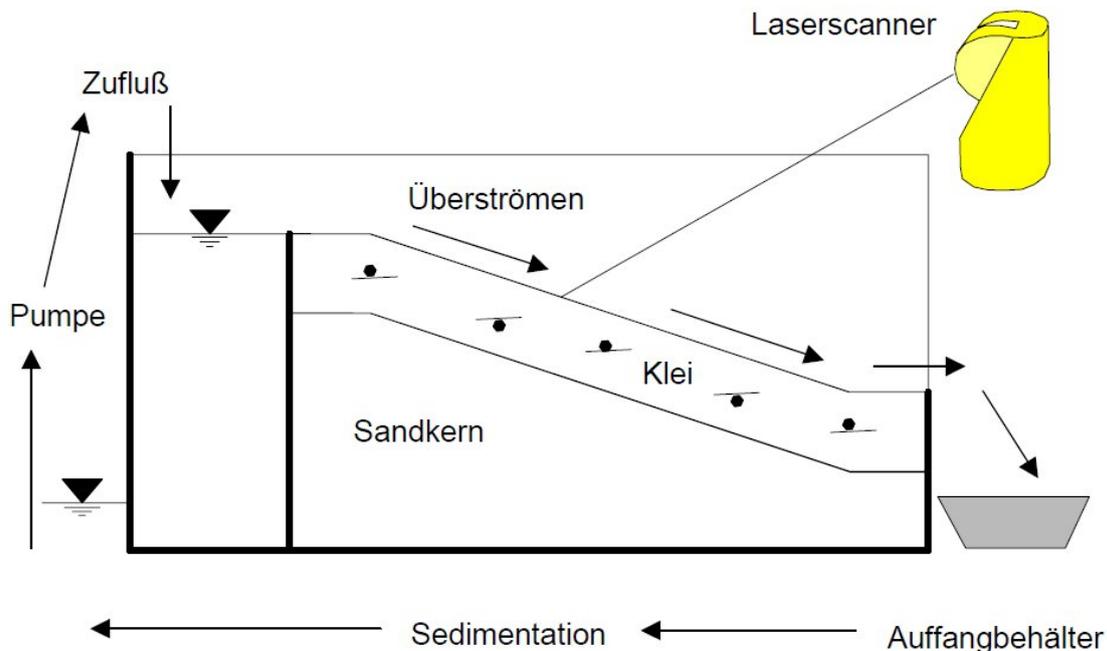


Abbildung 4.2: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Erosion (WEIßMANN, 2001)

Die Erosionsraten wurden mit einem Laserscanner ermittelt. Tiefe Erosionsnester und Rinnen konnten mit einem Scanner aufgrund von Schattenwirkung nicht vollständig erfasst werden, daher war eine Auswertung nur quantitativ möglich.

Während der Versuche stellt sich die Wandung des Erosionskastens als besonderes Problem heraus. Aufgrund der strömunglenkenden Wirkung der Wandung war die Beanspruchung höher als im Versuchsfeld. Zudem war wahrscheinlich die Verdichtung am Rand eine andere als im Feld. Des Weiteren bildete sich schon nach wenigen

Sekunden bei einem erosionsanfälligen Boden eine bevorzugte Strömungsrinne aus. Dort floss dann das gesamte überlaufende Wasser ab und vertiefte diese Strömungsrinne immer weiter, während die restliche Oberfläche größtenteils erhalten blieb. Außerdem konnte beobachtet werden, dass bei gleichbleibender Abflussmenge die Erosionsraten zu Beginn des Versuchs sehr hoch waren, wähen sich nach einiger Zeit ein Gleichgewicht einstellte und der Boden nicht mehr erodierte.

Als Ergebnis dieser Erosionsversuche wurde festgestellt, dass ein Laserscanner zur Ermittlung der Erosionsraten eingesetzt werden kann. Es hat gegenüber den herkömmlichen Verfahren den Vorteil, dass der Scanner berührungsfrei und ohne Messmarken arbeitet. Somit entsteht keine Störung des Erosionsprozesses. Zudem hat der Scanner eine hohe Auflösung, mit der auch lokale Erosionsereignisse erfasst werden können und ist wenig störanfällig, selbst bei nassen Oberflächen.

4.1.4 *Überströmungsversuche der North American Green (NAG)*²⁰

An der Colorado State University (CSU) wurden zur Bestimmung der kritischen Schubspannung großmaßstäbliche Versuche in einer Strömungsrinne durchgeführt. Die Versuche wurden nach den Empfehlungen der US amerikanischen Norm ASTM D 6460 - 07²¹ durchgeführt. Untersucht wurden drei verschiedene Erosionsschutzprodukte der Firma North American Green. Die SC 250 besteht aus 70% Stroh und 30% Kokos, die C350 aus 100% Kokos und die P550 aus 100% Polypropylen.

Diese Erosionsschutzprodukte wurden in den verschiedenen Stadien der Vegetationsentwicklung untersucht. In Phase 1 ist der Boden noch nicht bewachsen, sodass das Produkt die Funktionen Erosionsschutz und Schutz vor Abspülen von Samen erfüllen muss. Phase 2 ist als der Zeitraum zwischen Keimung und vollständig aus gebildeter Vegetation definiert. In dieser Phase trägt das Produkt neben den Pflanzen zum Erosionsschutz bei und schützt die noch jungen Pflanzen vor hohen Beanspruchungen durch Scherspannungen. In Phase 3, der vollständig ausgebildeten Vegetationsdecke, verstärkt das Erosionsschutzprodukt die Halme und schützt die Wurzelzone.

²⁰ North American Green, 2004

²¹ *Standard Test Method for Determination of Erosion Control Blanket (ECB) Performance in Protection Earthen Channels from Stormwater-Induced Erosion*

Die Erosionsschutzprodukte wurden auf hoch erosivem sandigen Lehm eingebaut. Die Testdauer betrug eine Stunde oder zehn Stunden. Nach jedem Ein-Stunden-Test wurden der Boden auf Erosion und das Erosionsschutzprodukt auf physikalische Schäden untersucht. Wurde keine Veränderung festgestellt, wurde der Durchfluss erhöht, bis die kritische Schubspannung erreicht wurde und der Boden erodierte. Als Kriterium für die Erosion wurde ein Bodenabtrag von 1,27 cm festgelegt.

Für die Untersuchungen wurden die Erosionsschutzprodukte in zwei verschiedene Rinnen eingebaut. Für Phase 1 und Phase 2 wurde eine Rinne mit 7% Gefälle verwendet. In Phase 3 wurde ein Gefälle von 50% gewählt, um höhere Scherspannungen erzeugen zu können. Hier wurden die Proben dann mit Scherspannungen bis zu 960 N/m² beaufschlagt.

Als Ergebnis aus allen Versuchen wurde festgestellt, dass die Erosionsschutzprodukte den Boden und die Vegetation sehr gut schützen und es selbst bei einer Scherspannung von 960 N/m² nicht zu einem Versagen kommt.

4.2 Kleinmaßstäbliche Versuche

4.2.1 *Erosion Function Apparatus*^{22,23}

Mit dem Erosion Function Apparatus (EFA) kann die kritische Geschwindigkeit und die kritische Schubspannung eines Bodens im Laborversuch festgestellt werden. Dazu wird die Bodenprobe in einen Wassertunnel mit dem Querschnitt $A = 50,8 \times 101,6$ mm eingebaut. Der Durchmesser der Bodenprobe beträgt 76,7 mm. Sie wird so in den Wassertunnel eingebaut, dass sie 1 mm in ihn hineinragt. Dann wird die Probe mit einer definierten Fließgeschwindigkeit angeströmt ($< 1,0$ m/s). Die Fließgeschwindigkeit wird solange erhöht, bis Bodenerosion zu erkennen ist. Bei bindigen Böden werden Fließgeschwindigkeiten bis zu 3 m/s erreicht. Ist die kritische Geschwindigkeit erreicht, wird die Fließgeschwindigkeit stufenweise erhöht. Aus der Fließgeschwindigkeit kann dann die Scherspannung errechnet werden. Nach jeder Stufe wird die Probe ausgebaut und die Menge des erodierten Bodens bestimmt. Daraus und aus der Dauer des Tests lässt sich die Erosionsrate errechnen. Vor der nächsten Stufe wird die Probe wieder geglättet und in den Wassertunnel eingebaut. Das Glätten der Probe ist nötig, um genau sagen zu können, wann 1 mm Boden erodiert ist.

²² LARSEN, 2008

²³ VAVRINA, 2011

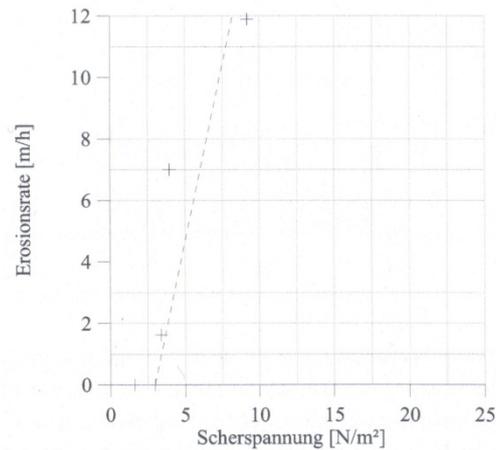


Abbildung 4.3: Beispiel eines Erosionsraten-Scherspannungs-Diagramms (VAVRINA, 2010)

Ergebnis des EFA ist ein Erosionsraten-Scherspannungs-Diagramm (Abbildung 4.3). Zur Auswertung wird durch die einzelnen Messpunkte eine Gerade gelegt. Der Schnittpunkt dieser Geraden mit der Abszissenachse ergibt die kritische Geschwindigkeit und kennzeichnet das spezifische Erosionspotential. Im Rahmen seiner Dissertation führte VAVRINA (2010) Versuche mit dem Erosion-Function-Apparatus an bindigen Böden durch und ermittelte eine kritische Schubspannung von 2,71 N/m² bzw. 2,31 N/m².

4.2.2 Rotierender Erosionszylinder²⁴

Der rotierende Erosionszylinder dient der Ermittlung der kritischen Schubspannung eines Bodens. Das Untersuchungsgerät besteht aus einem wassergefüllten vertikalen Metallzylinder mit einem Innendurchmesser von 16 cm. In diesen Metallzylinder wird eine zylindrische Bodenprobe ($h = 5$ cm, $d = 6,6$ cm) in eine Haltevorrichtung eingebaut. Über einen Servomotor wird der Metallzylinder in Rotation versetzt und so eine Strömung erzeugt. Durch diese Strömung wird eine Schubspannung auf der Probenoberfläche erzeugt. Während eines Versuchs wird die wirkende Schubspannung aufgezeichnet. Über den Gewichtsverlust der Probe über ein definiertes Zeitintervall kann die Erosionsrate bestimmt werden. Zur Ermittlung der kritischen Schubspannung wird der gemessene Gewichtsverlust über die gemessenen Spannungen aufgetragen. Durch die einzelnen Messpunkte wird eine Regressionsgerade gelegt. Der Schnittpunkt dieser Geraden mit der Abszissenachse bezeichnet die kritische Schubspannung.

²⁴ VAVRINA, 2011

5 Eigener Entwurf einer Strömungsrinne

Für die Ermittlung der Erosionsstabilität von begrüntem und unbegrüntem Baggergut im kleinen Maßstab sollte eine Strömungsrinne im Labormaßstab entworfen werden, mit der Vorversuche für die späteren Feldversuche am Probeteich in Markgrafeneiche durchgeführt werden können.

5.1 Grundsätzliche Überlegungen

Mit der Versuchseinrichtung sollten Modellversuche zur Überströmung von Bodenproben ermöglicht werden. Diese Proben sollten außerhalb der Strömungsrinne angefertigt und dann in diese eingebaut werden. Um den Einbau der Proben nicht zu erschweren, wurde ein Rechteckprofil für die Strömungsrinne vorgesehen. Somit liegt die Probe nach dem Einbau mit voller Fläche auf dem Boden der Rinne auf und die Gefahr des Abrutschens ist minimiert. Zudem wurde eine höhenverstellbare Abrutschsicherung am Auslauf der Rinne vorgesehen, um sie an variierende Probenhöhen anpassen zu können. Damit die Probe mit einem Werkstattkran eingesetzt werden konnte, wurde die Strömungsrinne drei Zentimeter breiter geplant, als die späteren Proben breit waren. Diese Überschüssigen drei Zentimeter wurden durch je zwei 1,5 cm starke Bretter, die in die Rinne gestellt wurden, geschlossen. Zur besseren Beobachtung der Vorgänge während eines Versuchs an der Probenoberfläche wurde in der Planung ein Sichtfenster in der linken Wandung der Strömungsrinne vorgesehen.

Der Übergang zwischen Wasserbehälter und eingebauter Probe sollte möglichst eben gestaltet werden, da sich sonst während des Versuchs schnell ein Kolk gebildet und das Ergebnis verfälscht hätte. Um die Kolkbildung zu verhindern, wurde ein Blech am Auslauf des Behälters befestigt und mit einer Neigung 1:3 versehen, sodass es glatt auf einer eingebauten Probe aufliegt.

Die Untersuchungen zur Erosionsstabilität sollten unter Bedingungen eines stationär-gleichförmigen Fließvorgangs durchgeführt werden. Da sich der Normalabfluss erst nach einer gewissen Fließstrecke nach einem Gefällewechsel einstellt (Kapitel 5.2), wurde die Länge der Rinne mit 2,90 m gewählt. Die Wahl der Breite der Strömungsrinne stellt einen iterativen Prozess dar, bei dem mehrere Faktoren eine Rolle spielten. Zum einen musste eine geeignete Pumpe gefunden werden, die in der Lage ist einen Durchfluss zu erzeugen, mit dem kritische Belastungszustände bei den Versuchen herbeigeführt werden können. Zum anderen konnte die Rinnenbreite nicht beliebig groß

gewählt werden, da sonst aufgrund der fehlenden Überströmhöhe zu hohe Durchflüsse erforderlich wären, um kritische Belastungszustände herbeizuführen. Die Breite der Rinne sollte auch nicht zu gering gewählt werden, da sonst die Randeinflüsse zu groß werden. Zusätzlich sollte die Versuchseinrichtung im gewissen Maß transportabel sein. Nicht zuletzt spielten finanzielle Überlegungen eine Rolle. Für die Breite der Strömungsrinne wurden 0,25 m festgelegt und eine Pumpe mit einer Fördermenge von 60 m³/h gewählt. Mit dieser Pumpe ist es möglich, eine Schubspannung von 146 N/m² zu erzeugen (s. Anlage 1). Nach ersten Tests der Versuchseinrichtung wurde festgestellt, dass mit der Pumpe ein maximaler Durchfluss von 90 m³/h erreicht werden kann. Somit beträgt die maximale Schubspannung, mit der die Proben belastet werden können, 193 N/m².

Die Wasserversorgung der Versuchseinrichtung wurde über eine Rohrleitung realisiert. Bei der Planung der Rohrleitung wurde darauf geachtet, die Verluste im Rohr so gering wie möglich zu halten. Die zu verwendende Anzahl an Krümmer konnte von vier 90° Krümmer auf zwei 45° Krümmer und einen 90° Krümmer reduziert werden. Da die Pumpe nicht regelbar ist, wurde zur Einstellung eines gewünschten Durchflusses in der Rohrleitung ein Ventil vorgesehen. Damit ist es möglich, den Durchfluss in 10 Stufen einzustellen. Zum Ablesen des aktuellen Durchflusses wurde hinter das Ventil ein Woltmannzähler angeordnet. In Abbildung 5.1 ist schematisch der Versuchsaufbau dargestellt.

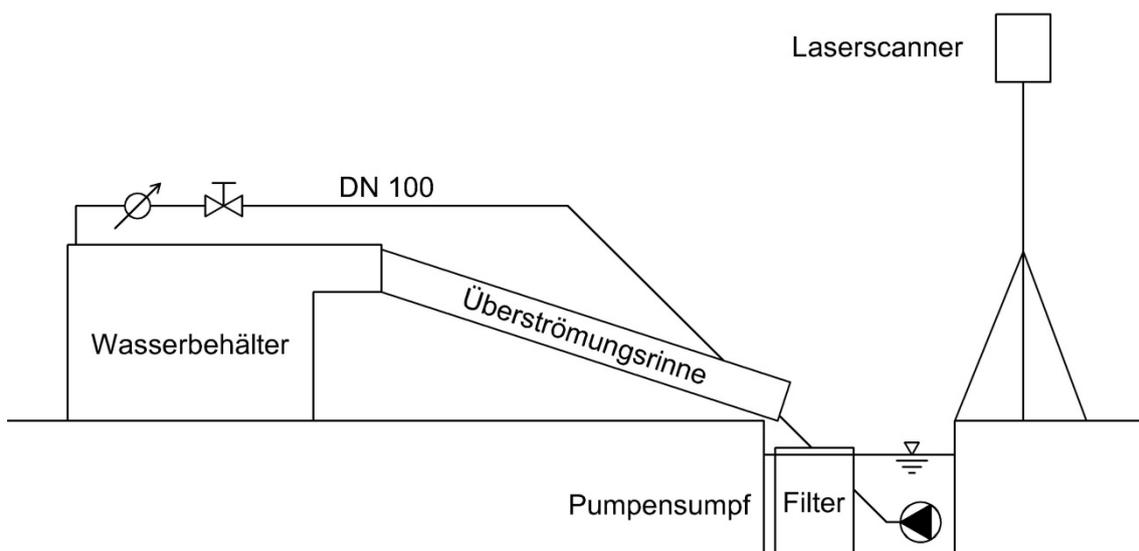


Abbildung 5.1: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus

Der Wasserbehälter wurde, im Gegensatz zur bereits am Lehrstuhl für Geotechnik und Küstenwasserbau vorhandenen Strömungsrinne, nicht breiter als die Rinne geplant. Dadurch entstehen im Einlauf der Strömungsrinne keine Turbulenzen. Der Wasserbehälter wurde in zwei Kammern unterteilt. Das bietet den Vorteil, dass sich das einschießende Wasser nach dem Prinzip eines Tosbeckens beruhigt. Um die Turbulenzen durch das einschießende Wasser möglichst gering zu halten, wurde die Rohrleitung an die Wandung des Wasserbehälters gelegt. Falls die genannten Maßnahmen nicht den gewünschten Effekt erzielt hätten, wurde am Auslauf des Behälters 0,5 m Platz für einen Gleichrichter vorgesehen. Die Strömungsrinne wurde mit einem Scharnier am Wasserbehälter befestigt, sodass die Neigung der Rinne von 0 bis 1:3 variiert werden kann. Zur Entleerung des Behälters nach einem Versuch wurde ein Grundablass vorgesehen.

Für die Bemessung der Höhe des Behälters wurde die Überfallformel nach POLEMI verwendet.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{\ddot{u}}^{3/2} \quad (5.1)$$

Bei einem breitkronigen Überfall, wie er hier vorliegt, kann für den Überfallbeiwert $\mu = 0,577$ angesetzt werden. Für die gewählte Rinnenbreite $b = 0,25$ m und die Erdbeschleunigung $g = 9,81$ m/s² ergibt sich die Überfallhöhe $h_{\ddot{u}}$ im Behälter aus:

$$h_{\ddot{u}} = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{0,42597}\right)^2} \quad (5.2)$$

Ein Modellmaßstab konnte für die Versuchseinrichtung nicht festgelegt werden, da die Körnung und die Vegetation der Proben und damit auch die angreifenden Kräfte des Wassers sich nicht in einen Maßstab setzen lassen.

5.2 Berechnung der Wasserspiegellage

Um einschätzen zu können, in welchem Bereich der Strömungsrinne sich der Normalabfluss einstellt und somit wo der Wasserstand und die Fließgeschwindigkeit gemessen werden müssen, wurde im Vorfeld die Senkungslinie berechnet. Eine Senkungslinie bildet sich in einem Gerinne dann aus, wenn ein Übergang vom Strömen zum Schießen vorliegt. Um das zu überprüfen, wurde zunächst nach Formel (2.9) das

Grenzgefälle errechnet. Selbst bei geringen Durchflüssen kam es zu einem Fließwechsel. So wurde die Senkungslinie nach folgender Gleichung ermittelt:

$$l_{\text{Senk}} = \frac{h_0}{I_0} \cdot \left[\frac{h^*}{h_0} - \frac{h_1}{h_0} + \kappa \cdot \left(f\left(\frac{h_1}{h_0}\right) - f\left(\frac{h^*}{h_0}\right) \right) \right] \quad (5.3)$$

Das Gefälle I_0 ist das Gefälle der Strömungsrinne und der Wasserstand h_0 bezeichnet den Wasserstand bei Normalabfluss. Der Wasserstand h^* bezeichnet die Grenztiefe am Gefällewechsel, also am Auslauf der Strömungsrinne und h_1 bezeichnet den Wasserstand am Ende der Senkungslinie. Theoretisch würde das Ende einer Senkungslinie im Unendlichen liegen, aber praktisch kann das Ende dort angenommen werden, wo $h_1 = 1,01 \cdot h_0$ ist. Die Funktionswerte $f\left(\frac{h_1}{h_0}\right)$ und $f\left(\frac{h^*}{h_0}\right)$ für ein Rechteckgerinne können nach den folgenden Formeln berechnet werden.

$$f\left(\frac{h_1}{h_0}\right) = \frac{1}{6} \cdot \ln \left[\frac{\left(\frac{h_1}{h_0}\right)^2 + \left(\frac{h_1}{h_0}\right) + 1}{\left(\frac{h_1}{h_0} - 1\right)^2} \right] + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \arctan \left(\frac{1 + 2 \cdot \frac{h_1}{h_0}}{\sqrt{3}} \right) \quad (5.4)$$

bzw.

$$f\left(\frac{h^*}{h_0}\right) = \frac{1}{6} \cdot \ln \left[\frac{\left(\frac{h^*}{h_0}\right)^2 + \left(\frac{h^*}{h_0}\right) + 1}{\left(\frac{h^*}{h_0} - 1\right)^2} \right] + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \arctan \left(\frac{1 + 2 \cdot \frac{h^*}{h_0}}{\sqrt{3}} \right) \quad (5.5)$$

Die vom Normalabfluss und von der Gerinneform abhängige Konstante κ kann wie folgt ermittelt werden:

$$\kappa = 1 - \frac{Q^2}{g \cdot A_0^2 \cdot h_0} \cdot \left(1 + \frac{1}{n} \right) \quad (5.6)$$

Für ein Rechteckgerinne ist $n = \infty$ und somit wird der Term $\left(1 + \frac{1}{n} \right) = 1$.

Aus den Berechnungen hat sich ergeben, dass die Senkungslinie bei maximalem Durchfluss von etwa 90 m³/h bei 1,46 m, also der Hälfte der Strömungsrinne, endet. Ab dort stellt sich der Normalabfluss ein. Das Berechnungsprotokoll zur Senkungslinie ist im Anhang Anlage 2 zu finden.

5.3 Messtechnik

Zur Ermittlung der Fließvorgänge, die für die Beurteilung der Erodierbarkeit des Baggerguts wichtig sind, müssen während der Versuche bestimmte Größen erfasst werden. Dazu gehören die Fließgeschwindigkeit v , der Wasserstand h , der Durchfluss Q und die Ermittlung der Erosion.

5.3.1 Fließgeschwindigkeit

Die Fließgeschwindigkeit wurde mit zwei verschiedenen Messgeräten ermittelt. Zum einen mit einem Messflügel der Firma *Schiltknecht*. Die Fließgeschwindigkeit wird hier aus der Umdrehungsgeschwindigkeit des Propellers im Messflügel ermittelt und an einen Rechner übertragen. Zum anderen mit einem induktiven Strömungsmesser (ISM) der Firma *hs engineers* (Abbildung 5.2). Der ISM basiert auf dem FARADAYschen Induktionsgesetz. Demnach wird von einem Leiter, der sich durch ein Magnetfeld bewegt, eine Spannung induziert. Als Leiter fungiert das Wasser und das ISM erzeugt ein Magnetfeld. Die induzierte Spannung wird an einen Rechner übertragen und die Fließgeschwindigkeit errechnet.

Die Geschwindigkeitsverteilung in einem offenen Gerinne ist über die Höhe nicht überall gleich. Sie ist aufgrund der Reibung an der Sohle und an den Wandungen gleich Null und steigt mit dem Abstand zur Sohle bzw. Wandung. Aus diesem Grund wurde die Geschwindigkeitsmessung nahe der



Abbildung 5.2: Induktiver Strömungsmesser
(www.hs-engineers.de)

Wasseroberfläche in der Strömungsrinne durchgeführt. Des Weiteren erfolgt die Messung der Fließgeschwindigkeit im unteren Drittel der Strömungsrinne. Dort sind die Auswirkungen auf den Untersuchungsbereich bei Normalabfluss am geringsten. Von dem Einsatz eines festen Strömungssensors in der Rinne wurde abgesehen, da dieser auf den Proben eingebaut werden müsste und diese

so zerstören würde. Ein Flügelrad in der Wandung wurde ausgeschlossen, da dieses den Einbau der Proben wesentlich erschwert hätte.

5.3.2 Wasserstand

Für die Ermittlung des Wasserstandes wird ein Ultraschallsensor der Firma *PEPPERL+FUCHS* (Abbildung 5.3) verwendet. Mit einem solchen Sensor ist es möglich, den Wasserstand berührungslos zu bestimmen. Der Sensor sendet ein Ultraschallsignal in Richtung Wasseroberfläche. Dieses Signal wird von der Wasseroberfläche reflektiert und trifft auf den Empfänger im Sensor. Die Entfernung wird mit Berücksichtigung der Schallgeschwindigkeit in Excel errechnet. Andere Möglichkeiten zur Bestimmung des



Abbildung 5.3: Ultraschallsensor
(www.pepperl-fuchs.de)

Wasserstandes sind ein Pegel oder ein Piezorohr, an denen der Wasserstand direkt abgelesen werden kann. Ein Pegel wurde in Form einer Messskala von außen an das Sichtfenster angebracht. Das Piezorohr bietet dagegen keine Alternative, da es durch die Wandung der Rinne eingebaut werden müsste und dadurch den Einbau der Proben behindern würde.

5.3.3 Durchfluss

In der Planung war zunächst für die Durchflussmessung ein VENTURI-Gerinne geplant. Aus Platzgründen wurde dieses, sowie ein Messwehr verworfen. Der Durchfluss kann im Versuchsaufbau nun auf zwei Wegen ermittelt werden. Zum einen ist in das Rohrsystem ein Woltmannzähler zum direkten Ablesen des Durchflusses verbaut. Zum anderen kann über die folgende Beziehung der Durchfluss errechnet werden:

$$Q = A * v = b * h * v \quad (5.7)$$

Die Größe b beschreibt die Breite der Rinne und h den Wasserstand des abfließenden Wassers.

5.3.4 Wassergehalt

Die Ermittlung des Wassergehaltes der Proben nach einem Versuch wurde mit der EC5-Sonde der Firma *DECAGON* durchgeführt (Abbildung 5.4). Diese Sonde arbeitet nach dem Prinzip der Frequency-Domain-Reflectometry (FDR). Bei diesem Verfahren wird der Wassergehalt des Bodens indirekt über die Dielektrizitätszahl des Bodens bestimmt.



Abbildung 5.4: EC-5 Sonde
(www.decagon.com)

Dazu werden von der Sonde Sinuswellen ausgesendet. Je nach Dielektrizitätszahl des Bodens werden die Wellen unterschiedlich reflektiert. Aus dem Unterschied zwischen ausgesendeter und reflektierter Welle an zwei Punkten wird die Dielektrizitätszahl bestimmt und der Wassergehalt des Bodens errechnet.

Um den Erosionsprozess während eines Versuches im Bereich des Normalabflusses nicht zu beeinflussen, wurde die Wassergehaltsmessung im unteren Viertel der Probe durchgeführt. Aus dieser Messung erhält man den volumetrischen Wassergehalt θ . Er kann über die Trockendichte ρ des Bodens in den gravimetrischen Wassergehalt w umgerechnet werden:

$$w = \frac{\theta}{\rho} \quad (5.8)$$

Vor und nach einem Versuch wurde -zur Kontrolle der EC5-Sonde- der Wassergehalt w nach DIN 18121 bestimmt. Dazu wurde der feuchte Boden für 24 Stunden bei 105°C im Trockenschrank getrocknet. Der Wassergehalt w wird dann über folgende Beziehung bestimmt:

$$w = \frac{\text{Masse des Wassers}}{\text{Masse der trocknen Probe}} \quad (5.9)$$

5.3.5 Erosion

Zur Ermittlung der Erosion wurde ein Laserscanner der Firma Z+F verwendet (Abbildung 5.5). Zur Messung der Oberflächengeometrie wird ein Laserstrahl ausgesandt. Trifft er auf eine Oberfläche, so wird er reflektiert. Der Laserscanner ermittelt die Entfernung eines Punktes dann über die Phasendifferenz zwischen ausgesandten und reflektierten Laserstrahl.

Als Ergebnis einer Messung erhält man eine Punktwolke. Für die Auswertung werden zunächst alle überflüssigen Punkte aus der Datei entfernt. Dazu wird eine Wand am Rand der Probe erzeugt und über eine Selektion die Punkte, die nicht zur Probe gehören, entfernt. Aus der ersten Messung, die die Probe im eingebauten, nicht überströmten Zustand zeigt, wird ein 3D-Modell erzeugt. Dieses dient als Referenzfläche für den Vergleich der späteren Messungen. Beim Vergleich einer Messung mit der Referenzfläche werden die Abstände der einzelnen Messpunkte zueinander ermittelt und in einer Falschfarbengrafik dargestellt. Zudem wird der mittlere Abstand a als Wert ausgegeben. Mit der Länge l_P und Breite b_P der Probe kann das erodierte Bodenvolumen V_E nach folgender Beziehung ermittelt werden:



Abbildung 5.5: Laserscanner
(www.zf-laser.com)

$$V_E = a \cdot l_P \cdot b_P \quad (5.10)$$

Die Erosionsrate E ergibt sich dann aus dem Quotienten aus erodiertem Bodenvolumen V_E zu der jeweiligen Wassermenge W :

$$E = \frac{V_E}{W} \quad (5.11)$$

Ein großer Vorteil dieser Methode besteht darin, dass die Proben berührungslos untersucht werden können. Zudem kann mit dem Scanner eine sehr hohe Genauigkeit erreicht werden. Bei den durchgeführten Untersuchungen wurde alle drei Millimeter ein Punkt aufgenommen. Ein weiterer Vorteil liegt darin, dass das Laserscannen im Vergleich zu herkömmlichen Methoden wie dem punktuellen Ausmessen deutlich schneller und genauer ist. Vor einer Messung muss darauf geachtet werden, dass sich

auf der Oberfläche der Probe kein Wasser mehr befindet, da der Laserstrahl sonst abgelenkt wird und Messfehler entstehen.

Aus der Funktionsweise ergibt sich auch ein Nachteil des Lasers. So kann er nur für unbegrünte Proben eingesetzt werden. Die Messungen an den begrünten Proben brachten keine auswertbaren Ergebnisse. Zudem sollte der Scanner die Probe möglichst senkrecht aufnehmen, da sonst Flächen, die im Schatten des Lasers liegen, das Ergebnis verfälschen.

6 Vorbereitung und Durchführung der Untersuchungen

6.1 Die Versuchsböden

Für die Untersuchungen standen drei verschiedene Baggergutchargen zur Verfügung. Das Baggergut stammt vom Spülfeld in Markgrafenheide und ist dort, auf Mieten aufgeschüttet, über verschiedene Zeiträume gereift. Zum Vergleich der Ergebnisse wurde das herkömmliche Deichbaumaterial Klei untersucht. Der Klei stammt aus einem Lager der Hamburg Port Authority in Hamburg Altenwerder.

Die Körnungsverteilung der untersuchten Baggergutchargen wurde einmal mit Humus- und Carbonatzerstörung und einmal ohne Zerstörung durchgeführt. Feinkörnige Böden neigen häufig zur Koagulation (Flockenbildung). Daher gibt die Bestimmung der Korngrößenverteilung ohne Zerstörung nicht den tatsächlichen mineralischen Aufbau eines feinkörnigen Bodens wieder. Die Ergebnisse der Korngrößenverteilung mit Humus- und Carbonatzerstörung für den Klei lagen nicht vor. Die Tabelle 6.1 zeigt die Korngrößenverteilung der untersuchten Böden ohne Zerstörung.

Tabelle 6.1: Korngrößenverteilung der untersuchten Böden ohne Zerstörung

Körnung	Material 1 Schlick 5 Jahre gereift [%]	Material 2 Schlick 2 Jahre gereift [%]	Material 3 Sandiger Schlick [%]	Klei [%]
Kies	0,47	0,93	1,50	0,31
Sand	37,20	37,80	52,30	29,13
Schluff	62,30	61,23	46,20	69,30
Ton	-	-	-	1,26

Der Tabelle 6.2 ist die Kornverteilung der einzelnen Baggergutproben mit Zerstörung zu entnehmen. Daraus können schon erste Prognosen für die Erosionsstabilität der Bodenproben formuliert werden. Aufgrund des hohen Anteils an Schluff wird der Klei die größte Erosionsstabilität besitzen, während es bei den Versuchen mit Material 3 schnell zu einem Versagen kommen wird, da dieser Boden im Vergleich zu den anderen einen sehr hohen Sandanteil aufweist.

Tabelle 6.2: Korngrößenverteilung der untersuchten Böden mit Zerstörung

Körnung	Material 1 Schlick 5 Jahre gereift [%]	Material 2 Schlick 2 Jahre gereift [%]	Material 3 Sandiger Schlick [%]	Klei [%]
Feinkies	-	-	-	0,31
Grobsand	0,66	1,28	0,84	1,62
Mittelsand	7,08	9,98	10,02	10,09
Feinsand	23,41	31,37	42,79	17,42
Grobschluff	8,52	8,91	13,23	17,16
Mittelschluff	18,63	14,67	11,27	41,51
Feinschluff	15,38	11,01	6,65	10,63
Ton	26,33	22,78	15,19	1,26
Plastizitätszahl	9,33	16,42	3,20	-

Zudem können nach der Formel (2.24) die kritische Schubspannung der einzelnen Baggergutchargen errechnet werden. Es wurden die kritischen Schubspannungen von $1,08 \text{ N/m}^2$ für Material 1, $1,74 \text{ N/m}^2$ für Material 2 und $0,44 \text{ N/m}^2$ für Material 3 errechnet.

6.2 Probenvorbereitung

Für die Überströmungsversuche wurden insgesamt 20 Proben vorbereitet. Darunter zehn begrünte und zehn unbegrünte Proben. Das verwendete Baggergut wurde auch zum Bau der Testdeiche in Markgrafenheide verwendet. Bei der Herstellung wurde darauf geachtet alle Proben auf die gleiche Weise herzustellen, sodass sie vergleichbar sind.

Bei der Herstellung aller Proben wurde der Boden in zwei Lagen eingebaut und in zwei Übergängen mit einem $11,95 \text{ kg}$ schweren Stampfer aus $0,15 \text{ m}$ Fallhöhe verdichtet. Eine Verdichtung war nötig, da die Proben im Vergleich zu den Deichabdeckungen im Feld nur eine Mächtigkeit von $0,07 \text{ m}$ aufweisen. Zudem wird die Böschung von Deichen während der Herstellung mit der Baggerschaufel oder durch Befahren mit dem Baugerät verdichtet. Probeverdichtungen mit den einzelnen Böden ergaben einen Verdichtungsgrad nach Tabelle 6.3. Alle Protokolle zu den durchgeführten Verdichtungsprüfungen sind auf der Daten-DVD zu finden. In den Proben mit Erosionsschutzmatte konnte die zweite Lage Boden, die auf dieser aufliegt, nur unzureichend verdichtet werden, da die Erosionsschutzmatte den Schlag des Stampfers abfederte. Aufgrund der unzureichenden Verdichtung entstanden wesentlich mehr Risse

als bei den Proben ohne Erosionsschutz. Diese Risse schlossen sich jedoch nach einigen Tagen durch die Bewässerung wieder.

Tabelle 6.3: Erreichter Verdichtungsgrad der untersuchten Böden

Boden	Proctordichte [g/cm ³]	Trockendichte [g/cm ³]	Verdichtungsgrad
Material 1 unbegrünt	1,17	0,88	0,75
Material 1 begrünt	1,17	0,88	0,75
Material 2 unbegrünt	1,31	1,08	0,82
Material 2 begrünt GH1	1,31	0,82	0,63
Material 2 begrünt GH2	1,31	0,80	0,61
Material 3 unbegrünt	1,36	1,10	0,81
Material 3 begrünt	1,36	0,82	0,60
Klei	1,79	1,53	0,85

6.2.1 Die unbegrüntten Proben

Es wurden von den drei Baggergutchargen und dem Klei jeweils zwei unbegrünte Proben hergestellt. Zusätzlich wurden jeweils zwei unbegrünte Proben von Material 2 mit der Erosionsschutzmatte Enkamat 7020 der Firma *Colbond* hergestellt. Dieses Produkt wurde gewählt, da es bereits vor der Bildung einer Vegetation einen wirkungsvollen Erosionsschutz bietet. Zudem wird es in den Testdeichen in Markgrafenheide verbaut. In den Proben wurde die Erosionsschutzmatte mit einer Überdeckung von 0,03 m eingebaut. Die nötige Bodenvernagelung der Erosionsschutzmatte, von drei Nägeln pro Quadratmeter (Empfehlung der Firma *Colbond*), wurde durch Schrauben mit Unterlegscheiben, die in das Brett unter der Probe geschraubt wurden, erreicht. Die unbegrüntten Proben wurden zwei Tage vor dem Versuch in vorgefertigte Kästen eingebaut und verdichtet. So konnte sich der Porenwasserüberdruck, der durch die Verdichtung entstand, vor dem Versuch abbauen und hatte keine Auswirkung auf das Untersuchungsergebnis. Die Proben wurden, zur Erleichterung des Einbaus, samt des unter der Probe liegenden Brettes, im Folgenden als Auflagebrett bezeichnet, in die Rinne eingebaut. Auf diesem Auflagebrett wurde das Erosionsschutzprodukt Enkamat 7020 befestigt. Dadurch wurde ein vorzeitiges Abrutschen der Probe durch Ausbildung einer Gleitfläche während eines Versuchs verhindert.

6.2.2 Die begrünten Proben

Zusätzlich zu den unbegrünten Proben wurden jeweils zwei begrünte Proben aus jeder Baggergutcharge hergestellt. Weitere vier begrünte Proben wurden von Material 2 hergestellt. Davon wurden zwei Proben mit der Erosionsschutzmatte Enkamat 7020 angefertigt. Die zusätzliche Anfertigung der begrünten Proben von Material 2 ohne Erosionsschutzmatte war notwendig, da diese letzten vier Proben in ein anderes Gewächshaus gestellt wurden und so der unterschiedliche Bewuchs in den zwei Gewächshäusern vergleichbar wird. Material 2 wurde gewählt, da es in den Begrünungskästen im Gewächshaus im Justus-von-Liebig-Weg (GH1) und auf Testfeldern auf dem Spülfeld in Markgrafenheide am besten von den drei Baggergutchargen begrünte. Auch aus diesem Grund stellt Material 2 die Vorzugsvariante für den Testdeich in Markgrafenheide dar.

Die begrünten Proben wurden sieben Monate vor den Versuchen hergestellt, um einen guten Anwuchs zu gewährleisten. Die Ansaatmischung bestand aus einer Mischung aus Deichbegrünung DSV 900 (91 %) und einem Anteil an Leguminosen (9 %) (Anhang Anlage 6). Dieser setzt sich aus 6 % *Trifolium repens* (Weißklee) und 3 % *Medicago sativa* (Luzerne) zusammen. Sie bilden eine krautige Schicht, um die Erosionsstabilität zu erhöhen. Die Ansaatmischung DSV 900 eignet sich besonders zur Begrünung von Deichböschungen, da sie durch ihren hohen Anteil an Rotschwingel, eine gute Salzverträglichkeit aufweist. Zudem bildet der Rotschwingel durch seine Ausläufer eine dichte Grasnarbe und gewährleistet eine intensive Durchwurzelung der Böschung. Dadurch wird die Erosionsstabilität der Böschung, besonders in Verbindung mit einer Erosionsschutzmatte, wesentlich erhöht. Die Deichbegrünung DSV 900 setzt sich aus 30 % *Festuca rubra trichophylla* LIPROSA/LIBANO (Rotschwingel), 30 % *Festuca rubra rubra* NFG/TAGERA (Rotschwingel), 30% *Lolium perenne* RASTRO (Deutsches Weidelgras) und 10 % *Poa pratensis* LIMAGIE (Wiesen-Rispengras) zusammen. Von der Ansaatmischung wurden 30 g/m² (Forderung des Saatgutherstellers) auf den aufgelockerten Boden aufgebracht und leicht angedrückt.

Im GH1 wurden die Proben der Baggergutchargen Material 1, Material 2 und Material 3 am 25.10.2011 aufgestellt. Die Begrünungskästen (Abbildung 6.1) wurden vor Ort hergestellt. Hierbei handelt es sich um ein in sechs Felder unterteiltes Rechteck mit einer Länge von 2,80 m. Zum besseren Transport der begrünten Proben vom Gewächshaus zur Versuchseinrichtung in Halle II wurde hier in jedes Feld ein

Auflagebrett mit Erosionsschutzmatte gelegt. Der Begrünungskasten ist 0,17 m hoch und jedes Feld ist 0,27 m breit. Der Kasten wurde so hoch gebaut, da die Proben zunächst mit einer Höhe von 0,15 m eingebaut werden sollten. Aufgrund des so zu hohen Gewichts der Probe von 136 kg wurden sie mit einer Höhe von 0,07 m hergestellt. Daraus ergibt sich ein Gewicht von 63,5 kg.



Drei Wochen nach Ansaat



Zehn Wochen nach Ansaat

Abbildung 6.1: Begrünungskästen im GH1

Das GH1 verfügt zwar über eine Heizung, diese ist aber unzureichend für die Größe des Gewächshauses. Um die Temperaturen zu überwachen, wurde ein Thermometer aufgestellt, welches die maximalen und minimalen Temperaturen aufzeichnet. Da nur ein Thermometer zur Verfügung stand, wurden die Temperaturen hauptsächlich im GH1 gemessen und zu Vergleichszwecken zwei Mal je zwei Wochen in GH2 aufgestellt. Im Winter musste darauf geachtet werden, dass die Temperatur nicht zu stark fällt, da sonst das Wachstum der Gräser gestört wäre. So wurden am 03.12.2011 zwei Gewächshauslampen (400 Watt) aufgestellt, die zum einen die fehlende Beleuchtung im Winter zwischen 6:00 Uhr und 18:00 Uhr ausgleichen und zum anderen eine weitere Wärmequelle darstellen sollte. Die Proben wurden durchschnittlich alle zwei Tage mit je zwei Litern gewässert (Anhang Anlage7 bzw. Anlage 8). Die Gräser bei diesen Proben neigen zur Vergeilung, da das Licht von der Seite fehlt. Das liegt zum einen an den schlechten Lichtverhältnissen im GH1, zum anderen an den zu hohen Wänden der Begrünungskästen. Um diesen Effekt etwas entgegenzuwirken und die Grasnarbe zu verdichten wurden die Proben alle sechs Wochen geschnitten. Ein Störfaktor für die Bildung einer durchgängigen Grasnarbe bildete das in Abbildung 6.1 zu sehende Brett, welches zur Stabilisierung der Begrünungskästen auf die Wandung der Begrünungskästen geschraubt werden musste.

Die Proben mit Material 2 mit und ohne Erosionsschutzmatte wurden am 03.12.2011 im Gewächshaus in der Satower Straße (GH2) aufgestellt. In die Proben mit

Erosionsschutzmatte wurde auch hier Enkamat 7020 in der gleichen Weise wie in die unbegrünter Proben eingebaut. Diese Proben wurden in der Halle 2 hergestellt und in das GH2 transportiert. Um die Proben besser transportieren zu können, wurden vier einzelne Kästen mit den Maßen 2,80 m x 0,27 m x 0,1 m hergestellt. Auch auf den Auflagebrettern dieser Kästen wurde Enkamat 7020 befestigt.

Im GH2 sind im Vergleich zu GH1 die Bedingungen für eine Ansaat von Gräsern im Winter wesentlich günstiger. Die Heizung im GH2 ist für seine Größe ausreichend dimensioniert, sodass die Temperaturen in der Nacht kaum unter 10 °C gefallen sind. Die Temperaturen im GH2 waren im Vergleich zu GH1 durchschnittlich mindestens zwei Kelvin höher (Anhang Anlage 9). Das fehlende Tageslicht im Winter wird hier durch eine sehr gute Beleuchtung ausgeglichen. Die Begrünungs-kästen wurden von 6:00 Uhr bis 18:00 Uhr von fünf Gewächshauslampen (400 Watt) bestrahlt. Die Proben wurden ebenfalls wie die Proben in GH1 alle zwei Tage mit zwei Litern pro Probe gewässert. Die unterschiedlichen Wuchsbedingungen zwischen den Gewächshäusern sind sehr gut anhand der am 11.02.2012 aufgestellten Vergleichstöpfe zu sehen (Abbildung 6.2).



Abbildung 6.2: Vergleichstöpfe aus den GH1 (links) und GH2 (rechts)

Unmittelbar vor einem Versuch wurde die Vegetation der begrünter Proben auf 5 cm gekürzt. Zudem wurde die Qualität der Begrünung anhand der Bewuchsdichte und der Durchwurzelung bestimmt. Die Bewuchsdichte jeder Probe wurde vor dem Einbau auf zwei repräsentativen Flächen (je 0,1 m x 0,1 m) bestimmt. Dazu wurden die Pflanzen auf der Fläche gezählt und eventuell vorhandene Lücken vermessen. Die Durchwurzelung wurde anhand einer 0,1 m x 0,1 m großen und 0,06 m hohen Probe, die nach einem Versuch entnommen wurde, bestimmt.

6.3 Versuchsablauf

6.3.1 Vorbereitung der Versuche

Im Vorfeld der eigentlichen Versuche wurde die selbst entworfene und eigenhändig gebaute Versuchseinrichtung ausgiebig getestet. Es wurden zahlreiche Durchflussmessungen zur Kontrolle des Woltmannzählers und der Geschwindigkeitsmesser durchgeführt. Zudem musste das Ventil in der Rohrleitung kalibriert werden, um eine gewünschte Schubspannung in der Strömungsrinne einstellen zu können. Für jede Durchflussmessung wurde der Durchfluss am Woltmannzähler abgelesen und der Wasserstand mit dem Ultraschallsensor und die Fließgeschwindigkeit mit dem Messflügel und dem ISM gemessen. Diese Messungen wurden für jede Stellung des Ventils durchgeführt. Da in der Strömungsrinne für die Geschwindigkeitsmessung nicht der erforderliche Wasserstand erreicht wurde, wurden die Messungen am Auslauf des Wasserbehälters durchgeführt. Bei den Durchflussmessungen wurde festgestellt, dass die Einstellung des Ventils nicht eindeutig möglich ist, obwohl es zehn feste Unterteilungen gibt. Zum Vergleich sind in Tabelle 6.4 zwei Messungen dargestellt. Die ausführlichen Messprotokolle sind im Anhang zu finden.

Tabelle 6.4: Ergebnis zweier Durchflussmessungen

Ventilstellung	Durchfluss Q in m^3/h ermittelt mit:					
	Woltmannzähler		Messflügel		ISM	
	04.05.2012	16.05.2012	04.05.2012	16.05.2012	04.05.2012	16.05.2012
Raste 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Raste 2	4,20	6,00	1,30	4,33	1,42	7,19
Raste 3	14,00	20,88	10,30	9,73	6,48	17,04
Raste 4	22,20	23,04	19,28	11,22	16,33	20,63
Raste 5	31,80	40,80	27,74	27,72	23,62	32,84
Raste 6	52,40	58,20	48,84	48,82	45,28	46,90
Raste 7	70,20	73,20	69,99	62,40	66,87	70,82
Raste 8	80,80	81,00	78,32	72,56	74,88	82,41
Raste 9	85,00	85,20	86,52	79,27	83,09	88,29
Raste 10	85,80	87,60	86,54	84,44	83,08	90,79

In der Tabelle 6.4 sind deutlich die Unterschiede zwischen der Messung vom 04.05.2012 und der Messung vom 16.05.2012, besonders bei geringen Durchflüssen, zu sehen. Von einem Fehler der Messinstrumente wurde nicht ausgegangen, da die Werte jeder einzelnen Messung ungefähr übereinstimmen. Für die Berechnung der Fließgeschwindigkeit während eines Versuchs wurde bei der Auswertung der kleinere

Wert für den Durchfluss verwendet. Dadurch wurde die kritische Fließgeschwindigkeit nicht zu hoch errechnet.

Aufgrund eines Defektes des Woltmannzählers und der damit verbundenen Reduzierung des Durchflusses wurde eine erneute Durchflussmessung durchgeführt. Im Zuge dieser Messung wurde die Fördermenge der geregelten „kleinen Pumpe“ (kl.P.) ermittelt. Das Ergebnis dieser Messung ist der Tabelle 6.5 zu entnehmen.

Tabelle 6.5: Durchflussmessung mit defektem Wasserzähler

Ventilstellung	Wasserstand [m]	Fließgeschwindigkeit [m/s]	Durchfluss [m³/h]
Kl.P. Stufe1	0,006	0,11	0,59
Kl.P. Stufe2	0,014	0,23	2,90
Kl.P. Stufe3	0,021	0,34	6,43
Raste 1	0	0	0
Raste 2	0,011	0,22	2,18
Raste 3	0,021	0,38	7,12
Raste 4	0,031	0,49	13,67
Raste 5	0,037	0,62	20,65
Raste 6	0,052	0,67	31,36
Raste 7	0,061	0,80	43,92
Raste 8	0,062	0,88	49,10
Raste 9	0,066	0,90	53,46
Raste 10	0,068	0,90	55,08
Raste 10 + kl.P. Stufe3	0,075	0,97	65,48

6.3.2 Einbau der Proben

Für den Einbau wurden die Proben am Rand der langen Seite so abgeschrägt, dass die Probe nun an der Oberfläche breiter als am Auflagebrett war. Dadurch wurde ein dichtes Anliegen an die später eingestellten Bretter garantiert. Zudem brachte dieses Verfahren den Vorteil, dass überschüssiges Material in den so entstandenen Hohlraum unter der Probe gedrückt werden konnte. Die Proben wurden dann mit einem Werkstattkran in die Strömungsrinne gehoben und so platziert, dass sie mit dem unteren Rand der Rinne abschlossen. Dort wurde dann die Abrutschsicherung befestigt.

Besonders bei den unbegrünteten Proben musste der Rand ausgebessert werden, da sich der Boden in diesem Bereich durch den Einbau gelockert hat. Die entstandenen Lücken wurden zunächst mit dem Bodenmaterial, welches vor dem Einbau abgeschnitten wurde, verfüllt. Da es nach dem ersten Testversuch mit einer Bodenprobe zu starken Erosionserscheinungen im Randbereich kam, wurde der komplette Randbereich nach

dem Ausbessern mit einer Leiste und Hammer zusätzlich verdichtet. Diese Maßnahme erzielte eine geringe Verbesserung der Erosionsstabilität des Randes.

6.3.3 Versuchsdurchführung

Da es in Deutschland keine Vorgaben zu Überströmungsversuchen gibt, wurde sich bei der Versuchsdurchführung an der US-amerikanischen Norm ASTM D 6460-07 orientiert. Nach dieser Empfehlung soll der Durchfluss bei einem Überströmungsversuch langsam bis auf die gewünschte Rate erhöht werden, um den Schock auf das System zu minimieren. Dafür werden zehn Minuten veranschlagt. Ist der gewünschte Durchfluss eingestellt, so wird die Probe 30 Minuten überströmt. Sollte vorher die Probe versagen, wird der Test abgebrochen. Der Versagensfall tritt ein, wenn durchschnittlich 12,7 mm Boden pro Quadratmeter abgetragen wurden. In der ASTM D 6460-07 werden auch Hinweise für die einzelnen Laststufen gegeben. Sie sind in Tabelle 6.6 zusammengestellt.

Tabelle 6.6: Laststufen nach ASTM D6460-07

Laststufe	Unbegrünter Boden	Unbegrünter Erosionsschutz	Begrünter Boden	Begrünter Erosionsschutz
1	24 N/m ²	24 N/m ²	48 N/m ²	96 N/m ²
2	36 N/m ²	48 N/m ²	96 N/m ²	192 N/m ²
3	48 N/m ²	72 N/m ²	144 N/m ²	288 N/m ²
4	60 N/m ²	96 N/m ²	192 N/m ²	384 N/m ²
5	72 N/m ²	120 N/m ²	240 N/m ²	480 N/m ²
6	84 N/m ²	144 N/m ²	288 N/m ²	576 N/m ²
7	96 N/m ²	168 N/m ²	336 N/m ²	672 N/m ²

Für die unbegrüntten Proben wurde zunächst eine Pumpe mit geringer Förderleistung (kl.P.) verwendet, da nach SMERDON (1959) die kritische Schubspannung für die verwendeten Bodenproben bereits bei einem Durchfluss von 0,0064 m³/h erreicht wird (Anhang Anlage 5). Für die untersuchten Baggergutchargen ergibt sich nach Formel (2.24) eine kritische Schubspannung von 1,08 N/m² für Material 1, 1,74 N/m² für Material 2 und 0,44 N/m² für Material 3.

Die zunächst verwendete Pumpe wurde an einen Regler angeschlossen, sodass ein minimaler Durchfluss von 0,594 m³/h eingestellt werden konnte. Die Schubspannung für diesen Durchfluss beträgt 6,70 N/m². Der Durchfluss konnte nicht weiter verringert werden, da die Pumpe dann kein Wasser mehr förderte. Die Proben wurden 30 Minuten je Durchfluss belastet. Der Durchfluss wurde stufenweise erhöht, bis der Versagensfall

eingetreten ist. Zur Dokumentation der Erosion wurde der Versuch nach 5, 10 und 20 Minuten unterbrochen um die Probe zu scannen und den Wassergehalt zu messen.

Da mit einer größeren Erosionsstabilität der begrünten Proben gerechnet wurde, wurde nur die erste begrünte Probe mit den geringen Durchflüssen der kleinen Pumpe belastet. Auch hier wurden alle Proben 30 Minuten je Stufe belastet. Der gewünschte Anfangsdurchfluss wurde, wie in der ASTM D 6460-07 gefordert, in zehn Minuten eingestellt. Da sich für die Ermittlung der Erosion begrünter Proben der Laserscanner nicht eignet, wurden die Versuche nicht unterbrochen. Der Wassergehalt der Proben wurde nach jeder Stufe mit der FDR-Sonde bestimmt. Dafür wurde der Versuch kurzzeitig unterbrochen. Zudem wurde an zwei Proben ein Langzeittest, bei dem die Proben sechs Stunden mit der höchsten Belastungsstufe überströmt wurden, durchgeführt.

Während aller Versuche wurde der Wasserstand und, wenn die benötigte Überströmhöhe vorhanden war, die Fließgeschwindigkeit gemessen. Für den Durchfluss wurden die im Vorfeld ermittelten Werte angesetzt. Um die Auswertung der Versuche zu erleichtern wurde ein Layout für ein Versuchsprotokoll entwickelt. In dieses Protokoll wurden die gemessenen Werte während des Versuchs aufgenommen. Beispiele für ein Versuchsprotokoll sind im Anhang zu finden.

7 Ergebnisse und Auswertung der Versuche

Die Vorgänge während der Versuche wurden von zwei digitalen Kameras festgehalten. Eine wurde am Sichtfenster platziert, sodass die Vorgänge an der Bodenoberfläche aufgezeichnet wurden. Mit der anderen Kamera wurde die Strömungsrinne frontal aufgenommen, um großflächige Erosionsprozesse zu dokumentieren.

Für die Berechnung der Fließgeschwindigkeit und der Schubspannung während eines Versuchs wurden die Werte der im Vorfeld durchgeführten Durchflussmessungen und der im Versuch ermittelte Wasserstand genutzt. Die Berechnung erfolgte nach Formel (2.2) bzw. Formel (2.17). Da jede Probe eine andere Rauigkeit aufwies und somit die Überströmhöhe jedes Mal eine andere war, wurde die Schubspannung für jeden Versuch in Abhängigkeit der Überströmhöhe errechnet.

7.1 Die unbegrüntten Proben

Bei allen unbegrüntten Proben hat sich der Einfluss der Randbedingungen der Strömungsrinne deutlich gezeigt. Schon nach wenigen Minuten zeigten sich an den Rändern erste Erosionserscheinungen. Dort bildeten sich schnell Rillen, in denen sich der Abfluss konzentrierte. Aufgrund der nun erhöhten Schubbeanspruchung vertieften sich die Rillen immer weiter, bis das Wasser hauptsächlich über diese Kanäle abgeführt wurde. Die erhöhte Erosionsanfälligkeit der Randbereiche wurde auf zwei Ursachen zurückgeführt. Zum einen ist aufgrund der geringeren Rauigkeit der Rinnenwand gegenüber der Probenoberfläche die Fließgeschwindigkeit in diesem Bereich höher als in der Mitte der Probe und somit ist auch die Belastung höher. Zum anderen wurden die Randbereiche, wie schon in Kapitel 6.3.2 erwähnt, durch den Einbau beschädigt und mussten nachgebessert werden. Ob dabei eine ausreichende Verdichtung erzielt wurde, konnte nicht nachgeprüft werden.

7.1.1 Material 1

Für Material 1 wurde, aufgrund der hohen Schluff- und Tonanteile (Tabelle 6.1) eine gute Erosionsstabilität vorhergesagt. Die erste Probe von Material 1 wurde zunächst 30 Minuten mit einem Durchfluss von $0,59 \text{ m}^3/\text{h}$ belastet. Die Überströmhöhe betrug $0,2 \text{ cm}$. Daraus ergibt sich eine Schubspannung von $6,47 \text{ N/m}^2$ und eine Fließgeschwindigkeit von $0,33 \text{ m/s}$. Bereits nach den ersten 5 Minuten wurde starke Erosion der Probe festgestellt. Diese schritt im Verlauf des Versuches immer weiter fort. Nach 30 Minuten nahm die Erosionsrate weiter ab, da sich der Abfluss auf die

Randbereiche konzentrierte. Daher wurde der Durchfluss auf 2,90 m³/h erhöht um die Probe erneut über die gesamte Breite zu belasten. Dieser hohen Belastung hat die Probe keine 5 Minuten standgehalten und der Versuch wurde abgebrochen. Der Verlauf des Versuches ist in Abbildung 7.4 dargestellt. Neben den Bereichen, in denen der Boden abgetragen wird, sind auch deutlich Bereiche zu erkennen, in denen sich Boden abgelagert. Diese Bereiche sind in der Mitte der Probe zu finden, wo die Beanspruchung im Verlauf des Versuches immer geringer wurde. Dort kann eine Zunahme bis zu 10 mm abgelesen werden.

Im zweiten Versuch von Material 1 bildeten sich gleich zu Beginn starke Vertiefungen am linken Rand der Strömungsrinne, sodass sich der Abfluss dort konzentrierte. Nach 20 Minuten war die Erosion so stark fortgeschritten, dass die Probe teilweise bis zum Auflagebrett freigespült war (Abbildung 7.1). Aus diesem Grund wurde der Versuch dann abgebrochen.

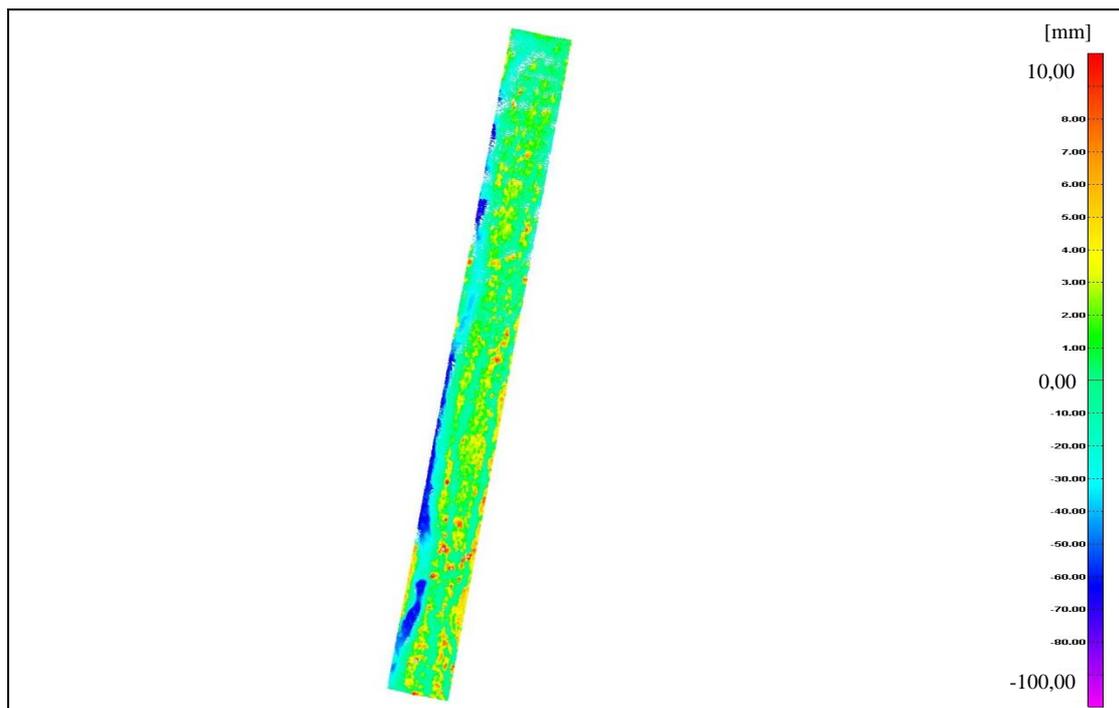


Abbildung 7.1: Material 1 Versuch 2 nach 20 Minuten

Material 1 hielt den Beanspruchungen nicht so gut stand wie zunächst angenommen. Ein möglicher Grund dafür ist, dass der Boden sehr viel Vegetationsreste enthielt (Abbildung 7.2). Da das Bodenmaterial für die unbegrünten Proben erst nach Fertigstellung des Testdeichs in Markgrafeneheide geholt wurden, konnte nur das Material beprobt werden, welches nicht zum Bau des Testdeichs verwendet wurde. Im Fall von Material 1 war nur noch Boden vorhanden, der mit der ursprünglichen Vegetationsdecke der Miete vermischt worden war.



Abbildung 7.2: Entwicklung der Erosion in Versuch 1 von Material 1

In Abbildung 7.2 ist deutlich die fortschreitende Erosion zu erkennen. Dabei wurde, nicht nur bei Material 1 beobachtet, dass der Boden zunächst bis zur ersten Verdichtungsschicht erodierte. Diese Grenzschicht blieb in den meisten Fällen bis zur Erhöhung des Durchflusses stabil. Dadurch lassen sich auch die steigenden Erosionsraten nach einer Durchflusserhöhung erklären. In Abbildung 7.3 ist der deutliche Anstieg der Erosionsrate nach 30 Minuten durch die Erhöhung des Durchflusses in Versuch 1 zu erkennen. Zudem kann abgelesen werden, dass Material 1 in Versuch 2 stärker erodierte als in Versuch 1. Weiter ist zu erkennen, dass sich nach einer gewissen Zeit der Versuchsdurchführung sich ein Gleichgewicht zwischen Durchfluss und Erosion einzustellen scheint, da die Erosionsrate immer weiter fällt. Zu Beginn eines Versuches ist die Erosionsrate sehr hoch, da sich an der Probenoberfläche lose Bodenteilchen befinden, die sofort weggespült werden. Diese Erkenntnisse in Bezug auf das Erosionsgeschehen wurden auch aus den Versuchen von WEIßMANN (2001) gewonnen.

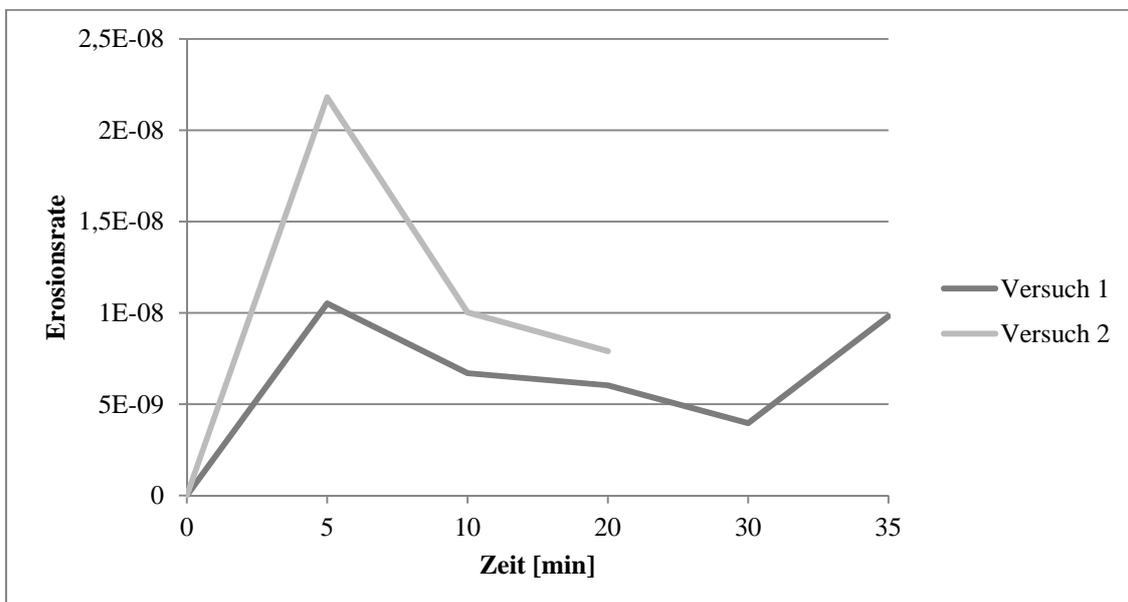


Abbildung 7.3: Ermittelte Erosionsraten von Material 1

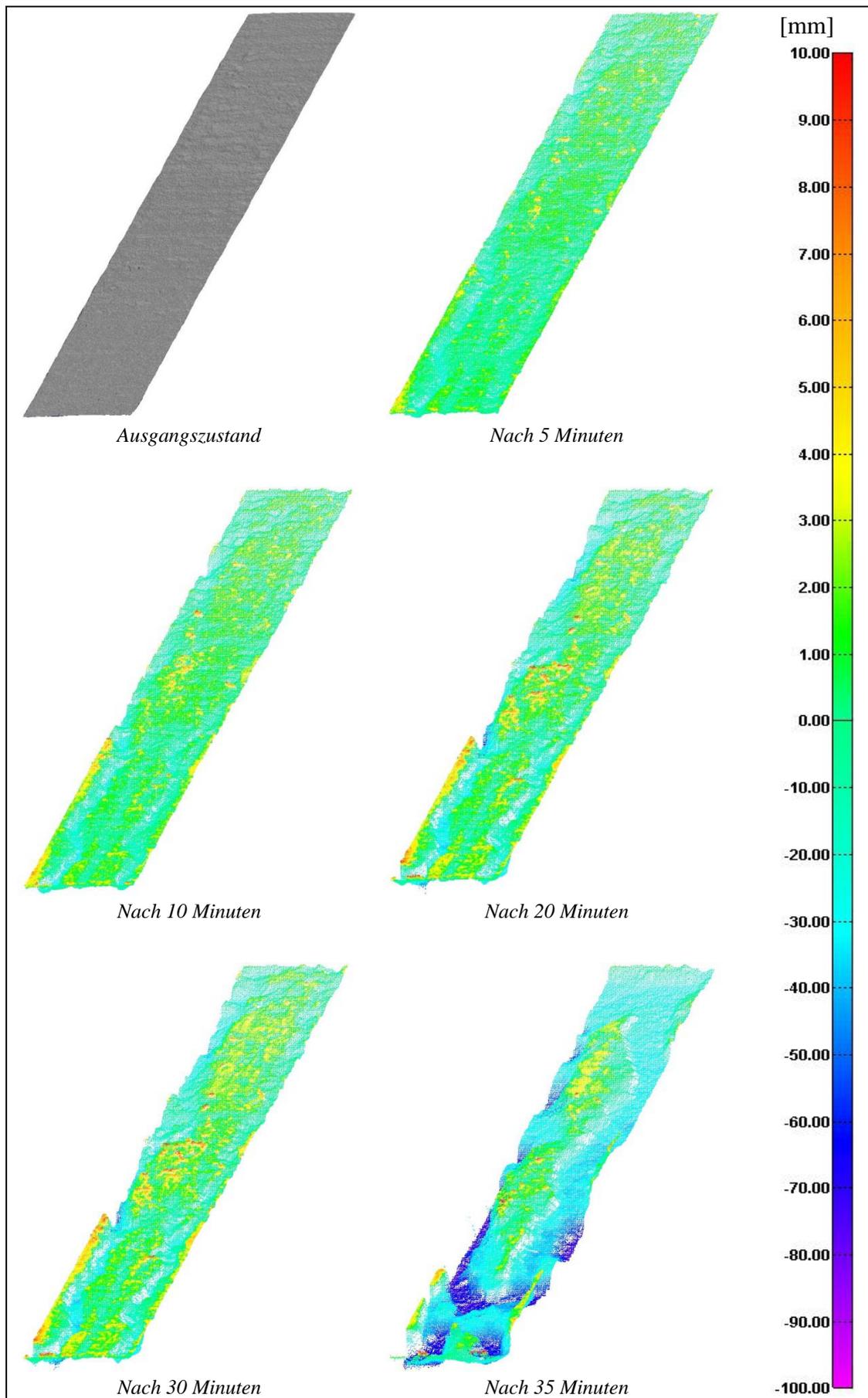


Abbildung 7.4: Versuchsverlauf Versuch 1 Material 1

7.1.2 Material 2 ohne Erosionsschutz

Von den Proben aus Material 2 wurde eine hohe Erosionsstabilität erwartet, da es einen hohen Anteil an Schluff und Ton hat. Zunächst wurden die Proben ohne Erosionsschutzprodukt untersucht. Die erste Probe wurde zum Test der Versuchseinrichtung verwendet. Dabei wurde ein zu hoher Durchfluss eingestellt und die Probe war nach 1,5 Minuten Überströmen zerstört. Im zweiten Versuch wurde der Durchfluss reduziert. Die Probe wurde zunächst mit einer Schubspannung von $11,65 \text{ N/m}^2$ belastet. Vor Beginn des Versuches wies die Probe Risse bei 0,56 m, 0,80 m, 1,65 m und 2,00 m auf. Die Risse gingen über die gesamte Breite der Probe und reichten bis zum Auflagebrett. Sie stellten eine erhebliche Störstelle dar, an der es vermehrt zu Erosion kam (Abbildung 7.5).

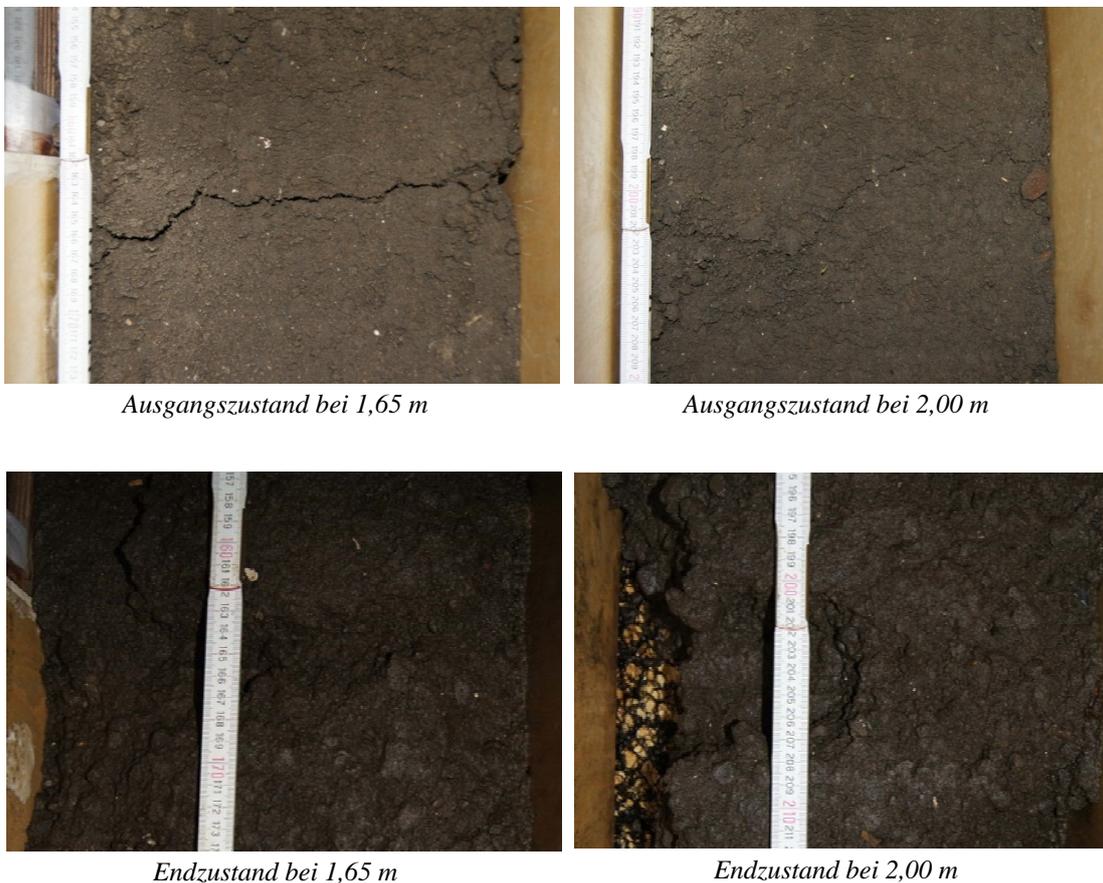


Abbildung 7.5: Erosionserscheinungen an den Rissen der Probe 2 von Material 2

In Abbildung 7.5 ist zu erkennen, dass in diesem Versuch das Wasser hauptsächlich am linken Rand der Strömungsrinne abfloss. Die Entwicklung der beiden genannten Erosionserscheinungen kann sehr gut anhand der ausgewerteten Scans nachvollzogen werden (Abbildung 7.6).

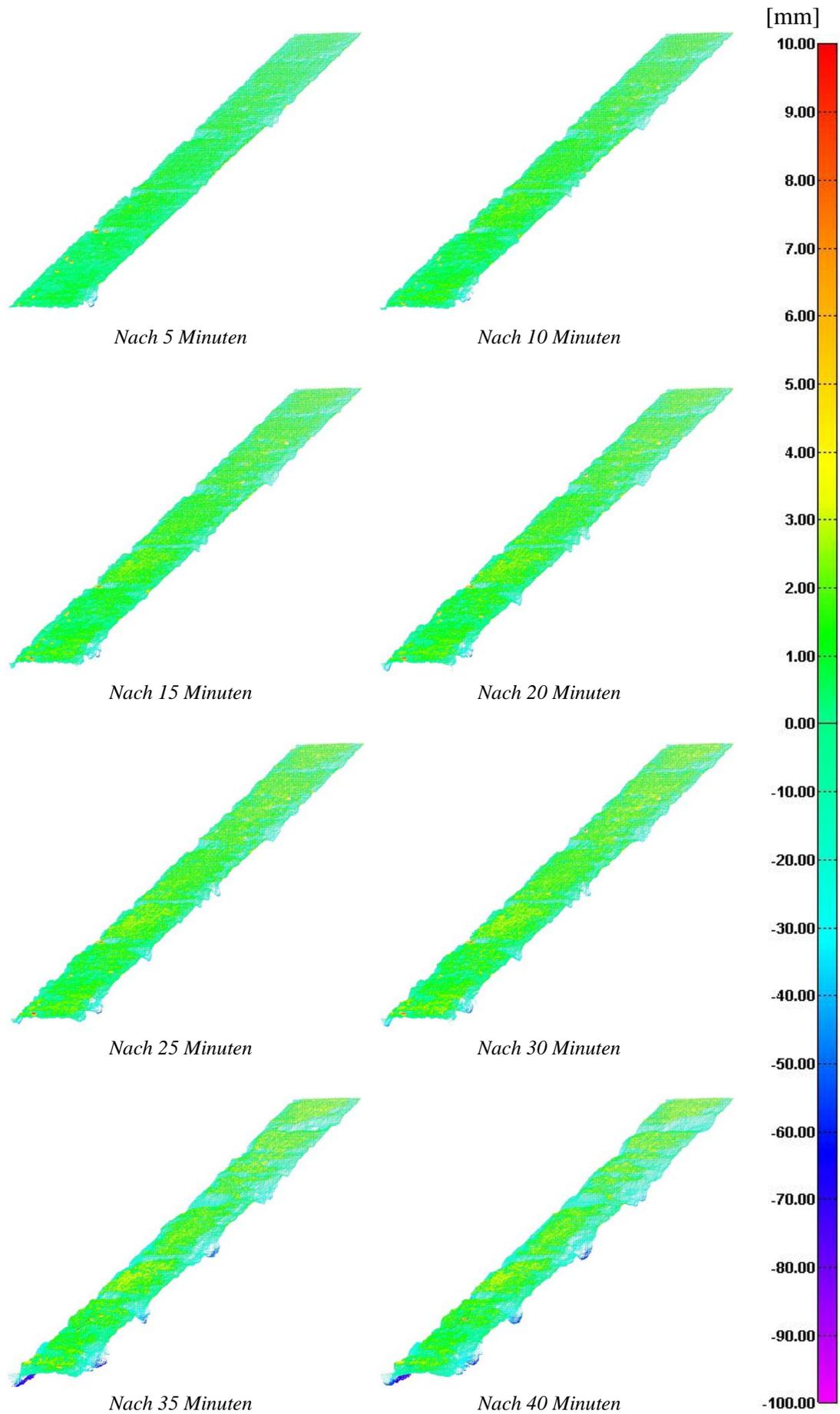


Abbildung 7.6: Versuchsverlauf Versuch 2 Material 2

Da sich der Abfluss auf den linken Rand der Strömungsrinne konzentrierte, wurde nach 30 Minuten Versuchsdauer der Durchfluss auf 2,90 m³/h erhöht. Dadurch sollte eine erneute Belastung der Probe in der Mitte erreicht werden. Die Schubspannung konnte in dem Fall nicht errechnet werden, da die Ermittlung des Wasserstandes über die Breite der Probe nicht eindeutig möglich war. Nach der Erhöhung des Durchflusses konnte wieder ein Anstieg der Erosionsrate beobachtet werden. Wie auch bei den Versuchen mit Material 1 kam es nach anfänglich starken Erosionserscheinungen mit fortschreitender Versuchsdauer bei gleichbleibendem Durchfluss zu einer Abnahme der Erosionsrate. In Abbildung 7.7 sind die Erosionsraten über die Versuchsdauer dargestellt.

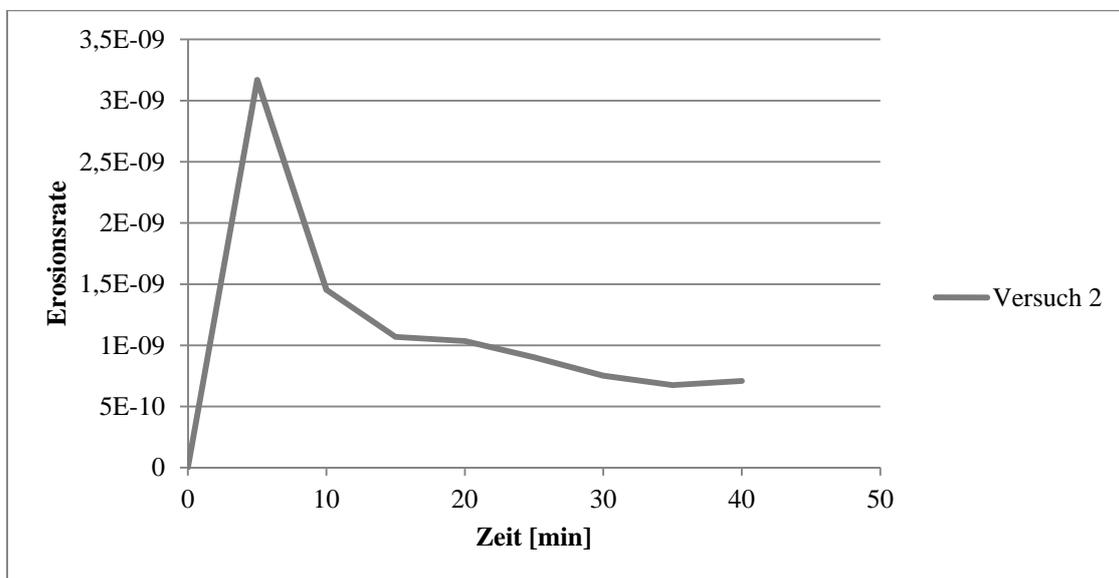


Abbildung 7.7: Ermittelte Erosionsraten von Material 2

7.1.3 Material 2 mit Erosionsschutz

Die Proben mit Erosionsschutzprodukt verhielten sich ähnlich wie die Proben ohne Erosionsschutz. Auch hier konzentrierte sich der Abfluss nach wenigen Minuten auf den linken Rand der Strömungsrinne. Weiter wurde festgestellt, dass der Boden bis auf wenige Stellen nur oberhalb der Erosionsschutzmatte abgetragen wurde. Das ist auf die Schutzwirkung der Erosionsschutzmatte zurückzuführen. Nach 30 Minuten Versuchsdauer wurde auch hier der Durchfluss erhöht. Es wurde ein Durchfluss von 6,43 m³/h eingestellt. Dadurch wurde die Bedeckung der Erosionsschutzmatte fast vollständig entfernt (Abbildung 7.8). Um ein Versagen der Erosionsschutzmatte herbeizuführen, wurde nach 60 Minuten Versuchsdauer der Durchfluss erneut erhöht. Nun förderte die Pumpe 17,04 m³/h. Der Versagensfall der Erosionsschutzmatte ist in Abbildung 7.9 dargestellt.



Abbildung 7.8: Fast vollständige Erosion der Bodenschicht oberhalb der Erosionsschutzmatte in Versuch 2 Material 2



Abbildung 7.9: Versagen der Erosionsschutzmatte in Versuch 2 Material 2

Die Auswirkung des Versagens der Erosionsschutzmatte ist in Abbildung 7.10 sehr gut zu sehen. Für den Scan nach 65 Minuten wurde die Erosionsschutzmatte entfernt. Gut zu erkennen ist, dass oberhalb von 1,50 m der Boden fast vollständig abgetragen wurde. Der Boden wurde unterhalb der Erosionsschutzmatte transportiert. Bei 1,50 m ist die Matte am Auflagebrett befestigt worden. Dadurch konnte der Boden nicht weiter abtransportiert werden und lagerte sich dort ab. Durch die nun geringere Fließgeschwindigkeit wurde im unteren Bereich der Probe kaum noch Boden erodiert.

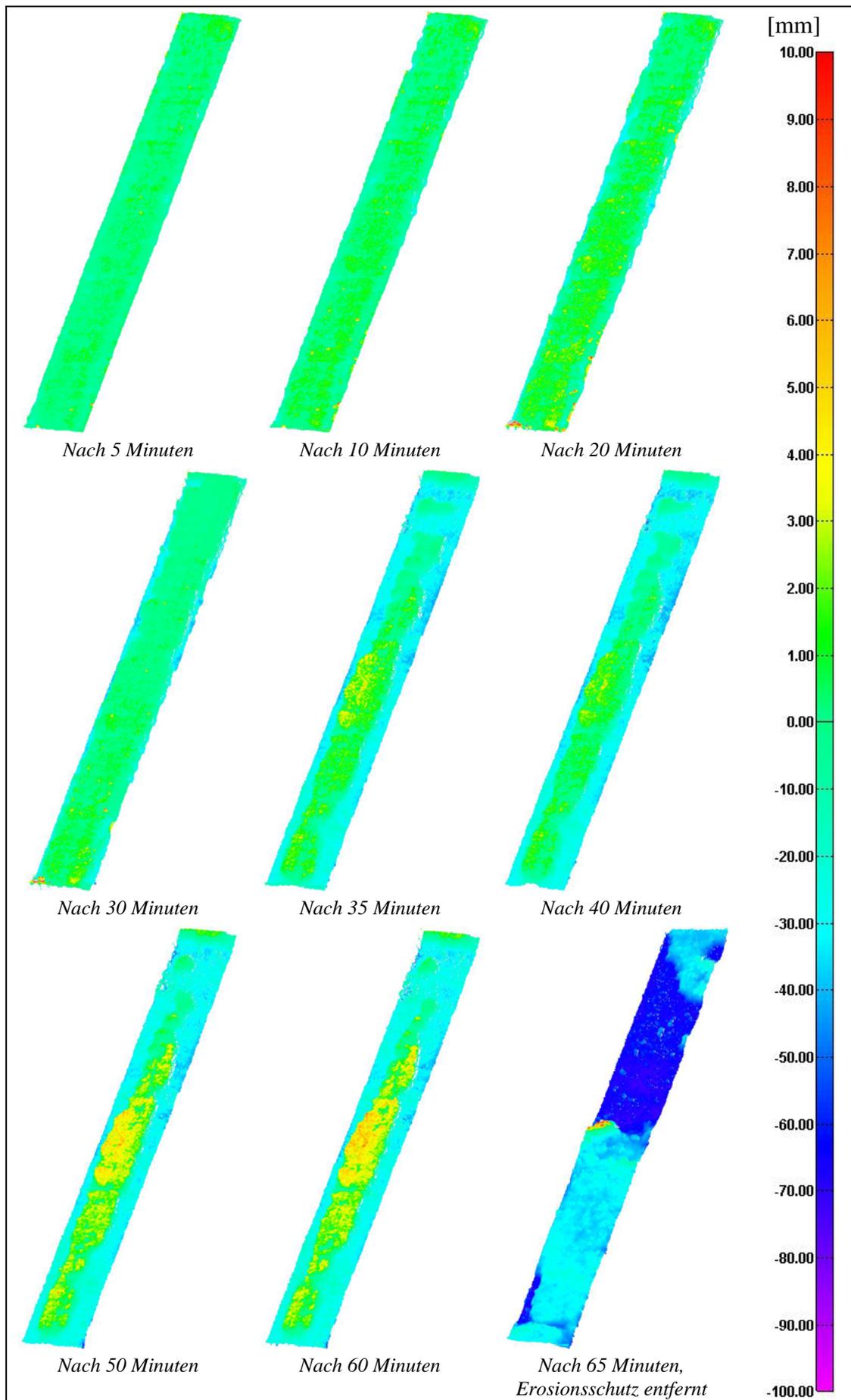


Abbildung 7.10: Versuchsverlauf Material 2 mit Erosionsschutz

Anhand der Erosionsraten kann auch hier wieder festgestellt werden, dass zu Beginn viel Boden abgetragen wurde. Im weiteren Verlauf des Versuches wurde in Bezug auf den Durchfluss immer weniger Boden abgetragen (Abbildung 7.11).

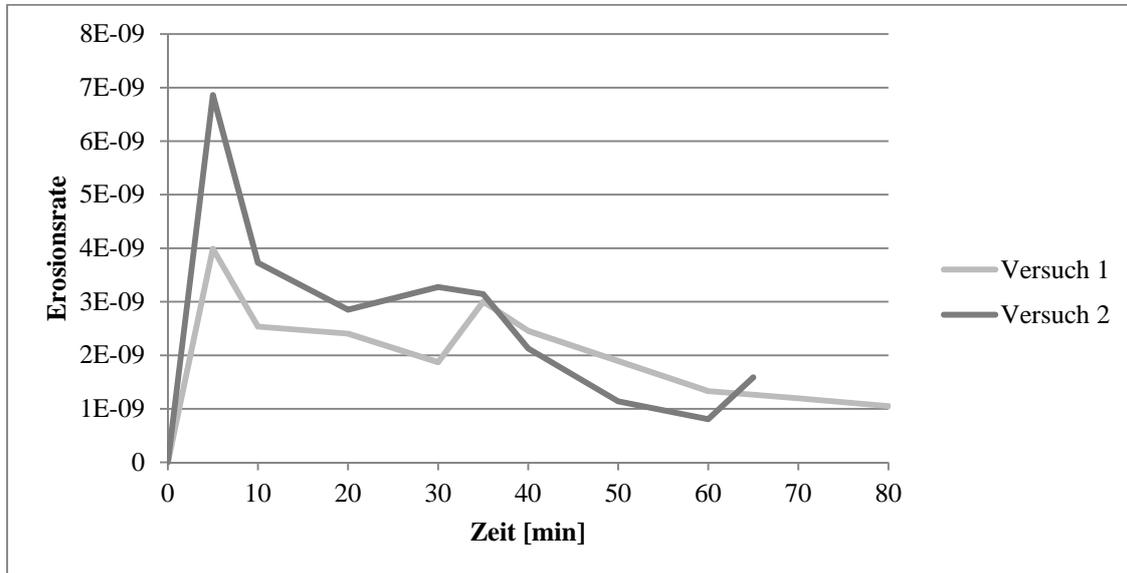


Abbildung 7.11: Ermittelte Erosionsraten von Material 2 mit Erosionsschutz

7.1.4 Material 3

In den Versuchen mit Material 3 wurden schon in den ersten Minuten eines Versuchs starke Erosionserscheinungen festgestellt. Das ist auf den hohen Sandanteil bei Material 3 zurückzuführen. Das spiegelt sich auch in den hohen Erosionsraten wieder (Abbildung 7.12).

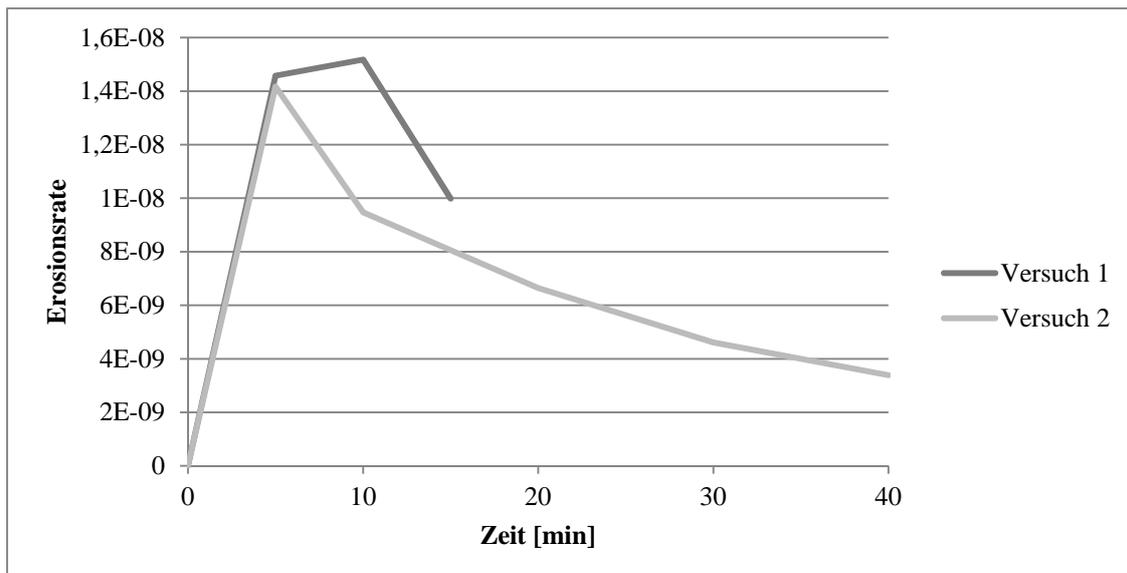


Abbildung 7.12: Ermittelte Erosionsraten von Material 3

Die Proben von Material 3 wurden jeweils nur mit dem kleinstmöglichen Durchfluss von $0,59 \text{ m}^3/\text{h}$ belastet und wurden dadurch schon stark zerstört. Aus diesem Grund wurde der Versuch 1 schon nach 20 Minuten abgebrochen. In Versuch 2 konzentrierte sich der Abfluss in den ersten Minuten schon am linken Rand der Strömungsrinne. Aufgrund der geringen Erosionsstabilität von Material 3 wurde schnell das gesamte Bodenmaterial in diesem Bereich abgetragen. Um den mittleren Bereich der Probe erneut zu belasten, wurde nach 30 Minuten Versuchsdauer der Durchfluss auf $2,90 \text{ m}^3/\text{h}$ erhöht. Das hatte zur Folge, dass die Randbereiche weiter zerstört wurden. In Abbildung 7.13 kann der Versuchsverlauf anhand der Scans nachvollzogen werden.

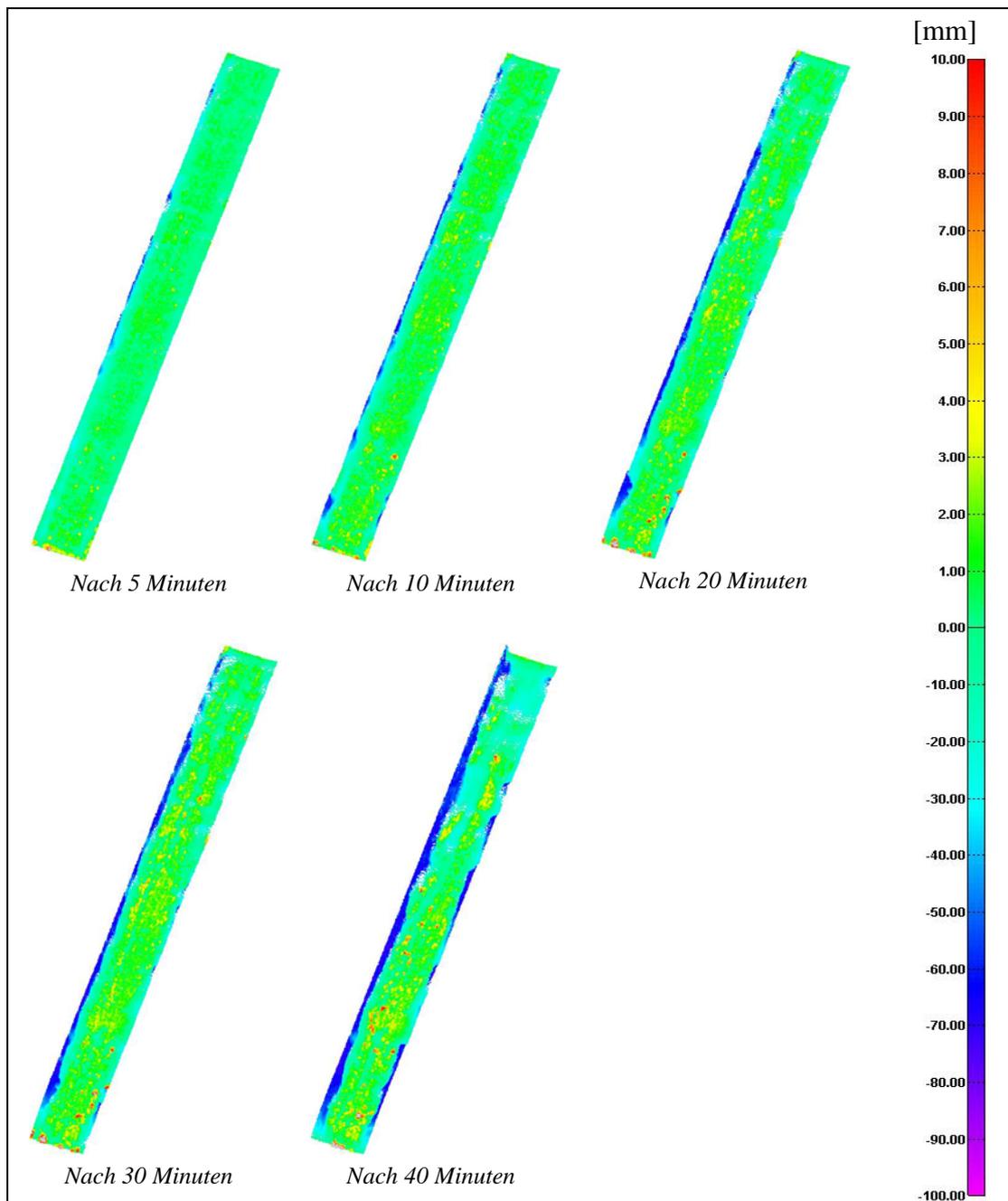


Abbildung 7.13: Versuchsverlauf Material 3

7.1.5 Klei

Der Klei wurde im Vorfeld der Versuche aufgrund des sehr hohen Schluffanteils als sehr erosionsbeständig eingestuft. Die Probe 1 wurde, wie die Probe 1 von Material 2, zum Test der Versuchseinrichtung verwendet und daher mit einem zu hohen Durchfluss belastet. Aus diesem Grund wird das Ergebnis hier nicht ausgewertet. Dennoch zeigte sich im Vergleich zu Probe 1 Material 2 eine deutlich höhere Erosionsstabilität.

Die Probe 2 wurde aufgrund der im Versuch 1 gewonnenen Erkenntnisse von Beginn an mit einem Durchfluss von $6,43 \text{ m}^3/\text{h}$ belastet. Daraus ergibt sich eine Schubspannung von $16,17 \text{ N}/\text{m}^2$. Bei dieser Belastung wurde nach 12 Minuten Versuchsdauer der Boden im Bereich des Sichtfensters stark abgetragen. Nach 30 Minuten Versuchsdauer floss auch hier das Wasser hauptsächlich über die Randbereiche ab. Eine Erhöhung des Durchflusses auf $17,04 \text{ m}^3/\text{h}$ führte zu einer geringen Erhöhung der Erosionserscheinung. Aus diesem Grund wurde der Durchfluss nach 40 Minuten Versuchsdauer auf $23,62 \text{ m}^3/\text{h}$ erhöht. Nun betrug die Scherspannung $67,98 \text{ N}/\text{m}^2$. Bereits nach 10 Minuten war die Erosion so groß, dass die Probe als zerstört angesehen wurde. Der Versuch wurde weitere 20 Minuten fortgesetzt, um die Entwicklung der Erosion zu sehen. Die Entwicklung der Probenoberfläche über die Versuchsdauer ist in der Abbildung 7.15 zu sehen.

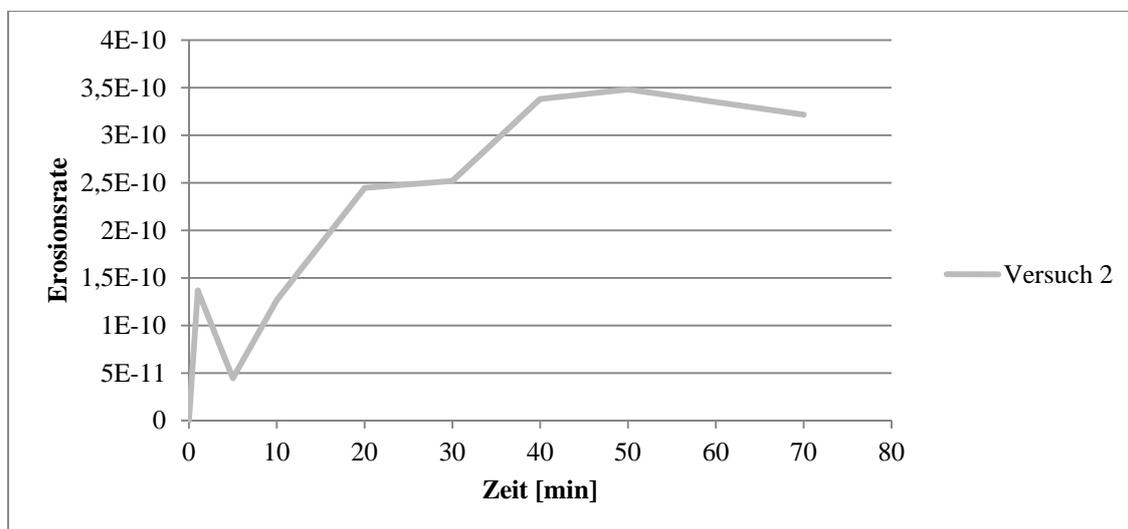


Abbildung 7.14: Ermittelte Erosionsraten für den Klei

Abbildung 7.14 zeigt die Erosionsraten während des Versuchs. Der Peak in der ersten Minute fällt hier nicht so stark aus, da der Klei nach dem Einbau eine sehr feste Oberfläche bildete. Nach 5 Minuten steigt die Erosionsrate wieder, da der Klei aufgrund des hohen Schluffanteils sehr lange benötigt um zu durchfeuchten und erst dann seine Scherfestigkeit verliert.

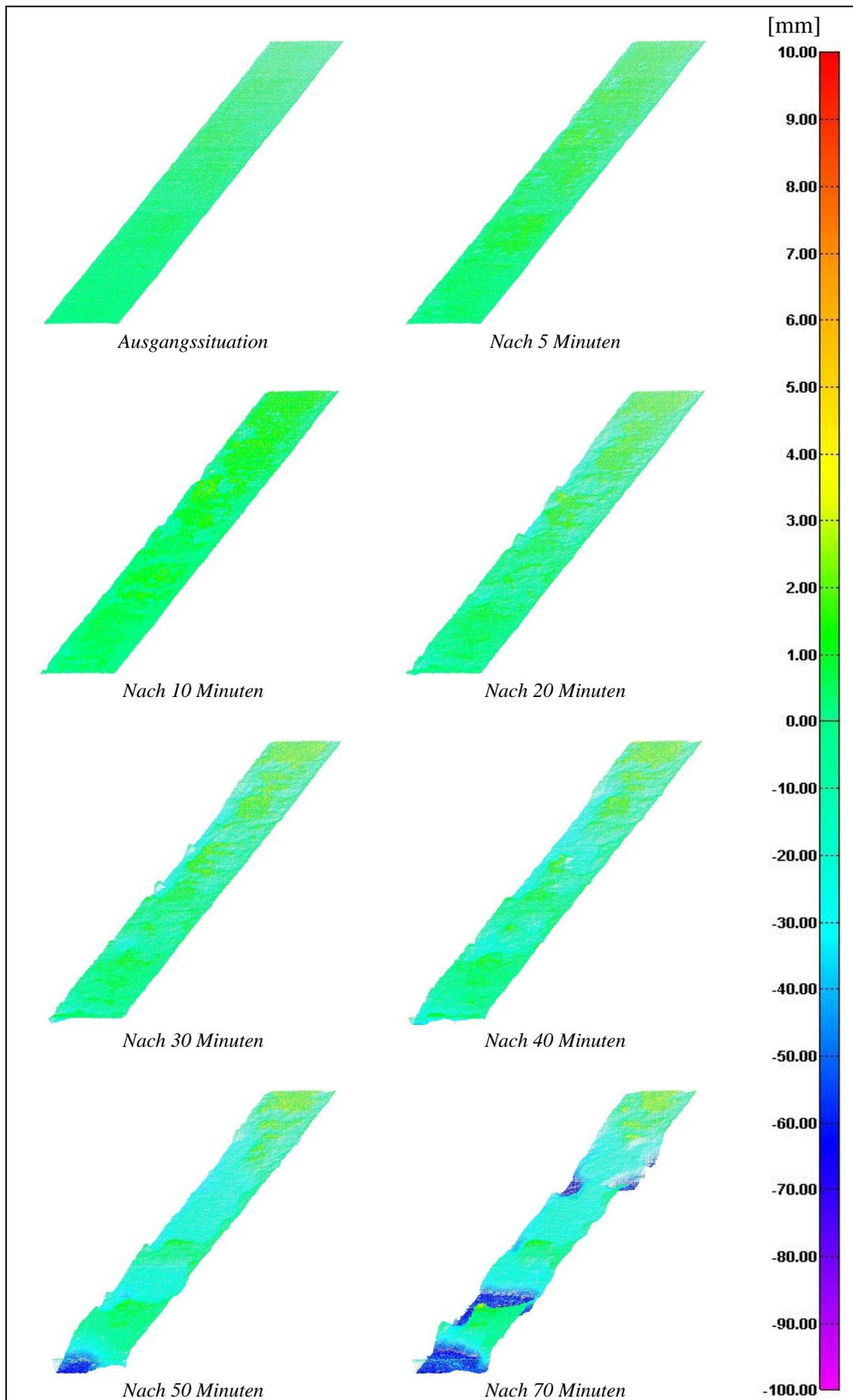


Abbildung 7.15: Versuchsverlauf Klei

Abbildung 7.15 zeigt, dass sich der Abfluss bei diesem Versuch nicht so stark auf die Randbereiche konzentrierte. Durch Erhöhung des Durchflusses war es hier möglich den mittleren Bereich der Probe erneut zu belasten, was die Scans nach 30 bzw. 50 Minuten verdeutlichen. Zudem kann aus der Auswertung der Scanneraufnahmen abgeleitet werden, dass zu Beginn des Versuchs kaum Boden erodiert. Es wirkt als ob sogar Boden hinzukommt. Der Klei scheint aufgrund der Wasserzugabe zu quellen. Ob es sich tatsächlich um das Quellen des Kleis handelt oder nur um eine Ungenauigkeit beim Messen bzw. Auswerten kann nicht gesagt werden.

7.2 Die begrünten Proben

In den durchgeführten Versuchen konnte bei keiner der begrünten Proben ein Versagen herbeigeführt werden. Die maximal erzeugten Schubspannungen lagen je nach Überströmhöhe im Bereich von 161,87 N/m² bis 210,43 N/m² (Tabelle 7.2). Somit kann mit der Versuchseinrichtung die Laststufe 4 für begrünten Boden und die Laststufe 2 für begrünten Erosionsschutz nach ASTM D 6460-07 eingestellt werden (Tabelle 6.6). Zur Ermittlung der kritischen Fließgeschwindigkeit wurde das Geschwindigkeitsprofil während eines Versuchs aufgenommen. Tabelle 7.1 zeigt beispielhaft das Geschwindigkeitsprofil für den Versuch 1 von Material 3. Bei diesem Versuch wurde eine Überströmhöhe von 6,5 cm erreicht. Zu erkennen sind die schon in Kapitel 7.1 angesprochenen hohen Fließgeschwindigkeiten am Rand der Überströmungsrinne, die zusätzlich zu anderen Faktoren zu starken Erosionserscheinungen bei den unbegrünten Proben führten.

Tabelle 7.1: Geschwindigkeitsprofil von Versuch 1 Material 3

Abstand vom linken Rand [cm]	2,0	12,5	23,0
Tiefe [cm]			
0,5	2,32	1,87	2,23
3,0	2,08	1,65	1,36
6,0	0,89	1,04	1,03

Um zu sehen, wie sich die begrünten Proben beim Überströmen verhalten, durchlief die Probe 1 von Material 1 alle einstellbaren Laststufen (Tabelle 6.4 bzw. Tabelle 6.5). Es wurde festgestellt, dass der Boden schnell wassergesättigt war und so konnten die späteren Versuche mit einer höheren Laststufe gestartet werden. Wurde ein neuer Boden getestet, so wurde im Versuch 1 bei Laststufe Raste 7 begonnen. Wurde die Probe nicht zerstört, wurde der Versuch 2 bei Laststufe Raste 10 begonnen. Die gewünschte

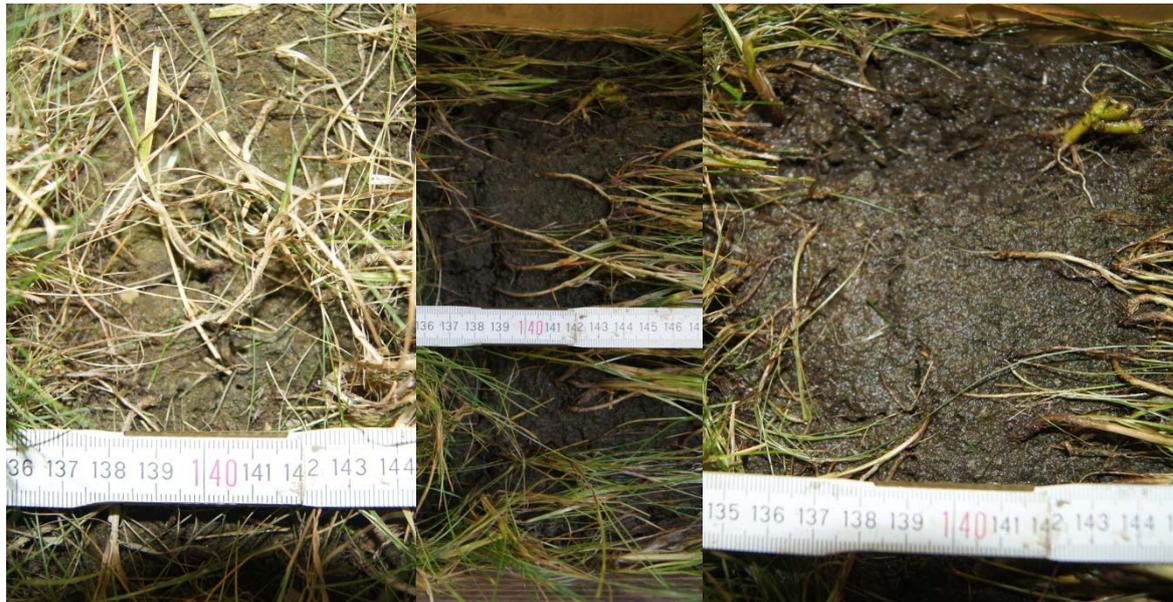
Laststufe wurde durch kontinuierliche Erhöhung des Durchflusses in 2-Minuten-Abständen eingestellt.

Bei allen durchgeführten Versuchen konnte beobachtet werden, dass bei geringen Durchflüssen die Halme der Vegetation zunächst umflossen wurden. Ab Laststufe Raste 5 begannen sich die Halme schützend auf die Bodenoberfläche zu legen. Auch war zu beobachten, dass bei einem geringen Durchfluss das Wasser hauptsächlich am linken Rand der Strömungsrinne abfloss, was auf eine Schiefstellung der Rinne schließen lässt. Das Problem der ausgespülten Ränder bei den unbegrünten Proben trat hier nicht auf. Zwar wurde der Boden, der zur Ausbesserung des Randes verwendet wurde, ausgespült, aber durch die Wurzeln wurde kein weiterer Boden erodiert.

Tabelle 7.2: Qualität der Begrünung

Boden	Maximale Schubspannung [N/m ²]	Verdichtungsgrad [-]	Bewuchsdichte [%]	Durchwurzelungsdichte [g/cm ³]
Material 1	194,24	0,75	75,5	3,78 E-03
Material 2 GH1	161,87	0,63	87	8,04 E-03
Material 2 GH2	194,24	0,61	100	1,08 E-02
Material 2 ES GH2	161,87	0,61	100	8,04 E-03
Material 3	210,43	0,60	72,5	8,24 E-03

Für den Schutz einer begrünten Böschung ist eine intakte, geschlossene Vegetationsdecke nötig. In den Versuchen wurde aber festgestellt, dass auch kleine Lücken durch die sich umlegende Vegetation geschützt sind. So hatten alle Proben aus GH1 in der Mitte einen unbewachsenen Streifen, an dem es zu keinen nennenswerten Erosionserscheinungen kam. Probe 2 von Material 3 hatte an dieser Stelle zusätzlich einen Riss. Dies hatte auch keine Auswirkungen auf das Erosionsgeschehen, wie in Abbildung 7.16 gut zu erkennen ist.



Ausgangszustand

Nach 30 Minuten bei
161,87 N/m²Nach weiteren 30 Minuten bei
161,87 N/m²

Abbildung 7.16: Auswirkung des Überströmens auf einen Riss in Probe 2 Material 3

Für eine Beurteilung der Erosionsstabilität der Proben wurden der Verdichtungsgrad, die Bewuchsdichte und die Durchwurzelungsdichte bestimmt. Die Ermittlung des Verdichtungsgrades und der Bewuchsdichte wurden bereits in den Kapiteln 6.2 bzw. 6.2.2 erläutert. Einen positiven Einfluss auf die Durchwurzelungsdichte hatte der geringe Verdichtungsgrad, denn so war es den Wurzeln leichter möglich, in den Boden einzudringen. Für die Bestimmung der Durchwurzelungsdichte wurde aus den Proben nach einem Versuch ein Quader mit der Grundfläche 10 x 10 cm und der Höhe 6 cm entnommen. Um die Verteilung der Durchwurzelungsdichte über die Höhe zu ermitteln, wurde der Quader in 2 cm starke Scheiben geschnitten. Im nächsten Schritt wurde der Boden getrocknet. Danach wurde der Boden von den Wurzeln getrennt und die trockenen Wurzeln gewogen. Die Durchwurzelungsdichte D errechnet sich dann als der Quotient aus Gewicht G der getrockneten Wurzeln und dem Bodenvolumen V :

$$D = \frac{G}{V} \quad (7.1)$$

Tabelle 7.3: Durchwurzelungsdichte

Boden	Durchwurzelungsdichte [g/cm ³]		
	Tiefe 0-2 cm	Tiefe 2-4 cm	Tiefe 4-6 cm
Material 1	7,56 E-03	1,58 E-03	2,21 E-03
Material 2 GH1	1,73 E-02	4,35 E-03	2,51 E-03
Material 2 GH2	1,97 E-02	7,10 E-03	5,67 E-03
Material 2 ES GH2	1,70 E-02	6,58 E-03	5,55 E-03
Material 3	1,63 E-02	5,22 E-03	3,15 E-03

In Tabelle 7.3 ist sehr gut die Entwicklung der Durchwurzelungsdichte über die Tiefe zu erkennen. In den Proben mit Material 2 haben sich die Wurzeln am besten entwickelt, was schon an der gut ausgebildeten Vegetation auf diesen Proben zu vermuten war. Aufgrund der guten Bedingungen in GH2 ist die Durchwurzelungsdichte bei diesen Proben besonders hoch. An deren Oberfläche hat sich ein Netz aus feinen Wurzeln gebildet (Abbildung 7.17), was den hohen Wert für die Durchwurzelungsdichte in einer Tiefe von 0-2 cm erklärt.



Abbildung 7.17: Oberfläche Probe 2 Material 2 GH2

Allgemein kann gesagt werden, dass die Qualität der Begrünung aufgrund der besseren Bedingungen in GH2 bei diesen Proben besser ist als bei den Proben aus GH1. So wurden auf diesen Proben mehr Pflanzen gezählt. Auf den Proben aus GH2 war der Weißklee häufig vertreten, während er auf den Proben aus GH1 nur vereinzelt zu finden war. Auch die Bestockung war auf den Proben der beiden Gewächshäuser unterschiedlich. So bildeten die Gräser der Proben aus GH1 bis zu fünf Halme pro Samen, während die Gräser aus GH2 bis zu neun Halme pro Samen bildeten.



Schadstelle vor dem Versuch



Nach 5 Minuten



Nach 6 Stunden

Abbildung 7.18: Probe 2 Material 2 mit Schadstelle

Da kritische Belastungszustände innerhalb von 30 Minuten Überströmungsdauer pro Laststufe nicht erreicht werden konnten, wurden noch zwei Langzeittests durchgeführt. In diesen Versuchen wurde Probe 2 Material 2 aus GH2 sechs Stunden mit einer Schubspannung von $178,05 \text{ N/m}^2$ belastet. Nach Ende des ersten Versuches konnten keine Veränderungen festgestellt werden. Daraufhin wurde die Probe mit einer Schadstelle in Form eines Kreises mit einem Durchmesser von 10 cm und einer Tiefe von 2 cm versehen. Wiederum wurde die Probe sechs Stunden belastet. Nach den ersten 5 Minuten war der lose Boden aus der Schadstelle ausgespült. Im weiteren Verlauf des Versuches wurde kein weiterer Boden aus der Schadstelle erodiert (Abbildung 7.18). Das lag zum einen an der guten Durchwurzelung der Proben und zum anderen legte sich die Vegetation teilweise über die Schadstelle.

8 Diskussion der Ergebnisse

Die im Vorfeld der Untersuchungen getroffenen Einschätzungen im Bezug zur Erosionsstabilität der unbegrünten Böden wurden bis auf eine Ausnahme bestätigt. Am stabilsten zeigte sich der Klei. Material 2 zeigte in Bezug auf die Erosionsstabilität gute Eigenschaften. Die Erosionsraten von Material 2 waren um eine Zehnerpotenz größer als die von Klei. Allerdings war die Erosionsrate der Proben mit Erosionsschutz größer als die Erosionsrate der Proben ohne Erosionsschutz (Abbildung 8.1). Das liegt daran, dass die Schicht über der Erosionsschutzmatte nicht ausreichend verdichtet und somit der Boden leichter abgetragen werden konnte. Bei diesen Proben beschränkte sich, bis auf bei dem erhöhten Durchfluss zur Herbeiführung des Versagens der Erosionsschutzmatte, die Erosion auf die Schicht oberhalb der Erosionsschutzmatte, was auf eine schützende Wirkung der Matte schließen lässt. In Abbildung 8.1 ist gut zu erkennen, dass sich die Proben von Material 2 sowohl mit als auch ohne Erosionsschutz bei einer Belastung durch Überströmen in etwa gleich verhalten.

Unerwartet waren die hohen Erosionsraten von Material 1, die aber mit dem hohen Anteil an Vegetationsresten erklärt werden konnte. Weniger überraschend waren die Erosionsraten von Material 3, da es sich dabei um einen sandigen Boden handelt.

Bei allen Versuchen mit den unbegrünten Proben wurden die in der Literatur angegebenen Werte für die kritische Schubspannung schon zu Beginn der Versuche überschritten. Das lag daran, dass kein geringerer Durchfluss an der Versuchseinrichtung eingestellt werden konnte. Die kleinstmögliche Schubspannung, mit der die Versuchseinrichtung betrieben werden kann, liegt bei $6,70 \text{ N/m}^2$. Nach SMERDON (1959) werden die untersuchten Böden bereits bei einer Schubspannung von $1,08 \text{ N/m}^2$ für Material 1, $1,74 \text{ N/m}^2$ für Material 2 und $0,44 \text{ N/m}^2$ für Material 3 abgetragen. VAVRINA (2010) hat für zwei ausgewählte bindige Böden eine kritische Schubspannung von $2,71 \text{ N/m}^2$ bzw. $2,31 \text{ N/m}^2$ ermittelt. Für die Ermittlung der kritischen Schubspannung unbegrünter Proben muss die Versuchseinrichtung mit einer Pumpe mit sehr geringer Förderleistung betrieben werden. Die nach ASTM D 6460-07 geforderten Laststufen für unbegrünte Böden wurden nicht erreicht, da alle Böden, auch der Klei, bereits vor Erreichen der Laststufe 1 (24 N/m^2) starke Erosionserscheinungen zeigten. In Betrachtung der aus den Überströmungsversuchen gewonnenen Erkenntnisse und in der Literatur erwähnten Werte, stellt sich die Frage, wie ein so hoher Wert von 24 N/m^2 als Laststufe 1 für die Überströmung von unbegrünten Böden zustande

gekommen ist. Einen weiteren Einfluss auf die frühzeitig auftretenden Erosionserscheinungen hatte der geringe Verdichtungsgrad, besonders am Rand einer Probe. Des Weiteren trugen die Randeinflüsse zur Rillenbildung am Rand der Strömungsrinne bei.

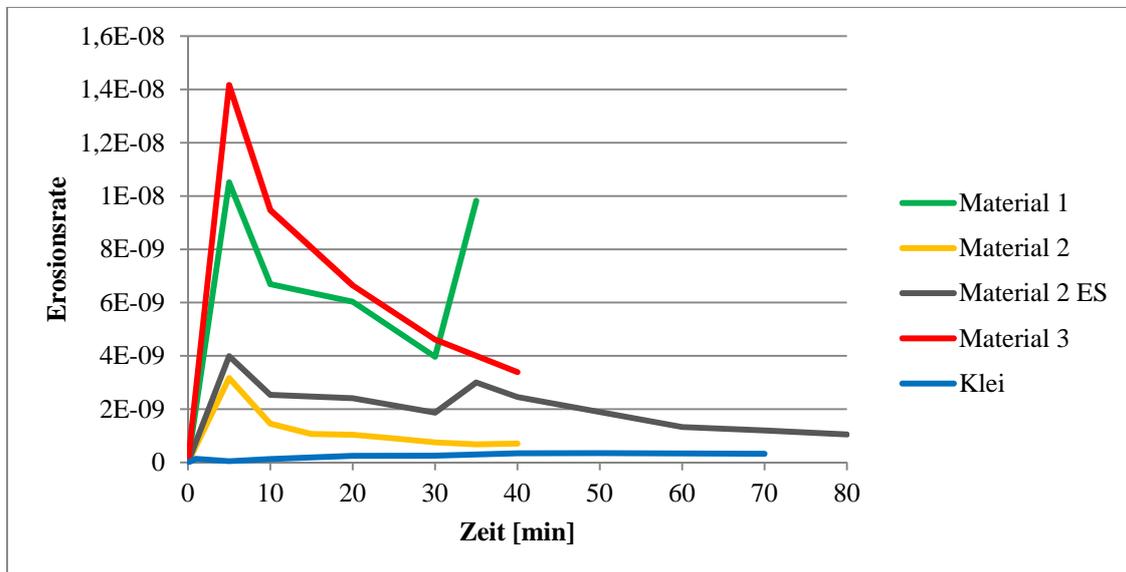


Abbildung 8.1: Vergleich der Erosionsraten der untersuchten Böden

Die Beobachtungen während der Versuche gibt die Abbildung 8.1 wieder. Hier werden sehr gut die Größenordnungen der Erosionsraten der einzelnen Materialien veranschaulicht. So ist zu erkennen, dass Material 2 gegen Ende eines Versuches sich ähnlich wie der Klei verhält. Im Gegensatz dazu beträgt der Unterschied der Erosionsraten von Material 3 und Klei zu Beginn eines Versuches zwei Zehnerpotenzen, was auf eine hohe Erosibilität von Material 3 schließen lässt.

In den Versuchen mit den begrünten Proben hat sich gezeigt, dass neben der oberirdischen Vegetation die hohe Durchwurzelungsdichte zur Erosionsstabilität beitrug. Die Pflanzung der Vegetation unter den geschützten Bedingungen im Gewächshaus und die ausreichende Bewässerung bildeten die Grundlage zur Ausbildung einer dichten Wurzelstruktur. Zudem waren die Proben 7 cm hoch und von einem Kasten umschlossen, was die Wurzeln an einer Ausbreitung nach unten und zu den Seiten hinderte und sie daher wieder, wie in einem Blumentopf, nach innen wuchsen. Nach VAVRINA (2010) wird eine Durchwurzelungsdichte von $1 \cdot 10^{-2} \text{ g/cm}^3$ als sehr gut angesehen. Ist sie kleiner als $1 \cdot 10^{-5} \text{ g/cm}^3$, ist die Grasnarbe ungeeignet für den Einsatz an einer Deichböschung. In Bezug zu den ermittelten Durchwurzelungsdichten von $1,08 \cdot 10^{-2} \text{ g/cm}^3$ bis $3,78 \cdot 10^{-3} \text{ g/cm}^3$ der untersuchten Proben kann die Wurzelstruktur als dicht und stark vernetzt angesehen werden.

Da in den Versuchen mit den begrünten Proben kein Versagen der Vegetation herbeigeführt werden konnte, können auch keine differenzierten Aussagen hinsichtlich der Auswirkung der Vegetation auf die Erosionsstabilität in Bezug zum Verdichtungsgrad, zur Bewuchsdichte und zur Durchwurzelungsdichte getroffen werden. Auch eine absichtliche Schädigung der Grasnarbe führte nicht zu Erosionserscheinungen.

Die begrünten Proben konnten maximal mit einer Schubspannung von $210,43 \text{ N/m}^2$ bei einer Überströmrate von $358 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m})$ belastet werden. Somit kann mit der Versuchseinrichtung die Laststufe 4 für begrünten Boden und die Laststufe 2 für begrünten Erosionsschutz nach ASTM D 6460-07 eingestellt werden (Tabelle 6.6). Nach den Ergebnissen der Überströmversuche der NAG reicht diese Belastung nicht aus, um eine Grasnarbe zu zerstören. Die durchgeführten Untersuchungen haben die Ergebnisse der Versuche der NAG untermauert, denn ein Versagen konnte nicht herbeigeführt werden. In den Versuchen der NAG konnten Proben mit Erosionsschutz selbst mit einer Belastung von 960 N/m^2 nicht zerstört werden. Mit den durchgeführten Überströmversuchen konnten aber die Werte aus den Untersuchungen des EroGRASS-Projektes und des ComCoast-Projektes bestätigt werden. In diesen Projekten konnte ein Versagen der Grasnarbe auch bei einer Überströmrate von $108 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m})$ bzw. $270 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m})$ nicht erzwungen werden.

In den durchgeführten Überströmversuchen hat sich gezeigt, dass eine intakte Grasnarbe einen wirksamen Erosionsschutz darstellt. Ungeschützter Boden neigt selbst bei geringer Beanspruchung durch ablaufendes Wasser zu starker Erosion. Weiter wurde bewiesen, dass eine intakte Grasnarbe weitaus leistungsfähiger ist, als bis lang in der Literatur angenommen. So geben LANGE/LECHER (1993) die kritische Schubspannung für eine mit Rasen bewachsene Böschung mit nur 15 N/m^2 für eine lang anhaltende Überströmung an.

9 Verbesserungsvorschläge für zukünftige Versuche

9.1 Probenvorbereitung

Für die Herstellung zukünftiger Proben empfiehlt sich ein knetendes Verdichtungsgerät, da damit höhere Verdichtungsgrade als mit dem verwendeten Stampfer erzielt werden können. Wird der Stampfer weiterhin verwendet, sollte eine höhere Verdichtungsenergie eingebracht werden. Dazu ist der Bau stabiler Begrünungskästen notwendig, da bei den verwendeten Begrünungskästen beim Verdichten die Ränder regelmäßig ausbrachen.

Im Zusammenhang mit höheren Verdichtungsgraden muss aber die Auswirkung auf die Wurzelbildung der Vegetation untersucht werden. Wird eine zu hohe Verdichtung erreicht, kann die Ausbreitung der Wurzeln im Boden gestört werden.

Die Ansaat begrünter Proben sollte im August erfolgen, da die Bedingungen für die Keimung und das Wachstum der Vegetation am günstigsten sind. Zudem ist auf eine ausreichende Bewässerung, besonders in einem Gewächshaus, zu achten.

9.2 Einbau der Proben

Der Einbau der Proben in die Strömungsrinne stellte sich als sehr schwierig heraus. Ein besonderes Problem waren die Ränder der Proben, die durch den Einbau beschädigt wurden und im Nachhinein ausgebessert werden mussten. Hier wird vorgeschlagen die Probe samt des Begrünungskastens in die Überströmungsrinne einzubauen. Dadurch können die sofort auftretenden Erosionserscheinungen zu Beginn eines Versuches an der Wandung der Strömungsrinne sicherlich verringert werden.

9.3 Messtechnik

Während der Versuchsdurchführung kam es zu einigen Problemen mit der Messtechnik, die hier erwähnt werden, um sie bei späteren Versuchen vermeiden zu können.

Aufgrund der geringen Überströmhöhen konnte bei den Versuchen mit den unbegrünten Proben die Fließgeschwindigkeit nicht gemessen werden. Es kam auch schnell zu ersten Erosionserscheinungen. Die sich dadurch bildenden Rillen und Wellen beeinflussten das Messergebnis der Wasserstandsmessung. Der Wasserstand konnte auch nicht am Sichtfenster abgelesen werden, da die Bodenoberfläche unterhalb der Fensterunterkante lag. Da der Wasserstand so gering war, konnte er nur schwer mit einem Gliedermaßstab

abgelesen werden. Nach nur wenigen Minuten bildeten sich Rillen, in denen der größte Teil des Wassers abfloss, somit war die Ermittlung des Wasserstandes für die Rinnenbreite nicht möglich.

Bei den Versuchen mit den begrünten Proben hat sich der Messflügel schnell als ungeeignet herausgestellt, da dieser sich mit abgelösten Grashalmen zusetzte, die dann nur schwer wieder entfernt werden konnten. Aus diesem Grund wurden die Geschwindigkeitsmessungen mit dem ISM durchgeführt. Anders als erwartet benötigt dieser keine großen Wassertiefen. Es ist ausreichend, wenn die Unterseite 1 cm ins Wasser ragt. Da die Überströmhöhe bei den Versuchen mit unbegrünten Proben kleiner als 1 cm war, konnte hier die Fließgeschwindigkeit nicht ermittelt werden. Für die Messung der Fließgeschwindigkeit wird daher ein Ultraschall-Sensor empfohlen.

Während der durchgeführten Versuche wurde das Flügelrad des Wasserzählers durch die im Wasser mitgeführten Partikel so stark beschädigt, dass es stehen blieb und der Durchfluss nicht mehr angezeigt wurde. Nun stellte das Flügelrad ein erhebliches Hindernis im Rohrquerschnitt dar, sodass sich der Durchfluss erheblich reduzierte. Die Wahl eines induktiven Wasserzählers wäre hier die richtige gewesen, da dieser berührungsfrei den Durchfluss bestimmt.

9.4 Versuchseinrichtung

Ein Nachteil der Versuchseinrichtung besteht in dem großen Einfluss der Ränder der Strömungsrinne, besonders auf unbegrünte Proben. Daher wäre zu überlegen, die Wandung der Strömungsrinne mit einem Material zu versehen, welches in etwa gleiche Rauigkeitswerte besitzt wie unbewachsener Boden. Eine weitere Möglichkeit wäre bei der Planung einer neuen Versuchseinrichtung die Breite der Strömungsrinne größer zu wählen, sodass der Einfluss des Randes minimiert wird.

Um bei zukünftigen Versuchen ein Versagen bei begrünten Proben herbeiführen zu können, wird eine Pumpe mit höherer Fördermenge benötigt, um größere Schubspannungen erzeugen zu können. Für die Ermittlung der kritischen Schubspannung bei unbegrünten Proben ist eine weitere Pumpe mit einer geringeren Förderleistung als die in den Versuchen verwendete „kleine Pumpe“ notwendig.

10 Zusammenfassung und Ausblick

Die durchgeführten Überströmungsversuche haben gezeigt, dass die entworfene Strömungsrinne für die Untersuchung von begrüntem und unbegrüntem Bodenproben verwendet werden kann. Für den Entwurf der Strömungsrinne wurden zunächst die hydraulischen Grundlagen erarbeitet und bestehende Untersuchungseinrichtungen recherchiert. Die Versuchseinrichtung wurde hinsichtlich Neigung und Durchfluss variabel gestaltet. Die Beobachtung der Vorgänge während eines Versuchs ist über ein Sichtfenster möglich. Für die Auswertung der unbegrünten Bodenproben hat sich der Einsatz des Laserscanners bewährt. Der Scanner bietet den Vorteil, die Probenoberfläche schnell und berührungsfrei zu erfassen und sicher die Erosionsraten zu ermitteln.

Es wurde bestätigt, dass eine Grasnarbe einen guten Erosionsschutz für eine Deichböschung darstellt. So konnte keine der hergestellten begrüntem Proben so stark belastet werden, dass es zu einem Versagen kam. Die begrüntem Proben wurden mit einer Schubspannung bis zu 210 N/m^2 belastet. Dieser Wert entspricht dem 14-fachen der in der Literatur angegebenen Werte. Dort wird die kritische Schubspannung für eine lang anhaltend überströmte begrünte Böschung mit 15 N/m^2 angegeben.

Besonders die Versuche mit Material 2 haben gezeigt, dass es für den Einsatz als Deichabdeckung geeignet ist. Dieser Boden weist zwar um eine Zehnerpotenz höhere Erosionsraten als der Klei auf, diese ist im Vergleich zu den anderen untersuchten Baggergutchargen immer noch gering. Zudem wurde die begrünte Probe in den Versuchen nicht zerstört. Für die Zeit vor der Etablierung einer dichten Grasnarbe empfiehlt sich hier der Einsatz einer Erosionsschutzmatte, da diese einen guten Schutz bietet. Material 1 und Material 3 eignen sich nur bedingt für den Einsatz als Deichabdeckung. Material 1 enthielt viele Vegetationsrückstände, was zu einer Erhöhung der Erosibilität führte. Aufgrund des hohen Sandanteils von Material 3 konnte hier auch keine hohe Erosionsstabilität erwartet werden.

So sind Material 1 und Material 3 nicht für den Einsatz als Deichabdeckung zu empfehlen, da sie ohne zusätzlichen Schutz durch eine Grasnarbe zu anfällig für Erosion durch Überströmen sind. Der Klei stellte sich als gutes Deichbaumaterial heraus, da er bereits im unbegrünten Zustand eine hohe Erosionsstabilität im Gegensatz zu dem beprobten Baggergut aufzeigte.

Um bei zukünftigen Versuchen ein Versagen auch bei begrünten Proben herbeiführen zu können, ist eine Pumpe mit einer höheren Förderleistung notwendig. Zudem wird empfohlen die begrünten Proben vor einem Versuch austrocknen zu lassen. Die dadurch entstehenden Risse bilden Schwachstellen, an denen der Boden anfällig gegenüber einer Belastung durch Überströmen ist. Denkbar ist auch die Ausweitung der schon begonnenen Untersuchungen an herbeigeführten Schadstellen. Hierbei kommt eine Ausweitung und Vertiefung der Schadstelle infrage. Interessant sind auch Versuche, bei denen die oberirdische Vegetation vor einem Versuch komplett entfernt wird. Durch Verhinderung der Wurzelbildung in einem Teilbereich der Probe während des Wachstums der Vegetation kann das Fehlen dieser „Bewehrung“ und dessen Auswirkung untersucht werden.

Literatur- und Quellenverzeichnis

- Bundeswasserstraßengesetz (WaStrG). 1968.** Bundeswasserstraßengesetz in der Fassung der Bekanntmachung vom 23. Mai 2007 (BGBl. I S. 962; 2008 I S. 1980), das zuletzt durch Artikel 4 des Gesetzes vom 6. Oktober 2011 (BGBl. I S. 1986) geändert worden ist. 1968.
- 19712, DIN. 2011.** *Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern.* [Hrsg.] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2011.
- 4047-7, DIN. 1993.** *Landwirtschaftlicher Wasserbau - Begriffe.* [Hrsg.] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 1993.
- Abfallverzeichnis-Verordnung (AVV). 2001.** Abfallverzeichnis-Verordnung vom 10. Dezember 2001 (BGBl. I S. 3379), die zuletzt durch Artikel 5 Absatz 22 des Gesetzes vom 24. Februar 2012 (BGBl. I S. 212) geändert worden ist. 2001.
- Auerswald, Karl. 1998.** Bodenerosion durch Wasser. [Hrsg.] Gerold Richter. *Bodenerosion - Analyse und Bilanz eines Umweltproblems.* Darmstadt : Wissenschaftliche Buchgesellschaft, 1998, S. 31 - 42.
- Begemann, Wolf und Schichtl, Hugo Meinhard. 1994.** *Ingenieurbiologie - Handbuch zum ökologischen Wasser- und Erdbau.* Wiesbaden Berlin : Bauverlag GmbH, 1994. ISBN 3-7625-3045-9.
- Bollrich, Gerhard. 2007.** *Technische Hydromechanik Band 1.* Berlin : Huss-Medien Verlag, 2007. ISBN 978-3-345-00912-9.
- Breburda, Josef und Richter, Gerold. 1998.** Kurze Geschichte der Bodenerosion und ihrer Erforschung in Mitteleuropa. [Hrsg.] Gerold Richter. *Bodenerosion - Analyse und Bilanz eines Umweltproblems.* Darmstadt : Wissenschaftliche Buchgesellschaft, 1998, S. 19 - 30.
- Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung (BBodSchV). 1999.** Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung vom 12. Juli 1999 (BGBl. I S. 1554), die zuletzt durch Artikel 16 des Gesetzes vom 31. Juli 2009 (BGBl. I S. 2585) geändert worden ist. 1999.

Bundes-Immissionsschutzgesetz (BImSchG). 1974. Bundes-Immissionsschutzgesetz in der Fassung der Bekanntmachung vom 26. September 2002 (BGBl. I S. 3830), das zuletzt durch Artikel 2 des Gesetzes vom 27. Juni 2012 (BGBl. I S. 1421) geändert worden ist. 1974.

Bundesnaturschutzgesetz (BNatSchG). 2009. Bundesnaturschutzgesetz vom 29. Juli 2009 (BGBl. I S. 2542), das zuletzt durch Artikel 5 des Gesetzes vom 6. Februar 2012 (BGBl. I S. 148) geändert worden ist. 2009.

Büring, Walter. 1999. Zum Problem Boden und Pflanzen auf Flussdeichen und -dämmen. [Hrsg.] Wolfram Pflug und Eva Hacker. *Ingenieurbiologie - Flussdeiche und Flussdämme: Bewuchs und Standsicherheit*. Aachen : Selbstverlag der Gesellschaft für Ingenieurbiologie e.V., 1999, S. 103 - 109.

Deponieverordnung (DepV). 2009. Deponieverordnung vom 27. April 2009 (BGBl. I S. 900). 2009.

DIN 19371 : 1998-05. 1998. *Bodenbeschaffenheit - Verwertung von Bodenmaterial*. [Hrsg.] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 1998.

DVWK-Merkblatt 239/1996. 1996. *Bodenerosion durch Wasser - Kartierung zur Erfassung aktueller Erosionsformen*. [Hrsg.] Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. Hennef : s.n., 1996. ISBN 3-935067-85-2.

DWA-M 362-1. 2008. *Umgang mit Baggergut, Teil 1: Handlungsempfehlungen*. [Hrsg.] Abwasser und Abfall e.V. DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft. Hennef : s.n., 2008. ISBN 978-3-940173-43-0.

EAK, 2002. 2007. *Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuss für Küstenschutzwerke*. Hamburg : Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., 2007. ISBN 978-3-8042-1056-2.

Gebert, Julia, Gröngröft, Alexander und Eschenbach, Annette. 2010. *Eignung von Baggergut im Deichbau - ein Feldversuch*. Hamburg : s.n., 2010.

Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPG). 1990. Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung in der Fassung der Bekanntmachung vom 24. Februar 2010 (BGBl. I S. 94), das zuletzt durch Artikel 5 Absatz 15 des Gesetzes vom 24. Februar 2012 (BGBl. I S. 212) geändert worden ist. 1990.

- Green, North American. 2004.** Vmax³ Tech Facts. [Online] 2004.
http://www.nagreen.com/assets/tech-bulletins/TF_04_05.pdf.
- Gröngröft, Alexander, et al. 2005.** *Verwendung von Baggergut als Material für die Dichtung von Deponien, den Deichbau, zur Verfüllung und zur Bodenverbesserung.* Hamburg : s.n., 2005. ISSN 0724-6382.
- HABAB-WSV. 2000.** Handlungsanweisung für den Umgang mit Baggergut im Binnenland. [Hrsg.] Bundesanstalt für Gewässerkunde. Bonn Koblenz : s.n., 2000.
- HABAK-WSV. 1999.** Handlungsanweisung für den Umgang mit Baggergut im Küstenbereich. [Hrsg.] Bundesanstalt für Gewässerkunde. Koblenz Berlin : s.n., 1999.
- Haber, Bernhard. 1982.** *Über den Erosionsbeginn bei der Überströmung von flexiblen Rauhgkeitselementen.* Braunschweig : Leichtweiss-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, 1982. ISSN 0343-1223.
- Hartage, Karl-Heinz. 1985.** Wechselbeziehungen zwischen Pflanze und Boden bzw. Lockergestein unter besonderer Berücksichtigung der Standortverhältnisse auf neu entstandenen Böden. [Hrsg.] Wolfram Pflug. *Ingenieurbiologie - Wurzelwerk und Standsicherheit von Böschungen und Hängen.* Aachen : Sepia-Verlag, 1985, S. 23 - 34.
- Haselsteiner, Ronald und Lammeranner, Walter. 2010.** *Ingenieurbiologische Bauweisen an Hochwasserschutzdeichen.* Dresden : s.n., 2010.
- Hiller, Hildegard. 1999.** Der biotechnische wert von standortgemäßen Grasnarben auf Flussdeichen - Ansaatmischungen, Anlage und Pflege. [Hrsg.] Wolfram Pflug und Eva Hacker. *Ingenieurbiologie - Flussdeiche und Flussdämme: Bewuchs und Standsicherheit.* Aachen : Selbstverlag der Gesellschaft für Ingenieurbiologie e.V., 1999, S. 121 - 123.
- Hohe-See-Einbringungsgesetz (HoheSeeEinbrG). 1998.** Hohe-See-Einbringungsgesetz vom 25. August 1998 (BGBl. I S. 2455), das zuletzt durch Artikel 72 der Verordnung vom 31. Oktober 2006 (BGBl. I S. 2407) geändert worden ist. 1998.
- HTG, Hafentechnische Gesellschaft. 2002.** *Umgang mit Baggergut.* 2002.

HTG. 2006. *Verwendung von feinkörnigem Baggergut im Bereich der deutschen Küste.* 2006.

Köthe, Harald. 1995. *Management of contaminated dredged material in the Federal Republic of Germany.* Brussels : PIANC Bulletin no 89: p. 55-67, 1995.

Köthe, Harald und Bertsch, Wolfmar. 1998. *Ressourcen-Umwelt-Management.* [Hrsg.] Gesellschaft für UmweltGeowissenschaften (GUG) in der Deutschen Geologischen Gesellschaft (DGG). Berlin Heidelberg : Springer-Verlag, 1998. S. 155-169. ISBN 3-540-64523-3.

Kreislaufwirtschaftsgesetz (KrWG). 2012. Kreislaufwirtschaftsgesetz vom 24. Februar 2012 (BGBl. I S. 212). 2012.

Lange, Gerd und Lecher, Kurt. 1993. *Gewässerregelung, Gewässerpflege.* Hamburg Berlin : Verlag Paul Parey, 1993. ISBN 3-490-17916-1.

Larsen, Ryan. 2008. Erosion Function Apparatus. [Online] 2008.
<http://www.sdstate.edu/jur/2008/upload/ErosionFunctionApparatus.pdf>.

Luckner, Thomas. 2002. *Zum Bewegungsbeginn von Sedimenten.* [Hrsg.] M. Ostrowski, M. Oberlach U. Zanke. Darmstadt : Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Darmstadt, 2002. ISSN 1430-3434.

Murawski, Hans und Meyer, Wilhelm. 2010. *Geologisches Wörterbuch.* Heidelberg : Spektrum Akademischer Verlag, 2010. ISBN 978-3-8274-1810-4.

Patt, Hein, Jürging, Peter und Kraus, Werner. 2011a. *Naturnaher Wasserbau - Entwicklung und Gestaltung von Fließgewässern.* Berlin Heidelberg : Springer-Verlag, 2011a. ISBN 978-3-642-12170-8.

Patt, Heinz und Gosowski, Peter. 2011b. *Wasserbau - Grundlagen, Gestaltung von wasserbaulichen Bauwerken und Anlagen.* Berlin Heidelberg : Springer-Verlag, 2011b. ISBN 978-3-642-11962-0.

Piontkowitz, Thorsten. 2009. EroGrass: Failure of Grass Cover Layers at Seaward and Shorward Dike Slopes. [Online] Dezember 2009.
http://www.masterpiece.dk/UploadetFiles/10852/25/EroGrass_report_A_final.pdf.

- PTC1-17. 1996.** Vol. 1.-Report of Working Group no. 17 *Handling and Treatment of Contaminated Dredged Material from Ports and Inland Waterways "CDM"*. Brussels : Permanent International Assosiation of Navigation (PIANC), 1996. Supplement to Bulletin no. 89. ISBN 2-87223-072-6.
- Schichtl, Hugo Meinhard. 1985.** Pflanzen als Mittel zur Bodenstabilisierung. [Hrsg.] Wolfram Pflug. *Ingenieurbiologie - Wurzelwerk und Standsicherheit von Böschungen und Hängen*. Aachen : Sepia-Verlag, 1985, S. 50 - 62.
- Schmidt, Hans-Henning. 2006.** *Grundlagen der Geotechnik*. Wiesbaden : B.G. Teubner Verlag / GWV Fachverlage GmbH, 2006. ISBN 3-519-25019-5.
- Sendzik, Wiebke. 2003.** Fraktionierung von Geschiebetransportraten in morphodynamisch-numerischen Modellen. [Online] Hamburg 2003. <http://www.smileconsult.de/files/sendzik.pdf>.
- Spundflansch, Frank. 2000.** Ingenieurbiologische Bauweisen zur Böschungssicherung und standortabhängige Auswahlkriterien. [Hrsg.] Eva Hacker und Rolf Johannsen. *Ingenieurbiologie - Sicherung an Verkehrsböschungen*. Aachen : Selbstverlag der Gesellschaft für Ingenieurbiologie e.V., 2000, S. 13 - 56.
- Strobl, Theodor und Zunic, Frank. 2006.** *Wasserbau*. Berlin Heidelberg : Springer-Verlag, 2006. ISBN 103-540-22300-2.
- Van der Meer, et al. 2009.** Guidance on erosion resistance of inner slopes of dikes from three years of testin with the Wave Overtopping Simulator. [Online] 2009. http://www.vandermeerconsulting.nl/downloads/2009_vandermeer_schrijver.pdf.
- Vavrina, Lars. 2010.** *Bewertung der Schutzfunktion bewachsener Deichbinnenböschungen gegen Erosion*. [Hrsg.] Eugen Perau. Essen : VGE Verlag GmbH, 2010. ISBN 978-3-86797-108-9.
- Wasserhaushaltsgesetz (WHG). 2009.** Wasserhaushaltsgesetz vom 31. Juli 2009 (BGBl. I S. 2585), das zuletzt durch Artikel 5 Absatz 9 des Gesetzes vom 24. Februar 2012 (BGBl. I S. 212) geändert worden ist. 2009.
- Weißmann, Roland. 2001.** Ermittlung der Bodenerosion mittels Laserscanner. [Online] 2001. <http://www.uni-due.de/imperia/md/content/geotechnik/forschung/deichsicherheit/bodenerosion.pdf>.

- Wilke, Berndt-Michael und Horn, Rainer. 2010.** Gefährdung der Bodenfunktionen durch nichtstoffliche Belastungen. [Hrsg.] Scheffer/Schachtschabel. *Lehrbuch der Bodenkunde*. Heidelberg : Spektrum Akademischer Verlag, 2010.
- Zanke, Ulrich. 1982.** *Grundlagen der Sedimentbewegung*. Berlin Heidelberg : Springer-Verlag, 1982. ISBN 3-540-11672-9.
- Zanke. 2002.** *Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer*. Berlin : Blachwell Wissenschafts-Verlag, 2002. ISBN 3-8263-3403-5.

A Anhang

- Anlage 1 Berechnung der Strömungsrinne für gegebene Schubspannungen τ nach ASTM
- Anlage 2 Berechnung der Wasserspiegellage für gegebene Schubspannungen τ nach ASTM
- Anlage 3 Berechnung der Strömungsrinne für gegebene Durchflüsse Q
- Ablage 4 Berechnung der Wasserspiegellage für gegebene Durchflüsse Q
- Anlage 5 Berechnung der kritischen Schubspannung τ_c für die Baggergutchargen
- Anlage 6 Ansaatmischung der Begrünung
- Anlage 7 Gießprotokoll für GH1
- Anlage 8 Gießprotokoll für GH2
- Anlage 9 Protokoll der Temperaturmessung
- Anlage 10 Beispiele für Versuchsprotokolle

Anlage 1 Berechnung der Strömungsrinne für gegebene Schubspannungen τ nach ASTM

Eingangswerte	l_R	2,80 m	ρ_w	1000,00 kg/m ³
	b_R	0,25 m	g	9,81 m/s ²
	I	0,33	k_{st}	35 m ^{^(1/3)} /s

τ_0 [N/m ²]	24,0000	48,0000	72,0000	96,0000	144,0000	150,0000	160,0000	192,0000	240,0000	672,0000
h [m]	0,0073	0,0147	0,0220	0,0294	0,0440	0,0459	0,0489	0,0587	0,0734	0,2055
r_{hy} [m]	0,0069	0,0131	0,0187	0,0238	0,0326	0,0336	0,0352	0,0400	0,0462	0,0777
v [m/s]	0,7347	1,1250	1,4247	1,6707	2,0606	2,1023	2,1689	2,3615	2,6034	3,6802
Q [m ³ /s]	0,0013	0,0041	0,0078	0,0123	0,0227	0,0241	0,0265	0,0347	0,0478	0,1891
Q [m ³ /h]	4,8529	14,8625	28,2326	44,1445	81,6696	86,7926	95,5127	124,7906	171,9660	680,6766
h_{gr} [m]	0,0144	0,0303	0,0465	0,0626	0,0943	0,0982	0,1047	0,1251	0,1550	0,3878
v_{gr} [m/s]	0,3754	0,5451	0,6751	0,7836	0,9620	0,9817	1,0135	1,1080	1,2330	1,9504
I_{gr}	0,0870	0,0783	0,0749	0,0733	0,0726	0,0727	0,0728	0,0734	0,0748	0,0936
$h_{\ddot{u}}$ [m]	0,0216	0,0455	0,0697	0,0939	0,1416	0,1474	0,1571	0,1878	0,2325	0,5819

Anlage 2 Berechnung der Wasserspiegellage für gegebene Schubspannungen τ nach ASTM

Eingangswerte	l_R	2,80 m	ρ_w	1000,00 kg/m ³
	b_R	0,25 m	g	9,81 m/s ²
	I	0,33	k_{st}	35 m ^{^(1/3)} /s

τ_0 [N/m ²]	24,0000	48,0000	72,0000	96,0000	144,0000	150,0000	160,0000	192,0000	240,0000	672,0000
h_1 [m]	0,0074	0,0148	0,0222	0,0297	0,0445	0,0463	0,0494	0,0593	0,0741	0,2076
h_0	0,0073	0,0147	0,0220	0,0294	0,0440	0,0459	0,0489	0,0587	0,0734	0,2055
h^*	0,0144	0,0303	0,0465	0,0626	0,0943	0,0982	0,1047	0,1251	0,1550	0,3878
$f(h_1/h_0)$	2,3261	2,3261	2,3261	2,3261	2,3261	2,3261	2,3261	2,3261	2,3261	2,3261
$f(h^*/h_0)$	1,0450	1,0301	1,0243	1,0217	1,0206	1,0207	1,0208	1,0218	1,0242	1,0566
κ	-6,4965	-7,7892	-8,3971	-8,6923	-8,8293	-8,8216	-8,8006	-8,6816	-8,4133	-5,7184
l_{senk}	0,1624	0,3981	0,6494	0,8997	1,3732	1,4290	1,5203	1,7970	2,1692	3,9350

Anlage 3 Berechnung der Strömungsrinne für gegebene Durchflüsse Q

Eingangswerte	l_R	2,80 m	ρ_w	1000,00 kg/m ³
	b_R	0,25 m	g	9,81 m/s ²
	I	0,33	k_{st}	35 m ^{1/3} /s

τ_0 [N/m ²]	146,7416	193,2786
h [m]	0,0449	0,0591
r_{hy} [m]	0,0330	0,0401
v [m/s]	1,4856	1,6919
Q [m ³ /s]	0,0167	0,0250
Q [m ³ /h]	60,0000	90,0000
h_{gr} [m]	0,0768	0,1006
v_{gr} [m/s]	0,8680	0,9936
I_{gr}	0,1138	0,1150
$h_{\ddot{u}}$ [m]	0,1153	0,1510

Anlage 4 Berechnung der Wasserspiegellage für gegebene Durchflüsse Q

Eingangswerte	l_R	2,80 m	ρ_w	1000,00 kg/m ³
	b_R	0,25 m	g	9,81 m/s ²
	I	0,33	k_{st}	35 m ^{1/3} /s

Q [m ³ /h]	60,0000	90,0000
h_1 [m]	0,0453	0,0597
h_0	0,0449	0,0591
h^*	0,0768	0,1006
$f(h_1/h_0)$	2,3261	2,3261
$f(h^*/h_0)$	1,0932	1,0954
κ	-4,0134	-3,9365
l_{senk}	0,5717	0,7362

Anlage 5 Berechnung der kritischen Schubspannung τ_c für die Baggergutchargen

Eingangswerte	l_R	2,80 m	ρ_w	1000,00 kg/m ³
	b_R	0,25 m	g	9,81 m/s ²
	I	0,33	k_{st}	35 m ^{^(1/3)/s}

	I_p	τ_c [N/m ²]	Nach Formel (2.24)
Material 1	9,33	1,08	
Material 2	16,42	1,74	
Material 3	3,20	0,44	

	Material 1	Material 2	Material 3	Minimale Schubspannung
τ_c [N/m ²]	1,08	1,74	0,44	6,70
h [m]	0,0003	0,0005	0,0001	0,0020
r_{hy} [m]	0,0003	0,0005	0,0001	0,0020
v [m/s]	0,0966	0,1324	0,0531	0,3223
Q [m ³ /s]	0,0000	0,0000	0,0000	0,0002
Q [m ³ /h]	0,0288	0,0635	0,0064	0,5940
h_{gr} [m]	0,0005	0,0008	0,0002	0,0035
v_{gr} [m/s]	0,0679	0,0884	0,0413	0,1864
$h_{\ddot{u}}$ [m]	0,0007	0,0012	0,0003	0,0053

Anlage 6 Ansaatmischung der Bergrünung

Ansaatmischung für 30 g/m²

	DSV 900 [g]	DSV 900 [%]	DSV 900 + WK, Luz. [g]
Rotschwingel (RS)	18	60,0	16,5
Deutsches Weidelgras (DW)	9	30,0	8,4
Wiesenrispengras (WR)	3	10,0	2,4
Weißklee (WK)	-	6	1,8
Luzerne (Luz)	-	3	0,9
Summe	30	99	30

Abmaße der Proben 2,80 x 0,28 m = 0,78 m²

Fläche [m ²]	1,0	0,8
DSV 900 reduziert für Anteil Leguminosen [g/m ²]	27,3	21,8
Anteil Weißklee 6% [g/m ²]	1,8	1,4
Anteil Luzerne 3% [g/m ²]	0,9	0,7

Anlage 7 Gießprotokoll GH1

Durchflussmessung

1. Messung	t	m _w	V _w	Q
	[s]	[g]	[l]	[l/s]
	60	5194	5,19	0,09
	60	5208,4	5,21	0,09
	60	5237	5,24	0,09

2. Messung	t	m _w	V _w	Q
	[s]	[g]	[l]	[l/s]
Düseneinstellung	45,6	7754	7,75	0,17
geändert	51,7	8995,5	9,00	0,17
	60,6	10459,9	10,46	0,17
	54,6	9455	9,46	0,17

Datum	Gießzeit pro Pflanzkasten [s]						Gießmenge pro Pflanzkasten [l]						Bemerkung
	I	II	III	IV	V	VI	I	II	III	IV	V	VI	
25.10.2011	21	13	13	11	12	13	1,82	1,13	1,13	0,96	1,04	1,13	
26.10.2011	14	10,5	12	12	12	12,5	1,22	0,91	1,04	1,04	1,04	1,09	
28.10.2011	19,5	18,5	16,5	13	18	19	1,69	1,61	1,43	1,13	1,56	1,65	
30.10.2011	30	27	23	29	24	27	2,61	2,35	2,00	2,52	2,09	2,35	
01.11.2011	34,5	33,5	29,5	29	32	30,5	3,00	2,91	2,56	2,52	2,78	2,65	
03.11.2011	18	19	18,5	16	21,5	21	1,56	1,65	1,61	1,39	1,87	1,82	
05.11.2011	25,5	24	21	21	21	21	2,22	2,09	1,82	1,82	1,82	1,82	
09.11.2011	23	20,5	19,5	18	21	21,5	2,00	1,78	1,69	1,56	1,82	1,87	
11.11.2011	16,5	15,5	15	14	15,5	17	1,43	1,35	1,30	1,22	1,35	1,48	
14.11.2011	27	26	17	18	24	26,5	2,35	2,26	1,48	1,56	2,09	2,30	
19.11.2011	22,5	22,5	20	25	22	24	1,95	1,95	1,74	2,17	1,91	2,09	
21.11.2011	20	20,5	19	20	20	21	1,74	1,78	1,65	1,74	1,74	1,82	
26.11.2011	23,5	22,5	23	25	23	23	2,04	1,95	2,00	2,17	2,00	2,00	
28.11.2011	23	25	17	18	23,5	23	2,00	2,17	1,48	1,56	2,04	2,00	
03.12.2011	26	26	27,5	27	24	26	2,26	2,26	2,39	2,35	2,09	2,26	Gewächshauslampe aufgebaut

06.12.2011	31,5	31,5	30	31	30,5	32	2,74	2,74	2,61	2,69	2,65	2,78	
09.12.2011	30	29,5	30	30	30,5	30	2,61	2,56	2,61	2,61	2,65	2,61	
12.12.2011	44	39	45	30	31	30	3,82	3,39	3,91	2,61	2,69	2,61	geschnitten/Gewächshauslampen nachts aus
15.12.2011	43	30	30	30	30	31	3,74	2,61	2,61	2,61	2,61	2,69	Heizung trocken 1. Beet aus
17.12.2011	32	29	29	30	29	29	2,78	2,52	2,52	2,61	2,52	2,52	
19.12.2011	28	19,5	21,5	21,5	22	21	2,43	1,69	1,87	1,87	1,91	1,82	
21.12.2011	25	25	25	25	25	25	2,17	2,17	2,17	2,17	2,17	2,17	
23.12.2011	25	25	25	25	25	25	2,17	2,17	2,17	2,17	2,17	2,17	
25.12.2011	20	20	20	20	20	20	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	
26.12.2011	25	25	25	25	25	25	2,17	2,17	2,17	2,17	2,17	2,17	
28.12.2011	25	25	25	25	25	25	2,17	2,17	2,17	2,17	2,17	2,17	
30.12.2011	20	20	20	20	20	20	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	
01.01.2012	20	20	20	20	20	20	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	
03.01.2012	20	20	20	20	20	20	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	
04.01.2012	20	20	20	20	20	20	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	
09.01.2012	20	20	20	20	20	20	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	
16.01.2012	10	10	10	10	10	10	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	
20.01.2012	10	10	10	10	10	10	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	geschnitten
26.01.2012	10	10	10	10	10	10	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	
28.01.2012	15	15	15	15	15	15	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	
31.01.2012	25	15	15	15	15	15	2,17	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	
02.02.2012	25	15	15	15	15	15	2,17	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	
04.02.2012	20	10	10	10	10	10	1,74	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	
06.02.2012	25	15	15	15	15	15	2,17	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	
08.02.2012	25	15	15	15	15	15	2,17	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	
11.02.2012	25	15	15	15	15	15	2,17	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	Vergleichstopf aufgestellt
13.02.2012	25	15	15	15	15	15	2,17	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	
15.02.2012	25	15	15	15	15	15	2,17	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	
17.02.2012	25	15	15	15	15	15	2,17	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	

06.06.2012	10	10	10	10	10	10	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	
08.06.2012	20	20	20	20	20	20	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	
11.06.2012	20	20	20	20	20	20	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	
13.06.2012	20	20	20	20	20	20	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	
15.06.2012	20	20	20	20	20	20	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	
18.06.2012	20	20	20	20	20	20	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	geschnitten
20.06.2012	20	20	20	20	20	20	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	
22.06.2012	20	20	20	20	20	20	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	
23.06.2012	20	20	20	20	20	20	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	
26.06.2012	20	20	20	20	20	20	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	
30.06.2012	20	20	20	20	20	20	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	
02.07.2012	20	20	20	20	20	20	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	3,45	

Anlage 8 Gießprotokoll GH2

Durchflussmessung

t [s]	m _w [g]	V _w [l]	Q [l/s]
39,7	8100	8,10	0,20
44,5	9190	9,19	0,21
42,4	8646	8,65	0,20
44,4	9084,5	9,08	0,20

Datum	Gießzeit pro Pflanzkasten [s]				Gießmenge pro Pflanzkasten [l]				Bemerkung
	I	II	III	IV	I	II	III	IV	
03.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
06.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
07.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
08.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
09.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
10.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
11.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
12.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
13.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
14.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
15.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
16.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
17.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
18.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
19.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
20.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
21.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
22.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
23.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
25.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
26.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
28.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
30.12.2011	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
01.01.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
03.01.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
04.01.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
09.01.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
16.01.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
20.01.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	geschnitten
26.01.2012	12,5	12,5	12,5	12,5	2,56	2,56	2,56	2,56	
28.01.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
31.01.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
02.02.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	

04.02.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
06.02.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
08.02.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
11.02.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	geschnitten/Vergleichstopf aufgestellt
13.02.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
15.02.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
17.02.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
19.02.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
21.02.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
23.02.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
25.02.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
27.02.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
29.02.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
02.03.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
04.03.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
06.03.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	geschnitten
09.03.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
10.03.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
12.03.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
14.03.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
16.03.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
18.03.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
20.03.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
23.03.2012	12,5	12,5	12,5	12,5	2,56	2,56	2,56	2,56	
24.03.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
25.03.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
26.03.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
28.03.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
30.03.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
02.04.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	geschnitten
04.04.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
06.04.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
08.04.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
10.04.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
12.04.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
16.04.2012	5	5	5	5	1,02	1,02	1,02	1,02	
18.04.2012	12,5	12,5	12,5	12,5	2,56	2,56	2,56	2,56	geschnitten
21.04.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
23.04.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
24.04.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
26.04.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
28.04.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
30.04.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
02.05.2012	12,5	12,5	12,5	12,5	2,56	2,56	2,56	2,56	
04.05.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
06.05.2012	12,5	12,5	12,5	12,5	2,56	2,56	2,56	2,56	
07.05.2012	22,5	22,5	22,5	22,5	4,61	4,61	4,61	4,61	

09.05.2012	22,5	22,5	22,5	22,5	4,61	4,61	4,61	4,61	
11.05.2012	22,5	22,5	22,5	22,5	4,61	4,61	4,61	4,61	
12.05.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
14.05.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
16.05.2012	22,5	22,5	22,5	22,5	4,61	4,61	4,61	4,61	
18.05.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
20.05.2012	22,5	22,5	22,5	22,5	4,61	4,61	4,61	4,61	geschnitten
21.05.2012	22,5	22,5	22,5	22,5	4,61	4,61	4,61	4,61	
22.05.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
24.05.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
26.05.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
28.05.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
29.05.2012	22,5	22,5	22,5	22,5	4,61	4,61	4,61	4,61	
31.05.2012	22,5	22,5	22,5	22,5	4,61	4,61	4,61	4,61	
01.06.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
04.06.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
06.06.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
08.06.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
11.06.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
13.06.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
15.06.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
18.06.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	geschnitten
20.06.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
22.06.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
23.06.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
26.06.2012	15	15	15	15	3,07	3,07	3,07	3,07	
30.06.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	
02.07.2012	10	10	10	10	2,05	2,05	2,05	2,05	

Anlage 9 Protokoll der Temperaturdaten

Gewächshaus Justus-von-Liebig-Weg (GH1)			
Datum	T _{min} [°C]	T _{max} [°C]	Bemerkung
23.10.2011	11,2		
24.10.2011	10,8		
25.10.2011	10,3		
26.10.2011	14,4		
27.10.2011	13,5		
28.10.2011	13,6		
29.10.2011	13,1		
30.10.2011	13,5		
01.11.2011	13,3		
03.11.2011	12,7		
05.11.2011	12,0		
08.11.2011	12,4		
09.11.2011	12,4		
11.11.2011	10,0		
14.11.2011	8,7		
19.11.2011	10,0		
23.11.2011	10,1		
26.11.2011	12,8		
28.11.2011	14,1		
03.12.2011	10,7		
06.12.2011	12,6		
09.12.2011	14,1		
12.12.2011	12,9		
15.12.2011	9,5		
17.12.2011	9,2		
19.12.2011	9,1		
21.12.2011	8,6		
23.12.2011	11,1		
25.12.2011	4,8		
26.12.2011	8,6		
30.12.2011	5,8		
01.01.2012	3,4		
03.01.2012	8,3		
06.01.2012	8,2		
09.01.2012	9,6		
11.01.2012	11,2		
13.01.2012	9,2		
15.01.2012	9,0		
16.01.2012	8,4		
31.01.2012	1,4	25,2	

Gewächshaus Satower Straße (GH2)			
Datum	T _{min} [°C]	T _{max} [°C]	Bem.
19.01.2012	9,9	31,9	
24.01.2012	12,6	40,9	Sonne
26.01.2012	11,6	37,2	Sonne
28.01.2012	9,4	36,1	Sonne
23.03.2012	16,6	32,1	IN
24.03.2012	17,8	25,6	IN
25.03.2012	17,3	30,9	IN
27.03.2012	16,9	32,9	IN
30.03.2012	15,5	36,2	IN
02.04.2012	13,3	30,8	IN
04.04.2012	15,7	28,2	IN
06.04.2012	15,7	33,5	IN

Vergleich GH1 und GH2		
Zeitraum	T _{min} [°C]	
	GH1	GH2
Januar 12	8,4	10,875
März 12	12,5	16,1

02.02.2012	1,4	25,2	
04.02.2012	5,9	27,4	
06.02.2012	2,4	26,1	
08.02.2012	4,4	20,8	
11.02.2012	7,4	26,9	
13.02.2012	7,9	23,2	
15.02.2012	7,5	23,2	
17.02.2012	11,3	32,0	Sonne
19.02.2012	10,4	19,1	
21.02.2012	7,8	30,7	Sonne
23.02.2012	10,8	20,8	
25.02.2012	9,9	27,4	Klee kommt durch
27.02.2012	8,7	29,5	
29.02.2012	11,5	22,4	
02.03.2012	10,9	23,9	
04.03.2012	9,1	35,1	
06.03.2012	8,4	38,4	
09.03.2012	9,0	38,8	Sonne
10.03.2012	9,0	29,7	
12.03.2012	15,9	32,5	
14.03.2012	16,8	34,4	
16.03.2012	14,6	34,4	
18.03.2012	15,3	39,7	
20.03.2012	15,9	33,1	
08.04.2012	12,8	34,9	
10.04.2012	18,2	44,9	
12.04.2012	17,6	32,8	
16.04.2012	14,9	43,4	
18.04.2012			Thermometer defekt

Anlage 10 Beispiele für Versuchsprotokolle

Überströmungsversuch im kleinen Maßstab

Ausgeführt durch: Stephan Lesch Datum: 11.07.2012 Breite der Versuchseinrichtung [mm]: 25 Länge der Versuchseinrichtung [mm]: 2900	Versuch: 1 Blatt: 1 Probenname: Material 2 begrünt GH2 Bodenart: Ls3
---	---

Trockendichte [g/cm ³]: 0,80 Proctordichte [g/cm ³]: 1,31 Verdichtungsgrad: 0,61	Pflanzen auf 10x10 cm Rotschwengel: 18 Deutsches Weidelgras: 8 Wiesenrispengras: 10 Luzerne: 3 Weißklee: 6 Bewuchsdichte: 100%
--	--

Raste	-	10	10+							
Durchfluss Q [m ³ /h]	-	83,09	89,51							
Zeit t [min]	0	30	60							
Strömungsgeschwindigkeit v [m/s]	-	1,54	1,81							
Wasserstand h [cm]	-	6,0	5,5							
Scannerdatei	112	113	114							
Wassergehalt	FDR Sonde	Spannung U [mV]	518	688	688					
		Wassergehalt Θ [V%]	21,42	41,01	41,01					
		Wassergehalt w [M%]	26,90	51,52	51,52					
	Nach DIN 18121-I	Feuchte Probe + Behälter [g]			98,36					
		Trockene Probe + Behälter [g]			84,74					
		Behälter - Nr.			174					
		Masse Behälter [g]			61,79					
		Masse Wasser [g]			13,62					
		Trockene Probe [g]			22,95					
		Wassergehalt w [M%]			59,33					

Bemerkungen:

- Wurzeln überziehen den Boden wie ein Teppich
- Nach 30 min keine Erosion, lediglich die ausgebesserten Stellen sind abgetragen
- Probe wurde nicht zerstört

Überströmungsversuch im kleinen Maßstab

Ausgeführt durch: Stephan Lesch Datum: 06.06.2012 Breite der Versuchseinrichtung [mm]: 25 Länge der Versuchseinrichtung [mm]: 2900		Versuch: 2 Blatt: 1 Probenname: Material 2 unbegrünt Bodenart: Ls3										
Trockendichte [g/cm ³]: 1,08 Proctordichte [g/cm ³]: 1,31 Verdichtungsgrad: 0,82		Pflanzen auf 10x10 cm Rotschwengel: Deutsches Weidelgras: Wiesenrispengras: Luzerne: Weißklee: Bewuchsdichte:										
Raste	-	kl.P.	kl.P.	kl.P.	kl.P.	kl.P.	kl.P.	kl.P.	kl.P.			
Durchfluss Q [m ³ /h]	-	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	2,90	2,90			
Zeit t [min]	0	5	10	15	20	25	30	35	40			
Strömungsgeschwindigkeit v [m/s]	-	0,18	0,18	0,66	0,66	0,66	0,66	1,24	1,25			
Wasserstand h [cm]	-	0,36	0,36	0,10	0,10	0,10	0,10	0,26	0,26			
Scannerdatei	29	30	31	32	33	38	39	40	41			
Wassergehalt	FDR Sonde	Spannung U [mV]	624	624	624	630	630	613	615	626	632	
		Wassergehalt Θ [V%]	33,63	33,63	33,63	34,33	34,33	32,37	32,60	33,87	34,56	
		Wassergehalt w [M%]	31,14	31,14	31,14	31,79	31,79	29,97	30,19	31,36	32,00	
	Nach DIN 18121-I	Feuchte Probe + Behälter [g]	83,05									87,51
		Trockene Probe + Behälter [g]	70,54									71,54
		Behälter - Nr.	64									44
		Masse Behälter [g]	48,37									48,41
		Masse Wasser [g]	12,51									15,97
		Trockene Probe [g]	22,17									23,13
		Wassergehalt w [M%]	56,43									69,05
Bemerkungen: <ul style="list-style-type: none"> - Risse s. Fotos gingen bis unten - Zahlreiche Löcher bis 2 cm tief schon nach 5 min - Nach 10 min gingen Löcher teilweise bis zum Boden - Es bildeten sich immer mehr Löcher - Nach 25 min starke Erosion Abfluss nur noch an den Seiten, Messung der Überströmhöhe schwierig → Probe zerstört - Nach 30 min keine Veränderung - Nach 30 min Erhöhung der Durchflusses, sofort starke Erosion im oberen Bereich, ab 113 cm kaum noch Abfluss in der Mitte, Ränder stark erodiert - Wassergehalt während des Versuchs fällt nach 25 min, da er in der Mitte gemessen wird und dort kein Abfluss mehr - Nach 30 min wird der Durchfluss gesteigert, Abfluss teilweise in der Mitte → Wassergehalt steigt 												