

Forschungsbericht FZKA-BWPLUS

**Überströmbare Dämme - landschaftsverträgliche
Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in
Baden-Württemberg**

von

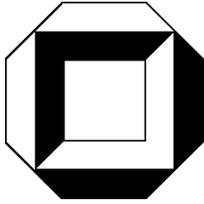
Andreas Bieberstein

Universität Karlsruhe
Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik

Förderkennzeichen: BWC 20005 + BWT 22004

Die Arbeiten des Programms Lebensgrundlage Umwelt und ihre Sicherung werden mit Mitteln des
Landes Baden-Württemberg gefördert

Juni 2004



UNIVERSITÄT KARLSRUHE (TH)

ABTEILUNG ERDDAMMBAU UND DEPONIEBAU
AM INSTITUT FÜR BODENMECHANIK UND FELSMCHANIK
DR.-ING. A. BIEBERSTEIN

INSTITUT FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KULTURTECHNIK
PROF. DR.-ING. HABIL. H.H. BERNHART

Abschlußbericht

zum Forschungsvorhaben

**ÜBERSTRÖMBARE DÄMME – LANDSCHAFTSVERTRÄGLICHE
AUSFÜHRUNGSVARIANTEN FÜR DEN DEZENTRALEN
HOCHWASSERSCHUTZ IN BADEN-WÜRTTEMBERG**

im Auftrag der

Projektträgerschaft Programm Lebensgrundlage Umwelt und ihre Sicherung (BWPLUS)
Zuwendungs-Nr. BWC
20005 und BWT 22004

Karlsruhe, im Juni 2004

Kaiserstraße 12, Postfach 6980, 76128 Karlsruhe

IBF: Tel. +49 (0)721/608-2222
Fax. +49 (0)721/69 60 96

IWK: Tel. +49 (0)721/608-3164
Fax. +49 (0)721/60 60 46

INHALT

1 Vorgang	1
2 Einführung	2
3 Grundsatzüberlegungen	4
4 Deckwerkslösungen	7
4.1 Eingrenzung der Problemstellung.....	7
4.2 Vorgehensweise und Methodik	11
5 Hydraulik	13
5.1 Allgemeines	13
5.2 Abflußverhältnisse in den Bereichen	13
6 Geotechnik	18
6.1 Allgemeines	18
6.2 Erdstatische Nachweise	18
6.3 Stabilität von Dammkrone und Böschung gegen Angriff infolge Überströmung	19
6.3.1 Allgemeines.....	19
6.3.2 Stabilität der luftseitigen Böschung	20
6.3.3 Belastung des Deckwerkes	22
6.3.4 Bestimmung der erforderlichen Deckwerksdicke	26
6.3.5 Schlußfolgerungen für ein den Vorgaben angepaßtes Sicherungssystem.....	30
7 Rechnerischer und experimenteller Nachweis eines kohärenten Deckwerkes	32
7.1 Gewählte Vorgehensweise.....	32
7.2 Untersuchung der Schereigenschaften.....	32
7.3 Ermittlung der hydraulischen Belastungsgrenzen	35
7.3.1 Versuchseinrichtung im Theodor-Rehbock-Laboratorium des IWK	35
7.3.2 Statische Zusammenhänge	39
7.3.3 Zusammenfassung der Ergebnisse	42
7.3.4 Bewertung der Ergebnisse.....	47
8 Großmaßstäblicher Nachweis	49
8.1 Zielsetzung und Vorgehensweise	49

8.2 Geotechnische Auslegung.....	49
8.2.1 Auswahl eines kohärenten Deckwerkes	50
8.2.2 Bestimmung der Scherparameter	53
8.2.3 Dimensionierung	53
8.2.4 Ermittlung der Grenzbelastung von Mastix-Schotter-Deckwerk in der Kiprinne.....	55
8.3 Physikalisches Modell	59
8.4 Untersuchungen am Halbdammodell.....	62
8.4.1 Hydraulik.....	62
8.4.1.1 Geometrie der Deckwerkoberfläche	63
8.4.1.2 Ausbildung des Kolkes	64
8.4.1.3 Überströmungsversuche – Ergebnisse der Messungen	65
8.4.1.4 Überströmungsversuche – Bewertung der Ergebnisse	71
8.4.2 Geotechnik.....	75
9 Umsetzung in die Praxis.....	77
9.1 Allgemeines	77
9.2 Anforderungen und Zielsetzungen.....	77
9.3 Ausführung des Mastix-Schotter-Deckwerkes beim HRB Mönchzell.....	79
9.4 Hinweise zur Bemessung, Ausführungsplanung, Bauausführung und Qualitätssicherung	80
9.4.1 Allgemeines.....	80
9.4.2 Dammbaustoff	80
9.4.3 Bemessung der Filterschicht und des Geogewebes.....	81
9.4.4 Kolkschutz.....	81
9.4.5 Verlegung des Geogewebes	83
9.4.6 Materialauswahl	83
9.4.7 Einbau des Mastix-Schotters	85
9.4.8 Ausführung der seitlichen Randbereiche der Überströmstrecke.....	86
9.4.9 Begrünung	87
9.4.10 Pflege und Unterhaltung.....	87
10 Verbundbauweisen	89
10.1 Allgemeines.....	89
10.2 Hydraulik treppenförmiger Entlastungsanlagen.....	91
10.2.1 Hydraulische Grundlagen überströmter Dämme.....	91
10.2.2 Abflussbedingungen auf treppenförmigen Böschungen	91
10.2.3 Lufteintrag	94
10.3 Durchströmung von durchlässigen Dämmen	97

10.4	Verbundbauweisen – Ermittlung der einwirkenden Kräfte aus der Überströmung	98
10.4.1	Modell- und Messtechnik	98
10.4.1.1	Modellkonzept	98
10.4.1.2	Modellaufbau	99
10.4.1.3	Messtechnik	101
10.4.2	Druckverhältnisse auf treppenförmigen Schussrinnen	105
10.4.3	Auswertung der Modellversuche	109
10.4.3.1	Fließzustand	109
10.4.3.2	Selbstbelüftungspunkt	111
10.4.3.3	Druckverteilung an der Sohle	113
10.4.4	Zusammenfassende Bewertung	121
10.5	Schlaufenvariante – Untersuchung des Verformungsverhaltens	122
10.5.1	Aufbau des Versuchsstandes	122
10.5.2	Ergebnisse der Modellversuche	126
10.5.2.1	Verformung der luftseitigen Dammböschung	126
10.5.2.2	Strömungsbeschreibung	131
10.5.2.3	Korngrößenverteilung	134
10.5.3	Zusammenfassende Bewertung	135
10.6	Schlauchvariante	136
10.6.1	Allgemeines	136
10.6.2	Dimensionierung und Überströmungsversuche	138
10.6.3	Zusammenfassende Bewertung	141
11	Zusammenfassung	143
12	Literatur	147
13	Anlagen/Anlagenverzeichnis	151

1 Vorgang

Die Abteilung Erddamm- und Deponiebau am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik sowie das Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik (beide Universität Karlsruhe) haben im Auftrag der Projektträgerschaft „Programm Lebensgrundlage Umwelt und ihre Sicherung“ am Forschungszentrum Karlsruhe das Forschungsvorhaben „Überströmbare Dämme – landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg“ (Zuwendungs-Nr. BWC 20005 und BWT 22004) bearbeitet. Zusammen mit dem Parallelvorhaben der Universität Stuttgart (Kooperationsprojekt des Institutes für Wasserbau und des Institutes für Geotechnik) „Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken“ (Zuwendungs-Nr. BWC 20004 und BWT 22005) bildet dieses Vorhaben ein Verbundprojekt.

Im vorliegenden Abschlußbericht werden die an der Universität Karlsruhe erzielten Ergebnisse dargestellt und erläutert. Bzgl. der Resultate aus dem Parallelvorhaben wird auf den Abschlußbericht der Universität Stuttgart verwiesen.

2 Einführung

Der dezentrale Hochwasserschutz sieht in Baden-Württemberg neben der Errichtung bzw. der Ertüchtigung bestehender Anlagen größerer Höhe insbesondere den Bau einer großen Anzahl von Hochwasserrückhaltebecken mit meist geringer Dammhöhe (bis etwa 5 m) vor. Aus Gründen der Landschaftsgestaltung sollen derartige Dämme flache, begrünte Böschungen erhalten, und sie sind vollständig überströmbar auszubilden. Somit kann auf den Freibord sowie zusätzliche Bauwerke zur Hochwasserentlastung verzichtet werden, was insbesondere aus Kostengründen relevant ist.

Wie bei Hochwasserrückhaltebecken in konventioneller Bauweise mit Freibord und Hochwasserentlastungsanlage müssen auch überströmbar konzipierte Dämme ganzheitlich in ihrem hydraulischen Verhalten dimensioniert und dammstatisch standsicher nachgewiesen werden (vgl. IBF/IWK 1996).

Prinzipiell kommen für die Gestaltung von überströmbar Dämmen eine Vielzahl von Bauweisen in Frage:

1. Anordnung eines Sicherungselementes (Deckwerk) auf der luftseitigen Böschung sowie auf der Dammkrone, z.B. aus:
 - Steinsatz/Steinschüttung (Uni S)
 - Rasengittersteine (Uni KA)
 - Dränbeton
 - Mastix-Schotter (Uni KA)
 - Geogitter- oder Drahtgittermatratzen (Uni S)
 - u.a.m.
2. Verfestigung des Erdbaustoffes mittels Kalk/Zement (Uni S)
3. Verbundlösungen (Uni KA)
4. Anordnung einer Spundwand

Im Rahmen des Verbundprojektes wurden von den beteiligten Universitäten verschiedene Bauweisen untersucht; die entsprechenden Hinweise sind in der obigen Übersicht jeweils in Klammern angegeben. Hierbei stand die Entwicklung von quantitativen hydrodynamisch-geotechnischen Nachweiskonzepten für die Regelquerschnitte im Mittelpunkt der Untersuchungen.

Darüber hinaus wurden im Problemkomplex „überströmbare Dämme“ in Hinsicht auf die Umsetzung der Bauweisen folgende wesentliche Fragestellungen sowohl aus dem Bereich der Hydraulik als auch der Geotechnik bearbeitet:

- Hydraulische Abflußverhältnisse auf der Böschung und Ableitung der aus der Überströmung resultierenden Kräfte in die Böschung bzw. den Dammkörper.
- Energieumwandlung am Böschungsfuß.
- Hydraulische Abflußverhältnisse und Angriff des Wassers im Bereich der Verschneidungslinie Dammböschung/Hang mit Richtungsänderung des schießenden Abflusses.
- Ausbildung der Dammkrone und Möglichkeiten der Anpassung bei auftretenden Setzungen.
- Konstruktive Ausbildung von Seiten- und Übergangsböschungen.
- Ökologische Durchgängigkeit des Durchlaßbauwerkes.
- Möglichkeiten zur Reparatur.
- u.a.m.

Die Lösung dieser Aspekte bzw. Konstruktionsdetails ist für den Einsatz derartiger Bauweisen von genereller Bedeutung, und sie ließen sich aufgrund fehlender Erfahrungen – meist nur unter Beachtung der jeweiligen Projektbedingungen bearbeiten.

Ziel des Verbundprojektes war es schlußendlich, mit den gesammelten Erkenntnisse eine Grundlage für die Überarbeitung bzw. Fortschreibung des LfU-Leidfadens „Überströmbare Dämme“ zu ermöglichen, um der Wasserwirtschaftsverwaltung sowie planenden Ingenieurbüros die Umsetzung der entwickelten Bauweisen in der Praxis zu ermöglichen.

An der Universität Karlsruhe wurden Untersuchungen an

- (a) kohärenten, selbsttragenden und dränfähigen Deckwerken (Mastix-Schotter Deckwerk und Deckwerk aus verbundenen Rasengittersteinen) sowie an
- (b) Verbundlösungen, bei denen die Überströmung durch den Einsatz membranartigen Bauelemente ermöglicht wird,

durchgeführt.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen dargelegt, wobei zunächst auf die Deckwerkslösungen (Teil A) und anschließend auf die Verbundlösungen (Teil B) eingegangen wird.

3 Grundsatzüberlegungen

Staudämme sind an ihrer Oberfläche sehr erosionsempfindlich; daher ist der Fall einer Dammüberströmung in aller Regel durch geeignete technische Einrichtungen zur Hochwasserabfuhr und durch ein ausreichend bemessenes Freibord unbedingt auszuschließen.

Bei der Konzeption einer überströmbaren Dammschleife wird von diesem Grundsatz abgewichen, und es stellt sich als erstes die Frage,

1. welche oberflächlichen Sicherungselemente im Zusammenwirken mit dem Dammaufbau als ganzes erforderlich und geeignet sind, den Damm nachweisbar widerstandsfähig gegen die Einwirkungen aus der Überströmung zu machen.

Weiter stellen sich Fragen folgender Art:

2. Wie kann der Gefahr aus willkürlichen Eingriffen (z.B. infolge Vandalismus) und zufälligen Einwirkungen an der Oberfläche begegnet werden, da nun doch gerade dieser – anders als bei gewöhnlichen Dämmen (vgl. oben) – die entscheidende Aufgabe der Dammsicherung zukommt bzw. zugewiesen wird?
3. Kann mit Rücksicht auf eine Nutzung der – aus Standsicherheitsgründen jedenfalls relativ flachen – überströmten Dammböschung und auf die Einbindung solcher naturgemäß relativ langen Dammbauwerke in die Landschaft eine Begrünung vorgesehen werden?

Eine Begrünung kann die Sicherungsfunktion planmäßig nicht selbst übernehmen; also muß eine technische Sicherung dann „versteckt“ unter dem kultivierbaren Belag angebracht werden, und es ist zu bedenken, daß der „Grünbelag“ selbst im Falle einer Überströmung Schaden nehmen wird.

Schließlich ist der Umstand zu erwähnen, daß die Zeitdauer der Inanspruchnahme durch Überströmen der hier in Betracht zu ziehenden Dämme begrenzt ist, woraus sich als Fragestellung ergeben mag:

4. Ist es möglich und zulässig, sich mit einem zeitlich befristeten Standvermögen der für das Überströmen der Dammbauwerke vorgesehenen Sicherungselemente zu begnügen?

Dies würde allerdings entsprechende Kenntnisse bzw. quantitative Ansätze für die Standzeit solcher Elemente unter der anzunehmenden Belastung voraussetzen. Diese Kenntnisse bzw. Ansätze – das ist hier zu betonen – liegen weder vor, noch können sie in überschaubarer Zeit verfügbar gemacht werden (vgl. z.B. BRAUNS ET AL. 1992, BROICH 1997, KAST & BIEBERSTEIN 1996).

Zuletzt stellt sich angesichts der projektweise u.U. speziellen Gegebenheiten (z.B. bei geringem Schadenspotential im Einzelfall) die Frage:

5. Welcher rechnerische Sicherheitsgrad ist bei der Auslegung der Sicherungselemente bei den überströmbar auszuführenden Dämmen in Ansatz zu bringen, bzw. darf man bei der Bewertung des Verhaltens unerprobter technischer Lösungen hier Optimismus walten lassen oder ist eine (sonst bei der Dimensionierung von Wasserbauten übliche) konservative Denkweise anzuhalten?

Wie sich zeigt, stellen sich eine ganze Reihe grundsätzlicher Fragen, die zu beantworten oder wenigstens zu werten waren, bevor man sich konkret mit technischen Bauweisen und ihrem Verhalten beschäftigen kann.

In den angegebenen Grundsatzfragen sind die projektbearbeitenden Partnerinstitute für die nachfolgenden Entwicklungsschritte von folgenden Festlegungen ausgegangen:

- a) Es sind nach Möglichkeit Konzepte bzw. Lösungen für die Überströmbarmachung von Dammböschungen zu erarbeiten, die **statisch nachweisbar** sind.
- b) Die Sicherungselemente sollen durch naheliegende (wahrscheinliche) Einwirkungen und zufällige Umstände (Beweidung durch Weidevieh, Wühltiere, atmosphärische Einflüsse – wie Frost, Trockenheit – sowie schlichter Vandalismus) **nicht gefährdet** werden können.
- c) Überlegungen zu einer **limitierten Standzeit** bleiben außer Acht, da hier jeder Ansatz fehlt.
- d) Die Sicherungselemente müssen **für eine großflächige Anwendung technisch geeignet** und daher möglichst auch preisgünstig sein.
- e) Eine konsequent und in jeder Hinsicht **konservative Betrachtungsweise**, wie sie bei Stauanlagen mit nennenswertem Gefährdungs- und Risikopotential üblich und angebracht ist, wird zugrundegelegt.

Teil A

Deckwerkslösungen

4 Deckwerkslösungen

4.1 Eingrenzung der Problemstellung

Die Eingrenzung der im Kooperationsprojekt zu untersuchenden Fragestellungen erfolgt anhand der Gegebenheiten in **Bild 4.1**, das schematisch die Systemverhältnisse wiedergibt.

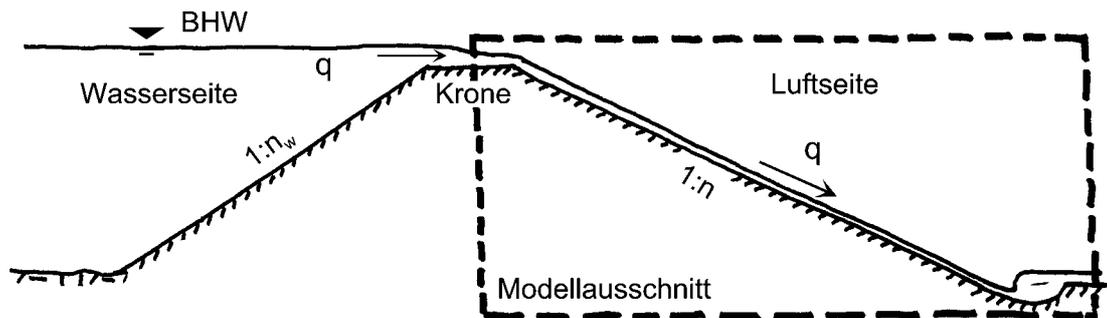


Bild 4.1: Systemquerschnitt mit Damm und Modellausschnitt

In der durchzuführenden Untersuchung war folgenden Fragen nachzugehen:

A) Hydraulische Fragestellungen

- Entwicklung der Abflußverhältnisse im Kronenbereich in Abhängigkeit von q , Geometrie und Oberfläche.
- Abflußverhältnisse im Böschungsbereich und daraus resultierende Beanspruchungen auf die Böschungsoberfläche in Abhängigkeit von q , Neigung, Länge, Oberflächenrauigkeit.
- Erfordernisse der Energieumwandlung im Bereich des „luftseitigen“ Böschungsfußes und daraus ggf. resultierende Beanspruchungen des Geländes.

B) Geotechnische Fragestellungen

- Gestaltung von oberflächlichen Sicherungselementen zur Ertüchtigung der luftseitigen Oberfläche für die Überströmung.
- Standsicherheit der Oberflächensicherung unter Berücksichtigung der aus der Überströmung resultierenden Belastung.
- Einfluß etwaiger Sickerströmungsvorgänge im Deichinneren auf das Verhalten der Oberflächensicherung bzw. der Böschung.

Diesen Fragen wird durch Modellversuche und theoretische Betrachtungen nachgegangen. Diese beziehen sich problemsprechend auf den in **Bild 4.1** durch Einrahmung definierten „Modellausschnitt“.

Anmerkungen zu A (Hydraulik):

Bei der Überströmung des Dammes können die in **Kapitel 5** näher erläuterten Abflußbereiche unterschieden werden. Bei landwirtschaftlich genutzten Fahrwegen mit einer Breite von ca. 4 m stellt sich auf der Dammkrone, bei Wegen mit geringerer Breite im Bereich des Gefällewechsels der Grenzzustand für Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit ein (y_{gr} bzw. v_{gr}). Auf der weiteren Fließstrecke wird der Abfluß beschleunigt und erreicht einen stationären Zustand mit schießendem Normalabfluß. Fließtiefe und -geschwindigkeit erreichen dabei – abhängig von Rauheit der Oberfläche und Böschungsneigung – ihre maßgebenden Werte. Diese bleiben bis in den Bereich des Böschungfußes konstant. Durch den Gefällewechsel am Dammfuß kommt es in der Verschneidungslinie von luftseitiger Böschung und anstehendem Gelände wiederum zu einer Änderung der hydraulischen Verhältnisse. In dem Übergang von schießendem zu strömendem Abfluß, der durch die Froude-Zahl

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}} = 1 \quad [-]$$

charakterisiert ist und in einem Wechselsprung stattfindet, ist der Untergrund durch die großen Fließgeschwindigkeiten und Turbulenzen einer hohen Belastung ausgesetzt. Hieraus ergeben sich in diesem Bereich besondere Anforderungen, um die Ausbildung eines Kolks und evtl. rückschreitender Erosion zu begrenzen bzw. zu verhindern.

Anmerkungen zu B (Geotechnik):

In Bezug auf die geotechnische Problemstellung ist von folgenden Grundüberlegungen auszugehen (vgl. **Bild 4.2**):

- Im Lastfall ohne Überströmen wird die Standsicherheit einer Deichböschung gemäß Bild 4.2 im wesentlichen durch folgende Faktoren bestimmt:
 - β = Böschungsneigung
 - ϕ'_D = Winkel der inneren Reibung des Dammaterials
 - c'_D = ggf. vorhandene Kohäsion des Dammaterials
 - ϕ'_U, c'_U = entsprechende Werte des Damuntergrundes

Bei fehlender Kohäsion sind die für die Standsicherheit maßgebenden (rechnerisch ungünstigsten) Gleitflächen böschungsparelle Ebenen, bei vorhandener Kohäsion werden gewölbte Gleitflächen (vereinfacht als Gleitkreise) maßgebend.

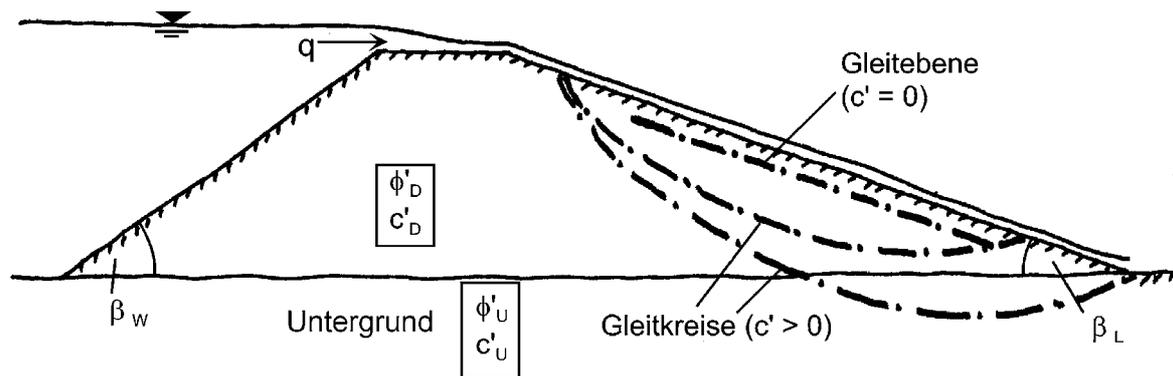


Bild 4.2: Zur Standsicherheitsproblematik von nicht-wasserbelasteten bzw. überströmten Dammkörpern

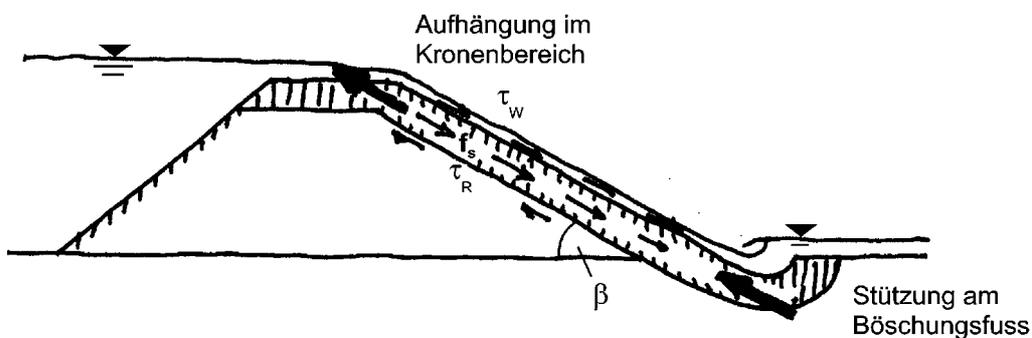
- Für die zusätzliche Beanspruchung durch eine Überströmung müssen die Standsicherheitsreserven der zunächst nicht-überströmten Dammböschung in Anspruch genommen werden. Dabei bestehen die zusätzlichen Kraftwirkungen
 - einerseits in der Schubspannung auf der Böschungsoberfläche infolge der unmittelbaren Überströmung,
 - andererseits in den inneren Strömungskräften im Dammkörper selbst, die aus einer Aufsättigung von der Wasserseite her oder durch Infiltration (von oben) in die überströmte Böschung resultieren.
- Ob es zu einer Sickerströmung im Dammkörper – die auf die Standsicherheit ggf. einen erheblichen Einfluß hat (also die für die eigentliche Überströmung verfügbaren Reserven deutlich schmälert) – kommt, hängt von verschiedenen Faktoren ab, die im konkreten Fall quantitativ zusammenspielen:
 - Querschnittsgliederung des Dammes und Durchlässigkeitseigenschaften der beteiligten Materialien,
 - Vorsättigungszustand des Dammkörpers bei Eintritt der Hochwasserbelastung und der Überströmung,
 - Verlauf und Dauer des Einstaus und der Überströmung des Dammes beim Hochwasserereignis.

Welche Annahmen hier sinnvollerweise zu treffen sind, sollte anhand von Abschätzungen unter Zugrundelegen (a) der für den Bau zu verwendenden Schüttstoffe und (b) der zeitlichen Inanspruchnahme der Dämme gemäß den hydrologischen Randbedingungen entschieden werden.

- In Anbetracht der Unverlässlichkeit der Kohäsion als bodenmechanische Kenngröße wird die konservative Annahme $c'_D = c'_U = 0$ getroffen, was jede erdstatische Betrachtung im Rahmen des vorliegenden Problems erheblich vereinfacht (ebene Gleitflächen im Böschungsbereich maßgebend).

- Neben den Standsicherheitsfragen bei der über- und ggf. durchströmten Böschung besteht prinzipiell das Problem der oberflächlichen Erosion, soweit kohäsionsloses, körniges Material im Böschungsbereich angenommen wird. Körniges Material, welches den gegebenen Belastungen aus der Überströmung aufgrund seiner eigenen Schwere (und Reibung an der Unterseite) standhalten würde (Deckwerk aus Steinsatz oder Steinschüttung), müßte außerordentlich grobkörnig/schwer sein; betreffende Lösungen kommen hier unter keinen Umständen in Frage. Statt dessen kann es nur um Sicherungen gehen, die
 - entweder durch eigene innere Bindung zusammenhalten,
 - oder durch Einbindung in künstliche „Behältnisse“ als gebunden wirken,
 so daß sich die Frage der Partikelerosion an der Oberfläche nicht stellt.
- Aufgrund vorangehender Untersuchungen zum Thema „überströmte Böschungen“ (vgl. z.B. BIEBERSTEIN ET AL. 1997, LARSEN ET AL. 1986, LFU 1997, SOMMER 1997, WESTRICH & RATHGEB 1997) ist bekannt, daß das Überströmen von Böschungen bedeutsame stand-sicherheitsmindernde Effekte mit sich bringt; somit sind generell nur relativ flache als stabil nachweisbare Böschungen zu erwarten.
- Insgesamt stellt sich für die nähere Betrachtung schließlich die Frage nach der Art des Versagens einer überströmten Böschung, wie dies in **Bild 4.3** skizzenhaft veranschaulicht ist.

Ⓐ Nicht selbsttragende Böschungssicherung



Ⓑ Selbsttragende Böschungssicherung

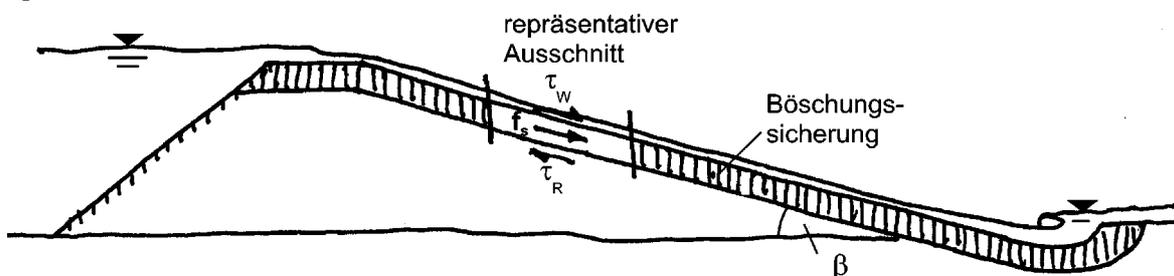


Bild 4.3: Nicht-selbsttragende und selbsttragende Sicherung für überströmte Böschungen (Hinweis: die skizzierten Böschungssicherungen sind dränfähig auszubilden und nicht als Dichtung anzusehen)

Betrachtet man (A) eine relativ steile überströmte Böschung, so ergibt sich, daß die Einwirkungen aus der Überströmung mit Wasser (τ_w) und der Durchströmung mit Sickerwasser (f_s) zusätzlich zur böschungsp parallelen Gewichtskomponente des Sicherungselementes (nicht dargestellt) wirken, wegen der Steilheit der Böschung (großes β) aber nicht durch die Reibungsspannung in der Trennfläche zum Deichkörper (Widerstand im Auflager τ_R) voll getragen werden können (**nicht-selbsttragende Böschungssicherung**). Die Böschungssicherung ist für sich nicht standsicher und kann nur durch zusätzliche Haltekräfte bzw. Widerstände (Aufhängung im Kronenbereich, Stützwirkung am Böschungsfuß) am Abgleiten gehindert werden. Versagensmechanismus und Kraftwirkungen im Grenzzustand sind insgesamt verwickelt, sehr unübersichtlich, vom Kraft-Verformungsverhalten der beteiligten Komponenten abhängig und im übrigen in jedem geometrischen Einzelfall verschieden.

All dies ist anders im Falle der „**selbsttragenden Böschungssicherung**“ (B), die allerdings – unter sonst gleichen Gegebenheiten – eine erheblich flachere Böschungseigung (β) erfordert: Die Reibungskraft (τ_R) an der Unterseite eines betrachteten Ausschnittes ist hier ausreichend, die Einwirkungen aus der Überströmung (τ_w), der Sickerströmung (f_s) und der Gewichtskomponente (nicht dargestellt) aufzunehmen, weshalb jeder Elementausschnitt gleichwertig betrachtet werden kann und es zusätzlicher stabilisierender Widerstände nicht bedarf. (Die unter (A) erwähnten zusätzlichen Haltekräfte mögen im konkreten Fall ebenfalls wirksam werden, sie können aber hier als „stille Reserve“ betrachtet werden).

Angesichts der genannten Sachverhalte, des Mangels an Erfahrungen mit Bauweisen für Überströmungssicherungen und verschiedenen offenen Fragen im Verhalten, weiter in dem Bestreben, einen konstruktiven und berechenbaren Ansatz zur Lösung der Problematik zu liefern, kann vorerst nur das Prinzip der **selbsttragenden Böschungssicherung** verfolgt werden. Betreffende Lösungen lassen sich – und dies ist als entscheidender Vorteil zu sehen – auf verschiedenartige Querschnittssituationen übertragen, da eine Gesamtwirkung einer speziellen geometrischen Konfiguration nicht in Betracht gezogen werden muß.

4.2 Vorgehensweise und Methodik

Auf Grundlage der vorstehend getroffenen Annahmen und Randbedingungen waren die in hydraulischer und geotechnischer Hinsicht offenen Fragen u.a. unter Zuhilfenahme von Modelluntersuchungen in geeignetem Maßstab zu bearbeiten. Die Untersuchungen wurden so strukturiert und ausgerichtet, daß sie zu einem Nachweiskonzept für überströmbare und selbsttragende Deckwerke führen und somit die Planung von Überströmstrecken ermöglichen.

Ziel des Untersuchungsprogrammes war die Entwicklung von quantitativ erprobten und anwendungsreifen Bauweisen bzw. Bauverfahren.

Folgende Arbeitsschritte waren abzuarbeiten, um bei der komplexen Aufgabenstellung zu einem praxisreifen Ergebnis bzw. zu umsetzbaren Ausführungsvorschlägen gelangen zu können:

1. Literaturstudium: Zusammentragen von Informationen zu Materialien zur Ausbildung von erosionsresistenten Deckwerken (maßgebende Materialparameter, erforderliche Prüfmethoden zur Qualitätssicherung).
2. Ableitung bzw. Komposition kohärenter Deckwerke mit definierten Reibungseigenschaften aus verfügbaren technischen Komponenten (incl. Bautechnik).
3. Ermittlung der Reibungseigenschaften des selbsttragenden Deckwerkes in maßgebenden Scherfugen bei definierten Bedingungen mittels großmaßstäblicher Rahmenscherversuche.
4. Quantifizierung der hydraulischen Belastbarkeit mittels Überströmungsuntersuchungen in der Kiprinne im IWK.
5. Quantifizierung der Deckwerk-Grenzbelastung bei verschiedenen Böschungsneigungen und Oberflächenrauigkeiten; Entwicklung und Optimierung einer Bemessungsformel.
6. Überprüfung der gefundenen Zusammenhänge durch Untersuchungen an einem Gesamtmodell im naturähnlichen Maßstab (im IWK): Berücksichtigung aller denkbaren Einwirkungen (Worst-case-Betrachtungen): a) mit Fußstützung, b) ohne Fußstützung.
7. Überprüfung des Bemessungszusammenhangs.
8. Ausarbeitung von Ausführungsvorschlägen (ggf. unter Berücksichtigung von Belastungskategorien).

Nachfolgend werden die durchgeführten Untersuchungen erläutert. Hierbei wird zunächst auf die hydraulischen Problemstellungen eingegangen, bevor die geotechnischen Aspekte dargelegt werden. Anschließend werden alle wesentlichen Aspekte zu einem Gesamtkonzept zusammengeführt, auf dessen Grundlage letztlich die Überprüfung der gefundenen Zusammenhänge im großmaßstäblichen Modellversuch unter naturähnlichen Dimensionen erfolgt.

5 Hydraulik

5.1 Allgemeines

Aus hydraulischer Sicht ergeben sich bei der Überströmung eines Dammes die in **Bild 5.1** dargestellten drei Abflußbereiche, die sich charakteristisch voneinander unterscheiden:

- a) Dammkrone – Übergang zu schießendem Abfluß
- b) Böschung – schießender Normalabfluß
- c) Böschungsfuß – Übergang zu strömendem Abfluß

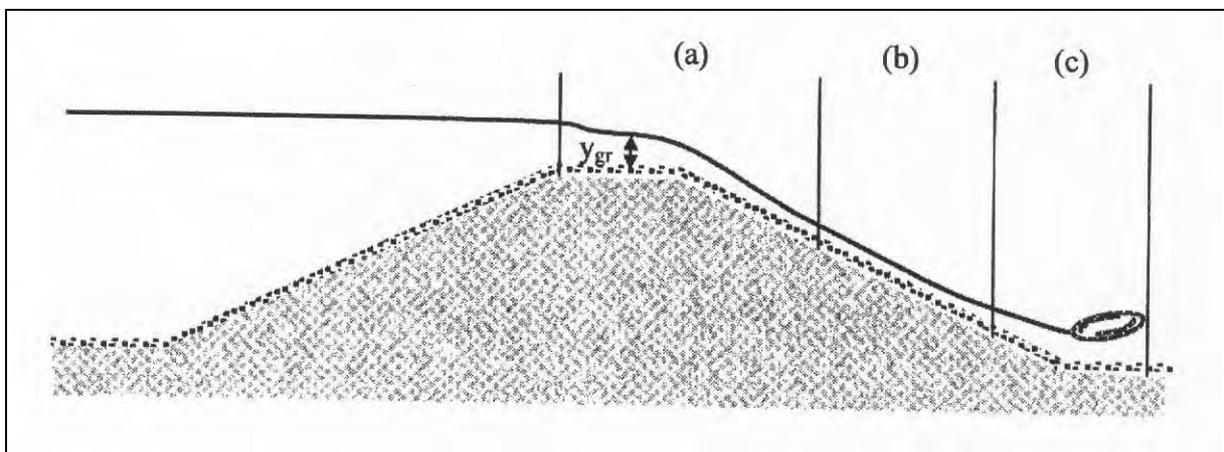


Bild 5.1: Überströmung eines Dammes – hydraulisch maßgebende Abflußbereiche

Im folgenden sollen die hydraulischen Aspekte der drei Teilbereiche kurz erläutert werden. Jeweils im Anschluß werden die aus hydraulischer Sicht kritischen Punkte bzw. zu untersuchenden Bereiche benannt und herausgearbeitet.

5.2 Abflußverhältnisse in den Bereichen

Dammkronenbereich

Je nach der Breite der Dammkrone stellt sich entweder auf der Dammkrone oder im Übergangsbereich zur luftseitigen Böschung ein Übergang von dem durch den Wasserstand auf der Wasserseite des Dammes festgelegten Wasserspiegel über die Grenzabflusstiefe y_{gr} zu schießendem Abfluß ein.

Die Grenzabflusstiefe y_{gr} ist dadurch charakterisiert, daß sich mit ihr die zur Abführung der jeweiligen Wassermenge erforderliche minimale spezifische Energiehöhe $H_{0, min}$ einstellt und somit ein Übergang von strömendem zu schießendem Abfluß erfolgt (vgl. NAUDASCHER 1987). Für Energiehöhen $H_0 > H_{0, min}$ können sich – abhängig vom Gefälle – zwei verschiedene Wassertiefen einstellen:

$$y < y_{gr} \text{ für schießenden Abfluß bzw.}$$

$$y > y_{gr} \text{ für strömenden Abfluß}$$

Aus der Gleichung der spezifischen Energiehöhe $H_0 = y + Q^2/(2gA^2)$ lassen sich für den Grenzzustand die folgenden in **Bild 5.2** grafisch dargestellten Größen ableiten:

$$v_{gr} = (g \cdot y_{gr})^{1/2} \quad \text{mit } q = Q/B \quad (\text{B: Breite})$$

$$y_{gr} = (q^2/g)^{1/3} \quad \text{für den Rechteckquerschnitt}$$

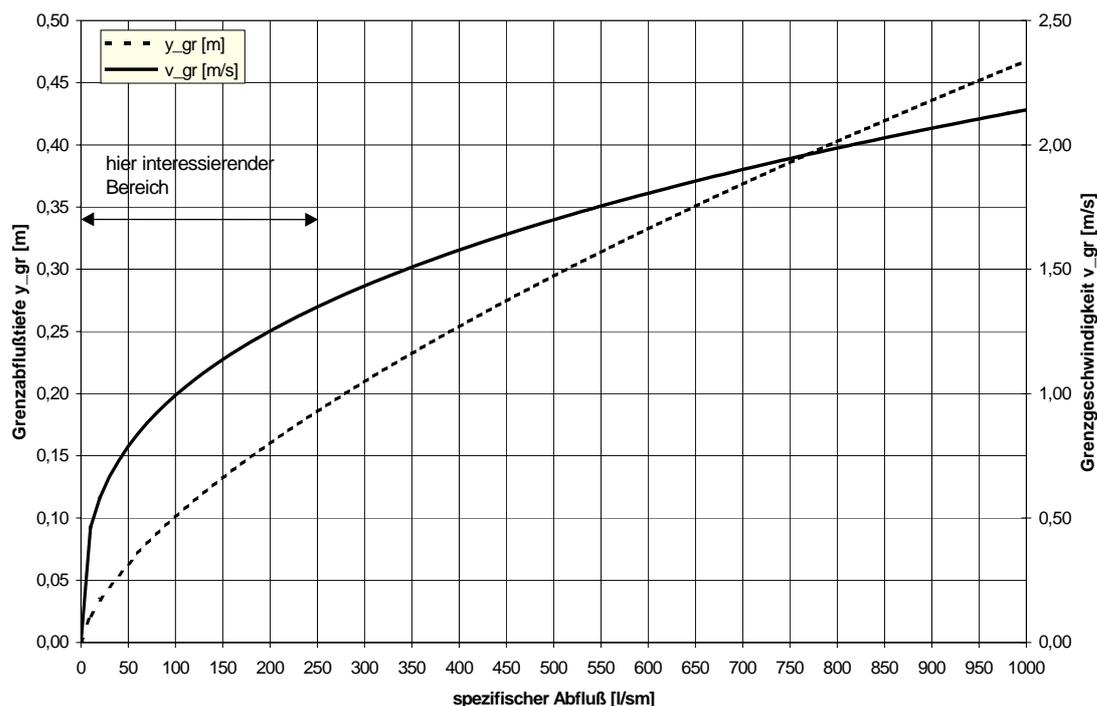


Bild 5.2: Darstellung der Grenzwerte für Abflusstiefe y und Fließgeschwindigkeit v

Damit ergeben sich als kritische Punkte bzw. zu untersuchende Bereiche:

- Als kritischer Punkt in (a) von **Bild 5.1** ist in den Modellversuchen der Übergang der horizontalen Dammkrone zur luftseitigen Böschung zu betrachten. Durch den Gefällewechsel kann es hier zu Strömungsablösungen und damit unter Umständen zu unerwünschten Kraftwirkungen auf die Böschungssicherung kommen.

- Weiterhin ist der Bereich der Dammkrone gegen den Strömungsangriff, der als Schubspannung auf die Sohle wirkt und seinen maximalen Wert bei der größten Fließgeschwindigkeit erreicht, zu sichern.

Böschungsbereich

Das Wasser übt auf ein Böschungselement eine Kraft in Form einer Schubspannung τ_0 aus, die – abhängig von der Wassertiefe y und vom Energieliniengefälle I_e – wie folgt berechnet werden kann:

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot y \cdot I_e$$

Die Böschungsoberfläche selbst leistet dem Strömungsangriff einen Widerstand, der vor allem abhängig von der Oberflächenrauheit ist. Überschreitet die Schubspannung den in bzw. unter der Oberfläche verfügbaren Widerstand, kommt es zu einem Abtrag des Böschungsmaterials.

Auf der luftseitigen Dammböschung stellt sich nach einer bestimmten, vom spezifischen Abfluß q und der Dammeigung n_L abhängigen Fließstrecke schießender Normalabfluß ein. Die dabei auftretenden maximalen Fließgeschwindigkeiten und damit auch maximalen Schubspannungen sind in diesem Bereich maßgebend für die Böschungssicherung.

Ziel der Modellversuche muß sein, die für eine Böschungssicherung in o.g. Situation gerade noch aufnehmbare Strömungskraft über eine kritische Fließgeschwindigkeit v_{crit} bzw. eine noch zulässige Böschungsneigung n_{zul} zu definieren. Neben den zu messenden hydraulischen Belastungsgrößen wie spezifische Belastung und Abflußtiefe sind n_{zul} und v_{crit} abhängig von der Art der Böschungssicherung bzw. deren Oberflächenrauheit (ausgedrückt als k_{St} -Wert):

$$v_{\text{crit}} = f(\rho, g, q, k_{\text{St}}, n_L) \quad \text{bzw.} \quad n_{\text{zul}} = f((\rho, g, q, k_{\text{St}}, v_{\text{crit}})$$

Bild 5.3 zeigt beispielhaft die Entwicklung von Fließtiefe und Fließgeschwindigkeit auf der luftseitigen Böschung bei einer Neigung von 1 : 6. Man erkennt, dass sich der für die Sicherung maßgebende Grenzzustand ($y, v = \text{const.}$) bereits nach relativ kurzen Fließstrecken (5 m bis weniger als 10 m) einstellt.

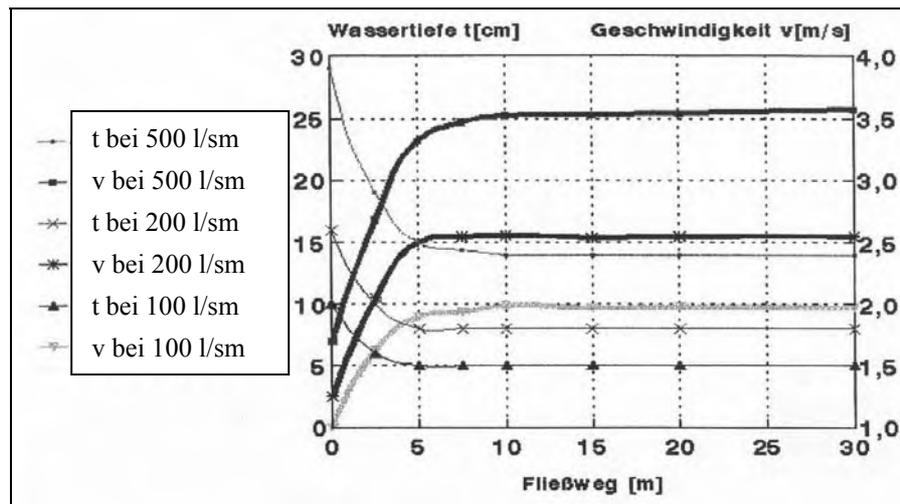


Bild 5.3: Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten als Funktion der Fließweglängen

In **Bild 5.4** sind die Endzustände für Wassertiefe und Geschwindigkeit in Abhängigkeit der Dammneigung dargestellt. Die hieraus abzulesenden Werte zeigen deutlich, daß je nach spezifischer Belastung und Dammneigung schnell Zustände erreicht werden, die Sicherungsmaßnahmen der Böschung erforderlich machen. So liegt die Fließgeschwindigkeit bei einer Belastung von 200 l/(sm) bei einer Böschungsneigung von 1 : 10 bei 2 m/s, während sie bei einer Neigung von 1 : 5 schon auf ca. 2,8 m/s ansteigt.

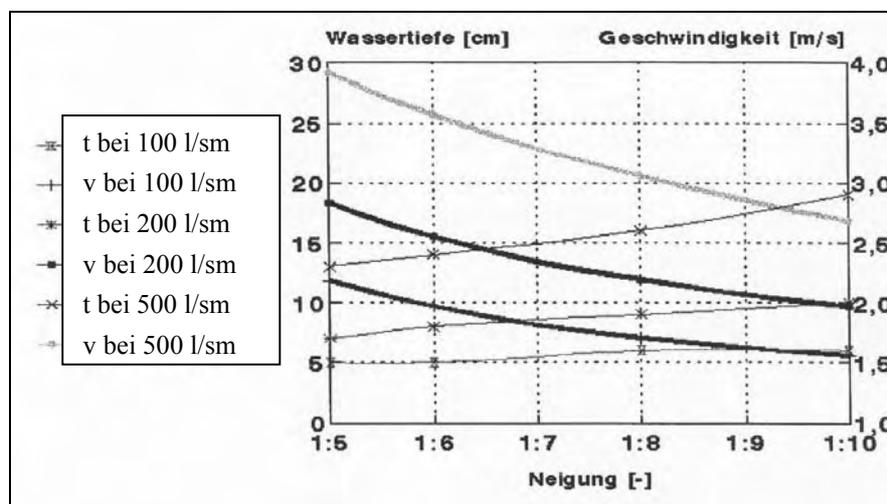


Bild 5.4: Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten bei verschiedenen Böschungsneigungen

Daraus ergibt sich als kritischer Punkt bzw. zu untersuchender Bereich:

- Böschungsbereich mit größter auftretender Fließgeschwindigkeit, da dieser für den statischen Nachweis maßgebend ist.

Böschungfußbereich

Im Bereich des Böschungfußes tritt wiederum ein Gefällewechsel auf, bei dem i.d.R. ein Übergang von schießendem zu strömendem Abfluß stattfindet. In dem daraus resultierenden Wechselsprung wird überschüssige Energie dissipiert, d.h. in Wärme umgewandelt. Dabei treten sehr große Geschwindigkeiten und Geschwindigkeits- bzw. Druckschwankungen auf, die in diesem Bereich maßgebend für die Bemessung sind. Ist der Böschungfuß ungesichert, kann es zu Kolkbildung und/oder durch rückschreitende Erosion zu einem Versagen des Dammes kommen (vgl. **Bild 5.5**).

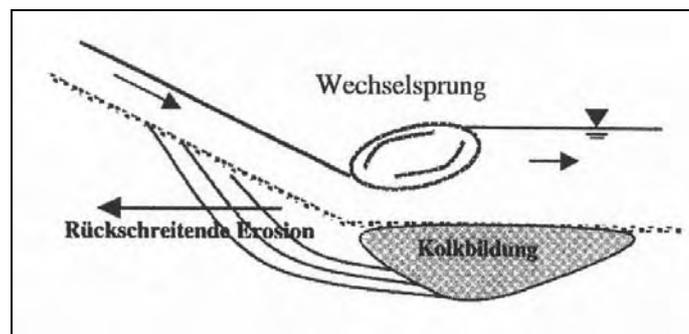


Bild 5.5: Erosionsformen am Böschungfuß

Während eine rückschreitende Erosion unter allen Umständen verhindert werden muß, gibt es zur Kolksicherung am Böschungfuß prinzipiell verschiedene Möglichkeiten, die in Betracht zu ziehen sind:

- Anordnung eines Tosbeckens, das die Energieumwandlung örtlich begrenzt auf einer gesicherten Sohle ermöglicht.
- Kolkschutz durch Weiterführung der luftseitigen Böschungssicherung in Richtung Unterwasser.
- Kolksee: Durch zugelassene Kolkbildung bildet sich ein natürliches Tosbecken aus – die Strömungsenergie wird folglich in einem „Wasserpolster“ umgewandelt.
- Vorfüllung im Unterwasser: Durch eine Vorfüllung des Polders wird ein Großteil der kinetischen Energie in dem Wasserpolster oberhalb der Sohle dissipiert. Der Angriff auf den Böschungfuß wird dadurch entsprechend geringer.

Der kritische Punkt bzw. zu untersuchende Bereich ist:

- Böschungfuß mit Energieumwandlung

6 Geotechnik

6.1 Allgemeines

Nachdem die hydraulischen Gesichtspunkte von Überströmstrecken im vorstehenden Kapitel dargelegt und diskutiert wurden, sollen im geotechnischen Teil der Studie die maßgebenden bodenmechanischen sowie dammbautechnischen Gesichtspunkte erörtert werden.

An dieser Stelle ist zu betonen, daß für vorliegende Problematik von grundsätzlicher Bedeutung ist, alle möglichen Wirkungen im Gesamtsystem überströmbarer Damm mit zugehörigem Untergrundbereich in allen Details zu betrachten. Dieser Grundsatz gilt natürlich für den Erddambau bzw. für Bauwerke mit aufgestautem Potential insgesamt, gleichwohl ist er bei überströmbar Dämmen der geplanten Art aufgrund der besonderen Inanspruchnahme des luftseitigen Dammbereiches von verstärkter Bedeutung (vgl. **Kapitel 3**). Demzufolge werden nachfolgend alle Gesichtspunkte angesprochen bzw. erörtert, die für die Konstruktion überströmbarer Dämme maßgebend werden können.

6.2 Erdstatische Nachweise

Für Dämme sind bekanntlich verschiedene Sicherheitsnachweise zu führen. Diese sind in Abhängigkeit der örtlich vorhandenen Gegebenheiten von unterschiedlicher Relevanz. Die einzelnen Nachweise seien hier der Vollständigkeit halber angeführt:

- Abschieben des Dammes infolge Wasserdruckkraft
- Spreizen in den Bereichen der Böschungsfüße
- Böschungsbruch, Geländebruch, Grundbruch
- Hydraulischer Grundbruch im Bereich des luftseitigen Dammfußes
- Abschieben entlang der überströmten Oberfläche
- Erosion der überströmten Oberfläche

Es soll nicht auf die genannten Standsicherheitsprobleme allgemein und in Breite eingegangen werden. Es bedarf aber einiger Hinweise auf die besonderen Umstände des Überströmens:

- Das Abschieben des gesamten Dammes dürfte unter den Voraussetzungen geringe Neigung der Aufstandsfläche und flache Böschungen auch bei überströmten Dämmen kein relevantes Problem sein; ein einfachster Nachweis unter stark vereinfachten Annahmen ist hierfür ausreichend.

- Der Spreiznachweis ist unter Ansatz der Strömungskräfte (horizontal aus dem Dammfuß heraus) zu führen, und zwar sowohl am luftseitigen wie am wasserseitigen Dammfuß (vgl. hierzu KAST 1985); ggf. sind vorliegende Neigungen der Aufstandsfläche zu berücksichtigen.
- Bei den Nachweisen zu Böschungsbruch/Geländebruch/Grundbruch ist – neben dem konservativen Ansatz der Scherfestigkeitsparameter – die einigermaßen richtige Berücksichtigung der Wasserwirkungen (Strömungskräfte, Porendrücke) das Wichtigste.
- Auch beim hydraulischen Grundbruch kommt es auf den zutreffenden Ansatz der Wasserwirkungen an.
- Die beiden letzten Stichworte in der obigen Aufzählung betreffen das zentrale Thema der geotechnischen Bemessung überströmbarer Böschungen. Ihnen sind die folgenden Ausführungen gewidmet.

6.3 Stabilität von Dammkrone und Böschung gegen Angriff infolge Überströmung

6.3.1 Allgemeines

Vor dem Hintergrund der in **Kapitel 3** und **4** angestellten Überlegungen ist es erforderlich, für die gegebenen Randbedingungen flache überströmbare Dammoberflächen zu entwerfen, die planmäßig begrünt sind und für die Inanspruchnahme durch Überströmen ingenieurmäßig bemessen werden können. Aufgrund der vorhandenen Sicherheitsproblematik kommt für die Ausbildung der Böschungsoberfläche nur eine Konstruktionsart in Frage, die es erlaubt, die infolge Überströmung entstehenden Schubkräfte an jeder Stelle zuverlässig in das Damminnere abzuleiten. Bei den sog. „selbsttragenden Böschungssicherungen“ dies ab einer gewissen Flachheit der Böschung gegeben.

Im vorliegenden Fall werden die Betrachtungen auf kohärente Deckwerke mit mäßiger Rauheit beschränkt. Hierdurch kann der hydrodynamische Belastungsanteil (sog. Liftkräfte), der bei der Bemessung von Deckwerkslösungen beispielsweise aus Steinsatz oder Steinschüttung einen maßgeblichen, gleichwohl bis heute nur schwer quantifizierbaren Anteil hat (vgl. WESTRICH et al. 1997), vernachlässigt werden. Die Betrachtung der Standsicherheit kann in diesen Fällen dann an einem Böschungselement erfolgen (LARSEN ET AL. 1986).

Zusätzlich ist zu beachten, daß für die zu betrachtenden Fälle mit vorhandenen Strömungskräften im Dammkörper, im Untergrund sowie ggf. auf der Oberfläche das Deckwerk nur als **ungedichtete Ausführung** in Frage kommt. Insgesamt lassen sich für Böschungssicherungen in stichwortartiger Aufzählung folgende Anforderungen definieren:

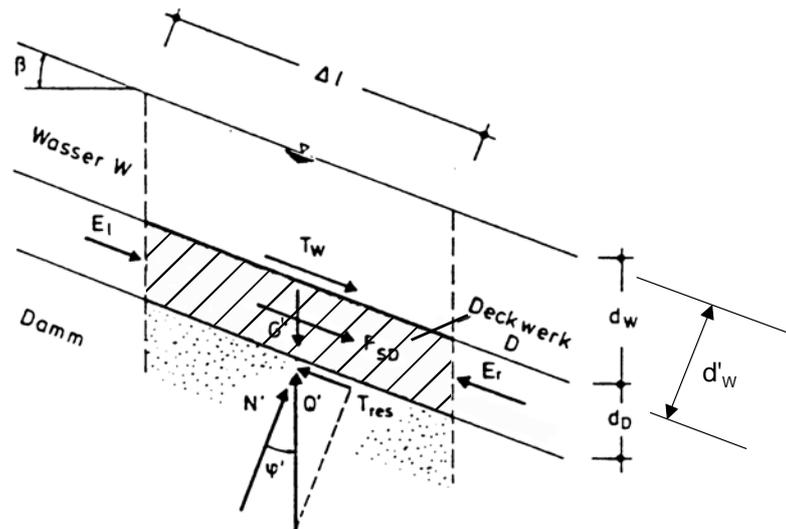
1. Dauerhaftigkeit/Langzeitstabilität
2. zuverlässig hohe Wasserdurchlässigkeit
3. Erosionsstabilität
4. Verformbarkeit/Plastizität (wegen möglicher Setzungen)
5. Fugenlosigkeit
6. relativ glatt
7. Widerstandsfähigkeit gegen Überströmung
8. Bepflanzbarkeit

Bei der Ausbildung entsprechender Bauweisen ist weiter zu beachten, daß diese nur soweit hydraulisch belastet werden, daß der vollständige Abtrag der resultierenden Schubspannungen in der Fläche auch wirklich erfolgen kann. Eine darüber hinausgehende Beanspruchung würde zu einer Aufsummierung von Kräften im Deckwerk führen und dessen Abstützung am Dammfuß erfordern. Die Ausbildung eines gestützten Deckwerkes wird – wie in **Kapitel 4** erörtert – für die hier vorliegenden Untersuchungen jedoch nicht in Betracht gezogen.

6.3.2 Stabilität der luftseitigen Böschung

Bei einer selbsttragenden Böschung genügt zur Untersuchung der Standsicherheit die Betrachtung eines einzelnen Böschungselementes. Wie oben bereits ausgeführt, sollen nachfolgend die Kraftwirkungen des überströmenden Wassers auf ein ungedichtetes Deckwerk dargestellt und veranschaulicht werden.

Die an einem entsprechenden Böschungselement des Deckwerkes infolge Überströmung angreifenden Kräfte sind in **Bild 6.1** im einzelnen dargestellt und bezeichnet. Hieraus wird deutlich, daß am Deckwerk nicht nur Schubkräfte entlang der Oberfläche infolge Überströmung wirken. Es sickert auch innerhalb des Deckwerks Wasser und überträgt auf dieses die Strömungskraft F_{SD} . Somit kann das Deckwerk nicht nur infolge erosiven Angriffs zerstört werden, sondern das als stabiles Paket angenommene Deckwerk kann infolge dieser Strömungskraft auf der Unterlage (Dammoberfläche) abgleiten.



N'	} Reaktionskräfte in der Gleitfuge		
T_{res}			
Q'			
Φ'	Reibungswinkel im Deckwerkauflager	T_w	Schubspannungsergebnis bei Überströmung
G'	Deckwerkgewicht unter Auftrieb	d_w	Mittlere Dicke der Wasserschicht
$E_l \cong E_r$	Erddruckkräfte	d_D	Dicke des Deckwerkes
F_{SD}	Strömungskraft	β	Böschungsneigung

Bild 6.1: Einzelelement einer hangparallel durch- und überströmten Böschung
(aus: LARSEN ET AL. 1986)

Die Sicherheitsdefinition der überströmten Böschung beruht auf einem Vergleich der einwirkenden und widerstehenden Kräfte am Böschungselement. Grundsätzlich gilt:

$$\eta = \frac{\sum \text{haltende Kräfte}}{\sum \text{treibende Kräfte}} \quad (6.2)$$

Folgende wirksame Kräfte gehen dabei pro laufendem Meter in die Betrachtung ein:

1.) Haltende Kräfte:

Scherfestigkeit in der Gleitfuge:

$$T_{res} = N' \cdot \tan \Phi' = G' \cdot \cos \beta \cdot \tan \Phi'$$

2.) Treibende Kräfte:

Schubspannungsergebnis aus Überströmung:

$$T_W = \gamma_W \cdot d_W \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta \cdot \Delta l$$

Strömungskraft:

$$F_{SD} = i \cdot \gamma_W \cdot A = \sin \beta \cdot \gamma_W \cdot d_D \cdot \cos \beta \cdot \Delta l$$

Eigengewicht unter Auftrieb: $G' = \gamma'_D \cdot d_D \cdot \cos \beta \cdot \Delta l$ Hangabtriebskraft: $H = G' \cdot \sin \beta$

Damit wird Gleichung (6.2) zu:

$$\eta = \frac{T_{res}}{H + F_{SD} + T_W} = \frac{\gamma'_D \cdot d_D \cdot \cos \beta \cdot \tan \Phi'}{\sin \beta \cdot (\gamma'_D \cdot d_D + \gamma_W \cdot d_D + \gamma_W \cdot d_W)} \quad (6.3)$$

Aus der obigen Standsicherheitsanalyse (vgl. Gleichung (6.3)) wird deutlich, daß die Summe der treibenden Kräfte – abgesehen von Materialparametern und der Böschungsneigung – in erster Linie von der Dicke des Wasserpolsters d_W auf der Böschung abhängt. Die widerstehenden Kräfte werden neben den vorhandenen Materialparametern ausschließlich von der Stärke des Deckwerks d_D bestimmt.

Entscheidend für den Nachweis der überströmten Böschung ist also das Vorhandensein eines über die Dicke d_D zusammenhängend stabilen Deckwerk-Paketes. Zur Sicherstellung dieser mechanischen Verklammerung gibt es verschiedene bautechnische Ausführungsmöglichkeiten, deren Einsatzbereiche u.a. von der Größe der hydraulischen Belastung abhängen.

Auf einen Ansatz von Kohäsion auf der Seite der haltenden Kräften wurde verzichtet. Aufgrund der generell geringen Verlässlichkeit der Kohäsionsfestigkeit künstlich eingebauter Erdstoffe und in Anbetracht der Tatsache, daß Kontaktflächen zwischen unterschiedlichen Bauelementen bzw. Baustoffen hier maßgeblich werden, wäre jedweder Ansatz einer Kohäsionsfestigkeit verfehlt.

6.3.3 Belastung des Deckwerkes

Zur geotechnischen Bemessung von Deckwerken ist also zunächst die aus der Überströmung resultierende Belastung auf das Deckwerk zu bestimmen. Wie die vorstehenden Betrachtungen gezeigt haben, ist hierzu die Kenntnis der Dicke des Wasserpolsters d_W auf der überströmten Böschung entscheidend.

Beim Abflußverhalten des Wassers auf der Böschung kann davon ausgegangen werden, daß sich auf der luftseitigen Böschung nach etwa einem Drittel der Abflußstrecke ein stationärer, turbulent schießender Abfluß einstellt. Dieser Abflußzustand stellt die maßgebende hydraulische Belastung des Deckwerkes dar.

Ein Vergleich mit der iterativ bestimmten Lösung für d_w (vgl. **Kapitel 5**) zeigt, daß für die vorliegenden Verhältnisse die sich einstellende Abflußhöhe d_w mit ausreichender Genauigkeit überschlägig mittels der Formel nach Gauckler-Manning-Strickler – also für gleichförmigen Abfluß – bestimmt werden kann.

Für den spezifischen Abfluß q unter Berücksichtigung der Kontinuitätsgleichung gilt mit der GMS-Gleichung:

$$q = d_w' \cdot k_{St} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \text{mit: } d_w' = d_w \cdot \cos \beta \quad (\text{vgl. Bild 6.1}) \quad (6.4)$$

k_{St} : Rauigkeitsbeiwert
 R : Hydraulischer Radius
 I : Energieliniengefälle

Für die gegebenen Randbedingungen eines überströmten Gerinnes großer Breite bestimmt sich der hydraulische Radius

$$R = \frac{A}{U} = \frac{d_w' \cdot l_{Krone}}{2 \cdot d_w' + l_{Krone}}$$

mit $l_{Krone} \rightarrow \infty$ zu $R = d_w'$.

Einsetzen in Gleichung (6.4) ergibt mit $I = \tan \beta = 1/n$ nach Umformung:

$$d_w = \left[\frac{q \cdot n^{1/2}}{k_{St}} \right]^{3/5} \frac{1}{\cos \arctan(1/n)} = \left[\frac{q \cdot n^{1/2}}{k_{St}} \right]^{3/5} \frac{1}{\cos \beta} \quad (6.5)$$

Die Abflußgeschwindigkeit auf der Böschung läßt sich damit bestimmen zu:

$$v = \frac{q^{2/5} \cdot k_{St}^{3/5}}{n^{3/10}} \quad (6.6)$$

Die an der überströmten Böschung abzutragende Schubspannung

$$\tau = \gamma_w \cdot d_w \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \quad (6.7)$$

kann mit (6.5) und

$$\tan \beta = \frac{1}{n} \Rightarrow \beta = \arctan \frac{1}{n}$$

geschrieben werden zu:

$$\tau = \gamma_w \cdot \left[\frac{q \cdot n^{1/2}}{k_{st}} \right]^{3/5} \cdot \sin \arctan \left(\frac{1}{n} \right) = \gamma_w \cdot \left[\frac{q \cdot n^{1/2}}{k_{st}} \right]^{3/5} \cdot \sin \beta \quad (6.8)$$

Mit den Gleichungen (6.5), (6.6) und (6.8) sind die Abflußbedingungen auf einer überströmten Böschung – d.h. die sich einstellende Abflußgeschwindigkeit v sowie die resultierende Dicke der Wasserschicht d_w – ebenso in allgemeiner Form beschrieben wie die auf das Deckwerk wirkende Schubspannung τ . Alle diese Größen sind also neben dem abzuführenden spezifischen Abfluß q nur vom Gefälle der überströmten Böschung 1:n sowie deren Rauigkeitsbeiwert k_{St} abhängig.

Damit ist es nun möglich, quantitative Aussagen hinsichtlich der auftretenden Belastungen zu treffen. Die eingehenden Parameter streuen in gewissen Grenzen, weshalb zur Abschätzung der hydraulischen Abflußverhältnisse eine sinnvolle Variation der Eingangsgrößen – selbstverständlich auf der sicheren Seite – durchzuführen ist.

Die angesprochenen Zusammenhänge werden anhand von **Bild 6.2 a** bis **c** verdeutlicht. In Abhängigkeit der Neigung der luftseitigen Böschung sind darin

- a.) die Dicke d_w des Wasserpolsters auf der Böschung,
- b.) die resultierende Schubbelastung τ auf das Deckwerk sowie
- c.) die Geschwindigkeit v des schießenden Abflusses auf der Böschung

dargestellt. Die erläuterten Zusammenhänge und Abhängigkeiten sind nicht nur für die hier maßgebenden Böschungsneigungen flacher (etwa 1:5 bis 1:10), sondern der Vollständigkeit halber auch für relativ steile Böschungen (bis 1:3) dargestellt. Im Rahmen der Auswertung wurden verschiedene Abflußgrößen betrachtet, und der spezifische Abfluß wurde als Scharparameter in die Diagramme eingeführt.

Die Dicke des Wasserpolsters d_w nimmt bei gleichbleibendem Abfluß und zunehmender Flachheit der Böschung naturgemäß zu (**Bild 6.2 a**). Für die sich einstellende Abflußgeschwindigkeit auf der Böschung ist dies aufgrund des unmittelbaren Zusammenhanges mit d_w natürlich umgekehrt (**Bild 6.2 c**). Für beide charakteristische Abflußgrößen gilt jedoch, daß die Zusammenhänge bei jeweils konstantem Abfluß im Bereich der im vorliegenden Fall relevanten Böschungsneigungen in etwa als linear betrachtet werden können. Die auf der Böschungsoberfläche infolge Überströmung angreifenden Schubspannungen werden mit abnehmendem Böschungswinkel kleiner (**Bild 6.2 b**).

Der hier exemplarisch betrachtete Rauigkeitsbeiwert von $k_{St} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ kann als charakteristisch für mäßig rauhe Deckwerke gelten, die im Rahmen der vorliegenden Studie untersucht wurden.

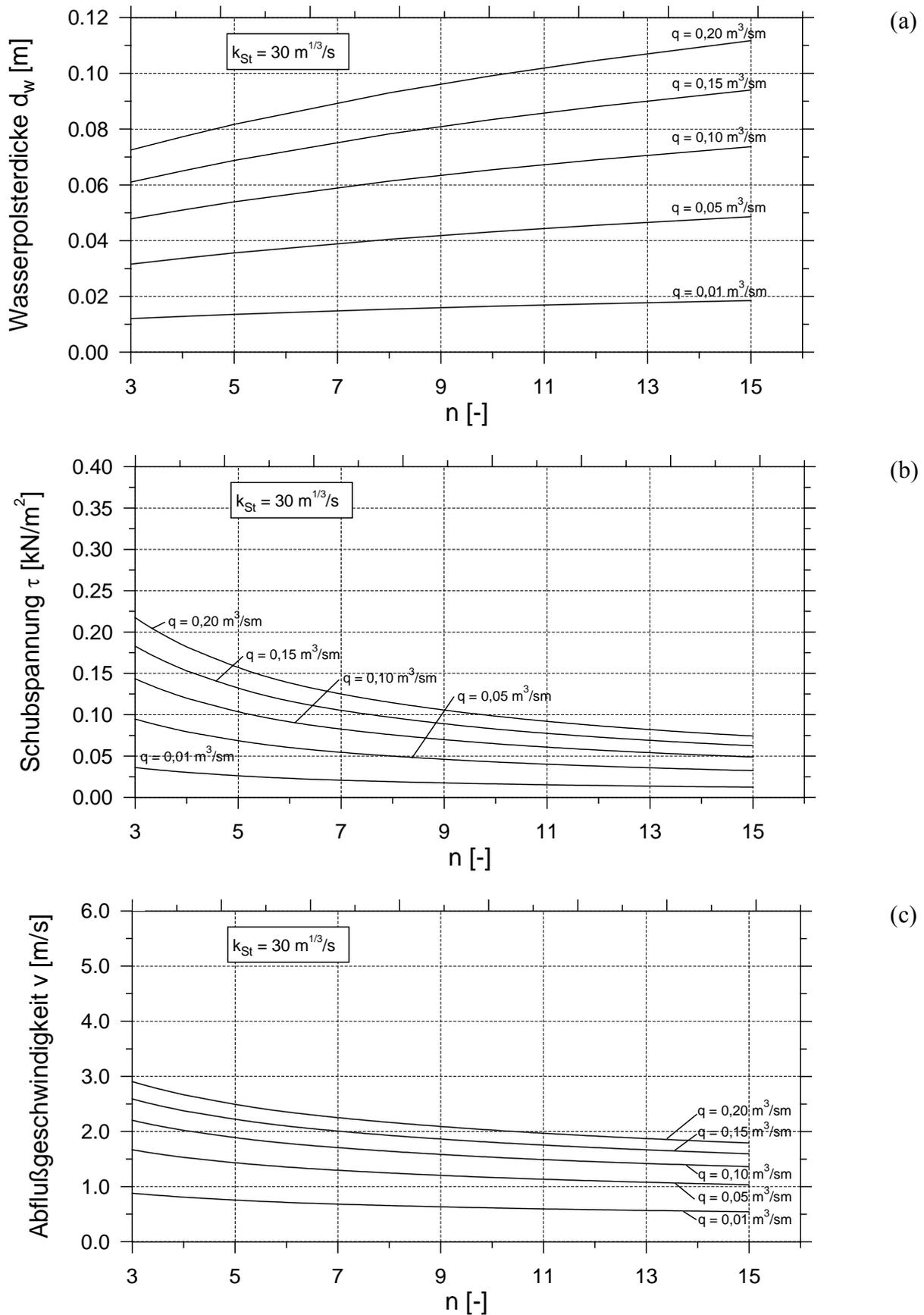


Bild 6.2a bis c: Quantitativer Zusammenhang zwischen spezifischer hydraulischer Belastung q und resultierender Dicke des Wasserpolsters d_w (a), der Schubbelastung der Böschung τ (b) sowie der Abflußgeschwindigkeit v (c) bei gegebenem Rauigkeitsbeiwert in Abhängigkeit der Böschungeneigung

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, daß die Erfahrungswerte von Rauigkeitsbeiwerten für begrünte Böschungen zwischen $k_{St} = 30$ bis maximal $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ liegen (z.B. HEWLETT 1987). Dies ist hier von Interesse, da die Oberflächensicherungen für die hier zu untersuchenden Randbedingungen stets begrünt, also mit einer humosen Schicht bedeckt, auszuführen sind.

Den entsprechenden Ergebnissen in **Bild 6.2** liegt mit $k_{St} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ eine für Gras vergleichsweise große Böschungsrauigkeit zugrunde, was zu einer Abschätzung der Dicke des Wasserpolsters d_w auf der sicheren Seite führt. Gleiches gilt demzufolge für die Schubbelastung des Deckwerkes. Die unter Berücksichtigung einer großen Rauigkeit berechnete Abflußgeschwindigkeit auf der Oberfläche wird damit allerdings unterschätzt. Um hierfür eine Abschätzung auf der sicheren Seite zu erhalten, ist es erforderlich, eine relativ glatte Böschungsoberfläche anzunehmen. In **Bild 6.3** wurden die Ergebnisse entsprechender Berechnungen mit $k_{St} = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ dargestellt. Bei einem Vergleich mit **Bild 6.2 c** wird deutlich, daß die sich auf der Böschung einstellenden Abflußgeschwindigkeiten erwartungsgemäß erheblich von diesem Parameter abhängen.

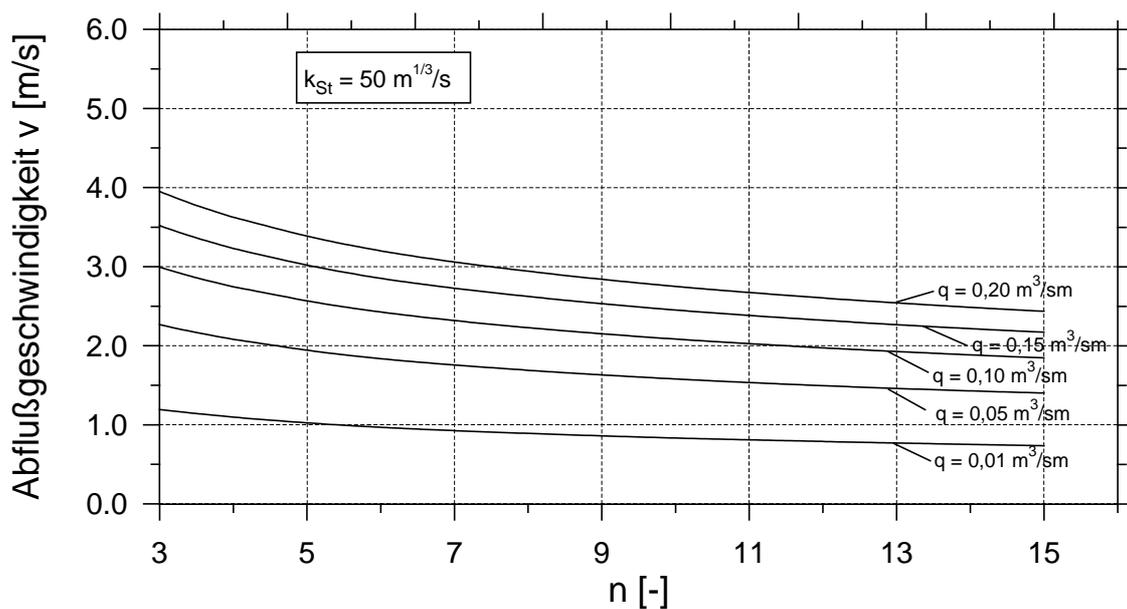


Bild 6.3: Quantitativer Zusammenhang zwischen spezifischer hydraulischer Belastung q und Abflußgeschwindigkeit v in Abhängigkeit der Böschungsneigung bei vergleichsweise glatter Böschungsoberfläche

6.3.4 Bestimmung der erforderlichen Deckwerksdicke

Nachdem die Belastung der überströmten Böschung überschlägig bekannt ist, kann geklärt werden, welche erforderliche Stärke d_D das als stabile Paket angenommene undgedichtete und

kohärente Deckwerk haben muß, um die auftretenden Schubkräfte in das Damminnere ableiten zu können, ohne abzugleiten.

Durch Umformen von Gleichung (6.3) wird:

$$\eta = \frac{\tan \Phi' / \tan \beta}{\frac{\gamma_w}{\gamma'_D} \cdot \left(\frac{d_w}{d_D} + 1 \right) + 1} \quad (6.9)$$

Unter der vereinfachenden Annahme $\frac{\gamma_w}{\gamma'_D} = 1$ und bei Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes $\eta = 1,3$ ergibt sich die erforderliche Deckwerksdicke d_D zu:

$$\text{erf. } d_D = \frac{d_w}{\frac{\tan \Phi'}{1,3 \cdot \tan \beta} - 2} \quad (6.10)$$

Diese ist – wie zu erwarten – für vorgegebene Böschungsneigungen von der Dicke des Wasserpolsters d_w sowie dem maßgebenden Reibungswinkel der beteiligten Materialien bestimmt.

Eine Darstellung der Zusammenhänge von Gleichung (6.10) ist in **Bild 6.4** gegeben. Für gegebene Scherparameter eines angenommenen Dammmaterials ($\Phi' = 30^\circ$, $c' = 0$) ist darin die erforderliche Deckwerksdicke d_D in Abhängigkeit der auftretenden Belastung in Form der Wasserpolsterdicke d_w aufgetragen. Um Aussagen für verschiedene Böschungsneigungen zu erhalten, wurde diese als Scharparameter gewählt. Folgende Zusammenhänge werden deutlich:

- Größere hydraulische Belastungen erfordern selbstverständlich ein in sich stabiles kohärentes Deckwerk größerer Dicke zur schadlosen Lastabtragung in das Damminnere.
- Für flachere Böschungsneigungen sind erwartungsgemäß geringere Deckwerksstärken ausreichend.
- Bei einer luftseitigen Neigung von z.B. 1:10 und einer Abflußhöhe auf der Böschung von $d_w = 15$ cm ist eine Deckwerksstärke von nur etwa $d_D = 7$ cm erforderlich.
- Für die gegebenen Scherparameter erfordert eine unter 1:5 geböschte luftseitige Böschung vergleichsweise große Deckwerksstärken (bis zu einem Meter). Dies ist darin begründet, daß eine wie im vorliegenden Fall hangparallel durchströmte Böschung bereits ohne Überströmung rechnerisch nur bis zu einer Neigung von etwa 1:4,5 gemäß $\eta = 1,3$ standsicher ist. Eine zusätzliche Belastung durch die Überströmung erfordert dann extrem hohe und völlig unwirtschaftlich große Deckwerksdicken. Mit anderen Worten, sinnvolle Werte für d_D können sich generell nur für vergleichsweise flache Böschungen ergeben, da

steilere durchströmte Böschungen über keine relevanten Sicherheitsreserven für zusätzliche Belastungen verfügen.

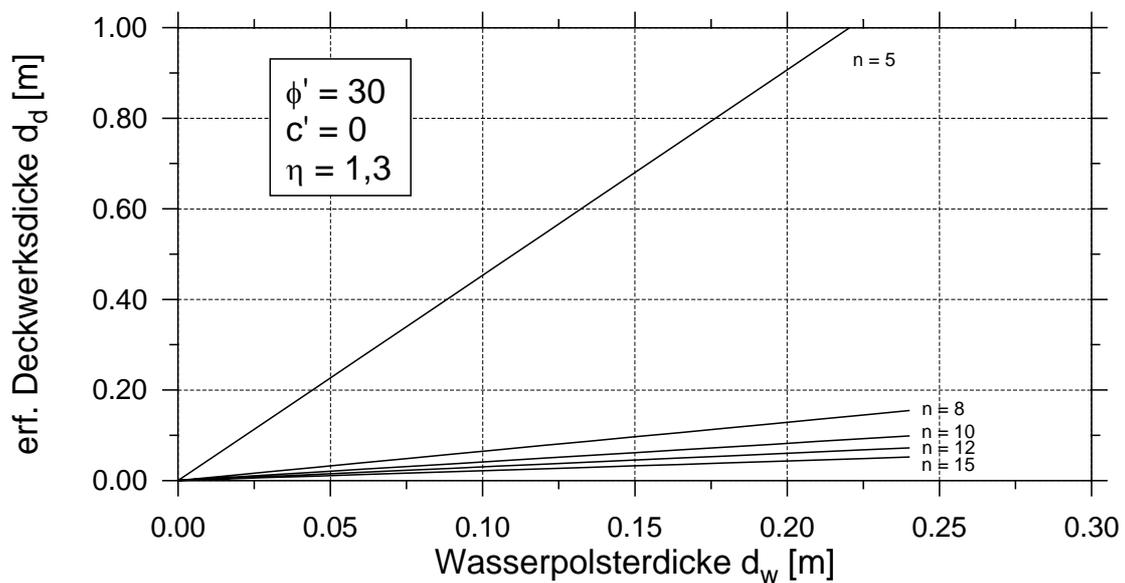


Bild 6.4: Erforderliche Deckwerksdicke d_D als Funktion der hydraulischen Belastung für gegebene Scherparameter

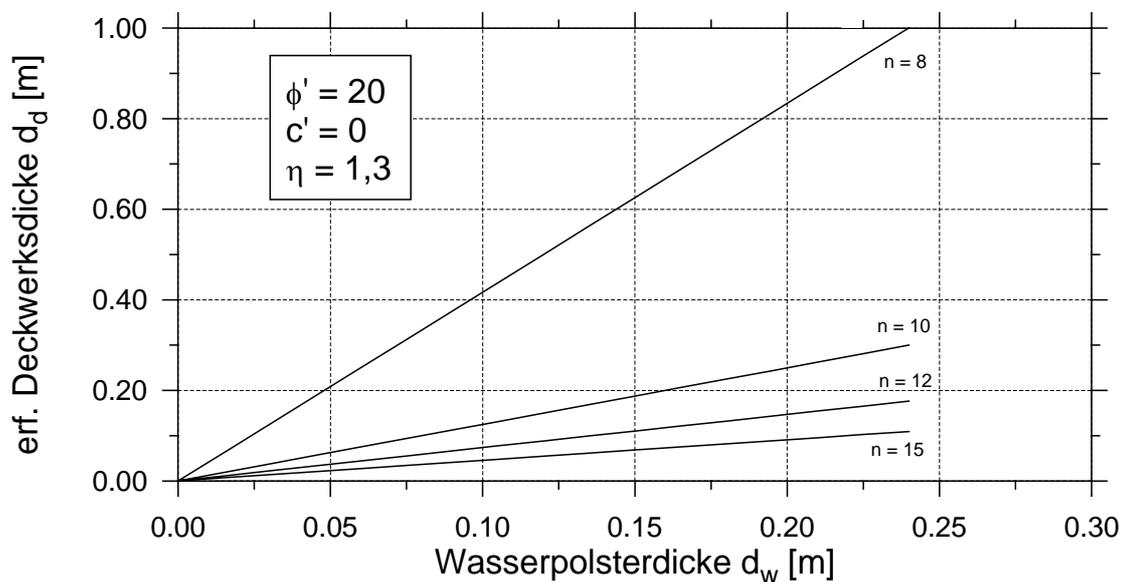


Bild 6.5: Erforderliche Deckwerksdicke d_D als Funktion der hydraulischen Belastung für gegebene Scherparameter

Das Ergebnis entsprechender Untersuchungen bei lediglich anderen Scherparametern ($\Phi' = 20^\circ$, $c' = 0$) ist in **Bild 6.5** gegeben. Die grundsätzlichen Zusammenhänge sind natürlich identisch. Dennoch verdeutlicht ein Vergleich mit dem vorstehenden Diagramm einen

erheblichen Einfluß der Reibungseigenschaften des Dammbaustoffes auf das Ausmaß der erforderlichen Böschungssicherungsmaßnahmen:

- Eine luftseitige Böschungsneigung von 1:10 erfordert bei einer Abflußhöhe auf der Böschung von $d_w = 15$ cm eine Deckwerksstärke von bereits annähernd 20 cm; bei noch kleineren Reibungswinkeln werden diese Werte noch deutlich größer.
- Der Einfluß des Reibungswinkels wird bereits anhand der Standsicherheitsbetrachtung der durch-, aber nicht überströmten Böschung deutlich: bei dem gegebenen Reibungswinkel ist die Böschung nämlich erst bei einer Neigung kleiner 1:7,5 gemäß $\eta = 1,3$ rechnerisch standsicher.

Verdeutlicht wird dieser Zusammenhang anhand einer dimensionslosen Darstellung, die sich ergibt, wenn man Gleichung (6.9) – wiederum unter der Annahme $\gamma_w/\gamma' = 1$ – nach dem Verhältniswert d_w/d_D auflöst:

$$\frac{d_w}{d_D} = \frac{1 \tan \Phi'}{\eta \tan \beta} - 2 \quad (6.11)$$

Wertet man diese Gleichung unter Ansatz bestimmter Sicherheitsbeiwerte η aus, lassen sich die entsprechenden relativen Dicken der Wasserschicht auf einem Deckwerk in Abhängigkeit des Verhältnisses $\tan \phi'/\tan \beta$ auftragen (vgl. **Bild 6.6**).

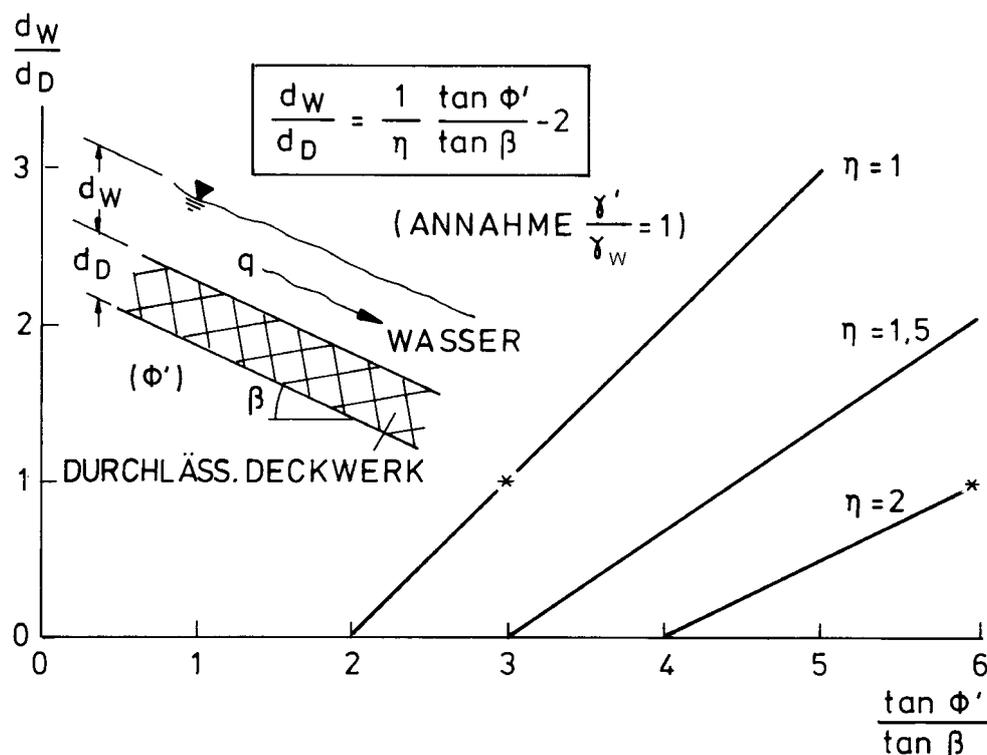


Bild 6.6: Relative Dicke der Wasserschicht d_w auf dem Deckwerk d_D in Abhängigkeit des Verhältnisses $\tan \Phi'/\tan \beta$ für verschiedene Sicherheitsbeiwerte η

Insgesamt wird deutlich, daß das über einem Deckwerk abfließende Wasserpolster bei Einhaltung einer angemessenen Sicherheit nur dann eine nennenswerte Dicke d_w haben kann, wenn ein sehr großes Verhältnis $\tan \phi' / \tan \beta$ vorliegt bzw. wenn die Böschung sehr flach ist.

Im Nachgang zu den ausführlichen Betrachtungen sei an dieser Stelle noch eine allgemeine Bemerkung zur Böschungsstandsicherheit überströmbarer Dämme angefügt: Grundsätzlich ist bei überströmbar Dämmen mit einheitlichem Reibungswinkel im Hinblick auf die Deckwerks-Standsicherheit die Fuge zwischen dem Deckwerk und dem Damm maßgebend. Die Bemessung für diesen Fall wurde erläutert; allerdings ist die Sicherheit gegen Abgleiten auch in tieferliegenden Übergangsfugen nachzuweisen, sollten dort kleinere Reibungswinkel als in darüberliegenden Bodenbereichen vorliegen.

6.3.5 Schlußfolgerungen für ein den Vorgaben angepaßtes Sicherungssystem

Aus den vorangehenden Überlegungen und quantitativen Betrachtungen lassen sich unter Berücksichtigung der Vorgaben die folgenden Schlußfolgerungen ziehen:

- Eine lediglich mit humosem Oberboden und Grasbewuchs bedeckte Damm- bzw. Deichböschung ist ohne zusätzliche Sicherung für den Lastfall Überströmen als nicht zuverlässig zu bewerten.
- Für die betrachteten Böschungsneigungen und die nach oben begrenzten Überströmungsabflüsse bedarf es einer flächenhaften Sicherung aus kohärentem, durchgängig aufliegendem, nicht erodierbarem Material, an dem oder über dem die Begrünung angesiedelt sein kann (Durchwurzelung oder Wurzelbodenüberdeckung).
- Wegen der extremen Empfindlichkeit aller unbefestigten Böden gegen Erosion durch überfließendes Wasser muß die gewählte Konstruktion die eigentliche Oberfläche des Dammkörpers vollflächig beschweren und dort unter Beachtung der Filterfestigkeit entwässern (kein Wasserrückstau wegen verminderter Durchlässigkeit).

Die für die vorgegebenen Randbedingungen zu entwickelnden Lösungen haben diesen Anforderungen zu genügen. Grundsätzlich sind im Hinblick auf die Zielvorgabe – einer ingenieurmäßig für den Überströmungsfall zu bemessenden technischen Sicherung für begrünte luftseitige Böschungen – also folgende Leitgedanken zu berücksichtigen:

- Ausreichende Schwere der eigentlichen Sicherungsschicht (Gleitsicherheit des Deckwerkes).
- Vollflächiger und fugensicherer Andruck einer erosionssicheren Zwischendecke auf der erosionsempfindlichen Oberfläche des Dammes (Erosionssicherheit, Filterfestigkeit).
- Ausreichende Dränfähigkeit zum ungehemmten Austritt des Sickerwassers (Auftriebs-sicherheit).

Im Hinblick auf eine baupraktische Realisierung derartiger Lösungen ist auf die Aspekte einzugehen, die im Hinblick auf eine ingenieurmäßige Bemessung derartiger Sicherungskonstruktionen zu klären sind:

- Die erläuterten Zusammenhänge sind auf verfügbare Bauverfahren bzw. Bauweisen zu übertragen, um eine schnelle und preiswerte Anwendung zu erzielen.
- Vor einer Anwendung in situ müssen Fragen der Langzeitstabilität und einer möglichen Beschädigung durch Vandalismus sorgfältig behandelt werden.
- Kriterien wie Filterfestigkeit, Dränvermögen, Durchwurzelbarkeit sowie Verformbarkeit der Deckwerke samt Dammoberfläche sind stets zu gewährleisten.
- Erfolgversprechend erscheinen kohärente Sicherungen aus durchlässigen, dränfähigen Materialien mit relativ ebener Oberfläche und vergleichsweise geringer Rauheit.
- Über dem Deckwerk ist eine Grasschicht anzuordnen. Es ist zu klären, inwieweit Sicherheitszuschläge erforderlich werden, da die Abflußverhältnisse auf der Böschung hierdurch weniger übersichtlich und für die Konstruktion unverträglicher werden.

Auch ist vor einer Umsetzung derartiger Lösungen in die Praxis die rechnerisch ermittelte hydraulische Belastbarkeit entsprechender Konstruktionen zuverlässig nachzuweisen. Vor diesem Hintergrund wird in den nachfolgenden **Kapiteln 7 und 8** über großmaßstäbliche Untersuchungen an verschiedenen kohärenten, selbsttragenden und durchlässigen Deckwerke berichtet:

- In **Kapitel 7** werden zunächst die vorstehenden Bemessungsansätze bei vereinfachten Randbedingungen durch großmaßstäbliche Elementversuche an verbundenen Rasengittersteinen überprüft. Hierbei wird auch auf unterschiedliche hydraulische Rauigkeiten eingegangen.
- Um der Baupraxis in ausreichendem Maße erprobte Lösungen zur Verfügung stellen zu können, wurden auf dieser Grundlage Untersuchungen an Mastix-Schotter-Deckwerk in technischem Maßstab – u.a. an einem Halbdammodell – durchgeführt. Diese werden in **Kapitel 8** ebenso dargelegt wie die bei der erstmaligen Umsetzung der Bauweise am Hochwasserrückhaltebecken Mönchzell gewonnenen Erkenntnisse.

7 Rechnerischer und experimenteller Nachweis eines kohärenten Deckwerkes

7.1 Gewählte Vorgehensweise

Im Hinblick auf die baupraktische Umsetzung war es erforderlich, die hydraulische Belastbarkeit von Deckwerksystemen, die die in **Kapitel 6.3** gestellten Anforderungen erfüllen, bei eindeutigen Randbedingungen zu überprüfen, und somit den statischen Ansatz zu verifizieren. Hierzu wurden Untersuchungen in großem Modellmaßstab am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik sowie im Theodor-Rehbock-Laboratorium des IWK entsprechend folgender Vorgehensweise durchgeführt:

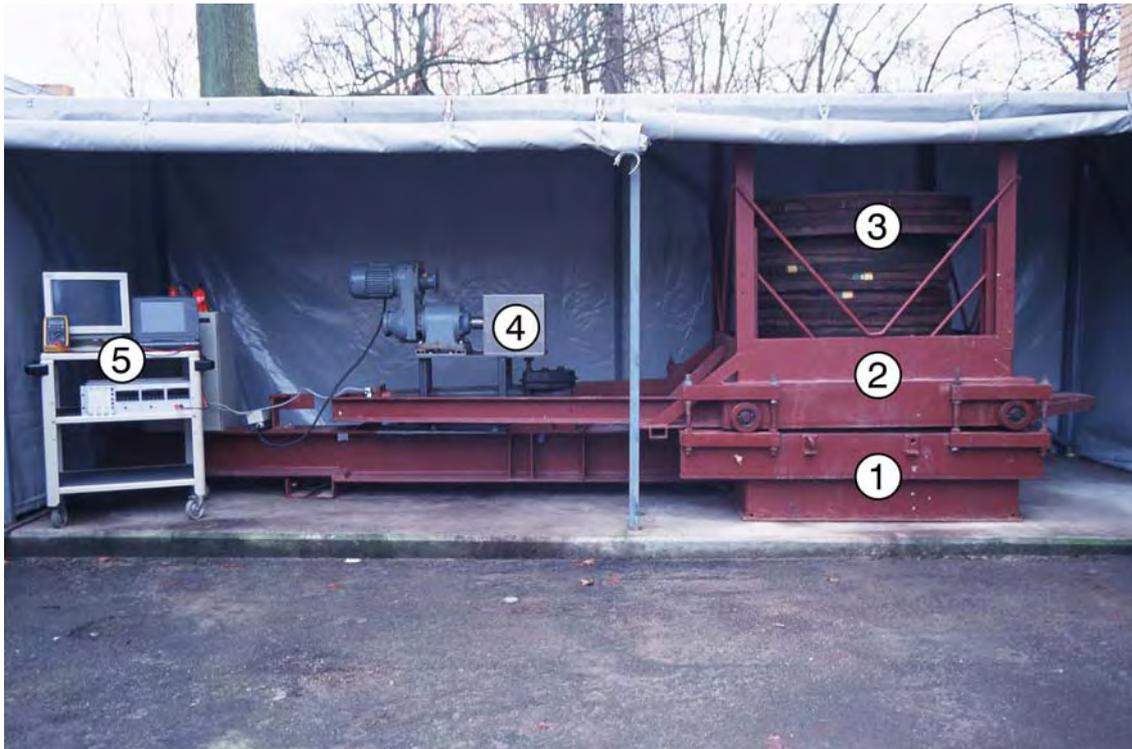
- Zusammenstellung eines kohärenten Deckwerkes mit definierten Reibungseigenschaften aus verfügbaren Komponenten.
- Ermittlung der Reibungseigenschaften des selbsttragenden Deckwerkes in den maßgebenden Scherfugen bei definierten Bedingungen im Rahmenscherversuch.
- Durchführung von hydraulischen Belastungsuntersuchungen an großmaßstäblichen Böschungselementen in einer Kipprinne im IWK.
- Quantifizierung der Deckwerk-Grenzbelastung bei verschiedenen Böschungsneigungen und Oberflächenrauigkeiten.

Entsprechend dieser Vorgehensweise erfolgte die in den nachfolgenden Abschnitten beschriebene Untersuchung eines kohärenten Deckwerksystems, das auf der Basis von Rasengittersteinen zusammengestellt wurde. Demgemäß werden

- eine Vordimensionierung auf Grundlage der in **Kapitel 6** erarbeiteten theoretischen Zusammenhänge durchgeführt,
- die verschiedenen Untersuchungsschritte und angewandten Untersuchungsmethodiken beschrieben und
- die resultierenden Erkenntnisse dargestellt und erläutert.

7.2 Untersuchung der Schereigenschaften

Zur Ermittlung der Scherparameter stand am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik ein großmaßstäbliches Rahmenschergerät zur Verfügung (vgl. **Bild 7.1**). Die Einrichtung (maximale Scherfläche: $1,2 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ m}$; $A = 1,44 \text{ m}^2$) erlaubt die zuverlässige Ermittlung des Reibungswinkels für in situ maßgebende Scherflächen (zwischen Dammbaustoff und Deckwerk). Es sind Normalspannungen bis 52 kN/m^2 verfügbar, was für den vorliegenden Anwendungszweck reichlich ist. Die Lastaufbringung erfolgt stufenweise über Stahlplattengewichte (Durchmesser: 1,02 bzw. 1,20 m; Stärke: 36 bzw. 40 mm).



- 1 - unterer, unverschieblicher Rahmen
- 2 - oberer, verschieblicher Rahmen
- 3 - Stahlplattengewichte (Auflast)
- 4 - Antriebseinheit
- 5 - Versuchssteuerungs- und Datenerfassungseinheit

Bild 7.1: Großmaßstäbliches Rahmenschergerät (Scherfläche: 1,44 m²)

Für die Untersuchungen wurden als Deckwerkssystem Rasengittersteine auf einer reibungsbegeben Unterlage aus Betongehwegplatten gewählt. Wenngleich eine direkte Umsetzung dieses Systems in die Baupraxis nicht zu erwarten ist, besitzt es Eigenschaften, die für die ersten systematischen Untersuchungen mit selbsttragendem kohärentem Deckwerk – auch im Hinblick auf die Anwendungspraxis – unabdingbar sind:

- Das Deckwerkssystem besteht aus technischen bzw. käuflichen Komponenten,
- es besitzt reproduzierbare Reibungseigenschaften in definierter Scherfuge (zwischen Deckwerk und Untergrund), und
- die Möglichkeit zur Integration verschiedener hydraulischer Rauheiten ist gegeben.

Der untere Scherrahmen war abgedichtet, so daß er bis zur Scherfuge eingestaut werden konnte. Alle Versuche konnten in wassergesättigtem Zustand durchgeführt werden, was den Bedingungen in der Realität weitgehend entspricht.

Die Schergeschwindigkeit betrug für alle Versuche 4,0 mm/min. Somit wurde in Verbindung mit der Gesamtverschiebung von über 10 cm die Restscherfestigkeit erfasst, die für überströmte Deckwerke auf der sicheren Seite liegend anzusetzen ist. Die bei konstanter Schergeschwindigkeit resultierenden Schubkräfte wurden mittels Kraftmessdose in gleichbleibenden Zeitabständen erfasst. Die Verschiebung wurde während des gesamten Versuches auf 0,01 mm genau gemessen und aufgezeichnet. Es wurden Untersuchungen am Deckwerkssystem mit drei unterschiedlichen totalen Normalspannungen σ durchgeführt. In einem Vorversuch war der Eigenwiderstand des Schergerätes ermittelt worden, der bei der Auswertung berücksichtigt wurde.

Die Auswertung der Untersuchungen ist in **Bild 7.2** dargestellt, in der die Restscherfestigkeit τ_R über der totalen Normalspannung aufgetragen ist. Die angegebenen Werte zur Bestimmung des Reibungswinkels ergeben sich aus konservativ ermittelten Durchschnittswerten nach etwa 2 cm Scherweg. Somit ergibt sich der Reibungswinkel für die betrachtete Scherfuge zu 33°.

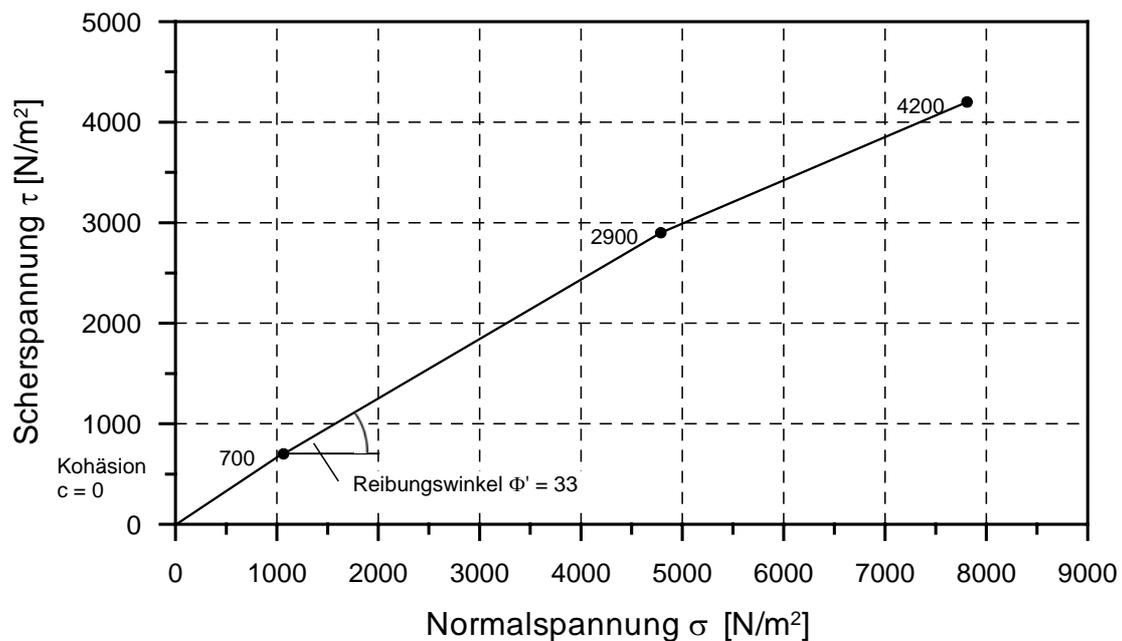


Bild 7.2: τ - σ -Diagramm sowie ermittelte Scherparameter des Deckwerkssystems

Weitere, hier nicht dargestellte Untersuchungen zeigten, daß bereits geringe – offensichtlich produktionstechnisch bedingte – Qualitätsunterschiede der verwendeten Betonbaustoffe für das Reibungsverhalten u.U. gravierend sein können; dieser Aspekt ist bei der Verwendung derartiger Baumaterialien in situ im Auge zu behalten.

Um die Ergebnisse der Rahmenscherversuche zu bestätigen, wurden vor Beginn der Überströmungsversuche in der Kiprinne (vgl. **Kapitel 7.3**) „Neigetisch-Untersuchungen“

durchgeführt. Dazu wurde die Neigung der Rinne mitsamt verklammertem Deckwerk bis zum Abrutschen erhöht. Alle erhaltenen Ergebnisse sind in der folgenden **Tabelle 7.1** aufgelistet.

Tabelle 7.1: Zusammenstellung der ermittelten Reibungswinkel

Versuchsart	Deckwerksaufbau	Reibungswinkel [Φ°]
Rahmenscher- versuch	Betongehwegplatten – Rasengittersteine ungefüllt feucht	33,0°
Kipprinne	Betongehwegplatten – Rasengittersteine mit oberflächenbündigen Betonelementen trocken	32,3°
Kipprinne	Betongehwegplatten – Rasengittersteine mit oberflächenbündigen Betonelementen feucht	30,6°
Kipprinne	Betongehwegplatten – Rasengittersteine ungefüllt feucht	28,7°

Die in der Kipprinne ermittelten Reibungswinkel liegen etwas unterhalb der Werte aus den Rahmenscherversuchen. In der Kipprinne wurde für die mit oberflächenbündigen Betonelementen (Füllsteine) verfüllten Rasengittersteine (vgl. **Kapitel 7.3** bzw. **Anlagen 1.1** und **1.2b**) ein etwas höherer Reibungswinkel festgestellt als für ungefülltes Deckwerk, was auf ein bereichsweises Verkanten der zusätzlichen Füllsteine auf der Unterlage zurückzuführen ist. Für weitere Betrachtungen wurden die in der Rinne ermittelten Reibungswinkel verwendet.

7.3 Ermittlung der hydraulischen Belastungsgrenzen

7.3.1 Versuchseinrichtung im Theodor-Rehbock-Laboratorium des IWK

Die Ermittlung der hydraulischen Belastungsgrenzen erfolgte in einer Kipprinne mit vier Metern Länge im Theodor-Rehbock-Laboratorium des IWK (vgl. **Bild 7.3** sowie **Anlage 1.1**). Für die Versuchsserien wurde die Breite der Rinne von zwei Metern auf 1,65 Meter verringert, so daß ein Deckwerk aus vier Rasengittersteinen in der Breite und sieben Rasengittersteinen in der Länge eingebaut werden konnte. Die Neigung der Rinne konnte stufenlos zwischen 0 bis 35° verstellt werden.

Der Versuchsstand wurde mittels dreier Pumpen mit einem maximalen spezifischen Abfluß von ca. 300 l/(sm) betrieben. Um starke Turbulenzen im Einlaufbereich bei den hohen Abflüssen zu verringern und eine gleichmäßige Anströmung zu erreichen, wurde die Rinne aus einem Ausgleichsbehälter gespeist. Aus dem Behälter strömte das Wasser unter einem Schütz hindurch auf das zu untersuchende Deckwerk. So war eine über die Breite sehr gleichmäßige Beaufschlagung der Rinne gewährleistet. Durch Veränderung der Schlitzbreite

am Schütz konnte zusätzlich eine lokal sehr hohe Beschleunigung erzielt werden. Hierdurch wurde die Anlaufstrecke bis zum Erreichen des „Normalabflusses“ deutlich verringert.



Bild 7.3: Kiprinne im Theodor-Rehbock-Laboratorium (hier mit Deckwerk aus ungefüllten Rasengittersteinen)

Verwendete Deckwerke

Als Deckwerkssystem wurden Rasengittersteine auf Betongehwegplatten verwendet. Das zu untersuchende Deckwerk wurde – wie in **Bild 7.4** skizziert – in die Kiprinne eingebaut. Dementsprechend wurde die rauhe Unterlage in Form von auf Kontakt verlegten Betongehwegplatten am Fuß der Rinne an einem Anschlag gestützt. Um das selbsttragende Tragverhalten der Deckwerke untersuchen zu können, war es von Bedeutung, die darüber anzuordnenden Rasengittersteine ohne jegliche Fußstützung einzubauen. Außerdem blieb in Rinnenlängsrichtung zwischen Rasengittersteinen und der Rinnenberandung jederzeit ein wenige Zentimeter breiter Spalt erhalten, um seitliche Aufhängungseffekte des Deckwerkes zu vermeiden.

Um das geforderte kohärente Deckwerk zu erzeugen, wurden die Rasengittersteine untereinander durch Stahlklammern verbunden. Das resultierende „Kettenhemd“ konnte somit nur als Ganzes auf den Betongehwegplatten abgleiten. Dieser Vorgang wird für die nachfolgenden Überströmungsversuche als Deckwerkversagen gewertet; die hierbei jeweils gemessene hydraulische Belastung wird als Grenzbelastung bezeichnet.

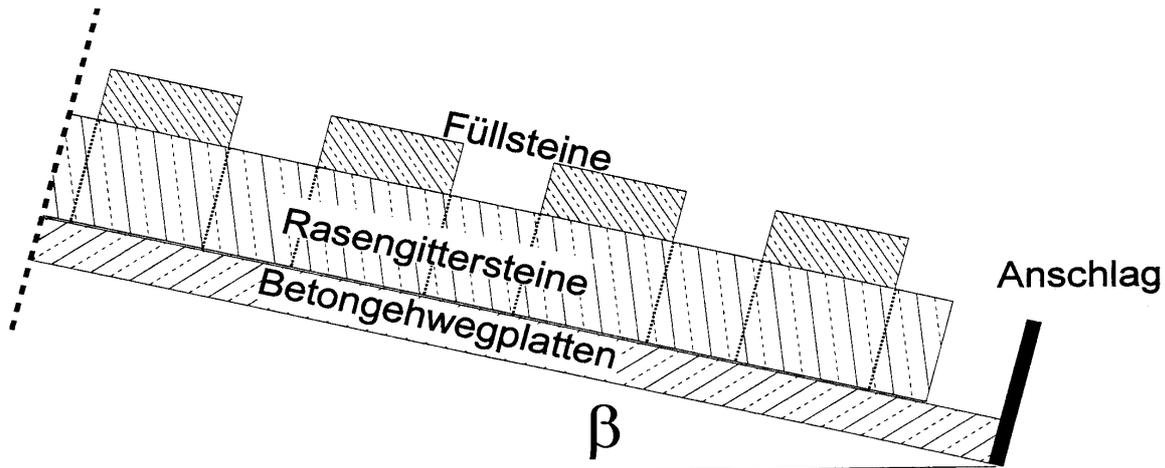


Bild 7.4: Deckwerkaufbau in der Kipprinne (schematisch, nicht maßstäblich)

Zur Untersuchung des Einflusses der Energieumwandlung auf der Böschung wurden unterschiedliche charakteristische Rauheiten in die Betrachtungen einbezogen. Um bei vertretbarem Aufwand mit verschiedenen hydraulischen Oberflächenrauheiten arbeiten zu können, wurden Füllsteine aus Beton hergestellt, die in die quadratischen Öffnungen der Rasengittersteine paßgenau eingesetzt werden konnten (vgl. **Bild 7.4**). Es standen Füllsteine mit Längen von 8, 11 und 18 cm zur Verfügung, wodurch Untersuchungen mit folgenden Deckwerksystemen möglich waren (vgl. auch **Anlagen 1.2a bis d**):

- a) ungefüllte Rasengittersteine,
- b) Rasengittersteine mit oberflächenbündiger Füllung ($k_{\max} = 0,5 \text{ cm}$),
- c) Rasengittersteine mit 3 cm überstehenden Füllsteinen ($k_{\max} = 3 \text{ cm}$) sowie
- d) Rasengittersteine mit 10 cm überstehenden Füllsteinen ($k_{\max} = 10 \text{ cm}$).

Die Füllsteine wurden mittels Keilen kraftschlüssig mit den Rasengittersteinen verbunden. Durch diese Maßnahme wurden diese einerseits feste Bestandteile des kohärenten Deckwerkes, und andererseits konnte der unerwünschte Einfluß hydrodynamischer Effekte (Liftkräfte) auf Einzelkomponenten des Deckwerkes weitgehend ausgeschlossen werden.

Meßtechnik

Zur Erfassung der Wassertiefen in Rinnenlängsrichtung wurden sechs Meßstellen in die unverschieblichen Betongehwegplatten integriert (**Bild 7.5**). Um ggf. störende Einflüsse der etwas veränderten Strömung im seitlichen Randbereich auf die Meßwerte zu vermeiden, wurde ein Abstand von 50 Zentimetern zu den Seitenwänden eingehalten. Fünf Meßstellen wurden in Abständen von je ca. 70 Zentimetern jeweils unter dem Steg der Rasengittersteine positioniert.

Eine zusätzliche Meßstelle wurde im Bereich einer Öffnung eines Rasengittersteines in unmittelbarer Nähe zu einer anderen Meßstelle angeordnet, um mögliche Unterschiede infolge der Örtlichkeit des Meßpunktes erfassen zu können. Es ist jedoch bereits hier festzustellen, daß sich die Druckniveaus dieser Meßstellen (MPS 3 und MPS 4) nicht wesentlich unterscheiden.

Als Meßaufnehmer wurden sogenannte MPS-Sonden verwendet. Aufgrund der starken Dämpfungswirkung des gewählten Systems wurde sichergestellt, daß nur mittlere Wassertiefen aufgezeichnet wurden. Sämtliche dynamischen Druckschwankungen (vgl. SOMMER 1997) aus der Überströmung wurden gepuffert und nicht erfaßt.

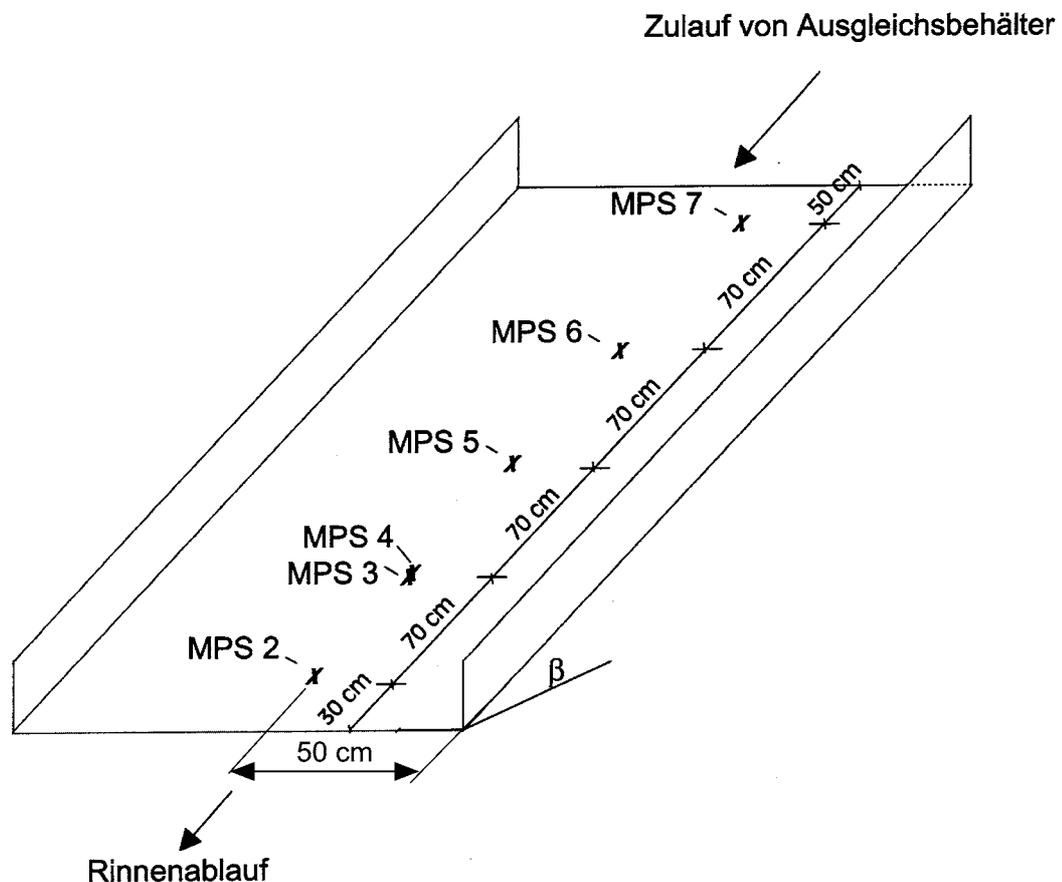


Bild 7.5: Kiprinne mit Druckmeßstellen (Skizze)

Der Abfluß wurde mittels eines induktiven Durchflußmessers (IDM) im Zuleitungsrohr ermittelt. Zur Messung der Verschiebung des Deckwerkes wurde keine aufwendige Meßeinrichtung installiert. Statt dessen wurde das Spaltmaß, das als freie Rutschstrecke am Fuß des Deckwerkes zur Verfügung stand, regelmäßig händisch vermessen. Diese Vorgehensweise bestätigte sich während der Versuche durch die Art des Versagens: das Deckwerkversagen (Abgleiten) erfolgte jeweils schlagartig, so daß der Versagensnachweis einfach erbracht werden konnte.

Tabelle 7.2: Zusammenstellung der auf ein Deckwerkelement infolge Überströmung wirkenden Kräfte:

$T_w = \gamma_w \cdot y_n \cdot \sin\beta \cdot \Delta l$	Schubspannungskraft aus der Überströmung
$F_s = \gamma_w \cdot d_{D1} \cdot \sin\beta \cdot \Delta l$	Strömungskraft infolge Durchströmung des Deckwerkes
$G' = \gamma_{D1}' \cdot d_{D1} \cdot \Delta l + \gamma_{D2}' \cdot d_{D2} \cdot \Delta l$	Gewichtskraft des Deckwerkes unter Auftrieb
$H' = G' \cdot \sin\beta$	Hangabtriebskraft des Deckwerkgewichtes
$N' = G' \cdot \cos\beta$	Resultierende Normalkraft des Deckwerkes in der Gleitfuge
$T_{res} = N' \cdot \tan\Phi'$	Scherfestigkeit in der Scherfuge

Hieraus ergibt sich die Berechnungsvorschrift (Gleitsicherheit) für das zu betrachtende Böschungselement zu:

$$\eta_G = \frac{\Sigma \text{ haltende Kräfte}}{\Sigma \text{ treibende Kräfte}} = \frac{T_{res}}{H' + F_s + T_w} = \frac{\cos\beta (\gamma_{D1}' \cdot d_{D1} + \gamma_{D2}' \cdot d_{D2}) \cdot \tan\Phi'}{\sin\beta (\gamma_w \cdot y_{gr} + \gamma_{D1}' \cdot d_{D1} + \gamma_{D2}' \cdot d_{D2} + \gamma_w \cdot d_{D1})}$$

$$= \frac{\cos\beta \cdot G' \cdot \tan\Phi'}{\sin\beta (\gamma_w \cdot y_{gr} + G' + \gamma_w \cdot d_{D1})} \geq 1,3$$

Die in statischer Hinsicht maßgebenden Eigenschaften der betrachteten Deckwerke sind in **Tabelle 7.3** zusammengestellt.

Tabelle 7.3: Flächengewichte der untersuchten Deckwerke

Deckwerktyp	Flächengewicht G' [kN/m ²]
ungefüllte Rasengittersteine	0,578
oberflächenbündige Füllsteine	0,913
3,0 cm überstehende Füllsteine	1,013
10,0 cm überstehende Füllsteine	1,478

O.g. rechnerischer Zusammenhang ist exemplarisch für das Deckwerk mit 3 cm überstehenden Füllsteinen unter der Annahme $\eta = 1,0$ in **Bild 7.7** dargestellt. Hieraus ist die maximal mögliche Abflusstiefe in Abhängigkeit des Böschungswinkels ersichtlich; als Scharparameter wurde der Reibungswinkel in der Scherfuge zwischen Deckwerk und Dammoberfläche gewählt.

Die einzelnen Kurven münden auf der Abszisse des Diagramms in Punkten, die die Böschungsneigungen markieren, unter denen das Deckwerk **unter Durchsickerung**, aber noch **ohne Überströmung** ins Grenzgleichgewicht gerät. Am Unterschied zwischen dem

betreffenden Böschungswinkel (β) und dem zugehörigen Reibungswinkel (Φ') ist der treibende Einfluß der Durchsickerung des Deckwerkes abzulesen, denn ohne diese müßten die Kurven hier in den Reibungswinkel münden. Legt man den für das betrachtete Deckwerk ermittelten Reibungswinkel von $\Phi' = 30,6^\circ$ zugrunde, ergeben sich zur Ermittlung der theoretischen Belastungsgrenzen Werte, die auf der „fett“ gekennzeichneten Kurve liegen.

Unter Berücksichtigung eines Strickler-Beiwertes ergibt sich hieraus der maximal mögliche Grenzabfluß. Für $k_{St} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ist dieser in Abhängigkeit des Sohlneigungswinkels in **Bild 7.8** dargestellt; als Scharparameter dient wiederum der Reibungswinkel zwischen Deckwerk und Dammoberfläche. Dieser Berechnungsansatz ist im vorliegenden Zusammenhang sicherlich mit Ungenauigkeiten verbunden (vgl. z.B. NAUDASCHER 1987); für den vorliegenden Zweck sind diese jedoch hinzunehmen.

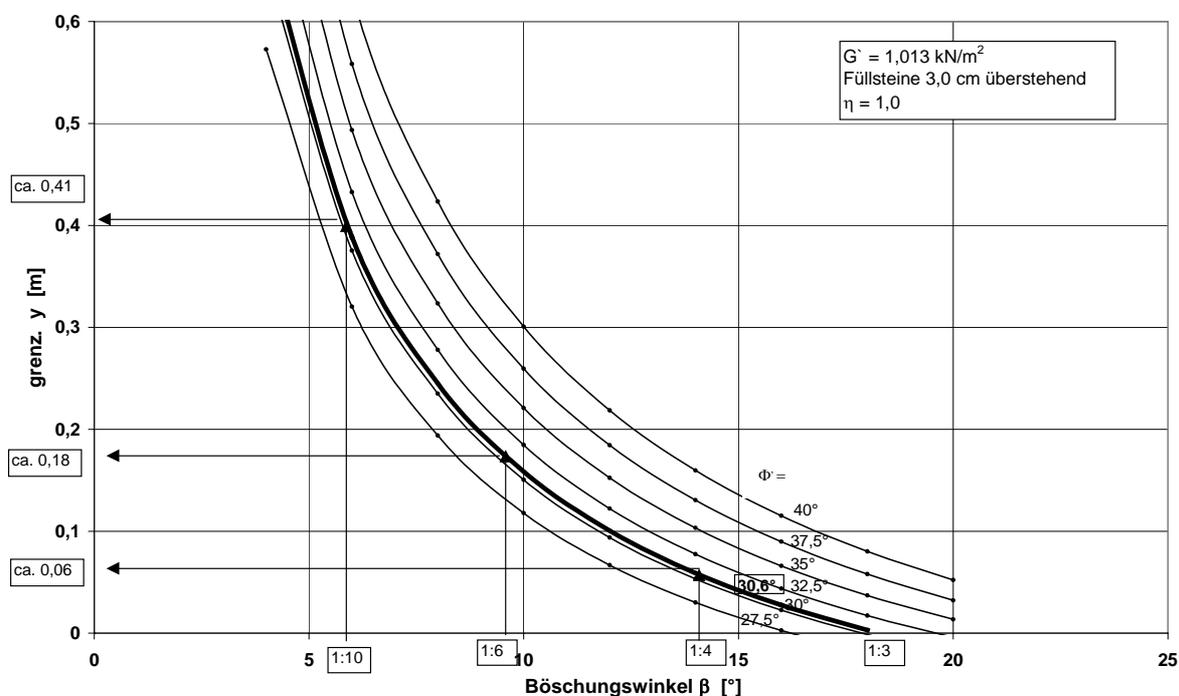


Bild 7.7: Maximal mögliche hydraulische Belastung (hier: grenz. y) in Abhängigkeit der Böschungsneigung sowie des Reibungswinkels zwischen Deckwerk und Dammoberfläche (rechnerischer Zusammenhang)

Aus dem obigen Diagramm ist zu entnehmen, daß bei maximal möglichem spez. Abfluß von ca. 300 l/(sm) bei einer Böschungsneigung von 1:10 nicht mehr mit einem Deckwerkversagen gerechnet werden kann. Bei einer Neigung von 1:3 hingegen ist bereits bei minimalem Abfluß das Abgleiten des Deckwerkes zu erwarten. Zur Überprüfung wurden Belastungsuntersuchungen mit verschiedenen Kipprinnen-Neigungen durchgeführt und durch zwischengeschaltete Neigungen von 1:4 und 1:6 ergänzt. In Einzelfällen waren weitere Versuche bei Neigungen von 1:6,5, 1:7 und/oder 1:8 erforderlich.

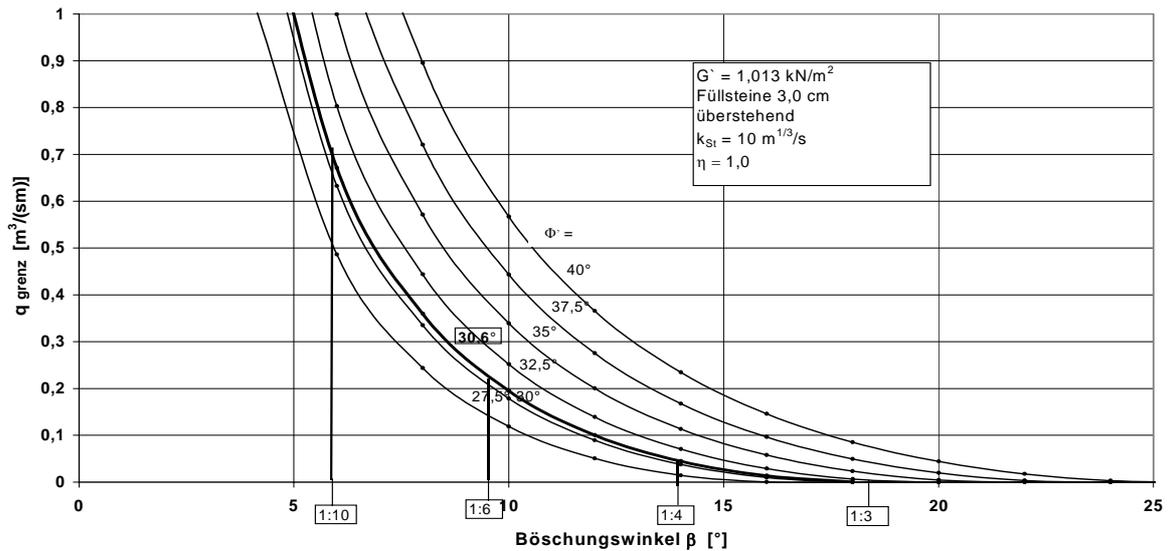


Bild 7.8: Maximal zulässiger spezifischer Abfluß q_{grenz} in Abhängigkeit der Böschungseigung sowie des Reibungswinkels zwischen Deckwerk und Dammoberfläche (rechnerischer Zusammenhang)

7.3.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

Zur Ermittlung der tatsächlich möglichen Belastungen der Deckwerke wurde der hydraulische Abfluß in der Kipprinne im Versuchsverlauf jeweils stufenweise erhöht, und die sich ergebenden Systemgegebenheiten wurden meßtechnisch erfaßt.

In **Tabelle 7.4** sind die in den Kipprinnenversuchen ermittelten Grenzwerte von insgesamt 16 Einzelversuchen zusammengefaßt. Die **Anlagen 1.2a bis d** geben eine visuelle Übersicht über die vorhandenen Abflußverhältnisse auf dem Deckwerk in Abhängigkeit des Abflusses, der Deckwerkgestaltung sowie der Böschungseigung – jeweils in verschiedenen Laststufen bis zum Grenzabfluß.

Tabelle 7.4: Zusammenstellung der in der Kiprinne ermittelten Grenzbelastungen

Deckwerksystem	Rinnenneigung	grenz. y	q_{grenz} [l/(sm)] ¹⁾
1*	1:10	>13,3 cm	>265
1*	1:6	5,3 cm	137
1*	1:4	1,6 cm	19
1*	1:3	0 cm Keine Überströmung möglich	3,5
2*	1:10	>16,2 cm	>262
2*	1:6	13,4 cm	213
2*	1:4	2,0 cm	28
2*	1:3	0 cm Keine Überströmung möglich	3,5
3*	1:10	>23,0 cm	>265
3*	1:6	12,1 cm	75
3*	1:4	5,7 cm	31
3*	1:3	0 cm Keine Überströmung möglich	3,5
4*	1:10	>27,2 cm	>265
4*	1:6	17,4 cm	94
4*	1:4	7,2 cm	31
4*	1:3	0 cm Keine Überströmung möglich	3,5

mit:

> 265: Grenzbelastung nicht erreicht

1* : Betongehwegplatten – Rasengittersteine ungefüllt ($G' = 0,578 \text{ kN/m}^2$)

2* : Betongehwegplatten – Rasengittersteine mit oberflächenbündigen Füllsteinen ($G' = 0,913 \text{ kN/m}^2$)

3* : Betongehwegplatten – Rasengittersteine mit 3 cm überstehenden Füllsteinen ($G' = 1,013 \text{ kN/m}^2$)

4* : Betongehwegplatten – Rasengittersteine mit 10 cm überstehenden Füllsteinen ($G' = 1,478 \text{ kN/m}^2$)

¹⁾ Anmerkung: q gibt die Summe aus Deckwerkdurchsickerung und Überströmung an.

Trägt man die ermittelten Grenzabflusstiefen für die untersuchten Deckwerke als Funktion der Rinnenneigung grafisch auf, so ergeben sich die in **Bild 7.9** dargestellten Zusammenhänge. Bevor auf die Resultate eingegangen wird, werden zunächst die in **Bild 7.9** skizzierten Bereiche I bis III erläutert:

- Bereich I: Der ermittelte Reibungswinkel von $30,6^\circ$ erlaubt bei Vernachlässigung von Durch- und Überströmung eine Böschungsneigung von maximal 1 : 1,7.
- Bereich II: Zieht man zusätzlich Einwirkungen infolge böschungparalleler Sickerströmung und Auftrieb in Betracht, so reduziert sich die maximal mögliche Böschungsneigung maßgeblich (um 50 % bei vereinfachender Annahme $\gamma' = \gamma_w$).
- Bereich III: Eine Überströmung wäre im vorliegenden Fall unter dieser Annahme erst für Böschungen flacher 1 : 3,66 möglich. Mit zunehmender Flachheit der Deckwerke können steigende Belastungen infolge Überströmung zusätzlich zu den Einwirkungen aus Eigengewicht und Durchströmung aufgenommen werden.

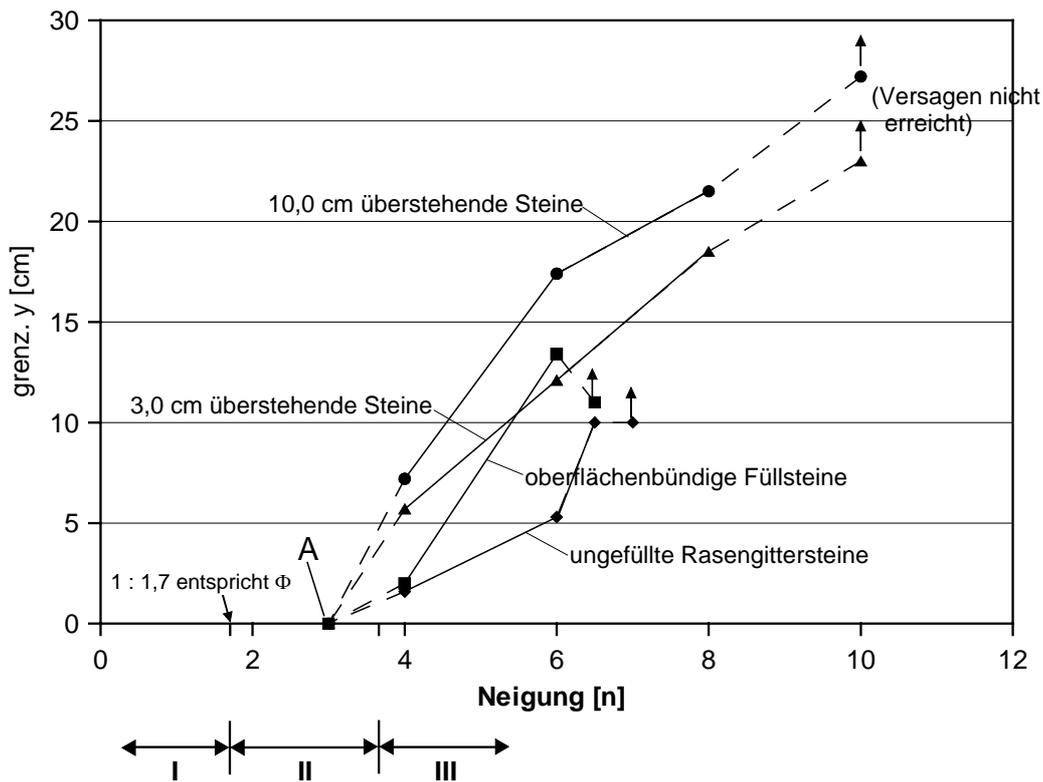


Bild 7.9: Ermittelte Grenzbelastungen: Wassertiefe in Abhängigkeit der Böschungsneigung sowie des Deckwerkaufbaus

Somit lassen sich die Ergebnisse wie folgt beschreiben:

- Bei der Neigung von 1 : 3 ist für sämtliche Deckwerke erwartungsgemäß keine Überströmung möglich (vgl. Punkt A). Der Systemabfluß ist minimal.
- Für Neigungen von 1 : 4 bzw. 1 : 6 sind die Belastungsgrenzen in Form der Abflusstiefe dargestellt. Der maßgebliche Einfluß der Böschungsneigung auf die Belastbarkeit (hier linear gekennzeichnet) wird deutlich. In Abhängigkeit der Oberflächenrauheit und des Gewichtes der Deckwerke ergeben sich starke Unterschiede in der möglichen Abflusstiefe.
- Bei flacheren Böschungsneigungen (z.B. bei 1 : 10) konnte die Belastungsgrenze der Deckwerke aufgrund des begrenzten Systemdurchflusses nicht ermittelt werden. Die entsprechenden Abflusstiefen stellen keine Grenzbelastungen dar und sind mit höherem verfügbarem Systemdurchfluß nach oben zu korrigieren. Daher sind diese Punkte mit einem nach oben gerichteten Pfeil gekennzeichnet; zusätzlich ist die Verbindungslinie gestrichelt gezeichnet.
- Deutlich wird aber, daß die unterschiedlichen Systemrauheiten maßgebliche Unterschiede in der Abflusstiefe bei identischem Abfluß hervorrufen. Dies trifft gleichermaßen für die Energieumwandlung auf der Böschung zu (vergleiche hierzu früher Gesagtes).

Trägt man die ermittelten Grenzbelastungen aus **Tabelle 7.4** in Form des gemessenen spezifischen Abflusses über der Neigung auf, ergeben sich die in **Bild 7.10** ersichtlichen

Zusammenhänge. Diese Art der Darstellung ist im Hinblick auf die Erstellung eines Bemessungsdiagrammes günstiger, da zur Dimensionierung üblicherweise der abzuführende spezifische Abfluß und die gewünschte Böschungsneigung als Eingabewerte verfügbar sind.

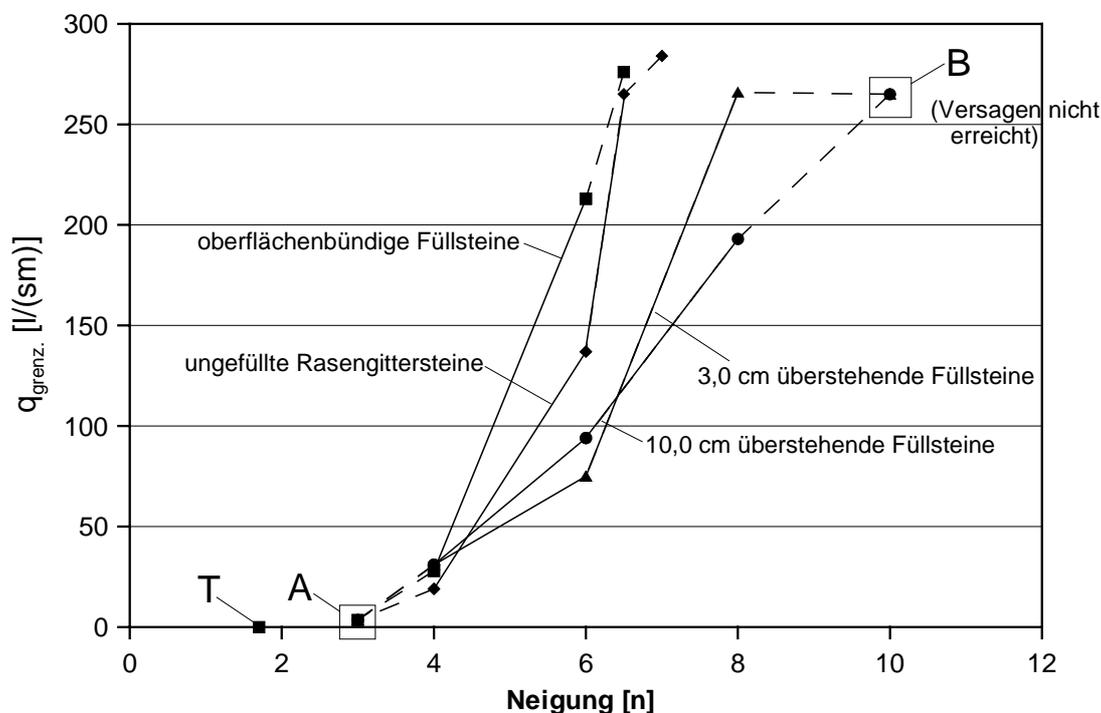


Bild 7.10: Ermittelte Grenzbelastungen: Spezifische Belastung q in Abhängigkeit der Böschungsneigung sowie des Deckwerkaufbaus

Der Punkt T markiert die Neigung, bei der das Deckwerk bereits in trockenem Zustand abrutscht, also den Reibungswinkel in der Scherfuge. Bei der Neigung von 1 : 3 fallen alle Ergebnisse in einem Punkt A zusammen (durchströmtes Deckwerk).

Die bei einer Böschungsneigung von 1 : 6 auffallenden Differenzen in der Grenzbelastung der einzelnen Deckwerke zeigen die für die Standsicherheit überströmter, selbsttragender und kohärenter Deckwerke maßgeblichen Einflußfaktoren sehr deutlich auf: Flächengewicht und Oberflächenrauheit.

Die Deckwerke aus ungefüllten und bündig verfüllten Rasengittersteinen unterscheiden sich nur geringfügig in der Oberflächenrauheit. Dennoch weist das Deckwerk bündig gefüllter Rasengittersteine eine deutlich höhere Grenzbelastung auf, was auf das nahezu doppelt so hohe Flächengewicht zurückzuführen ist (vgl. **Tabelle 7.3**). Demgegenüber liegen die schwereren Deckwerke mit absoluten Rauheiten von $k = 3,0$ und $10,0$ cm in ihrer Grenzbelastung deutlich unter den leichten, ungefüllten Rasengittersteinen. Dies wiederum ist auf den starken Strömungsangriff an den hervorragenden Füllsteinen zurückzuführen. Anhand dieser Beobachtungen bestätigt sich ein Kriterium zur Dimensionierung selbsttragender

Deckwerke: **Das Deckwerk muß bei möglichst glatter Oberfläche ein möglichst hohes Flächengewicht aufweisen.**

Dies allerdings steht der Forderung nach einer möglichst hohen Energiedissipation in der Böschungsfäche entgegen, die nur bei hohen absoluten Rauheiten möglich ist. Unter Beachtung dieser Forderung müßten stabile Deckwerke mit einem möglichst großen Flächengewicht, also großer Deckwerksdicke d_{D1} (vgl. **Bild 7.6**) eingesetzt werden.

Bei einer Neigung von 1 : 10 fallen alle Deckwerke scheinbar in einem Punkt (B) zusammen, da der Systemdurchfluß zum Erreichen der Belastungsgrenze nicht ausreichte (**Bild 7.10**). In Wirklichkeit werden die tatsächlichen Grenzwerte für die einzelnen Deckwerke in ähnlicher Weise gestaffelt liegen wie bei der Neigung von 1 : 6.

Ein Vergleich der rechnerischen Grenzbelastungen aus der Vordimensionierung mit den Ergebnissen der Modelluntersuchungen ist in **Bild 7.11** gegeben. Dargestellt sind die rechnerischen Zusammenhänge für die unterschiedlichen Deckwerke unter Berücksichtigung der Deckwerkeigengewichte (vgl. **Tabelle 7.3**) sowie der jeweiligen Reibungswinkel ($\Phi' = 28,7^\circ$ für ungefüllte bzw. $\Phi' = 30,6^\circ$ für gefüllte Rasengittersteine).

Aus der Zusammenstellung aller Ergebnisse wird deutlich, daß die Werte für die ungefüllten Rasengittersteine eine recht gute Übereinstimmung ergeben. Der rechnerische Ansatz trifft die vorhandenen Kraftwirkungen in diesem Fall offensichtlich zutreffend.

Vergleichbares gilt für die oberflächenbündig gefüllten Deckwerke, während die übrigen gefüllten Deckwerke mit zunehmender Rauheit auch wachsende Abweichungen zwischen rechnerisch und modelltechnisch ermittelten Werten aufweisen. Insbesondere die Versuchsergebnisse mit dem rauhesten Deckwerk (Füllsteine 10 cm überstehend) liegen sehr markant **unterhalb** der analytischen Lösung. Es ist also zu beachten, daß – abgesehen von den ungefüllten Rasengittersteinen – die rechnerische Beziehung die tatsächliche Belastbarkeit der Deckwerke offensichtlich überschätzt und man mit diesen Werten – insbesondere bei zunehmender Rauheit der Oberfläche – nicht auf der sicheren Seite liegt.

Die Ergebnisse belegen, daß die Stabilität eines selbsttragenden Deckwerkes maßgeblich von der Art der Überströmung bzw. der damit verbundenen Energieumwandlung abhängt. Die hierbei wesentlichen Einflußfaktoren wurden beschrieben. Eine Verallgemeinerung der Zusammenhänge aus **Bild 7.11** ist deshalb nur unter Berücksichtigung der vorhandenen Strömungs- bzw. Abflußbedingungen sowie der Reibungsverhältnisse möglich.

Weiter zu beachten ist, daß zur Ermittlung der Zusammenhänge in **Bild 7.11** ein Sicherheitsbeiwert von $\eta = 1,0$ berücksichtigt wurde. Für die Dimensionierung von Dämmen muß i.d.R. jedoch ein Sicherheitsbeiwert von $\eta \geq 1,3$ in Ansatz gebracht werden.

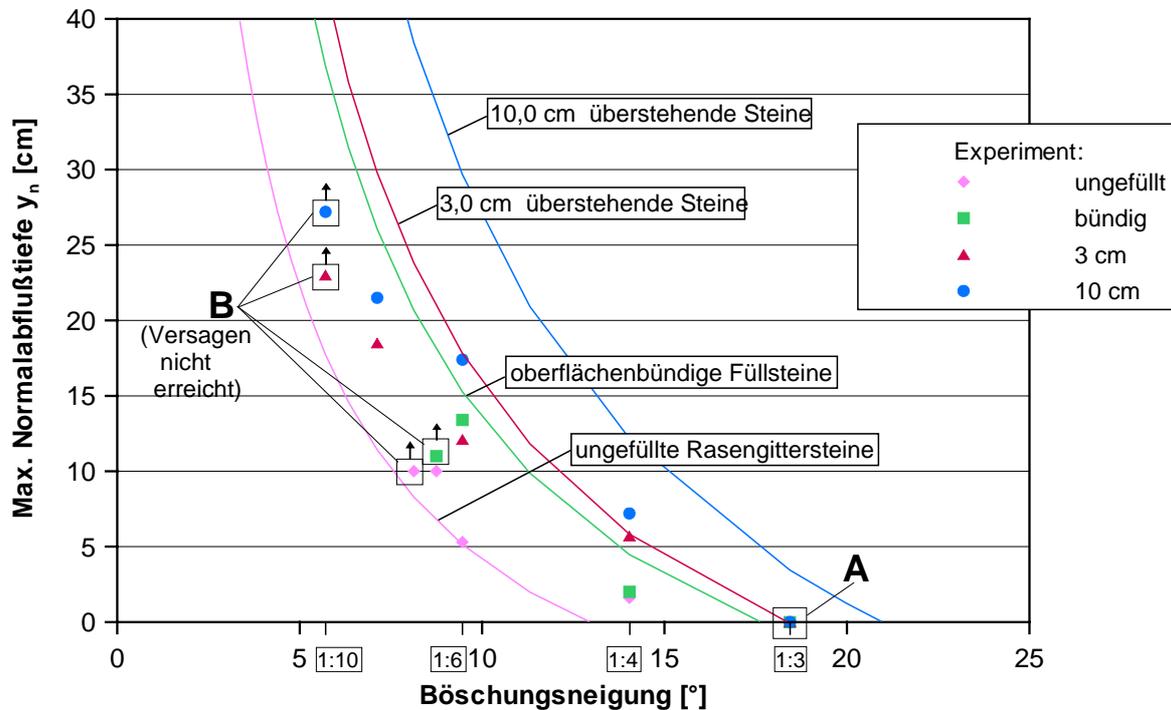


Bild 7.11: Grenzbelastungen: Vergleich der rechnerisch ermittelten Grenzabflusstiefen (Linien) mit Werten aus Überströmungsversuchen (Punkte) in Abhängigkeit des Böschungswinkels sowie des Deckwerkaufbaus

7.3.4 Bewertung der Ergebnisse

Die auf analytischem und versuchstechnischem Wege erhaltenen Ergebnisse lassen im Hinblick auf die ingenieurmäßige Dimensionierung überströmbarer Damm- bzw. Deichquerschnitte Lösungen folgende Schlüsse zu:

- Durch die Betrachtung **selbsttragender und kohärenter Deckwerke** auf reibungsbegebater Unterlage liegen erstmals bekannte Systemwiderstände vor. Die Überprüfung der theoretischen Ansätze durch Untersuchungen im Labor ergab eine recht gute Übereinstimmung, wenn nur mäßig rauhe Deckwerke eingesetzt werden.
- Für die Stabilität bzw. Belastbarkeit eines selbsttragenden Deckwerkes sind neben dem Reibungswinkel in der maßgebenden Scherfuge insbesondere das Flächengewicht und die absolute Rauheit der Oberfläche von Bedeutung.
- Hydraulisch glatte Deckwerke erwiesen sich zur Ableitung überströmender Abflüsse trotz geringeren Flächengewichtes als besser geeignet und sind somit als robuster einzustufen und zu bevorzugen.

- Eine raue Deckwerksoberfläche führt zu einer guten Energiedissipation in der Fläche, was geringere Sicherungsmaßnahmen am Böschungsfuß erforderlich macht. Sie bedingt jedoch gleichzeitig einen erhöhten Strömungsangriff auf der Böschung, wodurch mit zunehmender Rauheit wachsende Kräfte in den Dammkörper abzuleiten sind. Geeignete Maßnahmen zur Gewährleistung der Energieumwandlung am Böschungsfuß sind erforderlich.
- Ein Sicherheitszuschlag wurde bei den vorgestellten Ergebnissen bislang nicht berücksichtigt und ist noch einzuführen.

Auf Grundlage des vorgestellten Dimensionierungsverfahrens kann nun die Umsetzung der beschriebenen Bauweisen in die Baupraxis in Angriff genommen werden. Hierzu bedarf es der Entwicklung praktikabler und somit kostengünstiger Bauverfahren sowie des Stabilitätsnachweises unter ungünstigsten Bedingungen und im großen Maßstab. Die hierzu erforderlichen Untersuchungen werden im folgenden Kapitel dargelegt.

8 Großmaßstäblicher Nachweis

8.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

Ziel der im vorliegenden Kapitel beschriebenen Untersuchungen ist einerseits, die in **Kapitel 6.3.4** aufgezeigten Wissenslücken zu schließen. Andererseits ist es im Hinblick auf die baupraktische Umsetzung der Ergebnisse wesentlich, die Leistungsfähigkeit eines geeigneten kohärenten Deckwerkes für die gegebenen Belastungen und unter ungünstigsten Bedingungen nachzuweisen. Das Resultat dieses letzten Untersuchungsschrittes ist ein zuverlässiger Dammquerschnitt für die Ausbildung von Überströmstrecken.

Nachfolgend werden die zur Lösung der erkannten Detailprobleme sowie zur Verifikation der erarbeiteten Erkenntnisse erforderlichen Arbeitsschritte ausführlich beschrieben und erläutert. Hierbei wird auf folgende Aspekte eingegangen:

- Geotechnische Auslegung: Auswahl eines kohärenten Deckwerkes, Klärung der Scherparameter, Dimensionierung des Deckwerkes sowie Nachweis der Belastbarkeit in der Kipprinne.
- Beschreibung und Erläuterung der im Theodor-Rehbock-Laboratorium des IWK geschaffenen großmaßstäblichen Versuchseinrichtung (Halbdammmodell).
- Erläuterung der Untersuchungen zur Dimensionierung und Optimierung der Abflußverhältnisse, insbesondere zur Gewährleistung einer Energieumwandlung am Böschungsfuß.
- Schließlich werden die am Halbdammmodell durchgeführten Untersuchungen erläutert und die wesentlichen Ergebnisse dargestellt.

8.2 Geotechnische Auslegung

Die geotechnische Auslegung des Halbdammmodelles betraf folgende wesentliche Aspekte:

- Einerseits mußte ein kohärentes Deckwerkssystem zusammengestellt bzw. entwickelt werden, das dann direkt auch in situ eingesetzt werden kann. Hierbei war auch die zugehörige Bautechnik zu berücksichtigen.
- Andererseits war es wesentlich, für das gewählte Deckwerkssystem, die maßgebenden Schereigenschaften zu ermitteln und diese in den rechnerischen Nachweis der Überströmstrecken einzubringen.
- Letztlich mußte die Belastbarkeit des gewählten Deckwerkssystems mittels weiterer Versuche in der Kipprinne (Elementversuche) nachgewiesen werden.

8.2.1 Auswahl eines kohärenten Deckwerkes

Die prinzipiellen Anforderungen an Überströmstrecken wurden bereits in **Kapitel 6.3.1** genannt. Aus den dort gegebenen allgemeinen Ansprüchen an die Überströmstrecken, den in **Kapitel 6** dargelegten statischen Zusammenhängen sowie aus den Versuchen an der Kipprinne (vgl. **Kapitel 7**) wurden die Anforderungen weiter konkretisiert. Demnach sind Oberflächensicherungen in Form eines kohärenten Deckwerkes mit mäßiger Rauigkeit auszuführen. Darüber hinaus ist bei der Zusammenstellung der Deckwerke im Auge zu behalten, daß Kriterien wie Filterfestigkeit sowie Durchwurzelbarkeit der Deckwerke samt Dammoberfläche gewährleistet sind.

Als kohärentes Deckwerk kommen verschiedene Baustoffe bzw. Bauweisen mit den entsprechenden Herstellungsverfahren in Frage:

1. Verbundene Rasengittersteine
2. Dränbeton
3. Dränasphalt bzw. Mastix-Schotter
4. Bodenverfestigung durch Einmischen von Zement oder Kalk
5. Oberflächenstabilisierung durch Einfräsen von Schaumbitumen
6. Geogitter- oder Drahtgittermatratzen (ggf. mit Rückverhängung in den Dammkörper)

In Verbindung mit den an die zugehörigen Herstellungsverfahren zu stellenden Anforderungen, wie

- Verwendung bewährter und erprobter Konstruktionsmaterialien,
- leistungsfähige Fertigungstechnik bei den örtlichen Gegebenheiten,
- erprobte Qualitätssicherung und
- geringe Herstellungskosten,

besitzen die meisten der genannten Verfahren Vor- und Nachteile. Um das geeignetste Deckwerk auszuwählen und im abschließenden Untersuchungsschritt detailliert untersuchen zu können, wurden alle in Frage kommenden Deckwerke hinsichtlich der verschiedenen Anforderungen untersucht und das Ergebnis in einer Bewertungsmatrix zusammengefasst (vgl. **Tabelle 8.1**).

Tabelle 8.1: Bewertungsmatrix zur Auswahl des Deckwerkes

	Rasengittersteine (verbunden)	Dränbeton	Dränasphalt/ Mastix- Schotter	Bodenverfestigung mit Zement oder Kalk	Einfräsen von Schaum- bitumen	Geogitter- oder Drahtgitter- matratzen (ggf. rück- verhängt)
Langzeitstabilität	+	+	+	o	-	+
Hohe Wasserdurchlässigkeit	+	++	++	--	--	++
Erosionsstabilität	++	++	++	o	-	o
Plastizität	o	--	++	o	o	++
Fugenlosigkeit	+	++	++	++	++	++
Rauhigkeit	+	+	+	-	-	+
Fertigungstechnik	+	+	+	++	++	-
Bepflanzbarkeit	++	+	+	o	o	+
Variabilität der Dicke	--	++	++	++	++	o
Qualitätssicherung	+	+	+	+	--	o
Kosten	-	o	o	++	+	--
Bewertung	7	11	15	6	0	6

Aus der letzten Zeile der Matrix wird das Bewertungsergebnis ersichtlich. Hierzu seien noch einige stichpunktartige Anmerkungen angefügt:

- Der hochporöse Mastix-Schotter kann als ein „mittels bituminösem Mörtel gebundener Einkornsplitt“ bezeichnet werden. Das Material wird im Wasserbau seit vielen Jahren eingesetzt (vgl. SCHÖNIAN 1999 und KUHN 1971). Es besitzt insgesamt die besten Eigenschaften, weshalb es für den abschließenden Untersuchungsschritt ausgewählt wurde. Folgende Rezeptur wurde verwendet:
 - 80 % Gestein (Splitt: Fraktion 16 - 22 mm)
 - 20 % Mastix mit folgenden Bestandteilen:
 - 19 % Bitumen B 80,
 - 21 % Füller, z.B. Kalksteinmehl (90 Gew.-% < 0,09 mm),
 - 60 % Mittelsand,
 - Faserstoffe.

Die Möglichkeiten zur Begrünung derartiger Deckwerke verdeutlicht **Bild 8.1**.

- Dränbeton erhält insgesamt die zweitbeste Bewertung. Ein gravierendes Manko ist jedoch die mangelnde Plastizität des Materials. Als Deckwerk eingebaut, wären schon bei geringfügigen Setzungen Hohllagen unvermeidlich, was im Überströmungsfall zum Versagen der gesamten Konstruktion führen könnte.



Bild 8.1: Bohrkern aus einer begrüntem Mastix-Schotter-Fläche (aus ELSKENS 1995)

- Verbundene Rasengittersteine sind geeignet zur Ausbildung von Überströmstrecken. Ihre Nachteile sind der recht hohe Preis sowie eine i.d.R. unbefriedigende Variationsbreite in der Materialstärke.
- Ähnliches gilt für verbundene Geogitter- oder Drahtgittermatratzen, wobei die hohen Kosten der Hauptnachteil sind.
- Die Bodenverbesserung durch Einfräsen von Zement, Kalk oder auch Schaumbitumen (vgl. z.B. DIJKINK & WILMS 1998 sowie LANDA 1998) erscheint zur Überströmbarmachung grundsätzlich einsetzbar und ist insbesondere auch aus Kostengründen interessant. Allerdings liegen bezüglich des hier relevanten Anwendungsfalles bzw. der Belastung durch das überströmende Wasser keine Erfahrungen vor. Auch Fragen der Langzeitstabilität bzw. der Frostempfindlichkeit sind offen, so daß hier dringender Forschungsbedarf besteht.

8.2.2 Bestimmung der Scherparameter

Wesentlich für die Zusammenstellung und den statischen Nachweis des gesamten selbsttragenden Deckwerksystems (bestehend aus kohärentem Deckwerk auf Geogewebe und Sandkörper) sind die Reibungsverhältnisse in den Scherfugen. Aus diesem Grund war es erforderlich, die Scherparameter für derartige Systeme zu untersuchen und zu quantifizieren.

Um die entsprechenden Zusammenhänge erläutern zu können, wird das Ergebnis eines Scherversuches, der im großmaßstäblichen Rahmenschergerät (vgl. **Kapitel 7.2**) durchgeführt wurde, beschrieben. Ein charakteristisches Ergebnis für Scherversuche mit kohärentem Deckwerk auf einem Geovlies wurde durch ein Deckwerksystem erzielt, das aus Rasengittersteinen auf Geotextil und einer Unterlage aus ca. 30 cm Sand, der hier die Oberfläche des Dammkörpers repräsentiert, bestand. Vor Versuchsbeginn wurde der untere Scherrahmen komplett mit Wasser gefüllt, so daß der Versuch unter wassergesättigten Bedingungen erfolgen konnte.

Als wesentliches Ergebnis der Untersuchungen kann folgendes festgestellt werden:

- Die Scherfuge bildete sich im Sand selbst aus (entspricht der Oberfläche des Dammkörpers).
- Die Scherfuge bildete sich nicht zwischen Geotextil und Sand bzw. Geotextil und Deckwerk aus, was das Bruchbild nach Ausbau bestätigte.
- Als maßgebender Scherparameter für den statischen Nachweis des Deckwerksystems ist also i.d.R. der Reibungswinkel des unterhalb des Geogewebes angeordneten Dammstoffes heranzuziehen.
- Die Größe des gemessenen Reibungswinkels lag bei etwa 33° .
- Der Zusammenhang wurde durch klassische Rahmenscherversuche (Größe $6 \cdot 6 \text{ cm}^2$) im bodenmechanischen Labor des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik bestätigt. Die am hier untersuchten Sandmaterial gemessenen Scherparameter entsprechen denen aus dem großmaßstäblichen Versuch.

8.2.3 Dimensionierung

Somit ist es möglich, den statischen Nachweis für das gewählte Deckwerksystem aus Mastix-Schotter auf Geogewebe und Sand zu führen. Die maßgebenden Parameter hierbei sind

- die Neigung der luftseitigen Böschung,
- der maßgebende Reibungswinkel,
- die hydraulische Belastung,
- die Rauigkeit des Deckwerkes,

- die Stärke des Deckwerkes sowie
- die Wichte des Deckwerkes ($\gamma_{\text{Mastix-Schotter}} \approx 18 \text{ kN/m}^3$, $\gamma'_{\text{Mastix-Schotter}} \approx 11 \text{ kN/m}^3$).

Es wird deutlich, daß für die Dimensionierung eines überströmbaren Deckwerkes eine Vielzahl von Parametern in die Betrachtungen einzubeziehen sind. Mit dem bekannten statischen Zusammenhang (vgl. **Kapitel 6.3**) und unter Berücksichtigung des ausgewählten Deckwerksystems ergibt sich ein Bemessungsdiagramm, wie es in **Bild 8.2** für einen Reibungswinkel von $\Phi' = 30^\circ$ (Sand) und einen Strickler-Beiwert von $k_{\text{St}} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (Annahme für Mastix-Schotter) dargestellt ist; als Scharparameter wurde die Stärke des Deckwerkes gewählt.

Aus den dargestellten Zusammenhängen wird – wie zu erwarten – folgendes deutlich:

- Die Stärke (und damit das Gewicht) des zu wählenden Deckwerkes hat einen maßgebenden Einfluß auf die zulässige Belastbarkeit der Böschung.
- Auf flachen Böschungen (kleine Böschungswinkel) sind grundsätzlich höhere hydraulische Belastungen zulässig.
- Steile Böschungsneigungen (z.B. $\beta > 15^\circ$) ermöglichen hingegen – nahezu unabhängig von der Stärke des Deckwerkes – eine nur sehr geringe hydraulische Belastung.
- Der dargestellte Zusammenhang gilt für den rechnerischen Grenzzustand ($\eta = 1,0$).

Es ist zu betonen, daß sich die in **Bild 8.2** dargestellten großen Grenzabflüsse ($q > 300 \text{ l/(sm)}$) theoretisch zwar ergeben. Eine Überprüfung dieser Größenordnung konnte jedoch nicht erfolgen.

Bei der Dimensionierung von Deckwerken aus Mastix-Schotter ist zu beachten, daß derartige Deckwerke bautechnisch nur dann mit der erforderlichen Genauigkeit hergestellt werden können, wenn die Schichtdicke mindestens etwa das 6-fache des maximalen Korndurchmessers besitzt. Bei der hier betrachteten Rezeptur (Splitt: Fraktion 16 - 22 mm) ergibt sich somit eine Mindeststärke des Deckwerkes von etwa 12 cm.

Um für das zusammengestellte Deckwerksystem den Grenzzustand quantifizieren zu können, waren weitere Untersuchungen in der Kipprinne hilfreich. Unter Berücksichtigung der nachzuweisenden Belastung, der aufnehmbaren Scherkräfte, der Anforderungen aus der Bautechnik sowie der verfügbaren maximalen Belastung im Labor wurde die Deckwerksstärke für diese Untersuchungen zu 12 cm gewählt. Aus **Bild 8.2** ergibt sich – unter Beachtung eines maximalen spezifischen Durchflusses im Labor von etwa 370 l/(sm) (Rinnenbreite ca. 1,31 m) – , daß der Grenzzustand für dieses Deckwerk für Böschungsneigungen von etwa 1 : 4,5 (entspricht $12,5^\circ$) oder steiler zu ermitteln sein müßte. Die Verifikation dieser Zusammenhänge wird im folgenden Unterkapitel beschrieben.

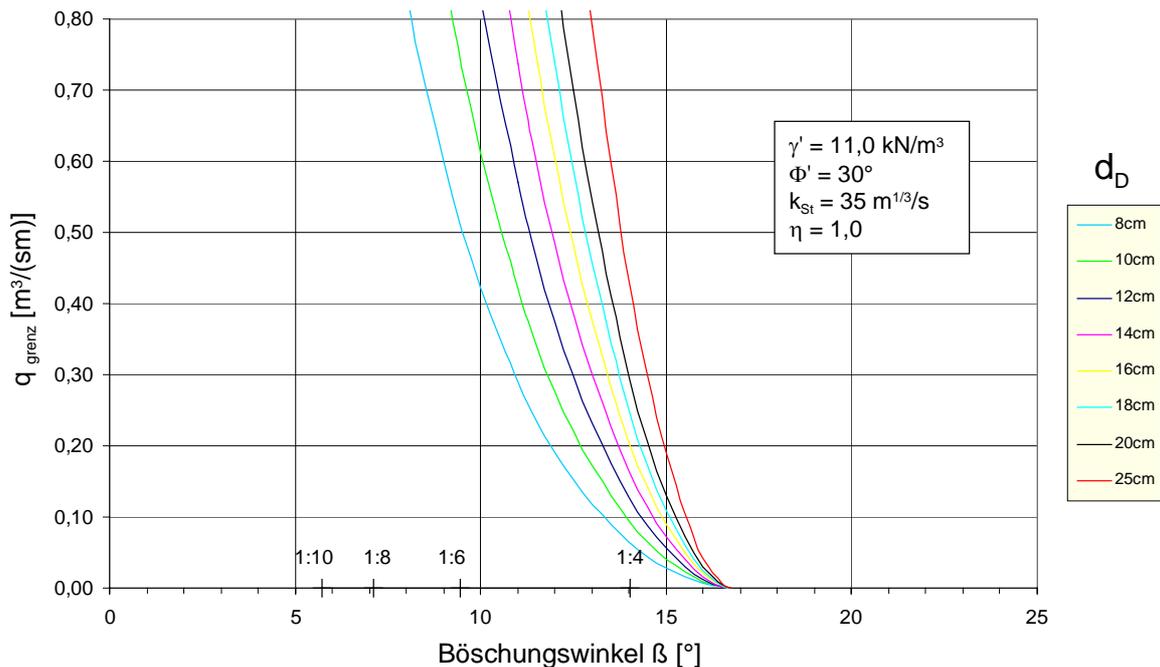


Bild 8.2: Bemessungsdiagramm für kohärente dränfähige Deckwerke: Maximaler Abfluß q in Abhängigkeit des Böschungswinkels β und der Deckwerksdicke d_D (bei $\Phi' = 30^\circ$) – beachte: ohne Sicherheitszuschlag

8.2.4 Ermittlung der Grenzbelastung von Mastix-Schotter-Deckwerk in der Kipprinne

Zur Ermittlung der Grenzbelastung des gewählten Deckwerksystems kam die in **Kapitel 7.3** beschriebene Kipprinne zum Einsatz. Auch die Versuchsdurchführung zur Ermittlung des Grenzzustandes bei unterschiedlichen Neigungen des Deckwerkes war identisch.

Bevor auf die Ergebnisse eingegangen werden kann, ist es – auch im Hinblick auf die bautechnische Ausführung in situ – wesentlich, auf einige Gesichtspunkte des Deckwerkaufbaus (bestehend aus Mastix-Schotter auf Geogewebe und Sandkörper) näher einzugehen. Hierzu wird die ausführliche Fotodokumentation in den **Anlagen 1.3** herangezogen; der Aufbau des Modells ist in den **Anlagen 1.3.1a** und **b** gegeben:

- Als Sandunterbau wurde Material mit der in **Bild 8.3** gegebenen Kornverteilung verwendet.
- Ein wesentlicher Gesichtspunkt bei der Gestaltung eines zuverlässigen Deckwerksystems ist die Gewährleistung der Filterfestigkeit, weshalb zwischen dem Deckwerk (Mastix-Schotter) und der Dammoberfläche (Sand) als Zwischenlage ein Geogewebe anzuordnen ist, das nach den Regeln der Technik zu bemessen ist (vgl. DVWK 1992). Hierbei ist weiter zu beachten, daß der Mastix-Schotter mit einer Temperatur von etwa 140 bis 160°C

direkt auf das Geogewebe aufgebracht werden muß. In den vorliegenden Versuchen wurde Geogewebe vom Typ AMOCO ProPex 6083 verwendet, das sich während der Versuche bewährt hat. Auch nach Ausbau konnten durch Inaugenscheinnahme keine negativen temperaturbedingten Beeinträchtigungen am Geogewebe festgestellt werden.

- Es ist jedoch unbedingt darauf hinzuweisen, daß Überströmstrecken mit dem hier gewählten Aufbau nur dann zuverlässig funktionieren können, wenn diese so konstruiert und gebaut werden, daß ein Austrag des Dammbaustoffes (hier Sand) durch die Inanspruchnahme infolge Überströmung sicher vermieden wird. Dazu sind Hohllagen des Deckwerkes zu vermeiden, und insbesondere die Fugstellen des Geogewebes sind hierbei von Bedeutung, weshalb eine ausreichende und zuverlässige Überlappung von etwa 50 cm einzuhalten ist.

Vor der Untersuchung der Grenzbelastungen bei unterschiedlichen Böschungsneigungen wurden zunächst die Reibungseigenschaften des Deckwerksystems ermittelt. Hierzu wurde die Neigung der Kipprinne in trockenem Zustand (ohne hydraulische Belastung) bis zum Versagen gesteigert; es wurde ein Reibungswinkel von etwas über 31° gemessen (vgl. **Anlage 1.3.2**).

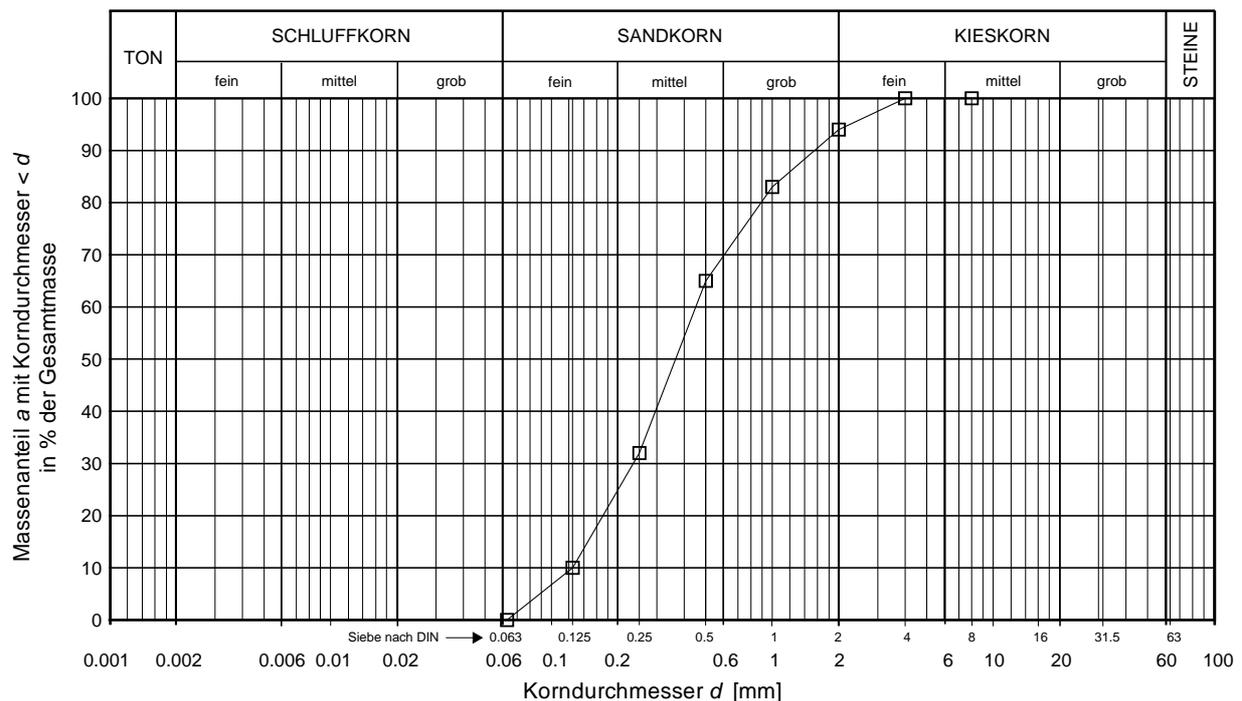


Bild 8.3: Korngrößenverteilung des verwendeten Sandes

Die Untersuchung der hydraulischen Grenzbelastungen des Deckwerksystems bei unterschiedlichen Neigungen ist in den **Anlagen 1.3.2 bis 1.3.7** bei jeweils verschiedenen Belastungsstufen dokumentiert. Für die gegebenen Parameter sind die erzielten Ergebnisse in **Bild 8.4** in Diagrammform zusammengestellt: Der mittels analytischem Berechnungsansatz

ermittelte Grenzabfluß ist mit der durchgezogenen Linie dargestellt, während die Versuchsergebnisse durch Kreuze markiert sind. Folgende Folgerungen lassen sich ziehen:

- Die Untersuchungen in der Kipprinne bestätigen den analytischen Berechnungsansatz weitgehend.
- Bis zu einer Böschungsneigung von 1 : 4,5 wurde die Grenzbelastung erreicht; sie betrug hier $q = 312 \text{ l/(sm)}$.
- Bei einer Böschungsneigung von 1 : 5,0 wurden 2 Versuche durchgeführt:
 - Der erste Versuch ergab eine Grenzbelastung von $q = 312 \text{ l/(sm)}$. Das Versagen ist in diesem Fall jedoch auf eine nicht gleichmäßige und somit irreguläre Anströmung des Deckwerkes zurückzuführen, weshalb dieser Versuchswert in Klammern gesetzt werden mußte.
 - Beim Versuch mit regulären Anströmungsbedingungen konnte die Grenzbelastung mit der vorhandenen Pumpleistung erwartungsgemäß nicht erreicht werden. Das Deckwerk versagte bei einer maximalen Belastung von $q = 357 \text{ l/(sm)}$ nicht.
- Der Strickler-Beiwert ergab sich aus den Untersuchungen zu $k_{St} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.
- Ein Sicherheitsbeiwert ist noch nicht berücksichtigt; für die Bemessung ist dieser noch einzuführen.

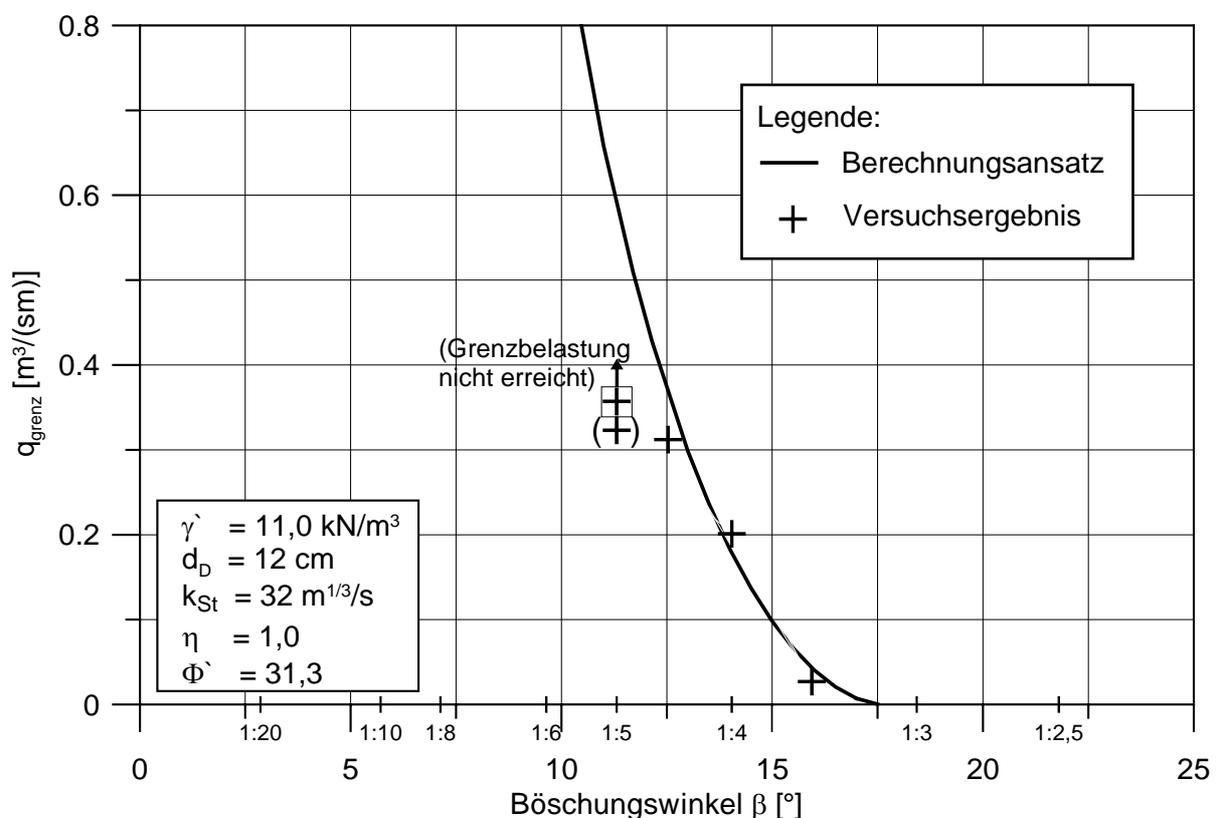


Bild 8.4: Deckwerksystem aus Mastix-Schotter auf Geogewebe und Sand in der Kipprinne: Ermittelte Grenzbelastung q in Abhängigkeit des Böschungswinkels β

Der analytische Berechnungsansatz ist somit für Abflüsse $q < 0,3 \text{ m}^3/\text{s}$ für kohärente, dränfähige und selbsttragende Deckwerke mäßiger Rauheit mittels großmaßstäblicher Elementversuche verifiziert. Auf dieser Grundlage ist es nun möglich, Bemessungsdiagramme zur Verfügung zu stellen, mit denen in Abhängigkeit der jeweiligen Eingangsgrößen ein Deckwerk dimensioniert werden kann. Ein Beispiel hierfür ist im folgenden **Bild 8.5** gegeben, in dem die Grenzbelastung für Mastix-Schotter in Abhängigkeit des Böschungswinkels sowie des maßgebenden Reibungswinkels angegeben ist.

Aus praktischer Sicht sind weitere Auftragungen der ermittelten Zusammenhänge von Interesse. Diese sind zusammenfassend in den **Anlagen 1.4** dargestellt. Eine Übersicht gibt das Anlagenverzeichnis.

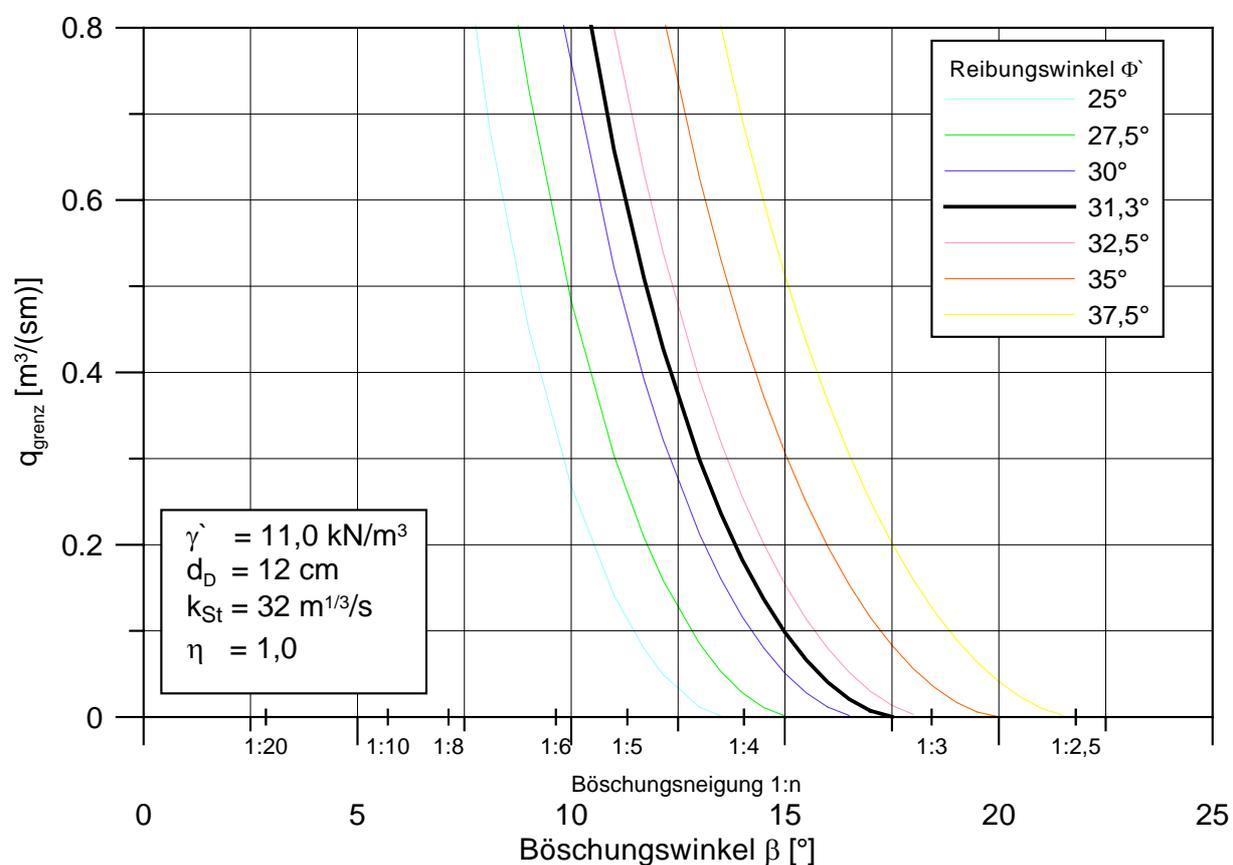


Bild 8.5: Kohärentes, dränfähiges und selbsttragendes Deckwerksystem: Grenzbelastungen q in Abhängigkeit des Böschungswinkels β sowie des Reibungswinkels Φ'

Für die vorliegende Fragestellung können diese oder ähnliche Bemessungsdiagramme zur Dimensionierung herangezogen werden. Allerdings ist im Modellversuch weiterhin zu prüfen, inwieweit die Rauigkeit des Systems mit den Annahmen übereinstimmt. Diese Aspekte werden im folgenden Kapitel erläutert.

8.3 Physikalisches Modell

Für die betrachteten überströmbaren Dämme ist das auf der luftseitigen Böschung aufzubringende Deckwerk das einzige Sicherungselement, das das Versagen verhindern muß. In Anbetracht des enormen Schadenspotentials, das derartige Bauwerke im Versagensfall – insbesondere in besiedelten Gebieten – mit sich bringen können, ist es in einem so frühen Entwicklungsstadium unabdingbar, Untersuchungen in möglichst naturnahem Maßstab durchzuführen und hierbei alle denkbaren Einwirkungen in die Betrachtungen einzubeziehen (worst-case-Betrachtungen).

Es wurde bereits dargelegt (vgl. **Kapitel 6**), daß neben der Böschungsneigung und der Belastung infolge Überströmung insbesondere die Strömungsverhältnisse im Deckwerk sowie im Dammkörper selbst entscheidenden Einfluß auf die Standsicherheit der Oberflächen-sicherung haben. Um die in praxi auftretende Belastungssituation realistisch nachstellen zu können, bedurfte es somit eines Versuchsstandes, der neben der Überströmung der luftseitigen Böschung die Steuerung und meßtechnische Beobachtung auch dieser Einflußgrößen erlaubt.

Dazu wurde ein Halbdammmodell im Theodor-Rehbock-Laboratorium des IWK verwirklicht (vgl. **Anlagen 2**). In diesem Modell konnte das Verhalten der luftseitigen Böschung unter der Belastung des überströmenden Wassers detailliert untersucht werden (vgl. auch **Bild 4.1**). Haupterfordernis ist, den Modelldamm einer gezielten und gesteuerten hydraulischen Belastung zu unterziehen und sein Verhalten zu verfolgen. Das Modell muß dazu planmäßig hydraulisch einstaubar sein entsprechend den Lastfällen:

- bordvoll (ohne Überströmung),
- überströmt mit spezifischen Belastungen von $q = 0$ bis ca. 300 l/(sm) .

Entsprechend den Anforderungen weist der Versuchsstand folgende Eigenschaften und Abmessungen auf (vgl. auch **Anlage 2.1**). Eine Fotodokumentation zum Bau des Modells im Theodor-Rehbock-Laboratorium des IWK ist in den **Anlagen 2.2.1 bis 2.2.7** gegeben:

- Die Höhe des Dammodelles beträgt etwa 1,4 m, woraus sich ein Modellmaßstab von ungefähr 1 : 2 bis 1 : 4 ergibt.
- Unterhalb des eigentlichen Dammkörpers ist ein etwa 35 cm starker Untergrundbereich angeordnet. Unter Berücksichtigung der erforderlichen Überstau- bzw. Überströmungshöhe ergibt sich die Gesamtmodellhöhe zu etwa 2,25 m.
- Das Modell erlaubt bei maximaler Dammhöhe die Untersuchung von Böschungsneigungen von 1 : 6 und steiler (entspricht einem Böschungswinkel von $\beta \geq 9,5^\circ$). Dämme mit

geringeren Böschungsneigungen können ohne bedeutsamen Informationsverlust mittels geringfügig reduzierter Dammhöhe untersucht werden.

- Unterstrom des Dammfußes ist ein mit Splittmaterial (Fraktion 16 – 22 mm) aufgefüllter „Ablaufbereich“ angeordnet (Länge: 6,20 m), der u.a. den rückstaufreien Abfluß gewährleistet und Versuche zur Ermittlung der optimalen Formgebung im Bereich des Böschungsfußes ermöglicht. Aufgrund der gewählten Ausführung erlaubt das Modell Untersuchungen mit am Böschungsfuß gestützten und ungestützten Deckwerken (vgl. **Bild 8.6** und **Bild 8.7**). Erstere Bedingungen dienen der Klärung der hydraulischen Fragestellungen (u.a. Abflußverhalten und Energieumwandlung), während die ungestützte Bauweise in erster Linie zur Quantifizierung der Belastbarkeit der (selbsttragenden) Oberflächensicherungen herangezogen werden soll (Sicherheit bei nicht vorhandener Fußstützung, gleichbedeutend mit Sicherheit der beliebig langen Böschung).

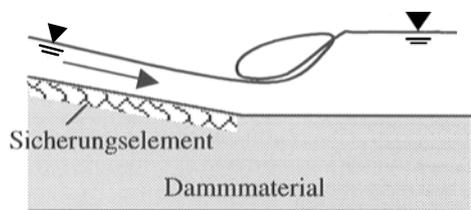


Bild 8.6: Böschungsfuß mit gestütztem Deckwerk (Schemaskizze)

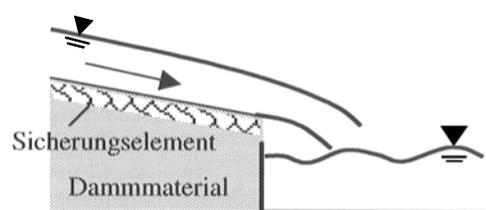


Bild 8.7: Böschungsfuß mit ungestütztem Deckwerk (Schemaskizze)

- Eine wasserdurchlässige Stützwand (Beruhigungswand) begrenzt das Modell zur Wasserseite hin und ermöglicht unbeeinflusste Bedingungen für die Durchsickerung des Dammkörpers. Die Filterstabilität zum Dammbaustoff ist durch eine geeignete Filterschicht gewährleistet.
- Am unteren Böschungsende wird der Sandkörper durch ein Gitter und ein Gittergewebe gestützt, das für das Wasser durchlässig bleibt und gleichzeitig ein Ausspülen von Sand verhindert.
- Die Breite des Modells auf der Dammkrone wurde zu 1,50 m gewählt.
- Das Modell wurde in einer Rinne mit Sohle und Seitenwänden installiert. Die Sohle ist horizontal, die Seitenwände leicht geneigt (etwa 1 : 50), um den Bodenkontakt auch bei Setzungen sicherzustellen. Im Grundriß verbreitert sich der Trog zur Luftseite um 10 cm auf jeder Seite, so daß unerwünschte Verspannungseffekte bei Verschiebungen der Oberflächensicherung (Deckwerk) zur Luftseite hin (besonders im Bruchzustand) weitgehend ausgeschlossen sind.
- Insgesamt ergibt sich eine Modelllänge von etwa 19 Metern.

- Eine Längsseite des Modells wurde aus einer Konstruktion aus Plexiglas und Stahlträgern gefertigt, so daß die Inaugenscheinnahme der ablaufenden Vorgänge (Strömungsverhältnisse im Dammkörper sowie in und auf der Oberflächensicherung) direkt möglich ist. Auch die Integration der meßtechnischen Komponenten (z.B. Druckmeßgeber) wird dadurch erleichtert.
- Der Körper des Modells wurde aus Sand hergestellt (vgl. **Bild 8.3**). Der Einbau des Sandes erfolgte lagenweise. Zur Verdichtungskontrolle wurden aus den Lagen regelmäßig Proben entnommen. Es ergaben sich folgende Minimal- und Maximalwerte für die wesentlichen bodenmechanischen Kenndaten:

ρ_d [g/cm ³]:	1,56 - 1,75 g/cm ³
w [%]:	3,6 - 6,4 %
D [-]:	0,16 - 0,55

Die Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung des Sandes ergab:

$$\rho_{d,\min} = 1,48 \text{ g/cm}^3 \text{ und } \rho_{d,\max} = 1,97 \text{ g/cm}^3.$$

- Auf den Sandkörper wurde ein Geogewebe zur Gewährleistung der Filterfestigkeit verlegt (Typ AMOCO ProPex 6083).
- Als Deckwerk wurde Mastix-Schotter mit einer Schichtdicke von ca. 15 cm eingebaut. Die Rezeptur entsprach exakt dem in der Kipprinne verwendeten Material (vgl. **Abschnitt 8.2.1**).

Insgesamt wurden für den Bau des Halbdammodelles die gleichen Materialien (Sand, Geogewebe und Mastix-Schotter) wie für die Untersuchungen in der Kipprinne verwendet (vgl. **Abschnitt 8.2.1**). Eine Vergleichbarkeit der Untersuchungsergebnisse sollte somit gegeben sein.

An dieser Stelle sei der Fa. SWA Südwestasphalt GmbH & Co. KG, Iffezheim, gedankt, die sowohl die Durchführung der Eignungsprüfung als auch die Herstellung des Mastix-Schotters dem vorliegenden Projekt kostenlos zur Verfügung stellte.

Um die erforderlichen Informationen aus den Untersuchungen gewinnen und systematisch auswerten zu können, sind folgende meßtechnische Komponenten und Beobachtungseinrichtungen integriert (vgl. **Anlage 4.1**):

- Bestimmung des Durchflusses durch den Dammkörper (Einstauphase) sowie des Abflusses auf der luftseitigen Böschung (Lastfall Überströmen) mittels induktiver Durchflußmesser (IDM) in den Zulaufleitungen.
- Messung der Wasserdrücke unterhalb der Oberflächensicherung an drei maßgebenden Positionen in Böschungslängsrichtung.

- Erfassung der Porendrücke im Dammkörper sowie deren Entwicklung in zeitlichem Verlauf zur Erfassung der Aufsättigung des Dammkörpers. Hierfür sind Messungen an drei Positionen vorgesehen, wobei die Druckgeber an der Plexiglasscheibe angebracht wurden.
- Über der Böschung verfahrbarer Meßwagen, auf dem alternativ der Flügel zur Geschwindigkeitsmessung und der Abstandslaser montiert werden. Über eine computergesteuerte Antriebstechnik kann der Wagen jede Position auf der Böschung anfahren.
- Erfassung der Böschungsoberfläche durch Laser-Abstandsmessungen.
- Meßcontainer mit Datenerfassungseinheiten, die mit den entsprechenden Meßeinrichtungen verbunden sind, zur Aufzeichnung und Auswertung der Meßergebnisse.
- Beobachtung etwaiger Verschiebungen (innerhalb) der Oberflächensicherung durch systematische Dokumentation der Versuche (z.B. Video und Foto).

Dieser Versuchsstand erlaubte erstmals, die erforderlichen systematischen Durch- und Überströmungsversuche in ausreichendem Maßstab und bei Berücksichtigung der wesentlichen Einwirkungen durchzuführen.

8.4 Untersuchungen am Halbdammmodell

8.4.1 Hydraulik

Aus hydraulischer Sicht bestanden die wesentlichen Versuche im gezielten Überströmen des Halbdammmodells bei verschiedenen Belastungsstufen bis zu einem maximalen spezifischen Abfluss von $q = 300 \text{ l/(sm)}$. Dabei wurden die wichtigsten hydraulischen Parameter wie Fließgeschwindigkeit und Wasserspiegellage aufgenommen und anschließend ausgewertet. Der kritische Bereich des Böschungsfußes wurde hydraulisch günstig geformt und durch ein Deckwerk aus Mastix-Schotter gegen Erosion geschützt.

Während der Modellversuche war der Damm durchgehend eingestaut. Wenn keine Überströmversuche gefahren wurden, wurde der Wasserstand mit einem Überlauf im Einlaufbehälter konstant auf der Höhe der Unterkante des Mastix-Schotters gehalten. Somit war der Sanddamm ständig durchströmt und weitgehend den realen Bedingungen eines Dammes im Hochwasserfall ausgesetzt.

8.4.1.1 Geometrie der Deckwerkoberfläche

Zur Beschreibung bzw. Ermittlung der Geometrie der Deckwerkoberfläche wurden Messungen mit einem Laser durchgeführt. Der Laser war während der Messungen auf dem Messwagen installiert und konnte computergesteuert für die Aufnahme von Längsprofilen und Querprofilen auf der Böschung eingesetzt werden (vgl. **Anlage 2.1**). Weiter wird aus **Anlage 2.1** deutlich, daß der Messwagen nur die Dammböschung überfahren kann. Der Modellabschnitt unterstrom des Böschungsfußes liegt außerhalb des Bereiches, der mit dem Laser vermessen werden konnte.

In **Anlage 2.3.1** ist ein Längsprofil auf der Mittelachse des Dammodells gezeigt. Die x-Achse mit positiver Achsrichtung zur Dammkrone hat ihren Ursprung am Festpunkt auf dem Hallenboden des Theodor-Rehbock-Laboratoriums (Böschungsfuß, vgl. **Anlage 2.1**). Auch die Höhenangaben der z-Achse beziehen sich auf diesen Festpunkt. Das ermittelte Gefälle des Dammes entspricht der angestrebten Böschungsneigung von 1 : 6.

Beim Einbau des Mastix-Schotters ist mit Ungenauigkeiten in der Größenordnung des größten verwendeten Kornes zu rechnen. Das entspricht in diesem Fall einer Einbautoleranz von 2 - 3 cm, die beim Modellmaßstab von 1 : 1 sowohl im Modell als auch in der Natur zu erwarten ist. In den **Anlagen 2.3.2 bis 2.3.4** sind diese Ungenauigkeiten in den drei Querschnitten unterstrom der Böschungskante (oberes Querprofil), in der Mitte des Dammes (mittleres Querprofil) und kurz oberstrom des Böschungsfußes (unteres Querprofil) gut zu erkennen. Die rote Trendlinie in den Diagrammen verdeutlicht, dass das Deckwerk nicht einheitlich eingebaut wurde, sondern in Querrichtung Differenzen zwischen dem höchsten und dem niedrigsten Punkt der Trendlinie von bis zu 2 cm vorhanden sind. Das Deckwerk ist in Querprofilmitte bzw. in Fließrichtung gesehen am linken Modellrand höher gelegen als am rechten Modellrand. Dort befindet sich bei allen drei Profilen der tiefste Punkt der Trendlinie.

Obwohl die Ungenauigkeiten beim Einbau des Mastix-Schotters relativ gering sind, haben natürlich schon kleine Abweichungen Einfluss auf den resultierenden spezifischen Abfluss q [l/(sm)]. Die Unregelmäßigkeiten des Deckwerkes führen zu einer unterschiedlichen hydraulischen Belastung des Sicherungselementes (erhöhte Belastungen in Bereichen von Abflußkonzentrationen in Muldenbereichen). Dieser Effekt ist durch Sicherheitszuschläge bei der Bemessung zu berücksichtigen, indem der Bemessung zu Grunde zu legende Abfluss höher angesetzt wird als der theoretisch ermittelte Wert.

8.4.1.2 Ausbildung des Kolkes

Zur Stabilisierung des Wechselsprunges und zur Sicherung der Sohle wurde im Modell am Böschungsfuß ein Kolk gebaut, dessen Abmessungen mit eigens durchgeführten Überströmversuchen ermittelt wurden.

Für diese Versuchsreihe wurde folgende Vorgehensweise gewählt: Während die Böschung des Dammes durch den Mastix-Schotter gesichert war, wurde der Bereich unterstrom des Böschungsfußes aus identischem Zuschlagmaterial (Splitt der Fraktion 16 – 22 mm), aus dem das Deckwerk besteht, ohne Zugabe von Bitumen ausgebildet und mit einer horizontalen Sohle versehen. Während unterschiedlicher Belastungsstufen zwischen $q = 20 \text{ l/(sm)}$ und $q = 200 \text{ l/(sm)}$ konnten zum einen der Bewegungsbeginn dieses Sohlmaterials bei $q = 60 \text{ l/(sm)}$ für die vorhandene geometrische Ausbildung ohne Kolk festgestellt und zum anderen die optimale Form einer Kolksicherung festgelegt werden.

Im Laufe dieser Versuche hat sich das ausgespülte Material wegen der nachlassenden Transportkapazität der Strömung direkt unterstrom des sich ausbildenden Kolkes angelandet. Das abgelagerte Material wurde nach den jeweiligen Belastungsstufen entfernt, um Aufstau-effekte zu verhindern. Durch die bereits beschriebene unterschiedliche hydraulische Belastung in Querrichtung infolge der Ungenauigkeiten beim Einbau des Deckwerkes kam es zu einer leicht asymmetrischen Ausbildung auch des Kolkes.

Die Form des Kolkes, die sich bei den Versuchen ergab, wurde vermessen und als Anhaltswert für den Ausführungsvorschlag benutzt. Für das Modell wurden schließlich die Abmessungen des Kolkes mit einer Länge $L = 2,0 \text{ m}$ und einer Tiefe von $t = 0,25 \text{ m}$ etwas größer als in den Versuchen ermittelt festgelegt. Der gesamte Kolk bekam eine Muldenform entsprechend **Bild 8.8**.

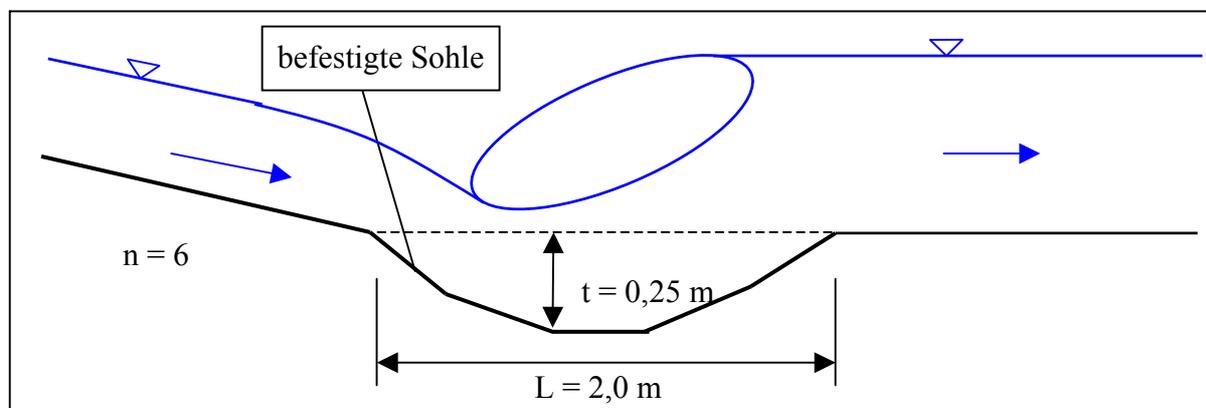


Bild 8.8: Ausbildung des Kolkes am Böschungsfuß zur Stabilisierung des Wechselsprunges und zur Sohlsicherung (Prinzipskizze des Modells)

Vor den weiteren Modellversuchen wurde der Kolk mit Zementmilch verfestigt, so dass eine dem Mastix-Schotter vergleichbare Material-Struktur mit großer Porosität entstand. Somit war die gesamte Dammböschung einschließlich der 2,0 m langen Kolksicherung mit einem durchgehenden Deckwerk befestigt. Unterstrom der Kolksicherung befand sich der gebrochene Kalkstein der Fraktion 16 – 22 mm in ungebundener Schüttung.

Bei den Modellversuchen mit hydraulischen Belastungen zwischen $q = 30 \text{ l/(sm)}$ und $q = 300 \text{ l/(sm)}$ lag der Wechselsprung wie gefordert konstant im Bereich des Kolkes. Bis zu Abflüssen von $q = 225 \text{ l/(sm)}$ konnte durch die gewählte Sicherung ein Materialtransport unterstrom des Wechselsprunges verhindert werden. Nähere Angaben über die Versuchsreihen mit den Ergebnissen der Geschwindigkeitsmessung und der Beschreibung der Abflussverhältnisse sind im folgenden **Kapitel 8.4.1.3** zu finden.

8.4.1.3 Überströmungsversuche – Ergebnisse der Messungen

Die Überströmversuche wurden mit unterschiedlichen Belastungsstufen durchgeführt. Der spezifische Abfluss wurde sukzessive von $q = 30 \text{ l/(sm)}$ bis zu einem maximalen Abfluss von $q = 300 \text{ l/(sm)}$ gesteigert.

Zur Geschwindigkeitsmessung war auf dem Messwagen ein Messflügel angebracht, der im Bereich der Dammböschung eingesetzt werden konnte. Für den Unterwasserbereich unterstrom des Kolkes wurde ein zweiter, mobiler Messflügel benutzt. Die Ergebnisse der Geschwindigkeitsmessungen sowohl auf der Böschung als auch unterstrom des Dammes enthalten ausschließlich gemittelte Werte, die über eine Zeit von $t = 20 \text{ s}$ integriert wurden. In der **Anlage 2.4** sind die Ergebnisse der Geschwindigkeitsmessungen zusammengefasst. Die Angaben der x-Achse beziehen sich jeweils auf den Böschungfuß als Nullpunkt, wobei die positive x-Achse entsprechend **Bild 8.9** in die Richtung der Dammkrone zeigt.

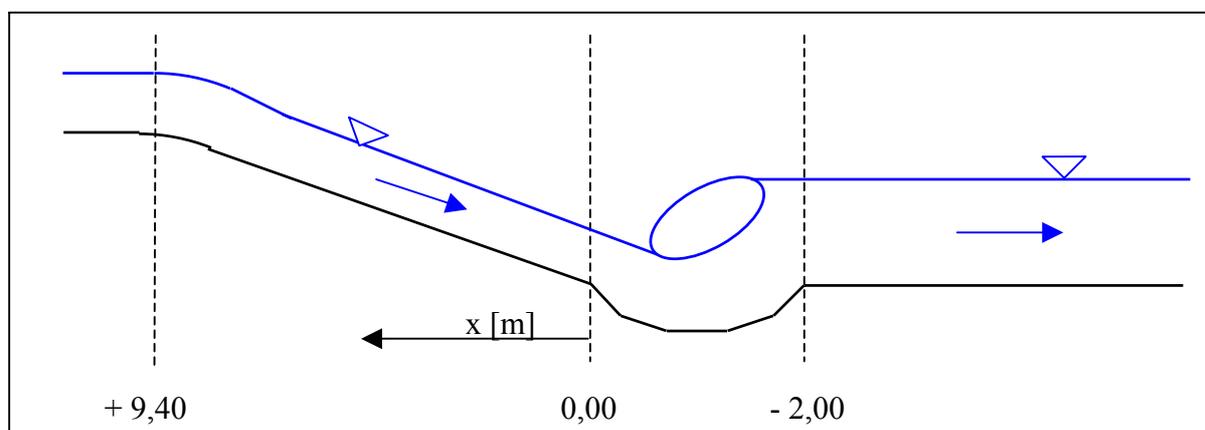


Bild 8.9: Definition der x-Achse (nicht maßstäblich)

Bei den durchgeführten Geschwindigkeitsmessungen wurde pro Querprofil exemplarisch ein in der Mitte des Dammes gelegener Messpunkt ausgewählt. Die Messungen wurden jeweils wenige Zentimeter unter der Oberfläche des Wasserspiegels vorgenommen. Bei der zu beobachtenden hochturbulenten Strömung mit schießendem Abfluss auf der Dammböschung treten große Geschwindigkeitsschwankungen auf. Das erfordert eine Messung über eine Zeitspanne und die anschließende Mittelung der erfassten Werte, um die mittlere Geschwindigkeit am Messpunkt zu erhalten.

Trotz dieser zeitlichen Mittelung der gemessenen Werte und der Angabe eines Mittelwertes für die Geschwindigkeit am Messpunkt muss davon ausgegangen werden, dass die Ergebnisse nur eine Näherung sein können, da der Messpunkt zufällig ausgewählt wurde und in einigen Zentimetern Entfernung bereits ein anderes Ergebnis ermittelt würde. Veränderungen in der Sohlstruktur nahe beieinander liegender Punkte sind für die Unterschiede selbst der gemittelten Geschwindigkeiten verantwortlich. Eine kleine Vertiefung auf Grund eines fehlenden Steines oder ein herausragendes Einzelkorn verursachen lokal die erwähnten Differenzen.

Die im folgenden dargestellten Zahlenwerte der Wasserspiegellagen, des Strickler-Beiwertes und der Froudezahlen unterliegen alle den Einflüssen der zu Grunde liegenden Geschwindigkeit, die bei der Berechnung der einzelnen Parameter angesetzt wurde. Entsprechend ist bei der Auswertung dieser Größen zu berücksichtigen, dass sie auf den Ergebnissen der Geschwindigkeitsmessungen basieren. Das bedeutet, dass auch hier nur von Näherungswerten ausgegangen werden kann.

Während der Modellversuche wurden die verschiedenen Wasserspiegellagen mit Hilfe von Meßhilfen an den Plexiglasscheiben des Modells abgelesen. Die beobachteten Wasserspiegel, die alle auf den Festpunkt des Modells bezogen sind, sind in **Bild 8.10** gezeigt.

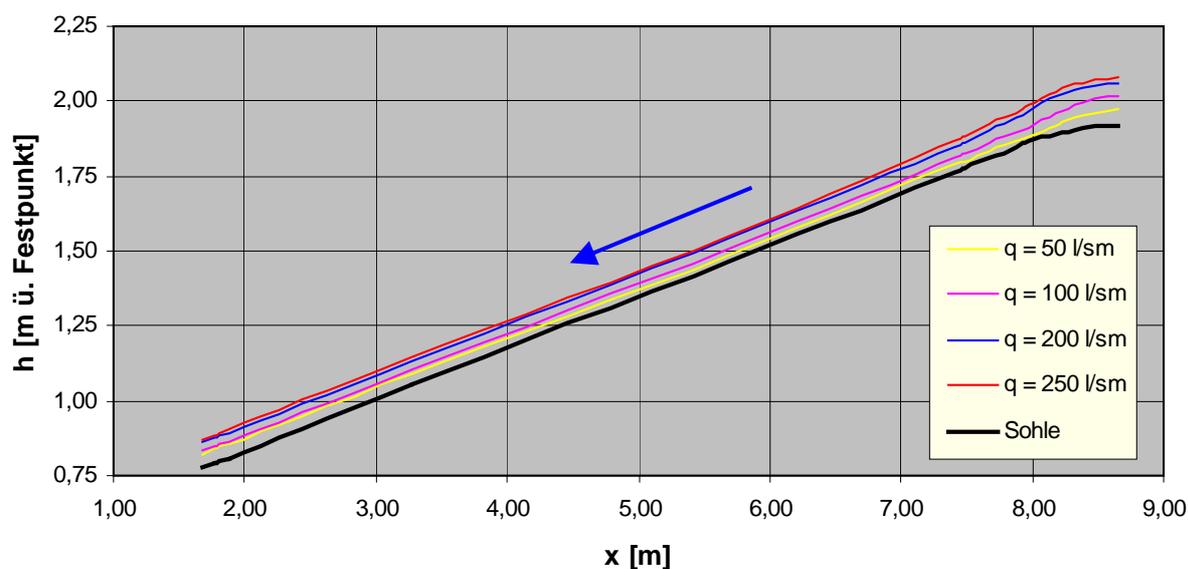


Bild 8.10: Gemessene Wasserspiegellagen für unterschiedliche Abflüsse

Am rechten Bildrand ist der Beschleunigungsbereich an der Böschungskante mit dem Übergang zum schießenden Normalabfluss gut zu erkennen. Der Böschungsfuß ist in dieser Abbildung nicht mehr enthalten, da er außerhalb des Bereiches liegt, in dem der Wasserspiegel durch die Plexiglaswand beobachtet werden konnte.

Aus den gemessenen Geschwindigkeiten auf dem Damm lässt sich über die Formel

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{B \cdot y} = \frac{q}{y} \quad \text{mit} \quad y = \frac{q}{v}$$

ebenfalls die Wasserspiegellage ermitteln. In **Tabelle 8.2** sind die Ergebnisse für die untersuchten Abflüsse gezeigt. Dabei wurde vereinfachend von einer konstanten Breite $B = 1,60$ m des Modells ausgegangen. Weiterhin kann über die Berechnung des hydraulischen Radius⁷

$$R_h = \frac{A}{U} = \frac{B \cdot y}{B + 2 \cdot y} \quad [\text{m}]$$

der Strickler-Beiwert k_{St} ermittelt werden:

$$k_{St} = \frac{v}{R_h^{2/3} \cdot I_0^{1/2}} \quad [\text{m}^{1/3}/\text{s}]$$

Einschränkend ist zu erwähnen, dass die angegebene Formel zur Berechnung des Strickler-Beiwertes streng genommen nur im Bereich des Normalabflusses, der durch gleichförmige Strömung bzw. parallele Stromlinien gekennzeichnet ist, Gültigkeit besitzt.

Die Strickler-Beiwerte sind in die Darstellung in **Tabelle 8.2** aufgenommen, wobei aus dem genannten Grund nur die Werte im Bereich des schießenden Normalabflusses auf dem Damm

angegeben sind. In der Beschleunigungsstrecke an der Dammkrone und im Übergangsbereich zum Kolksee am Dammfuß kann die Formel nicht ohne Weiteres angesetzt werden.

Wird statt des Sohlgefälles I_0 das Energieliniengefälle I_E verwendet, darf die Formel im Bereich des leicht ungleichförmigen Abflusses ebenfalls genutzt werden. Darauf wurde hier allerdings verzichtet, da genügend Messpunkte zur Bestimmung des Strickler-Beiwertes im Bereich des schießenden Normalabflusses zur Verfügung standen.

Bei der Mittelwertbildung über alle Strickler-Beiwerte auf der Dammböschung errechnet sich mit $k_{St, \text{Halbdamm}} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ einen Strickler-Beiwert, der eine etwas glattere Sohle anzeigt als der bei den Versuchen in der Kipprinne festgestellte Wert von $k_{St, \text{Kipprinne}} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Tabelle 8.2: Ergebnisse der Geschwindigkeitsmessung und Berechnung der Wassertiefe, des hydraulischen Radius' sowie des Strickler-Beiwertes

x [m]	q =	q =	q =	q =	q =	q =	q =	q =	q =	q =	q =
	32 l/sm	50 l/sm	75 l/sm	100 l/sm	125 l/sm	150 l/sm	175 l/sm	200 l/sm	225 l/sm	250 l/sm	300 l/sm
	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]
0.14	0.94	1.20	1.70	1.76	2.04	2.29	2.46	-	2.76	2.84	-
0.64	1.09	1.20	1.64	1.66	1.90	2.31	2.38	2.60	2.65	2.63	2.50
1.62	1.24	1.52	1.88	1.87	2.05	2.51	2.62	2.50	2.81	2.79	2.96
2.61	1.21	1.46	1.78	1.79	1.97	2.36	2.44	2.73	2.69	2.73	3.03
3.60	1.15	1.45	1.79	1.81	2.01	2.31	-	2.56	2.66	2.69	3.07
4.58	0.95	1.16	1.70	-	1.79	2.09	2.25	2.76	2.48	2.47	2.93
5.57	-	1.14	1.85	1.77	1.97	2.19	2.43	2.36	2.60	2.58	2.83
6.55	0.95	1.36	1.80	1.61	1.76	2.26	2.36	2.50	2.37	2.32	2.74

x [m]	y [m]										
0.14	0.033	0.042	0.044	0.057	0.061	0.065	0.071	-	0.081	0.088	-
0.64	0.029	0.042	0.046	0.060	0.066	0.065	0.074	0.077	0.085	0.095	0.120
1.62	0.025	0.033	0.040	0.054	0.061	0.060	0.067	0.080	0.080	0.090	0.101
2.61	0.026	0.034	0.042	0.056	0.063	0.064	0.072	0.073	0.084	0.092	0.099
3.60	0.027	0.034	0.042	0.055	0.062	0.065	-	0.078	0.085	0.093	0.098
4.58	0.033	0.043	0.044	-	0.070	0.072	0.078	0.072	0.091	0.101	0.102
5.57	-	0.044	0.040	0.057	0.063	0.069	0.072	0.085	0.087	0.097	0.106
6.55	0.033	0.037	0.042	0.062	0.071	0.066	0.074	0.080	0.095	0.108	0.109

x [m]	R _h [m]										
0.14	0.032	0.039	0.042	0.053	0.057	0.060	0.065	-	0.074	0.079	-
0.64	0.028	0.040	0.043	0.056	0.061	0.060	0.067	0.070	0.077	0.085	0.104
1.62	0.024	0.032	0.038	0.050	0.057	0.056	0.062	0.073	0.073	0.080	0.090
2.61	0.025	0.033	0.040	0.052	0.059	0.059	0.066	0.067	0.076	0.082	0.088
3.60	0.026	0.033	0.040	0.052	0.058	0.060	-	0.071	0.077	0.083	0.087
4.58	0.032	0.041	0.042	-	0.064	0.066	0.071	0.066	0.081	0.090	0.091
5.57	-	0.041	0.039	0.053	0.059	0.063	0.066	0.077	0.078	0.087	0.094
6.55	0.031	0.035	0.040	0.058	0.065	0.061	0.068	0.073	0.085	0.095	0.096

x [m]	k _{St} [m ^{1/3} /s]										
1.62	36	37	41	34	34	42	41	35	40	37	36
2.61	35	35	37	31	32	38	37	40	37	35	38
3.60	32	34	37	32	33	37	-	37	36	35	38
4.58	23	24	34	-	27	32	32	41	32	30	36
5.57	-	23	40	31	32	34	37	32	35	32	34

Mittelwerte	k _{St} [m ^{1/3} /s]										
	32	31	38	32	32	37	37	37	36	34	36

Mittelwert über alle Messungen: k_{St} [m^{1/3}/s] = 35

Für die Beurteilung und Charakterisierung des Wechselsprunges und der damit verbundenen Energieumwandlung ist die Froudezahl

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}} \quad [-]$$

von großer Bedeutung. In **Tabelle 8.3** sind die Froudezahlen aufgelistet, die auf der Böschung bei verschiedenen Abflüssen auftreten. Eine Bewertung erfolgt im nachfolgenden Abschnitt.

Tabelle 8.3: Froudezahlen Fr [-] auf der Böschung

x [m]	q = 32 l/(sm)	q = 50 l/(sm)	q = 75 l/(sm)	q = 100 l/(sm)	q = 125 l/(sm)	q = 150 l/(sm)	q = 175 l/(sm)	q = 200 l/(sm)	q = 225 l/(sm)	q = 250 l/(sm)	q = 300 l/(sm)
0.64	2.06	1.88	2.44	2.16	2.37	2.90	2.80	3.00	2.90	2.73	2.30
1.62	2.51	2.67	3.00	2.58	2.66	3.28	3.23	2.82	3.18	2.98	2.98
2.61	2.41	2.51	2.77	2.42	2.50	2.99	2.91	3.22	2.97	2.87	3.08
3.60	2.21	2.49	2.78	2.46	2.58	2.89	-	2.92	2.92	2.81	3.14
4.58	1.67	1.78	2.58	-	2.16	2.50	2.58	3.28	2.63	2.49	2.93
5.57	-	1.74	2.94	2.38	2.50	2.66	2.90	2.59	2.82	2.64	2.77
6.55	1.68	2.27	2.82	2.06	2.11	2.80	2.76	2.82	2.46	2.25	2.65
7.54	1.97	2.26	2.56	2.00	2.22	2.58	2.44	2.54	2.33	2.21	2.38
8.03	-	2.32	2.56	2.10	2.13	2.33	2.21	2.32	2.15	2.07	2.07
8.53	2.15	2.40	2.33	1.94	1.94	2.05	1.98	2.20	1.92	1.82	1.87
9.02	2.06	1.88	2.33	1.54	1.68	1.65	1.56	1.84	1.67	1.60	1.60
9.51	-	1.30	1.64	1.37	1.52	1.31	1.28	1.57	1.39	1.36	1.38

8.4.1.4 Überströmungsversuche – Bewertung der Ergebnisse

Im folgenden wird auf die in **Kapitel 5** erwähnten hydraulischen Fragestellungen bezüglich der Entwicklung der Abflussverhältnisse im Kronenbereich, der Abflussverhältnisse auf der Böschung und der Erfordernisse der Energieumwandlung im Bereich des luftseitigen Böschungsfußes eingegangen.

Bereich der Dammkrone

Die Dammkrone wirkt bei der Überströmung als breitkroniges Wehr, auf dem sich die Grenzabflusstiefe y_{gr} einstellt. Hier findet der Übergang vom strömenden Abfluss auf der Wasserseite des Dammes zum schießenden Abfluss auf der luftseitigen Dammböschung statt. Über der Dammkrone entsteht eine Stufe im Wasserspiegel, die durch die beiden Beschleunigungsstrecken zum einen von der Wasserseite auf das breitkronige Wehr und zum anderen an der Böschungskante des Dammes beim Übergang der Strömung zum schießenden Abfluss verursacht wird (vgl. **Bild 8.11**).

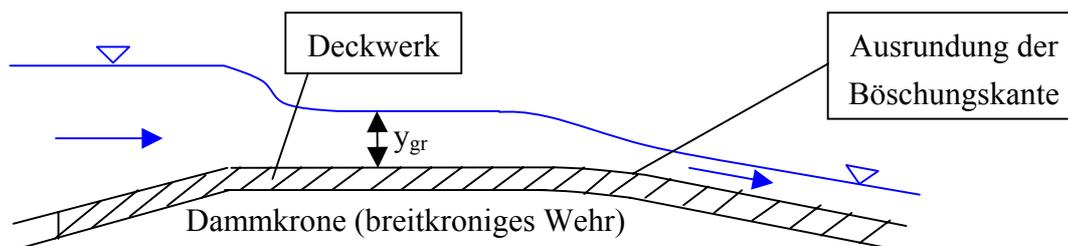


Bild 8.11: Wasserspigelverlauf auf der Dammkrone (Deckwerk aus Mastix-Schotter)

Der Übergang von der Dammkrone auf die luftseitige Böschung wird geometrisch etwas ausgerundet, um mögliche Ablösungen zu vermeiden. Die Werte der Geschwindigkeitsmessungen in **Anlage 2.4** bzw. **Tabelle 8.2** zeigen die größer werdende Fließgeschwindigkeit der Strömung in diesem Bereich. Bei einem Abfluss von $q = 200 \text{ l/(sm)}$ erhöht sich beispielsweise die Geschwindigkeit auf einer ca. 1 m langen Strecke von $v = 1,69 \text{ m/s}$ auf $v = 2,12 \text{ m/s}$. Entsprechend nimmt die Wassertiefe ab, was in diesem Beispiel einem Wert von $\Delta y = 2,4 \text{ cm}$ entspricht.

Die Froudezahlen (vgl. **Tabelle 8.3**) zeigen, dass kurz unterstrom der Böschungskante bereits schießender Abfluss herrscht, der durch Froudezahlen $Fr > 1$ charakterisiert ist. Allerdings deuten die unterstrom noch größer werdenden Froudezahlen eine weitere Beschleunigung in Fließrichtung an und lassen erkennen, dass sich der schießende Normalabfluss noch nicht eingestellt hat.

Im Bereich der Dammkrone muss wegen der Stabilität des Deckwerkes und damit des gesamten Bauwerkes ein Unterspülen des Mastix-Schotters in jedem Fall verhindert werden. Es ist konstruktiv darauf zu achten, dass das Wasser nicht frei unter dem Deckwerk fließen kann und nicht zu einem Auswaschen des Sandes führt. Entsprechend **Bild 8.11** ist das kohärente Deckwerk über die gesamte Dammkrone bis in den Bereich der wasserseitigen Böschung zu ziehen.

Dammböschung mit schießendem Normalabfluss

Auf der Dammböschung stellt sich nach einer Beschleunigungsstrecke von mehreren Metern (5 bis weniger als 10 m) schießender Normalabfluss ein. Der schießende Normalabfluss kennzeichnet den Bereich auf der luftseitigen Böschung, der im Falle einer Überströmung am stärksten belastet wird und damit für die Böschungssicherung maßgebend ist. In diesem Dammbereich treten die größten Fließgeschwindigkeiten (vgl. **Anlage 2.4**) und Schubspannungen auf. Unabhängig von der Länge der Böschung tritt nach Erreichen des schießenden Normalabflusses keine weitere Beschleunigung auf, sondern es stellt sich ein stabiler

Gleichgewichtszustand ein. Solange der spezifische Abfluss, die Neigung und die Rauheit konstant bleiben, ändert sich der Strömungszustand nicht.

In diesem Fall hängt die Geschwindigkeit auf der Böschung nur vom spezifischen Abfluss q ab, da die Neigung und die Rauheit konstant sind. Mit größer werdendem q steigt die Geschwindigkeit auf der Böschung an. Während bei kleinen hydraulischen Belastungen bis zu $q = 100 \text{ l/(sm)}$ die Geschwindigkeit nicht größer als $v = 1,9 \text{ m/s}$ wird, liegt der Wert bei Belastungen bis $q = 200 \text{ l/(sm)}$ bei $\sim v = 2,8 \text{ m/s}$. Bei weiterer Steigerung des Abflusses bis auf $q = 300 \text{ l/(sm)}$ wächst die Geschwindigkeit auf einen Messwert von ca. $v = 3,1 \text{ m/s}$ an.

Durch die Rauheit der Sohle wird bereits auf der Böschung ein Teil der Strömungsenergie umgesetzt, wodurch der Kolkbereich am Böschungsfuß entlastet wird. Allerdings muss beim Entwurf von überströmbaren Dämmen darauf geachtet werden, dass die Rauheit auf der Böschung begrenzt wird, da ansonsten die Schubspannungen auf der Böschung (wegen zunehmender Wassertiefe) zu sehr ansteigen und das die Böschung sichernde Deckwerk zu stark belastet wird.

Durch die große Turbulenz der Strömung ist nach unterstrom mit verstärktem Lufteintrag in das Wasser zu rechnen. Die im Beschleunigungsbereich an der Böschungskante glatte Wasseroberfläche wird mit zunehmender Länge der Böschung rauer und unruhiger, bis abhängig vom spezifischen Abfluss nach mehreren Metern Fließstrecke Luftblasen über die gesamte Höhe des Wasserspiegels in der Strömung verteilt sind und Schaumkronen auf der Oberfläche zu beobachten sind. Für die Bemessung des Deckwerkes und die hydraulischen Vorgänge haben diese Prozesse jedoch keine wesentliche Bedeutung.

Böschungsfuß mit KOLKSicherung

Am Böschungsfuß findet der Übergang des schießenden zum strömenden Abfluss statt. Die Änderung des Strömungszustandes geschieht im Wechselsprung, der durch starke Turbulenzen mit großen Druckschwankungen und lokal hohen Geschwindigkeiten gekennzeichnet ist. Das führt zu einer beachtlichen Belastung der Sohle und macht eine entsprechende Sicherung unabdingbar.

Der Wechselsprung kann sich in den in **Bild 8.12** gezeigten unterschiedlichen Formen ausbilden: vom gewellten über den oszillierenden und den stationären bis hin zum turbulenten Wechselsprung. Abhängig von der Art des Wechselsprunges ist die Qualität der Energieumwandlung unterschiedlich zu bewerten. Zur Beschreibung dieser Vorgänge ist die Froudezahl die entscheidende Kenngröße. Während bei kleinen Froudezahlen nur wenig

Energie im Wechselsprung umgesetzt wird, was sich am gewellten Abfluss im Unterwasser bemerkbar macht, steigt die Qualität der Energieumwandlung mit steigender Froudezahl an. Im Bereich von $Fr = 4,5$ bis 9 bildet sich der für die Energieumwandlung optimale stationäre Wechselsprung aus, der ein ruhiges Abströmen des Wassers hinter dem Wechselsprung bedingt (**Bild 8.12**).

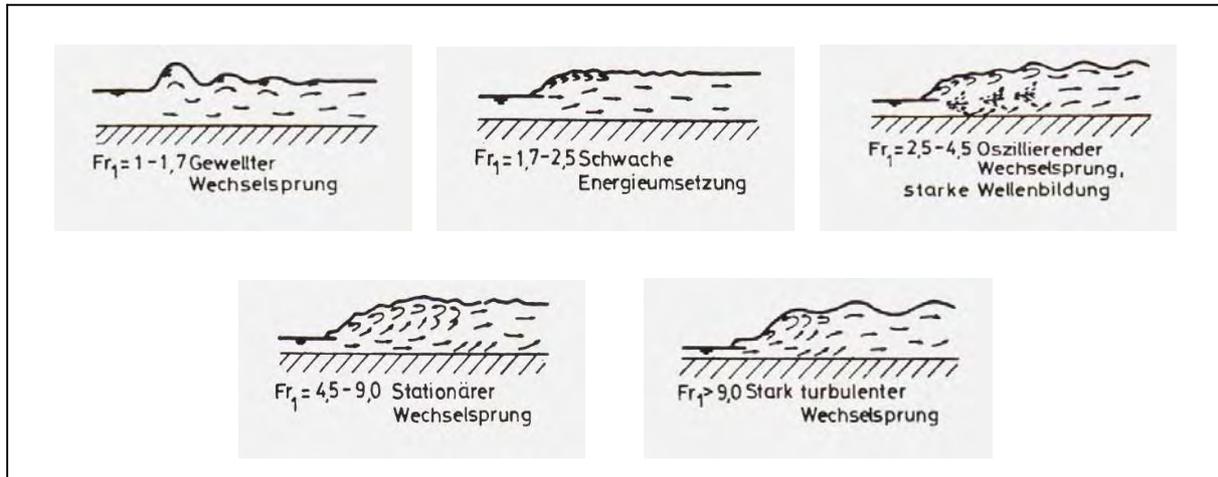


Bild 8.12: Kenngrößen des Wechselsprunges in einem Rechteckgerinne (aus NAUDASCHER 1987)

Der **Tabelle 8.3** ist zu entnehmen, dass die Froudezahlen bei den im Modell untersuchten spezifischen Abflüssen von $q = 32 \text{ l/(sm)}$ bis zu $q = 300 \text{ l/(sm)}$ den Wert von $Fr = 3,28$ nicht übersteigen. Nach **Bild 8.12** findet dabei nur eine schwache Energieumsetzung statt und im Abströmbereich bilden sich Wellen aus. Dies bestätigt sich weitgehend in den Modellversuchen, bei denen im Unterwasser meistens der gewellte Abfluss zu beobachten war. Nur bei der maximalen Belastung mit $q = 300 \text{ l/(sm)}$ hat sich in den Versuchen teilweise bereits der stationäre Wechselsprung ausgebildet.

Bei den untersuchten Belastungen befindet sich der Wechselsprung im Übergangsbereich vom oszillierenden zum stationären Wechselsprung. Meistens war zwar der oszillierende Wechselsprung zu beobachten, bei einigen Versuchsdurchgängen hat sich auch ein stationärer Wechselsprung ausgebildet. Dies lässt den Schluss zu, dass bei größerer Belastung als dem im Modell mit $q = 300 \text{ l/(sm)}$ maximalen Abfluss der Wechselsprung stabiler wird und sich die Energieumwandlung verbessert. In **Bild 8.13** wird der Zusammenhang zwischen Energieumwandlung und Froudezahl ebenfalls verdeutlicht. Mit weiter steigendem Abfluss würde sich zwar die Belastung auf die Böschung erhöhen, die Belastung im Abströmbereich dagegen würde durch die reduzierte Fließgeschwindigkeit infolge der verbesserten Energieumwandlung geringer werden.

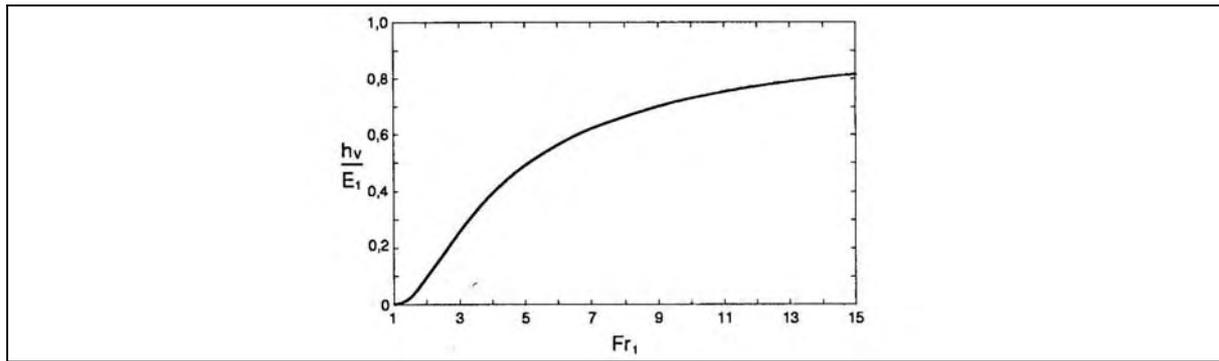


Bild 8.13 Relative Energieverlusthöhe h_v/E_1 (aus Skript Hydromechanik, IfH Karlsruhe, 1998)

Dieser Effekt wird anhand der Geschwindigkeitsmessungen (vgl. **Anlage 4.5**) deutlich. Im Unterwasserbereich von $x = -1,8$ m bis $-5,8$ m wachsen die Geschwindigkeiten im äußeren Bereich des Querprofils, der wegen der größeren Geschwindigkeiten gegenüber dessen mittleren Bereiches maßgebend ist, mit wachsenden Abflusswerten bis zu $q = 250$ l/(sm) an, nehmen dann aber bei $q = 300$ l/(sm) deutlich ab. Das lässt sich eindeutig auf den veränderten Wechselsprung zurückführen, der zu einer erhöhten Energiedissipation und damit zu einer verminderten Geschwindigkeit im Unterwasser führt.

8.4.2 Geotechnik

Der wesentliche Teil der Untersuchungen mit geotechnischer Ausrichtung wurde am ausgewählten Deckwerksystem bereits mit den Untersuchungen in der Kippinne durchgeführt (vgl. **Abschnitt 8.2**). Am Halbdammmodell dienten die zunächst mit gestütztem Deckwerk durchgeführten Untersuchungen der Klärung hydraulischer Fragestellungen.

Die ungestützte Ausführung des Halbdammmodelles mußte nach Abschluß der hydraulischen Untersuchungen den quantitativen Nachweis erbringen, daß das Deckwerksystem die aufgebrachte Belastung dauerhaft selbsttragend aufnehmen kann. Ziel der Untersuchung war, die Tauglichkeit des entwickelten Systems im nahezu natürlichen Maßstab unter maßgebenden Einwirkungen unter Beweis stellen. Somit war es erforderlich, zunächst eine stationäre Durchströmung des Dammquerschnittes unter Vollstau herzustellen und darüber hinaus eine Überströmung mit maximaler Belastung von 300 l/(sm) zu berücksichtigen.

Das selbsttragende Deckwerksystem wurde durch zwei Maßnahmen sichergestellt. Einerseits wurde eine Fußstützung durch das Entfernen des unterstromigen Bereiches ausgeschlossen, und außerdem wurde eine Aufhängung des Deckwerkes im Kronenbereich dadurch

verhindert, daß beim Einbau des Mastix-Schotters eine Fuge durch das Einstellen eines Bleches hergestellt worden war.

Das Halbdammodell war mit den Deckwerksparametern

- Böschungsneigung: 1 : 6,
- Stärke des Mastix-Schotters: 15 cm,
- max. hydraulische Belastung: $q = 300 \text{ l/(sm)}$,
- Strickler-Beiwert: $k_{st} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ sowie dem
- maßgebenden Reibungswinkel $\Phi' \geq 30^\circ$

so gebaut worden, daß aufgrund des vorliegenden Bemessungsansatzes ein Versagen der Konstruktion wenig wahrscheinlich war. Gleichwohl war es wesentlich, sicher auszuschließen, daß die Konstruktion unter dauerhafter maximaler Belastung keinerlei negativen Veränderungen unterliegt.

Die Untersuchungen am ungestützten Deckwerk sind in den **Anlagen 2.5.2 bis 2.5.5** für verschiedene hydraulische Belastungen dokumentiert. Aufgrund der dauerhaften und in unterschiedlichen Zeitabständen wiederholten Überströmung des Deckwerkes wurde keine Verformung des Deckwerkes beobachtet. Somit wurde der Nachweis der selbsttragenden Wirkungsweise des Deckwerkes erbracht.

Im folgenden Kapitel werden alle gewonnenen Erkenntnisse zu kohärenten Deckwerken in Hinblick auf die Umsetzung in die Praxis zusammengefasst. In diesem Zusammenhang werden auch Hinweise zu konstruktiven Anschlussdetails sowie der Qualitätssicherung gegeben.

9 Umsetzung in die Praxis

9.1 Allgemeines

Ziel des hier berichteten Forschungsvorhabens ist u.a. die Umsetzung der erarbeiteten Erkenntnisse in die Praxis. In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, daß während der Projektlaufzeit zwei Hochwasserrückhaltebecken mit einer Überströmstrecke aus kohärentem, selbsttragendem und durchlässigem Mastix-Schotter-Deckwerk gebaut wurden. Hierbei handelt es sich um:

- Hochwasserrückhaltebecken „Im Bödighheimer Tal“ (Bauherr: Stadt Buchen; Bau der Überströmstrecke im September 2003).
- Hochwasserrückhaltebecken „Mönchzell“ (Bauherr: Zweckverband Hochwasserschutz Einzugsbereich Elsenz-Schwarzbach; Bau der Überströmstrecke im April 2004).

Diese Baumaßnahmen ergaben die Gelegenheit und Notwendigkeit, sich in Kooperation mit den Bauherren und den planenden Ingenieurbüros mit den Anforderungen an die neue Bauweise auch aus dem Blickwinkel der Baupraxis, der konstruktiven Durchbildung des Bauwerkes in allen Ausführungsdetails sowie der Ausschreibung bis hin zur Eignungsprüfung von Materialien bzw. zu Maßnahmen der Qualitätssicherung zu befassen.

Während die Überströmstrecke des HRB Mönchzell weitgehend in der vorstehend beschriebenen Konzeption mit muldenförmigem Kolkenschutzbereich zur Energieumwandlung geplant und errichtet wurde (vgl. **Kapitel 8**), erforderte die Umsetzung der Überströmstrecke in Mastix-Schotter-Bauweise beim HRB „Im Bödighheimer Tal“ aufgrund des fortgeschrittenen Bauzustandes mit einer Energieumwandlung in Form eines verklammerten Steinsatzes darüber hinausgehende und vergleichsweise spezielle Anpassungserfordernisse.

Nachfolgend werden die aus baupraktischer Sicht relevanten Erkenntnisse zusammengestellt, wobei in erster Linie auf die Erfahrungen und die Durchbildung beim Bau des HRB Mönchzell eingegangen wird. Für das Deckwerk aus Rasengittersteinen gibt es bislang noch keine Umsetzung in die Praxis. Beide Bauweisen werden Eingang in den zu überarbeitenden LfU-Leitfaden „Überströmbare Dämme“ finden.

9.2 Anforderungen und Zielsetzungen

Bei einer Planung für ein überströmbares Dammbauwerk – sei es ein Hochwasserrückhaltebecken oder eine Deichstrecke zu Entlastungszwecken – ist zunächst der spezifische

Abfluß als Belastungsgröße für ein in Frage kommendes Deckwerk von Bedeutung. Diese Größe ist für die Bemessung der Überströmstrecken aus folgenden Gründen ggf. mit einem Sicherheitszuschlag zu versehen:

- Bautechnische bedingte Ungenauigkeiten in der Höhe der Dammkrone führen zu örtlich erhöhten Abflüssen, ebenso wie
- unvermeidliche geringfügige Setzungen im Längsverlauf des Dammes bzw. der Überströmstrecken.
- Durch partiellen erosiven Abtrag von auflagerndem Mutterboden (zur planmäßigen Begrünung) kann es zu konzentrierten Abflußverteilungen kommen.
- Windstau und Wellenaufbau bei Hochwasser können bereichsweise höhere Überstauhöhen als angenommen hervorrufen.

Bevor auf die Ausbildung der Überströmstrecke beim HRB Mönchzell im Detail eingegangen wird, seien die Konstruktionsprinzipien nochmals stichpunktartig aufgeführt.

1. Statische Nachweisbarkeit

Ein Hauptaspekt für die Ausbildung der Überströmstrecken ist statische Nachweisbarkeit der selbsttragenden Deckwerke. Auf Grundlage der vorliegenden Untersuchungen ist es möglich, die Überströmstrecken für die gegebenen Belastungen zu bemessen. Die luftseitigen Böschungen sind in Abhängigkeit der Eingangsgrößen i.d.R. recht flach auszubilden, was auch aus landschaftsgestalterischen Gründen heraus sinnvoll ist.

2. Begrünte Oberfläche

Das Deckwerk wird vollflächig mit Mutterboden überdeckt und begrünt; die Begrünung geht in die statische Betrachtung nicht ein. Im Überströmungsfall ist eine Beschädigung der Begrünung – u.U. bis hin zu deren Totalverlust – nicht auszuschließen, da Oberboden und Grasbewuchs für sich nicht standsicher sind. Das Deckwerk unterhalb des Oberbodens übernimmt dann planmäßig die dauerhafte Sicherung des Dammes bzw. der Überströmstrecken.

3. Vermeidung von Erosionen im Unterwasserbereich

Durch die Anordnung eines befestigten Kolkes am Dammfuß, der ebenfalls mit Mutterboden begrünt ist, erfolgt eine gezielte Energieumwandlung in diesem Bereich. Diese Maßnahme verhindert auch Erosionen im Bereich unterstrom des Böschungsfußes.

9.3 Ausführung des Mastix-Schotter-Deckwerkes beim HRB Mönchzell

Die Ausschreibung des HRB Mönchzell erfolgte hinsichtlich der Ausbildung der Überströmstrecke aufgrund der Neuheit der Bauweise mit Mastix-Schotter sowie der im Vorfeld schlecht einzuschätzenden Kosten alternativ

- mit Deckwerk in Form einer Schüttung mit Wasserbausteinen,
- mit Deckwerk in Form von Mastix-Schotter.

Aufgrund des günstigeren Preises wurde der Bau des Hochwasserrückhaltebeckens mit einem Deckwerk aus Mastix-Schotter beauftragt. Das Hochwasserrückhaltebecken kann wie folgt beschrieben werden:

- Speichervolumen: ca. 101.000 m³
- Dammhöhe: ca. 4,0 m
- Böschungsneigung Luftseite: 1 : 8
- Böschungsneigung Wasserseite: 1 : 6
- Kronenstraße: befestigt (Breite ca. 4 m)
- Länge der überströmbaren Dammscharte: $l_K = 110$ m
- Spez. hydr. Belastung: $q = BHQ_{1000}/l_K = 44,6 \text{ m}^3/110 \text{ m} = 0,406 \text{ m}^3/(\text{sm})$

Der letztlich zur Ausführung gelangte Dammquerschnitt ist mit den Details an der Dammkronen sowie am luftseitigen Böschungsfuß in **Bild 9.1** dargestellt. Einen Eindruck von der Ausführung der Baumaßnahme vermittelt die Fotodokumentation in **Anlage 3**.

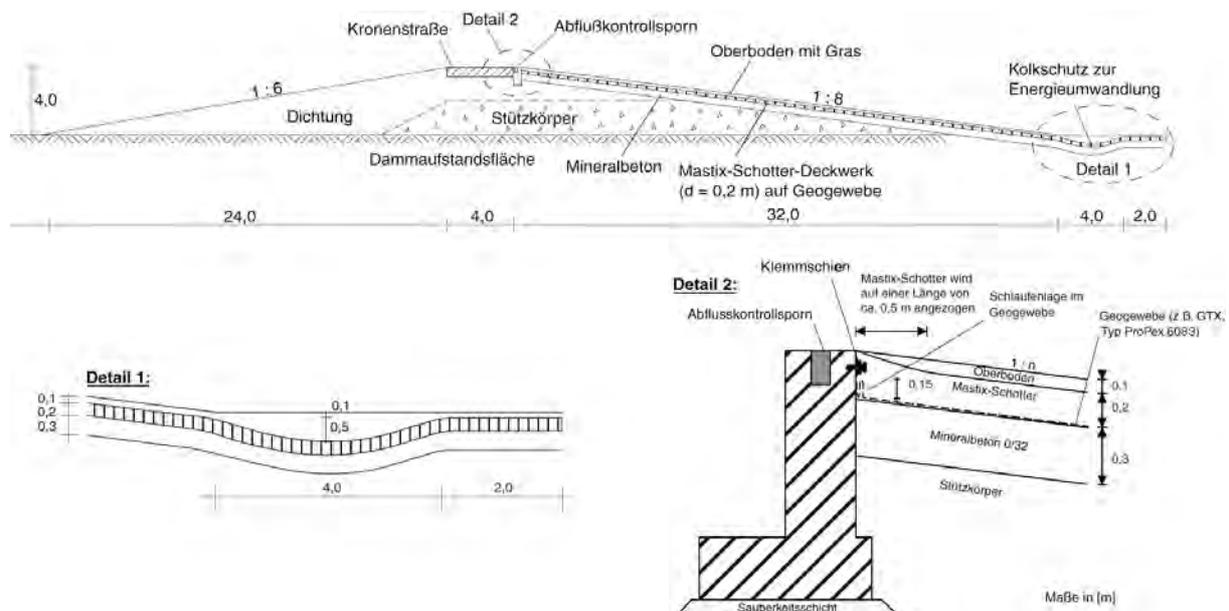


Bild 9.1: Konstruktive Ausbildung des HRB Mönchzell mit Überströmstrecke aus Mastix-Schotter-Deckwerk (Maße in [m])

Aus den Skizzen wird ersichtlich, daß

- die Stärke des Deckwerkes 0,20 m beträgt; bei dessen Dimensionierung wurde gemäß **Kapitel 7** vorgegangen, ein Sicherheitsbeiwert von $\eta = 1,3$ ist eingehalten.
- das Deckwerk bis an die Dammkrone heranzuführen ist; hierbei ist die zuverlässige Anbindung des Geogewebes zur Vermeidung jeglichen Materialaustrages eine wesentliche Forderung. Dieses Detail wurde durch die Anordnung einer Klemmschiene und die Ausbildung einer Schlaufenlage aus Geogewebe gelöst.
- die Ausbildung des Kolkschutzbereiches ein wesentliches Sicherheitselement ist, dessen Größe sich nach der hydraulischen Inanspruchnahme richtet; unterstrom schließt sich ein zwei Meter breiter befestigter Übergangsbereich zum Unterwasser an.

9.4 Hinweise zur Bemessung, Ausführungsplanung, Bauausführung und Qualitätssicherung

9.4.1 Allgemeines

Wie bereits in früheren Kapiteln dargelegt, kommt den oberflächlichen Deckwerkssystemen bei den hier untersuchten Bauweisen für die Sicherheit überströmbarer Dämme eine entscheidende Bedeutung zu. Daher sind an die Ausführungsplanung, die Bauausführung sowie die Qualitätssicherung hohe Anforderungen zu stellen, um in situ einen hohen Qualitätsstandard zu erreichen. Abschließend wird auf einige wesentliche Gesichtspunkte eingegangen.

9.4.2 Dammbaustoff

Für den Standsicherheitsnachweis des Deckwerkssystems ist das Scherverhalten des jeweils verwendeten Dammbaustoffes zu berücksichtigen. Es wurde gezeigt, daß die Reibungsverhältnisse im Deckwerkssystem einen entscheidenden Einfluß auf den statischen Nachweis haben. In jedem Fall müssen die Scherparameter der verwendeten Baustoffe bestimmt werden; auf Grundlage dieser Werte sind die Nachweise zu erbringen.

Die Dammoberfläche unterhalb der Deckwerkssysteme ist stets sorgsam zu verdichten, um schädliche Hohllagen, die zu massiven Erosionen bis hin zum Dammversagen führen könnten, auszuschließen.

9.4.3 Bemessung der Filterschicht und des Geogewebes

Als Unterbau für das Mastix-Schotter-Deckwerk dient eine gut verdichtete Schicht aus Kornabgestuftem Mineralschotter, die gleichzeitig als Filterschicht gegenüber dem Stützkörper des Damms wirkt. Die Mächtigkeit dieser Mineralschotterschicht sollte in der Regel mindestens 30 cm betragen. Die Filterfestigkeit gegenüber dem Dammbaumaterial ist dabei nachzuweisen und gegebenenfalls durch mehrstufige Filter zu gewährleisten. Zum Nachweis sollten bekannte Filterregeln angewendet werden.

Oberhalb dieser Mineralschotterschicht ist flächig ein Geogewebe auszulegen, das gegenüber der Mineralschotterschicht filterfest sein muss (Nachweis z.B. gemäß DVWK-Merkblatt 221/1992). Das Geogewebe muss zudem für den Asphalteinbau geeignet und für die Einbautemperaturen (140 bis 160°C) beständig sein; es darf nachweislich keine nachteiligen Veränderungen erfahren.

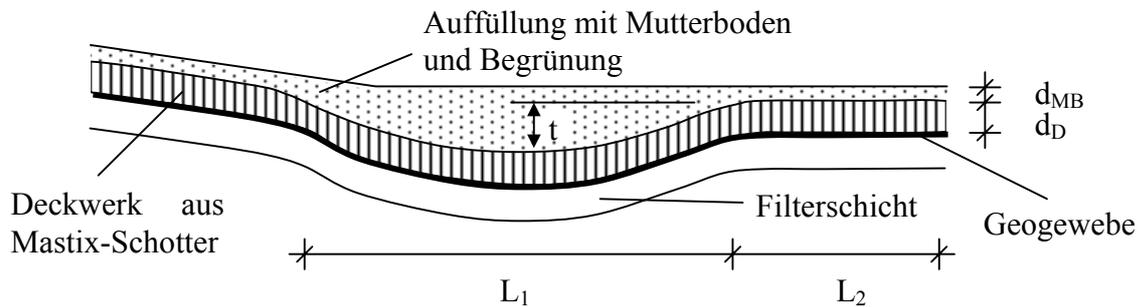
9.4.4 Kolkenschutz

Bei der Verwendung von Mastix-Schotter als Deckwerksmaterial findet auf der Böschung nur eine geringe Energieumsetzung statt. Um die Standsicherheit des gesamten überströmbaren Dammbauwerkes zu garantieren, ist ein ausreichender Kolkenschutz am luftseitigen Böschungsfuß der Überströmstrecke vorzusehen. Die Form und die notwendige Größe des Kolkenschutzes wurden im Rahmen von Modellversuchen an der Universität Karlsruhe ermittelt. Als wesentliche Parameter für die Dimensionierung des Kolkenschutzes gehen der spezifische Abfluss q und die Böschungsneigung $1 : n$ in die Bemessung ein.

Die Prinzipskizze in **Bild 9.2** verdeutlicht die Konstruktion. Der Kolkenschutz besteht aus einer muldenförmigen Vertiefung der Länge L_1 und einem horizontalen Abschnitt der Länge L_2 . Die Gesamtlänge L ergibt sich aus der Summe der beiden Bereiche. Durch die Formgebung wird erreicht, dass sich der Wechselsprung, der sich beim Übergang des schießenden in den strömenden Abflusszustand einstellt, in der Mulde ausbildet. Die starke Belastung der Sohle durch die Druckschwankungen, die in Folge der Energieumwandlung am Böschungsfuß auftreten, führt somit zu keinen Schäden am Bauwerk. Die Abströmgeschwindigkeiten in das Unterwasser werden im Bereich des Kolkenschutzes so weit reduziert, dass es zu keinen wesentlichen Erosionsschäden unterstrom des geschützten Abschnittes kommt.

Je nach Steilheit der Böschung und maximaler hydraulischer Belastung ergeben sich die erforderlichen Abmessungen für den Kolkenschutz. Die Abmessungen sind in der

nachfolgenden Übersicht für zwei Bereiche von Böschungsneigungen aufgeführt: Neigung 1 : 6 bis 1 : 9 und Neigung 1 : 10 bis 1 : 12 (vgl. **Tabelle 9.1** und **Tabelle 9.2**)



mit: Kolkentiefe t [m]

Länge des muldenförmigen Kolksschutzes L_1 [m]

Länge des horizontalen Kolksschutzes L_2 [m]

Länge des gesamten Kolksschutzes $L = L_1 + L_2$

Stärke der Mutterbodenschicht d_{MB} [m]

Stärke des Deckwerkes aus Mastix-Schotter d_D [m]

Bild 9.2: Prinzipskizze zur Gestaltung des Kolksschutzes bei einem Deckwerk aus Mastix-Schotter

Tabelle 9.1: Kolkdimensionierung für Böschungsneigungen von 1 : 6 bis 1 : 9

spezifischer Abfluss q [m ³ /(sm)]	Länge L_1 [m]	Länge L_2 [m]	Tiefe t [m]
$\leq 0,1$	1,0	1,0	0,1
$\leq 0,2$	2,0	1,0	0,2
$\leq 0,3$	3,0	1,0	0,3
$\leq 0,5$	4,0	1,0	0,4
$\leq 0,8$	5,0	1,0	0,5
$\leq 1,0$	6,0	1,0	0,6

Tabelle 9.2: Kolkdimensionierung für Böschungsneigungen von 1 : 10 bis 1 : 12

spezifischer Abfluss q [m ³ /(sm)]	Länge L_1 [m]	Länge L_2 [m]	Tiefe t [m]
$\leq 0,1$	1,0	1,0	0,1
$\leq 0,2$	1,0	1,0	0,1
$\leq 0,3$	2,0	1,0	0,2
$\leq 0,5$	3,0	1,0	0,3
$\leq 0,8$	4,0	1,0	0,4
$\leq 1,0$	5,0	1,0	0,5

Die Mulde am Dammfuß kann wahlweise mit Mutterboden komplett aufgefüllt oder nur leicht angedeckt werden. In beiden Fällen wird das Erdreich samt Grasnarbe bei ausreichender Überströmung ausgespült. Nach Erosion des Mutterbodens entfaltet sich die volle Wirkung der Mulde zur Stabilisierung des Wechselsprunges am Böschungsfuß.

Prinzipiell sind auch andere Ausführungsvarianten zur Energieumwandlung am luftseitigen Böschungsfuß in Kombination mit Mastix-Schotter-Deckwerk möglich und bereits ausgeführt (z.B. verklammerte Steinschüttung). Bei derartigen Lösungen ist besonders die konstruktive Durchbildung des Überganges vom Deckwerk zum Kolkschutz zu beachten, wobei ein Materialaustrag infolge Erosion zuverlässig zu vermeiden ist.

9.4.5 Verlegung des Geogewebes

Vor der Verlegung des Geogewebes ist der ordnungsgemäße Einbau der Filterschicht abzunehmen. Die Verlegung des Geogewebes muss in Böschungfalllinie erfolgen. Daher empfiehlt es sich, das Geogewebe von unten nach oben auszulegen. Um die Filterfestigkeit sicher zu gewährleisten, muss die Überlappung an allen Stößen mindestens 50 cm betragen. Eine Befahrung des Geotextils mit Baumaschinen ist zu vermeiden (Vor-Kopf-Einbau). Beschädigungen sind großflächig zu reparieren.

An der Überlaufschwelle ist das Geotextil lückenlos zu befestigen. Dazu eignet sich eine in regelmäßigen Abständen mit Schrauben befestigte Klemmschiene (Montage ohne jede Lücke). Diese Maßnahme ist erforderlich, um zu verhindern, dass in der Fuge auf keinen Fall Feinmaterial austragen werden kann, wodurch gefährliche Hohllagen unter der Deckschicht entstehen würden. Unterhalb der Klemmschiene ist eine Schlaufenlage in das Geotextil zu legen, damit etwaige Verformungen, beispielsweise infolge ungleichmäßiger Setzungen, ohne Krafteinwirkungen auf das Gewebe ausgeglichen werden können (vgl. **Bild 9.1**)

Da es sich bei dem Geogewebe um ein sicherheitsrelevantes Bauelement handelt ist eine Einhaltung der oben beschriebenen Vorgaben unbedingt einzuhalten. Es wird angeraten die ordnungsgemäße Verlegung des Geotextils vor Ort zu überwachen und fotografisch zu dokumentieren.

9.4.6 Materialauswahl

Mastix-Schotter ist eine durchlässige und homogene Mischung von Kalksteinsplitt und Asphalt-Mastix-Mörtel. **Die Mischung des Mastix-Schotters darf nur in dafür geeigneten**

Mischwerken mit entsprechenden Referenzen durchgeführt werden. Rezeptur und die Anforderungen an die Qualitätssicherung sind strengstens einzuhalten. Es empfiehlt sich, vor Beginn der Bauarbeiten eine Eignungsprüfung durchzuführen, um die Einhaltung der Rezeptur sicherzustellen.

Die Rezeptur des Mastix-Schotters und die nachzuweisenden Anforderung sind in **Tabelle 9.3** zusammengestellt. Alle Bestandteile müssen sauber und frei von Fremdstoffen bzw. Verunreinigungen sein.

Die Mischung des Mastix-Schotters erfolgt vorzugsweise in einem Mischwerk mit Chargenmischer mit beheizten Bitumentanks. Außerdem muss eine Zugabemöglichkeit für die Faserstoffe vorhanden sein. Die Mischtemperatur beträgt 140 bis max. 170°C. Die Dauer des Mischvorgangs muss nach Zugabe des letzten Zuschlags mindestens 30 Sekunden betragen. Um die Einhaltung der Rezeptur zu gewährleisten, empfiehlt sich eine ständige Überprüfung der Mischprotokolle mit allen abgewogenen Zuschlägen.

Tabelle 9.3: Rezeptur des Mastix-Schotters (vgl. **Bild 9.3**)

Anteil	Baustoff	Anforderungen	Nachweis
78±2 Gew.-%	Kalkstein-Splitt 16 – 22 mm	<ul style="list-style-type: none"> • Güteüberwachtes, zweifach gebrochenes Material (Edelsplitt) • Gute nat. Affinität zu Bitumen • Frostsicher • Inert, abrasionsresistent • Korndichte mind. 2,65 g/cm³ • Queensland stripping value max. 15 % 	<p>gemäß RG Min-StB 2000</p> <p>gemäß RG Min-StB 2000</p> <p>gemäß Prüfzeugnis</p> <p>gemäß Prüfzeugnis</p>
22±2 Gew.-%	Asphalt-Mastix-Mörtel mit folgenden Bestandteilen:	<ul style="list-style-type: none"> • Viskosität: 30 bis 80 Pa s (bei 140°C) 	
Ca. 18 Gew.-%	Bitumen (z.B. B80)	<ul style="list-style-type: none"> • Bitumen 70/100 • Dichte 1 bis 1,05 g/cm³ (bei 25°C) • Erweichungspunkt bei 39 bis 47°C • Penetration: 70 bis 100 * 0,1 mm (bei 25°C) 	<p>gemäß EN 12591</p> <p>gemäß EN 12591</p> <p>gemäß EN 12591</p>
Ca. 21 Gew.-%	Füller aus Kalksteinmehl, Syenit < 63 µm	<ul style="list-style-type: none"> • 90 Gew.-% < 0,09 mm 	
Ca. 60 Gew.-%	Mittelsand	<ul style="list-style-type: none"> • Maximalkorn 2 mm • Feinanteil < 0,063 mm darf 1 Gew.-% bei Nasssiebung nicht überschreiten 	
Ca. 0,5 Gew.-%	Faserstoffe (z.B. Zellulose)		



Bild 9.3: Bestandteile des Mastix-Schotters

Der Mastix-Schotter ist in ausreichend isolierten Transportbehältern oder auf abgedeckten Ladeflächen zu transportieren, so dass das Auskühlen des Mischgutes minimiert wird. Die Behältnisse und Ladeflächen müssen frei von Fremdstoffen sein.

9.4.7 Einbau des Mastix-Schotters

Die Temperatur des Mischgutes ist sowohl beim Verlassen des Mischwerks als auch unmittelbar vor dem Einbau zu kontrollieren. Dabei muss die Einbautemperatur zwischen 110°C und 160°C betragen (Temperaturobergrenze von Geogewebe beachten!). Zur Gewährleistung der Qualität sollte der Einbau nicht bei Regen erfolgen.

Als Einbaugerät für den Mastix-Schotter eignet sich ein gewöhnlicher Bagger mit einem breiten schwenkbaren Grabenlöffel. Der Einbau mit einem Fertiger empfiehlt sich nicht, da das darunterliegende Geogewebe nicht befahren werden darf und der Einbau in Böschungsfälllinie von unten nach oben erfolgen muss. Der Mastix-Schotter wird dann in der erforderlichen Dicke ausgebreitet, glattgezogen und an der Oberfläche mit dem Grabenlöffel angedrückt. Dabei bedarf es keiner weiteren Verdichtung; diese ist eher schädlich. Die Einbaudicke wird am einfachsten durch einen Messstab, der in das Material eingestochen wird, oder durch Abschnüren kontrolliert. Zusätzlich empfiehlt sich eine tägliche Massenbilanz zu erstellen (Dichte des Mastix-Schotters ca. 1,95 bis 2,0 t/m³). Aus hydraulischen Gründen sollte das Deckwerk im Bereich der Überlaufschwelle an die Oberkante der Betonschwelle auf einer Länge von ca. 50 cm keilförmig angezogen werden (vgl. **Bild 9.1**).

Am unterstromigen Ende des Deckwerkes (Übergang zum nicht gesicherten Gelände) ist auf eine sorgsame Ausführung und Verwahrung der Filterschicht und des Geogewebes sowie auf einen definierten Abschluss des Deckwerkes zu achten.

Bei Arbeitspausen in der Deckwerksherstellung sind nur Arbeitsfugen in Falllinie zulässig. Dabei wird ein Kantholz als Abstellung an der Arbeitsfuge angelegt. Bei Wiederaufnahme der Arbeiten ist das Kantholz zu entfernen und die Arbeitsfuge mit Primer auf Terpentinfbasis anzusprühen.

9.4.8 Ausführung der seitlichen Randbereiche der Überströmstrecke

An den seitlichen Flanken der Überlaufstrecke am Übergang von der Dammscharte zur nicht gesicherten luftseitigen Böschung kann das Mastix-Schotter-Deckwerk schräg angezogen werden. Es ist darauf zu achten, dass die Höhe der Flanken die für die Bemessung maßgebende Überströmhöhe übersteigt. Der Unterbau und die Geogewebelage sind in diesen Randbereichen in gleicher Art und Weise herzustellen wie auch bei der Überströmstrecke. Die Klemmschienen sind bis ganz an den Rand der Einbaustrecke fortzuführen. Um Fugen im Deckwerk unbedingt zu vermeiden, sind die Flanken gleichzeitig mit der Überströmstrecke herzustellen.

Bei anderen Ausführungsvarianten der seitlichen Übergangsbereiche (beispielsweise durch Blockrandsteine) ist sicherzustellen, dass es an den Übergangsbereichen nicht zu Materialaustrag aus der Filterschicht kommen kann. Dazu wird empfohlen, den Mastix-Schotter samt Filterschicht bis unterhalb dieser Berandung zu ziehen und das Geogewebe anschließend nach oben zu führen (vgl. **Bild 9.4**). Alternativ ist eine Ausführung dieses Konstruktionsdetails auch unter Verwendung von Konstruktionsbeton und Klemmschienen (s.o.) möglich.

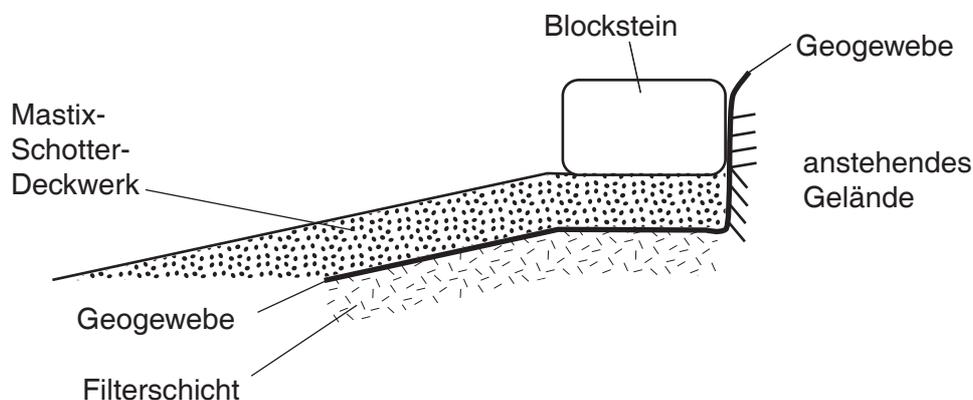


Bild 9.4: Ausführung eines seitlichen Randdetails der Überströmstrecke mit Blocksteinen

9.4.9 Begrünung

Die Oberbodenschicht wird i.d.R. 10 bis 15 cm stark ausgeführt. Der Mutterbodenauftrag auf das fertiggestellte Mastix-Schotter-Deckwerk darf frühestens zwei Tage nach Abschluss der Deckwerksarbeiten erfolgen. Anschließend kann das Deckwerk begrünt werden.

Um im Überströmungsfall den Anstrom von Geschwemmsel oder Treibholz einzudämmen, was zu ungleichmäßigem Abfluss und damit zu ungleichmäßigen Belastungen auf der Überströmstrecke führen kann, empfiehlt es sich eine Baum- oder Buschreihe oberstrom der Wasserseite parallel zur Dammkrone zu pflanzen. Dies muss in ausreichendem Abstand zum Dammbauwerk erfolgen, damit die Wurzeln dieser Pflanzen das Bauwerk nicht schädigen können.

9.4.10 Pflege und Unterhaltung

Das Deckwerk aus Mastix-Schotter bietet Vorteile bezüglich der Pflege und Unterhaltung der Anlage, da die ebene und homogene Oberfläche zur Mahd z.B. mit einem Balkenmäher befahren werden kann.

Da die Überströmstrecke nach erfolgter Begrünung u.U. nicht mehr offensichtlich als Ingenieurbauwerk erkannt werden kann, wird empfohlen, seitlich deutlich sichtbare Barrieren anzuordnen (beispielsweise durch Blocksteine), um eine Befahrung der Böschungen und der Überströmstrecke durch schwere landwirtschaftliche Fahrzeuge zu verhindern. Von einer Befahrung des Deckwerks ist abzuraten.

Zusammenfassend ist darauf hinzuweisen, daß alle angesprochenen Punkte in den Qualitätssicherungsplan aufzunehmen sind. Nur dessen penible Einhaltung kann dauerhaft funktionsfähige Überströmstrecken gewährleisten.

Teil B

Verbundbauweisen

10 Verbundbauweisen

Die bisher betrachteten Deckwerke erfordern aus erdstatischen Gründen flache Böschungsneigungen. In der Praxis existieren jedoch häufig Beckenstandorte mit Randbedingungen, die der Verwirklichung von flachen Böschungsneigungen entgegenstehen (vgl. BIEBERSTEIN et al. 1997). Um für diese Standorte überströmbare Lösungen verfügbar machen zu können, wurden Verbundbauweisen untersucht. Grundsätzlich lassen derlei Bauweisen neben erheblich steileren Böschungsneigungen auch eine deutlich größere Belastbarkeit als die kohärenten Deckwerke erwarten. Somit sind sie insbesondere aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus von Bedeutung.

10.1 Allgemeines

Bei den Verbundbauweisen handelt es sich um Lösungsansätze für die Stabilisierung überströmbarer Dämme, bei denen der Dammkörper durch den gezielten Einsatz membranartiger Bauelemente (z.B. Geogitter und/oder Geotextilien) gegen den Strömungsangriff auf den Dammkörper gesichert wird. In diesem Zusammenhang sind beispielsweise rückverankerte Systeme zu nennen (vgl. z.B. BIEBERSTEIN et al. 1997). Aber es sind auch Lösungen denkbar, bei denen der Einsatz von ausreichend großen und geotextilumhüllten Sandpackungen im Bereich der luftseitigen Dammböschung den zuverlässigen Schutz des Dammbauwerkes im Extremfall gewährleistet.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden zwei verschiedene Varianten von Verbundbauweisen untersucht (vgl. QUEIBER 2003), wie sie schematisch in den **Bildern 10.1 und 10.2** dargestellt sind. Bei der **Schlaufenvariante** werden die Geogewebebahnen im Erdkörper verankert und leiten die aus der Durch- und Überströmung resultierenden Kräfte in diesen ab. Das Konstruktionsprinzip der **Schlauchvariante** basiert auf der Verwendung von in sich geschlossenen, z.B. mit Sand gefüllten geotextilen Schlauchsystemen beliebiger Länge.

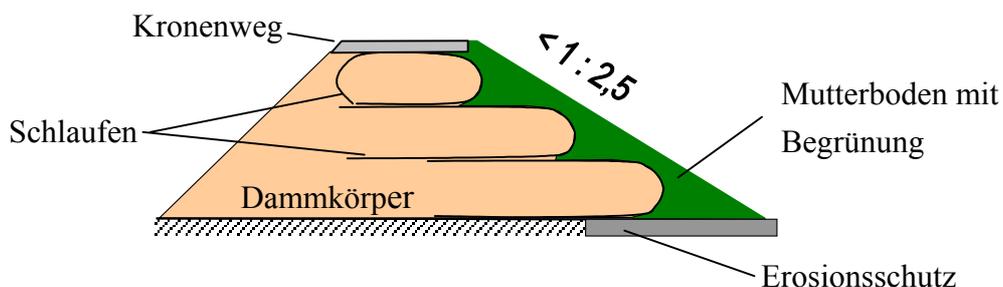


Bild 10.1: Verbundbauweise: Schlaufenvariante mit einer Böschungsneigung flacher als 1:2,5

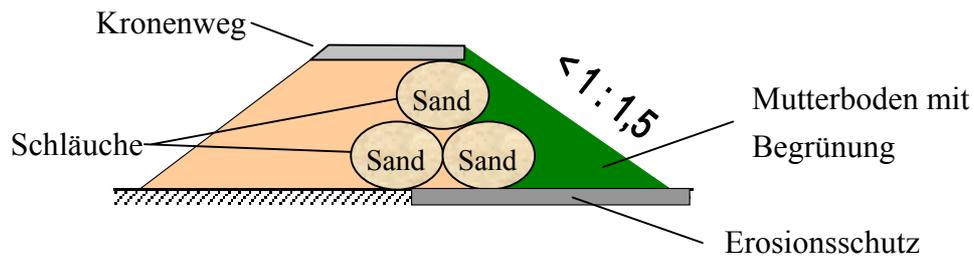


Bild 10.2: Verbundbauweise: Schlauchvariante mit einer Böschungsneigung flacher als 1:1,5

Aus landschaftsgestalterischen Gründen sowie zum Schutz der verwendeten Geotextilien vor Witterungseinflüssen (u.a. UV-Strahlen) und mutwilliger Zerstörung liegen die einzelnen Bestandteile der Verbundbauweisen unter einer ausreichend dicken Schicht aus Mutterboden, die aus ökologischen Aspekten mit Gras begrünt wird. Die Auflage aus Bodenmaterial stellt im Falle der Überströmung eine Opferschicht dar, die bei entsprechenden Abflussgrößen durch die Strömungskräfte erodiert wird. Somit übernehmen anschließend die Schlaufen oder Schläuche die Funktion als zentrales Sicherungselement.

Bei der Überströmung der luftseitigen Dammböschung ergibt sich ein komplexes Strömungsverhalten, das am ehesten mit dem einer überströmten Kaskade zu vergleichen ist. Die dabei typischerweise auftretenden Strömungszustände der Kaskaden- und Gerinneströmung werden im **Kapitel 10.2** dargelegt.

Um die Verbundbauweisen als statisch nachweisbares Sicherungselement für überströmbare Dammböschungen der Allgemeinheit verfügbar machen zu können, wurden die folgenden hydraulischen und geotechnischen Aspekte dieses Systems bearbeitet:

Hydraulik: Im hydraulischen Teil des Projektes galt das Augenmerk den Abflussverhältnissen über die treppenartige Böschung und den daraus resultierenden Belastungen und Kräften auf die Konstruktion bzw. deren Elemente.

Geotechnik: Aus geotechnischer Sicht war wesentlich, mit Kenntnis der in den Versuchen ermittelten hydraulischen Belastungen die erforderlichen Nachweise für die innere und äußere Standsicherheit des Systems zu entwickeln.

Zur Beantwortung der offenen Fragen wurden verschiedene Untersuchungen durchgeführt, deren Ergebnisse im Weiteren vorgestellt werden. In **Kapitel 10.4** werden die Versuche zur Bestimmung der Druckverteilung auf eine treppenartige Böschung vorgestellt. Das **Kapitel 10.5** behandelt das Verformungsverhalten von sandgefüllten Schlaufen infolge Überströmung bei unterschiedlichen Belastungsstufen.

10.2 Hydraulik treppenförmiger Entlastungsanlagen

10.2.1 Hydraulische Grundlagen überströmter Dämme

Im Allgemeinen sind bei einem überströmbar Dam der Bereich der Dammkrone, der der luftseitigen Böschung und der des Böschungsfußes für die Betrachtung hydraulischer Vorgänge von Bedeutung. Auf der Böschung wird durch den Reibungswiderstand, den Formwiderstand der Sicherungselemente und durch Turbulenzwirbel in der Strömung Energie umgewandelt. Dadurch wirken in diesem Bereich große Kräfte auf den Dam.

Da bei den Verbundbauweisen aus hydraulischer Sicht die Abflussverhältnisse auf der treppenförmigen Böschung von entscheidender Bedeutung sind, werden in diesem Kapitel die hydraulischen Grundlagen treppenförmiger Schussrinnen behandelt, zu denen es bereits zahlreiche Untersuchungen an Modellen und an fertiggestellten Bauwerken gibt. Allerdings handelt es sich hierbei meistens um Hochwasserentlastungsbauwerke mit relativ steilen, betonierten Schussrinnen und kleinen Stufenhöhen, so dass die Übertragbarkeit der Ergebnisse dieser Untersuchungen auf flache, verformbare Dammböschungen mit vergleichsweise großen Stufenhöhen nur mit Einschränkungen geschehen kann.

10.2.2 Abflussbedingungen auf treppenförmigen Böschungen

Beim Abfluss über treppenförmige Böschungen bzw. Schussrinnen wird grundsätzlich zwischen zwei Fließzuständen unterschieden: der sogenannten Kaskadenströmung und der Gerinneströmung.

Unter der Kaskadenströmung versteht man den Überfall des Wassers über eine Reihe von aufeinander folgenden Stufen. Hinter jedem Absturz bildet sich ein Überfallstrahl aus, unter dem in Folge des Unterdruckes ein Luftpolster bestehen bleibt (vgl. **Bild 10.3 a**). Bei steigendem Abfluss verringert sich das Volumen dieses Luftpolsters und sobald es verschwunden ist, beginnt der Fließzustand der Gerinneströmung. Der Energieabbau erfolgt in Folge Diffusion des Wasserstrahls im Wasserpolster der unterliegenden Stufe, durch Zerstäubung des Wasserstrahls in der Luft sowie teilweise durch hydraulischen Wechselsprung. Hier unterscheidet man zwischen einem Fließzustand mit voll ausgeprägtem Wechselsprung, teilweise ausgebildetem Wechselsprung und einem Zustand ohne Fließwechsel. Der voll ausgeprägte Wechselsprung ist gemäß PEYRAS ET AL. allerdings nur bei Stufen mit Gegenneigung und horizontalen Stufen mit Gegenschwelle zu beobachten. Sonst stellt sich ständig schießender Abfluss ein, d.h. der Wechselsprung wird nach unterstrom ausgeblasen.

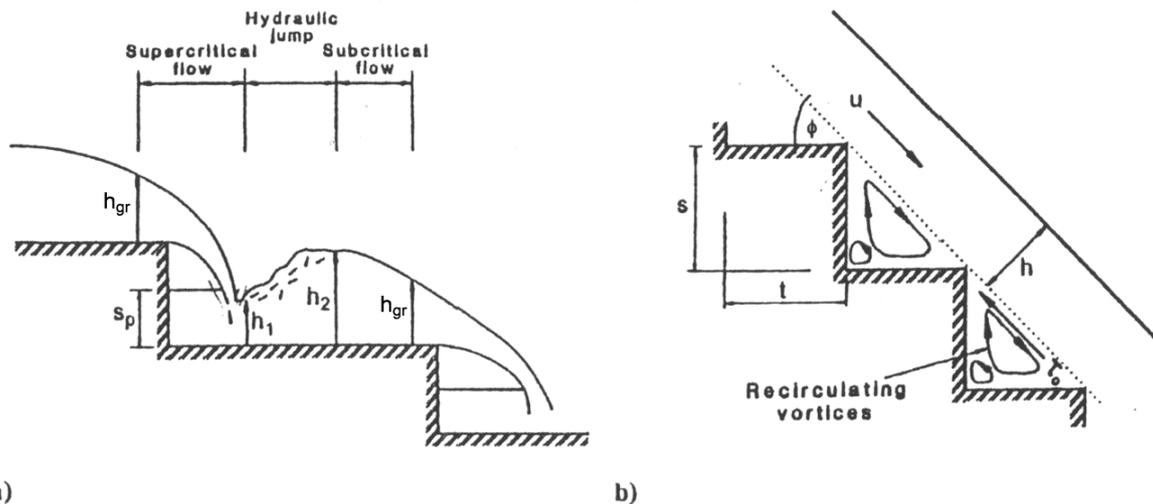


Bild 10.3: Fließzustände über Kaskaden: (a) Kaskadenströmung mit voll ausgebildetem Wechselsprung, (b) Gerinneströmung [CHANSON]

Außerdem unterscheidet man zwischen einer aufgelösten Kaskadenströmung, die bei Abflüssen mit $S < 0,5$ herrscht, und einer sogenannten partiellen Kaskadenströmung für $0,5 < S < 0,8$ (wobei $S = h_{gr}/s$; h_{gr} = kritische Fließtiefe, s = Stufenhöhe). Im ersten Fall trifft der Wasserstrahl als Ganzes auf die unterliegende Stufe, während diese bei der partiellen Kaskadenströmung von einem Teil des Strahls übersprungen wird.

Bei der Gerinneströmung ist in Folge des steigenden Abflusses kein Überfallstrahl an den Stufenkanten zu beobachten [PEYRAS ET AL.]. Das Wasser schießt über den von der Verbindungslinie der Kanten gebildeten Pseudoboden und füllt die dreieckigen Stufennischen aus, die durch die horizontalen und vertikalen Stufenflächen sowie den Pseudoboden begrenzt werden (vgl. **Bild 10.3 b**). In diesen Nischen bilden sich stabile Unterdruck-Wirbel, zu deren Aufrechterhaltung der Hauptströmung Energie entzogen wird [SORENSEN]. Dabei kann man zwischen drei verschiedenen Zirkulationsarten unterscheiden (vgl. **Bild 10.4**).

Diese unterschiedlichen Fließmuster treten nach CHANSON in Abhängigkeit der Kanalneigung auf. Bei flachen Neigungen sind die Nischen schmal und lang und große, stabile Zirkulationen können sich nicht entwickeln. Für kleine Neigungswinkel mit $\phi < 27^\circ$ wird der Abfluss durch instabile, dreidimensionale Zirkulationszonen in den Stufennischen charakterisiert, die nicht den gesamten horizontalen Stufenbereich bedecken. Dies ist das sogenannte wake-step regime (vgl. **Bild 10.4 a**). Für $\phi \approx 27^\circ$ erstrecken sich diese Walzenbewegungen gerade bis zur Stufenvorderkante (wake-wake regime, vgl. **Bild 10.4 b**), und für $\phi > 27^\circ$ bilden sich stabile Zirkulationen mit großen zweidimensionalen (möglicherweise auch dreidimensionalen) Wirbeln in den Nischen aus (vgl. **Bild 10.4 c**) [BOES].

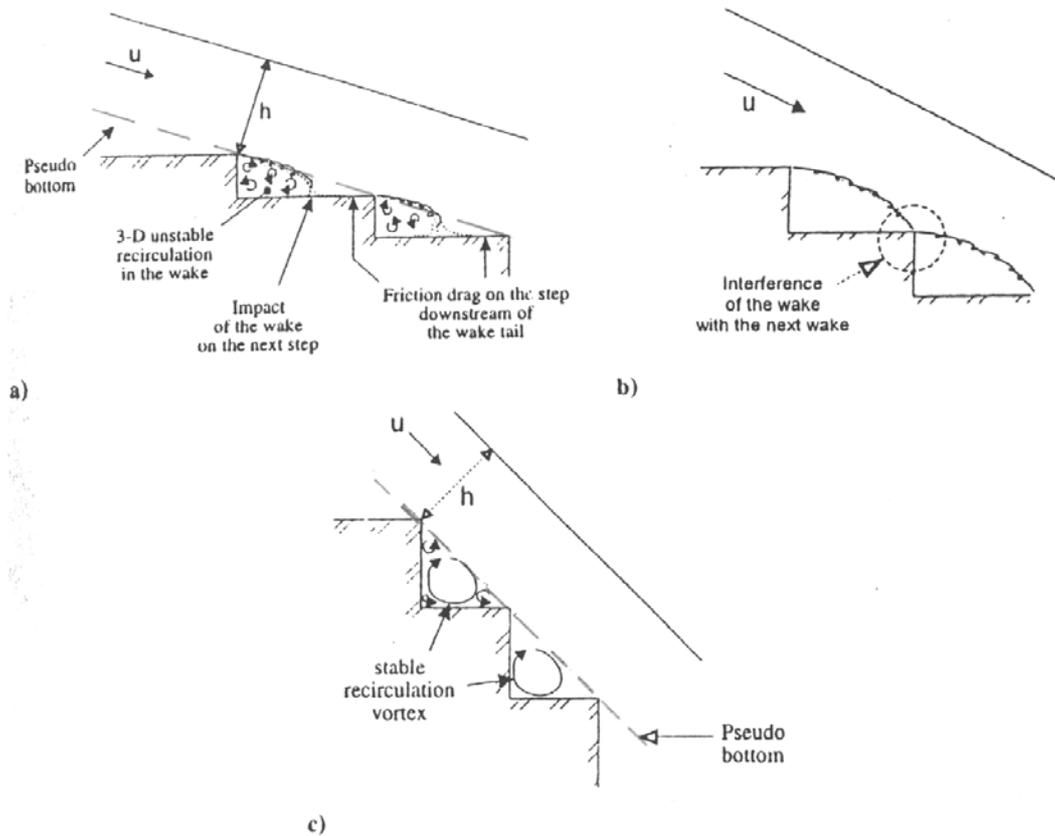


Bild 10.4: Fließmuster in den Stufennischen: (a) wake-step regime, (b) wake-wake regime, (c) Walzenbewegungen [CHANSON]

Fließzustände im Übergangsbereich von Kaskaden- zu Gerinneströmung sind nach CHANSON zu vermeiden bzw. in ihrer Auftretenshäufigkeit zu minimieren, da sonst infolge von Vibrationen unerwünschte dynamische Beanspruchungen des Bauwerks entstehen können. CHANSON definiert den Beginn der Gerinneströmung als das Verschwinden des Luftpolsters unterhalb des Überfallstrahls, so dass ein kompakter, quasi-homogener Abfluss stattfindet. Seinen Untersuchungen zufolge tritt die Gerinneströmung für $11,3^\circ < \phi < 52,4^\circ$ ab

$$S = \frac{h_{gr}}{s} = 1,057 - 0,465 \cdot \tan \phi$$

auf.

Im Gegensatz dazu beschreiben DIEZ-CASCON ET AL. auf Basis ihrer Modellversuche einen allmählichen Übergang von Kaskaden- zu Gerinneströmung. In einer bestimmten Bandbreite von Abflüssen treten beide Strömungsarten gleichzeitig auf. Auf einigen Stufen liegt Kaskadenströmung vor, auf den restlichen Gerinneströmung.

10.2.3 Lufteintrag

Man kann bei glatten Schussrinnen sowie bei Treppenschussrinnen zwischen drei Abflussbereichen in überkritischer Strömung unterscheiden (vgl. **Bild 10.5 a**):

- 1) Unbelüftete Zone mit Entwicklung der Grenzschicht.
- 2) Allmählich belüfteter, ungleichförmiger Bereich unterstrom des Selbstbelüftungspunkts.
- 3) Gleichförmig belüfteter Abfluss mit konstanter Fließtiefe, Luftkonzentration und Geschwindigkeit, der auch Normalabfluss genannt und gewöhnlich mit dem Index u bezeichnet wird [BOES].

Von der Überfallkrone an wächst eine Grenzschicht zwischen einer Zone mit geringen Verwirbelungen und einem Bereich mit großen Turbulenzwirbeln (verursacht durch den Fließwiderstand der Stufen) nahezu linear an, bis sie die Wasseroberfläche erreicht. Dieser Ort stellt den Beginn des Lufteintrags dar und wird daher als Selbstbelüftungspunkt oder kritischer Punkt bezeichnet. Ursache für die Turbulenzentstehung ist in erster Linie die Rauheit der Berandung. Bis zu dem Punkt des Lufteintrags nimmt die Fließtiefe in Folge Beschleunigung der Strömung ab und wächst danach auf Grund des Lufteintrags bis zum Erreichen eines Gleichgewichtszustands an. Die Lage des Selbstbelüftungspunkts und die entsprechende Fließtiefe an dieser Stelle können rechnerisch nur sehr ungenau bestimmt werden [BOES]. Allgemein gilt, dass mit zunehmendem spezifischem Durchfluss q auch die Länge der unbelüfteten Strecke x_1 bis zum Punkt des Lufteintrags größer wird.

Auch bei treppenförmigen Entlastungsbauwerken beginnt die Selbstbelüftung am Schnittpunkt zwischen der Grenzschicht und der freien Wasseroberfläche (vgl. **Bild 10.5 b**). Allerdings ist hier die Grenzschichtentwicklungslänge x_1 ca. 40% kürzer als bei glatten Schussrinnen. Sie ist abhängig von der Rauheits-Froudezahl und der Kanalneigung. Die Entwicklungslänge der Grenzschicht x_1 nimmt mit steigendem spezifischem Abfluss q zu und mit größeren Stufenhöhen s ab.

Der gleichförmig belüftete Abfluss besteht aus einem Wasser-Luft-Gemisch, dessen Abflusstiefe h_m mit Kenntnis der tiefengemittelten Luftkonzentration C_u und der äquivalenten Reinwassertiefe h_w (Abb. 3.5) berechnet werden kann. Es gilt:

$$h_m = \frac{h_w}{1 - C_u}$$

wobei: $h_w = \text{äquivalente Rein- oder Klarwassertiefe}$
 $C_u = 1,44 \cdot \sin \phi - 0,08$
 für Raubettgerinne mit $6^\circ < \phi < 34^\circ$ und $0,1 \text{ m} < k_s < 0,35 \text{ m}$ [HARTUNG ET AL.]

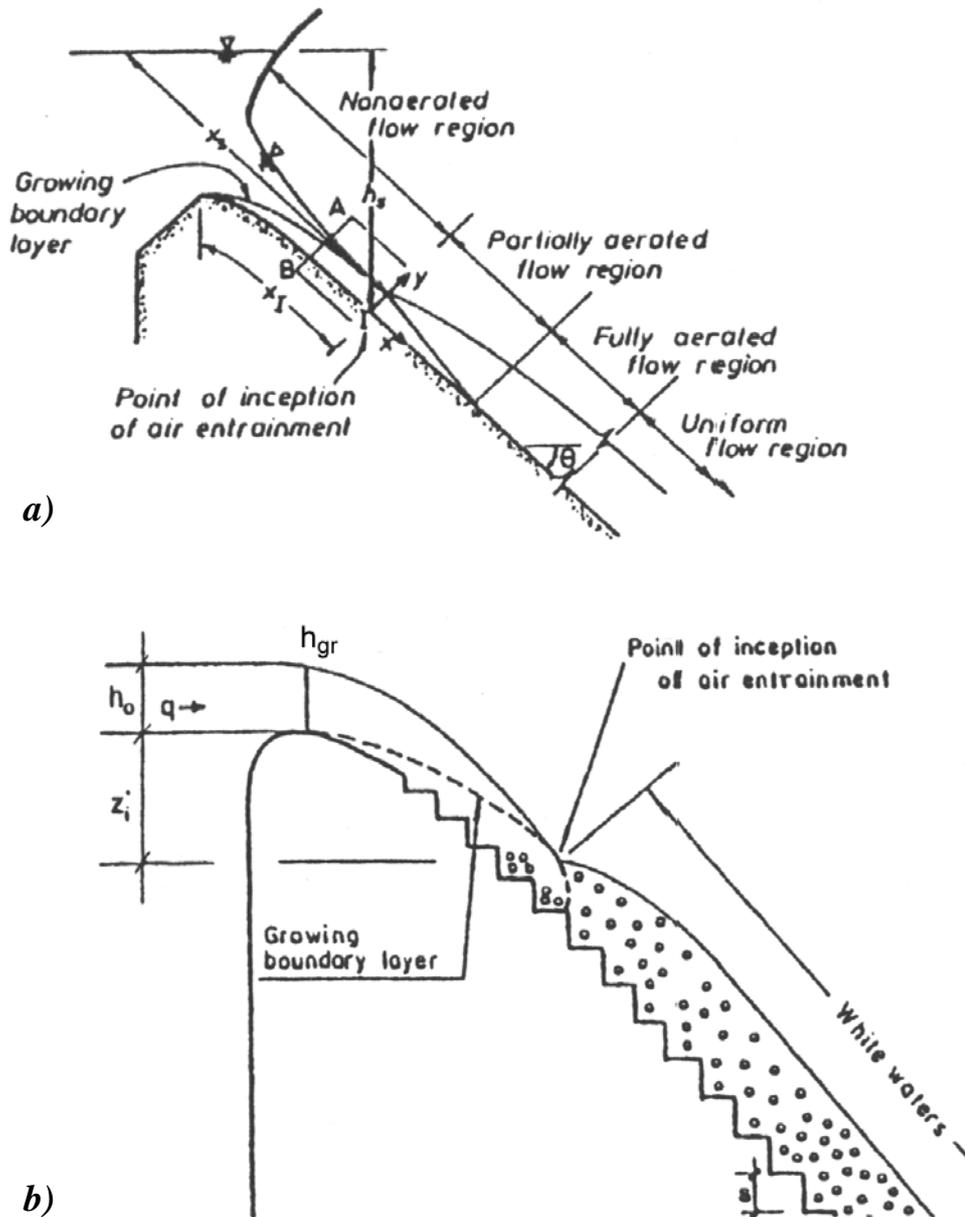


Bild 10.5: Grenzschichtentwicklung und Lufteintrag auf (a) glatten Schussrinnen [WOOD] und (b) Treppenschussrinnen [IGUÁCEL ET AL.]

Wie man sieht, steigt die Gemischabflusstiefe h_m mit zunehmender Luftkonzentration C_u und diese wiederum mit größeren Neigungswinkeln ϕ . Mit der Böschungsneigung ϕ nimmt ebenso die zur Vermeidung von Kavitationsschäden an der Sohle wichtige Boden-Luftkonzentration C_b zu (vgl. **Bild 10.6**). Die Gemischabflusstiefe h_m kann auch durch die Fließtiefe h_{90} angegeben werden, da hiermit die Strömungstiefe bei einem Luftgehalt von 90% definiert ist.

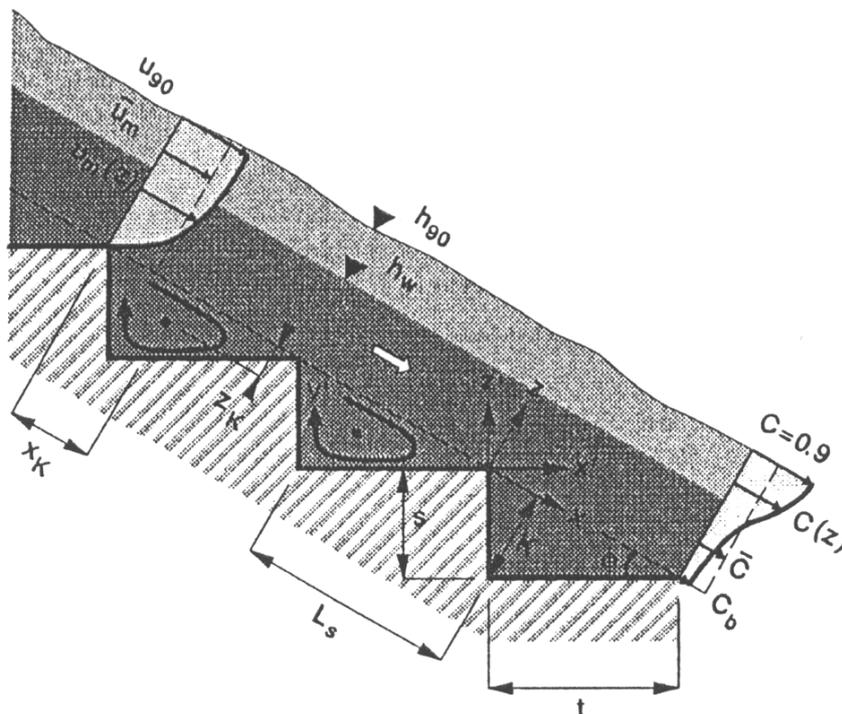


Bild 10.6: Definitionsskizze der Stufengeometrie mit (---) Pseudoboden, äquivalenter Reinwassertiefe h_w , Gemischabflusstiefe h_{g0} bzw. h_m und Verteilung der Luftkonzentration C [BOES]

Der Vorteil des Lufteintrags ist die Verminderung von Kavitationschäden an der Schussrinnensohle. Laut CHANSON wird die Kavitationsgefahr an Schussrinnen verringert, sobald die Luftkonzentration an der Sohle 1 bis 2 % beträgt. Ab einem Wert von 5 bis 8 % kann Kavitation praktisch ausgeschlossen werden.

Abschließend können drei wesentliche Auswirkungen der Belüftung genannt werden: 1.) eine Zunahme der Normalabflusstiefe, 2.) eine Abnahme des Widerstandsbeiwerts f und 3.) eine deutliche Zunahme der zur Ausbildung von gleichförmigem Abfluss notwendigen Länge [BOES].

10.3 Durchströmung von durchlässigen Dämmen

Wenn ein Erddamm so lange einem konstantem Stau ausgesetzt wird, bis eine stationäre Sickerströmung im Dammkörper und im Untergrund entsteht, kann der durchströmte Bereich als ein sich mit der Zeit nicht änderndes Netz von Potential- und Stromlinien dargestellt werden (vgl. **Bild 10.7**).

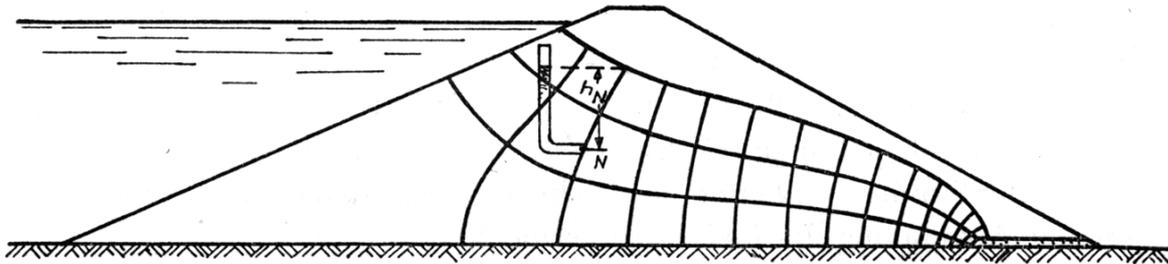


Bild 10.7: Strömungsnetz für die Sickerströmung durch einen Erddamm mit Drainage
[DAVIDENKOFF]

Bei einem undurchlässigem Boden oder hohem Grundwasserspiegel kann das Sickerwasser nur in Richtung der luftseitigen Böschung entweichen und die Sickerlinie wird dementsprechend weit in den Dammkörper reichen. Ist der Untergrund jedoch durchlässig, so entweicht ein Teil des Sickerwassers nach unten und die Sickerlinie fällt früher ab.

Die Sickerlinie darf bei einer unbefestigten Böschung nicht aus der luftseitigen Böschung austreten, damit eine Erosion von Bodenmaterial mit anschließendem Dammversagen verhindert wird. Bei einer mit Geogewebe befestigten, treppenförmigen Böschung ist ein solcher Bodenaustrag bei einwandfreier Dimensionierung und Ausführung nicht möglich. Ein Nachweis ist gleichwohl erforderlich.

Die spezifische Strömungskraft f_s je Volumeneinheit [kN/m^3] an einer beliebigen Stelle innerhalb des Dammkörpers ergibt sich aus:

$$f_s = \gamma_w \cdot \frac{\Delta h}{\Delta s}$$

Dabei ist Δh die Potentialdifferenz zwischen dem Wasserspiegel im Becken und dem Standrohrspiegel h_N , und Δs ist die zurückgelegte Wegstrecke eines Wasserteilchens entlang einer Stromlinie innerhalb des Dammkörpers. Demzufolge nimmt die spezifische Strömungskraft f_s mit steigender Potentialdifferenz (oder hydrostatischen Druckhöhe) Δh zu und mit dem Weg Δs des Wassers durch den Damm ab.

10.4 Verbundbauweisen – Ermittlung der einwirkenden Kräfte aus der Überströmung

Bei der Überströmung von Dämmen und Deichen spielt die Energieumwandlung als belastender Parameter auf der luftseitigen Böschung bzw. am luftseitigen Böschungsfuß eine entscheidende Rolle. Treppenförmige Entlastungsanlagen bieten dabei den Vorteil, dass ein Großteil der Energie des fließenden Wassers auf der luftseitigen Dammböschung durch Erzeugung von Turbulenz umgewandelt wird, wodurch die hydraulische Belastung des Dammfußes deutlich reduziert wird.

Dieser Effekt soll bei der Entwicklung von Bauweisen für überströmbare Dämme genutzt werden. Die Sicherungselemente aus Geogewebe (Verbundbauweisen) werden nach diesem Prinzip treppenförmig ausgebildet. Jedoch gibt es in der Literatur nur wenige Hinweise auf die Druckverteilung an der Sohle derartiger Bauwerke. Damit liegen aus vergleichbaren Untersuchungen kaum verwertbare Informationen über die Beanspruchung der Sicherungselemente bei Überströmung vor. Ausführliche Untersuchungen dagegen liegen über die hydraulischen Abflussverhältnisse auf derartigen Entlastungsanlagen vor. Daher wurde im Theodor-Rehbock-Laboratorium ein Treppenmodell konzipiert, mit dessen Hilfe in Modellversuchen speziell die Druckverhältnisse an der Sohle ermittelt und ausgewertet wurden.

10.4.1 Modell- und Messtechnik

10.4.1.1 Modellkonzept

Die Modellversuche sind so konzipiert, dass ausgehend von der Untersuchung der rechtwinkligen Treppenform, zu der es in der Literatur vergleichbare Untersuchungen gibt, die Versuchsreihe durch anschraubbare Formelemente weiterentwickelt wird. Auf diese Weise kann der Einfluss der unterschiedlichen Treppenformen auf den Fließzustand, die Energie-dissipation und die Druckverhältnisse an der Sohle erfasst werden.

Bild 10.8 zeigt die drei untersuchten Formen. Dabei entspricht die rechtwinkelige Stufe der in der Literatur eingehend behandelten Treppenschussrinne. BARTH (2002) untersuchte die Verformung der im folgenden Kapitel dargestellten Schlaufenlösung in Folge von Durch- und Überströmung. Die abgerundeten Stufen spiegeln nun den Gedanken wieder, die sich bei Überströmung einstellende Geometrie der Schlaufen durch mathematisch einfach definierte Formen nachzubilden.

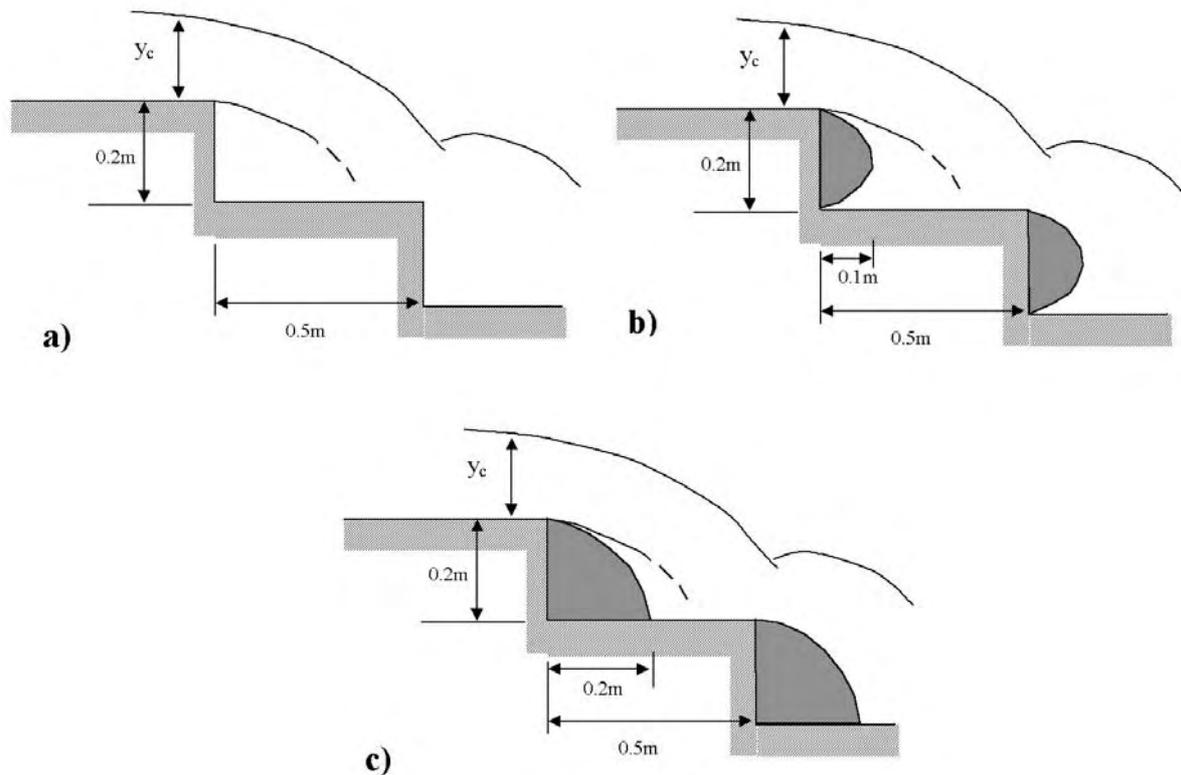


Bild 10.8: Versuchsreihe mit a) rechtwinkligen Stufen, b) Halbkreis-Formelementen und c) Viertelkreis-Formelementen (SEIDEL 2003)

10.4.1.2 Modellaufbau

Zur Untersuchung des Abflussgeschehens und der Strömungskräfte bei der Überströmung einer Böschung wurde im Theodor-Rehbock-Laboratorium ein hydraulisches Treppenmodell im Maßstab 1 : 2,5 aufgebaut.

In einer Versuchsrinne mit einer Breite B von 1,6 m wurde aus Sand ein Treppenkörper mit einer Stufenhöhe h von 0,2 m und einer Stufenlänge l von 0,5 m modelliert und anschließend mit einer ca. 5 cm dicken Betonschicht überzogen. Das so entstandene Treppenmodell weist eine Neigung von 1 : 2,5 auf, was einem Winkel von $\phi = 21,8^\circ$ entspricht. Einschließlich des 1,0 m langen Einlaufbereiches hat das sieben Stufen umfassende Modell eine Länge von 4,0 m und eine Höhe von 1,4 m. **Bild 10.9** zeigt einen schematisierten Längsschnitt durch das Modell.

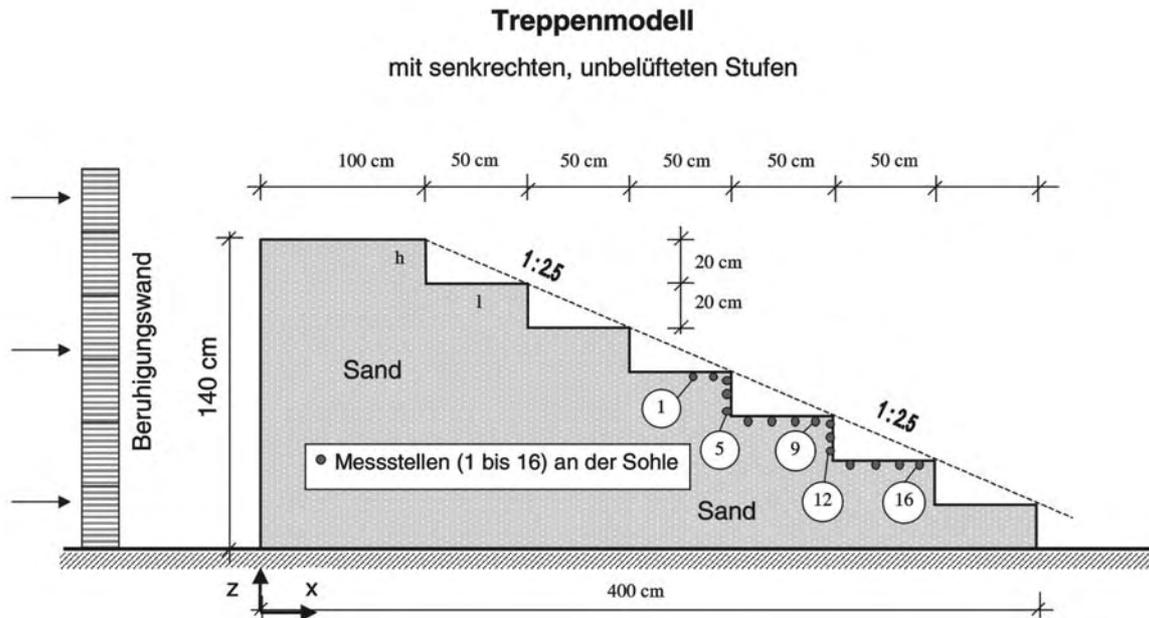


Bild 10.9: Längsschnitt des Treppen-Modells

Zur Beobachtung des Abflussgeschehens und der Wasserspiegellagen über den einzelnen Stufen besteht die linke Seitenwand der Versuchsrinne aus Plexiglas. Die Kräfte in Folge der Überströmung werden an 16 in der Mitte des Gerinnes angeordneten Druckmessstellen aufgenommen, die einen zusammenhängenden Bereich von zweieinhalb Stufen abdecken (vgl. **Bild 10.10**). Um den Einfluss von Einlaufeffekten auf die Druckmessungen gering zu halten, sind die Messstellen erst unterstrom von Stufe Nr. 4 bei $x = 2,25$ m installiert. Die Druckmess-einrichtung und die eingesetzte Messtechnik wird im **Kapitel 10.4.1.3** detailliert beschreiben.

Tabelle 10.1: Im Treppenmodell untersuchte Abflüsse

Q_{Modell} [l/s]	q_{Modell} [l/(sm)]	q_{Natur} [l/(sm)]
16	10	40
32	20	80
48	30	120
64	40	160
80	51	200
96	61	240
128	81	320
159	101	400
199	126	500
239	152	600
319	202	800
398	253	1000
505	321	1270

Der Zulaufbereich des Modells besteht aus einem 2,5 m x 1,6 m großen Reservoir mit einer Tiefe von 1,5 m. Um eine turbulenzarme und gleichgerichtete Anströmung des Modells zu gewährleisten ist das Reservoir durch eine Hohlloch-Ziegelwand vom Treppenmodell getrennt. Die Speisung des Reservoirs erfolgt über drei getrennt voneinander ansteuerbare Pumpen, die die in **Tabelle 10.1** aufgeführten Abflüsse bereitstellen.

10.4.1.3 Messtechnik

Druckmessungen

Zur Erfassung der Druckverhältnisse auf der Sohle ist im Modell eine Druckmesseinrichtung installiert. Diese besteht aus 16 in Gerinnemitte angeordneten Messstellen, die entsprechend **Bild 10.9** angeordnet sind. Die Druckerbohrungen in der Sohle sind über FESTO PUN 6x1 Schläuche an 2/2-Wege Magnetventile Typ 6013 von Bürkert Fluid Control System angeschlossen, wovon jeweils acht auf einem als Sammler aufgebauten Ventilblock montiert sind. Jeder dieser Ventilblöcke ist mit einer Druckmessdose P11 von Hottinger Baldwin Messtechnik mit einem Messbereich von 0,0 bis 0,1 bar ausgestattet (vgl. **Bild 10.10**).

Zur vollständigen Entlüftung des gesamten Systems befindet sich über dem Ventilblock ein Wasserbehälter und oberhalb der Messmembran ein Entlüftungsschlauch. Mit Hilfe dieser Anordnung kann eine durchgehende Wassersäule ohne Lufteinschlüsse von den Messpunkten im Modell bis zur Membran der Druckmessdose sichergestellt werden. Die Entlüftung vor jeder Messreihe muss mit äußerster Sorgfalt durchgeführt werden, da in Folge der Kompressibilität von Luft jeder noch so kleine Lufteinschluss das Messergebnis verfälschen würde.

Die Ansteuerung der Magnetventile und die Abtastung der Druckmessdosen erfolgt mittels der Software LAB-View. Zur Ansteuerung der Magnetventile ist in dieser Oberfläche eine Scanner-Funktion integriert, die ein digitales Ausgangssignal erzeugt. Dieses Signal wird in einer Ventilsteuerungsbox weiter verarbeitet und schaltet die über eine BUS-Schleife paarweise angeordneten Magnetventile. Durch Öffnen der einzelnen Magnetventile stellt sich im Inneren des Ventilblocks und damit an der Messmembran der gleiche Druck wie an der Messstelle ein. Der Scanner kann nun so programmiert werden, dass die 16 Magnetschalter jeweils paarweise nacheinander geöffnet und wieder geschlossen werden.

Die über der Membran stehende Wassersäule wird von der Druckmessdose in [bar] aufgezeichnet und mit Hilfe des Messgerätes MGC/ML55 von Hottinger Baldwin Messtechnik als Signal in [mV] an den Analog-Digital-Wandler abgegeben. Der A-D-Wandler wird wiederum

von der Messkarte auf dem Laborrechner abgetastet. Auf der LAB-View Oberfläche können die Parameter wie z.B. Zeitverzögerung, Dauer der Messung pro Messstelle und Anzahl der Abtastungen pro Messung eingestellt werden.

Die Druckmessdose zeichnet lediglich den absoluten Druck über der Membran auf und gibt diesen als Wert in cm-Wassersäule an. Um nun eine Aussage bezüglich der Druckverhältnisse machen zu können muss dieser Wert mit einem Bezugsniveau in Verbindung gebracht werden. Zu diesem Zweck wird vor jeder Messreihe eine Messung ohne Überströmung durchgeführt. Dieser Nullwert dient bei der Auswertung der Daten fortan als Bezugswert, so dass der Druck in Folge Überströmung als Höhe der Wassersäule über der Messstelle angegeben werden kann.

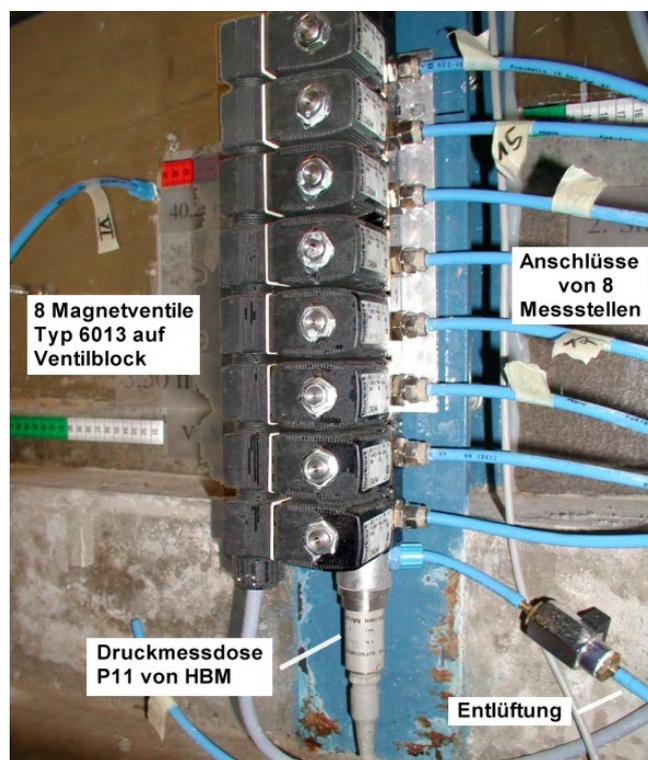


Bild 10.10: Detail der Druckmessvorrichtung

Diese Vorgehensweise erleichtert die Auswertung erheblich, da nicht jeder Wert mit einer geodätischen Höhe verrechnet werden muss. Die Messungen sind dadurch weitgehend unabhängig von äußeren Einflüssen. So müssen z.B. Luftdruck- und Temperaturschwankungen nicht berücksichtigt werden, da anzunehmen ist, dass diese über die Messdauer von ca. zehn Minuten konstant sind.

Für jeden Messpunkt wurde eine Einstellung von 50 Abtastungen in 2,5 s gewählt, was einer Abtastfrequenz von 20 Hz entspricht. Bei Vorversuchen zeigte sich, dass die Schwingungen

des Druckes auf der Sohle auf Grund des oszillierenden Überfallstrahles im Bereich von 0,5 Hz bis 1,0 Hz lagen. Der Grundsatz der Messtechnik, wonach eine Sinusschwingung mit 10 Abtastungen vollständig erfasst werden kann, wird damit berücksichtigt.

Die Druckmesseinrichtung auf der LAB-View Oberfläche ist so geschaltet, dass die Messungen mit einer Zeitverzögerung von 4,0 s nach Öffnung des Magnetventils einsetzen. Somit kann ausgeschlossen werden, dass Druckschwankungen auf Grund der Ventilbewegung in das Messergebnis einfließen.

Die so gewonnen Datensätze enthalten für jeweils einen kompletten Durchlauf (16 Messstellen) für jede Messstelle den durchschnittlichen Druck über 2,5 s, den absoluten Maximaldruck und den absoluten Minimaldruck. Da die Druckmessdosen einen linearen Fehler aufweisen, werden diese Daten noch unter Verwendung eines MATLAB-Programmes korrigiert. Für die endgültige Auswertung werden jeweils 10 Messungen bei gleichem Durchfluss durchgeführt und die Werte des durchschnittlichen Druckes über $10 \times 2,5$ s, des höchsten gemessenen Druckes und des niedrigsten gemessenen Druckes ausgegeben.

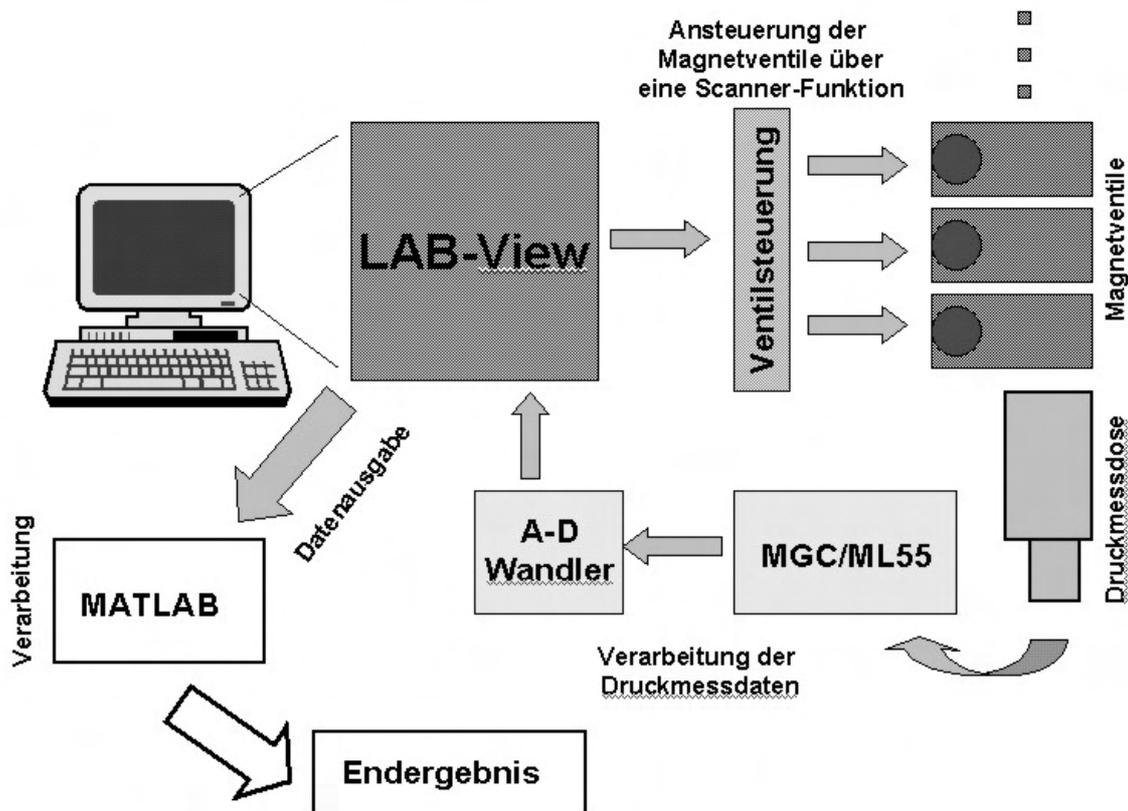


Bild 10.11: Schema der Druckmesseinrichtung

Energiedissipation

Der Energieumsatz des Systems wird über die Bernoulli-Gleichung hergeleitet. Demnach ergibt sich die gesamte lokale Energiehöhe H an einem beliebigen Gerinneabschnitt mit der Fließgeschwindigkeit v und der geodätischen Höhe Z zu:

$$H = \frac{v^2}{2 \cdot g} + Z$$

Sind nun am Einlauf und im Auslaufbereich die Wassertiefen und die Strömungsgeschwindigkeiten bekannt, so kann die Energiedissipation des gesamten Modells ermittelt werden. Der Energieumsatz bezieht sich somit auf den Einlaufbereich, die sieben Stufen, den Wechselsprung am Böschungsfußpunkt und den Auslaufbereich. Auf eine genaue Aufschlüsselung nach einzelnen Bereichen wird zu Gunsten einer einfachen Messtechnik verzichtet.

Wasserspiegellage

Die Aufnahme der Wasserspiegellagen bei Überströmung der Treppen erfolgt mittels an der Plexiglas-Gerinnewand angebrachten Maßbänder. Besonders bei hohen Abflüssen und im unteren Bereich der Treppe stellt sich eine starke Vermischung des strömenden Wassers mit Luft ein. Die gemessenen Werte beinhalten somit zum Teil Ungenauigkeiten, da die Oberfläche des hochturbulenten Wasser-Luft-Gemisches nur schwer definiert werden kann.

Auf Grund der starken Wellenbildung werden die Wasserstände im Auslaufbereich des Modells mit einer Messharfe aufgenommen. Durch eine Bohrung in der Gerinnewand wird ein Schlauch mit 6 mm Innendurchmesser geführt und an die Harfe angeschlossen. Diese Anordnung dämpft die Wellenbewegung und ermöglicht somit eine präzise Ablesung der Wasserstände.

Geschwindigkeit

Die Geschwindigkeiten im Auslauf des Treppenmodells werden mit einem Mikroflügel aufgenommen. Dabei handelt es sich um Flügelmessgeräte mit einem Durchmesser von ca. 1 cm. Die Flügelradumdrehungen pro Zeiteinheit werden elektrisch gezählt und direkt in die entsprechende Fließgeschwindigkeit umgerechnet. Voraussetzung für eine präzise Messung der Strömungsgeschwindigkeit ist zum einen eine turbulenzarme und gleichförmige Anströmung des Flügels und zum anderen eine genaue Ausrichtung des Flügels in die Strömung, da die Messfehler bei einer Schrägstellung von 10° bis zu 3%, und bei 30° bis zu 30 % betragen können.

10.4.2 Druckverhältnisse auf treppenförmigen Schussrinnen

Allgemeines

Bei der Erfassung der Druckverhältnisse auf treppenförmigen Schussrinnen bei einer Überströmung mit einem inkompressiblen Fluid (Wasser) muss zunächst eine Unterscheidung nach hydrostatischem und hydrodynamischem Druck gemacht werden.

Der hydrostatische Druck p an einer Stelle auf der Gerinnesohle resultiert aus der Gewichtskraft der darüber stehenden Wassersäule dividiert durch die Querschnittsfläche der Säule. Bei der Betrachtung eines Volumens V mit der Grundfläche A ergibt sich die Gewichtskraft der Wassersäule zu:

$$|\vec{F}_G| = m \cdot g = V \cdot \rho \cdot g = A \cdot y \cdot \rho \cdot g$$

In einer Höhe y_0 herrscht der Druck $p(y_0)$, was im Wasserbau gewöhnlich der Luftdruck an der Wasseroberfläche ist. Der hydrostatische Druck ergibt sich folglich zu:

$$p = \frac{F}{A} = p(y_0) + y \cdot \rho \cdot g$$

Der hydrostatische Druck p ist eine lineare Funktion der Wassertiefe y und hängt nur von der Höhe der Wassersäule und nicht vom Volumen oder der räumlichen Ausdehnung der Wasserfläche ab. Der hydrodynamische Druck entsteht durch die Bewegung des inkompressiblen Fluids und hängt maßgeblich von der Geschwindigkeit und der Richtung bzw. der Richtungsänderung der Strömung ab. Die Differenz zwischen dem Totaldruck p_t und dem statischen Druck p_s wird als dynamischer Druck \bar{q} bezeichnet.

Bei inkompressiblen Fluiden ergibt sich aus der Bernoulli-Gleichung für den dynamischen Druck \bar{q} mit der Fließgeschwindigkeit v :

$$\bar{q} = p_t - p_s = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2$$

Druckverhältnisse auf rechtwinkligen Treppen

Eine Auswertung von Druckmessungen an einer getreppten Entlastungsanlage mit einer Neigung von $\Phi = 51^\circ$ ist in **Bild 10.12** dargestellt. Dabei wird der dimensionslose Druck $p/(\rho gh)$ über die normierte kritische Wassertiefe y_c/h an vier Positionen auf der Treppe aufgetragen. Dargestellt sind der durchschnittliche, der maximale und der minimale Druck. Die gewählten Abflüsse erstrecken sich über das gesamte Spektrum von der Kaskadenströmung über den Übergangsbereich bis hin zur Gerinneströmung.

Die Position der Druckmesssonde in **Bild 10.12 a** scheint nahe der Stelle zu sein, an der der Strahl bei Kaskadenströmung auf die Sohle trifft, da hier der durchschnittliche Druck auf der Sohle einen negativen Wert annimmt. Gemäß SANCHEZ ET AL. (2000) lässt sich dies durch die Aufteilung des Strahles erklären. Bei einer Steigerung des Abflusses bis zum Erreichen der Gerinneströmung sinkt der durchschnittliche Druck weiter ab, die Maximal- und Minimalwerte gehen jedoch weiter auseinander. Diese Druckschwankungen lassen sich durch den direkten Aufprall des Strahls auf die Messstelle erklären.

Die Entwicklung der Druckverteilung der anderen beiden horizontalen Messstellen (vgl. **Bild 10.12 b** und **Bild 10.12 c**) bei einer Steigerung des Abflusses ist ähnlich. Auch diese Messstellen liegen im Bereich des Strahlauftreffpunktes. Bei der Messstelle nahe der Treppenkante steigen die Druckschwankungen, der maximale Druck und der mittlere Druck mit steigendem Abfluss an, was sich mit der größeren kinetischen Energie des Wasserstrahles erklären lässt.

Bei der Druckmessstelle an der vertikalen Treppenwand (vgl. **Bild 10.12 d**) ist der Druck über das gesamte Abflussspektrum annähernd konstant und gleich null. Bei Kaskadenströmung und im Übergangsbereich liegt der Wasserspiegel an der horizontalen Wand der Stufe y_p unterhalb der Messstelle, so dass hier lediglich der Atmosphärendruck gemessen wird. Bei Gerinneströmung liegt das Geschwindigkeitsfeld der Rezirkulationswirbel auch außerhalb des Einflussbereiches der Messstelle.

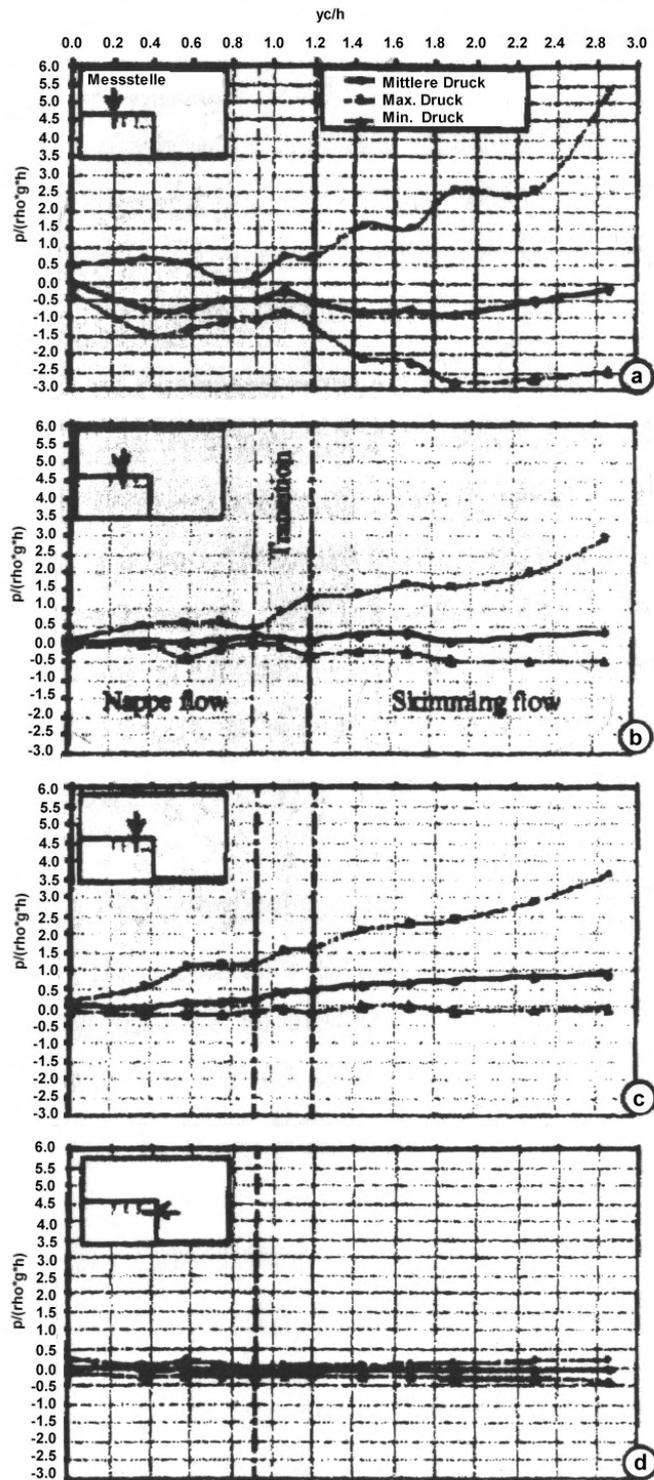


Bild 10.12: Druckentwicklung bei steigendem Abfluss [ANDRÉ 2001]

Druckverhältnisse auf Überfallbauwerken

Die in der Versuchsreihe zu untersuchenden Formelemente lassen teilweise eine Analogie zu sogenannten Standardüberfällen bei rundkronigen Wehren erkennen. Dabei handelt es sich um Überfälle, deren Kontur entsprechend der Unterseite eines über eine scharfkantige Krone fallenden Strahles geformt ist. Für den Bemessungsabfluss herrscht auf der Bauwerks- oberseite Atmosphärendruck und auf Grund der mangelnden Ablöseerscheinungen ergeben sich nur geringe Erschütterungen und Schwingungen.

In **Bild 10.13** ist die Druckverteilung entlang des Überfallbauwerkes in Abhängigkeit des Oberwasserstandes h dargestellt. Beim Bemessungswasserstand h_0 stellt sich abgesehen von den Einlaufeffekten auf dem gesamten Bauwerk Atmosphärendruck ein. Bei kleineren Abflüssen liegt der Strahl auf dem Überfallrücken auf, weswegen es hier zu Überdruckerscheinungen kommt. Ist der Abfluss größer als der Bemessungsabfluss, wäre bei einem freiem Überfall auch die Wurfweite und damit die Parabel eine andere. Der Strahl haftet in Folge von Reibungseinflüssen jedoch am Bauwerk und es kommt in diesem Bereich zu Unterdruckerscheinungen.

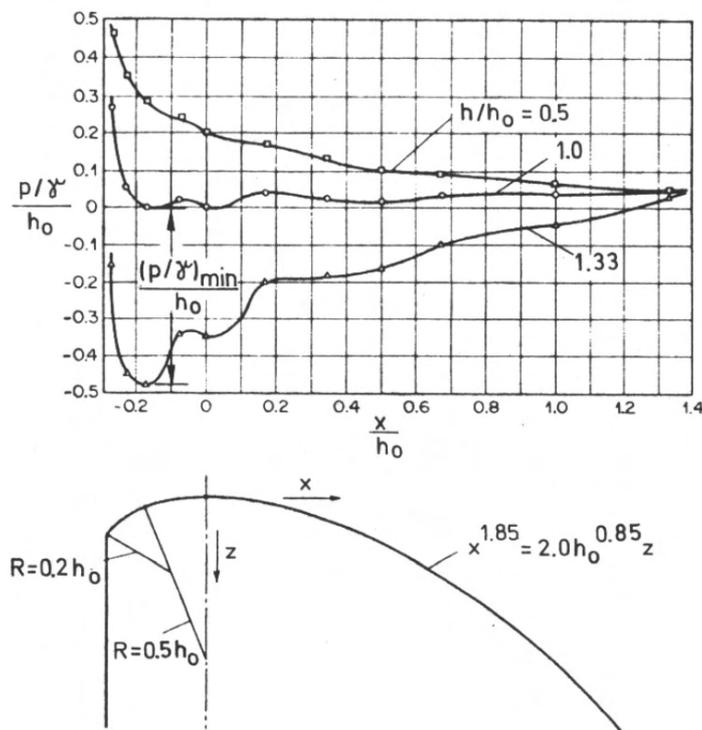


Bild 10.13: Druckverteilung entlang eines Überfallbauwerkes [NAUDASCHER 1992]

10.4.3 Auswertung der Modellversuche

10.4.3.1 Fließzustand

Die in der Versuchsreihe realisierbaren Abflüsse sind im **Kap. 10.4.1.2** aufgezeigt. Der maximale spezifische Abfluss q_{Modell} beträgt demnach 321 l/(sm). Die Fotos in den **Anlagen 4.1.1 bis 4.1.6** geben einen Eindruck über die Abflussverhältnisse auf den einzelnen Stufen.

In **Tabelle 10.2** sind die Abgrenzungskriterien verschiedener Autoren für den Übergang zwischen Gerinne- und Kaskadenströmung mit den Werten der Modellgeometrie ergänzt worden. Die Werte in der Tabelle sind als Anhaltswerte zu verstehen und zeigen auf, ab wann nach den Kriterien in der Literatur der Fließzustand der Gerinneströmung auftritt.

Tabelle 10.2: Übergang zwischen Kaskaden- und Gerinneströmung

h/l	y_c/h	Literatur	$\rightarrow q$ [l/(sm)]
0,2	1,15	Essery & Horner (1978)	≥ 345
0,42	0,81		≥ 204
0,53	0,82		≥ 208
0,74	0,82		≥ 208
0,84	0,80		≥ 200
0,4 – 0,9	0,80	Rajaratnam (1990)	≥ 200
0,33	0,74	Peyras et al. (1991)	≥ 178
0,5	0,67	Degoutte et al. (1992)	≥ 153
1,0	0,61		≥ 133
1,25	0,40	Beitz & Lawless (1992)	≥ 70

Stellt man diese Anhaltswerte mit der verwendeten Modellgeometrie von $h/l = 0,4$ gegenüber, so kann ab einem spezifischen Abfluss von $q_{\text{Modell}} \geq 200$ l/(sm) mit Gerinneströmung gerechnet werden. Bei der Beobachtung des Abflussgeschehens in der Versuchsreihe kann dieser Wert nur bedingt bestätigt werden. Unabhängig von der eingesetzten Geometrie kann bis zu Abflüssen von $q_{\text{Modell}} \leq 250$ l/(sm) bei einigen Stufen ein Überfallstrahl mit ausgeprägtem Luftpolster identifiziert werden. Eine vollständige Füllung der Stufennischen mit Wasser kann erst bei größeren Abflüssen festgestellt werden. Entsprechend der Definition von WAHRHEIT-LENSING (1996) können bei allen Formen jeweils instabile Wirbelzonen erkannt werden. Die Zirkulationsgebiete füllen die Nischen nicht vollständig aus und die in den Nischen unterstrom entstehenden Zirkulationsgebiete werden beeinflusst. Somit besteht bezüglich des Überganges von der Kaskaden- zur Gerinneströmung kein erkennbarer Unterschied zwischen den untersuchten Gerinneformen.

Die von CHANSON (1994) beobachteten voll ausgeprägten Wechselsprünge auf der horizontalen Stufenfläche können bei keiner Geometrie und bei keinem Abfluss beobachtet werden. Die Voraussetzungen dafür sind lediglich bei Abflüssen mit $q < 5,53 \text{ l/(sm)}$ gegeben, so dass die in der Versuchsreihe untersuchten Abflüssen von $q > 10,0 \text{ l/(sm)}$ für das Auftreten von voll ausgeprägten Wechselsprüngen zu groß sind.

Im Bereich der Kaskadenströmung und im Übergangsbereich zur Gerinneströmung kann ein unterschiedliches Verhalten der betrachteten Treppenformen ausgemacht werden. Entsprechend den Ausführungen von PEYRAS ET AL. (1992) überspringt der Strahl bei spezifischen Abflüssen zwischen $35 \text{ l/(sm)} < q_{\text{Modell}} < 200 \text{ l/(sm)}$ einzelne Stufen. Dieses Phänomen kann in der Versuchsreihe beobachtet werden, wobei sich erkennbare Unterschiede zwischen den Treppenformen einstellen.

Bei den Modellversuchen zeigt sich, dass bei einigen Abflüssen im Verlauf des Gerinnes eine Stufe teilweise übersprungen wird und der Strahl dann umso deutlicher auf die darauf folgende Stufe aufschlägt. Auf Grund der starken Umlenkung des Strahles überspringt dieser die nächste Stufe wieder (vgl. **Anlage 4.1.4**). Besonders ausgeprägt ist diese Form der Kaskadenströmung bei den senkrechten Stufen und Abflüssen zwischen $61 \text{ l/(sm)} < q_{\text{Modell}} < 81 \text{ l/(sm)}$ und $152 \text{ l/(sm)} < q_{\text{Modell}} < 202 \text{ l/(sm)}$. Bei Abflüssen außerhalb dieser Bereiche stellt sich entweder reine aufgelöste oder partielle Kaskadenströmung ein.

Auch bei der Geometrie mit Halbkreis-Formelementen kann bei Abflüssen zwischen $126 \text{ l/(sm)} < q_{\text{Modell}} < 202 \text{ l/(sm)}$ das paarweise Überspringen von Stufen erkannt werden. Lediglich bei den Viertelkreis-Formelemente tritt dieser Effekt über das gesamte Abflussspektrum nicht auf. Da die sonstigen Randbedingungen konstant gehalten werden, muss die Ursache hierfür in der Geometrie selbst liegen.

Durch die angeschraubten Formelemente wird die waagrechte Fläche der Stufen verkürzt. Der Abstand zwischen den Überfällen bleibt jedoch konstant. Dies führt dazu, dass ein Teil der ehemals horizontalen Fläche nun eine Neigung aufweist. Trifft der Überfallstrahl auf die geneigte Fläche oder streift diese, so wird er in einem flacheren Winkel reflektiert als dies bei der horizontalen Fläche der Fall wäre. Die Strahlumlenkung ist folglich nicht so stark ausgeprägt und es kann kein Überspringen von Stufen beobachtet werden.

10.4.3.2 Selbstbelüftungspunkt

Im **Kapitel 10.2.3** wurden die Mechanismen des Lufteintrages und der Grenzschichtentwicklung detailliert beschrieben. Am Selbstbelüftungspunkt erreicht die von Reibungseinflüssen an der Gerinnesohle erzeugte turbulente Grenzschicht die Wasseroberfläche. Die Lage des Selbstbelüftungspunktes ist somit ein Indikator für die Turbulenz in einer Strömung. Da ein großer Reibungswiderstand oder Formwiderstand die Turbulenz fördert, kann indirekt aus der Lage des Selbstbelüftungspunktes eine Aussage hinsichtlich des Widerstandes gemacht werden.

Oberhalb des Selbstbelüftungspunktes liegt unbelüftete Strömung vor. Die Wasseroberfläche ist glatt und keinerlei Lufteintragsphänomene können beobachtet werden. Ab dem Selbstbelüftungspunkt ist die Wasseroberfläche schwer zu definieren, da einzelne Wasserteilchen aus der Strömung gerissen werden. Die Strömung ist hochturbulent und belüftet. Ab dem Selbstbelüftungspunkt kann das Abflussgeschehen als Weißwasser charakterisiert werden. Entsprechend den Angaben in der Literatur kann man den Weißwasserbereich noch in ungleichförmigen und gleichförmigen Abfluss unterteilen.

Diese Unterteilung kann bei den Fließzuständen im Modell nicht nachvollzogen werden. Auf dem sieben Stufen langen Modell ist eine weitere Unterscheidung des Abflussgeschehens unterstrom des Selbstbelüftungspunktes nicht möglich. Es ist denkbar, dass der ungleichförmige Abschnitt sehr lang ist und dass somit die Länge des Gerinnes nicht ausreicht, um gleichförmigen Abfluss zu erreichen.

Der Belüftungsbeginn konnte entsprechend der Literatur zuerst an der Kanalberandung beobachtet werden. Erst weiter stromabwärts war die Strömung über die gesamte Breite voll belüftet. Dieses Verhalten wird über die an der Berandung zusätzlich erzeugten Turbulenz erklärt, wodurch die Grenzschicht früher an die Oberfläche tritt und somit die unbelüftete Strecke kürzer ist.

Wie bereits ausführlich beschrieben, steigt mit zunehmendem Abfluss die Länge der unbelüfteten Strecke. Bei den untersuchten Formelementen ist das Verhalten bezüglich der Lage des Selbstbelüftungspunktes bis zu einem Modellabfluss von $Q_{\text{Modell}} = 239 \text{ l/s}$ ($q_{\text{Modell}} = 152 \text{ l/(sm)}$) übereinstimmend. Die Länge der unbelüfteten Strömung zu jedem Abfluss ist bei allen Formen identisch (vgl. **Anlagen 4.1.4 bis 4.1.6**).

Bei größeren Modellabflüssen zeigt sich allerdings, dass die unbelüftete Strecke bei den abgerundeten Formelementen kürzer ist als mit senkrechten Stufen (vgl. **Anlage 4.1.5** und **Anlage 4.1.6**). Dies führt zu der Vermutung, dass die Gerinnestrecke mit runden Formelementen hydraulisch rauer ist als die mit senkrechten Stufen.

Ein mögliche Erklärung für diese auf den ersten Blick überraschende Beobachtung findet sich in der durch die Formelemente hervorgerufenen Strahlumlenkung. Der Strahl wird beim Überspringen der ersten Stufe ($x = 1,0$ m) bei den runden Formelemente in Folge der Reibungseinflüsse umgelenkt. Der Aufprallwinkel auf das Wasserpolster der nächsten Stufe ist demnach größer.

Das Strömungsbild mit der starken Umlenkung lässt sich nur bei der ersten unbelüfteten Stufe erkennen. Mögliche Ursachen hierfür sind die exakt waagrechte Anströmung der Stufe sowie die kleine Luftkonzentration der Strömung. Da mit kleiner Luftkonzentration die Kompressibilität von Wasser stark ansteigt, ist es vorstellbar, dass die Reibungseinflüsse und damit die Strahlumlenkung bei unbelüfteter Strömung stärker ausgeprägt sind. Es ist anzunehmen, dass sich dieser Effekt bei belüfteter Strömung relativiert. Diesbezüglich herrscht jedoch noch Diskussionsbedarf.

Aus den Beobachtungen kann geschlossen werden, dass das Gerinne mit abgerundeten Kanten im Bereich der unbelüfteten Strömung tatsächlich hydraulisch rauer ist als das Gerinne mit senkrechten Stufen. Da die Betrachtung der Energiedissipation am Gesamtsystem aus messtechnischen Gründen nur bis zu einem Abfluss von $Q_{\text{Modell}} = 159$ l/s möglich ist und das Phänomen erst bei Modellabflüssen von $Q_{\text{Modell}} > 320$ l/s auftritt, kann diese These nicht abschließend geklärt werden.

Anzumerken sei hier noch, dass sich die Bestimmung der exakten Lage des Selbstbelüftungspunktes im Modellversuch nicht einfach gestaltet. In manchen Fällen ist die Strömung auf der horizontalen Stufenfläche schon teilweise belüftet wobei ein ausgeprägtes Wasser-Luft-Gemisch erst nach dem darauf folgenden Absturz beobachtet werden konnte. Dies lässt darauf schließen, dass die Turbulenz auf Grund des Reibungswiderstandes geringer ist als diejenige, die in Folge des Formwiderstandes erzeugt wird.

10.4.3.3 Druckverteilung an der Sohle

Allgemeines

Auf die Unterscheidung zwischen hydrostatischem und hydrodynamischem Druck wurde bereits im **Kapitel 10.4.2** hingewiesen. Bei der zum Einsatz kommenden Messapparatur ist diese Unterscheidung nicht möglich. Die Messeinrichtung zeichnet lediglich den Gesamtdruck p_t an der entsprechenden Messstelle in der Sohle auf.

Eine Aufteilung des Gesamtdruckes in den statischen und dynamischen Druck ist bei der dieser Arbeit zu Grunde liegenden Fragestellung auch nicht nötig. Entscheidend für die Bemessung des Dammkernes aus Geogewebe ist nur der aus der Überströmung resultierende Gesamtdruck.

Vergleich identischer Positionen

Die Lage der Druckmesspositionen im Modell kann **Bild 10.9** entnommen werden. Die folgenden Ausführungen beziehen sich entsprechend den Beobachtungen von der Lage des Selbstbelüftungspunktes und des Fließzustandes auf die Druckverhältnisse an der Sohle einer vollständig belüfteten Strömung.

Die 16 Messstellen im Modell umfassen einen kontinuierlichen Bereich von zweieinhalb Stufen. Demnach sind manche Positionen auf der Stufe durch mehrere Messstellen abgedeckt. Die **Bilder 10.14 bis 10.16** zeigen den durchschnittlichen Sohldruck an den gleichen Positionen 1, 8 und 15 bei den unterschiedlichen Treppenformen. In den Diagrammen ist die Druckhöhe bezogen auf die Stufenhöhe über den gesamten Abflussbereich aufgetragen. Die dimensionslose Darstellung ist möglich, weil die Übertragungsregel für den Druck und die Länge identisch sind. Dank dieser Darstellungsform bedarf es keiner weiteren Umrechnung der Modellwerte auf die Naturverhältnisse.

In beiden Diagrammen fällt auf, dass die Druckverhältnisse an jeweils zwei Messstellen einen annähernd deckungsgleichen Verlauf aufweisen und die dritte Messstelle jeweils deutlich davon abweicht.

Diese Unterschiede haben ihre Ursache in dem Effekt der alternierenden partiellen Kaskadenströmung. Der überfallende Strahl überspringt dabei eine Stufe und trifft umso deutlicher auf der nächsten auf. Wegen des größeren Impulses des Strahls steigt auch an dieser Stelle der Druck auf die horizontale Sohle.

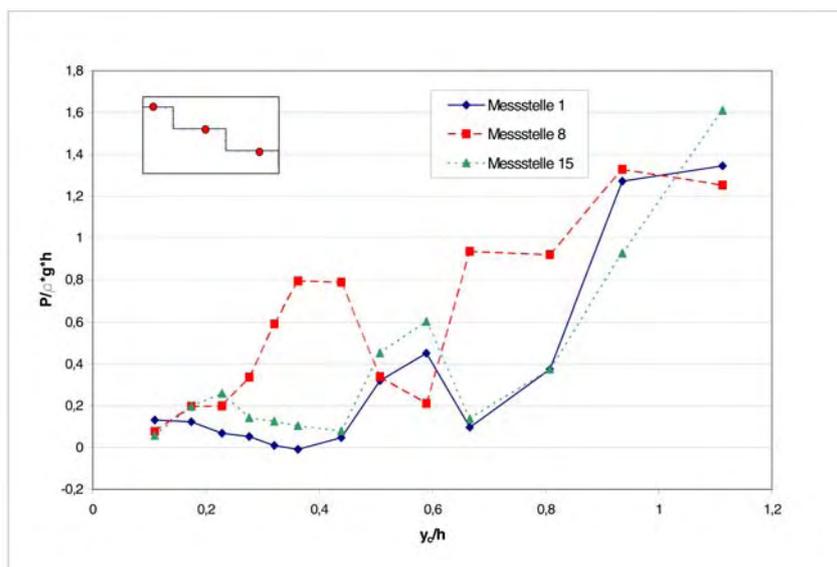


Bild 10.14: Druckverhältnisse bei gleichen Positionen, senkrechte Stufe

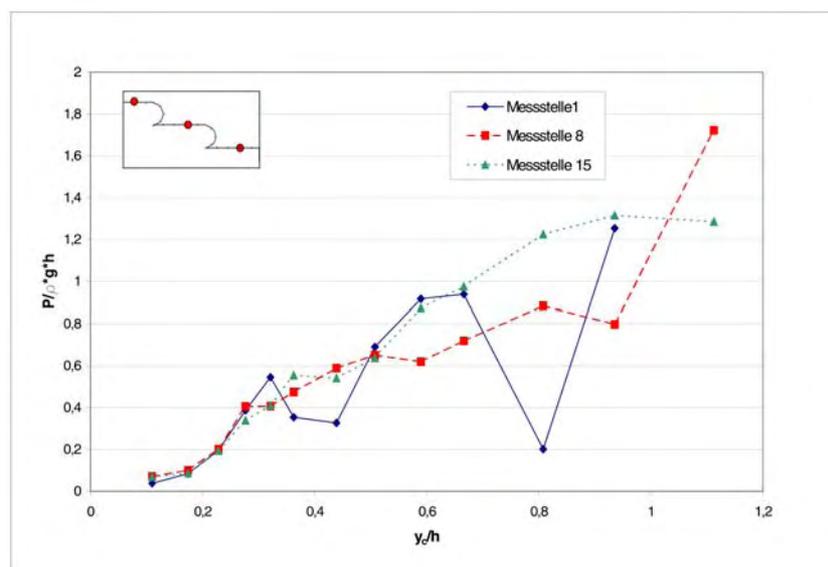


Bild 10.15: Druckverhältnisse bei gleichen Positionen, Halbkreis

Der Abflussbereich, in dem sich dieser Effekt einstellt, entspricht dem von PEYRAS ET AL. (1992) angegebenen Bereich von $0,5 < y_c/h < 0,8$. In der Versuchsreihe kann jedoch noch ein weiterer Bereich mit $0,3 < y_c/h < 0,5$ definiert werden, in dem diese Strömungsform in abgeschwächter Form beobachtet werden kann.

Beim Vergleich von **Bild 10.14** und **Bild 10.15** im Bereich von $0,5 < y_c/h < 0,8$ fällt auf, dass jeweils eine andere Stufe übersprungen wird. Bei den senkrechten Stufen wird Messstelle Nr.1 und Nr.15 nicht vom Überfallstrahl getroffen. Im Falle der Halbkreis-Formelemente springt der Strahl dagegen über Messstelle Nr.1 hinweg. Messstelle Nr.8 wird schon gestreift und Messstelle Nr.15 wird voll getroffen.

Die Ursache für dieses unterschiedliche Verhalten muss in den Strömungsbedingungen bis zur Messstrecke verankert sein. So könnten z.B. die im **Kapitel 10.4.2.2** formulierte Vermutung, dass auf Grund der veränderten Reibungseinflüsse bei den runden Formen der Strahl umgelenkt wird, auch hier eine Rolle spielen. Analog zu den Ausführungen zum Fließzustand ist anzunehmen, dass durch das Anbringen der Formelemente die ehemals horizontale Fläche der Stufe am äußeren Ende eine Neigung erhält. Infolge dieser Neigung wird der Strahl beim Aufprall nicht so steil reflektiert, so dass sich ein ausgeglicheneres Strömungsbild einstellt.

Bei den Viertelkreis-Formelementen konnte bei der optischen Bewertung der Abflussverhältnisse kein Überspringen der Stufen beobachtet werden. Bei der in **Bild 10.16** dargestellten Druckverteilung kann dies jedoch im Bereich von $0,5 < y_c/h < 0,8$ registriert werden. Im Vergleich zu den senkrechten Stufen sind diese Druckveränderungen jedoch nicht so prägnant ausgebildet.

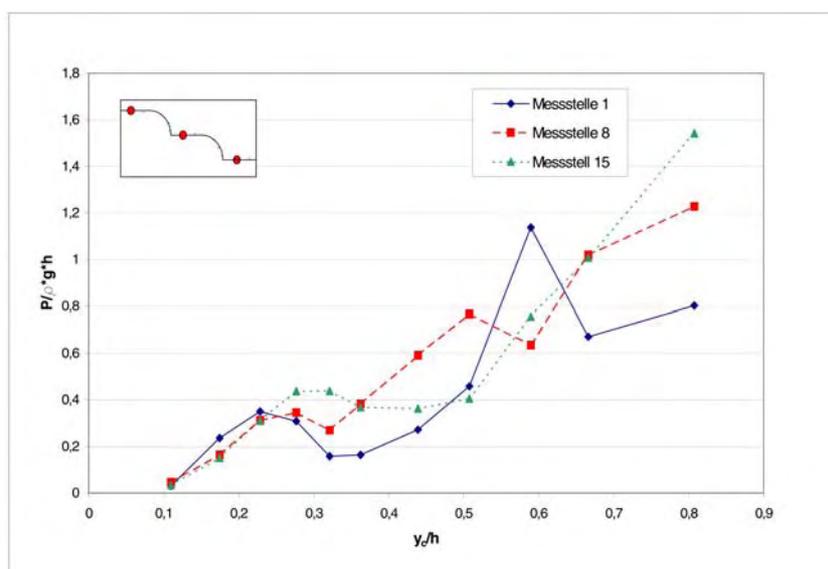


Bild 10.16: Druckverhältnisse bei gleichen Positionen, Viertelkreis

Druck auf die horizontalen Flächen

In diesem Abschnitt wird auf die in den Modellversuchen ermittelte Druckverteilung der horizontalen Flächen näher eingegangen. Wie aus den vorherigen Ausführungen ersichtlich, entsteht der Überdruck auf der horizontalen Treppenkante einer Entlastungsanlage vorwiegend aus dem Impuls des überfallenden Strahls. Dieser fällt von der vorherigen Stufe auf das Wasserpolster und wird umgelenkt. Für den Gesamtdruck p_t an der Sohle könnte die funktionale Abhängigkeit bestehen:

$$p_t = F(q; y_c; \Phi; \bar{C})$$

Eine genaue Aufschlüsselung der Druckverhältnisse an der horizontalen Sohle erfolgt in den **Anlagen 4.2.1 bis 4.2.2, 4.2.6 bis 4.2.9 und 4.2.13 bis 4.2.16**. Hier ist für jede Messstelle der durchschnittliche Druck, der Maximaldruck und der Minimaldruck für alle drei untersuchten Gerinneformen dimensionslos aufgetragen.

Auffallend ist der als identisch zu bezeichnende Verlauf des dimensionslosen Druckes beim Vergleich der drei untersuchten Treppenformen. Bei den Messstellen an der horizontalen Fläche lässt sich, mit Ausnahme der in diesem Kapitel beschriebenen Effekte, kein signifikanter Unterschied sowohl im Verlauf als auch bei den Extremwerten feststellen. Dies führt zu der Vermutung, dass die Geometrie des Überfalls keinen Einfluss auf die Druckverhältnisse an der Sohle der horizontalen Stufenfläche hat.

Vergleicht man die Auswertung der Druckverhältnisse mit den Untersuchungen von ANDRÉ (2001), so zeichnet sich ein Unterschied ab (vgl. **Bild 10.12**). Der Verlauf von **Bild 10.12 c** und dem Graphen in **Anlage 4.2.9** kann als ähnlich bezeichnet werden. Bei der Betrachtung der erreichten Drücke können jedoch massive Abweichungen identifiziert werden. Der durchschnittliche dimensionslose Druck in **Anlage 4.2.9** beträgt bei $y_c/h = 1,12$ ca. 1,5, wobei ANDRÉ (2001) bei gleicher normierter Wassertiefe auf einen Wert von ca. 0,5 kommt. Ein entsprechendes Verhalten kann auch bei den anderen Messpositionen registriert werden.

Der Teststand von ANDRÉ (2001) hatte eine Gerinneneigung von $\Phi = 30^\circ$ bei einer Stufenhöhe von 0,06 m und einer Stufenlänge von 0,104. Nach obigen Ausführungen stellt sich also bei kleineren Abflüssen Gerinneströmung ein. Ob die Unterschiede bei der Druckverteilung an der Sohle nun auf den Fließzustand zurückzuführen sind oder ob etwa die Maßstabeffekte bei der Selbstbelüftung eine Rolle spielen, kann im Rahmen dieser Arbeit nicht erörtert werden. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Treppenabmessungen und Gerinneneigungen muss deshalb in Frage gestellt werden.

In **Tabelle 10.3** sind die zu erwartenden absoluten Drücke auf die horizontale Fläche der Geotextil-Oberfläche für verschiedene Belastungskategorien aufgetragen. Die für Dimensionierung einer treppenförmigen Entlastungsanlage relevanten Drücke sind in durchschnittlichen und maximalen Druck am Prototyp aufgeschlüsselt.

Tabelle 10.3: Druckverteilung an horizontalen Flächen

Kategorie	$\bar{\varnothing} p_t$ [kN/m ²]	Position	Geometrie
I $q < 100$ l/(sm)	0,97	8	Senkrecht
	1,24	7	Halbkreis
	1,15	1	Viertelkreis
II 100 l/(sm) < $q < 200$ l/(sm)	2,90	8	Senkrecht
	2,70	1	Halbkreis
	2,15	15	Viertelkreis
III 200 l/(sm) < $q < 300$ l/(sm)	3,70	8	Senkrecht
	2,89	8	Halbkreis
	2,90	8	Viertelkreis

Kategorie	max. $\bar{\varnothing} p_t$ [kN/m ²]	Position	Geometrie
I $q < 100$ l/(sm)	3,75	1	Senkrecht
	5,61	14	Halbkreis
	3,57	1	Viertelkreis
II 100 l/(sm) < $q < 200$ l/(sm)	5,32	8	Senkrecht
	6,60	1	Halbkreis
	6,44	15	Viertelkreis
III 200 l/(sm) < $q < 300$ l/(sm)	8,13	8	Senkrecht
	6,09	15	Halbkreis
	5,97	8	Viertelkreis

Es fällt auf, dass in der Belastungskategorie I sowohl der niedrigste durchschnittliche Druck als auch der Minimaldruck in dem Gerinne mit senkrechten Stufen gemessen wurde. Bei einer Steigerung des Abflusses weisen die runden Formelemente die niedrigeren Drücke auf. Die Abflüsse der Kategorien I - III reichen nicht aus, um eine ausgeprägte Gerinneströmung zu erzeugen. Es herrscht demnach immer Kaskadenströmung.

Im Falle der kleinsten Abflüsse liegen die dargestellten Messstellen bei allen Formen im Bereich des Aufprallbereiches des Strahls, da sonst nicht der maximale Druck an dieser Stelle gemessen werden könnte.

Ein steiler auf die Oberfläche fallender Strahl wird entsprechend dem Grundsatz „Einfallswinkel = Ausfallswinkel“ stärker umgelenkt und gibt folglich einen größeren Impuls an die Sohle ab. Hieraus resultieren die höheren Drücke an dieser Stelle bei den runden Formelementen im Vergleich zu den senkrechten Stufen. Wird der Abfluss gesteigert, so erhöht sich auch die Wurfweite und der Strahl wird nicht mehr so stark durch das Formelement beeinflusst, wodurch sich dieser Effekt relativiert.

Druck unter den Abstürzen

Die Druckverteilung an der vertikalen Fläche unter den Abstürzen wird maßgeblich durch die im **Kapitel 10.4.2** erläuterten Mechanismen bestimmt.

Ist die Geometrie so ausgebildet, dass sich zwischen überfallendem Strahl und Bauwerks-oberkante ein deutliches Luftpolster bildet, so wird bei belüfteter Strömung im wesentlichen der Atmosphärendruck aufgezeichnet. Liegt die Messstelle im Einflussbereich der Wassertiefe y_p , so wird der hydrostatische Druck gemessen.

Schmiegt sich der Strahl jedoch an die Oberfläche an, so kommt es bei großen Abflüssen unter dem Überfall zu massiven Unterdruckerscheinungen, deren Ausmaß stark von der Geometrie beeinflusst wird. Eine Aufschlüsselung der Druckverteilung auf das Bauwerk unterhalb des Überfalls erfolgt entsprechend den vorherigen Ausführungen in den **Anlagen 4.2.3 bis 4.2.5 und 4.2.10 bis 4.2.12**. Hier wird deutlich, dass der Verlauf der Druckverteilung bis zu einer normierten kritischen Wassertiefe $y_c/h = 0,6$ bei den durchschnittlichen Drücken deckungsgleich ist. Lediglich die Bandbreite der Extremwerte ist eine andere. Bei Abflüssen oberhalb dieser Grenze weisen die untersuchten Treppenformen signifikante Unterschiede bezüglich der Unterdruckerscheinungen auf.

In **Tabelle 10.4** ist in Analogie zu **Tabelle 10.3** die Druckverteilung an den vertikalen Flächen für die Bemessungskategorien I - III angegeben.

Tabelle 10.4: Druckverteilung an vertikalen Flächen

Kategorie	$\varnothing p_t$ [kN/m ²]	Geometrie
I $q < 100$ l/(sm)	-0,27	Senkrecht
	-0,51	Halbkreis
	-0,18	Viertelkreis
II 100 l/(sm) < $q < 200$ l/(sm)	-0,29	Senkrecht
	-0,57	Halbkreis
	-0,46	Viertelkreis
III 200 l/(sm) < $q < 300$ l/(sm)	-0,28	Senkrecht
	-0,80	Halbkreis
	-0,43	Viertelkreis

Kategorie	min. $\varnothing p_t$ [kN/m ²]	Geometrie
I $q < 100$ l/(sm)	-0,58	Senkrecht
	-0,90	Halbkreis
	-0,33	Viertelkreis
II 100 l/(sm) < $q < 200$ l/(sm)	-0,64	Senkrecht
	-1,53	Halbkreis
	-0,72	Viertelkreis
III 200 l/(sm) < $q < 300$ l/(sm)	-0,71	Senkrecht
	-1,48	Halbkreis
	-0,99	Viertelkreis

Aus **Tabelle 10.4** wird ersichtlich, dass bei den Abflüssen der Kategorien I - III jeweils bei den Halbkreis-Formelementen der minimale Druck auftritt. In Anlehnung an die obigen Ausführungen muss davon ausgegangen werden, dass die Krümmung der Halbkreise in diesem Abflussspektrum das größte Strahlumlenkungsvermögen besitzt.

Druckoszillation

CHANSON (1994) konnte bei seinen Modellversuchen Oszillationserscheinungen des überfallenden Strahls dokumentieren. Diese sind im Übergangsbereich der Kaskaden- zur Gerinneströmung besonders stark ausgeprägt, weshalb es nach CHANSON diesen Abflussbereich bei der Dimensionierung einer treppenförmigen Entlastungsanlage zu vermeiden gilt.

Die Oszillation des Strahls spiegelt sich auch in der Untersuchung der Druckverteilung an der Sohle wieder. In den **Anlagen 4.2.1** bis **4.2.16** kann die Amplitude dieser Schwingung anhand

der Extremwerte quantifiziert werden. Im Widerspruch zu CHANSON (1994) kann keine charakteristische Veränderung im Übergangsbereich (ca. $0,7 < y_c/h < 0,8$) registriert werden. Vielmehr kann beobachtet werden, dass die Amplitude der Schwingung bei einem gesteigerten Abfluss proportional anwächst.

Bild 10.17 zeigt einen Ausschnitt der LAB-View Oberfläche mit der Aufzeichnung der Druckmessung. Hier ist die von der Druckmesseinrichtung aufgezeichnete Druckhöhe in [cm] über die Zeit für einen Abfluss von $q_{\text{Modell}} = 202 \text{ l/(sm)}$ aufgetragen. Sehr deutlich lässt sich eine Druckoszillation mit einer Periodenlänge von 0,4 bis 0,6 s nachweisen.

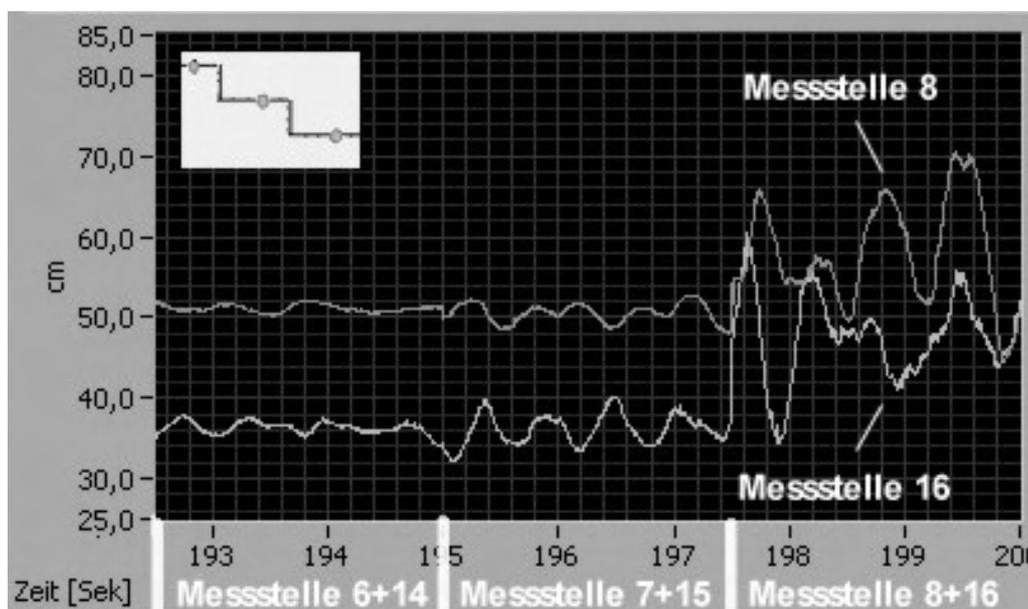


Bild 10.17: Druckoszillation

Zudem lässt sich in dieser Darstellung der Bereich des aufprallenden Strahls erkennen. Dieser trifft im Bereich des größten mittleren Druckes und der größten Amplitude bei Messstelle Nr.8 und Nr.16 auf die Stufe auf. Bei den Positionen, an denen die Hauptströmung nicht auftrifft, kann sowohl ein verminderter durchschnittlicher Druck als auch eine kleinere Amplitude der Druckoszillation registriert werden.

10.4.4 Zusammenfassende Bewertung

Durch die ausführlichen und aufwändigen Versuche am Treppenmodell im Theodor-Rehbock-Laboratorium wurden Grundlagen für die Dimensionierung einer treppenförmigen, überströmbaren Böschung in Verbundbauweise geschaffen. Die vorliegenden Ergebnisse der Druckmessungen für verschiedene geometrische Ausbildungen der Stufenform und unterschiedliche Abflusszustände von der Kaskaden- bis hin zur Gerinneströmung liefern die Kräfte, die aus der Überströmung der luftseitigen Dammböschung eines derartigen Systems resultieren.

Die wichtigsten Erkenntnisse aus den Modellversuchen können wie folgt zusammen gefasst werden:

- **Fließzustand**
Für den Übergang zwischen Kaskaden- und Gerinneströmung konnte in der Versuchsreihe eine gute Übereinstimmung mit den Werten aus der Literatur festgestellt werden. Der Einfluss der Stufenform auf den Fließzustand ist vernachlässigbar.
- **Widerstandsverhalten**
Besonders bei kleinen Abflüssen und unbelüfteter Kaskadenströmung konnte bei den abgerundeten Stufen eine Erhöhung des Fließwiderstandes festgestellt werden. Dieses Verhalten ist eng mit den Reibungseinflüssen beim Überfall über die Formelemente verbunden.
- **Druckverteilung an der Sohle**
Die Druckverteilung an der Sohle wies bei den untersuchten Treppenformen im Bereich der untersuchten spezifischen Abflüsse keine signifikanten Abweichungen auf. Sowohl der Durchschnittsdruck als auch die Extremwerte lagen bei allen Formen in einem ähnlichen Rahmen.

Bei den Modellversuchen wurde deutlich, dass der Einfluss der Geometrie auf die Unterdrücke an den vertikalen Flächen wesentlich größer ist als auf die Druckkräfte auf die horizontalen Flächen. Des Weiteren steigt dieser Einfluss bei größeren Abflüssen überproportional an. Die Ursachen für die geringe Übereinstimmung der Druckmessung mit den Werten aus der Literatur konnte nicht abschließend geklärt werden. Es muss jedoch davon ausgegangen werden, dass die Geometrie und das Selbstbelüftungsverhalten eine dominierende Rolle spielen. Eine Übertragung der gewonnen Ergebnisse auf andere Treppenabmessungen (Neigung, Stufenhöhe) sollte daher nur mit äußerster Vorsicht erfolgen.

10.5 Schlaufenvariante – Untersuchung des Verformungsverhaltens

Als eine Möglichkeit zur Sicherung überströmbarer Böschungen bieten sich Verbundlösungen an, die aus einem Sand- bzw. Erdkörper bestehen, der durch Schlaufen aus Geogewebe stabilisiert wird. Grundsätzlich stellt sich für alle Anwendungsfälle die Frage nach der hydraulischen Belastbarkeit von überströmten Böschungen. Darüber hinaus ist speziell bei der hier zu betrachtenden Verbundbauweise die Verformung der Dammböschung in Folge der Überströmung von Bedeutung, da die Geometrie der Dammböschung ein entscheidender Faktor bezüglich der Kräfte ist, die auf das Sicherungselement einwirken.

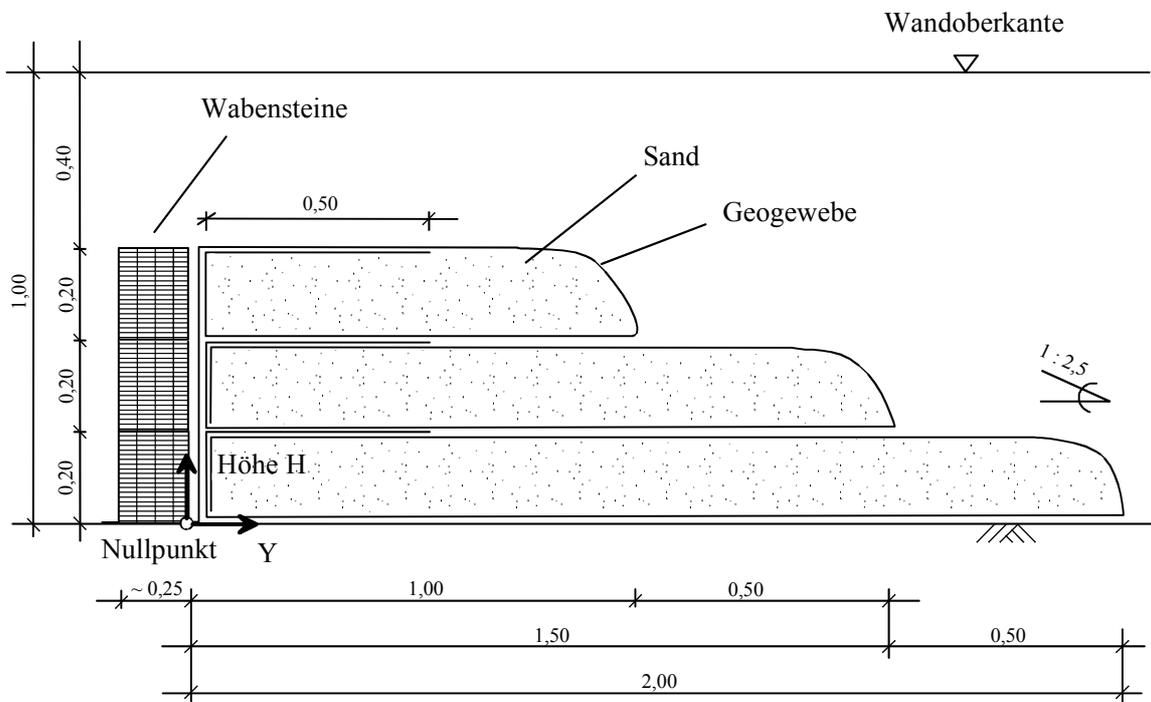
Zur Beobachtung der Umlagerungen des Dammschüttmaterials eines überströmten Dammes speziell bei der Schlaufenvariante wurden physikalische Modellversuche durchgeführt. Hierfür wurde ein kleines Damm-Modell bestehend aus drei Stufen konzipiert und aufgebaut, welches durch gezielte Durch- und Überströmung belastet werden konnte. Im Rahmen eines umfangreichen Versuchsprogramms konnten Veränderungen der Geometrie in Folge der hydraulischen Belastung ermittelt und dokumentiert werden.

10.5.1 Aufbau des Versuchsstandes

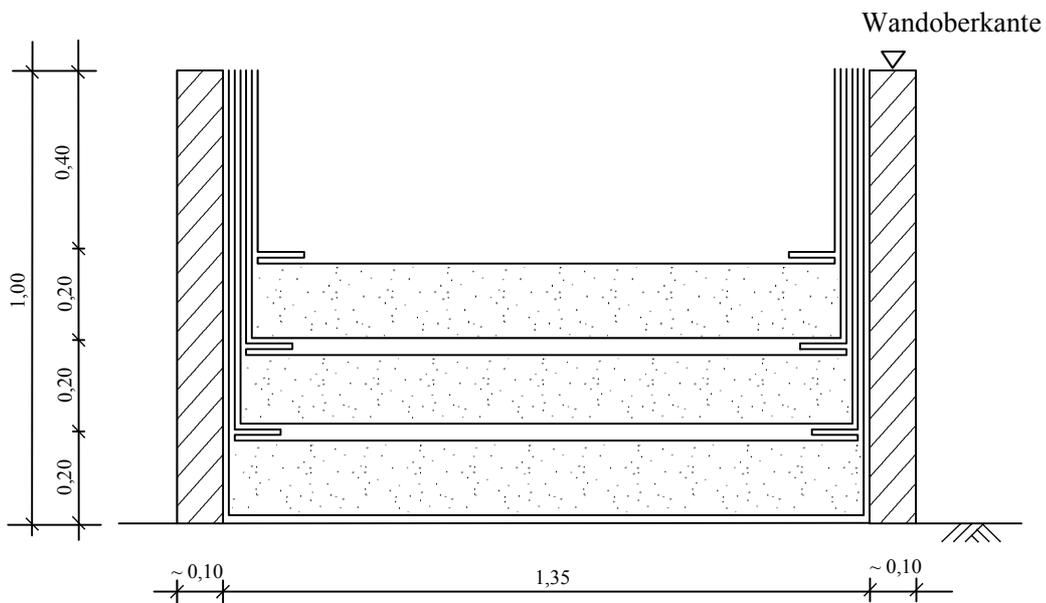
In einer Versuchsrinne des Theodor-Rehbock-Laboratoriums von 1,35 m Breite wurde das Modell eines überströmbar Dammes mit einem Dammkörper aus Sand, der durch Geogewebe fixiert wurde, im Maßstab 1:2,5 aufgebaut. Das Modell bestand aus drei sandgefüllten Schlaufen aus Geogewebe mit jeweils 20 cm Höhe, die stufenförmig angeordnet waren und eine Stufenlänge von 50 cm besaßen. Die Böschung wies eine Neigung von 1:2,5 auf, was einem Winkel $\phi = 21,8^\circ$ entsprach (vgl. **Bild 10.18 a**). Das Modell stellte einen Ausschnitt aus dem Bereich der oberen drei Stufen einer luftseitigen Böschung dar. Im Rahmen der Modellversuche wurde das Verformungsverhalten der Geogewebe-Schlaufen bestimmt.

Der Aufbau des Versuchsmodells gestaltete sich wie folgt: Zuerst wurde Geogewebe für jede Schlaufe in einem Stück zugeschnitten und so in die Versuchsrinne gelegt, dass deren Wände und der Boden bedeckt waren. Geogewebe hat die Eigenschaft, für Wasser durchlässig zu sein, Bodenpartikel aber zurückzuhalten. In unseren Versuchen handelte es sich um ein Gewebe aus kreuzweise miteinander verwobenen Kunststoffäden von jeweils ca. 2 mm Breite (Typ AMOCO ProPex 6083). Der Sand wurde in erforderlicher Menge auf dem Geogewebe in der Versuchsrinne abgeladen und mit einem Oberflächenrüttler verdichtet. Anschließend wurden die freien Enden des Gewebes zuerst vom Böschungsfuß und dann von der Wasserseite her so über den Sand gelegt, dass sich beide Bahnen über eine Länge von ca. 50 cm überlappten. Seitlich bedeckten sie die Wände der Versuchsrinne. Dadurch entstand

ein geschlossenes "Sandpaket" mit ausreichender Verformbarkeit. Es bestand zwar eine seitliche Begrenzung durch die Wände der Versuchsrinne, allerdings wurde hierdurch die Beweglichkeit der Sandpakete in vertikaler Richtung nicht beeinträchtigt. Damit das Geogewebe an den Wänden glatt nach oben geführt werden konnte, musste es an der Knickstelle zwischen Wand und Stufe gefaltet werden (vgl. **Bild 10.18 b** und **Bild 10.20 b**).



a) Seitenansicht



b) Frontansicht

Bild 10.18: Versuchsaufbau eines überströmbaren Dammes aus sandgefülltem Geogewebe in (a) Seitenansicht und (b) Frontansicht. Modellmaße in [m].

Vor dem Modell wurde eine Mauer aus Wabensteinen errichtet, die zur rückwärtigen Abstützung der drei übereinander geschichteten Sandpakete und zur Strömungsberuhigung diente. Die Gewebbahn des obersten Sandpakets wurde zur Sicherung hinter den Damm auf den Boden geführt und unter die Steine dieser Mauer geschoben. Dadurch wurde dieses Paket am Abgleiten gehindert. Die Gewebbahnen der beiden darunter liegenden Schlaufen wurden durch das Gewicht der darüber liegenden sandgefüllten Pakete gehalten.

Zur seitlichen Befestigung des Geogewebes wurden Metallschienen waagrecht und senkrecht in die Wände der Versuchsrinne geschraubt (vgl. **Bild 10.20 a**). Dabei wurde darauf geachtet, dass sie die Verformbarkeit der Böschung nicht beeinträchtigten, indem ein Mindestabstand von 15 cm zwischen einer senkrechten Befestigungsschiene und dem Dammkörper eingehalten wurde (vgl. **Bild 10.20 b**).

Zur Bestimmung der Längsprofile der Böschung und des Wasserspiegelverlaufs der Strömung wurde ein Spitzenmaßstab benutzt, der auf einem beweglichen Messwagen montiert war. Der Wagen konnte in der Querrichtung x und in der Längsrichtung y (entlang der Versuchsrinne auf zwei Metallschienen) verschoben werden (vgl. **Bild 10.19**). Eine Messskala entlang der Längsrichtung y und der Querrichtung x , auf einer Metallschiene und dem Messwagen befestigt, ermöglichten eine auf 1 mm genaue Positionierung des Spitzenmaßstabs über dem Modell. Die vier Längsprofile (für $x = 15, 50, 85$ und 120 cm) des Ausgangszustands des Modells sind in **Anlage 5.1.1** abgetragen. Man kann dort erkennen, dass die Unebenheiten der Stufen nach dem Einbau des Dammes max. 2,5 cm betragen.

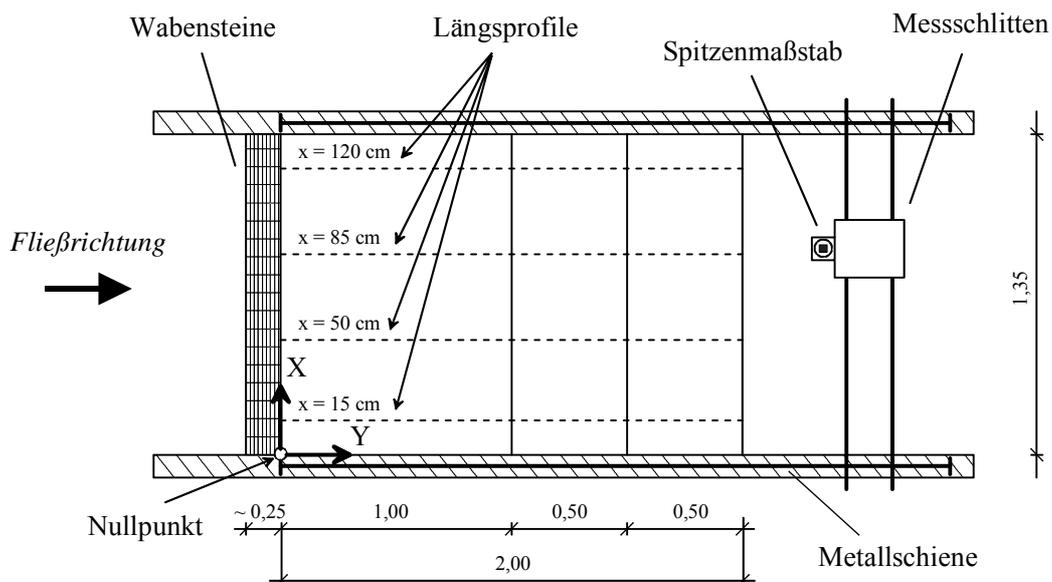


Bild 10.19: Draufsicht der Versuchsrinne mit Darstellung der Messvorrichtung und Angabe des Modellnullpunkts sowie der Koordinaten x und y . Modellmaße in [m].

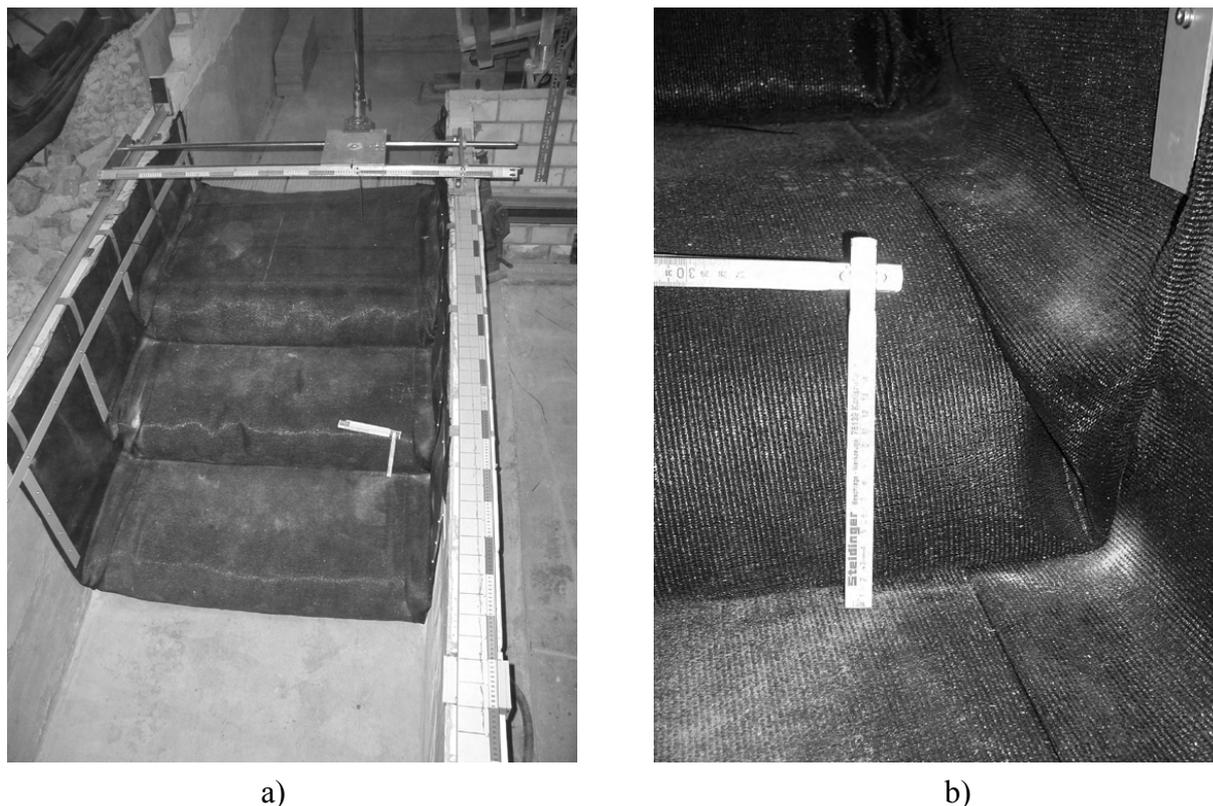


Bild 10.20: Versuchsrinne mit Modellaufbau: (a) Gesamtansicht mit Messvorrichtung, (b) Detailansicht einer Stufenecke mit Faltung des Geogewebes

Das Modell konnte über zwei Zulaufleitungen mit einem maximalen spezifischen Abfluss von $q_M = 180 \text{ l/(sm)}$ beschickt werden. Die Abflussmessung erfolgte über zwei induktive Durchflussmesser. In der **Tabelle 10.5** werden die im Modell untersuchten Abflusszustände den auf Naturwerte umgerechneten Abflussgrößen gegenüber gestellt.

Tabelle 10.5: Belastungsstufen bei der Überströmung der Schlaufen

Abfluss im Modell $q_M \text{ [l/(sm)]}$	Abfluss in der Natur $q_N \text{ [l/(sm)]}$
20	80
40	160
61	240
101	400
139	550
180	710

Wesentlich bei diesen Betrachtungen ist die Einhaltung von Modellgesetzmäßigkeiten. Obwohl bei belüfteter Strömung – wie sie im zu betrachtenden Fall vorliegt - eine strenge dynamische Ähnlichkeit nicht zu erreichen ist, da Luftblasen im Modellversuch proportional zu groß sind, können Maßstabeffekte durch großmaßstäbliche Modelle und hydraulisch

glatte Berandungen verringert werden. Den Überlegungen mehrerer Autoren zufolge kann von einem Maßstab von etwa 1 : 20 bis 1 : 15 ausgegangen werden, um Mess- und Maßstabsfehler und insbesondere Reynoldszahl-Effekte zu minimieren (BOES 2000). Durch die Wahl des hier verwendeten großen Maßstabes von $M = 1 : 2,5$ können derartige Effekte nahezu ausgeschlossen werden.

10.5.2 Ergebnisse der Modellversuche

Die Ergebnisse der Modellversuche werden im Folgenden dargestellt. Zuerst wird das Verformungsverhalten der luftseitigen Dammböschung erläutert, anschließend werden Besonderheiten bezüglich der Hydraulik besprochen und zum Schluss Beobachtungen hinsichtlich der Korngrößen dokumentiert.

10.5.2.1 Verformung der luftseitigen Dammböschung

Bei den Messungen des Verformungsverhaltens der luftseitigen Dammböschung wurden zwei Belastungsstufen unterschieden: zum einen der Einfluss der Durchströmung des Dammkörpers auf die Geometrie der Böschung bei Einstau des Damm-Modells ohne Überströmung und zum anderen die Veränderungen in Folge einer anschließenden Überströmung des Damm-Modells.

Einfluss der Durchströmung des Dammkörpers auf die Böschungsverformung

Um den Einfluss der Durchströmung des Dammkörpers auf die Verformung der Böschung zu untersuchen, wurde das vor dem Dammmodell gelegene Becken so weit mit Wasser gefüllt, bis es an der Dammkrone anstand, aber noch nicht über die Böschung floss. Das Wasser sickerte durch die Maschen des Geogewebes und die Sandfüllung des Dammes hindurch. Nach ca. einer Minute konnte man bereits erkennen, dass sich Wassertropfen auf der Oberfläche des Geogewebes der untersten Stufe bildeten, was darauf hindeutete, dass das unterste "Sandpaket" vollständig durchströmt wurde. Bei den beiden darüber liegenden Stufen war dieser Effekt nicht zu beobachten. Demzufolge wurden sie nicht über die gesamte Länge durchströmt, sondern nur bis zur Grenze der Sickerlinie. Die Tatsache, dass die Sickerlinie im Bereich der untersten Stufe aus der luftseitigen Böschung austrat, lag daran, dass der Untergrund der Versuchsrinne undurchlässig (betoniert) war.

Aus dem Vergleich der Längsprofile des Ausgangszustands mit denen nach 1h bzw. 4h Durchströmung des Dammes (vgl. **Bild 10.21** und **Anlage 5.1.2**) ist klar zu erkennen, dass

sich deren Geometrie erheblich veränderte. Die größte Verformung fand an der untersten Stufe statt, da hier die Sickerlinie aus der Böschung austrat. Diese Stufe wölbte sich um ca. 12,5 cm (Naturmaß). Bei der darüber liegenden Stufe waren es etwa 5 cm (Naturmaß) und die oberste Stufe setzte sich um ca. 10 cm (Naturmaß). Nach 1h war bereits der Endzustand erreicht, da sich die Böschung auch nach 4h Durchströmung nicht mehr verformte.

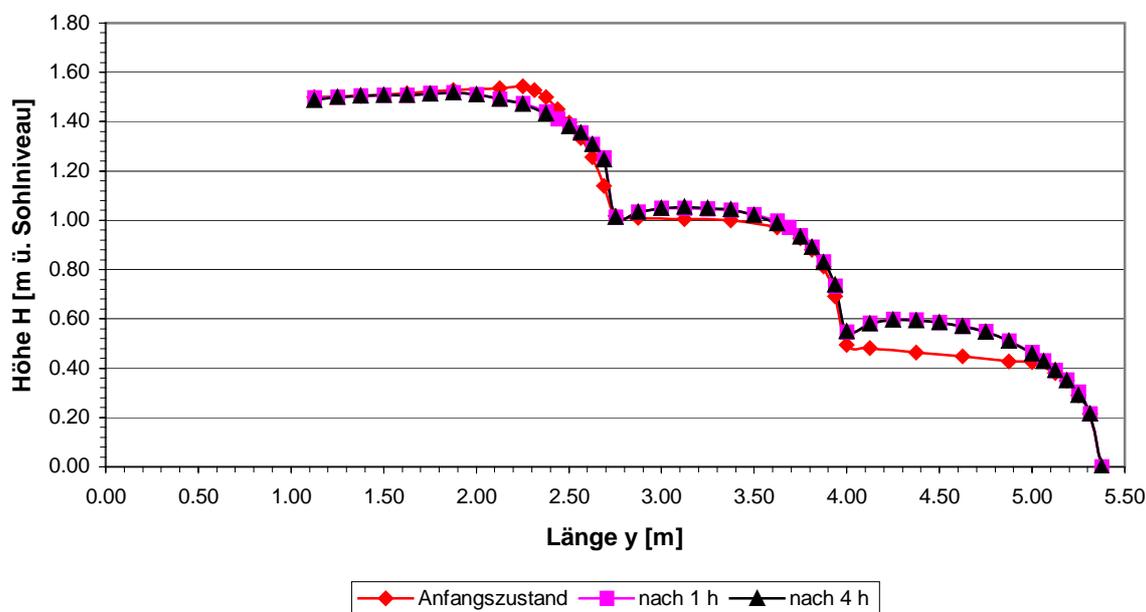


Bild 10.21: Vergleich der Längsprofile ($x = 85$ cm) bei unterschiedlicher Durchströmungsdauer. Naturmaße in [m].

Die Aufwölbung der unteren beiden Stufen war die Folge des durch die spezifische Sickerströmungskraft f_s verursachten Transports feiner Sandteilchen in Richtung der luftseitigen Böschung. Dadurch fand eine Verlagerung des Dammmaterials von der Wasserseite zur Luftseite des Damms statt. Da das Geogewebe ein Ausspülen des Sandes verhinderte, füllten sich die beiden unteren Stufen mit Material an. Die Setzung der obersten Stufe ist somit durch den Abtransport von Bodenmaterial aus dem oberwasserseitigen Bereich der zwei tiefer gelegenen Schichten zu erklären. Die Tatsache, dass ein Endzustand erreicht wurde, zeugt davon, dass nur ein Teil des Sandes bis zu einer bestimmten Korngröße mit dem Sickerwasser transportiert wurde und dass der Transportvorgang in Folge Durchströmung danach aufhörte. Zum Transport größerer Bodenpartikel reichte die vorhandene spezifische Strömungskraft f_s nicht aus. Nähere Untersuchungen dazu werden in **Kapitel 10.5.2.3** anhand von Sieblinien aus Bodenproben vorgestellt.

Einfluss der Überströmung der Böschung auf die Böschungsverformung

Zur Untersuchung des äußeren Einflusses der Strömung auf die Verformung der luftseitigen Böschung wurde diese jeweils 1h lang mit einem bekannten spezifischen Abfluss q beaufschlagt. Nach dem Versuch folgte die Aufnahme des Längsprofils der Böschung entlang dem Profil $x = 85$ cm (vgl. **Bild 10.19**) unter Verwendung des Spitzenmaßstabs. Es war ausreichend, jeweils nur ein Längsprofil zu ermitteln, da sich die Böschung in Querrichtung gleichmäßig verformte. Die Ergebnisse dieser Versuche, beginnend mit $q_N = 80$ l/(sm) bis zu einem maximalen spezifischen Abfluss $q_N = 710$ l/(sm), sind in **Bild 10.22** und **Anlage 5.1.3** zu sehen.

Während sich die oberste Stufe nur geringfügig verformte, wölbten sich die beiden folgenden Stufen mit zunehmendem spezifischen Abfluss. Die mittlere Stufe erfuhr eine kontinuierliche Aufwölbung bis zu $q_N = 550$ l/(sm), dann stellte sich ein nahezu gleich bleibender Zustand ein. Bei der untersten Stufe war die Aufwölbung auf Grund der Durchströmung bereits so stark, dass bis zu einem Abfluss von $q_N = 400$ l/(sm) keine weitere Verformung beobachtet wurde. Erst bei einer Überströmung von $q_N = 550$ l/(sm) gab es eine weitere Aufwölbung. Größere Abflüsse mit $q_N = 710$ l/(sm) veränderten die Geometrie nicht mehr entscheidend. Ob man dabei allerdings von einem "Endzustand" sprechen kann, konnte nicht eindeutig bewiesen werden, da eine Steigerung des Abflusses über $q_N = 710$ l/(sm) hinaus im Rahmen dieses Versuchs nicht möglich war (siehe **Kapitel 10.5.1**).

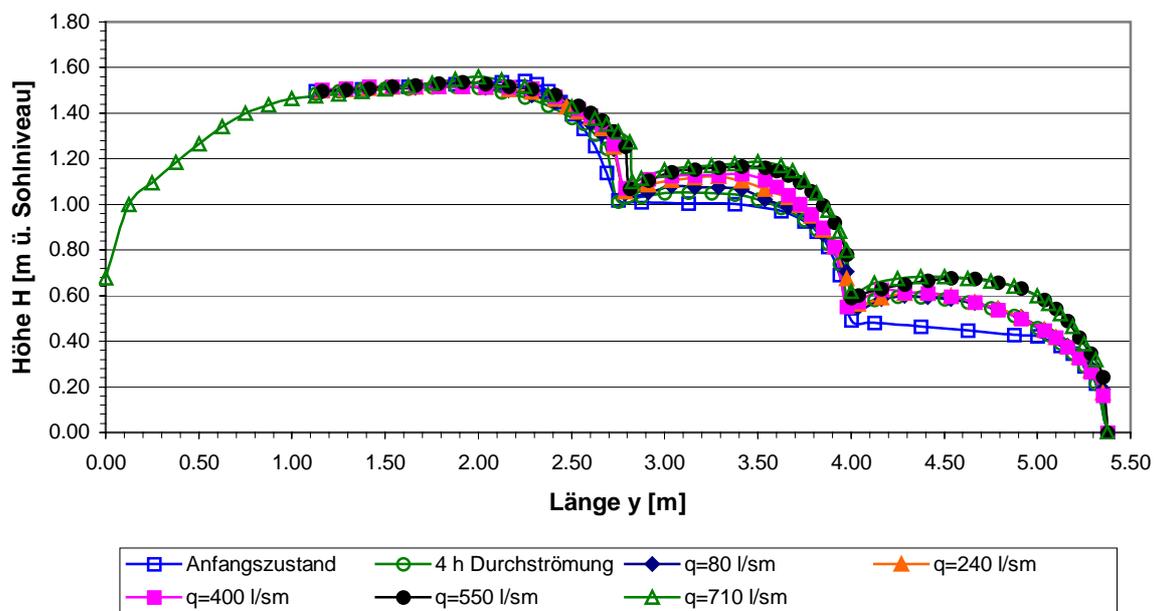


Bild 10.22: Veränderung des Längsprofils $x = 85$ cm bei Überströmung mit spezifischem Abfluss q_N . Naturmaße in [m]

Die Ursache für die Aufwölbung der Stufen war die durch den steigenden spezifischen Abfluss q zunehmende hydrostatische Druckhöhe Δh und die dazu proportionale und linear abhängige Sickerströmungskraft f_s im Dammkörper. Durch die erhöhte Strömungskraft f_s wurde ein Transport feiner Sandteilchen in Richtung der luftseitigen Böschung ausgelöst. Die Stufen füllten sich mit diesem Sand und das Geogewebe verformte sich durch den zunehmenden Druck zu einem annähernd kreisförmigen Bogen, da diese Form ein maximales Füllvolumen bei kleinster Oberfläche zulässt. Beim obersten Sandpaket reichte f_s nicht aus, um Dammmaterial zu transportieren und die Böschungsstufe signifikant aufzuwölben.

Zu beobachten war außerdem die zunehmende Abflachung der mittleren und untersten Stufe ab einem spezifischen Abfluss von etwa $q_N = 400 \text{ l/(sm)}$. Der Grund dafür war die Strömungskraft $f_{\ddot{u}}$ beim Auftreffen der Strömung auf diese Stufen. Mit der Kenntnis der Masse m und Geschwindigkeit u eines elementaren Kontrollvolumens, das beliebig in der Strömung liegt, lässt sich die Strömungskraft $f_{\ddot{u}}$ wie folgt ausdrücken:

$$f_{\ddot{u}} = \frac{\text{Impuls}}{\text{Zeit}} = \frac{\Delta(m \cdot u)}{\Delta t} \quad [2. \text{ Newton'sches Gesetz}]$$

Während der Überströmung der Böschung war zu beobachten, dass sich bei der obersten und bei der mittleren Stufe ein Wasserpolster zwischen Sand und Geogewebe bildete, das nach dem Überströmungsvorgang verschwand (vgl. **Anlage 5.1.4**). Dieses entstand durch ein Anheben des Geogewebes in Folge des Unterdrucks, der durch die hohe Fließgeschwindigkeit des über die Stufen fließenden Wassers erzeugt wurde. Bei $q_N = 160 \text{ l/(sm)}$ betrug die Dicke dieses Wasserpolsters an der obersten Stufe bis zu 6 cm, an der mittleren Stufe ca. 1 cm und an der untersten Stufe hob sich das Geogewebe nicht vom Sand ab. Dies lag an der Fülldicke der Stufen infolge Durchströmung des Dammkörpers, die bei den drei Sandpaketen von oben nach unten erheblich zunahm. Die unterste Stufe war so dicht mit feinem Sand ausgefüllt, dass sich kein Wasserpolster zwischen Sand und Geogewebe bilden konnte.

Der Damm sackte während der Überströmungsversuche im Bereich der Dammkrone ($x = 0$ bis 1 m) zunehmend ein (vgl. **Bild 10.22** und **Bild 10.23 a**). Beim Abbau des Modells nach der Durchführung aller Versuche konnte ein Längsschnitt durch alle drei Schichten erstellt werden (vgl. **Anlage 5.1.5**). Dort ist deutlich zu sehen, dass diese Absenkung durch den Transport von Bodenmaterial im mittleren und vor allem im untersten Sandpaket mit der Sickerströmung in Richtung der luftseitigen Böschung verursacht wurde, denn die Dicke dieser Schichten verringerte sich an der Wasserseite des Dammes signifikant (Ausgangsdicke aller drei Schichten: 50 cm, Endzustand: mittlere Schicht ca. 30 cm, unterste Schicht ca. 1 cm). Die Dicke der obersten Schicht von ca. 50 cm blieb erhalten, was davon zeugt, dass hier kein Sandtransport auf Grund einer zu geringen Sickerströmungskraft f_s stattfand.

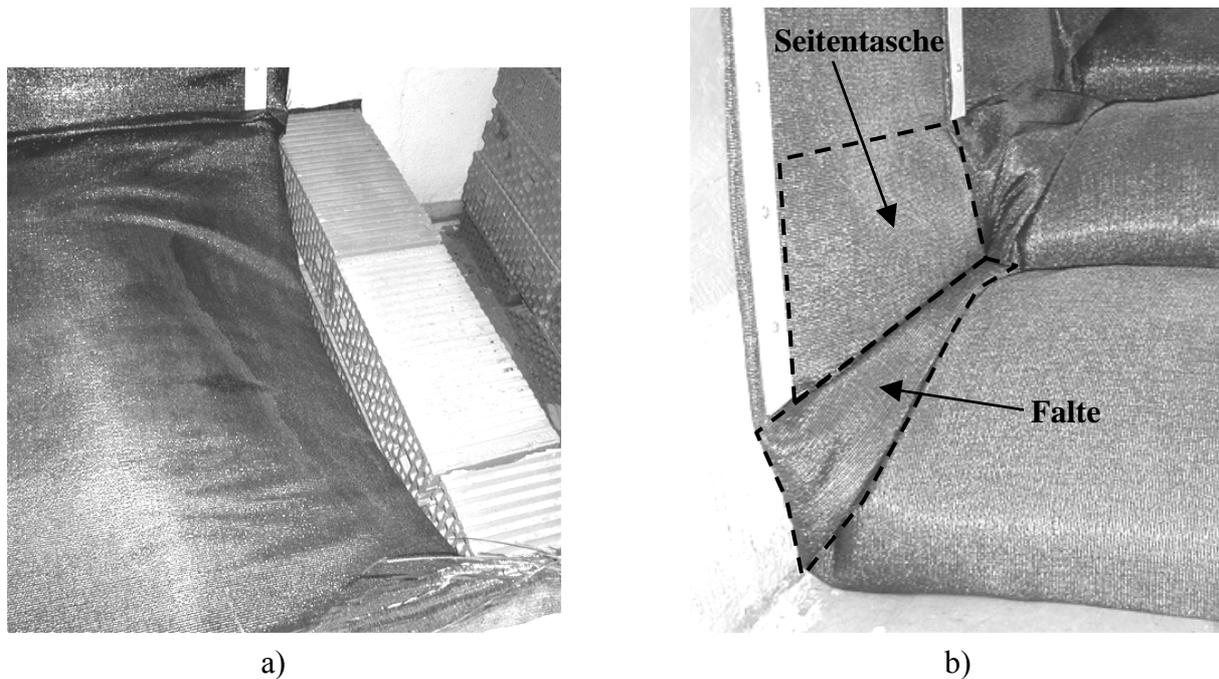


Bild 10.23: (a) Absenkung im Bereich der Dammkrone nach $q_N = 550 \text{ l/(sm)}$, (b) Detailansicht der mit Sand gefüllten Übergangsfalte und Seitentasche

An dieser Stelle muss erwähnt werden, dass der Sand nicht nur in die Stufen gespült wurde und diese aufwölbte, sondern (vor allem bei der untersten Stufe) in die an den Wänden senkrecht nach oben verlaufenden, aus Geogewebe gebildeten Taschen und in die Übergangsfalte zwischen Stufe und Wand (vgl. **Bild 10.23 b**). Diese füllten sich zunehmend mit dem sandigen Dammmaterial, da zwischen den seitlichen Geogewebebahnen und denen der Stufe Durchgängigkeit bestand.

Abschließend bleibt zu erwähnen, dass bei einer Reduktion der Abflussmenge die Form der Stufen erhalten blieb und sie sich – durch die mit der Druckhöhe Δh geringer werdende Sickerströmungskraft f_S – nicht weiter aufwölbten (vgl. **Anlage 5.1.6**). Die beiden Längsprofile, aufgenommen nach einer vierstündigen Überströmung mit $q_N = 550 \text{ l/(sm)}$ und nach dem Überströmversuch mit $q_N = 710 \text{ l/(sm)}$, sind beinahe identisch.

10.5.2.2 Strömungsbeschreibung

Es ist zu beachten, dass die Definition der Kaskaden- und Gerinneströmung, wie sie in **Kapitel 10.2.2** gegeben wurde, auf – meist steile – treppenförmige Böschungen zutrifft. Da sich die Sohlgeometrie verformbarer Böschungen mit abgerundeten Stufen sehr stark von der rechteckiger Treppenstufen unterscheidet, kann man bei der Verwendung dieser Begriffe beim vorliegenden Modell lediglich von einem Vergleich mit den Fließzuständen einer treppenförmigen Böschung sprechen.

Bei einem der Kaskadenströmung ähnlichen Fließzustand über die Geogewebe-Schlaufen bildete sich kein freier Überfallstrahl von einer Stufe zur nächsten mit einem darunter liegenden Luftpolster aus, sondern ein Wasserstrahl, der an der abgerundeten Böschungsstufe anlag. Dadurch wurde weniger Luft in die Strömung eingetragen und die Fließgeschwindigkeit reduzierte sich nicht so stark, wie dies beim Auftreffen eines Freistrahls auf die Böschungsohle der Fall gewesen wäre. Wegen der höheren Fließgeschwindigkeit fand auch kein Fließwechsel mit der Ausbildung eines Wechselsprungs nach einem Überfall statt.

Beim Zustand der Gerinneströmung bzw. dem Übergangsbereich zur Gerinneströmung ist zu beachten, dass die Makro-Rauheit K (der Formwiderstand) senkrecht zur Anströmung abgerundeter Stufen (Index G) geringer als die rechteckiger Stufen (Index T) ist ($K_G < K_T$; vgl. **Bild 10.24**). Außerdem ist die maximal mögliche Wirbellänge L_S und damit die Grenzschiebungslänge zwischen den Wirbeln in den Stufennischen und der Hauptströmung kürzer ($L_{S,G} < L_{S,T}$), was zu einem geringeren Widerstandsbeiwert f der Böschung aus Geogewebe-Schlaufen im Gegensatz zu einer treppenförmigen Böschung führt.

Dadurch verlängerte sich die Grenzschichtentwicklungslänge x_I beim vorhandenen Modell und der Punkt des Lufteintrags verschob sich nach unterstrom (vgl. **Kapitel 10.2.3**). Oberstrom des Selbstbelüftungspunkts war ein unbelüfteter Strömungsbereich mit einer relativ glatten Wasseroberfläche vorzufinden. In diesem Bereich entwickelte sich die turbulente Grenzschicht, die am Belüftungspunkt an die Wasseroberfläche trat. Da das vorliegende Halbdamm-Modell nur aus drei Stufen bestand und damit relativ kurz war, konnte sich unterstrom des Punkts des Lufteintrags lediglich ein dem Übergangsbereich zur Gerinneströmung ähnlicher Fließzustand mit zunehmender Tiefe und Luftkonzentration einstellen. Die voll ausgebildete Gerinneströmung mit konstanter Fließtiefe, Luftkonzentration und Geschwindigkeit (gleichförmig belüfteter Abfluss) wurde nicht erreicht.

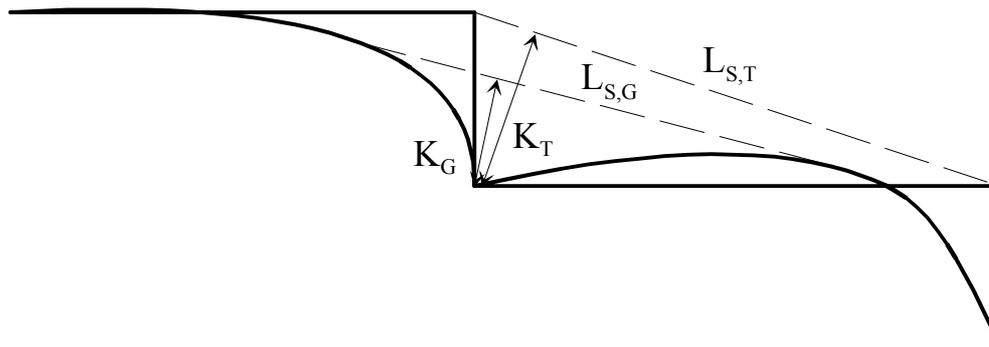


Bild 10.24: Makro-Rauheit K und maximal mögliche Wirbellänge L_S im Vergleich bei treppenförmigen (Index T) und bei verformbaren Böschungen aus Geogewebe (Index G)

Die hier beschriebenen Beobachtungen stimmen nicht mit den Aussagen aus **Kapitel 10.4.3.2** überein. Dort wird erläutert, dass in den Modellversuchen am Treppenmodell bei den abgerundeten Stufen eine größere Rauigkeit festgestellt wurde als bei senkrechten Stufen. Allerdings gelten die Aussagen aus **Kapitel 10.4.3.2** lediglich für Abflüsse größer als $q_M = 320 \text{ l/(sm)}$. In diesem Kapitel dagegen werden lediglich Abflussgrößen bis zu $q_M = 180 \text{ l/(sm)}$ betrachtet. Der scheinbare Widerspruch ist daher wahrscheinlich mit den unterschiedlichen Abflusszuständen auf der Böschung zu erklären. Eine genauere Analyse dieses Phänomens steht jedoch aus.

Wie bereits erwähnt wurde der Überströmungsvorgang mit einem spezifischen Abfluss von $q_N = 80 \text{ l/(sm)}$ begonnen. Hierbei stellte sich eine der aufgelösten Kaskadenströmung ohne Fließwechsel ähnliche Strömung auf der mittleren und untersten Stufe ein (vgl. **Kapitel 10.2.2**). Auf der obersten Stufe handelte es sich um eine unbelüftete Strömung, die über der Dammkrone vom strömenden in den schießenden Zustand überging und durch das Gefälle der Böschung eine Beschleunigung erfuhr. Die Erhöhung der Fließgeschwindigkeit v ist auch an der Verringerung der Fließtiefe y über der obersten Stufe zu erkennen (vgl. **Anlage 5.2**), da die Gleichung für den Abfluss $Q = v \cdot A = v \cdot y \cdot B = \text{konst.}$ gilt. Bei konstantem Abfluss Q bzw. spezifischem Abfluss q und konstanter Gerinnebreite B ist die Fließtiefe y also umgekehrt proportional zur Fließgeschwindigkeit v . Beim Überfall der Strömung von der obersten auf die mittlere Stufe wurde durch das Auftreffen und Zerstäuben des Wasserstrahls Luft eingetragen, was an der feinen weißen Gischt zu erkennen war. Der Luftgehalt C_u dieses Wasser-Luft-Gemischs erhöhte sich schließlich beim Überfall von der mittleren auf die unterste Stufe erneut, angezeigt durch eine höhere, kräftigere Gischt und die Zunahme der Gemischabflusstiefe y_m im Vergleich zur vorhergehenden Stufe. Aus der entsprechenden Gleichung (vgl. **Kapitel 10.2.3**) kann ersehen werden, dass y_m mit steigendem C_u zunimmt.

Ab einem spezifischen Abfluss $q_N = 160 \text{ l/(sm)}$ blieb die Strahlerstäubung und der dadurch verursachte Lufteintrag auf der mittleren Stufe aus und die Gemischabflusstiefe y_m über der untersten Stufe erhöhte sich stetig, bis der Abfluss eine Größe von $q_N = 550 \text{ l/(sm)}$ erreichte (vgl. **Bild 10.25**). Mit zunehmendem Durchfluss wurde der Punkt des Lufteintrags nach unterstrom verschoben, so dass sich die Grenzschichtentwicklungslänge x_I (vgl. **Kapitel 10.2.3**) stetig verlängerte. Bei $q_N = 160 \text{ l/(sm)}$ befand sich dieser Punkt etwa bei $y_N = 4,00 \text{ m}$ und bei $q_N = 710 \text{ l/(sm)}$ war er bei $y_N = 5,00 \text{ m}$ (vgl. **Anlage 5.3.1 bis 5.3.5**).

Jenseits des Selbstbelüftungspunkts war ein Fließzustand vergleichbar mit dem des Übergangsbereichs zur Gerinneströmung vorzufinden. Ein Hinweis darauf war die gleichmäßige Zunahme der Fließtiefe in diesem Übergangsbereich in Folge Lufteintrags in die Strömung (vgl. **Bild 10.25**). Bei dem Abfluss mit $q_N = 710 \text{ l/(sm)}$ fiel auf, dass sich die Tiefe des Wasser-Luft-Gemischs wieder verringerte. Der Punkt des Lufteintrags wurde in diesem Fall so weit nach unterstrom verschoben, dass er über dem Ende der Böschung lag. Dadurch fand ein geringerer Lufteintrag als bei den Versuchen mit kleineren Abflüssen statt und der Übergangsbereich zur Gerinneströmung bildete sich nicht so charakteristisch aus.

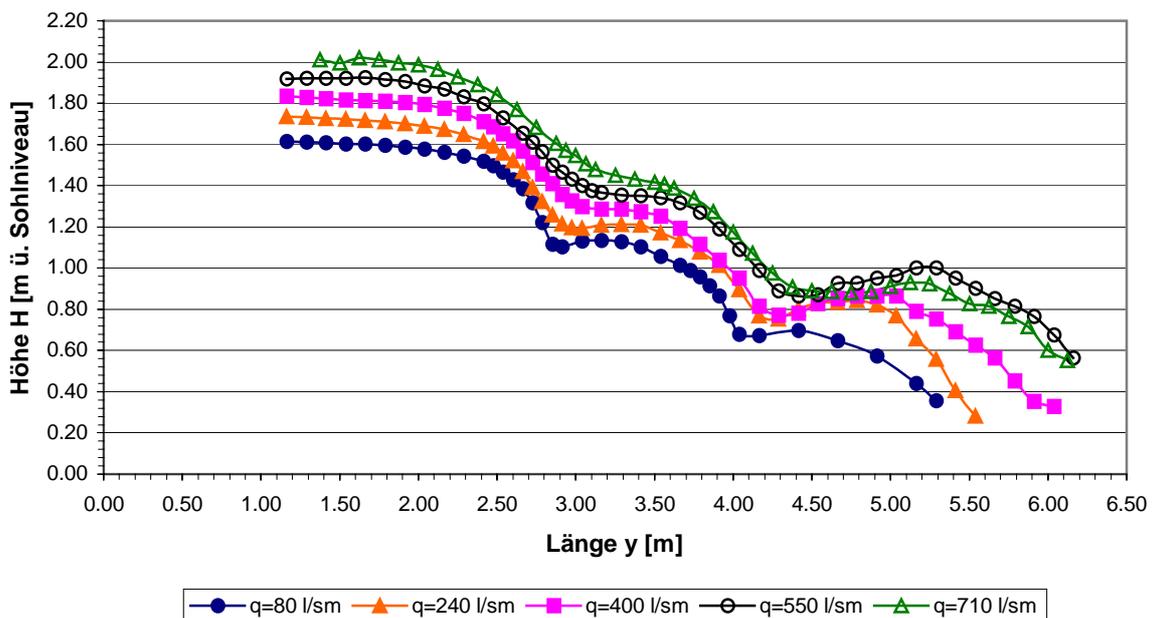


Bild 10.25: Veränderung des Wasserspiegelverlaufs bei spezifischem Abfluss q_N ($x = 85 \text{ cm}$).
Naturmaße in [m]

10.5.2.3 Korngrößenverteilung

Um den durch die Sickerströmung verursachten Transport von Bodenmaterial von der Wasserseite des Damms in Richtung Böschung genauer zu untersuchen, wurden die Sieblinien von Bodenproben an verschiedenen Stellen innerhalb des Dammkörpers ermittelt. Nach Beendigung aller Überströmungsversuche wurden die drei Sandpakete des Modells nacheinander abgebaut und mehrere Bodenproben aus jeder Schicht entnommen. Die Entnahme erfolgte mit speziell dafür vorgesehenen, beidseitig offenen, innen hohlen Metallzylindern, die an einer Seite eine angeschärfte Kante besaßen. Mit dieser Seite wurden sie mit einem Vorschlaghammer lotrecht in den Boden getrieben, bis sie vollständig im Sand steckten. Anschließend wurden sie vorsichtig ausgegraben und beidseitig verschlossen.

Das entnommene Bodenmaterial wurde im Ofen getrocknet, danach gewogen und schließlich durch mehrere, übereinander gestapelte Normsiebe gerüttelt. Diese Siebe hatten die Maschenweiten: 63, 31,5, 16, 8, 4, 2, 1, 0,5, 0,25, 0,125 und 0,063 mm. Nach dem Auswiegen der Rückstände in diesen einzelnen Sieben konnte die Sieblinie der Bodenprobe anhand der ermittelten prozentualen Anteile der einzelnen Siebrückstände am Gesamtgewicht der Bodenprobe erstellt werden. Die **Anlagen 5.4.1 bis 5.4.3** zeigen diese den jeweiligen Proben zugeordneten Sieblinien im Vergleich. Die Lage der Bodenproben im Damm ergibt sich durch den Vergleich der Längskoordinate y_N mit der **Bilder 10.21** oder **10.22**.

Aus dem Vergleich der Sieblinien geht hervor, dass sich lediglich die Sieblinie bei $y_N = 4,50$ m in der untersten Schicht (im Bereich der Böschungsstufe) von den anderen erheblich unterscheidet. Sie ist im oberen Teil nach links verschoben, was einen höheren Feinkornanteil in dieser Probe bedeutet. Bei visueller Betrachtung der untersten Sandschicht nach dem Entfernen des Geogewebes konnte man außerdem sehen, dass direkt am Anfang des Dammkörpers (Wasserseite) der feinere Sand ausgespült worden war und grobe Bodenpartikel (u.a. Kies) zum Vorschein kamen (vgl. **Anlagen 5.3.1 bis 5.3.5**).

Die Ergebnisse belegen den Transport von feinem Bodenmaterial mit der Sickerströmung durch den Dammkörper in Richtung der luftseitigen Böschung und einen Verbleib größerer Partikel in ihrer Lage. Es findet also eine Fraktionierung von Dammmaterial statt. Allerdings setzt dieser Vorgang eine bestimmte, mindestens erforderliche spezifische Strömungskraft f_S (**Kapitel 10.3**) voraus, denn sonst müssten sich auch die Sieblinien in der obersten und in der mittleren Schicht infolge eines Transports feiner Partikel voneinander unterscheiden. In diesen beiden Schichten war f_S allerdings wegen der geringeren hydrostatischen Druckhöhe Δh kleiner als in der untersten Schicht und nicht groß genug, um eine Fraktionierung von Sandteilchen auszulösen.

10.5.3 Zusammenfassende Bewertung

Um die Auswirkungen des Betriebs eines überströmbaren Dammes mit einer luftseitigen Böschungssicherung aus sandgefüllten Geogewebe-Schlaufen zu untersuchen, wurde ein dreistufiger Ausschnitt aus der Böschung eines solchen Dammes als maßstabsgetreues Versuchsmodell mit der Neigung 1 : 2,5 entwickelt und mit verschiedenen Abflüssen bis zu $q_N = 710 \text{ l/(sm)}$ beaufschlagt. Für jeden Durch- und Überströmversuch wurde der Verlauf des Wasserspiegels aufgenommen und anschließend die Geometrie des Dammes vermessen. Als Ergebnis liegt die Beschreibung der Schlaufenverformungen und der sich auf der Böschung einstellenden Strömungsverhältnisse vor.

Dabei wurde festgestellt, dass sich schon bei ausschließlicher Durchströmung des Dammkörpers die einzelnen Stufen der Böschung durch den Transport feiner Sandpartikel von der Wasser- zur Luftseite des Dammes aufwölbten. Nach einstündiger Durchströmung hatte sich ein statischer Endzustand der Schlaufen eingestellt. Eine längere Durchströmung des Dammkörpers bei Einstau ohne Überströmung brachte keine weiteren Verformungen mit sich. Erst in Folge der Überströmung des Damm-Modells wölbten sich die unteren beiden Stufen mit zunehmendem Abfluss über die Böschung stetig weiter auf. Abgesehen von der oberen Schicht (Dammkrone), die sich nur in geringem Maße verformte, nahmen die Stufen eine kreisbogenförmige Kontur an.

Die abschließende Betrachtung der Geometrie der einzelnen sandgefüllten Schichten aus Geogewebe lieferte einen weiteren Beweis für den Transport von Bodenmaterial im Dammkörper in Richtung der luftseitigen Böschung. In der unteren der drei Schichten fand eine Fraktionierung des Sandes mit einem erhöhten Feinkornanteil im Bereich der Böschungsstufe statt, wie ein Vergleich der Korngrößenverteilungen von Bodenproben an verschiedenen Stellen im Damminnern ergab.

Durch die Versuchsreihe konnte zwar bis zu einem spezifischen Abfluss von $q_N = 710 \text{ l/(sm)}$ grundsätzlich die Stabilität dieser Bauweise nachgewiesen werden, jedoch sind vor einer Umsetzung in die Praxis die aus der Verformung des Sicherungselementes resultierenden konstruktiven Fragestellungen zu lösen bzw. der Grad der Verformungen von vorne herein zu minimieren. In diesem Punkt besteht weiterer Forschungsbedarf, um Lösungsmöglichkeiten anbieten zu können, die eine verringerte Materialumlagerung innerhalb des Dammkörpers mit sich bringen.

10.6 Schlauchvariante

10.6.1 Allgemeines

Im Gegensatz zu den Schlaufenlösungen bilden die Schlauchvarianten geschlossene Systeme. Dabei stehen Schläuche mit Durchmessern von bis zu mehreren Metern zur Verfügung, die in beliebiger Länge hergestellt werden können (vgl. **Bild 10.26**); daher werden diese auch als „Megatubes“ bezeichnet. Die Schläuche werden mit Sand gefüllt, indem ein Wasser-Sand-Gemisch eingespült wird, wobei das überschüssige Wasser durch das Geotextil selbst sowie über angeordnete Geogewebestutzen wieder nach außen gelangt, während der Sand im Schlauch verbleibt (**Bild 10.28**). Derartige sandgefüllte Geogewebesläuche werden im Wasserbau beispielsweise im Bereich des Küstenschutzes eingesetzt (PILARCZYK 2000).

Zur konstruktiven Ausbildung von überströmbaren Erddämmen mit mehreren Metern Höhe ergeben sich durch die Verwendung bzw. Integration derartiger Schläuche unterschiedliche Lösungsansätze. Einerseits ist es möglich, lediglich einen gefüllten Schlauch im Kernbereich anzuordnen, andererseits sind auch sogenannte Batterielösungen mit mehreren aufeinander liegenden Schläuchen denkbar (vgl. **Bild 10.2** in **Kapitel 10.1** mit drei Schläuchen und **Bild 10.27**).



Bild 10.26: Sandgefüllter Geogewebeslauch (Megatube) mit einer Höhe von etwa 3 m



Bild 10.27: Sandgefüllte Geogewebesläuche – Bau von Konstruktionen mit größerer Höhe durch Stapelung

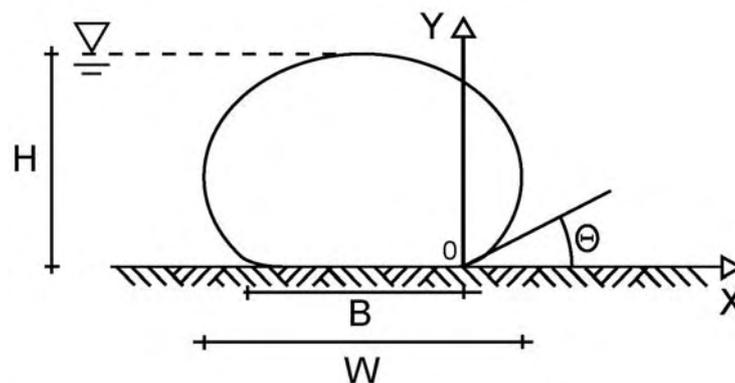


Bild 10.28: Fülltechnologie – Geowebestutzen als Ablauf des Einspülwassers

10.6.2 Dimensionierung und Überströmungsversuche

Für den Nachweis der Standsicherheit von Schlauchlösungen im Überströmungslastfall sind neben den Eigenschaften des Füllstoffes (Wichte, Reibungseigenschaften, Festigkeit) sowie des Geogewebeschlauches (Umfangslänge, Zugfestigkeit), die hydraulische Einwirkung sowie die Form bzw. der Füllungsgrad des Schlauches (Querschnittsgeometrie) von wesentlicher Bedeutung (vgl. Bild 10.29).

Als Basis für die Entwicklung des zugehörigen Nachweiskonzeptes für derartige Schwergewichtsbauteile, bei dem sowohl die innere als auch die äußere Standsicherheit zu berücksichtigen ist, wurden zunächst die theoretischen Zusammenhänge und Abhängigkeiten dieser verschiedenen Einflußparameter im wesentlichen auf Grundlage einer Literaturdurchsicht analysiert.



B: Auflagerbreite
 W: Gesamtbreite
 H: Höhe

Bild 10.29: Geometrische Bezeichnungen eines Geogewebeschlauches (Geotubes)

Aus den gefundenen Zusammenhängen ergibt sich die Querschnittsgeometrie eines Schlauches, wie sie in **Bild 10.30** beispielhaft in Abhängigkeit des Tube-Innendruckes, der Wichte des Füllstoffes sowie des Umfanges des Geotubes dargestellt ist.

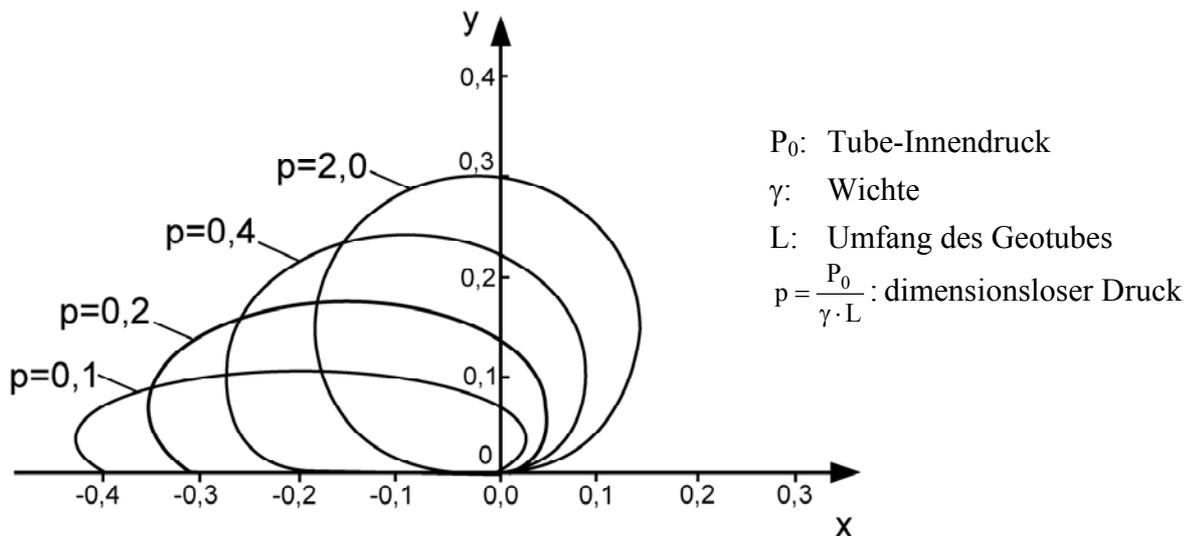


Bild 10.30: Querschnittsgeometrie eines Geotubes in Abhängigkeit des Tube-Innendruckes P_0 , der Wichte des Füllstoffes γ sowie des Umfanges des Geotubes L

Die gefundenen Zusammenhänge lassen sich ebenfalls nutzen, um die verschiedenen Abhängigkeiten der geometrischen Größen, wie die Höhe H , die Auflagerbreite B , die Gesamtbreite W (vgl. **Bild 10.29**) sowie den Füllungsgrad von Schläuchen analytisch zu beschreiben. Auch können aus diesen theoretischen Analysen Aussagen bzgl. der Zugbelastung der Geogewebeschläuche in Abhängigkeit des Durchmessers, der Wichte des Füllstoffes sowie des Füllungsgrades als wesentliche Dimensionierungsgrundlage abgeleitet werden.

Für gegebene Systemkenngrößen lassen sich damit für die vorliegende Aufgabenstellung wesentliche Dimensionierungsdiagramme aufstellen. Beispielsweise kann für einen bekannten Wert für die Füllstoffwichte γ – wie in **Bild 10.31** exemplarisch dargestellt – die Höhe H eines Geogewebeschlauches in Abhängigkeit des Innendruckes P sowie der Umfangslänge L des Schlauches ermittelt werden.

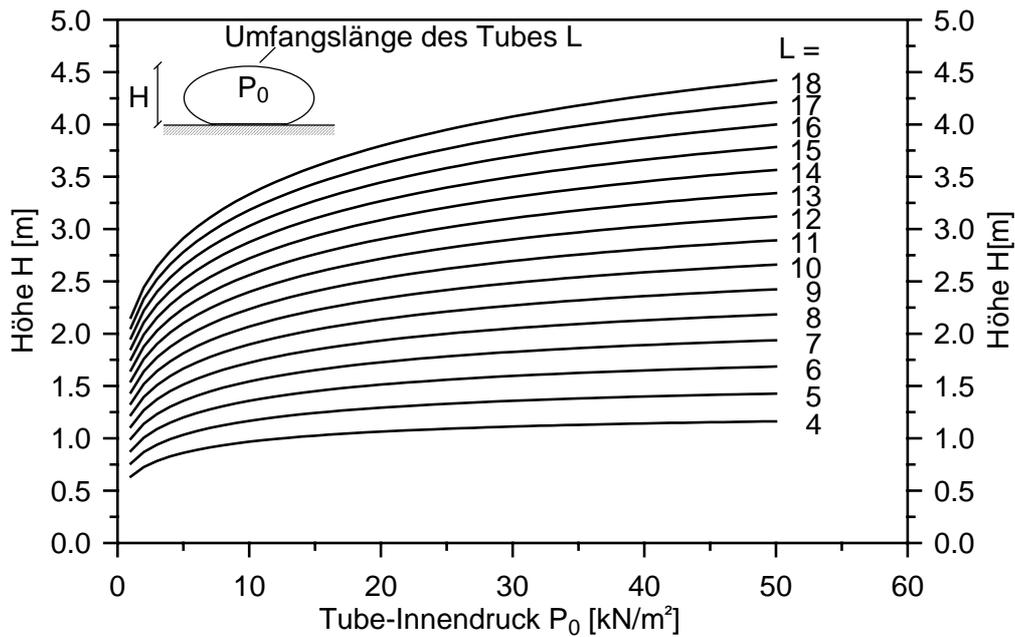


Bild 10.31: Dimensionierungsdiagramm für einen Geogewebeschlauch - Höhe H in Abhängigkeit des Innendruckes P_0 sowie der Umfangslänge L [m] bei einer Wichte des Füllstoffes von $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Auf dieser Grundlage war es möglich, erste Überströmungsversuche im Theodor-Rehbock-Laboratorium durchzuführen. Hierzu wurden Versuche an mit Sand bzw. Beton gefüllten Geogewebeschläuchen (Füllungsgrad jeweils etwa 92 %) durchgeführt. Bei einer Umfangslänge der Schläuche von $L \approx 100 \text{ cm}$ ergab sich eine Höhe der Schläuche von $H \approx 19 \text{ cm}$, womit die theoretischen Zusammenhänge weitgehend bestätigt wurden. Es wurden Untersuchungen an Einzelschläuchen und an Batterievarianten mit drei Schläuchen durchgeführt (vgl. **Bild 10.32** sowie **Anlagen 6.1 a und b**).



Bild 10.32: Überströmungsversuch eines Verbundsystems aus drei Gewebeschläuchen (Höhe ca. 35 cm) bei einer spezifischen Belastung von $q_{\text{Modell}} = 140 \text{ l/(sm)}$ (entspricht $q_{\text{Natur}} = 550 \text{ l/(sm)}$)

10.6.3 Zusammenfassende Bewertung

Die Ergebnisse zu den Untersuchungen mit Schlauchlösungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Bei den Untersuchungen mit Einzelschläuchen versagte das System bei kontinuierlicher Steigerung der hydraulischen Belastung infolge Abgleiten der Schläuche auf der vergleichsweise glatten Unterlage.
- Um bei der Anwendung von sog. Batterielösungen die hydraulische Belastbarkeit steigern zu können, sollte das Tragverhalten verbessert werden, indem die einzelnen Schläuche miteinander verbunden werden. Damit besteht die Gewähr, daß nicht ein einzelner Schlauch des Systems zum Versagen führt. Hier existieren Lösungen seitens der Geogewebeproduzenten, beispielweise in Form von Klett-Verbindungen. Bei Anwendungen im Feld sind die Schläuche bereits vor der Füllung miteinander zu verbinden.
- Es ist ratsam, Füllstoff zu verwenden, der zumindest eine geringfügige einaxiale Festigkeit erreicht. Diese Eigenschaft ist in mancherlei Hinsicht von Vorteil, auch wenn dies einen Mehraufwand bei den Erstellungskosten bedeutet:

- Der erdstatische Nachweis kann in Form einer Betrachtung eines Schwergewichtbauteiles mit den erforderlichen Lastannahmen bzw. Lastfällen durchgeführt werden.
- Es erübrigen sich Überlegungen zum Verformungsverhalten von sandgefüllten Geogewebeschläuchen im Durch- und Überströmungslastfall; dieses hat sich als komplex erwiesen.
- Die dauerhafte Beständigkeit des Sicherungselementes - beispielsweise gegen Durchwurzelung und gegen Wühltiereinflüsse – muß dann nicht ausschließlich vom Geogewebe abgedeckt werden. Insgesamt sind diesbezüglich Untersuchungen bzw. Eignungsprüfungen zum Langzeitverhalten des Füllstoffes bei Beanspruchungen in Form von Frost-Tau-Wechseln und Feucht-Gesättigt-Wechseln durchzuführen. Hierbei kann auf Erfahrungen aus dem Straßenbau bzw. aus dem Kooperationsprojekt der Universität Stuttgart zurückgegriffen werden (vgl. SIEBEL et al. 2004).
- Mit den erarbeiteten Grundlagen müssen weitere großmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt werden, bei denen auch die verfahrenstechnischen Komponenten und Abläufe zu integrieren sind.
- Es ist zu beachten, daß im Vorfeld vor einer Umsetzung in die Praxis wesentliche konstruktive Details zu lösen sind, die sich von den bislang ausgeführten Deckwerkslösungen voraussichtlich in wesentlichen Punkten unterscheiden werden. Dies betrifft beispielsweise die Ausbildung der Überlaufschwelle, die randlichen Anschlüsse an Durchlassbauwerke u.a.m. Vor diesem Hintergrund wurde im projektbegleitenden Arbeitskreis die Meinung vertreten, daß sich diese Lösungen bevorzugt für Entlastungsstrecken von Flußdeichen eignen; hier bietet sich die Anwendung auch aus Platzgründen an.

11 Zusammenfassung

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens wurden landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten zur Sicherung überströmbarer Dämme entwickelt. Derartige Bauweisen sind Lösungen, die über den aktuellen Stand der Technik hinausgehen, da im Hinblick auf das Verhalten überströmter Dammböschungen ein Wissensdefizit besteht, das den rechnerischen Standsicherheitsnachweis für solche technischen Lösungen bislang nicht bzw. allenfalls bedingt erlaubte.

Ziel dieses Forschungsvorhabens war es, die Grundlagen zur Dimensionierung von ausgesuchten Bauweisen für überströmbare Dämme zu erarbeiten und Bemessungsregeln für die Umsetzung der Forschungsergebnisse in die Praxis aufzustellen.

Während der Projektlaufzeit standen die beteiligten Institute der Universität Karlsruhe sowie der Universität Stuttgart (Kooperationsprojekt BWT 22005 des dortigen Institutes für Wasserbau und des Institutes für Geotechnik) über eine projektbegleitende Arbeitsgruppe in einem engen Kontakt zu Vertretern der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU), der Fach- und Genehmigungsbehörden des Landes sowie einiger Ingenieurbüros. Durch den intensiven fachlichen Gedankenaustausch wurde eine praxisorientierte Forschung gewährleistet, und praktische Anregungen von erfahrenen Betreibern, Planern und Behörden flossen direkt in die Forschungsarbeiten ein.

Durch die Kontakte aus der Arbeitsgruppe ergab sich die Möglichkeit, eine der in Karlsruhe untersuchten Bauweisen mit Erfolg im Rahmen von zwei Pilotprojekten anwenden zu können. Ein Forschungstransfer in die Praxis hat also bereits während der Projektlaufzeit stattgefunden.

In einem Leitfaden der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg werden in Kürze die im Laufe der Projektzeit gewonnenen Erkenntnisse einer breiten Öffentlichkeit dargelegt. Der Leitfaden „Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flußdeiche“ wird konkrete Bemessungsvorschriften für verschiedene Bauweisen überströmbarer Dämme enthalten; diese wurden an den Universitäten Stuttgart und Karlsruhe konzipiert und entwickelt.

Im einzelnen wurden von den Karlsruher Instituten zwei unterschiedliche Ansätze für die Sicherung von Überströmstrecken verfolgt. Zum einen wurden Deckwerklösungen betrachtet, die aus einem kohärenten, selbsttragenden und dränsfähigen Sicherungselement bestehen. Zum anderen wurden Verbundbauweisen untersucht, bei denen der Dammkörper durch den gezielten Einsatz membranartiger Bauelemente (z.B. Geogitter und/oder Geotextilien) gegen den Strömungsangriff auf den Dammkörper gesichert wird. Der vorliegende Abschlussbericht

gibt einen Überblick über die durchgeführten Arbeiten. Die erarbeiteten Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

Deckwerklösungen

Es wurden zwei Varianten von Deckwerken betrachtet: Deckwerke aus Mastix-Schotter – einem mittels bituminösem Mörtel gebundenen Einkornsplitt – und Deckwerke aus verbundenen Rasengittersteinen. Für beide Lösungen wurde ein vollständiges Bemessungskonzept entwickelt, wozu folgende Arbeitsschritte erforderlich waren:

- Aufstellung des theoretischen Bemessungsansatzes.
- Bestimmung der Scherparameter von beteiligten Baustoffen mittels eines großmaßstäblichen Rahmenschergerätes.
- Ermittlung der Grenzwerte der hydraulischen Belastbarkeit der Deckwerke an Hand von großmaßstäblichen Elementversuchen in einer Kipprinne; hierdurch wurde der theoretische Bemessungsansatz verifiziert.
- Überprüfung der gefundenen Zusammenhänge in einem Halbdamm-Modell im naturnahen Maßstab unter relevanten Einwirkungen; hierbei Entwicklung von konstruktiven Lösungsvorschlägen für eine schadlose Energieumwandlung am Böschungsfuß.
- Für den Forschungstransfer in die Praxis wurden Detailpläne für die Gestaltung der Dammkrone (Anschluss des Deckwerkes) und des Böschungsfußes ausgearbeitet.
- Zwischenzeitlich wurden Deckwerke aus Mastix-Schotter an zwei Überströmstrecken von Hochwasserrückhaltebecken erfolgreich eingebaut. Außerdem steht die Umsetzung dieser Bauweise in die Praxis für die Sicherung von Überströmstrecken bei zwei weiteren Hochwasserrückhaltebecken in Baden-Württemberg unmittelbar bevor.

Verbundbauweisen

Prinzipiell existiert eine Vielzahl möglicher Konstruktionsarten zur Ausbildung von überströmbareren Dämmen in Verbundbauweise (z.B. Integration von - ggf. verbundenen - Geogeweben in Form von Schlaufen, Schläuchen bis hin zu Bigbags).

Bei den Verbundbauweisen wurden ebenfalls zwei unterschiedliche Systeme untersucht. Bei der Schlaufenvariante handelt es sich um eine Bauweise, bei der Schlaufen aus Geogewebe

im Dammkörper rückverhängt werden. Die auftretenden Kräfte aus der Durch- und Überströmung werden über Reibung in den Dammkörper abgeleitet. Die Schlauchvariante basiert auf in sich geschlossenen, sandgefüllten Systemen, die den Dammkörper vor dem Strömungsangriff schützen.

Im Rahmen der hier vorgestellten Forschungstätigkeit wurden zahlreiche Untersuchungen bezüglich der Verbundbauweisen durchgeführt:

- In hydraulischen Modellversuchen wurden die einwirkenden Kräfte, die aus der Überströmung derartiger treppenartiger Entlastungsanlagen resultieren, ermittelt und ausgewertet.
- Weiterhin wurde das Verformungsverhalten speziell der Schlaufenvariante detailliert untersucht und beschrieben. Hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit derartiger Bauweisen sind zusätzliche Untersuchungen erforderlich.
- Geotechnische Standsicherheitsbetrachtungen zur Schlaufenvariante haben ergeben, daß – insbesondere bei einheitlichem Dammbaustoff und bei vergleichsweise steilen luftseitigen Böschungsneigungen - die auftretenden Kräfte in den Bewehrungslagen maßgebend von den Sickerströmungskräften infolge Durchsickerung des Dammkörpers bestimmt werden, während der Kraftanteil infolge Überströmung i.d.R. verhältnismäßig klein ist.
- Die theoretischen und praktischen Untersuchungen an gefüllten Geogewebe-schläuchen haben ergeben, daß derartige Bauteile sowohl einzeln als auch gestapelt prinzipiell zum Bau von Überströmbaren Dämmen geeignet sind; die hydraulische Belastbarkeit bzw. deren Anwendungsgrenzen sind mittels großmaßstäblicher Untersuchungen zu untersuchen und zu verifizieren. Ebenso ist die Verbesserung von Konstruktionsdetails mit Herstellern von Geogeweben erforderlich.
- Die Versuche haben gezeigt, dass die untersuchten Verbundbauweisen den Bau von steilen, überströmbaren Böschungen bei hohen hydraulischen Belastungen erlauben.
- Auf Grund der komplexen geotechnischen und hydraulischen Zusammenhänge konnte noch kein vollständiges Bemessungskonzept zur Verfügung gestellt werden. Hierzu sind zusätzliche und ergänzende Untersuchungen erforderlich. Die beteiligten Institute streben an, das Konzept der Verbundbauweisen in weiteren Forschungsarbeiten zu verfolgen und zur Ausführungsreife zu bringen.

Karlsruhe, im Juni 2004

- Für das Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik
Abteilung Erddamm- und Deponiebau



(Dipl.-Ing. H. Wörsching)



(Dr.-Ing. A. Bieberstein)

- Für das Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik
mit Theodor-Rehbock-Laboratorium



(Dipl.-Ing. J. Queißer)



(Prof. Dr.-Ing. habil. H.H. Bernhart)

12 Literatur

- ANDRÉ, S., BOILLANT, J.-L., SCHLEISS, A. (2001): High velocity two-phase turbulent flow over macro-roughness stepped chutes: Focus on dynamic pressures; Proceedings of the 2001 International Symposium on Environmental Hydraulics.
- BARTH, N. (2002): Überströmbare Dämme in Verbundbauweise: Beschreibung der Abflussverhältnisse auf überströmbar Böschungen. Vertiefungsarbeit am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik an der Universität Karlsruhe (unveröffentlicht).
- BIEBERSTEIN, A., BRAUNS, J., QUEISSER, J., BERNHART, H. (2003): Überströmbare Dämme und Deiche für den HW-Schutz. In: Herrmann, R.A., Jensen, J. (Hrsg.): „Notsicherung von Dämmen und Deichen – Handbuch für Theorie und Praxis..“ Universitätsverlag Siegen – universi 2003, ISBN 3-936533-09-1.
- BIEBERSTEIN, A., BRAUNS, J., KAST, K. (1997): Überströmbare Hochwasserschutzdämme in Sonderbauweise. Geotechnik-Sonderheft 1997, DGGT.
- BIEBERSTEIN, A., BRAUNS, J., QUEISSER, J., BERNHART, H. (2002): Überströmbare Dämme – Landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg. Zwischenbericht: BW Plus.
- BIEBERSTEIN, A., BRAUNS, J., QUEISSER, J., BERNHART, H. (2003): Überströmbare Dämme – Landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg. Zwischenbericht: BW Plus.
- BIEBERSTEIN, A., BRAUNS, J., KAST, K. (1997): Überströmbare Hochwasserschutzdämme in Sonderbauweise. Geotechnik-Sonderheft 1997, DGGT.
- BOES, R. (2000): Zweiphasenströmungen u. Energieumsetzung an Großkaskaden. Mitteilungen 166, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.
- BOSSHARD, M. (1991): Überflutbarkeit kleiner Dämme. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich.
- BRAUNS, J., BIEBERSTEIN, A., KAST, K. (1992): Gefährdungspotential von Talsperren – Ermittlung von Abflußganglinien bei Breschen in Erddämmen. Universität Karlsruhe, (unveröffentlicht).
- BROICH, K. (1997): Computergestützte Analyse des Dammerosionsbruches. Mitteilungen Institut für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München, Heft 61.
- CHANSON, H. (1994): Hydraulic Design of Stepped Cascades, Channels, Weirs and Spillways, 1st Ed., Pergamon.
- DAVIDENKOFF, R. (1964): Deiche und Erddämme, Sickerströmung - Standsicherheit, Werner-Verlag, Düsseldorf.
- DIEZ-CASCON, J., BLANCO, J.L., REVILLA, J., GARCIA, R. (1991): Studies on the Hydraulic Behaviour of Stepped Spillways. In: Water Power & Dam Construction.

- DIJKINK, J.H., WILMS, K.P. (1998): Schuimbitumen – Ervaringen. Asphalt, Heft 4. (10 Jahre Erfahrungen mit Schaumbitumen in den Niederlanden).
- DORNACK, S. (2001): Überströmbare Dämme – Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen. Dissertation, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Universität Dresden.
- DVWK (1992): Anwendung von Geotextilien im Wasserbau. DVWK-Merkblatt 221. Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Bonn.
- ELSKENS, F. (1995): Protecting Overflow Dikes for Controlled Flood Areas in Belgium. PIANC Conference on Inland Waterways and Flood Control, Brussels, Belgium.
- HARTUNG, F., SCHEUERLEIN, H. (1970): Design of Overflow Rockfill Dams, Proc. 10th ICOLD Congress, Q. 36, R. 35, Montréal.
- HEWLETT, H.W.M. (1987): Design of Reinforced Grass Waterways. CIRIA Report 116, Großbritannien.
- IBF/IWK (1996): Überströmbare Dämme – Leitgedanken für angepasste Lösungen für Hochwasserrückhaltebecken mit geringer Dammhöhe. Vorstudie im Auftrag der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (unveröffentlicht).
- IfH (1998): Skript Hydromechanik. Universität Karlsruhe.
- KAST, K. (1985): Spreizsicherheit von Böschungen bei geneigtem Gelände und Durchströmung. Bauingenieur 60, 519 - 522, Springer Verlag.
- KAST, K., BIEBERSTEIN, A. (1996): Detection and Assessment of dambreak-scenarios. NATO-Workshop on Dams and Safety Management at downstream Valleys, Lissabon 1996, Balkema.
- KUHN, R. (1971): Erprobung von Deckwerken durch Schifffahrtsversuche. Wasserwirtschaft 3.
- LAMBERTON, B.A. (1989): Fabric forms for concrete. Concrete International: Design and Construction, 11(12), 58-67.
- LANDA, P.A. (1998): Schuimbitumen – Technologie gereed voor toepassing. Asphalt, Heft 4. (Schaumbitumen zur Einbindung von teerhaltigem Granulat).
- LARSEN, P., BLINDE, A., BRAUNS, J. (1986): Überströmbare Dämme - Hochwasserentlastung über Dammscharten. Versuchsbericht der Versuchsanstalt für Wasserbau und Kulturtechnik und der Abteilung Erddammbau und Deponiebau am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, unveröffentlicht.
- LESHCHINSKY, D., LESHCHINSKY, O., LING, H.I., GILBERT, P.A. (1996): Geosynthetic tubes for confining pressurized slurry: Some design aspects. Journal of Geotechnical Engineering, 122(8), 682-690.
- LfU – LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (1997): Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken. Handbuch Wasser 2.

- LfU – LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (2003): Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flußdeiche. Fachtagung zum BW-PLUS-Forschungstransfer, Beitragsband.
- MACKEY, P.G. (1985): Rehabilitation to meet Reservoir Safety and Flood Criteria. ICOLD, Q. 59, Lausanne, 899 – 919.
- NAMIAS, V. (1985): Load-Supporting fluid-filled cylindrical membranes.“ Journal of Applied Mechanics, 52(4), 913-918.
- NAUDASCHER, E. (1992): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke, 2. Aufl., Springer-Verlag, Wien.
- PEYRAS, L., ROYET, P., DEGOUTTE, G.(1992): Flow and Energy Dissipation over Stepped Gabion Weirs, in: Jl. of Hyd. Engrg., ASCE, Vol. 118, No. 5.
- PILARCZYK, K.W. (2000): Geosynthetics and geosystems in hydraulic and coastal engineering. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookefield.
- PLAUT, R.H., SUHERMAN, S. (1998): Two-dimensional analysis of geosynthetic tubes. Acta Mechanica 129, 207-218. Springer-Verlag.
- QUEIBER, J. (2003): Verbundbauweisen, in Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Beitragsband zur Fachtagung „Überströmbare Dämme, Dammscharten und Deiche“, Stuttgart.
- RATHGEB, A. (2001): Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen. Dissertation, Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart.
- REE, W.O. (1949): Hydraulic Characteristics of Vegetation for Vegetated Waterways. Agricultural Engineering.
- SCHEUERMANN, A., BRAUNS, J. (2001): Porenwasserhaushalt und Versagenswahrscheinlichkeit von Flußdeichen. DGGT, 13. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie in Karlsruhe, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- SCHLÜTER, U. (1986): Pflanze als Baustoff. Ingenieurbiologie in Praxis und Umwelt, Patzer Verlag, Berlin, Hannover.
- SCHÖNIAN, E. (1999): The Shell Bitumen Hydraulic Engineering Handbook. ISBN 0953588505.
- SEIDEL, F. (2003): Abfluss über eine treppenförmige Entlastungsanlage - Untersuchung der Druckverteilung an der Sohle. Diplomarbeit am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, unveröffentlicht.
- SEMAR, O. (2001): Überströmbarmachung von Erddämmen mittels Verbundlösungen. Vertiefungsarbeit am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe (unveröffentlicht).
- SIEBEL, R., WESTRICH, B., ZWESCHPER, B. (2003): Überströmbare Erddämme und Deiche – Erosionssichere Deckwerke, Bodenverfestigung, Bemessungsgrundlagen. In:

- Herrmann, R.A., Jensen, J. (Hrsg.): „Notsicherung von Dämmen und Deichen – Handbuch für Theorie und Praxis.. Universitätsverlag Siegen – universi 2003, ISBN 3-936533-09-1.
- SIEBEL, R., WESTRICH, B., ZWESCHPER, B., VERMEER, P.A. (2004): Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken. Schlussbericht BW Plus, Förderkennzeichen BWT 22005 (Folgeprojekt von BWC 20004).
- SOMMER, P. (1997): Bericht zum DFG-Forschungsvorhaben „Überströmbare Deckwerke“. Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (unveröffentlicht).
- SORENSEN, R.M. (1985): Stepped Spillway Hydraulic Model Investigation, in: JI. of Hyd. Engrg., ASCE, Vol. 111, No. 12, Discussion: Vol. 113, No. 8.
- TEMPLE, D.M. (1980): Tractive Force Design of Vegetated Channels. Transactions of the ASAE, Vol. 23, No. 4, 884 – 890.
- TEMPLE, D.M. (1987): Discharge Coefficients for Vegetated Earth Embankments. ASAE, Southwest Meeting, Paper No. SWR 87 – 106.
- WAHRHEIT-LENSING, A. (1996): Selbstbelüftung und Energieumwandlung beim Abfluss über treppenförmige Entlastungsanlagen. Dissertation, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität Karlsruhe (TH).
- WESTRICH, B., RATHGEB, A. (1997): Hydrodynamic loading and stability of rockfill spillways. Proceedings of the international symposium on new trends and guidelines on dam safety, Barcelona, Balkema, Rotterdam.
- WESTRICH, B., RATHGEB, A., SALDEN, D. (1997): Bemessungsgrundlagen für Dammscharten zur Hochwasserentlastung an Rückhaltebecken. Wasserwirtschaft 87 (4).
- WOOD, I.R. (1991): Air Entrainment in Free-Surface Flows. In: IAHR Hydraulic Structures Design Manual No. 4, Hydraulic Design Considerations, Balkema Publ., Rotterdam.

13 Anlagen/Anlagenverzeichnis

Anlage 1.....Untersuchungen in der Kipprinne an durchlässigen, selbsttragenden und kohärenten Deckwerken

- Anlage 1.1..... Skizze des Modelles
- Anlagen 1.2..... Belastungsuntersuchungen an **Rasengittersteinen** auf
Betongehwegplatten
- Anlage 1.2a..... Rasengittersteine ungefüllt
- Anlage 1.2b..... Rasengittersteine gefüllt mit oberflächenbündigen Füllsteinen
- Anlage 1.2c..... Rasengittersteine gefüllt mit 3 cm überstehenden Füllsteinen
- Anlage 1.2d..... Rasengittersteine gefüllt mit 10 cm überstehenden Füllsteinen
- Anlagen 1.3..... Belastungsuntersuchungen an **Mastix-Schotter** auf Geogewebe
und Sandschicht
- Anlagen 1.3.1a, b..... Fotodokumentation zum Bau
- Anlage 1.3.2..... Untersuchung der Schereigenschaften (trocken, ohne
hydraulische Belastung)
- Anlage 1.3.3..... Ermittlung der Grenzbelastung bei einer Neigung von 1 : 3,5
- Anlagen 1.3.4a, b..... Ermittlung der Grenzbelastung bei einer Neigung von 1 : 4,0
- Anlagen 1.3.5a, b..... Ermittlung der Grenzbelastung bei einer Neigung von 1 : 4,5
- Anlagen 1.3.6a, b..... Ermittlung der Grenzbelastung bei einer Neigung von 1:5,0 (V 1)
- Anlagen 1.3.7a, b..... Ermittlung der Grenzbelastung bei einer Neigung von 1:5,0 (V 2)
- Anlagen 1.4 Dimensionierung von Mastix-Schotter-Deckwerk:
Grenzbelastung q_{grenz} bzw. max. mögliche Überströmungshöhe
grenz. y in Abhängigkeit des
- Anlagen 1.4a..... Böschungswinkels β und des Reibungswinkel Φ°
- Anlagen 1.4b..... Böschungswinkels β und der Deckwerksstärke d_D
- Anlagen 1.4c..... Böschungswinkels β und des Strickler-Beiwertes k_{St}

Anlage 2.....Untersuchungen am Halbdammodell mit Deckwerk aus Mastix-Schotter auf Geogewebe und Sandkörper

- Anlage 2.1..... Skizze des Modelles
- Anlagen 2.2.1 bis 2.2.7... Fotodokumentation zum Bau des Modelles
- Anlagen 2.3..... Lasermessungen an der Oberfläche des Mastix-Schotters
- Anlage 2.3.1..... Dammoberfläche im Längsschnitt
- Anlage 2.3.2..... Dammoberfläche im oberen Querschnitt
- Anlage 2.3.3..... Dammoberfläche im mittleren Querschnitt
- Anlage 2.3.4..... Dammoberfläche im unteren Querschnitt

- Anlage 2.4..... Zusammenstellung der ermittelten Fließgeschwindigkeiten
- Anlagen 2.5.1a, b..... Halbdammodell nach Fertigstellung
- Anlagen 2.5.2a, b..... Belastungsuntersuchung bei $q = 50 \text{ l/(sm)}$
- Anlagen 2.5.3a, b..... Belastungsuntersuchung bei $q = 100 \text{ l/(sm)}$
- Anlagen 2.5.4a, b..... Belastungsuntersuchung bei $q = 200 \text{ l/(sm)}$
- Anlagen 2.5.5a, b..... Belastungsuntersuchung bei $q = 300 \text{ l/(sm)}$

Anlage 3.....Umsetzung des Mastix-Schotter-Deckwerkes in die Praxis beim HRB Mönchzell

- Anlagen 3.1 bis 3.11 Fotodokumentation zur Herstellung des Mastix-Schotter-Deckwerkes beim HRB Mönchzell

Anlage 4.....Verbundbauweisen – Untersuchungen am Treppenmodell

- Anlagen 4.1.1 bis 4.1.6... Fotodokumentation zu den untersuchten Abflusszuständen
- Anlagen 4.2.1 bis 4.2.16. Ergebnisse der Druckmessungen an den Messstellen 1 bis 16

Anlage 5.....Schlaufenvariante – Untersuchung des Verformungsverhaltens

- Anlagen 5.1..... Längsprofile vor, während und nach der Überströmung
- Anlage 5.1.1..... Längsprofile im Ausgangszustand
- Anlage 5.1.2..... Längsprofile nach unterschiedlicher Durchströmungsdauer
- Anlage 5.1.3..... Längsprofile nach Überströmung
- Anlage 5.1.4..... Vergleich der Profilform während und nach der Überströmung
- Anlage 5.1.5..... Längsprofile im Endzustand nach Abschluss der Versuchsreihe
- Anlage 5.1.6..... Längsprofile nach wiederholter Belastung mit geringerem Abfluss
- Anlage 5.2 Verlauf der Wasserspiegellage bei $q_N = 80 \text{ l/(sm)}$
- Anlagen 5.3..... Fotodokumentation
- Anlage 5.3.1..... Einbauzustand und nach Durchströmung
- Anlage 5.3.2..... Abfluss $q_N = 80 \text{ l/(sm)}$ und $q_N = 160 \text{ l/(sm)}$
- Anlage 5.3.3..... Abfluss $q_N = 240 \text{ l/(sm)}$ und $q_N = 400 \text{ l/(sm)}$
- Anlage 5.3.4..... Abfluss $q_N = 550 \text{ l/(sm)}$ und $q_N = 710 \text{ l/(sm)}$
- Anlage 5.3.5..... Rückbau des Versuchsstandes
- Anlagen 5.4..... Auswertung der Sieblinien nach der Versuchsdurchführung
- Anlage 5.4.1..... Sieblinie der oberen Schicht (oberen Schlaufe)
- Anlage 5.4.2..... Sieblinie der mittleren Schicht (mittleren Schlaufe)
- Anlage 5.4.3..... Sieblinie der unteren Schicht (unteren Schlaufe)

Anlage 6.....Überströmungsversuch mit einer Geotube-Formation

Anlagen 6.1a, b..... Fotodokumentation zum Überströmungsversuch mit einer
Geotube-Formation