

# Überströmbare Dämme und Dammscharten



# Überströmbare Dämme und Dammscharten



Herausgegeben von der  
Landesanstalt für Umweltschutz  
Baden-Württemberg  
1. Auflage

Karlsruhe 2004

**IMPRESSUM**

<b>Herausgeber</b>	Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg  76157 Karlsruhe · Postfach 21 07 52, <a href="http://www.lfu.baden-wuerttemberg.de">http://www.lfu.baden-wuerttemberg.de</a>
<b>ISSN</b>	1436-7882 (Bd. 90, 2004)
<b>Bearbeitung</b>	Projektbegleitende Arbeitsgruppe auf Grundlage der Forschungsergebnisse BWPLUS Baden-Württemberg BWC 20004 und BWT 22005 Universität Stuttgart: Institut für Wasserbau, Institut für Geotechnik BWC 20005 und BWT 22004 Universität Karlsruhe: Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik
<b>Redaktion</b>	Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg Ref. 41
<b>Umschlaglayout</b>	Stefan May ♦ Grafik-Design, 76227 Karlsruhe
<b>Titelbild</b>	Jutta Ruloff ♦ Dipl. Designerin, 76275 Ettlingen
<b>Druck</b>	Greiserdruck, Rastatt
<b>Umwelthinweis</b>	gedruckt auf Recyclingpapier aus 100 % Altpapier
<b>Bezug über</b>	Verlagsauslieferung der LfU bei JVA Mannheim - Druckerei, Herzogenriedstr. 111, 68169 Mannheim Telefax 0621/398-370
<b>Preis</b>	9,00 €

Nachdruck - auch auszugsweise - nur mit Zustimmung des Herausgebers unter Quellenangabe und Überlassung von Belegexemplaren gestattet.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Allgemeines</b>	<b>6</b>
1.1	Anlass und Ziel	6
1.2	Die Hochwasserschutz-Strategie Baden-Württembergs	7
1.3	Anwendungsbereich des Leitfadens	8
1.4	Ökologische Aspekte	9
<b>2</b>	<b>Grundsätzliche Überlegungen und Bauweisen</b>	<b>10</b>
2.1	Sicherheitsaspekte und Überlastbarkeit	10
2.2	Deckwerkstypen	11
2.2.1	Deckwerke in Lockerbauweise	11
2.2.2	Kohärente Deckwerke	13
2.3	Bodenverfestigung	16
2.4	Verbundbauweisen	17
<b>3</b>	<b>Konstruktive Ausbildung</b>	<b>19</b>
3.1	Lage und Geometrie	19
3.2	Unterbau und Filterschicht	20
3.3	Ausbildung des Überlaufbereichs an der Dammkrone	23
3.4	Ausbildung der Fußsicherung gegen rückschreitende Erosion	25
3.5	Verschneidung des überströmbareren Dammbereichs mit den Talflanken	25
3.6	Einbindung des überströmbareren Dammbereichs in den Damm	27
3.7	Anschluss des Damms an Bauwerke	27
3.8	Humusierung und Begrünung	28
<b>4</b>	<b>Bemessung überströmbarer Dammbereiche</b>	<b>30</b>
4.1	Grundlagen der Hydraulik	30
4.2	Deckwerke in Lockerbauweise	32
4.2.1	Steinsatz	32
4.2.2	Steinschüttungen	38
4.3	Kohärente Deckwerke	43
4.3.1	Geogittermatratzen	43
4.3.2	Mastix-Schotter-Deckwerk	44
4.3.3	Verbundene Rasengittersteine	50
4.4	Bodenverfestigung	51

---

<b>5 Bauausführung .....</b>	<b>56</b>
5.1 Deckwerke in Lockerbauweise.....	56
5.2 Kohärente Deckwerke.....	57
5.2.1 Geogittermatratzen .....	57
5.2.2 Mastix-Schotter-Deckwerk .....	59
5.2.3 Verbundene Rasengittersteine .....	63
5.3 Bodenverfestigung .....	65
<b>6 Instandhaltung .....</b>	<b>67</b>
<b>7 Ertüchtigung bestehender Anlagen .....</b>	<b>68</b>
<b>8 Ausgeführte Beispiele .....</b>	<b>68</b>
<b>Definition der verwendeten Parameter .....</b>	<b>103</b>
<b>Abbildungsverzeichnis .....</b>	<b>106</b>
<b>Bildnachweis.....</b>	<b>108</b>
<b>Tabellenverzeichnis.....</b>	<b>108</b>
<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>109</b>

## Zusammenfassung

Hochwasserrückhaltebecken sind ein wichtiger Bestandteil des technischen Hochwasserschutzes in Baden-Württemberg. Der technische Hochwasserschutz ist Teil der Hochwasserschutz-Strategie in Baden-Württemberg. Er wird ergänzt durch das Hochwasser-Flächenmanagement und die Hochwasserservorsorge.

Das wichtigste Sicherungselement eines Hochwasserrückhaltebeckens ist die Hochwasserentlastungsanlage. In Verbindung mit einem ausreichenden Freibord wird der Damm auch bei einem extremen Hochwasserereignis vor einer Überströmung und damit vor einer Zerstörung bewahrt.

Der Leitfaden ist sowohl für Dämme an Hochwasserrückhaltebecken im Haupt- und Nebenschluss als auch für Überlaufstrecken an Flussdeichen anwendbar. Da die Anwendung verstärkt beim Bau von Hochwasserrückhaltebecken gesehen wird, beziehen sich die beschriebenen Anwendungsregeln und Beispiele auf die überströmbaren Dämme. Diese werden unterteilt in **vollständig überströmbare Dämme** und **teilweise überströmbare Dämme**. Die Hochwasserentlastung eines teilweise überströmten Dammes wird auch als Dammscharte bezeichnet. Sie dient der schadlosen Hochwasserablenkung über das Dammbauwerk und ist gegenüber der übrigen Dammkrone abgesenkt. Für beide Varianten wird in diesem Leitfaden der Begriff „überströmbare Dammbereiche“ verwendet. Überströmbare Dammbereiche sind hinsichtlich Landschaftsästhetik, hydraulischer Überlastbarkeit sowie Kostenbetrachtungen eine Alternative mit einigen Vorteilen gegenüber herkömmlichen Hochwasserentlastungsanlagen. Durch den Wegfall eines Freibords kann bei voll überströmten Dämmen die Dammhöhe reduziert werden.

Während für nahezu alle Bereiche des Wasserbaus Normen, Regelwerke und Richtlinien wie z.B. die Merkblätter und Arbeitshilfen des DWA (ATV-DVWK) existieren, ist für überströmbare Dammbereiche kein äquivalentes Regelwerk vorhanden. Aus diesem Grund wurden in den letzten 17 Jahren in Baden-Württemberg mehrere Untersuchungen an Universitäten mit dem Ziel in Auftrag gegeben, Bemessungsgrundlagen für überströmbare Dammschnitte zu erarbeiten.

Die Anwendung des Leitfadens beschränkt sich auf

- Deckwerke in Lockerbauweise (z. B. Steinsatz, Steinschüttung)
- Kohärente d.h. zusammenhängende Deckwerke (z. B. Geogittermatratzen, Mastix-Schotter-Deckwerke, verbundene Rasengittersteine)
- Bodenverfestigung

Die Anwendung sollte sich auf Hochwasserrückhaltebecken mit Dammhöhen kleiner zehn Meter über dem anstehenden Gelände beschränken. Eine Übersicht zu den Anwendungsbereichen wird gegeben. Im Leitfaden sind auch Hinweise zu Verbundbauweisen (z. B. gefüllte Geogewebebeschläuche, Schlaufenlösung) enthalten. Diese sind jedoch noch nicht anwendungsreif.

In dem vorliegenden Leitfaden wird der wesentliche aktuelle ingenieurwissenschaftliche Kenntnisstand zusammengefasst und die Grundlagen für Planung, Bemessung und Ausführung dem Fachplaner und der Fachbehörde innerhalb vorgegebener Anwendungsgrenzen vorgestellt. Der Leitfaden bildet daher einen Maßstab für fachgerechtes Handeln im Normalfall, ohne dabei allen möglichen Sonderfällen gerecht werden zu können. Insofern entbindet dieser Leitfaden nicht von der Verantwortung für das eigene Handeln. Anregungen und Ergänzungen aus der praktischen Anwendung sind erwünscht, da dieser Leitfaden zu gegebener Zeit fortgeschrieben wird.

# 1 Allgemeines

## 1.1 Anlass und Ziel

Hochwasserrückhaltebecken (HRB) und Talsperren (TSP) sind Stauanlagen nach DIN 19700. Durch gezielte Rückhaltung der Hochwasserwelle werden die Hochwasserabflüsse unterhalb der Stauanlage reduziert. Zum Schutz des Absperrbauwerks und der Längsdämme muss eine Hochwasserentlastungsanlage vorgesehen werden, die bei Überschreitung des Stauziels beaufschlagt wird.

Die überströmbaren Dämme, die im vorliegenden Leitfaden näher betrachtet werden, stellen hinsichtlich Landschaftsästhetik, hydraulischer Überlastbarkeit sowie Kostenaspekten eine Alternative zu den herkömmlichen Hochwasserentlastungsanlagen aus Beton (z. B. Hangseitenentlastung, Schachtüberfall etc.) dar.

Bei vollständiger Überströmung des Damms entfällt der Freibord. Dadurch kann die Dammhöhe reduziert werden. Allerdings wird durch die im Normalfall flacher auszubildende luftseitige Dammböschung eine größere Grundfläche beansprucht (siehe Abbildung 1).

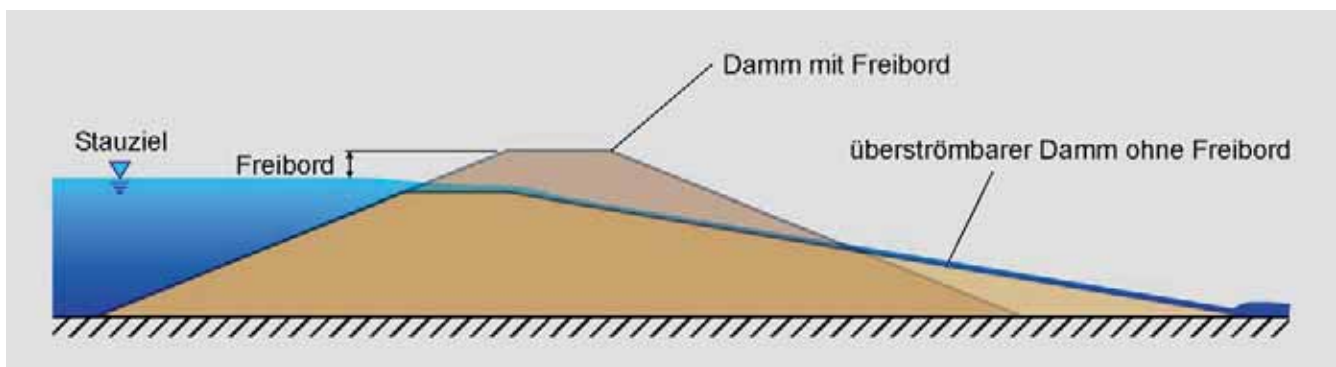


Abbildung 1: Damm mit Freibord und überströmbarer Damm ohne Freibord im Vergleich.

Der Leitfaden ersetzt den von der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg veröffentlichten Band 36 Handbuch Wasser 2 „Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken“ (1997) sowie den technischen Bericht der Universität Stuttgart „Bemessungsgrundlagen und Gestaltungsvorschläge für überströmbare Dämme (Dammscharten)“ aus dem Jahr 1996.

Bezüglich der Bemessung von überströmbaren Dämmen wird zudem auf bestehende Normen, Regelwerke und Richtlinien verwiesen. Besonders hervorzuheben sind:

- DIN 19700 (2004) – Stauanlagen, Teil 10 Gemeinsame Festlegungen
- DIN 19700 (2004) – Stauanlagen, Teil 11 Talsperren
- DIN 19700 (2004) – Stauanlagen, Teil 12 Hochwasserrückhaltebecken
- DIN 19712 (1997) – Flussdeiche
- DVWK-Merkblatt 202/1991 – Hochwasserrückhaltebecken
- DVWK-Merkblatt 209/1989 – Wahl des Bemessungshochwassers
- DVWK-Merkblatt 210/1986 – Flussdeiche

In dem vorliegenden Leitfaden wird der wesentliche aktuelle ingenieurwissenschaftliche Kenntnisstand zusammengefasst und die Grundlagen für Planung, Bemessung und Ausführung dem Fachplaner und

der Fachbehörde innerhalb vorgegebener Anwendungsgrenzen vorgestellt. Der Leitfaden bildet daher einen Maßstab für fachgerechtes Handeln im Normalfall, ohne dabei allen möglichen Sonderfällen gerecht werden zu können. Insofern entbindet dieser Leitfaden nicht von der Verantwortung für das eigene Handeln.

## 1.2 Die Hochwasserschutz-Strategie Baden-Württembergs

Hochwasserrückhaltebecken sind ein wichtiger Bestandteil des technischen Hochwasserschutzes in Baden-Württemberg. Der technische Hochwasserschutz ist jedoch nur ein Teil der Hochwasserschutz-Strategie in Baden-Württemberg (siehe Abbildung 2), die durch das Hochwasser-Flächenmanagement und die Hochwasservorsorge vervollständigt wird.

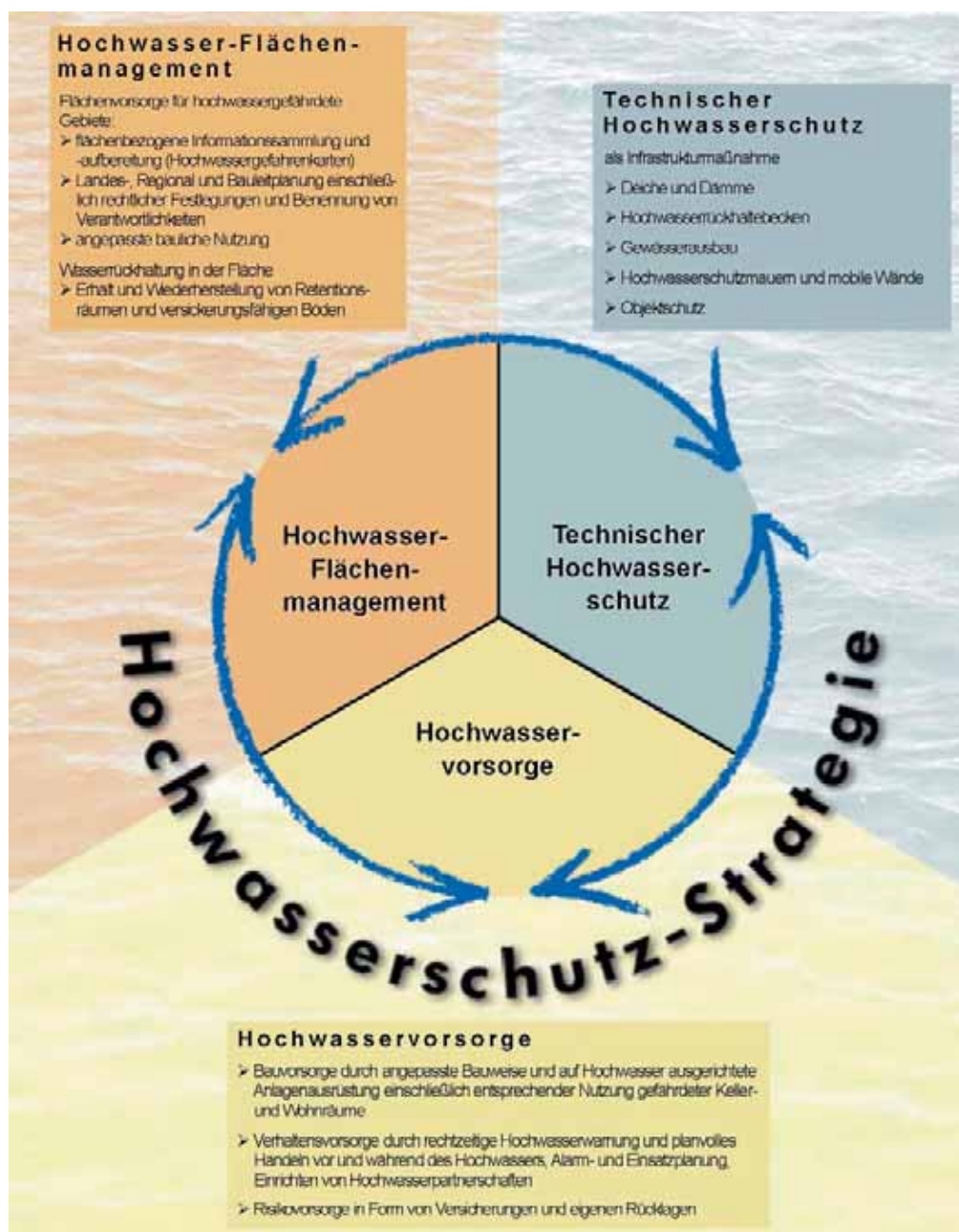


Abbildung 2: Hochwasserschutz-Strategie in Baden-Württemberg.



### 1.3 Anwendungsbereich des Leitfadens

Der vorliegende Leitfaden ist vorwiegend für Absperrbauwerke von Hochwasserrückhaltebecken im Haupt- oder Nebenschluss vorgesehen und in wesentlichen Teilen auch auf Überlaufstrecken an Flusssdeichen übertragbar. Da die Anwendung verstärkt beim Bau von Hochwasserrückhaltebecken gesehen wird, beziehen sich die beschriebenen Anwendungsregeln und Beispiele auf die überströmbaren Dämme. Diese werden unterteilt in vollständig überströmbare Dämme und teilweise überströmbare Dämme (siehe Abbildung 3).

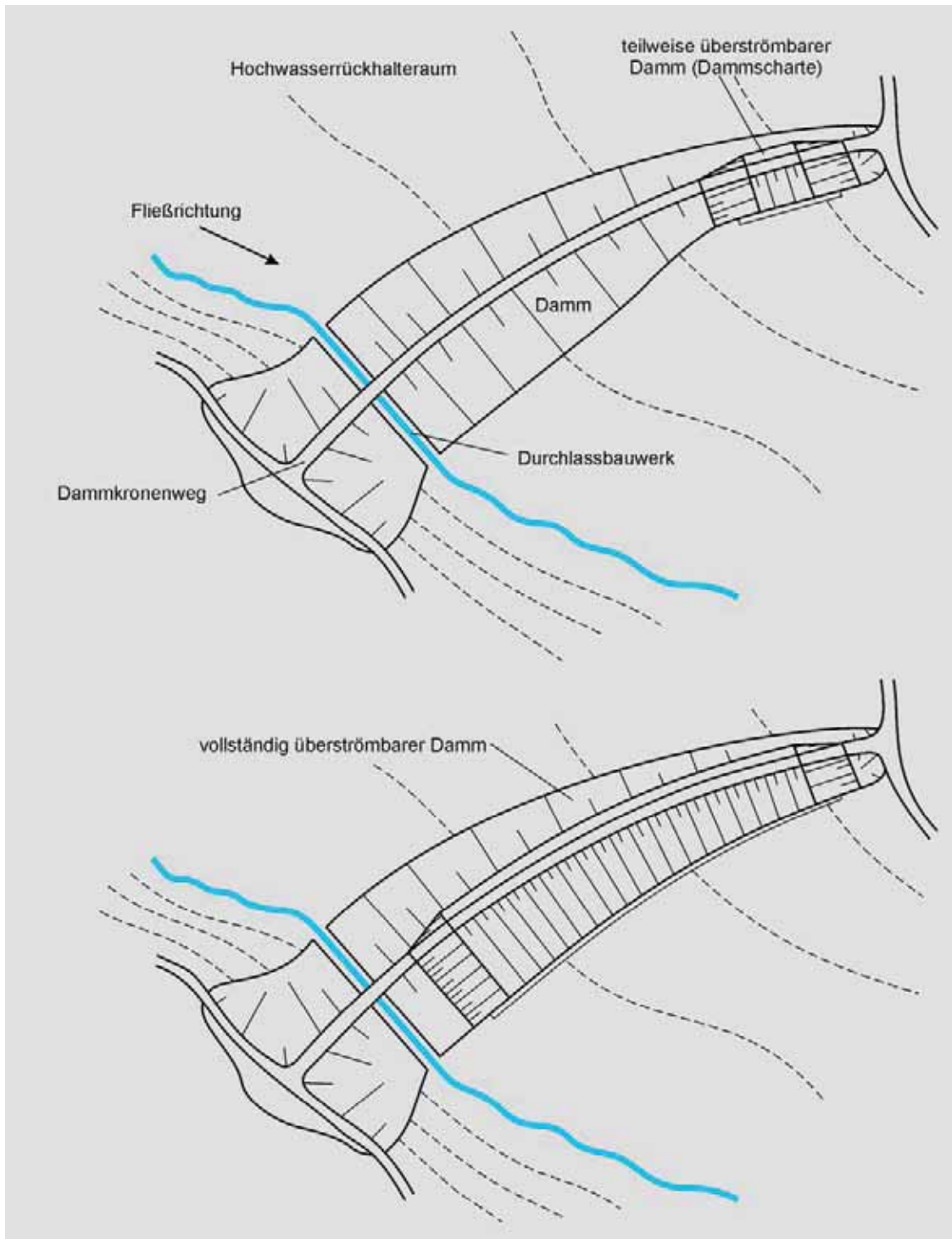


Abbildung 3: Prinzipskizzen eines teilweise (Dammscharte) und eines vollständig überströmbaren Damms.

Die Hochwasserentlastungsanlage eines teilweise überströmten Damms wird auch als Dammscharte bezeichnet. Sie dient der schadlosen Hochwasserableitung über das Dammbauwerk und ist gegenüber der übrigen Dammkrone abgesenkt. Für beide Varianten wird in diesem Leitfaden der Begriff „überströmbare Dammbereiche“ verwendet.

Der Leitfaden beschränkt sich auf die Anwendung von

- Deckwerke in Lockerbauweise (z. B. Steinsatz, Steinschüttung)
- Kohärente, d. h. zusammenhängenden Deckwerke (z. B. Geogittermatratzen, Mastix-Schotter-Deckwerk, verbundene Rasengittersteine)
- Bodenverfestigung

Im vorliegenden Leitfaden sind auch Hinweise zu Verbundbauweisen (gefüllte Geogewebebeschläuche und sog. Schlaufenlösung) enthalten. Diese sind jedoch noch nicht anwendungsreif.

Die Anwendung des Leitfadens sollte sich auf Hochwasserrückhaltebecken mit Dammhöhen kleiner zehn Meter über dem anstehenden Gelände beschränken. Der spezifische Bemessungshochwasserabfluss  $BH_q$  sollte weniger als  $1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$  betragen. Die luftseitige Neigung des Damms sollte flacher als 1:4 ausgeführt werden. Außerhalb des Anwendungsbereichs sind gegebenenfalls vom Planer weitere Sicherheitsnachweise zu erbringen. Ebenso sind sämtliche sonstige Standsicherheitsnachweise zu führen. Eine Übersicht zu den Anwendungsbereichen wird in Kapitel 4 gegeben.

Im Leitfaden wird auch auf die Begrünung von überströmbaren Dammbereichen eingegangen. Ein konventioneller Erddamm mit Grasnarbe ist nicht als überströmbarer Damm geeignet. Die Begrünung eines überströmbaren Damms kann daher nur in Kombination mit einem entsprechenden Deckwerk bzw. der beschriebenen Bodenverfestigung erfolgen.

## 1.4 Ökologische Aspekte

Dammbauwerke greifen in das Fließgewässer und die Aue ein. Dieser Eingriff ist soweit wie möglich zu minimieren (Naturschutzgesetz). Die Begrünung des Damms stellt eine Möglichkeit der besseren Einbindung in das Landschaftsbild dar. Bei den im Leitfaden beschriebenen überströmbaren Dammbereichen ist diese Möglichkeit in einem gewissen Umfang gegeben. Sträucher und Bäume können mit entsprechendem Abstand zu dem Dammbauwerk gepflanzt werden. Im Bereich der überströmbaren Dammbereiche sind diese allerdings nicht zulässig!

Ein weiterer, in jüngster Zeit verstärkt ins Bewusstsein gerückter und an Bedeutung gewinnender Aspekt bei der Planung und Bauausführung von Hochwasserrückhaltebecken ist die Gewährleistung der Durchgängigkeit für Tiere (im Wasser, an Land und in der Luft). Ziel ist es, die natürlich vorhandene Artenvielfalt im und entlang des Gewässers nach dem Neubau eines als Trockenbecken konzipierten Hochwasserrückhaltebeckens weitestgehend zu erhalten. Durch eine angepasste konstruktive Gestaltung der Durchlassbauwerke kann dieses Ziel näherungsweise erreicht werden. Die Optimierung der Hochwasserentlastungsanlage und des Bauwerks zur Durchgängigkeit ist eine wichtige Aufgabe des Planers und muss sorgfältig durchgeführt werden.

Die Landesanstalt für Umweltschutz wird das Thema „Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern“ in einer Leitfadenreihe behandeln. Für Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren wird eine entsprechende Arbeitshilfe mit Beispielen aus Baden-Württemberg zur Verfügung gestellt.

## 2 Grundsätzliche Überlegungen und Bauweisen

### 2.1 Sicherheitsaspekte und Überlastbarkeit

Die Sicherheit von Stauanlagen wird maßgeblich durch die hydraulische Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage bestimmt, die mindestens den Bemessungshochwasserabfluss BHQ sicher und schadlos vom Stauraum bis über den Dammfuß hinaus abzuführen hat. Generell sind bei der Planung von überströmbaren Dämmen alle Belange dem Sicherheitsaspekt der Stauanlage unterzuordnen.

Im Hinblick auf den Entwurf und die hydraulische Bemessung sind unabhängig vom Entlastungstyp die gleichen Anforderungen zu stellen, wie sie unter anderem in der DIN 19700 Teil 12 (2004) und dem DVWK-Merkblatt 202/1991 formuliert sind. Die Hochwasserentlastungsanlage muss dabei so geplant und gebaut werden, dass die Betriebs- und Anlagensicherheit in allen Lastfällen sichergestellt ist. Überströmbare Dämme sind hydraulisch überlastbar, d. h., dass bei Abflüssen, die höher als der Bemessungshochwasserabfluss sind, die hydraulische Charakteristik der Hochwasserentlastungsanlage beibehalten wird.

Bei Deckwerken wird grundsätzlich unterschieden zwischen selbsttragenden Deckwerken und nicht selbsttragenden Deckwerken, die durch Stützelemente zusätzlich zu sichern sind. Die Energieumwandlung kann in Abhängigkeit der ausgeführten Bauweise einerseits auf dem Deckwerk, andererseits am Böschungsfuß erfolgen (siehe Abbildung 4).

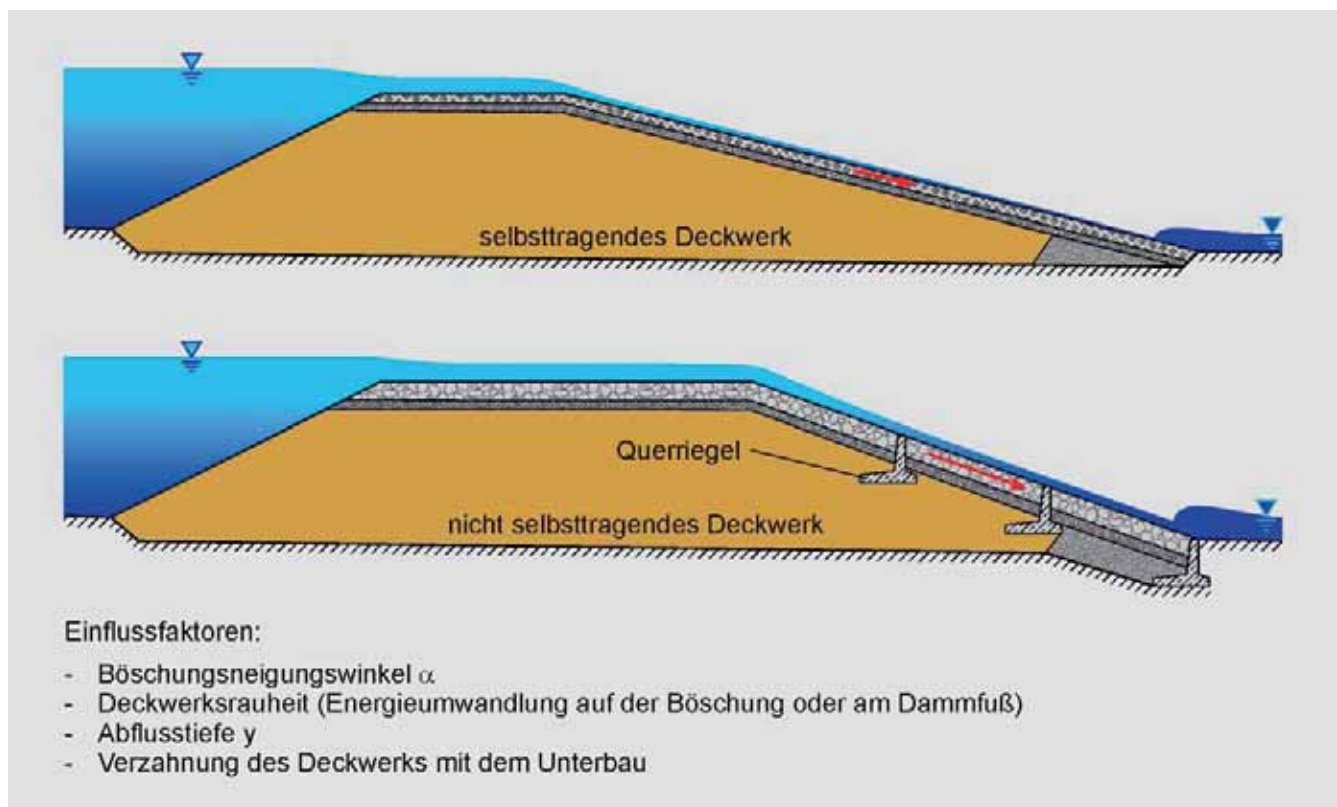


Abbildung 4: Prinzipskizzen für ein selbsttragendes und ein nicht selbsttragendes Deckwerk.

## 2.2 Deckwerkstypen

### 2.2.1 Deckwerke in Lockerbauweise

#### Steinsatz

Ein Steinsatz besteht aus regelmäßigen oder unregelmäßigen Steinen, die einlagig auf Kontakt gesetzt werden (siehe Abbildungen 5 und 6). Die kraftschlüssig versetzten Steine müssen so dimensioniert werden, dass die angreifenden Schubkräfte über Reibung in den Dammkörper oder aber auf die Stützbauwerke abgetragen werden.

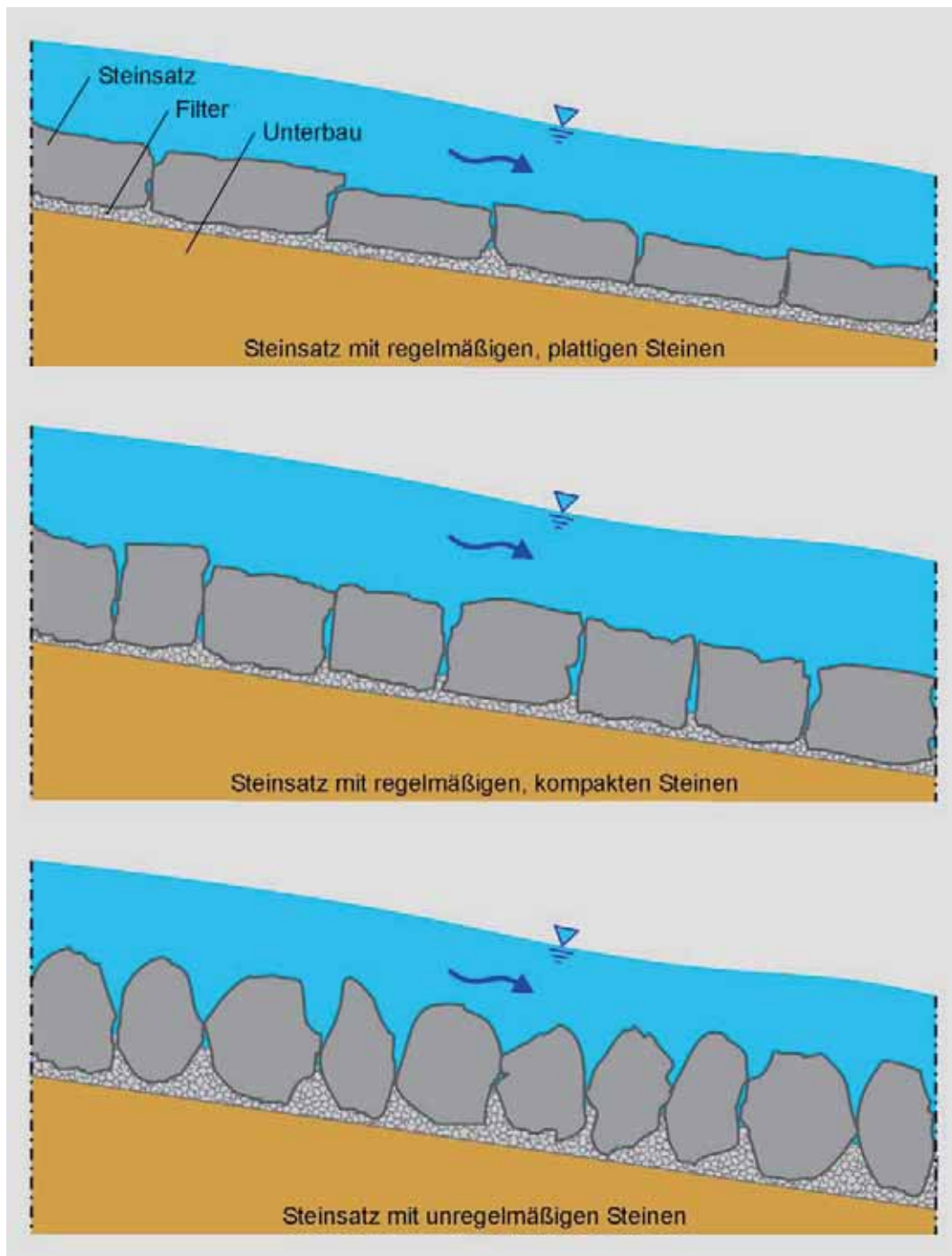


Abbildung 5: Prinzipskizze Steinsatz.



Abbildung 6: Teilweise überströmbarer Dammbereich (Dammscharte) als Steinsatz am HRB Eilbach des Wasserverbands Sulm.

### Steinschüttung

Bei Steinschüttungen werden die Steine nicht gesetzt, sondern lose mit einer bestimmten Stärke geschüttet (siehe Abbildungen 7 und 8). Steinschüttungen reagieren schon bei geringen Abflussänderungen empfindlich. Durch die Umlagerung von Steinen können sich Erosionsrinnen ausbilden, was zu einer Abflusskonzentration führt. Im Unterschied zum Steinsatz spielt die Durchströmung bei Steinschüttungen eine wesentliche Rolle (siehe Kapitel 4.2.2).

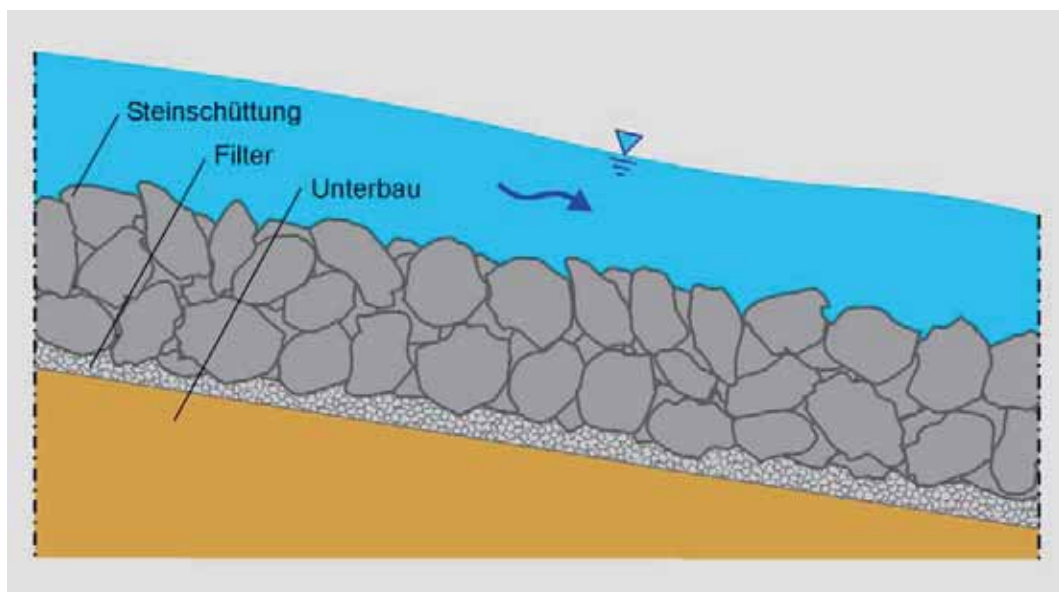


Abbildung 7: Prinzipskizze Steinschüttung.



Abbildung 8: Steinschüttung am HRB Haager Tal des Zweckverbands Hochwasserschutz Einzugsbereich Elsenz-Schwarzbach.

### 2.2.2 Kohärente Deckwerke

Bei kohärenten Deckwerken hängen die einzelnen Elemente des Deckwerks durch konstruktive Maßnahmen dauerhaft fest zusammen und sind deshalb erosionsstabil. Die Bemessung erfolgt für das verbundene Deckwerk, der Nachweis der Erosion des Einzelsteins kann entfallen.

#### Geogittermatratzen

Bei den Geogittermatratzen wird eine Steinschüttung durch ein Geogitter umschlossen (siehe Abbildungen 9 und 10). Das Geogitter dient als Erosionsschutz und garantiert somit den Verbund der einzelnen Steine. Geogitter bestehen in der Regel aus Polyethylen (PE), Polypropylen (PP) oder Polyamid (PA).

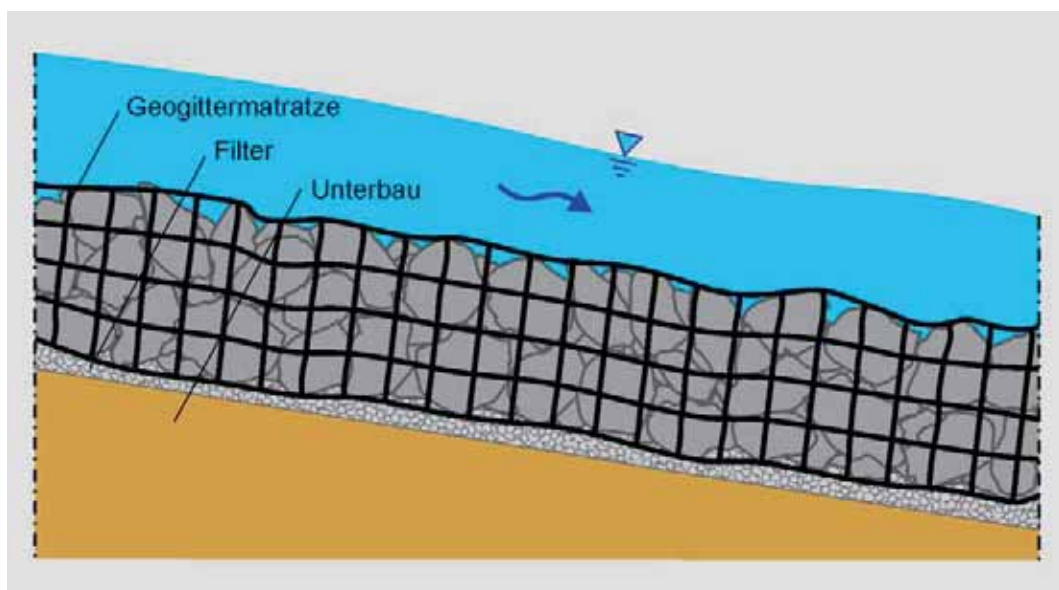


Abbildung 9: Prinzipskizze Geogittermatratze.



Abbildung 10: Geogittermatratzen als Ufersicherung.

### **Mastix-Schotter-Deckwerk**

Mastix-Schotter kann als „mittels bituminösem Mörtel gebundener Einkornsplitt“ bezeichnet werden, mit dem ein hochporöses Deckwerk hergestellt werden kann. Dieses Material wird im Wasserbau seit vielen Jahren im Bereich von Ufer- und Böschungssicherungen an Fließgewässern eingesetzt.

Es handelt sich um ein dränfähiges und kohärentes Deckwerksmaterial. Der starke Verbund der einzelnen Körner erfolgt durch den Bitumenmörtel (siehe Abbildungen 11 und 12).

Bei der Herstellung von Mastix-Schotter werden in der Regel die Baustoffe Splitt (meist Kalkstein), Bitumen, Füller, Mittelsand und Faserstoffe verwendet (siehe Kapitel 5.2.2).



Abbildung 11: Mastix-Schotter-Deckwerk am HRB Mönchzell bei Meckesheim des Zweckverbands Hochwasserschutz Einzugsbereich Elsenz-Schwarzbach vor der Begrünung.



Abbildung 12: Bohrkern aus einem begrünten Mastix-Schotter-Deckwerk (auf Geogewebe).

### Verbundene Rasengittersteine

Verbundene Rasengittersteine können als selbsttragendes und kohärentes Deckwerksystem für überströmbare Dammbereiche verwendet werden (siehe Abbildung 13). Die einzelnen Rasengittersteine müssen dauerhaft untereinander verbunden werden. Hierfür kommen langzeitbeständige Stahlklammern oder durchlaufende Stahlseile in Betracht. Hieraus resultiert eine zusammenhängende (kohärente) Oberflächensicherung.

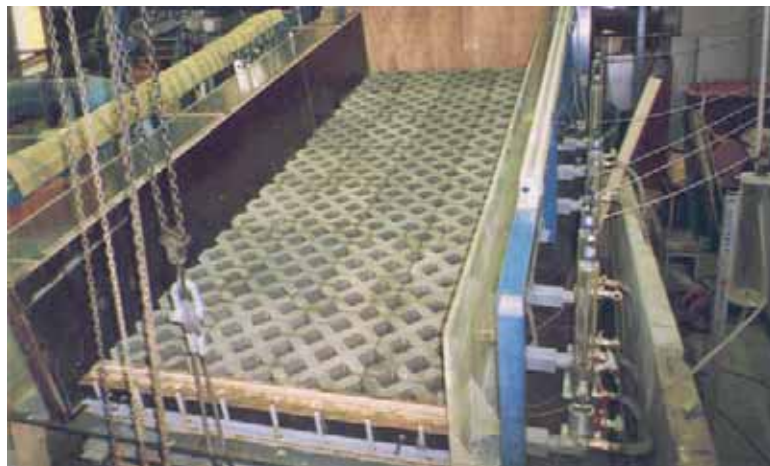


Abbildung 13: Verbundene Rasengittersteine in einer Kipprinne im Labor.



## 2.3 Bodenverfestigung

Unter Bodenverfestigung wird die Behandlung eines natürlichen bindigen Dammbaustoffs durch das Einmischen der Bindemittel Baukalk und Zement mit dem Ziel einer dauerhaften Veränderung verschiedener bodenphysikalischer Eigenschaften des behandelten Erdstoffs im eingebauten Zustand verstanden.

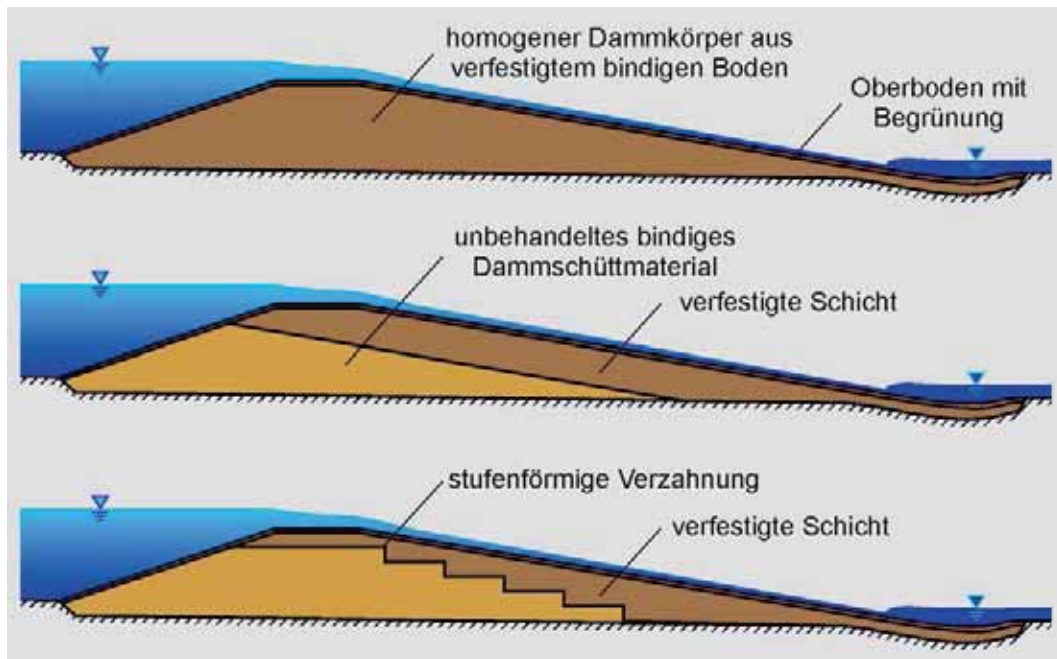


Abbildung 14: Prinzipskizzen von überströmbaren Dammschnitten (Bodenverfestigung).

In anderen Anwendungsgebieten (z. B. für Tragschichten im Straßenbau) wird die Bodenverfestigung bereits seit vielen Jahren mit Erfolg eingesetzt. Werden überströmbare Dämme mittels Bodenverfestigung hergestellt, so unterscheidet sich diese Bauweise von den Deckwerksbauweisen grundlegend dadurch, dass der Dammkörper nicht durch eine Oberflächensicherung vor Erosion geschützt wird. Der für die Herstellung des Dammkörpers verwendete Erdstoff selbst wird durch die Bindemittelbehandlung soweit verbessert, dass er ohne weitere Schutzmaßnahmen die im Überströmungsfall auftretende hydrodynamische Belastung schadlos aufnehmen kann.

Grundlegende Anforderung ist demzufolge, dass der Erosionswiderstand des verfestigten Dammbaustoffs unter dieser Belastung ausreichend groß und auch unter der Einwirkung verschiedener Witterungseinflüsse dauerhaft beständig ist. Der Nachweis dieser geforderten Materialeigenschaften erfolgt durch spezielle Eignungsuntersuchungen im Labor, welche die bei Deckwerksbauweisen übliche hydraulische Bemessung ersetzen. Es ist lediglich eine Mindeststärke des vergüteten Materials vorzusehen.

Prinzipskizzen möglicher Dammschnitte für die Bauweise der Bodenverfestigung sind in Abbildung 14 dargestellt. Ein Ausführungsbeispiel zeigt Abbildung 15.



Abbildung 15: Durch Bodenverfestigung überströmbarer Damm am Beispiel des RRB Hemmingen.

## 2.4 Verbundbauweisen

Eine prinzipiell andere konstruktive Möglichkeit zur Verwirklichung von Überströmbereiche für Dämme und Deiche besteht im Bau von sogenannten Verbundbauweisen. Zielsetzung ist hierbei, die Überströmung durch den Einsatz membranartiger Bauelemente (z. B. Geogitter und/oder Geogewebe) zu gewährleisten.

Grundsätzlich lassen solche Bauweisen eine deutlich größere Belastbarkeit bzw. steilere luftseitige Böschungsneigungen zu, weshalb sie auch aus wirtschaftlichen Erwägungen von Bedeutung sein können. Eine Bedeckung mit Mutterboden und Begrünung ist aus Gründen der Langzeitstabilität, der Landschaftsgestaltung sowie des Schutzes derartiger Konstruktionen vor willkürlichen Einflüssen absolute Voraussetzung.

Ein umfassendes statisches Nachweiskonzept für Verbundbauweisen ist bislang noch nicht verwirklicht, so dass die Umsetzung derartiger Lösungen den Nachweis und die Prüfung im Einzelfall und als Sonderbauweise erfordern (Bieberstein et al., 1997).

Es sind verschiedene Ausführungen denkbar, die im Folgenden vorgestellt werden.

### Schlaufenlösung

In Frage kommen rückverankerte Systeme (siehe Abbildung 16). Es sind jedoch auch Lösungen denkbar, bei denen der Einsatz von ausreichend großen und mit Geogewebe umhüllten Sandpackungen im Bereich der luftseitigen Dammböschung den zuverlässigen Schutz des Dammbauwerks im Extremfall gewährleistet.

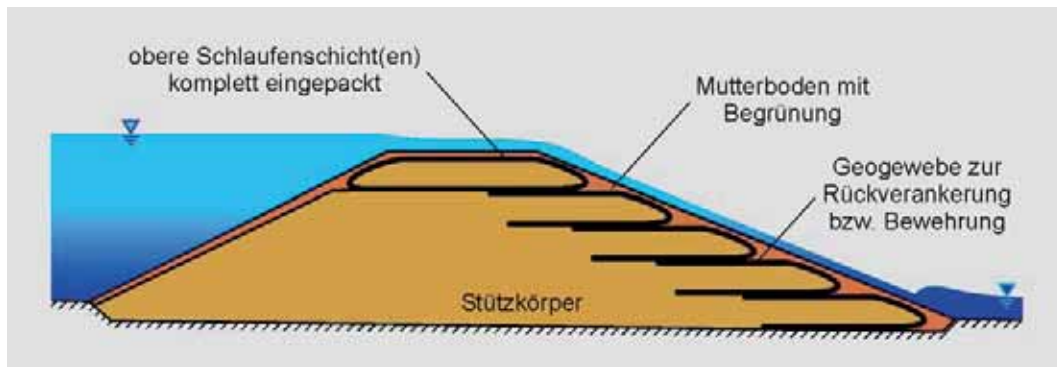


Abbildung 16: Schlaufenlösung für überströmbare Dämme.

### Geogewebeschläuche

Zentral im Dammkörper angeordnete, mit Sand oder Bindemittel versetztem Schüttstoff gefüllte Schläuche aus Geogewebe (Geotubes) können als Sicherungselement für den Lastfall Überströmung eingesetzt werden (siehe Abbildung 17). Die Anwendung von Geogewebeschläuchen wurde bereits im Bereich des Küstenschutzes erprobt.

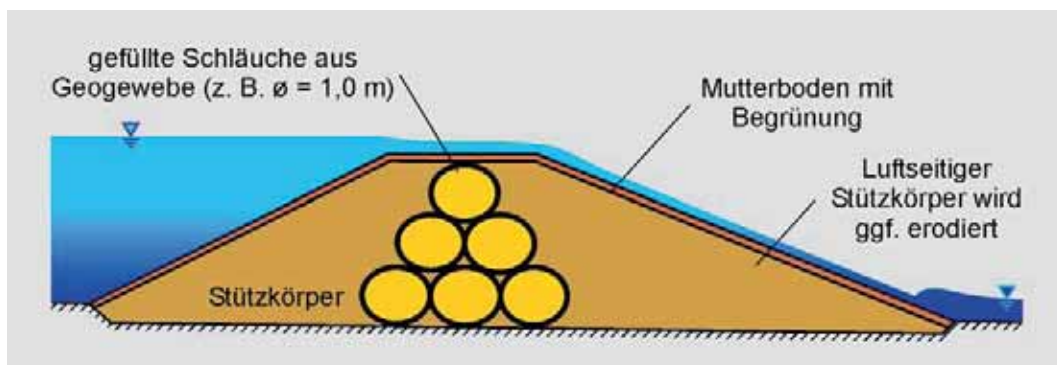


Abbildung 17: Geogewebeschläuche für überströmbare Dämme.

### 3 Konstruktive Ausbildung

Für die Standsicherheit von Dämmen mit überströmbaren Dammbereichen ist u. a. die Bemessung der überströmbaren Dammbereiche von zentraler Bedeutung. Auch andere Dammbereiche, wie die Dammkrone, der Dammfuß oder das Durchlassbauwerk übernehmen wichtige Funktionen. Abbildung 18 zeigt die Dammbereiche, auf die im folgenden Kapitel in konstruktiver Hinsicht eingegangen wird.

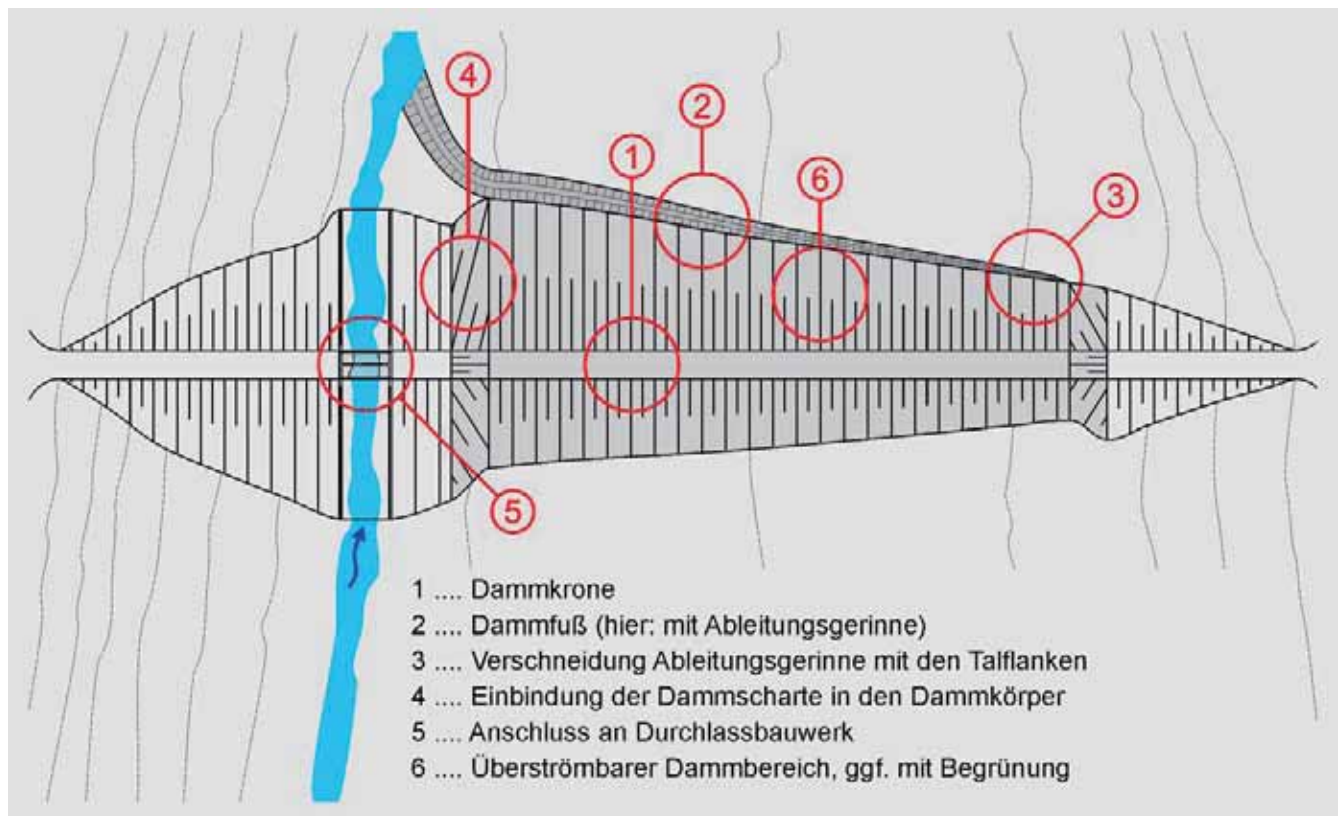


Abbildung 18: Definition der einzelnen Dammbereiche.

Es wird darauf hingewiesen, dass die Ausführung der einzelnen Details vom betrachteten Einzelfall und den damit verbundenen Randbedingungen abhängt. Die Planung dieser Bereiche ist deshalb mit besonderer Sorgfalt durchzuführen.

#### 3.1 Lage und Geometrie

Die Anordnung einer Dammscharte orientiert sich an der Geländeform und der Geometrie des Damms. Da der überströmbare Dammbereich in der Regel flacher auszubilden ist als die Böschungseigung des Damms, ist deren Anordnung in der Dammmitte nur bei geringen Dammhöhen sinnvoll. Erfahrungsgemäß ist es technisch und wirtschaftlich von Vorteil, auf die Dammschulter auszuweichen, da hier der zu überbrückende Höhenunterschied zwischen Überlaufbereich und anstehendem Gelände geringer ist.

Grundsätzlich ist eine ungestörte Zuströmung zum Überströmbereich zu gewährleisten, um eine gleichmäßige Beaufschlagung sicherzustellen.

Der Abfluss sollte zudem geradlinig bis zum Dammfuß geführt werden, um Abflusskonzentrationen zu vermeiden. Unterhalb des Dammfußes sollte eine Richtungsänderung mit möglichst großen Ausrundungsradien erfolgen.

### 3.2 Unterbau und Filterschicht

Im Bereich des Dammkörpers bildet das Dammschüttmaterial, im Auslaufbereich eventuell auch das anstehende Gelände, den Unterbau des Deckwerks.

Bei einem teilweise überströmbaren Damm sollte zuerst der Dammkörper vollständig geschüttet und erst dann der Aushub für den überströmten Bereich erfolgen. Neben den baubetrieblichen Vorteilen während der Dammschüttung gewährleistet diese Vorgehensweise auch in den Böschungsbereichen eine optimale Verdichtung. Bei flachen Böschungsneigungen kann die Verdichtung gegebenenfalls auch böschungsparell erfolgen.

Zwischen dem Dammkörper und dem Deckwerk besteht eine Wechselwirkung im Hinblick auf Versickerung bzw. Aufsättigung des Dammkörpers durch Niederschläge auf der Deckwerksoberfläche und durch Überströmen über einen längeren Zeitraum (siehe Abbildung 19).

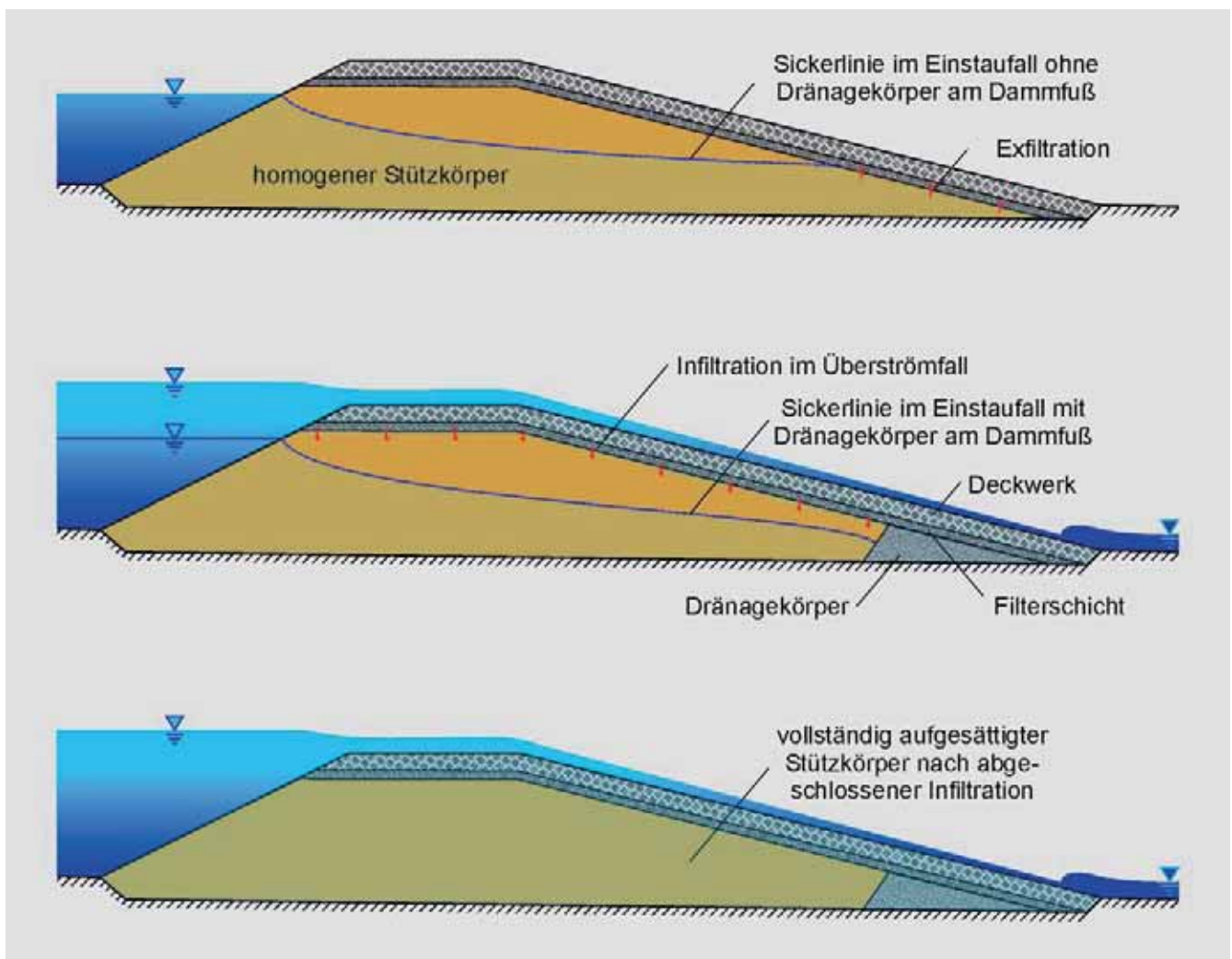


Abbildung 19: Exfiltration, Infiltration und vollständige Aufsättigung infolge Durch- und Überströmung.

Bei homogenen Dämmen ohne Dränagekörper im Bereich des Dammfußes kann die Sickerlinie, die sich infolge des Einstaus einstellt, unter Umständen das Deckwerk erreichen (Exfiltration). Das austretende Sickerwasser wird dann über die Filterschicht abgeführt.

Infolge Überströmung tritt eine Durchströmung des Deckwerks bis zu einer möglichen vollständigen Aufsättigung des gesamten Dammkörpers ein (Infiltration). Die Strömung auf dem Deckwerk ist turbulent und weist je nach Deckwerkstyp unterschiedlich hohe Fließgeschwindigkeiten auf. Eine Erosion des Unterbaus, welche die Standsicherheit des Damms gefährden kann, wird durch eine Filterschicht unter dem Deckwerk vermieden.

Sowohl bei der Exfiltration als auch bei der Überströmung mit Infiltration wird durch die Anordnung einer Filterschicht verhindert, dass das in der Regel feinere Material des Unterbaus erodiert und durch die Poren des Deckwerks ausgetragen wird. Maßgebend für die Filterschicht ist die Filterstabilität, die mit Hilfe geometrischer Kriterien bestimmt werden kann. Bei einer konservativen Anwendung der nachfolgend beschriebenen Filterkriterien sind Stofftransporte aus dem Unterbau und der Filterschicht durch das Korngerüst blockiert. In Abbildung 20 sind die Filterkriterien zusammengestellt (Brauns in Larsen et al., 1986).

Bei bindigem Dammschüttmaterial mit merklicher Kohäsion ( $c_u > 25 \text{ kN/m}^2$ ) und einer Plastizität ( $I_p > 10\%$ ) ist die Einhaltung der Filterkriterien nicht mehr erforderlich. Folgendes Kriterium ist ausreichend:

$$\frac{d_{50,F}}{d_{50,B}} < 90$$

mit:

$d_{50,F}$  ..... Korndurchmesser des Filters bei 50% Siebdurchgang

$d_{50,B}$  ..... Korndurchmesser der Basis bei 50% Siebdurchgang

Die Stärke der Filterschicht sollte in der Regel 0,2 m nicht unterschreiten. Als Filtermaterial kann sowohl rundes als auch gebrochenes Material verwendet werden. Durch die Verwendung von Einkornbeton kann beim Steinsatz-Deckwerk die Verklammerungswirkung erhöht werden. Die geometrische Filterstabilität zwischen Deckwerk und Filterschicht muss ebenfalls gegeben sein. Unter Umständen muss der Filter mehrstufig aufgebaut werden.

Filtervliese können als zusätzliche Filter verwendet werden. Für deren Bemessung wird auf die einschlägige Literatur, z. B. DVWK-Merkblatt 221/1992 und Bundesanstalt für Wasserbau (1993), verwiesen.

Bei der Verwendung eines Filtervlieses ist beim Gleitsicherheitsnachweis die Verringerung der Reibung (bis zu 25%) zu beachten .

**Eingangsparameter:**

$d_{15,F}$ ,  $d_{50,F}$ ,  $d_{80,F}$  ..... Korndurchmesser des Filters (gröberer Erdstoff) bei 15%, 50% und 60% Siebdurchgang

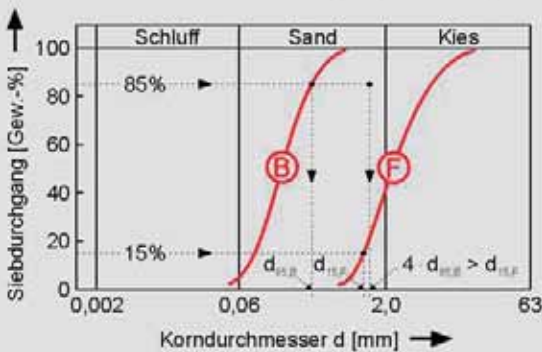
$d_{15,B}$ ,  $d_{50,B}$ ,  $d_{60,B}$ ,  $d_{85,B}$  ..... Korndurchmesser der Basis (feinerer Erdstoff) bei 15%, 50%, 60% und 85% Siebdurchgang

$U_F = \frac{d_{80,F}}{d_{10,F}}$  ..... Ungleichförmigkeitszahl des Filters

$U_B = \frac{d_{60,B}}{d_{10,B}}$  ..... Ungleichförmigkeitszahl der Basis

$A_{50} = \frac{d_{50,F}}{d_{50,B}}$  ..... Abstandsverhältnis Basis/Filter bei 50% Siebdurchgang

**Filterkriterium nach Terzaghi (für rollige Böden mit  $U < 2$ ):**



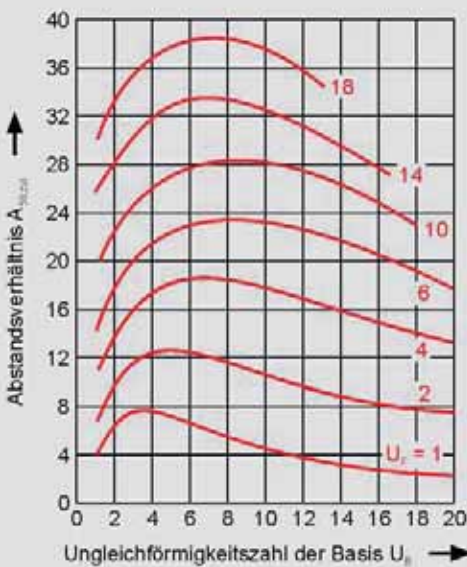
Filterwirkung (Bsp. siehe Diagramm):

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 4$$

Dränwirkung:

$$\frac{d_{15,F}}{d_{15,B}} \geq 4$$

**Filterkriterium nach Cistin/Ziems (für  $2 < U < 25$ ):**



Filterwirkung:

$$\frac{A_{50,zul}}{A_{50,vorh.}} \geq 1,0$$

Kontakterosionskriterium:

$$\frac{A_{50,zul}}{A_{50,vorh.}} \geq 1,5$$

**Filterkriterium nach U.S. Corps of Engineers und Schweizer Norm SN 670125a:**

Filterwirkung:

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 5 \quad \text{und} \quad \frac{d_{50,F}}{d_{50,B}} \leq 25$$

Dränwirkung:

$$\frac{d_{15,F}}{d_{15,B}} \geq 5$$

Abbildung 20: Zusammenstellung von Filterkriterien zur Bestimmung der Kornverteilung der Filterschicht.

### 3.3 Ausbildung des Überlaufbereichs an der Dammkrone

Der Überlaufbereich eines überströmbaren Damms legt das Stauziel eines Hochwasserrückhaltebeckens fest und bildet gleichzeitig die Abflusskontrolle, in dem ein Fließwechsel vom strömenden zum schießenden Abfluss stattfindet.

Um unerwünschte Abflusskonzentrationen infolge von Setzungen der Dammkrone zu begegnen, sollte über die gesamte Überströmbreite ein Betonsporn oder eine gleichwertige Befestigung angeordnet werden. Dadurch kann ein definierter Abflusskontrollquerschnitt und eine gleichmäßige Beaufschlagung des überströmbaren Dammbereichs gewährleistet werden. Vorteilhaft ist die Anordnung des Betonsporns auf dem luftseitigen Bankettstreifen des Dammkronenwegs, um so einen kontrollierten Übergang zum überströmbaren Dammbereich zu garantieren. In Abhängigkeit von der Querneigung kann jedoch auch die Anordnung des Betonsporns auf der Wasserseite sinnvoll sein. Eine weitere Möglichkeit besteht in der Versetzung eines Betonsteins in Betonfundamenten, die mit einer Auffüllung in die richtige Höhe gesetzt werden (siehe Abbildungen 21 und 22). Dadurch kann mit einfachen Mitteln eine nachträgliche Nivellierung der Überlaufschwelle erreicht werden.

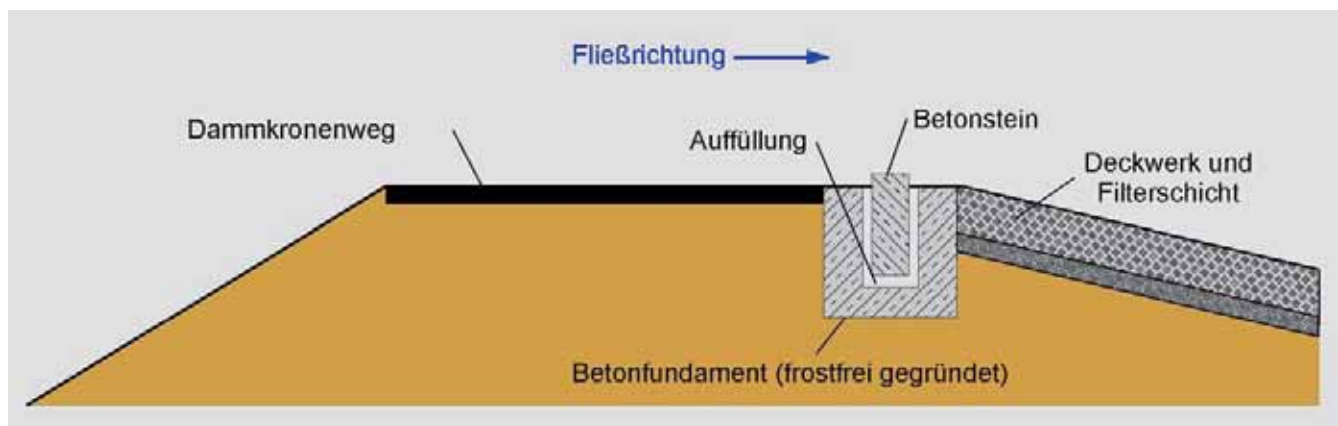


Abbildung 21: Prinzipskizze zur Konstruktion der Überlaufschwelle.

Auch wenn die Fließgeschwindigkeiten im Zuströmungsbereich noch relativ gering sind, wird empfohlen, den gesamten Überlaufbereich zu befestigen, um Erosionen am Dammkörper in jedem Fall auszuschließen.

Das luftseitig unterhalb des Abflusskontrollquerschnitts liegende Deckwerk sollte fixiert werden, um eine Schwächung durch Fugenbildung zu vermeiden. Dies kann dadurch erreicht werden, dass ein Teil des Arbeitsraums für die Herstellung des Betonsporns mit Magerbeton verfüllt wird.

Befahrbare Überlaufbereiche (siehe Abbildung 23) sind nach Straßen- und Wegebaurichtlinien mit den entsprechenden Kuppen- und Wannenausrundungsradien sowie dem zulässigen Längsgefälle zu planen. Für den Fall, dass die Böschungsneigungen in den sich anschließenden Bereichen steiler ausgeführt werden, ist der Neigungswechsel der Böschungen auf einer längeren Strecke zu verziehen, um Unterdrücke durch Ablösungserscheinungen zu vermeiden.

Unter Umständen kann auch eine Überbrückung der Dammscharte erforderlich sein. Hierbei ist ein ausreichendes liches Maß zwischen rechnerischem Wasserspiegel und Brückenunterkante einzuhalten, damit eine Verklausung des Fließquerschnitts ausgeschlossen ist. Im Hinblick auf die Instandhaltung ist die Begehbarkeit des überbrückten Abschnitts vorteilhaft.





Abbildung 22: Ausführungsbeispiel einer in Betonfundamenten versetzten Überlaufschwelle.

Durch eine gezielte Eintiefung der Überfallschwelle kann eine Abflusskonzentration erzeugt werden. Der Vorteil dabei ist, dass bei schwacher Überströmung nicht der gesamte überströmbare Dammbereich zur Abfuhr des Hochwassers herangezogen wird. So muss nach Ablauf des Hochwassers auch nur ein Teil des planmäßig erodierten Erdmaterials und der Begrünung neu aufgebracht werden (siehe Kapitel 3.8). Auch hinsichtlich der Geschwemmselabfuhr hat eine planmäßige Eintiefung Vorteile. Bei einer planmäßigen Eintiefung der Überfallschwelle ist allerdings die erhöhte Belastung des überströmten Dammbereichs infolge der Abflusskonzentration bei der Bemessung zu berücksichtigen.

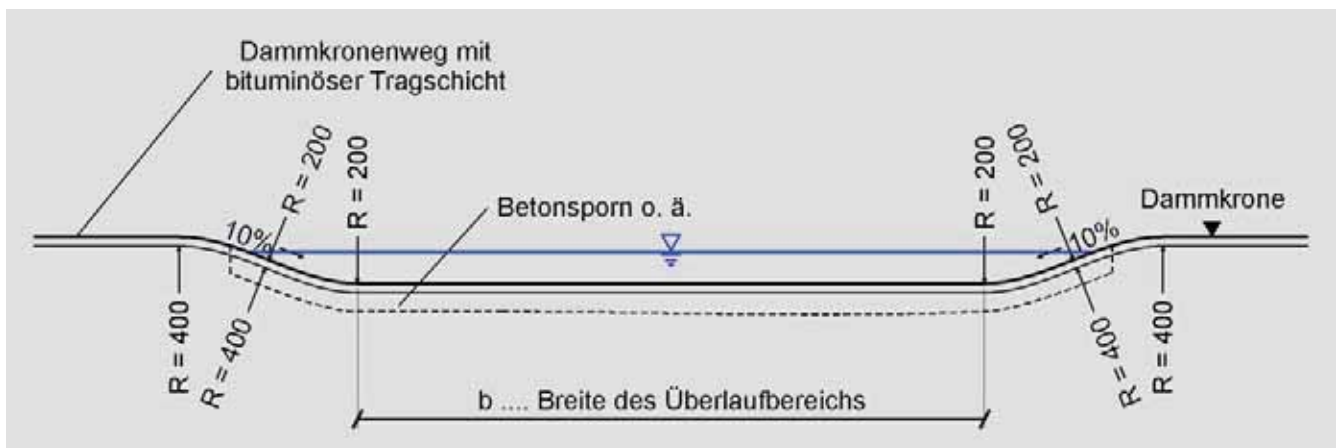


Abbildung 23: Prinzipskizze einer befahrbaren Dammscharte (Längsschnitt).

### 3.4 Ausbildung der Fußsicherung gegen rückschreitende Erosion

Je nach Rauheit des Deckwerks bzw. der verfestigten Bodenzone erreicht das überströmende Wasser den Dammfuß mit unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten. Vor allem bei wenig rauen Deckwerken und den damit verbundenen hohen Fließgeschwindigkeiten entstehen am Dammfuß bzw. im Bereich des sich einstellenden Wechselsprungs große Erosionskräfte, die eine rückschreitende Erosion zur Folge haben können. Daher muss am Ende eines überströmbaren Dammbereichs eine Fußsicherung angeordnet werden. In Abbildung 24 sind Beispiele für Fußsicherungen an ausgeführten Dammschar-ten dargestellt. Die Gestaltung und Dimensionierung der Fußsicherung bei kohärenten Deckwerken aus Mastix-Schotter bzw. verbundenen Rasengittersteinen wird in den Kapiteln 4.3.2 bzw. 4.3.3 erläutert.

Die Abführung des abfließenden Sickerwassers ist durch geeignete Dränagen sicherzustellen. Die Entwässerung kann z. B. an den Dränagekörper des Damms angeschlossen werden, gegebenenfalls sind Dränageöffnungen in der Fußsicherung vorzusehen.

Das Gelände im Auslaufbereich des Damms sollte strömungsgünstig modelliert sein, so dass der Abfluss nicht behindert wird und möglichst wenig Erosion auftritt.

Unterhalb der Fußsicherung oder auch als Fußsicherung kann ein entlang des Dammfußes verlaufendes Ableitungsgerinne hergestellt werden, in dem kleinere Abflüsse gesammelt und direkt in den vorhandenen Gewässerlauf abgeleitet werden können. Dadurch wird bei geringen Abflüssen das angrenzende Gelände vor Überflutungen geschützt. Dieser Bereich ist beispielsweise mit großen Wasserbausteinen zu sichern. Da der Abfluss im Gerinne durch den kontinuierlichen Zufluss stetig ansteigt, ist es sinnvoll die Querschnittsfläche in Fließrichtung zu vergrößern, um eine in etwa konstante Fließgeschwindigkeit zu erreichen. Ablösekanten zwischen Fußsicherung und Ableitungsgerinne sind zu vermeiden.

### 3.5 Verschneidung des überströmbaren Dammbereichs mit den Talflanken

Beim Anschluss des Dammkörpers an die Talflanken ist darauf zu achten, dass hier keine labilen Hangbereiche vorhanden sind. Die Hangwasserverhältnisse können extremen jahreszeitlichen Schwankungen unterworfen sein. Wasseraustritte und Quellen sind zu beachten und gegebenenfalls vorher zu fassen. Die Anschlüsse des Damms an den Talflanken sollen eine gute Dichtungswirkung besitzen. Die Verschneidungslinien mit den Talflanken sind konstruktiv so zu gestalten, dass in diesen Bereichen infolge einer Überströmung keine Schäden auftreten.

Da es im Falle von Verschneidungen der überströmbaren Dammbereiche mit den Talflanken an der Verschneidungslinie zu einer erhöhten hydraulischen Belastung infolge der Abflusskonzentration kommen kann, wird empfohlen, diesen Bereich großzügig zu sichern.

Es ist ein Freibord von mindestens 0,5 m vorzusehen. Bei Deckwerken die als Steinsatz, Steinschüttungen oder mit Geogittermatratzen ausgeführt werden, können dafür große Blocksteine verwendet werden, während es sich bei den verfestigten Böden sowie den Deckwerken aus Mastix-Schotter und Rasengittersteinen empfiehlt, den verfestigten Bereich bzw. das Deckwerk ausreichend weit in die Talflanken auszudehnen. Prinzipiell ist es sowohl aus landschaftsgestalterischer als auch aus hydraulischer Sicht sinnvoll, die Verschneidungslinie nicht als harten Knick auszuführen, sondern diesen Bereich leicht auszurunden.

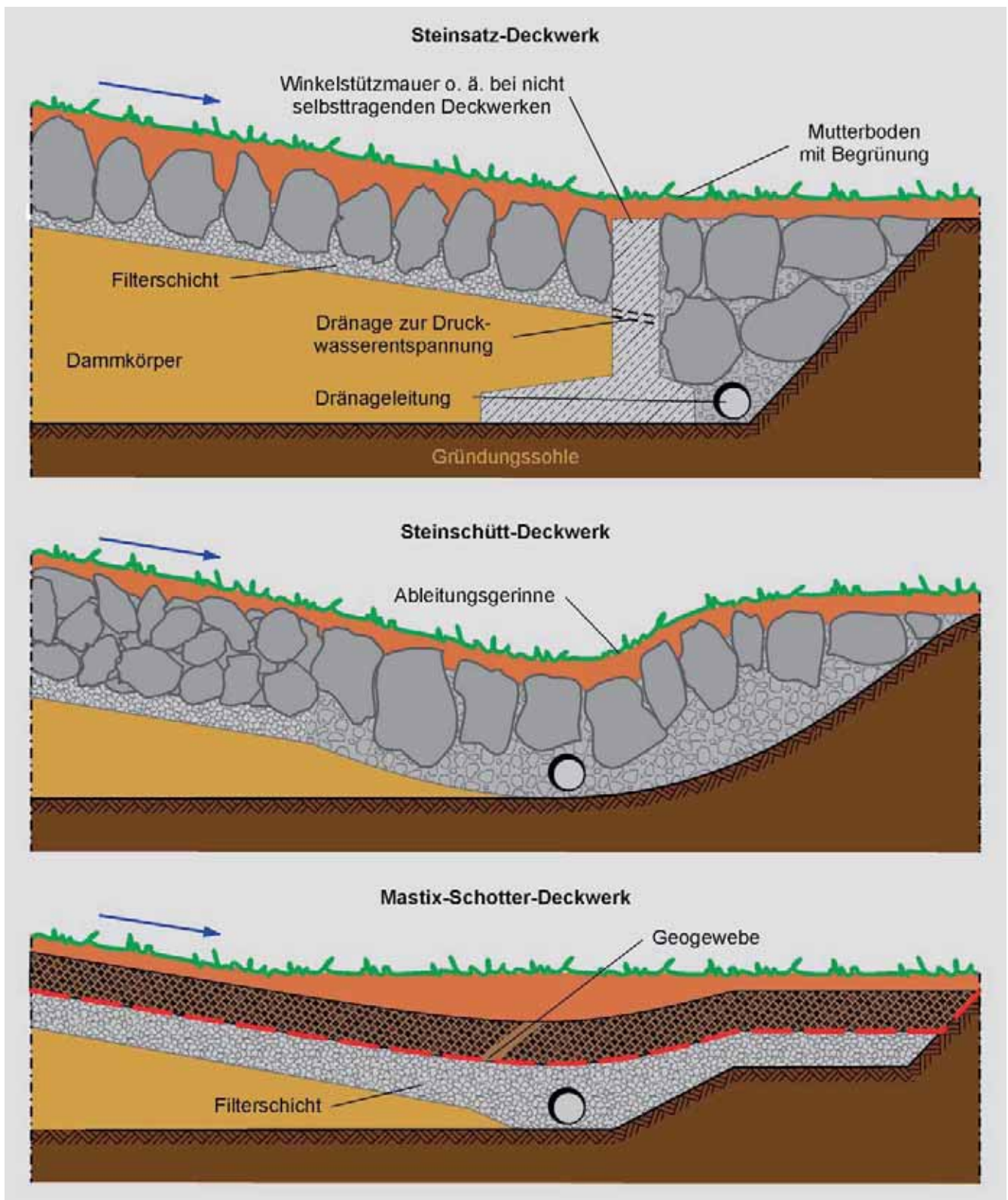


Abbildung 24: Prinzipskizzen für Fußsicherungen.

### 3.6 Einbindung des überströmbaren Dammbereichs in den Damm

Bei überströmbaren Dammbereichen stellen auch die Übergänge zu nicht überströmbaren Bereichen Diskontinuitäten dar, denen aus konstruktiver Sicht besondere Aufmerksamkeit zu widmen ist. In überströmbaren Dammbereichen selbst sind Einbauten in jedem Fall zu vermeiden.

Die Breite eines überströmbaren Dammbereichs sollte konstant sein, um stehende Wellen in der Strömung zu vermeiden. Außerdem sollten sich die seitlichen Böschungsneigungen im hydraulischen Querschnitt in Fließrichtung nicht verändern und nicht steiler als 1:3 geneigt sein. Der Übergang in die seitlichen Böschungen ist entsprechend auszurunden. Ausreichende Freibordhöhen von mindestens 0,5 m vom maximalen Wasserspiegel zur Deckwerksoberkante und 1,0 m zur Böschungsoberkante sind einzuhalten (siehe Abbildung 25).

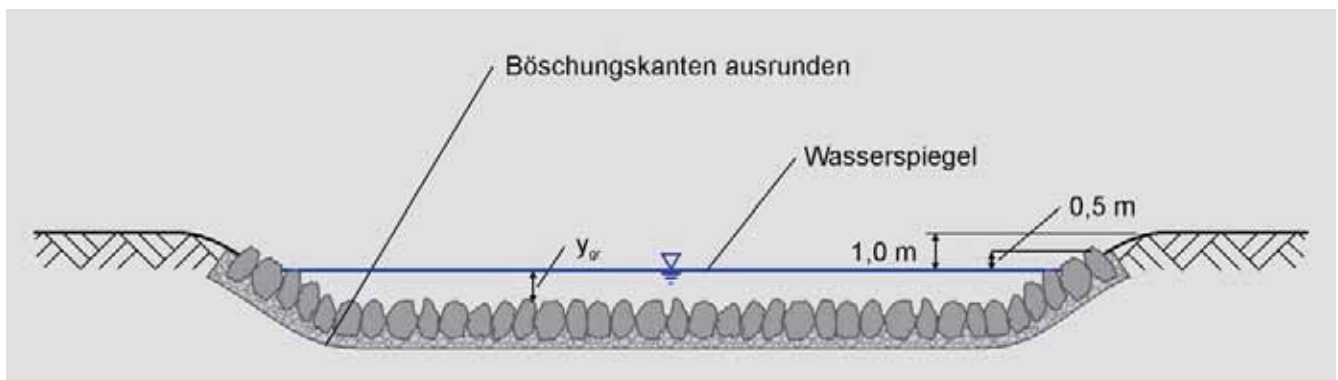


Abbildung 25: Empfohlene Freibordmaße im hydraulischen Querschnitt eines überströmbaren Dammbereichs.

### 3.7 Anschluss des Damms an Bauwerke

Massive Einbauten in Erddämmen, insbesondere Bauten in Richtung des Fließgefälles, sind nach Möglichkeit zu vermeiden. Jedes Massivbauwerk stellt grundsätzlich einen Fremdkörper und damit eine potenzielle Schwachstelle in Absperrdämmen dar. Auch das Verdichten des Dammkörpers ist in den Anschlussbereichen schwierig.

Sind Einbauten, wie z. B. Kreuzungsbauwerke, Dammeinbauten und Dammaufbauten nicht zu vermeiden, muss besondere Sorgfalt in der konstruktiven Planung und der Bauausführung angewandt werden. Durch Zusatzkonstruktionen senkrecht zur Fuge (Schikanen) kann eine Verlängerung des Fließwegs erreicht und dadurch die Gefahr der Fugenerosion reduziert werden.

Massive Einbauten sind meist steifer als der Dammkörper selbst und weisen daher ein anderes Verformungsverhalten auf. Sie sind konstruktiv so auszubilden, dass sich der Damm bei Setzungen an die Einbauten anpresst. Dies kann durch eine Verjüngung der aufgehenden Wand nach oben mit einer Neigung von beispielsweise 10:1 gewährleistet werden. Auskragende und hohlraumfördernde Konstruktionen wie Konsolen oder Kreisquerschnitte sind zu vermeiden.

### 3.8 Humusierung und Begrünung

Eine Begrünung der überströmbaren Dammbereiche sollte nach Möglichkeit stets angestrebt werden. Zum einen garantiert sie eine vergleichsweise unauffällige Einbindung des Bauwerks in die Natur, zum anderen dient sie dem Schutz der Deckwerke und verfestigten Bodenzonen vor Witterungseinflüssen und Vandalismus.

Im Fall der Überströmung leistet die Mutterbodenschicht einen nicht quantifizierbaren Erosionsschutz, welcher bei der Bemessung allerdings nicht berücksichtigt werden darf. Solange die Mutterbodenschicht noch nicht vollständig abgetragen ist, sind höhere Fließgeschwindigkeiten im überströmbaren Dammbereich zu erwarten. Dies ist bei der Bemessung der Fußsicherung zu beachten.

Es ist davon auszugehen, dass die Mutterbodenschicht durch die bei der Überströmung auftretende hydraulische Belastung (Fließgeschwindigkeiten größer ca. 1 m/s) abgetragen wird. Der überströmbare Damm ist dann dem erosiven Angriff der Schleppkräfte des strömenden Wassers unmittelbar ausgesetzt. Durch einen ungleichmäßigen Abtrag des Mutterbodens kann es zudem zu Abflusskonzentrationen kommen. Der überströmbare Damm muss in der Lage sein, auch diese erhöhte Belastung schadlos zu überstehen.

Geeignet für die Begrünung sind in erster Linie Gräser (Ansaat von Magerrasen, Saatmatten, Fertiggrasen). Sie ermöglichen eine einfache Dammpflege. Bäume und Gehölze kommen hingegen als Vegetation auf überströmbaren Böschungen nicht in Frage, da stärkere Gehölze auf den überströmbaren Dammbereichen im Falle einer Überströmung durch das Herausreißen der Wurzeln das Deckwerk nachhaltig schädigen und somit den Damm zerstören könnten. Gehölzpflanzungen auf den überströmbaren Dammbereichen sind demnach nicht zulässig.

#### Steinsatz

Die Humusierung bzw. Begrünung eines Steinsatzdeckwerks ist bei einer Ausführung mit unregelmäßigen Steinen als sinnvoll anzusehen, da hier die große Rauheit des Deckwerks eine Begehbarkeit erschwert und somit auch dessen Pflege und Unterhaltung. Bei einer Ausführung mit regelmäßigen Steinen empfiehlt es sich, die Kosten für die Begrünung einzusparen. Dadurch können auch die Unterhaltungskosten verringert werden. Generell kann eine Humusierung und Begrünung bei einem Steinsatz-Deckwerk relativ problemlos durchgeführt werden.

#### Steinschüttung

Aus landschaftsgestalterischen Gründen sowie aufgrund geringerer Unterhaltungskosten empfiehlt es sich, bei den sehr rauen Deckwerken ausgeführt als Steinschüttung, diese zu begrünen. Die verringerten Kosten aus der Unterhaltung sollten den Kosten für die Humusierung und Begrünung gegenüber gestellt werden.

Aus hydraulischer Sicht ist eine Begrünung problematisch, da dann der Hohlraum der Steinschüttung mit Bodenmaterial gefüllt wird. Somit ist es nicht mehr möglich, dass ein Teil des Abflusses im Falle der Überströmung schadlos durch das Deckwerk abfließen kann ( $q_D = 0$ ). Konstruktive Maßnahmen, um den Hohlraum frei von Bodenmaterial zu halten (z. B. mit Hilfe eines Geogewebe als Trennschicht zwischen Deckwerk und Mutterboden) sind kritisch zu prüfen und im Einzelfall zu entscheiden.

### **Geogittermatratzen**

Bei den Geogittermatratzen ist eine Humusierung und Begrünung obligatorisch, da das Geogitter nicht über einen längeren Zeitraum UV-Strahlung ausgesetzt werden darf. Zudem besteht bei unbegrüntem Geogittermatratzen eine erhöhte Gefahr einer mutwilligen Beschädigung durch Vandalismus.

Die Probleme, die bei der Humusierung und Begrünung von Deckwerken ausgeführt als Geogittermatratzen sowohl in hydraulischer als auch in konstruktiver Hinsicht entstehen, entsprechen denen bei den Steinschüttungen.

### **Mastix-Schotter und verbundene Rasengittersteine**

Aus Gründen der Landschaftsverträglichkeit dieser Bauweisen ist eine Begrünung des Deckwerks vorgesehen. Dabei sind die allgemeinen Grundsätze zu beachten. Die Begrünung ist für diese Bauweisen als nicht sicherheitsrelevant einzustufen. Allerdings wirkt sie sich positiv auf die Langlebigkeit des Deckwerks aus, da es vor einer direkten UV-Einstrahlung und anderen Umwelteinflüssen geschützt wird. Die Mutterbodenschicht wird in der Regel 10 bis 15 cm stark ausgeführt. Anschließend kann das Deckwerk begrünt werden.

Der Mutterbodenauftrag auf das fertiggestellte Mastix-Schotter-Deckwerk darf frühestens zwei Tage nach Abschluss der Deckwerksarbeiten und ausreichender Abkühlung des Mastix-Schotters erfolgen.

### **Bodenverfestigung**

Bei den verfestigten Böden bewirkt die begrünte Mutterbodenschicht einen klimatischen Ausgleich, indem sie die Einwirkungen von Austrocknung und Frost auf den verfestigten Bodenkörper dämpft.

## 4 Bemessung überströmbarer Dammbereiche

### 4.1 Grundlagen der Hydraulik

Für die Wahl des Bemessungshochwasserabflusses zur Dimensionierung von überströmbar Dammbereichen sind die einschlägigen Regelwerke, wie z. B. DIN 19700 (2004), die DVWK-Merkblätter 202/1991 und 209/1989 anzuwenden. Gegebenenfalls sind länderspezifische Regelungen zu berücksichtigen. Darin werden unter anderem Lastfälle definiert und Abminderungsfaktoren für den Bemessungshochwasserabfluss, wie z. B. Retentionswirkung und Berücksichtigung von Entnahmeanlagen festgelegt. Für die hydraulische Bemessung wird in der Regel der Lastfall mit der maximalen Abflussgröße maßgebend sein.

Es empfiehlt sich eine Abflusskennlinie für das jeweilige Absperrbauwerk zu ermitteln. Zumindest sind aber die für die Freibordbestimmung maßgebenden Stauziele ( $Z_{H1}$  und  $Z_{H2}$  nach DIN 19700) zu bestimmen. Die maßgebliche Eingangsgröße für die Berechnung der Abflusstiefe und der Fließgeschwindigkeit ist neben der Sohlneigung  $I_0$  der spezifische Abfluss  $q$  (Abfluss pro Breitereinheit). Im Folgenden wird dieser vereinfacht unter Vernachlässigung der seitlichen Böschungen ermittelt, wobei für  $Q$  stets der Bemessungshochwasserabfluss  $BHQ$  zugrunde zu legen ist.

$$q = \frac{Q}{b}$$

Die Berechnung der Überfallhöhe  $h_{\bar{u}}$  (siehe Abbildung 26) erfolgt durch eine Überfallformel nach Poeni mit dem entsprechenden Überfallbeiwert  $\mu$ .

$$h_{\bar{u}} = \left( \frac{3 \cdot Q}{2 \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} = \left( \frac{3 \cdot q}{2 \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3}$$

mit:

$Q$  ..... Abfluss [ $m^3/s$ ]

$\mu$  ..... Überfallbeiwert [-]

$b$  ..... Breite des überströmbar Dammbereichs (ohne seitliche Böschungen) [m]

$g$  ..... Erdbeschleunigung =  $9,81 \text{ m/s}^2$

$q$  ..... spezifischer Abfluss [ $m^3/sm$ ]

Bei der Verwendung der Überfallformel werden in der Regel die seitlichen Böschungen auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Der Überfallbeiwert  $\mu$  wird meist zwischen 0,5 und 0,6 (breitkroniges Wehr) angesetzt. Für die exakte Berechnung mit Berücksichtigung der seitlichen Böschungen sei an dieser Stelle auf die gängige Hydraulikliteratur verwiesen.

Die Abflusszustände eines überströmbar Damms werden durch die relativ geringen Fließgeschwindigkeiten im Zuströmbereich, den Fließwechsel im Abflusskontrollquerschnitt von Strömen ( $Fr < 1$ ) nach Schießen ( $Fr > 1$ ) und den ungleichförmigen, schießenden Abfluss mit hoher Energieumwandlung und hoher Lufteinmischung (bei rauen Überströmlächen) im anschließenden Bereich charakterisiert. Bei einer glatten Überströmläche stellt sich eine geringere Energieumwandlung auf der Überströmläche ein (siehe Abbildung 26).

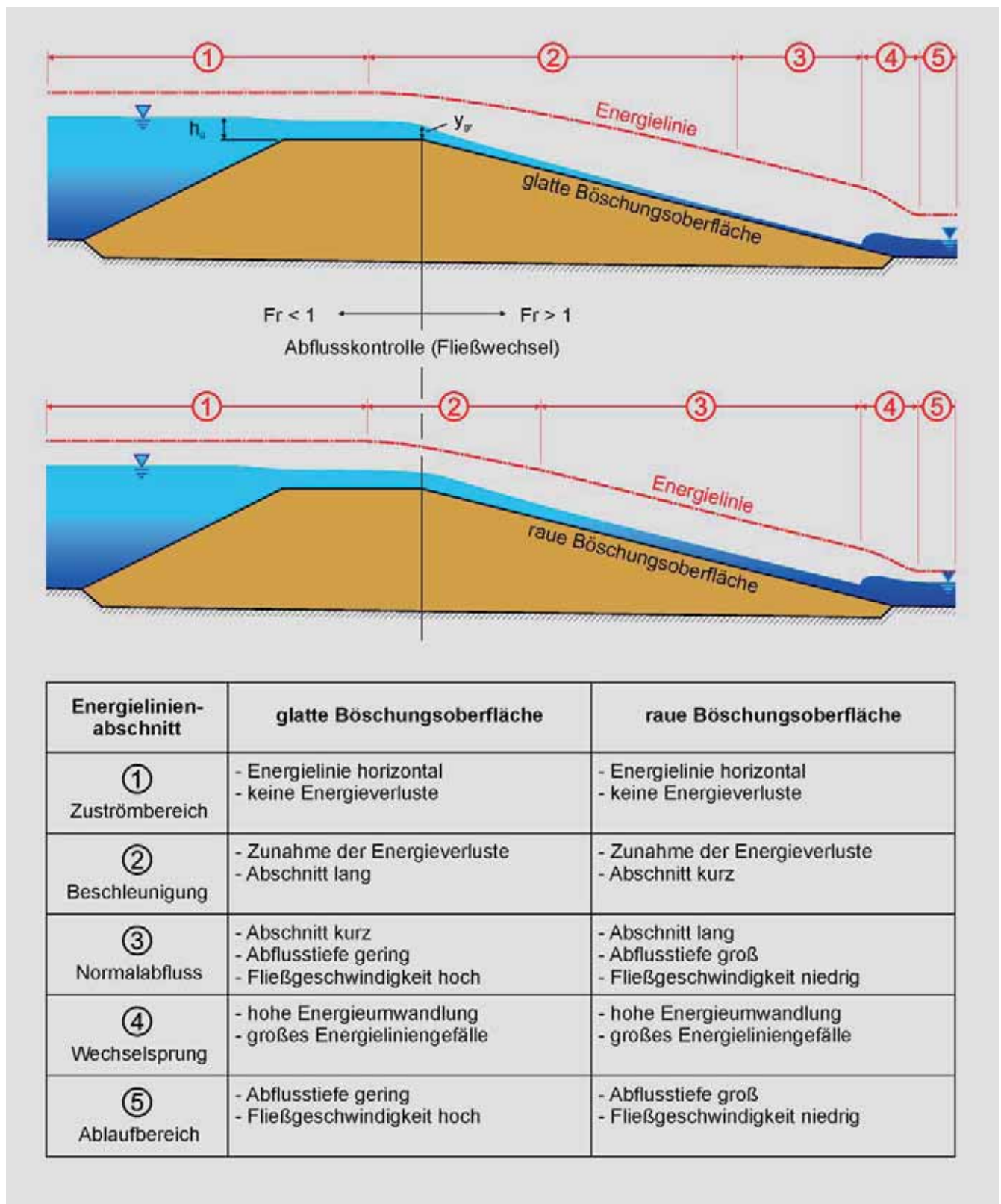


Abbildung 26: Querschnitt eines überströmbar Dammbereichs mit glatter bzw. rauer Böschungsoberfläche.

Je nach Ausführung treten in Abhängigkeit von der Rauheit und der Durchlässigkeit unterschiedliche Fließgeschwindigkeiten auf. Diese Zusammenhänge werden gemeinsam mit den geometrischen Kenngrößen in den nachfolgenden Kapiteln beschrieben.



## 4.2 Deckwerke in Lockerbauweise

### 4.2.1 Steinsatz

#### Anwendungsgrenzen

Neigung der luftseitigen Dammböschung:	$1:m \leq 1:6$
Maximaler spezifischer Abfluss:	$q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$

#### Geometrische Kenngrößen

Die geometrischen Kenngrößen sind in Abbildung 27 ersichtlich.

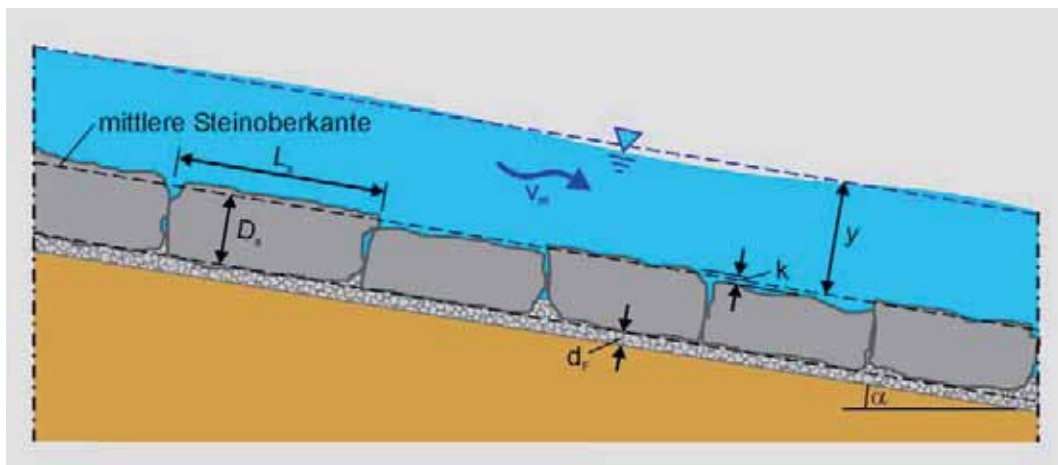


Abbildung 27: Definitionsskizze zu den geometrischen Kenngrößen eines Steinsatzes.

Beim Steinsatz werden die folgenden drei Steinformen unterschieden:

- Regelmäßige, plattige Steinformen mit  $D_s/L_s \approx 0,3 - 0,5$ ,  $n \approx 0,2$ ,  $d_F/D_s \approx 0,5$
- Regelmäßige, kompakte Steinformen mit  $D_s/L_s \approx 0,8 - 1,2$ ,  $n \approx 0,2$ ,  $d_F/D_s \approx 0,3$
- Unregelmäßige Steinformen mit  $n \approx 0,35$ ,  $d_F/D_s \approx 0,3 - 0,4$

wobei  $n$  den Porenanteil des Deckwerks beschreibt.

#### Versagensarten

Für den Steinsatz sind die in Abbildung 28 dargestellten drei Versagensarten zu untersuchen (Westrich et al., 1997):

- Erosion eines Einzelsteins:  
Ein einzelner Stein wird aus dem Verband herausgelöst.
- Abgleiten des gesamten Deckwerks:  
Das Deckwerk gleitet als Ganzes auf der Filterschicht ab oder das Deckwerk mitsamt der Filterschicht gleitet als Ganzes auf dem Dammkörper ab.
- Ausbrechen des Deckwerks:  
Das Deckwerk bricht oberhalb der Fußsicherung oder eines Querriegels aufgrund des Zusammenwirkens der hohen Schub- und Liftkräfte aus.

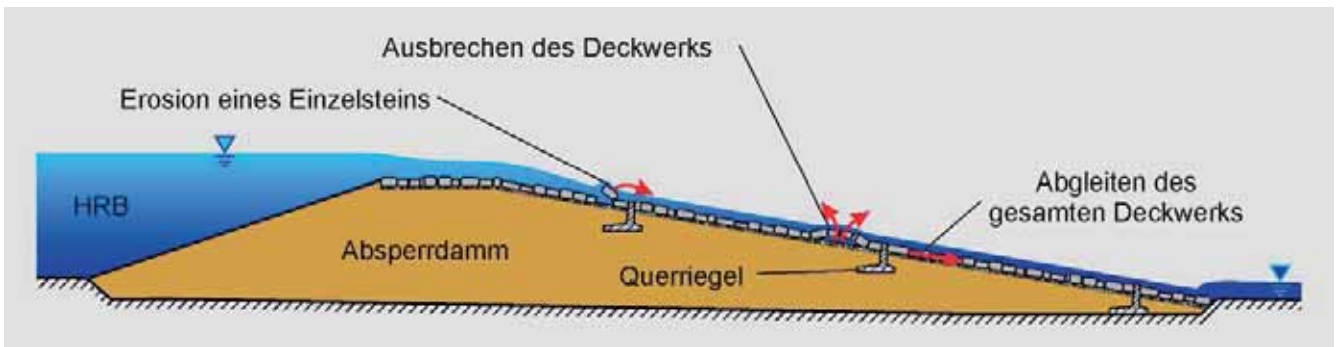


Abbildung 28: Versagensmechanismen beim Steinsatz.

### Ermittlung der Abflusstiefe $y$ und der Fließgeschwindigkeit $v_m$

Die Abflusstiefe  $y$  und die mittlere Fließgeschwindigkeit  $v_m$  werden in einem iterativen Prozess bestimmt, da sie in einem Zusammenhang mit der gegebenen Steindicke  $D_s$  stehen. Die folgenden Gleichungen dienen zur Ermittlung der beiden Größen:

$$y = \frac{q}{\sigma \cdot v_m}$$

mit:

$q$  ..... spezifischer Abfluss [ $\text{m}^3/\text{sm}$ ]

$\sigma$  ..... Luftgehaltsparemeter [-]

$v_m$  ..... mittlere Fließgeschwindigkeit auf der Überströmstrecke [ $\text{m/s}$ ]

Der Luftgehaltsparemeter  $\sigma$  kann folgendermaßen berechnet werden:

$$\sigma = \frac{\rho_{wa}}{\rho_w} = 1 - 1,3 \cdot \sin \alpha + 0,08 \cdot \frac{y}{k} \leq 1,0$$

darin sind:

$\rho_{wa}$  ..... Dichte des Wasser-Luft-Gemischs [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]

$\rho_w$  ..... Dichte des Wassers [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]

$\alpha$  ..... Neigungswinkel der luftseitigen Dammböschung [ $^\circ$ ]

$k$  ..... hydraulische Rauheit [ $\text{m}$ ]

$k \approx 0,24 \cdot D_s$  für regelmäßige, plattige Steinformen

$k \approx 0,15 \cdot D_s$  für regelmäßige, kompakte Steinformen

$k \approx 0,33 \cdot D_s$  für unregelmäßige Steinformen

Die mittlere Fließgeschwindigkeit  $v_m$  berechnet sich wie folgt:

$$v_m = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8 \cdot g \cdot y \cdot \tan \alpha}$$

Der Reibungsbeiwert  $1/\sqrt{\lambda}$  wird für regelmäßige Steinformen folgendermaßen abgeschätzt (Keulegan, 1938):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,033 \cdot \log\left(\frac{y}{k}\right) + 1,25$$

Für unregelmäßige Steinformen gilt (Scheuerlein, 1968):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 3,2 \cdot \log\left(\frac{1}{\sigma \cdot (0,425 + 2,025 \cdot \Phi \cdot \sin \alpha)} \cdot \frac{y}{k}\right)$$

mit:  $\Phi = k_{\max} \cdot \sqrt{R}$

wobei:

$\Phi$  ..... Rauheitsparameter [-]

$k_{\max}$  ..... Abstand der Steinspitzenebene zur Ebene des geringsten Hohlraumanteils [m] (im Allgemeinen  $k_{\max} \approx 0,8 \div 1,0 \cdot D_s$ )

$R$  ..... Anzahl der Steine je  $m^2$  Deckwerksfläche [ $1/m^2$ ]

### Nachweis der Erosionssicherheit eines Einzelsteins (Rathgeb, 2001)

Der Nachweis der Erosionssicherheit eines Einzelsteins basiert auf einem Nachweis der Auftriebssicherheit unter Berücksichtigung der hydrodynamischen Druckkräfte.

Der **Nachweis der Auftriebssicherheit** wird mit folgender Formel geführt.

$$\eta_A = \frac{1}{\frac{\rho_w}{\rho_s} \cdot \left(1 + c_{fy} \cdot \frac{\eta_{Ds} \cdot v_m^2}{2 \cdot g \cdot \kappa \cdot D_s \cdot \cos \alpha}\right)} \geq 1,0$$

dabei sind:

$\eta_A$  ..... Auftriebssicherheitsbeiwert [-]

$\rho_s$  ..... Dichte der Deckwerkssteine [ $kg/m^3$ ]

$c_{fy}$  ..... dynamischer Kraftbeiwert [-]

$c_{fy} \approx 0,3 \div 0,5$  für regelmäßige, plattige Steinformen

$c_{fy} \approx 0,4 \div 0,6$  für regelmäßige, kompakte Steinformen

$c_{fy} \approx 0,8$  für unregelmäßige Steinformen

$\eta_{Ds}$  ..... Sicherheitsbeiwert Deckwerk [-] (hier:  $\eta_{Ds} = 1,6$ )

$g$  ..... Erdbeschleunigung [ $m/s^2$ ] ( $9,81 m/s^2$ )

$\kappa$  ..... Formfaktor [-]

$\kappa \approx 1,0$  für regelmäßige Steinformen (plattige und kompakte)

$\kappa \approx 0,5 \div 0,7$  für unregelmäßige Steinformen

### Nachweis der Gleitsicherheit

Neben dem Nachweis der Erosionssicherheit der Einzelsteine ist der Nachweis der Gleitsicherheit des gesamten Deckwerks zu führen. Dabei wird untersucht, ob es sich bei dem Deckwerk um ein so genanntes selbsttragendes Deckwerk handelt, das die Kräfte aus Durch- und Überströmung komplett

über die Reibung in den Dammkörper einleitet, oder ob ein nicht selbsttragendes Deckwerk vorliegt. Bei letzteren sind in regelmäßigen Abständen auf der Überströmfläche angeordnete Querriegel notwendig, um die hangabwärts gerichteten Kräfte aufnehmen zu können. In Abbildung 29 sind die Kräfte und geometrischen Größen für den Gleitsicherheitsnachweis dargestellt.

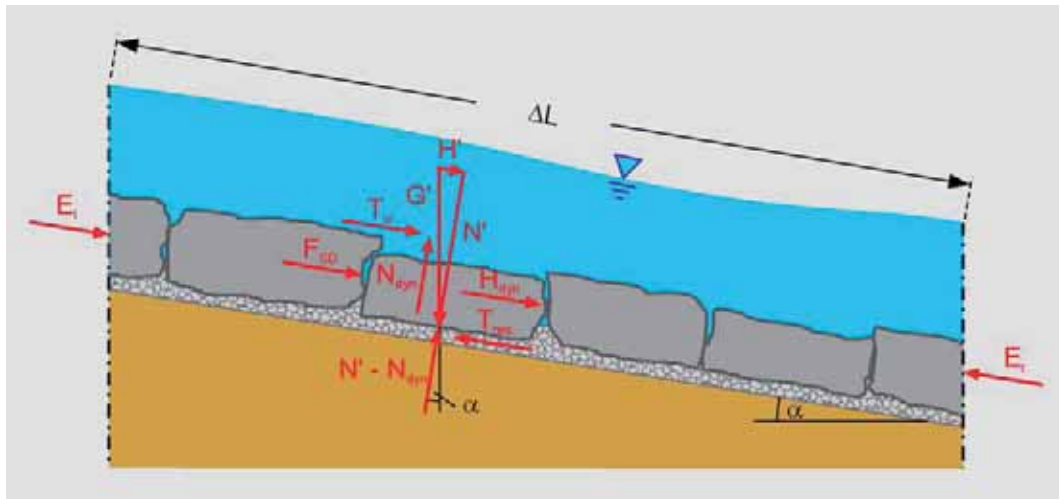


Abbildung 29: Kräfte und geometrische Größen für den Gleitsicherheitsnachweis.

Auch bei diesem Nachweis werden die hydrodynamischen Druckschwankungen durch die Einführung von Vorfaktoren  $K_x$  und  $K_y$  berücksichtigt. Die folgende Bedingung muss eingehalten werden, wenn es sich um ein selbsttragendes Deckwerk handelt (Rathgeb, 2001):

$$\eta_G = \frac{T_{res}}{T_w + F_{SD} + H' + H_{dyn}} = \frac{(1 - K_y^*) \cdot \frac{\tan \varphi'}{\tan \alpha}}{\frac{\rho_w}{(\rho_s - \rho_w) \cdot (1 - n)} \cdot \left(\frac{y}{D_s} + n\right) + \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_w} + K_x^*} \geq 1,3$$

wobei:

$\eta_G$  ..... Gleitsicherheitsbeiwert [-]

$K_x^*$  ..... hydrodynamischer Vorfaktor für böschungsparelle Strömungskräfte [-]

$K_y^*$  ..... hydrodynamischer Vorfaktor für Strömungskräfte senkrecht zur Böschung [-]

$\varphi'$  ..... Reibungswinkel zwischen Deckwerk und Unterbau [°]

Die hydrodynamischen Vorfaktoren lassen sich folgendermaßen berechnen:

$$K_x^* = K_x \cdot \frac{\rho_w \cdot v_m^2}{2 \cdot g \cdot D_s \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot \sin \alpha}$$

$$K_y^* = K_y \cdot \frac{\rho_w \cdot v_m^2}{2 \cdot g \cdot D_s \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot \cos \alpha}$$

mit:

$K_x \approx 0,12$ ;  $K_y \approx 0,15$  für regelmäßige, plattige Steinformen

$K_x \approx 0,15$ ;  $K_y \approx 0,23$  für regelmäßige, kompakte Steinformen

$K_x \approx 0,25$ ;  $K_y \approx 0,40$  für unregelmäßige Steinformen

Liegt der errechnete Wert der Gleitsicherheit  $\eta_G$  unter 1,3, sind stützende Maßnahmen, wie z. B. Querriegel aus Beton oder Stahlspundwänden anzuordnen. Abbildung 30 zeigt ein ausgeführtes Beispiel eines solchen mit Querriegeln ausgeführten Steinsatzes bei der Dammscharte des Hochwasserrückhaltebeckens Kohlbach nahe Stein am Kocher.



Abbildung 30: Steinsatz mit Querriegeln am HRB Kohlbach.

Für die Bemessung der Querriegel sind die treibenden und haltenden Kräfte zu bestimmen.

Bestimmung der treibenden Kräfte [N/m]:

$$T_w = \gamma_w \cdot y \cdot \sin \alpha \cdot \Delta L$$

$$F_{SD} = \gamma_w \cdot d_D \cdot \sin \alpha \cdot \Delta L$$

$$H' = \gamma'_D \cdot d_D \cdot \sin \alpha \cdot \Delta L = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_D \cdot (1 - n) \cdot \sin \alpha \cdot \Delta L$$

$$H_{dyn} = 0,5 \cdot K_x \cdot \rho_w \cdot v_m^2 \cdot (1 - n) \cdot \Delta L$$

Bestimmung der haltenden Kräfte [N/m]:

$$N' = \gamma'_D \cdot d_D \cdot \cos \alpha \cdot \Delta L = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_D \cdot (1 - n) \cdot \cos \alpha \cdot \Delta L$$

$$N_{dyn} = 0,5 \cdot K_y \cdot \rho_w \cdot v_m^2 \cdot (1 - n) \cdot \Delta L$$

$$T_{res} = (N' - N_{dyn}) \cdot \tan \varphi' = [(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_D \cdot \cos \alpha - 0,5 \cdot K_y \cdot \rho_w \cdot v_m^2] \cdot (1 - n) \cdot \Delta L \cdot \tan \varphi'$$

Für die Querriegel ergibt sich folgende Längskraft [N/m]:

$$F = \eta_G \cdot (T_w + F_{SD} + H' + H_{dyn}) - T_{res}$$

dabei sind:

$T_w$  ..... Schubkraft aus Überströmung [N/m]

$F_{SD}$  ..... Strömungskraft im Deckwerk [N/m]

- $H'$  ..... Hangabtriebskraft des Deckwerks unter Auftrieb [N/m]  
 $H_{\text{dyn}}$  ..... hangabwärts gerichteter Kraftanteil aus hydrodynamischen Druckschwankungen [N/m]  
 $N'$  ..... Normalkraft des Deckwerks unter Auftrieb [N/m]  
 $N_{\text{dyn}}$  ..... Kraftanteil aus hydrodynamischen Druckschwankungen gerichtet entgegen Normalkraft [N/m]  
 $T_{\text{res}}$  ..... Reibungskraft in der Gleitfuge [N/m]  
 $\gamma_s$  ..... Wichte der Deckwerkssteine [N/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma_w$  ..... Wichte des Wassers [N/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma'_D$  ..... Wichte des Deckwerks unter Auftrieb [N/m<sup>3</sup>]  
 $d_D$  ..... Deckwerksstärke [m] (hier:  $d_D = D_s$ )  
 $\Delta L$  ..... Länge des betrachteten Deckwerkselements [m]

Für den Fall, dass das Deckwerk auf einer Filterschicht liegt, ist der Gleitsicherheitsnachweis zusätzlich für die Gleitfuge zwischen Filterschicht und Unterbau zu führen:

$$\eta_G = \frac{T_{\text{res}}}{T_w + F_{\text{SD}} + H' + H_{\text{dyn}} + F_{\text{SD,F}} + H'_F} \geq 1,3$$

wobei:

$$F_{\text{SD,F}} = \gamma_w \cdot d_F \cdot \sin \alpha \cdot \Delta L$$

$$H'_F = \gamma'_F \cdot d_F \cdot \sin \alpha \cdot \Delta L$$

$T_{\text{res}}$  beträgt hier:

$$T_{\text{res}} = \left[ (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_D \cdot \cos \alpha - 0,5 \cdot K_y \cdot \rho_w \cdot v_m^2 \right] \cdot (1 - n) + \gamma'_F \cdot d_F \cdot \cos \alpha \cdot \Delta L \cdot \tan \varphi'$$

hierbei sind:

- $F_{\text{SD,F}}$  .... Strömungskraft in der Filterschicht [N/m]  
 $H'_F$  ..... Hangabtriebskraft der Filterschicht unter Auftrieb [N/m]  
 $\gamma'_F$  ..... Wichte des Filtermaterials unter Auftrieb [N/m<sup>3</sup>]  
 $d_F$  ..... Stärke der Filterschicht [m]  
 $\varphi'$  ..... Reibungswinkel in der Gleitfuge zwischen Filterschicht und Unterbau [°]

Auf die Querriegel wirkt somit die folgende Kraft [N/m]:

$$F = \eta_G \cdot (T_w + F_{\text{SD}} + H' + H_{\text{dyn}} + F_{\text{SD,F}} + H'_F) - T_{\text{res}}$$

### Maßnahmen gegen das Ausbrechen des Deckwerks

Die Schubkraft  $F$  auf einen Meter Breite des Querriegels bzw. der Fußsicherung sollte nach erster grober Abschätzung stets kleiner sein als die Normalkraft  $N'$  des Deckwerks unter Auftrieb (statisch und dynamisch) von einem Quadratmeter Deckwerksfläche.

$$F < N' - N_{\text{dyn}}$$

Bei größerem Längsgefälle und plattigen Deckwerkssteinen (größerer „Schlankheitsgrad“) ist die zulässige Schubkraft  $F$  abzumindern.

## 4.2.2 Steinschüttungen

### Anwendungsgrenzen

Neigung der luftseitigen Dammböschung:	$1:m \leq 1:4$
Maximaler spezifischer Abfluss:	$q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$

### Geometrische Kenngrößen

Steinschüttungen werden durch die Kornverteilung der verwendeten Steine (Schüttsteinklasse) und die Schüttstärke  $d_D$  beschrieben (siehe Abbildungen 31 und 32). Diese Schüttstärke ist erforderlich, damit sich innerhalb der Steinschüttung ein Korngerüst ausbilden kann. Dabei kann aus dem mittleren Korndurchmesser  $d_{50}$  die entsprechende Schüttsteinklasse bestimmt werden.

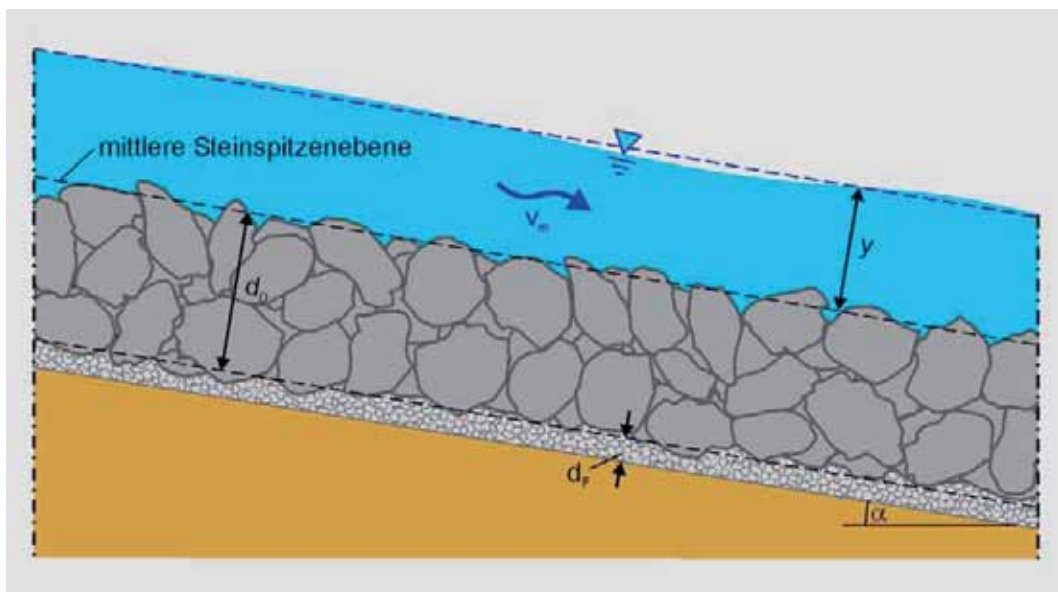


Abbildung 31: Definitionsskizze zu den geometrischen Kenngrößen einer Steinschüttung.

Der größte Korndurchmesser  $d_{100}$  bestimmt die minimale Schüttstärke  $\text{mind}_D \approx 1,5 \cdot d_{100}$ . Aus der Kornverteilungskurve der entsprechenden Schüttsteinklasse kann  $d_{100}$  bestimmt und dadurch die minimale Schüttstärke  $d_D$  ermittelt werden.

### Versagensarten

Bei den Steinschüttungen sind zwei Versagensarten zu untersuchen:

- Erosion der Einzelsteine:  
Einzelne Steine werden aus dem Verband herausgelöst.
- Abgleiten des gesamten Deckwerks:  
Das Deckwerk gleitet als Ganzes auf der Filterschicht ab oder das Deckwerk mitsamt der Filterschicht gleitet als Ganzes auf dem Dammkörper ab.

Im Vergleich zum Deckwerk aus Steinsatz laufen die Versagensmechanismen bei den mehrlagigen Steinschüttungen komplexer ab. Bis zu einem bestimmten spezifischen Abfluss  $q_D$  fließt das Wasser durch das Deckwerk ab. Je stärker die Schichtstärke der Steinschüttung ist, desto mehr Wasser kann durch das Deckwerk abfließen. Erst wenn der Abfluss den Wert  $q_D$  übersteigt, beginnt die eigentliche

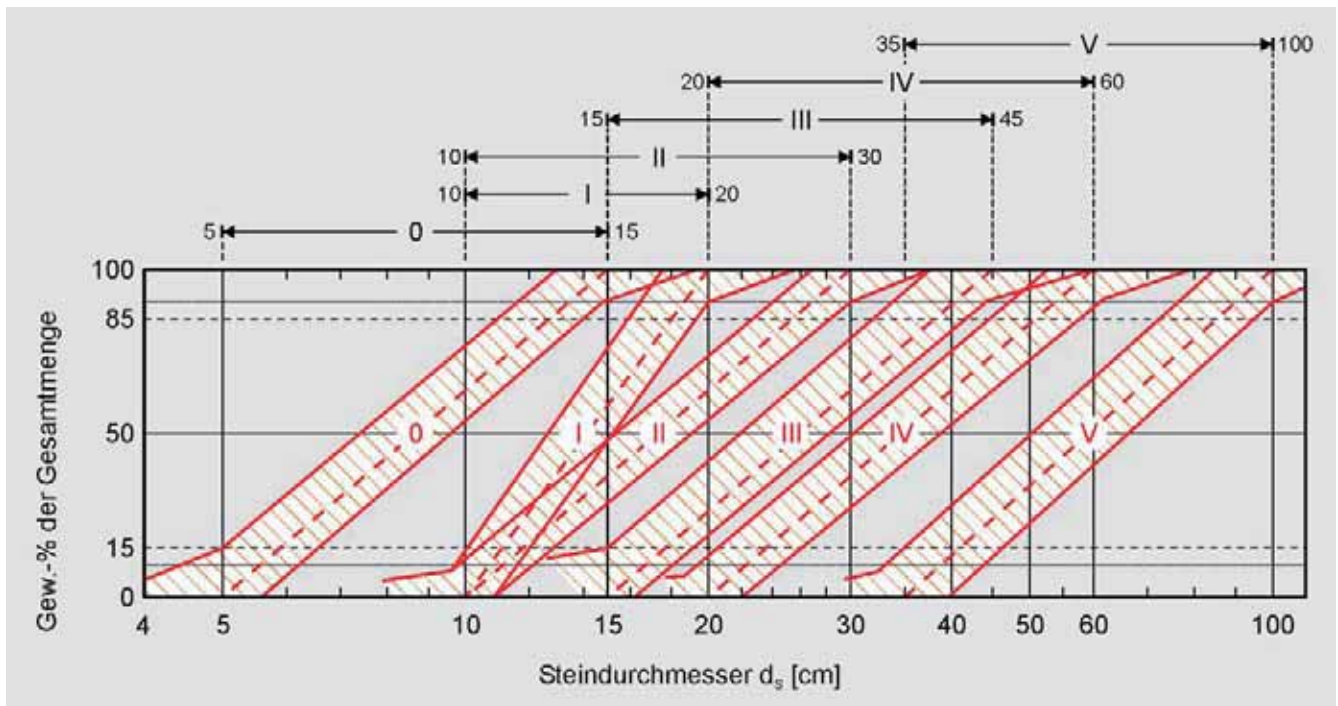


Abbildung 32: Kornverteilungskurven der Schüttsteinklassen 0 bis V (Bundesanstalt für Wasserbau, 1993).

Überströmung des Deckwerks und damit auch, bei ausreichend großem Abfluss, die Erosion der einzelnen Steine.

Die Rauheiten, die bei den Steinschüttungen erzielt werden, liegen im Allgemeinen über denen des Steinsatzes. Dies hat zur Folge, dass die Fließgeschwindigkeiten niedriger sind als beim Steinsatz. Durch die größere Bremswirkung müssen auch größere Kräfte in den Dammkörper eingeleitet werden, die beim Nachweis der Gleitsicherheit des gesamten Deckwerks berücksichtigt werden müssen. Dadurch ist die Energieumwandlung auf der luftseitigen Dammböschung größer und die Gefahr einer vom Dammfuß ausgehenden rückschreitenden Erosion geringer.

**Ermittlung der Abflusstiefe y und der Fließgeschwindigkeiten v<sub>D</sub> und v<sub>m</sub>**

Wie beim Steinsatz werden die Abflusstiefe y und die mittlere Fließgeschwindigkeit v<sub>m</sub> in einem iterativen Prozess bestimmt. Zunächst muss jedoch der nicht mehr zu vernachlässigende Durchströmanteil q<sub>D</sub> am Gesamtabfluss q bestimmt werden. Dies geschieht mit Hilfe einer modifizierten Darcy-Weisbach-Gleichung wie folgt:

$$q_D = n \cdot d_D \cdot v_D = n \cdot d_D \cdot \zeta \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda_D}} \cdot \sqrt{8 \cdot g \cdot r_{hy,D} \cdot \tan \alpha}$$

mit:

$$\zeta = \frac{d_D^2}{2,8 \cdot \tan \alpha} + 1,5 \quad (\text{für } 0,04 < \tan \alpha < 0,30)$$

$$\lambda_D = \frac{(1-n)}{n} \cdot \frac{U^{0,52}}{K^2} \quad (\text{Martins, 1991})$$



$$r_{hy,D} = \frac{n \cdot d_D \cdot d_{50}}{4 \cdot (1-n) \cdot d_D + d_{50}}$$

dabei sind:

- n ..... Porenanteil des Deckwerks [-] (für die Schüttsteinklassen 0 – V nach TLW  $n \approx 0,4 \div 0,45$ )  
 $d_D$  ..... Deckwerksstärke [m]  
 $v_D$  ..... Fließgeschwindigkeit im Deckwerk [m/s]  
 $\zeta$  ..... Korrekturfaktor [-]  
 $\lambda_D$  ..... Reibungsbeiwert im Deckwerk [-]  
g ..... Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>] (9,81 m/s<sup>2</sup>)  
 $r_{hy,D}$  ..... ideeller hydraulischer Radius im Deckwerk [m]  
 $\alpha$  ..... Neigungswinkel der luftseitigen Böschung [°]  
U ..... Ungleichförmigkeitszahl [-] ( $U = d_{60}/d_{10}$ )  
K ..... Formfaktor der Steine [-] (für kantige Steine:  $K = 0,56$ )  
 $d_{10}$  ..... Korndurchmesser bei 10% Siebdurchgang [m]  
 $d_{50}$  ..... Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang [m]  
 $d_{60}$  ..... Korndurchmesser bei 60% Siebdurchgang [m]

Bei humusierten und begrüntem Steinschüttungen (siehe Kapitel 3.8) ist, sofern keine konstruktiven Gegenmaßnahmen ergriffen werden, der Porenraum des Deckwerks mit Bodenmaterial gefüllt. In diesem Fall ist  $q_D = 0$  anzusetzen.

Bei der Berechnung der Abflusstiefe  $y$  und der Überströmgeschwindigkeit  $v_m$  ist, anstatt den gesamten spezifischen Abfluss  $q$  in Rechnung zu stellen, lediglich der Anteil aus Überströmung  $q_{\bar{u}}$  anzusetzen.

$$y = \frac{q_{\bar{u}}}{\sigma \cdot v_m} = \frac{q - q_D}{\sigma \cdot v_m}$$

mit:

- $q_{\bar{u}}$  ..... Überströmanteil am gesamten spezifischen Abfluss  $q$  [m<sup>3</sup>/sm]  
 $\sigma$  ..... Luftgehaltsparameter [-]  
 $v_m$  ..... mittlere Fließgeschwindigkeit oberhalb des Deckwerks [m/s]

Der Luftgehaltsparameter  $\sigma$  kann wie beim Steinsatz folgendermaßen berechnet werden:

$$\sigma = \frac{\rho_{wa}}{\rho_w} = 1 - 1,3 \cdot \sin \alpha + 0,08 \cdot \frac{y}{k} \leq 1,0$$

darin sind:

- $\rho_{wa}$  ..... Dichte des Wasser-Luft-Gemischs [kg/m<sup>3</sup>]  
 $\rho_w$  ..... Dichte des Wassers [kg/m<sup>3</sup>]  
y ..... Abflusstiefe auf der Überströmstrecke [m]  
k ..... hydraulische Rauheit [m] ( $k \approx 0,33 \cdot d_{50}$ )

Die mittlere Überströmgeschwindigkeit  $v_m$  berechnet sich wie folgt:

$$v_m = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8 \cdot g \cdot y \cdot \tan \alpha}$$

Auch hier wird der Reibungsbeiwert  $1/\sqrt{\lambda}$  folgendermaßen abgeschätzt:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 3,2 \cdot \log \left( \frac{1}{\sigma \cdot (0,425 + 2,025 \cdot \Phi \cdot \sin \alpha)} \cdot \frac{y}{k} \right)$$

mit:  $\Phi = k_{\max} \cdot \sqrt{R}$

wobei:

$\Phi$  ..... Rauheitsparameter [-]

$k_{\max}$  ..... Abstand der Steinspitzenebene zur Ebene des geringsten Hohlraumanteils [m] (im Allgemeinen  $k_{\max} \approx 0,8 \div 1,0 \cdot d_{50}$ )

$R$  ..... Anzahl der Steine in der oberen Steinlage je  $m^2$  Deckwerksfläche [ $1/m^2$ ]

### Nachweis der Erosionssicherheit

Der Nachweis der Erosionssicherheit der Schüttsteine wird analog dem entsprechenden Nachweis für Deckwerke aus Steinsatz geführt. Bei der Bestimmung der Auftriebssicherheit  $\eta_A$  wird anstatt der Dicke des Steinsatzes  $D_S$  der Wert  $d_{50}$  der verwendeten Steine angesetzt:

$$\eta_A = \frac{1}{\frac{\rho_w}{\rho_s} \cdot \left( 1 + c_{fy} \cdot \frac{\eta_{Ds} \cdot v_m^2}{2 \cdot g \cdot \kappa \cdot d_{50} \cdot \cos \alpha} \right)} \geq 1,0$$

dabei sind:

$\eta_A$  ..... Auftriebssicherheitsbeiwert [-]

$\rho_s$  ..... Dichte der Deckwerkssteine [ $kg/m^3$ ]

$c_{fy}$  ..... dynamischer Kraftbeiwert [-] (hier:  $c_{fy} \approx 2,5$ )

$\eta_{Ds}$  ..... Sicherheitsbeiwert Deckwerk [-] (hier:  $\eta_{Ds} = 1,6$ )

$\kappa$  ..... Formfaktor [-] (hier:  $\kappa \approx 0,5 \div 0,7$ )

### Nachweis der Gleitsicherheit

Auf den Steinschüttungen sind die Fließgeschwindigkeiten  $v_m$  deutlich geringer als beim glatteren Steinsatz. Die hydrodynamischen Kraftanteile  $H_{dyn}$  und  $N_{dyn}$  können aus diesem Grund bei den Steinschüttungen vernachlässigt werden. Eine größere Schubkraft wird jedoch über die höhere Abflusstiefe  $y$  erzielt.

$$\eta_G = \frac{T_{res}}{T_w + F_{SD} + H'} = \frac{\frac{\tan \varphi'}{\tan \alpha}}{1 + \frac{\rho_w}{(\rho_s - \rho_w) \cdot (1-n)} \cdot \left( 1 + \frac{y}{d_D} \right)} = \frac{\frac{\tan \varphi'}{\tan \alpha}}{1 + \frac{\rho_w}{\rho_D'} \cdot \left( 1 + \frac{y}{d_D} \right)} \geq 1,3$$

wobei:

$\eta_G$  ..... Gleitsicherheitsbeiwert [-]

$\rho'_D$  ..... Dichte des Deckwerks unter Auftrieb [ $\text{kg/m}^3$ ]

$\varphi'$  ..... Reibungswinkel zwischen Deckwerk und Unterbau [ $^\circ$ ]

Liegt der errechnete Wert der Gleitsicherheit  $\eta_G$  unter 1,3, so sind Querriegel aus Beton oder Stahlspundwänden anzuordnen. Für die Bemessung der Querriegel sind die treibenden und haltenden Kräfte zu bestimmen:

Bestimmung der treibenden Kräfte [N/m]:

$$T_w = \gamma_w \cdot y \cdot \sin \alpha \cdot \Delta L$$

$$F_{SD} = \gamma_w \cdot d_D \cdot \sin \alpha \cdot \Delta L$$

$$H' = \gamma'_D \cdot d_D \cdot \sin \alpha \cdot \Delta L = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_D \cdot (1 - n) \cdot \sin \alpha \cdot \Delta L$$

Bestimmung der haltenden Kräfte [N/m]:

$$N' = \gamma'_D \cdot d_D \cdot \cos \alpha \cdot \Delta L = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_D \cdot (1 - n) \cdot \cos \alpha \cdot \Delta L$$

$$T_{res} = N' \cdot \tan \varphi' = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_D \cdot (1 - n) \cdot \cos \alpha \cdot \Delta L \cdot \tan \varphi' = \gamma'_D \cdot d_D \cdot \cos \alpha \cdot \Delta L \cdot \tan \varphi'$$

Für die Querriegel ergibt sich folgende Längskraft [N/m]:

$$F = \eta_G \cdot (T_w + F_{SD} + H') - T_{res}$$

dabei sind:

$T_w$  ..... Schubkraft aus Überströmung [N/m]

$F_{SD}$  ..... Strömungskraft im Deckwerk [N/m]

$H'$  ..... Hangabtriebskraft des Deckwerks unter Auftrieb [N/m]

$N'$  ..... Normalkraft des Deckwerks unter Auftrieb [N/m]

$T_{res}$  ..... Reibungskraft in der Gleitfuge [N/m]

$\gamma_s$  ..... Wichte der Deckwerkssteine [ $\text{N/m}^3$ ]

$\gamma_w$  ..... Wichte des Wassers [ $\text{N/m}^3$ ]

$\gamma'_D$  ..... Wichte des Deckwerks unter Auftrieb [ $\text{N/m}^3$ ]

$d_D$  ..... Deckwerksstärke [m]

$\Delta L$  ..... Länge des betrachteten Deckwerkselements [m]

Für den Fall, dass das Deckwerk auf einer Filterschicht liegt, ist der Gleitsicherheitsnachweis zusätzlich für die Gleitfuge zwischen Filterschicht und Unterbau zu führen:

$$\eta_G = \frac{T_{res}}{T_w + F_{SD} + H' + F_{SD,F} + H'_F} \geq 1,3$$

wobei:

$$F_{SD,F} = \gamma_w \cdot d_F \cdot \sin \alpha \cdot \Delta L$$

$$H'_F = \gamma'_F \cdot d_F \cdot \sin \alpha \cdot \Delta L$$

$T_{\text{res}}$  beträgt hier:

$$T_{\text{res}} = [(\gamma_S - \gamma_W) \cdot d_D \cdot (1 - n) + \gamma'_F \cdot d_F] \cdot \cos \alpha \cdot \Delta L \cdot \tan \varphi' = [\gamma'_D \cdot d_D + \gamma'_F \cdot d_F] \cdot \cos \alpha \cdot \Delta L \cdot \tan \varphi'$$

hierbei sind:

$F_{\text{SD},F}$  .... Strömungskraft in der Filterschicht [N/m]

$H'_F$  ..... Hangabtriebskraft der Filterschicht unter Auftrieb [N/m]

$\gamma'_F$  ..... Wichte des Filtermaterials unter Auftrieb [N/m<sup>3</sup>]

$d_F$  ..... Stärke der Filterschicht [m]

$\varphi'$  ..... Reibungswinkel in der Gleitfuge zwischen Filterschicht und Unterbau [°]

Der Reibungswinkel  $\varphi'$  der Steinschüttung kann mit ca. 35° abgeschätzt werden. Er ist jedoch in Einzelfall zu prüfen.

Auf die Querriegel wirkt somit die folgende Kraft [N/m]:

$$F = \eta_G \cdot (T_w + F_{\text{SD}} + H' + F_{\text{SD},F} + H'_F) - T_{\text{res}}$$

## 4.3 Kohärente Deckwerke

### 4.3.1 Geogittermatratzen

#### Anwendungsgrenzen

Neigung der luftseitigen Dammböschung:	$1:m \leq 1:4$
Maximaler spezifischer Abfluss:	$q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$

#### Versagensarten

Deckwerke ausgeführt als Geogittermatratzen entsprechen hinsichtlich den geometrischen und hydraulischen Parametern den Steinschüttungen. Durch die Einbindung der Steine in das Geogitter kann es jedoch nicht zu einer Einzelsteinerosion kommen. Die folgenden Versagensszenarien sind möglich:

- Abgleiten des gesamten Deckwerks:  
Das Deckwerk gleitet als Ganzes auf der Filterschicht ab oder das Deckwerk mitsamt der Filterschicht gleitet als Ganzes auf dem Dammkörper ab.
- Versagen des Geogitters:  
Die Zugfestigkeit des Geogitters wird lokal oder auf der ganzen Länge überschritten.

#### Ermittlung der Abflusstiefe $y$ und der Fließgeschwindigkeiten $v_D$ und $v_m$

Die Ermittlung des Durchströmanteils  $q_D$ , der Abflusstiefe  $y$  und der Fließgeschwindigkeit  $v_m$  erfolgt analog zu deren Bestimmung bei den Steinschüttungen (siehe Kapitel 4.2.2).

#### Nachweis der Gleitsicherheit

Der Nachweis der Gleitsicherheit erfolgt analog dem Nachweis bei den Steinschüttungen (siehe Kapitel 4.2.2).

### Nachweis der Zugfestigkeit des Geogitters

Für die in Kapitel 5.2.1 aufgeführten Konstruktionsmöglichkeiten und die nach Kapitel 4.2.2 ermittelten Kräfte ist das Geogitter nachzuweisen. Dabei sind die ermittelten Kräfte den dauerhaften Bemessungsfestigkeiten der Geogitter (Herstellerangaben) gegenüberzustellen. In der Regel liegen die Dauerzugfestigkeiten der Geogitter weit über den einwirkenden Kräften. Größere Verformungen des Geogitters sind zu vermeiden.

### 4.3.2 Mastix-Schotter-Deckwerk

#### Anwendungsgrenzen

Neigung der luftseitigen Dammböschung:	$1:m \leq 1:6$
Maximaler spezifischer Abfluss:	$q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$

Die Anwendung beschränkt sich auf selbsttragende Deckwerke.

#### Versagensarten

- Abgleiten des gesamten Deckwerks:  
Das Deckwerk gleitet als Ganzes auf der Filterschicht ab oder das Deckwerk mitsamt der Filterschicht gleitet als Ganzes auf dem Dammkörper ab.

#### Ermittlung der Abflusstiefe

Als Größe für die Dimensionierung des Deckwerks aus Mastix-Schotter wird die maximale Abflusstiefe  $y$  beim Überströmen der luftseitigen Dammböschung im Bereich des schießenden Normalabflusses angesetzt. Dabei muss gewährleistet sein, dass die Länge des überströmbaren Dammbereichs ausreicht, damit sich der Normalabfluss einstellen kann. Mit den oben genannten Eingangsparametern erfolgt die Ermittlung der relevanten Normalabflusstiefe über die Gleichung:

$$y = y_N = \left( \frac{q}{k_{\text{St}} \cdot I_0^{1/2}} \right)^{3/5} \quad (\text{gültig für Bedingungen mit Normalabfluss})$$

mit:

$y_N$  ..... Normalabflusstiefe [m]

$q$  ..... spezifischer Abfluss [ $\text{m}^3/\text{sm}$ ]

$k_{\text{St}}$  ..... Rauheitsbeiwert nach Strickler [ $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ ]

$I_0$  ..... Sohlgefälle [-]

Der Rauheitsbeiwert nach Strickler wurde in physikalischen Modellversuchen zum Nachweis des statischen Bemessungskonzeptes für einen Splitt der Fraktion 16-22 mm zu  $k_{\text{St}} \approx 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  bestimmt.

Bei sehr kurzen überströmbaren Dammbereichen, auf denen sich kein Normalabfluss einstellen kann, muss die Wassertiefe durch den kritischen Abfluss bestimmt werden:

$$y = y_{\text{gr}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (\text{gültig für Bedingungen ohne Normalabfluss})$$

mit:

$y_{gr}$  ..... Grenzabflusstiefe [m]

$q$  ..... spezifischer Abfluss [ $m^3/sm$ ]

$g$  ..... Erdbeschleunigung [ $m/s^2$ ] (9,81  $m/s^2$ )

### Nachweis der Gleitsicherheit

Die Berechnung der Gleitsicherheit für das Deckwerk erfolgt an einem Böschungselement. Die zu berücksichtigenden Einwirkungen und Widerstände gehen aus Abbildung 33 hervor.

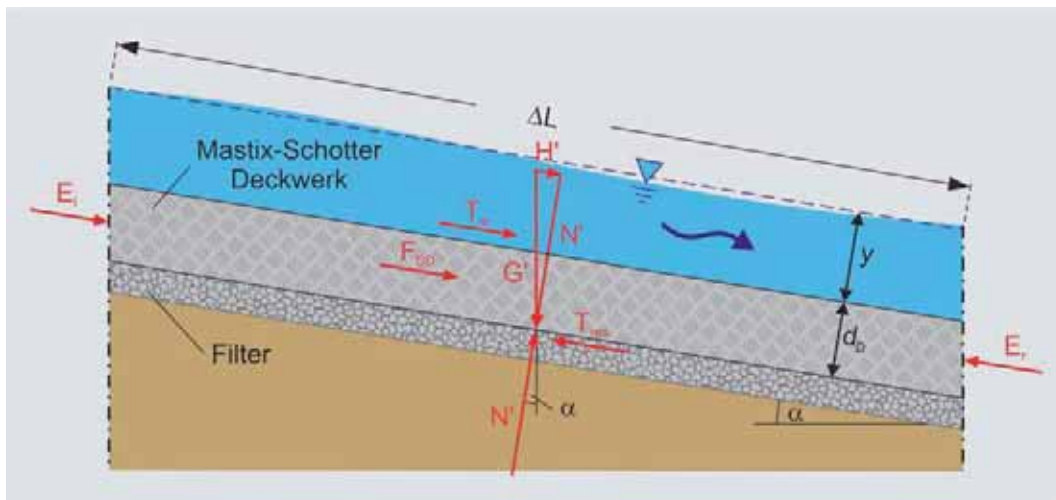


Abbildung 33: Einzelelement eines hangparallel durch- und überströmten Mastix-Schotter-Deckwerks (Larsen et al., 1986).

Die Standsicherheit des überströmten Böschungselementes ergibt sich aus einem Vergleich der treibenden und haltenden Kräfte zu:

$$\eta_G = \frac{T_{res}}{T_w + F_{SD} + H'} = \frac{\frac{\tan \varphi'}{\tan \alpha}}{1 + \frac{\gamma_w}{\gamma'_D} \cdot \left(1 + \frac{y}{d_D}\right)} \geq 1,3$$

wobei:

$\eta_G$  ..... Gleitsicherheitsbeiwert [-]

$T_{res}$  ..... Reibungskraft in der Gleitfuge [N/m]

$T_w$  ..... Schubkraft aus Überströmung [N/m]

$F_{SD}$  ..... Strömungskraft im Deckwerk [N/m]

$H'$  ..... Hangabtriebskraft des Deckwerks unter Auftrieb [N/m]

$N'$  ..... Normalkraft des Deckwerks unter Auftrieb [N/m]

$\varphi'$  ..... Effektiver Reibungswinkel zwischen Deckwerk und Unterbau [°]

$\alpha$  ..... Neigungswinkel der luftseitigen Dammböschung [°]

$\gamma_w$  ..... Wichte des Wassers [ $N/m^3$ ]

$\gamma'_D$  ..... Wichte des Deckwerks unter Auftrieb [ $N/m^3$ ]

$d_D$  ..... Deckwerksstärke [m]

Die wesentlichen Parameter für diese Betrachtung sind demnach:

- der Böschungswinkel  $\alpha$ ,
- der Reibungswinkel  $\varphi'$  in der maßgebenden Scherfuge,
- die Stärke  $d_D$  des Deckwerks,
- die Auftriebswichte  $\gamma'_D$  des Deckwerks,
- sowie die hydraulische Belastung des Deckwerks (ausgedrückt in  $y$ ).

Der effektive Reibungswinkel  $\varphi'$  in der maßgebenden Scherfuge ist ein wesentlicher Parameter bei der Bemessung des Deckwerks, da dieser mitbestimmend für die zulässige Belastbarkeit der Böschung ist. Als Scherparameter für den statischen Nachweis des Deckwerksystems ist der Reibungswinkel in der maßgebenden Gleitfuge der Böschung heranzuziehen. Es ist darauf hinzuweisen, dass unter Umständen (z. B. bei schichtweisem Aufbau) mehrere Scherfugen statisch nachzuweisen sind.

### Ermittlung der erforderlichen Stärke des Deckwerks

Aus den Betrachtungen am Böschungselement (siehe Abbildung 34) berechnet sich die mindestens notwendige Stärke des Deckwerks aus Mastix-Schotter zu:

$$\min d_D = \frac{\gamma_W \cdot y}{\frac{\gamma'_D \cdot \tan \varphi'}{\eta_G \cdot \tan \alpha} - \gamma_W - \gamma'_D}$$

Für Einhaltung der Gleitsicherheit ist ein minimaler Sicherheitsbeiwert von  $\eta_G = 1,3$  nachzuweisen. Unter Berücksichtigung dieser Sicherheit und einem zusätzlichen Aufschlag von 2 cm zur Abgeltung von Toleranzen beim Einbau des Mastix-Schotters ergibt sich aus obiger Formel die erforderliche Stärke des Deckwerks zu:

$$\text{erf. } d_D = \frac{\gamma_W \cdot y}{\frac{\gamma'_D \cdot \tan \varphi'}{\eta_G \cdot \tan \alpha} - \gamma_W - \gamma'_D} + 0,02 \text{ m}$$

Aus konstruktiven Gründen ist in jedem Fall eine minimale Deckwerksstärke von 13 cm einzuhalten (bei Verwendung von Splitt der Fraktion 16 – 22 mm). Extrem große Deckwerksstärken sind voraussichtlich nicht wirtschaftlich herzustellen.

In den Abbildungen 34 und 35 ist die rechnerisch zulässige Grenzbelastung eines Mastix-Schotter-Deckwerks in Abhängigkeit von der Neigung des überströmbar Dammbereichs aufgetragen. Scharparameter sind der Reibungswinkel (bei  $d_D = 20$  cm, siehe Abbildung 34) und die Deckwerksstärke (bei  $\varphi' = 25^\circ$ , siehe Abbildung 35). Es wird darin anschaulich verdeutlicht, dass bei steilen Böschungen letztendlich der Reibungswinkel die entscheidende Größe für die Belastbarkeit des Deckwerks ist. Da sich dieser in der Praxis in engen Grenzen bewegt, kann durch Ausbildung flacherer Überströmbe-  
reiche die Belastbarkeit deutlich erhöht werden.

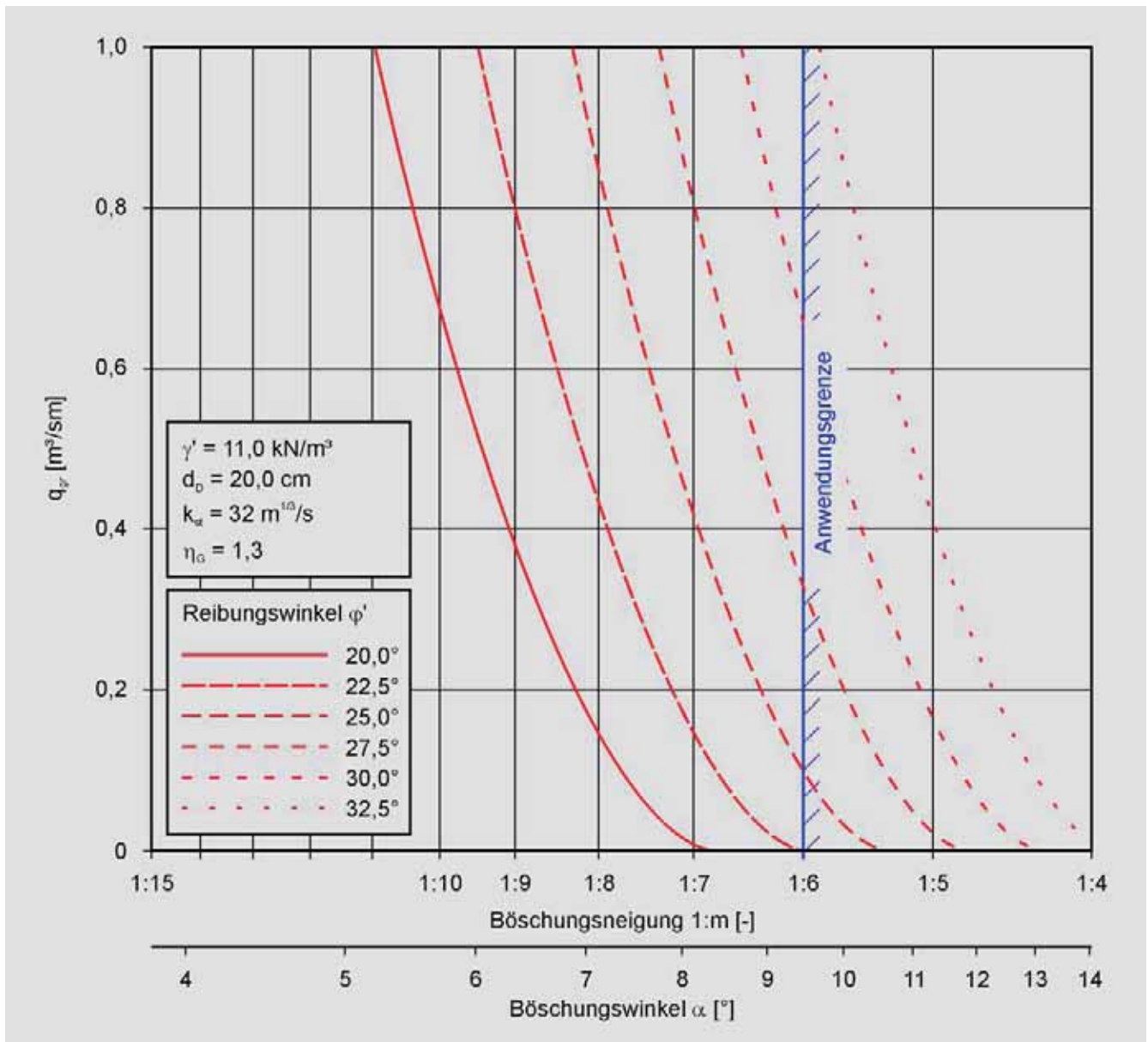


Abbildung 34: Grenzbelastung für ein Mastix-Schotter-Deckwerk bei Normalabflussbedingungen abhängig von der Böschungsneigung und dem Reibungswinkel (Deckwerksstärke  $d_D = 20 \text{ cm}$ ).

### Bemessung der Filterschicht und des Geogewebes

Als Unterbau für das Mastix-Schotter-Deckwerk dient eine ausreichend verdichtete Schicht aus kornabgestuftem Mineralschotter, die in der Regel gleichzeitig Filterschicht gegenüber dem Stützkörper des Damms ist. Die Mächtigkeit dieser Mineralschotterschicht sollte mindestens 30 cm betragen. Die Filterfestigkeit gegenüber dem Dammbaumaterial ist dabei nachzuweisen und gegebenenfalls durch mehrstufige Filter zu gewährleisten. Zum Nachweis sollten bekannte Filterregeln angewandt werden (siehe Kapitel 3.2).

Oberhalb dieser Mineralschotterschicht ist flächig ein Geogewebe auszulegen, das gegenüber der Mineralschotterschicht filterfest sein muss (Nachweis z. B. nach DVWK-Merkblatt 221/1992). Das Geogewebe muss zudem für den Asphalteinbau geeignet und für die Einbautemperaturen beständig sein.



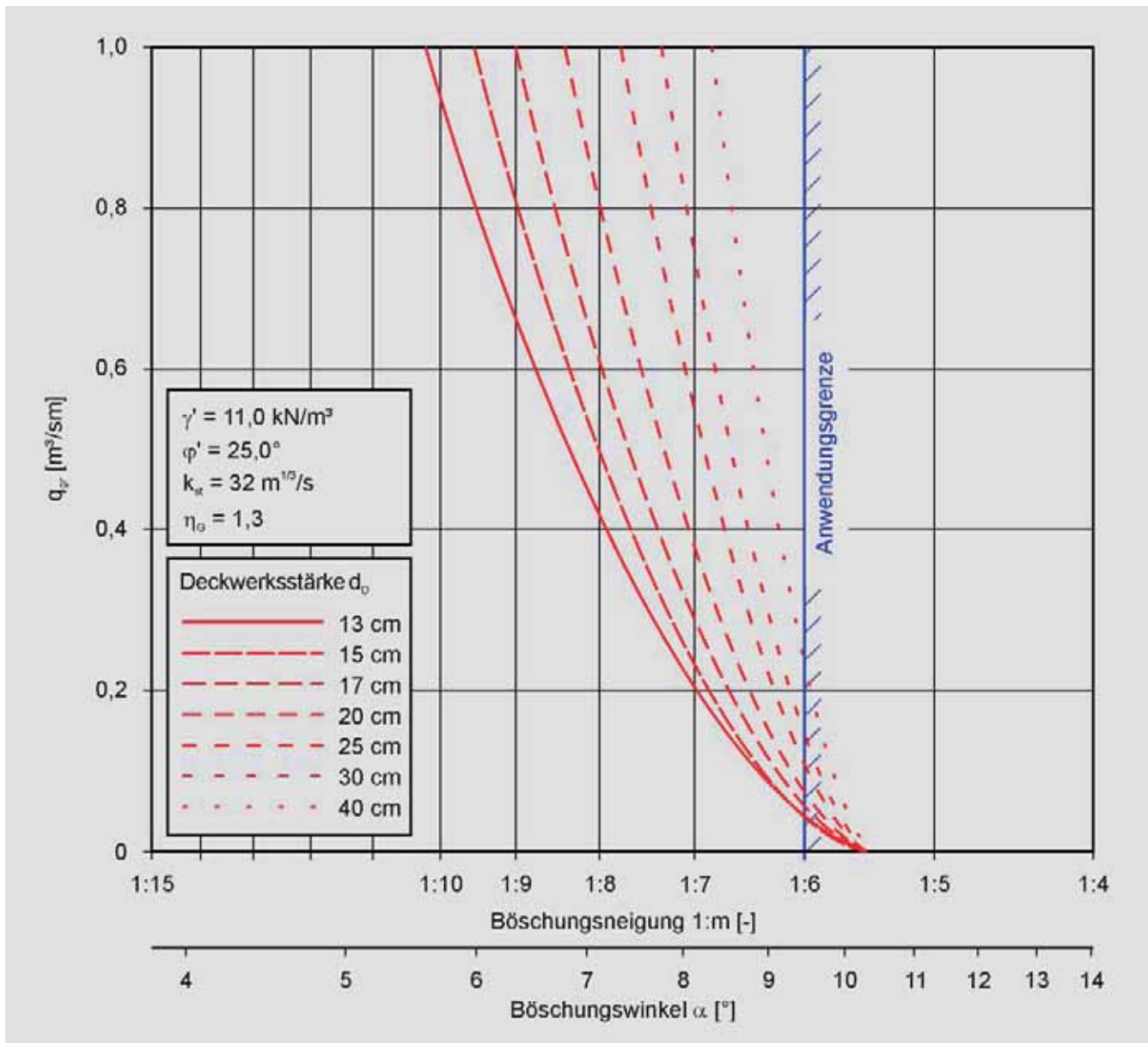


Abbildung 35: Grenzbelastung für ein Mastix-Schotter-Deckwerk bei Normalabflussbedingungen abhängig von der Böschungsneigung und der Deckwerksstärke (Reibungswinkel  $\varphi' = 25^\circ$ ).

### Fußsicherung

Um die Standsicherheit des gesamten überströmbaren Dammbauwerks zu gewährleisten, ist eine Fußsicherung am luftseitigen Böschungsfuß des überströmbaren Dammbereichs vorzusehen. Die Form und die notwendige Größe der Fußsicherung wurden im Rahmen von Modellversuchen ermittelt.

Bei der Verwendung von Mastix-Schotter als Deckwerksmaterial von überströmbaren Dämmen findet auf der Böschung nur eine geringe Energieumsetzung statt. Die Energie des Wassers, welches über die luftseitige Böschung abfließt, wird daher gezielt im Bereich der Fußsicherung umgewandelt.

Zur Gestaltung der Fußsicherung ist das Deckwerk aus Mastix-Schotter im Bereich des luftseitigen Dammfußes in Richtung Unterwasser zu verlängern. Die Prinzipskizze in Abbildung 36 verdeutlicht die konstruktive Durchbildung. Als wesentliche Parameter für die Dimensionierung der Fußsicherung gehen der spezifische Abfluss  $q$  und die Böschungsneigung 1:m in die Bemessung ein.

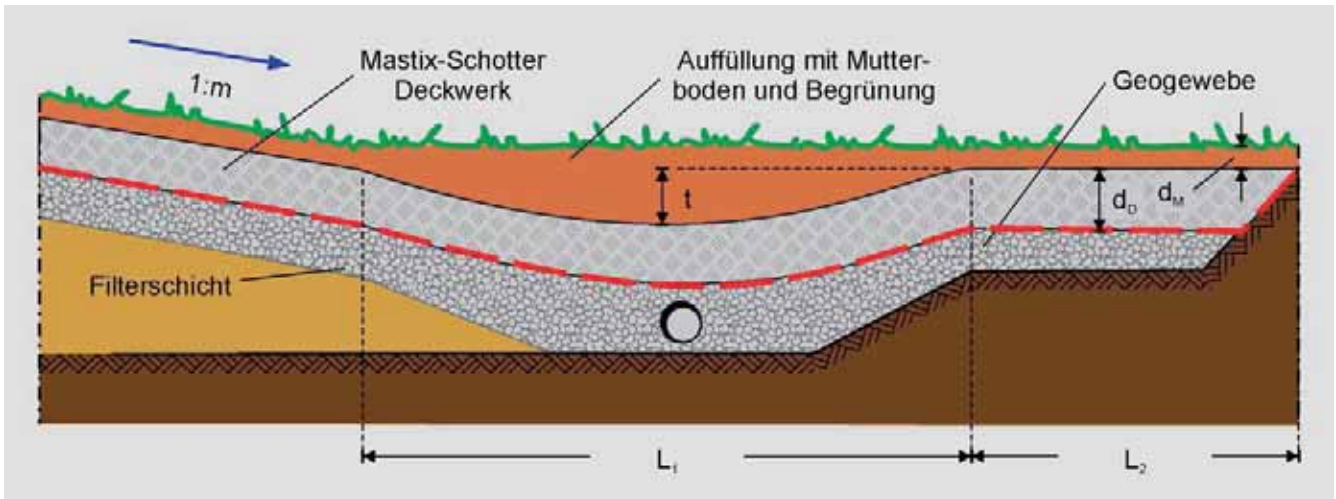


Abbildung 36: Prinzipskizze zur Gestaltung der Fußsicherung bei einem Deckwerk aus Mastix-Schotter.

Die Fußsicherung 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 der Fußsicherung so weit reduziert, dass es zu keinen wesentlichen Erosionsschäden unterstrom des geschützten Abschnitts kommt.

In Abhängigkeit der Böschungsneigung und der maximalen hydraulischen Belastung ergeben sich die erforderlichen Abmessungen für die Fußsicherung. 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 (siehe Tabellen 1 und 2)

Spezifischer Abfluss $q$ [m <sup>3</sup> /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 1: Dimensionierung der Fußsicherung für Neigungen 1:6 bis 1:9.

Spezifischer Abfluss $q$ [m <sup>3</sup> /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

Tabelle 2: Dimensionierung der Fußsicherung für Neigungen 1:10 bis 1:12.

Die Mulde am Dammfuß kann wahlweise mit Mutterboden komplett aufgefüllt oder nur leicht angeeckt 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 Übergangs vom Deckwerk zur Fußsicherung zu beachten, wobei ein Materialaustrag infolge Erosion zuverlässig zu vermeiden ist.

### 4.3.3 Verbundene Rasengittersteine

#### Anwendungsgrenzen

Neigung der luftseitigen Dammböschung:	$1:m \leq 1:6$
Maximaler spezifischer Abfluss:	$q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$

Die Anwendung beschränkt sich auf selbsttragende Deckwerke.

#### Bemessung

Die Bemessung der verbundenen Rasengittersteine (siehe Abbildung 37) erfolgt analog zu der des Mastix-Schotters (siehe Kapitel 4.3.2). Dabei gelten die gleichen Anwendungsgrenzen und Eingangsparameter. Auch der Fußbereich und die Randbereiche der Überströmstrecke werden analog zum Mastix-Schotter-Deckwerk ausgeführt. Die kohärente Wirkung des Deckwerks aus Rasengittersteinen wird durch eine Verklammerung der Einzelelemente mittels Stahlklammern oder durchlaufender Stahlseile erreicht. Diese müssen nachweislich qualitätsgesichert und langzeitbeständig sein, um ihre Funktion auch nach langjährigen Witterungseinflüssen gewährleisten zu können.

Abweichend zum Mastix-Schotter-Deckwerk ist bei den verbundenen Rasengittersteinen eine Anpassung der Deckwerksstärke in der Regel nicht möglich; diese ist durch die Wahl der Rasengittersteine festgelegt und geht so in den Gleitsicherheitsnachweis ein. Insgesamt ist darauf hinzuweisen, dass eine Böschungssicherung aus Rasengittersteinen hinsichtlich der herstellbaren Geometrien weniger flexibel handhabbar ist als beispielsweise ein Mastix-Schotter-Deckwerk.

Bei Modellversuchen ergab sich für die verwendeten Rasengittersteine (Kronimus Me-Ba Rasengitter Nr. 14, 40 cm x 60 cm x 8 cm) ein Rauheitsbeiwert nach Strickler von  $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

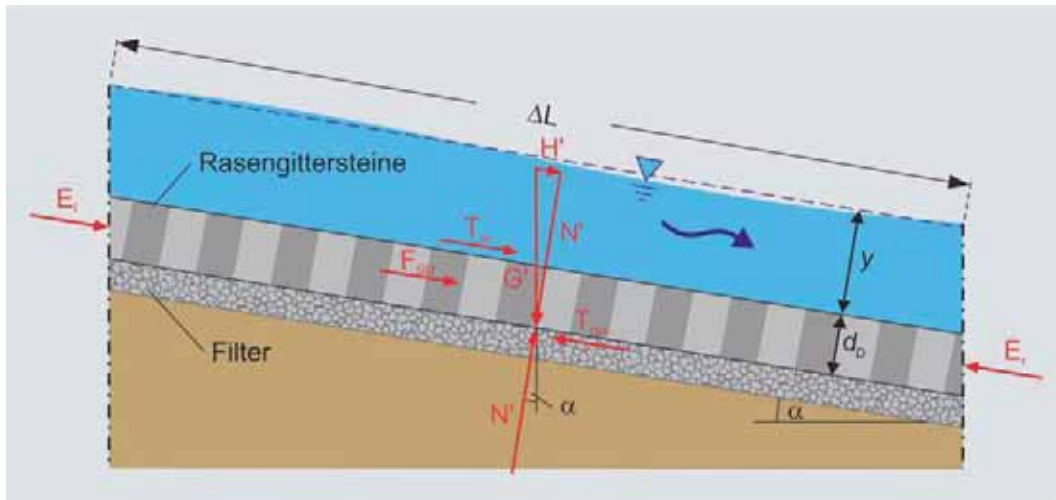


Abbildung 37: Einzelement eines hangparallel durch- und überströmten Rasengittersteindeckwerks.

## 4.4 Bodenverfestigung

### Anwendungsgrenzen

Neigung der luftseitigen Dammböschung:	$1:m \leq 1:4$
Maximaler spezifischer Abfluss:	$q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$

Im Unterschied zu den Deckwerksbauweisen erfolgt die sichere Auslegung eines überströmbar Damms, der aus einer Bodenverfestigung hergestellt werden soll, nicht auf Grundlage einer hydraulischen Bemessung. An deren Stelle treten hier spezielle Eignungsprüfungen, anhand derer die möglichen Versagensmechanismen des hydraulisch belasteten Erdkörpers durch die Festlegung einer bestimmten Qualität des verfestigten Bodens zuverlässig ausgeschlossen werden.

### Versagensmechanismen

Die maßgeblich auszuschließenden Versagensmechanismen dieser Bauweise ergeben sich aus Erosionsvorgängen im durch- und überströmten Dammkörper. Durch die Wirkung des strömenden Wassers kann es zu Deformationen im Korngerüst und zum Herauslösen und Abtransport von Bodenteilchen kommen. Die in diesem Zusammenhang wichtigsten Erosionserscheinungen im Inneren eines Erdkörpers und an dessen Oberfläche sind in Abbildung 38 dargestellt.

Voraussetzung für das Auftreten innerer Erosionsvorgänge ist stets das Zusammentreffen von geometrischen Randbedingungen im Korngerüst, welche die Auflockerung, die Umlagerung und den Abtransport des erosionsgefährdeten Erdstoffs grundsätzlich gestatten, mit einem erosionsauslösenden hydraulischen Gradienten. Oberflächenerosion wird durch die Schleppkraft des fließenden Oberflächenwassers ausgelöst. Übersteigt die Sohlschubspannung dabei einen von den Bodeneigenschaften abhängigen kritischen Wert, so werden Bodenteilchen aus dem Verbund herausgelöst und abtransportiert.

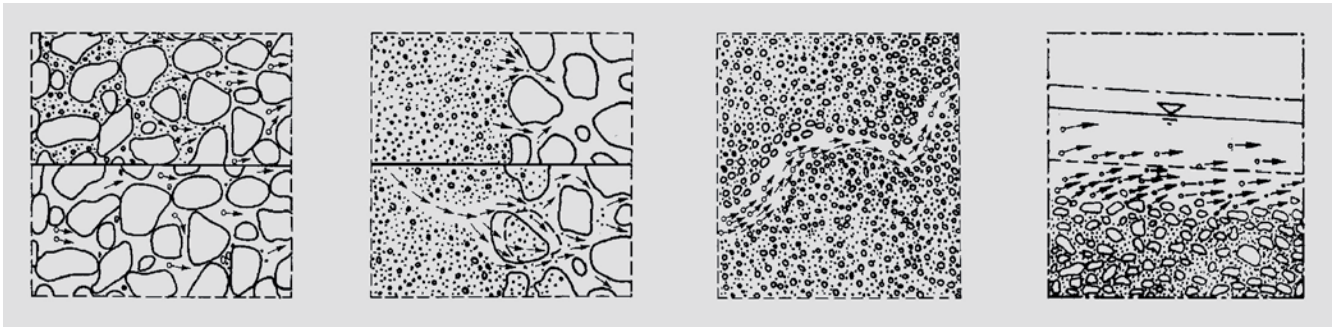


Abbildung 38: Suffosion, Kontaktersion, rückschreitende Erosion, Oberflächenerosion (nach DVWK-Merkblatt 210/1986).

Oberflächenerosion wird bei bindigen Böden vor allem durch Fließ- und Zerfallserscheinungen bei Wasseraufnahme (Quellen), verbunden mit einer nachteiligen Konsistenzänderung, begünstigt. Dieses Aufweichen tritt in der oberflächennahen Zone auf und bewirkt hier eine Reduzierung oder völlige Aufhebung der unter anderem vom Mineralbestand abhängigen elektrostatischen Bindungskräfte zwischen den Bodenteilchen. Folge ist ein erheblicher Festigkeitsverlust.

Bei Überströmung werden diese entfestigten Zonen schnell abgetragen. Das Aufweichen kann sich dann weiter in den Dammkörper hinein ausbreiten. Insbesondere auch als Folge wechselnder Einwirkung von Frost- und Tauperioden ist ein Aufweichen bindiger Böden zu beobachten. Besondere Erosionsgefahr besteht zudem nach dem Austrocknen eines bindigen Bodens, da dieser Vorgang im Allgemeinen mit dem Auftreten von Schwindrissen verbunden ist, die den Bodenkörper in einzelne Bodenaggregate zerlegen. Diese losen Aggregate können dann bei der Überströmung leicht abgetragen werden.

### Bemessungsansatz

Bei der Bodenverfestigung ist es die Aufgabe des zugegebenen Bindemittels, durch seine Reaktion mit den Bodenteilchen und mit dem im Boden enthaltenen Wasser eine Verkittung bzw. Zementierung zu erzeugen. Durch diese Festigkeitssteigerung können sowohl innere Erosionsvorgänge als auch Oberflächenerosion bereits bei geringen Bindemittelzugaben weitestgehend verhindert werden. Der verfestigte Boden ist im Allgemeinen unempfindlich gegenüber einer Änderung des Wassergehaltes.

Schrumpfen und Rissbildung bei Austrocknung sowie Quellen durch Wassereinwirkung werden im Vergleich zum unbehandelten Boden stark reduziert oder gänzlich ausgeschaltet, so dass diese Vorgänge für das Erosionsverhalten verfestigter Böden keine Rolle mehr spielen.

Die erzielten Festigkeiten und der damit verbundene hohe Erosionswiderstand des verfestigten Bodens müssen dauerhaft auch unter der mechanischen Einwirkung von Frost und anschließendem Auftauen erhalten bleiben. Maßgebend ist bei dieser Bauweise weniger die hydraulische Belastung als vielmehr die Frostbeständigkeit. Sie ist mittels Eignungsprüfungen nachzuweisen.

### Eignungsprüfungen

Zunächst sind Voruntersuchungen durchzuführen, deren Aufgabe es ist, die grundsätzliche Eignung des Erdstoffs als Dammbaustoff und darüber hinaus für die Bindemittelbehandlung nachzuweisen. Material- und Einbauanforderungen an bindige Dammbaustoffe nennt z. B. das DVWK-Merkblatt 202/1991. Bei Einhaltung dieser Anforderungen kann eine ausreichend große Standsicherheit und eine ausreichend kleine Wasserdurchlässigkeit bei nicht überströmbaren Dämmen erreicht werden.

Für überströmbare Dämme muss zusätzlich eine ausreichend große und dauerhafte Erosionsstabilität durch die Bindemittelbehandlung erzielt werden. Die Eignung eines Erdstoffs für die Bindemittelbehandlung ist vor allem von folgenden Bodeneigenschaften abhängig:

- Kornverteilung
- Wassergehalt
- Konsistenzgrenzen
- Bestand an reaktionsfähigen Mineralen (Ionenaustauschvermögen)

Eine erste grobe Abschätzung auf Grundlage der Kornverteilung des zu behandelnden Erdstoffs erlaubt Abbildung 39. Ungeeignet für Bindemittelbehandlungen sind im Allgemeinen unvollständig zersetzte, veränderlichste Böden sowie organhaltige Böden.

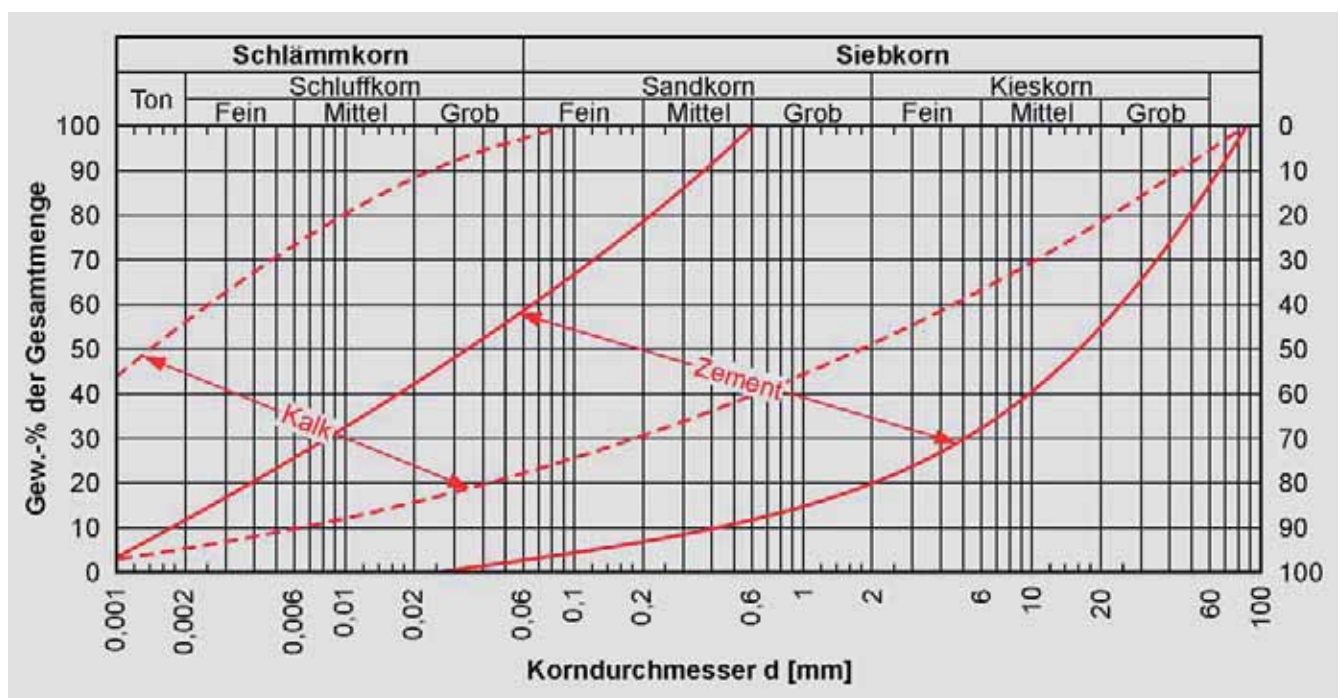


Abbildung 39: Körnungsbereiche für Bodenstabilisierungen mit Kalk und Zement (nach Floss, 1997).

Für die Bodenverfestigung werden Baukalk nach DIN 1060 bzw. EN 459 und Zemente nach DIN 1164 bzw. EN 197) verwendet. Bei der Auswahl des Bindemittels ist Folgendes zu beachten:

Die Festigkeitsentwicklung bei der Verwendung von Weißfeinkalk (Brandkalk) oder Kalkhydrat (gelöschter Kalk) beruht auf der Karbonatisierung sowie puzzolanischen Reaktionen des Kalks mit den im Boden enthaltenen reaktionsfähigen Mineralen. Sie ist stark zeitabhängig und vollzieht sich meist über mehrere Jahre. Kalkhydrat wird bei Böden verwendet, deren Wassergehalt sich im Bereich des optimalen Verdichtungswassergehaltes befindet. Bei zu nassen Böden kommt hingegen Weißfeinkalk zum Einsatz.

Im Unterschied dazu beruht die Festigkeitsentwicklung bei der Verwendung von Zementen auf der Hydratation. Die erhärtete Zementmatrix umschließt die Bodenkörner und bildet so eine zellenförmige Struktur, welche die Festigkeit des Boden-Bindemittelgemischs bestimmt. Die hydraulische Erhärtung vollzieht sich wesentlich schneller als die Karbonatisierung und die puzzolanischen Reaktionen.

Es werden bereits nach Tagen bis wenige Wochen nach der Herstellung große Festigkeiten erzielt. Hydrophobierte Zemente besitzen den Vorteil, dass sie erst nach dem Einmischen in den Boden abbinden und daher eine längere Verarbeitungszeit zur Verfügung steht.

Bindige Dammbaustoffe, die den Anforderungen des DVWK-Merkblatts 202/1991 entsprechen, sind im Allgemeinen aufgrund ihres Feinkornanteils für eine reine Zementverfestigung ungeeignet. Die Verwendung von Baukalk allein ist hingegen wegen der langsamen Festigkeitsentwicklung negativ zu bewerten. Es bietet sich daher eine Kombination beider Bindemittelarten an.

Die Anteile richten sich nach der zu behandelnden Bodenart. Im Idealfall erfolgt die Zugabe der Zementanteile erst nach der Vorbehandlung mit den Kalkanteilen. Letztlich ist die Eignung des ausgewählten Bindemittels durch einfache Einmischversuche zu bestätigen.

Ziel der anschließenden Hauptuntersuchungen ist der Nachweis der Frostbeständigkeit und damit der Nachweis der Dauerhaftigkeit des Erosionswiderstands. Für die notwendigen Untersuchungen ist von einer Prüfdauer von mindestens sechs Wochen auszugehen.

Es sind Frost-Tauwechselfersuche entsprechend der technischen Prüfvorschrift FGSV 591/B11 1991 (aus dem Straßenbau) an Proben aus mindestens drei verschiedenen Boden-Bindemittelgemischen durchzuführen. Als Frostbeständigkeitskriterien können nicht die absoluten Werte der im Anschluss nach DIN 18136 bestimmten einaxialen Druckfestigkeiten dienen, da sich diese in Abhängigkeit von der verfestigten Bodenart bei Verwendung des gleichen Bindemittels in der gleichen Zugabemenge stark unterscheiden können und vorher kaum prognostizierbar sind.

Es sind die Werte vor den Frost-Tauwechselfersuchen mit denen nach sechs und nach zwölf Frost-Tauwechselfersuchen zu vergleichen. Wird mit zunehmender Anzahl an durchgeführten Frost-Tauwechselfersuchen keine Abnahme der Festigkeiten festgestellt, so kann für dieses Boden-Bindemittelgemisch eine ausreichende Frostbeständigkeit unterstellt werden.

Im Einzelnen sind im Rahmen der Eignungsprüfungen folgende Versuche durchzuführen:

- Vollständige bodenmechanische Klassifikation des bindigen Erdstoffs (Wassergehalt, Kornverteilung, Korndichte, Konsistenzgrenzen, Glühverlust, Proctorversuch) nach den jeweils gültigen Normen des DIN als Grundlage für die Beurteilung der prinzipiellen Eignung des Bodens für eine Verfestigung und für die Auswahl der Bindemittelart.
- Durchführung von Proctorversuchen an mindestens drei Boden-Bindemittelgemischen mit verschiedenen Bindemittelanteilen im Bereich der zu erwartenden, für die Frostbeständigkeit erforderlichen Zugabemenge.
- Herstellung von mindestens drei proctorverdichteten, zylindrischen Probekörpern ( $d/h = 100/120$  mm) je Boden-Bindemittelgemisch.
- Luftdichtes Verpacken der Probekörper in Klarsichtfolie und zusätzlich in Plastikbeutel zur Verhinderung der Austrocknung. Lagerung der Probekörper über 28 Tage in einem Feuchtraum.
- Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeiten nach DIN 18136 an mindestens einem Probekörper je Mischung nach einer Lagerung von 28 Tagen.
- Durchführung von sechs Frost-Tauwechselfersuchen entsprechend FGSV 591/B11 1991 an mindestens einem Probekörper je Mischung 28 Tage nach ihrer Herstellung; anschließend Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeiten nach DIN 18136.
- Durchführung von zwölf Frost-Tauwechselfersuchen entsprechend FGSV 591/B11 1991 an mindestens einem Probekörper je Mischung 28 Tage nach ihrer Herstellung; anschließend Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeiten nach DIN 18136.

Auf Grundlage der Ergebnisse der Eignungsprüfungen erfolgt die Festlegung der Bindemittelart, der erforderlichen Bindemittelzugabemenge und der gegebenenfalls erforderlichen Wasserzugabemenge für das frostbeständige Boden-Bindemittelgemisch.

An einer Probe dieses Gemischs ist die Durchlässigkeit zu bestimmen, um nachzuweisen, dass ein  $k_f$ -Wert von  $10^{-7}$  m/s nicht überschritten wird.



## 5 Bauausführung

### 5.1 Deckwerke in Lockerbauweise

#### Materialauswahl

Für den Steinsatz und die Steinschüttung sind Materialien zu verwenden, die den Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine (TLW, 2003), entsprechen. Es sind nur solche Steine zu verwenden, die unter der Einwirkung von Luft und Wasser dauerhaft verwitterungsbeständig sind. Auch eine ausreichende Frostbeständigkeit ist im Einzelfall nachzuweisen.

Je nach Lage der Baustelle können sehr unterschiedliche Felsgesteine die Anforderungen der TLW erfüllen. Grundsätzlich geeignet für die Verwendung als Wasserbausteine sind die Granite des Grundgebirges, wie sie z. B. im Schwarzwald anzutreffen sind. Außerdem können Muschelkalksteine am östlichen Rand des Schwarzwaldes und in Nordost-Württemberg sowie Kalksteine des schwarzen Jura im Albvorland als Wasserbausteine geeignet sein.

Ton- und Mergelsteine, mineralisch gebundene Buntsandsteine sowie Felsgesteine mit Rissen, Schieferungen und mergeligen Einlagerungen erfüllen die Anforderungen der TLW in der Regel nicht und sind damit ungeeignet.

#### Ausschreibung und Ausführung

Für die Ausschreibung eines Deckwerks als Steinsatz oder Steinschüttung ist eine genaue Beschreibung des in der Bemessung ermittelten Steinmaterials erforderlich. Die Vorgabe einer bestimmten Steinsorte ist ökonomisch nicht sinnvoll, da die Steinvorkommen regional sehr unterschiedlich sind und Preisunterschiede erheblich sein können.

Regelmäßige Steine werden gerne im Landschaftsgartenbau eingesetzt und sind daher gegenüber unregelmäßigen Bruchsteinen relativ teuer.

Das Deckwerk kann alternativ als Steinsatz oder Steinschüttung ausgeschrieben werden, wobei bei der Auswertung der Angebote auch der Mehraushub für die Steinschüttung zu berücksichtigen ist.

Wesentlich für die Ausschreibung sind die Steinform, die Mindestabmessungen bzw. das Mindestgewicht sowie bei der Steinschüttung die Schüttsteinklasse. Sowohl beim Steinsatz als auch bei der Steinschüttung ist der Hinweis auf die Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine TLW erforderlich. Die Ausschreibungstexte liegen zum Teil bei den in der Praxis verwendeten Standardleistungskatalogen vor.

Bei der Bauausführung eines Deckwerks ist bei dem Versetzen der Steine, insbesondere bei Bauunternehmen ohne größere Erfahrung, eine verstärkte Bauüberwachung notwendig.

Folgendes ist bei der Bauausführung zu beachten:

- Für die gelieferten Steine ist ein Eignungsnachweis zur Verwendung als Wasserbausteine nach TLW von dem Auftragnehmer zu erbringen. Die Steinrohddichte ist mit der der Bemessung zugrunde gelegten Steinrohddichte zu vergleichen und die Steinabmessung ist gegebenenfalls zu korrigieren.

- Die Steinabmessungen sind bei dem Einbau stichprobenhaft zu kontrollieren und mit den in der Bemessung zugrunde gelegten Werten und dem in der Ausschreibung vorgegebenen Toleranzbereich abzugleichen.
- Das Setzen der Steine beim Steinsatz erfolgt von der Fußsicherung aus von unten nach oben auf Kontakt, um eine gute Verklammerung zu erreichen.
- Der Steinsatz in der Sohle muss dem Steinsatz in den seitlichen Böschungen vorauslaufen.
- Vor der Humusierung der Fugen ist der Steinsatz von dem Auftraggeber zu begutachten. Fugen größer als der Korndurchmesser des Filtermaterials bei 85% Siebdurchgang und Zwickel sind zweckmäßig mit Einkornbeton zu verfüllen.
- Bei einem Deckwerk aus einer Steinschüttung sind stichprobenartig die Korndurchmesser und die Schüttstärke zu kontrollieren.

## 5.2 Kohärente Deckwerke

### 5.2.1 Geogittermatratzen

Bezüglich der Materialauswahl der Steine wird auf Kapitel 5.1 verwiesen. Beim Bau stehen prinzipiell die nachfolgend beschriebenen Konstruktionsmöglichkeiten zur Verfügung.

#### Rückverhängung der Geogittermatratze über die Dammkrone

Die geogitterummantelte Steinmatratze wird im Querschnitt in langen Streifen über die Dammkrone rückverhängt (siehe Abbildung 40). Die resultierenden Kräfte in Längsrichtung der Steinmatratze werden über Reibung in den Dammkörper eingeleitet. Das Geogitter wird durch den auf der wasserseitigen Dammböschung in entgegengesetzte Richtung wirkenden Eigengewichtsanteil auf Zug beansprucht. Diese Ausführungsvariante sollte nur bei sehr kleinen Dammhöhen mit sehr kurzen Überströmstrecken angewandt werden, da ansonsten die Zugkräfte im Geogitter zu groß werden können. Damit innerhalb der Steinmatratze keine Umlagerungen der Steine stattfinden können, welche die nachteilige Veränderung der Geometrie der Matratze zur Folge haben könnte, sollte in einem bestimmten quadratischen Punktraster die obere und die untere Geogitterlage miteinander verbunden werden. Als Rasterabstände werden hier 1,0 m bis 1,5 m empfohlen (abhängig von der hydraulischen Belastung und der Neigung der Dammböschung).

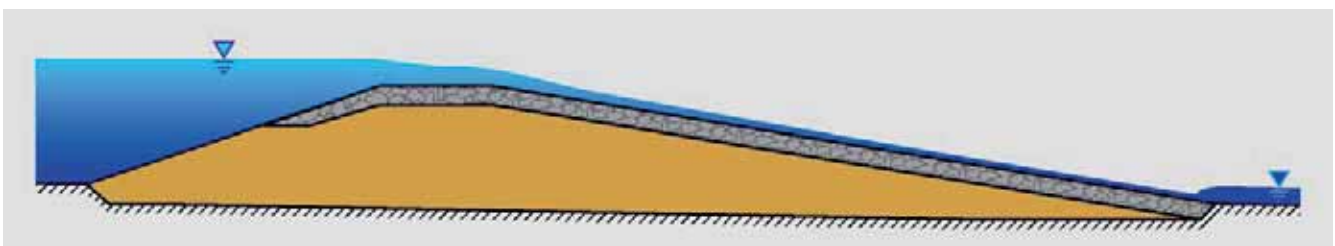


Abbildung 40: Rückverhängen der geogitterummantelten Steinmatratze über die Dammkrone.

#### Rückverankerung der Geogitter in den Dammkörper (siehe Abbildung 41)

Die Steinmatratzen werden als „Lappen“ bestimmter Länge in den Dammkörper rückverankert. Das System gleicht der oben beschriebenen Rückverhängung über die Dammkrone mit dem Unterschied, dass hier das Rückverankern innerhalb des Dammkörpers erfolgt. Abhängig von der Länge der „Lappen“ können auch hier nicht zu vernachlässigende Zugkräfte im Geogitter wirken. Auch hier ist es empfehlenswert, die obere und untere Geogitterlage des Deckwerks miteinander zu verbinden.

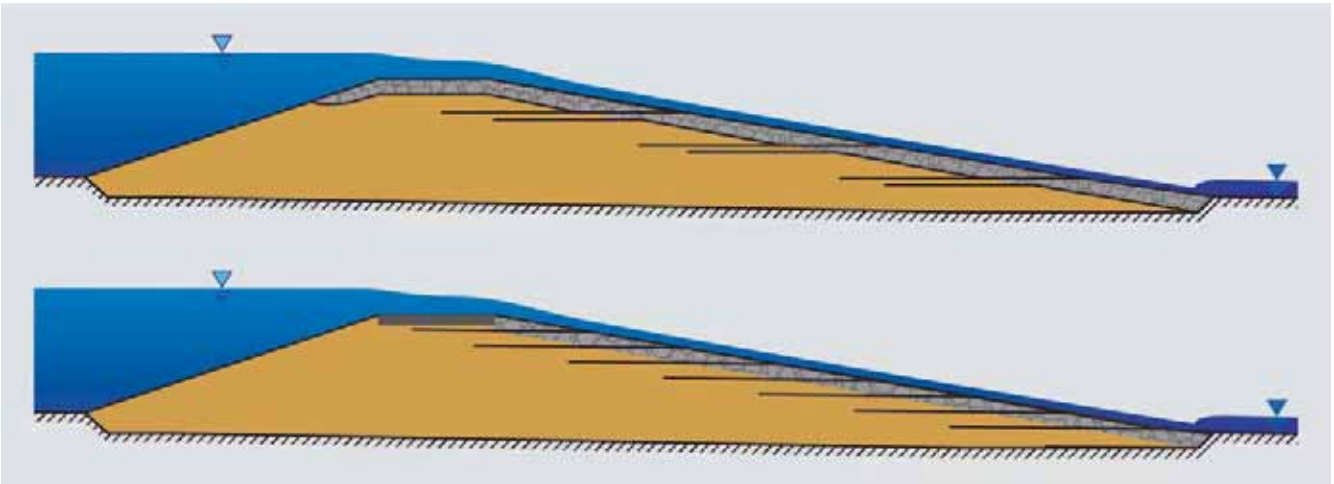


Abbildung 41: Rückverankern der geogitterummantelten Steinmatratze in den Dammkörper.

### Auflegen der Geogittermatratze auf die Dammböschung

Die Steinmatratzen werden lose auf die luftseitige Dammböschung aufgelegt (siehe Abbildung 42). Dabei werden leere Geogitterkörbe angeliefert, auf die Dammböschung aufgelegt und anschließend mit den Steinen verfüllt und geschlossen. Auch in diesem Fall gibt es zwei Untervarianten.

Die Steinmatratzen liegen lose auf dem Dammkörper auf (siehe Abbildung 42, oben). Die Kräfte werden ausschließlich über Reibung in den Untergrund eingeleitet. Es gibt keine planmäßigen Zugkräfte im Geogitter. Bei der Wahl der Abmessungen der Steinmatratzen ist man nicht limitiert. In vielerlei Hinsicht sind allerdings eher kleinere Abmessungen von bis zu 2 m x 2 m von Vorteil (z. B. bei Sanierungsarbeiten an einer Steinmatratze). Auf eine punktuelle Verbindung zwischen den beiden Geogitterlagen kann bei kleinen Steinmatratzen verzichtet werden. Bei größeren Ausführungen sind sie jedoch ebenfalls vorzusehen.

Zur Erhöhung der Gleitsicherheit können die lose auf die luftseitige Dammböschung aufgelegten Steinmatratzen mit Pflöcken im Dammkörper befestigt werden (siehe Abbildung 42, unten). In diesem Fall wirken bei Überschreitung der Reibungskraft zwischen Dammkörper und Deckwerk Zugkräfte im Geogitter, für welche dieses zu bemessen ist. Die Langzeitbeständigkeit der Pflöcke ist nachzuweisen.

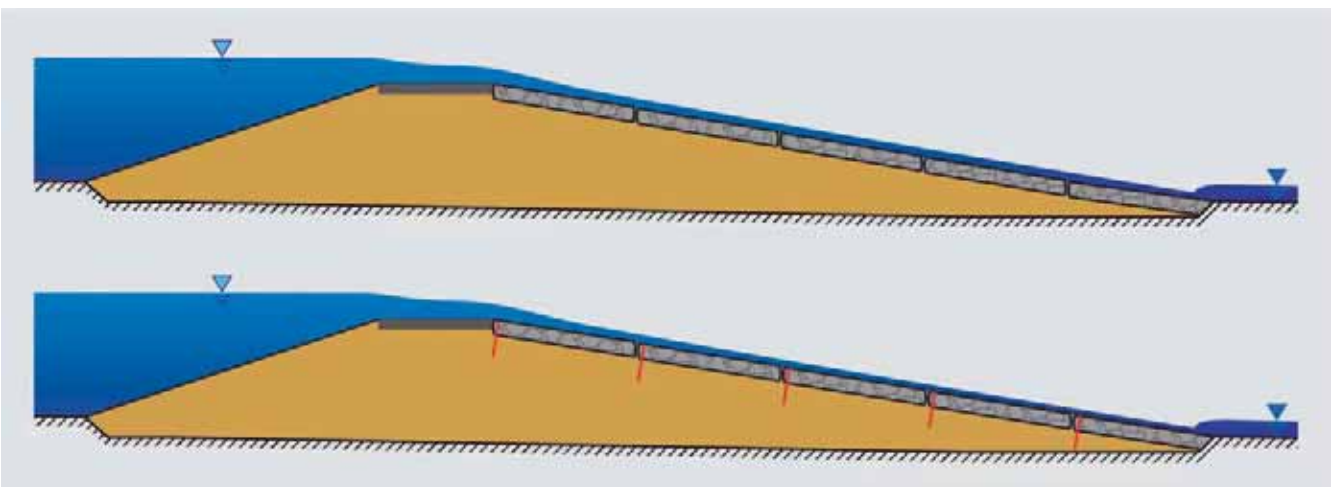


Abbildung 42: Loses Auflegen der Steinmatratzen auf die luftseitige Böschungsfäche.

## 5.2.2 Mastix-Schotter-Deckwerk

### 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, dieses von unten nach oben auszulegen. Um die Filterfestigkeit zu gewährleisten, muss die Überlappung an allen Stößen mindestens 50 cm betragen. Eine Befahrung des Geogewebes mit Baumaschinen ist zu vermeiden (Vor-Kopf-Einbau). Falls beim Bauablauf Beschädigungen entstehen, sind diese großflächig zu reparieren.

An der Überlaufschwelle ist das Geogewebe lückenlos zu befestigen. Dazu eignet sich eine in regelmäßigen Abständen mit Schrauben befestigte Klemmschiene (Montage ohne Lücke). Diese Maßnahme ist erforderlich, um zuverlässig zu verhindern, dass aus der Fuge Feinmaterial austragen werden kann, wodurch unter Umständen kritische Hohlräume unter dem Deckwerk entstehen würden. Unterhalb der Klemmschiene ist eine Schlaufenlage in das Geogewebe zu legen, damit etwaige Verformungen, beispielsweise infolge ungleichmäßiger Setzungen, ohne Krafteinwirkungen auf das Gewebe ausgeglichen werden können (siehe Abbildung 43).

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

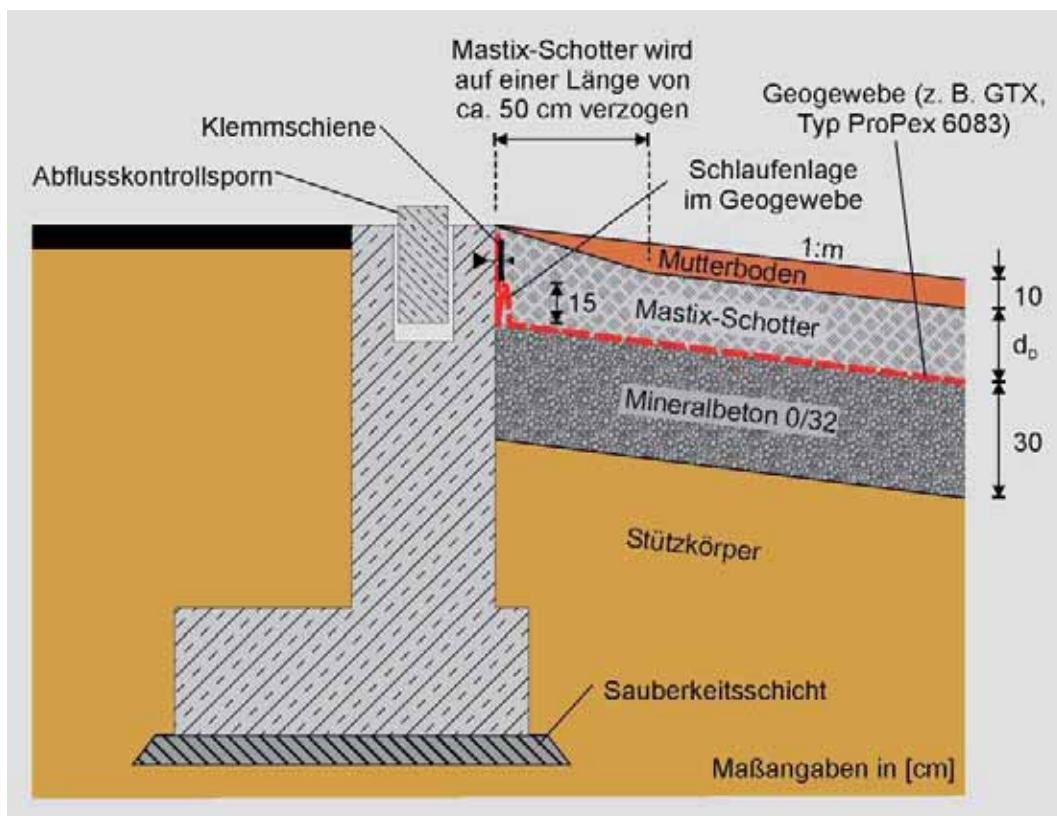


Abbildung 43: Ausführung des Mastix-Schotter-Deckwerks an der Überlaufschwelle (Detailansicht).

## Materialauswahl

Mastix-Schotter ist eine durchlässige und homogene Mischung von Kalksteinsplitt und Asphalt-Mastix-Mörtel. Die Mischung des Mastix-Schotters sollte nur in dafür geeigneten Mischwerken mit entsprechenden Referenzen durchgeführt werden. Rezeptur und die Anforderungen an die Qualitätssicherung sind einzuhalten.

Es empfiehlt sich, vor Beginn der Bauarbeiten eine Eignungsprüfung mit den tatsächlich verwendeten Zuschlagstoffen durchzuführen. Auf dieser Grundlage ist das Mischwerk durch Probemischungen rechtzeitig vor den Bauarbeiten einzustellen. Anhaltswerte für die Rezeptur des Mastix-Schotters und die nachzuweisenden Anforderungen sind in Tabelle 3 zusammengestellt. Alle Bestandteile (siehe Abbildung 44) müssen sauber und frei von Fremdstoffen bzw. Verunreinigungen sein.

Anteil	Baustoff	Anforderungen	Nachweis
78±2 Gew.-%	Kalkstein-Splitt 16 - 22 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>Güteüberwachtes, zweifach gebrochenes Material (Edelsplitt)</li> <li>Gute natürliche Affinität zu Bitumen</li> <li>Frostsicher</li> <li>Inert, abrasionsresistent</li> <li>Korndichte mind. 2,65 g/cm<sup>3</sup></li> <li>Queensland stripping value max. 15%</li> </ul>	<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"> <li>Viskosität: 30 bis 80 Pa·s (bei 140°C)</li> </ul>	
→ ca. 18 Gew.-%	Bitumen (z. B. B80)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Bitumen 70/100</li> <li>Dichte 1 bis 1,05 g/cm<sup>3</sup> (bei 25°C)</li> <li>Erweichungspunkt bei 39°C bis 47°C</li> <li>Penetration: 70 bis 100 * 0,1 mm (bei 25°C)</li> </ul>	<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"> <li>90 Gew.-% &lt; 0,09 mm</li> </ul>	
→ ca. 60 Gew.-%	Mittelsand	<ul style="list-style-type: none"> <li>Maximalkorn 2 mm</li> <li>Feinanteil &lt; 0,063 mm darf 1 Gew.-% bei Nasssiebung nicht überschreiten</li> </ul>	
→ ca. 0,5 Gew.-%	Faserstoffe (z. B. Zellulose)		

Tabelle 3: Rezeptur des Mastix-Schotters mit Anforderungen und Nachweisen.



Abbildung 44: Bestandteile des Mastix-Schotters.

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°C 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.

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.

### Einbau des Mastix-Schotters

Die Temperatur des Mischguts 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 darf der Einbau nicht bei Regen erfolgen.

Zum Einbau des Mastix-Schotters eignet sich ein gewöhnlicher Hydraulikbagger mit einem breiten schwenkbaren Grabenlöffel. Der Einbau mit einem Fertiger empfiehlt sich nicht, da das darunter liegende Geogewebe nicht befahren werden darf und der Einbau in Böschungfalllinie von unten nach oben erfolgen muss. Der Mastix-Schotter wird dann in der erforderlichen Stärke ausgebreitet, glattge-

zogen und an der Oberfläche mit dem Grabenlöffel angedrückt. Dabei bedarf es keiner weiteren Verdichtung. Diese ist eher schädlich.

Die Einbaustärke 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.  $1,95 - 2,0 \text{ t/m}^3$ ). 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 (siehe Abbildung 45).

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

### Ausführung der seitlichen Randbereiche der Überströmstrecke

Die seitlichen Randbereiche der Überströmstrecke sind gegen Erosion zu schützen. Außerdem ist sicherzustellen, dass es an den Übergangsbereichen nicht zu Materialaustrag aus der Filterschicht kommen kann.

Dazu kann das Mastix-Schotter-Deckwerk an den Randbereichen schräg hochgezogen werden (Ausbildung einer oben offenen Trapezform). Dabei ist darauf zu achten, dass die Höhe der seitlichen Böschungen die für die Bemessung maßgebende Überströmhöhe inklusive Freibord erreicht. Der Unterbau und die Geogewebelage sind 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 seitlichen Böschungen gleichzeitig mit der Überströmstrecke herzustellen.

Bei Ausführungsvarianten der seitlichen Übergangsbereiche mit Blockrandsteinen wird empfohlen, den Mastix-Schotter samt Filterschicht bis unter die Steine zu ziehen und das Geogewebe anschließend nach oben zu führen (siehe Abbildung 45). Alternativ ist eine Ausführung dieses Details auch unter Verwendung von Konstruktionsbeton und Klemmschienen (analog zur Überlaufschwelle) möglich.

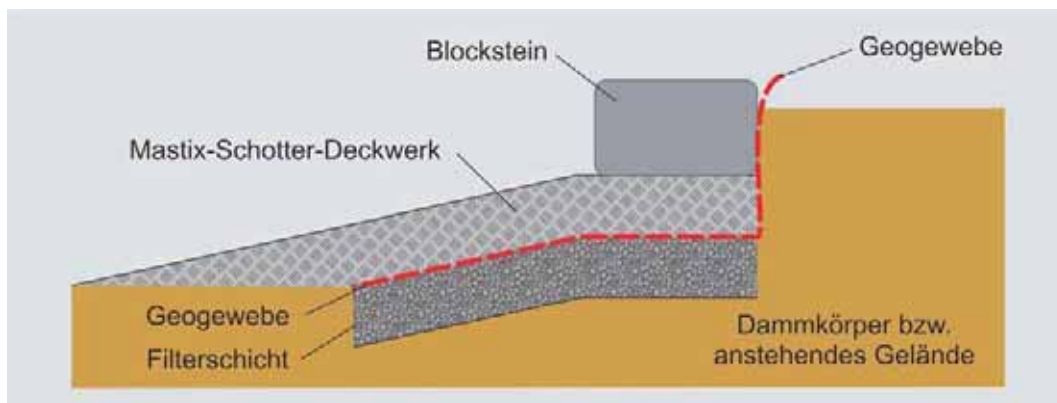


Abbildung 45: Ausführung des Randbereichs einer Überströmstrecke mittels Blocksteinen.

### **Begrünung, Pflege und Unterhaltung**

Die Mutterbodenschicht wird in der Regel 10 cm bis 15 cm stark ausgeführt. Der Mutterbodenauftrag auf das fertig gestellte Mastix-Schotter-Deckwerk darf frühestens zwei Tage nach Abschluss der Deckwerksarbeiten erfolgen. Anschließend kann das Deckwerk begrünt werden.

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. Von einer Befahrung mit schwerem Gerät ist abzuraten.

Des Weiteren wird auf die allgemeinen Hinweise in den Kapiteln 1.4, 3.8 und 6 verwiesen.

### **Folgendes ist bei der Bauausführung zu beachten:**

- Auskoffnung für die Fußsicherung
- Grabenaushub für die Überlaufschwelle
- Herstellung der Überlaufschwelle aus Konstruktionsbeton
- Liefern und Einbauen der mind. 30 cm mächtigen Filterschicht aus kornabgestuftem Schottermaterial; Verdichtungskontrolle und Abnahme erforderlich
- Liefern und Verlegen des Geogewebes im Bereich der Hochwasserentlastung sowie der Fußsicherung (Geogewebe muss temperaturbeständig und filterfest sein; Überlappung der Stöße mindestens 50 cm; Schlaufenlage an Überlaufschwelle und Fixierung durch Klemmleiste); Abnahme erforderlich
- Liefern und Einbauen des Mastix-Schotters (vorab: Eignungsprüfung und Einstellung des Mischwerks, bei Transport gegen Auskühlen sichern, Einbau mit Hydraulikbagger, kein Einbau bei Regen), ständige Bauüberwachung empfohlen
- Aufbringen einer 10 cm bis 15 cm mächtigen Mutterbodenschicht und anschließende Einsaat

### **5.2.3 Verbundene Rasengittersteine**

#### **Verlegung von Geogewebe und Rasengittersteinen**

Für die Verlegung der verbundenen Rasengittersteine werden zwei Varianten empfohlen:

- Vorgefertigtes Deckwerkssystem aus verbundenen Rasengittersteinen auf Geogewebe:  
Für die Herstellung von Deckwerken aus Rasengittersteinen eignen sich besonders vorgefertigte Deckwerkssysteme, bei denen große Flächen miteinander verbundener Rasengittersteine gemeinsam mit dem Geogewebe ausgelegt werden (siehe Abbildung 46) und anschließend miteinander verbunden werden. Erfahrungen hierzu existieren vor allem in den Niederlanden bei der Herstellung von Uferschutzmaßnahmen.

Konstruktive Details, die auf die speziellen Anforderungen des Bauablaufes für überströmbare Deckwerke – insbesondere in Hinsicht auf die Erfordernisse der Randbereiche – anzupassen sind, sind im Vorfeld der Baumaßnahme genau zu planen.

- Vorauslaufende Verlegung des Geogewebes:  
Die Verlegung des Geogewebes muss – wie beim Mastix-Schotter-Deckwerk – in Böschungsfalldinie erfolgen. Daher empfiehlt es sich, das Geogewebe von unten nach oben auszulegen und nach Herstellung der Schlaufenlage an der Überlaufschwelle zu befestigen (vergleiche z. B. Abbildung 43 in Kapitel 5.2.2). Anschließend kann die Verlegung der Rasengittersteine (eventuell in großen vorgefertigten Paketen) direkt auf das Geogewebe erfolgen. Diese müssen untereinander durch Stahlklammern oder mittels durchlaufender Stahlseile dauerhaft verbunden werden.



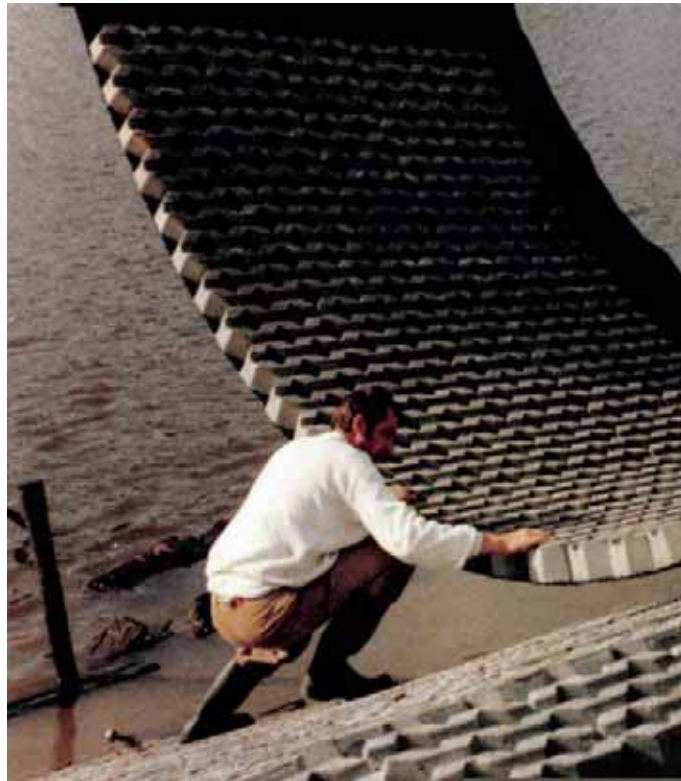


Abbildung 46: Verlegung eines vorgefertigten Deckwerksystems aus verbundenen Rasengittersteinen.

Bei beiden Varianten ist darauf zu achten, dass die Fugen zwischen den einzelnen Rasengittersteinen klein gehalten werden. Dies gilt insbesondere auch an hydraulisch stark beanspruchten Bereichen, vor allem am Übergang von der Überlaufschwelle zum Deckwerk.

Für die Verlegung des Geogewebes sind bzgl. Überlappung und Sicherung der Randbereiche dieselben Punkte zu beachten wie bei der Ausführung des Mastix-Schotter-Deckwerks (siehe Kapitel 5.2.2 sowie die Abbildungen 43 und 45).

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

### **Ausführung der Randbereiche der Überströmstrecke**

Hinsichtlich der Ausführung der Randbereiche der Überströmstrecke wird auf die Hinweise zu diesem Punkt in Kapitel 5.2.2 verwiesen.

### **Begrünung, Pflege und Unterhaltung**

Bezüglich Begrünung, Pflege und Unterhaltung wird ebenfalls auf die Hinweise in Kapitel 5.2.2 sowie die allgemeinen Hinweise in Kapitel 1.4, 3.8 und 6 verwiesen.

### 5.3 Bodenverfestigung

Bei kleineren Absperrdämmen mit relativ geringen Schüttkubaturen ist im Allgemeinen aus fertigungstechnischer Sicht die Herstellung eines homogenen verfestigten Dammkörpers sinnvoll. Auf diese Weise entsteht ein quasi monolithischer Dammkörper. Setzungsdifferenzen in schädlichem Ausmaß sind bei nicht außerordentlich ungünstigen Untergrundverhältnissen nicht zu erwarten. Unter bestimmten Randbedingungen ist aber auch denkbar, lediglich auf der überströmbar auszubildenden landseitigen Böschung eine ausreichend dicke (mindestens 1 m) stabilisierte Schicht, ähnlich einem schützenden Deckwerk, aufzubringen. Diese Schicht ist dann über die Dammkrone bis zur wasserseitigen Böschung durchzuführen.

Der landseitige Böschungsfuß muss in jedem Fall konstruktiv so gestaltet werden, dass hier einsetzende, sich rückschreitend ausbreitende Erosionsvorgänge im Überströmungsfall verhindert werden.

Neben den beschriebenen Eignungsprüfungen ist eine ordnungsgemäße Bauausführung von entscheidender Wichtigkeit für das Erreichen der geforderten Qualität der Bodenverfestigung. Die erzielte Qualität ist daher während der Bauarbeiten laufend zu kontrollieren und der Bauablauf muss gegebenenfalls angepasst werden.

Das gründliche und homogene Einmischen der in den Eignungsuntersuchungen ermittelten Bindemittelmenge erfolgt in der Regel im mixed-in-place Verfahren mit Hilfe einer leistungsstarken Bodenfräse (siehe Abbildung 47) gegebenenfalls unter Zugabe einer definierten Wassermenge, die vom natürlichen Wassergehalt des Bodens bestimmt wird und von den während der Bauausführung herrschenden Witterungsbedingungen abhängt. Die Wasserzugabe muss in Abhängigkeit von den herrschenden Witterungsbedingungen laufend angepasst werden. Der Fräsvorgang ist zunächst an einem Probestand zu testen.



Abbildung 47: Bodenfräse (im Zug mit Wasservorratstank).

Das beste Ergebnis wird dann erzielt, wenn das Einfräsen direkt am Einbauort in die mit einer Planierraupe oder ähnlichem Gerät in einer lockeren Schichtdicke von keinesfalls mehr als 40 cm ausgebreitete neuen Lage unmittelbar vor dem Verdichten erfolgt. Wünschenswert ist, dass der Zementanteil erst in einem zweiten Arbeitsgang nach der Vorbehandlung mit den Kalkanteilen eingefräst wird. In

der Regel schließen die hydraulisch verfestigenden Anteile aus, dass eine größere Menge an Boden-Bindemittelgemisch vorrätig hergestellt und diese anschließend auf einer Miete bis zum Einbau zwischengelagert wird.

Bei der Herstellung einer neuen Schüttlage ist eine gute Verzahnung mit dem bereits eingebauten Material sicherzustellen, indem dieses oberflächlich mit aufgefäst wird. Beim Verdichten kommen dann die hierfür gebräuchlichen Geräte des Erdbaus (siehe Abbildung 48) zum Einsatz (Schafffußwalze, Glattradwalze). Im Dammbau wird das genaue Profilieren des Dammkörpers häufig dadurch erreicht, dass zunächst ein Überprofil geschüttet und verdichtet wird, welches am Ende wieder abgetragen wird. Damit wird ermöglicht, auch in den im Hinblick auf die Verdichtung schwierigen Randbereichen des Erdkörpers den geforderten Verdichtungsgrad erreichen zu können. Wird der Dammkörper aus einer Bodenverfestigung hergestellt, kann dieses Verfahren prinzipiell auch angewandt werden. Keinesfalls darf aber das Material des abgetragenen Überprofils anschließend wieder in einen später überströmbaren Dammbereich eingebaut werden. Es kann allenfalls für weniger sensible, nicht überströmbare Dammbereiche weiterverwendet werden.

Während der Bauzeit und auch nach Abschluss der Dammschüttung ist die Bodenverfestigung vor Austrocknung durch Hitze und Wind zu schützen, um der Rissbildung als Folge eines zu schnellen Abbindens vorzubeugen. Einen ausreichenden Schutz gewährt die abschließende Abdeckung des Dammkörpers mit einer begrünteten Mutterbodenschicht. Bevor diese aufgetragen wird oder in Zwischenzuständen muss der Dammkörper gegebenenfalls durch Nachbehandlungsmaßnahmen wie Berieseln mit Wasser oder Abdecken mit Kunststofffolien geschützt und feucht gehalten werden.



Abbildung 48: Überströmbarer Damm hergestellt durch Bodenverfestigung am RRB Hemmingen.

## 6 Instandhaltung

Die Instandhaltung von überströmbaren Dämmen ist wesentliche Voraussetzung für ihre Funktionssicherheit und muss Teil des Instandhaltungsplans der Betriebsvorschrift sein. Aufkommende Gehölze in den überströmbaren Dammbereichen sind zu entfernen und der Abflusskontrollquerschnitt ist regelmäßig durch ein Nivellement auf Setzungen zu überprüfen (siehe Tabelle 4).

Durchzuführende Arbeiten	Zeitabstand	Ausführender
Zustandskontrolle (Verwitterungsgrad der Steine, Fugenbildung)	1 Monat	Stauwärter
Aufkommende Gehölze im Zuströmungsbereich und auf dem Deckwerk entfernen, eventuell mähen	3 Monate	Stauwärter
Nivellement des Abflusskontrollquerschnitts bzw. nach Erfordernis	2 Jahre	Fachfirma

Tabelle 4: Instandhaltungsplan nach DVWK-Merkblatt 202/1991.

In den überströmbaren Dammbereichen stellen Gehölze Angriffspunkte für die Strömung und mitgeführtes Geschwemmsel dar und sind deshalb potenzielle Ausgangspunkte für ein Versagen des Deckwerks.

Um im Überströmungsfall den Zustrom 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.

Da die Überströmstrecke bei vollständiger Überdeckung mit Mutterboden nicht mehr als Ingenieurbauwerk erkannt werden kann, wird empfohlen, entlang der Berandung seitlich und unterstrom deutlich sichtbare Barrieren anzuordnen (beispielsweise durch Blocksteine), um eine Befahrung der Böschungen und der Überströmstrecke zu verhindern.

Mit der Ausnahme der Bodenverfestigung kann eine Beweidung der Grasfläche zugelassen werden, weil dort die Grasnarbe verletzt wird.

Weiterhin müssen Maßnahmen gegen übermäßigen Wühltierbefall ergriffen werden.

## 7 Ertüchtigung bestehender Anlagen

Zur Ertüchtigung bestehender Hochwasserrückhaltebecken wurden in der Regel teilweise überströmbare Dammbereiche in Form von Dammscharten als zusätzliche Hochwasserentlastung gebaut. Hier gelten grundsätzlich dieselben Entwurfsgrundsätze.

Die Anordnung in der Lage ergibt sich meist zwangsläufig aus der Lage der bestehenden Hochwasserentlastungsanlage, in der Regel auf der gegenüberliegenden Dammschulter.


Es sollte angestrebt werden, dass der Abflusskontrollquerschnitt der Dammscharte höher als die Überfallschwelle der bestehenden Hochwasserentlastungsanlage liegt, damit der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum nicht verringert und die Leistungsfähigkeit der bestehenden Hochwasserentlastungsanlage ausgeschöpft wird.

Um die erforderlichen Freibordhöhen einzuhalten, muss der überströmbare Dammbereich entsprechend breit ausgebildet werden. In diesem Fall ist zu prüfen, ob durch eine geringfügige Dammerhöhung die Breite des überströmbaren Dammbereichs und damit die Gesamtkosten reduziert werden können.

## 8 Ausgeführte Beispiele

Nr.	Name des Hochwasserrückhaltebeckens/ Regenrückhaltebeckens	Betreiber
1	HRB Sindolsheim/Kirnau	Zweckverband Seckach/Kirnau
2	HRB Osterburken/Kirnau	Zweckverband Seckach/Kirnau
3	HRB Rinschheim/Augraben	Zweckverband Seckach/Kirnau
4	HRB Bödigheim/Hägenichbach	Zweckverband Seckach/Kirnau
5	HRB Bödigheim/Wolfgrundbach	Zweckverband Seckach/Kirnau
6	HRB Bödigheim/Gewesterbach	Zweckverband Seckach/Kirnau
7	HRB Aglasterhausen	Zweckverband Elsenz-Schwarzbach
8	HRB Waldwimmersbach	Zweckverband Elsenz-Schwarzbach
9	HRB Schwaigern	Zweckverband Leintal
10	HRB Grübengrund	Wasserverband Zaber
11	HRB Lauffener Grund	Wasserverband Zaber
12	HRB Neipperger Bächle	Wasserverband Zaber
13	HRB Erlenmatten	Zweckverband Hochwasserschutz Bleichbach
14	HRB Waidbach	Stadt Rheinfeldern
15	HRB Mönchzell	Zweckverband Elsenz-Schwarzbach
16	RRB Schloßpark Hemmingen	Gemeinde Hemmingen

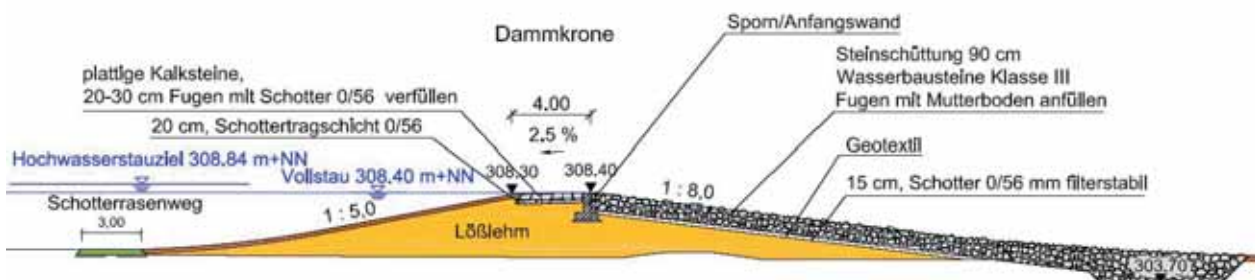
### Nr.1: Hochwasserrückhaltebecken Sindolsheim/Kirnau des Zweckverbandes Seckach/Kirnau

Standort/Einzugsgebietsgröße	Gemeinde Rosenberg (Neckar–Odenwald–Kr.) im Einzugsgebiet der Seckach / 21,9 km <sup>2</sup>		
Baujahr	2000		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	20,8 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	32,9 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,47 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 70 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 8,0		
Höhe des Damms über der Talsohle	4,0 m		
Hochwasserschutzraum	146.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken Sindolsheim / Kirnau liegt nördlich der Ortslage Sindolsheim (Gemeinde Rosenberg) im Kirnautal. Die Länge der Dammkrone beträgt rd. 210 m. Der Dammkörper wurde aus mineralischen Erdstoffen homogen geschüttet.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt auf einer Breite von 70 m (Kernbereich) über die luftseitig 1:8,0 geneigte Dammböschung. Als Sicherung wurde eine 90 cm mächtige Steinschüttung aus Wasserbausteinen Kl. III - IV aufgebaut. Die Sicherung der befahrbaren Dammkrone erfolgte mit einem 30 cm dicken Steinsatz.</p> <p>Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Überströmung ist auf der luftseitigen Dammschulter eine Stahlbeton-Überfallschwelle angeordnet, deren exakte Höhenlage durch in die Wand versetzte Tiefbordsteine festgelegt werden kann. Die rechnerische Überströmhöhe für den Bemessungsfall beträgt 44 cm.</p> <p>Die Kirnau wird durch ein offenes, zweizügiges Auslassbauwerk aus Stahlbeton geführt, wobei durch eine naturnahe Gestaltung der Bachsohle die Durchgängigkeit erhalten bleibt.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken wurde bereits eingestaut.</p> <p>Keines der bisherigen Hochwasserereignisse führte zu einem Überströmen des Dammes. Erfahrungen hierzu liegen somit noch nicht vor.</p> <p>Die Unterhaltung des Deckwerkes (Mahd) ist aufgrund des hydraulisch optimal eingebauten rauen Steinwurfs mit großen Fugen vergleichsweise aufwendig.</p>		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Nördlicher Oberrhein, Bereich Heidelberg	<b>Planer</b> WALD + CORBE Beratende Ingenieure	

## Lageplan



## Schnitt überströmbarer Damm



## Fertiggestellte Hochwasserentlastungsanlage

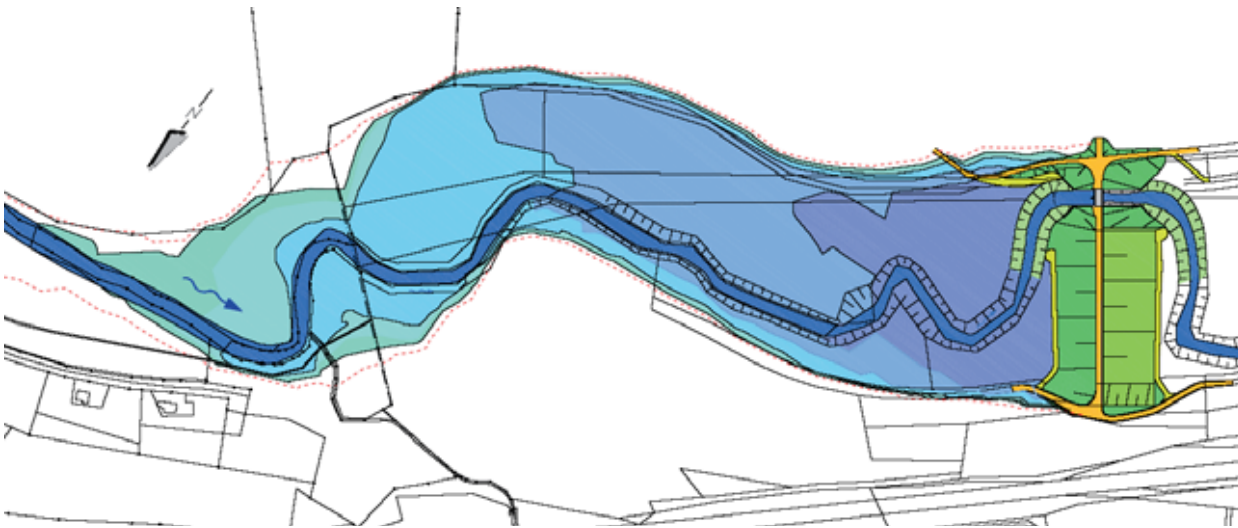


## Nr. 2: Hochwasserrückhaltebecken Osterburken/Kirnau des Zweckverbandes Seckach/Kirnau

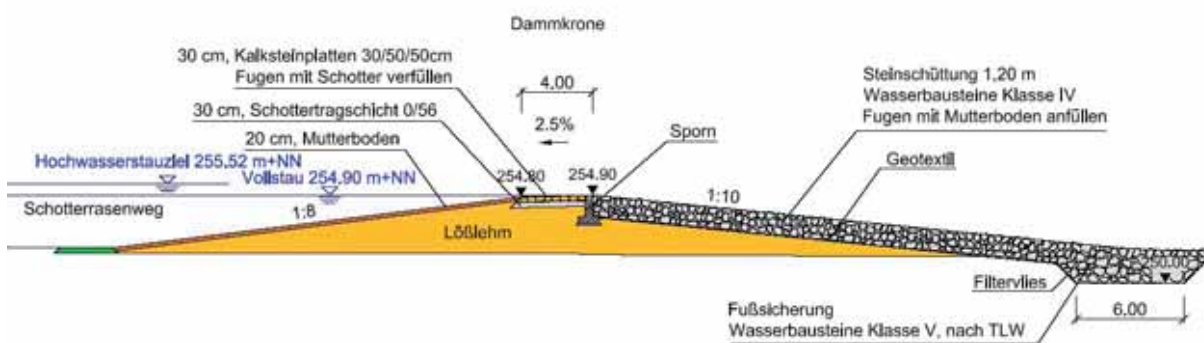
Standort/Einzugsgebietsgröße	Gemeinde Osterburken (Neckar–Odenwald–Kr.) im Einzugsgebiet der Seckach / 82,7 km <sup>2</sup>		
Baujahr	2000		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	57,7 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	72,0 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,80 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 90 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 10,0		
Höhe des Damms über der Talsohle	3,0 m		
Hochwasserschutzraum	115.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken Osterburken / Kirnau liegt nordöstlich der Stadt Osterburken im Kirnautal. Die Länge der Dammkrone beträgt rd. 170 m. Der Dammkörper wurde aus mineralischen Erdstoffen homogen geschüttet.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt auf einer Breite von 90 m (Kernbereich) über die luftseitig 1:10,0 geneigte Dammböschung. Als Sicherung wurde eine 120 cm mächtige Steinschüttung aus Wasserbausteinen Kl. IV - V aufgebaut. Die Sicherung der befahrbaren Dammkrone erfolgte mit einem 30 cm dicken Steinsatz.</p> <p>Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Überströmung ist auf der luftseitigen Dammschulter eine Stahlbeton-Überfallschwelle angeordnet, deren exakte Höhenlage durch in die Wand versetzte Tiefbordsteine festgelegt werden kann. Die rechnerische Überströmhöhe für den Bemessungsfall beträgt 62 cm.</p> <p>Die Kirnau wird durch ein offenes, zweizüiges Auslassbauwerk aus Stahlbeton geführt, wobei durch eine naturnahe Gestaltung der Bachsohle die Durchgängigkeit erhalten bleibt.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken wurde bereits mehrfach eingestaut. Auffallend waren bislang die hohen Mengen an Treibholz, die vom Grobrechen nach dem Abstau entfernt werden mussten.</p> <p>Keines der bisherigen Hochwasserereignisse führte zu einem Überströmen des Dammes. Erfahrungen hierzu liegen somit noch nicht vor.</p> <p>Die Unterhaltung des Deckwerkes (Mahd) ist aufgrund des hydraulisch optimal eingebauten Steinwurfs vergleichsweise aufwendig.</p>		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Nördlicher Oberrhein, Bereich Heidelberg	<b>Planer</b> WALD + CORBE Beratende Ingenieure	



## Lageplan



## Schnitt überströmbarer Damm



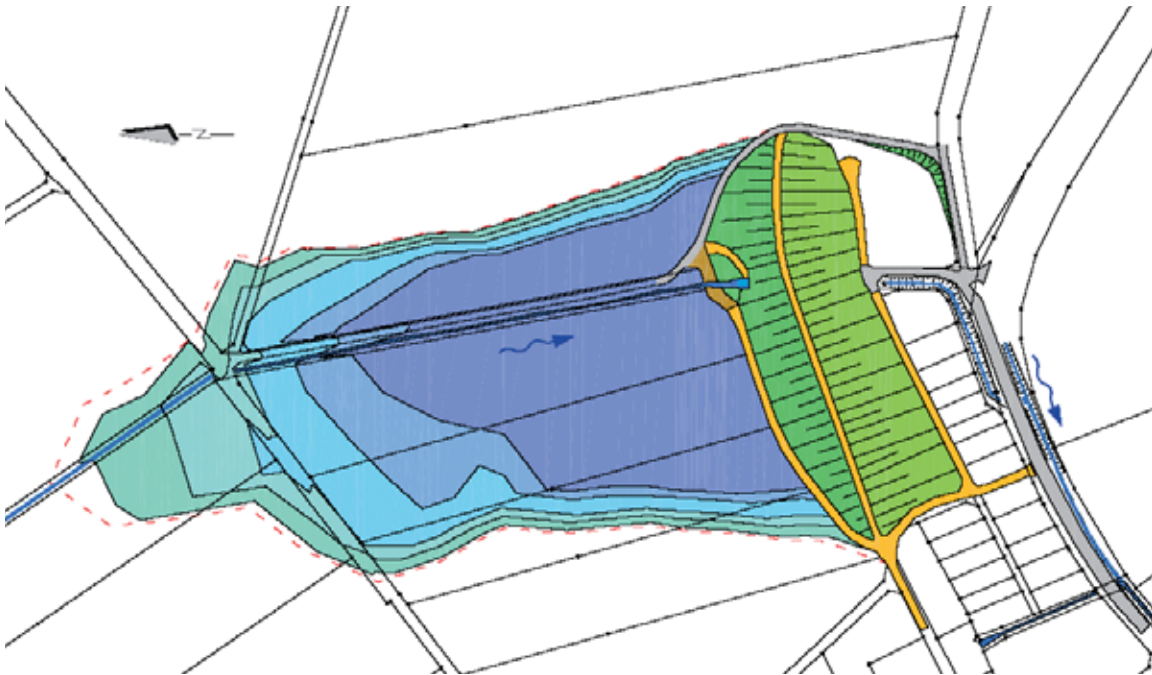
## Fertiggestellter Damm



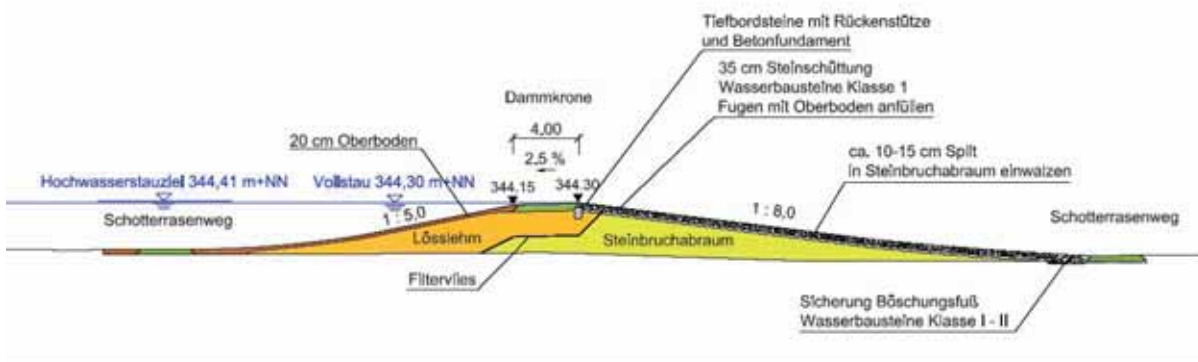
### Nr. 3: Hochwasserrückhaltebecken Rinschheim/Augraben des Zweckverbandes Seckach/Kirnaul

Standort/Einzugsgebietsgröße	Stadt Buchen (Neckar – Odenwald – Kreis) im Einzugsgebiet der Seckach / 4,7 km <sup>2</sup>		
Baujahr	1999		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	5,4 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	8,7 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,065 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 140 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 8,0		
Höhe des Damms über der Talsohle	3,3 m		
Hochwasserschutzraum	56.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken Rinschheim / Augraben liegt am östlichen Ortsrand von Rinschheim (Stadt Buchen). Die Länge der Dammkrone beträgt rd. 170 m. Der Dammkörper wurde aus mineralischen Erdstoffen als 2-Zonen-Damm mit luftseitigem Stützkörper und wasserseitiger Dichtungsschicht geschüttet.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt auf einer Breite von 140 m (Kernbereich) über die luftseitig 1:8,0 geneigte Dammböschung. Als Sicherung wurde eine 35 cm mächtige Steinschüttung aus Wasserbausteinen Kl. I – II aufgebracht. Die Sicherung der befahrbaren Dammkrone erfolgte mit einem 30 cm starken Grobschotterdeckschicht.</p> <p>Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Überströmung ist auf der luftseitigen Dammschulter eine Anfangswand aus Tiefbordsteinen angeordnet. Die rechnerische Überströmhöhe beim BHQ (1,6 · HQ100) beträgt 11 cm.</p> <p>Der Augraben ist ein größtenteils trockenes Gerinne aus dem landwirtschaftlich genutzten Einzugsgebiet. Als Grund- und Betriebsauslass dient eine Stahlbetonrohr (Nennweite 1200 mm) mit einem auf Höhe der Dammkrone angeordneten Schieberschacht.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	Das Hochwasserrückhaltebecken wurde bislang noch nicht eingestaut. Die Unterhaltung verläuft problemlos.		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Nördlicher Oberrhein, Bereich Heidelberg	<b>Planer</b> WALD + CORBE Beratende Ingenieure	

## Lageplan




## Schnitt überströmbarer Damm



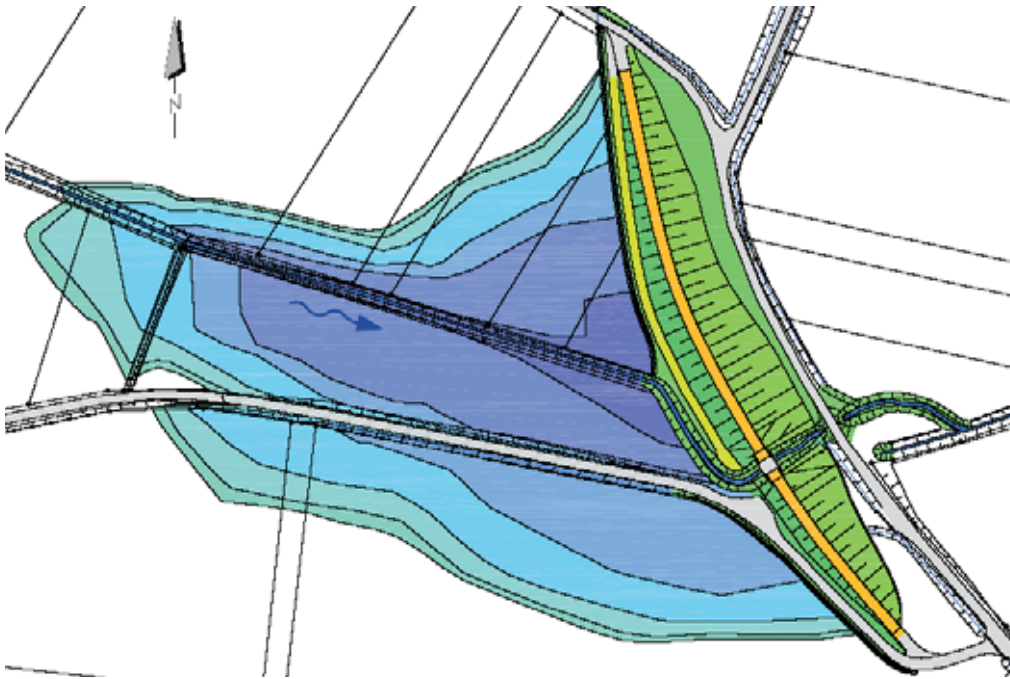
## Fertig geschütteter Damm



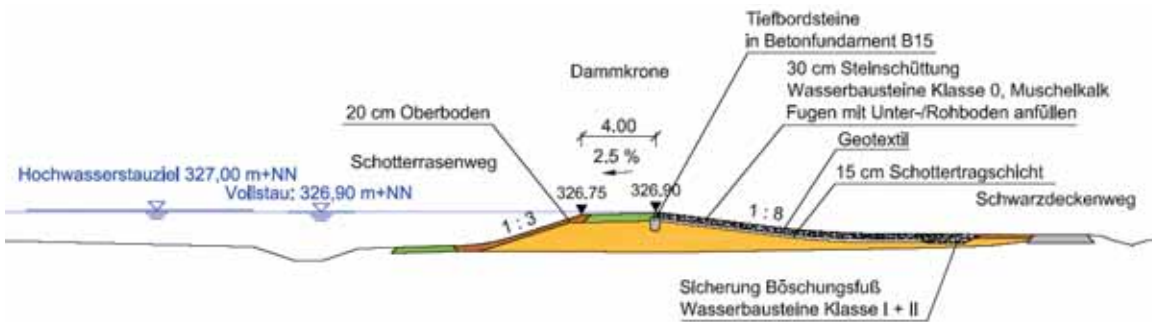
#### Nr. 4: Hochwasserrückhaltebecken Bödigheim/Hägenichbach des Zweckverbandes Seckach/Kirnau

Standort/Einzugsgebietsgröße	Stadt Buchen (Neckar – Odenwald – Kreis) im Einzugsgebiet der Seckach / 4,0 km <sup>2</sup>		
Baujahr	2002		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	5,3 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	8,5 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,050 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 170 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 8,0		
Höhe des Damms über der Talsohle	2,0 m		
Hochwasserschutzraum	18.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken Bödigheim / Hägenichbach liegt nordwestlich der Ortslage Bödigheim. Die Länge der Dammkrone beträgt rd. 200 m. Der Dammkörper wurde aus mineralischen Erdstoffen homogen geschüttet.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt auf einer Breite von 170 m (Kernbereich) über die luftseitig 1:8,0 geneigte Dammböschung. Als Sicherung wurde eine 30 cm mächtige Steinschüttung aus Wasserbausteinen Kl. 0 – II aufgebaut. Die Sicherung der befahrbaren Dammkrone erfolgte mit einem 30 cm starken Grobschotterdeckschicht.</p> <p>Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Überströmung ist auf der luftseitigen Dammschulter eine Anfangswand aus Tiefbordsteinen angeordnet. Die rechnerische Überströmhöhe beim BHQ (1,6 · HQ<sub>100</sub>) beträgt 10 cm.</p> <p>Der Hägenichbach wird durch ein offenes Auslassbauwerk aus Stahlbeton geführt, wobei durch eine naturnahe Gestaltung von Bachsohle und Tosbecken die Durchgängigkeit erhalten bleibt.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	Das Hochwasserrückhaltebecken wurde bislang noch nicht eingestaut. Die Unterhaltung verläuft problemlos.		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Nördlicher Oberrhein, Bereich Heidelberg	<b>Planer</b> WALD + CORBE Beratende Ingenieure	

### Lageplan




### Schnitt überströmbarer Damm



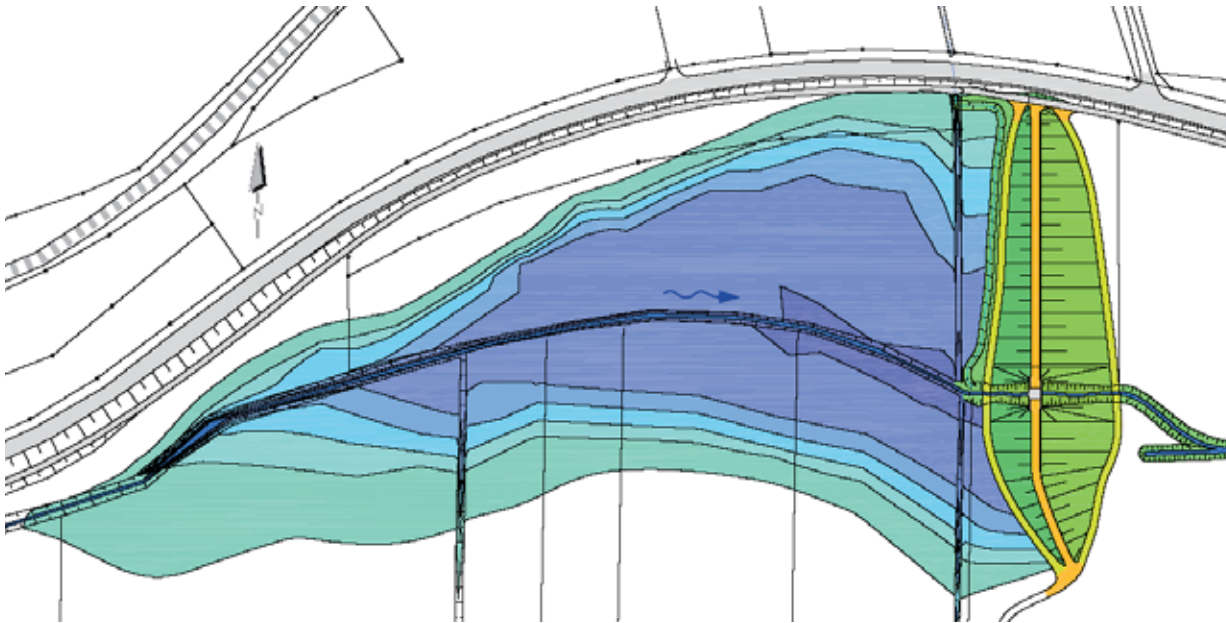
### Fertiggestellter Damm



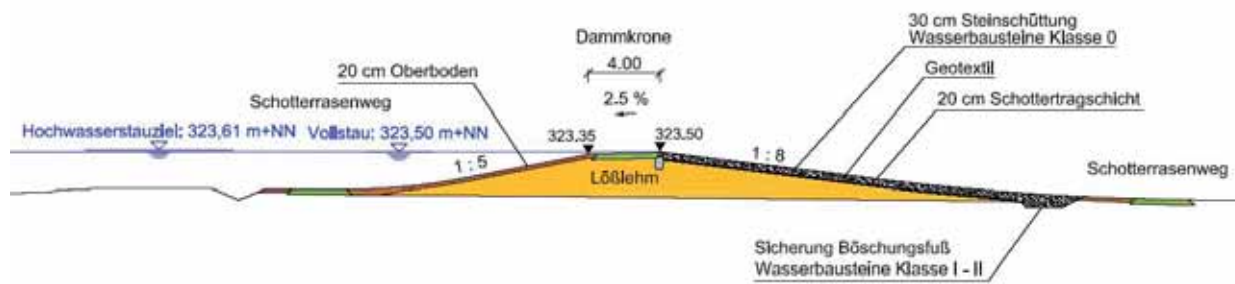
## Nr. 5: Hochwasserrückhaltebecken Bödigheim/Wolfgrundbach des Zweckverbandes Seckach/Kirnau

Standort/Einzugsgebietsgröße	Stadt Buchen (Neckar – Odenwald – Kreis) im Einzugsgebiet der Seckach / 4,2 km <sup>2</sup>		
Baujahr	2001		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	5,5 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	8,9 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,059 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 150 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 8,0		
Höhe des Damms über der Talsohle	3,0 m		
Hochwasserschutzraum	54.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken Bödigheim / Wolfgrundbach liegt zwischen Bödigheim und Buchen an der Landesstraße 519. Die Länge der Dammkrone beträgt rd. 195 m. Der Dammkörper wurde aus mineralischen Erdstoffen homogen geschüttet.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt auf einer Breite von 150 m (Kernbereich) über die luftseitig 1:8,0 geneigte Dammböschung. Als Sicherung wurde eine 30 cm mächtige Steinschüttung aus Wasserbausteinen Kl. 0 – II aufgebaut. Die Sicherung der befahrbaren Dammkrone erfolgte mit einem 30 cm starken Grobschotterdeckschicht.</p> <p>Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Überströmung ist auf der luftseitigen Dammschulter eine Anfangswand aus Tiefbordsteinen angeordnet. Die rechnerische Überströmhöhe beim BHQ (1,6 · HQ100) beträgt 11 cm.</p> <p>Der Wolfgrundbach wird durch ein offenes Auslassbauwerk aus Stahlbeton geführt, wobei durch eine naturnahe Gestaltung von Bachsohle und Tosbecken die Durchgängigkeit erhalten bleibt.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken wurde bereits mehrfach eingestaut. Die hydrologischen und hydraulischen Bemessungsgrößen wurden dabei bestätigt.</p> <p>Keines der bisherigen Hochwasserereignisse führte zu einem Überströmen des Dammes. Erfahrungen hierzu liegen somit noch nicht vor.</p>		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Nördlicher Oberrhein, Bereich Heidelberg	<b>Planer</b> WALD + CORBE Beratende Ingenieure	

## Lageplan




## Schnitt überströmbarer Damm



## Fertiggestellter Damm

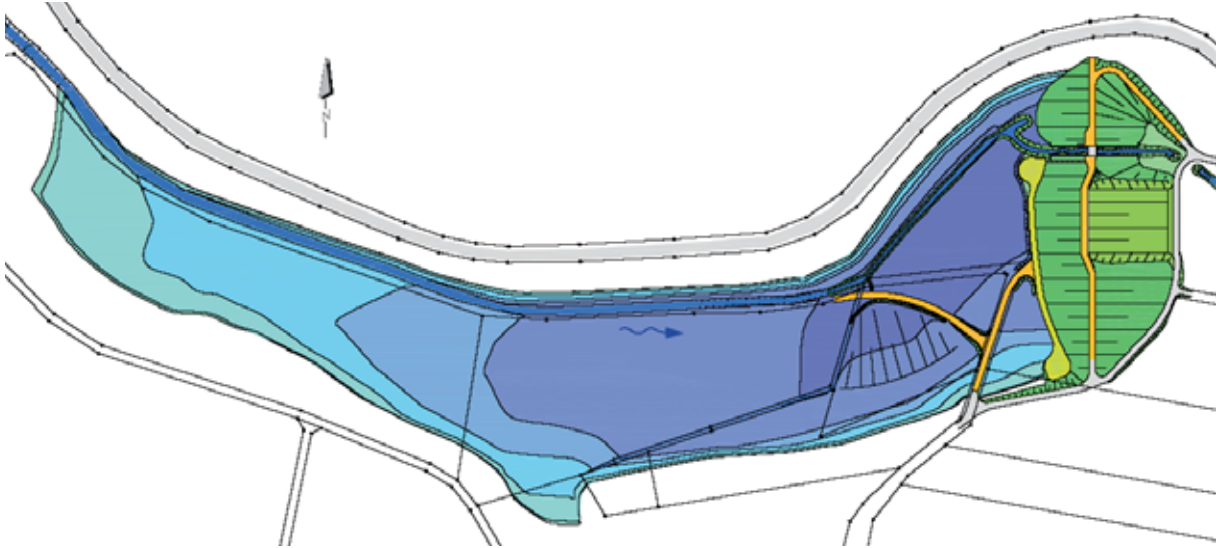


## Nr. 6: Hochwasserrückhaltebecken Bödighheim/Gewesterbach des Zweckverbandes Seckach/Kirnau

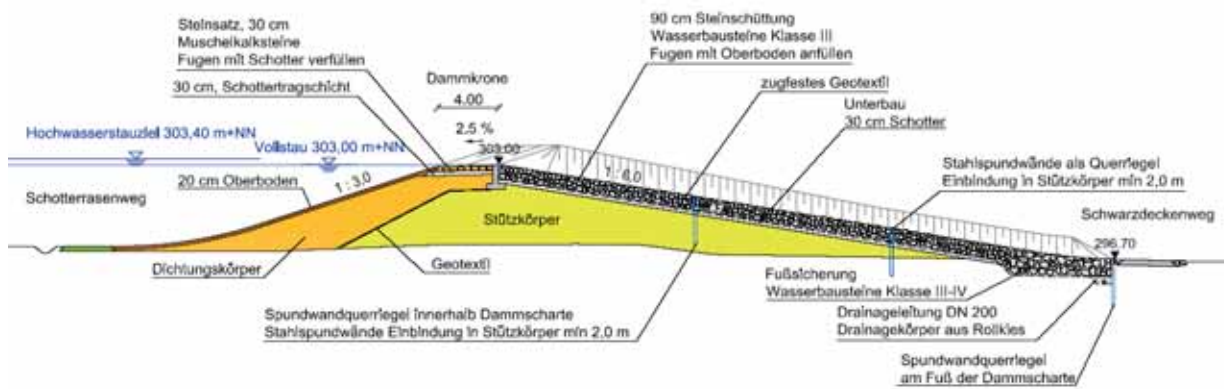
Standort/Einzugsgebietsgröße	Stadt Buchen (Neckar – Odenwald – Kreis) im Einzugsgebiet der Seckach / 8,2 km <sup>2</sup>		
Baujahr	2002		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	7,8 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	12,6 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,42 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 30 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 6,0		
Höhe des Damms über der Talsohle	7,0 m		
Hochwasserschutzraum	118.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken Bödighheim / Gewesterbach liegt nördlich der Ortslage Seckach auf Gemarkung der Stadt Buchen. Die Länge der Dammkrone beträgt rd. 150 m. Der Dammkörper wurde aus mineralischen Erdstoffen als 2-Zonen-Damm mit luftseitigem Stützkörper und wasserseitiger Dichtungsschicht geschüttet.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt auf einer Breite von 30 m (Kernbereich) über die luftseitig 1:6,0 geneigte Dammböschung. Als Sicherung wurde eine 90 cm mächtige Steinschüttung aus Wasserbausteinen Kl. III - IV mit 3 in der Böschung und am Böschungsfuß angeordneten Stützriegeln in Form von Stahlspundwänden aufgebaut. Die Sicherung der befahrbaren Dammkrone erfolgte mit einem 30 cm dicken Steinsatz.</p> <p>Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Überströmung ist auf der luftseitigen Dammschulter eine Stahlbeton-Überfallschwelle angeordnet, deren exakte Höhenlage durch in die Wand versetzte Tiefbordsteine festgelegt werden kann. Die rechnerische Überströmhöhe für den Bemessungsfall beträgt 40 cm.</p> <p>Der Gewesterbach wird durch ein offenes, zweizüliges Auslassbauwerk aus Stahlbeton geführt, wobei durch eine naturnahe Gestaltung der Bachsohle die Durchgängigkeit erhalten bleibt.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken wurde bereits eingestaut.</p> <p>Keines der bisherigen Hochwasserereignisse führte zu einem Überströmen des Dammes. Erfahrungen hierzu liegen somit noch nicht vor.</p>		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Nördlicher Oberrhein, Bereich Heidelberg	<b>Planer</b> WALD + CORBE Beratende Ingenieure	



### Lageplan




### Schnitt überströmbarer Damm



### Fertiggestellter Damm



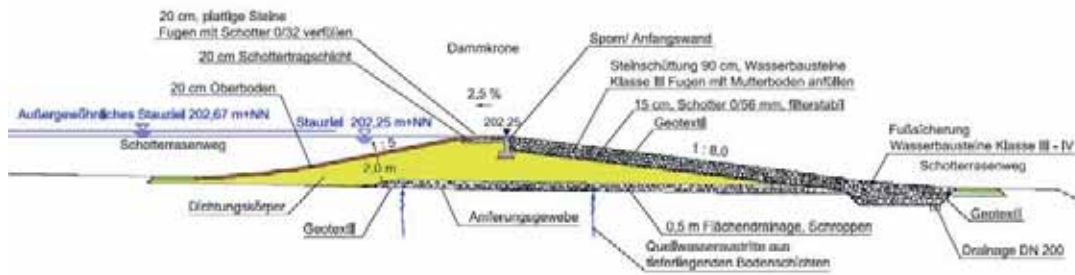
### Nr. 7: Hochwasserrückhaltebecken Aglasterhausen des Zweckverbandes Elsenz-Schwarzbach

Standort/Einzugsgebietsgröße	Gemeinde Aglasterhausen (Neckar-Odenwald-Kreis) Einzugsgebiet des Schwarzbaches / 11,7 km <sup>2</sup>		
Baujahr	1999		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	25,0 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	40,0 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,44 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 90 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 8,0		
Höhe des Damms über der Talsohle	4,3 m		
Hochwasserschutzraum	61.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Der Rückhaltedamm des HRB Aglasterhausen liegt unmittelbar nördlich der Ortslage Aglasterhausen an der Einmündung Kreuzmühle/Schwarzacher Straße. Die Länge der Dammkrone beträgt ca. 230 m. Der Dammkörper wurde homogen geschüttet.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt auf einer Länge von 90 m (Kernbereich) über die 1:8 geneigte Dammböschung. Als Sicherung wurde eine 90 cm mächtige Steinschüttung aus Wasserbausteinen Kl. III aufgebaut. Die Sicherung der befahrbaren Dammkrone erfolgte mit einem 20 cm starken im Schotterbett verlegten plattigen Steinsatz.</p> <p>Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Überströmung ist auf der luftseitigen Dammschulter eine Anfangswand angeordnet, deren Höhenlage / Horizontalität nach Abklingen der Setzungen durch einen in die Wand eingelassenen Tiefbordstein nachjustiert werden kann.</p> <p>Der Schwarzbach wird durch ein offenes Auslassbauwerk aus Stahlbeton geführt, wobei durch eine naturnahe Gestaltung von Bachsohle und Tosbecken die Durchgängigkeit für Organismen erhalten bleibt.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken wurde bereits mehrfach eingestaut. Die hydrologischen und hydraulischen Bemessungsgrößen wurden dabei bestätigt.</p> <p>Keines der bisherigen Hochwasserereignisse führte zu einem Überströmen des Dammes. Erfahrungen hierzu liegen somit noch nicht vor.</p>		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Nördlicher Oberrhein, Bereich Heidelberg	<b>Planer</b> WALD + CORBE Beratende Ingenieure	

### Lageplan




### Schnitt überströmbarer Damm



### Fertig geschütteter Damm mit Oberbodenandekung

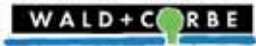


## Nr. 8: Hochwasserrückhaltebecken Waldwimmersbach des Zweckverbandes Elsenz-Schwarzbach

Standort/Einzugsgebietsgröße	Gemeinde Waldwimmersbach (Rhein-Neckar-Kreis) Einzugsgebiet des Mannbaches / 5,8 km <sup>2</sup>		
Baujahr	2003		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	5,4 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	8,7 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,58 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 15 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 4,0		
Höhe des Damms über der Talsohle	Ca. 10 m		
Hochwasserschutzraum	62.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Der Rückhaltedamm des Waldwimmersbach liegt rd. 1 km östlich der Ortslage Waldwimmersbach, auf Gemarkung Lobbach. Die Länge der Dammkrone beträgt ca. 120 m. Der Dammkörper wurde homogen geschüttet.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt auf einer Länge von 15 m (Kernbereich) über die 1:4 geneigte Dammscharte. Als Sicherung wurde ein in Beton versetzter Steinsatz mit Stützung am Dammfuß hergestellt. Unter der Betonschicht wurde zur Vermeidung von Auftriebsproblemen ein Drainagesystem angeordnet. Die Sicherung der befahrbaren Dammkrone erfolgte mit einem 20 cm starken im Schotterbett verlegten plattigen Steinsatz.</p> <p>Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Überströmung ist auf der luftseitigen Dammschulter eine Anfangswand angeordnet, deren Höhenlage / Horizontalität nach Abklingen der Setzungen durch einen in die Wand eingelassenen Tiefbordstein nachjustiert werden kann.</p> <p>Der Mannbach wird durch ein Auslassbauwerk aus Stahlbeton geführt, wobei durch eine naturnahe Gestaltung von Durchlasssohle und Kolksee die Durchgängigkeit für Organismen erhalten bleibt. Aufgrund der Dammhöhe wurde auf die Ausbildung eines offenen Bauwerks verzichtet.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	Keines der bisherigen Hochwasserereignisse führte zu einem Überströmen des Dammes. Erfahrungen hierzu liegen somit noch nicht vor.		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Nördlicher Oberrhein, Bereich Heidelberg	<b>Planer</b> WALD + CORBE Beratende Ingenieure	



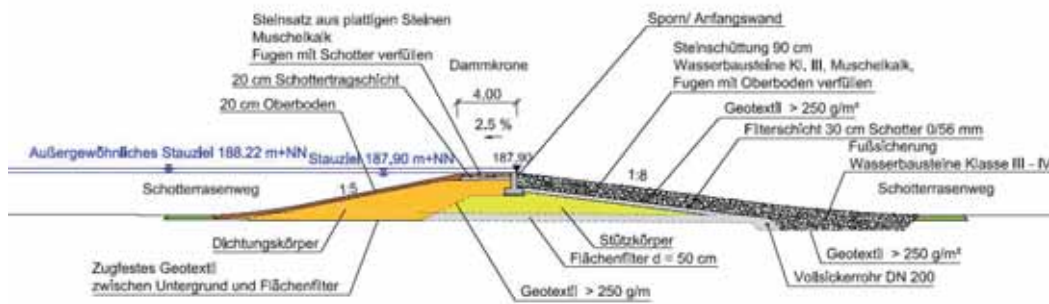
### Nr. 9: Hochwasserrückhaltebecken Schwaigern des Zweckverbandes Leintal

Standort/Einzugsgebietsgröße	Stadt Schwaigern (Landkreis Heilbronn) Einzugsgebiet der Lein / 38,4 km <sup>2</sup>		
Baujahr	2003		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	13,1 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	21,0 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,30 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 70 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 8,0		
Höhe des Damms über der Talsohle	4,3 m		
Hochwasserschutzraum	210.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Der Rückhaltedamm des HRB Schwaigern liegt unmittelbar westlich der Stadt Schwaigern. Die Länge der Dammkrone beträgt rd. 260 m. Der Dammkörper wurde als Zonendamm geschüttet.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt auf einer Länge von 70 m (Kernbereich) über die 1:8 geneigte Dammböschung. Als Sicherung wurde eine 90 cm mächtige Steinschüttung aus Wasserbausteinen Kl. III aufgebaut. Die Sicherung der befahrbaren Dammkrone erfolgte mit einem 20 cm starken im Schotterbett verlegten plattigen Steinsatz. Die Hochwasserentlastung grenzt unmittelbar an eine Kreisstraße an</p> <p>Zur Gewährleistung einer gleichmäßigen Überströmung ist auf der luftseitigen Dammschulter eine Anfangswand angeordnet, deren Höhenlage / Horizontalität nach Abklingen der Setzungen durch einen in die Wand eingelassenen Tiefbordstein nachjustiert werden kann.</p> <p>Die Lein wird durch ein offenes Auslassbauwerk aus Stahlbeton geführt, wobei für das Gewässer ein eigenes Durchgangserinne mit naturnaher Ausgestaltung angelegt wurde, das bei Einstau des Hochwasserrückhaltebeckens geschlossen werden kann. Die Regelung des Hochwasserrückhaltebeckens erfolgt über einen gesonderten Betriebsauslass.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	Keines der bisherigen Hochwasserereignisse führte zu einem Überströmen des Dammes. Erfahrungen hierzu liegen somit noch nicht vor.		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Nördlicher Oberrhein, Bereich Heidelberg	<b>Planer</b> WALD + CORBE Beratende Ingenieure	

Lageplan




Schnitt überströmbarer Damm



Fertig geschütteter Damm mit Oberbodenanddeckung

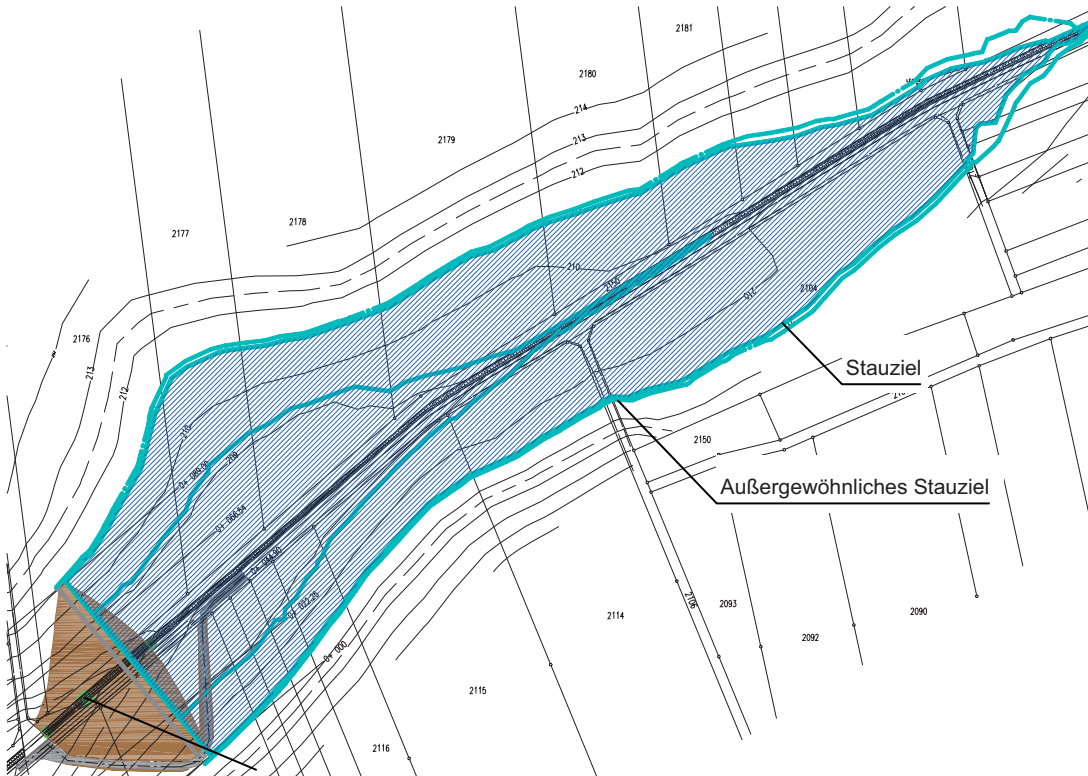


## Nr. 10: Hochwasserrückhaltebecken Grübengrund des Wasserverbandes Zaber

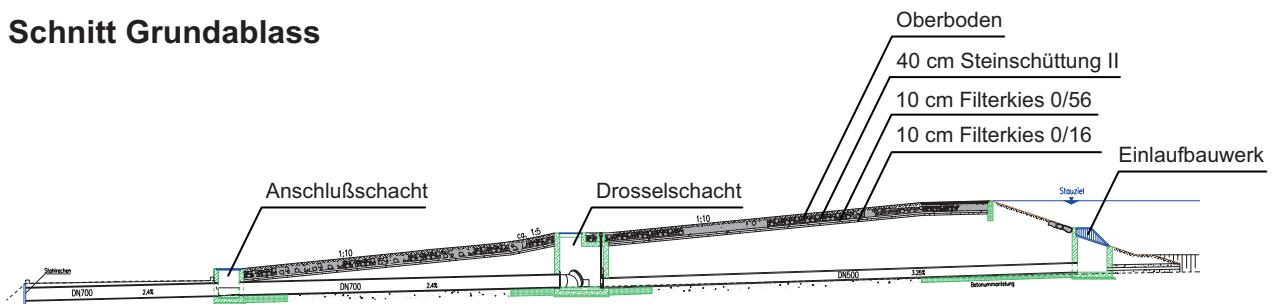
Standort/Einzugsgebietsgröße	Gemarkung Brackenheim (Landkreis Heilbronn) im Einzugsgebiet der Zaber / 1,6 km <sup>2</sup>		
Baujahr	2002		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	4,40 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	7,10 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,24 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 30 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 10		
Höhe des Damms über der Talsohle	3,60 m		
Hochwasserschutzraum	32.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken Grübengrund befindet sich nordöstlich der Ortslage Hausen im Landkreis Heilbronn. Der Zufluss zum HRB erfolgt über einen Graben der nur im Regenwetterfall anspringt.</p> <p>Der homogen geschüttete Damm des Trockenbeckens ist vollständig überströmbare ausgebildet und hat eine maximale Dammhöhe von ca. 3,60 m über der Talsohle.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt über die mit 1:10 geneigte luftseitige Dammböschung. Der Dammkronenbereich ist mit einer 30 cm dicken Steinschüttung (Wasserbausteine WBKL I), der Dammfußbereich mit einer 40 cm dicken Steinschüttung (Wasserbausteine WBKL II) befestigt. Unter den Wasserbausteinen ist ein zweistufiger Filter eingebaut. Die Steinschüttung ist mit einer geringmächtigen Oberbodenschicht abgedeckt.</p> <p>Um zu gewährleisten, dass der Hochwasserabfluss gleichmäßig über den gesamten Damm abgeführt wird, ist auf der wasserseitigen Dammkrone ein Kontrollquerschnitt in Form eines durchgehenden horizontalen Bordsteins vorhanden. Der Bordstein ist nachjustierbar ausgeführt.</p> <p>Der Grundablass des Beckens besteht aus einem Einlaufbauwerk, der Grundablassleitung DN 500, einem Schachtbauwerk mit einer Wirbeldrossel zur Abflussregulierung und dem Auslaufbauwerk. Durch die Wirbeldrossel wird die Regelabgabe von 0,5 m<sup>3</sup>/s gewährleistet.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	Die Hochwasserentlastungsanlage sprang bisher noch nicht an, so dass keine Erfahrungen beim Überströmen vorliegen.		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Neckar, Bereich Besigheim	<b>Planer</b> Ingenieurbüro Winkler und Partner GmbH	



### Lageplan




### Schnitt Grundablass



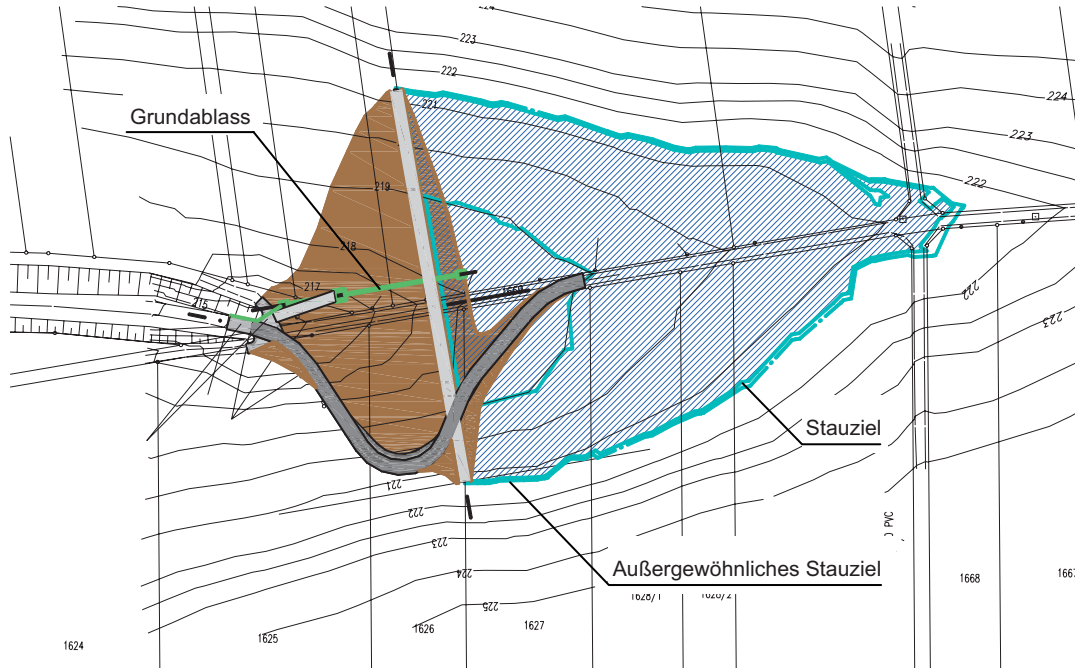
### Fertig geschütteter Damm mit Oberbodenanddeckung



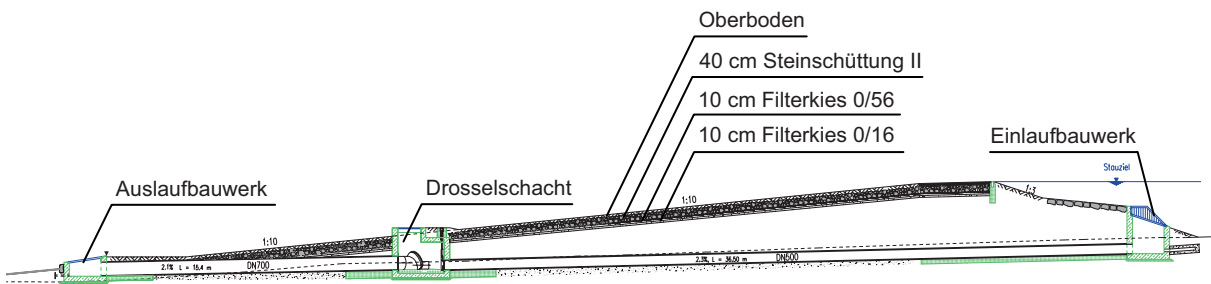
### Nr. 11: Hochwasserrückhaltebecken Lauffener Grund des Wasserverbandes Zaber

Standort/Einzugsgebietsgröße	Gemarkung Brackenheim (Landkreis Heilbronn) im Einzugsgebiet der Zaber / 0,8 km <sup>2</sup>		
Baujahr	2002		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	2,40 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	3,85 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,13 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 30 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 10		
Höhe des Damms über der Talsohle	3,60 m		
Hochwasserschutzraum	12.500 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken Lauffener Grund befindet sich östlich der Ortslage Hausen im Landkreis Heilbronn. Der Zufluss zum HRB erfolgt über einen Graben der nur im Regenwetterfall anspringt.</p> <p>Der homogen geschüttete Damm des Trockenbeckens ist vollständig überströmbär ausgebildet und hat eine maximale Dammhöhe von ca. 3,60 m über der Talsohle.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt über die mit 1:10 geneigte luftseitige Dammböschung. Der Dammkronenbereich ist mit einer 30 cm dicken Steinschüttung (Wasserbausteine WBKL I), der Dammfußbereich mit einer 40 cm dicken Steinschüttung (Wasserbausteine WBKL II) befestigt. Unter den Wasserbausteinen ist ein zweistufiger Filter eingebaut. Die Steinschüttung ist mit einer geringmächtigen Oberbodenschicht abgedeckt.</p> <p>Um zu gewährleisten, dass der Hochwasserabfluss gleichmäßig über den gesamten Damm abgeführt wird, ist auf der wasserseitigen Dammkrone ein Kontrollquerschnitt in Form eines durchgehenden horizontalen Bordsteins vorhanden. Der Bordstein ist nachjustierbar ausgeführt.</p> <p>Der Grundablass des Beckens besteht aus einem Einlaufbauwerk, der Grundablassleitung DN 500, einem Schachtbauwerk mit einer Wirbeldrossel zur Abflussregulierung und dem Auslaufbauwerk. Durch die Wirbeldrossel wird die Regelabgabe von 0,5 m<sup>3</sup>/s gewährleistet.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	Die Hochwasserentlastungsanlage sprang bisher noch nicht an, so dass keine Erfahrungen beim Überströmen vorliegen.		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Neckar, Bereich Besigheim	<b>Planer:</b> Ingenieurbüro Winkler und Partner GmbH	

### Lageplan



### Schnitt Grundablass



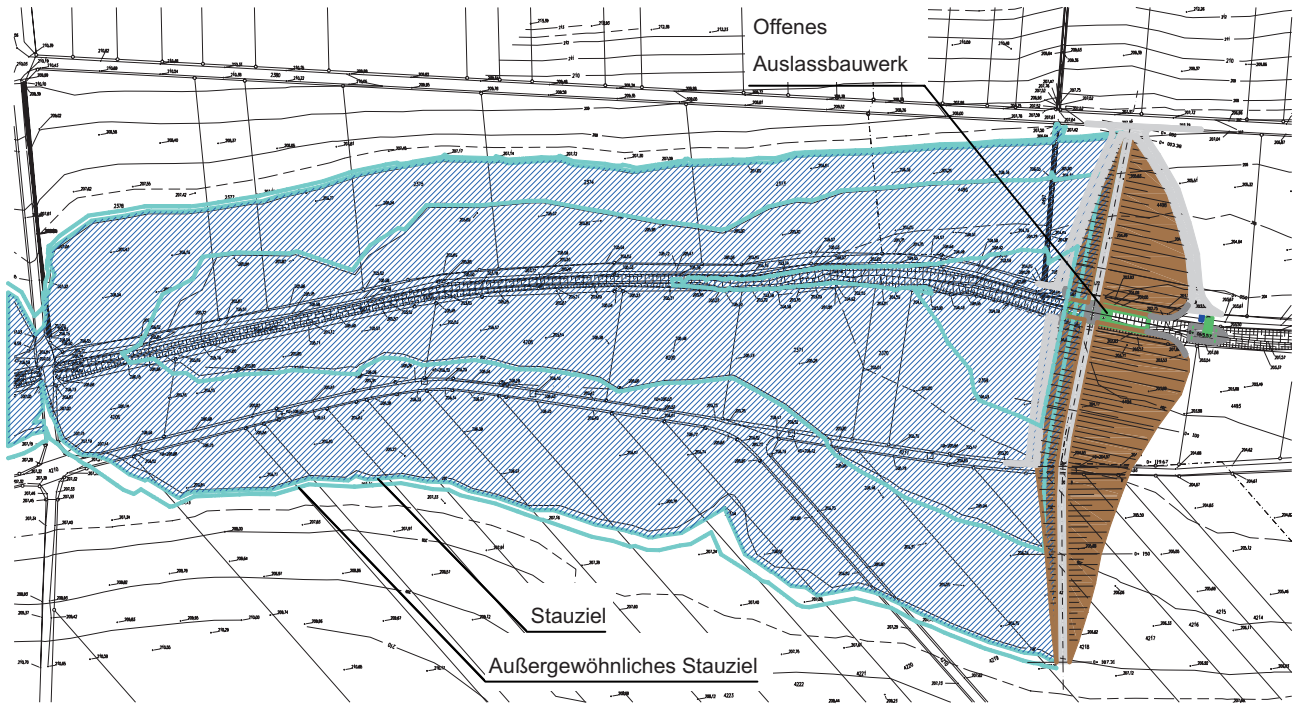
### Einbau Dammmaterial



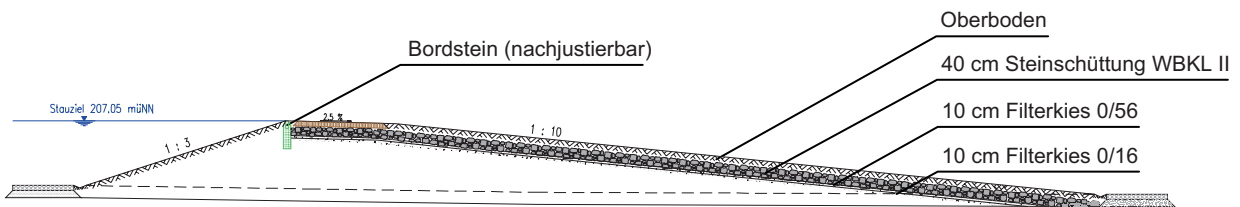
## Nr. 12: Hochwasserrückhaltebecken Neipperger Bächle des Wasserverbandes Zaber

Standort/Einzugsgebietsgröße	Gemarkung Brackenheim (Landkreis Heilbronn) im Einzugsgebiet der Zaber / 8,7 km <sup>2</sup>		
Baujahr	2004		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	5,00 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	8,00 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,27 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 30 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 10		
Höhe des Damms über der Talsohle	3,50 m		
Hochwasserschutzraum	62.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken Neipperger Bächle befindet sich nordwestlich der Ortslage Hausen im Landkreis Heilbronn. Der homogen geschüttete Dammbereich des Trockenbeckens ist vollständig überströmbare ausgebildet und hat eine maximale Dammhöhe von ca. 3,50 m über der Talsohle.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt über die mit 1:10 geneigte luftseitige Dammböschung. Sowohl die Dammkronen als auch die luftseitige Dammböschung sind mit einer 40 cm dicken Steinschüttung aus Wasserbausteinen WBKL II befestigt. Unter den Wasserbausteinen ist ein zweistufiger Filter eingebaut. Die Steinschüttung ist mit einer geringmächtigen Oberbodenschicht abgedeckt.</p> <p>Um zu gewährleisten, dass der Hochwasserabfluss gleichmäßig über den gesamten Dammbereich abgeführt wird, ist auf der wasserseitigen Dammkrone ein Kontrollquerschnitt in Form eines durchgehenden horizontalen Bordsteins vorhanden. Der Bordstein ist nachjustierbar ausgeführt.</p> <p>Das Neipperger Bächle wird durch ein Offenes Auslassbauwerk aus Stahlbeton geführt, wobei durch die naturnahe Gestaltung der Bachsohle die ökologische Durchgängigkeit erhalten bleibt. Das Offene Auslassbauwerk weist eine Länge von rund 29,00 m und eine lichte Breite von 5,00 m auf.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	Die Hochwasserentlastungsanlage sprang bisher noch nicht an, so dass keine Erfahrungen beim Überströmen vorliegen.		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Neckar, Bereich Besigheim	<b>Planer</b> Ingenieurbüro Winkler und Partner GmbH	

### Lageplan




### Dammregelquerschnitt



### Einbau Oberboden



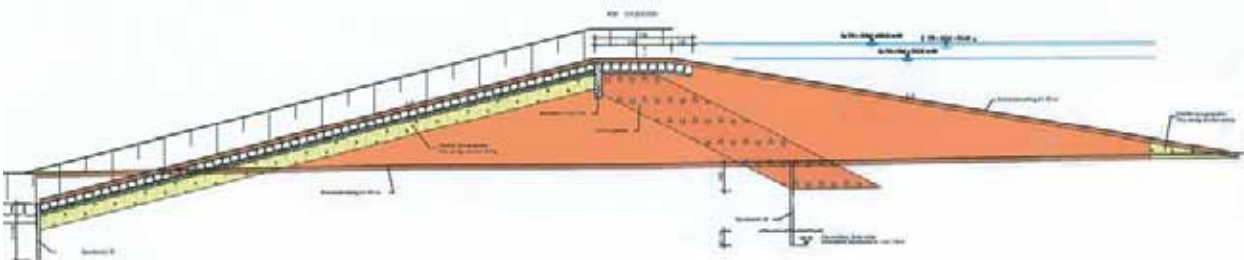
### Nr. 13: Hochwasserrückhaltebecken Erlenmatten/Zweckverband Hochwasserschutz „Bleichbach“

Standort/Einzugsgebietsgröße	Gemarkung Bleichheim (Landkreis Ettenheim) im Einzugsgebiet des Bleichbaches / 35,3 km <sup>2</sup>		
Baujahr	2002		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	56,50 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	90,40 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 1,80 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 50 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 10		
Höhe des Damms über der Talsohle	9,70 m		
Hochwasserschutzraum	300.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das HRB Erlenmatten befindet sich südöstlich der Ortslage Bleichheim im Landkreis Emmendingen. Der gegliederte Damm des Trockenbeckens ist teilweise überströmbaar ausgebildet und hat eine maximale Dammhöhe von etwa 9,70 m über der Talsohle.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt über die mit 1:4 geneigte, luftseitige Böschung der Dammscharte. Die luftseitige Böschung der Dammscharte war massiv zu befestigen. Hierzu wurden auf einer ca. 25 cm starken, konstruktiv bewehrten Betonbodenplatte Steine mit einer Kantenlänge von etwa 70 cm versetzt. Unterhalb der Bodenplatte wurde ein Trennfilter aus geeignetem, stark sandigen Kies unter unterliegendem, geotextilen Flies eingebracht. Am Fußpunkt der Dammscharte eine Fußpunktsicherung in Form einer Spundwand eingebracht.</p> <p>Um ein Unterströmen der Betonbodenplatte zu vermeiden, ist auf der Dammschartenkronen ein Kontrollquerschnitt in Form eines durchgehenden, horizontalen Ortbetonriegels vorhanden.</p> <p>Der Bleichbach wird durch ein geschlossenes bzw. mit Lichtöffnungen versehenes Auslassbauwerk aus Stahlbeton geführt. Wobei durch die naturnahe Gestaltung der Bachsohle die ökologische Durchgängigkeit erhalten bleibt. Das Auslassbauwerk weist eine Gesamtlänge von etwa 59 m auf und einen lichten Querschnitt des beleuchteten Stollens von B x H = 4,2 x 3 m.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	Die Hochwasserentlastungsanlage sprang bisher noch nicht an, so dass keine Erfahrungen beim Überströmen vorliegen.		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein/Hochrhein, Bereich Offenburg	<b>Planer</b> Büro Zink Ingenieure	 <small>Postfach 44 77884 LAUF · Poststr. 1 ☎ 0 78 41 / 703 - 0 Fax 0 78 41 / 703 - 80</small>

## Lageplan



## Schnitt Dammscharte



## Dammscharte im Bauzustand und nach Fertigstellung



## Nr. 14: Hochwasserrückhaltebecken Waidbach/Stadt Rheinfelden

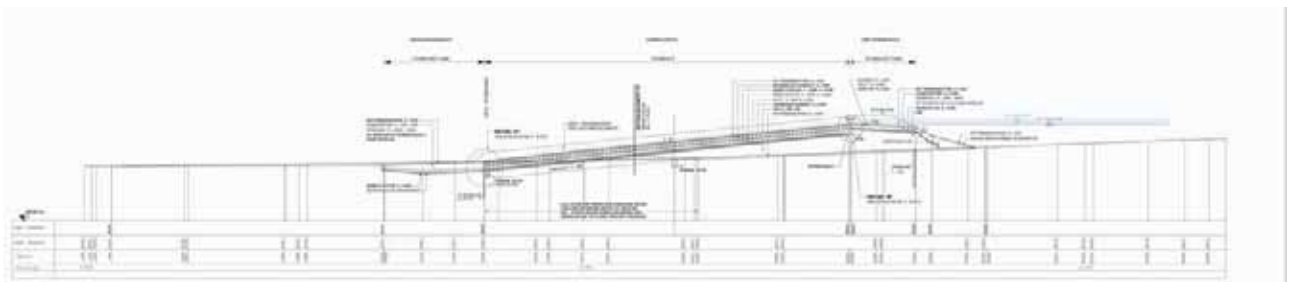
Standort/Einzugsgebietsgröße	Stadt Degernfelden im Einzugsgebiet des Waidbaches / 8,7 km <sup>2</sup>		
Baujahr	1999		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub>	16,70 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	26,70 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,90 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 30 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 10		
Höhe des Damms über der Talsohle	12,30 m		
Hochwasserschutzraum	60.000 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das HRB Waidbach befindet sich nordwestlich der Ortslage Degernfelden. Der gegliederte Damms des Trockenbeckens ist teilweise überströmbare ausgebildet und hat eine maximale Dammhöhe von etwa 12,3 m über der Talsohle.</p> <p>Die Hochwasserentlastung erfolgt über die mit 1:10 geneigte, luftseitige Böschung der Dammscharte. Da beim zeitgleich durchgeführten Autobahnausbau geeignetes Felsabbruchmaterial vorhanden war, wurde die Dammscharte mit einem etwa 1m mächtigen Steinsatz in Lockerbauweise hergestellt. Unterhalb des Deckwerkes wurde ein ca. 1,0m filterstabiler Unterbau eingebracht. Um einen zusätzlichen Verbund der einzelnen Steine zu erreichen, wurde die Steine punktuell mit Beton verklammert. Zusätzlich wurde am Fußpunkt der Dammscharte eine Fußpunktsicherung in Form einer Spundwand eingebracht. Da es sich um ein selbsttragendes Deckwerk handelt, wurden keine Querriegel eingebracht.</p> <p>Um eine gleichmäßige Beaufschlagung der Dammscharte zu gewährleisten wurde auf der luftseitigen Dammschartenkronen ein horizontaler Ortbetonriegel eingebracht.</p> <p>Hinsichtlich der Begrünung der Dammscharte wurde vorgesehen, die Fugen mit Mutterboden zu verfüllen. Der Waidbach wird durch einen geschlossenen Stollen mit der Nennweite DN 1800 geführt.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	Die Hochwasserentlastungsanlage sprang bisher noch nicht an, so dass keine Erfahrungen beim Überströmen vorliegen.		
<b>Zuständige Behörde</b>	Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein/Hochrhein, Bereich Waldshut	<b>Planer</b> Büro Zink Ingenieure	 <small>Postfach 44 77884 LAUF · Poststr. 1 ☎ 0 78 41 / 703 - 0 Fax 0 78 41 / 703 - 80</small>



## Lageplan



## Schnitt Hochwasserentlastung

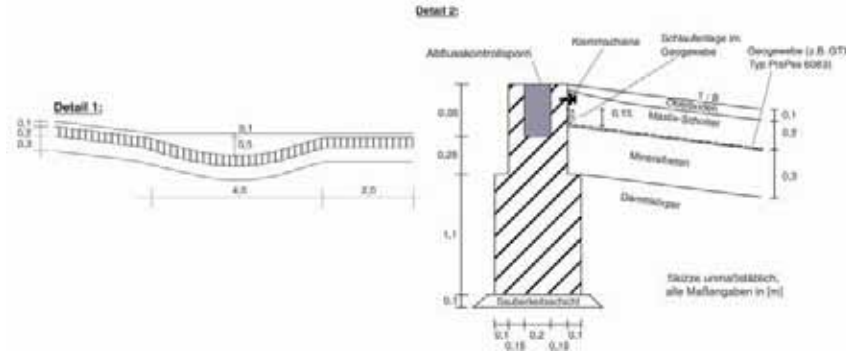
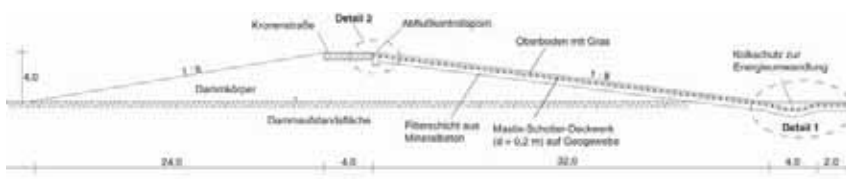


## Fertig geschütteter Damm mit Oberbodenanddeckung



### Nr. 15: Hochwasserrückhaltebecken Mönchzell/Zweckverband Elsenz-Schwarzbach

Standort/Einzugsgebietsgröße:	Meckesheim-Mönchzell, Rhein-Neckar-Kreis, im Einzugsgebiet des Lobbaches / ca. 20,4 km <sup>2</sup>		
Baujahr:	2003 / 2004		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 1986)</b>			
HQ <sub>100</sub> (ohne Becken)/	24,13 m <sup>3</sup> /s /		
HQ <sub>100</sub> (mit Becken)	8,90 m <sup>3</sup> /s		
BHQ <sub>HWEA</sub>	44,55 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,405 m <sup>3</sup> /sm (unter Berücksichtigung von Windstau)		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 110 m		
luftseitige Damrneigung	1 : 8 (im Bereich der Hochwasserentlastung)		
Höhe des Damms über der Talsohle:	4,25 m		
Hochwasserschutzraum:	101.200 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken Mönchzell am Lobbach liegt nordwestlich der Gemeinde Mönchzell, einem Ortsteil von Meckesheim im Kraichgau. Der Dammkörper des Trockenbeckens ist homogen aufgebaut. Die Höhe der Dammkrone beträgt 4,25 m über der Talau.</p> <p>Der Damm ist mit einer 110 m langen Überströmstrecke versehen. Die luftseitige Dammböschung ist im Bereich der Überströmstrecke mit 1 : 8 geneigt und wird im Bemessungsfall mit 405 l/(sm) überströmt. Die Böschungssicherung besteht aus einem 0,2 m mächtigen Deckwerk aus Mastix-Schotter auf einer Filterschicht. Die Abflusskontrolle erfolgt durch einen Kontrollsporn auf der luftseitigen Dammkrone.</p> <p>Die ökologische Durchgängigkeit wird durch das offene Durchlassbauwerk aus Stahlbeton gewährleistet. Das Bachbett ist durchgehend mit natürlichem Sohlssubstrat gestaltet.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen:</b>	Die Hochwasserentlastungsanlage sprang bisher noch nicht an, so dass keine Erfahrungen beim Überströmen vorliegen.		
<b>Zuständige Behörde:</b>	Gewässerdirektion Nördlicher Oberrhein, Bereich Heidelberg	<b>Planer:</b> Ingenieurbüro E. Willaredt, Sinsheim	



## Nr. 16: Regenrückhaltebecken Schloßpark in Hemmingen der Gemeinde Hemmingen

Standort/Einzugsgebietsgröße:	Landkreis Ludwigsburg im Einzugsgebiet des Gaichelgrabens		
Baujahr:	2004		
<b>Angaben zum Bauwerk (Bemessung nach DIN 19700, 2004)</b>			
HQ <sub>5</sub>	2,9 m <sup>3</sup> /s		
HQ <sub>1000</sub>	12,9 m <sup>3</sup> /s		
BHq <sub>HWEA</sub>	ca. 0,38 m <sup>3</sup> /sm		
Kleinste Breite des überströmbaren Dammbereichs	ca. 34 m		
Neigung des überströmbaren Dammbereichs	1 : 5,5		
Höhe des Damms über der Talsohle:	2,30 m		
Hochwasserschutzraum:	4200 m <sup>3</sup>		
<b>Beschreibung</b>	<p>Das Hochwasserrückhaltebecken Schloßpark befindet sich nördlich der Ortslage Hemmingen im Landkreis Ludwigsburg. Der mit Erdbeton geschüttete Damm ist überströmbär ausgebildet und hat eine max. Dammhöhe von ca. 2,30 m über der Talsohle.</p> <p>Im Bereich des Überlaufs beträgt die Böschungsneigung 1:5,5. Der mittels einer Bodenfräse mit Zement und Weißfeinkalk durchmischte Boden wurde lageweise in den Damm eingebaut. Zur Verhinderung der Erosion im Bereich des Böschungsfußes und zur Energieumwandlung wurde eine Mulde mit verfestigtem Boden ausgebildet. Im Damm wurde ein Schieberschacht eingebaut, der Schieber ist so eingestellt, dass die Wassermenge auf ca. 1,9 m<sup>3</sup>/s gedrosselt wird.</p> <p>Damit der Hochwasserabfluss gleichmäßig über den Damm abgeführt wird, wurde die Hochwasserentlastung als nachjustierbare gerade Kante mit Hochbordsteinen, die in U-Steinen versetzt sind, hergestellt. Die Länge der Überlaufschwelle beträgt ca. 34 m. Im Bereich des Überlaufes wurde ein höherer Bindemittelgehalt verwendet. Die Bachsohle des Gaichelgrabens wurde naturnah gestaltet und umgebaut. Um die ökologische Durchgängigkeit zu gewähren, wurde eine Verrohrung durch den Damm mit Einbau eines Sohlsubstrates vorgenommen.</p> <p>Ursprünglich war eine Rampe mit Befestigung durch Wasserbausteinen vorgesehen, die aber durch die Lage am Schloßpark aus optischen Gründen nicht zur Ausführung kam. Das Pilotprojekt wurde wissenschaftlich durch das Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart IGS betreut.</p>		
<b>Bisherige Erfahrungen</b>	Die Hochwasserentlastungsanlage sprang bisher noch nicht an, so dass keine Erfahrungen beim Überströmen vorliegen.		
<b>Zuständige Behörde:</b>	Gewässerdirektion Neckar, Bereich Besigheim	<b>Planer:</b> Ingenieurbüro Klinger und Partner GmbH	



Überlauf 1 : 5.5



Überlaufschwelle

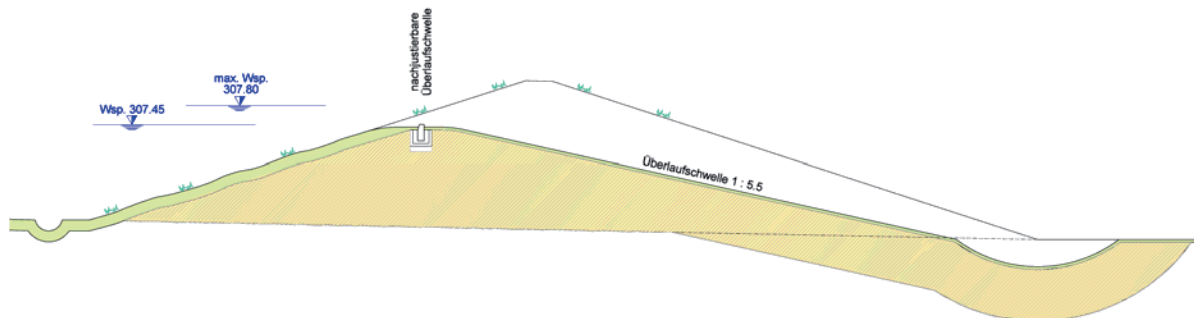


Bodenaufbereitung mit Zement und Weißfeinkalk

### Lageplan



### Schnitt





## Definition der verwendeten Parameter

Formelzeichen	Einheit	Beschreibung
b	[m]	Breite des überströmbaren Dammbereichs (ohne Böschungen)
BHQ	[m <sup>3</sup> /s]	Bemessungshochwasserabfluss
BHq	[m <sup>3</sup> /sm]	spezifischer Bemessungshochwasserabfluss
A <sub>50</sub>	[-]	Abstandsverhältnis zweier Böden bei 50% Siebdurchgang
A <sub>50,vorh.</sub>	[-]	vorhandenes Abstandsverhältnis bei 50% Siebdurchgang
A <sub>50,zul.</sub>	[-]	zulässiges Abstandsverhältnis bei 50% Siebdurchgang
c <sub>fy</sub>	[-]	dynamischer Kraftbeiwert
d <sub>10</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser bei 10% Siebdurchgang
d <sub>10,B</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser der Basis bei 10% Siebdurchgang
d <sub>10,F</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser des Filters bei 10% Siebdurchgang
d <sub>15,B</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser der Basis bei 15% Siebdurchgang
d <sub>15,F</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser des Filters bei 15% Siebdurchgang
d <sub>50</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser bei 50% Siebdurchgang
d <sub>50,B</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser der Basis bei 50% Siebdurchgang
d <sub>50,F</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser des Filters bei 50% Siebdurchgang
d <sub>60</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser bei 60% Siebdurchgang
d <sub>60,B</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser der Basis bei 60% Siebdurchgang
d <sub>60,F</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser des Filters bei 60% Siebdurchgang
d <sub>85,B</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser der Basis bei 85% Siebdurchgang
d <sub>100</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser bei 100% Siebdurchgang
d <sub>D</sub>	[m]	Stärke des Deckwerks
d <sub>F</sub>	[m]	Stärke der Filterschicht
d <sub>M</sub>	[m]	Stärke der Mutterbodenschicht
D <sub>s</sub>	[m]	Dicke des Einzelsteins bzw. des Deckwerks beim Steinsatz
E	[N]	Erddruckkraft auf das betrachtete Deckwerkselement
F	[N/m]	Kraft auf den Querriegel
F <sub>SD</sub>	[N/m]	Strömungskraft im Deckwerk
F <sub>SD,F</sub>	[N/m]	Strömungskraft in der Filterschicht
Fr	[-]	Froudezahl
g	[m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung



Formelzeichen	Einheit	Beschreibung
$H'$	[N/m]	Hangabtriebskraft des Deckwerks unter Auftrieb
$H'_F$	[N/m]	Hangabtriebskraft der Filterschicht unter Auftrieb
$H_{\text{dyn}}$	[N/m]	hangabwärts gerichteter Kraftanteil aus hydrodynamischen Druckschwankungen
$h_{\text{ü}}$	[m]	Überfallhöhe
$l_0$	[-]	Sohlgefälle
$K$	[-]	Formfaktor der Steine
$k$	[m]	hydraulische Rauheit
$k_f$	[m/s]	Durchlässigkeit des Bodens
$k_{\text{max}}$	[m]	Abstand der Steinspitzenebene zur Ebene des geringsten Hohlraumanteils
$k_{\text{st}}$	[m <sup>1/3</sup> /s]	Rauheitsbeiwert nach Strickler
$K_x$	[-]	hydrodynamischer Vorfaktor für böschungparallele Strömungskräfte
$K_x^*$	[-]	hydrodynamischer Vorfaktor für böschungparallele Strömungskräfte
$K_y$	[-]	hydrodynamischer Vorfaktor für Strömungskräfte senkrecht zur Böschung
$K_y^*$	[-]	hydrodynamischer Vorfaktor für Strömungskräfte senkrecht zur Böschung
$L$	[m]	Länge der gesamten Fußsicherung
$L_1$	[m]	Länge der muldenförmigen Fußsicherung
$L_2$	[m]	Länge der horizontalen Fußsicherung
$L_s$	[m]	Länge des Einzelsteins beim Steinsatz
$m$	[-]	Neigung der luftseitigen Dammböschung
$n$	[-]	Porenanteil
$N'$	[N/m]	Normalkraft des Deckwerks unter Auftrieb
$N_{\text{dyn}}$	[N/m]	entgegen die Normalkraft gerichteter Kraftanteil aus hydrodynamischen Druckschwankungen
$Q$	[m <sup>3</sup> /s]	Abfluss
$q$	[m <sup>3</sup> /sm]	spezifischer Abfluss
$q_D$	[m <sup>3</sup> /sm]	durch das Deckwerk abfließender Anteil am spezifischen Abfluss
$q_{\text{ü}}$	[m <sup>3</sup> /sm]	über dem Deckwerk abfließender Anteil am spezifischen Abfluss
$R$	[-]	Anzahl der Steine pro m <sup>2</sup>
$r_{\text{hy,D}}$	[m]	ideeller hydraulischer Radius im Deckwerk
$t$	[m]	Tiefe der Fußsicherung
$T_{\text{res}}$	[N/m]	Reibungskraft in der Gleitfuge

Formelzeichen	Einheit	Beschreibung
$T_w$	[N/m]	Schubkraft aus Überströmung
$U$	[-]	Ungleichförmigkeitszahl
$U_B$	[-]	Ungleichförmigkeitszahl der Basis
$U_F$	[-]	Ungleichförmigkeitszahl des Filters
$v_D$	[m/s]	Fließgeschwindigkeit im Deckwerk
$v_m$	[m/s]	mittlere Fließgeschwindigkeit auf dem Deckwerk
$y$	[m]	Abflusstiefe
$y_{gr}$	[m]	Grenzabflusstiefe
$y_N$	[m]	Normalabflusstiefe
$Z_{H1}$	[m ü. NN]	Hochwasserstauziel im Hochwasserbemessungsfall 1
$Z_{H2}$	[m ü. NN]	Hochwasserstauziel im Hochwasserbemessungsfall 2
$\alpha$	[°]	Neigungswinkel der luftseitigen Dammböschung
$\Delta L$	[m]	Länge des betrachteten Deckwerksabschnitts
$\Phi$	[-]	Rauheitsparameter
$\gamma'_D$	[N/m <sup>3</sup> ]	Wichte des Deckwerks unter Auftrieb
$\gamma'_F$	[N/m <sup>3</sup> ]	Wichte der Filterschicht unter Auftrieb
$\gamma_s$	[N/m <sup>3</sup> ]	Wichte der Deckwerkssteine
$\gamma_w$	[N/m <sup>3</sup> ]	Wichte des Wassers
$\eta_A$	[-]	Auftriebssicherheitsbeiwert
$\eta_{Ds}$	[-]	Sicherheitsbeiwert Deckwerk
$\eta_G$	[-]	Gleitsicherheitsbeiwert
$\varphi'$	[°]	Reibungswinkel in der Gleitfuge
$\kappa$	[-]	Formfaktor
$\lambda$	[-]	Reibungsbeiwert
$\lambda_D$	[-]	Reibungsbeiwert des Deckwerks
$\mu$	[-]	Überfallbeiwert
$\rho'_D$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Deckwerks unter Auftrieb
$\rho_s$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte der Deckwerkssteine
$\rho_w$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Wassers
$\rho_{wa}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Wasser-Luft-Gemischs
$\sigma$	[-]	Luftgehaltsparemeter
$\zeta$	[-]	Korrekturfaktor

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Damm mit Freibord und überströmbarer Damm ohne Freibord im Vergleich.....	6
Abbildung 2: Hochwasserschutz-Strategie in Baden-Württemberg.....	7
Abbildung 3: Prinzipskizzen eines teilweise (Dammscharte) und eines vollständig überströmbar Damms .....	8
Abbildung 4: Prinzipskizzen für ein selbsttragendes und ein nicht selbsttragendes Deckwerk.....	11
Abbildung 5: Prinzipskizze Steinsatz.....	12
Abbildung 6: Teilweise überströmbarer Dammbereich (Dammscharte) als Steinsatz am HRB Ell- bach des Wasserverbands Sulm.....	13
Abbildung 7: Prinzipskizze Steinschüttung.....	13
Abbildung 8: Steinschüttung am HRB Haager Tal des Zweckverbands Hochwasserschutz Ein- zugsbereich Elsenz-Schwarzbach.....	14
Abbildung 9: Prinzipskizze Geogittermatratze.....	14
Abbildung 10: Geogittermatratzen als Ufersicherung.....	15
Abbildung 11: Mastix-Schotter-Deckwerk am HRB Mönchzell bei Meckesheim des Zweckverbands Hochwasserschutz Einzugsbereich Elsenz-Schwarzbach vor der Begrünung.....	15
Abbildung 12: Bohrkern aus einem begrünten Mastix-Schotter-Deckwerk (auf Geogewebe) .....	16
Abbildung 13: Verbundene Rasengittersteine in einer Kiprinne im Labor .....	17
Abbildung 14: Prinzipskizzen von überströmbar Dammquerschnitten (Bodenverfestigung).....	17
Abbildung 15: Durch Bodenverfestigung überströmbarer Damm am Beispiel des RRB Hemmingen..	18
Abbildung 16: Schlaufenlösung für überströmbare Dämme.....	19
Abbildung 17: Geogewebeschläuche für überströmbare Dämme.....	19
Abbildung 18: Definition der einzelnen Dammbereiche.....	20
Abbildung 19: Exfiltration, Infiltration und vollständige Aufsättigung infolge Durch- und Überströ- mung.....	21
Abbildung 20: Zusammenstellung von Filterkriterien zur Bestimmung der Kornverteilung der Filter- schicht .....	23
Abbildung 21: Prinzipskizze zur Konstruktion der Überlaufschwelle .....	24
Abbildung 22: Ausführungsbeispiel einer in Betonfundamenten versetzten Überlaufschwelle .....	25
Abbildung 23: Prinzipskizze einer befahrbaren Dammscharte (Längsschnitt) .....	25
Abbildung 24: Prinzipskizzen für Fußsicherungen .....	27
Abbildung 25: Empfohlene Freibordmaße im hydraulischen Querschnitt eines überströmbar Dammbereichs .....	28
Abbildung 26: Querschnitt eines überströmbar Dammbereichs mit glatter bzw. rauer Böschungs- oberfläche.....	32
Abbildung 27: Definitionsskizze zu den geometrischen Kenngrößen eines Steinsatzes .....	33

Abbildung 28: Versagensmechanismen beim Steinsatz .....	34
Abbildung 29: Kräfte und geometrische Größen für den Gleitsicherheitsnachweis .....	36
Abbildung 30: Steinsatz mit Querriegeln am HRB Kohlbach.....	37
Abbildung 31: Definitionsskizze zu den geometrischen Kenngrößen einer Steinschüttung.....	39
Abbildung 32: Kornverteilungskurven der Schüttsteinklassen 0 bis V (Bundesanstalt für Wasserbau, 1993) .....	40
Abbildung 33: Einzelelement eines hangparallel durch- und überströmten Mastix-Schotter-Deckwerks (nach Larsen et al., 1986) .....	46
Abbildung 34: Grenzbelastung für ein Mastix-Schotter-Deckwerk bei Normalabflussbedingungen abhängig von der Böschungsneigung und dem Reibungswinkel (Deckwerksstärke $d_D = 20$ cm).....	48
Abbildung 35: Grenzbelastung für ein Mastix-Schotter-Deckwerk bei Normalabflussbedingungen abhängig von der Böschungsneigung und der Deckwerksstärke (Reibungswinkel $\varphi' = 25^\circ$ ).....	49
Abbildung 36: Prinzipskizze zur Gestaltung der Fußsicherung bei einem Deckwerk aus Mastix-Schotter .....	50
Abbildung 37: Einzelelement eines hangparallel durch- und überströmten Rasengittersteindeckwerks .....	52
Abbildung 38: Suffosion, Kontakterosion, rückschreitende Erosion, Oberflächenerosion (nach DVWK-Merkblatt 210/1986).....	53
Abbildung 39: Körnungsbereiche für Bodenstabilisierungen mit Kalk und Zement (nach Floss, 1997) .....	54
Abbildung 40: Rückverhängen der geogitterummantelten Steinmatratze über die Dammkrone.....	58
Abbildung 41: Rückverankern der geogitterummantelten Steinmatratze in den Dammkörper.....	59
Abbildung 42: Loses Auflegen der Steinmatratzen auf die luftseitige Böschungsfläche .....	59
Abbildung 43: Ausführung des Mastix-Schotter-Deckwerks an der Überlaufschwelle (Detailansicht) .	60
Abbildung 44: Bestandteile des Mastix-Schotters .....	62
Abbildung 45: Ausführung des Randbereichs einer Überströmstrecke mittels Blocksteinen .....	63
Abbildung 46: Verlegung eines vorgefertigten Deckwerksystems aus verbundenen Rasengittersteinen .....	65
Abbildung 47: Bodenfräse (im Zug mit Wasservorratstank) .....	66
Abbildung 48: Überströmbarer Damm hergestellt durch Bodenverfestigung am RRB Hemmingen ....	67

## Bildnachweis

Universität Stuttgart, IWB:	Abbildungen 1,3 bis 10, 14,18, 19, 20 (nach Terzaghi, Christin/Ziems), 21 bis 32, 39 (nach Floos), 40 bis 42
Universität Stuttgart, IGT:	Abbildungen 15, 47, 48
Universität Karlsruhe IWK:	Abbildung 11, 16, 17, 33 bis 37
Universität Karlsruhe IBF:	Abbildung 12,13, 43 bis 46
Firma Tensar International, Bonn:	Abbildung 10
DVWK	Abbildung 38 (Merkblatt 210/1986)
Ministerium für Umwelt und Verkehr BW:	Abbildung 2

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Dimensionierung der Fußsicherung für Neigungen 1:6 bis 1:9 .....	50
Tabelle 2:	Dimensionierung der Fußsicherung für Neigungen 1:10 bis 1:12 .....	51
Tabelle 3:	Rezeptur des Mastix-Schotters mit Anforderungen und Nachweisen .....	61
Tabelle 4:	Instandhaltungsplan nach DVWK-Merkblatt 202/1991 .....	68

## Literaturverzeichnis

- BIEBERSTEIN, A.; QUEISSER, J.; BERNHART, H. H.; WÖRSCHING, H. (2004): „Überströmbare Dämme – Landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg“. Schlussbericht zu den Forschungsprojekten BWT 22004 und BWC 20005
- BIEBERSTEIN, A.; BRAUNS, J.; KAST, K. (1997): „Überströmbare Hochwasserschutzdämme in Sonderbauweise“. Geotechnik-Sonderheft 1997, DGGT
- BRAUNS, J.; BIEBERSTEIN, A.; BERNHART, H.H. (1999): „Überströmbare Dämme“. Studie im Auftrag der LfU Baden-Württemberg, Universität Karlsruhe (TH)
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (Hrsg.) (1993): „Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG)“, Karlsruhe
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (Hrsg.) (1989): „Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen (MAK)“, Karlsruhe
- BUNDESMINISTER FÜR VERKEHR (Hrsg.) (2003): „Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine (TLW)“. Bonn
- DIN 19700-10 (2004): „Stauanlagen - Teil 10: Gemeinsame Festlegungen“, Beuth Verlag, Berlin
- DIN 19700-11 (2004): „Stauanlagen - Teil 11: Talsperren“, Beuth Verlag, Berlin
- DIN 19700-12 (2004): „Stauanlagen - Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken“, Beuth Verlag, Berlin
- DIN 19712 (1997): „Flussdeiche“, Beuth Verlag, Berlin
- DVWK (1991): „Hochwasserrückhaltebecken“. DVWK-Merkblatt 202/1991, 2. erw. Auflage, Verlag Paul Parey, Hamburg
- DVWK (1989): „Wahl des Bemessungshochwassers“. DVWK-Merkblatt 209/1989, Verlag Paul Parey, Hamburg
- DVWK (1986): „Flussdeiche“. DVWK-Merkblatt 210/1986, Verlag Paul Parey, Hamburg
- DVWK (1992): „Anwendung von Geotextilien im Wasserbau“. DVWK-Merkblatt 221/1992, Verlag Paul Parey, Hamburg/Berlin
- ELSKENS, F. (1995): „Protecting Overflow Dikes for Controlled Flood Areas in Belgium“. PIANC Conference on Inland Waterways and Flood Control, Brussels, Belgium
- FLOSS, R. (1997): „ZTVE – Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau“. 2. Auflage, Kirschbaum Verlag, Berlin
- KEULEGAN, G. H. (1938): „Laws of turbulent flows in open channels“. Journal of research of the national bureau of standards, Vol. 21, Research paper RP1151, S. 707 – 741
- KUHN, R. (1971): „Erprobung von Deckwerken durch Schiffahrtsversuche“. Wasserwirtschaft 3
- LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN WÜRTTEMBERG (Hrsg.) (1997): „Dammscharten in Lockerbauweise“. Karlsruhe
- LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (Hrsg.) (2003): „Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flussdeiche“. Fachtagung zum BW-Plus Forschungstransfer, Beitragsband (unveröffentlicht)

- 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)
- MARTINS, R. (1991): „Rockfill spillway: A way of increasing flood discharge capacity.“ Proceedings of the international conference on water power and dam construction, Florence
- RATHGEB, A.; WESTRICH, B. (1996): „Bemessungsgrundlagen und Gestaltungsvorschläge für überströmbare Dämme“. Technischer Bericht TB 96/28 (VA12), Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart
- RATHGEB, A. (2001): „Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbareren Erddämmen“. Dissertation, Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart
- SCHEUERLEIN, H. (1968): „Der Rauherinneabfluss“ Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Universität München, Oskar von Miller Institut, Bericht Nr. 14
- SCHÖNIAN, E. (1999): „The Shell Bitumen Hydraulic Engineering Handbook“. ISBN 0953588505
- SIEBEL, R.; VERMEER, P. A.; WESTRICH, B.; ZWESCHPER, B. (2003): „Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrdämmen“. Schlussbericht zum BWPLUS-Forschungsprojekt BWC 20004
- SIEBEL, R.; VERMEER, P. A.; WESTRICH, B.; ZWESCHPER, B. (2004): „Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentrale Hochwasserrückhaltebecken“. Schlussbericht zum BWPLUS-Forschungsprojekt BWT 22005
- SIEBEL, R.; WESTRICH, B.; ZWESCHPER, B. (2003): „Überströmbare Erddämme und Deiche – Erosions-sichere Deckwerke, Bodenverfestigung, Bemessungsgrundlagen“. In: Hermann, R. A.; Jensen, J. (Hrsg.): „Notsicherung von Dämmen und Deichen – Handbuch für Theorie und Praxis“, Universitätsverlag Siegen – universi 2003, ISBN 3 936533 09-1
- WESTRICH, B.; RATHGEB, A. (2002): „Hydrodynamische und geotechnische Bemessungsansätze für Hochwasserschutzdämme und -deiche“. Tagungsband 12. Donau-Europäische Konferenz, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Passau, 2002, S. 201 – 206
- WESTRICH, B.; RATHGEB, A.; SALDEN, D. (1997): „Bemessungsgrundlagen für Dammscharten zur Hochwasserentlastung an Rückhaltebecken“. in: Wasserwirtschaft 87, Heft 4. S. 200-204
- WESTRICH, B.; RATHGEB, A. (1998): „Hydrodynamic loading and stability of rockfill spillways“. Congress of the International Commission on Large Dams (ICOLD). Barcelona/ Spanien, Proceedings Vol. 2, pp. 1171-1178