

Baden-Württemberg
Programm Lebensgrundlage Umwelt
und ihre Sicherung (BWPLUS)

**NEUE NATURNAHE BAUWEISEN FÜR ÜBERSTRÖMBARE DÄMME
AN DEZENTRALEN HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN UND
ERPROBUNG VON ERKUNDUNGSMETHODEN
ZUR BEURTEILUNG DER SICHERHEIT VON ABSPERRDÄMMEN**

Projektleitung:
Institut für Wasserbau
Prof. Dr.-Ing. habil. B. Westrich

Kooperation:
Institut für Geotechnik
Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer

Sachbearbeitung:
Dipl.-Ing. R. Siebel

Sachbearbeitung:
Dipl.-Ing. B. Zweschper

Universität Stuttgart
Institut für Wasserbau

Förderkennzeichen: BWC 20004

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

April 2003

Inhaltsverzeichnis:

1. Einführung	5
2. Erosionssichere Lockerdeckwerke.....	9
2.1. Allgemeines	9
2.2. Steinsatz.....	10
2.2.1. Allgemeines	10
2.2.2. Erosion eines Einzelsteins	11
2.2.3. Abgleiten des gesamten Deckwerks	14
2.3. Steinschüttungen.....	16
2.3.1. Allgemeines	16
2.3.2. Versuche und Versuchsprogramm.....	16
2.3.3. Erosion eines Einzelsteins	22
2.3.4. Abgleiten des gesamten Deckwerks	29
2.4. Geogitterummantelte Steinmatratzen	31
2.4.1. Allgemeines	31
2.4.2. Versuche und Versuchsprogramm.....	35
2.4.3. Verformungen.....	38
2.4.4. Abgleiten des gesamten Deckwerks	40
3. Bodenstabilisierung.....	44
3.1. Allgemeines	45
3.2. Versagensarten und Bodenerosion.....	46
3.2.1. Innere Erosion.....	46
3.2.2. Oberflächenerosion.....	48
3.3. Bindemittel und deren Wirkungsweise.....	49
3.3.1. Feinkalke und Kalkhydrate.....	50
3.3.2. Hydraulische und hochhydraulische Kalke	51
3.3.3. Zemente	51

3.4. Eignungsanforderungen	53
3.4.1. Eignung der Böden für Stabilisierungen.....	53
3.4.2. Allgemeine Anforderungen an Dammschüttmaterialien	54
3.4.3. Erosionsbeständigkeit	55
3.4.4. Witterungs- und Frostbeständigkeit.....	55
3.5. Durchgeführte Untersuchungen und Ergebnisse	58
3.5.1. Versuchsboden.....	58
3.5.2. Bindemittel	60
3.5.3. Erosionsversuche	62
3.5.4. Materialeignungstests	68
3.6. Praktische Umsetzbarkeit	72
4. Erprobung von Erkundungsmethoden	74
4.1. Allgemeines	74
4.2. Das Temperatursondierversfahren	74
4.3. Durchgeführte Messungen.....	76
5. Zusammenfassung und Ausblick	79
6. Literatur.....	80

1. Einführung

Die Hochwässer der letzten Jahre in Deutschland, mit zum Teil verheerenden Auswirkungen für Mensch und Umwelt, unterstreichen die Notwendigkeit der Ausweisung von Überschwemmungsgebieten (z. B. Polderanlagen) und des Baus von Hochwasserrückhaltebecken als zwei der wichtigsten Bestandteile des Hochwasserschutzes (SIEBER 2003, AIGNER/CARSTENSEN/HORLACHER/LATTERMANN 2003). Ziel dabei ist es, die naturräumlich vorgegebenen Retentionspotenziale möglichst umweltschonend zu aktivieren. Eine dezentrale Anordnung mehrerer kleiner, räumlich verteilter Hochwasserrückhaltebecken anstelle eines großen Beckens, hat dabei nicht nur den Vorteil, dass der Hochwasserschutz flächendeckend in die oberen Einzugsgebiete verlagert wird, sondern auch, dass die Dammhöhen auf 3 m bis 5 m beschränkt werden können, was der Einbindung der Bauwerke in die Natur aus ästhetischen Gründen entgegen kommt.

Die Damm- bzw. Deichhöhe lässt sich durch die Ausführung von komplett oder zumindest teilweise überströmbaren Dämmen bzw. Deichen weiter reduzieren. Hierbei wird auf eine oftmals aufwändige und unschöne Betonkonstruktion zur Hochwasserentlastung (Abb. 1) verzichtet und das Wasser beim Übersteigen des Bemessungswasserspiegels über die Dammkrone und die luftseitige Dammböschung hinweg in den Bereich unterhalb des Dammes geleitet. Ein Freibord kann somit entfallen, was sich zumindest bei einem großen Verhältnis von Freibord zu Dammhöhe in der Dammkubatur und somit bei den Kosten für die Baumaßnahme bemerkbar macht (Abb. 2). Im Vergleich zu den meisten konventionellen Hochwasserentlastungsanlagen (Hangseitenentlastung, Schachtüberfall o. dgl.) ist zudem ein überströmbarer Damm bzw. ein überströmbarer Dammabschnitt hydraulisch überlastbar, d. h. die Abflusskapazität solcher Entlastungsanlagen steigt mit dem Wasserspiegelanstieg erheblich.



Abb. 1: Hochwasserentlastungsanlage ausgeführt als Hangseitenentlastung

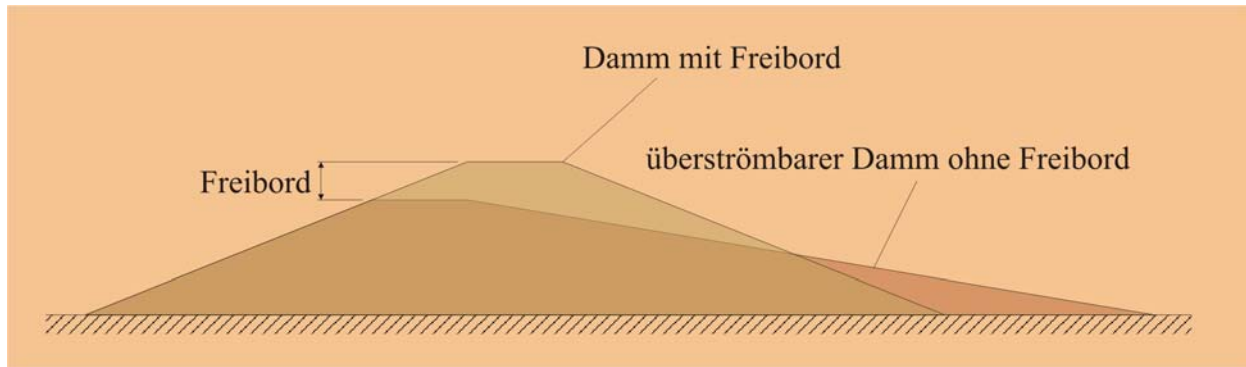


Abb. 2: Dammkubatur bei Damm mit Freibord und bei überströmbarer Damm

Überströmbare Dämme und Deiche können zum überwiegenden Teil aus natürlichen Baustoffen wie Bodenmaterial und Steinen hergestellt werden, was die Einbindung der Dämme in die Natur nach landschaftsgestalterischen Aspekten weiter erleichtert. Eines der wesentlichen gestalterischen Elemente beim Bau von überströmbar Dämmen und Deichen sollte die Begrünung der Dammböschungen sein, also auch die Begrünung der luftseitig angeordneten Überlaufstrecken.

Vergangene Hochwasserereignisse, bei denen Dämme und Deiche unplanmäßig überströmt wurden, sowie im Rahmen dieses Forschungsprojekts durchgeführte Versuche (SALDEN/SIEBEL/WESTRICH/ZWESCHPER 2002) haben gezeigt, dass die Erosionswirkung des überströmenden Wassers schon bei ausgesprochen geringen Abflüssen so groß ist, dass man bei Dämmen bzw. Deichen, die nicht besonders vor einer solchen Erosion geschützt werden, mit beträchtlichen Schäden bis hin zur kompletten Zerstörung des Bauwerks rechnen muss (Abb. 3). Das Versagen eines Damms bzw. Deiches mit der sich anschließend schnell ausbreitenden Flutwelle kann zudem zu einer erheblichen Gefahr für Mensch und Tier führen.



Abb. 3: Dambruch bei Gissigheim im Juni 1984

In den vergangenen Jahren sind vor allem in Baden-Württemberg vermehrt überströmbare Dämme an Hochwasserrückhaltebecken gebaut worden, die jedoch aufgrund mangelnder Kenntnisse über die Wechselwirkungen zwischen dem überströmenden Wasser und dem Damm- bzw. Deichkörper oftmals als über- oder unterbemessen angesehen werden können. Kernbestandteil des Forschungsprojekts war demzufolge, diese Wissenslücke zu schließen und die für die Planung, Bemessung und praktische Bauausführung notwendigen Bemessungsgrößen qualitativ sowie quantitativ zu erfassen, um damit zukünftige Bauvorhaben sowohl sicher als auch wirtschaftlich ausführen zu können. Zu diesem Zweck wurden an der Versuchsanstalt des Instituts für Wasserbau großmaßstäbliche Experimente durchgeführt, deren Ergebnisse im vorliegenden Bericht ausführlich dargestellt werden.

Prinzipiell kann der Schutz des Dammkörpers vor Erosion bei überströmbaren Dämmen und Deichen auf zweierlei Arten erfolgen:

1. Ein auf der luftseitigen Dammböschung angeordnetes erosionssicheres Deckwerk schützt den darunter liegenden Dammkörper vor Erosion. Dabei muss sichergestellt werden, dass das Deckwerk im Überströmungsfall aufgrund der hydrodynamischen Belastung weder in seinen einzelnen Komponenten abgetragen wird, noch auf dem Dammkörper als Ganzes abrutscht, wodurch in beiden Fällen der zu schützende Dammkörper freigelegt und somit der Erosion ausgesetzt werden würde.
2. Der Dammkörper selbst wird erosionssicher ausgeführt, was einerseits durch eine Verfestigung des (bindigen) Bodens mittels hydraulischen Bindemitteln, wie z. B. Zement oder Weißfeinkalk, erfolgen kann, andererseits durch sogenannte Verbundbauweisen, bei denen der Dammkörper beispielsweise aus sandgefüllten Geotextilschläuchen o. dgl. hergestellt wird (BERNHART/BIEBERSTEIN/BRAUNS/QUEISSER 2003). Ein Deckwerk wird bei diesen Ausführungsvarianten nicht mehr benötigt.

In dem von den Universitäten Stuttgart (Institut für Wasserbau und Institut für Geotechnik) und Karlsruhe (Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik) bearbeiteten Verbundprojekt sind die sich ergänzenden Arbeitsgebiete für die Förderperiode festgelegt. Während man sich an den beiden Instituten der Universität Karlsruhe mit den kohärenten Deckwerken und den Verbundbauweisen beschäftigte, wurden an den beiden beteiligten Instituten der Universität Stuttgart erosionssichere Lockerdeckwerke und die Bodenverfestigungsmaßnahmen untersucht. Die Erkenntnisse bezüglich Tauglichkeit, Belastbarkeit und Dauerhaftigkeit der Baustoffe und Konstruktionstechniken aus den in Stuttgart bearbeiteten Bereichen sind Gegenstand des vorliegenden Berichts.

Zusätzlich zu den Fragen, die sich im Zusammenhang mit der Überströmbarkeit von Dämmen und Deichen stellen, ist es noch erforderlich, auf die ebenfalls für die Standsicherheit ausschlaggebende innere Erosion bei bestehenden Dämmen und Deichen einzugehen, bei der durch eine Sickerströmung innerhalb des Dammkörpers Bodenmaterial ausgespült wird, was letztendlich zu einem Versagen des Bauwerks führen kann. Um solche Undichtigkeiten im Damm- bzw. Deichkörper zu detektieren wurden bislang aufwendige Bohrungen, Schürfe oder sonstige derartige Verfahren angewandt. Der Nachteil dieser Verfahren ist, dass der Damm bzw. Deich durch diese Eingriffe beschädigt wird, was unter Umständen wiederum zu einer Herabsetzung der Standsicherheit führen kann. Aufgrund der Entwicklung moderner nicht-invasiver geophysikalischer Erkundungsmethoden zur Detektion von potentiellen Leckagestellen (geohydraulische Inhomogenitäten, wie z. B. ein erhöhter Wassergehalt und/oder eine erhöhte Durchlässigkeit) kann auf solche konventionellen Verfahren inzwischen verzichtet werden.

Im Rahmen dieses Forschungsprojekts wurde für solche modernen geophysikalischen Erkundungsmethoden eine Marktsondierung durchgeführt und in Absprache mit Vertretern der Wasserwirtschaft und einer ausführenden Firma ein geeignetes Verfahren an einem bestehenden Absperrdamm getestet (Kapitel 4).

2. Erosionssichere Lockerdeckwerke

2.1. Allgemeines

Lockerdeckwerke bestehen im Gegensatz zu den kohärenten Deckwerken aus lose angeordneten Elementen, in der Regel Steine. Denkbar sind unter anderem folgende Ausführungsvarianten:

1. Steinsatz – hier werden Steine einlagig auf einer Filterkiesschicht oder einem Geotextil angeordnet (Abb. 4). Die Steine können sowohl regelmäßig als auch unregelmäßige Formen aufweisen. Zumindest bei den unregelmäßigen Steinformen erscheint eine Verfüllung der Zwickel zwischen den einzelnen Steinen sinnvoll zu sein.
2. Steinschüttungen – hier werden die Steine nicht gesetzt sondern lose auf eine Filterkiesschicht oder ein Geotextil geschüttet (Abb. 5). Die Anordnung der Steine, in meist unregelmäßiger Steinform, ist demzufolge rein zufällig. Die Schüttdicke sollte aus Stabilitätsgründen nicht unter $1,5 \cdot d_s$ liegen (d_s ... mittlerer äquivalenter Steindurchmesser, siehe Kapitel 2.2). Die obere Grenze für die Schüttdicke wird durch Wirtschaftlichkeitskriterien vorgegeben.
3. Geogitterummantelte Steinmatratzen – hier wird eine wie oben beschriebene Steinschüttung mit einem handelsüblichen Geogitter umschlossen (Abb. 5), wodurch es im Vergleich zu den Steinschüttungen nicht mehr möglich ist, dass einzelne Steine im Überströmungsfall abgetragen werden. Für die Ummantelungen der Schüttungen kommen diverse Ausführungsvarianten in Betracht, von denen die wohl wichtigsten im Kapitel 2.4 dargestellt werden.

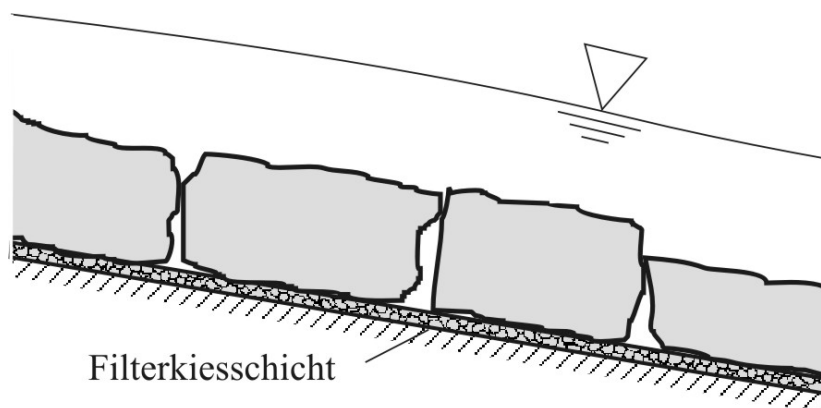


Abb. 4: Steinsatz mit regelmäßigen Steinen auf Filterkiesschicht

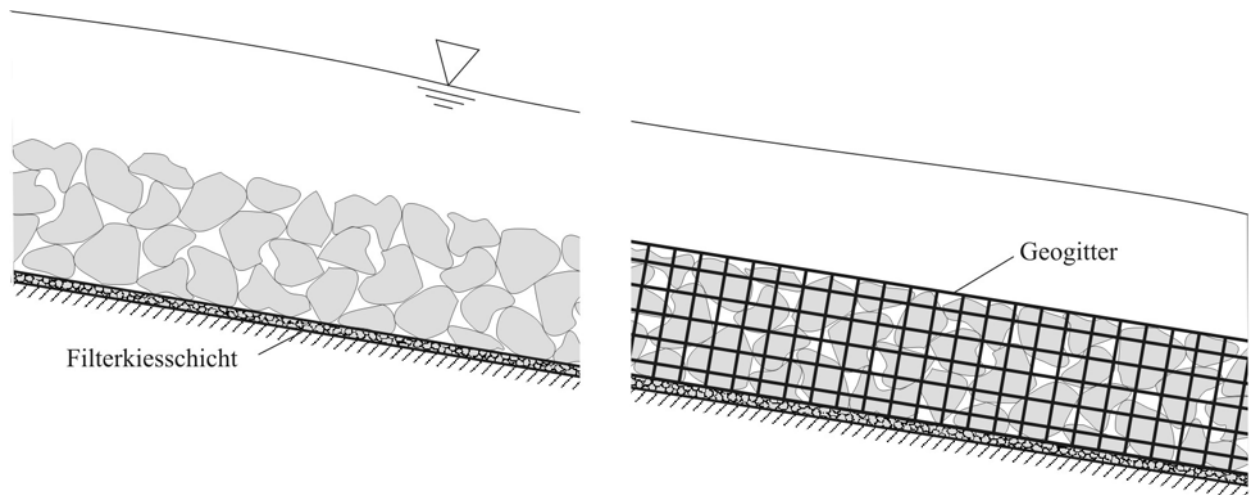


Abb. 5 Steinschüttung (links) bzw. geogitterummantelte Steinmatratze (rechts)

Auf die Untersuchungen zu den drei Ausführungsvarianten des Deckwerks wird in den folgenden Abschnitten genauer eingegangen. Der „Steinsatz“ war nicht Gegenstand der Untersuchungen in diesem Forschungsprojekt. Die im folgenden Kapitel kurz beschriebenen Bemessungsvorschläge waren Gegenstand vorausgegangener Forschungsarbeiten (WESTRICH, RATHGEB, SALDEN 1997) einschließlich einer Dissertation, die am Institut für Wasserbau fertiggestellt wurde (RATHGEB 2001). Da einige Gedanken auf dieser Arbeit aufbauen, wurde das Kapitel „Steinsatz“ dennoch mit in diesen Bericht aufgenommen und somit auch die Thematik umfassend dargestellt.

2.2. Steinsatz

2.2.1. Allgemeines

Die kraftschlüssig versetzten Steine haben die Aufgabe, die angreifenden Kräfte infolge Eigengewicht und Durch- bzw. Überströmung in den Dammkörper abzutragen. Die Kräfte aus Durch- und Überströmung werden dabei mit zunehmender Rauheit des Deckwerks größer. Bei Bemessungsabflüssen von bis zu $1 \text{ m}^3/\text{sm}$ und Neigungen der luftseitigen Böschung zwischen $I_0 = 1:4$ und $I_0 = 1:8$ treten als Abflusszustände sowohl „Strömen“ im Bereich der Dammkrone als auch „Schießen“ im unteren Bereich der Überströmstrecke auf. Bei den hier vorliegenden Neigungen und der oftmals großen Rauheit des Deckwerks kommt es im Überströmungsfall zu starken Lufteinmischungen - ein Indikator für eine starke Energieumwandlung. Diese Energieumwandlung ist erwünscht, da so dem Wasser während dem Überströmvorgang die Energie entzogen wird, welche sonst auf der Überströmstrecke und vor allem am Dammfuß zu einer starken Erosion führen kann. Diese vom Dammfußpunkt ausgehende, sogenannte „rückschreitende Erosion“, hervorgerufen durch einen Wechselsprung am Dammfuß mit hohem Energieumwandlungspotential, ist eine der häufigsten Versagensursachen bei Damnbrüchen.

Mit Hilfe von experimentellen Untersuchungen an einem mit mehreren Druckaufnehmern ausgestatteten quaderförmigen Teststein, der in ein naturähnliches Deckwerk eines großmaßstäbliche Modells eingebaut wurde, konnte ein Bemessungsansatz für die folgenden drei Versagensmechanismen (Abb. 6) erarbeitet werden :

1. Erosion eines Einzelsteins – Einzelner Stein wird aus dem Verband herausgelöst
2. Abgleiten des gesamten Deckwerks – Deckwerk gleitet als Ganzes auf der Filterschicht ab
3. Ausbrechen des Deckwerks – Starke Horizontal- und Liftkräfte im Deckwerk führen zu einem Ausbrechen mehrerer Deckwerkselemente. Da dies immer ein Überschreiten der Gleitsicherheit voraussetzt, ist diese Versagensart nicht weiter untersucht worden.

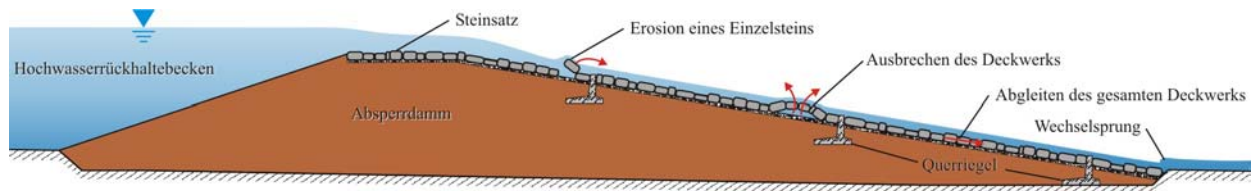


Abb. 6: Versagensmechanismen eines Deckwerks aus „Steinsatz“

Bei den durchgeführten Versuchen zeigte sich, dass die Größe der Effektivwerte der dynamischen Druckschwankungen im Überströmungsfall bis zu 100% der Größe der Mittelwerte betragen. Diese Druckschwankungen werden wesentlich von dem spezifischen Abfluss sowie den geo-metrischen Randbedingungen (Fugendicke, Versatzhöhe, Stärke der Filterkiesschicht usw.) beeinflusst. Die Effektivwerte der hydrodynamischen Kraftschwankungen wurden in einen quasistatischen Bemessungsansatz integriert, der in zwei Schritten durchgeführt wird: Nachweis der Erosionssicherheit eines Einzelsteins und Nachweis der Gleitsicherheit des gesamten Deckwerks (RATHGEB 2001). Im Folgenden wird genauer auf diese beiden Nachweise eingegangen.

2.2.2. Erosion eines Einzelsteins

Der Nachweis der Erosionssicherheit eines Einzelsteins basiert auf einem Nachweis der Auftriebsicherheit mit Berücksichtigung der hydrodynamischen Druckschwankungen. Er läuft in den folgenden Einzelschritten ab:

1. Bei im Allgemeinen vorgegebenem Bemessungsabfluss BHq und dem Sohlgefälle I_0 wird mit Hilfe eines Diagramms (Abb. 7) ein Startwert für den äquivalenten Steindurchmesser d_s

gewählt, wobei: $d_s = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot m}{\pi \cdot \rho_s}}$ (d_s ... Durchmesser einer volumengleichen Kugel [m],

m ... Masse des Steins [kg], ρ_s ... Dichte des Steins [kg/m^3])

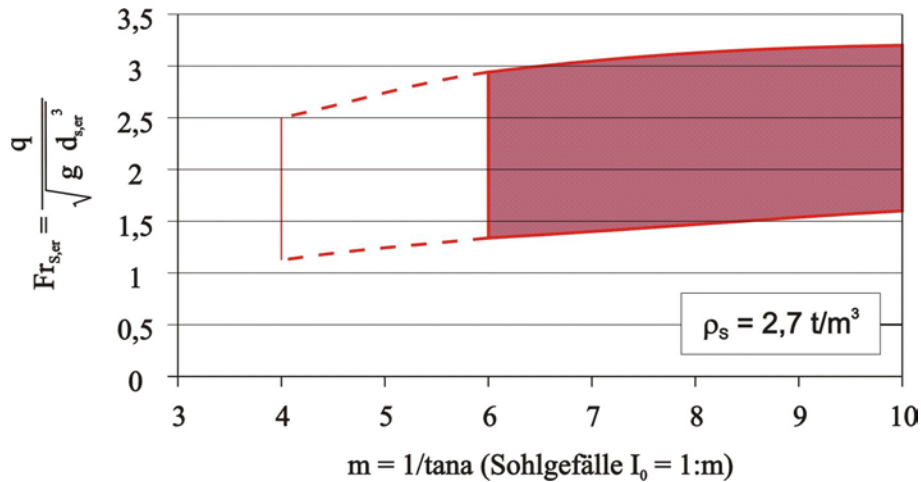


Abb. 7: Diagramm zur Bestimmung des äquivalenten Steindurchmessers d_s (RATHGEB 2001)

2. Der Nachweis der Auftriebsicherheit wird anschließend mit folgender Formel geführt. Die wichtigsten geometrischen Größen können hierfür der Abb. 8 entnommen werden:

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

- dabei sind:
- η_A Auftriebssicherheitsbeiwert [-]
 - ρ_s Dichte des Deckwerks [kg/m^3]
 - ρ_w Dichte des Wassers [kg/m^3]
 - c_{fy} dynamischer Kraftbeiwert [-]
 - v_m mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
 - g Erdbeschleunigung [m/s^2]
 - D_s mittlere Deckwerksstärke [m]
 - α Neigungswinkel der luftseitigen Dammböschung [$^\circ$]

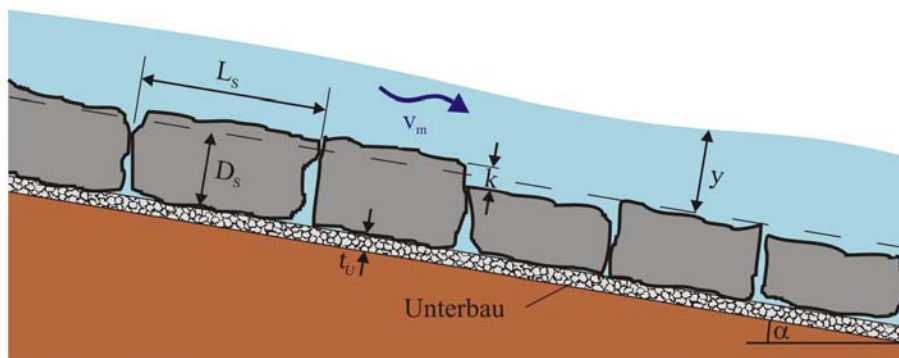


Abb. 8: Geometrische Größen bei überströmbarren Dämmen mit Steinsatz als Deckwerk

Der dynamische Kraftbeiwert c_{fy} wurde in Modellversuchen ermittelt und kann folgendermaßen abgeschätzt werden (n ... Hohlraumanteil des Deckwerks):

$c_{fy} \approx 0,3 - 0,5$ für regelmäßige, plattige Steinformen ($D_S/L_S \approx 0,3 - 0,5$; $n \approx 0,2$; $t_U/D_S \approx 0,5$)

$c_{fy} \approx 0,4 - 0,6$ für regelmäßige, kompakte Steinformen ($D_S/L_S \approx 0,8 - 1,2$; $n \approx 0,2$; $t_U/D_S \approx 0,3$)

$c_{fy} \approx 0,8$ für unregelmäßige Steinformen ($n \approx 0,35$; $t_U/D_S \approx 0,3 - 0,4$)

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

$$q = v_m \cdot y \cdot \sigma \quad (2)$$

$$\text{mit: } v_m = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8 \cdot g \cdot y \cdot \sin \alpha} \quad (3)$$

wobei für unregelmäßige Steinformen gilt:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 3,2 \cdot \log \left(\frac{1}{\sigma \cdot (0,425 + 2,025 \cdot \Phi \cdot \sin \alpha)} \cdot \frac{r_{hy}}{k} \right) \quad (\text{SCHEUERLEIN 1968}) \quad (4)$$

bzw. für regelmäßige Steinformen:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,033 \cdot \log \left(\frac{r_{hy}}{k} \right) + 1,25 \quad (\text{KEULEGAN 1938, modifiziert}) \quad (5)$$

dabei sind:

- q spezifischer Abfluss [m^3/sm]
- v_m mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
- y mittlere Abflusstiefe [m]
- σ Luftgehaltsparameter [-]
- λ Reibungsbeiwert [-]
- Φ Rauheitsparameter [-]
- α Neigungswinkel der luftseitigen Dammböschung [$^\circ$]
- r_{hy} hydraulischer Radius, hier $r_{hy} = y$ [m]
- k hydraulische Rauheit [m]

Der Luftgehaltsparameter σ kann dabei wie folgt abgeschätzt werden:

$$\sigma = \frac{\rho_{WL}}{\rho_w} = 1 - 1,3 \cdot \sin \alpha + 0,08 \cdot \frac{y}{k} \leq 1 \quad (\rho_{WL} \dots \text{Dichte des Wasser/Luft-Gemischs}) \quad (6)$$

Der Rauheitsparameter Φ wird folgendermaßen ermittelt (SCHEUERLEIN 1968):

$$\Phi = k_{\max} \cdot \sqrt{N} \quad (7)$$

mit: k_{\max} Abstand der Steinspitzenebene zur Ebene des geringsten Hohlraumgehalts,
im Allgemeinen $k_{\max} \approx 0,8 - 1,0 \cdot d_s$ [m]
 N Anzahl der Stein je m^2 Deckwerksfläche [$1/m^2$]

Die hydraulische Rauheit k ist wie folgt abzuschätzen:

$k \approx 0,24 \cdot D_s$ für regelmäßige, plattige Steinformen ($D_s/L_s \approx 0,3 - 0,5$; $n \approx 0,2$; $t_U/D_s \approx 0,5$)
 $k \approx 0,15 \cdot D_s$ für regelmäßige, kompakte Steinformen ($D_s/L_s \approx 0,8 - 1,2$; $n \approx 0,2$; $t_U/D_s \approx 0,3$)
 $k \approx 0,33 \cdot D_s$ für unregelmäßige Steinformen ($n \approx 0,35$; $t_U/D_s \approx 0,3 - 0,4$)

Am Ende der Berechnung erhält man den äquivalenten Steindurchmesser d_s , der noch mit dem Sicherheitsbeiwert $\eta_{ds} = 1,6$ multipliziert werden muss. Bei bekanntem Verhältnis $L_s/B_s/D_s$ können nun die endgültigen Steinabmessungen L_s , B_s und D_s festgelegt werden.

2.2.3. Ableiten des gesamten Deckwerks

Nach 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 sogenanntes „selbsttragendes“ Deckwerk handelt (BRAUNS 1986), 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 (vgl. Abb. 6) notwendig, um die hangabwärts gerichteten Kräfte aufnehmen zu können.

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:

$$\eta_G = \frac{(1 - K_y^*) \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha}}{\frac{\rho_w}{(\rho_s - \rho_w) \cdot (1 - n)} \cdot \left(\frac{y}{D_s} + n \right) + \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_w} + K_x^*} \geq 1,35 \quad (8)$$

In Anlehnung an DIN 1054 - „Zulässige Belastung des Baugrunds“ wird empfohlen, die minimal zulässige Gleitsicherheit η_G mit 1,35 anzusetzen (LF 2). Im Entwurf der DIN 19700 - „Stauanlagen - Teil 11: Talsperren“ wird ein ähnlicher Wert für η_G von 1,3 angegeben.

In obiger Formel bedeutet:

η_G Gleitsicherheit [-]

K_x^* hydrodynamischer Vorfaktor für hangparallele Strömungskräfte [-]

K_y^* hydrodynamischer Vorfaktor für Strömungskräfte senkrecht zur Hang [-]

φ' Reibungswinkel zwischen Deckwerk und Unterbau [°]

Die hydrodynamischen Vorfaktoren lassen sich folgendermaßen berechnen:

$$K_x^* = K_x \cdot \frac{\rho_w \cdot v_m^2}{2 \cdot g \cdot D_s \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot \sin \alpha} \quad \text{bzw.} \quad (9)$$

$$K_y^* = K_y \cdot \frac{\rho_w \cdot v_m^2}{2 \cdot g \cdot D_s \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot \cos \alpha} \quad (10)$$

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 η_G unter 1,35, so sind stützende Maßnahmen wie z. B. Querriegel aus Beton oder Stahlspundwände anzuordnen. Abb. 9 zeigt ein ausgeführtes Beispiel eines solchen mit Querriegeln ausgeführten Steinsatzes bei der Dammscharte des Hochwasserrückhaltebeckens Kohlbach nahe Eppingen.



Abb. 9: HRB Kohlbach mit Deckwerk als Steinsatz und Querriegeln

2.3. Erosionssichere Lockerdeckwerke

2.3.1. Allgemeines

Auch bei den Steinschüttungen treten, wie beim Steinsatz, die beiden Versagensarten „Erosion der Einzelsteine“ sowie „Abgleiten des gesamten Deckwerks“ auf. Im Vergleich zum Deckwerk aus Steinsatz sind die Versagensmechanismen bei den mehrlagigen Steinschüttungen etwas vielschichtiger. Bis zu einem bestimmten spezifischen Abfluss q_D fließt das Wasser durch das Deckwerk ab. Je stärker die Schichtdicke der Steinschüttung ist, desto mehr Wasser kann durch das Deckwerk abfließen. Aus diesem Grunde spielt bei den Steinschüttungen (Hohlraumgehalten bis zu 50%) die Durchströmung eine noch größere Rolle als beim Steinsatz. Erst wenn der Abfluss diesen Wert q_D übersteigt, beginnt die eigentliche Überströmung des Dammes 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 die beim Steinsatz. Die in den durchgeführten Versuchen ermittelten Fließgeschwindigkeiten lagen zwischen 2,0 m/s und 2,5 m/s (bei vergleichbaren Verhältnissen würden diese beim Steinsatz etwa 3,0 m/s bis 3,5 m/s betragen). Durch die größere Bremswirkung müssen natürlich auch größere Kräfte in den Dammkörper eingeleitet werden, die beim Nachweis der Gleitsicherheit des gesamten Deckwerks berücksichtigt werden müssen. Da andererseits jedoch die Energieumwandlung auf der luftseitigen Dammböschung größer ist, ist die Gefahr einer rückschreitenden Erosion, wie sie in Kapitel 2.2.1 beschrieben wurde, in diesem Falle geringer.

2.3.2. Versuche und Versuchsprogramm

In einer 7,5 m langen und 1,5 m breiten Versuchsrinne mit der Neigung 1:8 (Abb. 10) wurde an der Versuchsanstalt des Instituts für Wasserbau ein umfangreiches Versuchsprogramm zu den Deckwerken aus Steinschüttungen durchgeführt. Dieses großmaßstäbliche Rinnenmodell besteht im Wesentlichen aus einem Einlaufbehälter, der Versuchsrinne selbst und dem Auslaufbehälter. In der Versuchsrinne wurde ein 5 cm bis 30 cm starker Keil aus tonigem Bodenmaterial eingebaut, wodurch eine Neigung von 1:6 erzielt wurde. Auf dem Ton kam eine 5 cm starke Filterkiesschicht (8/32) zu liegen, auf welcher dann die Steinschüttung aufgebracht wurde. Der Versuchsaufbau in der Versuchsrinne stellt einen Streifen eines Deckwerks aus Steinschüttung dar. Der Maßstab im Vergleich zur Natur liegt bei 1:1 bis 1:2. Bei einem maximalen Abfluss von 360 l/sm für die durchgeführten Versuche liegen nach Froudeschem Modellgesetz die Abflüsse für die Natur bei bis zu 1000 l/sm (Maßstab 1:2).



Abb. 10: Versuchsrinne für die großmaßstäblichen Modellversuche zu den Steinschüttungen

Die für die Steinschüttungen der Modellversuche verwendeten Steine aus Muschelkalk, eine in der Region Stuttgart weitverbreitete Gesteinsart, stammen aus einem nahegelegenen Steinbruch. Die gut 1100 Steine wurden zunächst alle durchnummeriert und anschließend vermessen, gewogen und einer Volumenbestimmung unterzogen. Die ermittelten Werte für Länge, Breite, Höhe, Masse, Volumen sowie Dichte können der Tabelle 1 entnommen werden. Auf Grundlage der „Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine“ (BUNDESMINISTER FÜR VERKEHR 1984) sind die Steine der Schüttsteinklasse II zuzuordnen (vgl. Abb. 11).

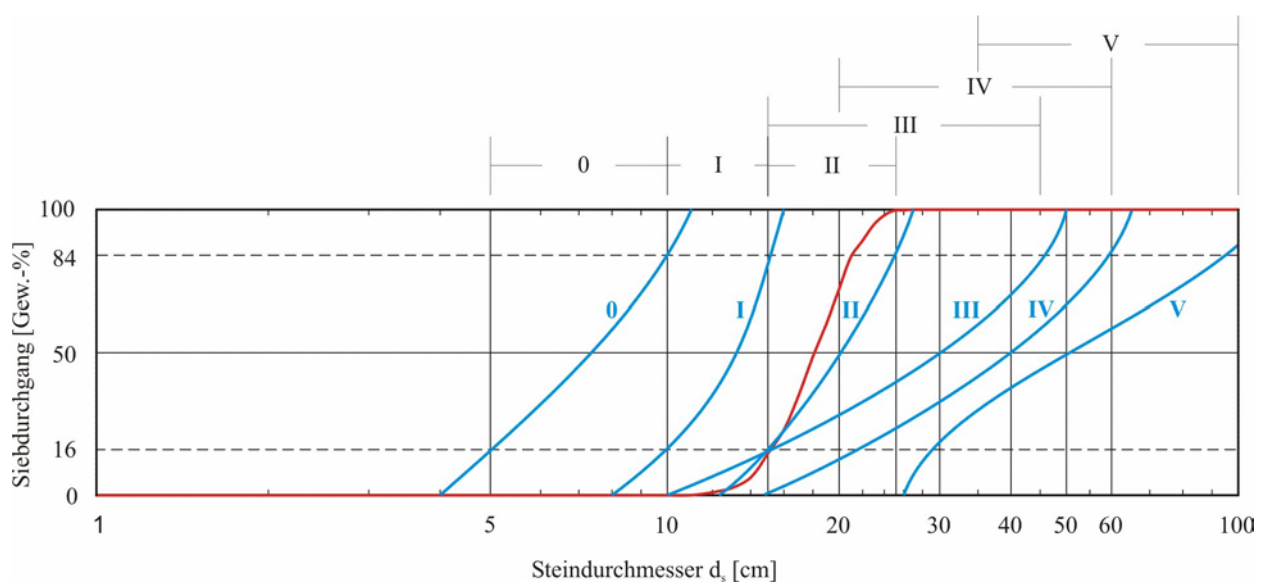


Abb. 11: Kornverteilungskurve der verwendeten Steine und der Schüttsteinklassen nach KNEISS

	Maximalwert	Minimalwert	Bandbreite	Mittelwert
Länge l [cm]	33,6	12,0	21,6	22,2
Breite b [cm]	26,0	9,9	16,1	17,4
Höhe h [cm]	23,2	5,4	17,8	13,1
Volumen V [cm ³]	6000	800	5200	2353
Masse m [kg]	16,68	2,10	14,58	6,55
Dichte ρ [t/m ³]	2,96	2,43	0,53	2,79

Tabelle 1: Abmessungen, Volumen, Masse und Dichte der bei den Versuchen verwendeten Steine

Ziel der Untersuchungen war es, die beiden Versagensszenarien quantitativ zu erfassen. Zu diesem Zweck wurden sechs Versuchsreihen, jeweils drei für 40 cm-Schüttungen und drei für 25 cm-Schüttungen, durchgeführt. Die drei Versuchsreihen zu den jeweiligen Deckwerksstärken resultierten aus unterschiedlichen Abschnittslängen für die Ermittlung der Kräfte aus Durch- und Überströmung. Die Versuchsreihen bestanden aus jeweils 24 Einzelversuchen, wobei der Abfluss von Versuch zu Versuch sukzessive erhöht bzw. verringert wurde (Tabelle 2). Auch die Versuchsdauer wurde variiert, um Erkenntnisse über die Zeitabhängigkeit der Erosion bei der Überströmung zu gewinnen.

Versuchsnummer	Deckwerksstärke 40 cm			Deckwerksstärke 25 cm			
	Versuchsreihe 1	Versuchsreihe 2	Versuchsreihe 3	Versuchsreihe 4	Versuchsreihe 5	Versuchsreihe 6	
	Abschnittslänge 480 cm	Abschnittslänge 320 cm	Abschnittslänge 160 cm	Abschnittslänge 160 cm	Abschnittslänge 320 cm	Abschnittslänge 480 cm	
Zeit	1	q = 50 l/sm	q = 50 l/sm	q = 360 l/sm	q = 50 l/sm	q = 50 l/sm	q = 360 l/sm
	2	q = 100 l/sm	q = 100 l/sm	q = 350 l/sm	q = 100 l/sm	q = 100 l/sm	q = 350 l/sm
	3	q = 150 l/sm	q = 150 l/sm	q = 340 l/sm	q = 150 l/sm	q = 150 l/sm	q = 340 l/sm
	4	q = 170 l/sm	q = 170 l/sm	q = 330 l/sm	q = 170 l/sm	q = 170 l/sm	q = 330 l/sm
	5	q = 190 l/sm	q = 190 l/sm	q = 320 l/sm	q = 190 l/sm	q = 190 l/sm	q = 320 l/sm
	6	q = 210 l/sm	q = 210 l/sm	q = 310 l/sm	q = 210 l/sm	q = 210 l/sm	q = 310 l/sm
	7	q = 230 l/sm	q = 230 l/sm	q = 300 l/sm	q = 230 l/sm	q = 230 l/sm	q = 300 l/sm
	8	q = 250 l/sm	q = 250 l/sm	q = 290 l/sm	q = 250 l/sm	q = 250 l/sm	q = 290 l/sm
	9	q = 260 l/sm	q = 260 l/sm	q = 280 l/sm	q = 260 l/sm	q = 260 l/sm	q = 280 l/sm
	10	q = 270 l/sm	q = 270 l/sm	q = 270 l/sm	q = 270 l/sm	q = 270 l/sm	q = 270 l/sm
	11	q = 280 l/sm	q = 280 l/sm	q = 260 l/sm	q = 280 l/sm	q = 280 l/sm	q = 260 l/sm
	12	q = 290 l/sm	q = 290 l/sm	q = 250 l/sm	q = 290 l/sm	q = 290 l/sm	q = 250 l/sm
	13	q = 300 l/sm	q = 300 l/sm	q = 230 l/sm	q = 300 l/sm	q = 300 l/sm	q = 230 l/sm
	14	q = 310 l/sm	q = 310 l/sm	q = 210 l/sm	q = 310 l/sm	q = 310 l/sm	q = 210 l/sm
	15	q = 320 l/sm	q = 320 l/sm	q = 190 l/sm	q = 320 l/sm	q = 320 l/sm	q = 190 l/sm
	16	q = 330 l/sm	q = 330 l/sm	q = 170 l/sm	q = 330 l/sm	q = 330 l/sm	q = 170 l/sm
	17	q = 340 l/sm	q = 340 l/sm	q = 150 l/sm	q = 340 l/sm	q = 340 l/sm	q = 150 l/sm
	18	q = 350 l/sm	q = 350 l/sm	q = 100 l/sm	q = 350 l/sm	q = 350 l/sm	q = 100 l/sm
	19	q = 360 l/sm	q = 360 l/sm	q = 50 l/sm	q = 360 l/sm	q = 360 l/sm	q = 50 l/sm
	20	q = 50 l/sm	q = 50 l/sm	q = 330 l/sm	q = 50 l/sm	q = 50 l/sm	q = 330 l/sm
	21	q = 170 l/sm	q = 170 l/sm	q = 280 l/sm	q = 170 l/sm	q = 170 l/sm	q = 280 l/sm
	22	q = 230 l/sm	q = 230 l/sm	q = 230 l/sm	q = 230 l/sm	q = 230 l/sm	q = 230 l/sm
	23	q = 280 l/sm	q = 280 l/sm	q = 170 l/sm	q = 280 l/sm	q = 280 l/sm	q = 170 l/sm
	24	q = 330 l/sm	q = 330 l/sm	q = 50 l/sm	q = 330 l/sm	q = 330 l/sm	q = 50 l/sm

Versuchsdauern: 30 min 60 min 360 min Wiederholungsversuche:

Tabelle 2: Programm für die Versuche zu den Steinschüttungen

Die folgenden Messgrößen wurden bei den Versuchen bestimmt:

- **Spezifischer Abfluss q :**

Der Zulauf zu dem Einlaufbecken und damit der spezifische Abfluss q über die Versuchsstrecke wurde über einen Flachschieber geregelt. Mit Hilfe eines magnetisch induktiven Durchflussmessers (MID) konnte der Abfluss sehr genau eingestellt werden.

- **Fließgeschwindigkeit v :**

Die Fließgeschwindigkeit v wurde mit einem Messflügel (Propellerflügel) bestimmt. Dafür wird der Messflügel in die Strömung getaucht und mit Hilfe eines elektronischen Impulszählers die Anzahl der Flügelumdrehungen pro Zeiteinheit bestimmt. Aus der Anzahl der Umdrehungen pro Zeiteinheit kann dann die Fließgeschwindigkeit berechnet werden. Bei derartigen Flügelsonden treten bei normalen Strömungsbedingungen Messungenauigkeiten von etwa $\pm 2\%$ auf. Da bei der Überströmung des rauen Deckwerks stark turbulente Strömungen mit einem hohen Luftanteil auftreten, liefert der Messflügel nur grobe Anhaltswerte, die mit Fehlern von 10% bis 20% behaftet sein können.

- **Hydrodynamische Drücke p :**

Bei der hochturbulenten Dammüberströmung spielen die hydrodynamischen Drücke eine übergeordnete Rolle. Von besonderem Interesse sind dabei die Werte der hydrodynamischen Druckschwankungen, welche tiefenabhängig sind (vgl. Abb. 15 ff). Aus diesem Grund wurden an der Versuchsrinne insgesamt acht Druckaufnehmer in verschiedenen Höhen installiert – jeweils vier im oberen Rinnenabschnitt (entspricht der Dammkrone, Druckaufnehmer Nr. 1-4) und vier im unteren Rinnenabschnitt (entspricht dem Dammfuß, Druckaufnehmer Nr. 5-8). Drei dieser jeweils vier Druckaufnehmer wurden in Höhen von 40 cm (Nr. 1 und Nr. 5), 25 cm (Nr. 2 und Nr. 6) und 0 cm (Nr. 3 und Nr. 7) über OK Filterkiesschicht in die Rinnenwandung installiert, während der vierte (Nr. 4 und Nr. 8) ebenfalls auf Höhe OK Filterkiesschicht jedoch in Rinnenmitte eingebaut wurde. Die Positionen der einzelnen Druckaufnehmer ist in Abb. 12 dargestellt.

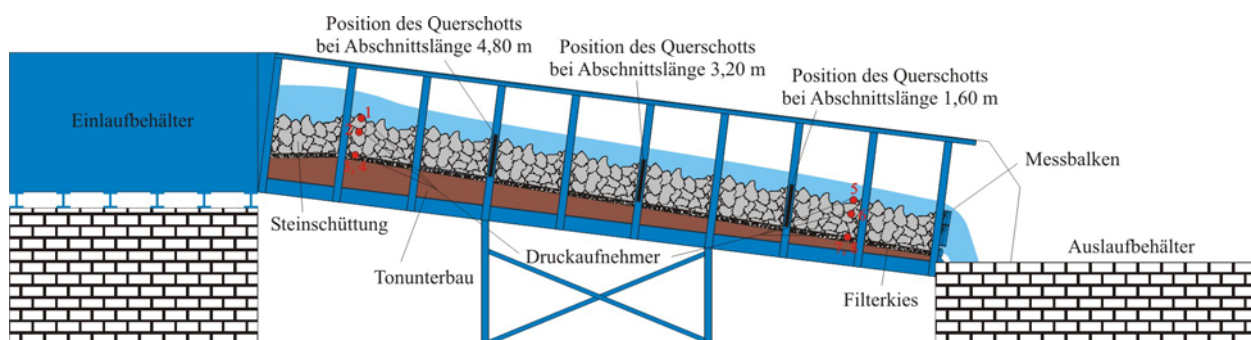


Abb. 12: Versuchsrinne mit den verschiedenen Messeinrichtungen

- **Abflusstiefe y :**

Die Abflusstiefe y wurde sowohl mit Hilfe eines Stechpegel als auch durch einfaches Abmessen an der Glaswandung der Rinne näherungsweise ermittelt. Zudem ist es möglich, die Abflusstiefe aus den oben beschriebenen hydrodynamischen Druckmessungen zu bestimmen. Alle drei Verfahren wurden gegenübergestellt und trotz der in der turbulenten Strömung stark aufgewühlten Wasseroberfläche und den damit verbundenen Messungenauigkeiten stimmten die Werte relativ gut miteinander überein. Eine große Genauigkeit ist hier jedoch auch nicht zu erwarten.

- **Kraft F :**

Das abgleitende Deckwerk übt eine Kraft auf den am unteren Rinnenende angebrachten durchlässigen Messbalken aus, welcher wiederum auf drei Kraftaufnehmer (Abb. 13) drückt. Die Kräfte wurden für drei verschiedene Abschnittslängen 1,60 m, 3,20 m und 4,80 m ermittelt. Dies wurde durch ein in der Rinnenwandung eingehängtes, versetzbares Querschott (vgl. Abb. 12) erreicht, welches verhindert, dass die Kraft aus den oberen Steinen ebenfalls den Messbalken belasten.

- **Fotografische Dokumentation der Steinverschiebungen:**

Vor und nach jedem Versuch wurden Aufnahmen von dem Deckwerk gemacht und anschließend die Aufnahmen miteinander verglichen (siehe Abb. 14). So war es möglich, alle Steinbewegungen und Steinverschiebungen der im Vorfeld durchnummerierten Steine genau zu verfolgen.

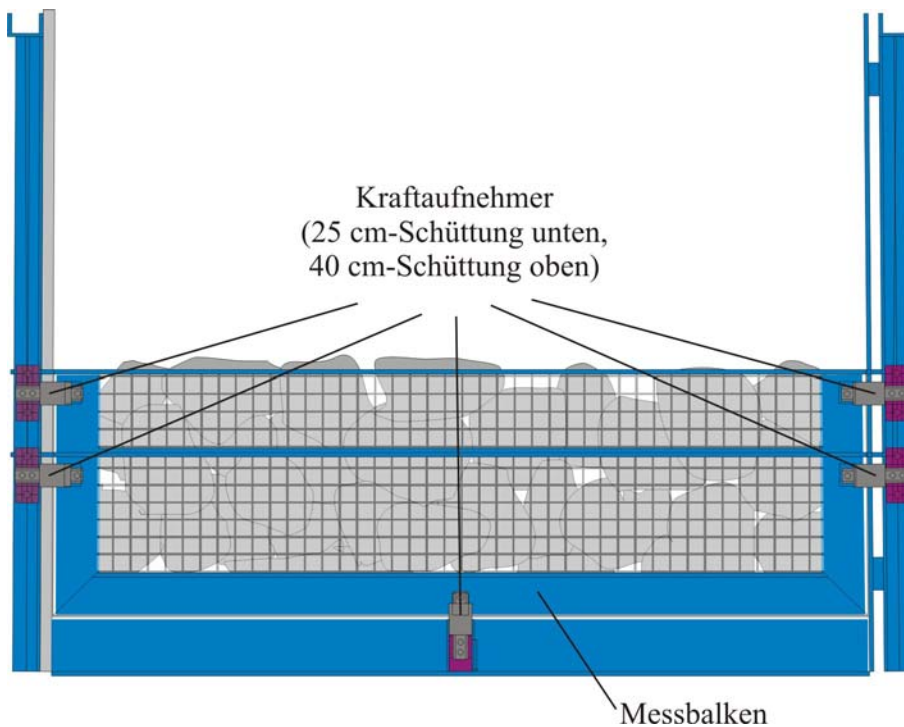


Abb. 13: Messbalken mit den drei Kraftaufnehmern für die beiden Deckwerksstärken

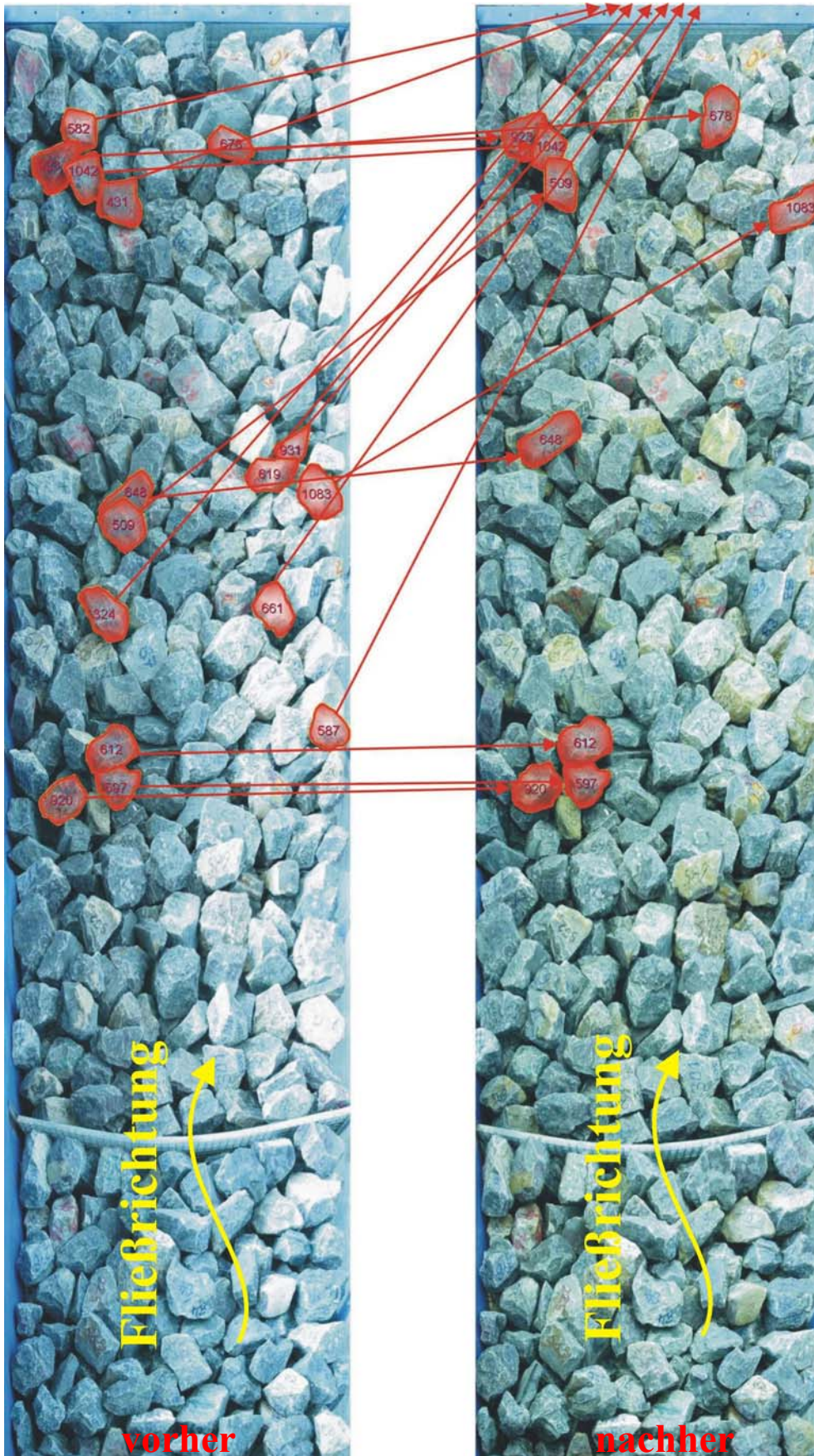


Abb. 14: Steinverschiebungen bei 25 cm Deckwerksstärke und einem Abfluss von 350 l/sm

2.3.3. Erosion des Einzelsteins

Während die unteren Steine durch die Auflast der oben aufliegenden Steine nicht erodiert werden können, ist die obere Steinlage einer stark turbulenten Strömung ausgesetzt, die zur Erosion der einzelnen Steine führen kann. Die Steine der Schüttung weisen sowohl hinsichtlich ihres Gewichts, als auch ihrer Größe und Form eine weit größere Streuung auf, als die Steine eines Steinsatzes. Daraus resultieren die sehr unterschiedlichen Lagerungsmöglichkeiten, was dazu führt, dass instabil gelagerte Steine in der oberen Deckwerkslage schon bei relativ geringen Überströmmungen q_U in stabilere Lagen umgelagert werden können. Diese Umlagerungen, meist kleinere Bewegungen der Steine, sind für die Standsicherheit des Dammes nicht ausschlaggebend. Erst wenn der Abfluss einen gewissen Schwellenwert q_{er} erreicht, werden die Steine nicht mehr umgelagert sondern komplett erodiert. Es wurde die Beobachtung gemacht, dass die Erosion bei steilen Neigungen in sogenannten „Erosionsrinnen“ abläuft, während sie bei flachen Neigungen gleichmäßig auf der gesamten Oberfläche erfolgt (LARSEN ET AL. 1986). Bei länger andauernder Überströmung mit Abflüssen größer q_{er} wird das Deckwerks nach und nach abgetragen, bis der Dammkörper frei liegt und seinerseits erodiert wird. Da die Anteile q_D am gesamten Abfluss q bei geringer werdender Deckwerksstärke geringer werden und somit die Anteile q_U steigen, erfolgt dann die Erosion schon bei geringeren Gesamtabflüssen q . Es muss auch davon ausgegangen werden, dass Steine, die erodiert werden, weiter unten liegende Steine aus ihrer Position herauslösen und diese ihrerseits weiter unten liegende Steine erfassen und mitreißen (ROBINSON ET AL. 1997). Da eine solche Kettenreaktion nicht ausgeschlossen werden kann, ist der Zeitpunkt an dem der erste Stein erodiert wird als Erosionsbeginn anzusehen.

Der wichtigste Indikator für das Erosionspotenzial des Wasser sind die hydrodynamischen Druckschwankungen. Diese hängen vor allem von der Rauheit des Deckwerks und von dem Überströmanteil q_U des gesamten Abflusses q ab. In Abb. 15 sind die hydrodynamischen Drücke an der Dammkrone für eine 40 cm-Schüttung bei $q = 360$ l/sm über eine Zeitdauer von fünf Minuten aufgetragen. Abb. 16 zeigt die Drücke einer 40 cm-Schüttung im Bereich des Dammfußes bei ebenfalls $q = 360$ l/sm. Es fällt zweierlei auf. Zum einen fallen die hydrodynamischen Druckschwankungen im Bereich der Dammkrone deutlich niedriger aus als im Bereich des Dammfußes, zum anderen ist zu beobachten, dass jeweils an der Oberfläche der Steinschüttungen die maximalen Druckschwankungen auftreten. Beide Beobachtungen lassen sich anschaulich erklären. Während das Wasser im Bereich der Dammkrone noch geringere Fließgeschwindigkeiten aufweist und nahezu keine turbulenzbedingten Lufteinmischungen zu sehen sind, liegt am Dammfuß eine voll ausgebildete Raugerinneströmung mit einem hohen Anteil an eingemischter Luft vor. Die Tatsache, dass die Druckschwankungen an der Steinoberfläche am größten sind kann mit der dort auftretenden größten Turbulenz erklärt werden. Sowohl nach unten als auch nach oben werden diese Druckschwankungen gedämpft. An der OK Filterkies-

schicht sind sie nur noch sehr gering. Die Werte, welche die oberen Druckaufnehmer liefern, liegen deutlich über denen des Aufnehmers 7. Offensichtlich wurde der in Rinnenmitte lose auf die Filterkiesschicht aufgelegte Druckaufnehmer 8 durch die Durchströmung um einige Zentimeter angehoben, woraus die stark voneinander abweichenden Werte resultieren.

Vergleicht man die Druckschwankungen der 40 cm-Schüttung mit denen der 25 cm-Schüttung, so sind bei der 25 cm-Schüttung wesentlich größere Schwankungen erkennbar (Abb. 15/16 und Abb. 17/18). Der Grund für dieses Verhalten liegt in dem bei der 40 cm-Schüttung vergleichbar geringeren Überströmanteil q_U des Gesamtabflusses q . Es ist somit offensichtlich, dass mit einer größeren Deckwerksstärke die Druckschwankungen reduziert werden können und damit auch das Erosionspotenzial des Wassers.

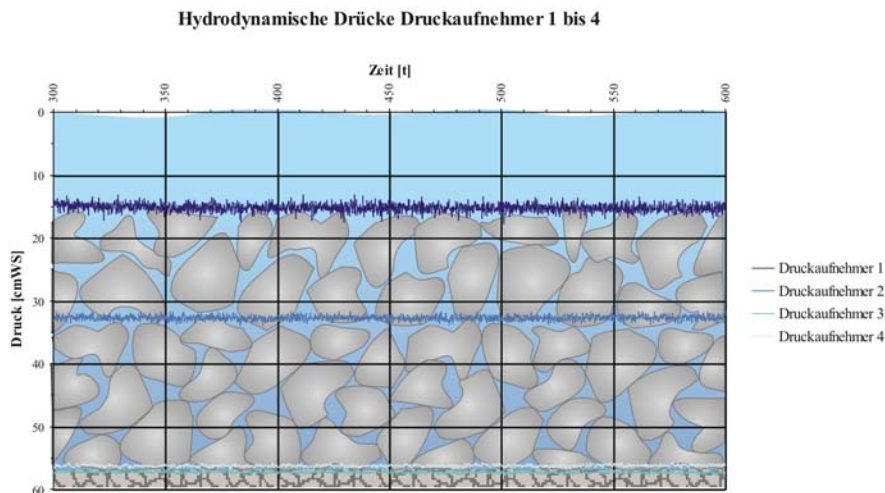


Abb. 15: Hydrodynamische Drücke einer 40 cm-Schüttung im Dammkronenbereich (360 l/sm)

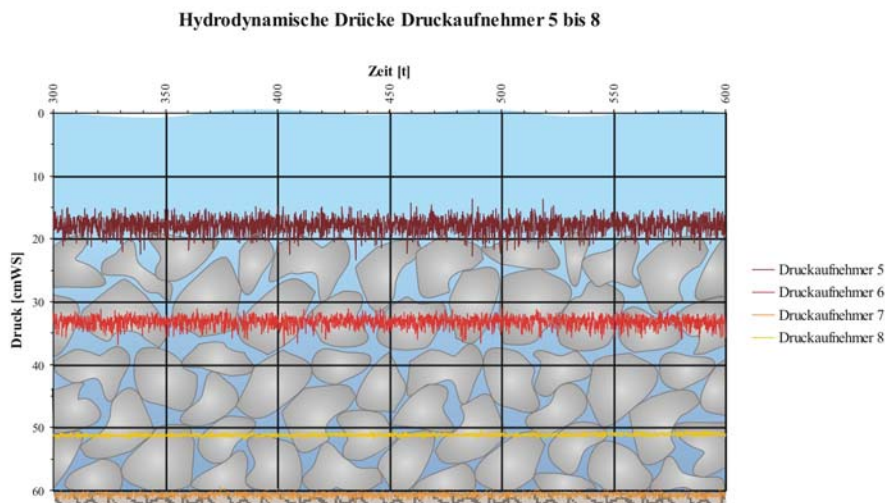


Abb. 16: Hydrodynamische Drücke einer 40 cm-Schüttung im Dammfußbereich (360 l/sm)

Abb. 19 zeigt die mittleren hydrodynamischen Drücke und die zugehörigen Extremwerte aufgetragen über den spezifischen Abfluss q . Da vor allem die Druckschwankungen im Bereich der voll ausgebildeten Raugerinneströmung von Interesse sind, wurden in diesem Diagramm lediglich die Druckaufnehmer 5 bis 7 berücksichtigt. Auch dieses Diagramm verdeutlicht, dass die größten Druckschwankungen an der Deckwerksoberfläche auftreten (Druckaufnehmer 6 bei der 25 cm-Schüttung, Druckaufnehmer 5 bei der 40 cm-Schüttung). Zudem geht aus diesem Diagramm hervor, dass die Druckschwankungen mit steigendem Abfluss zwar zunehmen, jedoch diese Zunahme mit steigendem Abfluss q gegen null geht. Daraus folgt, dass ab einem bestimmten Abfluss q praktisch ein maximaler Wert für die Druckschwankungen erreicht wird. In Abb. 20 ist in Ergänzung zu den oben beschriebenen gewonnenen Erkenntnissen die Druckschwankungsverteilung in verschiedenen Deckwerksbereichen qualitativ dargestellt.

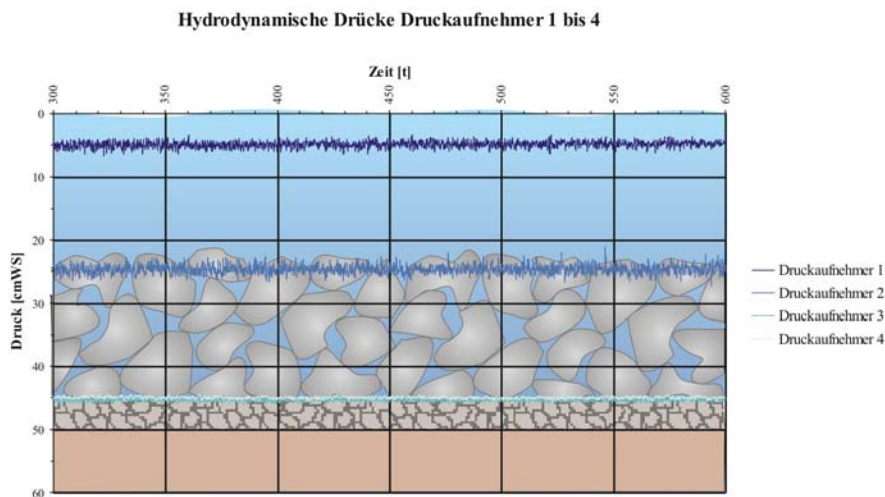


Abb. 17: Hydrodynamische Drücke einer 25 cm-Schüttung im Dammkronenbereich (360 l/sm)

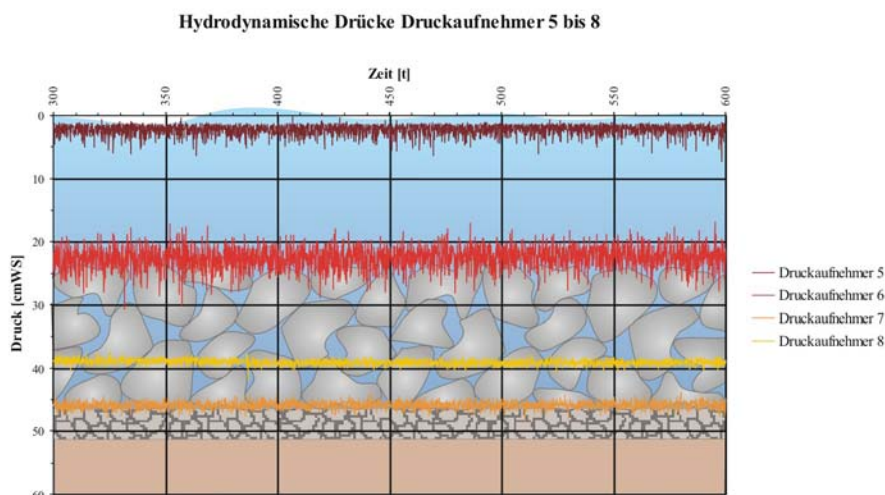


Abb. 18: Hydrodynamische Drücke einer 25 cm-Schüttung im Dammfußbereich (360 l/sm)

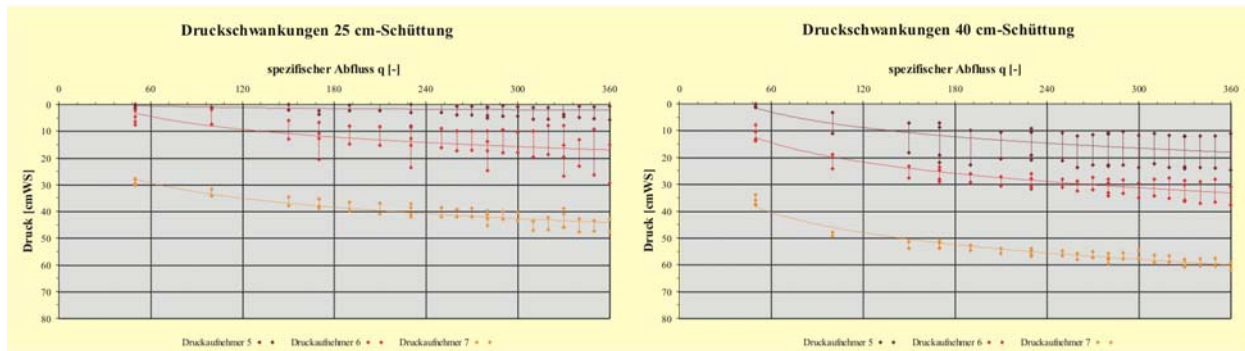


Abb. 19: Druckschwankungen bei verschiedenen Abflüssen und Deckwerksstärken

Die bereits erwähnten großen Streuungen bei Gewicht, Größe, Form und Lagerung zeigen, dass eine rein deterministische Betrachtungsweise der Erosion der Einzelsteine nicht angemessen ist. Zwar liegen bereits diverse Berechnungsansätze zur Ermittlung einer erforderlichen Steingröße vor (OLIVIER, HARTUNG/SCHEUERLEIN, STEPHENSON, KNISS, ABT u.a.), jedoch wird hier ein empirisches Bemessungskonzept sowohl für den Steinsatz, als auch für die Steinschüttungen angestrebt. Mit Hilfe der in Kapitel 2.3.2 beschriebenen fotografischen Dokumentation der Steinverschiebungen wurden Häufigkeitsverteilungen der Masse der erodierten Steine aufgestellt, mit deren Hilfe ein Wert c_{fy} für den Nachweis der Auftriebsicherheit bestimmt werden konnte. Dieser Nachweis kann analog zu dem in Kapitel 2.2.2 vorgestellten Nachweis für den Steinsatz durchgeführt werden.

Abb. 21 bis Abb. 22 zeigen im unteren Abschnitt die Massen-Häufigkeitsverteilungen der erodierten Steine als Histogramme aufgetragen über den spezifischen Abfluss q . Im oberen Abschnitt ist die Gesamtanzahl der erodierten Steine für die jeweiligen Versuche dargestellt. In Ergänzung dazu, sind an der linken Seite der Diagramme die Häufigkeitsverteilungen der insgesamt in die Versuchsrinne eingebauten Steine (blau), sowie die Häufigkeitsverteilungen der an der Oberfläche liegenden Steine (violett) aufgetragen. Zudem wurden die Trendkurven zu den mittleren Massen der erodierten Steine dargestellt (Ausnahme Abb. 21, wo der Verlauf der Trendkurve physikalisch nicht sinnvoll ist).

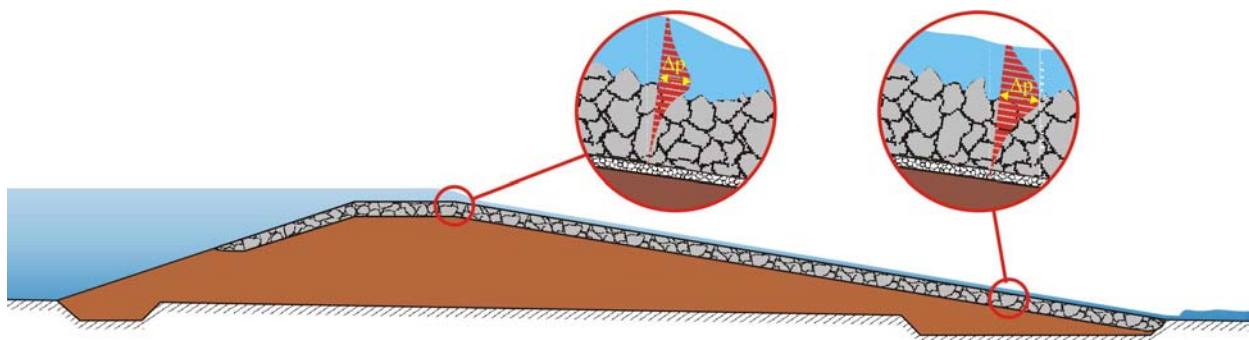


Abb. 20: Verteilung der Druckschwankungen über die Tiefe in verschiedenen Dammbereichen

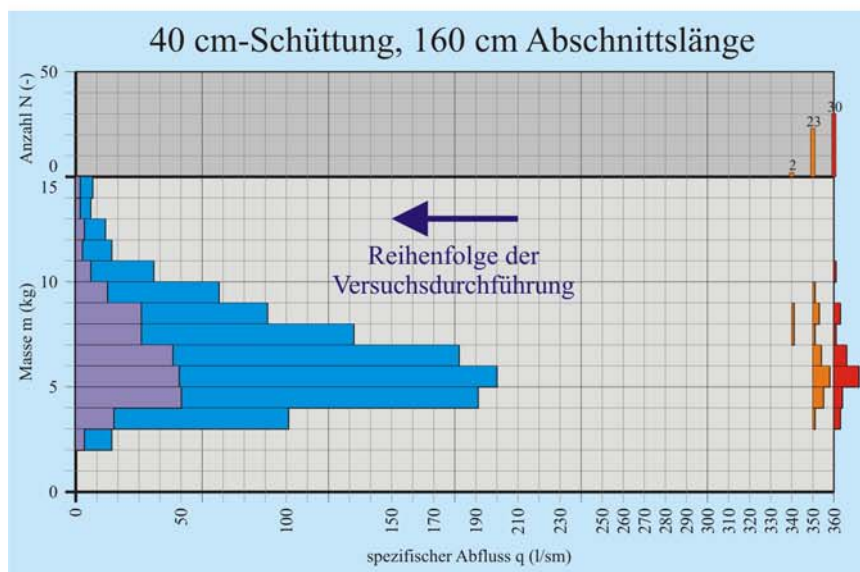
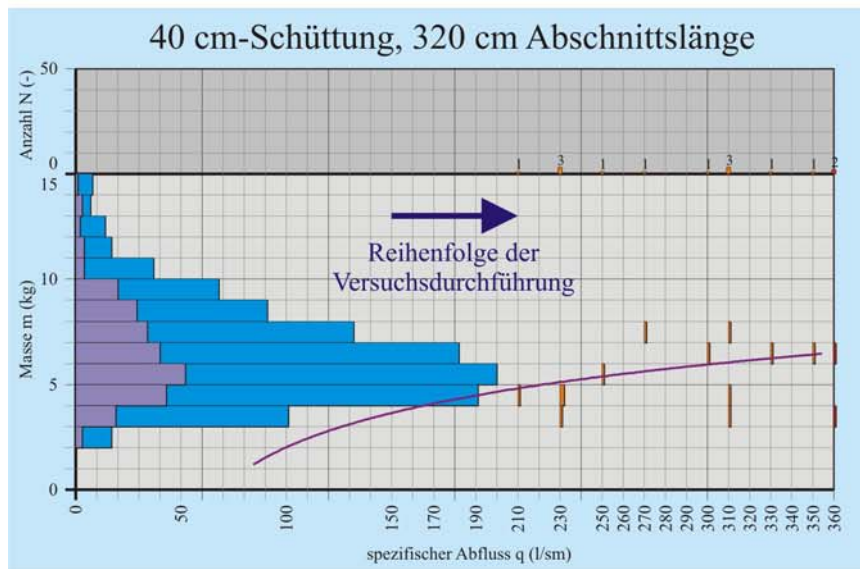
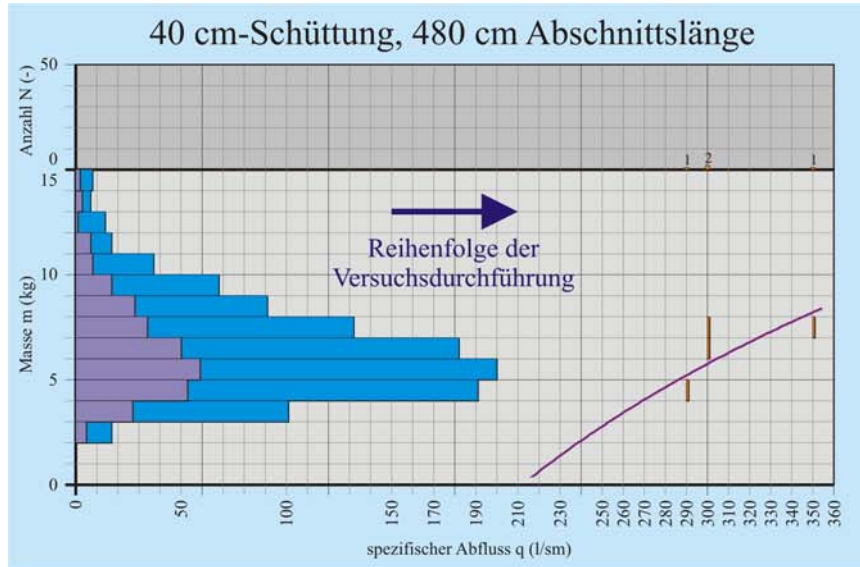


Abb. 21: Massen-Häufigkeitsverteilungen der erodierten Steine bei der 40 cm-Schüttung

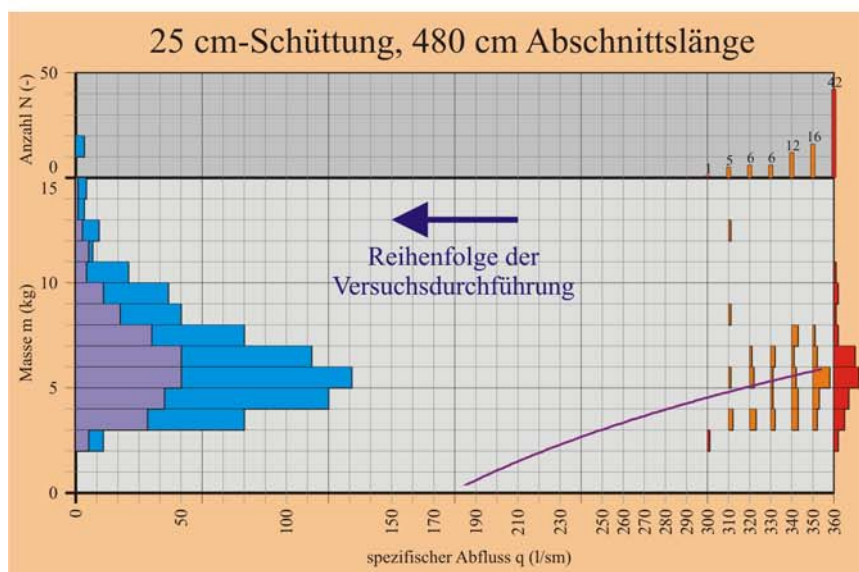
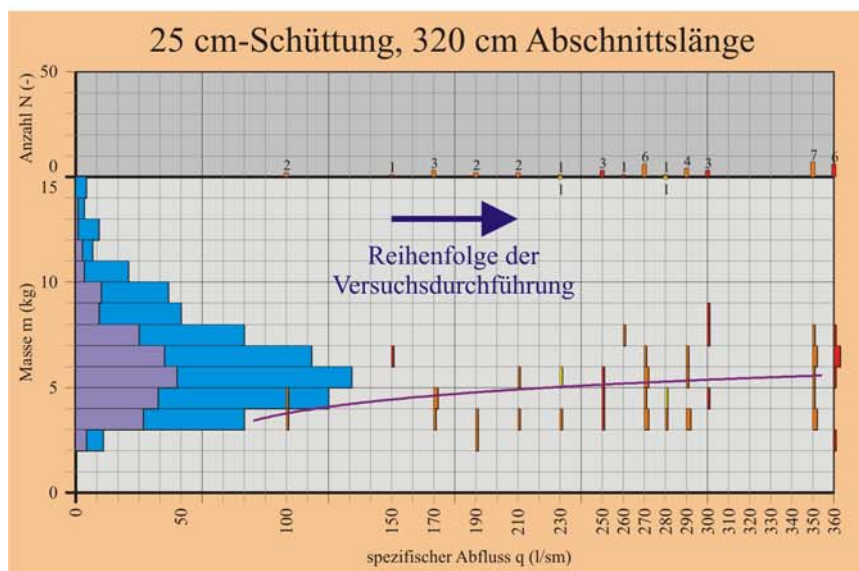
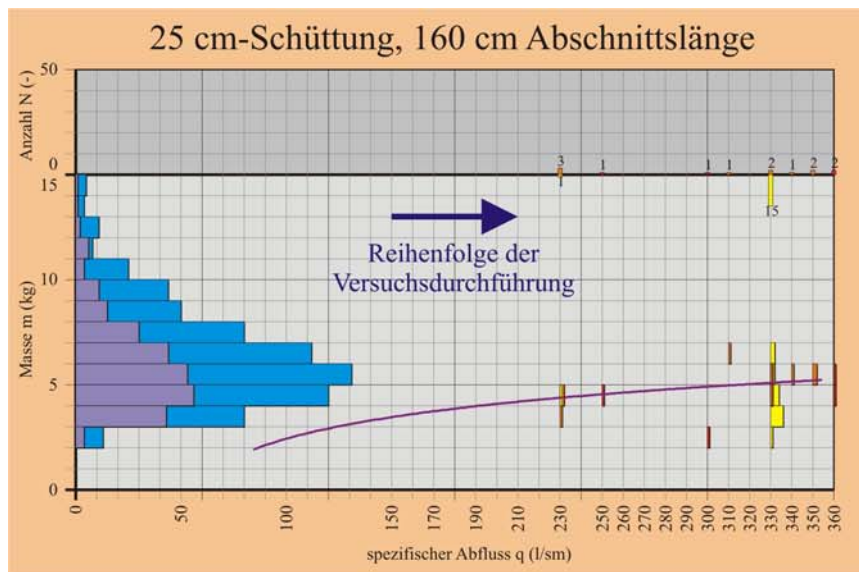


Abb. 22: Massen-Häufigkeitsverteilungen der erodierten Steine bei der 25 cm-Schüttung

Aus den Abbildungen 21 und 22 können folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- Die Anzahl der erodierten Steine bei gleichem Abfluss ist bei größeren Deckwerksstärken geringer. Diese Aussage kann getroffen werden, obwohl bei beiden Deckwerksstärken die Anzahl der erodierten Steine sehr gering ist, was die Aussagekraft der statistischen Auswertung i.A. vermindert. Ursache hierfür sind die bereits angesprochenen größeren Druckschwankungen bei geringeren Deckwerksstärken.
- Die Anzahl der erodierten Steine erhöht sich mit steigendem Abfluss, auch wenn dies anhand der Abbildungen 21 und 22 nur in bescheidenem Umfang ersichtlich ist.
- Nicht nur die Anzahl der erodierten Steine erhöht sich mit steigendem Abfluss, sondern auch die durchschnittliche Masse dieser Steine. Dies ist an den eingezeichneten Trendlinien in Abb. 21 und Abb. 22 deutlich zu sehen.
- Die Reihenfolge der Versuchsdurchführungen spielt eine entscheidende Rolle. Bei den jeweils unteren Diagramme in den Abbildungen 21 und 22 wurde der Abfluss q langsam verringert, während bei den anderen Versuchsreihen der Abfluss q langsam gesteigert wurde. Umgesetzt in die Verhältnisse in der Natur bedeutet dies, dass kurze große Hochwasserwellen mehr Erosionserscheinungen an der luftseitigen Dammböschung verursachen, als ein langsamer Anstieg des Abflusses q . Ursache hierfür ist, dass die Steine bei einer plötzlichen Belastung durch eine starke Hochwasserwelle aus ihrem Verband mit den anderen Steinen herausgelöst werden, ohne ausreichend lange Zeit zu haben, sich in günstigere Positionen umzulagern. Bei sukzessive ansteigenden Abflüssen kann dieser Effekt zu einer geringen Verfestigung des Deckwerks führen.
- Die Zeitabhängigkeit der Erosion geht aus den Diagrammen nicht hervor, jedoch liegt es auf der Hand, dass die Überströmdauer vor allen dann eine wichtige Rolle spielt, wenn der Abfluss im oder über dem erosionskritischen Bereich liegt, denn mit zunehmender Zeit nimmt auch die Anzahl der erodierten Steine zu, was wiederum zu geringeren Deckwerksstärken führt. Dies hat zur Folge, dass die hydrodynamischen Druckschwankungen zunehmen und damit die Erosion weiter verstärkt wird.

Für den Nachweis der Erosionssicherheit der Einzelsteine wird hier vorgeschlagen, die in Kapitel 2.2.2 für Deckwerke aus Steinsatz beschriebene Vorgehensweise in etwas modifizierter Form anzuwenden. Anstatt den gesamten spezifischen Abfluss q in Rechnung zu stellen, sollte lediglich der Anteil aus Überströmung q_U angesetzt werden. Der Reibungsbeiwert λ kann vorerst nach SCHEUERLEIN angesetzt werden (vgl. Seite 12). Bei der Bestimmung der Auftriebsicherheit η_A wird anstatt der Dicke des Steinsatzes D_S der Wert d_{50} der verwendeten Steine angesetzt.

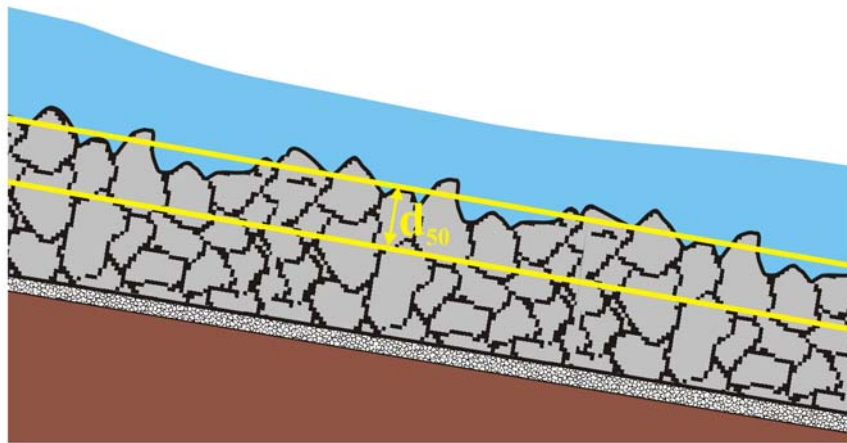


Abb. 23: Betrachtete Schicht beim Nachweis der Erosionssicherheit bei Steinschüttungen

Hintergrund hierfür ist der Modellgedanke, dass nur die oberste Schicht der Steinschüttung für diesen Nachweis betrachtet wird (vgl. Abb. 23). Bei den für die durchgeführten Versuche verwendeten Steinen würde dieser Wert bei $d_{50} = 17,4 \text{ cm}$ liegen (vgl. Tabelle 1). Der Wert c_{fy} wurde nach Auswertung der durchgeführten Experimente zu $c_{fy} = 2,5$ abgeschätzt. Da mit diesem Nachweis lediglich die mittleren Steindurchmesser nachgewiesen werden, die Steingrößen jedoch einer natürlichen Streuung unterliegen, wird hier empfohlen, auch in diesem Fall den ermittelten Steindurchmesser d_{50} mit einem Sicherheitsbeiwert von $\eta_{d50} = 1,6$ zu multiplizieren.

Eine der wichtigsten Berechnungsschritte bei diesem Nachweis ist die Bestimmung des Durchströmanteils q_D durch das Deckwerk. Darauf wird genauer im Kapitel 2.4.4 eingegangen. Auch die Abschätzung des Reibungsbeiwerts λ ist für den anwendenden Ingenieur stets mit einigen Unbekannten verbunden.

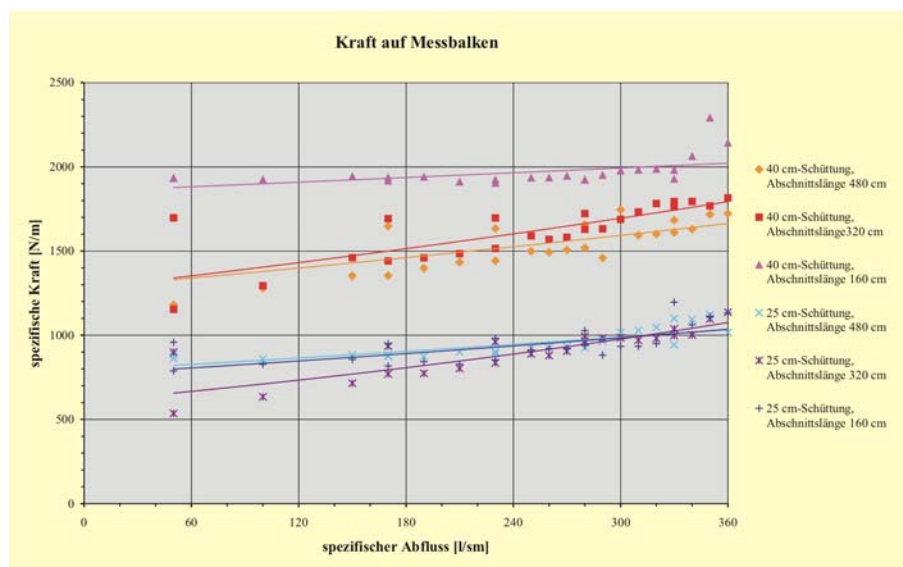


Abb. 24: Kraftmessungen bei Deckwerken aus Steinschüttungen

2.3.4. Abgleiten des gesamten Deckwerks

Für die Auswertung der Kraftmessungen werden die Einzelwerte der drei Kraftaufnehmer F_1 , F_2 und F_3 zu einer Gesamtkraft F addiert. Die so ermittelten Kräfte F der durchgeführten Kraftmessungen zeigten einen unerwarteten Verlauf, denn eine Abhängigkeit der gemessenen Kraft von der Abschnittslänge konnte nicht beobachtet werden (Abb. 24). Die Ursache hierfür liegt jedoch darin, dass bei den hier auftretenden Reibungswinkeln zwischen dem Deckwerk und dem Unterbau von $\varphi' \geq 30^\circ$ und der Rinnenneigung von $I_0 = 1:6$ die Kraft aus hang abwärts gerichteter Eigengewichtskomponente des Deckwerks und den Anteilen aus Durch- und Überströmung nicht ausreicht, um das Deckwerk zum Abgleiten zu bringen. Die in Abb. 24 dargestellten Kräfte sind lediglich auf einen kurzen Gleitkeil unmittelbar hinter dem Messbalken zurückzuführen (Abb. 25). Da die Steine bei einer Bewegung des Messbalkens nachrücken und sich so zwischen den hinteren Steinen und dem Messbalken verkeilen, konnte nach den Versuchen festgestellt werden, dass die Werte der Kraftmessung nicht vollständig auf den Anfangswert zurückgingen. Auf diesen Umstand kann der scheinbar so uneinheitliche Verlauf der einzelnen Kurven in Abb. 24 zurückgeführt werden. Verstärkt wird dies durch verschiedene Anfangsbedingungen sowie durch die zufällige Lagerung der Steine hinter dem Messbalken.

Da die Kraftverhältnisse bei geogitterummantelten Steinmatratzen mit denen der Steinschüttungen vergleichbar sind, wurden bei den Steinschüttungen keine weiteren Kraftmessungen mehr vorgenommen. Im Kapitel 2.4 „Geogitterummantelte Steinmatratzen“ werden Kraftmessungen mit weitest gehender Ausschaltung der Reibung zwischen Deckwerk und Unterbau beschrieben, deren Werte auch auf die Steinschüttungen übertragen werden können.

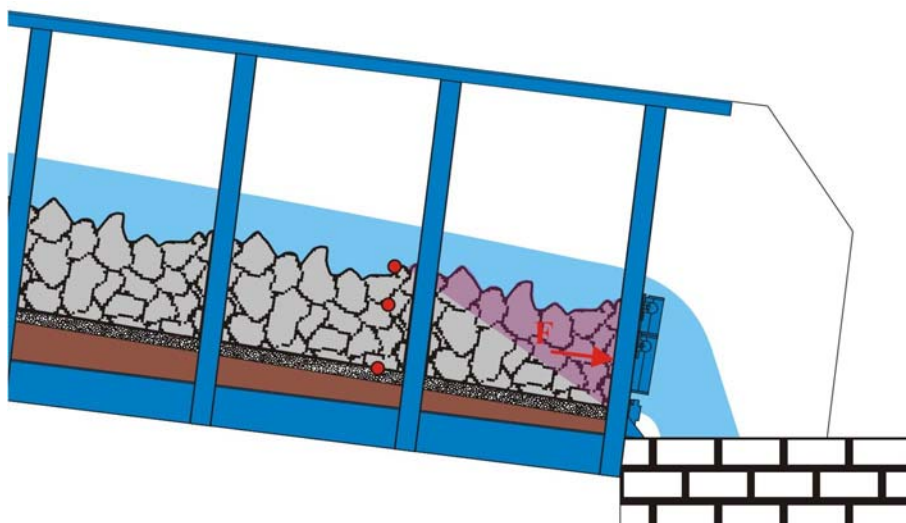


Abb. 25: Auf den Messbalken drückender Gleitkeil bei den Versuchen an Steinschüttungen

2.4. Geogitterummantelte Steinmatratzen

2.4.1. Allgemeines

Geokunststoffe im Allgemeinen und Geogitter im Besonderen werden im zunehmenden Maße im Erd- und Straßenbau eingesetzt. Auch in Deutschland, wo dieser Trend im Vergleich zum asiatischen und amerikanischen Wirtschaftsraum erst später einsetzte, sind die Geogitter bei zahllosen Bauvorhaben nicht mehr wegzudenken, so zum Beispiel bei Böschungssicherungen (Stichwort: bewehrte Erde) oder etwa als Bewehrungslage in Straßenbelägen bei setzungsempfindlichen Böden. Geogitter eignen sich ebenso für Anwendungen im Wasserbau. Dort werden derartige Geogitter z. B. zur Ufersicherung mit Gabionen eingesetzt (Abb. 26). Hier tritt der Vorteil gegenüber Drahtgeflechten deutlich zutage, denn aufgrund der Korrosionsempfindlichkeit von Stahldraht muss dieser für solche Anwendungen verzinkt werden, was einen erheblichen Einfluss auf die Kosten hat.

Geogitter werden inzwischen auch in Deutschland von einer Vielzahl von Herstellern angeboten. Die daraus resultierende große Bandbreite an Erzeugnissen erlaubt es, für jede spezielle Anwendung ein geeignetes Produkt auszuwählen. So können sich für den Wasserbau auch Produkte als geeignet erweisen, die ursprünglich für andere Zwecke konzipiert wurden.



Abb. 26: Gabionen aus Geogittern als Ufersicherung

Als Materialien für die Geogitter werden hauptsächlich Polyethylen (PE), Polypropylen (PP), oder Polyamid (PA) eingesetzt. Sie sind beständig gegen nahezu alle Arten von Säuren, die in natürlichen Böden vorkommen. Aufgrund ihrer hohen Langzeitbeständigkeit (die Hersteller garantieren bei Einhaltung gewisser Kriterien Beständigkeiten von > 100 Jahren), ihrer guten physikalischen Eigenschaften (Zugfestigkeit usw.) und ihrer hervorragenden Verarbeitbarkeit bei gleichzeitig geringem Gewicht ist auch ein Einsatz als Erosionssicherung an überströmbaren Dämmen denkbar. In diesem Zusammenhang sei hier aber auch erwähnt, dass die Geogitter oftmals empfindlich gegenüber UV-Strahlung sind. D. h. es gilt zu vermeiden, dass sie über einen längeren Zeitraum dem Sonnenlicht ausgesetzt sind, da sie ansonsten spröde werden können. Folgerichtig müssen die Überlaufstrecken begrünt werden, was auch schon im Hinblick auf eine landschaftsästhetische Ausführung des Dammes und der Sicherheit vor Vandalismus erfolgen sollte. Im Hochwasserfall wird die in der Regel nur wenige Zentimeter starke Begrüpfungsschicht planmäßig erodiert, so dass danach die volle Rauheit des Deckwerks zur Energieumwandlung wirken kann. Wie bereits im Kapitel 2.3 „Steinschüttungen“ erwähnt wurde, ist die Steinschüttung vor allem dann wirksam, wenn ein möglichst großer Anteil des Wassers durch das Deckwerk abfließen kann. Es muss somit dauerhaft sichergestellt werden (durch konstruktive Maßnahmen o. dgl.), dass sich die Hohlräume zwischen den Steinen nicht zusetzen. Dieser Aspekt ist bei der Planung und Ausführung solcher überströmbarer Dämme zu beachten. In der Fortsetzungsperiode dieses Forschungsprojekts wird auch auf diese Problemstellung weiter eingegangen.

Der Einsatz von Geogittern bei überströmbaren Dämmen dient als Erosionsschutz der einzelnen Steine. Dadurch kann der Versagensfall Erosion der Einzelsteine, wie sie beim Deckwerk aus Steinsatz oder aus Steinschüttung vorkommen (vgl. Kapitel 2.2.2 und 2.3.3), ausgeschlossen werden. Die Kräfte, die durch die Steine im Überströmungsfall auf das Geogitter ausgeübt werden sind ausgesprochen gering und für die Bemessung nicht weiter von Interesse.

Im Folgenden wird kurz auf einige denkbare Konstruktionsmöglichkeiten für ein Lockerdeckwerk aus „geogitterummantelte Steinmatratzen“ eingegangen. Selbstverständlich sind auch noch andere Varianten möglich.

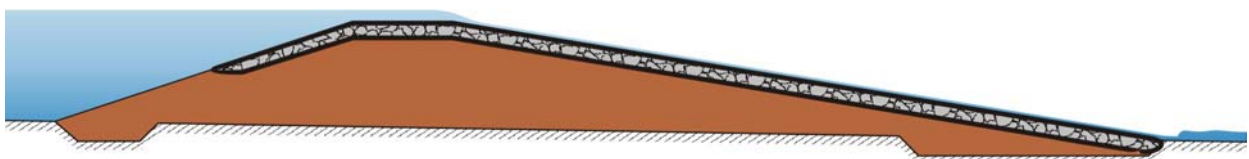


Abb. 27: Zurückverhängen der geogitterummantelten Steinmatratze über die Dammkrone

1. Die geogitterummantelte Steinmatratze wird in langen Streifen über die Dammkrone zurückverhängt (Abb. 27). 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 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 m bis 1,5 m empfohlen (abhängig von der hydraulischen Belastung und der Neigung der Dammböschungen). Ein befestigter Weg entlang der Dammkrone scheidet bei dieser Variante aus.

2. Die Geogitter werden in den Dammkörper zurückverhängt (Abb. 28). Dabei kommen zwei Untervarianten in Frage:
 - Die Steinmatratzen werden als „Lappen“ bestimmter Länge in den Dammkörper zurückverhängt (Abb. 28 oben). Das System gleicht dem oben beschriebenen Zurückverhängen über die Dammkrone, mit dem Unterschied, dass hier das Zurückverhängen 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 miteinander zu verbinden.
 - Auf „Lappen“ wie oben beschrieben wird verzichtet. Die Derkwerkssteine werden mit dem Dammbaumaterial und dem Geogitter lagenweise eingebaut. Bei dieser Ausführungsform (Abb. 28 unten) liegen die Steine direkt auf der Filterschicht auf. Es gibt somit keine untere Geogitterlage. Aus diesem Grund ist es auch nicht möglich, die obere und die untere Geogitterlage miteinander zu verbinden, wodurch die Länge einer solchen Matratze begrenzt wird. Dies ist auch der Grund, warum von einer solchen Ausführung eher abgeraten wird.

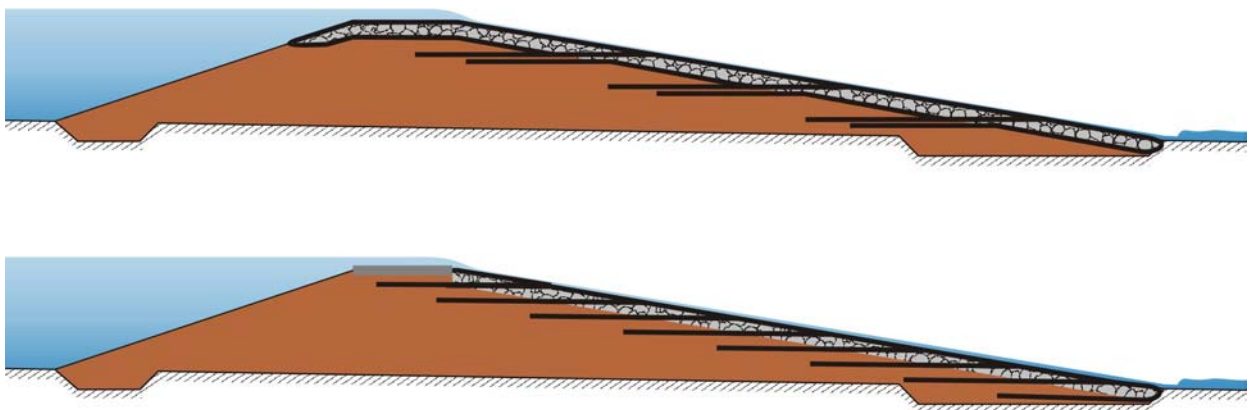


Abb. 28: Zurückverhängen der geogitterummantelten Steinmatratze in den Dammkörper

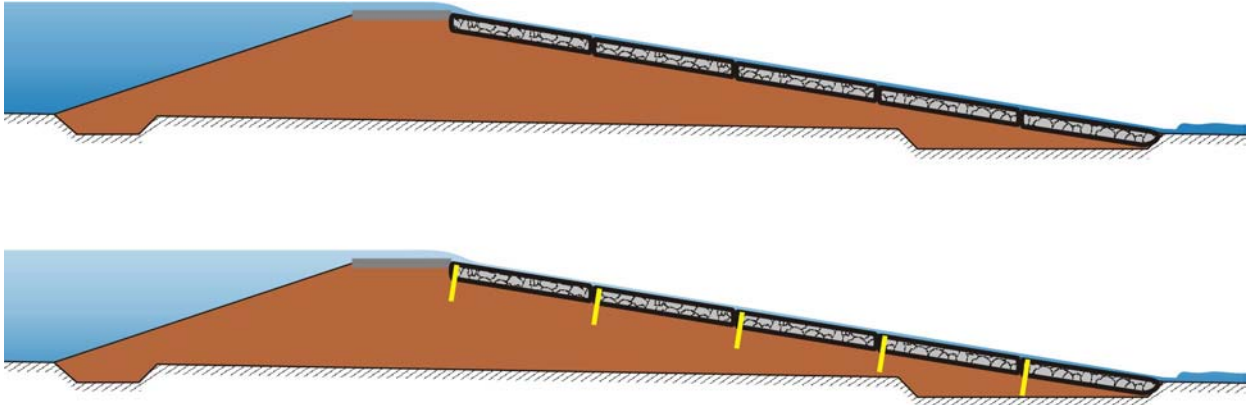


Abb. 29: Loses Auflegen der Steinmatratzen auf die luftseitige Böschungsfläche

3. Die Steinmatratzen werden lose auf die luftseitige Dammböschung aufgelegt. 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 (Abb. 29 oben). Die Kräfte werden ausschließlich durch Reibung in den Untergrund abgetragen. 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 Holzpflocken o. dgl. im Dammkörper befestigt werden (Abb. 29 unten). In diesem Fall wirken bei Überschreitung der Reibungskraft zwischen Dammkörper und Deckwerk Zugkräfte im Geogitter, für welche es bemessen sein muss.

Folgende auf den Abbildungen 30 bis 32 dargestellten Versagensszenarios sind bei den geogiterummantelten Steinmatratzen denkbar:

1. Abgleiten des gesamten Deckwerks:

Die Durchführung der Versuche diente hauptsächlich der Quantifizierung der Durch- und Überströmkräfte sowie der Reibungskräfte zwischen Steinmatratze und Filterkiesschicht.

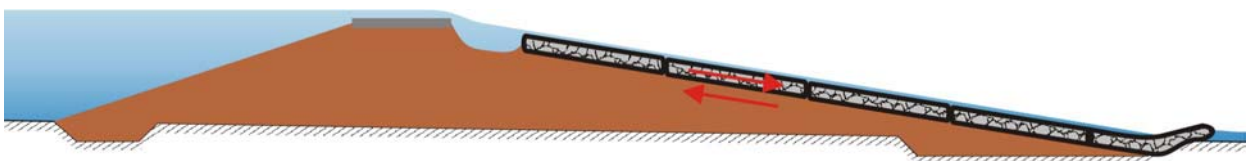


Abb. 30: Versagensszenario „Abgleiten des gesamten Deckwerks“

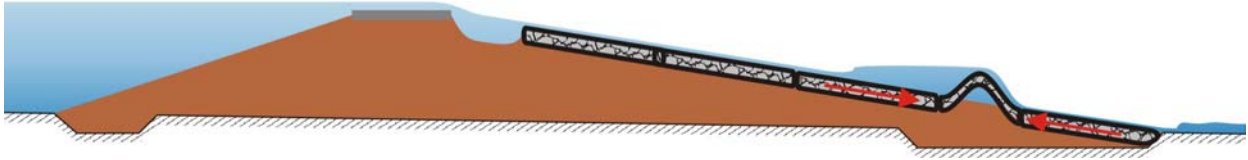


Abb. 31: Versagensszenario „Ausbrechen des Deckwerks“

2. Ausbrechen des Deckwerks:

Dieser Versagensfall setzt ein Abgleiten der Steinmatratze voraus und ist somit im Gleit-sicherheitsnachweis enthalten. Untersuchungen hierzu wurden nicht angestellt.

3. Versagen des Geogitters:

Mit den durchgeführten Experimenten wurde zusätzlich das Verformungsverhalten der Geo-gitter untersucht. Die Versuche wurden mit zwei Geogittertypen durchgeführt.

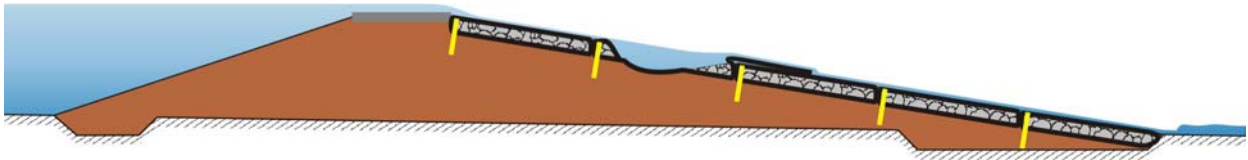


Abb. 32: Versagensszenario „Versagen des Geogitters“

2.4.2. Versuche und Versuchsprogramm

Die Versuche zu den geogitterummantelten Steinmatratzen wurden wiederum in der unter Kapitel 2.3.2 beschriebenen Versuchsrinne bei gleichen Randbedingungen (Neigung usw.) durchgeführt. Entsprechend Abb. 29 oben, wurden mit jeweils zwei verschiedenen Geogittertypen „Körbe“ in drei Längen (2,5 m, 5,0 m und 7,5 m) mit einer Höhe von 25 cm hergestellt und anschließend ringsum verschlossen. Zusätzlich wurde mit Hilfe von handelsüblichen Kabelbindern in einem Rasterabstand von etwa 0,35 m x 0,35 m die untere Lage des Geogitters mit der oberen Lage punktuell verbunden, um so die Bewegungsmöglichkeit der Steine innerhalb der Matratze weitestgehend zu verhindern. Getestet wurde sowohl ein biaxial gestrecktes, knotensteifes Geogitter aus PEHD (Typ I), als auch ein in den Knotenpunkten verschweißtes Geogitter aus gestreckten, monolithischen PP-Flachstäben (Typ II). Tabelle 3 enthält die für die Bemessung von Geogittern wichtigsten technischen Daten. Die Langzeitzugfestigkeit (>100 Jahre) liegt im Regelfall bei etwa 50% der vom Hersteller angegebenen Zugfestigkeiten.

Um die Kräfte aus Durch- und Überströmung bestimmen zu können, mussten die Reibungskräfte zwischen der Steinmatratze und dem Unterbau reduziert werden. Dies konnte erreicht werden, indem sowohl auf den Unterbau, als auch unter die Steinmatratze jeweils ein Stahlblech

gelegt wurde, zwischen denen eine Rollenkonstruktion eingebaut wurde (Abb. 33). Um auch an den Rinnenwandungen keine Reibungseffekte zu erzeugen, wurde zwischen den Steinmatratzen und der Rinnenwand ein wenige Zentimeter breiter Spalt gelassen. Damit die Steinmatratze nicht die Schräge hinunterrutscht, wurde sie durch zwei Seile gehalten, die an zwei an der Wandung des Einlaufbeckens installierten Kraftaufnehmern befestigt wurden (Abb. 34).

	Typ I	Typ II
Hersteller	Tensar	Naue
Produktname	GM4	Secugrid 40/40 Q1
Material	PEHD	PP
Rasterweite	ca. 60 mm x 60 mm	ca. 40 mm x 40 mm
Zugfestigkeit	15 kN/m	40 kN/m

Tabelle 3: Ausgewählte Geogittertypen für die Experimente an Steinmatratzen

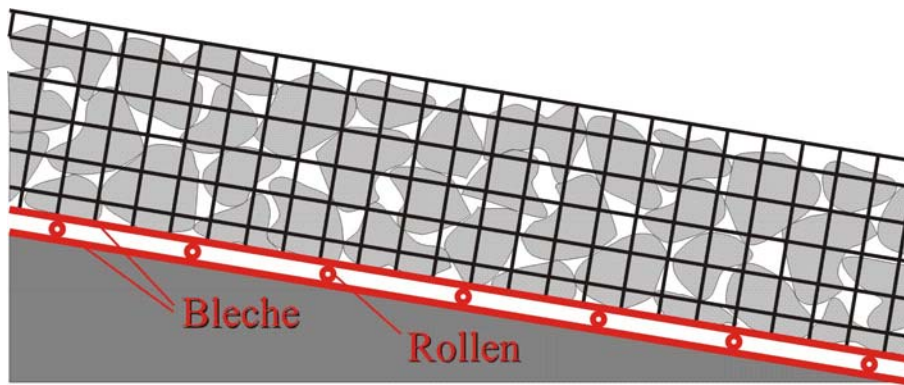


Abb. 33: Rollenkonstruktion unter der Steinmatratze für die Ermittlung der Strömungskräfte



Abb. 34: Geogitterummantelte Steinmatratze mit den zwei Zugseilen

Es wurden fünf Versuchsreihen durchgeführt, drei mit dem Geogittertyp I und zwei mit dem Geogittertyp II. Die drei bzw. zwei Versuchsreihen zu den jeweiligen Geogittertypen resultierten aus den unterschiedlichen Steinmatratzenlängen. Die Versuchsreihen bestanden aus jeweils neun Einzelversuchen, wobei der Abfluss von Versuch zu Versuch sukzessive erhöht wurde (Tabelle 4). Auch die Versuchsdauer wurde variiert, um Erkenntnisse über die Zeitabhängigkeit der Kräfte bei der Überströmung zu gewinnen.

Versuchsnummer	Geogittertyp I			Geogittertyp II		
	Versuchsreihe 1	Versuchsreihe 3	Versuchsreihe 5	Versuchsreihe 2	Versuchsreihe 4	
	Steinmatratzenlänge 250 cm	Steinmatratzenlänge 500 cm	Steinmatratzenlänge 750 cm	Steinmatratzenlänge 250 cm	Steinmatratzenlänge 500 cm	
Zeit ↓	1	q = 50 l/sm	q = 50 l/sm	q = 50 l/sm	q = 50 l/sm	q = 50 l/sm
	2	q = 100 l/sm	q = 100 l/sm	q = 100 l/sm	q = 100 l/sm	q = 100 l/sm
	3	q = 150 l/sm	q = 150 l/sm	q = 150 l/sm	q = 150 l/sm	q = 150 l/sm
	4	q = 200 l/sm	q = 200 l/sm	q = 200 l/sm	q = 200 l/sm	q = 200 l/sm
	5	q = 250 l/sm	q = 250 l/sm	q = 250 l/sm	q = 250 l/sm	q = 250 l/sm
	6	q = 300 l/sm	q = 300 l/sm	q = 300 l/sm	q = 300 l/sm	q = 300 l/sm
	7	q = 350 l/sm	q = 350 l/sm	q = 350 l/sm	q = 350 l/sm	q = 350 l/sm
	8	q = 150 l/sm	q = 150 l/sm	q = 150 l/sm	q = 150 l/sm	q = 150 l/sm
	9	q = 300 l/sm	q = 300 l/sm	q = 300 l/sm	q = 300 l/sm	q = 300 l/sm

Versuchsdauern: 60 min 360 min Wiederholungsversuche:

Tabelle 4: Programm für die Versuche zu den geogitterummantelten Steinmatratzen

Die folgenden Messgrößen wurden bei den Versuchen bestimmt:

- **Spezifischer Abfluss q**
- **Fließgeschwindigkeit v**
- **Hydrodynamische Drücke p**
- **Abflusstiefe y**
- **Kraft F**

Zugkraftmessung an den beiden oben erwähnten Kraftaufnehmern in Abhängigkeit vom spezifischen Abfluss q . Da in die Matratzen die selben nummerierten und gewogenen Steine eingebaut wurden wie bei den Steinschüttungen, war das Eigengewicht der Matratzen bekannt und damit auch die böschungsparelle Komponente des Eigengewichts. Somit konnte die Kraft aus Durch- und Überströmung ermittelt werden

- **Verformungen der Matratze e_x , e_y , und e_z**

Um das Verformungsverhalten der beiden Geogittertypen beurteilen zu können, wurden jeweils sechs Punkte auf dem Geogitter markiert (Abb. 35) und ihre Position in x-, y- und z-Richtung vor und nach dem Versuch bestimmt. Dadurch konnten Dehnungen der Matratzen nachgewiesen werden.

- **Reibungskraft zwischen Steinmatratze und Unterbau**

Bestimmung der Reibungskraft an den 2,5 m langen Matratzen (Ausbau der Rollenkonstruktion) im Trockenversuch.

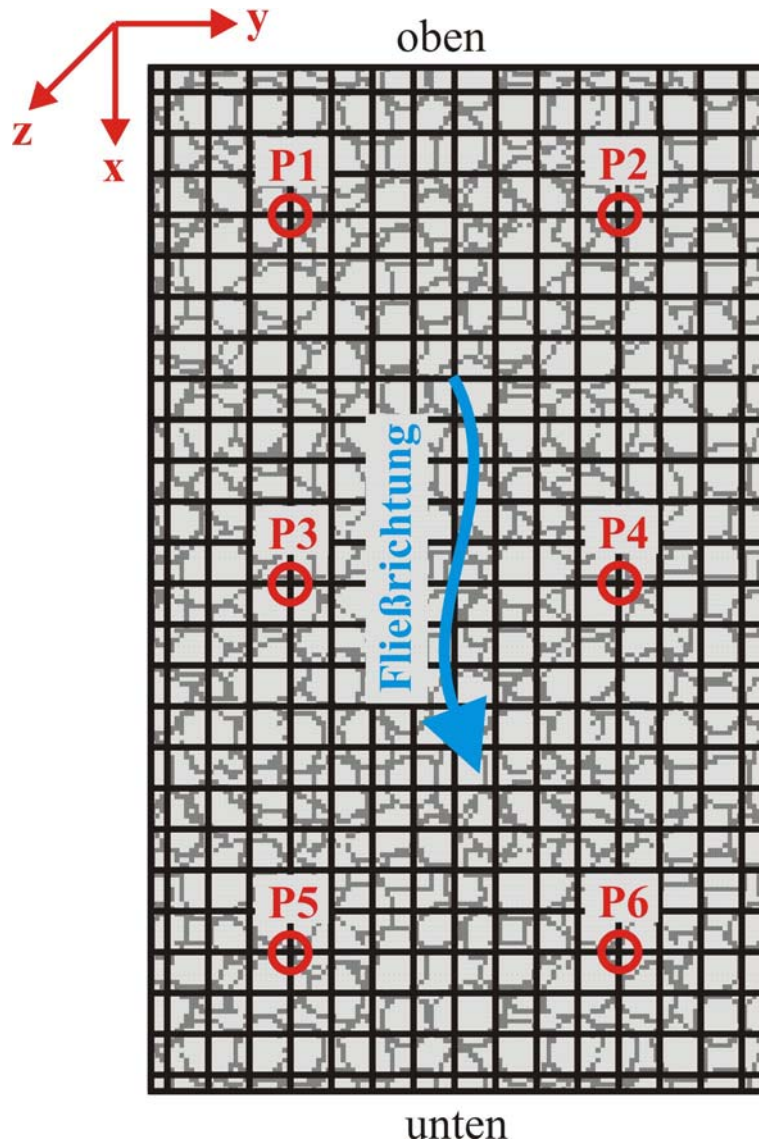


Abb. 35: Anordnung der Messpunkte für die Verformungsmessung auf der Steinmatratze

2.4.3. Verformungen

Die gemessenen Werte für die Verformungen der Steinmatratze zeigten sowohl in y-Richtung als auch in z-Richtung keine Abhängigkeit vom Abfluss q und der Steinmatratzenlänge L . Zudem waren sie vernachlässigbar klein. Anders war dies bei den Messungen in x-Richtung. Hier zeigte sich eine deutliche Abhängigkeit von der Steinmatratzenlänge L . Abb. 36 zeigt die über eine Versuchsreihe (Versuchsnummern entsprechen den in Tabelle 3 dargestellten Abflüssen) aufsummierten Verschiebungswerte der Punkte P1 bis P6 (vgl. Abb. 35). Da die Verschiebungen jeweils vor und nach den Versuchen gemessen wurde, also im unbelasteten Zustand des Geogitters, sind die elastischen Dehnungen in Abhängigkeit vom spezifischen Abfluss nicht zu sehen. Die gemessenen bleibenden Verformungen resultieren vielmehr aus geringfügigen Steinumlagerungen innerhalb der Steinmatratze und vor allem aus zeitabhängigen Kriecherscheinungen.

nungen des Materials. Weiterhin kann den Diagrammen entnommen werden, dass die (Kriech)verformungen des Geogitters Typ II deutlich geringer sind als die des Typs I (vgl. Diagramm links oben mit Diagramm rechts unten). Die größten Verformungen stellten sich erwartungsgemäß bei den größten Steinmatratzenlänge ein. Da die Steinmatratze am oberen Ende durch die beiden Stahlseile gehalten wurde, liegen die Werte von P1 und P2 jeweils unter denen von P3 und P4 und diese wiederum unter denen von P5 und P6. Die größten Verformungen lagen bei etwa 35 mm im Falle der 7,5 m langen Steinmatratze mit dem Geogittertyp I.

Wird nun berücksichtigt, dass die Matratzen durch die unterhalb installierte Rollenkonstruktion in ihrer Bewegungsfreiheit nicht behindert wurde, was auf Dammböschungen nicht der Fall ist, so kann davon ausgegangen werden, dass die Verformungen in der Natur bei der entsprechenden Ausführungsvariante vernachlässigbar klein sind.

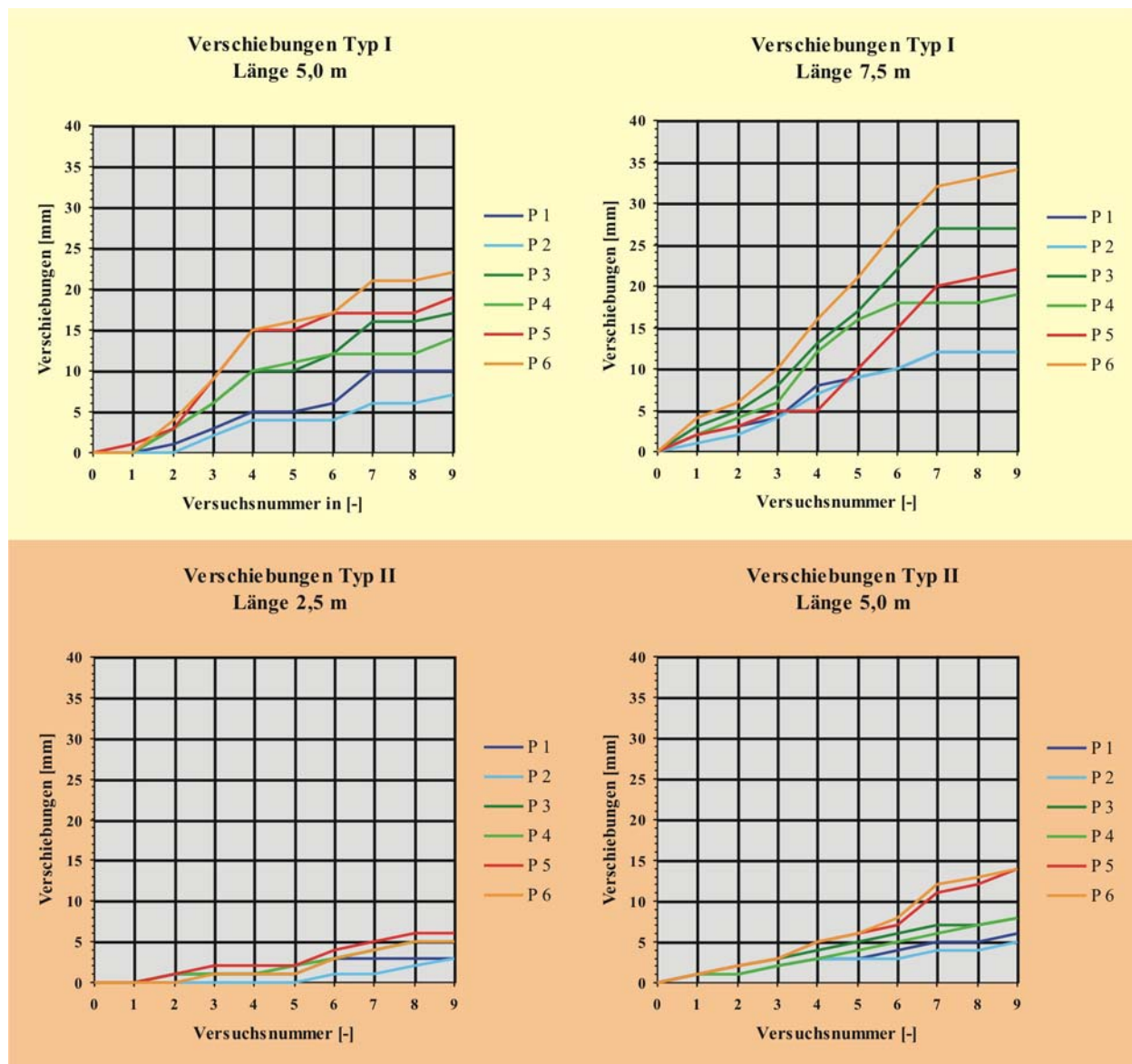


Abb. 36: Aufsummierte Verschiebungen der Punkte P1 - P6 bei verschiedenen Versuchsreihen

2.4.4. Ableiten des gesamten Deckwerks

In Abb. 37 ist sowohl das Ergebnis der Kraftmessungen, als auch das von vergleichenden Berechnungen zu sehen. Die Kurven der Messungen und der Berechnungen erzielen eine gute Übereinstimmung. Folgenden Erkenntnisse können aus den Messungen gewonnen werden:

- Die Kräfte bei den Geogittermatratzen aus Typ I und II unterscheiden sich nicht signifikant. Das bedeutet, dass der Geogittertyp keinen bemerkbaren Einfluss auf die Durch- und Überströmung hat.
- Die Kräfte im Geogitter steigen erwartungsgemäß proportional mit der Länge der Steinmatratzen.
- Der Kraftzuwachs $\Delta F/\Delta q$ aus Überströmung nimmt mit zunehmendem spezifischen Abfluss q ab, da die Überströmhöhe und -geschwindigkeit nur degressiv zunimmt und der Abflussbeiwert λ abnimmt.
- Die gemessenen Kräfte liegen alle weit unterhalb der von den Herstellern der Geogitter angegebenen Zugfestigkeit. Ein Versagen der Geogitter, z. B. bei einer Rückverhängung der Geogitter in den Dammkörper, kann demnach selbst bei steileren Neigungen und größeren Abflüssen für diese Geogittertypen ausgeschlossen werden.

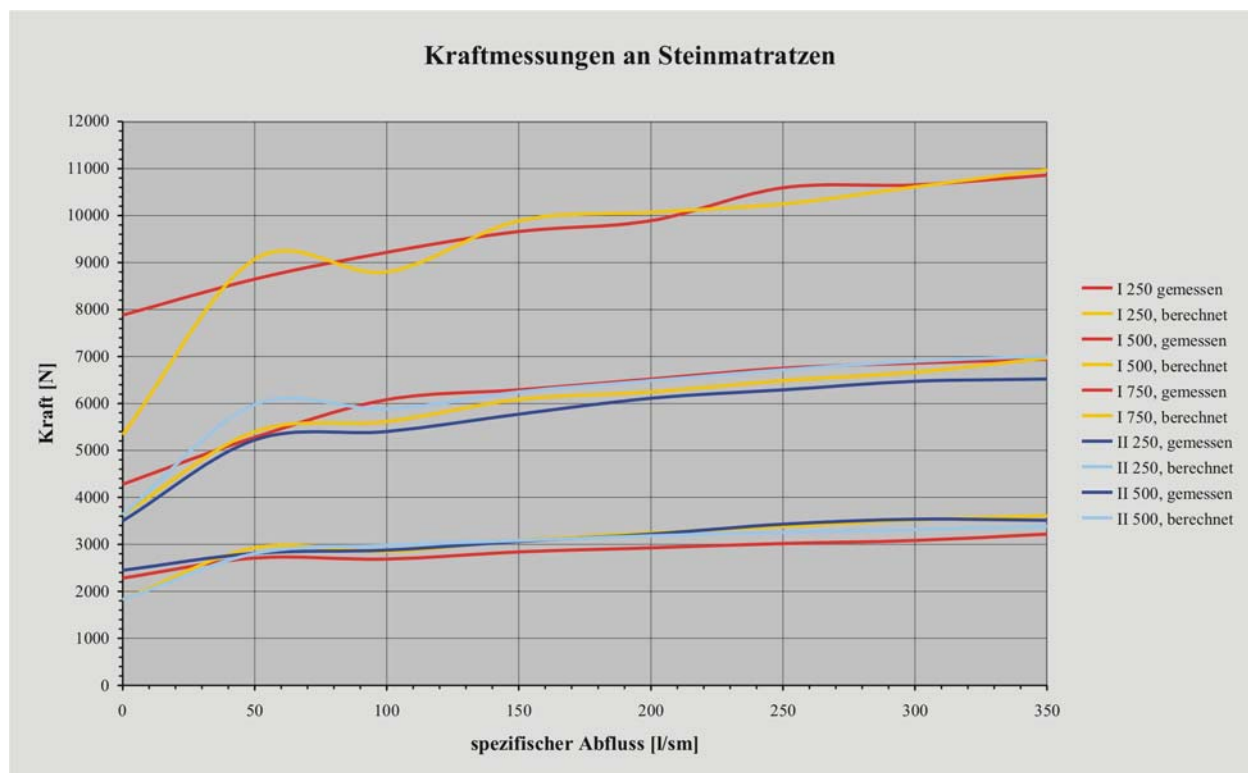


Abb. 37: Ergebnisse der Kraftmessungen und der Berechnungen an Steinmatratzen

Die berechneten Werte zeigen im Bereich der niedrigeren Abflüsse einen stark nichtlinearen Verlauf. Der Grund hierfür sind die im Bereich der Deckwerksoberkante nur relativ ungenau durchführbaren Messungen der Abflusstiefe, mit denen das Gewicht des Wasserkörpers ermittelt wurde. Darüber hinaus ist hier zu beachten, dass die Reibung trotz Einbau der Rollenkonstruktion nicht gänzlich ausgeschaltet werden konnte. Aus diesem Grund wurde bei der Berechnung der entsprechenden Werte ein geringer Reibungsbeiwert von $f = 0,05$ angesetzt.

Die Berechnung erfolgte nach dem geotechnischen Ansatz von BRAUNS (1986). Der Vergleich der berechneten Werte mit den gemessenen Werten zeigt, dass hier der Einfluss der hydrodynamischen Kräfte, wie bei der Berechnung der Gleitsicherheit von Deckwerken aus Steinsatz nach RATHGEB (2001), vernachlässigbar ist. Der Grund hierfür liegt in der mehrlagigen Ausführung der Deckwerke bei den Steinschüttungen, in der die hydrodynamischen Druckschwankungen nach unten hin offensichtlich sehr schnell abgedämpft werden. Ab welcher Deckwerksstärke die hydrodynamischen Kraftanteile berücksichtigt werden müssen, ist derzeit noch unklar. Jedoch kann offensichtlich, das belegen die durchgeführten Messungen, schon bei der 25 cm starken Steinmatratze (etwa die 1,5-fache Höhe eines vergleichbaren Deckwerks aus Steinsatz) auf einen Ansatz von hydrodynamischen Kraftanteilen verzichtet werden.

Die folgenden Kräfte bzw. Kraftkomponenten müssen bei dem Gleitsicherheitsnachweis angesetzt werden (vgl. Abb. 38):

$$W_{Üx} = \gamma_W \cdot y \cdot \sin\alpha \cdot \Delta L \quad \text{Gewichtskraftanteil des Wassers aus Überströmung}$$

$$W_{Dx} = \gamma_W \cdot d_D \cdot \sin\alpha \cdot \Delta L \quad \text{Gewichtskraftanteil des Wassers aus Durchströmung}$$

$$G'x = (\gamma_S - \gamma_W) \cdot d_D \cdot (1 - n) \cdot \sin\alpha \cdot \Delta L \quad \text{Gewichtskraftanteil des Deckwerks unter Auftrieb}$$

$$G'z = (\gamma_S - \gamma_W) \cdot d_D \cdot (1 - n) \cdot \cos\alpha \cdot \Delta L \quad \text{Gewichtskraftanteil des Deckwerks unter Auftrieb}$$

$$F_R = G'z \cdot \tan\varphi' \quad \text{Reibungskraft in der Gleitfuge}$$

dabei sind:

- γ_W, γ_S ... Wichte des Wassers bzw. der Steine [kN/m^3]
- y Abflusstiefe oberhalb des Deckwerks [m]
- α Neigungswinkel der luftseitigen Dammböschung [$^\circ$]
- ΔL Länge der Überströmstrecke [m]
- d_D Deckwerksstärke [m]
- n Hohlraumgehalt der Steine [-]
- φ' Reibungswinkel zwischen Steinmatratze und Dammkörper [$^\circ$]

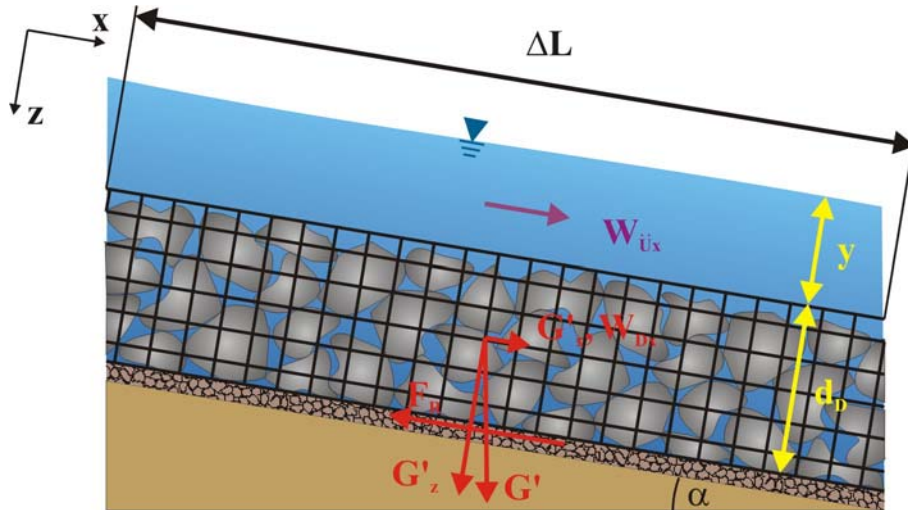


Abb. 38: Kräfte und geometrische Größen für den Gleitsicherheitsnachweis

Am Ende der Berechnung müssen die Kräfte folgendermaßen gegenübergestellt werden:

$$\eta_G = \frac{F_R}{G'_x + W_{Dx} + W_{Ux}} = \frac{\frac{\tan \varphi'}{\tan \alpha}}{\frac{\rho_w}{(\rho_s - \rho_w) \cdot (1-n)} \cdot \left(\frac{y}{D_s} + n \right) + \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_w}} \geq 1,35 \quad (11)$$

Dieser Nachweis kann sowohl für Deckwerk aus Steinschüttungen, als auch für Deckwerk aus geogitterummantelten Steinmatratzen geführt werden. Der Reibungswinkel φ' zwischen der Steinmatratze und dem Filterkies wurde in zwei weiteren Versuchen zu $\varphi' = 30^\circ - 35^\circ$ bestimmt. Auf der sicheren Seite liegend sollte für die steingefüllten Geogittermatratzen von einem Wert von $\varphi' = 30^\circ$ ausgegangen werden, während bei den Steinschüttungen für die untersuchten Steine ein Reibungswinkel von $\varphi' = 35^\circ$ als vertretbar angesehen werden kann.

Die Hauptschwierigkeit bei der Berechnung liegt in der Bestimmung des Durchströmanteils q_D an dem Gesamtabfluss q bzw. in der Abschätzung der Abflusstiefe. Hier wird folgende Vorgehensweise vorgeschlagen:

1. Berechnung des Durchströmanteils q_D am Gesamtabfluss q . Dabei hat sich die folgende modifizierte Darcy-Weisbach-Gleichung als geeignet herausgestellt:

$$q_D = n \cdot d_D \cdot v_D = \frac{1}{\sqrt{\lambda_D}} \cdot \sqrt{8 \cdot g \cdot r_{hyD} \cdot I} \quad (12)$$

$$\text{mit } \lambda_D = \frac{1-n}{n} \cdot \frac{C_U^{0,52}}{K^2} \quad (\text{MARTINS 1990}) \quad (13)$$

dabei sind: q_D Durchströmanteil am Gesamtabfluss [m^3/sm]
 n Hohlraumgehalt der Steine [-]
 d_D Deckwerksstärke [m]
 v_D mittlere Durchströmgeschwindigkeit [m/s]
 λ_D Reibungsbeiwert innerhalb der Steinschüttung [-]
 g Erdbeschleunigung [m/s^2]
 r_{hyD} hydraulischer Radius im Deckwerk [m]
 I Gefälle [-]
 C_U Ungleichförmigkeitszahl $C_U = d_{60}/d_{10}$ [-]
 d_{60}, d_{10} Korndurchmesser bei 60% bzw. 10% Siebdurchgang [cm]
 K Formfaktor der Steine (für kantige Steine $K = 0,56$) [-]

Der hydraulische Radius r_{hyD} kann wie folgt berechnet werden:

$$r_{hyD} = \frac{n \cdot d_D \cdot d_{50}}{4 \cdot (1 - n) \cdot d_D + d_{50}} \quad (14)$$

dabei wird von einem idealisierten Modell mit gleichmäßig verteilten quadratischen Steinen Kantenlänge d_{50} auf einer Querschnittsfläche $b \times d_D$ ausgegangen. Über den Hohlraumgehalt n wird die Anzahl dieser quadratischen Steine bestimmt. Die Breite b wird stets mit einem Meter angesetzt.

Ist q_D bekannt, kann der Überströmanteil q_U bestimmt werden: $q_U = q - q_D$

2. Aus dem Überströmanteil q_U kann nun analog der im Kapitel 2.2.2 dargestellten Vorgehensweise die Überström-Abflusstiefe ermittelt werden. Dabei ist für die Berechnung des Reibungsbeiwerts λ die Formel nach SCHEUERLEIN anzuwenden (vgl. Seite 13).

3. Bodenstabilisierung

In der Geotechnik kennt man verschiedene Verfahren, mit denen die Eigenschaften eines Bodens, der als Baugrund oder als Baustoff bei einem bestimmten Bauvorhaben Verwendung finden soll, im Hinblick auf die problemspezifischen Anforderungen positiv beeinflusst werden können. Das einfachste Verfahren stellt die Bodenverdichtung dar. Dabei wird durch das Einbringen von mechanischer Energie der Porenraum des Kornhaufens verringert und dadurch die Scherfestigkeit erhöht und das Setzungsverhalten verbessert.

Auch die Bodenstabilisierung durch das Einmischen verschiedener Bindemittel stellt ein solches Verfahren zur Beeinflussung der bodenphysikalischen Eigenschaften dar, welches sich im Erdbau seit langem bewährt hat. Man spricht von einer Bodenverbesserung, wenn durch das Einmischen des Bindemittels (meist Feinkalk) das Ziel einer verbesserten Einbaufähigkeit und Verdichtbarkeit eines zu nassen bindigen Bodens verfolgt wird. Eine nachhaltige und dauerhafte Erhöhung der Festigkeit, der Raumbeständigkeit, der Wasserunempfindlichkeit und der Frostbeständigkeit durch die Bindemittelzugabe bezeichnet man hingegen als Bodenverfestigung. Insbesondere im Straßenbau werden Bodenverfestigungen zu Herstellung dauerhaft tragfähiger und frostbeständiger Tragschichten eingesetzt. Die vorhandenen Erfahrungen hinsichtlich der Auswirkungen des Einmischens von Bindemitteln beziehen sich daher in erster Linie auf die für diesen Anwendungsbereich relevanten bodenmechanischen Eigenschaften, nämlich die Tragfähigkeit und die Frostbeständigkeit.

Die Herstellung von Bodenstabilisierungen erfolgt entweder im Baumischverfahren (mixed-in-place) oder im Zentralmischverfahren (mixed-in-plant). Der Boden wird maschinell zerkleinert und homogenisiert, mit dem Bindemittel ggf. unter der Zugabe von Wasser gleichmäßig vermischt, eingebaut und dabei so verdichtet, dass der vorgeschriebene Verdichtungsgrad erreicht wird. Bei Längs- und Arbeitsfugen sind die Frässpuren zu überlappen, um eine Verzahnung zu einem monolithischen stabilisierten Bodenkörper zu erreichen.

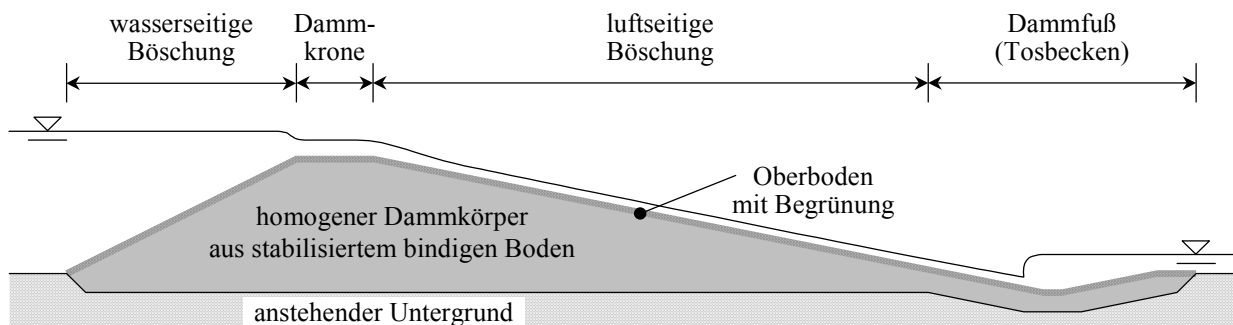


Abb. 39: Überströmbarer Damm aus stabilisiertem bindigen Boden

3.1. Allgemeines

Der hier betrachtete Anwendungsbereich umfasst kleinere Absperrdämme mit Höhen bis ca. 5 m. Bei entsprechenden Anlagen zur Hochwasserrückhaltung wird es sich in der Regel um sogenannte Trockenbecken ohne Dauerstau handeln. Ein Einstau dieser Becken erfolgt lediglich kurzzeitig bei extremen Niederschlagsereignissen. Die Gefahr einer Durchweichung des Dammkörpers ist daher als gering anzusehen. Die durchgeführten Untersuchungen zielen auf eine Bauweise für solche Dämme, bei welcher der gesamte Dammkörper homogen aus einer Bodenstabilisierung im Baumischverfahren hergestellt wird. Aufgrund der Verkittung, die durch das eingemischte Bindemittel erzeugt wird, kann diese Bauweise als monolithisch bezeichnet werden. In Abb. 39 ist schematisch ein entsprechendes Dammprofil dargestellt.

Aus Gründen der Ästhetik und der Einpassung in die Landschaft muss der homogene Dammkörper abschließend mit einer Schicht aus Oberboden mit geeigneter Begrünung und Bepflanzung abgedeckt werden. Diese Abdeckung bewirkt auch einen gewissen klimatischen Ausgleich für den Dammkörper, indem sie die Einwirkungen von Austrocknung und Frost auf den stabilisierten bindigen Boden abdämpft. Im sehr selten auftretenden Fall der Überströmung leistet die Vegetationsbedeckung darüber hinaus aber auch einen gewissen Erosionsschutz. Diese Schutzwirkung lässt sich allerdings nicht genau quantifizieren und darf daher bei der Bemessung nicht berücksichtigt werden. Vielmehr ist davon auszugehen, dass die Oberbodenschicht mit der Vegetation durch die angreifende hydrodynamische Belastung bei der Überströmung früher oder später abgetragen und weggeschwemmt werden wird. Der aus stabilisiertem bindigen Boden aufgebaute Dammkörper ist dann dem erosiven Angriff der Schleppkräfte des strömenden Wassers unmittelbar ausgesetzt. Durch einen möglicherweise ungleichmäßigen Abtrag des Oberbodens kann es zu Abflusskonzentrationen kommen. Der Dammkörper muss dann in der Lage sein, auch diese höhere Belastung schadlos ertragen zu können.

Da der Dammkörper bei dieser Bauweise eine relative glatte Oberfläche aufweist, was insbesondere für den Zustand nach der in Kauf genommenen Erosion der Oberbodenschicht gilt, findet auf der Böschung eine starke Beschleunigung der Strömung statt. Dies hat einerseits eine hohe Abflusskapazität zur Folge. Am Dammfuß sind die Strömungsgeschwindigkeiten und die Turbulenzen am größten. Zur Vermeidung einer Kolkbildung, welche bei einer rückschreitenden Ausbreitung die Dammsicherheit massiv gefährdet, ist ein entsprechend ausgebildetes Tosbecken vorzusehen. Auch im Gelände unterhalb des Dammes können andernfalls wegen der hohen Fließgeschwindigkeiten starke Erosionserscheinungen auftreten.

Für die Dammbegrünung geeignet sind in erster Linie Gräser (Ansaat von Magerrasen, Saattmaten, Fertigrasen). Sie ermöglichen eine einfache Dammpflege und bieten u.U. die Möglichkeit der Bewirtschaftung durch Beweidung. Bäume und Gehölze kommen hingegen als

Vegetation auf überströmbaren Dämmen nicht in Frage. Sie können die Standsicherheit des Dammes gefährden und erschweren darüber hinaus den Unterhalt.

3.2. Versagensarten und Bodenerosion

Um eine sichere Bemessung und Auslegung eines überströmbaren Dammes zu ermöglichen, ist grundsätzlich die Kenntnis und das Verstehen der für die jeweilige Bauweise spezifischen Versagensmechanismen unerlässlich. Im Falle der Bodenstabilisierung ist von maßgebender Bedeutung, das Versagen infolge verschiedener Erosionserscheinungen auszuschließen. Besondere Aufmerksamkeit ist hierbei dem Kronenbereich und dem Dammfuß zu widmen. Ein nachweislich dauerhaft hoher Widerstand gegen Bodenerosion, der auch unter der Einwirkung verschiedener Witterungseinflüsse erhalten bleibt, ist zu gewährleisten.

Unter der fluvialen Bodenerosion werden hier alle Phänomene verstanden, bei denen durch die Wirkung strömenden Wassers einzelne Bodenpartikel aus dem Verbund des Korngerüsts herausgelöst, zerschlämmt und abtransportiert werden. Grundsätzlich ist zwischen Erosionsvorgängen, die sich im Inneren einer durchströmten Bodenschicht ereignen können und solchen, die an der Oberfläche infolge des Überlandabflusses auftreten können, zu unterscheiden. Einflussfaktoren ergeben sich einerseits aus den Bodeneigenschaften (Korn- und Porengrößenverteilung, Strukturstabilität, etc.) und andererseits aus den Eigenschaften der Strömung (Abfluss, Fließgeschwindigkeit, Turbulenzen, etc.).

3.2.1. Innere Erosion

Die verschiedenen Erscheinungsformen der inneren Erosion treten auf als Folge der mechanischen Beanspruchung, welche Sickerströmungen auf das Korngerüst eines durchströmten Bodens ausüben. Ursache dieser Beanspruchung ist der Strömungsdruck, der in Richtung des hydraulischen Gradienten auf die Bodenstruktur einwirkt. Aus der Zähigkeit des strömenden Porenwassers resultiert zudem eine Schubbeanspruchung des Korngerüsts. Die Folgen sind Bodenumlagerungen im Porensystem oder Deformationen des Korngerüsts.

Voraussetzung für das Auftreten innerer Erosion ist dabei stets das Zusammentreffen von geometrischen Randbedingungen, welche die Auflockerung, die Umlagerung und den Abtransport des erosionsgefährdeten Erdstoffs grundsätzlich gestatten, mit einem erosionsauslösenden hydraulischen Gradienten. Die Erscheinungsformen der inneren Erosion werden in Abhängigkeit von der Art und dem Ort ihrer Entstehung sowie ihrem physikalischen Ablauf unterschieden. In Abbildung 40 sind drei wichtige Arten der inneren Erosion dargestellt.

Die Suffosion ist dadurch gekennzeichnet, dass feinere Kornfraktionen eines weitgestuften Erdstoffs, welche die Füllung eines größeren Korngskeletts bilden, durch die Kraft des strömenden Wassers mobilisiert und ausgespült werden. Das zurückbleibende Gerüst aus Grobkorn kann durchaus in sich stabil sein. Besonders gefährdet sind weitgestufte Böden mit großer Ungleichförmigkeitszahl, insbesondere solche, die Ausfallkörnungen aufweisen. Im Basisbereich von Dämmen können solche Ausspülungen zu Standsicherheitsproblemen führen.

Den umgekehrten Vorgang bezeichnet man als Kolmation. Im Porenraum eines Korngerüsts lagern sich mit dem Wasser transportierte Feinteilchen ab. Dieser Vorgang kann beispielsweise zur Verstopfung einer Dränschicht führen, welche dann nicht mehr in der Lage ist, das ankommende Wasser zu sammeln und abzuführen. Das Wasser sucht sich einen alternativen Weg und löst damit u.U. an anderer Stelle erneut Erosionsvorgänge aus. Kontakterosion tritt an der Schichtgrenze benachbarter durchströmter Erdstoffbereiche mit ungünstiger Kornzusammensetzung als Kombination aus Suffosion und Kolmation auf. Dabei wandern feinkörnige Bodenpartikel über die Schichtgrenze in einen grobkörnigen Bereich und lagern sich dort ab. Suffosion und Kolmation sind die Folge mangelhafter Eigenstabilität durchströmter Erdstoffe.

Bei der rückschreitende Erosion („piping“) kommt es durch landseitigen Sickerwasseraustritt zu progressiv verlaufendem, konzentriertem Materialaustrag, der sich entgegen die Fließrichtung ausbreitet. Es bilden sich röhrenartige Hohlräume aus, welche in Lauf der Zeit bis zur Wasserseite durchschlagen können. Die Standsicherheit von Dämmen ist dann durch die Gefahr des Auftretens eines sogenannten Erosionsgrundbruchs massiv gefährdet.

Mit Hilfe von Filtern werden erodierte Bodenkörner am weiteren Abtransport gehindert. Für die Bemessung von mineralischen Filtern werden häufig geometrischen und hydraulische Filterkriterien herangezogen, auf die an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden soll.

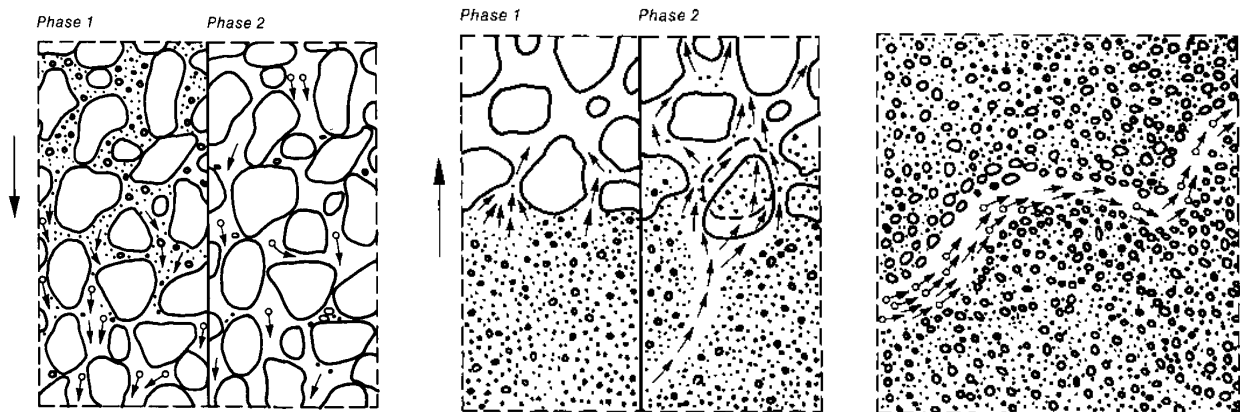


Abb. 40: V.l.n.r.: Prinzipskizzen zum Ablauf der Suffosion, der Kontakterosion und der rückschreitenden Erosion (DVWK Merkblatt 210/1986)

3.2.2. Oberflächenerosion

Die Oberflächenerosion wird durch die Schleppekraft des fließenden Wassers ausgelöst. Übersteigt die Sohlschubspannung dabei einen von den Bodeneigenschaften abhängigen kritischen Wert, so werden Bodenkörner aus dem Verbund herausgelöst und abtransportiert. Gefährdet sind insbesondere strukturlabile feinsandige und schluffige Böden. Wegen der Abhängigkeit von der Strömungsgeschwindigkeit steigt die Erosionsgefahr mit zunehmender Neigung und Länge der überströmten Flächen.

Erhöhte Erosionsgefahr besteht bei solchen tonigen Böden, deren Beständigkeit durch Verschlammung an der Oberfläche gefährdet ist. Dieser auch als Dispergierung bezeichnete Vorgang tritt auf als Folge der Volumenzunahme bei der Wasseraufnahme. Benachbarte Bodenteilchen werden dabei infolge von Quellungserscheinungen auseinandergedrängt. Die für das Korngerüst bindiger Erdstoffe charakteristischen Bindungskräfte werden aufgelöst.

Diese elektrostatischen Bindungskräfte resultieren aus der Eigenschaft der Tonminerale, dass sie in Wasser eine mehr oder weniger negative Oberflächenladung aufweisen. Die Mineralkörner sind daher in der Lage, Wassermoleküle aufgrund ihres Dipolcharakters und verschiedene Kationen in Abhängigkeit von deren Wertigkeit und Ionengröße fest zu adsorbieren. Es bildet sich eine elektrische Doppelschicht, von deren Dicke die Stabilität von Bodenaggregaten entscheidend abhängt. Als Einflussfaktoren sind neben dem Tongehalt, dem Salzgehalt und dem Wassergehalt des Bodens insbesondere der Mineralbestand und der Kationenbelag zu nennen.

Smectite (z.B. Montmorillonite) sind quellfähiger als Illite und dispergieren daher schneller. Kaolinit ist hingegen vergleichsweise stabil. Insbesondere ein Übergewicht von Natriumkationen (Na^+) im Porenwasser begünstigt eine Dispergierung. Calcium- (Ca^{2+}), Magnesium- (Mg^{2+}) und Aluminiumkationen (Al^{3+}) sind in diesem Zusammenhang positiver zu bewerten. Zusammenfassend ist die Dispergierung demnach eine Folge der Aggregatzerstörung durch Flies- und Zerfallserscheinungen, die mit einer strukturschwächenden und damit erosionsbegünstigenden Festigkeitsabnahme verbunden ist.

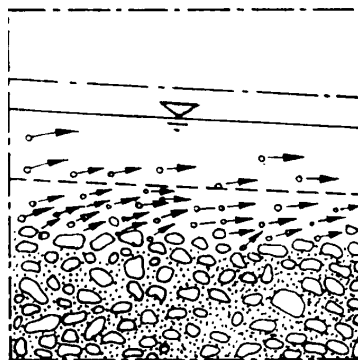


Abb. 41: Oberflächenerosion (BUSCH/LUCKNER, 1974)

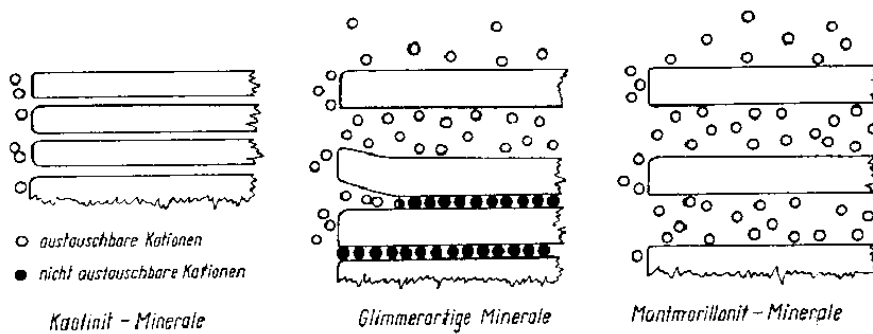


Abb. 42: Kationensorption und innerkristalline Quellung von Tonmineralen (KERTSCHER 1988)

Neben den elektromolekularen Bindungskräften gibt es weitere Faktoren, die sich strukturstabilisierend auf bindige Böden auswirken und dadurch zu einer Erhöhung des Erosionswiderstands führen können. Kapillare Saugspannungen in teilgesättigten Erdstoffen erzeugen z.B. eine bedeutende Adhäsion der Hydrathüllen der Erdstoffteilchen. Die daraus resultierende Festigkeitssteigerung wird auch als „scheinbare Kohäsion“ bezeichnet. Sie geht allerdings bei Vollsättigung wieder verloren. Des Weiteren resultieren aus bestimmten Bodenbestandteilen stabilisierende Wirkungen durch Zementation (z.B. Fe- und Al-Oxide) oder Verkittung (z.B. CaO). Bei der Bodenstabilisierung werden diese den Erosionswiderstand steigernden Effekte künstlich durch die Zugabe eines Bindemittels erzeugt.

Auch die Struktur der überströmten Oberfläche bzw. deren Rauigkeit beeinflusst den Verlauf der Oberflächenerosion. Eine raue Oberfläche begünstigt die Bildung von Turbulenzen, Strömungsablösungen und Unterdrücken, welche den erosiven Angriff verstärken.

3.3. Bindemittel und deren Wirkungsweise

Im Erdbau werden für die Stabilisierung von Böden verschiedene Bindemittel verwendet. In Abhängigkeit von der Bodenart und vom Wassergehalt kommen in erster Linie Feinkalke, Kalkhydrate, hochhydraulische Kalke und Zemente sowie zunehmend auch Mischungen aus Baukalk und Zement zum Einsatz.

Die Bindemittel müssen dabei den einschlägigen Normen (DIN EN 197-1 bzw. DIN 1164 „Zement“; DIN EN 459-1 bzw. DIN 1060 „Baukalk“) entsprechen. Hydraulisch erhärtende Bindemittel eignen sich vor allem zur Behandlung grob- und gemischtkörniger Böden. Bei feinkörnigen Böden können sie nur verwendet werden, wenn sich diese ausreichend zerkleinern und mit dem Bindemittel homogen durchmischen lassen. Im Allgemeinen verwendet man bei der Stabilisierung solcher Böden allerdings vorrangig Feinkalk oder Kalkhydrat.

3.3.1. Feinkalke und Kalkhydrate

Bei Feinkalk handelt es sich um gebrannten Kalk bzw. Calciumoxid (CaO). Durch Wasserzugabe wird der Branntkalk gelöscht. In einer exothermen Reaktion entsteht dabei Kalkhydrat bzw. Calciumhydroxid (Ca(OH)_2). Beim Abbinden reagiert Kalkhydrat mit dem Kohlendioxid aus der Luft zu festem kristallinen Kalkstein bzw. Calciumcarbonat (CaCO_3). Die Entwicklung der Festigkeit bei einer Bodenbehandlung mit Kalk ist auf diese Karbonatisierung sowie auf die chemische Umwandlung der Tonminerale zurückzuführen.

Bindiger Boden wird demnach durch seinen Gehalt an Tonmineralen zum geeigneten Reaktionspartner für Kalke. Bei diesen Reaktionen verändern sich die Tonmineraleigenschaften und die Bodenstruktur. Dabei wird zwischen der Sofortreaktion und der Langzeitreaktion unterschieden. Kennzeichnend für die Sofortreaktion, welche innerhalb von Minuten nach dem Einmischen einsetzt und bereits nach wenigen Tagen abgeschlossen ist, ist zunächst eine Reduzierung des Wassergehalts des Boden-Kalk-Gemischs. Diese hat ihre Ursachen in der chemischen Bindung von Wassermolekülen, im Verdampfen von Wasser als Folge der beim Löschen von Branntkalk freigesetzten Wärme und daneben auch in der Belüftung beim Mischvorgang. Einsetzende chemische Reaktionen in den Tonmineralen und an deren Grenzenflächen führen darüber hinaus zu einer Krümelbildung.

Auch eine Verbesserung der Verdichtbarkeit stellt sich schon kurz nach dem Einmischen ein. Der für die Verdichtung optimale Wassergehalt steigt bei gleichzeitig abnehmender Proctordichte. Ein gewünschter Verdichtungsgrad ist gegenüber dem unbehandelten Boden innerhalb eines größeren Wassergehaltsbereichs zu erzielen. Die Verbesserung der Plastizitätseigenschaften, eine abnehmende Empfindlichkeit gegenüber Wasser sowie die Erhöhung der Tragfähigkeit sind ebenfalls Folgen der Kalkzugabe. Die beschriebenen Effekte der Sofortreaktion macht man sich vor allem bei der Verbesserung der bautechnischen Verarbeitbarkeit zu nasser Böden zu Nutze.

	Feinkalk	Kalkhydrat	Hochhydraulischer Kalk
Bodenverbesserung (Sofortwirkung)	2 bis 4	2 bis 5	2 bis 8
Bodenverfestigung (Langzeitwirkung)	4 bis 6	4 bis 8	4 bis 12

Tabelle 5: Kalkanteile (Richtwerte) in Gew.-% bezogen auf das Trockengewicht des Bodens bei Bodenbehandlungen (FLOSS 1997)

Während der Langzeitreaktion kommt es zu einer chemischen Umwandlung der Tonminerale. Diese puzzolanische Reaktion führt im Verlauf von einigen Monaten bis zu mehreren Jahren zu Raumbeständigkeit, langfristiger Zunahme der Festigkeit und dauerhafter Tragfähigkeit. Die erzielbaren Endfestigkeiten sind allerdings kleiner als bei der Verwendung von Zement und werden langsamer erreicht. Erfahrungsgemäß ist ein starker Festigkeitsanstieg bis zu einer Abbindezeit von 2 bis 3 Jahren zu erwarten. Auch nach Ablauf dieser Zeit ist noch ein geringer Zuwachs zu verzeichnen.

Die Schrumpf- und die Quellneigung bindiger Böden werden durch die Kalkzugabe ebenfalls deutlich reduziert, während die Wasserdurchlässigkeit ansteigt. Eine ausreichende Frostbeständigkeit ist allerdings erst nach längerer Reaktionszeit vorhanden. Daher sollten Bodenverfestigungen mit Kalk mindestens zwei Monate vor dem Eintreten von Frost hergestellt sein.

Sofern bei feinkörnigen und bei gemischtkörnigen Böden der Wassergehalt des unbehandelten Bodens im Bereich des für die Verdichtung optimalen Wassergehalts liegt, ist die Verwendung eines Kalkhydrates zweckmäßig.

3.3.2. Hydraulische und hochhydraulische Kalke

Im Unterschied zu den Feinkalken und den Kalkhydraten wirken hydraulische Kalke im Wesentlichen durch Reaktionen ihrer Hydraulefaktoren mit dem Wasser des Bodens verfestigend. Sie eignen sich vor allem für die Verfestigung grob- und gemischtkörniger Bodenarten, deren Wassergehalt im Bereich des optimalen Verdichtungswassergehaltes liegt. Tabelle 5 enthält Richtwerte für die Kalkzugabemengen für die verschiedenen Kalkarten in Prozent bezogen auf das Trockengewicht des zu behandelnden Bodens.

3.3.3. Zemente

Bei Bodenstabilisierung mit Zement resultiert die Verfestigung aus einem Kristallisationsvorgang. In feinkörnigen Böden werden starke Bindungen zwischen den Mineralkörnern durch die Hydratation des Zements hergestellt. Hauptträger dieser hydraulischen Erhärtung sind Tri- und Dicalciumsilikate. Es entsteht eine verkittete Matrix, welche die Bodenkörner einschließt. Die zellenförmige Struktur dieser Matrix bestimmt die Festigkeit des Endprodukts, da die Festigkeit der Tonteilchen innerhalb der Matrix verhältnismäßig gering ist.

Durch die Matrix werden die Bodenkörner fixiert, was zu einer Erhöhung der Konsistenzgrenzen bei gleichzeitiger Reduzierung der Plastizität führt. Weitere Merkmale einer Zementstabilisierung sind ähnlich wie bei der Kalkstabilisierung eine Wassergehaltsreduzierung, eine zeitabhängige Erhöhung der Druck- und der Scherfestigkeit und die Abminderung der Schumpf- und der Quellneigung. Das gründliche und gleichmäßige Einmischen des Zements erfordert bei bindigen Böden häufig eine Vorbehandlung mit Kalk.

Hydrophobierte Zemente nehmen nach dem Aufstreuen weniger Feuchtigkeit auf und reagieren erst nach dem Einfräsen in den Boden. Sie bleiben auch unter schwierigeren Bedingungen ausreichend lange verarbeitbar. Unmittelbar nach Beendigung der Durchmischung wird mit der Verdichtung begonnen. Dabei hat die Einhaltung des geforderten Verdichtungsgrades entscheidende Bedeutung für die Eigenschaften der fertigen Schicht, insbesondere auch für deren Druckfestigkeit. Der Verarbeitungszeitraum für das Boden-Zement-Gemisch beträgt im Allgemeinen bei nicht hydrophobiertem Zement bis zu drei Stunden nach dem Ausstreuen, bei hydrophobiertem Zement drei Stunden nach Beginn des Mischvorgangs. Die fertige Zementstabilisierung ist über einen Zeitraum von 7 Tagen vor Austrocknung zu schützen.

Bodenspezifische Erfahrungswerte für den Zementanteil bei Verfestigungen enthält Tabelle 6. Der Zementanteil sollte 3 Gew.-% bezogen auf den trockenen Boden nicht unterschreiten, um eine ausreichend gleichmäßige Verteilung des Bindemittel im Boden zu erreichen. Zu beachten ist, dass alle hydraulischen Bindemittel im nicht erhärteten Zustand den pH-Wert des Wassers erhöhen.

Bodenart nach DIN 18196		Zementanteil in Gew.-Teilen bezogen auf auf 100 GT des bei 105 °C getrockneten Bodens
1	GW, GI, GE, SW, SI	4 bis 7
2	SE	8 bis 12
3	GU, GT, SU, ST	6 bis 10
4	GÜ, GÜ, SÜ, SÜ	7 bis 12
5	UL, TL	7 bis 12
6	UM, UA, TM, TA	10 bis 16

Tabelle 6: Zementanteile bei Bodenverfestigungen (Erfahrungswerte) (FLOSS 1997)

3.4. Eignungsanforderungen

Die Anforderungen an Bodenstabilisierungen sind abhängig vom jeweiligen Anwendungsbereich. Die Eignung der zu behandelnden Bodenart für eine Bodenstabilisierung ist im Einzelfall grundsätzlich nachzuweisen. Allgemeine Material- und Einbauanforderungen für Damm- baustoffe werden im DVWK Merkblatt 202/1991 genannt. Diese gelten entsprechend auch für den hier betrachteten Anwendungsbereich der überströmbaren Dämme. Darüber hinaus muss eine bei überströmbaren Dämmen eingesetzte Bodenstabilisierung dauerhaft erosionsstabil, witterungs- und frostbeständig sein.

3.4.1. Eignung der Böden für Stabilisierungen

Die grundsätzliche Eignung eines Bodens für die Behandlung mit bestimmten Bindemitteln hängt u.a. stark von seiner Kornverteilung ab. Anhand von Abbildung 43 (FLOSS 1997) kann die Eignung über die Kornverteilung des zu behandelnden Bodens grob abgeschätzt werden. Für die Eignung zu einer Bodenstabilisierung mit Feinkalk oder Kalkhydrat muss der zu behandelnde feinkörnige Boden darüber hinaus genügend reaktionsfähige Bestandteile enthalten. Hydraulische Bindemittel eignen sich hingegen vor allem für die Verfestigung grob- und gemischtkörniger Bodenarten.

Die Auswahl der Bindemittelart hängt auch maßgeblich vom natürlichen Wassergehalt des zu stabilisierenden Bodens ab (siehe Kapitel 3.3). Unvollständig zersetzte Gesteine und organische Böden sind für eine Stabilisierung mit Bindemitteln grundsätzlich ungeeignet.

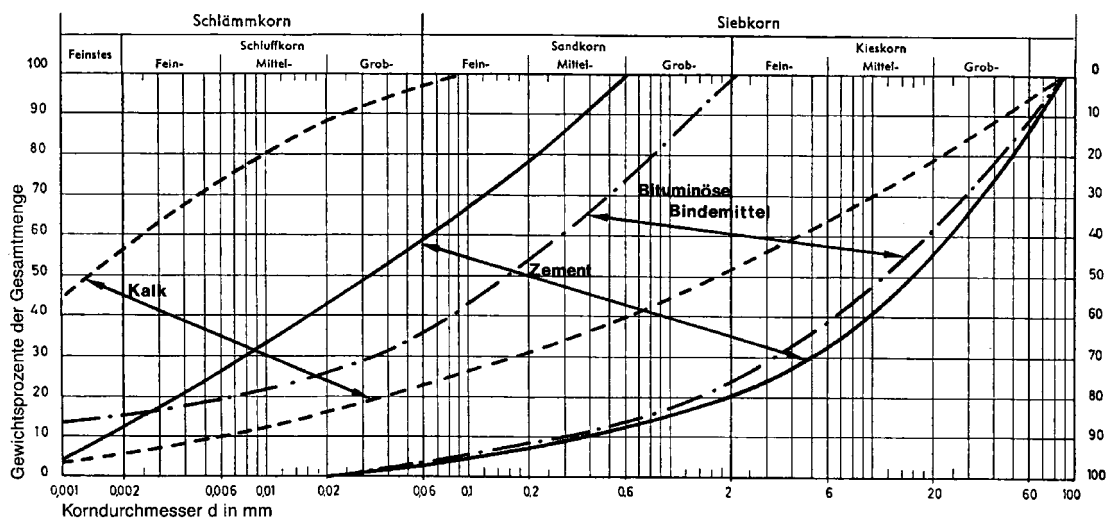


Abb. 43: Körnungsbereiche für Bodenstabilisierungen mit Bindemitteln (FLOSS 1997)

Darüber hinaus sind Eignungsprüfungen erforderlich, die sich nach der Bodenart, der Bindemittelart und den für den jeweiligen Anwendungsbereich gestellten spezifischen Anforderungen unterscheiden. Die Optimierung der erforderlichen Bindemittelzugabemenge erfolgt auf Grundlage der Ergebnisse dieser Eignungsprüfungen. Im Straßenbau gibt es spezielle technischen Prüfvorschriften, welche die Forschungsgemeinschaft für Straßen- und Verkehrswesen herausgibt. Für die Zementstabilisierung gilt hier die TP BF-StB Teil B 11.1, für die Kalkstabilisierung die TP BF-StB Teil B 11.5.

Für den Anwendungsbereich der überströmbaren Dämme sind bodenmechanische Kriterien und entsprechende Prüfungen zu erarbeiten, welche weniger auf die Tragfähigkeit, sondern mehr auf die Erosionsstabilität und die Witterungs- und Frostbeständigkeit ausgerichtet sind.

3.4.2. Allgemeine Anforderungen an Dammschüttmaterialien

Der für den homogenen Dammkörper eines Hochwasserrückhaltebeckens verwendete Baustoff hat sowohl die Funktion des Schützkörpers wie auch die einer mineralischen Dichtung zu erfüllen. Bei den hier vorrangig betrachteten Trockenbecken spielt die Durchlässigkeit des Dammbaustoffs allerdings eine weniger maßgebenden Rolle als bei Becken mit Dauerstau. Material- und Einbauanforderungen für Dammbaustoffe nennt das DVWK Merkblatt 202/1991 „Hochwasserrückhaltebecken“. Eine Zusammenstellung zeigt Tabelle 7.

Kennwert		Stützkörper	mineralische Dichtung
Materialanforderungen	Steinanteil $d > 63 \text{ mm}$ [%]	≤ 35 ($d_{\text{max}} = 15 \text{ cm}$)	≤ 35 ($d_{\text{max}} = 8 \text{ cm}$)
	natürlicher Kalkgehalt V_{Ca} [%]	≤ 10	≤ 10
	Organgehalt V_{gl} [%]	≤ 5	≤ 3
	Fließgrenze w_L [%]	≤ 50	≤ 80
	Ausrollgrenze w_P [%]	≤ 20	≤ 20
	Plastizitätszahl I_P [%]	≥ 10	≥ 10
	Tongehalt $d < 0,002 \text{ mm}$ [%]	≥ 10	≥ 20
	Durchlässigkeit k [m/s]		$\leq 10^{-7}$
Einbauanforderungen	Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	≥ 100 (≥ 97)	≥ 100 (≥ 97)
	Luftporengehalt n_a [%]	≤ 12	≤ 12

Tabelle 7: Material- und Einbauanforderungen an bindige Dammbaustoffe (nach DVWK Merkblatt 202/1991)

3.4.3. Erosionsbeständigkeit

Unbehandelte bindige Bodenarten weisen im Allgemeinen einen geringen Erosionswiderstand auf. Sie sind meist nicht in der Lage, die beim Überströmen auf sie einwirkenden Belastungen schadlos zu ertragen und sind daher ohne zusätzliche Schutzmaßnahmen als Baustoff für überströmbare Dämme nicht geeignet. Faktoren, die den Erosionswiderstand beeinflussen, sind in Kapitel 3.2 genauer erläutert. Besondere Bedeutung fällt der Strukturstabilität des Bodens zu. Während bei nichtbindigen Böden die strukturstabilisierende Reibung von der Kornverteilung, der Kornform und den Lagerungseigenschaften maßgeblich bestimmt wird, spielt bei bindigen Böden die Kohäsion und damit der Mineralbestand, der Kationenbelag der Austauscher und die Konsistenz die entscheidende Rolle.

Die Verkittung der Bodenteilchen als Folge der durch die Bindemittelzugabe ausgelösten Abbindevorgänge und der chemischen Reaktionen zwischen Bindemittel und Tonteilchen erhöht die Strukturstabilität und damit die Erosionsstabilität des entsprechend behandelten Bodens entscheidend. Dies gilt sowohl hinsichtlich der Durch- als auch der Überströmung.

3.4.4. Witterungs- und Frostbeständigkeit

Wechselnde Witterungsverhältnisse wie Trocken-Nass-Zyklen und Frost-Tau-Zyklen lösen in bindigen Böden verschieden physikalische und chemischen Prozesse aus, welche die Struktur dieser Böden angreifen. Die Folge können weitreichende irreversible Änderungen der Bodeneigenschaften sein.

	Frostempfindlichkeit	Bodengruppen (DIN 18196)
F1	nicht frostempfindlich	GW, GI, GE SW, SI, SE
F2	gering bis mittel frostempfindlich	TA OT, OH, OK ST, GT } ¹⁾ SU, GU } ¹⁾
F3	sehr frostempfindlich	TL, TM UL, UM, UA OU ST*, GT*, SU*, GU*

Anmerkung:

¹⁾ zu F 1 gehörig bei einem Anteil an Korn unter 0,063 mm von 5,0 Gew.-% bei $U \geq 15,0$ oder 15,0 Gew.-% bei $U \leq 6,0$.

Im Bereich $6,0 < U < 15,0$ kann der für eine Zuordnung zu F 1 zulässige Anteil an Korn unter 0,063 mm linear interpoliert werden (s. Bild).

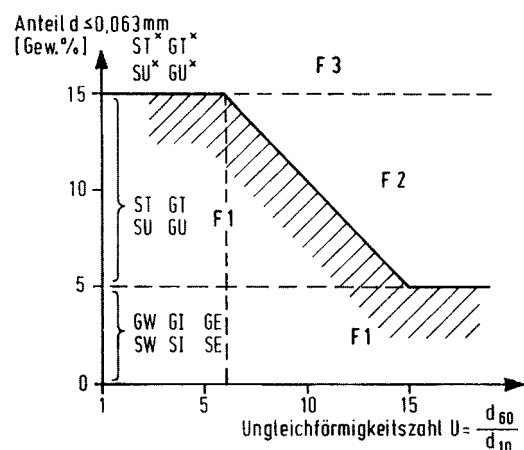


Abb. 44: Frostempfindlichkeitsklassen nach ZTVE-StB 94

Die ZTVE-StB 94 teilen die in DIN 18196 definierten Bodengruppen nach ihrer Korngrößenverteilung und ihren plastischen Eigenschaften in drei Frostempfindlichkeitsklassen ein. Die Einteilung ist Abbildung 44 zu entnehmen. Sie zeigt, dass die Frostempfindlichkeit der Böden von physikalisch und von mineralchemischen Einflussfaktoren bestimmt wird. Zu den physikalischen Einflussfaktoren zählen dabei in erster Linie die Granulometrie, Porengrößen und deren Verteilung, Kapillarität und Durchlässigkeit. Entscheidend sind die Wechselwirkungen des Bodens mit dem Porenwasser in der Gefrierzone.

Kann sich das Porenwasser im Boden beim Gefrieren nicht ungehindert ausdehnen, so entsteht durch die Volumenzunahme beim Kristallisieren des Wassers ein Druck auf das Korngerüst. Dieser Effekt wird zusätzlich durch die Menge und die Geschwindigkeit kapillar angesaugten Wassers aus tiefer liegenden Schichten zur Gefrierfront verstärkt. Der zusätzliche Wassertransport zur Gefrierfront ist eine Folge des Unterdrucks, der sich in den Kapillaren bedingt durch die Volumenvergrößerung des gefrierenden Wassers einstellt. In feinkörnigen Böden entstehen dabei sogenannte Eislinsen. Es kommt zu Frosthebungen und bleibenden Auflockerungen. Abbildung 45 verdeutlicht die Bedeutung des Wassernachschubs für die Eislinsenbildung. Nicht frostempfindlich (Frostempfindlichkeitsklasse F1) sind Böden mit offenem Entwässerungssystem, die eine so große Durchlässigkeit besitzen, dass eine der Volumenzunahme des gefrierenden Wassers entsprechende Menge an noch nicht gefrorenem Porenwasser mit ausreichend großer Geschwindigkeit abfließen kann.

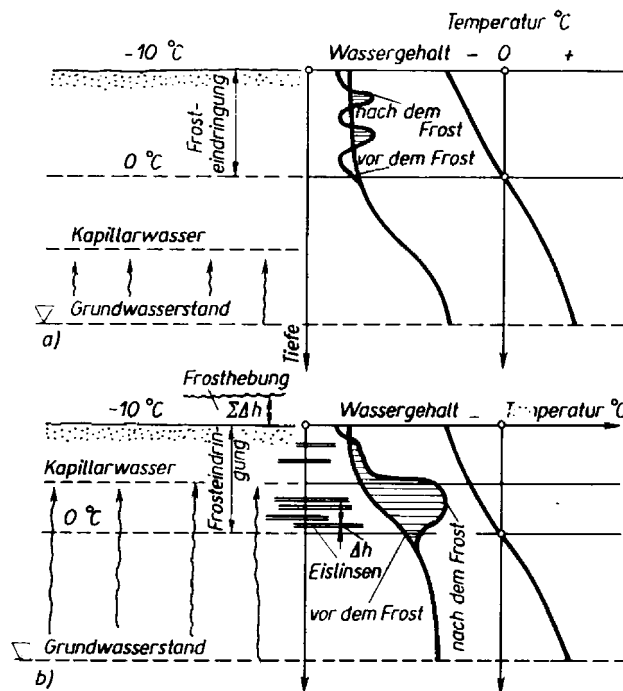


Abb. 45: Bedeutung des Wassernachschubs für die Eislinsenbildung (Kézdi, 1970)

Frostgefährdet sind insbesondere Bodenarten, deren Tonminerale geringe Bindungskräfte auf die Wassermoleküle ausüben. Montmorillonite besitzen eine relativ dicke Hülle aus gebundenem Wasser und wenig bewegliche Wassermoleküle. Sie sind daher weniger frostempfindlich als Illite und Kaolinite. Auch die Art der an die Tonteichen gebundenen Kationen hat aufgrund der unterschiedlich großen Bindungskräfte Einfluss auf das Frostverhalten. Im Porenwasser gelöste Salze verringern die Frostempfindlichkeit, da sie den Gefrierpunkt herabsetzen.

Auch beim Tauprozess kann es zu strukturschwächenden Vorgängen kommen. Das Auftauen beginnt im Allgemeinen an der Bodenoberflächen, während sich darunter liegende Schichten noch in gefrorenem Zustand befinden. Durch diese gefrorenen Schichten wird das auftauende Wasser am Abfließen gehindert. Es kommt so infolge eines Wasserüberschusses zu Konsistenzänderungen. Des Weiteren kann die Volumenabnahme beim Auftauen zeitweise zu Porenwasserüberdrücken führen. Die Folge sind Festigkeitseinbußen.

Durchnässung kann bei bindigen Böden zum Aufweichen verbunden mit einer Entfestigung führen. Quellerscheinungen und Verschlammung lösen den inneren Zusammenhalt der Bodenaggregate auf. Austrocknung kann Schrumpfungsvorgänge auslösen, die sich in der Bildung von Rissen zeigen. Der Bodenkörper wird in eine bröckelige, leicht erodierbare Struktur zerlegt. Das Eindringen von Wasser in den Boden wird dadurch erleichtert, die Gefahr des Aufweichens bei anschließender Durchnässung wächst.

Durch die verkittende Wirkung der Bodenstabilisierung kann sowohl die Schrumpf- und die Quellneigung als auch die Frostempfindlichkeit eines Boden deutlich vermindert werden. Neben den physikalischen und den mineralchemischen Eigenschaften des Ausgangsbodens wird die Frostbeständigkeit stabilisierter feinkörniger Böden maßgeblich von der verwendeten Bindemittelart, der Zugabemenge und der Abbindezeit beeinflusst. Die jeweils erforderliche Bindemittelmenge ist nach den Ergebnissen von speziellen Eignungsprüfungen festzulegen. Als Kriterien für die Frostbeständigkeit werden bei den gängigen Eignungsprüfungen für Bodenstabilisierungen im Straßenbau Höchstwerte für Längenänderungen und Mindestwerte der einaxialen Druckfestigkeit nach der Einwirkung mehrerer Frost-Tau-Wechsel verwendet.

3.5. Durchgeführte Untersuchungen und Ergebnisse

Anhand der durchgeführten Untersuchungen sollte grundsätzlich überprüft werden, ob und unter welchen Voraussetzungen ein mit Bindemitteln stabilisierter bindiger Boden die in Abschnitt 3.4 genannten Eignungsanforderungen, welche an einen Baustoff für überströmbare Dämme zu stellen sind, erfüllen kann. Zu diesem Zweck wurden an einem ausgewählten Versuchsboden sowie an Gemischen dieses Bodens mit Bindemitteln verschiedener Art und Zugabemenge großmaßstäbliche Erosionsversuche und Materialeignungstests durchgeführt. Eine Beschreibung des Versuchsbodens enthält Abschnitt 3.5.1. Angaben zu den verwendeten Bindemitteln sind in Abschnitt 3.5.2 zu finden. Hauptaugenmerk lag bei den Untersuchungen zunächst auf dem Erosionsverhalten unter der infolge einer Überströmen auf die Böschung einwirkenden Belastungen. Die dabei verwendete Versuchseinrichtung wird in Abschnitt 3.5.3 näher erläutert. Darüber hinaus wurde in Eignungsprüfungen die dauerhafte Beständigkeit des stabilisierten Bodens im Hinblick auf seinen Erosionswiderstands unter den jahreszeitlich wechselnden Witterungseinwirkungen untersucht. Angaben zu diesen Prüfungen enthält Abschnitt 3.5.4.

3.5.1. Versuchsboden

Als Versuchsboden wurde ein Lösslehm ausgewählt, da dieser in Baden-Württemberg häufig anzutreffende bindige Boden wegen seiner stofflichen Eigenschaften häufig als Dammbaustoff Verwendung findet. Das in den Versuchen eingesetzte Bodenmaterial fällt als Abraummasse im bmk Steinbruchbetrieb Robert Bopp in Talheim bei Heilbronn an.

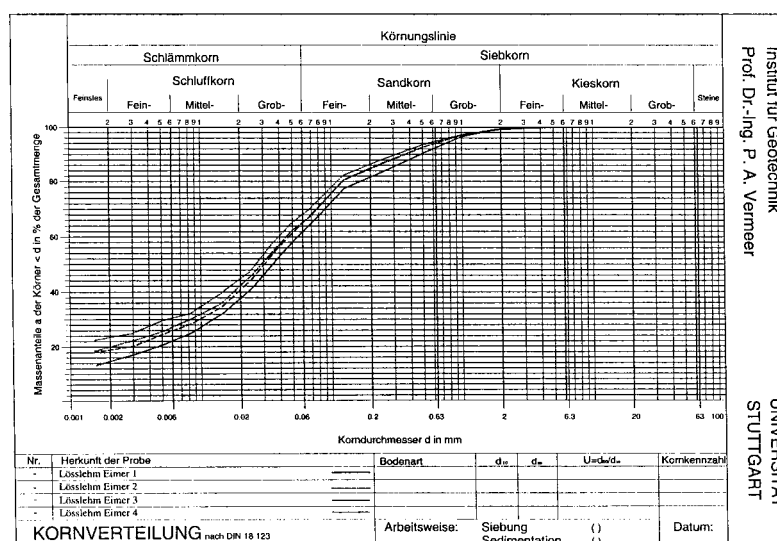
Kennwerte			BWC 20004	Rilling (1994)	Brinkmann (1998)
Fließgrenze	w_L	[%]	33,1	34,9	33,9
Ausrollgrenze	w_P	[%]	12,9	14,8	15,0
Plastizitätszahl	I_P	[%]	20,2	20,0	18,9
Tongehalt	$d < 0,002 \text{ mm}$	[%]	20	23	23
Aktivitätszahl	I_A	[-]	0,91	0,9	0,84
Schrumpfgrenze	w_S	[%]	-	13,8	11,8
Kalkgehalt	V_{Ca}	[%]	3,8	1,8	2,4
Glühverlust	V_{gl}	[%]	-	3,3	4,1
Korndichte	ρ_S	[g/cm ³]	2,68	2,67	2,68
Durchlässigkeit	k	[m/s]	$2 \cdot 10^{-11}$	$5 \cdot 10^{-10}$	$\leq 10^{-9}$
Proctordichte	ρ_{Pr}	[g/cm ³]	1,79	1,76	1,75
opt. Wassergehalt	w_{Pr}	[%]	15,8	16,6	16,6

Tabelle 8: Zusammenstellung der bodenmechanischen Kennwerte des Versuchsbodens (Lösslehm aus Talheim)

Hinsichtlich seiner Entstehung handelt es sich bei Lösslehm (Sekundärlöss) um ein verlehmtes Verwitterungsprodukt des „echten Löss“ (Primärlöss). Der Primärlöss bezeichnet ein gelbbraunes bis gelbgraues feinkörniges äolisches Sediment. Bei einer enggestuften Kornverteilung im Schluffbereich weist er einen hohen natürlichen Kalkgehalt auf. Die Tonfraktion ist relativ klein. Der Lösslehm entsteht aus dem Primärlöss durch Umlagerungs- und Umbildungsprozesse. Durch lösendes Niederschlagswasser wird der Löss entkalkt. Darüber hinaus erfolgt die Um- bildung des im Löss enthaltenen Feldspats zu Tonmineralen. Mit der Verwitterung ist eine Änderung der Farbe hin zu dem für Lösslehm typischen dunkelbraun bis rotbraun verbunden.

Bereits in früheren Forschungsarbeiten am Institut für Geotechnik wurde dieser Boden ver- wendet. Über seine Zusammensetzung und seine mechanischen Eigenschaften sind daher viele Daten vorhanden. Dennoch wurde der Lösslehm für dieses Projekt erneut bodenmechanisch klassifiziert, um einen umfassenden Überblick über die Materialeigenschaften des Ver- suchsbodens zu erhalten. Eine Zusammenstellung der wichtigsten Kennwerte (Mittelwerte) ein- schließlich eines Vergleichs mit den aus früheren Arbeiten vorhandenen Daten enthält Tabelle 8.

Granulometrisch handelt es sich bei dem Lösslehm um einen sandigen, tonigen Schluff. Abbil- dung 46 zeigt exemplarisch vier Kornverteilungskurven. Gemäß der Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke nach DIN 18196 wird er aufgrund seiner Zustandsgrenzen und seiner daraus abgeleiteten Plastizität unter Anwendung des Diagramms nach CASAGRANDE als leicht- bis mittelplastischer Ton (Bodengruppen TL bis TM) eingestuft. Unter Verwendung von Abbildung 43 kann der Lösslehm aufgrund seiner Kornverteilung als für eine Stabilisierung mit Baukalk geeignet eingestuft werden. Für eine Verfestigung allein mit Zement ist er hingegen wegen seines recht hohen Feinkornanteils nicht geeignet.



Institut für Geotechnik
 Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer
 UNIVERSITÄT
 STUTTGART

Abb. 46: Kornverteilungskurven des Lösslehms

Aus den Ergebnissen der bodenmechanischen Klassifikationsversuche lassen sich Hinweise zur mineralogischen Zusammensetzung des Lösslehms ableiten. Die Aktivitätszahl I_A nach SKEMPTON gibt Auskunft über die Wirksamkeit der Tonminerale hinsichtlich einer Beeinflussung der Plastizität. Die für den Lösslehm ermittelten Werte deuten auf „normal“ aktive Tonminerale wie zum Beispiel Illite hin. Eine spezielle tonmineralogische Analyse wurde im Rahmen der Untersuchungen nicht durchgeführt.

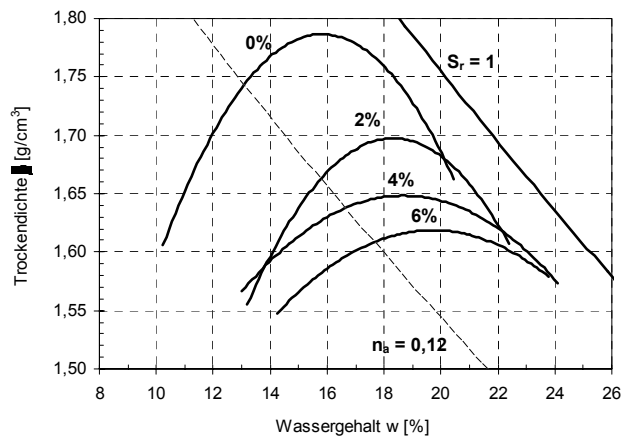
Nach FÖRSTER (1996) ist die Erosionsgefährdung des untersuchten Lösslehms bei einer Verwendung als Dammbaustoff aufgrund der ermittelten Werte für die Fließgrenze und für die Plastizitätszahl als mittel bis groß zu charakterisieren. Auch der hohe Anteil der Schluff- und der Feinsandfraktion deuten auf ein ungünstiges Erosionsverhalten. Das Merkblatt für die Verhütung von Frostschäden an Straßen bezeichnet solche Böden nach ihrem Frosthebungsverhalten als sehr frostempfindlich und stuft sie in die Frostempfindlichkeitsklasse F3 ein.

3.5.2. Bindemittel

Als Bindemittel wurden bei den Untersuchungen Weißfeinkalk (CaO) nach DIN 1060 sowie ein hydraulisches Spezialbindemittel in verschiedenen Zugabemengen verwendet. Auf den Einsatz reinen Zements wurde verzichtet, da die Eignung dieses Bindemittels für den verwendeten Boden wegen seines hohen Feinkornanteils nicht gegeben ist.

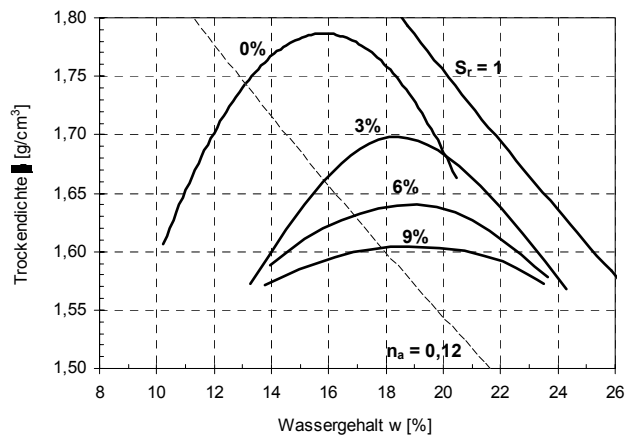
Bei dem hydraulischen Spezialbindemittel handelt es sich um ein Produkt der GEOROC GmbH, Dotternhausen mit dem Namen DOROSOL C. Dieses Bindemittel wird gewöhnlich im Grund- und im Straßenbau sowie bei Dammschüttungen zur Behandlung bindiger Böden eingesetzt. Es kombiniert die Wirkungsweisen einer Kalkstabilisierung mit denen einer Zementstabilisierung. DOROSOL C ist eine Rezeptur aus anwendungsbezogen gewählten Anteilen von gebranntem Ölschiefer, Portlandzement und Weißfeinkalk. Verwendet wurden bei den Versuchen die beiden Rezepturen DOROSOL C70 und DOROSOL C50. Die Zahl in der Bezeichnung steht dabei jeweils für den im Bindemittel enthaltenen Gewichtsanteil an Weißfeinkalk.

Den Einfluss der Bindemittel auf die Verdichtungseigenschaften verdeutlichen die in den Abbildungen 47, 48 und 49 dargestellten Ergebnisse von Proctorversuchen nach DIN 18127 an den verschiedenen Boden-Bindemittel-Gemischen. Bei allen drei Bindemitteln ist bei Erhöhung der Bindemittelmenge die charakteristische Zunahme des optimalen Verdichtungswassergehalts w_{Pr} bei gleichzeitiger Abnahme der Proctordichte ρ_{Pr} zu beobachten. Wie bei dem verwendeten Schluff zu erwarten, steigen durch die Kalkzugabe sowohl der Wassergehalt an der Ausrollgrenze als auch der an der Fließgrenze bei nahezu unveränderter Plastizitätszahl.



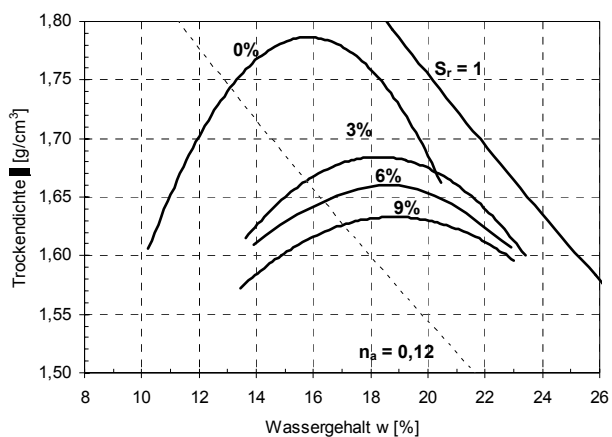
	unbe- handelt	Weißfeinkalk		
		2%	4%	6%
100% Proctordichte ρ_{Pr} [g/cm ³]	1,79	1,70	1,65	1,62
optimaler Wassergehalt w_{Pr} [%]	15,8	18,3	18,7	19,7
Ausrollgrenze w_p [%]	12,9	22,7	27,7	26,6
Fließgrenze w_L [%]	33,1	45,3	45,8	46,2

Abb. 47: Proctorkurven des Lösslehms bei 0 bis 6 Gew.-% Zugabe von Weißfeinkalk



	unbe- handelt	DOROSOL C70		
		3%	6%	9%
100% Proctordichte ρ_{Pr} [g/cm ³]	1,79	1,70	1,64	1,61
optimaler Wassergehalt w_{Pr} [%]	15,8	18,1	19,0	19,1

Abb. 48: Proctorkurven des Lösslehms bei 0 bis 9 Gew.-% Zugabe von DOROSOL C 70



	unbe- handelt	DOROSOL C50		
		3%	6%	9%
100% Proctordichte ρ_{Pr} [g/cm ³]	1,79	1,68	1,66	1,63
optimaler Wassergehalt w_{Pr} [%]	15,8	18,3	18,8	18,9

Abb. 49: Proctorkurven des Lösslehms bei 0 bis 9 Gew.-% Zugabe von DOROSOL C50

3.5.3. Erosionsversuche

Zur Realisierung der großmaßstäblichen Erosionsversuche wurde in der Versuchsanstalt des Instituts für Wasserbau eine Versuchsrinne gebaut. Diese Rinne ist 80 cm breit und weist bei einer Länge von ca. 8 m ein Gefälle von 1:6 auf. Eine schematische Darstellung enthält die Abbildung 50.

Der zu testende Erdstoff wurde für die Erosionsversuche in Kästen eingebaut, nachdem er in einem Mischer homogen aufbereitet und der im Proctorversuch ermittelte, für die Verdichtung optimale Wassergehalt eingestellt worden ist. Bei den stabilisierten Proben wurde zusätzlich die entsprechende Menge des jeweiligen Bindemittels zugegeben und gründlich eingemischt. Der Einbau in die ca. 30 cm tiefen Versuchskästen erfolgte unter Verwendung eines stampfenden Verdichtungsgerätes in zwei Lagen, wobei die erste vor dem Einbau der zweiten zur Erreichung einer Verzahnung aufgeraut wurde. Nach dem Einbau der zweiten Lage wurde die Oberfläche der Probe glatt abgezogen. Als Verdichtungsanforderung wurde ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 1,0$ angestrebt. Abbildung 51 zeigt das Vorgehen bei der Probenherstellung.

Die Metallkästen, welche die Proben aufnehmen, konnten an zwei verschiedenen Stellen in das Gerinne eingesetzt werden, sodass ein Überströmen der ca. 65 auf 100 cm großen Probenoberfläche möglich war. Dabei repräsentiert die obere Einbaustelle die Verhältnisse an der Dammkrone, während der im Bereich der unteren Einbaustelle herrschende Normalabfluss als charakteristisch für den Zustand auf der Dammböschung angesehen werden kann.

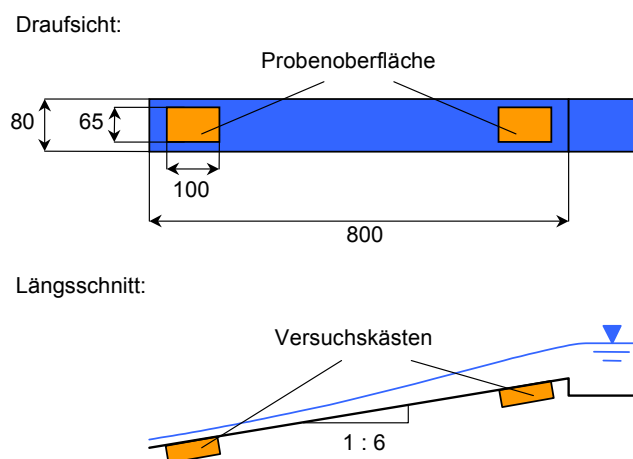


Abb. 50: Skizze und Foto der Versuchsrinne



Abb. 51: Herstellung der Proben für die Erosionsversuche

Während des Überströmens wurde der spezifische Abfluss q [l/(sm)], die mittlere Fließgeschwindigkeit im Bereich der Probe und die zugehörige Abflusstiefe gemessen. Zur Quantifizierung der auftretenden Erosion wurden die Versuche in gleichen Abständen von jeweils 30 Minuten kurz unterbrochen und das bis dahin abgetragene Bodenvolumen mit Hilfe eines einfachen Wasserersatzverfahrens an der Probenoberfläche bestimmt.

Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden zunächst Versuche an unbehandeltem Lösslehm durchgeführt, um Abhängigkeiten der auftretenden Erosion von den Eigenschaften der Strömung zu untersuchen. Der unbehandelte Lösslehm zeigte dabei das aufgrund seiner bodenphysikalischen Eigenschaften erwartete Verhalten. Einzelne Bodenpartikel sowie Aggregate unterschiedlicher Größe wurden aus der Oberfläche herausgelöst und abtransportiert. Im Versuchsverlauf nahm die Erosionsrate sogar kontinuierlich zu (progressiver Erosionsprozess).

Abbildung 52 zeigt Aufnahmen der Oberfläche einer unbehandelten Lösslehmprobe. Es sind die Zustände vor dem Beginn des Überströmens und nach Überströmungszeiten von 60 Minuten, 90 Minuten und 120 Minuten zu sehen. Die Stellen, an denen die Erosion bereits eingesetzt hat, erscheinen in den Bildern dunkler als die noch unversehrten Bereiche der Oberfläche. Die erodierten Bereiche sind dabei zunächst mehr oder minder zufällig über die Oberfläche verteilt. Eine Steuerung der Erosion durch versuchsbedingte Randeinflüsse ist nicht auszumachen.



Abb. 52: Zeitliche Entwicklung der Oberflächenerosion bei Lösslehm im Versuch

Nach ungefähr zweistündiger Überströmung war der Erosionsprozess bei den unbehandelten Proben meist soweit fortgeschritten, dass das Fortsetzen der Versuche nicht sinnvoll erschien. Randdiskontinuitäten am Übergang zwischen der Probenoberfläche und dem angrenzenden Boden der Rinne hätten sich jetzt durch die zusätzlich erzeugten Turbulenzen stark auf die gemessenen Erosionsraten auswirken und diese sogar maßgeblich beeinflussen können.

Abbildung 53 zeigt eine mit steigendem Abfluss abnehmende Erosionsrate. Die Ergebnisse stammen aus Erosionsversuchen an unbehandeltem Lösslehm. Variiert wurde der spezifische Abfluss q von 25 bis 200 l/(sm). Die Versuchskästen waren dabei in die obere Aussparung in die Rinne eingebaut. In diesem Bereich findet im Versuch ähnlich wie an der Dammschulter eines überströmten Dammes der Fließwechsel vom strömenden zum schießenden Abfluss statt. Die gemessenen Fließgeschwindigkeiten lagen bei allen Abflüssen bei ca. 2 m/s, lediglich die Abflusstiefen nahmen mit dem spezifischen Abfluss zu. Lokale Störzonen in der Probenoberfläche, wie sie durch einsetzende Erosion entstehen, wirken sich hier bei geringeren Abflusstiefen (und damit bei geringeren Abflüssen) stärker auf die im Bereich der Dammschulter noch wenig turbulente Strömung aus. Die erzeugten Turbulenzen verstärken und beschleunigen die Erosion.

Die bei einem eingestauten Damm in der Natur stattfindende Durchströmung, die zum Aufweichen des Damms führen und dadurch auch das Erosionsverhalten eines bindigen Dammbaustoffs nachteilig beeinflussen kann, konnte mit der verwendeten Versuchsanordnung nicht berücksichtigt werden. Dennoch verschlechterte sich der Erosionswiderstand des Lösslehms auch in den Versuchen als Folge einer fortschreitenden Dispergierung der Oberfläche. Neben der Zunahme der Turbulenzen durch die im Versuchsverlauf als Folge der Erosion größer werdende Oberflächenrauigkeit ist in erster Linie diese Dispergierung für den progressiven Verlauf der Erosion verantwortlich.

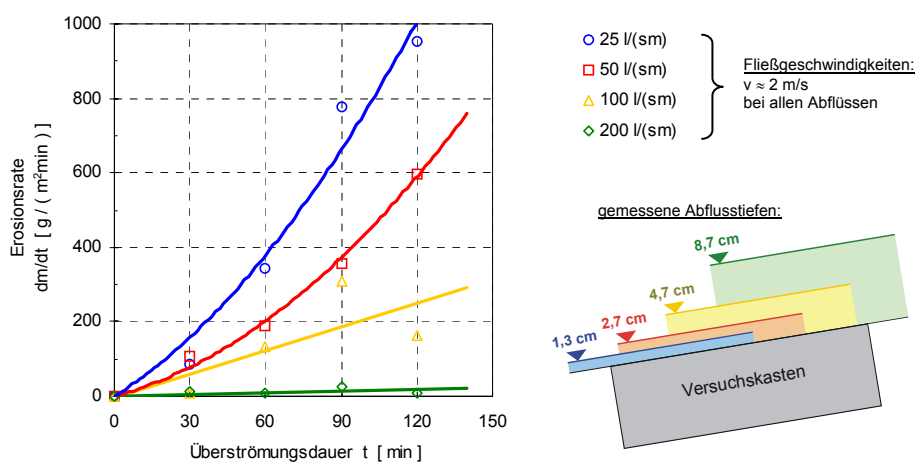


Abb.53: Erosionsraten aus Versuchen an unbehandeltem Lösslehm (Dammkronenbereich)



Abb. 54: Unbehandelter Lösslehm mit Schrumpfrissen vor und nach dem Überströmen

Als Folge des Austrocknens waren bei einer unbehandelten Probe große und tiefe Schrumpfrisse zu beobachten. Diese Schrumpfrisse zerlegten die Probe in größere Blöcke. Bei der anschließenden Überströmung wurden diese Blöcke als Folge der hydrodynamischen Kräfte teilweise bereits nach kurzer Zeit vollständig aus der Probe herausgerissen. Abbildung 54 zeigt diese durch Schrumpfrisse zerlegte Probe vor und nach dem anschließenden Überströmen.

Bereits durch die Zugabe von 4 Gew.-% Weißfeinkalk wurde der Lösslehm so stark verkittet, dass auch nach mehrstündigem Überströmen bei verschiedenen spezifischen Abflüssen visuell keinerlei Oberflächenerosion festgestellt werden konnte. Abbildung 55 zeigt die Oberfläche einer solchen Probe vor und nach mehrstündiger Überströmung. Dieser hohe Erosionswiderstand wurde sowohl bei Versuchen in der oberen Einbaustelle, als auch bei denen in der unteren Einbaustelle beobachtet.

Um künstlich Turbulenzen zu erzeugen, wurde die Oberfläche einer kalkstabilisierten Probe mit einer Struktur aus Querrillen aufgeraut. Eine Verschlechterung des Erosionsverhaltens ging daraus nicht hervor. Die Oberfläche dieser Probe ist in Abbildung 56 dargestellt.



Abb. 55: Kalkstabilisierter Lösslehm vor und nach dem mehrstündigen Überströmen

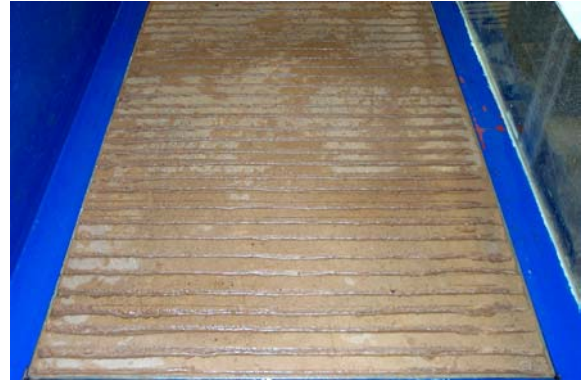
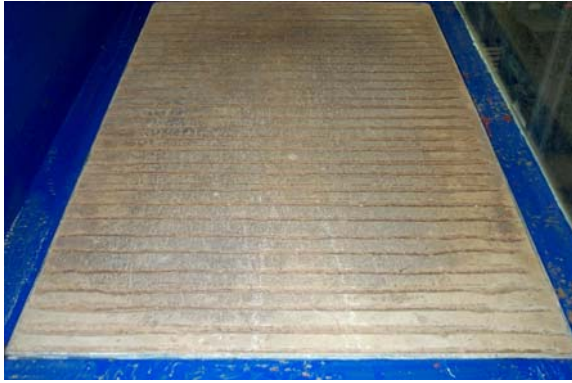


Abb. 56: Kalkstabilisierter Lösslehm mit Oberflächenstruktur vor und nach dem mehrstündigen Überströmen

Die Neigung zur Verschlammung, die der unbehandelte Lösslehm noch ausgeprägt zeigte, wurde durch die Bindemittelzugabe gänzlich aufgehoben. Eine mit 4 Gew.-% Weißfeinkalk stabilisierte Probe wurde 12 Stunden unter Wasser gesetzt. Ein Aufweichen oder Verschlammten konnte nicht festgestellt werden. Die Bindemittelzugabe wirkte sich darüber hinaus auch positiv auf das Schrumpfverhalten aus. Es traten nur noch wenige kleine Austrocknungsrisse auf. Eine Zerlegung der Struktur ähnlich der bei den unbehandelten Proben aufgetretenen fand nicht statt.

Als im Bezug auf die Dauerhaftigkeit des durch die Bindemittelzugabe erreichten Erosionswiderstands maßgebend wurde die Frostbeständigkeit erkannt. Die im Hinblick auf die Frostbeständigkeit durchgeführten Materialeignungstests werden in Abschnitt 3.5.4 erläutert. Der Einfluss von Frost-Tau-Wechseln auf das Erosionsverhalten wurde zudem an einem Boden-Bindemittel-Gemisch, welches nach den Ergebnissen der Materialeignungstests als ausreichend witterungsbeständig eingestuft worden war, näher untersucht. Diese Mischung (Lösslehm + 6 Gew.-% DOROSOL C 50) wurde wie gewohnt in Versuchskästen eingebaut. Vor ihrer Überströmung in der Versuchsrinne wurden die Proben dann allerdings mehreren Frost-Tau-Wechseln unterzogen. Sie verblieben zunächst bei -20°C so lange in einer Klimakammer, bis sie vollständig durchgefroren waren. Danach erfolgte das Auftauen bei $+20^{\circ}\text{C}$. Drei dieser Wechsel wurden durchgeführt.

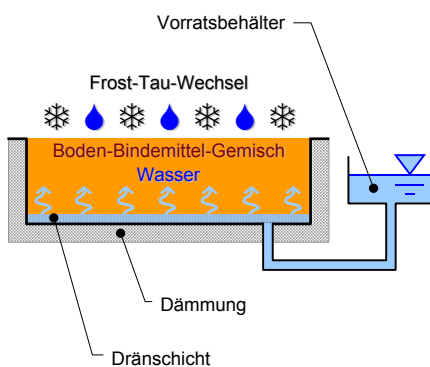


Abb. 57: Modifizierter Versuchskasten für die Frost-Tau-Wechsel in der Klimakammer

Um bei den Frost-Tau-Wechseln den Verhältnissen nahe zu kommen, wie sie in der Natur vorherrschen, waren an den Versuchskästen Modifikationen vorzunehmen. Abbildung 57 zeigt diese Modifikationen. Vor dem Einbau des Boden-Bindemittel-Gemischs wurde ein vliesummanteltes Geogitter auf dem Kastenboden ausgelegt. Während der Tauphase in der Klimakammer wurde die Probe dann über einen Schlauchanschluss am Kastenboden mit einem mit Wasser gefüllten Vorratsbehälter verbunden. Durch diese Anordnung wurden die Voraussetzungen geschaffen, dass die Probe von unten über die Dränschicht Wasser ansaugen konnte. Außerdem wurde der Versuchskasten an den Seitenflächen und an der Unterseite wärmegeämmt, sodass in der Frostphase die Kälte vornehmlich von oben in die Probe eindrang.

Zunächst wurde eine Probe aus der als witterungsbeständig eingestuften Mischung untersucht, der vor den Frost-Tau-Wechseln sieben Tage Zeit zum Abbinden gegeben worden war. Durch die drei Frost-Tau-Wechsel wurde das zuvor feste Boden-Bindemittel-Gemisch mürbe und brüchig. Die Verkittung wurde durch die sprengende Wirkung des Wassers, welches beim Gefrieren sein Volumen vergrößert, praktisch vollständig zerstört. Starke Erosionserscheinungen waren beim späteren Überströmen die Folge. Viel besser verhielt sich dagegen eine Probe aus derselben Mischung nach einer Abbindezeit von 28 Tagen. Eine Zerstörung der Bodenstruktur durch die Frost-Tau-Wechsel trat nicht mehr auf. Und auch beim Überströmen erwies sich die Probe weiterhin als ausgesprochen erosionsstabil. In Abbildung 58 ist die Oberfläche dieser Probe vor und nach den Frost-Tau-Wechseln und nach mehrstündiger Überströmung dargestellt.



Abb. 56: Lösslehm + 6 Gew.-% DOROSOL C50: vor und nach den Frost-Tau-Wechseln sowie nach anschließender mehrstündiger Überströmung

3.5.4. Materialeignungstests

Ziel der Materialeignungstests war die Untersuchung der Auswirkungen von Witterungseinflüssen auf die dauerhafte Beständigkeit einer Bodenstabilisierung. Dabei standen die für die Erosionsstabilität maßgebenden bodenphysikalischen Eigenschaften im Vordergrund. Wichtigster Parameter ist in diesem Zusammenhang die Kohäsion, welche die Festigkeit bindiger Böden entscheidend prägt. Die Festigkeitssteigerung durch die Stabilisierung bindiger Böden zeigt sich vor allem durch eine Erhöhung der Kohäsion als Folge der Verkittung. Auf den Scherwinkel hat die Bindemittelzugabe hingegen nahezu kein Einfluss.

Die Kohäsion steht in engem Zusammenhang mit der nach DIN 18136 im Labor einfach zu bestimmenden einaxialen Druckfestigkeit. Darüber hinaus basieren auch die technischen Vorschriften zur Prüfung der Frostbeständigkeit von Bodenstabilisierungen im Straßenbau u.a. auf Druckfestigkeitskriterien. Aus diesen Gründen wurden die einaxiale Druckfestigkeit auch hier als Referenzparameter zur Untersuchung der Witterungsbeständigkeit herangezogen.

Die Prüfungen wurden in Anlehnung an die TP BF-StB Teil B 11.5 durchgeführt. Für die Probenherstellung wurde der Boden zunächst in einem Mischer homogen aufbereitet. Dann wurde das jeweilige Bindemittel in der festgelegten Menge zugegeben und ggf. so viel Wasser gründlich eingemischt, sodass von dem Boden-Bindemittel-Gemisch eine ausreichend große homogene Probenmenge erhalten wurde, welche den für die Mischung spezifischen optimalen Verdichtungswassergehalt aufzuweisen hatte. Die Bindemittelzugabe erfolgte dabei jeweils in Gewichtsanteilen bezogen auf das Trockengewicht des unbehandelten Bodens.



Abb. 59: 7 Tage alte, kalkstabilisierte Probe vor sowie nach 3 und 6 Frost-Tauwechsellern

Vor der Herstellung der Probekörper, die entsprechend dem Proctorversuch erfolgte, wurden die Gemische aus Lösslehm und Weißfeinkalk 24 Stunden lang verschlossen gelagert, um dem Kalk die Reaktion mit dem Boden zu ermöglichen. Aufgrund des schnelleren Abbindevorgangs des im DOROSOL enthaltenen Zements wurde die Wartezeit zwischen der Herstellung dieser Mischungen und der entsprechenden Probekörper gemäß TP BF-StB Teil B 11.1 auf ca. eine Stunde verkürzt.

Aus allen Mischungen wurden zur späteren Durchführung von einaxialen Druckversuchen und Frost-Tau-Wechselversuchen Probekörper mit den Abmessungen $d/h = 100/120$ mm hergestellt. Die Zeit der Lagerung vor der Durchführung der jeweiligen Versuche betrug bei allen kalkstabilisierten Proben 7 Tage.

Bei den Frost-Tauwechselversuchen werden die Probekörper zunächst vier Stunden in einem Feuchtraum bei $+20^{\circ}\text{C}$ in flache Behälter so auf 1 cm dicke Unterlagen aus wasseransaugendem Fils gestellt, dass ihre untere Stirnfläche den Fils direkt berührt, der Probekörper Wasser ansaugen kann und der Fils zu etwa $\frac{3}{4}$ seiner Höhe im Wasser steht. Danach werden die Probekörper in einer Frostkammer bei ca. -20°C 16 Stunden lang eingefroren. Zum Auftauen kommen sie danach erneut in den Feuchtraum bei $+20^{\circ}\text{C}$, wo sie auf den weiterhin zu $\frac{3}{4}$ ihrer Höhe im Wasser stehenden Filsunterlagen sieben Stunden lang verbleiben. Es wurden jeweils sechs solche Frost-Tauwechsel durchlaufen. Abbildung 59 vermittelt einen Eindruck über den Verlauf der Schädigung durch die Frost-Tauwechsel bei 7 Tage alten kalkstabilisierten Proben.

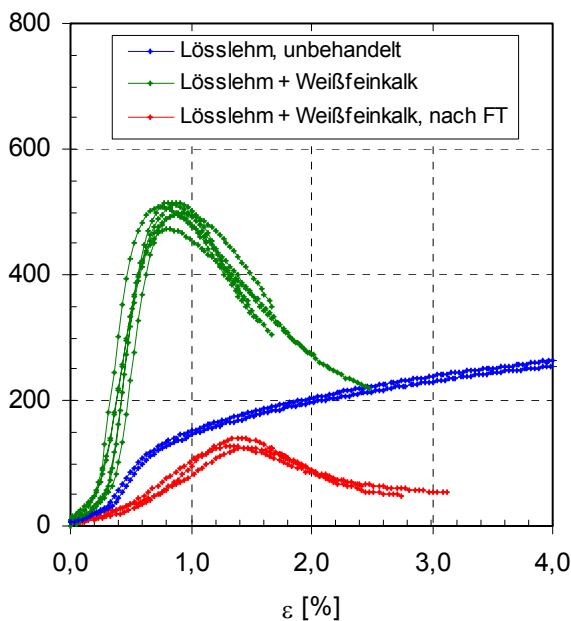


Abb.60: Ergebnisse einaxialer Druckversuche an unbehandeltem Lösslehm, mit Weißfeinkalk (2%, 4%, 6%) stabilisiertem Lösslehm (7 Tagen Abbindezeit) und nach anschließenden 6 Frost-Tauwechseln

An den aufgetauten Proben wurden nach den Frost-Tauwechselln in Anlehnung an DIN 18136 die einaxiale Druckfestigkeiten mit einer Verformungsgeschwindigkeit von 0,2% der Anfangshöhe je Minute bestimmt. Für die kalkstabilisierten Proben sind die während dieser Versuche registrierten Spannungen und Verformungen exemplarisch in Abbildung 60 dargestellt. Im Vergleich zum unbehandelten Lösslehm wiesen die kalkstabilisierten Proben bei deutlich höheren einaxialen Druckfestigkeiten auch geringere Bruchverformungen und damit höhere Steifigkeiten auf. Abhängigkeiten dieser Parameter von der Zugabemenge wurden bei den sieben Tage alten Proben hingegen nicht festgestellt.

Durch die Frost-Tauwechsel wurden die Druckfestigkeiten auf $\frac{1}{4}$ reduziert. Sie lagen damit unter denen des unbehandelten Lösslehms und auch unter dem für eine ausreichende Frostbeständigkeit im Straßenbau mindestens geforderten Wert von $0,2 \text{ N/mm}^2$. Noch gravierender fiel die Abnahme der Steifigkeiten aus.

Mit den beiden Rezepturen des Bindemittels DOROSOL wurden jeweils Probekörper aus Mischungen von Lösslehm mit 3 Gew.-%, 6 Gew.-% und 9 Gew.-% der Bindemittel hergestellt und Versuche nach Abbindezeiten von sieben und 28 Tagen durchgeführt. Hierbei zeigt sich deutlich der Einfluss der Abbindezeit. Im Probenalter von sieben Tagen liegen die Druckfestigkeiten bei allen Mischungen noch ungefähr auf demselben Niveau. Nach 28 Tagen Abbindezeit ist ein weiterer starker Anstieg zu verzeichnen. Darüber hinaus steigt die Druckfestigkeit in diesem Probenalter auch mit zunehmender Bindemittelzugabemenge. Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an den mit DOROSOL C70 verfestigten Lösslehmproben sind in Abbildung 61 dargestellt. Abbildung 62 enthält die entsprechenden Ergebnisse für das Bindemittel DOROSOL C50.

Beim DOROSOL C50 wirkt sich der höhere Anteil an gebranntem Ölschiefer und Portlandzement zusätzlich festigkeitssteigend aus. Bei der Mischung mit 9 Gew.-% DOROSOL C50 ist nach einer Abbindezeit von 28 Tagen gegenüber der Druckfestigkeit nach sieben Tagen eine Erhöhung um 300% zu verzeichnen. Die an den Proben nach Einwirkung der Frost-Tauwechsel ermittelten Ergebnisse weisen bei dieser Mischung und auch bei der mit 6 Gew.-% DOROSOL C50 auf eine guten Frostbeständigkeit hin. In Tabelle 9 sind die ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten (Mittelwerte) für alle Mischungen mit DOROSOL vergleichend gegenübergestellt.

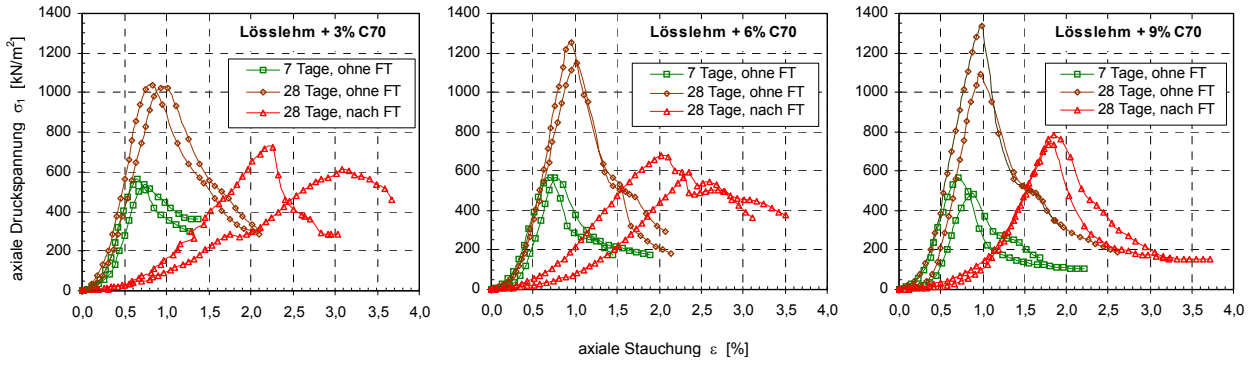


Abb. 61: Einaxiale Druckversuche an mit DOROSOL C70 verfestigtem Lösslehm

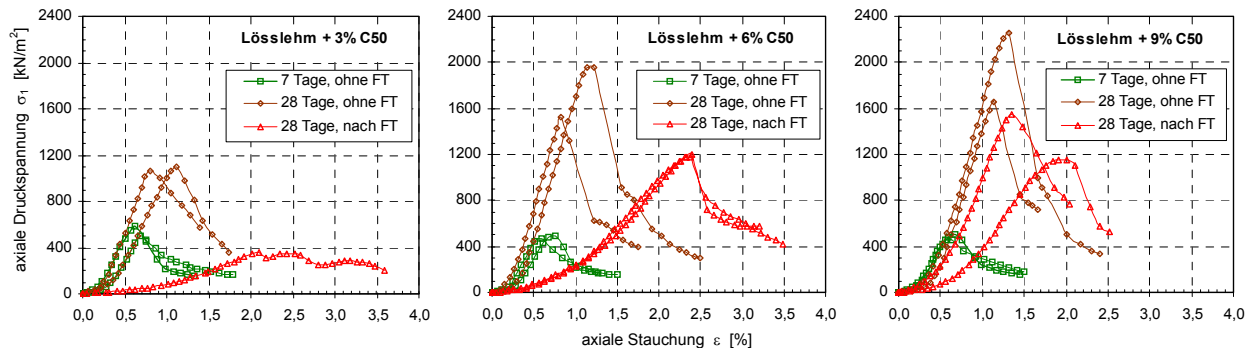


Abb. 62: Einaxiale Druckversuche an mit DOROSOL C50 verfestigtem Lösslehm

Bindemittel		7 Tage (ohne FT)	28 Tage (ohne FT)	28 Tage (nach FT)
Lösslehm, unbehandelt		300	300	-
Dorosol C70	3%	550	1030	670
	6%	570	1210	630
	9%	530	1220	760
Dorosol C50	3%	540	1080	360
	6%	480	1740	1190
	9%	480	1950	1350

Tabelle 9: Einaxiale Druckfestigkeiten q_u [kN/m²] von stabilisiertem Lösslehm

Die Auswirkung wechselnder Austrocknung und Durchfeuchtung wurden an einigen kalkstabilisierten Proben zusätzlich untersucht. Gegenstand dieser Untersuchungen waren das Quell- und das Schrumpfverhalten, da sich beide Phänomene bei bindigen Böden strukturzerstörend und damit negativ auf den Erosionswiderstand auswirken können.

Bei den Versuchen wurden die Probekörper, die entsprechend denen für die Frost-Tauwechselversuche hergestellt worden sind, nach einer Abbindezeit von sieben Tagen 24 Stunden in Wasser getaucht. Danach wurden sie dann im Trocknungs-ofen bei ca. 105°C 24 Stunden lang vollständig ausgetrocknet. Es wurden jeweils sechs solche Wechsel durchgeführt. Bei den Proben, die mit 2 Gew.-% und mit 4 Gew.-% Weißfeinkalk stabilisiert worden sind, waren bedingt durch diese Beanspruchung noch geringe Mengen an abgelöstem Material und oberflächliche kleinere Schrumpfrisse zu verzeichnen, während sich die mit 6 Gew.-% Weißfeinkalk behandelten Proben als ausgesprochen widerstandsfähig erwiesen. Die nach diesen Wechseln durchgeführten einaxialen Druckversuche ergaben für alle Proben Werte, die weit über den bei den entsprechenden Proben nach siebentägiger Abbindezeit ohne die Einwirkung von wechselnder Austrocknung und Durchfeuchtung lagen.

3.6. Praktische Umsetzbarkeit der Ergebnisse

Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen machen deutlich, dass bei den gewählten Boden-Bindemittel-Gemischen eine gute Verfestigung erreicht und dadurch ein erosionsstabiler Baustoff für überströmbare Dammstrecken hergestellt werden kann.

Durch das eingemischte Bindemittel wird das Spannungs-Verformungsverhalten des stabilisierten bindigen Bodens wesentlich günstiger. Die einaxiale Druckfestigkeit, die Kohäsion und auch die Steifigkeit werden gegenüber den Werten des unbehandelten Bodens deutlich erhöht. Auch der Erosionswiderstand gegen die hydrodynamische Belastung bei der Über- wie auch bei der Durchströmung wird entscheidend erhöht. Eine Aufweichung und Verschlammung durch Wassereinwirkung findet bei stabilisierten bindigen Böden nicht mehr statt.

Im Hinblick auf die dauerhafte Frostbeständigkeit, welche das maßgebende Kriterium bei der Anwendung der Bodenstabilisierung als Baustoff für überströmbare Dämme darstellt, ist die Wahl des richtigen Bindemittels in Abhängigkeit von der zu verfestigenden Bodenart, eine ausreichende Zugabemenge und eine genügend lange Abbindezeit entscheidend.

Zur Prüfung der Frostbeständigkeit sowie zur Festlegung der erforderlichen Bindemittelmenge müssen im Rahmen von Eignungsprüfungen Frost-Tauwechselversuche sowie einaxiale Druckversuche an Probekörpern aus den jeweiligen Boden-Bindemittel-Gemischen durchgeführt werden. Wegen der vielfältigen Einflussfaktoren auf das Frostverhalten bindiger Böden darf auf diese Prüfungen nicht verzichtet werden. Insbesondere die alternative Anwendung einfacher Frostkriterien, die beispielsweise allein über die Kornverteilung des zu verfestigenden Bodens definiert sind, wird hier ausgeschlossen. Die Prüfungen auf Frostbeständigkeit können in Anlehnung an die TP BF StB Teil B 11 erfolgen.

Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die in der Literatur für frostbeständige Verfestigungen bindiger Böden oft zu findende Mindestzugabemenge von 4 Gew.-% des jeweiligen Bindemittels bezogen auf das Trockengewicht des Bodens eine realistische Größenordnung darstellt. Die Abbindezeit vor Einwirkung des ersten Frostes sollte möglichst lange sein. In der Literatur werden dafür Angaben von mindestens einem bis zwei Monaten gemacht. Aus bautechnischer Sicht ist das intensive Einmischen des Bindemittels sowie eine ausreichend Verdichtung des Gemischs in der Nähe des optimalen Wassergehalts wichtig.

Zum Langzeitverhalten stabilisierter bindiger Böden wurden hier keine eigenen Versuche durchgeführt. Andere Untersuchungen zeigen aber, dass die Festigkeiten stabilisierter bindiger Böden auch unter Feldbedingungen über mehrerer Jahre hinweg weiter ansteigen. RITTER und STAUFF (1991) berichten z.B. von der Stabilisierung eines leichtplastischen Tons mit lediglich ca. 2,5 Gew.-% Weißfeinkalk beim Bau eines Autobahndammes zwischen Regensburg und Passau. Elf Jahre nach der Herstellung wurden aus der Dammschüttung Proben entnommen. Aufgrund der großen Festigkeiten der stabilisierten Schichten war bereits die Probengewinnung sehr schwierig. An den felsartigen Proben wurden einaxiale Druckfestigkeiten von teilweise über 3 N/mm² ermittelt. Für die Festigkeitsentwicklung und damit auch für die Zunahme der Beständigkeit gegenüber der Beanspruchung aus Wasser und Frost werden von den Autoren maßgeblich die puzzolanischen Reaktionen mit dem Feinkalk bei der Umwandlung der Tonminerale verantwortlich gemacht. Im Verlaufe der Langzeitreaktion können sich demnach bereits bei geringen Zugabemengen an Weißfeinkalk hohe Festigkeiten entwickeln. Es wird daher auf den möglichen Einsatz der Bodenstabilisierung auch außerhalb des Straßenbaus in anderen Anwendungsbereichen hingewiesen.

Die beschriebenen Eigenschaften zusammen mit dem Einsatz gebräuchlicher Fertigungstechniken und Geräte des Erdbaus machen die Bodenstabilisierung auch für den hier betrachteten Anwendungsbereich der überströmbaren Dämme zu einem interessanten, weil in der Herstellung sehr einfachen und kostengünstigen Verfahren. Darüber hinaus stellt auch die Möglichkeit der sehr guten Einpassung in die Landschaft einen wichtigen Vorteil der Bauweise dar.

4. Erprobung von Erkundungsmethoden

4.1. Allgemeines

Durch eine rechtzeitige Erkennung von hydraulischen Inhomogenitäten in Dämmen und Deichen und gezielte Sanierungsmaßnahmen kann die Standsicherheit des Bauwerks erhöht werden. Bei der Detektion dieser Schwachstellen an bestehenden Stauanlagen kommen verstärkt geophysikalische Erkundungsmethoden zum Einsatz. Sie zeichnen sich vor allem durch ihre flexible Anwendbarkeit aus. Darüber hinaus können sie in der Regel mit relativ wenig Aufwand und ohne größere Schäden zu verursachen, angewandt werden. Vor allem Temperaturmessverfahren z. B. mit Hilfe von Temperatursensoren oder faseroptischen Leitern bieten sich bei Leckageortungen in Absperrdämmen und Deichen an, da bei Sickerströmungen innerhalb eines Dammes bzw. Deiches meist Temperaturanomalien auftreten.

4.2. Das Temperatursondiervorgehen

Hintergrund für die Temperaturanomalien sind die meist jahreszeitlich bedingten unterschiedlichen Temperaturen des Wassers und des Bodens sowie die niedrige Wärmeleitfähigkeit des Bodens (DORNSTÄDTER 2002). So sind die Temperaturen von Oberflächenwasser im Sommer im Vergleich zu den Bodentemperaturen hoch, was zu positiven Temperaturanomalien führt (Abb. 63), während im Winter die Wassertemperaturen verglichen mit den Bodentemperaturen eher niedrig sind (negative Temperaturanomalien). Aufgrund des advektiven Wärmetransports kommt es somit in durchströmten Bereichen zu einer Veränderung der Bodentemperatur. Auch die unmittelbare Umgebung eines durchströmten Bereichs nimmt durch einen konduktiven Wärmetransport die Temperatur des Wassers an. Auch im Frühjahr und im Herbst sind Leckageortungen möglich, obwohl die Temperaturunterschiede zwischen Wasser und Boden in diesen Monaten nur gering sind, denn dort zeichnen sich Leckagen durch an die Wassertemperatur angenäherte Bodentemperaturwerte in den durchströmten Bereichen ab. In den umliegenden Bereichen sind dann, nun durch die konduktive Wärmeleitung bedingt, im Frühjahr die Temperaturen anomal niedrig, während sie im Herbst anomal hoch sind. Es handelt bei diesem Effekt demzufolge um eine „Nachwirkung“ der Sickerströmung vom Winter bzw. vom Sommer. Selbst Leckagen mit Fließgeschwindigkeiten von 10^{-6} m/s bis 10^{-7} m/s können so lokalisiert werden. An der Geländeoberfläche sind die Temperaturanomalien kaum nachweisbar, da dort der Temperaturverlauf hauptsächlich von klimatischen und anthropogenen Einflüssen bestimmt wird. Jedoch schon in geringen Tiefen klingen diese Einflüsse ab, so dass dort zuverlässige Aussagen über eventuelle Durchlässigkeiten gemacht werden können.

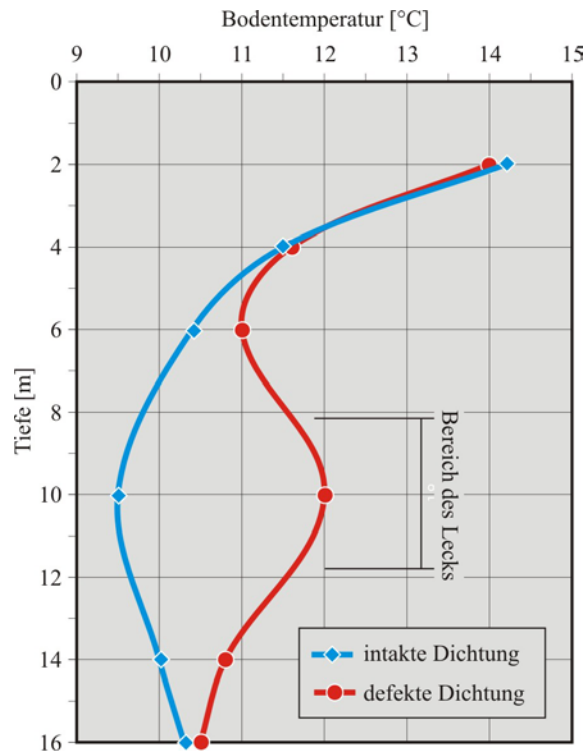


Abb. 63: Positive Temperaturanomalie bei einer defekten Dichtung im Sommer

Bei dem von der Firma GTC Kappelmeyer GmbH entwickelten Temperatursondiervverfahren werden zunächst dünne Hohlgestänge mit einem Handdrummgerät bis zu 30 m tief in den Boden gerammt und anschließend eine mit Temperatursensoren bestückte Messkette in dieses Hohlgestänge eingeführt (Abb. 64). Nach etwa 15 – 20 Minuten thermischer Angleichzeit kann die Messkette an ein portables Präzisionsmessgerät angeschlossen werden, welches die Temperatur auf $\pm 0,1^\circ\text{C}$ genau bestimmt. Durch die Anordnung der Sensoren in bestimmten Abständen (z. B. 1 m) kann so die Temperaturverteilung über die Tiefe gemessen werden. Bei einer flächigen Anordnung von Rasterpunkten kann so ein dreidimensionales Temperaturverteilungsbild erzeugt werden. Nach Beendigung der Messungen wird das Hohlgestänge wieder gezogen.

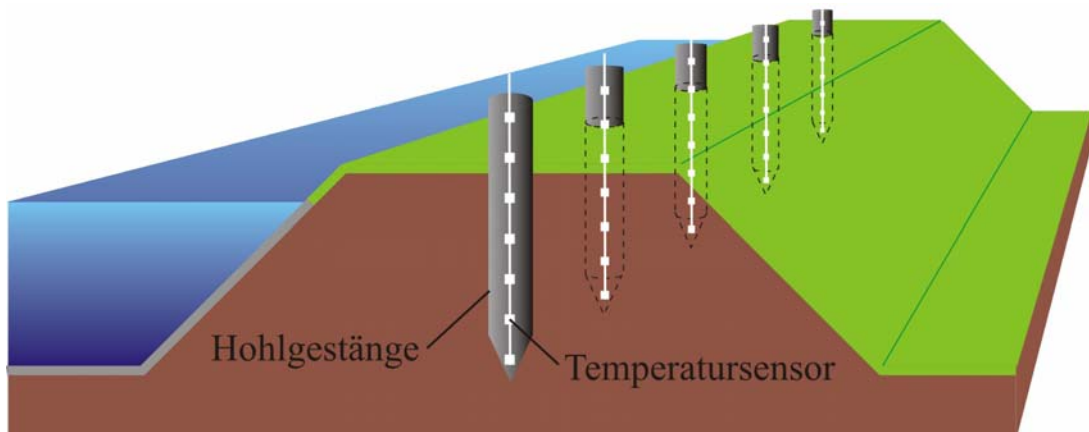


Abb. 64: Prinzipskizze des Temperatursondiervverfahrens

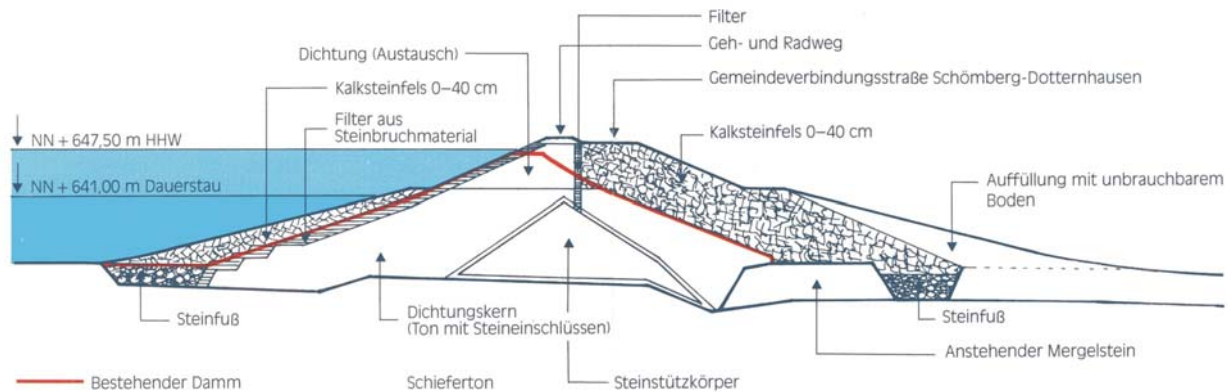


Abb. 65: Dammregelquerschnitt der Schlichemtalsperre

4.3. Durchgeführte Messungen

Für die Erprobung des Temperatursondiervorgahrens wurde in Absprache mit den zuständigen Behörden die von der Gewässerdirektion Rottenburg verwaltete Schlichemtalsperre bei Schömberg ausgewählt, bei welcher der Verdacht auf Undichtigkeiten im Dammkörper bestand. Die Schlichemtalsperre und der dazugehörige ca. 9000.000 m³ fassende Stausee dienen hauptsächlich dem Hochwasserschutz der unterhalb gelegenen Gemeinden. Aber auch Energieerzeugung und die Versorgung eines nahegelegenen Zementwerks mit Wasser gehören zu den Nutzungsanforderungen. Zudem steht die bei Dauerstau ca. 8 ha große Wasserfläche für Erholung und Freizeit zur Verfügung und an dem 1,3 ha großen Vorsee haben sich im Laufe der Zeit wertvolle Biotope für Amphibien und Wasservögel entwickelt. Die zwischen 1941 und 1944 erstellte 23 m hohe Talsperre weist einen gegliederten Querschnitt mit einem Dichtungskern aus Ton auf (Abb. 65). Zwischen 1978 und 1982 wurde der Damm grundlegend saniert und gleichzeitig um 2 m erhöht, woraus der stark zonierte Aufbau resultiert.

Um dem Verdacht auf Undichtigkeiten nachzugehen, wurden am 12. August 2002 auf der luftseitigen Berme die Rammarbeiten mit dem anschließenden Einbringen der Messketten ausgeführt. Zu diesem Zeitpunkt war der Beckenwasserstand durch starke Regenfälle in den vorangegangenen Tagen sehr hoch. Die Wassertemperatur betrug 15,5°C. Die Voraussetzungen für die Detektion von Leckagen waren somit ausgesprochen günstig.

Insgesamt wurden in 6 Punkten Sondierungen in den aus geschütteten Kalksteinfelsen bestehenden Dammbereich niedergebracht, wobei die Sondierpunkte alle auf der Dammbörme auf einer parallel zur Dammkrone verlaufenden Linie lagen, Der Abstand zwischen den einzelnen Messpunkten lag zwischen 10 m und 20 m. Die Entfernung zwischen dem ersten (0 m) und dem letzten Sondierpunkt (70 m) betrug 70 m. Die erzielten Rammtiefen lagen bei maximal 10 m.

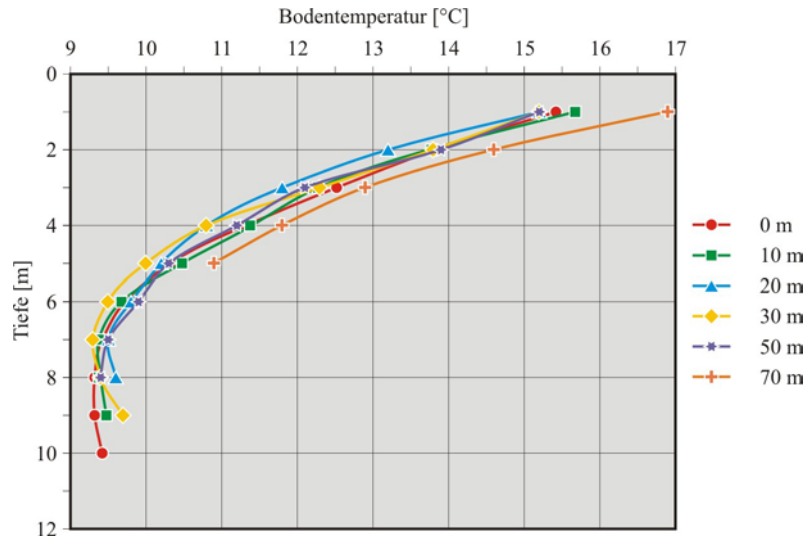


Abb. 67: Temperatur-Tiefenprofile gemessen an der Schlichemtalsperre am 12. August 2002

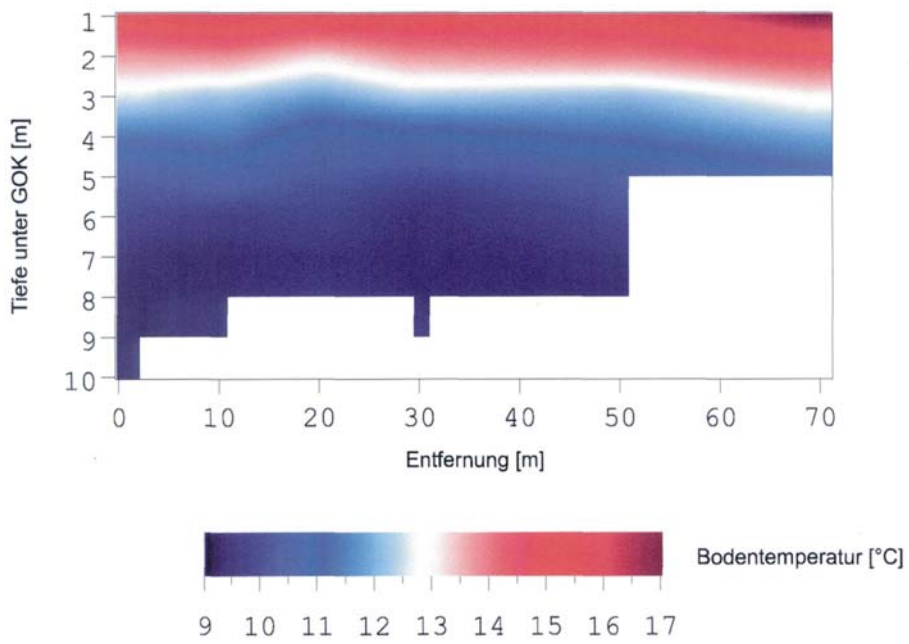


Abb. 68: 2D-Isothermen-Vertikalschnitt

5. Zusammenfassung und Ausblick

Für den Deckwerkstyp Steinschüttung können durch die statistische Auswertung der in den Versuchen erodierten Steine Mindeststeingrößen festgelegt werden. Die Durch- und Überströmkräfte konnten mit Hilfe eines weitgehend reibungsfreien Modellaufbaus separat quantifiziert werden. Durch abschließende Messungen werden die Kräfte für eine rechnerische Bemessung gewonnen.

Die aus den durchgeführten Untersuchungen gewonnen Erkenntnisse erlauben eine grundsätzlich positive Beurteilung der Bodenstabilisierung für den Einsatz als Baustoff für überströmbare Dämme. Für die Umsetzung der Bauweise in der Praxis gilt es noch einige Detailfragen zu beantworten. So sind die erforderlichen Eignungsprüfungen anwendungsspezifisch im Hinblick auf die besonderen Anforderungen und die dafür als repräsentativ erkannten bodenmechanische Kriterien anzupassen. Konstruktive Detailfragen sind im Zusammenhang mit der Ausbildung der Dammkrone und des Tosbeckens bzw. der Energieumwandlungsanlage am Dammfuß zu klären. Auch der wasserdichte Anschluss des stabilisierten Dammkörpers an Kunstbauwerke sollte Gegenstand näherer Betrachtungen sein. Das Verhalten der Oberbodenschicht und der Vegetation, die den Dammkörper aus stabilisiertem bindigen Boden abdeckt muss genauer beleuchtet werden.

Die durchgeführten Erkundungsmessungen haben gezeigt, dass das GTC-Verfahren als nicht-invasives Leckageortungssystem eine günstige Alternative zu anderen Verfahren darstellt.

Eine der offenen Fragen ist die Art und Weise einer Begrünung des Deckwerks und deren Auswirkungen im Hochwasserfall sowie die erforderlichen Pflege- und Unterhaltungsmaßnahmen. Bei der Anwendung dieser neuen Bauweisen müssen neben dem vorrangigen Sicherheitsaspekt auch wirtschaftliche, ökologische und landschaftsgestalterische Gesichtspunkte beachtet werden. Auch der mögliche Einsatz der untersuchten Bauweisen als zukunftsorientierte Variante der Sanierung bzw. der Sicherheitsanpassung bestehender Absperrdämme ist Gegenstand der weiteren Forschung.

6. Literatur

- ABT, S.R.; JOHNSON, T.L. (1991): „Riprap design for overtopping flow.“ in: Journal of hydraulic engineering, Vol. 117, No. 8, S. 959 - 972
- AIGNER, D.; CARSTENSEN, D.; HORLACHER, H.; LATTERMANN, E. (2003): „Das Auguthochwasser 2002 im Elbegebiet und notwendige Schlussfolgerungen“ in: Wasserwirtschaft 1-2, 2003, S. 36 – 40
- BOSSHARD, M. (1991): „Überflutbarkeit kleiner Dämme“. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
- BRAUNS, J.; BIEBERSTEIN, A.; BERNHART, H.H.; QUEISSER, J. (2002/2003): „Überströmbare Dämme - landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg“. 1. und 2. Zwischenbericht zum BWPLUS Forschungsprojekt BWC 20005
- BRAUNS, J.; BIEBERSTEIN, A.; BERNHART, H.H. (1999): „Überströmbare Dämme“. Studie im Auftrag der LfU Baden-Württemberg, Universität Karlsruhe (TH)
- BRAUNS, J. (1986): in LARSEN, P. et al. (1986)
- BRINKMANN, C. (1998): „Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudammbau“. Mitteilungsheft 43 des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart
- BUNDESMINISTER FÜR VERKEHR (Hrsg.) (1981): „Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für die Ausführung von Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen im Straßenbau (ZTVV-StB 81)“. Bonn
- BUNDESMINISTER FÜR VERKEHR (Hrsg.) (1984): „Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine (TLW)“. Bonn
- BUNDESVERBAND DER DEUTSCHEN KALKINDUSTRIE E.V. (Hrsg.) (1981): „Bodenverbesserung und Bodenverfestigung mit Kalk“. 2. Auflage, Köln
- BUSCH, K.-F.; LUCKNER, L. (1974): „Geohydraulik für Studium und Praxis“. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart
- DORNSTÄDTER, J. (2002): „Schlichemtalsperre – Bodentemperaturmessung zur Dammüberprüfung“. Bericht zu den Untersuchungen vom 12. August 2002, Karlsruhe
- DWVK (1991): „Hochwasserrückhaltebecken“. DVWK Merkblatt 202/1991, 2. erw. Auflage Verlag Paul Parey, Hamburg
- DWVK (1986): „Flussdeiche“. DVWK Merkblatt 210/1986, Verlag Paul Parey, Hamburg
- FEESER, V. (1975): „Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Lösslehm“. Mitteilungsheft 3 des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart
- FLOSS, R. (1997): „ZTVE – Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau“. 2. Auflage, Kirschbaum Verlag, Bonn
- FÖRSTER, W. (1996): „Mechanische Eigenschaften der Lockergesteine“. Teubner Verlag, Stuttgart, Leipzig
- FORSCHUNGSGEMEINSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN (1979): „Merkblatt für Bodenverbesserung und Bodenverfestigung mit Kalken“. Köln

- FORSCHUNGSGEMEINSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN (1984): „Merkblatt für die Bodenverfestigung mit Zement (FGSV 538)“. Köln
- FORSCHUNGSGEMEINSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN (1986): „TP BF-StB – Teil B 11.1, Eignungsprüfung bei Bodenverfestigungen mit Zement“. FGSV 591/B11.1, Köln
- FORSCHUNGSGEMEINSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN (1991): „TP BF-StB – Teil B 11.5, Eignungsprüfungen Bodenverfestigung mit Feinkalk und Kalkhydrat“. FGSV 591/B11.5, Köln
- HARTUNG, F.; SCHEUERLEIN, H. (1970): „Design of overflow rockfill dams.“ Proceedings of the dixième congrès des grandes barrages, Q.36 – R. 35, Montreal
- JESSBERGER, H. L. (1990): „Frost im Baugrund“ in: Grundbau-Taschenbuch, 4. Auflage, Teil 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- JESSBERGER, H. L.; JORDAN, P.; EBEL, W. (1988): „Verfestigung und Verbesserung feinkörniger Böden mit Kalk im Ingenieurbau, in: Tiefbau Ingenieurbau Straßenbau, Ausgabe 7/88
- JESSBERGER, H. L.; JORDAN, P.; SCHÄFERS (1992): „Bodenstabilisierung mit Kalk im Ingenieurbau“. in: Tiefbau, Ausgabe 7/92
- 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
- KERTSCHER, H. (1988): „Wasserdurchlässigkeit bindiger Böden bei Kalkstabilisierung“. Mitteilungsheft 101 des Leichtweiss-Instituts für Wasserbau, TU Braunschweig
- KÉZDI, A. (1970): „Handbuch der Bodenmechanik, Teil II“. Akadémiai Kiadó, Budapest
- KNISS, H. (1977): „Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau, Teil 1: Lose Steinschüttungen.“ in: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 42, Karlsruhe
- LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN WÜRTTEMBERG (Hrsg.) (1997): „Dammscharten in Lockerbauweise“. Karlsruhe
- MARTINS, R. (1991): „Rockfill spillway: A way of increasing flood discharge capacity.“ Proceedings of the international conference on water power and dam construction, Florence.
- MUTH, W. ET AL. (1996): „Hochwasserrückhaltebecken“. 2. verb. Auflage, Expert Verlag, Renningen-Malmsheim
- OLIVIER, H. (1973): „Some aspects of major river diversion during construction.“ R. 63, Q.41, Proceedings of the onzième congrès des grandes barrages, Q.36 – R. 35, Madrid
- POWLEDGE, G. R. ET AL. (1989): „Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. I: Research Activities“, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, No. 8
- POWLEDGE, G. R. ET AL. (1989): „Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. II: Hydraulic and Design Considerations“, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, No. 8
- RATHGEB, A. (2001): „Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen“. Dissertation, Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart
- RILLING, B. (1994): „Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lösslehm“. Mitteilungsheft 40 des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart

- RITTER, H. J.; Stahff, U. (1991): „Langzeitverhalten bindiger Böden nach der Verbesserung und Verfestigung mit Feinkalk“. in: Tiefbau, Ausgabe 5/91
- SCHEUERLEIN, H. (1968): „Der Rauhgerinneabfluss“ Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Universität München, Oskar von Miller Institut, Bericht Nr. 14
- SIEBER, H. (2003): „Auswirkungen des Extremhochwassers vom August 2002 auf die Sicherheit von Speichieranlagen der sächsischen Landestalsperrenverwaltung – eine erste Einschätzung“ in: Wasserwirtschaft 1-2, 2003, S. 30 – 35
- WESTRICH, B.; SIEBEL, R; SALDEN, D.; ZWESCHPER, B. (2002/2003): „Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme“. 1. und 2. Zwischenbericht zum BWPLUS Forschungsprojekt BWC 20004
- WESTRICH, B.; SIEBEL, R; ZWESCHPER, B. (2003): „Überströmbare Erddämme und Deiche – Erosionssichere Deckwerke, Bodenverfestigung, Bemessungsgrundlagen“. Beitrag zum Symposium „Notsicherung von Dämmen und Deichen“ am 7. Februar 2003 in Siegen
- 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
- 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