Universität Stuttgart

Institut für Wasserbau
Institut für Geotechnik

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

Schlussbericht zum Forschungsprojekt

NEUE NATURNAHE BAUWEISEN FÜR ÜBERSTRÖMBARE DÄMME AN DEZENTRALEN HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN

Förderkennzeichen: BWT 22005 (Folgeprojekt von BWC 20004)

Universität Stuttgart

Institut für Wasserbau
Institut für Geotechnik

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

Schlussbericht zum Forschungsprojekt

NEUE NATURNAHE BAUWEISEN FÜR ÜBERSTRÖMBARE DÄMME AN DEZENTRALEN HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN

Förderkennzeichen: BWT 22005 (Folgeprojekt von BWC 20004)

Förderzeitraum: 01.01.2003 bis 31.12.2003

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

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

Inhaltsverzeichnis:

1. Einführung 5

2. Bemessungsgrundlagen für überströmbare Dämme und Dammbereiche 8

2.1. Steinschüttungen und Geogittermatratzen 8

2.1.1. Bestimmung des Durchflussanteils q_D 12

2.1.2. Bestimmung der Überströmhöhe $y_Ü$ 16

2.1.3. Bestimmung der Hangabtriebskräfte F 19

2.1.4. Bemessungskonzept für „Steinschüttungen“ und „Geogittermatratzen“ 21

2.2. Bodenverfestigung 23

2.2.1. Allgemeines zu den Eignungsuntersuchungen 23

2.2.2. Boden und Bindemittelart 25

2.2.3. Bindemittelmenge 25

2.2.4. Auswertung 27

2.2.5. Scherfestigkeit 30

2.2.6. Wasserdichtigkeit 33

2.2.7. Weitere Auswirkungen auf das bodenphysikalische Verhalten 34

2.2.8. Hinweise für die Bauausführung 34

3. Grundsätze für die konstruktive Gestaltung ausgewählter Dammbereiche 37

3.1. Allgemeines 37

3.2. Überströmbare Dammbereiche 37

3.2.1. Begrünung 38

3.2.2. Materialeigenschaften 42

3.2.3. Konstruktionshinweise für überströmbare Dammabschnitte aus verfestigten Böden 42

3.3. Dammfuß 44

3.3.1. Theoretische Grundlagen 45

3.3.2. Durchgeführte Untersuchungen 47

3.3.3. Konstruktive Gestaltungskriterien 52

3.4. Dammkrone 54

3.5. Verschneidungslinien mit den Talflanken 57
3.6. Durchlassbauwerk 58
3.6.1. Anschluss an integrierte Kunstbauwerke 61
3.6.2. Ökologische Durchgängigkeit 62
4. Unterhaltung, Sanierung und Ertüchtigung bestehender Anlagen 66
4.1. Deckwerkssysteme 66
4.2. Bodenverfestigung 67
5. Zusammenfassung 69
6. Literatur 71

1. Einführung

Hochwasserentlastungsanlagen in Form von überströmbaren Dammbereichen bzw. vollständig überströmbaren Dämmen können bei kleineren dezentralen Hochwasserrückhaltebecken hinsichtlich Landschaftsästhetik, hydraulischer Überlastbarkeit sowie Kostenbetrachtungen eine sinnvolle Alternative zu herkömmlichen Hochwasserentlastungsanlagen aus Beton (Hangseitenentlastung, Schachtüberfall usw.) darstellen. Der überströmte Dammbereich muss dabei den hydrodynamischen Kräften des überströmenden Wassers dauerhaft standhalten. Diese grundlegende Anforderung kann beispielsweise durch diverse Deckwerkssysteme erfolgen, die den Dammkörper vor dem direkten Angriff des Wassers schützen. Eine Alternative zu den Deckwerken stellt die Bauweise der Bodenverfestigung dar, bei welcher der Dammkörper selbst durch das Einmischen von Bindemitteln in das Dammschüttmaterial gegen die Einwirkungen des überströmenden Wassers und auch gegen klimatische Einwirkungen dauerhaft resistent gemacht wird.

Im Rahmen des vorangegangenen Forschungsprojekts (BWC 20004) wurden Deckwerke ausgeführt als Steinsatz (Abb. 1), Steinschüttungen (Abb. 2) oder aber als sogenannte Geogittermatratzen hinsichtlich ihrer Widerstandsfähigkeit gegen den hydraulischen Angriff in großmaßstäblichen Modellversuchen untersucht und abschließend vorgestellt. Für die Bauweise mit Bodenverfestigung wurde experimentell nachgewiesen, dass die maßgebende Beanspruchung hier nicht aus der Überströmung resultiert, sondern sich vielmehr aus klimatischen Einwirkungen er-

Abb. 1: Deckwerk ausgeführt als Steinsatz am HRB Ellbach

Abb. 2: Deckwerk ausgeführt als Steinschüttung am HRB Haager Tal

gibt. So ist bei dieser Bauweise die Erosionsstabilität durch die richtige Wahl des Baustoffs zu erreichen. Viele Einflussfaktoren wirken sich hingegen auf eine dauerhafte Witterungsbeständigkeit des verfestigten Dammschüttmaterials aus. Daher wird die für Deckwerke typische hydraulische Bemessung hier durch eine Eignungsprüfung mit dem Nachweis der dauerhaften Witterungsbeständigkeit ersetzt.

Die bisher durchgeführten Untersuchungen zur hydrodynamischen Belastung und Belastbarkeit des Deckwerks (Steinschüttungen und Geogittermatratzen) sowie zur Erosionsstabilität und zur Witterungsbeständigkeit von verfestigtem Dammschüttmaterial hatten sich auf einen Ausschnitt in der luftseitigen Böschung des überströmten Erddamms beschränkt. Für die Umsetzung der versuchstechnischen Ergebnisse in praxistaugliche Bemessungsgrundlagen und konstruktive Ausführungsvorschläge waren noch eine Reihe abschließender Experimente erforderlich, die in Kapitel 2 „Bemessungsgrundlagen für überströmbare Dämme und Dammbereiche“ angesprochen werden.

Darüber hinaus sind in dem einjährigen Förderzeitraum (1. Januar 2003 bis 31. Dezember 2003) mit Hilfe von geeigneten Experimenten an der Versuchsanstalt des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart auch die hydrodynamischen Verhältnisse im Bereich der Dammkrone, des luftseitigen Dammfußes sowie der Verschneidungslinie des überströmbaren Dammbereiches mit den anstehenden Talflanken qualitativ und zum Teil auch quantitativ erfasst worden. Dies erfolgte hauptsächlich, um für die praktische Ausführung derartiger Bauverfahren geeignete Techniken zur Verfügung zu stellen und die planenden Ingenieure auf besondere Problembereiche

bei der Bauausführung hinzuweisen. Die konstruktive Ausführung dieser Dammbereiche ist einer der Schwerpunkte des vorliegenden Berichts (vgl. Kapitel 3 „Grundsätze für die konstruktive Gestaltung ausgewählter Dammbereiche“). Dabei wird auch auf die erforderlichen Materialeigenschaften für das Deckwerks- bzw. Dammschüttmaterial eingegangen. Die gewonnenen Erkenntnisse werden im Sommer dieses Jahres zusammengefasst und in einem von der Landesanstalt für Umweltschutz (LfU) veröffentlichten Leitfaden den für die Planung und die Bauausführung von Hochwasserrückhaltebecken Verantwortlichen zur Verfügung gestellt und damit der Transfer der Forschungsergebnisse in die Praxis sichergestellt.

Ein weiterer, in jüngster Zeit verstärkt ins Bewusstsein gerückter und an Bedeutung gewinnender Aspekt bei der Planung und Bauausführung von Hochwasserrückhaltebecken ist die Gewährleistung der sogenannten gewässerökologischen Durchgängigkeit. Ziel ist es, die natürlich vorhandene Artenvielfalt im Gewässer selbst (aquatisch), aber auch die entlang des Gewässers (terrestrisch) nach dem Neubau eines als Trockenbecken konzipierten Hochwasserrückhaltebeckens weitestgehend zu erhalten. Durch eine angepasste konstruktive Gestaltung der Durchlassbauwerke (mit „Ökodurchlass“ und/oder „Betriebsauslass“) kann dieses Ziel näherungsweise erreicht werden.

Schließlich werden die bisher erarbeiteten umfangreichen Untersuchungsergebnisse zum Problem der Überströmbarkeit von Erddämmen nicht nur im Hinblick auf den Neubau, sondern auch auf die sicherheitstechnische Anpassung bezüglich Unterhaltung, Sanierung und Ertüchtigung bestehender Hochwasserrückhalteanlagen erörtert und einige grundlegende Kriterien hierfür erarbeitet (Kapitel 4 „Unterhaltung, Sanierung und Ertüchtigung bestehender Anlagen“).

2. Bemessungsgrundlagen für überströmbare Dämme und Dammbereiche

Die Grundlagen für die Bemessung überströmbarer Dammbereiche wurden für verschiedene Deckwerkstypen und für die Bodenverfestigung im Rahmen des früheren Forschungsprojektes BWC 20004 in umfangreichen Versuchsprogrammen erarbeitet (SIEBEL/VERMEER/WESTRICH/ ZWESCHPER 2003). Ausgehend von diesen Grundlagen werden im folgenden Kapitel 2 die Ergebnisse weiterführender Untersuchungen zum Verhalten der Deckwerkstypen „Steinschüttung“ und „Geogittermatratzen“ (Abschnitt 2.1) sowie der Bodenverfestigung mit Bindemitteln (Abschnitt 2.2) bei Überströmung vorgestellt. Der Steinsatz wurde der Vollständigkeit halber in den vorangegangenen Bericht mit aufgenommen, obgleich er nicht im Rahmen des BWPLUS-Forschungsprojekts untersucht wurde. Die Untersuchungen hierzu gehen auf eigenfinanzierte Forschungstätigkeiten zurück (RATHGEB 2001). Aus diesem Grund wird auf diesen Deckwerkstyp im vorliegenden Bericht nicht mehr eingegangen.

Zudem wird im weiteren Verlauf bezüglich des Versagensfalls „Abgleiten des Deckswerks“ nicht mehr zwischen den Deckwerkstypen Steinschüttungen und Geogittermatratzen unterschieden, da es hier keine bzw. lediglich vernachlässigbar kleine Unterschiede im hydraulischen Verhalten beider Deckwerke gibt.

2.1. Steinschüttungen und Geogittermatratzen

Im letztjährigen Abschlussbericht „Neue Naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrdämmen“ (SIEBEL/VERMEER/WESTRICH/ZWESCHPER 2003) wurde für Deckwerke, die als Steinschüttungen bzw. als Geogittermatratzen ausgeführt werden, ein in sich geschlossenes Bemessungskonzept für den Versagensfall „Abgleiten des gesamten Deckwerks“ vorgestellt, welches jedoch hinsichtlich verschiedener Neigungen der Überströmstrecken verifiziert werden musste, da die bisherigen Untersuchungen nur bei einer fest vorgegeben Neigung von 1:6 durchgeführt worden waren.

Um das Deckwerk bei verschiedenen Neigungen untersuchen zu können, musste die vorhandene Versuchsrinne am Übergang vom Einlaufbehälter zur Rinne mit einem Gelenk ausgebildet werden. Zudem war es erforderlich den Einlaufbehälter um etwa einen Meter anzuheben, um so eine ausreichende Steilheit des Gerinnes zu gewährleisten. Durch den Umbau können nun nahezu stufenlos Rinnenneigungen zwischen minimal 1:25 und maximal 1:3 erreicht werden (Abb. 3). Die Rinne kann innerhalb kürzester Zeit mit Hilfe eines hydraulisch betriebenen Stufendruckzylinders und eines Kompressors angehoben und abgesenkt werden.

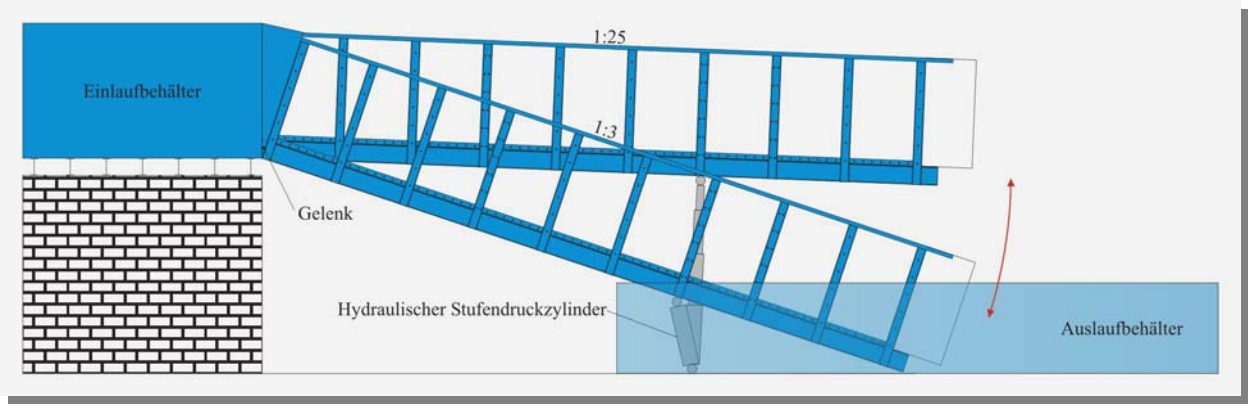

Abb. 3: Versuchsrinne nach dem Umbau mit minimaler und maximaler Neigung

Da sich bei den in der vergangenen Förderphase durchgeführten Versuchen die Reibung zwischen der Geogittermatratze und dem Untergrund stets als problematisch für die Kraftmessung erwies, wurden im Zuge des Umbaus der Rinne Rollen in den Boden der Rinne eingelassen (Abb. 4), auf denen sich die Geogittermatratze dann nahezu reibungsfrei bewegen konnte. Die Messungen haben gezeigt, dass diese Maßnahme zu einer deutlichen Verbesserung der Aussagekraft der Ergebnisse geführt hat.

Die Matratze selbst wurde auf einem in Längs- und Querrichtung ausgesteiften Blech angeordnet, welches wiederum auf den eingelassenen Rollen auflag und somit eine problemlose Rollbewegung garantierte. Um auch eine eventuelle seitliche Reibung auszuschließen, wurde ein etwa 1 cm bis 2 cm breiter Spalt zwischen den Rinnenwandungen und der Geogittermatratze gelassen und die Matratze zudem durch an dem Bodenblech angebrachte vertikale Stahlstangen und einen dünnen Stahlrahmen an der oberen Matratzenkante ausgesteift, so dass der Kontakt einer herausstehende Steinspitze zur Rinnenwandung ausgeschlossen war .

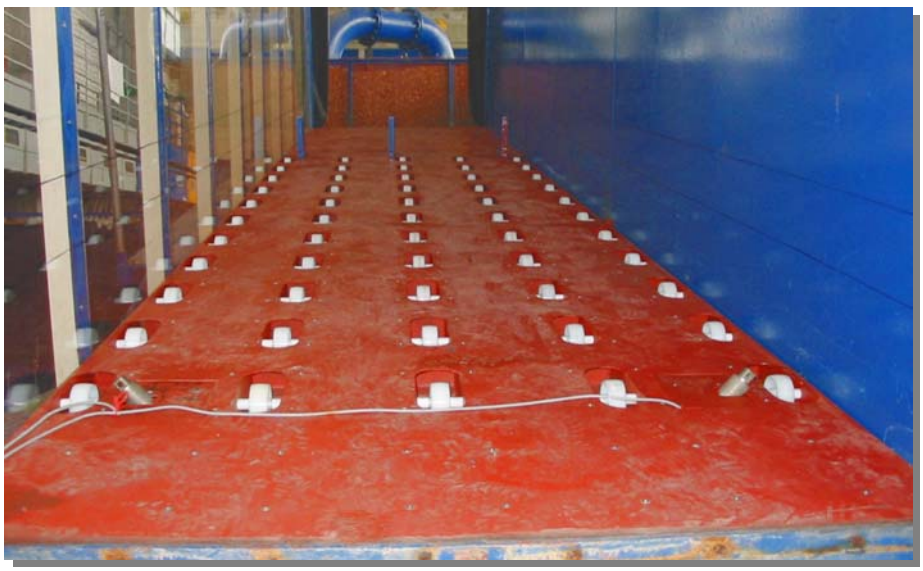

Abb. 4: In den Rinnenboden eingelassene Rollen

Wiederum wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm mit vier Versuchsreihen durchgeführt, um die Kräfte des Deckwerks bei verschiedenen Rinnenneigungen zu erfassen. Die Versuchsreihen unterschieden sich sowohl in der Deckwerksstärke (25 cm und 40 cm) als auch in der Länge der betrachteten Deckwerksabschnitte (2,0 m und 4,0 m). Die nachfolgende Matrix (Tabelle 1) gibt zusammenfassend einen Überblick über die durchgeführten Versuche, bei denen die Deckwerksstärke d_D, die Deckwerkslänge L_D, der Neigungswinkel α sowie der spezifische Gesamtabfluss q variiert wurden. Die folgenden Messgrößen wurden während den Versuchen bestimmt und aufgezeichnet:

- Spezifischer Abfluss q:

  Der spezifische Abfluss q wurde mit Hilfe eines magnetisch induktiven Durchflussmessers (MID) bestimmt und die Werte mit einem Messwert-PC aufgezeichnet. Mit einem nach dem MID angeordneten Motorschieber konnte der spezifische Abfluss sehr genau eingestellt werden.

	d_D	L_D	α	q													
	[cm]	[m]	[°]	[l/sm]													
← Zeit	25	2,0	2,2	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			3,6	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			5,5	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			6,9	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			9,3	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			11,2	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			14,0	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			18,3	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
		4,0	18,3	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			14,0	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			11,2	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			9,3	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			6,9	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			5,5	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			3,6	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			2,2	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
	40	4,0	2,2	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			3,6	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			5,5	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			6,9	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			9,3	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			11,2	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			14,0	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			18,3	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
		2,0	18,3	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			14,0	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			11,2	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			9,3	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			6,9	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			5,5	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			3,6	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335
			2,2	10	20	30	40	50	60	80	100	120	150	200	250	300	335

Tabelle 1: Versuchsprogramm zur Ermittlung der Hangabtriebskräfte

- Abflusstiefe y:

  Die Abflusstiefe wurde auf zweierlei Arten bestimmt. Zum einen wurde sie einfach auf einer Skala an der durchsichtigen Rinnenwandung aus Plexiglas abgelesen. Zum anderen wurden mit Hilfe von in der Rinnenwandung installierten Druckaufnehmern die Wanddrücke gemessen und mit dem Messwert-PC aufgezeichnet. Über die Messwerte der Wanddrücke kann die mittlere Abflusstiefe y bestimmt werden.

  Die mit Hilfe der Druckaufnehmer ermittelten Abflusstiefen y stimmten mit den an der Skala auf der Rinnenwandung abgelesenen Werten weitestgehend überein. Lediglich bei sehr steilen Neigungen und der damit verbundenen starken Turbulenz gab es Abweichungen, die jedoch 10% nicht überschritten. Diese Genauigkeit ist für derart turbulente Strömungen ausreichend.

- Hangabtriebskraft F:

  Die durch die Durch- und Überströmung auf die Steinmatratze wirkenden Kräfte sowie das Eigengewicht derselben wurden mit Hilfe von zwei ebenfalls in den Rinnenboden eingelassenen Kraftaufnehmern (Messbereich zwischen 50 N und 20000 N) in Höhe des oben beschriebenen Stahlblechs gemessen (vgl. Abb. 5). Auch hier erfolgte die Aufzeichnung der Messwerte mit einem Messwert-PC. Bei bekanntem Gewicht der Geogittermatratze und bekanntem Neigungswinkel der Rinne, konnten die geringen bei diesem Versuchsaufbau vorhandenen Restreibungskräfte durch Nullmesungen bestimmt und anschließend von den Messwerten, die bei Überströmung mit verschiedenen Abflüssen ermittelt wurden, wieder abgezogen werden.

  Im Flussdiagramm auf der nächsten Seite wird nochmals dargestellt, wie die auf das Deckwerk wirkenden Kräfte berechnet werden können:

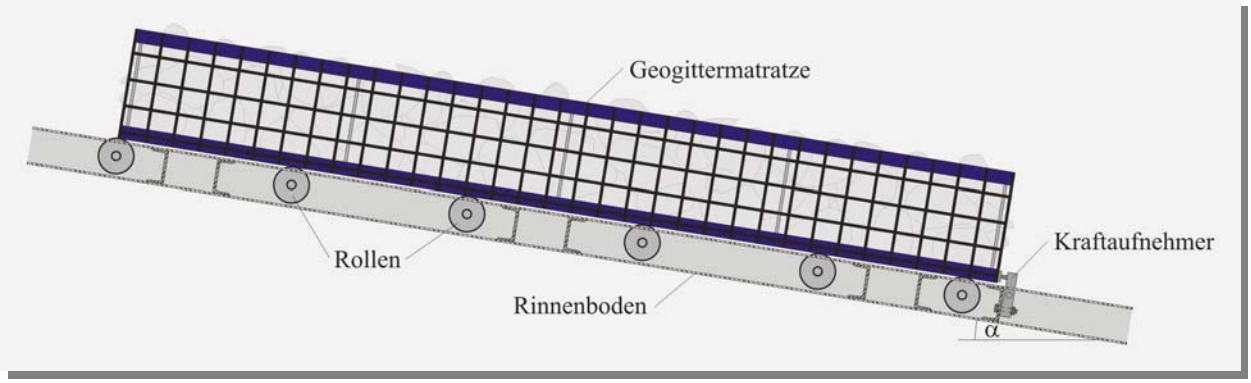

Abb. 5: Anordnung der Kraftaufnehmer zur Messung der Hangabtriebskräfte

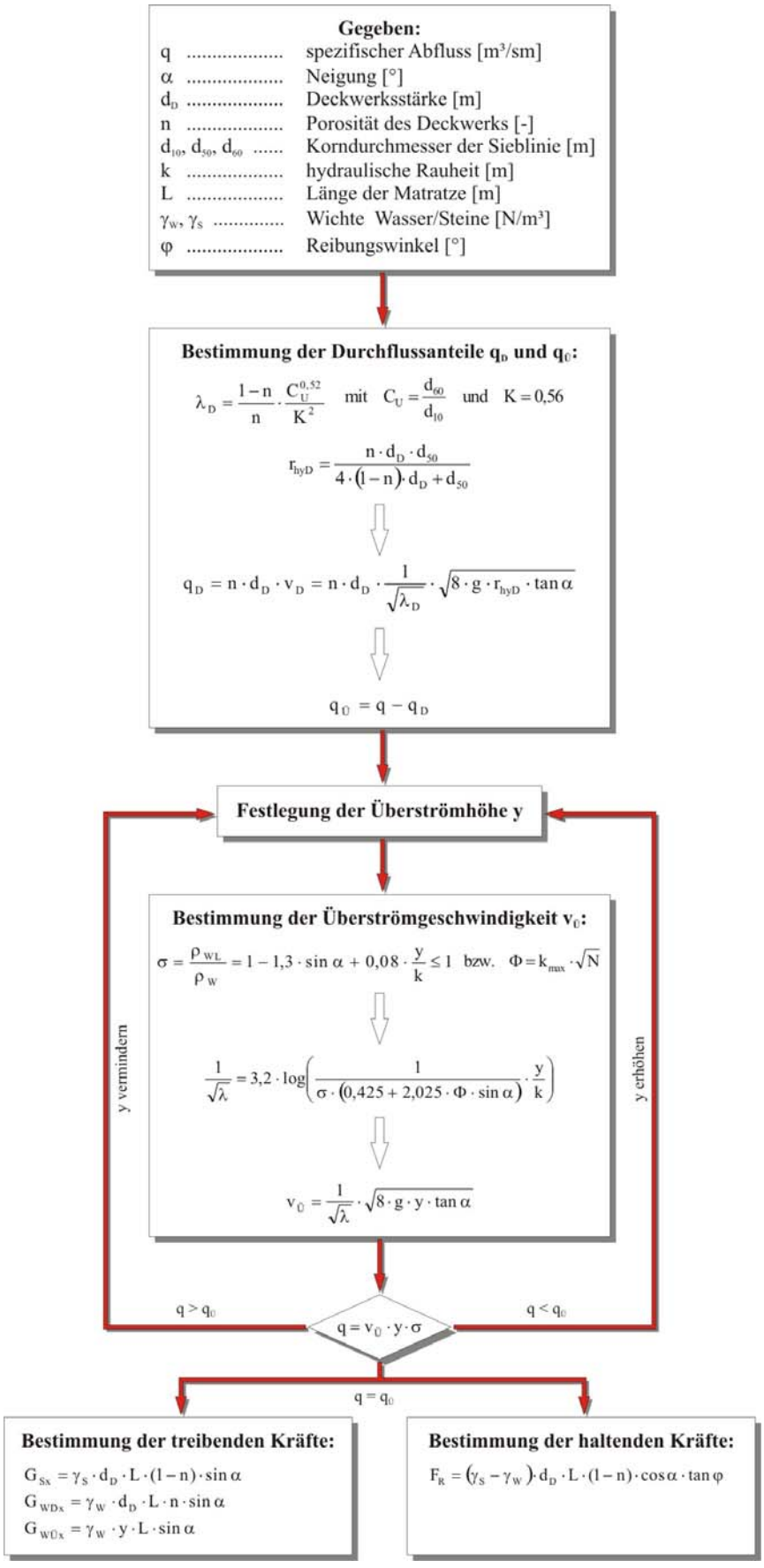

Abb. 6: Flussdiagramm zur Ermittlung der Durch- und Überströmkräfte

Die einzelnen maßgeblichen Rechenschritte wurden für die verschiedenen Neigungen der Versuchsrinne überprüft und dabei die bei den durchgeführten Versuchen gemessenen Größen mit den berechneten Werten verglichen. Im Folgenden wird auf diese Berechnungsschritte detaillierter eingegangen.

2.1.1. Bestimmung des Durchflussanteils q_D

Der rechnerische Durchflussanteil q_D am Gesamtabfluss q wurde durch die Messung der Abflusstiefe y bei stufenweise steigendem Abfluss bestimmt. Dabei wird der Durchflussanteil q_D als der Abfluss definiert, bei dem die Abflusstiefe y die Stärke d_D der Geogittermatratze erreicht. Da jedoch die Abflusstiefe y bei der hier vorhandenen Rauheit und der damit verbundenen stark turbulenten Strömung nur schwer zu erfassen ist, unterliegen die gemessenen Werte naturgemäß einer starken Streuung.

Die Messungen bzw. die Berechnungen wurden für Matratzenstärken von $d_D = 25$ cm und $d_D = 40$ cm sowie für Matratzenlängen von 2 m (Messung/Berechnung 1) bzw. 4 m (Messung/Berechnung 2) durchgeführt. In Abb. 7 und Abb. 8 ist eine Gegenüberstellung der gemessenen und der nach dem Flussdiagramm (Abb. 6) berechneten Durchflussanteile q_D dargestellt. Die Unterschiede zwischen den beiden jeweils berechneten Werten sind auf geringfügige Unterschiede in der Porosität der 2 m bzw. der 4 m langen Geogittermatratzen zurückzuführen. Es fällt auf, dass die berechneten Werte teilweise erheblich unter den gemessenen Werten liegen. Um diesen Unterschied auszugleichen, wird ein aus den durchgeführten Untersuchungen gewonnener semi-empirischer Korrekturfaktor ζ für die Berechnung der Durchströmgeschwindig-

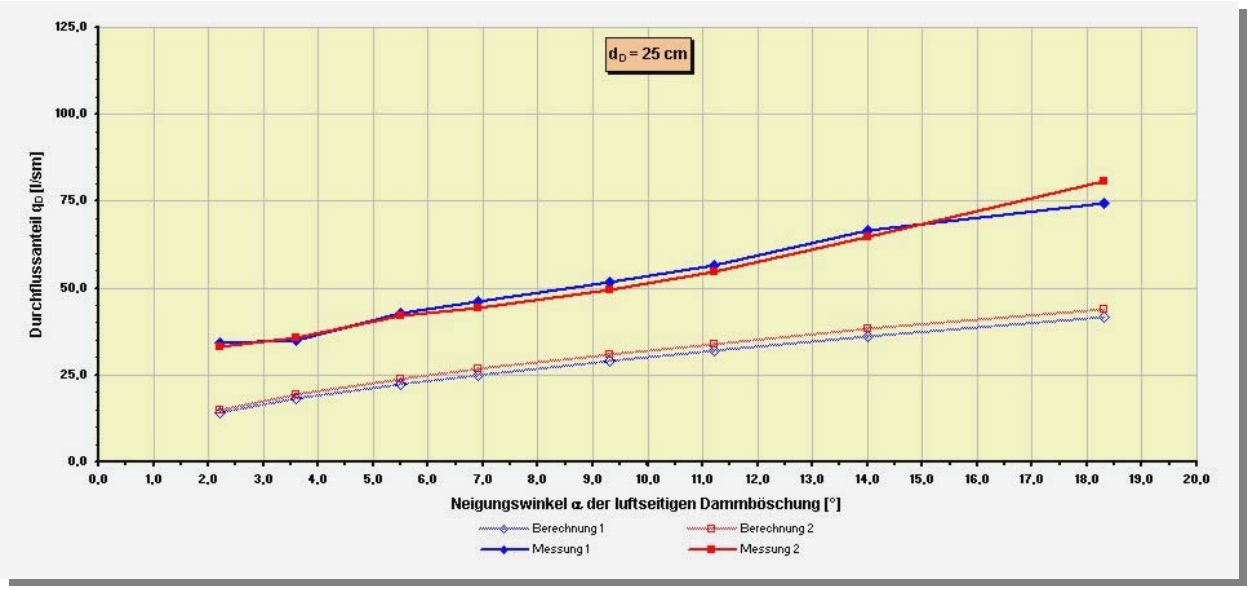

Abb. 7: Berechnete und gemessene Durchflussanteile q_D bei q_D = 25 cm ohne Ansatz des Korrekturfaktors ζ

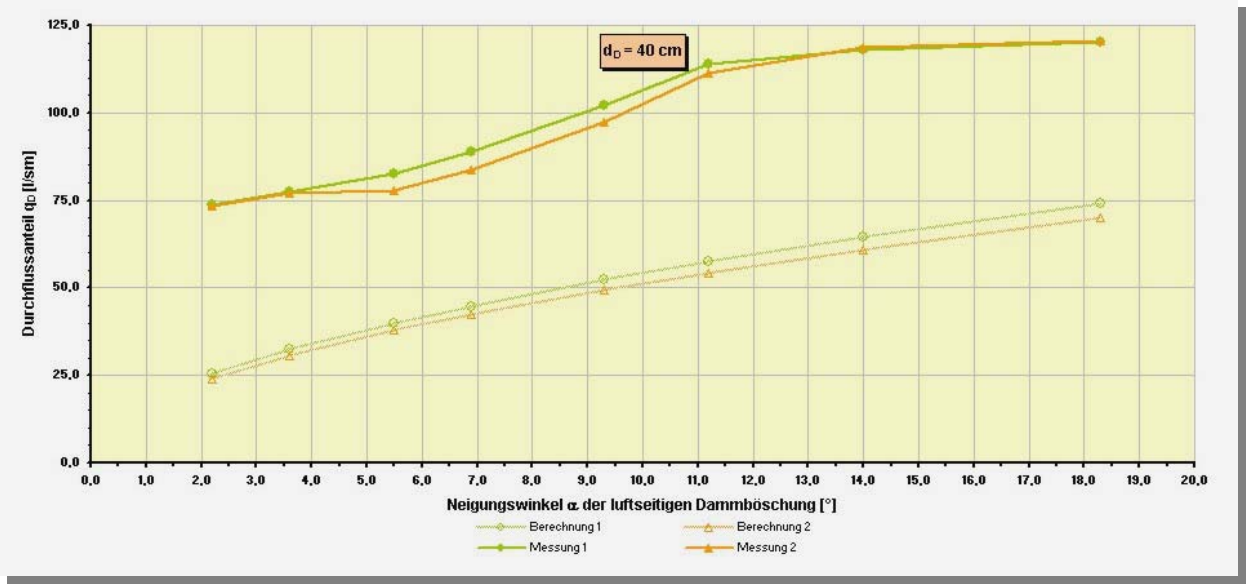

Abb. 8: Berechnete und gemessene Durchflussanteile q_D bei q_D = 40 cm ohne Ansatz des Korrekturfaktors ζ

keit v_D eingeführt. Daraus folgt für die Ermittlung der mittleren Durchströmgeschwindigkeit v_D innerhalb der Steinpackung:

$$v_D = \zeta \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8 \cdot g \cdot r_{hyD} \cdot \tan\alpha}$$

Der Korrekturfaktor ζ ist abhängig von der Deckwerksstärke d_D und dem vom Böschungswinkel α abhängigen Lufteintrag innerhalb des Deckwerks. Er kann wie folgt berechnet werden:

$$\zeta = \frac{d_D^2}{2{,}8 \cdot \tan\alpha} + 1{,}5 \qquad \text{mit } d_D \text{ in [m]}$$

Zurückzuführen ist der Korrekturfaktor ζ auf die nicht konstante Geschwindigkeitsverteilung innerhalb der Steinpackung, denn die Berechnung der Durchströmgeschwindigkeit geht von einem über die Abflusstiefe konstanten Wert aus, was strenggenommen nicht korrekt ist, jedoch der Einfachheit halber bei dem vorgestellten Berechnungsverfahren angenommen wird.

Somit berechnet sich der Durchflussanteil q_D zu:

$$q_D = n \cdot d_D \cdot v_D = n \cdot d_D \cdot \zeta \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8 \cdot g \cdot r_{hyD} \cdot \tan\alpha}$$

In Abb. 9 und Abb. 10 sind die mit dem Korrekturfaktor ζ berechneten Werte für q_D erneut den gemessenen Werten gegenübergestellt. Die Übereinstimmung von den berechneten Werten mit

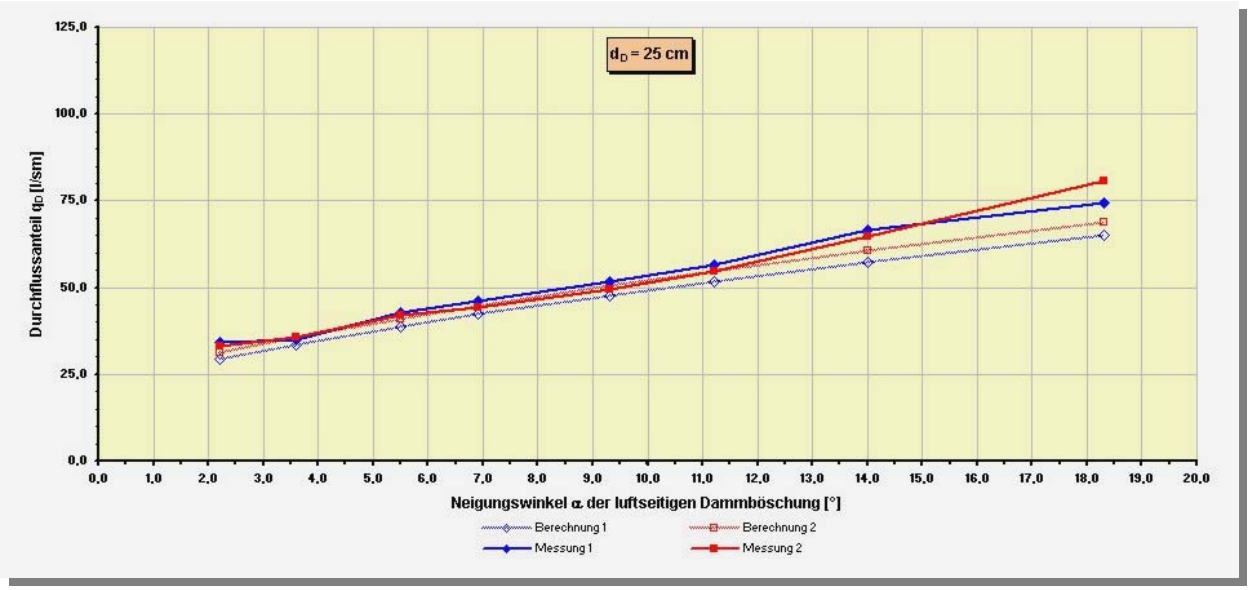

Abb. 9: Berechnete und gemessene Durchflussanteile q_D bei d_D = 25 cm mit Ansatz des Korrekturfaktors ζ

den gemessenen Werten ist nun deutlich besser. Eine exakte Übereinstimmung der Werte ist nicht möglich, da sich auch, wie bereits oben beschrieben, die Abflusstiefe y nicht exakt bestimmen lässt.

Die berechneten Werte für q_D liegen nahezu überall geringfügig unter den gemessenen Werten, da der in den Versuchen ermittelte Durchflussanteil q_D, aufgrund der Spalten zwischen der Rinnenwandung und der Geogittermatratze (zur Vermeidung von Reibungskräften) sowie dem Abstand zwischen der Rollenebene und dem Blech am Matratzenboden (6 mm), ein wenig zu

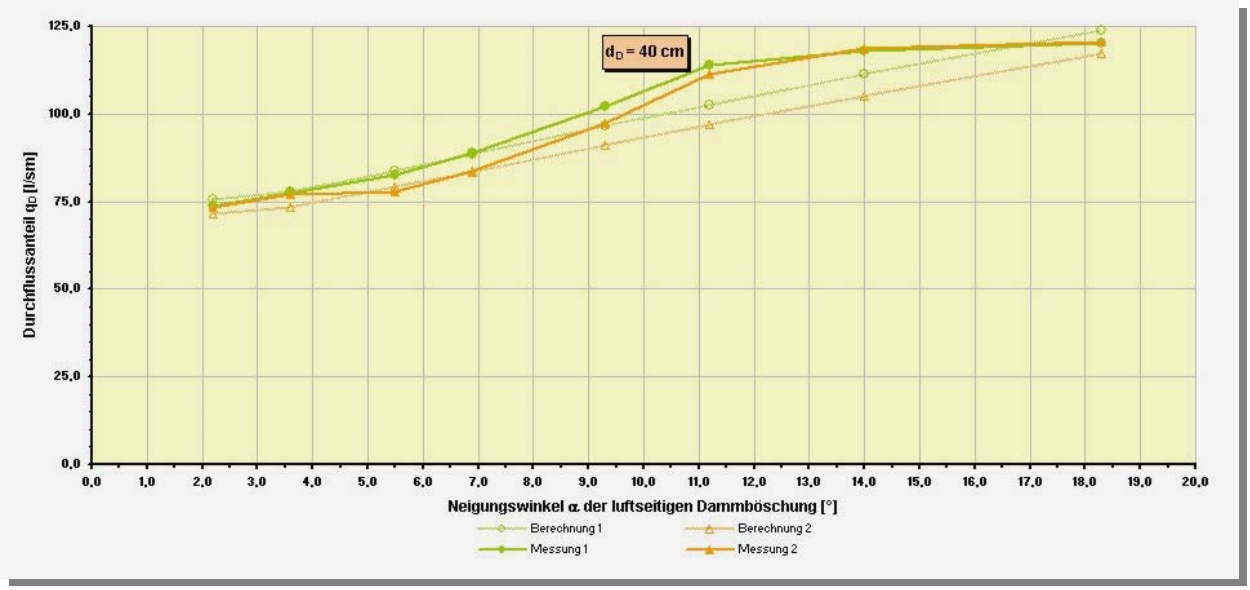

Abb. 10: Berechnete und gemessene Durchflussanteile q_D bei d_D = 40 cm mit Ansatz des Korrekturfaktors ζ

hoch angesetzt wurde. Für die Berechnung der auf das Deckwerk wirkenden Kräfte ist dieser Umstand jedoch von Vorteil, da man mit einem niedrigeren Wert für den Durchströmanteil q_D auf der sicheren Seite liegt.

Der für die Berechnung der Überströmhöhe $y_Ü$ erforderliche Abfluss $q_Ü$ kann dann, wie bereits im Flussdiagramm (Abb. 6) dargestellt, als die Differenz zwischen dem gesamten Abfluss und dem Durchströmanteil berechnet werden:

$$q_Ü = q - q_D$$

2.1.2. Bestimmung der Überströmhöhe $y_Ü$

Auch bei der Überströmhöhe $y_Ü$ wurden die gemessenen Werte den aus dem Flussdiagramm (Abb. 6) resultierenden Werten gegenüber gestellt. Abb. 11 zeigt für eine Matratzenstärke von d_D = 25 cm und Abb. 13 für d_D = 40 cm diese Gegenüberstellung für eine luftseitige Dammneigung von 5,5°.

Bei einer Matratzenstärke von 25 cm liegen die berechneten Werte $y_{Ü,\,berechnet}$ jeweils über den bei entsprechendem Abfluss gemessenen Werten $y_{Ü,\,gemessen}$. Mit zunehmendem Abfluss q bzw. dessen Überströmanteil $q_Ü$ wird die Differenz zwischen beiden Werten geringer und wird schließlich bei einem maximalen spezifischen Abfluss q = 335 l/sm etwa null. Die Ursache, warum bei kleineren Abflüssen Unterschiede bis zu 100% auftreten, liegt in der Tatsache begründet, dass bei kleinen Verhältnissen $y_{Ü,\,berechnet}/k$ der Überströmhöhe $y_Ü$ zur Rauheit k des Deckwerks die Messungen sehr ungenau sind. Mit zunehmendem Überströmanteil $q_Ü$ nimmt der Einfluss der Rauheit k auf die Überströmhöhe $y_Ü$ naturgemäß ab. Abb. 12, in welchem das

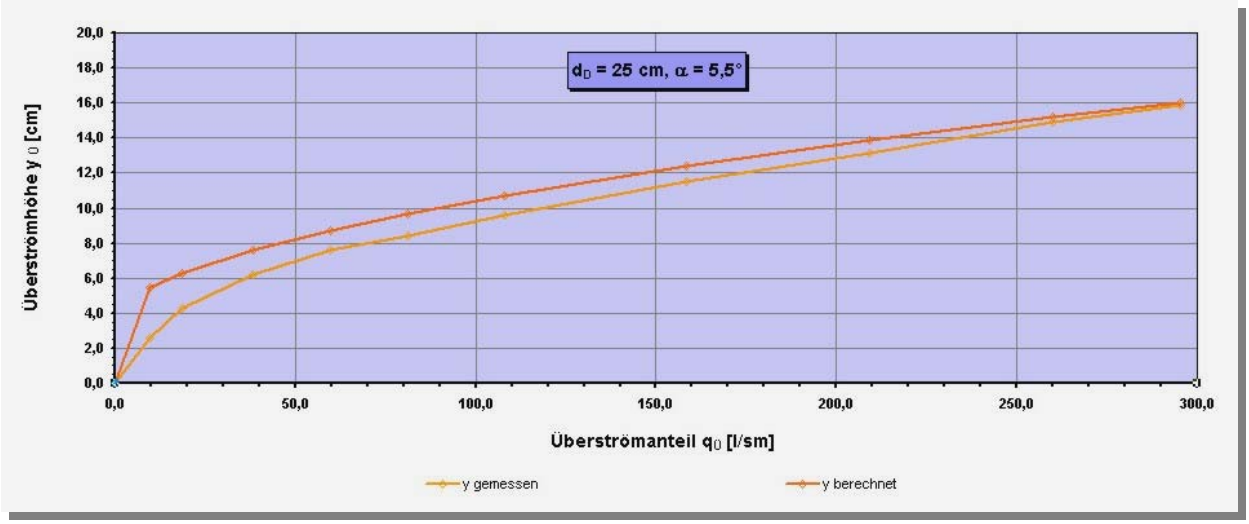

Abb. 11: Berechnete und gemessene Überströmhöhen $y_Ü$ bei d_D = 25 cm und α = 5,5°

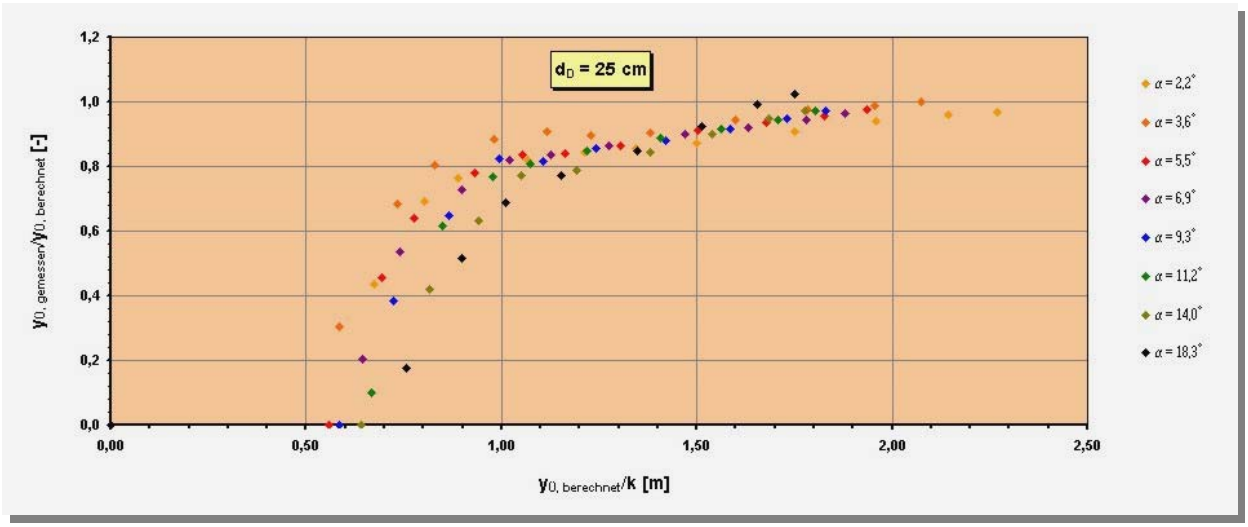

Abb. 12: Verhältnisse $y_{Ü, gemessen}/y_{Ü, berechnet}$ bei verschiedenen Verhältnissen $y_{Ü, berechnet}/k$ und verschiedenen Neigungswinkeln α für d_D = 25 cm

Verhältnis $y_{Ü, gemessen}/y_{Ü, berechnet}$ über das Rauheitsverhältnis $y_{Ü, berechnet}/k$ aufgetragen wurde, verdeutlicht dies. Es ist auch zu erkennen, dass sich das Verhältnis $y_{Ü, gemessen}/y_{Ü, berechnet}$ bei zunehmendem Neigungswinkel α langsamer an 1 annähert als bei flacheren Neigungswinkeln, woraus hervorgeht, dass die Messung der Überströmhöhe $y_Ü$ bei starker Turbulenz eine höhere Ungenauigkeit aufweist und Abweichungen von bis zu 100% in Kauf genommen werden müssen.

Bei der Matratzenstärke von d_D = 40 cm weichen die gemessenen Werte $y_{Ü, gemessen}$ wesentlich stärker von den berechneten Werten $y_{Ü, berechnet}$ ab, als bei einer Matratzenstärke von 25 cm (vgl. Abb. 13). Auch scheint sich keine Annäherung der beiden Werte bei zunehmendem Überströmanteil $q_Ü$ zu ergeben. Abb. 14 zeigt wiederum die Verhältnisse $y_{Ü, gemessen}/y_{Ü, berechnet}$ aufgetragen über das Verhältnis $y_{Ü, berechnet}/k$. Es ist zu erkennen, dass das Verhältnis

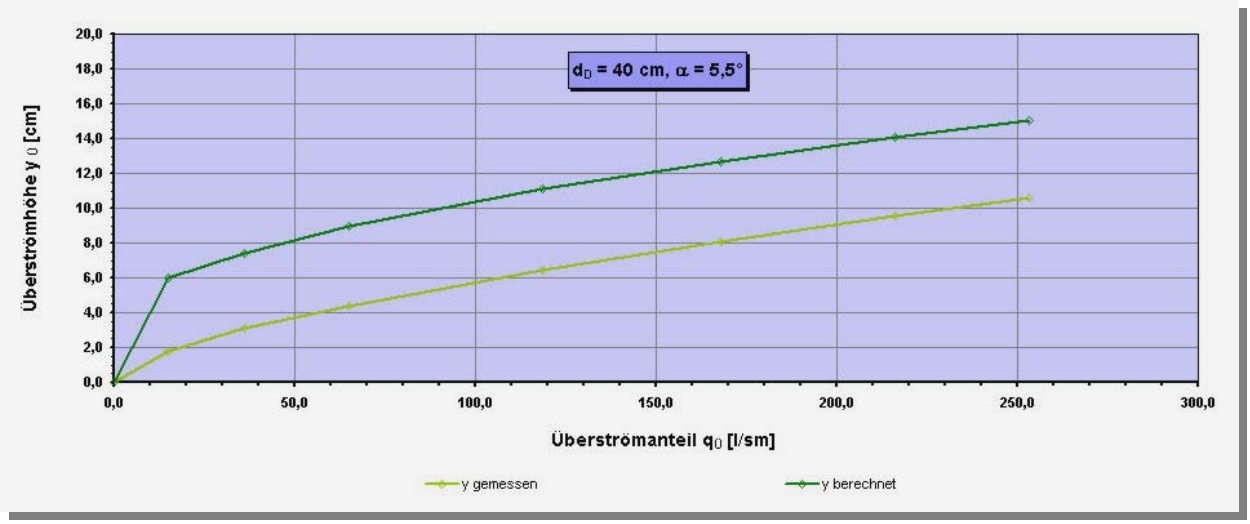

Abb. 13: Berechnete und gemessene Überströmhöhen $y_Ü$ bei d_D = 40 cm und α = 5,5°

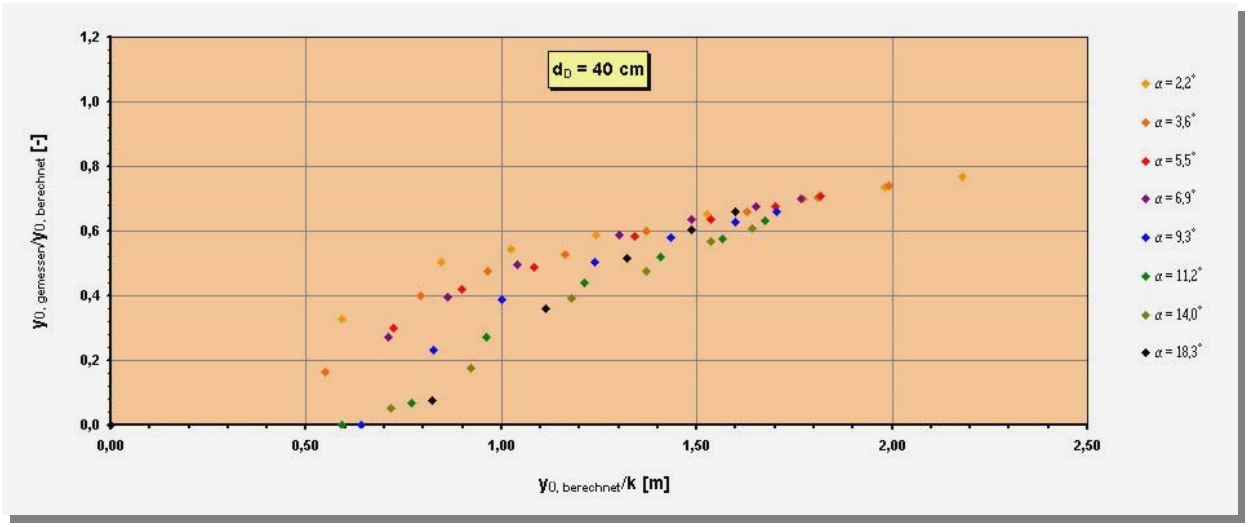

Abb. 14: Verhältnisse $y_{Ü, gemessen}/y_{Ü, berechnet}$ bei verschiedenen Verhältnissen $y_{Ü, berechnet}/k$ und verschiedenen Neigungswinkeln α für d_D = 40 cm

$y_{Ü, gemessen}/y_{Ü, berechnet}$ selbst bei maximaler Überströmhöhe $y_Ü$ den Wert 1 nicht erreicht, wie es bei einer Matratzenstärke von d_D = 25 cm der Fall ist (vgl. Abb. 12). Zweierlei Ursachen sind hierfür zu nennen. Erstens ist der errechnete Wert für den Durchströmanteil q_D im Falle einer Matratzenstärke von d_D = 40 cm eher zu niedrig angesetzt (vgl. Abb. 10), was jedoch, wie bereits erwähnt, in Kauf genommen wird, da man bei der Berechnung der auf das Deckwerk wirkenden Durch- und Überströmkräfte auf der sicheren Seite liegt. Dies führt dazu, dass der Wert $q_Ü$ eher zu hoch angesetzt wird, was wiederum zu einer höheren rechnerischen Abflusstiefe $y_Ü$ führt. Als zweite Ursache kann angeführt werden, dass die Durchströmgeschwindigkeit v_D an der ideellen Grenzschicht zwischen schnellerer Überströmung und langsamerer Durchströmung bei größerer Deckwerksstärke höher ist als bei geringeren Deckwerksstärken, da sich die Durchströmgeschwindigkeit bei dem in Abb. 15 dargestellten Geschwindigkeitsprofil im Deckwerk nach oben vergrößert. Demzufolge wirken bei geringeren Deckwerksstärken auch höhere Bremskräfte auf die Überströmung, d. h. der Reibungsbeiwert $1/\sqrt{\lambda}$ bei größeren Deckwerksstärken ist geringer, was wiederum höhere Überströmgeschwindigkeiten $v_Ü$ und geringere Überströmhöhen $y_Ü$ bedingt. In Abb. 15 wurde dieser Zusammenhang zeichnerisch dargestellt.

Streng genommen bedeutet dies, dass die Berechnung des Reibungsbeiwertes $1/\sqrt{\lambda}$ (SCHEUERLEIN 1968) mit einem von der Deckwerksstärke abhängigen Korrekturfaktor erfolgen müsste, um die Berechnungswerte und die Messwerte in Einklang zu bringen. Da man jedoch bei der Berechnung der Durch- und Überströmkräfte mit einer höheren Überströmhöhe $y_Ü$ auf der sicheren Seite liegt, wird hier empfohlen, diesen Umstand zu vernachlässigen, um so das Bemessungsverfahren nicht unnötig aufwändig zu gestalten. Die Auswirkungen auf die Bemessung sind lediglich gering, da das Gewicht des überströmenden Wassers $G_{WÜx}$ nur eine von drei Komponenten der Hangabtriebskraft F ist (vgl. nächste Seite).

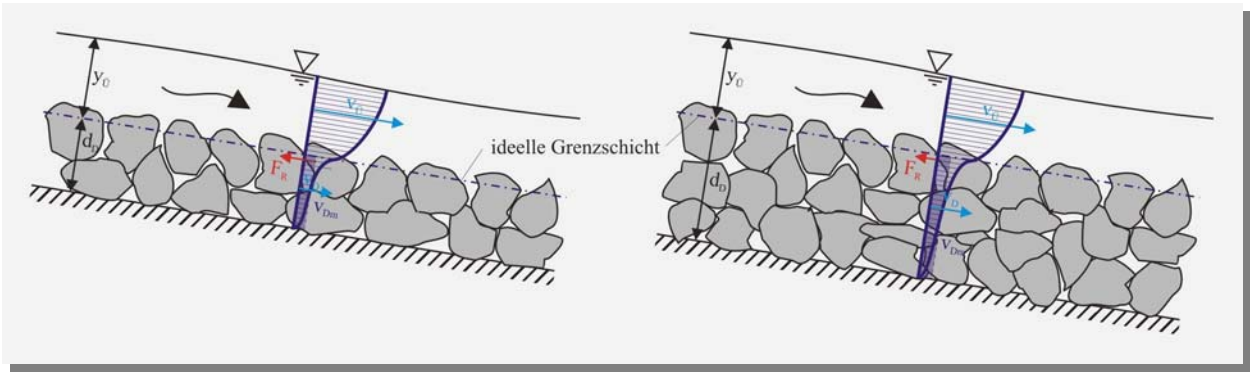

Abb. 15: Einfluss der Deckwerksstärke d_D auf die Überströmhöhe $y_Ü$ und die Überströmgeschwindigkeit $v_Ü$

2.1.3. Bestimmung der Hangabtriebskräfte F

Die Hangabtriebskräfte wurden folgendermaßen berechnet:

Gewicht der Steine: $G_{Sx} = \gamma_S \cdot d_D \cdot L \cdot (1-n) \cdot \sin\alpha$

Gewicht des durchströmenden Wassers: $G_{WDx} = \gamma_W \cdot d_D \cdot L \cdot n \cdot \sin\alpha$

Gewicht des überströmenden Wassers: $G_{WÜx} = \gamma_W \cdot \sigma \cdot y_Ü \cdot L \cdot \sin\alpha$

Dabei wurde abweichend vom Abschlussbericht des letzten Jahres (SIEBEL/VERMEER/WESTRICH/ZWESCHPER 2003) bei der Berechnung des Gewichts des überströmenden Wassers der Luftgehaltsparameter σ (vgl. SCHEUERLEIN 1968) berücksichtigt, welcher bereits bei der Ermittlung der Überströmgeschwindigkeit y bestimmt wurde.

In Abb. 16 (für eine Deckwerksstärke von d_D = 25 cm) und Abb. 17 (für eine Deckwerksstärke von d_D = 40 cm) sind die Abweichungen der berechneten zu den gemessenen Werten F als Verhältniswert $F_{berechnet}/F_{gemessen}$ dargestellt. Dabei fällt folgendes auf:

1. Unabhängig vom spezifischen Abfluss q und der Deckwerksstärke d_D ist der Wert $F_{berechnet}/F_{gemessen}$ nahezu konstant. Lediglich im Bereich von Abflüssen, die komplett durch das Deckwerk abfließen, weichen die Werte geringfügig ab.

2. Die Werte $F_{berechnet}/F_{gemessen}$ liegen zum allergrößten Teil zwischen 0,8 und 1,0. Dabei fällt auf, dass die größten Abweichungen bei den kleinsten Neigungen auftreten. Mit zunehmender Neigung geht der Wert gegen 1, was bedeutet, dass der Berechnungsansatz die tatsächlichen Verhältnisse gut widerspiegelt.

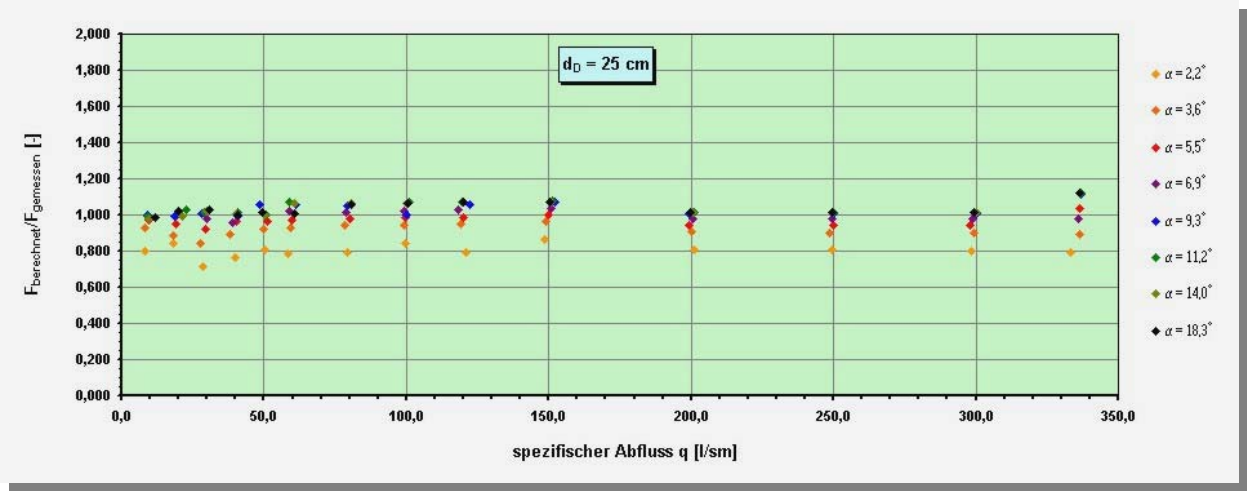

Abb. 16: Vergleich der berechneten Werte $F_{berechnet}$ mit den gemessenen Werten $F_{gemessen}$ für eine Deckwerksstärke von d_D =25 cm

Die Ursache für das mit zunehmendem Dammneigungswinkel α ansteigende Verhältnis $F_{berechnet}/F_{gemessen}$ liegt ganz offensichtlich im Versuchsaufbau bzw. im Versuchsablauf. Bei beiden Deckwerksstärken wurden die Neigungswinkel α sukzessiv erhöht. Haben kleinere, nicht gänzlich zu vermeidende Verkantungen im Versuchsaufbau bei geringen Rinnenneigungen noch einen großen Anteil am Messfehler der Kraft F, so verringert sich dieser bei zunehmender Neigung. Bei Versuchen, bei denen die Reihenfolge im Versuchsablauf umgekehrt wurde (von steilen zu flachen Neigungen, vgl. Tabelle 1) war dieser Effekt nicht zu beobachten (Abb. 18), was ein deutlicher Hinweis auf den Einfluss der Verkantungen auf die Messwertabweichungen ist.

Die Messungen haben zudem gezeigt, dass ein dynamischer Kraftanteil G_{Wdynx}, wie er bei der Bemessung des Steinsatzes (RATHGEB 2001) zur Anwendung kommt, bei der Bemessung von

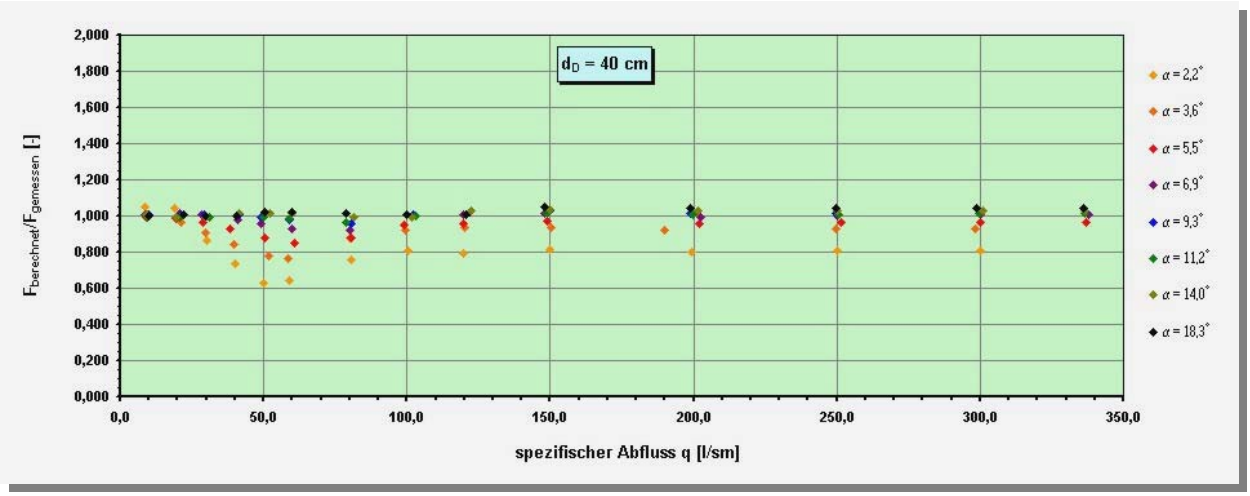

Abb. 17: Vergleich der berechneten Werte $F_{berechnet}$ mit den gemessenen Werten $F_{gemessen}$ für eine Deckwerksstärke von d_D =40 cm

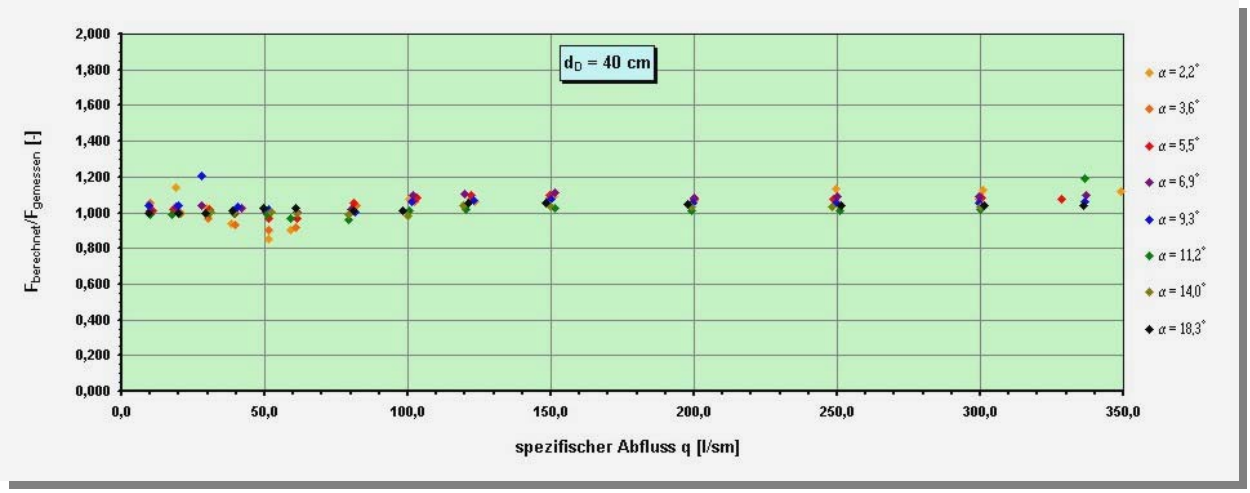

Abb. 18: Vergleich der berechneten Werte $F_{berechnet}$ mit den gemessenen Werten $F_{gemessen}$ für eine Deckwerksstärke von d_D =25 cm

Deckwerken, ausgeführt als Steinschüttungen oder Geogittermatratzen, vernachlässigt werden kann, da die Durch- und Überströmgeschwindigkeiten v_D bzw. $v_Ü$ bei dem sehr rauen Deckwerk im Vergleich zu dem wesentlich glatteren Steinsatz verhältnismäßig niedrig sind und somit der Anteil an der hangabwärts gerichteten Gesamtkraft ausgesprochen gering ist.

2.1.4. Bemessungskonzept für „Steinschüttungen“ und „Geogittermatratzen“

Das im Abschlussbericht des letzten Jahres (SIEBEL/VERMEER/WESTRICH/ZWESCHPER 2003) vorgestellte Bemessungskonzept wurde nach Auswertung der zusätzlich durchgeführten Versuche an zwei Stellen überarbeitet. Zum einen bei der Berechnung des Durchströmanteils q_D, wo ein Korrekturfaktor ζ eingeführt wurde und zum anderen bei der Berechnung der hangabwärts gerichteten Kraftkomponenten. Hier wurde der Luftgehaltsparameter σ bei der Berechnung des Gewichtanteils des überströmenden Wassers mitberücksichtigt. Abb. 19 zeigt das überarbeitete Bemessungskonzept, wobei die Änderungen gegenüber Abb. 6 gelb hinterlegt wurden.

Abschließend seien noch ein paar Worte zur Verwendung von Sicherheitsbeiwerten angebracht. Das Bemessungskonzept für den Steinsatz nach RATHGEB 2001 berücksichtigt die Schwankungen der einwirkenden und der widerstehenden Kräfte mit Hilfe eines globalen Sicherheitsbeiwerts $\eta = 1{,}3$. Da jedoch die europäische Normung für die meisten Nachweise sogenannte Teilsicherheitsbeiwerte verlangt, wird hier angeregt, ebenfalls mit Teilsicherheitsbeiwerten, einerseits für die einwirkenden und andererseits für die widerstehenden Kräfte, vorzugehen. Bei den einwirkenden Kräften wird aufgrund der großen möglichen Streuung ein Wert von $\eta_e = 1{,}5$ vorgeschlagen, während für die widerstehenden Kräfte (Reibungskräfte) ein Sicherheitsbeiwert von $\eta_g = 1/1{,}35$ (in Anlehnung an DIN 1054, LF 2) als angemessen erachtet wird.

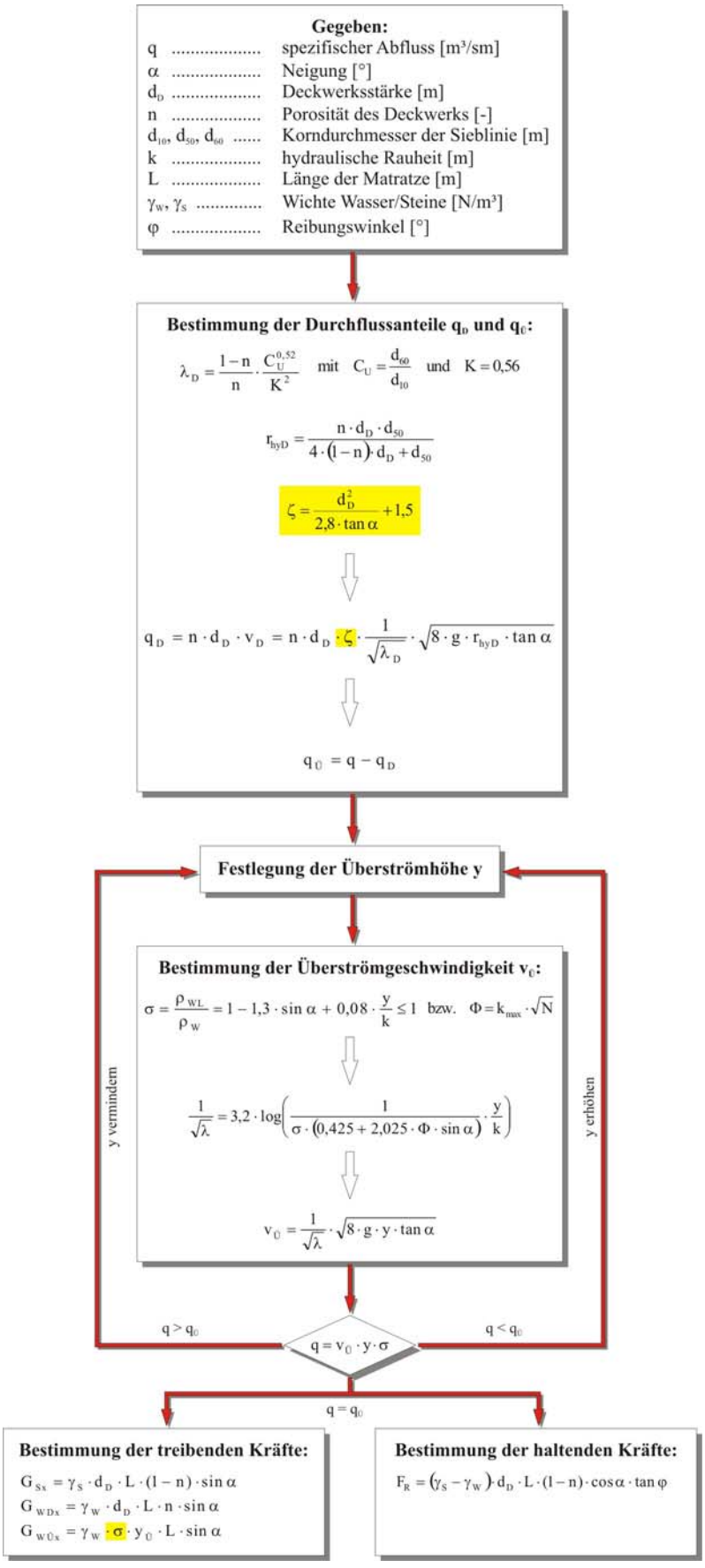

Abb. 19: Überarbeitetes Flussdiagramm zur Ermittlung der Durch- und Überströmkräfte

2.2. Bodenverfestigung

Eine hydraulische Bemessung und ein Nachweis für den Lastfall der Überströmung unter dem Ansatz hydrodynamischer Belastungen sind für die verschiedenen Deckwerkstypen in Lockerbauweise charakteristisch und auch zwingend erforderlich, um die Standsicherheit des überströmten Dammbereichs zu gewährleisten. Bei der Bauweise der Bodenverfestigung wird ein Nachweis in vergleichbarer Weise nicht geführt. Wie mit den im Rahmen des vorangegangenen Projekts BWC 20004 durchgeführten Untersuchungen nachgewiesen werden konnte, ist mit der Bodenverfestigung unter bestimmten Randbedingungen ein für den Anwendungsbereich der überströmbaren kleineren Dämme ausreichend erosionsstabiler Baustoff herstellbar, der sowohl die aus der Überströmung, als auch die aus der Durchströmung resultierenden Kräfte schadlos aufnehmen kann (SIEBEL/VERMEER/WESTRICH/ZWESCHPER 2003).

Die kritische Beanspruchung einer Bodenverfestigung ergibt sich hierbei nicht aus der Hydraulik, sondern vielmehr aus klimatischen Einwirkungen und hier insbesondere aus wechselnden Frost- und Tauperioden. So kann die festigkeitssteigernde Verkittung der Bodenverfestigung durch diese Beanspruchungen bei Verwendung eines ungeeigneten Bindemittels, zu geringer Bindemittelzugabe oder unsachgemäßer Ausführung ggf. wieder verloren gehen.

Die Bodenstabilisierung erfordert sorgfältige Voruntersuchungen, Eignungsuntersuchungen sowie Einbau- und Nachkontrollen, damit die geforderten Eigenschaften erreicht und dauerhaft erhalten werden können. Nähere Ausführungen hierzu finden sich in den folgenden Unterkapiteln.

2.2.1. Allgemeines zu den Eignungsuntersuchungen

Durch Eignungsuntersuchungen ist die dauerhafte Frostbeständigkeit und damit auch die dauerhafte Erhaltung der Erosionsstabilität als grundlegende Forderung sicherzustellen. Ziel dieser Untersuchungen ist es, im Einzelfall ein für den zu behandelnden Boden geeignetes Bindemittel in einer ausreichenden Zugabemenge und ggf. eine erforderliche Wasserzugabemenge festzulegen. Auf die Untersuchungen kann nicht verzichtet werden, da das Frostverhalten der Böden von vielfältigen, sich gegenseitig beeinflussenden physikalischen und mineralchemischen Faktoren bestimmt wird. Auch die maßgebende Festigkeitsentwicklung einer Bodenverfestigung wird stark von den genannten Bodeneigenschaften bestimmt. Eine allgemeingültige Aussage, die für alle denkbaren Bodenarten Gültigkeit besitzt, kann daher nicht gemacht werden.

Als Kriterien für die Frostbeständigkeit werden bei den gängigen Eignungsprüfungen für Bodenstabilisierungen im Straßenbau (FGSV 591/B11 1991) Höchstwerte für Längenänderungen und Mindestwerte der einaxialen Druckfestigkeit nach der Einwirkung mehrere Frost-Tauwech-

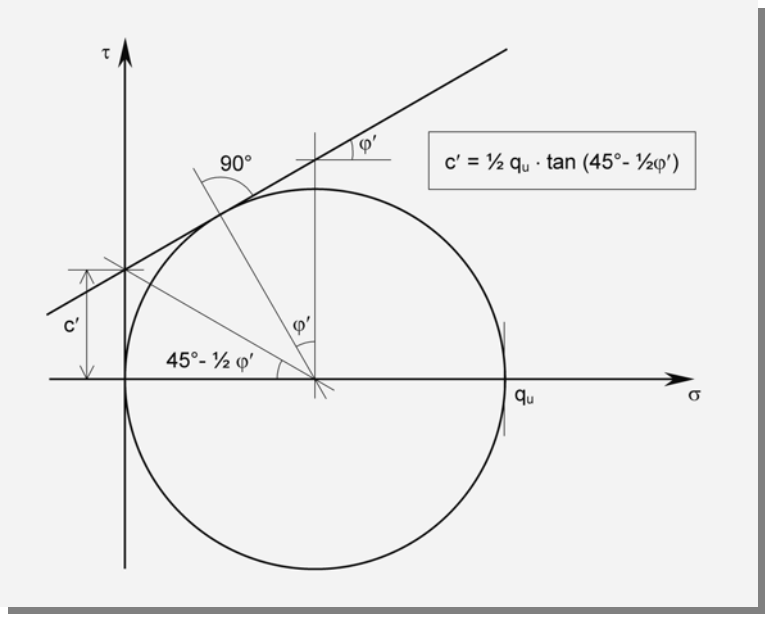

Abb. 20: Bestimmung der Kohäsion c´aus dem Ergebnis eines einaxialen Druckversuchs

sel verwendet. Für den betrachteten Anwendungsbereich der überströmbaren Dämme sind diese Eignungsprüfungen im Prinzip auch anwendbar. Die Frostbeständigkeitskriterien müssen allerdings angepasst werden, da die Anforderungen nicht wie im Straßenbau in erster Linie auf den dauerhaften Erhalt der Tragfähigkeit des verfestigten Bodens zielen. Vielmehr ist hier der dauerhafte Erhalt der Erosionsstabilität bei Durch- und Überströmung maßgebend.

Als Kenngröße zur Beurteilung des Erosionswiderstands wird hier die effektive Kohäsion c′ des Bodens verwendet. Aus der an verfestigten Probekörpern im Labor versuchstechnisch relativ einfach bestimmbaren einaxialen Druckfestigkeit q_u kann dieser Scherfestigkeitsparameter (bei bekanntem Reibungswinkel φ′) abgeleitet werden (Abb. 20). Die Durchführung aufwändiger und teurer Triaxialversuche kann dadurch vermieden werden. Im Unterschied zur Kohäsion, die durch die Bindemittelzugabe in Abhängigkeit von der Abbindezeit als Folge der Verkittung deutlich erhöht wird, bleibt der Reibungswinkel gegenüber dem des unbehandelten Bodens bei Schluffen im Allgemeinen nahezu unverändert. Eine geringfügige Erhöhung des Reibungswinkel ist hingegen bei Tonen feststellbar.

Neben der versuchstechnisch bestimmten und zahlenmäßig vergleichbaren einaxialen Druckfestigkeit bzw. der Kohäsion vor und nach der Einwirkung von Frost-Tauwechseln, denen die Probekörper in Anlehnung an die o.g. Prüfvorschrift in einem Klimaschrank unterzogen werden, ist auch die augenscheinliche Beurteilung der an den Probekörpern als Folge der Frost-Tauwechsel aufgetretenen Schädigung bei der Auswertung der Versuche zu berücksichtigen. Auch der Massenverlust durch aufgelockertes Material kann zur Beurteilung herangezogen werden.

2.2.2. Boden und Bindemittelart

Zu Beginn der Eignungsuntersuchungen erfolgt die Auswahl der Bindemittelart in Abhängigkeit von den bodenmechanischen und den mineralchemischen Eigenschaften des zu behandelnden Erdstoffs unter maßgebender Berücksichtigung des verfolgten Ziels, einen dauerhaft erosionsstabilen Baustoff herzustellen. In erster Linie sind es dabei die Korngrößenverteilung, die Plastizitätseigenschaften und die mineralogisch-chemischen Wirkungen der feinen Bestandteile, welche die für eine Behandlung prinzipiell möglichen Bindemittelarten im Einzelfall abgrenzen. Die für die dauerhafte Frostbeständigkeit erforderlichen Festigkeiten schließen den Einsatz von reinem Baukalk (Kalkhydrat oder Branntkalk) in der Regel aus. Für die Verfestigung von Erdstoffen, welche die Anforderungen des DVWK-Merkblatts 202/1991 an bindige Dammschüttmaterialen erfüllen, sind im hier betrachteten Anwendungsgebiet im Allgemeinen solche Bindemittel geeignet, die sowohl Anteile an Baukalk als auch an hydraulisch erhärtenden Bestandteilen wie z.B. Zemente oder hydraulische Kalke enthalten. Erst die Kombination der unterschiedlichen Wirkungsweisen beider Anteile ermöglicht oftmals das gewünschte Ergebnis.

Andererseits führen die beschriebenen Zusammenhänge zu dem Schluss, dass die Gruppe der für diese Bauweise geeigneten Böden nicht wie bei herkömmlichen, nicht überströmbaren Absperrdämmen ausschließlich durch die Forderungen nach ausreichender Standsicherheit der Böschungen und Wasserdichtigkeit eingegrenzt wird. Die grundsätzliche Eignung des Bodens zur Behandlung mit dem jeweiligen Bindemittel, welches zum Erreichen der geforderten Festigkeit ausreichend Zementanteile enthalten sollte, führt darüber hinaus zum grundsätzlichen Ausschluss von Böden mit hohem Rohtongehalt. Bei solchen Böden ist das gründliche Einmischen der Zementanteile oft trotz der strukturverbessernden Wirkung der Kalkanteile nicht in der erforderlichen Weise möglich. Das Bindemittel haftet dann lediglich an der Oberfläche der makroskopischen Bodenkrümel, ohne in deren Inneres einzudringen. Eine homogene Verfestigung kann in solchen Fällen nicht im erforderlichen Maße gelingen.

2.2.3. Bindemittelmenge

Nachdem die Bindemittelart festgelegt ist, gilt es die erforderliche Zugabemenge zu bestimmen. Mit mehreren künstlich hergestellten Probekörpern aus Gemischen des Bodens mit unterschiedlichen Anteilen des ausgewählten Bindemittels werden dazu im Anschluss Frost-Tauwechselversuche durchgeführt und einaxiale Druckfestigkeiten bestimmt. Die erzielten Versuchsergebnisse bilden letztlich die Basis für die Festlegung der erforderlichen Bindemittelmenge und der ggf. erforderlichen Menge an Zugabewasser.

Die Eignungsprüfungen sind rechtzeitig vor Baubeginn durchzuführen. Es ist von einer Prüfdauer von insgesamt mindestens sechs Wochen auszugehen. Die erforderliche Menge an repräsentativem Probenmaterial ist mit dem die Prüfungen durchführenden Labor abzustimmen. Für die Durchführung wird im Einzelnen folgendes Versuchsprogramm vorgeschlagen:

1. Vollständige **bodenmechanische Klassifikation** des bindigen Erdstoffs (Wassergehalt, Korngrößenverteilung, Korndichte, Konsistenzgrenzen, Glühverlust, Proctorversuch) nach den jeweils gültigen Normen des DIN als Grundlage für die Beurteilung der prinzipiellen Eignung des Bodens für eine Stabilisierung und für die Auswahl der Bindemittelart.

2. Durchführung von **Proctorversuchen** an mindestens drei **Boden-Bindemittelgemischen** mit verschiedenen Bindemittelanteilen im Bereich der zu erwartenden, für die Frostbeständigkeit erforderlichen Zugabemenge; Ermittlung des jeweiligen optimalen Verdichtungswassergehalts.

3. Herstellung von mindestens drei proctorverdichteten, zylindrischen **Probekörpern** (d/h = 100/120 mm) je Boden-Bindemittelgemisch beim jeweiligen optimalen Wassergehalt. Dabei ist besonders zu beachten, dass das Bindemittel ggf. eine gewisse Menge an Wasser chemisch bindet, und darüber hinaus als Folge der beim Abbindevorgang freigesetzten Wärme weiteres Wasser verdampft. Diese Anteile stehen dann bei der Verdichtung nicht mehr zur Verfügung. Beim Herstellen der Mischungen ist die Wasserzugabemenge entsprechend zu erhöhen.

4. Luftdichtes Verpacken der Probekörper in Klarsichtfolie und zusätzlich in Plastikbeutel zur Verhinderung der Austrocknung. **Lagerung** der Probekörper über 28 Tage in einem Feuchtraum.

5. Bestimmung der einaxialen **Druckfestigkeiten** nach DIN 18136 an mindestens einem Probekörper je Mischung nach einer Lagerung von 28 Tagen

6. Durchführung von **6 Frost-Tauwechseln** entsprechend FGSV 591/B11 1991 an mindestens einem Probekörper je Mischung 28 Tage nach ihrer Herstellung; anschließend Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeiten nach DIN 18136

7. Durchführung von **12 Frost-Tauwechseln** entsprechend FGSV 591/B11 1991 an mindestens einem Probekörper je Mischung 28 Tage nach ihrer Herstellung; anschließend Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeiten nach DIN 18136

2.2.4. Auswertung

Aus den Ergebnissen der beschriebenen Eignungsprüfung können Aussagen zu folgenden Fragestellungen abgeleitet werden:

- Ist der Boden prinzipiell zur Verfestigung mit der ausgewählten **Bindemittelart** geeignet?

- Welche **Zugabemenge des Bindemittels** ist erforderlich, um eine dauerhafte Frostbeständigkeit (und damit auch Erosionsbeständigkeit) im Hinblick auf den Einsatz der Bodenverfestigung bei einem überströmbaren Damm sicherzustellen?

- Wie viel **Wasser** muss ggf. zugegeben werden, um sowohl eine optimale Verdichtung als auch einen optimalen Abbindeprozess des Gemischs zu ermöglichen?

Die Ergebnisse von Frostprüfungen enthält beispielhaft bereits der Schlussbericht zum vorangegangenen Projekt. Um den Einfluss der Abbindezeit und der Anzahl der Frost-Tauwechsel näher zu beleuchten, wurden weitere Untersuchungen an verfestigten Proben durchgeführt, deren Abbindezeit vor den Frost-Tauwechseln drei Monate betrug. Das verwendete Bindemittel war hierbei erneut Dorosol der Fa. GEOROC GmbH, Dotternhausen, allerdings in der Rezeptur C30, welche einen entsprechend höheren Anteil an hydraulisch erhärtenden Bindemitteln enthält und daher höhere Festigkeiten erwarten lässt. Nähere Angaben zur Zusammensetzung des Spezialbindemittel macht der Hersteller.

Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Abb. 21 und Abb. 22 dargestellt. Man erkennt bei den untersuchten, drei Monate alten Proben deutlich eine Erhöhung der einaxialen Druckfestigkeit q_u mit zunehmender Bindemittelmenge. Auch die Steifigkeit der Proben steigt mit der Bindemittelmenge deutlich an. Beim Vergleich zwischen den Versuchen nach 6 und den nach 12 Frost-Tauwechseln fällt auf, dass bei den mit nur 4% verfestigten Proben die Schädigungen mit zunehmender Anzahl an Frost-Tauwechseln verstärkt wurden. Nicht nur die Festigkeit und die Steifigkeit dieser Proben hat nach 12 Frost-Tauwechseln weiter abgenommen. Auch bei der augenscheinliche Prüfung fiel eine Zunahme der Schädigung in Form von oberflächlich aufgelockerten Zonen auf. Derartige Erscheinungen waren bei den Probekörpern mit 8% und mit 12% des Bindemittels nach 6 und auch nach 12 Frost-Tauwechseln nicht zu verzeichnen. Die Festigkeiten und die Steifigkeiten blieben darüber hinaus nahezu unverändert.

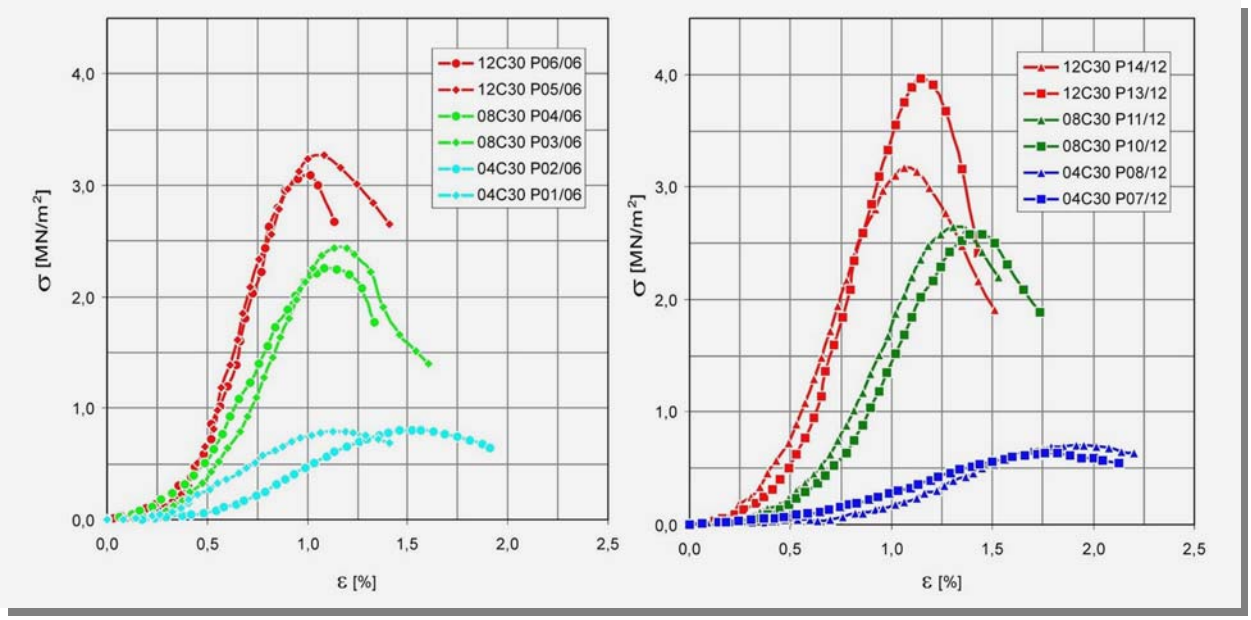

Abb. 21: Ergebnisse einaxialer Druckversuche an mit Dorosol C30 verfestigtem Lösslehm nach 6 Frost-Tauwechseln (links) und nach 12 Frost-Tauwechseln (rechts)

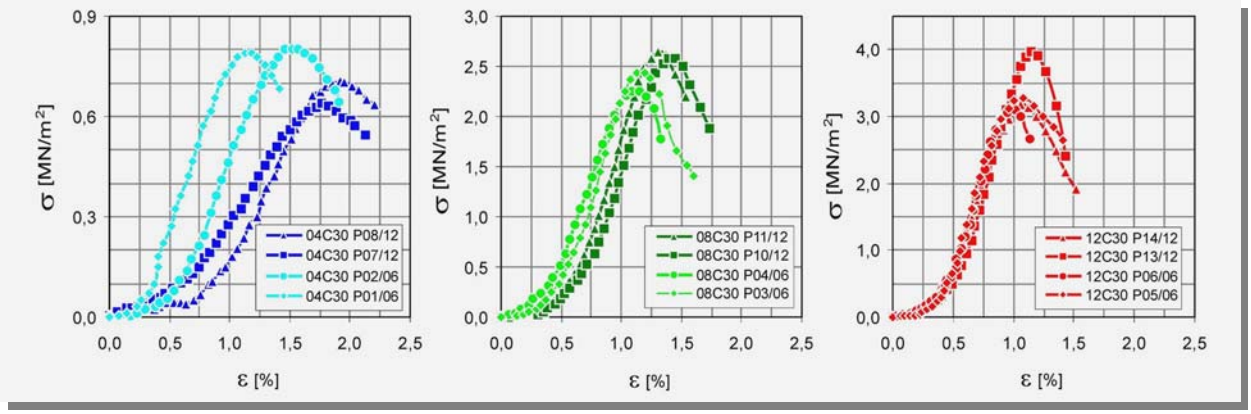

Abb. 22: Ergebnisse einaxialer Druckversuche an verfestigtem Lösslehm: 4% Dorosol C30 (links), 8% Dorosol C30 (mitte), 12% Dorosol C30 (rechts)

			6 Frost-Tauwechsel			12 Frost-Tauwechsel	
			q_u [MN/m²]	c′ [kN/m²]		q_u [MN/m²]	c′ [kN/m²]
Lösslehm + Dorosol C30	4%	P01	0,79	228	P07	0,64	185
		P02	0,80	231	P08	0,71	205
	8%	P03	2,44	704	P10	2,58	745
		P04	2,25	650	P11	2,65	765
	12%	P05	3,27	944	P13	3,97	1146
		P06	3,10	895	P14	3,17	915

Tabelle 2: Einaxiale Druckfestigkeit q_u und effektive Kohäsion c′

Unter der Annahme eines durch die Bindemittelzugabe unveränderten Winkels der inneren Reibung von $\varphi' = 30°$ - eine Annahme, die für den verwendeten Lösslehm durch die Ergebnisse der später beschriebenen Triaxialversuche bestätigt wird - können die ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten unter Verwendung der Gleichung

$$c' = ½\, q_u \cdot \tan(45° - ½\varphi')$$

in Werte für die effektive Kohäsion c' übertragen werden. Man erhält auf diese Weise die in Tabelle 2 zusammengestellten Werte.

Aufgrund dieser Ergebnisse kann für den untersuchten Lösslehm zur Erreichung einer frostbeständigen Bodenverfestigung die Zugabe von 8% Dorosol C30 als ausreichend angesehen werden. Das bedeutet, mit dieser Bindemittelart und Zugabemenge werden hier nach ausreichender Abbindezeit Bindekräfte zwischen den Bodenteilchen erzeugt, die größer sind als die durch Eiskristallwachstum hervorgerufenen treibenden Kräfte. Die Bodenverfestigung ist dann frostbeständig. Die erforderliche Abbindezeit wird von der Festigkeitsentwicklung bestimmt und hängt demzufolge auch von der Bodenart ab. Sie beträgt im Durchschnitt ca. 2 Monate.

Ein allgemeingültiger absoluter Zahlenwert für die erforderliche einaxiale Druckfestigkeit kann nicht angegeben werden. Dies liegt daran, dass die erreichbaren Festigkeiten bei gleicher Bindemittelart und gleicher Zugabemenge je nach Boden sehr unterschiedlich sein können, da der Boden selbst aufgrund seiner tonmineralogischen Zusammensetzung und der sich daraus ergebenden Reaktivität mit dem Bindemittel die Festigkeit sowohl in ihre Größe als auch in ihrer zeitlichen Entwicklung maßgeblich beeinflusst. Der Versuch, einen unmittelbaren Zusammenhang zwischen Festigkeitsentwicklung und verschiedenen Bodenparametern zu finden, ist schon in der Vergangenheit von anderen Autoren unternommen worden und nicht geglückt. Ursache ist, dass die Variation in der Festigkeitsentwicklung auf das Zusammenwirken verschiedener Faktoren zurückzuführen ist. Durch einfache bodenmechanische Kenngrößen, selbst durch aufwändige tonmineralogische und chemische Analysen sind diese Vorgänge nicht zu erfassen und nicht vorherzusagen. Darüber hinaus beschleunigen hohe Temperaturen die Festigkeitsentwicklung. Organische Beimengungen können sie verhindern. Die direkte Untersuchung der Festigkeitsentwicklung an künstlich hergestellten Probekörpern ist folglich nicht durch eine einfache bodenmechanische Klassifikation des zu verfestigenden Bodens zu vermeiden.

Eine Überdosierung der Zugabemenge (insbesondere der Zementanteile, aber auch des Zugabewassers) sollte vermieden werden, da ansonsten die Rissanfälligkeit der Bodenverfestigung unter Umständen stark zunehmen kann (vgl. Wasser-Zementwert bei Beton). Solange solche Risse den stabilisierten Erdkörper aber nicht stark zerlegen, sind sie hier als unbedenklich einzustufen.

2.2.5. Scherfestigkeit

Durch die Behandlung eines bindigen Schüttmaterials mit Bindemitteln, welches dadurch zu einem Baustoff für die Herstellung eines überströmbaren Dammes im Hochwasserschutz ertüchtigt werden soll, wird primär das Ziel verfolgt, das Erosionsverhalten dieses Materials dauerhaft zu verbessern. Die Bindemittelzugabe hat aber auch weitere Auswirkungen auf das physikalische Bodenverhalten, die bei Hochwasserschutzdämmen näher betrachtet werden müssen. Die grundlegenden Forderungen an solche Bauwerke sind ungeachtet der Überströmbarkeit die Standsicherheit und die Wasserdichtigkeit. Die Auswirkungen der Bindemittelzugabe im Hinblick auf diese Forderungen sind unterschiedlich zu bewerten.

Die Standsicherheit von Erddämmen unter den unterschiedlichen Belastungen, denen sie während des Baus und der Standzeit unterworfen sind, wird maßgeblich von der Scherfestigkeit des verwendeten Erdstoffs bestimmt. Für den dränierten, konsolidierten Zustand (Endzustand) wird die Scherfestigkeit τ_f durch die Grenzbedingung nach Coulomb:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan\varphi'$$

beschrieben. Hierbei steht c' für die effektive Kohäsion, φ' für den effektiven Winkel der inneren Reibung und σ' für die effektive Normalspannung auf der Scherfläche im Grenzzustand. Im undränierten, nicht konsolidierten Zustand (plötzliche Belastung, Anfangszustand) werden für bindige Bodenschichten unter der Voraussetzung eines wassergesättigten Bodens die totalen Scherparameter $\varphi_u = 0$ und $c_u \neq 0$ bei Standsicherheitsuntersuchungen verwendet. Wie die Erfahrung zeigt, besteht ein proportionaler Zusammenhang zwischen undränierter Scherfestigkeit c_u und der Vorbelastung. c_u kann über folgende Gleichung aus den effektiven Scherparametern eines bindigen Bodens abgeschätzt werden:

$$c_u = c' + \sigma' \cdot \tan\varphi'$$

σ' steht hierbei für die effektive vertikale Überlagerungsspannung. c_u ist demnach keine Bodenkonstante, sondern tiefenabhängig.

In undränierten Triaxialversuchen (CU-Versuche nach DIN 18137) wurde die Beeinflussung der Scherfestigkeit durch die Bindemittelbeimischung bei einem tonigen Schluff (Lösslehm) untersucht. Es wurden dabei proctorverdichtete Probekörper (d/h = 10/20 cm) im Alter von sieben Tagen im Triaxialgerät wassergesättigt, konsolidiert und anschließend bei geschlossenem Entwässerungssystem abgeschert. Verwendet wurden die Bindemittel Weißfeinkalk (2%, 4%, 6%), Dorosol C70 und Dorosol C50 (je 3%, 6%, 9%). Die Fotos in Abb. 23 zeigen eine verfestigte Probe vor und nach dem Abschervorgang.

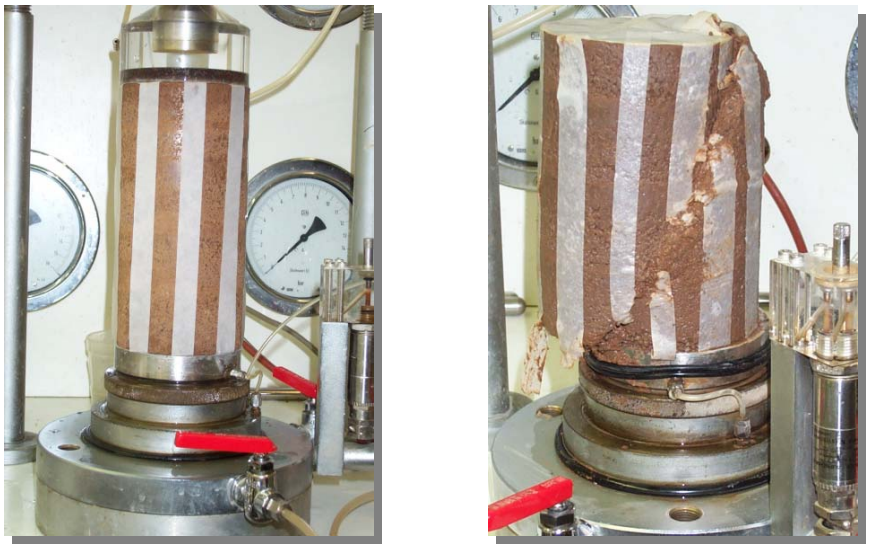

Abb. 23: Verfestigte Probe vor und nach dem Abscheren im Triaxialversuch

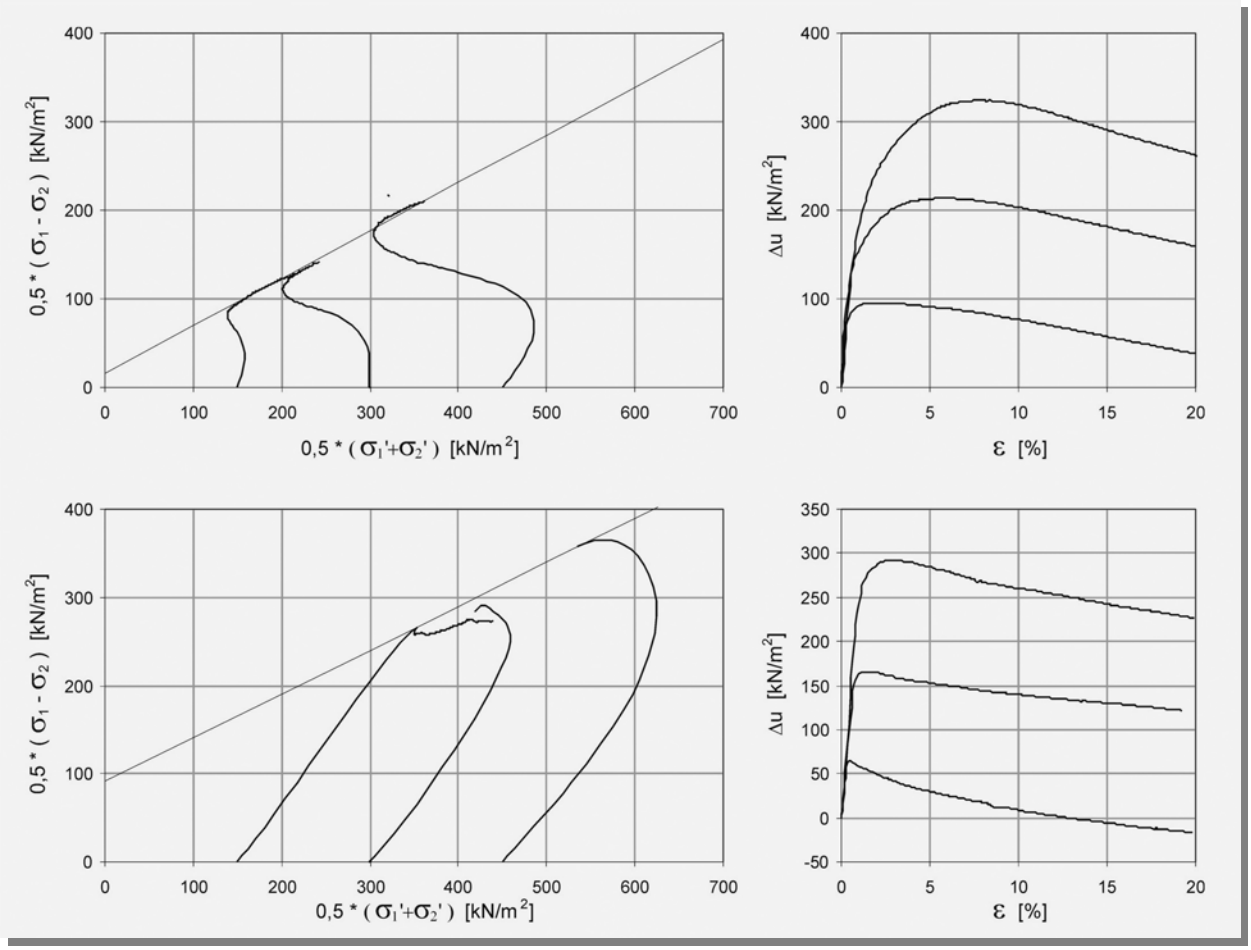

Abb. 24: Spannungspfade und Porenwasserüberdrücke aus Triaxialversuchen (CU-Versuche); oben: unbehandelter Lösslehm, unten: Lösslehm, verfestigt mit 6% Weißfeinkalk

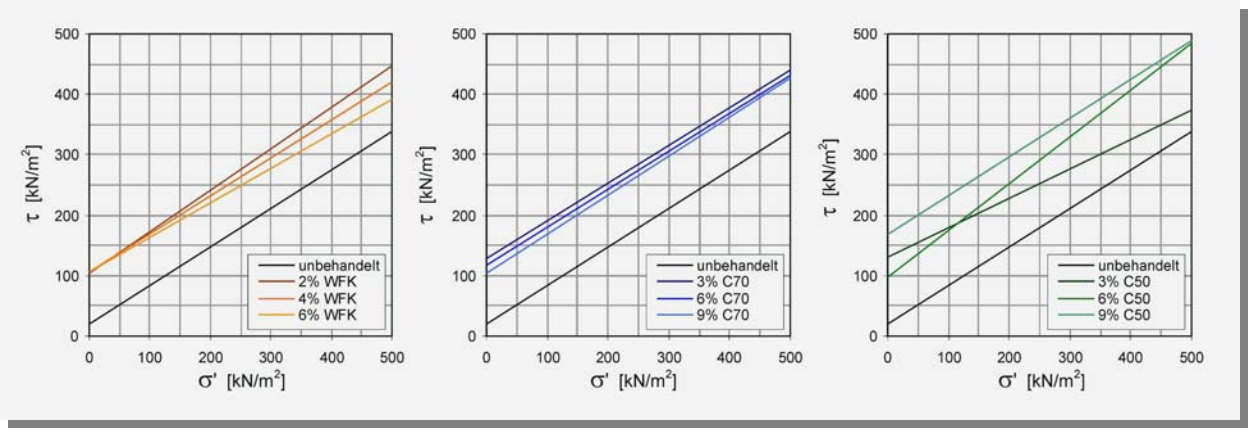

Abb. 25: Bruchgeraden aus Triaxialversuchen (CU-Versuche) an verfestigtem Lösslehm (Probenalter bei Versuchsbeginn: sieben Tage)

Abb. 24 zeigt exemplarisch die Darstellung der Spannungspfade und der gemessenen Porenwasserüberdrücke für den unbehandelten Lösslehm und für die mit 6% Weißfeinkalk verfestigten Proben. In Abb. 25 sind die ermittelten Grenzzustände in Form von Bruchgeraden für alle Versuche im τ/σ - Diagramm dargestellt. Bei allen verwendeten Bindemittelarten wurde unabhängig von der Zugabemenge eine gegenüber dem unbehandelten Boden vernachlässigbare Beeinflussung des effektiven Reibungswinkels φ' festgestellt. Für Schluffe ist dieses Verhalten typisch, während bei Böden mit größerer Tonfraktion häufig eine Erhöhung des Reibungswinkels festgestellt werden kann, die auf die Aggregation der einzelnen Tonteilchen zu größeren Bodenkrümeln und eine dadurch bedingte Verringerung der Gleitfähigkeit der Bodenteilchen gegeneinander zurückgeführt werden kann. Das Abbinden von hydraulischem Bindemittel bzw. die puzzolanischen Reaktionen zwischen reaktiven Tonmineralen und Kalk führen zu einer Verklebung - einer Zementierung oder einer Verkittung - der einzelnen Bodenteilchen. Die Stärke dieser Verklebung ist von der Art und der Menge des zugegebenen Bindemittels und von der Abbindezeit abhängig. In den durchgeführten Triaxialversuchen wurde an allen verfestigten, sieben Tage alten Proben eine deutliche Erhöhung der effektiven Kohäsion c' gegenüber der des unbehandelten Bodens von ca. 20 kN/m^2 auf über 100 kN/m^2 beobachtet. Diese Zunahme war bei der Rezeptur mit dem größten Anteil an hydraulisch verfestigenden Bestandteilen (Dorosol C50) am größten. Eine signifikante Abhängigkeit der Kohäsion von der Zugabemenge wurde hingegen in dem noch jungen Probenalter nicht festgestellt. Auf eine solche Abhängigkeit deutet lediglich die größte ermittelte Kohäsion aller Versuche von 160 kN/m^2 bei den mit 9% Dorosol C50 verfestigten Proben. Bereits in den einaxialen Druckversuchen wurde ein solches Verhalten bei den sieben Tage alten Proben beobachtet. Erst bei den Proben im Alter von 28 Tagen hatte sich hier eine deutliche Zunahme der Festigkeit mit steigender Bindemittelmenge gezeigt und damit auch die erwartete Zunahme der Kohäsion mit der Zeit belegt.

Wie auch hinsichtlich der Frostbeständigkeit und des Erosionsverhaltens ist die beschriebene Erhöhung der Scherfestigkeit im Hinblick auf die Standsicherheit von Dämmen positiv zu bewerten. Trotz der geringeren Trockendichte, hervorgerufen durch einen größeren Porenanteil, zeigen verfestigte bindige Böden auch ein gegenüber dem Ausgangsboden verbessertes, steiferes Spannungs-Verformungsverhalten. Dies zeigen die erhöhten Verformungsmodule, die entweder im Wendepunkt der Arbeitslinie des einaxialen Druckversuchs als Tangentenmodul oder im Triaxialversuch als Sekantenmodul bei 50% der Bruchstauchung ermittelt wurden. Die Reduzierung der spannungsabhängigen Verformungen führt auch zur einer Verringerung der Porenwasserüberdrücke unter gleicher Belastung. Allgemein sind die bis zum Bruch auftretenden Verformungen verfestigter Böden sehr gering. Besonders die Zementanteile im Bindemittel fördern diese Versprödung. Aus diesem Grund sollten diese Anteile nicht größer als für die erforderliche Festigkeit notwendig gewählt werden.

2.2.6. Wasserdichtigkeit

Auch die Wasserdurchlässigkeit bindiger Böden wird durch die Bindemittelbehandlung beeinflusst. Die Veränderung der Bodenstruktur durch die Bildung von Krümelaggregaten führt wie erwähnt zu einer Verringerung der erreichbaren Proctordichte durch eine Erhöhung des Porenanteils. Darüber hinaus wird insbesondere bei Tonen die Dicke der an die Bodenteilchen gebundenen Haftwasserhülle verringert, was den freien, für die Durchströmung zur Verfügung stehenden Porenraum weiter vergrößert. Wird ein behandelter Bodenkörper durchströmt, so erhöht sich als Folge der Bindemittelzugabe auch die Wasserdurchlässigkeit gegenüber dem unbehandelten Zustand. Diese Erhöhung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts k ist auch von der Menge an Bindemittel abhängig. Der Großteil der Erhöhung ist allerdings bereits bei kleinen Zugabemengen zu verzeichnen. Die weitere Erhöhung mit zunehmendem Bindemittelanteil fällt vergleichsweise geringer aus. Nach eigenen Versuchen kann die Erhöhung bis zu drei Zehnerpotenzen betragen. Der zeitliche Einfluss auf die Durchlässigkeit einer Bodenstabilisierung ist eher gering. Im Allgemeinen wird die Durchlässigkeit mit der Zeit wieder etwas abnehmen.

Diese Ergebnisse passen gut zu den in der Literatur gefundenen Erfahrungen mit stabilisierten bindigen Böden. Die Erhöhung der Durchlässigkeit fällt dabei im Allgemeinen bei Schluffen geringer aus als bei Tonen. Besonders quellfähige Tone (z. B. Montmorillonite) neigen zu einer stärkeren Erhöhung der Durchlässigkeit. Sie kann bei Schüttstoffen für homogene Hochwasserschutzdämme als unbedenklich angesehen werden, solange ein k-Wert von 10^{-7} m/s nicht überschritten wird.

2.2.7. Weitere Auswirkungen auf das bodenphysikalische Verhalten

Die Auswirkungen der Bodenbehandlung mit Bindemitteln auf die bodenphysikalischen Eigenschaften sind vielfältig und von einer Vielzahl von Autoren beschrieben worden. Im Folgenden wird nur kurz und auch nur auf solche Auswirkungen eingegangen, die für den hier behandelten Anwendungsbereich der überströmbaren Dämme neben der Festigkeitssteigerung relevant sind.

Strukturzerstörend können sich bei bindigen Böden **Schrumpfvorgänge** infolge Austrocknung oder **Quellvorgänge** und Verschlämmen infolge Wasseraufnahme auswirken. Eine zuvor vorhandene Kohäsion kann durch diese Effekte vollständig verschwinden. Im Allgemeinen werden sie aber durch die Behandlung bindiger Böden mit Bindemitteln als Folge einer Verminderung der Wasseraffinität weitestgehend ausgeschaltet bzw. auf ein erträgliches Maß reduziert.

Durch Kalkanteile im zugesetzten Bindemittel wird das **Verdichtungsverhalten** bindiger Böden aus bautechnischer Sicht dahingehend positiv beeinflusst, dass als Folge der chemischen Wasserbindung eine optimale Verarbeitung und Verdichtung des Boden-Bindemittelgemischs auch bei höheren Wassergehalten möglich wird, da das gebundene Wasser nicht zum Plastizitätsverhalten des Bodens beiträgt. Daneben wird das Verdichtungsverhalten im Allgemeinen auch unempfindlicher gegenüber Wassergehaltsänderungen.

Bei bindigen Böden wird die **Ausrollgrenze** durch die Bindemittelzugabe im Allgemeinen stark erhöht. Während bei Schluffen gleichzeitig auch eine Erhöhung der **Fließgrenze** in etwas weniger ausgeprägter Form stattfindet, sinkt dieser Parameter bei Tonen häufig. Die Plastizitätszahl I_P nimmt dabei stets mehr oder weniger stark ab. Diese Abnahme verstärkt sich mit der Zeit bis die plastischen Eigenschaften letztlich völlig verloren gehen.

2.2.8. Hinweise für die Bauausführung

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

Das gründliche und homogene Einmischen der in den Eignungsuntersuchungen ermittelten Bindemittelmenge erfolgt in der Regel im mixed-in-place Verfahren mit Hilfe einer leistungsstarken Bodenfräse (Abb. 26) ggf. unter Zugabe einer definierten Wassermenge, die vom im Boden vorhandenen Wassergehalt und von den während der Bauausführung herrschenden Witterungsbedingungen bestimmt wird. Die Wasserzugabe muss ggf. laufend angepasst werden. Der Fräsvorgang ist zunächst an einem Probefeld zu testen.

Abb. 26: Bodenfräse (im Zug mit Wasservorratstank)

Das beste Ergebnis wird dann erzielt, wenn das Einfräsen direkt am Einbauort in die mit einer Planierraupe oder ähnlichem Gerät in einer lockeren Schichtdicke von keinesfalls mehr als 40 cm ausgebreitete neuen Lage unmittelbar vor dem Verdichten erfolgt. In der Regel schließen die im Bindemittel enthaltenen hydraulisch verfestigenden Anteile (z. B. Zement) aus, dass eine größere Menge an Boden-Bindemittelgemisch vorrätig hergestellt und diese anschließend auf einer Miete bis zum Einbau zwischengelagert wird.

Bei der Herstellung einer neuen Schüttlage ist eine gute Verzahnung mit dem bereits eingebauten Material sicherzustellen, indem dieses oberflächlich mit aufgefräst wird. Beim Verdichten kommen dann die hierfür gebräuchlichen Geräte des Erdbaus zum Einsatz (Schafffußwalze, Glattradwalze).

Im Dammbau wird das genaue Profilieren des Dammkörpers häufig dadurch erreicht, dass zunächst ein gewisses Überprofil geschüttet und verdichtet wird, welches am Ende wieder abgetragen wird. Damit wird ermöglicht, auch in den im Hinblick auf die Verdichtung schwierigen Randbereichen des Erdkörpers den geforderten Verdichtungsgrad erreichen zu können. Wird der Dammkörper aus einer Bodenverfestigung hergestellt, kann diese Verfahren prinzipiell auch angewendet werden. Keinesfalls darf aber das Material des abgetragenen Überprofils anschließend wieder in einen später überströmbaren Dammbereich eingebaut werden. Es kann allenfalls für weniger sensible, nicht überströmbare Dammbereiche weiterverwendet werden.

Während der Bauzeit und auch nach Abschluss der Dammschüttung ist die Bodenverfestigung vor Austrocknung durch Hitze und Wind zu schütten, um der Rissbildung als Folge eines zu

Abb. 27: Überströmbarer Damm aus einer Bodenverfestigung

schnellen Abbindens vorzubeugen. Einen ausreichenden Schutz gewährt die abschließende Abdeckung des Dammkörpers mit einer begrünten Oberbodenschicht. Bevor diese aufgetragen wird oder in Zwischenzuständen muss der Dammkörper ggf. durch Nachbehandlungsmaßnahmen wie Berieseln mit Wasser oder Abdecken mit Kunststofffolien geschützt und feucht gehalten werden.

3. Grundsätze für die konstruktive Gestaltung ausgewählter Dammbereiche

3.1. Allgemeines

Für die Standsicherheit eines Dammes mit planmäßig überströmbaren Dammbereichen ist zweifelsohne die Bemessung dieses überströmbaren Dammbereiches von überragender Bedeutung. Allerdings darf nicht vergessen werden, dass auch andere Dammbereiche wichtige Funktionen übernehmen, wie zum Beispiel die Dammkrone, der Dammfuß oder aber das Durchlassbauwerk. Abb. 28 zeigt schematisch diese Dammbereiche, auf die im folgenden Kapitel in konstruktiver Hinsicht detailliert eingegangen wird. Dabei werden für alle angesprochenen Dammbereiche Ausführungsvorschläge vorgelegt und einige besonders heikle Punkte bei der Dammüberströmung dargelegt.

3.2. Überströmbare Dammbereiche

Auf die Bemessung der Deckwerke und die Eignungsuntersuchungen bei überströmbaren Dammbereichen wurde sowohl im Abschlussbericht des letzten Jahres, als auch im Kapitel 2 des vorliegenden Berichts ausführlich eingegangen. In diesem Abschnitt geht es mehr um die Frage der Gestaltung dieser überströmbaren Bereiche. Ein überaus wichtiger Aspekt ist dabei

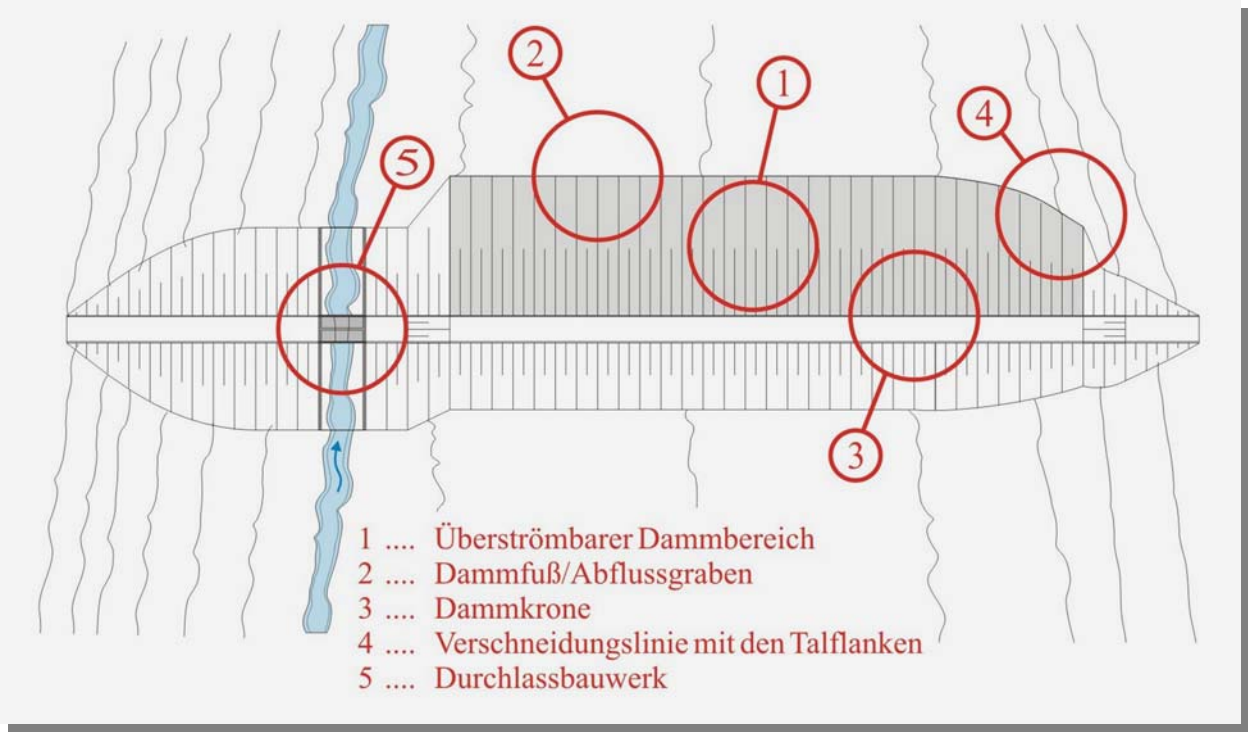

Abb. 28: Definition der untersuchten Dammbereiche

die Begrünung, denn sowohl aus landschaftsästhetischer Sicht (vgl. Abb. 2), als auch aus Gründen der Dauerhaftigkeit dieser Dammbereiche ist eine Begrünung in den meisten Fällen erwünscht oder gar erforderlich. Ausführungsvorschläge und Problempunkte bei der Begrünung der überströmbaren Dammflächen werden in Kapitel 3.2.1. vorgestellt.

Bei der Planung und Gestaltung der überströmbaren Dammbereiche spielt zudem die Materialauswahl eine besondere Rolle, denn nur mit zielgerichtetem Materialeinsatz ist die Dauerhaftigkeit der den ganzjährigen Klimaeinflüssen ausgesetzten Bauwerke zu garantieren. In Kapitel 3.2.2. wird auf einige der wesentlichen Aspekte bei der Materialauswahl eingegangen.

Überströmbare Dammabschnitte, bei denen das Schüttmaterial mit Kalk und/oder Zement verfestigt wird (vgl. Kapitel 2.2.), unterliegen neben der Begrünung und der Materialauswahl einer Reihe von spezifischen Konstruktionskriterien, auf welche in Kapitel 3.2.3. genauer eingegangen wird.

3.2.1. Begrünung

Die Notwendigkeit einer Begrünung der Überlaufstrecken von überströmbaren Dämmen hat mehrere Ursachen. Zum einen garantiert sie eine unauffällige Einbindung des Bauwerks in die Natur, zum anderen dient sie dem Schutz der Deckwerke und verfestigten Bodenzonen vor Witterungseinflüssen und Vandalismus. Auch die vielfältigen Nutzungsmöglichkeiten eines begrünten Dammbereichs sprechen oftmals für die Forderung nach einer Begrünung. Im Hochwasserfall hält die obere begrünte Schicht des Dammkörpers der hydraulischen Belastung nur kurz stand. Versuche haben gezeigt, dass schon Fließgeschwindigkeiten von 1 m/s ausreichen, um das Bodenmaterial auszuspülen und damit die Deckschicht zu erodieren. Dies geschieht durchaus planmäßig, denn das darunter liegende Deckwerk bzw. der verfestigte Dammkörper wiesen in der Regel eine wesentlich höhere Rauheit auf und sind dadurch in der Lage, dem überströmenden Wasser einen Teil ihrer kinetischen Energie zu entziehen, welche sonst am Dammfuß sowie am im Unterwasserbereich anschließenden Gelände zu schwerwiegenden Folgen führen könnte (rückschreitende Dammerosion).

Bei verfestigten Böden und bei Deckwerken ausgeführt als Steinsatz, Mastix-Schotter usw. bereitet die Begrünung keine größeren Schwierigkeiten. Hier ist lediglich darauf zu achten, dass eine ausreichende Verzahnung mit dem darunterliegenden Deckwerk bzw. verfestigtem Boden vorhanden ist. Für die Auswahl geeigneter Grassorten wird das Hinzuziehen eines entsprechenden Fachmanns (Landschaftsbau) nahegelegt. Für die Bepflanzung mit Stauden, Büschen und Bäumen gilt, dass die Sicherheit des Dammes stets oberste Priorität gegenüber landschaftsgestalterischen Aspekten haben muss. Die Funktion einzelner Bauteile des Absperrdammes darf durch die Vegetation keinesfalls beeinträchtigt werden. Daraus ist zu folgern, dass derartige Gehölze auf überströmbaren Dammabschnitten zu vermeiden sind.

Als problematisch ist die Begrünung bei den Deckwerken „Steinschüttung“ bzw. „Geogittermatratzen“ anzusehen, denn diese benötigen für ein einwandfreies „Funktionieren“ den Hohlraum zwischen den Steinen. Wird nun dieser Hohlraum mit Erdmaterial verfüllt, so kann im Falle eines Anspringens der Hochwasserentlastungsanlage das Wasser nicht durch gerade diesen Hohlraum abfließen, was dazu führt, dass auf der luftseitigen Dammböschung die Überströmhöhe $y_Ü$ und die Überströmgeschwindigkeit $v_Ü$ und dadurch die hydrodynamische Belastung der obersten Steinlage zunimmt. Somit wäre einer der wichtigsten Merkmale dieser Deckwerke nicht mehr gegeben (der Durchströmanteil q_D kann in Abhängigkeit von der Dammneigung α, der Deckwerksstärke d_D und dem spezifischen Abfluss q 30% und mehr betragen, vgl. Kapitel 2.1.). Um den Hohlraum zwischen den Steinen freizuhalten, muss also eine Trennschicht zwischen der Steinpackung und dem darüberliegenden Bodenmaterial angeordnet werden. Hierfür empfiehlt sich ein geotextiles Gewebe, von denen eine Vielzahl verschiedener Fabrikate erhältlich sind. Dieses Geotextil hat die Aufgabe, das Eindringen von Bodenpartikeln in den Hohlraum zu verhindern. Auch ist es ratsam, dass ein zu diesem Zweck angeordnetes Geotextil verstärkt ausgeführt wird, so dass herausragende Steinspitzen dieses nicht beschädigen können. Solch eine Verstärkung kann zum Beispiel durch ein Geogitter erfolgen, welches unter dem Geotextil angeordnet wird (Abb. 29). Eine derartige Anordnung birgt jedoch weitere Problempunkte, die gelöst werden müssen:

1. Durch den Aufbau ist der Oberboden von der grundwasserführenden Bodenschicht abgetrennt. Niederschlagswasser, das auf die Oberfläche der luftseitigen Dammböschung gelangt, wird in Abhängigkeit der Durchlässigkeit des Bodens unterschiedlich schnell versickern, durch das Geotextil filtriert und anschließend entlang der Filterkiesschicht in Richtung Dammfuß ablaufen. Die Grasnarbe hat somit keinen Kontakt zur wasserfüh-

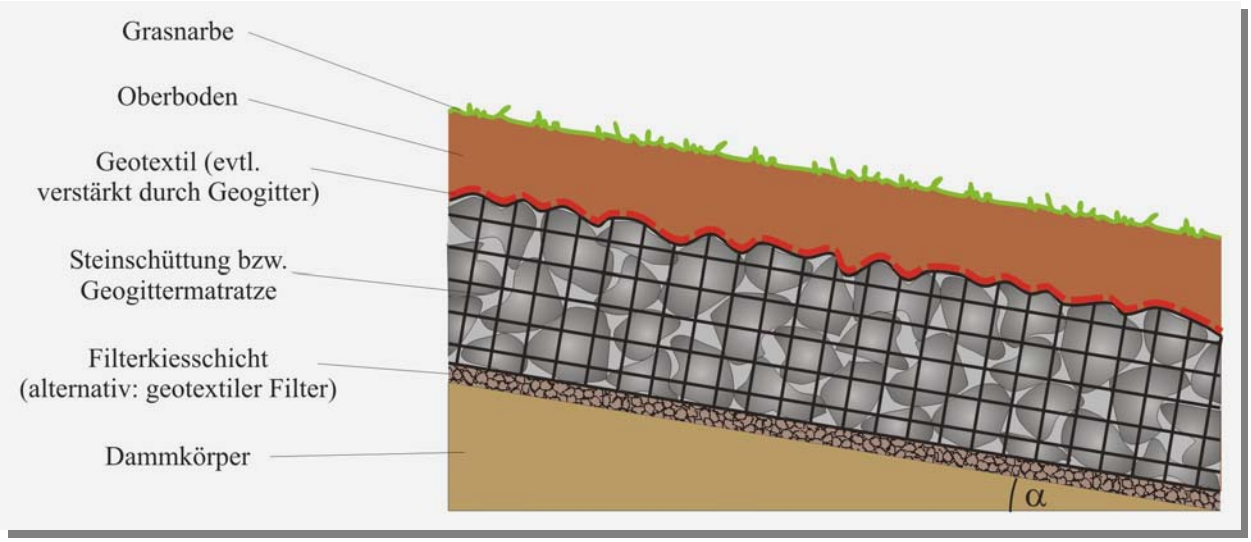

Abb. 29: Aufbau des Deckwerks „Steinschüttung“ bzw. „Geogittermatratze“ mit Oberboden und Begrünung

renden Schicht. In Zeiten niedrigen Niederschlags führt dies zu einer beschleunigten Austrocknung der Grasnarbe. Durch eine ausreichend dicke Oberbodenschicht sowie die Wahl eines geeigneten Bodens, der das Wasser stark zurückhält, bzw. die Wahl einer Grassorte, die gegebenenfalls längere Trockenzeiten übersteht, kann dieser Effekt verringert werden.

2. Im Hochwasserfall wird die Oberbodenschicht mit der Grasnarbe planmäßig erodiert. Damit die Bremswirkung des rauen Deckwerks zur vollen Geltung gelangt, muss jedoch auch das Geotextil abgetragen werden. Wird das Geotextil nur locker auf die Steinschüttung aufgebracht, so kann dies dazu führen, dass es zu einer Walzenbildung des erodierten Geotextils kommt, welche die Belastung des Deckwerks örtlich und somit das Gefahrenpotenzial in Richtung Dammfuß „verschiebt“. Durch eine geeignete Einspannung des Geotextils, z. B. in starre Betonbauteile, kann dieser Effekt verringert werden.

   Wird das Geotextil in Streifen einseitig auf der Überströmstrecke in Betonlängsriegeln eingespannt, so wird es sich im Hochwasserfall entlang dieser Längsriegel zu „Walzen“ in Fließrichtung zusammenschieben (Abb. 30). Mit zunehmendem Verhältnis B/L wird diese Walzenbildung jedoch problematischer. Die Breite B des Geotextilstreifens ist

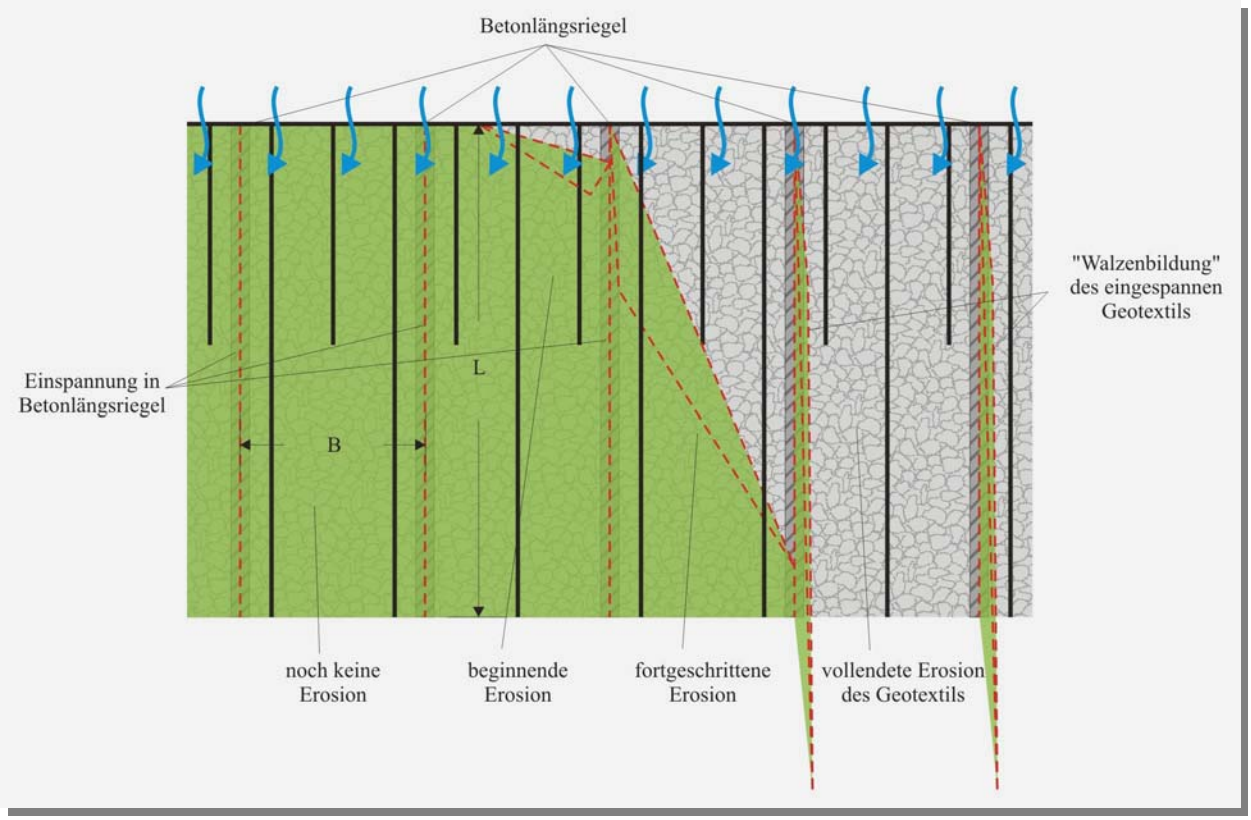

Abb. 30: Seitlich in einen Betonlängsriegel eingespanntes Geotextil in verschiedenen Erosionsphasen

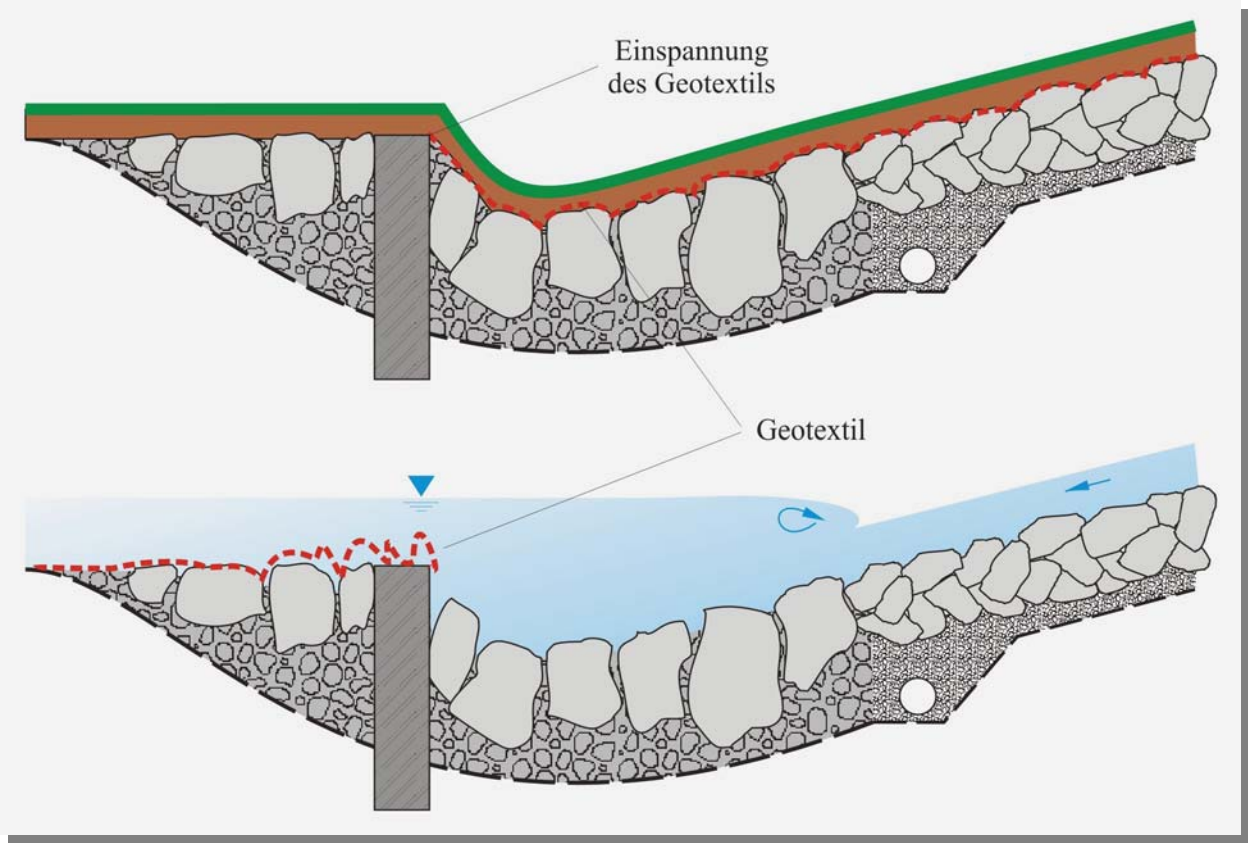

Abb. 31: Im Betonriegel am Dammfuß eingespanntes Geotextil vor und während der Überströmung

demzufolge nicht zu groß zu wählen. Durch die Walzen längs der Überströmung wird die Strömung kanalisiert, was unter Umständen zu einer Abflusskonzentration auf dem Deckwerk führt. Dies ist bei der Bemessung des Deckwerks zu berücksichtigen.

Eine weitere Möglichkeit das Geotextil anzuordnen, ist die Einspannung in einen Betonriegel am Übergang des Abflussgrabens am Dammfuß (vgl. Kapitel 3.3.) zum anstehenden Gelände (Abb. 31). Im Hochwasserfall wird das Geotextil ins anstehende Gelände erodiert, wo es sich durch die Einspannung flächig ablagern kann. Auch hier ist eine Streifenanordnung sinnvoll, denn schmale Streifen lassen sich leichter von der Strömung verschieben als ein großflächiges Geotextil.

In beiden angeführten Ausführungsvorschlägen kann das Geotextil nach Ablauf des Hochwassers wiederverwendet werden.

Die hier vorgestellten Varianten zur Begrünung eines Deckwerks ausgeführt als Steinschüttung bzw. als Geogittermatratzen wurden weder auf ihre Funktion hin getestet noch ausgeführt. Um die planmäßige Funktionsweise dieser Anordnungen letztendlich beurteilen zu können, wären Feldversuche an bestehenden Dämmen oder zumindest großskalige Laborversuche wünschenswert.

3.2.2. Materialeigenschaften

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

Geogitter müssen langfristig ausreichend widerstandsfähig gegen auftretende chemische, mikrobielle, thermische und mechanische Angriffe sein. Die Alterungsbeständigkeit spielt bei Geokunststoffen, die unmittelbar der UV-Strahlung ausgesetzt sind, eine besonders wichtige Rolle, da sie durch die Einwirkung von UV-Strahlung über längere Zeit ihre Festigkeit verlieren können. Im Allgemeinen ist die UV-Beständigkeit von Polypropylen (PP) geringer als die von Polyester (PET). Es gibt heute aber auch Verfahren zur UV-Stabilisierung von Kunststoffen. Eine Beschreibung der Geokunststoffe nach Form und Art einschließlich Zusammenstellung von Materialien, aus der die Einhaltung der genannten Anforderungen hervorgeht, muss vorgelegt werden.

Erläuterungen zu den Materialeigenschaften der für eine Bodenverfestigung geeigneten bindigen Böden enthält Kapitel 2.2. Hier finden sich auch Angaben über geeignete Bindemittelarten.

3.2.3. Konstruktionshinweise für überströmbare Dammabschnitte aus verfestigten Böden

Prinzipskizzen von Querschnitten für durch eine Bodenstabilisierung überströmbar ausgebildete Absperrdämme sind in Abb. 32 dargestellt. Bei kleineren Dämmen mit relativ geringen Schüttkubaturen ist im Allgemeinen aus fertigungstechnischer Sicht die Herstellung eines homogenen Dammkörpers aus einer geeigneten Bodenstabilisierung im Baumischverfahren sinnvoll. Auf diese Weise entsteht ein monolithischer Dammkörper. Unter bestimmten Randbedingungen ist es aber auch denkbar, lediglich auf der überströmbar auszubildenden landseitigen Böschung eine ausreichend dicke (mindestens 1 Meter) stabilisierte Schicht aufzubringen. Diese Schicht ist dann über die Dammkrone hinweg bis zur wasserseitigen Böschung durchzuziehen. Eine Filterschicht zwischen unbehandelten und verfestigten Zonen ist im Allgemeinen nicht erforderlich. Zur Vermeidung etwaiger Kerbspannungen und Anrissen sollten die Übergänge zwischen Dammkrone und Böschungen und zwischen Böschungen und Dammfüßen mit Ausrundungsradien von etwa 2 bis 3 Metern ausgebildet werden.

Ein Dränagekörper am luftseitigen Dammfuß mit dem Ziel, die Sickerlinie im Dammkörper beim Einstau abzusenken und dadurch Wasseraustritte und Erosionserscheinungen auf der Böschung zu verhindern, ist bei herkömmlichen Absperrdämmen allgemein üblich. Aufgrund der

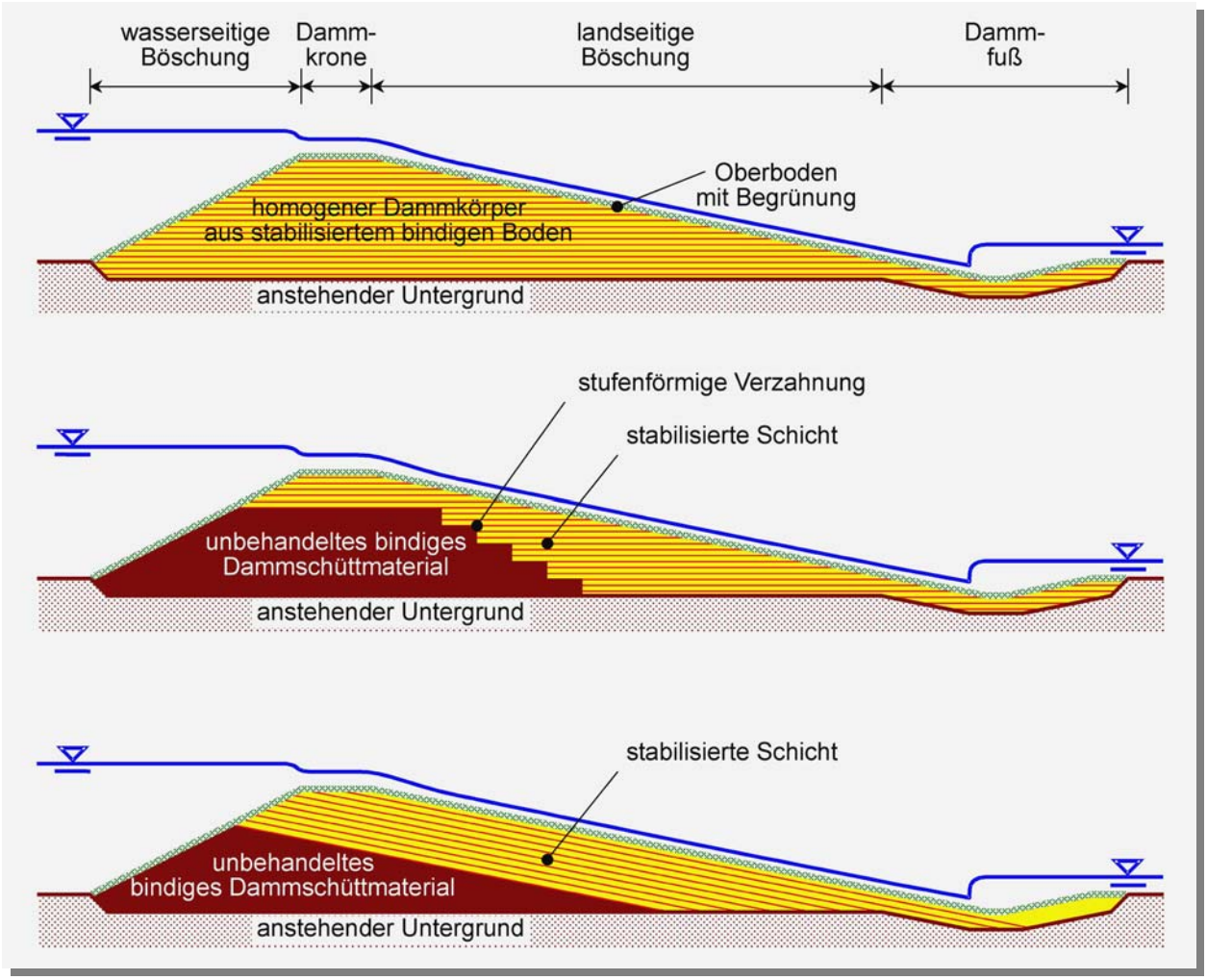

Abb. 32: Prinzipskizzen für Querschnitte von überströmbaren Dämmen in Bodenverfestigung

nachgewiesen hohen Erosionsstabilität der Bodenverfestigung nicht nur bei Über-, sondern auch bei Durchströmung ist dieses Konstruktionselement bei überströmbaren Dämmen, die aus einer Bodenverfestigung hergestellt werden, im Allgemeinen nicht erforderlich. Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch am luftseitigen Dammfuß muss für den Einstaufall wie gewohnt erbracht werden.

Der landseitige Böschungsfuß muss darüber hinaus konstruktiv so gestaltet werden, dass eine Kolkbildung und eine sich rückschreitend ausbreitende Erosion im Überströmungsfall verhindert wird. Andernfalls ist die Dammsicherheit massiv gefährdet. Auch im Gelände unterhalb des Dammes können durch hohe Fließgeschwindigkeiten unerwünscht starke Erosionserscheinungen auftreten. Ausführungsmöglichkeiten des Dammfußes werden in Kapitel 3.3 beschrieben. Diese sind grundsätzlich auch bei der Bauweise der Bodenverfestigung anwendbar. Alternativ bietet sich hier an, die hydraulisch günstig auszubildende Mulde ebenfalls aus einer verfestigten Bodenschicht herzustellen, die mindestens 1 Meter dick sein sollte und ca. 2 Meter ins Hinterland weiterzuführen ist.

Um die am landseitigen Dammfuß abzubauende kinetische Energie des strömenden bzw. schießenden Wassers so gering wie möglich zu halten, sollte die Oberfläche der überströmten Böschung rau gehalten werden. Am einfachsten ist eine weniger glatte Oberfläche zu erreichen, indem die durch das Verdichten mit der Schafffußwalze entstandene Oberflächenstruktur erhalten und nicht abschließend glatt gewalzt wird. Eine solche Oberflächenstruktur verbessert darüber hinaus den Halt der begrünten Oberbodenschicht, mit der die Böschungen nach Fertigstellung aus Gründen der Ästhetik und der Einpassung in das Landschaftsbild abzudecken sind. Die Abdeckung bewirkt auch einen gewissen klimatischen Ausgleich für den Dammkörper, indem sie die Einwirkung von Austrocknung und Frost auf den stabilisierten Bodenkörper dämpft. Sie wird im Überströmungsfall bei entsprechender hydraulischer Belastung abgeschwemmt, und die verfestigte Böschung wird freigelegt.

Als Folge der Belastung aus der Dammschüttung und ggf. des Eigengewichts eines Durchlassbauwerks wird sich der Untergrund weiträumig verformen. In Abhängigkeit von den bodenphysikalischen Eigenschaften der anstehenden Bodenschichten und deren Sättigungsgrad können diese als Sofortsetzungen oder zeitverzögert als sogenannte Konsolidationssetzungen auftreten. Kombinationen beider Anteile sind möglich. Wie bereits erwähnt wird durch die Bodenstabilisierung in einer die Frostbeständigkeit gewährleistenden Qualität ein quasi monolithischer Dammkörper hergestellt. Das Eigengewicht dieses Körpers wirkt als nahezu starre Last. Setzungsdifferenzen in schädlichem Ausmaß sind bei nicht außerordentlich ungünstigen Untergrundverhältnissen nicht zu erwarten. Darüber hinaus werden die Setzungen in vielen Fällen bis zum Ende der Schüttung weitestgehend abgeklungen sein. Setzungsanteile aus dem ordnungsgemäß verdichteten Dammkörper selbst sind bei den hier betrachteten kleinen Dammhöhen vernachlässigbar.

3.3. Dammfuß

Je nach Rauheit des Deckwerks bzw. der verfestigten Bodenzonen erreicht das überströmende Wasser den Dammfuß mit unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten. Vor allem bei wenig rauen Deckwerken und den damit verbundenen hohen Fließgeschwindigkeiten entstehen am Dammfuß im Bereich des sich einstellenden Wechselsprungs große Erosionskräfte, die eine rückschreitende Erosion zur Folge haben können, falls der Dammfuß nicht ausreichend gesichert wird.

Eine konstruktive Kombinationslösung zur Fußsicherung und Energiedissipation nach hydraulischen und geotechnischen Kriterien ist daher dringend erforderlich. Bei starkem Quergefälle des unterstrom liegenden Geländes ist der Ausbau der erosionssicheren Fußsicherung in Kombination mit einem am Dammfuß entlang verlaufenden Abflussgraben, wie er in Abb. 31 dargestellt

ist, zweckmäßig. Dieser Abflussgraben muss so ausgebildet werden, dass kleinere Abflüsse über die Hochwasserentlastung vollständig in dem Graben gesammelt und in Richtung Talsohle in den ursprünglichen Gewässerlauf abgeleitet werden können. Dadurch kann, zumindest bei geringeren Hochwasserabflüssen, das an den Dammkörper angrenzende Gelände vor Überschwemmungen geschützt werden. Ab einem bestimmten Abfluss jedoch wird das Wasser aus dem Graben austreten und auch das nachfolgende Gelände überfluten.

Für die Planung dieses Abflussgrabens sind folgende Fragestellungen von übergeordnetem Interesse:

- Bis zu welchem Gesamtabfluss Q fließt das Wasser durch den Graben ab bzw. ab welchem Gesamtabfluss Q wird das angrenzende Gelände überflutet?

- Welche Grabenform ist am geeignetsten?

- Welche minimale Grabengröße ist erforderlich?

- Wie groß sind die Fließgeschwindigkeiten im Graben?

- Welche Fließgeschwindigkeiten werden im angrenzenden Gelände erreicht?

- Welche Fließrichtung hat das Wasser im angrenzenden Gelände?

In den nachfolgenden Abschnitten wird detailliert auf theoretische Grundlagen bei der Berechnung der Abflussverhältnisse in dem Abflussgraben sowie die an einem physikalischen Modell durchgeführten Untersuchungen eingegangen.

3.3.1. Theoretische Grundlagen:

Die Frage nach dem Abfluss Q, der gerade noch durch einen Graben mit bestimmtem Längsgefälle, Rauheit usw. abgeführt werden kann, wird am geeignetsten über eine Wasserspiegelberechnung innerhalb des Abflussgrabens beantwortet. Im vorliegenden Fall handelt es sich aufgrund der konstanten seitlichen Zuströmung q in den Graben um komplexe mehrdimensionale turbulente Strömungsfelder, deren Berechnung nach dem Impulssatz durchgeführt wird, bei dem statt dem hydrodynamischen Verhalten der einzelnen Flüssigkeitsteilchen das Verhalten der gesamten Flüssigkeitsmasse, eines sogenannten definierten Kontrollvolumens, betrachtet wird. Alle bei seitlichem Zufluss q auf solch ein definiertes Kontrollvolumen wirkenden Kräfte sind in Abb. 33 dargestellt.

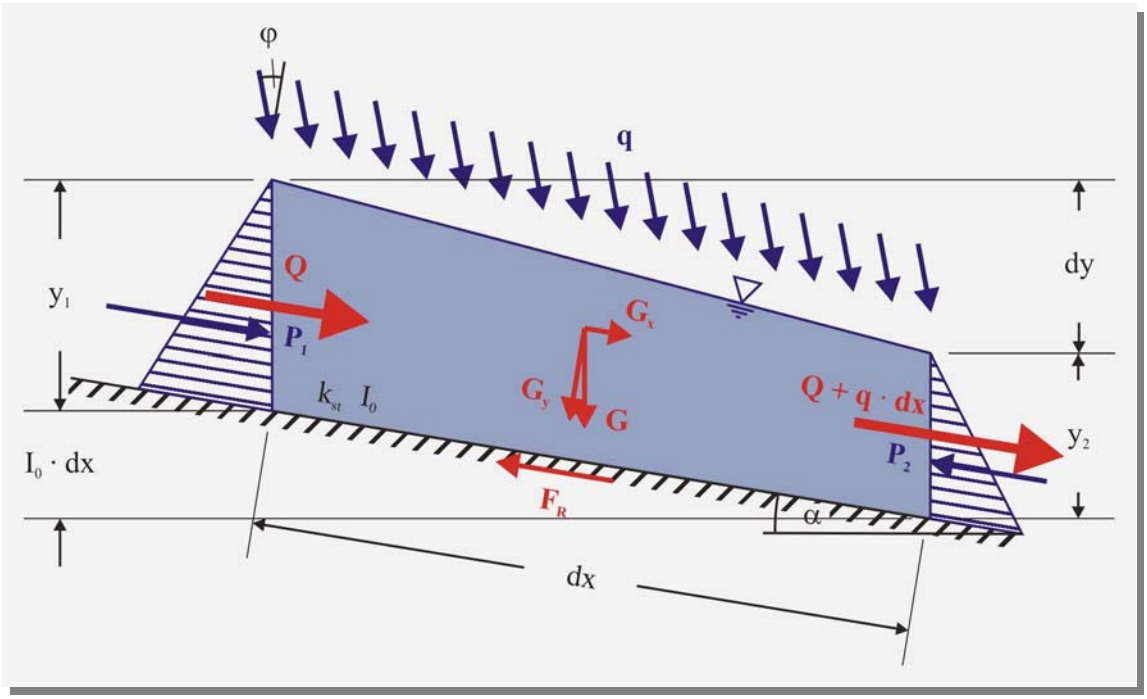

Abb. 33: Auf das Kontrollvolumen wirkende Kräfte

Zur numerischen Berechnung kann für rechteckige Gerinne folgende Differentialgleichung herangezogen werden (CHOW 1959, SCHRÖDER 1994, WESTRICH 1996):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(I_0 - I_R) - \frac{2 \cdot Q}{g \cdot A^2} \cdot q + \frac{Q^2}{g \cdot A^2 \cdot B} \cdot \frac{dB}{dx}}{1 - \frac{Q^2}{g \cdot A^3 / B}} \qquad \text{mit:} \qquad I_R = \frac{v^2}{k_{st}^2 \cdot r_{hy}^{4/3}}$$

Bei Abflussgräben mit trapezförmigem bzw. kreisförmigem Fließquerschnitt muss die Gleichung entsprechend modifiziert werden.

Ein Näherungsverfahren, das meist ebenso zum Ziel führt, ist die Wasserspiegelberechnung im Einschrittverfahren (WESTRICH 1996). Dabei wird der Impulssatz zwischen zwei Fließquerschnitten 1 und 2 bei seitlichem Zufluss q unter dem Winkel φ angewandt. Hier ist die Gleichgewichtsgleichung wiederum für den Rechteckquerschnitt dargestellt (vgl. Abb. 33).

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (y_2^2 - y_1^2) \cdot B + \gamma \cdot I_0 \cdot L \cdot \left(\frac{y_1 + y_2}{2} \right) \cdot B + \rho \cdot (Q_2 \cdot v_2 - Q_1 \cdot v_1) + \rho \cdot q \cdot L \cdot v_{Zu} \cdot \cos\varphi - \tau_{0m} \cdot L_u \cdot L = 0$$

Für andersartige Fließquerschnitte ist diese Gleichung wiederum zu modifizieren.

Bei beiden Berechnungsverfahren wird für die Wassertiefe y ein Startwert benötigt. Sinnvollerweise wird dafür die Grenzabflusstiefe y_{gr} herangezogen. Mit dieser Abflusstiefe y_{gr} wird dann die Wasserspiegelberechnung für schießenden Abfluss stromab und für strömenden Abfluss stromauf durchgeführt. Die Grenzabflusstiefe y_{gr} beträgt bei Rechteckquerschnitten:

$$y_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$$

Bei trapezförmigen Querschnitten muss sie durch eine Iteration oder durch Diagramme (z. B. in BOLLRICH 2000) ermittelt werden.

$$y_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \cdot \frac{\sqrt[3]{1+(m_1+m_2)\cdot y_{gr}/b}}{1+0{,}5\cdot(m_1+m_2)\cdot y_{gr}/b}$$

Für andersartige Fließquerschnitte wird auf die Standardliteratur verwiesen (z. B. SCHRÖDER 1994, BOLLRICH 2000).

Letztendlich bleibt noch zu klären, an welcher Stelle x die Grenzabflusstiefe y_{gr} erreicht wird. Dafür wird in jedem Punkt des Abflussgrabens mit der Grenzabflusstiefe y_{gr} das Grenzgefälle I_{gr} bestimmt. Ein Übergang vom Strömen zum Schießen tritt an der Stelle auf, an der das Grenzgefälle gleich dem Gefälle des Abflussgrabens ist. Das Grenzgefälle wird wie folgt berechnet:

$$I_{gr} = \frac{v_{gr}^2}{k_{st}^2 \cdot r_{hy,gr}^{4/3}}$$

3.3.2. Durchgeführte Modellversuche:

Die komplexen Strömungsvorgänge wurden mit Hilfe von Modellversuchen untersucht. Dafür wurde ein Modell (Maßstab 1:15 bis 1:30) hergestellt, bei dem mit relativ geringem Aufwand die Neigung des Abflussgrabens sowie die Neigung der luftseitigen Dammböschung verändert werden konnte. Die vier folgenden Kombinationen wurden untersucht.

Versuchsnr.	Gerinneneigung	Dammneigung
1	2,2°	8,6° (1 : 6,6)
2	2,2°	11,1° (1 : 5,1)
3	3,6°	14,0° (1 : 4,0)
4	3,6°	17,9° (1 : 3,1)

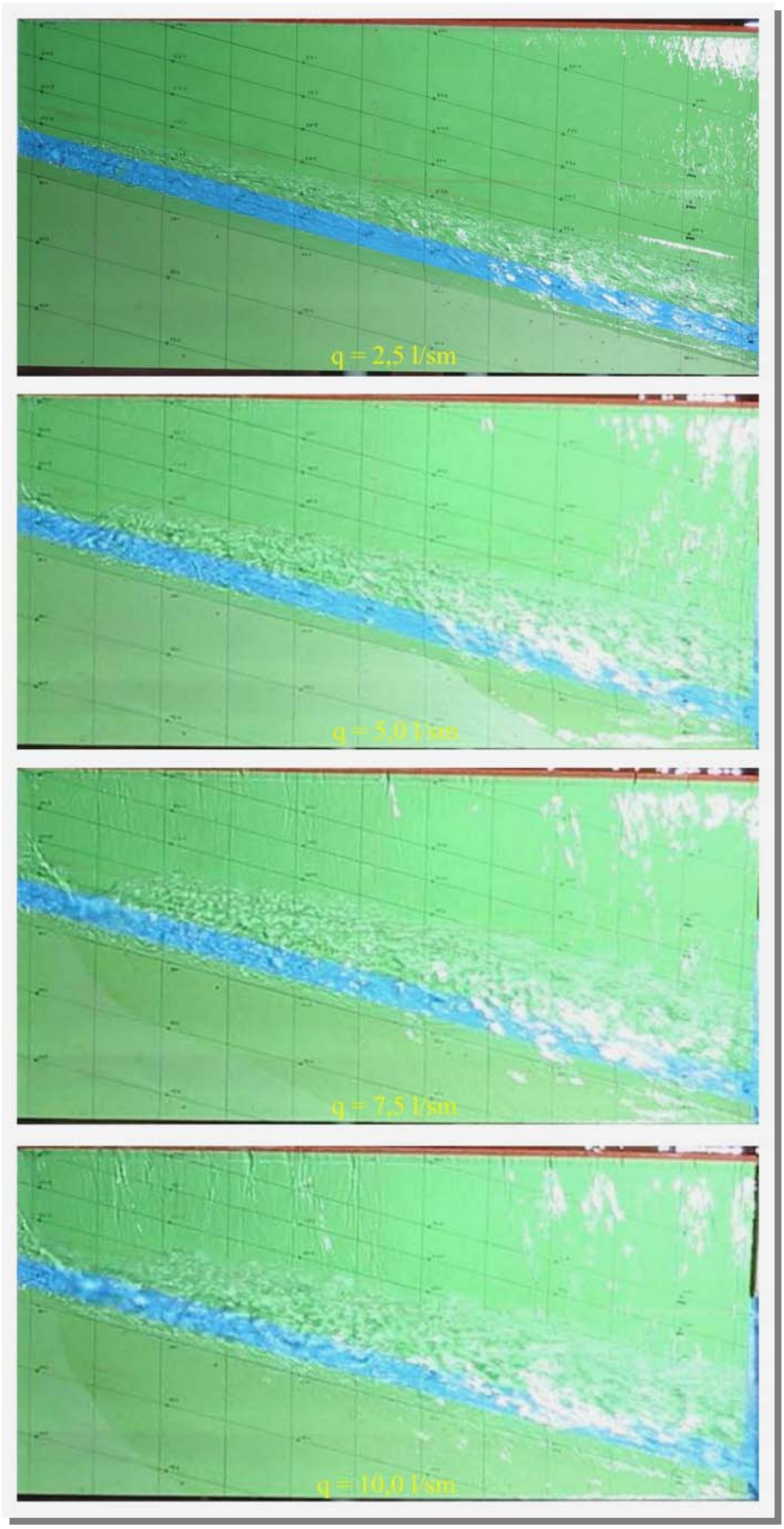

Abb. 34: Modellversuch Nr. 1 bei verschiedenen Abflüssen

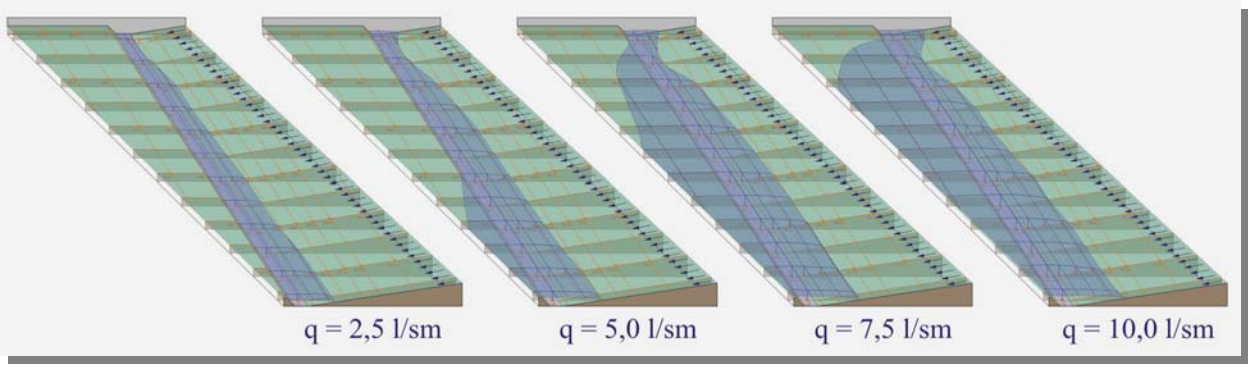

Abb. 35: Schematische Darstellung des Modellversuchs Nr. 1 bei verschiedenen Abflüssen

Mit Hilfe eines Ultraschallsensors wurden in dem 8 cm breiten und 5 cm hohen Abflussgraben die Abflusstiefen y ermittelt, über welche dann näherungsweise die Fließgeschwindigkeiten ermittelt werden konnten. Aufgrund des kleinen Maßstabs und der stark turbulenten Strömung unterlagen die Messwerte großen Streubreiten. Abb. 34 zeigt Aufnahmen von Versuch Nr. 1 mit 4 verschiedenen Abflüssen q. Abb. 35 und Abb. 36 zeigen eine schematische Darstellung der Versuche Nr. 1 und Nr. 2 bei ebenfalls 4 verschiedenen Abflüssen.

Auf diesen Abbildungen ist deutlich zu erkennen, dass der Punkt, an dem das Wasser über den Graben tritt, mit steigendem spezifischen Abfluss nach oben wandert. Eine Bestimmung der Stelle x, an der ein Fließwechsel von strömenden zum schießenden Abfluss stattfindet, kann mit Hilfe dieser Abbildungen jedoch nicht erfolgen. Diese Stelle x im Abflussgraben wurde anhand der durchgeführten Messungen der Abflusstiefe y ermittelt. Dazu musste die an den jeweiligen Messpunkten die Froudezahl Fr bestimmt werden. Dies erfolgte folgendermaßen:

$$Fr(x) = \frac{v}{v_{gr}} = \frac{v}{Q/A_{gr}(y_{gr})} = \frac{v \cdot A_{gr}(y_{gr})}{q \cdot x}$$

wobei v anhand der vorhandenen Abflusstiefe y und A_{gr} in Abhängigkeit der Grenzabflusstiefe y_{gr} zu bestimmen sind.

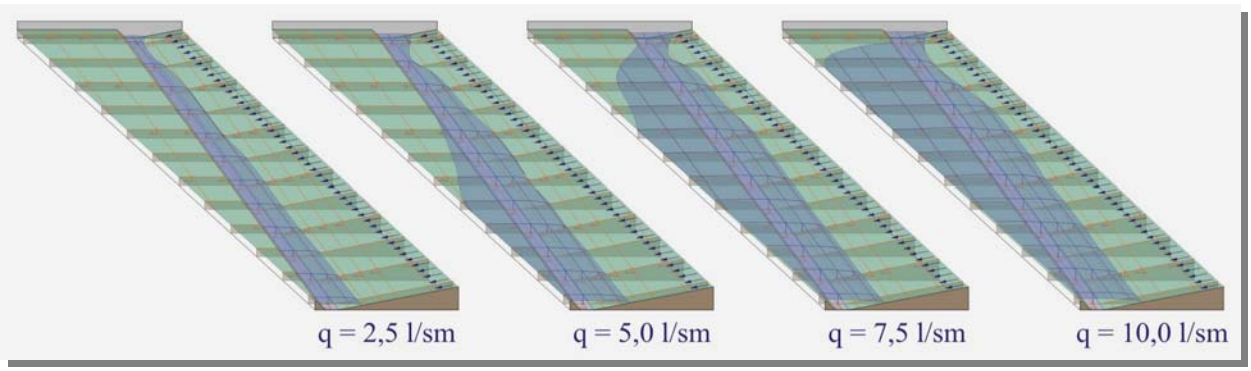

Abb. 36: Schematische Darstellung des Modellversuchs Nr. 2 bei verschiedenen Abflüssen

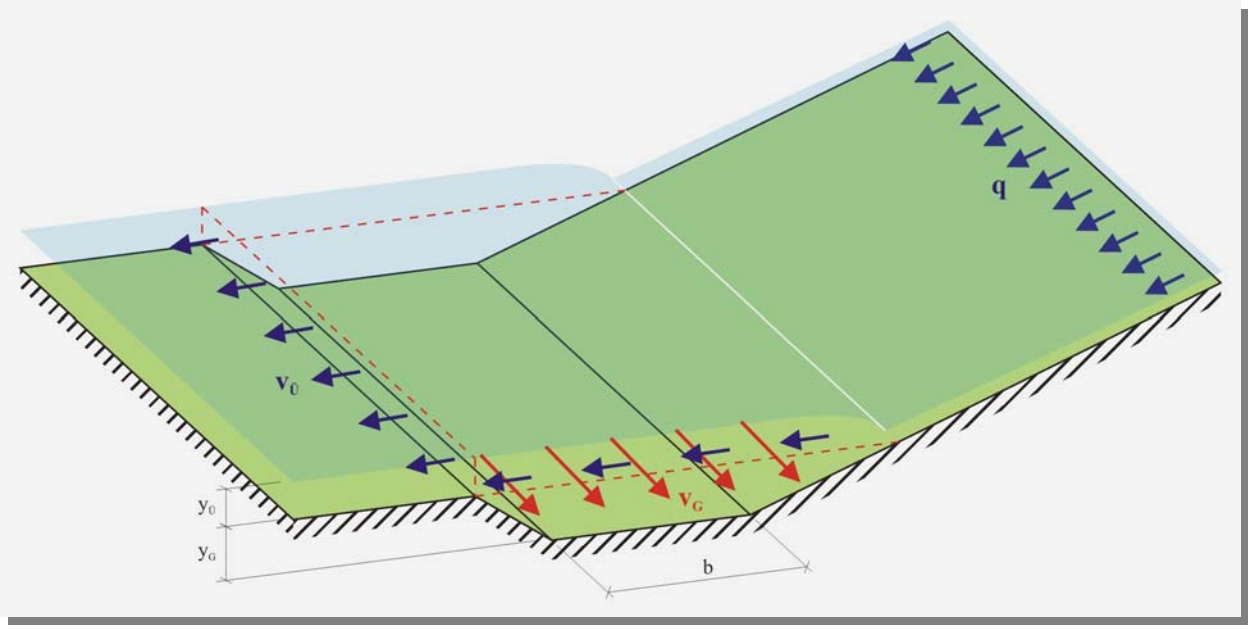

Abb. 37: Fließgeschwindigkeitsverhältnisse im Abflussgraben am Dammfuß

Die Versuche haben deutlich gezeigt, dass der Impuls des quer zur Grabenachse einströmenden Wassers einen erhebliche Einfluss auf die Gerinneströmung hat. Die Erklärung dafür ist leicht nachzuvollziehen, denn bei der Änderung der Fließrichtung wird Energie umgewandelt, was dann dazu führt, dass die Fließgeschwindigkeit in Längsrichtung im Vergleich zu einem Graben ohne seitliche Zuströmung bei gleichem Abfluss Q verringert wird. Das quer zur Grabenachse einströmende Wasser bremst das in Längsrichtung des Grabens fließende Wasser ab, wobei diese Bremswirkung mit zunehmender Neigung der luftseitigen Dammböschung abnimmt. Abb. 37 zeigt schematisch die Fließgeschwindigkeitsverhältnisse in einem Abflussgraben am Dammfuß.

Die Versuche haben auch gezeigt, dass der Abfluss durch den Graben ab Erreichen des Gesamtabflusses Q* nahezu konstant bleibt. Die Ursache hierfür liegt in der bei weiter steigendem Q nur noch geringfügig zunehmenden Abflusstiefe y_G. Gleichzeitig nimmt die Fließgeschwindigkeit v_G im Graben etwas ab, da sich die Bremswirkung auf die Strömung im Graben durch den zunehmenden Überströmanteil $Q_Ü$ ebenfalls vergrößert. Bei einem weiteren Ansteigen des Gesamtabflusses Q geht der Anteil Q_G langsam zurück, da der Impuls quer zur Grabenachse immer stärker wird und somit das Wasser in zunehmenden Maße in Richtung des Geländes gelenkt wird. Für die in der Baupraxis relevanten Bemessungsfälle, bei denen beispielsweise die HQ_5 und HQ_{1000} um den Faktor 3 bis 6 auseinanderliegen, spielt dieser Effekt keine Rolle mehr. Abb. 38 zeigt für die durchgeführten Modellversuche, wie sich die Anteile Q_G und $Q_Ü$ bei steigendem Gesamtabfluss Q verhalten. Die gestrichelte Linie gibt qualitativ oben beschriebenen Effekt bei weiter zunehmendem Gesamtabfluss Q_G an.

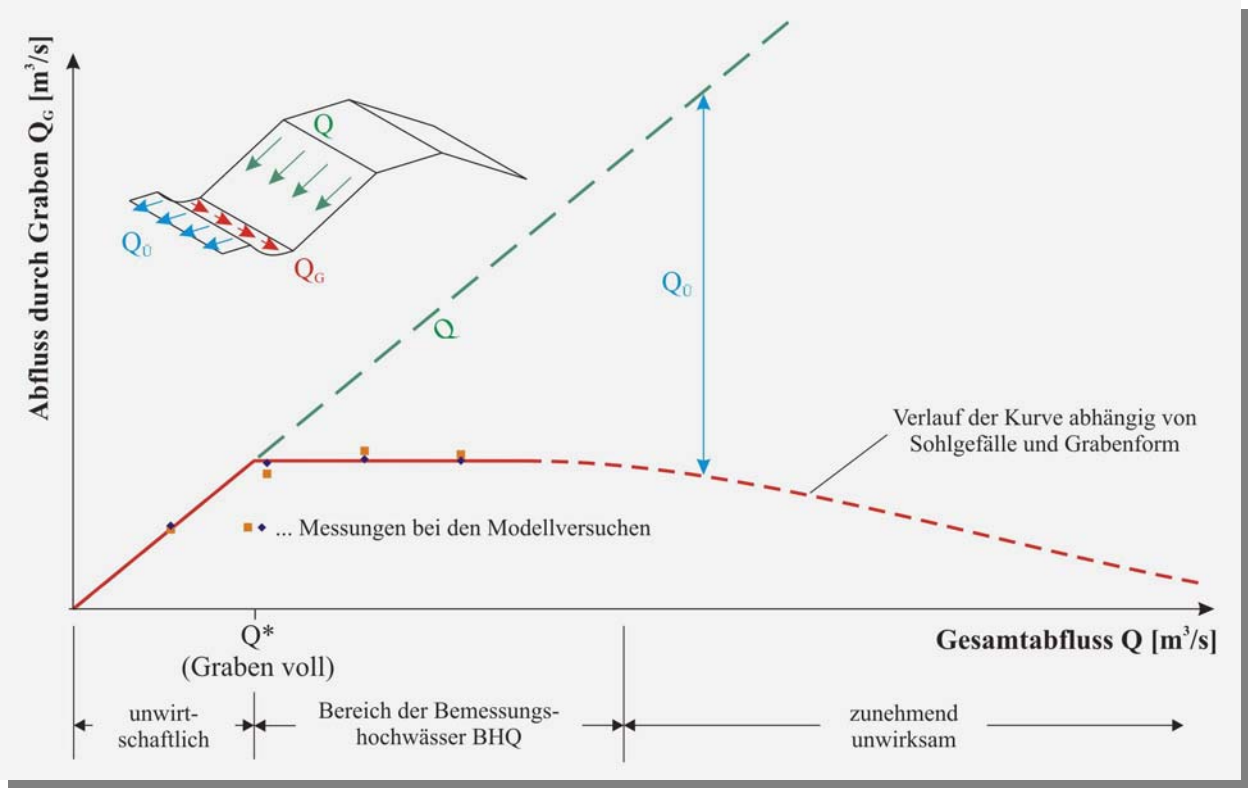

Abb. 38: Qualitative Darstellung der Anteile $Q_Ü$ und Q_G bei einem Gesamtabfluss

Genauso, wie das in den Graben einströmende Wasser eine Bremswirkung auf die Strömung im Graben ausübt, so wird auch der überströmende Anteil $Q_Ü$ am Abfluss Q von der Strömung im Graben abgebremst. Dies hat zur Folge, dass die zur Grabenachse senkrechte Geschwindigkeitskomponente schon verringert wird noch bevor das Wasser das Gelände hinter dem Abflussgraben überströmt. Die Fließgeschwindigkeit $v_{res.}$ sowie deren Fließrichtung am Übergang vom Abflussgraben zum anstehenden Gelände lässt sich demzufolge aus den Geschwindigkeitskomponenten v_q, in Anströmrichtung des Grabens und $v_{Gel.}$ in Richtung der Falllinie des anstehenden Geländes zusammensetzen. Aus einer steileren Neigung des luftseitigen Dammkörpers resultiert eine größere Fließgeschwindigkeit v_q. Das angrenzende Gelände wird somit bei steileren Dammneigungen stärker überflutet (vgl. Abb. 35 und Abb. 36). Abb. 39 zeigt diese Geschwindigkeitskomponenten bei dem Versuch Nr. 3 mit einem spezifischen Abfluss von 5 m/s. Um die Strömungsrichtung des Wassers sichtbar zu machen, wurden bei diesem Versuch dünne Fäden auf dem an den Graben angrenzenden Gelände befestigt. Die sich einstellende Fließgeschwindigkeit $v_{res.}$, ihre Fließrichtung sowie die Abflusstiefe $y_Ü$ im Bereich hinter dem Abflussgraben ist neben dem Neigungswinkel der luftseitigen Dammböschung in erster Linie von der Rauheit des Geländes sowie dessen Gefälle abhängig. Während sich die Geschwindigkeitskomponente $v_{Gel.}$ relativ unproblematisch ermitteln lässt, ist dies für v_q aufgrund der komplexen mehrdimensionalen Strömungsvorgänge derzeit noch nicht möglich.

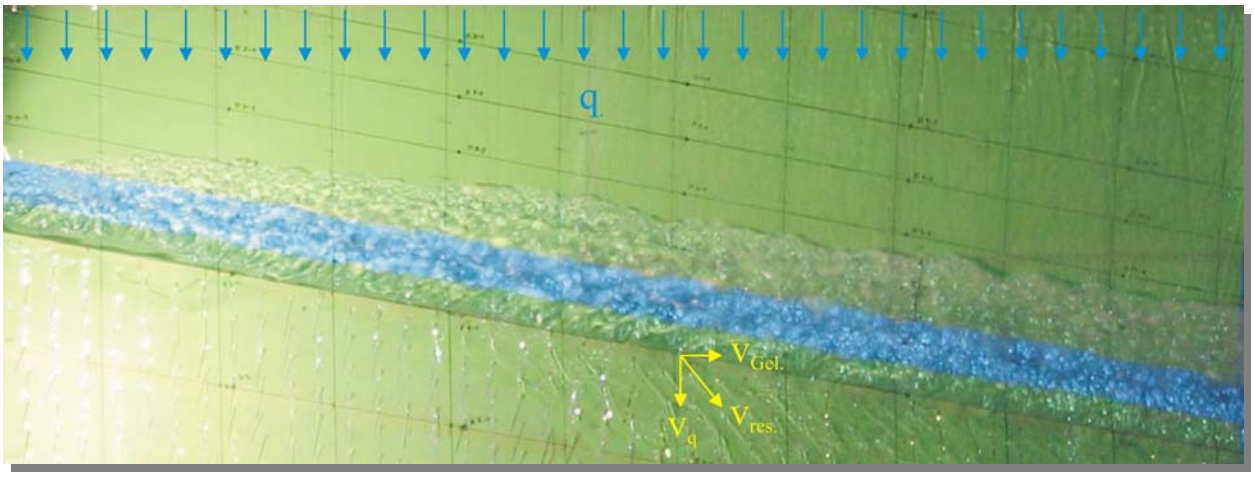

Abb. 39: Darstellung der Geschwindigkeitskomponenten beim Versuch Nr. 3 und q = 5 l/sm

3.3.3. Konstruktive Gestaltungskriterien

Der Abflussgraben wird in der Regel mit einen Trapez- oder einen Kreisquerschnitt ausgeführt (vgl. Abb. 40 und Abb. 41). Ein Rechteckgerinne ist aufgrund der Forderung nach einer naturnahen Gestaltung als ungünstig einzustufen. Der Übergang von der Dammfläche zum Graben sollte kontinuierlich erfolgen und keine Ablösekanten (vgl. Abb. 41) oder dergleichen aufwiesen. Eine Spundwand oder ein vergleichbares Stützbauwerk kann bei steilen Dammneigungen und der damit verbundenen hohen hydrodynamischen Belastung des Dammfußes einen zusätzlichen Schutz vor rückschreitender Erosion bieten. Jedoch ist darauf zu achten, dass Auskolkungen hinter der Spundwand mit Hilfe von großen Wasserbausteinen oder dergleichen vermieden werden. Es empfiehlt sich zudem ein Geotextil und/oder einen Kiesfilter zwischen die Wasserbausteine und dem Untergrund anzuordnen, um so ein Ausspülen des Bodens unter den Wasserbausteinen zu vermeiden (Abb. 42). Hinter dem Übergang vom Abflussgraben zum Gelände sollte die Befestigung der Fläche nicht abrupt beendet werden, sondern kontinuierlich auslaufen,

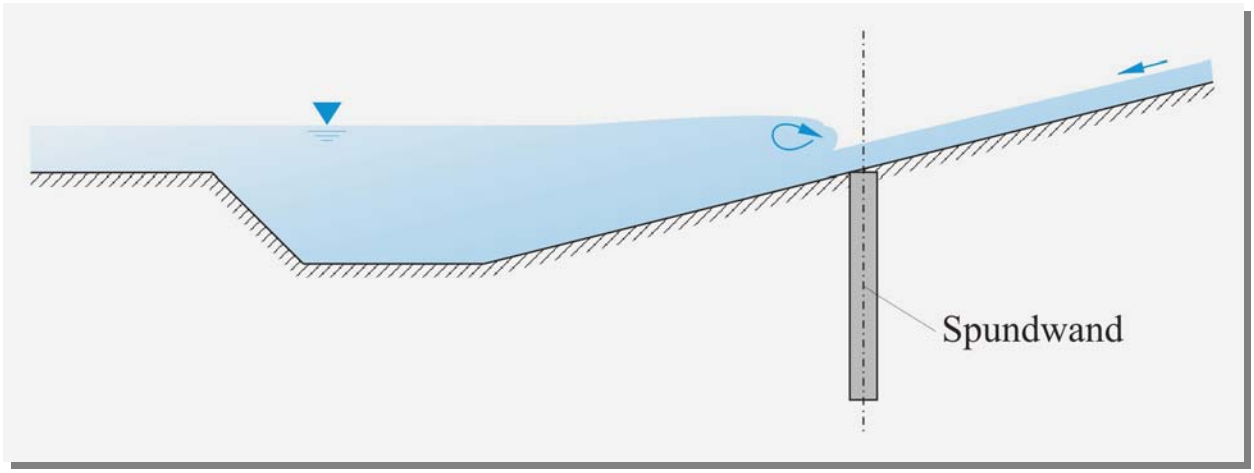

Abb. 40: Abflussgraben mit Trapezquerschnitt und Spundwand als zusätzliche Sicherung

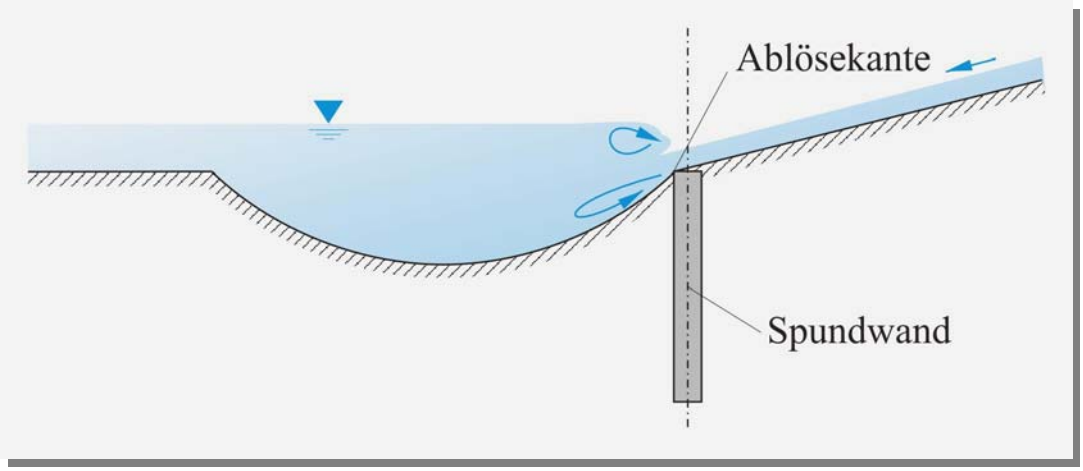

Abb. 41: Abflussgraben mit kreisförmigem Querschnitt und unerwünschter Ablösekante

denn auf den ersten Metern hinter dem Abflussgraben können noch durchaus hohe Fließgeschwindigkeiten auftreten, welche zu Kolkbildungen führen können.

Da der Abfluss im Graben durch den kontinuierlichen Zufluss stetig ansteigt, ist es sinnvoll die Querschnittsfläche in Fließrichtung zu vergrößern. Dadurch können Hochwasserereignisse mit einer höheren Jährlichkeit im Längsgraben abgeführt werden, ohne dass das angrenzende Gelände überflutet wird. Im Regelfall erfolgt diese Vergrößerung der Querschnittsfläche durch eine Aufweitung des Fließquerschnitts. Wenn es die vorliegenden Randbedingungen zulassen, ist jedoch auch eine Eintiefung des Profils denkbar. Versuche, die am Institut für Wasserbau in Stuttgart für ein zu realisierendes Projekt durchgeführt wurden (vgl. Abb. 43), haben gezeigt, dass eine Aufweitung vom hydraulischen Standpunkt verglichen mit einem konstanten Querschnittsprofil die geeignetere Ausführungsvariante darstellt.

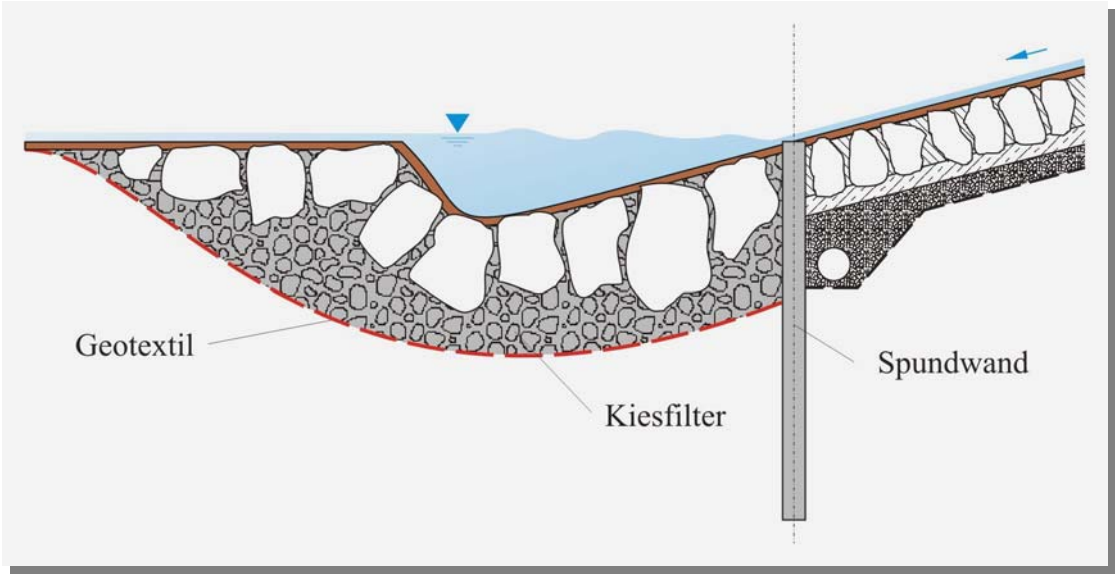

Abb. 42: Sicherung des Abflussgrabens mit großen Wasserbausteinen

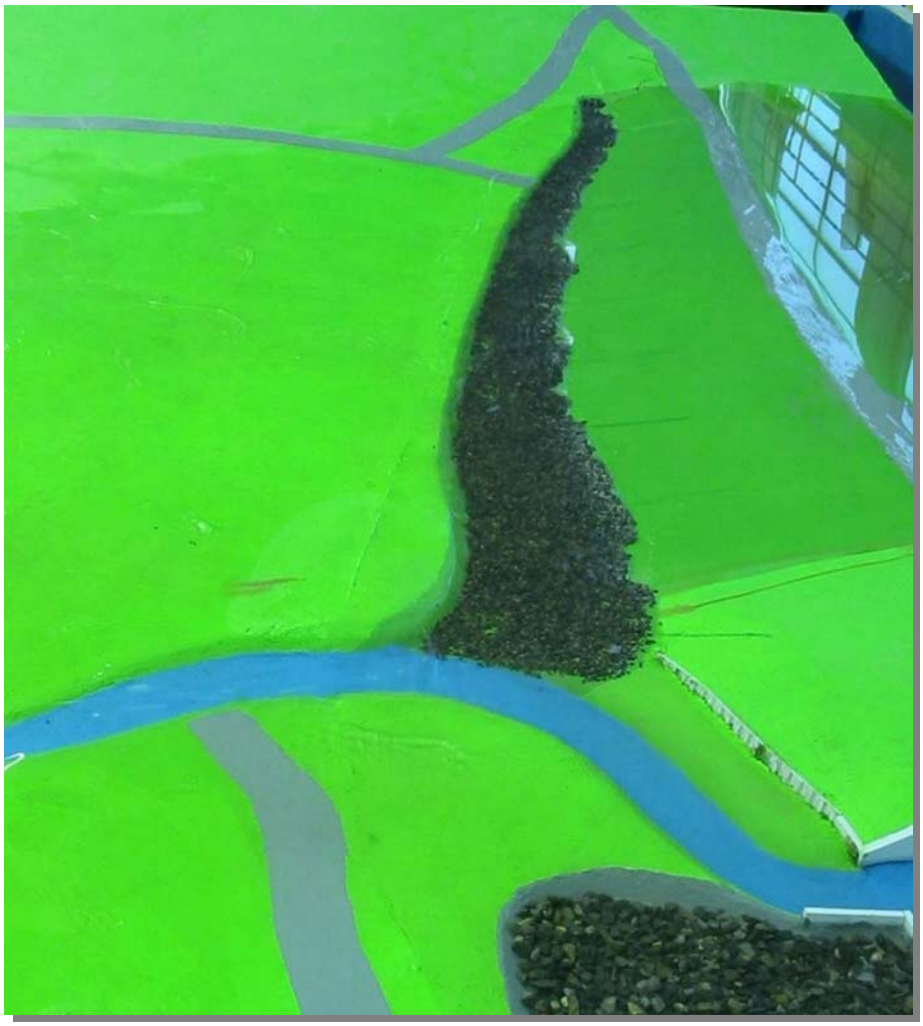

Abb. 43: Abflussgraben mit zunehmender Querschnittsfläche im Modellversuch

3.4. Dammkrone

Die Dammkrone ist im Vergleich zu den überströmten Dammbereichen und dem Dammfuß hydraulisch eher schwach belastet. So geht es in diesem Abschnitt auch weniger um Aussagen zur quantitativen Erfassung der einwirkenden und widerstehenden Kräfte, als vielmehr um die Funktionalität der Dammkrone, denn sie muss einige für die Standsicherheit des Dammes wichtige Anforderungen erfüllen.

Eine dieser Anforderungen ist die Befahrbarkeit der Dammkrone, denn oftmals dient der Damm als Bindeglied zwischen den beiden Talflanken. Zudem können Kunstbauwerke, wie z. B. das Durchlassbauwerk (vgl. Kapitel 3.6.) in Dammmitte angeordnet sein, die jederzeit mit Kraftfahrzeugen erreichbar sein müssen. Die Befahrbarkeit kann durch einen gewöhnlichen Straßenaufbau oder bei sehr kleinen Dämmen durch einen Steinsatz erreicht werden. Auf jeden Fall muss die Dammkrone bis auf die Beckenseite geschützt werden.

Abb. 44: Schadensfall durch Setzungen und daraus resultierenden Abflusskonzentrationen

Die meisten Dammbauwerke werden sich in den ersten Jahren nach ihrer Erstellung, je nach den Baugrundverhältnissen und den verwendeten Dammschüttmaterialien, mehr oder weniger stark setzen. Im Fall von überströmbaren Dämmen und Dammscharten sind derartige Setzungen ein großes Risiko, denn tritt eine merkliche Setzung im überströmbaren Dammbereich auf, so führt dies, sofern die Setzungen nicht rechtzeitig ausgeglichen werden, im Hochwasserfall bei Überströmung an der Stelle der Setzung zu unerwünschten Abflusskonzentrationen. Das bedeutet, dass ein Teil des überströmbaren Dammbereichs einer übermäßig starken hydraulischen Belastung ausgesetzt wird, während die anderen Bereiche des Überlaufbereichs wenig oder gar nicht belastet werden. Ein Versagen des Deckwerks aufgrund Überlastung kann für die Standsicherheit verheerende Folgen bis hin zum Versagen des Dammes haben. Einen glücklicherweise relativ glimpflich abgelaufenen Schadensfall aufgrund unerwartet hohen Setzungen gab es im März 2003 im Kraichgau zu vermelden. Da es sich hierbei um einen eher kleinen Damm mit einer verhältnismäßig flachen luftseitigen Dammböschung handelt, waren hier die Schäden überschaubar (Abb. 44) und konnten alsbald behoben werden. Bei anderen Dämmen hätten die Folgen unter Umständen fatale Folgen gehabt.

Um die beschriebenen Setzungen auszugleichen, können an der Luftseite der Dammkrone Betonfundamente angeordnet werden, in denen handelsübliche Bordsteine versetzt werden. Mit einer Ausgleichsmasse unter den Bordsteinen werden diese in die richtige Höhe gesetzt. Auf diese Art und Weise kann mit ausgesprochen einfachen Hilfsmitteln eine nachträgliche Anpassung an das Überlaufniveau erreicht werden (Abb. 45 und Abb. 46). Bei dieser Konstruktion ist darauf zu achten, dass die Überlaufschwelle der höchste Punkt im überströmbaren Dammbereich ist, da sonst ein gleichmäßiger spezifischer Abfluss q nicht garantiert werden kann.

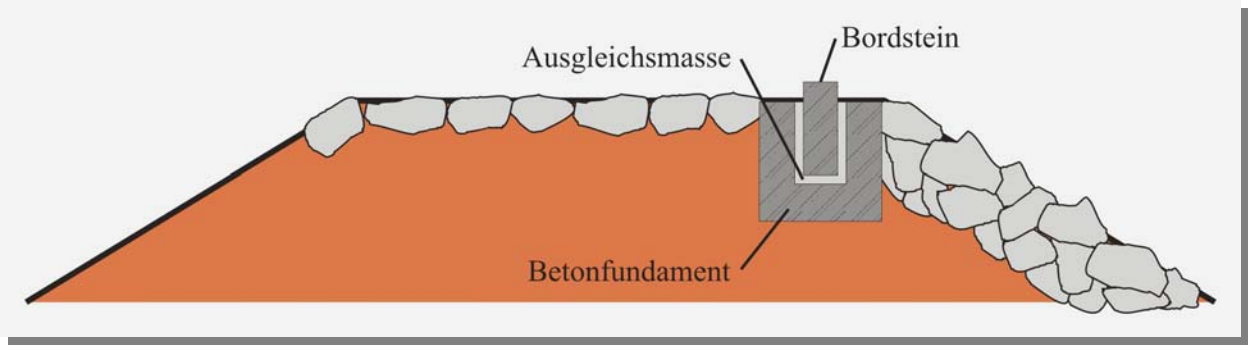

Abb. 45: Prinzipskizze zur Konstruktion der Überlaufschwelle

Abb. 46: Ausführungsbeispiel einer in Betonfundamenten versetzten Überlaufschwelle

In manchen Fällen ist es durchaus zweckmäßig, durch eine gezielte Eintiefung der Überfallkante eine Abflusskonzentrationen zu erzeugen. Der Vorteil dabei ist, dass bei schwacher Überströmung nicht der gesamte überströmbare Dammbereich zur Abfuhr des Hochwassers herangezogen wird. So muss nach Ablauf des Hochwassers auch nur ein Teil des planmäßig erodierten Erdmaterials und der Begrünung neu aufgebracht werden, was wiederum eine Kosteneinsparung im Vergleich zum vollständig erodierten überströmbaren Dammbereich bedeutet. Voraussetzung für eine planmäßige Eintiefung in der Überfallschwelle (Abb. 47) ist allerdings eine Bemessung

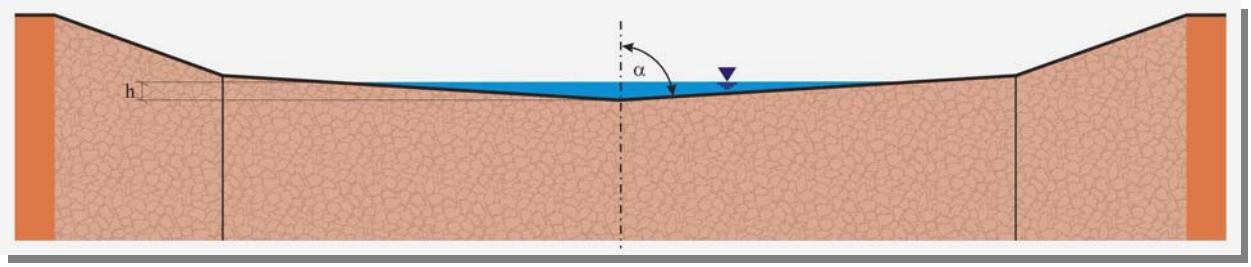

Abb. 47: Planmäßige Eintiefung der Überlaufschwelle

des überströmbaren Dammbereichs auf eine derartige Abflusskonzentration. Der über solch eine Eintiefung abführbare Gesamtabfluss Q lässt sich mit Hilfe der sogenannten Thomson-Formel für Dreiecksüberfälle berechnen:

$$Q = \frac{8}{15} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \tan \alpha \cdot h^{5/2}$$

Dabei ist μ wie bei einem breiten Kronenwehr anzusetzen. Weiteres hierüber kann in der einschlägigen Literatur gefunden werden (z. B. BOLLRICH 2000).

3.5. Verschneidungslinien mit den Talflanken

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

Da es im Falle von Verschneidungen der überströmbaren Dammbereiche mit den Talflanken an der Verschneidungslinie zu einer erhöhten hydraulischen Belastung mit einer starken Energieumwandlung durch die Änderung der Fließrichtung des Wassers kommen kann, wird empfohlen, diesen Bereich großzügig zu sichern. Bei Deckwerken die als Steinsatz, Steinschüttungen oder mit Geogittermatratzen ausgeführt werden, können dafür große Blocksteine verwendet werden, während es sich bei den verfestigten Böden empfiehlt, den verfestigten Bodenbereich noch ein wenig auf die Talflanken auszudehnen. Prinzipiell ist es sowohl aus landschaftsgestalterischer, als auch aus hydraulischer Sicht sinnvoll, die Verschneidungslinie nicht als harten Knick auszuführen, sondern diesen Bereich leicht auszurunden.

3.6. Durchlassbauwerk

Bei den hier betrachteten Trockenbecken muss das Wasser zu hochwasserfreien Zeiten den Absperrdamm ungehindert passieren können. Dies wird durch ein sogenanntes Durchlassbauwerk gewährleistet. Die Durchlassbauwerke können folgendermaßen ausgeführt werden:

1. Rohrdurchlass

Ein rechteckiger oder kreisrunder Rohrdurchlass (vgl. Abb. 48) ist die einfachste denkbare Ausführungsform. Er kann mit und ohne ein Regulierorgan ausgeführt werden. Im Falle einer Ausführung ohne ein Regulierorgan wird der Durchfluss lediglich vom Beckenwasserstand beeinflusst, während er bei einer Ausführung mit einem Regulierorgan gezielt gesteuert werden kann. Aus landschaftsästhetischer Sicht hat diese Bauweise den Vorteil, dass Einlauf- und Auslaufbauwerk verhältnismäßig klein ausfallen und somit unauffällig in die Landschaft eingepasst werden können. Die Länge des Rohrdurchlasses hängt sowohl von der Dammhöhe, als auch von der Neigung der wasser- und luftseitigen Böschungen ab. Wegen der ungünstigen Zugängigkeit bei Wartungsarbeiten sollte die Länge des Rohrdurchlasses nicht zu groß gewählt werden.

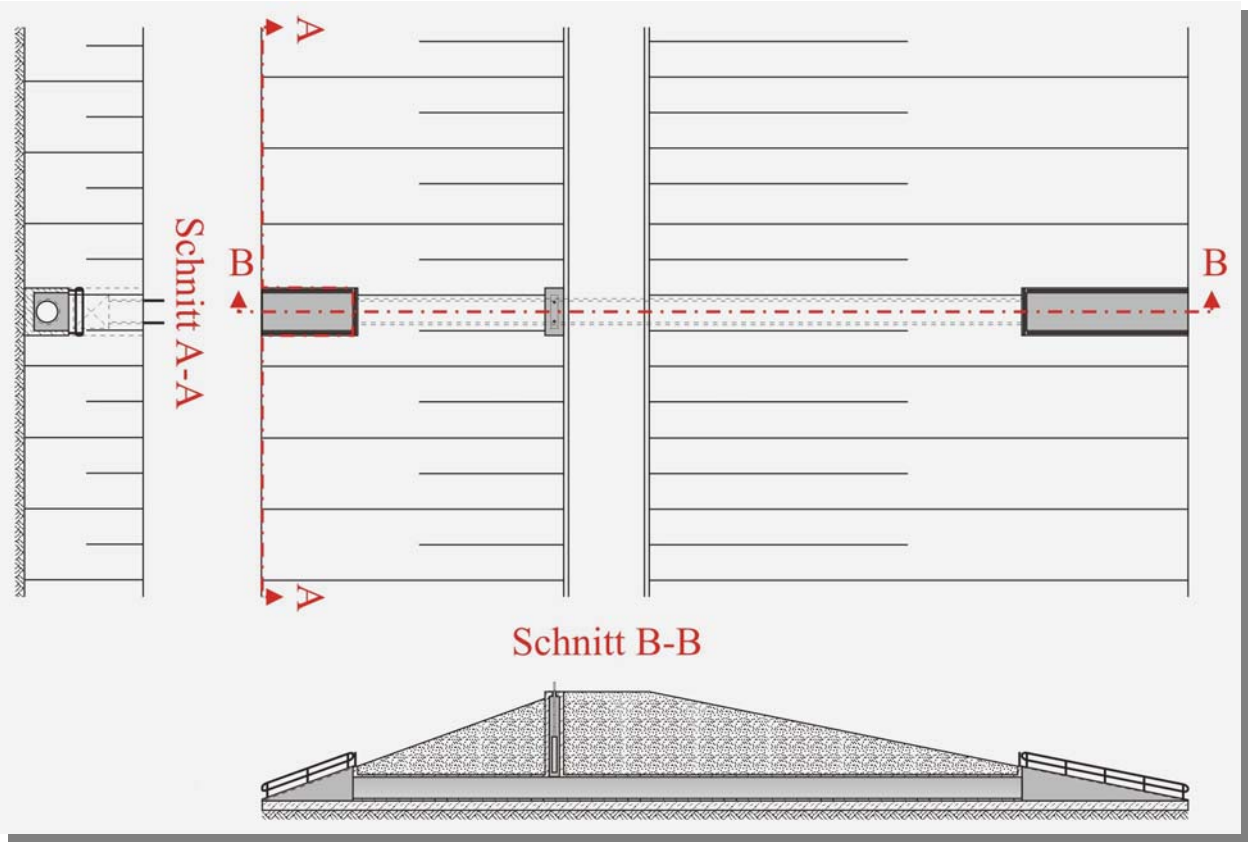

Abb. 48: Durchlassbauwerk mit kreisrundem Rohrdurchlass und Regulierorgan

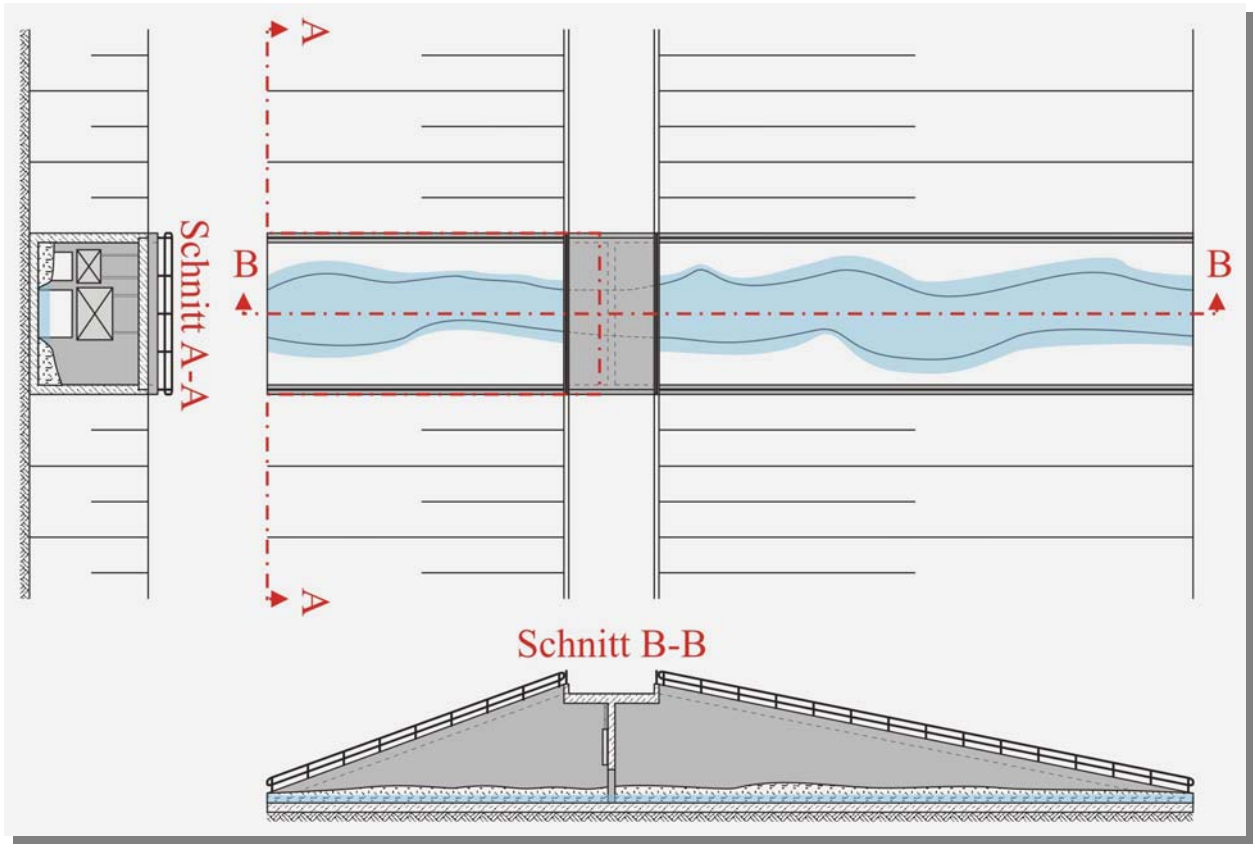

Abb. 49: Durchlassbauwerk mit Stauwand und zwei Schützen

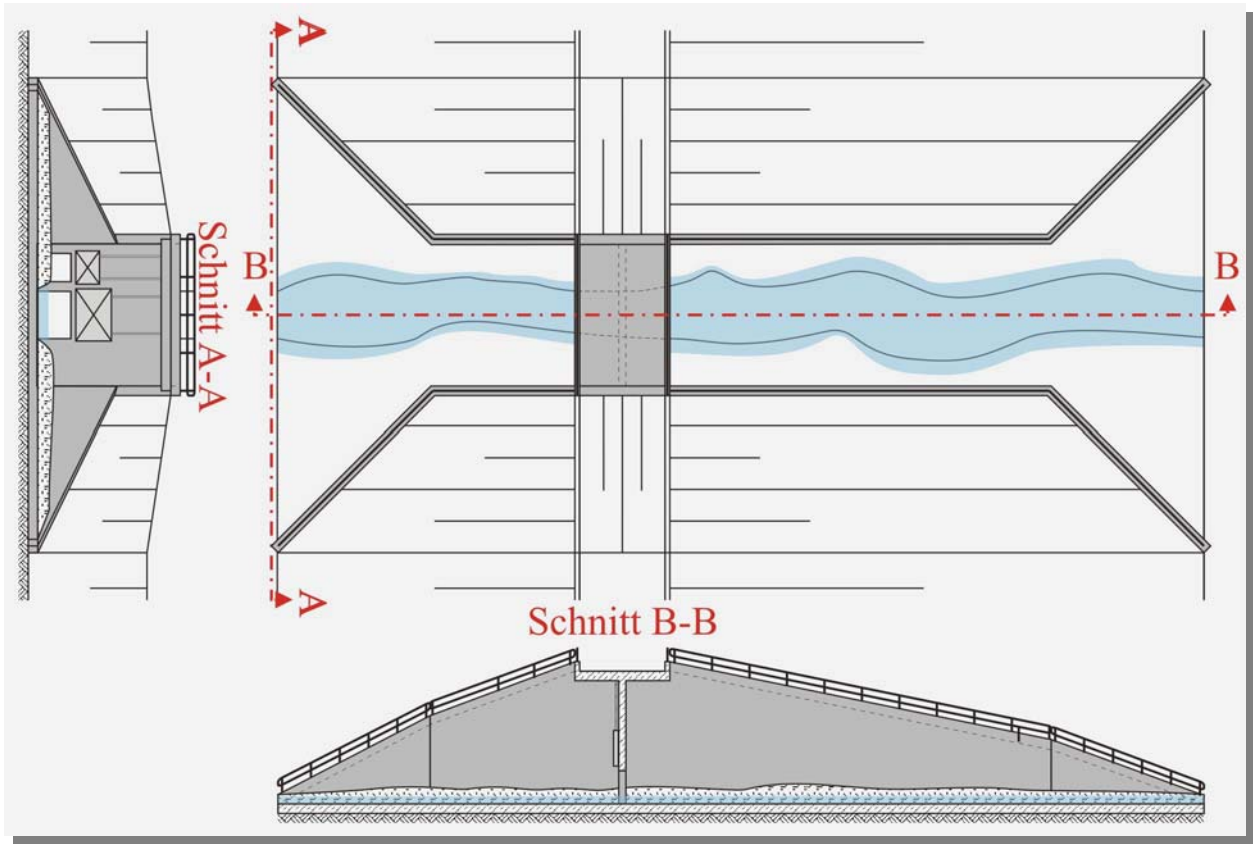

Abb. 50: Durchlassbauwerk mit aufgeweiteter Stauwand

2. Stauwand

Eine weitere Variante für ein Durchlassbauwerk ist die sogenannte Stauwandlösung (Abb. 49). Hierbei wird in einem Schlitz im Dammkörper auf Höhe der Dammachse eine Betonwand (Stauwand) angeordnet, welche mit einer oder zwei verschließbaren Öffnungen versehen ist. Die Stützmauern des Schlitzes können am Anfang sowie am Ende aufgeweitet werden, um so das Erscheinungsbild des Bauwerks aufzulockern (Abb. 50). Die Stauwandvariante ist verglichen mit dem Rohrdurchlass wesentlich schwerer in die Landschaft einzubinden. Durch eine Verbreiterung des Schlitzes im Dammkörper und eine Anordnung von Natursteinmauerwerk kann jedoch die ästhetische Wirkung derartiger Bauwerke positiv beeinflusst werden, wie in Abb. 51 (HRB Wolfsgrundbach) zu sehen ist.

3. Kombination

Auch eine Kombination aus der Stauwandvariante und dem Rohrdurchlass, wie sie in Abb. 52 zu sehen ist, kann eine Alternative sein. Dabei wird durch eine Aufweitung im Ein- und Auslaufbereich die Länge des Rohres verkürzt. Auch hier können die Aufweitungsbereiche mit Natursteinmauerwerk verkleidet werden.

Abb. 51: Stauwand mit Verkleidung aus Natursteinmauerwerk

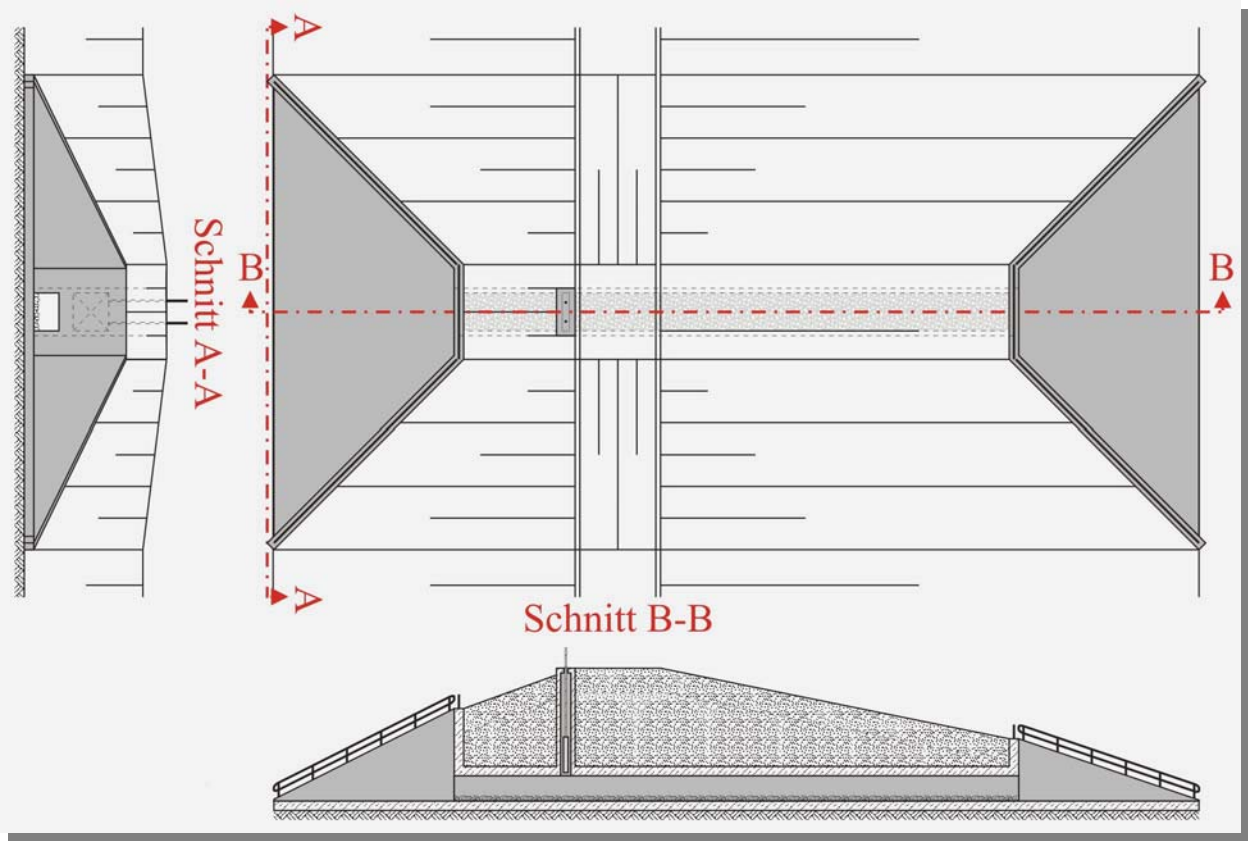

Abb. 52: Kombination von Rohrdurchlass und Stauwand

3.6.1. Anschluss an integrierte Kunstbauwerke

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

Dort, wo Einbauten wie z. B. Kreuzungsbauwerke, Dammeinbauten und Dammaufbauten nicht zu vermeiden sind, muss besondere Sorgfalt in der konstruktiven Planung und der Bauausführung angewendet werden. Die Übergangsbereiche sind immer mögliche Ausgangspunkte für gefährliche Erosionsvorgänge (insbesondere Fugenerosion). Der Anschluss muss die auftretenden Belastungen sowie die Relativbewegungen zwischen Bauwerk und Dammkörper schadlos aufnehmen können. Durch Zusatzkonstruktionen senkrecht zur Fuge (Schikanen) kann eine Verlängerung des Fließwegs erreicht und dadurch die Gefahr der Fugenerosion reduziert werden. Bei unsachgemäßer Konstruktion und Ausführung der Anschlüsse drohen Erosion, Undichtigkeiten und im schlimmsten Fall das Versagen des Dammbauwerks.

Massive Einbauten sind meist steifer als der Dammkörper selbst und weisen daher ein anderes Verformungsverhalten auf. Sie sind konstruktiv stets so auszubilden, dass sich der Damm bei Setzungen an das Bauwerk anpresst. Auskragende und hohlraumfördernde Konstruktionen wie Konsolen oder Kreisquerschnitte sind unzulässig.

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

3.6.2. Ökologische Durchgängigkeit

Sowohl für aquatische (z. B. Fische etc.), als auch amphibische und terrestrische (z. B. Schmetterlinge, Käfer etc.) Lebensformen stellt ein Dammbauwerk in vielen Fällen ein Wanderungshindernis dar, was eine Verringerung der Artenvielfalt zur Folge haben kann. Für neu zu erstellende Dammbauwerke (hauptsächlich an kleineren Hochwasserrückhaltebecken) wird aus diesem Grund im zunehmenden Maße die sogenannte gewässerökologische Durchgängigkeit gefordert, die diesen Lebensformen die Möglichkeit gibt, ihren Wandertrieben zu folgen. Dabei wird unterschieden zwischen der aquatischen, amphibischen und der terrestrischen Durchgängigkeit. Die gewässerökologische Durchgängigkeit des Absperrdamms kann durch einige konstruktive Maßnahmen erheblich verbessert werden, worauf im nächsten Abschnitt genauer eingegangen wird.

Die gewässerökologische Durchgängigkeit wird durch die Schaffung weitestgehend naturnaher Lebensbedingungen im Bereich des Dammbauwerks erreicht. Dabei spielen die hydraulischen Verhältnisse im Dammbereich ebenso eine Rolle wie z. B. die Lichtverhältnisse. Für die bereits angesprochenen Ausführungsvarianten Rohrdurchlass und Stauwand werden einige der wichtigsten Planungskriterien angesprochen.

Die Entscheidung, welche Form der gewässerökologischen Durchgängigkeit für Dammbauwerke gefordert wird, sollte im Einzelfall in Abhängigkeit von den im Einzugsgebiet des Gewässers vorkommenden Lebensformen erfolgen.

Rohrdurchlass

Nicht in jedem Fall muss ein Rohrdurchlass eine unbefriedigende Lösung darstellen. Wenn die Länge eines Rohrdurchlasses nicht allzu groß ist und die Sohle im Fließquerschnitt mit einem dem Einzugsgebiet des Gewässers entsprechendem Sohlsubstrat ausgekleidet ist kann ein solcher Rohrdurchlass zumindest für die aquatische Durchgängigkeit als ausreichend angesehen

Abb. 53: Rohrdurchlass mit Rechteckquerschnitt

werden. Abb. 53 zeigt einen Rohrdurchlass, der durchaus als geeignet eingestuft werden kann. Drei Faktoren begünstigen diesen positiven Eindruck. Erstens ist die Querschnittsfläche des Rohres verhältnismäßig groß, so dass von einem relativ weitreichenden Lichteinfall ausgegangen werden kann. Zudem ist die Länge des Durchlasses nicht allzu groß. Der dritte positive Einflussfaktor ist die naturnahe Auskleidung der Sohle, die nahezu natürliche hydraulische Verhältnisse garantiert.

Aufgrund der sehr geringen Dammhöhe kann in diesem Fall auch von einer terrestrischen Durchgängigkeit des Bauwerks ausgegangen werden, während die Durchgängigkeit für die in den Wasserwechselzonen entlang des Gewässersaums vorkommenden amphibischen Lebensformen nur sehr eingeschränkt gegeben ist.

Eine Ausführung, die als Negativbeispiel angesehen werden muss, ist in Abb. 54 zu sehen. Der Einlauf des Durchlasses ist derart klein, dass wohl nur wenige Tiere den Weg durch den Rohrdurchlass finden werden. In diesem Fall wäre die Möglichkeit einer künstlichen Beleuchtung mit wasserdichten Leuchtmitteln innerhalb dieses Durchlasses in Erwägung zu ziehen, um so die Durchgängigkeit zumindest geringfügig zu erhöhen.

Stauwand

Hinsichtlich der Lichtverhältnisse ist die Stauwandvariante gegenüber dem Rohrdurchlass aufgrund der Offenheit der Konstruktion wesentlich vorteilhafter. Verschiedene Öffnungen auf unterschiedlichen Ebenen und die Auskleidung der Gewässersohle mit natürlichem Substrat kön-

Abb. 54: Rohrdurchlass mit kleiner Einlauföffnung

nen hier sowohl die aquatische, als auch die amphibische und die terrestrische Durchgängigkeit gewähren. Abb. 55 zeigt ein Bauwerk, dass nach diesem Prinzip entworfen wurde.

Abb. 55: Stauwand mit zwei Öffnungen

Bei Hochwasserabflüssen sollten die Öffnungen verschlossen werden, um somit ein Ausspülen des sensitiven Sohlsubstrats, welches Lebensraum für eine Vielzahl von Kleinstlebewesen ist, bei zunehmenden Fließgeschwindigkeiten zu vermeiden. Die natürliche Erneuerung des Sohlsubstrats nach einem Hochwasser kann je nach den vorliegenden Randbedingungen eine längere Zeit in Anspruch nehmen. Die Schwierigkeit des Schutzes des Sohlsubstrats liegt im Betrieb des Schützes, denn sobald sich das Schütz senkt, erhöht sich die Fließgeschwindigkeit unterhalb der Unterkante des Schützes, was zur Erosion der Gewässersohle führt. Dadurch wird für einen sehr begrenzten Zeitraum das Sohlsubstrat ausgespült, was eigentlich durch das Schließen des Schützes vermieden werden sollte. Dieser Effekt kann durch die Anordnung eines zweiten parallel verlaufenden Auslasses, den sogenannten Betriebsauslass, vermieden werden (Abb. 55). Dieser ist außerhalb der Hochwasserzeiten geschlossen. Steigt der Wasserspiegel durch ein Hochwasser an, so wird der Betriebsauslass geöffnet, während der Auslass mit dem zu schützenden Sohlsubstrat, der sogenannte Ökodurchlass, geschlossen wird. Durch eine geeignete Betriebsweise des HRB kann demnach die ökologische Durchgängigkeit beeinflusst werden.

Abb. 56: Betriebsauslass (links) und Ökodurchlass (rechts) am HRB Ellbach

4. Unterhaltung, Sanierung und Ertüchtigung bestehender Anlagen

Die Lebensdauer eines Dammes mit überströmbarem Dammbereich hängt nicht zuletzt von der Pflege und Unterhaltung des Bauwerks ab. Eine regelmäßige Kontrolle des Bauwerks ist unabdingbar, da eine Vielzahl von Einflüssen auf das Bauwerk einwirken, seien sie witterungsbedingter Natur oder aber auf Mensch (Vandalismus) und Tier (Wühltiere) zurückzuführen. Dies gilt im besonderen Maße für die überströmbaren Dammbereiche, die für die Standsicherheit des Bauwerks von überragender Bedeutung sind.

Doch selbst wenn die Kontrollen regelmäßig durchgeführt werden, ist nicht auszuschließen, dass es zu Schäden auf den überströmbaren Dammbereichen kommt. Diese sind in Hinblick auf die große Sicherheitsrelevanz dieses Bauteils umgehend zu beheben. Die Art und Weise einer Sanierung hängt in erster Linie vom Ausführungstyp des überströmbaren Dammbereichs ab und können sich dadurch erheblich unterscheiden.

Für bestehende ältere Anlagen stellt sich oft die Frage, ob im Zuge einer ohnehin durchzuführenden Sicherheitsanpassung ein Damm mit überströmbaren Dammbereichen ausgeführt werden soll, um so die Kapazität der Hochwasserentlastungsanlage zu erhöhen. Eine derartige Ertüchtigung eines bestehenden Dammes ist prinzipiell immer möglich. Den folgenden Unterkapiteln kann entnommen werden, was dabei zu beachten ist.

4.1. Deckwerkssysteme

Im Gegensatz zu Deckwerken, die als Steinschüttung oder mit Geogittermatratzen ausgeführt werden, ist beim Deckwerk aus Steinsatz eine Begrünung im Regelfall nicht erforderlich. Besondere Unterhaltungsmaßnahmen sind somit, abgesehen von der Entfernung von zu starkem Bewuchs in den Fugen, nicht erforderlich. Bei Steinschüttungen und Geogittermatratzen hingegen ist meistens eine Begrünung erforderlich, um einerseits das Deckwerk vor Witterungseinflüssen zu schützen und um andererseits landschaftsgestalterische Vorgaben zu erfüllen. Der Schutz vor Vandalismus ist ein weiterer Grund, warum eine Begrünung bei diesen Deckwerken sinnvoll ist. Wie bereits in Kapitel 3.2.1. erläutert ist es von Vorteil, für die Begrünung eine relativ starke Oberbodenschicht mit tiefwurzelnden Grassorten zu verwenden. Einer Beweidung der Grasfläche steht somit generell nichts im Wege. Wie bei allen überströmbaren Dammbereichen ist ein Bewuchs mit Büschen und Bäumen zu verhindern. Zudem sollten Maßnamen gegen übermäßigen Wühltierbefall ergriffen werden, denn diese könnten in zu großer Anzahl die Geotextilien und Geogitter beschädigen.

Schäden am Deckwerk aus Steinsatz, wie z. B. das Auswaschen der Fugen zwischen den Steinen, können verhältnismäßig schnell erkannt und auch unproblematisch behoben werden. Ein wenig aufwändiger ist dies bei den Steinschüttungen und den Geogittermatratzen. Hier muss, sofern die Schadenstelle bekannt ist, lokal der Oberboden abgetragen und anschließend das Deckwerk ausgebessert werden. Sowohl bei der Filterkiesschicht, der Deckwerksschicht selbst, den Geotextilien (durch einfache Überlappung) als auch bei den Geogittern (Flicken einer Schadensstelle) ist dies auf begrenztem Raum in verhältnismäßig kurzer Zeit möglich. Großflächige Ausbesserungsarbeiten sollten auf jeden Fall in eine regenarme Zeit gelegt werden, um so das Risiko eines Anspringens der Hochwasserentlastungsanlage zu verringern.

Die Ertüchtigung bestehender Dämme ist generell machbar. Wird ein Damm erhöht, so ist unter Umständen lediglich die Filterkiesschicht und anschließend das Deckwerk auf den bereits bestehenden Damm aufzubringen. Wird der Damm nicht oder nur geringfügig erhöht, so muss an der Stelle des überströmbaren Dammbereichs eine Schicht des bestehenden Dammes abgetragen werden, um dort anschließend das Deckwerk aufzutragen. Sinnvollerweise sollte dies vom Dammfuß aus sukzessive nach oben erfolgen, um die Höhe der Dammkrone nicht absenken zu müssen und um somit das Überströmrisiko während den Bauarbeiten zu verringern.

4.2. Bodenverfestigung

Zur Unterhaltung und Pflege sind Dämme, die aus einer Bodenverfestigung hergestellt sind, ohne Probleme mit kleineren Mähfahrzeugen befahrbar. Um eine dichte Grasdecke zu erreichen, empfiehlt sich häufige Mahd. Aufkommende Gehölze sind auf überströmbaren Böschungen in jedem Fall zu entfernen. Wegen der geringen Dicke der auf den stabilisierten Dammkörper aufgetragenen Oberbodenschicht kann die Beweidung z. B. mit Schafen zu Schädigungen der Grasnarbe führen und sollte aus diesem Grund vermieden werden. Schäden am Dammkörper durch Wühltiere sind bei den großen Festigkeiten der Bodenstabilisierung nicht zu erwaren. Weitere, für die Bauweise spezifische Unterhaltungsmaßnahmen sind, abgesehen von der regelmäßigen Überwachung des Bauwerks, im Allgemeinen nicht erforderlich.

Nach einer erfolgten Überströmung ist ggf. die abgetragene Vegetationsschicht wieder herzustellen. Sollten auch am stabilisierten Dammkörper Schäden durch Erosionserscheinungen feststellbar sein, so können diese Bereiche durch den Einbau eines geeigneten Boden-Bindemittelgemischs entsprechend der ursprünglichen Herstellung nach den Regeln des Erdbaus repariert werden. Aufgelockerte Zonen sind dabei vorher sorgfältig und großflächig zu entfernen. Auf eine gute Verzahnung der neu eingebauten Bereiche mit dem bestehenden Dammkörper ist zu achten.

Ähnliches gilt, wenn im Zuge einer Sicherheitsanpassung ein bestehender Damm mit einer zusätzlichen Hochwasserentlastungsanlage in Form einer überströmbaren Dammstrecke aus einer Bodenstabilisierung versehen werden soll. Die stabilisierte Schicht muss ausreichend dick (mindestens 1 Meter) gewählt werden (siehe auch Querschnittsskizzen in Kapitel 3.2).

5. Zusammenfassung

Die in den vergangenen 3 Jahren (BWC 20004 und BWT 22005) gesammelten Erkenntnisse zur Ausführung von überströmbaren Dammabschnitten sind für die Praxis im dezentralen Hochwasserschutz bei der Planung von Hochwasserrückhaltebecken ungemein wichtige Bausteine für die Realisierung von Hochwasserrückhaltebecken. Dabei wurde es erreicht ein Maximum an Sicherheit der Stauanlagen mit landschaftsgestalterisch zufriedenstellenden Lösungen zu verschmelzen. Die in diesem und dem vorangegangenen Abschlussbericht vorgestellten Bemessungsverfahren und Eignungstests werden demnächst gekürzt für eine praxisbezogene Anwendung in einem LfU-Leitfaden veröffentlicht.

Für die Deckwerke aus Steinschüttungen und Geogittermatratzen konnten mit Hilfe von großskaligen Modellversuchen Bemessungskonzepte erstellt werden, die eine sichere Ausführung von überströmbaren Dammbereichen erlauben. Dabei wurden Böschungen mit Neigungen bis zu 1:3 berücksichtigt. Zudem wurden Hinweise für die konstruktive Ausführung derartiger überströmbarer Dammbereiche gegeben, angefangen vom Dammfuß bis zur Dammkrone.

Die ökologische Durchgängigkeit ist ein immer stärker in den Vordergrund rückender Aspekt bei der Planung von Hochwasserrückhaltebecken. Welche Bauweisen zur Erzielung einer solchen gewässerökologischen Durchgängigkeit geeignet sind, wurde dargestellt. Ein weiterer wichtiger Aspekt bei der Frage nach der ökologischen Durchgängigkeit ist die Betriebsweise eines Hochwasserrückhaltebeckens im Hochwasserfall. Auch der Feststoffhaushalt vor, während und nach einem Hochwasser spielt eine entscheidende Rolle für die Durchgängigkeit. Diese Fragestellungen sollen, aufbauend auf den in diesem Projekt gewonnenen Erkenntnissen, in einem neu beantragten BWPLUS-Projekt untersucht werden.

Für die Unterhaltung, Sanierung und Ertüchtigung von bestehenden Dämmen konnten wertvolle Hinweise gegeben werden. Diese können dazu beitragen, dass die ohnehin lange Lebensdauer derartiger Bauwerke weiter erhöht wird.

Die Stabilisierung mit Bindemitteln stellt ein seit vielen Jahren im Grund- und Straßenbau mit Erfolg eingesetztes Verfahren zur Ertüchtigung von Böden dar, die im Allgemeinen aufgrund ihrer natürlichen Eigenschaften ohne diese Behandlung als Baustoff für den Erdbau ungeeignet wären. Für den Einsatz des Verfahrens in den genannten Aufgabengebieten liegen vielfältige Erfahrungen sowohl auf theoretischer Basis, als auch im Hinblick auf die praktische Herstellung einer Bodenstabilisierung vor. Die dabei verwendeten Maschinen sind in den letzten Jahren immer weiterentwickelt worden und ermöglichen inzwischen auch bei für eine derartige Behandlung schwierigeren Böden ein optimales Ergebnis.

Durch die im Rahmen der Forschungsprojekte BWC 20004 und BWT 22005 experimentell gewonnenen Erkenntnisse, deren grundsätzliche Aussagen sich gut mit den in der einschlägigen bodenmechanischen Fachliteratur gefundenen decken, konnte die prinzipielle Eignung des Verfahrens der Bodenstabilisierung für die Herstellung von kleineren überströmbaren Dämmen nachgewiesen werden. Auf Basis dieser Erkenntnisse werden Eignungsuntersuchungen vorgeschlagen, die im Hinblick auf die Bemessung die Nachweise unter dem Ansatz hydrodynamischer Belastungen, wie sie für Deckwerkstypen in Lockerbauweise charakteristisch sind, ersetzen. Ergebnisse der Eignungsuntersuchungen sind im Einzelfall die Auswahl einer geeigneten Bindemittelart, der für die Frost- und für die Erosionsbeständigkeit erforderlichen Bindemittelmenge und der ggf. erforderlichen Wasserzugabemenge. Besonders sorgfältig ist bei der Planung und bei der Ausführung konstruktiver Details an der Dammkrone, dem Dammfuß und beim Anschluss massiver Einbauten vorzugehen, da hier immer Schwachstellen drohen. Nicht zuletzt auch hinsichtlich landschaftsgestalterischer Aspekte, der einfachen Unterhaltung und der Sanierungsmöglichkeiten ist die Bauweise positiv zu bewerten.

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

BERNHART, H.-H.; BIEBERSTEIN, A; BRAUNS, J.; QUEISSER, J. (2002): „Neue naturnahe Bauwiesen für überströmbare Dämme“. Zwischenbericht zum BWPLUS-Projekt, 2002

BOLLRICH, G. (2000): „Technische Hydromechanik 1“. 5. Auflage, Verlag Bauwesen, Berlin, ISBN 3-345-00744-4

BOSSHARD, M. (1991): „Überflutbarkeit kleiner Dämme“. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

BRAUNS, J. (1986): in LARSEN, P. ET AL. (1986)

BRAUNS, J.; BIEBERSTEIN, A.; BERNHART, H.-H. (1999): „Überströmbare Dämme“. Studie im Auftrag der LfU Baden-Württemberg, Universität Karlsruhe (TH)

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

BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (Hrsg.) (1998): „Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)“. im Eigenverlag, Karlsruhe

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

CHOW, V. T. (1959): „Open channel hydraulics“. McGraw-Hill book company Inc., New York Toronto London

DIN 1054 – V100 (1996): „Zulässige Belastung des Baugrunds – Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten“

DVWK (1986): „Flussdeiche“. DVWK Merkblatt 210/1986, Verlag Paul Parey, Hamburg

DVWK (1991): „Hochwasserrückhaltebecken“. DVWK Merkblatt 202/1991, 2. erw. Auflage Verlag Paul Parey, Hamburg

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

HIRT, R. (1969): „Experimentelle Untersuchungen zur Bodenstabilisierung mit Kalk, insbesondere für deren Anwendung im Wald- und Güterstraßenbau“. Dissertationsschrift Nr. 4312 der ETH Zürich

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

KNIESS, H. (1977): „Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau, Teil 1: Lose Steinschüttungen.“ in: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 42, Karlsruhe

KUTZNER, C. (1996): „Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen“. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart

LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN WÜRTTEMBERG (Hrsg.) (1997): „Dammscharten in Lockerbauweise“. Karlsruhe

LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (Hrsg.) (2003): „Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flussdeiche“. Fachtagung zum BW-PLUS Forschungstransfer, Beitragsband (unveröffentlicht)

LARSEN, P. ET AL. (1986): „Überströmbare Dämme – Hochwasserentlastung über Dammscharten“. Institut für Wasserbau und Kulturtechnik/Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe (unveröffentlicht)

MARTINS, R. (1991): „Rockfill spillway: A way of increasing flood discharge capacity.“ Proceedings of the international conference on water power and dam construction, Florence

MEIHORST, W. (1963): „Über die Stabilisierung bindiger Böden mit Kalk“. Dissertationsschrift der Technischen Hochschule Hannover, Fakultät Bauwesen

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

RATHGEB, A. (2001): „Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen“. Dissertation, Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart

SALDEN, D.; SIEBEL, R.; WESTRICH, B.; ZWESCHPER, B. (2002): „Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme“. Zwischenbericht zum BWPLUS-Projekt, 2002

SCHEUERLEIN, H. (1968): „Der Rauhgerinneabfluss“ Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Universität München, Oskar von Miller Institut, Bericht Nr. 14

SCHRÖDER, R. C. M. (1994): „Technische Hydraulik – Kompendium für den Wasserbau“. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, ISBN 3-540-57990-7

SIEBEL, R.; WESTRICH, B.; 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

SIEBEL, R.; VERMEER, P.A.; WESTRICH, B.; ZWESCHPER, B. (2003): „Neue Naturnahe Bauwiesen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrdämmen“. Schlussbericht zum BWPLUS-Projekt, 2003

SIEBEL, R.; WESTRICH, B.; ZWESCHPER, B. (2003): „Überströmbare Erddämme und Deiche – Erosionssichere Deckwerke, Bodenverfestigung, Bemessungsgrundlagen“. In: Hermann, R. A.; Jensen, J. (Hrsg.): „Notsicherung von Dämmen und Deichen – Handbuch für Theorie und Praxis“, Universitätsverlag Siegen – universi 2003, ISBN 3-936533-09-1

SMOLTCZYK, U. (1984): „Geotechnische Empfehlungen für den Entwurf und den Bau neuer Hochwasserrückhaltebecken [...]“. Universität Stuttgart, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, interner Bericht

U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR – BUREAU OF RECLAMATION (1987): „Design of small dams“. Third edition, U.S. Government Printing Office, Denver, Colorado

VISCHER, D.; HAGER, W. H. (1992): „Hochwasserrückhaltebecken“. vdf Verlag der Fachvereine, Zürich

WESTRICH, B. (1994): „Flusshydraulik und Feststofftransport“. Vorlesungsumdruck, Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart

WESTRICH, B.; RATHGEB, A. (2002): „Hydrodynamische und geotechnische Bemessungsansätze für Hochwasserschutzdämme und -deiche“. Tagungsband 12. Donau-Europäische Konferenz, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Passau, 2002, S. 201 – 206

WESTRICH, B.; RATHGEB, A.; SALDEN, D. (1997): „Bemessungsgrundlagen für Dammscharten zur Hochwasserentlastung an Rückhaltebecken“. in: Wasserwirtschaft 87, Heft 4. S. 200-204

WESTRICH, B.; RATHGEB, A. (1998): „Hydrodynamic loading and stability of rockfill spillways“. Congress of the International Commission on Large Dams (ICOLD). Barcelona/ Spanien, Proceedings Vol. 2, pp. 1171-1178