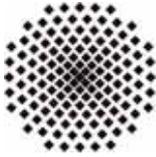




**Landesanstalt für Umweltschutz
Baden-Württemberg**



Universität Stuttgart

Institut für Wasserbau
Institut für Geotechnik



Universität Karlsruhe

Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik
Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik



**FACHHOCHSCHULE HOCHSCHULE FÜR
STUTTART TECHNIK**

UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

**BW-PLUS Forschungstransfer
Informationsveranstaltung**

**ÜBERSTRÖMBARE DÄMME,
DAMMSCHARTEN UND
FLUSSDEICHE**

**Beitragsband zur Fachtagung am 11. November 2003 an der
Fachhochschule für Technik in Stuttgart**

IMPRESSUM

Beitragsband zur Fachtagung „Überström-
bare Dämme, Dammscharten und Fluss-
deiche“ am 11. November 2003 an der
Fachhochschule für Technik in Stuttgart

Herausgeber:

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-
Württemberg

Bearbeitung:

Dipl.-Ing. Rüdiger Siebel
(Universität Stuttgart, Institut für Wasserbau)

Druck:

Sprint-Digital-Druck GmbH, Stuttgart

Stuttgart, Oktober 2003

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
Vorworte	
Grußworte	4
Ziele der Informationsveranstaltung – LfU-Leitfäden: Idee, Konzept, Entstehung und Anwendung	5
Fachbeiträge	
Neue naturnahe Bauweisen für teilüberströmbare Dämme (Dammscharten) <i>Prof. Dr.-Ing. habil. Bernhard Westrich</i>	7
Bemessung und Konstruktion für Steinwurf, Steinsatz und Geogittermatratzen <i>Dipl.-Ing. Rüdiger Siebel</i>	14
Überströmbare Erddämme durch Bodenstabilisierung <i>Dipl.-Ing. Bernd Zweschper</i>	24
Landschaftsverträgliche Bauweisen für den Hochwasserschutz <i>Prof. Dr.-Ing. habil. Hans Helmut Bernhart</i>	32
Mastix-Schotter-Deckwerk für überströmbare Dämme und Deiche <i>Dr.-Ing. Andreas Bieberstein</i>	41
Verbundbauweisen <i>Dipl.-Ing. Jan Queißer</i>	49
Deckwerksausführung in Mastix-Schotter oder Lockerbauweise – Eine Gegenüberstellung am Beispiel des HRB Frankenbach im Leintal <i>Dr.-Ing. Michael Rosport</i>	57
Mastix-Schotter Deckwerk beim HRB Mönchzell am Lobbach <i>Dipl.-Ing. Karsten Schmidt</i>	62
Bodenverfestigung – Planung mit Kostenanalyse für das Neipperger Bächle <i>Dipl.-Ing. Erhard Winkler</i>	70
Problemfall Setzungen am Beispiel HRB Raußmühle, Elsenz <i>Dipl.-Ing. Lothar Knödl TB</i>	74
Energieumwandlung bei steilen Deckwerken – Untersuchung HRB Halden, Brettach <i>Dipl.-Ing. Peter Sackmann RBM</i>	86
Anschriften der Referenten	92

GRUSSWORTE

Die Ergebnisse der BW-PLUS Forschungsvorhaben „Überströmbare Dämme/Dammscharten – landschaftsverträgliche Bauweisen für den Hochwasserschutz“ der Universitäten Stuttgart und Karlsruhe liegen nun vor. An den Forschungsvorhaben waren jeweils die Institute für Wasserbau und die Institute für Geotechnik beider Universitäten beteiligt.

Ein wichtiges Ziel der BW-PLUS-Forschung ist die Praxisnähe und die Umsetzung der Ergebnisse.

Hochwasserrückhaltebecken dienen zum Zwischenspeichern von Hochwasserwellen und bewirken damit eine zeitliche Reduktion der Hochwasserabflüsse nach unterstrom. Absperrbauwerke quer zum Tal werden überwiegend als Erddämme ausgebildet. Um ein Überströmen bei außergewöhnlichen Hochwasserereignissen zu verhindern, wird als Notüberlauf eine so genannte Hochwasserentlastungsanlage angeordnet und der Damm um ein Freibord über das außergewöhnliche Stauziel erhöht. Der Freibord beträgt je nach Situation zwischen 1 m und 3 m. Beim Forschungsvorhaben wurden Systeme mit hydraulisch überlastbaren Dämmen/Hochwasserentlastungsanlagen entwickelt. Dies ist besonders bei kleinen Einzugsgebieten wichtig, da hier die Bemessungsabflüsse oft hydrologisch nicht sicher bestimmt werden können. Bei Dämmen, welche auf der gesamten Breite voll überströmbare ausgebildet werden, entfällt zudem der Freibord, wodurch eine landschaftsverträglichere niedrigere Dammgestaltung möglich wird.

Die Forschungsvorhaben wurden durch eine projektbegleitende Arbeitsgruppe (AG) "Forschungsvorhaben Überströmbare Dämme" unter Federführung der LfU, Referat 41 betreut. In der landesweiten AG waren die Wasserwirtschaftsverwaltung (Ministerium für Umwelt und Verkehr, Regierungspräsidien und Gewässerdirektionen) sowie Ingenieurbüros und ein Hochwasserschutz-Zweckverband vertreten, um bereits in frühen Bearbeitungsphasen den Praxisbezug zu gewährleisten.

Die Forschungsergebnisse sind für planende Ingenieurbüros sowie Betreiber von Hochwasserrückhaltebecken und die Fachverwaltung wichtig. Die heutige Veranstaltung dient zur Information. Die Forschungsergebnisse werden unter Berücksichtigung der heutigen Diskussionsbeiträge in einem LfU Leitfaden veröffentlicht. Die Praxisnähe der Forschungsvorhaben zeigt sich darin, dass die neuartigen Bauweisen bereits Ende 2003 bei Bauplanungen von Hochwasserrückhaltebecken berücksichtigt wurden. Die Kostenanalysen haben gezeigt, dass die Realisierung der Forschungsergebnisse auch ökonomisch ist.

Für den zukünftigen Hochwasserschutz durch Hochwasserrückhaltebecken, insbesondere bei dezentralen Hochwasserschutzkonzepten mit kleinen Becken, wurden durch die Forschungsvorhaben konstruktive Lösungsvarianten entwickelt, welche kostengünstige und landschaftsverträgliche Bauwerke ermöglichen.



Margareta Barth

Präsidentin der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg

ZIELE DER INFORMATIONSVERANSTALTUNG

LfU-Leitfäden: Idee, Konzept, Entstehung und Anwendung

Die LfU hat u. a. den Auftrag, die Fachbehörden des Landes in technischen Fragen des Umweltschutzes zu beraten und zu unterstützen. Gleichzeitig hält sie auch Verbindung zu Wissenschaft und Forschung sowie zu den Umweltbehörden und versteht sich dabei als Mittler zwischen Wissenschaft und Praxis.

Im Jahr 1990 wurde bei der LfU das Sachgebiet „Wasserbau und Gewässerentwicklung“ eingerichtet – als Nachfolgeeinheit des „Technischen Büros“, das bis dahin über Jahrzehnte zentrale Fachdienstaufgaben für die Wasserwirtschaftsverwaltung auf dem Gebiet des Wasserbaus wahrgenommen hatte. Eine Schwerpunktaufgabe ist das Sammeln, Aufbereiten, Dokumentieren und Fortschreiben von Grundlagen und Arbeitshilfen („Leitfäden“) für den „Naturnahen Wasserbau“ und die „Gewässerentwicklung“ entsprechend dem durch die Landesregierung 1989 festgelegten „Gesamtkonzept Naturschutz und Landschaftspflege“.

Die naturnahe Entwicklung der Gewässer und Auen ist eine Schwerpunktaufgabe der Umweltpolitik des Landes. Gleichzeitig steht die Forderung nach sicherem Schutz vor Hochwasserereignissen. Er ist durch die naturnahe Entwicklung der Gewässer allein nicht zu erreichen.

Deshalb sind Hochwasserrückhaltebecken nach wie vor ein unverzichtbares Glied in der Hochwasserschutzstrategie des Landes als technische Hochwasserschutzmaßnahme, da die Dichte der Besiedlung und der Mangel an Überschwemmungsgebieten oft andere Schutzmaßnahmen nicht gestatten. In Baden-Württemberg sind derzeit über 400 größere Hochwasserrückhaltebecken (Dammhöhe größer 5 m oder Stauvolumen über 100.000 m³) in Betrieb. Im Jahre 1987 wurde eine landesweite Überprüfung bezüglich der Sicherheit dieser Anlagen durchgeführt. Es wurden Regelungen für z. T. erforderliche Ertüchtigungen getroffen. Das wichtigste Sicherungsglied eines Hochwasserrückhaltebeckens ist die Hochwasserentlastungsanlage. Sie hat die Aufgabe, bei außergewöhnlichen Hochwasserereignissen ein unkontrolliertes Überströmen des Dammes (Dammbruch!) zu verhindern.

Seit 1986 werden im Auftrag der Wasserwirtschaftsverwaltung des Landes Baden-Württemberg zahlreiche Grundsatzuntersuchungen zu den neuartigen Hochwasserentlastungstypen „Dammscharten“ und „überströmbare Dämme“ durchgeführt, da diese Anlagentypen landschaftsverträglicher als herkömmliche massive Kunstbauwerke sind. Zudem sind sie oft hydraulisch überlastbar und verklausungssicherer! Leider existieren diesbezüglich noch keine Normen, Regelwerke oder Richtlinien. Wegen der Vielzahl der zu sanierenden Anlagen und der Vielzahl der vorgesehenen neuen Anlagen hat das Land Baden-Württemberg daher für die neuen Anlagentypen Bemessungsgrundlagen erarbeiten lassen.

Im Jahr 1997 erschien der LfU-Leitfaden „Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken“. Im Vorwort zu diesem Leitfaden steht unter Zielsetzung:

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

Im Zuge des „dezentralen Hochwasserschutzes“ werden in den letzten Jahren zunehmend eine Vielzahl von Hochwasserrückhaltebecken mit geringen Dammhöhen (oft kleiner 5 m) vorgesehen, bei denen die Hochwasserentlastung über die gesamte Dammbreite erfolgen soll, um durch Wegfall des Freibordes die Dämme niedriger gestalten zu können. Hierzu wurden in den letzten Jahren, insbesondere durch das BW-PLUS-Forschungsvorhaben neue Lösungsansätze entwickelt, über die heute erstmals öffentlich berichtet wird.

Im Rahmen der Fachveranstaltung soll der Wissensstand vorgetragen und diskutiert werden.

Die Forschungsergebnisse, die seitherigen Anwendungserfahrungen sowie die Diskussionsbeiträge werden in einem neuen Leitfaden „Dammscharten/überströmbare Dämme“ veröffentlicht. Zudem ist eine „Einführungsschulung“ vorgesehen.



Heinz Daucher

LBD der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Referat 41

NEUE NATURNAHE BAUWEISEN FÜR TEILÜBERSTRÖMBARE DÄMME (DAMMSCHARTEN)

Verfasser:

Prof. Dr.-Ing. habil. Bernhard Westrich, Universität Stuttgart – Institut für Wasserbau, Stuttgart

1. Veranlassung

In den zurückliegenden Jahren haben sich auch im Hochwasserschutz in zunehmendem Maße Bestrebungen durchgesetzt, bauliche Schutzmaßnahmen umweltfreundlich und im Hinblick auf das Landschaftsbild ästhetisch zu gestalten. Mit diesen Zielvorstellungen ist die Forderung nach einem dezentralen Hochwasserschutzkonzept verbunden, wobei die optimale Ausnützung naturräumlich vorgegebener Retentionsräume in Kombination mit kleinen Absperrdämmen angestrebt wurde. Für entsprechend kleine Einzugsgebiete wurde daher der Bau von kleinen Hochwasserrückhaltebecken mit Dammhöhen unter ca. 10 m stark favorisiert. Da in kleinen Einzugsgebieten und bei den genannten Dammhöhen vergleichsweise geringe Fließgeschwindigkeiten im Bereich einer Hochwasserentlastungsanlage auftreten, wurde die Möglichkeit einer Hochwasserentlastung über den Dammkörper in Erwägung gezogen. Da insbesondere in flacheren Talauen das Verhältnis von Länge zu Höhe des Absperrdammes im Hinblick auf die spezifische hydraulische Belastung beim Bemessungshochwasser HQ_{1000} relativ günstig ist, kann die hydraulische Belastung des Absperrbauwerkes bzw. der zu befestigenden Entlastungsstrecke entsprechend niedrig gehalten werden, so dass eine konstruktive Sicherung gegen die Erosionskraft des schießend abgeführten Hochwasserabflusses vorgenommen werden kann. Unter diesen Vorgaben wurde im zurückliegenden Jahrzehnt eine Großzahl kleinerer Hochwasserrückhaltebecken geplant und ausgeführt, wobei zur Hochwasserentlastung der Absperrdamm (Dammscharte) teilweise (Abb. 1) oder vollständig überströmbare gestaltet wurde.



Abb. 1.: Dammscharte am HRB Bödighheim-Gewesterbach bei Seckach, Neigung 1:5, $BHq = 410 \text{ l/sm}$

2. Charakteristik überströmbarer Absperrdämme

Die Gestaltungsvielfalt bei überströmbaren Erddämmen ist groß, sie ermöglicht beispielsweise eine Variation der Länge des überströmbar Bereiches sowie der luftseitigen Dammböschung. Mit zunehmender Überströmlänge und flacher werdender Böschungsneigung nimmt die hydraulische Belastung ab, so dass stets eine ausreichende Erosionssicherheit der Überlaufstrecke gewährleistet werden kann. Bei besonders langen Überlaufstrecken macht sich auch der Wegfall des Freibords, der einen beachtlichen Anteil aus der Gesamthöhe des Dammes in Anspruch nehmen kann, bemerkbar: Die Kubatur des Absperrbauwerkes verringert sich, das Absperrbauwerk wird optisch unauffälliger und die Behinderung von Kaltluftströmungen im Taltiefsten wird reduziert.

Überströmbare Dämme sind hydraulisch überlastbar, was Vorteile im Hinblick auf die Größe des Freibords hat. Hierbei ist jedoch zu bemerken, dass die durch den gewöhnlichen und außergewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum gegebene Retentionswirkung mit zunehmender Überströmlänge zurückgeht, so dass die Hochwasserspitze bezüglich der hydraulischen Belastung des überströmbar Damnteiles nur wenig abgemindert wird. Da sich die spezifische Belastung von Hochwasserentlastungsanlagen an überströmbar Dämmen meist unterhalb $0,5 \text{ m}^3/\text{ms}$, jedoch stets unterhalb $1,0 \text{ m}^3/\text{ms}$ bewegt, liegen entsprechend kleine Überströmhöhen von nur wenigen Dezimetern vor, so dass eine gewisse Verlegungsgefahr durch angeschwemmtes Treibgut nicht ausgeschlossen werden kann. Dies führt zur stärkeren hydraulischen Belastung des nicht verlegten Überlaufabschnittes, was bei der Bemessung der Überlaufstrecke in angemessener Weise berücksichtigt werden muss. Bei größeren Überlaufhöhen verringert sich zwar die Gefahr der Verlegung im Bereich des Überlaufs, jedoch ist eine stoßartige Belastung des Deckwerkes durch mitgeführtes Treibgut im Extremfall nicht auszuschließen. Bei der Wahl des Deckwerktyps und der Bemessung des Deckwerkes sind derartige Belastungen mit einzukalkulieren und durch entsprechende Sicherheitszuschläge abzudecken.

Da bei vollständig überströmbar Absperrdämmen die Frage nach dem Freibord gegenstandslos ist, muss im Sinne des Entwurfs der neuen DIN 19700 Teil 12 insbesondere für den Hochwasserbemessungsfall BHQ2 (Jährlichkeit T ca. 5.000-10.000) die BHQ2 Standicherheit des Absperrbauwerkes nachgewiesen werden, wobei gewisse Schäden in Kauf genommen werden können.

3. Integriertes Konzept für Hochwasserrückhaltebecken

Einige wesentliche Anforderungen an Planung, Bau und Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken, die zu einem integrierten Hochwasserschutzkonzept gehören, sind in Abb. 2 skizziert. Da es sich um Schutzbauwerke handelt, hat die Sicherheit der Anlage oberste Priorität, so dass sie konventionellen Bauwerken in massiver Bauweise in keiner Weise nachstehen darf. Die Anlage muss eine vorgegebene Hochwasserschutzwirkung aufweisen und darüber hinaus auch Extremereignisse, ausgedrückt durch eine Belastung mit dem Bemessungshochwasser BHQ2, ohne größeren Schaden oder gar Versagen überstehen. Die umweltfreundliche Gestaltung des Bauwerkes ist eng verbunden mit der Forderung nach einer gewässerökologischen Durchgängigkeit, die jedoch meist nur bei Trockenbecken durch die Gestaltung der Durchlassbauwerke inkl. Verschlüsse und Unterhaltung des sog. Ökogerinnes, einigermaßen gewährleistet werden kann. Nicht zuletzt spielen bei jedem Projekt die Baukosten sowie die laufenden Unterhaltungskosten im Vergleich zu anderen Bauweisen eine entscheidende Rolle. Bei der Bewertung alternativer Lösungen für die Gesamtanlage (Absperrdamm, Hochwasserentlastung, Betriebseinrich-

tungen) bzw. für die Hochwasserentlastungsanlage allein ist beim Vergleich von massiver Bauweise mit Lockerbauweise stets das Problem der Bewertung des ästhetischen Eindrucks bei der naturnahen Bauweise gegeben. Die hier beschriebenen neuen naturnahen Bauweisen sind nicht nur für Neubauprojekte interessant, sondern auch für die sicherheitstechnische Nachrüstung bestehender Hochwasserentlastungsanlagen. Bezüglich der Sanierungs- und Reparaturmöglichkeiten nach entsprechend langen Betriebsjahren liegen noch unzureichende Erfahrungen vor.

Hochwasserrückhaltebecken Anforderungen an Planung, Bau und Betrieb

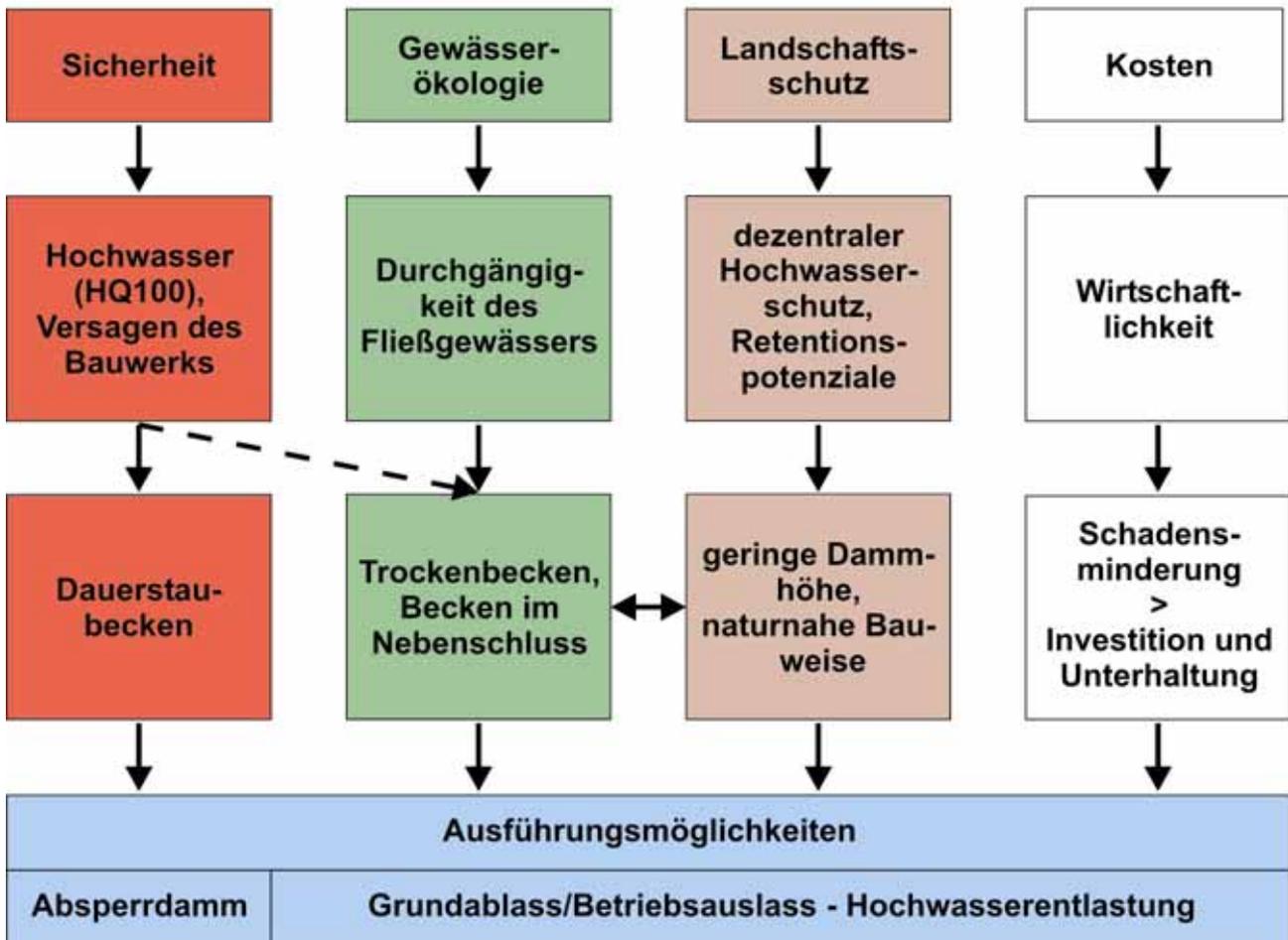


Abb. 2: Elemente eines integrierten Gesamtkonzepts

4. Bemessungskonzept

4.1. Hydrodynamische Belastung und Belastbarkeit

Im Hinblick auf die hydraulische und geotechnische Bemessung der Hochwasserentlastungsanlagen ist bei den hier untersuchten naturnahen Bauweisen ein grundlegender Unterschied gegenüber konventionellen Massivbauweisen vorhanden. Abgesehen von hydrodynamischen Belastungen von Bauwerksteilen und beweglichen Verschlüssen sowie von extremen Unterdrücken, die zu Kavitationsschäden führen – die ohnedies nur bei Hoch-

druckanlagen auftreten – sind Wasserdrücke und Fließgeschwindigkeiten bei nahezu allen Talsperren und Rückhaltebecken in Deutschland keine maßgebenden Belastungs- bzw. Bemessungsgrößen für Massivbauwerke. Dies gilt insbesondere bei Anlagen mit durchgehendem Freispiegelabfluss und großenteils auch für Anlagen mit Druckabflussverhältnissen. Bei Massivbauwerken steht daher die Abflusstiefe bzw. die Abflussleistung der Hochwasserentlastungsanlage im Vordergrund der Bemessung. Vereinfacht kann daher die hydraulische Sicherheit der Anlage ausgedrückt werden durch das Verhältnis von potentieller Abflussleistung zur erforderlichen Abflussleistung (Hochwasserbemessungsabfluss BHQ1 bzw. BHQ2) im wesentlichen durch den Sicherheitsfaktor ausgedrückt.

$$\eta = \frac{\text{potentielle Abflussleistung}}{\text{Hochwasserbemessungsabfluss}}$$

Die Bemessung besteht damit letztlich in der Wahl ausreichend großer Abflussquerschnitte mit entsprechender Abflussreserve.

Im Gegensatz hierzu ist bei überströmbaren Erddämmen die Erosionskraft des hochturbulenten schießenden Abflusses im Vergleich zum Erosionswiderstand des Absperrbauwerks bzw. des Deckwerkes für die Sicherheit maßgebend. Der Sicherheitsfaktor kann daher ausgedrückt werden durch ein Kräfteverhältnis in Form von

$$\eta = \frac{\text{Belastbarkeit}}{\text{Belastung bei Hochwasserbemessungsabfluss}}$$

Die Bestimmung von hydrodynamischen Kräften ist insbesondere bei Deckwerkskonstruktionen (Steinsatz, Steinschüttung, Geogittermatratzen mit Steinfüllungen) wegen des hochturbulenten schießenden Abflusses relativ schwierig, da zwischen Deckwerk (inkl. Unterbau) und Über-/Durchströmung eine starke hydrodynamische Wechselwirkung besteht.

Fließgeschwindigkeiten und Abflusstiefen sind daher bei rauen Deckwerken lokal großen Schwankungen unterworfen, die im Vergleich zu den Mittelwerten nicht vernachlässigt werden dürfen. Während die rechnerischen Ansätze nur die mittleren Abflussgrößen berücksichtigen, müssen bei der Quantifizierung der Strömungskräfte die turbulenten Fluktuationen der hydrodynamischen Kräfte – meist ausgedrückt durch einen Erhöhungsfaktor für die stationären Kräfte – berücksichtigt werden. Im Rahmen der bisherigen Arbeiten (RATHGEB 2001) konnte an einem repräsentativen Teststein gezeigt werden, dass die Effektivwerte der Druckschwankungen bis zu 40 % des mittleren Druckes betragen können. Aus den im Laborexperiment ermittelten Druckschwankungen wurden Kräfte auf den Einzelstein ermittelt und ein ingenieurmäßiger Ansatz gefunden, der die hydrodynamischen Strömungskräfte auf den Einzelstein in Abhängigkeit von der mittleren Fließgeschwindigkeit über dem Deckwerk zum Ausdruck bringt. Die auftretenden Strömungskräfte mit ihren tangentialen und vertikalen Komponenten, sind stets proportional zum Quadrat der Fließgeschwindigkeit und dem hydrodynamischen Kraftfaktor K_x bzw. K_y , der im wesentlichen eine Funktion der Steinform und der Packungsdichte darstellt. Wegen der unterschiedlichen Form und Größe der Steine sowohl beim Steinsatz wie auch bei der Steinschüttung ist sowohl die hydrodynamische Belastung als auch die Belastbarkeit der einzelnen Steine sehr unterschiedlich, so dass für die einzelnen Deckwerksteine bei einer bestimmten spezifischen Belastung unterschiedliche Stabilitäten gegeben sind. Die statistische Variationsbreite der hydrodynamischen Belastung (Strömungskräfte F) sowie der Belastbarkeit (Widerstandskräfte R) ist in Abb. 3 schematisch für zwei verschiedene spezifische Abflüsse dargestellt.

Belastung - Belastbarkeit - Bemessung

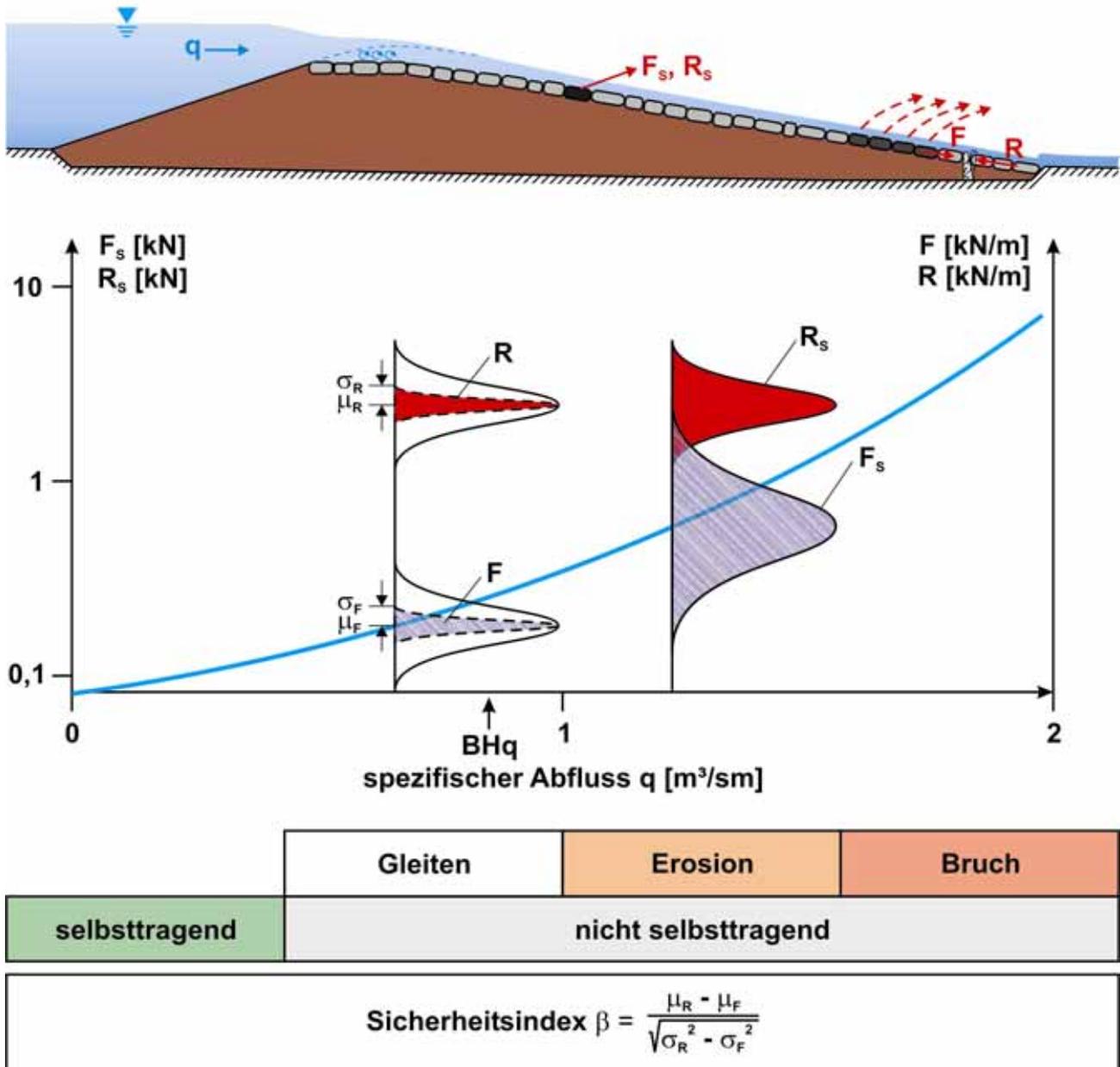


Abb. 3: Variabilität von Belastung und Belastbarkeit bei Deckwerken

4.2. Versagensfälle

Bei kleiner spezifischer Belastung wird nirgendwo die Stabilitätsgrenze überschritten, d.h. $F < R$. Mit steigendem spezifischen Abfluss kommt es jedoch zur Überlastung einzelner Deckwerkelemente, d.h. $F > R$. Dies ist gleichbedeutend mit der Erosion des Einzelsteins, die einen Versagensfall darstellt, der unbedingt vermieden werden muss. Die Erosionssicherheit des Einzelsteins muss stets als notwendige Bedingung für die Deckwerksstabilität eingehalten werden. Die Erosionsstabilität erhöht sich mit dem Verhältnis von Steindicke zu Steinbreite (d.h. Einbau „hochkant“). Im Gegensatz zum Steinsatz ist bei der Steinschüttung die oberste Steinlage stärker erosionsgefährdet, so dass sie in der Regel geringe Belastungen aufnehmen kann. Der Nachweis der Erosionssicherheit des Einzelsteins erfolgt meist auf der Basis naturähnlicher Modellversuche, deren Ergebnisse eine relativ große Streuung aufweisen.

Ein weiterer wichtiger Versagensmechanismus stellt das Abgleiten des gesamten Deckwerkes dar. Dies kann durch die Aktivierung ausreichend großer Reibungskräfte in den

potenziellen Gleitfugen zwischen Deckwerk und Unterbau bzw. Unterbau und Dammkörper vermieden werden. Derartige Konstruktionen werden als selbsttragende Deckwerke bezeichnet. Falls die haltenden Reibungskräfte nicht ausreichen, müssen zusätzliche Stützmaßnahmen in Form von Querriegeln oder Abschlussriegeln am Fuße des Deckwerkes vorgesehen werden. Auf der Basis der experimentellen Untersuchungen über die im Deckwerk wirkenden Schubkräfte konnten zuverlässige rechnerische Ansätze zur Bestimmung der Gleitsicherheit des Deckwerkes entwickelt werden, mit denen eine rechnerische Bestimmung der erforderlichen Haltekräfte möglich ist.

Bei übergroßen Schublängen kann es trotz Querriegel zum Ausbrechen des Deckwerkes kommen. Die Frage nach der maximal zulässigen Schublänge (Abstand zwischen einzelnen Querriegeln in Fließrichtung) ist jedoch noch nicht geklärt. Dieser Versagensfall ist rechnerisch noch nicht zu erfassen, so dass hier derzeit nur grobe Abschätzungen zur sicheren Seite hin gemacht werden können.

Die Stabilitätsuntersuchungen an Lockerdeckwerken haben gezeigt, dass selbsttragende Deckwerke nur bei schwacher spezifischer Belastung und relativ flachen Dammneigungen (flacher als ca. 1:6) wirtschaftlich sind. Bei größeren Neigungen ist die selbsttragende Wirkung nicht mehr gegeben, so dass Stützelemente erforderlich sind.

Steingefüllte Geogittermatratzen weisen ein anderes Tragwerks- bzw. Versagensverhalten auf. Hier muss lediglich die Gleitsicherheit beachtet werden, wofür eine ausreichende Rückverankerung im Absperrdamm nachgewiesen werden muss.

5. Konstruktive Ausführungen

Der konstruktive Aufbau der Deckwerke kann unterschiedlich ausgeführt werden, wobei jedoch wichtige Kriterien zur Gewährleistung der Funktionsfähigkeit und Stabilität beachtet werden müssen. Der vertikale Aufbau des Deckwerkes muss so gestaltet werden, dass keine Flächenkontakterosion zwischen Erdammkörper und darüber liegendem Unterbau und ebenso keine Erosion des Unterbaus selbst auftritt. Dies kann durch sehr konservative Einhaltung der bekannten Filderregeln gewährleistet werden. Beim Steinsatz können die einzelnen Elemente in wasserdurchlässigen frostsicheren Einkornbeton (Splittbeton) verlegt werden, um eine dauerhafte Fixierung der Steine und des Lückensystems sicher zu stellen. Im Hinblick auf die Gleitsicherheit des Deckwerkes ist die Aktivierung ausreichend großer Reibungskräfte besonders wichtig. Dies kann durch eine gute Verzahnung der Baustoffe in potentiellen Gleitfugen erreicht werden. Der Einsatz eines Filtervlies als Unterlage für den darüber liegenden gröberen Unterbau wird hierbei nicht sehr positiv bewertet.

Der Anschluss des Deckwerkes an starre Betonelemente, wie sie beispielsweise an der Überlaufkrone oder als Querriegel und Fußsicherung verwendet werden, muss mit ausgewählten Formsteinen erfolgen, so dass keine größeren Lücken entstehen, die zur lokalen Erosion führen können. Als Querriegel können Betonbalken oder aus Einzelementen aufgebaute Stützreihe verwendet werden. Durchgehende Querriegel können auch über rahmenartige Verbindungen auf die in jedem Falle erforderliche Fußsicherung abgestützt werden.

Der Hochwasserabfluss sollte durch die Rauheit des Deckwerkes soweit abgebremst werden, dass nur ein schwach schiessender Abfluss entsteht und in der Regel auf einen zusätzliche aufwendige Energieumwandlung am Fuße des Deckwerkes verzichtet werden kann.

6. Bodenverfestigung

Der Bodenverfestigungen mit speziellen Kalk- bzw. Zementzugaben liegt der Gedanke zugrunde, nicht nur die stark beanspruchten Oberschichten des Absperrdammes, sondern ggf. auch den gesamten Dammkörper aus widerstandsfähigem und dauerhaftem natürlichen Material aufzubauen (vgl. Abb. 4). Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass nicht die Erosion bei Überströmung im Hochwasserfall maßgebend ist, sondern die klimatischen Einwirkungen in Form von Frost- und Tauwechsel. Der hydrodynamische Stabilitätsnachweis erübrigt sich durch die Überprüfung der bodenmechanischen Kennparameter.

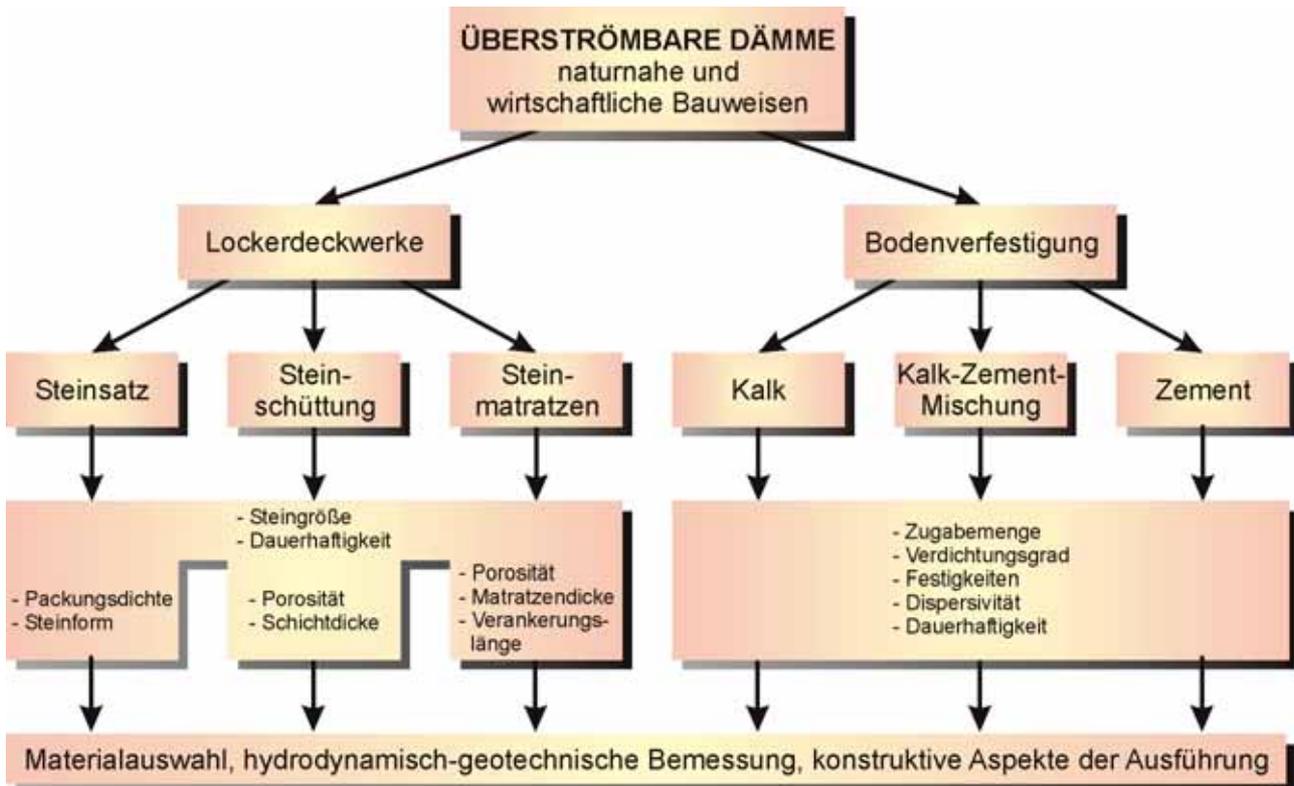


Abb. 4: Übersicht über Deckwerke und Bodenverfestigung

Bei der Bodenverfestigung muss im Hinblick auf die Gewährleistung der Erosionssicherheit eine Eignungsprüfung des zu verwendenden Erdmaterials durchgeführt werden. Entsprechend dem Ergebnis wird das geeignete Zugabemittel und das erforderliche Mischungsverhältnis festgelegt. Der Bauausführungen und Bauüberwachung kommt besondere Bedeutung zu, wobei durch regelmäßige Probenahme und entsprechende Labortests die Qualität des verfestigten Bodenmaterials sichergestellt werden muss. Die Überprüfung der Erosions- und Standsicherheit des Absperrdamms, dessen Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit erfolgt auf der Basis der bodenmechanischen Kennwerte.

Literatur

RATHGEB, A. (2001): „Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen“. Dissertation, Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart
 WESTRICH, B.; SIEBEL, R; ZWESCHPER, B. (2003): „Überströmbare Erddämme und Deiche – Erosionssichere Deckwerke, Bodenverfestigung, Bemessungsgrundlagen“. Beitrag zum Symposium „Notsicherung von Dämmen und Deichen“ am 7. Februar 2003 in Siegen

BEMESSUNG UND KONSTRUKTION FÜR STEINWURF, STEINSATZ UND GEOGITTERMATRATZEN

Verfasser:

Dipl.-Ing. Rüdiger Siebel, Universität Stuttgart – Institut für Wasserbau, Stuttgart

1. Einführung

Lockerdeckwerke bestehen im Gegensatz zu den kohärenten Deckwerken, bei denen die Deckwerkselemente auf unterschiedlichste Weisen miteinander verbunden sind, aus lose angeordneten Elementen, die, wie auch das Deckwerk als Gesamtes, bei der Bemessung nachgewiesen werden müssen. Die in diesem Beitrag vorgestellten Konstruktionshinweise und Bemessungskriterien für Lockerdeckwerke gelten für die folgenden drei Typen von Lockerdeckwerken (vgl. Abb. 1):

- Steinsatz
- Steinschüttung (Steinwurf)
- Geogittermatratzen

An der Versuchsanstalt des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart wurden hauptsächlich im Rahmen des BW-PLUS Projekts „Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme und Deiche“ Modelluntersuchungen an großskaligen Modellen durchgeführt, mit dem Ziel, Bemessungsgrundlagen für die in der Praxis mit Problemen der Dammüberströmung konfrontierten Ingenieure zu erstellen.

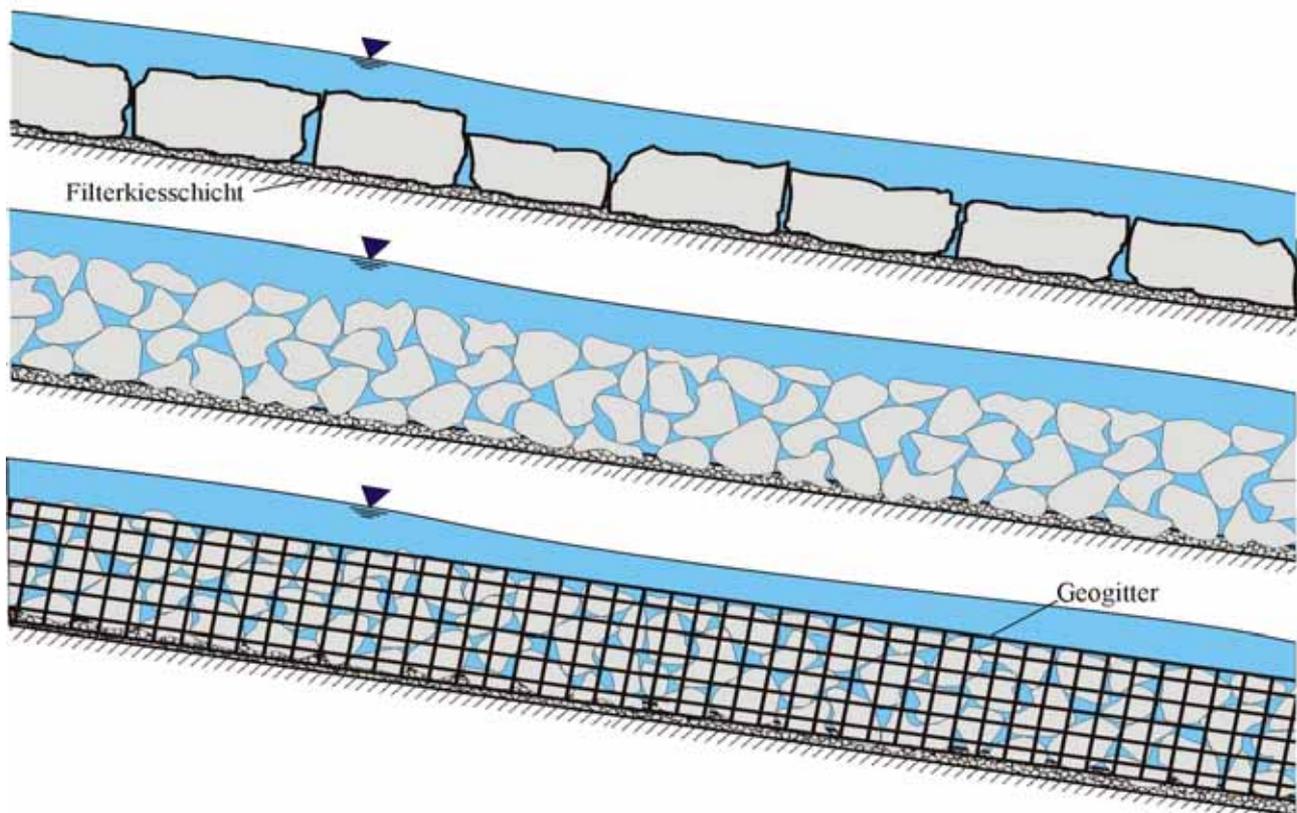


Abb. 1.: Deckwerk ausgeführt als Steinsatz, Steinschüttung und Geogittermatratze (von oben nach unten)

2. Erosionssichere Lockerdeckwerke

3. Steinsatz

Beim Steinsatz werden die Steine einlagig auf einer Filterkiesschicht oder einem Geotextil angeordnet (vgl. Abb. 1). Die Steine können sowohl regelmäßige als auch unregelmäßige Formen aufweisen. Die kraftschlüssig versetzten Steine haben die Aufgabe, die angreifenden Kräfte infolge Eigengewicht und Durch- bzw. Überströmung in den Dammkörper abzutragen. Die Kräfte aus Durch- und Überströmung werden dabei mit zunehmender Rauheit des Deckwerks größer. Bei Bemessungsabflüssen von bis zu $1 \text{ m}^3/\text{sm}$ und Neigungen der luftseitigen Böschung zwischen $l_0 = 1:4$ und $l_0 = 1:8$ treten als Abflusszustände sowohl „Strömen“ im Bereich der Dammkrone als auch „Schießen“ im unteren Bereich der Überströmstrecke auf. Bei den hier vorliegenden Neigungen und der oftmals großen Rauheit des Deckwerks kommt es im Überströmungsfall zu starken Lufteinmischungen - ein Indikator für eine starke Energieumwandlung. Diese Energieumwandlung ist erwünscht, da so dem Wasser während dem Überströmvorgang die Energie entzogen wird, welche sonst am Dammfuß zu einer starken Erosion führen kann. Diese vom Dammfuß ausgehende, sogenannte „rückschreitende Erosion“, hervorgerufen durch einen Wechselsprung am Dammfuß mit hohem Energieumwandlungspotential, ist eine der häufigsten Versagensursachen bei Damnbrüchen.

Mit Hilfe von experimentellen Untersuchungen an einem mit mehreren Druckaufnehmern ausgestatteten quaderförmigen Teststein, der in ein naturähnliches Deckwerk eines großmaßstäblichen Modells eingebaut wurde, konnte ein Bemessungsansatz für die folgenden beiden Versagensmechanismen (Abb. 2) erarbeitet werden :

- Erosion eines Einzelsteins – Ein einzelner Stein wird aus dem Verband herausgelöst
- Abgleiten des gesamten Deckwerks – Das gesamte Deckwerk gleitet auf der Filterschicht ab

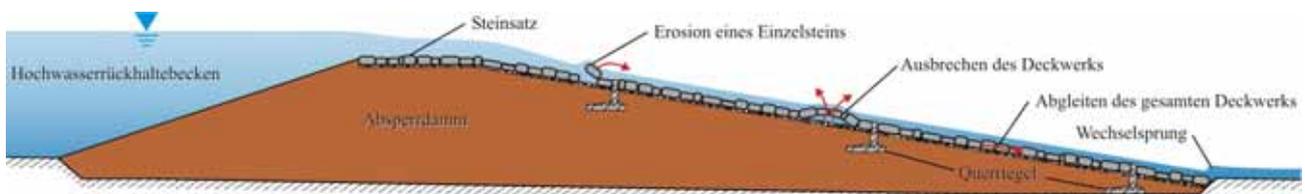


Abb. 2: Versagensmechanismen bei Deckwerk ausgeführt als Steinsatz

Die dritte in Abb. 2 dargestellte Versagensart, das Ausbrechen des Deckwerks, wird durch starke Horizontalkräfte im Deckwerk ausgelöst, die zu einem Ausbeulen und letztendlich zum Ausbrechen des Deckwerks führen. Diese Versagensart ist im Rahmen des BW-PLUS Projekts nicht weiter untersucht worden.

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

4. Nachweis der Erosionssicherheit des Einzelsteins

Der Nachweis der Erosionssicherheit eines Einzelsteins basiert auf einem Nachweis der Auftriebsicherheit mit Berücksichtigung der hydrodynamischen Druckschwankungen. Der Nachweis erfolgt mit Hilfe der folgenden Gleichung:

$$\eta_A = \frac{1}{\frac{\rho_W}{\rho_S} \cdot \left(1 + c_{fy} \cdot \frac{v_m^2}{2 \cdot g \cdot D_S \cdot \cos \alpha} \right)} \geq 1,0 \quad (\text{RATHGEB 2001})$$

dabei sind: η_A ... Auftriebssicherheitsbeiwert [-]
 ρ_S ... Dichte des Deckwerks [kg/m³]
 ρ_W ... Dichte des Wassers [kg/m³]
 c_{fy} ... dynamischer Kraftbeiwert [-]
 v_m ... mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
 g ... Erdbeschleunigung [m/s²]
 D_S .. mittlere Deckwerksstärke [m]
 α Neigungswinkel der luftseitigen Dammöschung [°]

Die Ermittlung der erforderlichen mittleren Deckwerksstärke D_S erfolgt über ein Bemessungsdiagramm (Abb. 3). Darin entspricht $d_{s,er}$ dem Durchmesser einer dem Deckwerksstein volumengleichen Kugel. Die so ermittelte Deckwerksstärke D_{erf} wird anschließend mit dem Sicherheitszuschlag von $\eta_{ds} = 1,6$ multipliziert $\Rightarrow D_S = \eta_{ds} \cdot D_{erf}$.

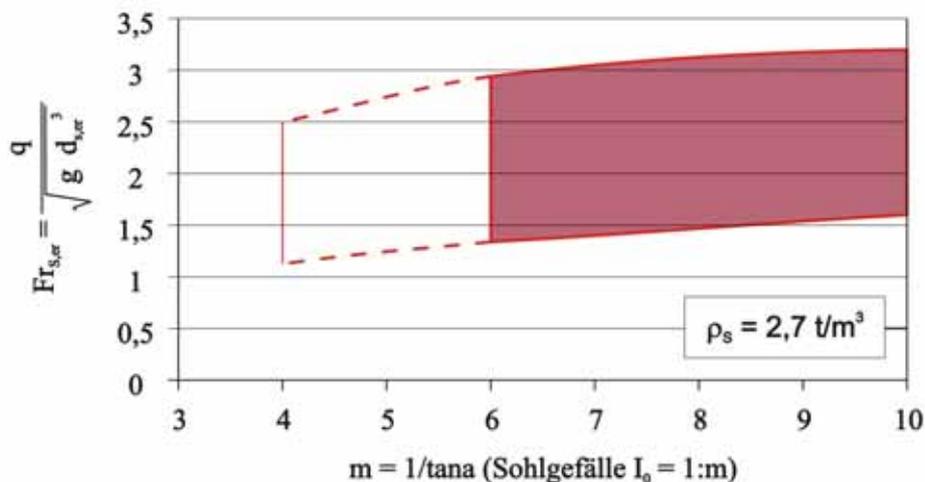


Abb. 3: Bemessungsdiagramm zur Ermittlung der Deckwerksstärke D_S

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

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

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

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

Die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m sowie die Abflusstiefe y werden in einem iterativen Prozess bestimmt, da sie in einem Zusammenhang mit der Steingröße bzw. der Rauheit des Deckwerks stehen. In diesem Zusammenhang wird auf die angegebene Literatur verwiesen (RATHGEB 2001, SCHEUERLEIN 1968, KEULEGAN 1938).

5. Nachweis der Gleitsicherheit des Deckwerks

Beim Nachweis der Gleitsicherheit wird untersucht, ob es sich bei dem Deckwerk um ein „selbsttragendes“ Deckwerk handelt (BRAUNS 1986), das die Kräfte aus Durch- und Überströmung komplett über die Reibung in den Dammkörper einleitet, oder ob ein „nicht selbsttragendes“ Deckwerk vorliegt, bei dem in regelmäßigen Abständen auf der Überströmfläche angeordnete Querriegel aus Beton (vgl. Abb. 2), Stahlspundwände o. dgl. notwendig werden, um die hangabwärts gerichteten Kräfte aufnehmen zu können.

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

$$\eta_G = \frac{(1 - K_y^*) \cdot \frac{\tan \varphi'}{\tan \alpha}}{\frac{\rho_w}{(\rho_s - \rho_w) \cdot (1 - n)} \cdot \left(\frac{y}{D_s} + n \right) + \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_w} + K_x^*} \geq 1,35^* \quad (\text{RATHGEB 2001})$$

In obiger Formel bedeutet:

η_G ... Gleitsicherheitsbeiwert [-]

K_x^* .. hydrodynamischer Vorfaktor in Hangabwärtsrichtung [-]

K_y^* .. hydrodynamischer Vorfaktor senkrecht zur Hangabwärtsrichtung [-]

φ' Reibungswinkel zwischen Deckwerk und Filterschicht bzw. Filterschicht und Unterbau [°]

Die hydrodynamischen Vorfaktoren lassen sich folgendermaßen berechnen:

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

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

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

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

Die angegebene Formel zur Berechnung der Gleitsicherheit η_G basiert auf einer Gleichgewichtsbetrachtung der angreifenden Kräfte aus Strömungsdruck und dem Eigengewicht der Steine sowie der mobilisierbaren Reibungskraft in der Gleitfuge zwischen dem Deckwerk und der Filterschicht, bzw. zwischen der Filterschicht und dem Unterbau (Abb. 4).

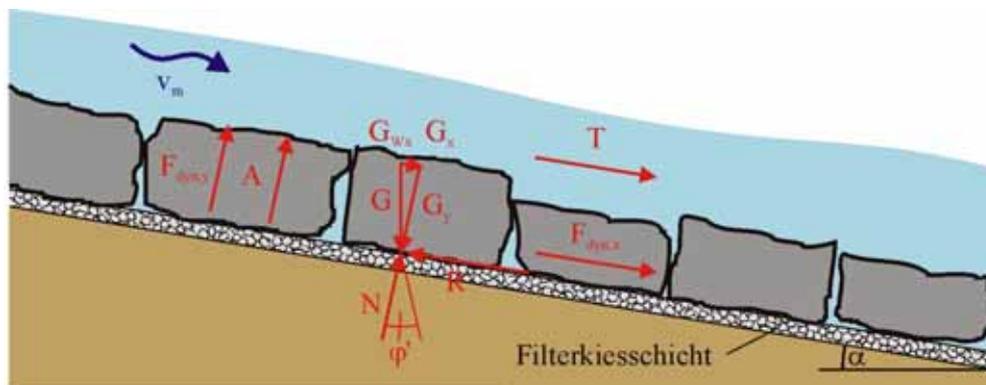


Abb. 4: Zusammenstellung der bei der Überströmung auf das Deckwerk wirkenden Kräfte

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

6. Steinschüttungen (Steinwurf)

Auch bei den Steinschüttungen treten, wie beim Steinsatz, die beiden Versagensarten „Erosion der Einzelsteine“ sowie „Abgleiten des gesamten Deckwerks“ auf. Im Vergleich zum Deckwerk aus Steinsatz laufen jedoch die Versagensmechanismen bei den mehrlagigen Steinschüttungen wesentlich komplexer ab. Bis zu einem bestimmten Abfluss q_D fließt das gesamte Wasser durch das Deckwerk ab. Je stärker die Schichtdicke der Steinschüttung ist, desto mehr Wasser kann durch das Deckwerk abfließen. Aus diesem Grunde spielt bei den Steinschüttungen (Hohlraumgehalten bis zu 50%) die Durchströmung eine entscheidende Rolle, während sie beim Steinsatz lediglich von untergeordneter Bedeutung ist. Erst wenn der Abfluss diesen Wert q_D übersteigt, beginnt die eigentliche Überströmung des Dammes.

Für die Steine des Deckwerksmaterials ist eine möglichst steile Kornverteilungskurve anzustreben, um so die Porosität n des Deckwerks und damit den Durchströmungsanteil q_D zu erhöhen. Abb. 5 (fette Kurve) zeigt die Kornverteilungskurve der bei den an der Versuchsanstalt des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart durchgeführten Untersuchungen verwendeten Steine. Die ebenfalls in Abb. 5 angezeigte Einteilung in Schüttstein-Klassen 0 – V (nach den „Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine (TLW)“ (BUNDESMINISTER FÜR VERKEHR 1984) gibt eine Orientierung bei der Auswahl der Steingrößen, wobei die Kurven III bis V für diesen Anwendungszweck zu flach verlaufend erscheinen.

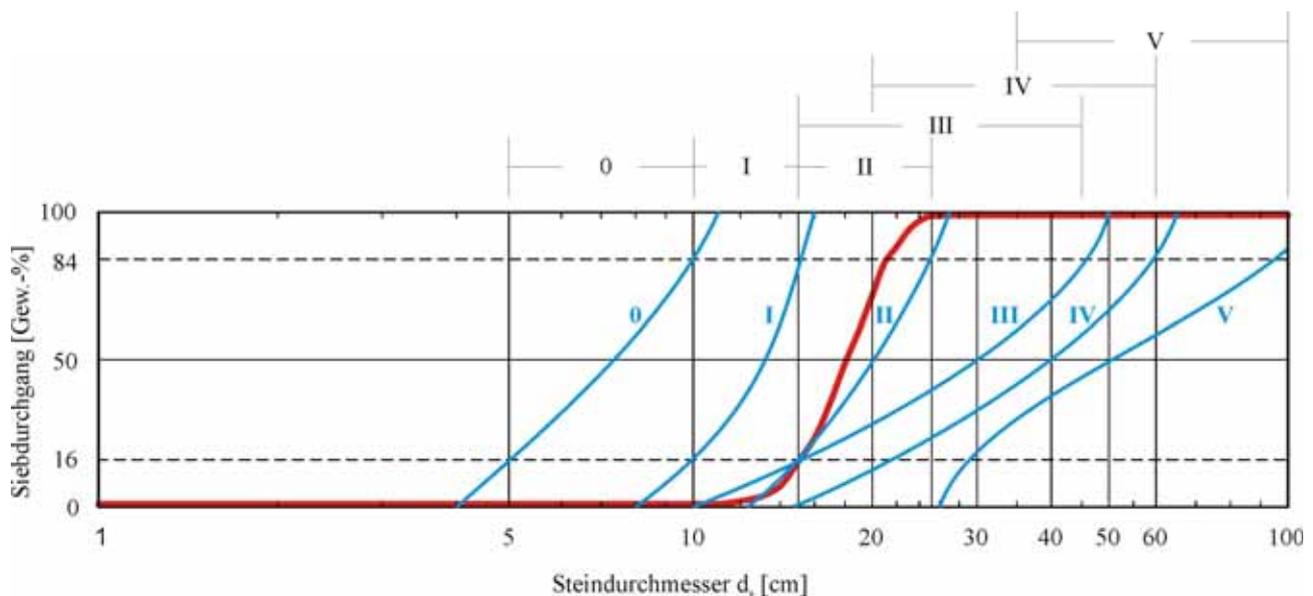


Abb. 5: Kornverteilungskurve der bei den Untersuchungen an der Universität Stuttgart verwendeten Steine (fette Kurve) und Klasseneinteilung in Steinklassen nach TLW

Die Rauheiten, die bei den Steinschüttungen erzielt werden, liegen im Allgemeinen über denen des Steinsatzes. Dies hat zur Folge, dass die Fließgeschwindigkeiten niedriger sind als die beim Steinsatz. Durch die größere Bremswirkung müssen natürlich auch größere Kräfte in den Dammkörper eingeleitet werden, die beim Nachweis der Gleitsicherheit des gesamten Deckwerks berücksichtigt werden müssen. Da die Energieumwandlung zu einem großen Teil auf der luftseitigen Dammböschung erfolgt, ist die Gefahr einer rückschreitenden Erosion jedoch in diesem Falle geringer als bei hydraulisch glatteren Deckwerken wie Steinsatz, Mastix-Schotter oder bei Dammkörpern aus stabilisierten Böden.

7. Nachweis der Erosionssicherheit des Einzelsteins

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

Der wichtigste Indikator für das Erosionspotenzial des Wasser sind die hydrodynamischen Druckschwankungen. Diese hängen vor allem von der Rauheit des Deckwerks und von dem Überströmanteil $q_{\bar{u}}$ des gesamten Abflusses q ab. Bei den durchgeführten Untersuchungen wurden folgende Erkenntnisse gesammelt: Zum einen fallen die hydrodynamischen Druckschwankungen im Bereich der Dammkrone deutlich niedriger aus als im Bereich des Dammfußes, zum anderen war zu beobachten, dass jeweils an der Oberfläche der Steinschüttungen die maximalen Druckschwankungen auftreten. Beide Beobachtungen lassen sich anschaulich erklären. Während das Wasser im Bereich der Dammkrone noch geringere Fließgeschwindigkeiten aufweist und nahezu keine Lufteinmischungen zu sehen sind, liegt am Dammfuß eine voll ausgebildete Raugerinneströmung mit einem hohen Anteil an Lufteinmischung vor. Die Tatsache, dass die Druckschwankungen an der Steinoberfläche am größten sind kann mit der dort auftretenden größten Turbulenz erklärt werden. Sowohl nach unten als auch nach oben werden diese Druckschwankungen gedämpft. An der OK Filterkiesschicht sind sie nur noch sehr gering.

Bei geringer werdenden Schüttdicken wurden wesentlich größere Schwankungen gemessen. Der Grund für dieses Verhalten liegt in dem bei großen Schüttdicken vergleichbar geringeren Überströmanteil $q_{\bar{u}}$ des Gesamtabflusses q . Es ist somit offensichtlich, dass mit einer größeren Deckwerksstärke die Druckschwankungen reduziert werden können und damit auch das Erosionspotenzial des Wassers.

Die bereits erwähnten großen Streuungen bei Gewicht, Größe, Form und Lagerung machen eine rein deterministische Betrachtungsweise der Erosion der Einzelsteine unmöglich. Zwar liegen bereits diverse Berechnungsansätze zur Ermittlung einer erforderlichen Steingröße vor (OLIVIER, HARTUNG/SCHEUERLEIN, KNISS, ABT u.a.), jedoch wird hier ein einheitliches Bemessungskonzept sowohl für den Steinsatz, als auch für die Steinschüttungen angestrebt. Mit Hilfe der durchgeführten Untersuchungen konnte ein vorläufiger Näherungswert c_y für den Nachweis der Auftriebsicherheit ermittelt werden. Dieser Nachweis kann analog zu dem in Kapitel 2.1.1 vorgestellten Nachweis für den Steinsatz durchgeführt werden.

Die Zeitabhängigkeit der Erosion muss vor allem dann angenommen werden, wenn der Abfluss im oder über dem erosionskritischen Bereich liegt, denn mit zunehmender Zeit nimmt auch die Anzahl der erodierten Steine zu, was wiederum zu geringeren Deckwerksstärken führt. Dies hat wiederum zur Folge, dass die hydrodynamischen Druckschwankungen zunehmen und damit die Erosion weiter verstärkt wird.

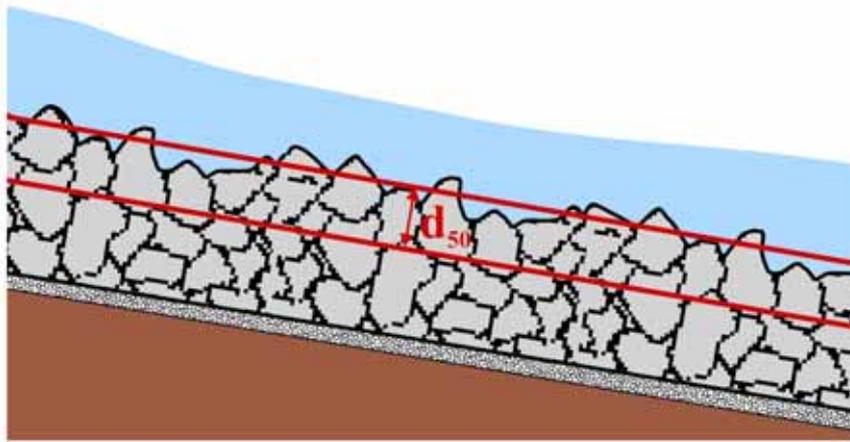


Abb. 6: Maßgebende Schicht beim Nachweis der Erosionssicherheit bei Scheinschüttungen

Für den Nachweis der Erosionssicherheit der Einzelsteine wird hier vorgeschlagen, die in Kapitel 2.1.1 für Deckwerke aus Steinsatz beschriebene Vorgehensweise in etwas modifizierter Form anzuwenden. Anstatt den gesamten spezifischen Abfluss q in Rechnung zu stellen, sollte lediglich der Anteil aus Überströmung $q_{\text{Ü}}$ angesetzt werden. Der Reibungsbeiwert λ kann vorerst nach SCHEUERLEIN angesetzt werden (SCHEUERLEIN 1968). Bei der Bestimmung der Auftriebsicherheit η_A wird anstatt der Dicke des Steinsatzes D_S der Wert d_{50} (entspricht etwa dem mittleren Steindurchmesser) der verwendeten Steine angesetzt. Hintergrund hierfür ist der Modellgedanke, dass nur die oberste Schicht der Steinschüttung für diesen Nachweis betrachtet wird (vgl. Abb. 6). Der Wert c_{fy} wurde nach Auswertung der durchgeführten Experimente vorsichtig zu $c_{fy} = 2,5$ abgeschätzt. Da mit diesem Nachweis lediglich die mittleren Steindurchmesser nachgewiesen werden, die Steingrößen jedoch einer Streuung unterliegen, wird hier empfohlen, auch in diesem Fall den ermittelten Steindurchmesser d_{50} mit einem Sicherheitsbeiwert von $\eta_{d50} = 1,6$ zu multiplizieren.

Eine der wichtigsten Berechnungsschritte bei diesem Nachweis ist die Bestimmung des Durchströmanteils q_D durch das Deckwerk, worauf in Kapitel 2.2.2 eingegangen wird.

8. Nachweis der Gleitsicherheit des Deckwerks

Die an der Versuchsanstalt des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart durchgeführten Versuche haben gezeigt, dass die Berechnung auf Grundlage des Ansatzes von BRAUNS (in LARSEN ET AL. 1986) erfolgen kann. Der Vergleich der berechneten Werte mit den gemessenen Werten zeigt, dass hier der Ansatz von hydrodynamischen Vorfaktoren K_x und K_y , wie bei der Berechnung der Gleitsicherheit von Deckwerken aus Steinsatz nach RATHGEB 2001, nicht erforderlich ist. Der Grund hierfür liegt in der mehrlagigen Ausführung der Deckwerke bei den Steinschüttungen, in der die hydrodynamischen Druckschwankungen nach unten hin offensichtlich sehr schnell abgedämpft werden. Ab welcher Deckwerksstärke die hydrodynamischen Kraftanteile berücksichtigt werden müssen ist derzeit noch unklar. Jedoch kann offensichtlich, das belegen die durchgeführten Messungen, schon bei Schüttstärken von 1,5-facher Höhe eines vergleichbaren Deckwerks aus Steinsatz auf einen Ansatz von hydrodynamischen Kraftanteilen verzichtet werden.

Der Nachweis der Gleitsicherheit kann analog dem Nachweis der Gleitsicherheit für den Steinsatz erfolgen mit dem Unterschied, dass die hydrodynamischen Vorfaktoren K_x^* und K_y^* entfallen:

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

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

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

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

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

dabei sind:

q_D Durchströmanteil am Gesamtabfluss [m^3/sm]

n Hohlraumgehalt der Steine [-]

d_D Deckwerksstärke [m]

v_D mittlere Durchströmgeschwindigkeit [m/s]

λ_D Reibungsbeiwert innerhalb der Steinschüttung [-]

g Erdbeschleunigung [m/s^2]

r_{hyD} hydraulischer Radius im Deckwerk [m]

I Gefälle [-]

C_U Ungleichförmigkeitszahl $C_U = d_{60}/d_{10}$ [-]

d_{60}, d_{10} .. Korndurchmesser bei 60% bzw. 10% Siebdurchgang [cm]

K Formfaktor der Steine (für kantige Steine $K = 0,56$) [-]

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

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

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

Ist q_D bekannt, kann der Überströmanteil $q_{Ü}$ bestimmt werden: $q_{Ü} = q - q_D$

Aus dem Überströmanteil $q_{Ü}$ kann nun die Überström-Abflusstiefe ermittelt werden. Dabei ist für die Berechnung des Reibungsbeiwerts λ die Formel nach SCHEUERLEIN (1968) anzuwenden.

9. Geogittermatratzen

Geokunststoffe im Allgemeinen und Geogitter im Besonderen werden im zunehmenden Maße im Erd- und Straßenbau eingesetzt, so zum Beispiel bei Böschungssicherungen (Stichwort: bewehrte Erde) oder etwa als Bewehrungslage in Straßenbelägen bei setzungsempfindlichen Böden. Im Wasserbau werden Geogitter z. B. zur Ufersicherung mit Gabionen eingesetzt.



Abb. 7: Geogittermatratze bei den Experimenten an der Universität Stuttgart

Als Materialien für die Geogitter werden hauptsächlich Polyethylen (PE), Polypropylen (PP), oder Polyamid (PA) eingesetzt. Aufgrund ihrer hohen Langzeitbeständigkeit, ihrer guten physikalischen Eigenschaften (Zugfestigkeit usw.) und ihrer hervorragenden Verarbeitbarkeit bei gleichzeitig geringem Gewicht ist auch ein Einsatz als Erosionssicherung an überströmbaren Dämmen denkbar. In diesem Zusammenhang sei hier aber auch erwähnt, dass die Geogitter oftmals empfindlich gegenüber UV-Strahlung des Sonnenlichts sind. Folgerichtig müssen die Überlaufstrecken begrünt werden, was auch schon im Hinblick auf eine landschaftsästhetische Ausführung des Damms und der Sicherheit vor Vandalismus erfolgen sollte. Im Hochwasserfall wird die in der Regel nur wenige Zentimeter starke Begrüpfungsschicht planmäßig erodiert, so dass danach die volle Rauheit des Deckwerks zur Energieumwandlung wirken kann. Wie bereits im Kapitel 2.2 „Steinschüttungen“ erwähnt wurde, ist die Steinschüttung vor allem dann wirksam, wenn ein möglichst großer Anteil des Wassers durch das Deckwerk abfließen kann. Es muss somit dauerhaft sichergestellt werden (durch konstruktive Maßnahmen o. dgl.), dass sich die Hohlräume zwischen den Steinen nicht zusetzen.

Bei den durchgeführten Versuchen wurden für die Herstellung der Geogittermatratzen leere Geogitterkörbe angeliefert, auf die Dammböschung aufgelegt und anschließend mit den Steinen verfüllt und geschlossen (vgl. Abb. 7). Gegebenenfalls können sie noch mit Holzpflocken im Dammkörper verankert werden. Auf andere denkbare Konstruktionsprinzipien für die Geogittermatratzen wird im BW-PLUS-Schlussbericht genauer eingegangen (SIEBEL, WESTRICH, ZWESCHPER 2003).

Beim Einsatz an überströmbaren Dämmen dienen die Geogitter als Erosionsschutz der einzelnen Steine, wodurch der Versagensfall Erosion der Einzelsteine ausgeschlossen werden kann. Die Kräfte, die durch die Steine auf das Geogitter ausgeübt werden, sind

ausgesprochen gering. Verformungen oder gar ein Versagen des Geogitters selbst muss somit unter den gewöhnlichen Bedingungen bei der Bemessung nicht berücksichtigt werden. Der Nachweis der Gleitsicherheit kann analog dem Nachweis bei den Steinschüttungen erfolgen, da die Wirkung des Geogitters auf die Durch- und Überströmung als vernachlässigbar angesehen werden kann (die Maschenweite d des Geogitters sollte jedoch möglichst groß gewählt werden, $d > 30$ mm).

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, D.; BIEBERSTEIN, A; BRAUNS, J.;QUEISSER, J. (2002): „Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme“. Zwischenbericht zum BW-PLUS-Projekt, 2002
- BUNDESMINISTER FÜR VERKEHR (Hrsg.) (1984): „Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine (TLW)“. Bonn
- HARTUNG, F.; SCHEUERLEIN, H. (1970): „Design of overflow rockfill dams“. Proceedings of the dixième congrès des grandes barrages, Q.36 – R. 35, Montreal
- 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
- KNISS, H. (1977): „Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau, Teil 1: Lose Steinschüttungen.“ in: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 42, Karlsruhe
- LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (Hrsg.) (1997): „Dammscharten in Lockerbauweise“. Karlsruhe
- LARSEN, P. ET AL (1986): „Überströmbare Dämme – Hochwasserentlastung über Dammscharten“. Institut für Wasserbau und Kulturtechnik. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe (unveröffentlicht). Karlsruhe
- MARTINS, R. (1991): „Rockfill spillway: A way of increasing flood discharge capacity.“ Proceedings of the international conference on water power and dam construction, Florence.
- 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
- ROBINSON, K.M.; RICE, E. R.; KADAVY, K. C. (1997): „Rock chutes for grade control“. Proceedings of the Conference on Management of Landscapes disturbed by channel incision, S. 211 – 216, University of Mississippi
- SALDEN, D.; SIEBEL, R; WESTRICH, B.;ZWESCHPER, B. (2002): „Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme“. Zwischenbericht zum BW-PLUS-Projekt, 2002
- SCHEUERLEIN, H. (1968): „Der Rauhgerinneabfluss“ Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Universität München, Oskar von Miller Institut, Bericht Nr. 14
- SIEBEL, R; WESTRICH, B.;ZWESCHPER, B. (2003): „Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrdämmen“. Schlussbericht zum BW-PLUS-Projekt, 2003

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

ÜBERSTRÖMBARE ERDDÄMME DURCH BODENSTABILISIERUNG

Verfasser:

Dipl.-Ing. Bernd Zweschper, Universität Stuttgart – Institut für Geotechnik, Stuttgart

10. Allgemeines / Einsatzmöglichkeiten

10.1. Bodenstabilisierung

In der Geotechnik kennt man verschiedene Verfahren, mit denen die physikalischen Eigenschaften von Böden im Hinblick auf die anwendungsspezifischen Anforderungen positiv beeinflusst werden können. Eines dieser Verfahren, welches sich vor allem im Erd- und im Straßenbau seit langem bewährt hat, stellt die Bodenstabilisierung mit verschiedenen Bindemitteln dar. Man spricht von einer Bodenverbesserung, wenn durch das Einmischen eines Bindemittels (in diesem Fall meist Feinkalke) vorrangig das Ziel einer verbesserten Einbaufähigkeit und Verdichtbarkeit eines zu nassen bindigen Bodens verfolgt wird. Eine nachhaltige und dauerhafte Erhöhung der Tragfähigkeit, der Festigkeit, der Raumbeständigkeit, der Wasserunempfindlichkeit und der Frostbeständigkeit durch die Bindemittelzugabe bezeichnet man hingegen als Bodenverfestigung. Die dabei zum Einsatz kommenden Bindemittel enthalten häufig auch Zementanteile.

10.2. Anwendung bei überströmbaren Dämmen

Für die Anwendung der überströmbaren Dämme ist der Einsatz des Verfahrens der Bodenstabilisierung neu. Es müssen daher zunächst genaue Anforderungen definiert werden, welche den spezifischen Besonderheiten diese Anwendung Rechnung tragen. Neben den maßgebenden Einwirkungen ist dabei auch das besondere Gefahrenpotential zu berücksichtigen, welches in solchen Anlagen des Hochwasserschutzes im Versagensfall steckt. Ob sich aus einem gewählten Boden-Bindemittelgemisch ein Baustoff herstellen lässt, der die gestellten Anforderungen erfüllt, ist in Eignungsuntersuchungen nachzuweisen. Ist dieser Nachweis erbracht und die geeignete Bindemittelart und –zugabemenge bestimmt, so kann die Herstellung des stabilisierten Bodenkörpers unter Beachtung der bekannten Regeln des Erdbaus mit gebräuchlichen Fertigungstechniken und Geräten erfolgen, was die Bodenstabilisierung auch für den hier betrachteten Anwendungsbereich der überströmbaren Dämme zu einer interessanten, weil in der Herstellung einfachen und kostengünstigen Bauweise macht.

10.3. Bauweise

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 auch denkbar, lediglich auf der überströmbaren auszubildenden landseitigen Böschung eine ausreichend dicke

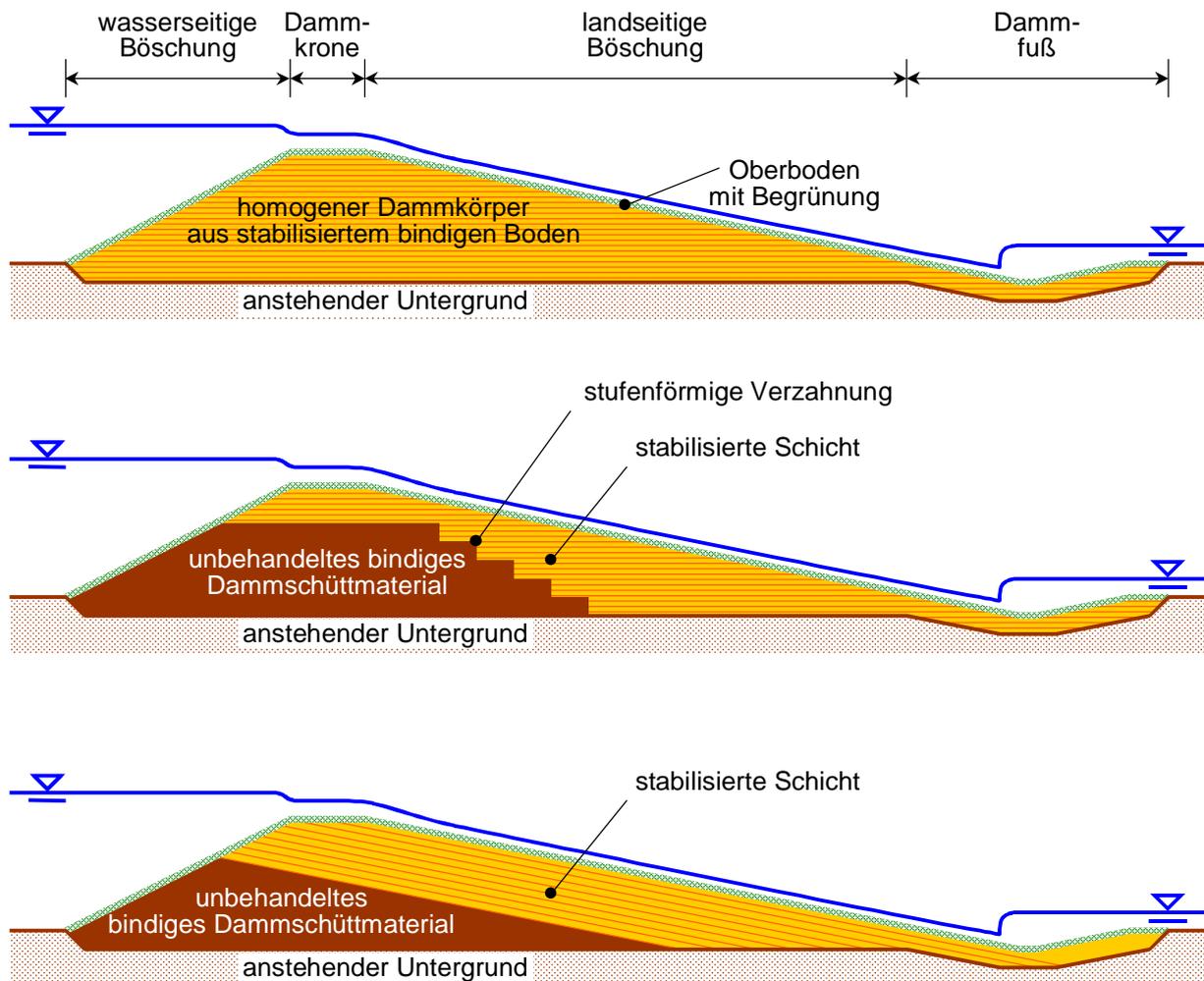


Abb. 1: Prinzipskizzen von Dammquerschnitten

stabilisierte Schicht aufzubringen. Diese Schicht ist dann über die Dammkrone hinweg bis zur wasserseitigen Böschung durchzuziehen. Der landseitige Böschungsfuß muss konstruktiv so gestaltet werden, dass eine einsetzende Erosion in diesem Bereich im Überströmungsfall verhindert wird. Prinzipskizzen von Dammquerschnitten sind in Abb. 1 dargestellt.

Aus Gründen der Ästhetik und der Einpassung in die Landschaft muss der Dammkörper abschließend mit einer Schicht aus Oberboden mit geeigneter Begrünung und Bepflanzung abgedeckt werden. Die Abdeckung bewirkt auch einen gewissen klimatischen Ausgleich für den Dammkörper, indem sie die Einwirkung von Austrocknung und Frost auf den stabilisierten Bodenkörper dämpft. Im sehr seltenen Fall der Überströmung leistet die Vegetationsschicht darüber hinaus auch einen (nicht näher quantifizierbaren) Erosionsschutz, welcher bei der Bemessung allerdings nicht berücksichtigt werden darf. Vielmehr ist davon auszugehen, dass die Oberbodenschicht mit der Vegetation durch die bei der Überströmung angreifende hydraulische Belastung früher oder später abgetragen werden wird. Der aus stabilisiertem bindigen Boden aufgebaute Dammkörper ist dann dem erosiven Angriff der Schleppkräfte des strömenden Wassers unmittelbar ausgesetzt. Durch einen ggf. ungleichmäßigen Abtrag des Oberbodens kann es zudem zu Abflusskonzentrationen kommen. Der Dammkörper muss in der Lage sein, auch diese erhöhte Belastung schadlos ertragen zu können.

Da der Dammkörper bei dieser Bauweise eine relative glatte Oberfläche aufweist, was insbesondere für den Zustand nach dem in Kauf genommenen Abtrag der Oberbodenschicht

gilt, findet auf der Böschung eine starke Beschleunigung der Strömung statt, was sich einerseits positiv auf die Abflusskapazität auswirkt, andererseits aber am Dammfuß durch die dort vorherrschenden hohen Strömungsgeschwindigkeiten in Verbindung mit starken Turbulenzen die Gefahr der Kolkbildung und einer sich rückschreitend ausbreitenden Erosion erhöht. Auch im Gelände unterhalb des Dammes können durch hohe Fließgeschwindigkeiten starke Erosionserscheinungen auftreten. Beides muss durch ein entsprechend ausgebildetes Tosbecken verhindert werden, da andernfalls die Dammsicherheit massiv gefährdet ist.

Für die Dammbegrünung geeignet sind in erster Linie Gräser (Ansaat von Magerrasen, Saatmatten, Fertigrasen). Sie ermöglichen eine einfache Dammpflege und bieten ggf. die Möglichkeit der Bewirtschaftung durch Beweidung. Bäume und Gehölze kommen hingegen als Vegetation auf überströmbaren Böschungen nicht in Frage. Sie können die Standicherheit des Dammes gefährden und erschweren darüber hinaus den Unterhalt.

10.4. Abgrenzung des Anwendungsbereichs

Der hier betrachtete Anwendungsbereich umfasst kleinere Absperrdämme mit Höhen bis ca. fünf Metern. Bei entsprechenden Anlagen zur Hochwasserrückhaltung wird es sich in der Regel um sogenannte Trockenbecken ohne Dauerstau handeln. Ein Einstau dieser Becken erfolgt lediglich kurzzeitig bei extremen Niederschlagsereignissen. Die Gefahr einer Durchweichung des Dammkörpers ist daher als gering einzustufen.

11. Anforderungen / Materialauswahl

Um eine sichere Bemessung und Auslegung eines überströmbaren Dammes zu ermöglichen, ist grundsätzlich die Kenntnis und das Verstehen der für die jeweilige Bauweise charakteristischen Versagensmechanismen unerlässlich. Für die Bodenstabilisierung ist hierbei von maßgebender Bedeutung, das Versagen infolge verschiedener Erosionserscheinungen bei Durchströmung (Suffosion, Kontakterosion, rückschreitende Erosion) und bei Überströmung (Oberflächenerosion) auszuschließen. Besondere Aufmerksamkeit ist dem Kronenbereich und dem Dammfuß zu widmen. Ein nachweislich hoher Widerstand gegen Bodenerosion, der auch unter der Einwirkung verschiedener Witterungseinflüsse dauerhaft erhalten bleibt, ist zu gewährleisten.

Das Erosionsverhalten wird hinsichtlich der Widerstände von den Materialeigenschaften der Dammbaustoffe und in Bezug auf die Einwirkungen von den Eigenschaften der Strömung beeinflusst. Die Strömungseigenschaften (Geschwindigkeit, Turbulenz) wiederum hängen vor allem von der abzuführenden Wassermenge, der Dammgeometrie und der Beschaffenheit der überströmten Fläche ab.

11.1. Bindige Bodenarten als Dammbaustoff

Bindige Bodenarten, die als Baustoff für überströmbare Dämme Verwendung finden sollen, müssen zunächst die allgemeinen Materialanforderungen erfüllen, welche im DVWK MERKBLATT 2002/1991 – HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN genannt werden. Darüber hinaus müssen sich diese Böden grundsätzlich für eine Stabilisierung mit Bindemitteln eignen. Wichtiges Kriterium ist dabei die Kornverteilung. Abb. 2 (FLOSS 1997) zeigt Körnungsbereiche, in den sich die Kornverteilungen von Böden bewegen müssen, um grundsätzlich für eine Behandlung mit Kalk oder Zement geeignet zu sein.

Für die Eignung zu einer Bodenstabilisierung mit Feinkalk oder Kalkhydrat muss der zu behandelnde feinkörnige Boden darüber hinaus genügend reaktionsfähige Bestandteile enthalten. Unvollständig zersetzte Gesteine und organische Böden sind für eine Stabilisierung mit Bindemitteln grundsätzlich ungeeignet.

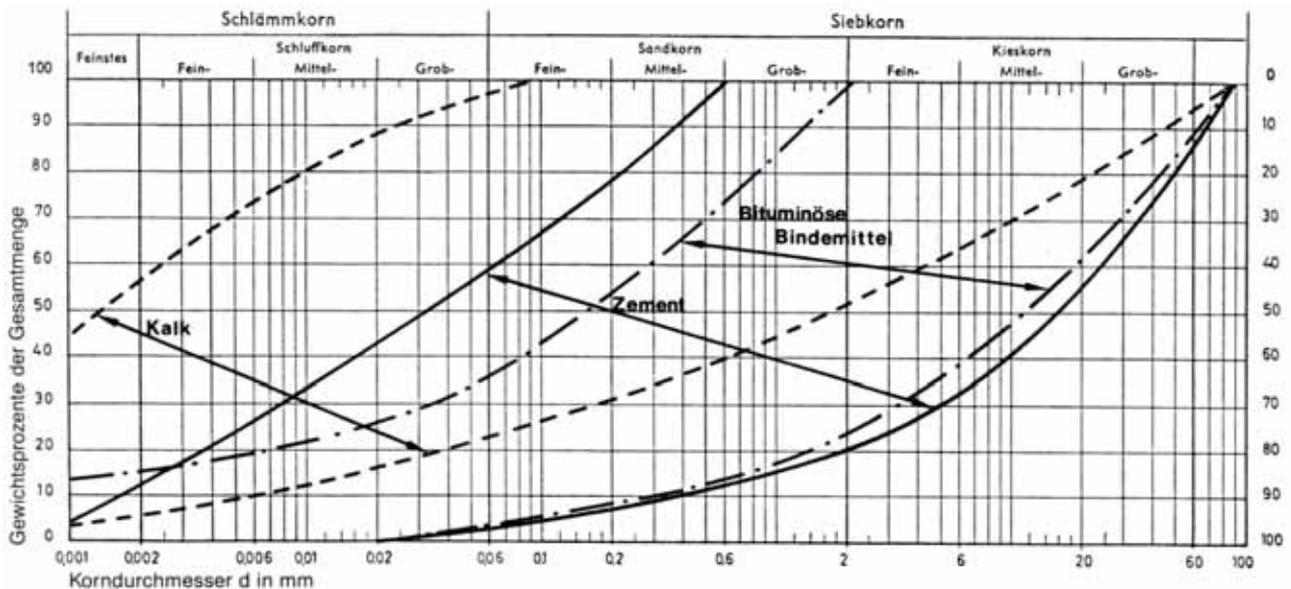


Abb. 2: Körnungsbereiche für Bodenstabilisierungen

11.2. Bindemittel und deren Wirkungsweise

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

11.2.1. Kalk

Bindiger Boden wird durch seinen Gehalt an Tonmineralen zum geeigneten Reaktionspartner für Kalke. Bei diesen Reaktionen verändern sich die Tonmineraleigenschaften und die Bodenstruktur.

Dabei wird zwischen der Sofortreaktion und der Langzeitreaktion unterschieden. Kennzeichnend für die Sofortreaktion, welche innerhalb von Minuten nach dem Einmischen einsetzt und bereits nach wenigen Tagen abgeschlossen ist, ist zunächst eine Reduzierung des Wassergehalts des Boden-Kalkgemischs. Diese hat ihre Ursachen in der chemischen Bindung von Wassermolekülen, im Verdampfen von Wasser als Folge der beim Löschen von Branntkalk freigesetzten Wärme und daneben auch in der Belüftung beim Mischvorgang. Einsetzende chemische Reaktionen in den Tonmineralen und an deren Grenzflächen führen darüber hinaus zu einer Krümelbildung. Auch eine Verbesserung der Verdichtbarkeit stellt sich schon kurze Zeit nach dem Einmischen ein. Der für die Verdichtung optimale Wassergehalt steigt bei gleichzeitig abnehmender Proctordichte. Ein gewünschter Verdichtungsgrad ist gegenüber dem unbehandelten Boden innerhalb eines größeren Wassergehaltsbereichs zu erzielen. Die Verbesserung der Plastizitätseigenschaften, eine abnehmende Empfindlichkeit gegenüber Wasser sowie die Erhöhung der Tragfähigkeit sind ebenfalls Folgen der Kalkzugabe. Die beschriebenen Effekte der Sofortreaktion

macht man sich vor allem bei der Verbesserung der bautechnischen Verarbeitbarkeit zu nasser Böden zu Nutze.

Während der Langzeitreaktion kommt es zu einer chemischen Umwandlung der Tonminerale. Diese puzzolanischen Reaktionen führen im Verlauf von einigen Monaten bis zu mehreren Jahren zu Raumbeständigkeit, langfristiger Zunahme der Festigkeit und dauerhafter Tragfähigkeit. Erfahrungsgemäß ist ein starker Festigkeitsanstieg bis zu einer Abbindezeit von 2 bis 3 Jahren zu erwarten.

Im Unterschied zu den Feinkalken und den Kalkhydraten wirken hydraulische Kalke im Wesentlichen durch Reaktionen ihrer Hydraulefaktoren mit dem Wasser des Bodens verfestigend. Sie eignen sich vor allem für die Verfestigung grob- und gemischtkörniger Bodenarten, deren Wassergehalt im Bereich des optimalen Verdichtungswassergehaltes liegt.

11.2.2. Zement

Bei Bodenstabilisierung mit Zement resultiert die hydraulische Verfestigung aus einem Kristallisationsvorgang. In feinkörnigen Böden werden dabei starke Bindungen zwischen den Mineralkörnern durch die Hydratation des Zements hergestellt. Es entsteht eine verkitete Matrix, welche die Bodenkörner einschließt. Die zellenförmige Struktur dieser Matrix bestimmt die Festigkeit des Endprodukts, da die Festigkeit der Tonteilchen innerhalb der Matrix verhältnismäßig gering ist. Die erzielbaren Endfestigkeiten sind größer und werden schneller erreicht als bei Kalkstabilisierungen.

Der Verarbeitungszeitraum für das Boden-Zementgemisch beträgt im Allgemeinen bei nicht hydrophobiertem Zement bis zu drei Stunden nach dem Ausstreuen, bei hydrophobiertem Zement drei Stunden nach Beginn des Mischvorgangs. Er ist damit wesentlich kürzer als bei Boden-Kalkgemischen, die auch 24 Stunden nach dem Einmischen des Bindemittels noch verarbeitet werden können. Die fertige Zementstabilisierung ist über einen Zeitraum von 7 Tagen vor Austrocknung zu schützen.

Das erforderliche gründliche und gleichmäßige Einmischen des Zements erfordert bei bindigen Böden häufig eine Vorbehandlung mit Kalk. Daher haben sich in der Praxis unter bestimmten Randbedingungen derartige Bindemittelgemische bewährt.

12. Eignungsuntersuchungen

Die Bodenverkitung durch die Bindemittelzugabe erhöht den Erosionswiderstand bindiger Böden entscheidend. Dies haben großmaßstäbliche Überströmungsversuche, die an der Universität Stuttgart durchgeführt wurden, gezeigt (WESTRICH ET AL. 2003). Die Bodenstabilisierung als Baustoff für überströmbare Dämme muss aber auch nach der Einwirkung wechselnder Witterungseinflüsse wie Frost und Austrocknung im Fall der Durch- und Überströmung dauerhaft erosionsstabil bleiben.

Die genannten Witterungseinflüsse greifen die Struktur kohäsiver Böden an und erzeugt weitreichende irreversible Änderungen der Bodeneigenschaften. So entstehen beim Austrocknen Schrumpfrisse und bröckelige Strukturen, die wiederum das Eindringen von Wasser in den Boden erleichtern und dadurch zum Aufweichen und zur Entfestigung des Bodens beitragen können. Die Neigung eines bindigen Bodens zur Bildung von Schrumpfrissen bei Austrocknung wird durch die Bindemittelzugabe derart herabgesetzt, dass dieses Phänomen bei Bodenstabilisierungen im Allgemeinen in nur sehr geringem Umfang auftritt und im Bezug auf das Erosionsverhalten kein Problem darstellt. Eine Aufweichung oder

Verschlämmung durch Wassereinwirkung findet bei stabilisierten bindigen Böden im Allgemeinen nicht statt.

Maßgebend ist die Frostbeständigkeit. Eine pauschale Aussage über die dafür geeignete Bindemittelart und die erforderliche Zugabemenge kann aufgrund der vielfältigen Einflussfaktoren auf das Frostverhalten bindiger Böden nicht gemacht werden. Aufgabe von Eignungsuntersuchungen ist es daher, die geeignete Bindemittelart und die erforderliche Zugabemenge im Einzelfall festzulegen.

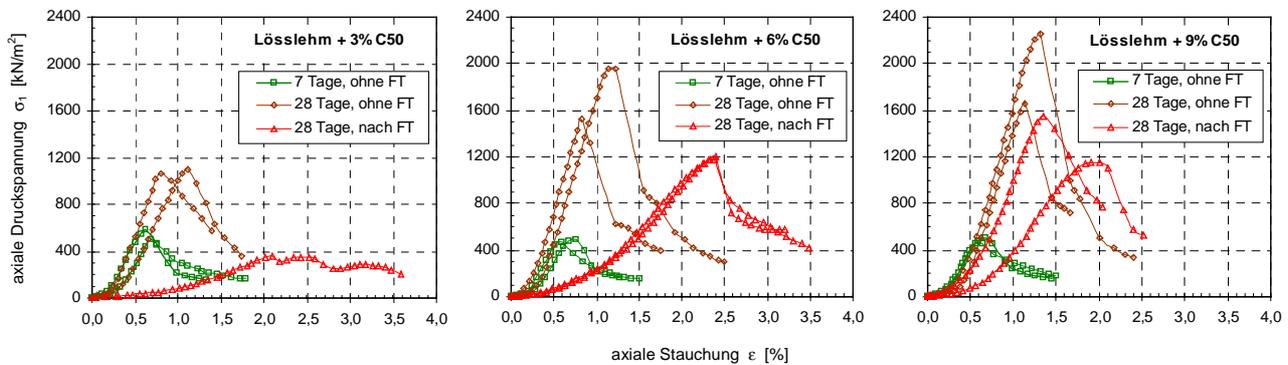


Abb. 3: Beispiel für das Ergebnis einer Frostprüfung

12.1. Frostbeständigkeitskriterien

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 mehrerer Frost-Tau-Wechsel verwendet. Hinsichtlich dem Anwendungsbereich der überströmbaren Dämme können diese Eignungsprüfungen grundsätzlich auch verwendet werden. Die Frostbeständigkeitskriterien müssen allerdings angepasst werden, da die Anforderungen nicht wie im Straßenbau in erster Linie auf den dauerhaften Erhalt der Tragfähigkeit des stabilisierten Bodens zielen. Vielmehr ist hier der dauerhafte Erhalt der Erosionsstabilität bei Durch- und Überströmung maßgebend.

12.2. Frost-Tauwechselprüfung

In den Prüfungen werden künstlich aus verschiedenen Boden-Bindemittelgemischen hergestellte Probekörper im Labor unter bestimmten Randbedingungen zunächst einer Beanspruchung aus wechselnder Einwirkung von Frost und Auftauen unterzogen. Im Anschluss daran wird an diesen Proben die einaxiale Druckfestigkeit bestimmt. Die ermittelten Werte werden dann mit denen verglichen, die an entsprechenden Proben ermittelt wurden, welche zuvor keiner Frost-Taubeanspruchung ausgesetzt waren. Die Ergebnisse einer solchen Prüfung sind beispielhaft in Abb. 3 dargestellt. Auf Grundlage dieser Ergebnisse kann dann die Festlegung der erforderlichen Bindemittelmenge erfolgen, die im Allgemeinen nicht kleiner als 6 Gew.-% sein wird.

13. Herstellung, Reparatur und Sanierung

Neben dem Einhalten der bekannten Regeln des Dammbaus ist bei Hochwasserschutzdämmen, die durch den Einsatz einer Bodenstabilisierung überströmbär ausgebildet werden sollen, aus fertigungstechnischer Sicht das intensive Einmischen des Bindemittels sowie die ausreichende Verdichtung des Gemischs in der Nähe des optimalen Wassergehalts jeweils mit geeignetem Gerät besonders wichtig.

Entscheidenden Einfluss auf die erfolgreiche Herstellung einer frostbeständigen Bodenstabilisierung hat neben der verwendeten Bindemittelart und der Zugabemenge auch die dem Bindemittel vor der Einwirkung des ersten Frosts zum Abbinden zur Verfügung stehende Zeit. Diese darf keinesfalls kürzer als 1 bis 2 Monate sein. Ggf. sind zudem Maßnahmen zur Nachbehandlung (z.B. Befeuchtung) durchzuführen, damit der Abbindeprozess optimal ablaufen und sich die erforderlichen Festigkeiten entwickeln können.

Nach einer erfolgten Überströmung ist ggf. die abgetragene Vegetationsschicht wieder herzustellen. Sollten auch am stabilisierten Dammkörper Schäden durch Erosionserscheinungen aufgetreten sein, so können diese Bereiche durch den Einbau eines geeigneten Boden-Bindemittelgemischs nach den Regeln des Erdbaus repariert werden. Aufgelockerte Zonen sind dabei vorher sorgfältig 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 neuen überströmbaren Dammschicht aus einer Bodenstabilisierung versehen werden soll. Die stabilisierte Schicht muss ausreichend dick gewählt werden. Besondere Aufmerksamkeit ist bei der Planung und bei der Ausführung den Übergängen zu benachbarten, nicht überströmbaren Dammbereichen sowie dem Kronen- und dem Fußbereich zu widmen, da Diskontinuitäten im Damm immer mögliche Ausgangspunkte für Erosionsvorgänge darstellen.

14. Zusammenfassung

Die beschriebenen Eigenschaften zusammen mit dem Einsatz gebräuchlicher Fertigungstechniken und Standardgeräten des Erdbaus machen die Bodenstabilisierung auch für den Anwendungsbereich der überströmbaren Dämme zu einem interessanten, weil in der Herstellung einfachen und kostengünstigen Verfahren. Nach derzeitigem Kenntnisstand ist dabei häufig ein Bindemittelgemisch, welches Zement- und Kalkanteil aufweist, in einer Zugabemenge von nicht weniger als 6 Gew.-% geeignet. Auf die beschriebenen Eignungsuntersuchungen darf aber im Einzelfall nicht verzichtet werden.

Darüber hinaus bietet die Bauweise die Möglichkeit der sehr guten Einpassung des Dammbauwerks in das Landschaftsbild. Auch eine ggf. erforderliche Reparatur des Dammkörpers aus verfestigtem bindigen Boden stellt kein größeres technisches Problem dar. Die erstmalige Umsetzung der Bauweise in der Praxis steht derzeit noch aus.

Literatur

- BOSSHARD, M. (1991): „Überflutbarkeit kleiner Dämme“. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
- 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
- DVWK (1991): „Hochwasserrückhaltebecken“. DVWK Merkblatt 202/1991, 2. erw. Auflage Verlag Paul Parey, Hamburg
- DVWK (1986): „Flussdeiche“. DVWK Merkblatt 210/1986, 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 VERKEHRSWESSEN (1986): „TP BF-StB – Teil B 11.1, Eignungsprüfung bei Bodenverfestigungen mit Zement“. FGSV 591/B11.1, Köln
- FORSCHUNGSGEMEINSCHAFT FÜR STRAßEN- UND VERKEHRSWESSEN (1991): „TP BF-StB – Teil B 11.5, Eignungsprüfungen Bodenverfestigung mit Feinkalk und Kalkhydrat“. FGSV 591/B11.5, Köln
- JESSBERGER, H. L. (1990): „Frost im Baugrund“ in: Grundbau-Taschenbuch, 4. Auflage, Teil 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- KÉZDI, A. (1970): „Handbuch der Bodenmechanik, Teil II“. Akadémiai Kiadó, Budapest
- KUTZNER, CHR. (1996): „Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen“. Enke Verlag, Stuttgart
- LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (Hrsg.) (1997): „Dammscharten in Lockerbauweise“. Karlsruhe
- MUTH, W. ET AL. (1996): „Hochwasserrückhaltebecken“. 2. verb. Auflage, Expert Verlag, Renningen-Malmsheim
- WESTRICH, B.; SIEBEL, R; VERMEER, P.A.; ZWESCHPER, B. (2003): „Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme“. Schlussbericht zum BW-PLUS Forschungsprojekt BWC 20004
- WESTRICH, B.; SIEBEL, R; ZWESCHPER, B. (2003): „Überströmbare Erddämme und Deiche – Erosionssichere Deckwerke, Bodenverfestigung, Bemessungsgrundlagen“, Beitrag zum Symposium Notsicherung von Dämmen und Deichen, Universität Siegen

LANDSCHAFTSVERTRÄGLICHE BAUWEISEN FÜR DEN HOCHWASSERSCHUTZ

Verfasser:

Prof. Dr.-Ing. habil. Hans Helmut Bernhart, Universität Karlsruhe – Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Karlsruhe

15. Landschaftsverträgliche Bauweisen – ein Widerspruch?

Die Themenstellung *landschaftsverträgliche Bauweisen* birgt einen schwer lösbaren Zielkonflikt in sich, denn es stellt sich die Frage, ob Hochwasserschutzmaßnahmen, die in einen Gewässerlauf eingreifen und Überflutungsräume verändern, landschaftsverträglich sein können. Bauwerke, die quer durch ein Tal gezogen werden und einen Bachlauf durchschneiden, verändern zwangsläufig den ursprünglichen Zustand des Tales.

Somit wird es um mehr oder weniger gut geeignete Lösungsansätze zum Erreichen eines vorgegebenen Zieles gehen. Da die damit verbundenen Aktivitäten im Spannungsfeld der gesellschaftlichen Bedürfnisse angesiedelt sind, wird es oft nur möglich sein, den jeweils bestmöglichen Kompromiss zu erreichen.

16. Zeitströmungen bei Hochwasserschutzplanungen

Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes sind Daueraufgaben und unterliegen den über lange Zeiträume sich wandelnden gesellschaftlichen Ansprüchen. Früher waren rein technisch ausgerichtete Gewässerausbaumaßnahmen, Begradigungen und Eindeichungen der Gewässer, gefragt, mit denen eine möglichst schnelle Ableitung der Hochwasserabflüsse angestrebt wurde (Abb. 1 und Abb. 2).



Abb. 1: HW-Schutz durch Begradigung und Eindeichung der Gewässer; Enz/Pforzheim vor der Umgestaltung (Foto: Bernhart)



Abb. 2: HW-Schutz durch Gewässerausbau; Singen/Pfinz (Foto: Bernhart)

Auch der Bau großer Speicherräume wurde in die HW-Schutzplanungen mit einbezogen; z. B. Nagoldtalsperre (Inbetriebnahme 1970) und Ertüchtigung der Schlichemtalsperre (Ende der 70er Jahre). Über einen längeren Zeitraum war dann der Bau von großen Hochwasserrückhaltebecken, die oftmals mit einem Dauerstau zur Schaffung von Badeseen kombiniert wurden, eine favorisierte Lösungsvariante. Hierbei wurden zur Gewährleistung der Hochwasserabfuhr oft aufwändige technische Bauwerke als Entlastungsanlagen erforderlich.

Die Abb. 3 und 4 zeigen die Anordnung der Hangentlastung des HRB Pfaffenriederbach bei Rot a. d. Rot sowie einen Blick in den Abflussquerschnitt des Entlastungsstollens.

In der nächsten Periode wurden die Entlastungsanlagen der Hochwasserrückhaltebecken häufig als überströmbare Dammscharten ausgebildet, wobei die Steine zunächst auch oft in Beton verlegt wurden.



Abb. 3: HW-Hangentlastung des HRB Pfaffenriederbach bei Rot a. d. Rot (Foto: Bernhart)



Abb. 4: HW-Entlastungsstollen des HRB Pfaffenriederbach bei Rot a. d. Rot (Foto: Bernhart)

Aus Abb. 5 ist der Grundablass mit Dauerstau und der Übergang zur Krone der Dammscharte des HRB Mühlhausen/Angelbach, Tairnbach zu ersehen; dieser Dauerstau ist nicht als Badesee konzipiert.



Abb. 5: Hochwasserrückhaltebecken mit Dauerstau und Dammscharte HRB Mühlhausen/Angelbach, Tairnbach (Foto: Bernhart)

Bei diesen Lösungsvarianten hatten die Begriffe Ökologie und Landschaftsbild nicht den heutigen Stellenwert. Bezüglich der Durchgängigkeit des Gewässerlaufes wurden keine Maßnahmen in Erwägung gezogen. Die gewählten Bauwerke – z. B. Überfall über eine Stauwand (Mönchbauwerk) - unterbanden oftmals à priori die Durchgängigkeit.

Ebenso wurde die Errichtung eines Dauerstaus in einem Fließgewässer und dessen Auswirkungen auf die Lebensgemeinschaften im und am Gewässer nicht hinterfragt (vgl. Abb. 6).

Der zwischenzeitlich eingetretene Wandel hinsichtlich der ökologischen Anforderungen führte dazu, dass solche Lösungen nicht mehr umgesetzt werden.



Abb. 6: Grundablass mit Dauerstau ohne Badebetrieb HRB Mühlhausen/Angelbach, Tairnbach (Foto: Bernhart)

17. Überströmbare Dämme - Dammscharten

Bei der Bauweise mit Dammscharten als Hochwasserentlastungsanlage ist die Einhaltung der Vorschriften bezüglich der Freibordmaße unabdingbar. Aus Abb. 7 ist der Kronenbereich einer Dammscharte zu ersehen. Der Größenvergleich mit der beim Betriebsgebäude stehenden Person (Körpergröße ca. 1,80 m) verdeutlicht, dass sich auch bei geringen Überströmhöhen relativ tiefe Einschnitte ergeben.

Daher werden auch bei Stauzielen mit niedrigen Einstauhöhen bereits relativ große Dammhöhen erforderlich. Obwohl bei dementsprechenden örtlichen Randbedingungen eine Lösung mit Dammscharte eine sehr gut geeignete Lösung ist, muss im Hinblick auf eine möglichst gute Einbindung in die Landschaft überprüft werden, ob diese Bauweise in Frage kommen kann, oder ob andere Lösungsansätze zu bevorzugen sind.



Abb. 7: Kronenbereich einer Dammscharte mit in Beton verlegtem Steinsatz HRB Mühlhausen/Angelbach, Tairnbach (Foto: Bernhart)

Da sich auf der Krone einer Dammscharte die Grenzabflusstiefe einstellt (y_{grenz}), ergibt sich für die Wasserspiegellage im Stausee der 1,5-fache Wert bezogen auf die Höhenkote der Dammscharte ($h = 1,5 \cdot y_{\text{grenz}}$; vgl. dazu Definitionsskizze in Abb. 8).

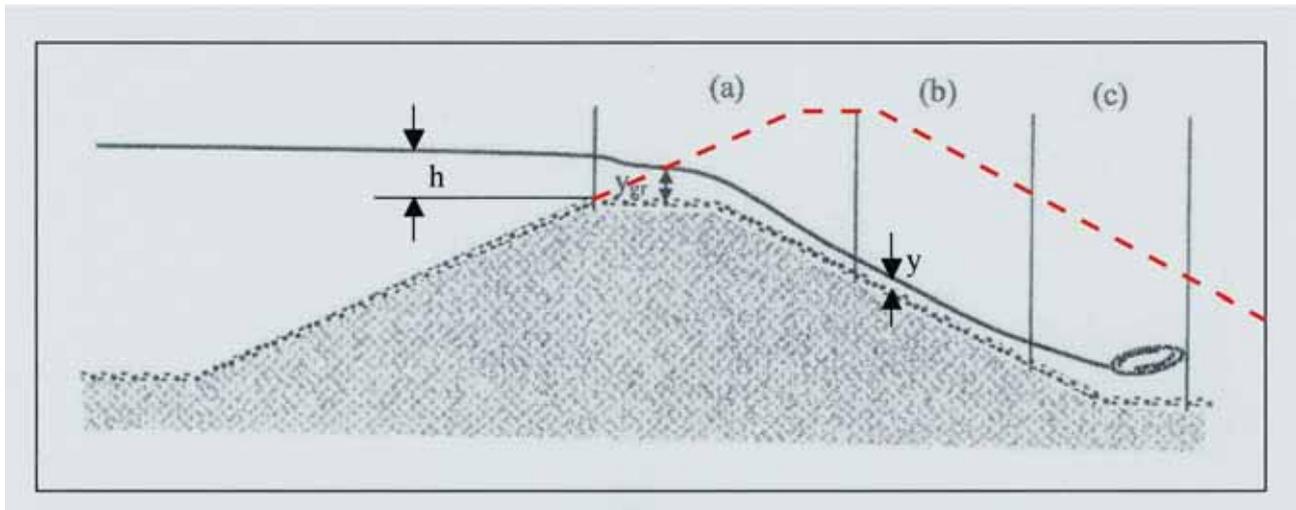


Abb. 8: Definitionsskizze zur Ermittlung der Wasserspiegellage im Staubecken

Die gemäß den Vorschriften zu beachtenden Einflussfaktoren (vgl. Skizze in Abb. 9) führen dazu, dass bezogen auf dieses Stauziel ein Mindestfreibordmaß von 1,0 bis 1,50 m einzuhalten ist.

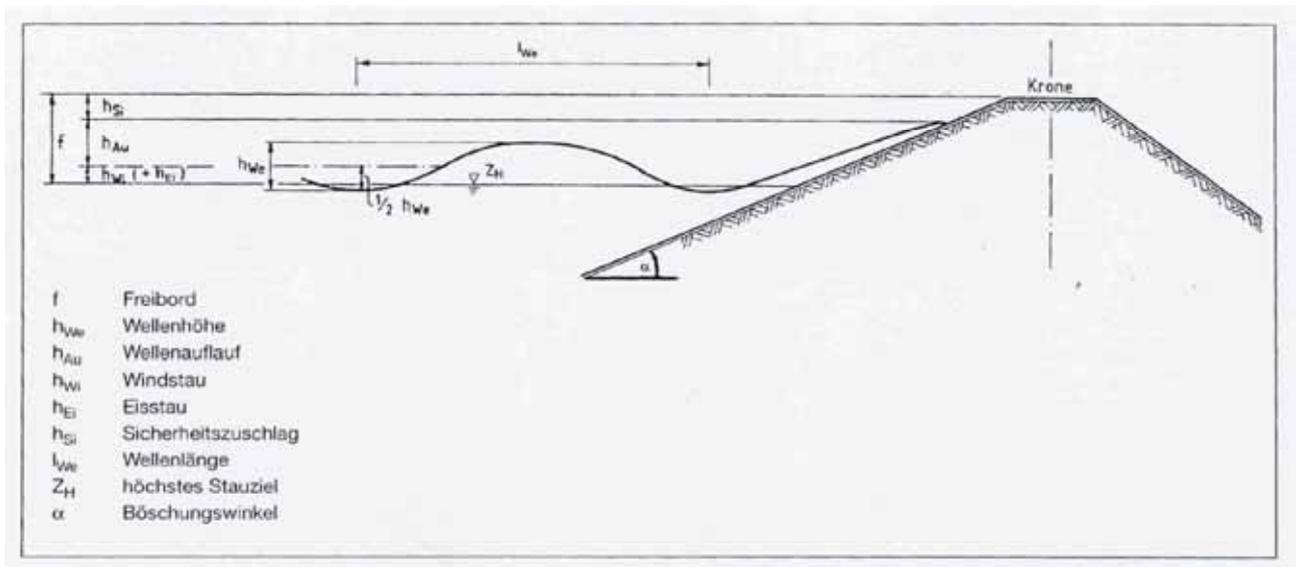


Abb. 9: Definitionsskizze zur Festlegung des Freibordes (DVWK-Merkblatt Nr. 246/1997)

Folglich wird bei der Ausführungsvariante als Dammscharte wegen der größeren Dammhöhe im Bereich außerhalb der Überströmstrecke, vgl. skizzierte Linienführung in Abb. 8, auch ein viel größeres Dammvolumen erforderlich

18. Anforderungen an landschaftsverträgliche Bauweisen

Um Hochwasserschutzbauwerke möglichst unauffällig in das Landschaftsbild einfügen und die ökologischen Anforderungen weitgehend erfüllen zu können, sind Konzepte mit Hochwasserrückhaltebecken mit relativ kleiner Stauhöhe gut geeignet.

Damit bei der Realisierung die Beeinträchtigungen des Landschaftsbildes und der gewässerspezifischen Belange so gering wie möglich bleiben, sollten folgende wesentliche Aspekte beachtet werden, wobei zwischen landschaftsbezogenen und gewässerspezifischen, ökologischen Kriterien zu unterscheiden ist.

18.1. Landschaftsbezogene Kriterien

Die Einpassung eines Dammbauwerkes in die umgebende Landschaft wird am besten gelingen, wenn folgende Aspekte in die Planung einfließen:

- niedrige Dammhöhen (Verzicht auf Freibord prüfen?)
- flache Böschungsausführungen (Beweidung möglich?)
- Abweichen von geraden Linienführungen (Modellierung der Böschungen)
- Begrünung der Überströmstrecken.

Ein Verzicht auf Freibord ist nur möglich, wenn der Damm voll überströmbar ausgeführt werden kann. Flache Böschungen sind zwar unauffällig, sie erfordern aber große Aufstandsflächen und somit einen entsprechend großen Platzbedarf. Wenn eine Weidebewirtschaftung in Erwägung gezogen werden soll, ist sicherzustellen, dass dadurch nicht die Dammböschung Schaden nimmt. Da bei Großvieh diese Gefahr immer gegeben ist (vgl. Abb. 10), kommt nur die Beweidung mit Schafen in Betracht.



Abb. 10: Schäden an einer Deichböschung infolge Beweidung mit Großvieh (Foto: Bernhart)

Von ebenen Flächen geprägte Böschungsausführungen können durch Vorschüttungen aufgelockert werden, auf denen auch Bepflanzungen zugelassen werden können, wenn der erdstatische Teil der Böschung dadurch nicht tangiert wird. Allerdings ist bei der Wahl der Bepflanzung auf die zu erwartende Wurzelbildung zu achten, da ein Eindringen von Wurzeln in den für die Standsicherheit relevanten Dammbereich wegen der sich dort ausbildenden Sickerwege nicht zugelassen werden kann.

Die Überströmstrecken - unabhängig davon ob ein voll überströmbarer Damm oder eine Dammscharte gewählt wird - müssen gegen die auftretenden Strömungsangriffe gesichert werden. Eine Grasnarbe kann nur zur Überdeckung der Sicherungselemente eingebracht werden. Als Schutz gegen die bei der Überströmung sich einstellenden Erosionskräfte ist Gras - entgegen immer wieder geäußerter Meinungen - keinesfalls geeignet.

Sollte dennoch nur Gras auf die Böschung aufgebracht werden, ist vom Abtrag des Böschungsmaterials auszugehen und die Standsicherheit des Dammes muss durch andere Maßnahmen, z. B. Spundwand, gewährleistet werden; hierzu ist ein entsprechender erdstatischer Nachweis unerlässlich.

Auch „Einfachbauweisen“, wie das Einbringen von „erosionssicheren“ Matten sind bei dieser Art der Strömungsbeanspruchung nicht geeignet. Aus Abb. 11 ist das Ergebnis eines diesbezüglichen Versuches im „Theodor-Rehbock-Laboratorium“ zu ersehen: Die angelegte „Schutzfunktion“ war innerhalb weniger Minuten (vgl. Zeitangabe im Foto rechts oben; zu Beginn des Versuches war 12:00Uhr eingestellt) hinfällig und der Damm wäre zwangsläufig infolge der einsetzenden Erosion des Dammmaterials gebrochen.

Im Foto links oben stellen sich nach einem Drittel des Fließweges die ersten Ausspülungen bereits bei einem Abfluss von ca. 20 l/sm ein; dann wurde der Abfluss auf 40 l/sm erhöht (Foto rechts oben) und bei dem Foto links unten flossen ca. 60 l/sm ab. Das Foto rechts unten zeigt die ausgespülte Böschung nach dem Wegnehmen der Matte. Die auf der Rinne eingestellte Böschungsneigung betrug 1:4.



Abb. 11: Ausspülungen auf einer nur mit „Erosionsschutz-Matten“ befestigten Böschung (Foto: TRL)

18.2. Gewässerspezifische Kriterien

Da die Fließgewässer, deren Uferstreifen und die gewässerbegleitenden Landschaftselemente ökologisch eine sehr eng verzahnte Einheit bilden, genügt es nicht, wenn nur auf die Durchgängigkeit für die im Gewässer selbst lebenden Arten geachtet wird. Die ökologische Funktionsfähigkeit setzt neben der

- aquatischen Durchgängigkeit auch die
- amphibische und
- die terrestrische Durchgängigkeit voraus.

Diese Anforderungen stellen hohe Ansprüche an den planenden Ingenieur, denn es ist somit nicht ausreichend, wenn in der Planung ein natürliches Gewässerbett nachempfunden und mit dem dort vorhandenen gewässerspezifischen Sohlsubstrat aufgefüllt wird. Damit wäre nur die aquatische, nicht aber die amphibische und die terrestrische Durchgängigkeit gegeben.

Um die amphibische und terrestrische Durchgängigkeit zu gewährleisten, müssten im Idealfall die natürlichen Strukturen der Uferbereiche und Randstreifen durch das Bauwerk hindurchgeführt werden. Am besten kann die Integration dieser Strukturen gelingen, wenn der ökologische Durchlass vom Hochwasserabfluss hydraulisch entkoppelt wird, um diesen Bereich vor großen Strömungsangriffen zu schützen. Die Aufgabe wird umso anspruchsvoller, je höher der Damm ist. Zu diesen Fragen ist noch Entwicklungsbedarf gegeben.

Auch von den ausgeführten neueren Bauwerken, die bei einer Fachexkursion im Mai 2003 unter Federführung der LfU Karlsruhe besichtigt wurden, erfüllen nicht alle diese Anforderungen. Die Auswertung der Fragebögen, die hierbei an die Teilnehmer ausgegeben wurden, ergab, dass auch von den Fachleuten sehr unterschiedliche Einstufungen bezüglich der Qualität der Durchgängigkeit erfolgten. Zur Verbesserung der Planungskriterien ist ein weiterer fächerübergreifender Gedankenaustausch unerlässlich.

Die Abb. 12 und 13 zeigen zwei unterschiedliche Lösungsvarianten, die als Ausführungsbeispiele besichtigt wurden: offene Schachtlösung bzw. Tunnellösung. Bezüglich der Bewertung durch die Exkursionsteilnehmer wird auf den Bericht der LfU 2003 verwiesen.



Abb. 12: HRB Bödighheim-Gewesterbach/Großer Waldbach; Zweckverband „Hochwasserschutz Einzugsbereich Seckach/Kirrlau“ (Foto: Bernhart)



Abb. 13: HRB Haager Tal/Lobbach, Zweckverband „Hochwasserschutz Einzugsbereich Elsenz-Schwarzbach“ (Foto: Bernhart)

19. Zusammenfassung

Eine „Ideallösung“ für diese Fragestellung gibt es sicher nicht, da an jedem Standort andere Gegebenheiten und Randbedingungen zu beachten sind. Gute Lösungsvarianten können nur erreicht werden, wenn die Planung fächerübergreifende Anforderungen erfüllt und auf einem fundierten Verständnis der hydraulischen und ökologischen Zusammenhänge beruht. Daher ist eine Zusammenarbeit der planenden Ingenieure mit den betreffenden Fachdisziplinen und eine gegenseitige Fort- und Weiterentwicklung unerlässlich.

Während der aquatischen Durchgängigkeit viel Aufmerksamkeit gewidmet wurde und auch sehr gute Lösungen realisiert wurden, liegen im Hinblick auf die amphibische und terrestrische Durchgängigkeit noch keine ausreichenden Erfahrungen vor. Hier ist noch interdisziplinärer Forschungsbedarf gegeben.

Literatur:

- BERNHART, H. H. (2003): „Naturverträglicher Hochwasserschutz – Wasserbauliche Aspekte“, Natur und Landschaft, 78.Jahrgang (2003), Heft 4, S. 138-142
- DVWK BONN (1997): „Freibordbemessung an Stauanlagen“, DVWK Merkblatt 246/1997
- LFU KARLSRUHE (2003): „Ökologische Durchgängigkeit von Hochwasserrückhaltebecken“, Bericht der LfU Karlsruhe über die Fachexkursion am 22.Mai 2003
- UNIVERSITÄT KARLSRUHE (1999): „Überströmbare Dämme – Leitgedanken für angepasste Lösungen für Hochwasserrückhaltebecken mit geringer Dammhöhe“, gemeinsamer Bericht des IWK und des IBF im Auftrag der LfU Karlsruhe, November 1999

MASTIX-SCHOTTER-DECKWERK FÜR ÜBERSTRÖMBARE DÄMME UND DEICHE

Verfasser:

Dr.-Ing. Andreas Bieberstein, Universität Karlsruhe – Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruhe
Prof. Dr.-Ing. Josef Brauns, Universität Karlsruhe – Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruhe
Dipl.-Ing. Jan Queißer, Universität Karlsruhe – Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Karlsruhe
Prof. Dr.-Ing. habil. Hans Helmut Bernhart, Universität Karlsruhe – Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Karlsruhe

Kurzfassung

In einem gemeinsamen Forschungsprojekt untersuchen das Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik sowie das Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe, wie Dämme und Deiche geringer Höhe ausgebildet werden müssen, wenn sie zum Zwecke der Hochwasserableitung einer planmäßigen Überströmung standhalten müssen. Die Nutzung dieser Technik setzt voraus, dass die luftseitige Oberfläche des Dammes gegen den Strömungsangriff des Wassers ausreichend gesichert wird. Für konstruktiv einfach zu realisierende, wirtschaftliche und technische Lösungen fehlten bisher Bemessungsregeln und Bautechniken, die es erlaubten, die erforderlichen Standsicherheitsnachweise zu führen. Im Rahmen des Projektes wurde ein statischer Ansatz zur Dimensionierung eines kohärenten, selbsttragenden Deckwerkes aus Mastix-Schotter (bituminös gebundener Kalksteinsplitt) für Überströmstrecken entwickelt. Dieser Ansatz wurde im Theodor-Rehbock-Laboratorium durch Versuche an großmaßstäblichen Modellen verifiziert, und die Bauweise wurde zur Ausführungsreife geführt. Die Umsetzung des Deckwerkes aus Mastix-Schotter in die Praxis wird anhand eines konkreten Anwendungsfalles beim Hochwasserrückhaltebecken Mönchzell dargestellt.

20. Einführung

Bei der Realisierung überströmbarer Dämme stellt sich die Frage nach der hydraulischen Belastbarkeit von Dammböschungen, die mittels Sicherungselementen (sogenannten Deckwerken) gegen Versagen geschützt sind (vgl. z.B. RATHGEB 2001 und DORNACK 2001). Dies erfordert ein ingenieurtechnisches bzw. erdstatisches Nachweiskonzept zur Gewährleistung der Standsicherheit bei gegebener hydraulischer Belastung (vgl. LfU 1997).

Nachfolgend werden Untersuchungsergebnisse vorgestellt, die von dem Lösungsansatz ausgehen, dass eine geeignete Oberflächensicherung aus dränfähigem, selbsttragendem und kohärentem Deckwerk aus Mastix-Schotter besteht (BIEBERSTEIN ET AL. 2002).

21. Anforderungen an überströmbare Erddämme und an Deckwerke

Bei der Konzeption von überströmbaren Dämmen und Deichen sind folgende prinzipielle Überlegungen zu Grunde zu legen:

- Es bedarf eines ingenieurtechnischen Bemessungskonzeptes für den statischen Nachweis von Überströmstrecken.
- Überlegungen zur zeitlich limitierten Standzeit von Erddämmen – auch bei vergleichsweise kurzen Hochwasserereignissen - sind gemäß dem heutigen Stand der Technik zur Prognose der „Breschenbildung von Erddämmen“ nicht sachgerecht.
- Es sind preiswerte, großflächig herstellbare Sicherungselemente aus technischen Baustoffen – sog. Deckwerke einzusetzen. Gras als Sicherungselement ist als unzureichend anzusehen.
- Da die luftseitige Böschungsoberfläche das Sicherungselement für derartige Erdbauwerke ist, sind unbedingt Maßnahmen gegen zufällige Umstände - wie beispielsweise Weidewirtschaft oder Vandalismus - zu ergreifen.
- Die Bauwerke müssen landschaftsverträglich sein.
- Möglicherweise ergeben sich angepasste Sicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit des Schadenspotentials.

Aus dammbautechnischen, hydraulischen und ökologischen Gründen lassen sich somit folgende Anforderungen für Deckwerke definieren:

- Ausreichende Dauerhaftigkeit/Langzeitstabilität
- Zuverlässig hohe Wasserdurchlässigkeit
- Erosionsstabilität
- Plastizität (wegen möglicher Setzungsdifferenzen)
- Fugenlosigkeit
- Mäßig rau (hydraulische Forderung)
- Möglichkeit zur Begrünung

Zur Ausbildung eines kohärenten Deckwerkes kommen prinzipiell verschiedene Baustoffe bzw. Bauweisen in Frage, die in Verbindung mit den zugehörigen Herstellungsverfahren jeweils Vor- und Nachteile besitzen. Um das für den Anwendungsfall geeignetste Deckwerk auszuwählen, wurden verschiedene Deckwerkstypen untersucht. Hierbei stellte sich heraus, dass der hochporöse Mastix-Schotter (vgl. Abb. 1), der als ein mittels bituminösem Mörtel gebundener Einkornsplitt bezeichnet werden kann, insgesamt die besten Eigenschaften besitzt. Zudem liegen langjährige Erfahrungen aus anderen wasserbaulichen Anwendungen vor (vgl. KUHN 1971 und SCHÖNIAN 1999).

Für die Untersuchungen im Theodor-Rehbock-Laboratorium wurde eine Rezeptur mit 80% Gestein und 20% Mastixmörtel (bestehend aus Bitumen, Füller, Mittelsand und Faserstoffen) verwendet.

Eine zentrale Forderung aus ökologischer bzw. landschaftsgestalterischer Sicht besteht in der Möglichkeit zur Begrünung derartiger Dammbauwerke. Der in Abb. 1 abgebildete Bohrkern aus Mastix-Schotter zeigt die Bedeckung der Oberflächensicherung mit einer Humusschicht, auf der Gras wächst. Die Vegetation auf dem in Abb. 2 dargestellten Deckwerk aus Mastix-Schotter dagegen siedelte sich allein aufgrund natürlichen Samenflugs an. Die ebene und homogene Oberfläche bietet zusätzlich Vorteile bezüglich der Unterhaltung und Pflege der Anlage, da sie zur Mahd z.B. mit einem Balkenmäher befahren werden kann.



Abb. 1: Bohrkern aus einem Deckwerk aus Mastix-Schotter mit aufgebracht Humusschicht und Begrünung (Quelle: ELSKENS 1995)



Abb. 2: Begrünung eines Deckwerkes aus Mastix-Schotter durch natürlichen Samenflug

22. Nachweis des kohärenten Deckwerkes

Der Nachweis des gewählten Deckwerkkonzeptes erforderte verschiedene Untersuchungsschritte:

- Geotechnische Auslegung: Dimensionierung des Deckwerkes, Klärung der Scherparameter sowie Nachweis der Belastbarkeit des Deckwerkes in einer Kipprinne.
- Hydraulik: Numerische Untersuchungen zur Dimensionierung und Optimierung der Abflussverhältnisse, insbesondere zur Gewährleistung einer zuverlässigen Energieumwandlung am Böschungsfuß.
- Verifikation der Resultate mittels Untersuchungen an einem Halbdamm-Modell im technischen Maßstab.

Der Nachweis der Standsicherheit des überströmten Deckwerkes kann für die gegebenen Bedingungen an einem Böschungselement erfolgen (vgl. LARSEN ET AL. 1986), wobei sich diese aus einem Vergleich der Einwirkungen und Widerstände ergibt (vgl. Abb. 3).

Eine Auswertung der analytischen Zusammenhänge ist in Abb. 4 dargestellt, in der die zulässige Grenzbelastung für ein Deckwerk aus Mastix-Schotter mit 12 cm Stärke über der Böschungsneigung aufgetragen ist; als Scharparameter wurde der Reibungswinkel in der Scherfuge gewählt.

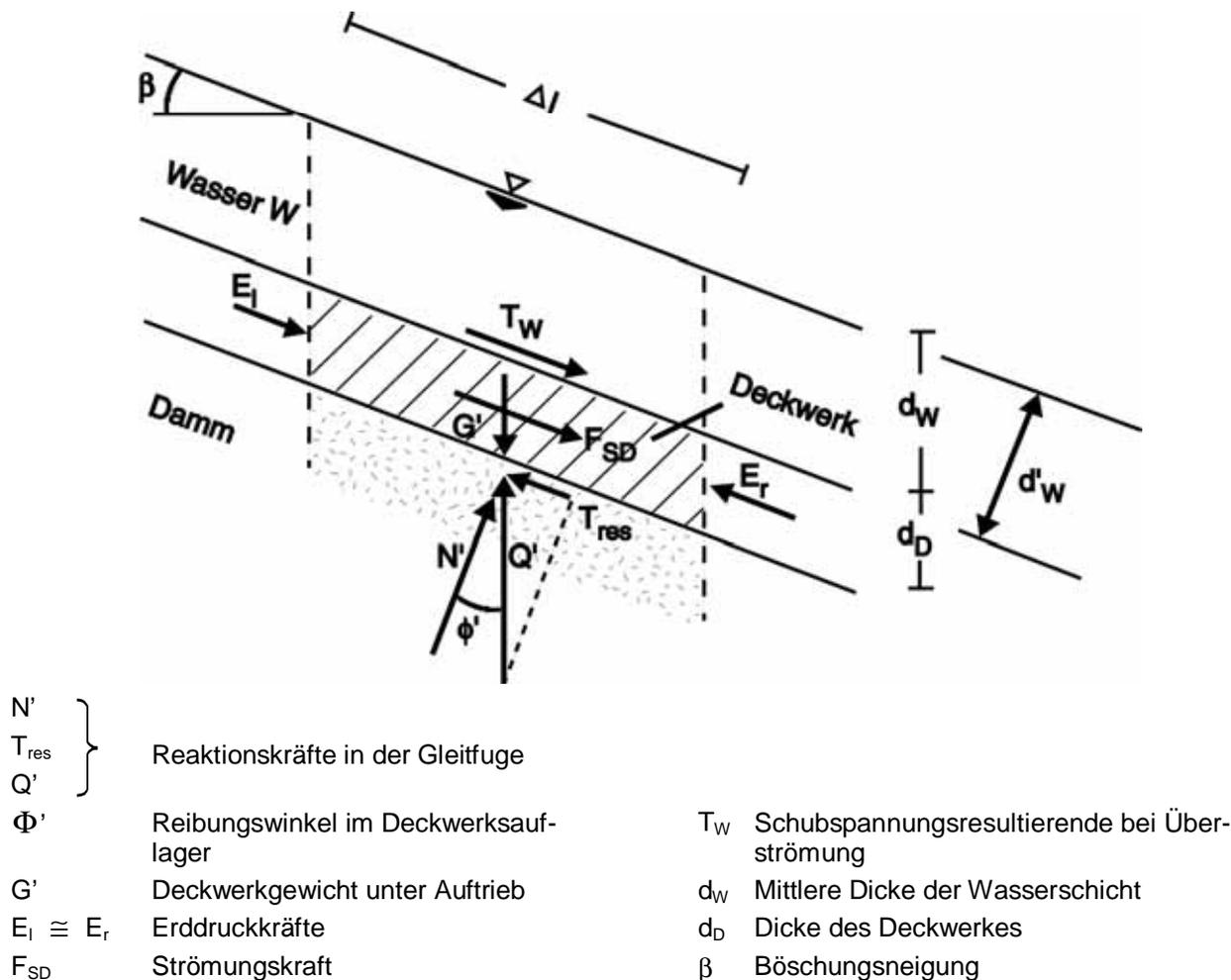


Abb. 3: Einzelelement einer hangparallel durch- und überströmten Böschung (LARSEN ET AL. 1986)

Aus den gezeigten Zusammenhängen wird für die praktische Anwendung – wie zu erwarten – Folgendes deutlich:

- Der Reibungswinkel in der Scherfuge hat einen maßgebenden Einfluss auf die zulässige Belastbarkeit der Böschung.
- Auf flachen Böschungen (kleine Böschungswinkel) sind grundsätzlich höhere hydraulische Belastungen zulässig.
- Steile Böschungsneigungen (z.B. $\beta > 15^\circ$) ermöglichen hingegen - nahezu unabhängig von der Größe des Reibungswinkels - eine nur sehr geringe hydraulische Belastung.
- Der dargestellte Zusammenhang gilt für den rechnerischen Grenzzustand ($\eta = 1,0$).

Wesentlich für die Zusammenstellung und den statischen Nachweis des gesamten selbsttragenden Deckwerksystems sind die Reibungsverhältnisse in den Scherfugen. Daher wurden die Scherparameter für derartige Systeme in der Kiprinne (vgl. Abb. 5) ohne jegliche hydraulische Belastung quantifiziert – es ergab sich ein Reibungswinkel von etwa 31° . Zur Ermittlung der hydraulischen Grenzbelastung des gewählten Deckwerkes wurden Untersuchungen an einem Böschungselement in einer in der Neigung zwischen 0° und 35° stufenlos verstellbaren Kiprinne (Länge: 4 m, Breite: 1,31 m) durchgeführt. Die Ergebnisse bestätigen den analytischen Berechnungsansatz im untersuchten Belastungsbereich; die Grenzbelastungen bei unterschiedlichen Böschungsneigungen sind in Abb. 4 als Kreuze eingetragen. Auf dieser Grundlage können zukünftig Deckwerke für relevante Abflüsse bemessen werden.

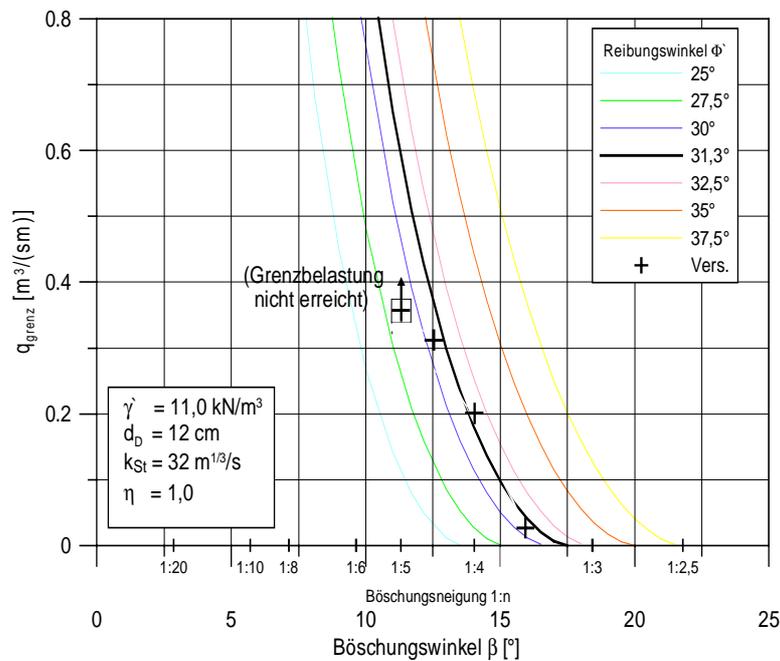


Abb. 4: Selbsttragendes, kohärentes und dräufähiges Mastix-Schotter-Deckwerk – theoretische Grenzbelastungen q in Abhängigkeit des Böschungswinkels β und des Reibungswinkels Φ' (Linien) sowie Versuchsergebnisse aus der Kiprinne bei $\Phi' = 31^\circ$ (Kreuze)

Aus hydraulischer Sicht war es wesentlich, die sich bei einer Überströmung eines Dammes einstellenden drei Abflussbereiche genauer zu betrachten. Diese unterscheiden sich hinsichtlich der Entwicklung der Fließgeschwindigkeiten, der Wasserspiegellagen sowie der Froudezahlen charakteristisch voneinander. Dabei wurde die Dammkrone mit dem



Abb. 5: Kiprinne – Selbsttragendes Deckwerk aus Mastix-Schotter bei einer Belastung von $q = 360 \text{ l}/(\text{sm})$ bei einer Böschungsneigung von 1:5)



Abb. 6: Halbdamm-Modell zur Durchführung von Überströmungsversuchen mit einer Böschungsneigung von 1:6 während des Betriebes

Übergang von strömendem zu schießendem Abfluss untersucht und die Böschung mit schießendem Normalabfluss bewertet. Vor allem jedoch stand der Böschungsfuß, an dem beim Übergang von schießendem zu strömendem Abfluss ein wesentlicher Teil der Energieumwandlung stattfindet, im Mittelpunkt des Interesses. Vorbereitend für die Versuche an einem physikalischen Modell wurden eindimensionale numerische Berechnungen durchgeführt, mit Hilfe derer vor allem Aussagen über die zu erwartende Lage des Wechselsprunges und die Qualität der Energieumwandlung getroffen werden konnten.

Alle Erkenntnisse flossen schließlich in ein Halbdamm-Modell im technischen Maßstab ein (vgl. Abb. 6), in dem die tatsächliche Belastungssituation realistisch nachgestellt werden konnte. Dies erfolgte bis zu einer hydraulischen Belastung von $q = 300 \text{ l/(sm)}$, zusätzlich wurden die Strömungsverhältnisse im Dammkörper (Sand) beobachtet und analysiert.

Wesentlicher Aspekt der Untersuchungen war, die gezielte Energieumwandlung am Übergang der Böschung zum horizontalen Gelände zu optimieren, um das unterstromige Gelände vor Erosion zu schützen. Das gelang durch die Anordnung einer mit Mastix-Schotter befestigten Mulde als Kolkschutz im Übergangsbereich von der Böschung zum horizontalen Gelände. Die bei der Energieumwandlung auftretenden Kräfte und Belastungen werden durch das Sicherungselement aufgenommen und in den Untergrund abgeleitet. Ein Abwandern des Wechselsprunges in das unbefestigte Unterwasser wird durch die Muldenform unterbunden (vgl. Abb. 7).



Abb. 7: Energieumwandlung am Böschungsfuß – Blick von oberstrom (vgl. BIEBERSTEIN ET AL. 2002)

23. Umsetzung in die Praxis - Ausführungsvorschlag

Auf Grundlage des hier vorgestellten statischen Nachweiskonzeptes ist es möglich, Überströmstrecken bis zu einem spezifischen Abfluss von etwa $q = 500 \text{ l/(sm)}$ zu bemessen. Die luftseitigen Böschungen sind in Abhängigkeit der Eingangsgrößen in der Regel flach auszubilden. Dies ist auch aus landschaftsgestalterischen Gründen sinnvoll und erstrebenswert.

Als Ergebnis aller Untersuchungsschritte konnte der in Abb. 8 dargestellte alternative Ausführungsvorschlag für das Hochwasserrückhaltebecken Mönchzell konstruktiv abgeleitet werden. Der Dammkörper wird an der mit 1 : 8 geneigten Luftseite mit einer Lage aus Geogewebe belegt, auf der das Deckwerk aus Mastix-Schotter mit einer Schichtstärke von 20 cm heiß eingebaut wird. Durch die Anordnung des befestigten Kolkes am Böschungsfuß erfolgt eine gezielte Energieumwandlung in diesem Bereich zum Schutz des unterstromigen Geländes.

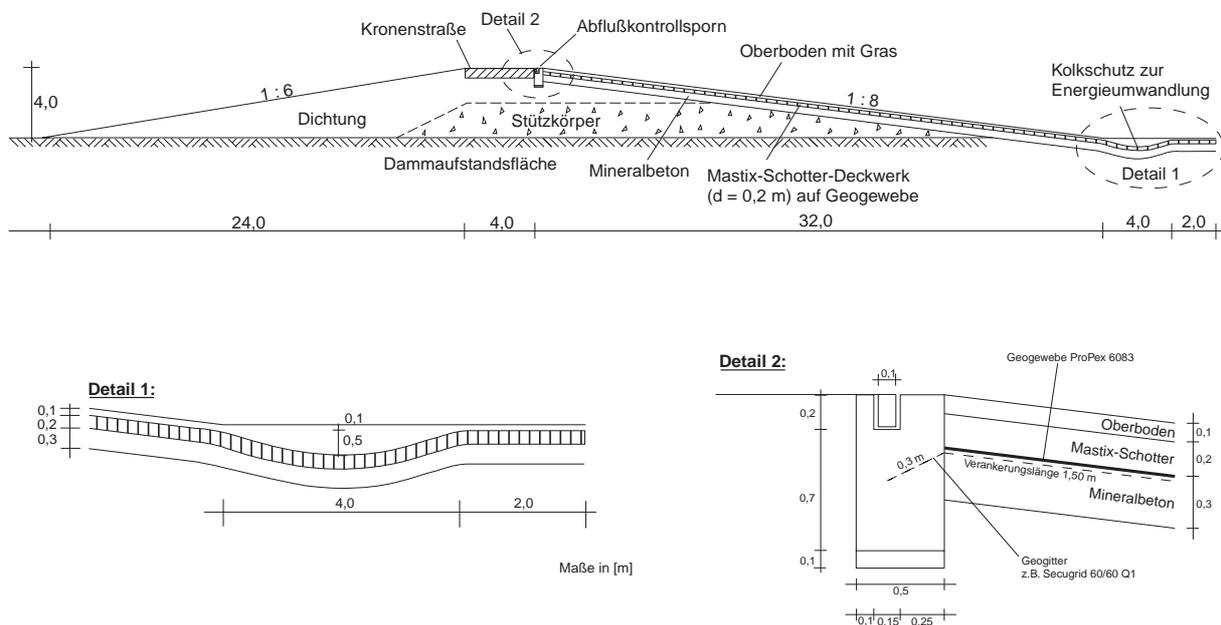


Abb. 8: Alternativentwurf für das Hochwasserrückhaltebecken Mönchzell mit Deckwerk aus Mastix-Schotter (spez. hydr. Belastung $q = 405 \text{ l/sm}$)

Das untersuchte Deckwerk aus Mastix-Schotter wird anschließend vollflächig mit Mutterboden überdeckt und begrünt. Der Grasbewuchs geht jedoch in die statische Betrachtung jedoch nicht ein. Im Falle einer Überströmung ist dessen Beschädigung – unter Umständen bis hin zum Totalverlust – nicht auszuschließen, da der Mutterboden mit Grasbewuchs für sich unter Umständen nicht standsicher ist. Das darunter liegende Deckwerk übernimmt dann planmäßig die dauerhafte Sicherung des Damms bzw. Deichkörpers während der Überströmung.

Dem großtechnischen Einsatz dieser Bauweise für spezifische Abflüsse bis etwa 500 l/(sm) steht nichts entgegen. Die Anforderungen an die bautechnische Umsetzung und insbesondere an die Qualitätssicherung liegen vor.

Abschließend sei darauf hingewiesen, dass überströmbare Erddämme auch in anderen Anwendungsfällen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes eine effektive Alternative zu konventionellen Entlastungsbauwerken sein können. Neben Überströmstrecken zur Notentlastung von Deichstrecken bieten sich auch Maßnahmen zur Sicherheitsanpassung bzw. Ertüchtigung bestehender Rückhaltebecken an.

Literatur

- BIEBERSTEIN, A., BRAUNS, J. & KAST, K. (1997): Überströmbare Hochwasserschutzdämme in Sonderbauweise. Geotechnik-Sonderheft 1997, DGGT.
- BIEBERSTEIN, A., BRAUNS, J., QUEISSER, J., BERNHART, H. (2002): Überströmbare Dämme – Landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg. Zwischenbericht: BW-PLUS.
- BIEBERSTEIN, A., BRAUNS, J., QUEISSER, J., BERNHART, H. (2003): Überströmbare Dämme – Landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg. Zwischenbericht: BW-PLUS.
- BRAUNS, J., BIEBERSTEIN, A., REITH, H., BERNHART, H., QUEISSER, J. (2000): Sicherung überströmbarer Deichböschungen für den Polder Grietherbusch. Studie im Auftrag des Ministeriums für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen (unveröffentlicht).
- DORNACK, S. (2001): Überströmbare Dämme – Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen. Dissertation, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Universität Dresden.
- ELSKENS, F. (1995): Protecting Overflow Dikes for Controlled Flood Areas in Belgium. PIANC Conference on Inland Waterways and Flood Control, Brussels, Belgium.
- KUHN, R. (1971): Erprobung von Deckwerken durch Schifffahrtsversuche. Wasserwirtschaft 3.
- LARSEN, P., BLINDE, A., BRAUNS, J. (1986): Überströmbare Dämme - Hochwasserentlastung über Dammscharten. Versuchsbericht der Versuchsanstalt für Wasserbau und Kulturtechnik und der Abteilung Erddammbau und Deponiebau am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, unveröffentlicht.
- LfU - LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (1997): Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken. Handbuch Wasser 2.
- RATHGEB, A. (2001): Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbareren Erddämmen. Dissertation, Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart.
- SCHÖNIAN, E. (1999): The Shell Bitumen Hydraulic Engineering Handbook. ISBN 0953588505.

VERBUNDBAUWEISEN

Verfasser:

Dipl.-Ing. Jan Queißer, Universität Karlsruhe – Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Karlsruhe

24. Allgemeines

Zur Überströmbarmachung von Erddämmen können Verbundbauweisen verwendet werden, die den Dammkörper auf der Luftseite durch den Einsatz membranartiger Bauelemente aus Geotextilien stabilisieren. Derlei Bauweisen weisen gegenüber den kohärenten und selbsttragenden Deckwerken den Vorteil auf, dass sie eine deutlich höhere hydraulische Belastung und steilere Böschungsneigungen zulassen. Somit können die Verbundbauweisen vor allem an Standorten mit beengten Platzverhältnissen eine interessante und wirtschaftlich attraktive Alternative zu anderen Sicherungselementen darstellen.

Aus der Vielzahl von möglichen Verbundbauweisen wurden nach eingehender Abwägung der Vor- und Nachteile die nachfolgend beschriebenen Schlaufenvarianten bzw. Schlauchvarianten zur näheren Betrachtung ausgewählt. In Abb. 1 werden die beiden Bauweisen anhand von Prinzipskizzen schematisch aufgezeigt.

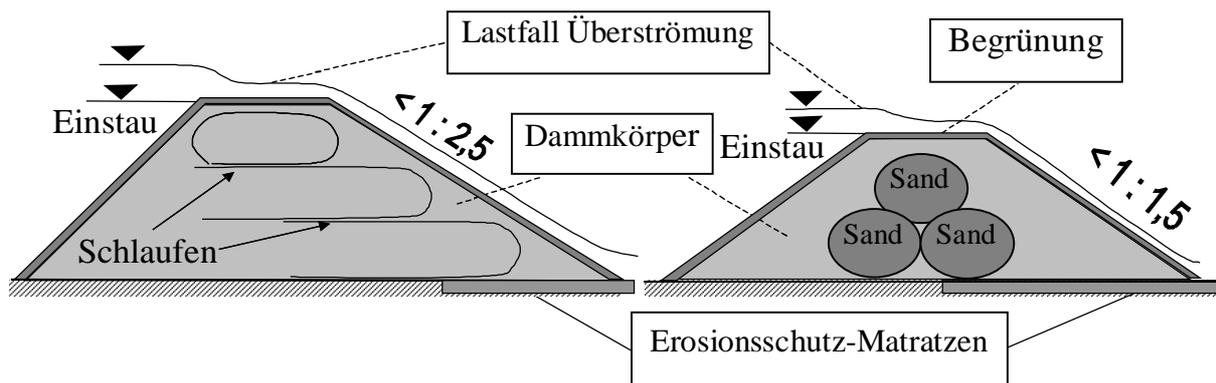


Abb. 1: Verbundbauweisen – Prinzipskizzen von Schlaufen- bzw. Schlauchvariante

Zum Nachweis der Einsatzfähigkeit der skizzierten Bauweisen wurden Modellversuche durchgeführt, deren Ergebnisse in die Entwicklung eines Bemessungs- und Nachweiskonzeptes einfließen. Ergänzt wurden diese Untersuchungen durch die Messungen der Druckverhältnisse an der Sohle eines stufenförmigen Gerinnes bei variabler Ausbildung der an der Luftseite vorhandenen Abstufungen.

Die endgültige Ermittlung eines erdstatischen Bemessungskonzeptes für die dargestellten Verbundbauweisen erweist sich jedoch trotz ausgiebiger Betrachtung der einwirkenden Kräfte und des Verformungsverhaltens als äußerst komplex. Im Rahmen des Forschungsprojektes konnte zwar die grundsätzliche Anwendbarkeit dieser Bauweisen als Sicherungselement überströmbarer Dämme nachgewiesen werden, die Erarbeitung eines vollständigen Ansatzes zur Berechnung steht allerdings noch aus.

25. Schlaufenvarianten

Die Schlaufenvariante besteht aus Einlagen bzw. Schlaufen aus Geogewebe bzw. Geogrid, die in einem Sand- oder Erdkörper rückverhängt sind. Da das Geogewebe lagenweise in den Dammkörper eingelegt und rückwärtig in den Dammkörper eingebunden ist, bildet es eine Bewehrung der Böschung. Die Strömungskräfte, die insbesondere im Bereich der luftseitigen Böschung infolge Durch- und Überströmung des Dammes auftreten und dort nicht aufgenommen werden können, werden über die flächenhaften Bewehrungselemente in Form von Zugkräften in das Damminnere abgeleitet. Dies wird durch die dort aktivierbaren Reibungskräfte ermöglicht. Für die Bemessung der Schlaufenvariante ist die durch das Geogrid aufzunehmende Zugkraft zu berechnen und die daraus erforderliche Einbindelänge zu bestimmen.

Zur Untersuchung des Verhaltens von derart ausgebildeten Schlaufenvarianten unter hydraulischer Belastung infolge Überströmung wurde der Aufbau eines Modellversuchs konzipiert (vgl. Abb. 2), der die Messung und Erfassung der geometrischen Verhältnisse (Verformungen) der einzelnen Schlaufen infolge Durch- und Überströmung ermöglichte. Das Modell wurde mit einer Gesamthöhe von 0,6 m im Maßstab 1 : 2,5 bei einer luftseitigen Böschungsneigung von 1 : 2,5 errichtet, wobei die drei Sandlagen aus modelltechnischen Gründen komplett mit Geogewebebahnen umschlossen wurden. Als Geogewebe wurde AMOCO ProPex 6083 verwendet. Der spezifische Abfluss im Modell betrug maximal $q_{\text{Modell}} = 180 \text{ l/(sm)}$. Umgerechnet auf den Naturwert entspricht dies $q_{\text{Natur}} = 710 \text{ l/(sm)}$.

Wesentlich bei diesen Betrachtungen ist die Einhaltung von Modellgesetzmäßigkeiten. Obwohl bei belüfteter Strömung – wie sie im zu betrachtenden Fall vorliegt – eine strenge dynamische Ähnlichkeit nicht zu erreichen ist, da Luftblasen im Modellversuch proportional zu groß sind, können Maßstabeffekte durch großmaßstäbliche Modelle und hydraulisch glatte Berandungen verringert werden. Den Überlegungen mehrerer Autoren zufolge kann von einem Maßstab von etwa 1 : 20 bis 1 : 15 ausgegangen werden, um Mess- und Maßstabsfehler und insbesondere Reynoldszahl-Effekte zu minimieren (BOES 2000). Durch die Wahl des hier verwendeten großen Maßstabes von $M = 1 : 2,5$ können derartige Effekte nahezu ausgeschlossen werden.

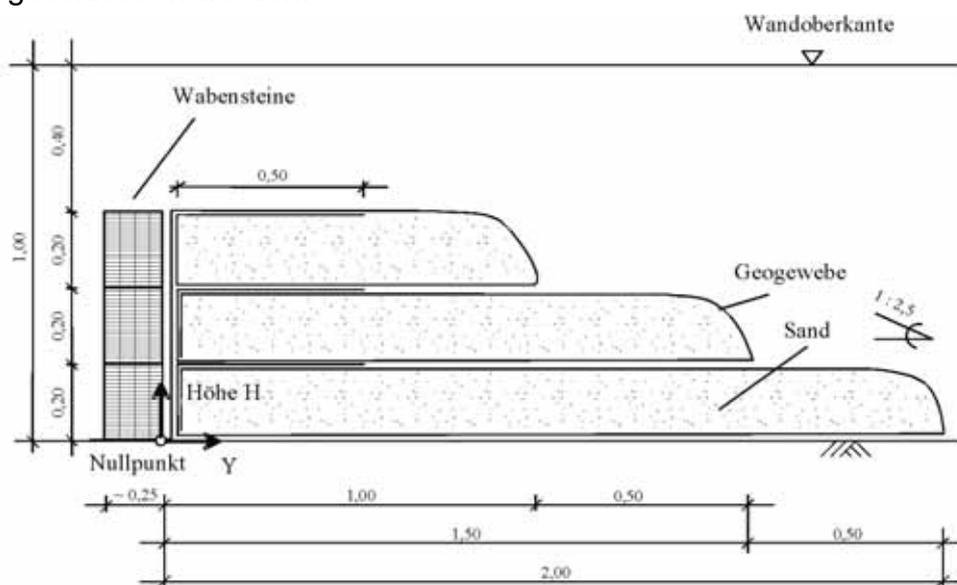


Abb. 2: Querschnitt des Schlaufenmodells mit luftseitiger Böschungsneigung von 1 : 2,5 ($M = 1 : 2,5$)

Im Rahmen der beschriebenen Versuchsreihe konnte grundsätzlich die Stabilität von Verbundbauweisen in Form von Schlaufenlösungen mit der untersuchten steilen luftseitigen Böschung bei großen und langandauernden hydraulischen Belastungen bis zu $q_{\text{Natur}} = 710 \text{ l/(sm)}$ nachgewiesen werden. Diese Bauweise hat sich somit auch bei großen Abflüssen als überströmungsresistent herausgestellt.

Die ermittelten Materialumlagerungen innerhalb der einzelnen Schlaufen sind in dem beobachteten Ausmaß nicht erwünscht. Sie sind in erster Linie auf die modelltechnischen Randbedingungen zurückzuführen, da ohne die Verwendung großtechnischer Geräte eine optimale Verdichtung des Dammbaustoffs beim Einbau nicht erzielt werden konnte und in den Randbereichen des Modells unvermeidbare Hohllagen entstanden. Ein Materialaustrag aus der Konstruktion wurde jedoch bei den Versuchen nicht beobachtet.

Es ist darauf hinzuweisen, dass sich auch in situ geringfügige Verformungen der luftseitigen Schlaufen infolge Überströmung nicht vollständig vermeiden lassen. Durch den maschinellen Einbau werden sich diese allerdings im Vergleich zum Modell verringern lassen. Die infolge Durch- und Überströmen einwirkenden Belastungen sind zu quantifizieren und in ein Nachweiskonzept zu integrieren. Erste Berechnungen zeigen, dass die in den Bewehrungslagen auftretenden Kräfte infolge Überströmung im Vergleich zu den Sickerströmungskräften im Dammkörper anteilmäßig vergleichsweise klein einzuschätzen sind (SEMAR 2001).

26. Schlauchvarianten

Im Gegensatz zu den Schlaufenvarianten bilden die Schlauchvarianten geschlossene Systeme. Dabei stehen Schläuche mit einem Durchmesser bis zu mehreren Metern zur Verfügung, die in beliebiger Länge hergestellt werden. Die Schläuche werden mit Sand gefüllt, indem ein Wasser-Sand-Gemisch eingespült wird, wobei das überschüssige Wasser durch das Geotextil sowie durch angeordnete Geogewebestützen wieder nach außen gelangt, während der Sand im Schlauch verbleibt. Derartige sandgefüllte Geogewebesläuche sind in ihrer Anwendung im Wasserbau keine Neuigkeit, sie werden zum Beispiel im Bereich des Küstenschutzes eingesetzt (PILARCZYK 2000).

Zur konstruktiven Ausbildung von überströmbaren Erddämmen mit mehreren Metern Höhe ergeben sich durch die Verwendung bzw. Integration derartiger Schläuche unterschiedliche Lösungsansätze. Einerseits ist es möglich, lediglich einen gefüllten Schlauch im Kernbereich anzuordnen, andererseits sind auch sogenannte Batterielösungen mit mehreren aufeinander liegenden Schläuchen denkbar (vgl. Abb. 1 mit drei Schläuchen).

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

Als Basis für die Entwicklung eines Nachweiskonzeptes, bei dem sowohl die innere als auch die äußere Standsicherheit zu berücksichtigen sind, dienen die theoretischen Zusammenhänge und Abhängigkeiten dieser verschiedenen Einflussparameter. Aus den bekannten Gesetzmäßigkeiten ergibt sich die Querschnittsgeometrie eines Schlauches, wie sie in Abb. 3 beispielhaft in Abhängigkeit des Innendruckes, der Wichte des Füllstoffes sowie des Umfanges des Geogewebeslauches dargestellt ist.

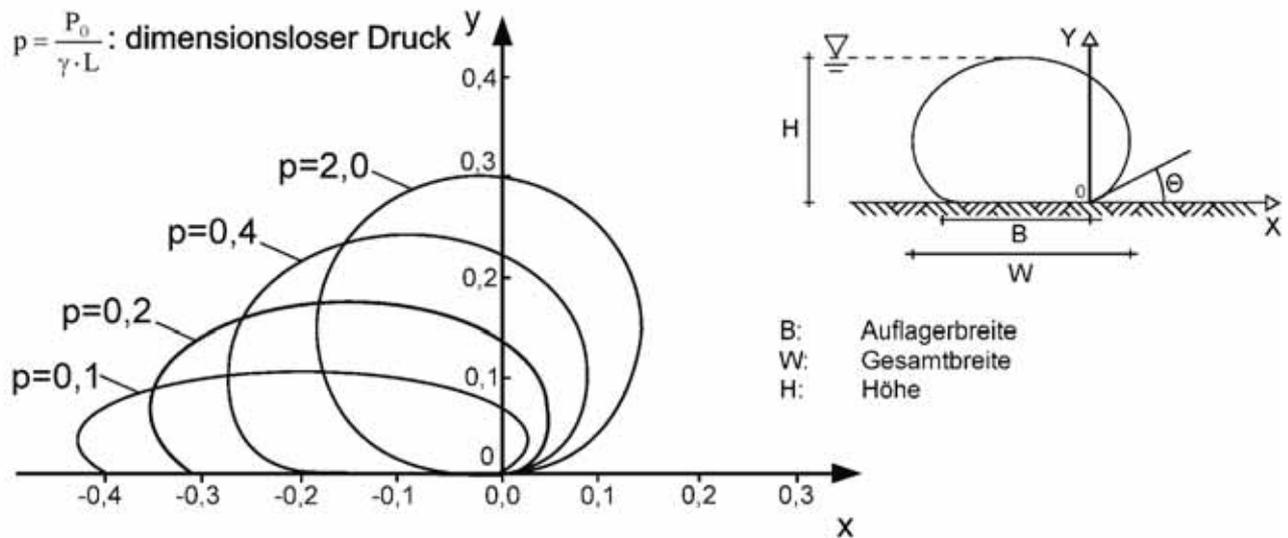


Abb. 3: Querschnittsgeometrie eines Geogewebeschlauches in Abhängigkeit des Innendruckes P_0 , der Wichte des Füllstoffes γ sowie des Umfanges des Geogewebeschlauches L

Die gefundenen Zusammenhänge lassen sich nutzen, um die verschiedenen Abhängigkeiten der geometrischen Größen wie die Höhe H , die Auflagerbreite B , die Gesamtbreite W sowie die Zugspannung im Geogewebe bzw. den Füllungsgrad von Schläuchen analytisch zu beschreiben.

Auf dieser Grundlage war es möglich, Überströmungsversuche durchzuführen. Hierzu wurden mit Sand bzw. Beton gefüllte Geogewebeschläuche mit einem Füllungsgrad von jeweils etwa 92 % als einzelne Schläuche und auch als Batterievariante getestet. Die Abb. 4 vermittelt einen Eindruck von den Versuchen.



Abb. 4: Überströmungsversuch an einem Verbundsystem aus drei Geogewebeschläuchen (Höhe ca. 35 cm) bei einer spezifischen Belastung von $q_{\text{Modell}} = 140 \text{ l/(sm)}$ (entspricht $q_{\text{Natur}} = 550 \text{ l/(sm)}$)

Aus den Untersuchungen zu den Schlauchvarianten lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

- Bei den Untersuchungen mit Einzelschläuchen versagte das System bei kontinuierlicher Steigerung der hydraulischen Belastung infolge Abgleiten der Schläuche auf der vergleichsweise glatten Unterlage.
- Um bei der Anwendung von sogenannten Batterielösungen die hydraulische Belastbarkeit steigern zu können, sollte das Tragverhalten verbessert werden, indem die einzelnen Schläuche miteinander verbunden werden. Damit besteht die Gewähr, dass nicht ein einzelner Schlauch des Systems zum Versagen führt. Bei Anwendungen im Feld sind die Schläuche bereits vor der Füllung miteinander zu verbinden.

27. Einwirkende Kräfte

Bei den dargestellten Verbundlösungen sind für die Bemessung die auf das System einwirkenden Kräfte aus der Überströmung von Bedeutung. Um diese quantifizieren zu können, wurde ein Treppenmodell (vgl. Abb. 5) zur Ermittlung der Druckverhältnisse an der Sohle einer solchen stufenförmigen Entlastungsanlage entwickelt. Aus der Druckverteilung können die Kräfte abgeleitet werden.

Bei der Konzeption dieses Modells mussten einige Vereinfachungen vorgenommen werden: Die Form der luftseitigen Böschungssicherung wurde idealisiert und die Oberfläche als undurchlässig angenommen, wodurch allein die Kräfte aus der Überströmung in den Messungen erfasst wurden. Die getrennt zu betrachtenden Kräfte aus der Durchströmung des Dammkörpers wurden in diesem Experiment nicht ermittelt.

Es wurden drei Grundformen betrachtet: das Treppenmodell mit rechtwinkligen Stufen, das Treppenmodell mit halbkreisförmigen Formelementen an den Stirnseiten der Stufen und das Treppenmodell mit viertelkreisförmigen Formelementen an den Stirnseiten der Stufen. Mit diesen drei Grundvarianten ist die tatsächliche abgerundete Form der Verbundbauweisen näherungsweise nachgebildet worden und anhand der Ergebnisse können Aussagen über den Einfluss der Form der Stufen auf die einwirkenden Kräfte getroffen werden.

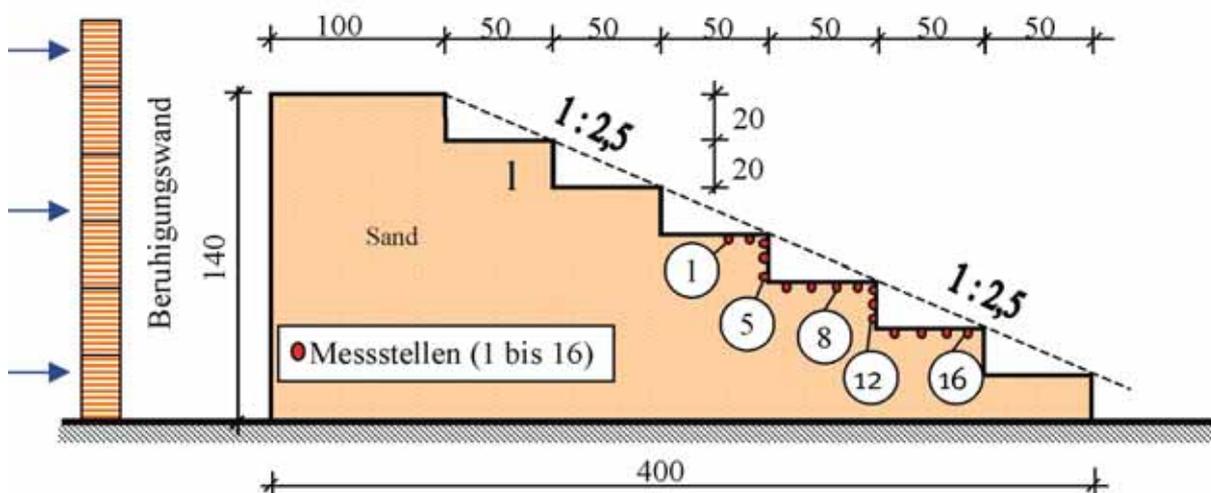


Abb. 5: Treppenmodell zur Untersuchung der hydraulischen Abflussverhältnisse von Verbundlösungen

Für die Ausbildung des Versuchsstandes wurde ein Maßstab von 1 : 2,5 gewählt. Der Versuchsstand besitzt eine Höhe von 1,40 m und ist aus sieben Stufen aufgebaut, was auf Naturwerte umgerechnet eine Gesamthöhe von 3,5 m und eine Stufenhöhe von 0,5 m ergibt. Da die ersten Stufen bei einer Überströmung als Anlaufstrecke anzusehen sind, bevor sich ein nahezu stationärer Fließzustand einstellt, wurden die 16 Druckmessstellen ausschließlich auf die unteren Stufen verteilt. Durch die in Fließrichtung linksseitig angeordnete Wand aus Plexiglas können zusätzlich die sich einstellenden Wasserspiegellagen abgelesen werden. Somit wurden im Rahmen der Modellversuche die zwei wichtigen Parameter – Wasserspiegel und Druck – ermittelt.

Es zeigte sich, dass bereits bei kleinen Abflüssen der Übergangsbereich von der Kaskaden- zur Gerinneströmung erreicht wird. Der mit $q_{\text{Natur}} = 1200 \text{ l/(sm)}$ größte untersuchte Abfluss (entspricht $q_{\text{Modell}} = 300 \text{ l/(sm)}$) kann als einziger eindeutig der Gerinneströmung zugeordnet werden. Bei den kleineren der betrachteten Abflüsse befindet man sich im Übergangsbereich zwischen den beiden Strömungszuständen.

In den folgenden Abbn. 6 a - c sind exemplarisch die Ergebnisse der Druckmessungen an der Messstelle 8 (vgl. Abb. 5) dargestellt. Diese Messstelle befindet sich auf der in Fließrichtung gesehen fünften Stufe in der horizontalen Ebene (vgl. auch die kleinen Skizzen in Abbn. 6 a - c). Für die Auswertung der Messungen wurde eine dimensionslose Darstellung gewählt, die jeweils den Mittelwert mehrerer 2,5 Sekunden langer Messungen sowie die über alle Messungen eines Abflusszustandes ermittelten Maximal- und Minimalwerte zeigt.

Durch die näherungsweise Nachbildung der resultierenden Geometrie bei der Schlaufenlösung (Viertelkreissegmente, Abb. 6 c) bzw. der Schlauchvariante (Halbkreissegmente, Abb. 6 b) im Treppenmodell ist es anhand der vorliegenden Untersuchungsergebnisse möglich, zuverlässige Angaben über auftretende Belastungen auf die in Verbundbauweise erstellten überströmbaren Dämme zu erhalten. In Verbindung mit den aus der Durchströmung resultierenden Kräften liegen somit die wesentlichen Informationen über maßgebende Einwirkungen vor.

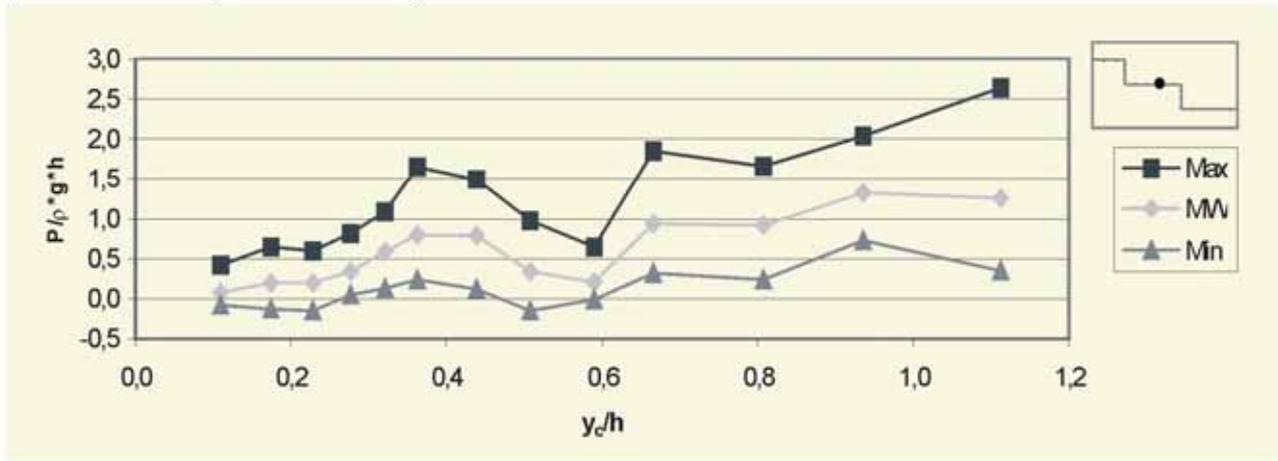
28. Zusammenfassung

Im Rahmen des bearbeiteten Forschungsvorhabens wurden landschaftsverträgliche Bauweisen für überströmbare Dämme entwickelt. Eine mögliche Ausführungsvariante besteht in den sogenannten Verbundlösungen. Diese Bauweisen beruhen auf dem Grundsatz, die Überströmung durch den Einsatz membranartiger Bauelemente aus Geotextilien zu ermöglichen. Die Verbundlösungen erlauben eine deutlich größere hydraulische Belastbarkeit bzw. steilere Böschungsneigungen, als dies beim Einsatz von kohärenten und selbsttragenden Deckwerken möglich ist.

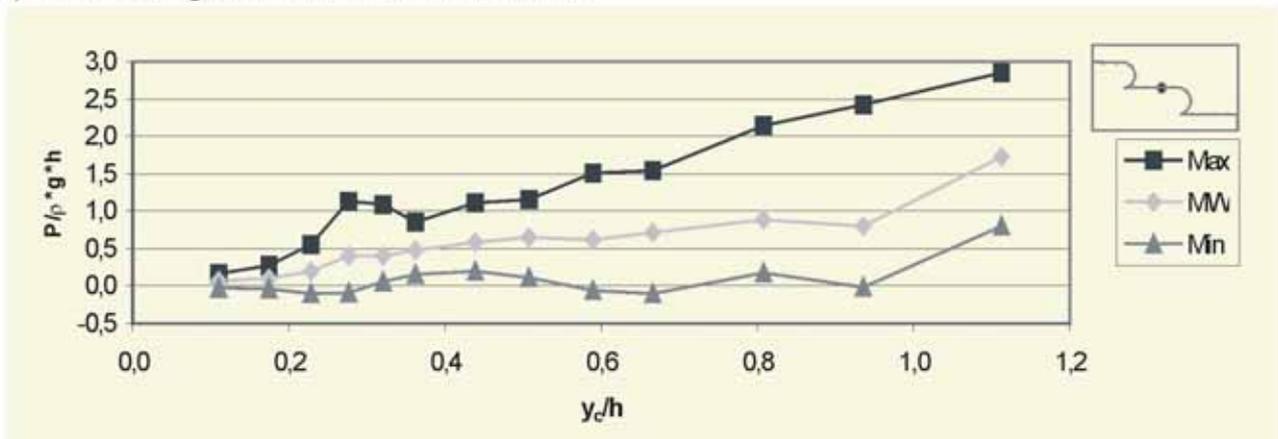
In den durchgeführten Modellversuchen konnte gezeigt werden, die untersuchten Verbundbauweisen wie Schlaufen- und Schlauchlösungen den Bau von steilen, überströmbaren Böschungen bei hohen hydraulischen Belastungen erlauben.

Auf Grund der komplexen Zusammenhänge zwischen einwirkenden Kräften und dem Verformungsverhalten der Elemente konnte bisher jedoch noch kein erdstatisches Nachweis-konzept unter Berücksichtigung der inneren und äußeren Standsicherheit erarbeitet werden.

a) Rechtwinklige Ausbildung der Stufen:



b) Ausbildung der Stufen als Halbkreis:



c) Ausbildung der Stufen als Viertelkreis:

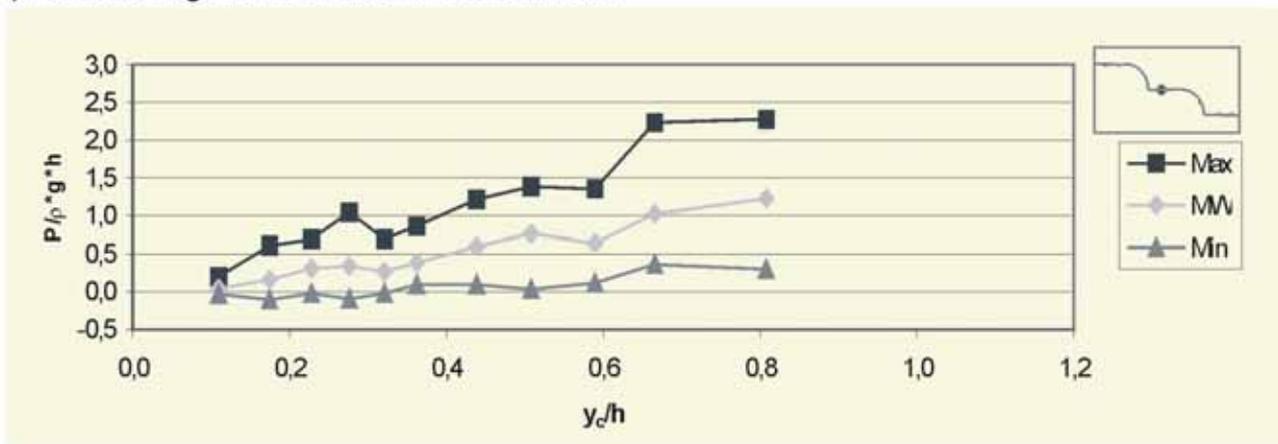


Abb. 6: Druckverhältnisse an der Sohle treppenförmiger Entlastungsanlagen
 Die Stufengeometrie und Position der Druckmessstelle ist jeweils in der kleinen Skizze rechts oben im Diagramm angegeben, dabei bedeuten
 P : gemessener Druck
 ρ : Dichte des Wassers
 y_c : kritische Wassertiefe; hieraus kann q ermittelt werden: $q = (y_c^3 \cdot g)^{1/2}$
 h : Stufenhöhe

Literatur:

- BIEBERSTEIN, A., BRAUNS, J., QUEISSER, J., BERNHART, H. (2003): Überströmbare Dämme – Landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg. Zwischenbericht: BW-Plus.
- BIEBERSTEIN, A., BRAUNS, J., KAST, K. (1997): Überströmbare Hochwasserschutzdämme in Sonderbauweise. Geotechnik-Sonderheft 1997, DGGT.
- BOES, R. (2000): Zweiphasenströmungen und Energieumsetzung an Großkaskaden. Mitteilungen 166, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.
- CHANSON, H. (1994): Hydraulic Design of Stepped Cascades, Channels, Weirs and Spillways. 1st Ed., Pergamon.
- DVWK (1992): Anwendung von Geotextilien im Wasserbau. DVWK-Merkblatt 221. Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Bonn.
- LESHCHINSKY, D., LESHCHINSKY, O., LING, H.I., GILBERT, P.A. (1996): Geosynthetic tubes for confining pressurized slurry: Some design aspects. Journal of Geotechnical Engineering, 122(8), 682-690.
- NAMIAS, V. (1985): Load-Supporting fluid-filled cylindrical membranes.“ Journal of Applied Mechanics, 52(4), 913-918.
- PILARCZYK, K.W. (2000): Geosynthetics and geosystems in hydraulic and coastal engineering. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookefield.
- PLAUT, R.H., SUHERMAN, S. (1998): Two-dimensional analysis of geosynthetic tubes. Acta Mechanica 129, 207-218. Springer-Verlag.
- SEIDEL, F. (2003): Abfluss über eine treppenförmige Entlastungsanlage - Untersuchung der Druckverteilung an der Sohle. Diplomarbeit am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, unveröffentlicht.
- SEMAR, O. (2001): Überströmbarmachung von Erddämmen mittels Verbundlösungen. Vertiefungsarbeit am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, unveröffentlicht.

DECKWERKSAUSFÜHRUNG IN MASTIX-SCHOTTER ODER LOCKERBAUWEISE

Eine Gegenüberstellung am Beispiel des HRB Frankenbach im Leintal

Verfasser:

Dr.-Ing Michael Rosport, WALD + CORBE Beratende Ingenieure, Hügelsheim

29. Allgemeines

29.1. Hochwasserschutz im Leintal

Im Dezember 1993 und Februar 1997 führten lang anhaltende Niederschläge zu Hochwässern an mehreren Nebenflüssen des Neckars. Im Einzugsgebiet der Lein kam es dabei in zahlreichen Ortslagen zu Überflutungen obwohl es sich bei beiden Hochwässern „lediglich“ um etwa 20-jährliche Ereignisse gehandelt hat. Besonders stark betroffen waren mit Schwaigern, Leingarten, Frankenbach und Neckargartach jeweils die Anlieger des Mittel- und Unterlaufes. Das gesamte Schadenpotential wurde beim Hochwasser im März 2002 erkennbar, dessen Abfluss einem HQ_{100} entsprach.

Auf der Grundlage einer Flussgebietsuntersuchung wurde in den Jahren 1997 und 1998 für die bebauten Bereiche der Ortslagen ein Hochwasserschutzkonzept erarbeitet, mit dem ein einheitlicher 100-jährlicher Schutzgrad hergestellt werden soll. Dieses sieht vor 12 überörtlich wirkende Hochwasserrückhaltebecken zu erstellen. Ergänzend dazu sind 27 lokale Hochwasserschutzmaßnahmen Ufermauern und Uferdämme sowie Ausbaumaßnahmen an den Gewässern erforderlich. Eines der Hochwasserrückhaltebecken ist das hier vorgestellt HRB Frankenbach oberhalb des Stadtteils Frankenbach der Stadt Heilbronn.

Die Umsetzung des Hochwasserschutzkonzeptes erfolgt durch den Zweckverband „Hochwasserschutz Leintal“ mit Sitz in Schwaigern.

29.2. Wasserrechtliches Genehmigungsverfahren

Für das HRB Frankenbach war im Rahmen eines Planfeststellungsverfahrens eine wasserrechtlichen Genehmigung zu beantragen. Neben dem Nachweis der Wirkung auf den Hochwasserabfluss und der grundsätzlichen technischen Realisierbarkeit ist hierbei auch der Nachweis der Umweltverträglichkeit zu erbringen. Die Abwägung der einzelnen in der Umweltverträglichkeitsprüfung zu betrachtenden Schutzgüter führt bei der Gestaltung des Dammbauwerkes in der Regel dann zu folgenden Resultaten, die auch auf das HRB Frankenbach zutrafen:

1. Flache Neigungen der Dammböschungen von 1:5 oder flacher, um eine möglichst gute Einbindung des Bauwerkes in das Landschaftsbild zu erreichen.

Diese naturschutzfachliche Anforderung ist in der Regel bei Dammhöhen unter 4,0 m auch unter wirtschaftlichen Aspekten gut zu realisieren.

2. Möglichst breite überströmbare Dammstrecken als Hochwasserentlastungsanlage (HWEA), zur Begrenzung der Dammhöhe.

Auch hier ist das Ziel eine möglichst gute Einbindung des Bauwerks in das Landschaftsbild. Dies ist jedoch nur sinnvoll zu realisieren, wenn das Auslassbauwerk an eine Talflanke verlegt werden kann. Sofern hierzu eine umfangreiche Verlegung des Gewässers erforderlich ist, wird in der Regel aus ökologischen Gründen auf eine breite überströmbare Dammstrecke verzichtet.

Im Fall des HRB Frankenbach konnten diese beiden Teilaspekte der Umweltverträglichkeitsprüfung aufgrund der topographischen Gegebenheiten gut umgesetzt werden. Sie führten bei der Planung der überströmbaren Dammstrecke zu der in Abb. 1 dargestellten Variante 1 mit einem Deckwerk in Lockerbauweise.

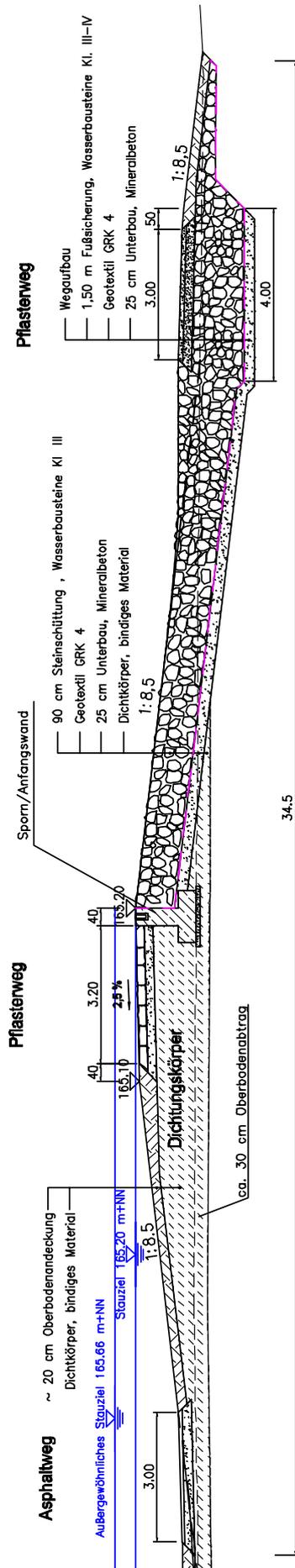
Im Zuge der weiteren Umweltverträglichkeitsüberprüfung stellte sich heraus, dass bei der Herstellung des Dammes in der geplanten Form erheblich in den gewässerbegleitenden Auwaldstreifen eingegriffen werden muss, dessen Schutzstatus als einem FFH-Gebiet (Flora-Fauna-Habitat-Richtlinie) gleichwertig eingestuft wurde. In Abstimmung mit der Genehmigungsbehörde sollte weiterhin das Auslassbauwerk so umgestaltet werden, dass sich auch innerhalb des Bauwerks eine auwaldtypische Vegetation ausbilden kann. Unter Verzicht auf den oben unter 1. genannten Punkt wurde daher das Dammbauwerk entsprechend Abb. 1 Variante 2 mit einem Mastix-Schotter-Deckwerk überarbeitet.

30. Gegenüberstellung der Planungsvarianten

Die Anforderung, auch innerhalb des Auslassbauwerks eine auetypische Vegetation zuzulassen führte dazu, dass die lichte Weite zwischen den aufgehenden Wänden des Bauwerks um 5,0 m auf über 10,0 m vergrößert werden musste. Um die gleiche Breite musste aufgrund der topographischen Gegebenheiten die Breite der überströmbaren Dammstrecke reduziert werden. Gleichzeitig waren die Dammböschungen im Rahmen der geotechnischen Möglichkeiten steiler auszuführen. Die sich aus den vorgenommenen Änderungen ergebenden charakteristischen Daten für den Damm und die HWEA sind in folgender Tabelle gegenübergestellt.

	Variante 1	Variante 2
Böschungsneigung Wasserseite	1 : 8,5	1 : 2,5
Böschungsneigung überströmbare Dammstrecke	1 : 8,5	1 : 6,5
BHQ	32,3 m ³ /s	
Breite HWEA	65,50 m	60,30 m
Spezifischer Abfluss	0,49 m ² /s	0,54 m ² /s
Überfallhöhe bei BHQ	0,46 m	0,48 m
Deckwerk in Lockerbauweise	Wasserbausteine Kl. III, d = 90 cm	Geotechnische Nachweise können nicht geführt werden
Deckwerk in Split – Mastix Bauweise	d ca. 15 cm + 25 cm Filterschicht	d = 25 cm + 25 cm Filterschicht

Variante 1: Deckwerk in Lockerbauweise



Variante 2: Mastix-Schotter-Deckwerk

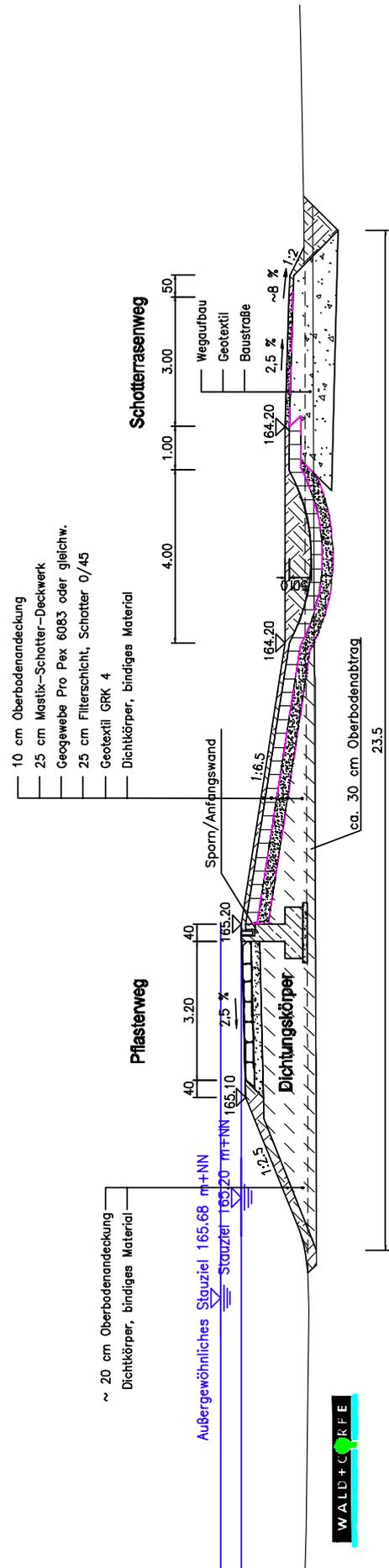


Abb. 1: Gegenüberstellung Planungsvarianten

30.1. Variante 1: Deckwerk in Lockerbauweise

Der Damm des HRB Frankenbach ist als homogener Dammkörper aus bindigen Erdstoffen geplant. Im Bereich der HWEA beträgt die Dammhöhe über Gelände nur rd. 1,50 m. Zur Sicherstellung einer horizontalen Überfallschwelle ist an der luftseitigen Dammschulter eine Anfangswand aus Beton angeordnet. Im überströmbaren Bereich ist die Dammkrone mit einem Natursteinpflaster gegen die Überströmung gesichert.

Das Schüttsteindeckwerk der Hochwasserentlastung ist aus Wasserbausteinen der Kl. III, entsprechend einem Steindurchmesser von 15 bis 45 cm aufgebaut. Die Deckwerkstärke von $d = 90$ cm entspricht dem zweifachen maximalen Korndurchmesser. Die Bemessung des Deckwerkes erfolgte nach LFU 1997 unter Berücksichtigung der in RATHGEB 2001 veröffentlichten hydrodynamischen Bemessungsansätze.

Diese Berechnungsansätze ergaben für die vergleichsweise hohe spezifische Belastung der HWEA ein Deckwerk mit Wasserbausteinen der Klasse III bis IV mit einer maximalen Steingröße von bis zu 60 cm. Ein solches Deckwerk hätte nach den geltenden Regeln bei Neigungen von 1:6,5 bis 1:7,5 in einer Stärke von rd. 1,20 m ausgeführt werden müssen. Um aus wirtschaftlichen Gründen die geotechnischen Nachweise mit einer Schüttstärke von 0,90 m führen zu können musste die luftseitige Böschung bis auf eine Neigung von 1:8,5 abgeflacht werden.

Der weitere Aufbau des Dammes mit Unterhaltungswegen etc. orientiert sich neben den wasserbaulichen Notwendigkeiten an den Erfordernissen von Betrieb, Unterhaltung und Umweltschutz. Um den Eingriff in den Auwaldstreifen möglichst zu minimieren wurde daher der luftseitige Unterhaltungsweg unmittelbar auf der Fußstützung des Schüttsteindeckwerkes angeordnet. Zur Begrünung des Deckwerkes wird lediglich das obere Lückensystem der Steinschüttung mit Oberboden angefüllt. Eine vollständige Übererdung des Deckwerkes ist wegen der Gefahr von Abflusskonzentrationen bei partieller Erosion im Einsatzfall nicht sinnvoll.

30.2. Variante 2: Deckwerk in Mastix–Schotter

Aufgrund der naturschutzfachlichen Anforderung die Böschungen des Dammes möglichst steil herzustellen, waren bei gleichzeitiger Reduzierung der überströmbaren Breite die geotechnischen Nachweise für ein Schüttsteindeckwerk nicht mehr zu führen. Als Alternative zu einem Deckwerk in Lockerbauweise wurden daher ein Mastix–Schotter-Deckwerk und ein teilverklammertes Deckwerk aus Wasserbausteinen auf ihre Umsetzbarkeit hin untersucht. Neben den zu erwartenden wirtschaftlichen Vorteilen sprach auch die einfachere Herstellung für die Ausführung der HWEA in Mastix–Schotter Bauweise.

Auch bei einer Ausführung des Deckwerkes in Mastix–Schotter bleibt die grundsätzliche Ausbildung des Dammes einschließlich Anfangswand erhalten. Da zum Planungszeitpunkt abschließende Bemessungsregeln fehlten, wurde das Deckwerk überschlägig nach UNI KARLSRUHE 2002 bemessen. Danach ist bei der gegebenen hydraulischen Belastung und einer Böschungsneigung von 1:6,5 ein 25 cm starkes Deckwerk aus Mastix–Schotter erforderlich, das auf einer 25 cm starken Filterschicht aus Schotter aufgebaut wird. Am Dammfuß ist eine ca. 50 cm tiefe und 4,0 m lange Mulde zur Energieumwandlung angeordnet.

Um Beschädigungen des Deckwerkes zu vermeiden, wird der luftseitige Unterhaltungsweg unmittelbar im Anschluss an diese Mulde angelegt. Das gesamte Deckwerk wird mit einer rd. 10 cm starken Oberbodenschicht angedeckt.

31. Zusammenfassung und Einschätzung aus praktischer Sicht

Bei der Planung des HRB Frankenbach war aufgrund von Ergebnissen der Umweltverträglichkeitsüberprüfung ein Dammbauwerk mit möglichst steilen Böschungen zu entwerfen. Die Hochwasserentlastung sollte als überströmbare Dammschotterstrecke ausgeführt werden. Bei den gestellten Anforderungen, waren die Standsicherheitsnachweise für ein Deckwerk in Lockerbauweise nicht mehr zu führen. Einem Vergleich verschiedener alternativer Deckwerksvarianten zeigte, dass ein Deckwerk in Mastix–Schotter Bauweise in der Summe der Eigenschaften die günstigste Alternative darstellt. Durch die Berücksichtigung dieser Bauweise in der Planung konnte die Breite der Dammaufstandsfläche um mehr als 30% reduziert werden.

Aus praktischer Sicht lassen sich Eigenschaften der beiden Deckwerke nach derzeitigem Kenntnisstand wie folgt zusammenfassen

Deckwerk in Lockerbauweise		Deckwerk in Split–Mastix Bauweise	
Vorteil	Nachteil	Vorteil	Nachteil
Flexibel bei Setzungen des Untergrundes	Nicht überlastbar	Überlastbar	Ev. empfindlich bei Setzungen des Untergrundes
Einfache Herstellung	Empfindlich bei Abflusskonzentrationen	Wenig empfindlich bei Abflusskonzentrationen	Aufwendige Herstellung
„Baupraktisch“ erprobt	Schwierige Unterhaltung wg. rauer Oberfläche	Einfache Unterhaltung	„Baupraktisch“ noch nicht erprobt

Insgesamt ist die Ausführung eines Deckwerks in Mastix–Schotter gegenüber der Lockerbauweise aufgrund der günstigen Grundeigenschaften (Überlastbarkeit, Toleranz gegenüber Imperfektionen bei der Herstellung) eine sinnvolle Alternative. Bei entsprechend zunehmender baupraktischer Verbreitung des Verfahrens sollten sich zukünftig auch Kosteneinsparungen realisieren lassen.

Literatur:

- LFU (1997): Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken, Heft 36, Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg
- RATHGEB, A. (2001): Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen, Heft 109 Institutsmitteilungen IWS, Universität Stuttgart
- UNI KARLSRUHE (2002): Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben Überströmbare Dämme – Landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg, Institut für Boden und Felsmechanik, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe

MASTIX-SCHOTTER-DECKWERK BEIM HRB MÖNCHZELL AM LOBBACH

Verfasser:

Dipl.-Ing. Karsten Schmidt, Ingenieurbüro E. Willaredt, Sinsheim

32. Einleitung

Das Hochwasserrückhaltebecken am Flussgebietsknoten M 18 wird seitens des Zweckverbandes Hochwasserschutz Elsenz/Schwarzbach, Sitz Waibstadt, auf Gemarkungsflächen der Ortslage Mönchzell einem Ortsteil der Gemeinde Meckesheim im Rhein-Neckar-Kreis erstellt.

Das Becken befindet sich derzeit in der Bauphase. Es ist als überörtlich wirkendes Becken mit einem Speichervolumen von ca. 101.000 m³ ausgelegt. Gemäß DIN 19700, TEIL 12: HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN war das Becken als mittleres Becken einzustufen und dient zur Dämpfung einer Hochwasserwelle, wie sie im Dezember 1993 in den Einzugsgebieten von Elsenz und Schwarzbach aufgetreten ist. Dies entspricht einem Hochwasserereignis, das über ein statistisches Hochwasserereignis mit der Wiederkehrzeit von 100 Jahren hinausgeht. Das Becken liegt am Unterlauf des Lobbaches einem Seitenfluss der Elsenz, welcher im kleinen Odenwald entspringt und in südlicher Fließrichtung bei Meckesheim in die Elsenz mündet.

Mit der Planung und Bauleitung zum Bau des Hochwasserrückhaltebeckens am Lobbach wurde seitens des Zweckverbandes Elsenz/Schwarzbach das Ing.-Büro E. Willaredt mit Sitz in Sinsheim beauftragt. Der Bau des Beckens wird als Forschungsprojekt von der Universität Karlsruhe am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik durch Herrn Dr. Ing. Andreas Bieberstein mitbetreut. Es soll erstmalig an Hochwasserentlastungsanlagen bei Hochwasserrückhaltebecken ein Mastix-Schotter-Deckwerk eingebaut werden, welches in einer Versuchsanlage an der Universität Karlsruhe bereits erforscht wurde.

33. Planungsphase

33.1. Bauwerksbestandteile des Hochwasserrückhaltebeckens

Bei dem Hochwasserrückhaltebecken M 18 handelt es sich um ein gesteuertes Becken, welches mit Hilfe eines in Abhängigkeit des Beckenwasserstandes arbeitenden Regelschiebers die weiterzuführende Ablaufwassermenge an den Unterlauf des Lobbaches konstant auf 8,9 m³/s begrenzt.

Der Regelschieber ist in einem ökohydraulisch durchgängigen Bauwerk untergebracht, welches vom Lobbach im Hauptschluss durchflossen wird. Der Damm teilt sich in einen Frontdamm und einen Straßendamm auf. Der Straßendamm sorgt dafür, dass eine parallel verlaufende Kreisstraße bei einem Hochwasserereignis vor Überflutung geschützt wird und verfügt über Böschungsneigungen von 1 : 2. Im Übergangsbereich zum Frontdamm wird die wasserseitige Böschungsneigung auf 1 : 6 verzogen, die luftseitige auf 1 : 8. Dabei wird einer Forderung der zuständigen Genehmigungsbehörden nach Planung von flach geneigten Dämmen, die sich gut in das Landschaftsbild einfügen, Rechnung getra-

gen. Eine weitere Vorgabe der Genehmigungsbehörde bezieht sich auf die Hochwasserentlastungsanlage, welche als überströmbarer Damm ausgelegt sein sollte, um die erforderliche Dammhöhe zu reduzieren.

Zum Ausgleich von Dammsetzungen nach Abschluss der Baumaßnahme ist im Bereich der Hochwasserentlastung am Übergang zur Dammkrone ein Abflusskontrollsporn aus Stahlbeton vorgesehen. Mit Hilfe eines integrierten Tiefbordsteines der zu gegebenem Zeitpunkt auf die ursprüngliche Planungshöhe gesetzt wird, können die zu erwartenden Setzungen ausgeglichen werden.

33.2. Planungsgrundlagen für die Hochwasserentlastung

Die dem Hochwasserrückhaltebecken zufließende Wassermenge beträgt für ein 100-jähriges Hochwasserereignis 24,13 m³/s. Dabei wird angenommen, dass auch bei den oberhalb liegenden Hochwasserbecken im Einzugsbereich des Lobbaches die Hochwasserentlastungsanlagen angesprungen sind.

Gemäß DVWK MERKBLATT 202/1991 „HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN“ ist die Hochwasserentlastungsanlage im außergewöhnlichen Lastfall für ein Hochwasserereignis mit der Wiederkehrzeit von $T_n = 1.000$ Jahre zu bemessen.

Für die Hochwasserentlastung des Beckens M 18 ergab sich somit eine Bemessungswassermenge von

$$\begin{aligned} \text{BHQ} &= 1,6 \times \text{HQ}_{100} \\ &= 1,6 \times 24,13 \text{ m}^3/\text{s} \\ &= 38,61 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Bei der Bemessung der Hochwasserentlastung wurde weiterhin der auf die Anlage treffende Windstau berücksichtigt, wodurch sich die Bemessungswassermenge für das Becken auf

$$\text{BHQ}_{\text{HWE}} = 44,55 \text{ m}^3/\text{s}$$

erhöhte. Um das bereits relativ hohe Dammniveau zur Erzielung des erforderlichen Speichervolumens von 101.000 m³ mit ca. 3,00 m über bestehendem Gelände nicht noch weiter zu erhöhen, entschied man sich zum Bau eines überströmbar Dammes. Die Überfallhöhe über die Hochwasserentlastung sollte so gering wie möglich ausfallen. Aus topographischen Gegebenheiten war lediglich eine maximale Dammkronenhöhe von ca. 4,00 m realisierbar.

Zwangspunkte waren die Lage einer parallel verlaufenden Kreisstraße und der Bachlauf des Lobbaches. Zwischen beiden Zwangspunkten musste die Hochwasserentlastung zum Liegen kommen. Der Abstand zwischen Straße und Bachlauf beträgt ca. 130 m, so dass die Hochwasserentlastungsanlage im Kernbereich unter Abzug der beiden Anrampungen zur Freibordhöhe des Dammes im Kernbereich ca. 110 m beträgt.

Hieraus ergibt sich für die Schwellenbelastung der Hochwasserentlastung ein relativ hoher Wert von:

$$\begin{aligned} q_{\text{HWE, spez}} &= \text{BHQ} / l_{\text{HWE}} \\ &= 44,55 \text{ m}^3/\text{s} / 110 \text{ m} \\ &= 0,405 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{lfdm} \end{aligned}$$

Mit den o.g. Eingangswerten wurde durch die Ingenieurgesellschaft Kärcher, Weingarten, in einem ingenieur-geologischen Gutachten die Bemessung des Deckwerkes für die Hochwasserentlastungsanlage vorgenommen. Dabei war wie bereits erwähnt eine luftseitige Dammneigung von 1 : 8 zu berücksichtigen.

33.3. Ergebnisse des ingenieur-geologischen Gutachtens

Zur Befestigung der Hochwasserentlastungsanlage sollte eine Steinschüttung in Lockerbauweise zum Tragen kommen.

Die Bemessung des Deckwerkes erfolgte gemäß den Ausführungen der Ing.-Gesellschaft Kärcher, Weingarten, im Gutachten sowohl in Anlehnung an das HANDBUCH WASSER 2 „DAMMSCHARTEN IN LOCKERBAUWEISE BEI HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN“, LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG, als auch nach einem die hydrodynamischen Kräfte berücksichtigenden Ansatz von Prof. Westrich, Universität Stuttgart.

Die Ergebnisse der Berechnung zur Deckwerksbefestigung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Es wurde eine Steinschüttung mit Wasserbausteinen der Klasse III nach TLW ermittelt. Diese war zweilagig zu schütten, was eine Mächtigkeit von $d = 90$ cm zur Folge hatte. Zur Sicherung der Steinschüttung gegen Materialeintrag aus dem Dammkörper war unterhalb der Steinschüttung ein zugfestes Geotextil einzulegen. Unterhalb des Geotextils bildete eine 30 cm starke Filterschicht aus Mineralbeton 0/56 mm den Abschluss des Deckwerksaufbaues (s. a. Abbildung 2.1. „Deckwerksbefestigung mit Steinschüttung in Lockerbauweise“).

Als Resultat der Berechnungsansätze nach Prof. Westrich, Universität Stuttgart, unter Berücksichtigung der hydrodynamisch wirkenden Kräfte auf das Deckwerk des Beckens mussten Querriegel am Dammfuß, sowie in den Drittelpunkte der Hochwasserentlastung zur Schubsicherung eingebaut werden. Die Einbindetiefe sollte mindestens 2 m unter der Filterschicht betragen, was zu einer Gesamtfläche von ca. 1.200 m² an verlorenen Spundwandprofilen führte (s. a. Abbildung 2.2. „Dammfußsicherung zur Steinschüttung in Lockerbauweise“).

Die sich anschließende Kostenberechnung des Ing.-Büros E. Willaredt zum Bau des Beckens ergab am Ende der Planungsphase für das Becken M 18 „Mönchzell“ einen anteiligen Kostenansatz für die Hochwasserentlastung von ca. 435.500,- € (netto) bei einer zu berücksichtigenden Gesamtfläche von ca. 3.690 m².

Dieser Kostenansatz wurde bei der sich anschließenden Ausschreibung mit einem Mittelwert aus allen an der Baumaßnahme interessierten Firmen für die Herstellung der Hochwasserentlastung als Steinschüttung mit ca. 428.500,- € (netto) bestätigt.

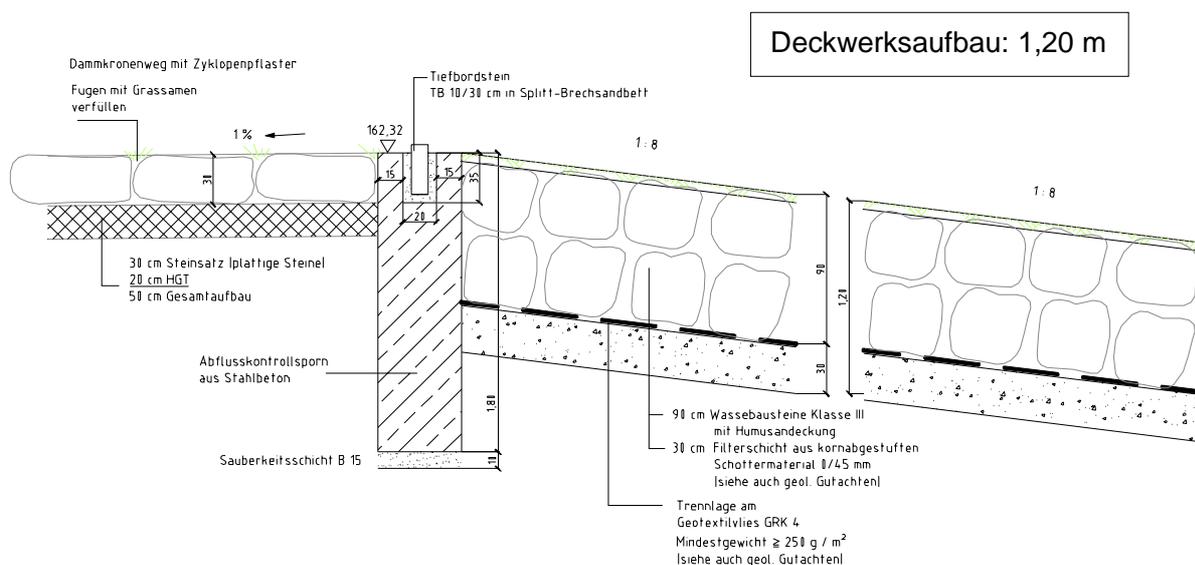


Abb. 1: Deckwerksbefestigung mit Steinschüttung in Lockerbauweise

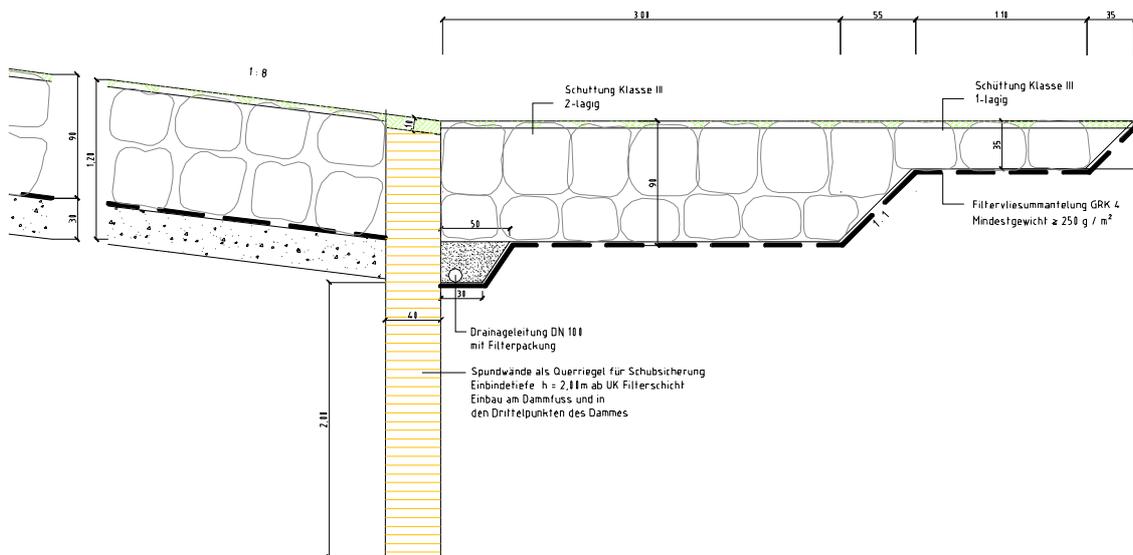


Abb. 2: Dammfußsicherung zur Steinschüttung in Lockerbauweise

Dem Entwurfsplaner und dem Zweckverband als Auftraggeber war dieser Kostenansatz für den Bau des Beckens zu hoch, so dass nach alternativen Ausführungsmöglichkeiten gesucht wurde.

34. Bauausschreibung und Ausführung des Mastix-Schotter-Deckwerkes

34.1. Baukostenentwicklung und Maßnahmen zur Kostenreduktion

Im Zuge der Umsetzung des Flussgebietsmodells innerhalb des Verbandsgebietes von Elsenz und Schwarzbach wurden seit 1998 bereits eine Vielzahl von überörtlich wirkenden Becken realisiert. Nach Fertigstellung der ersten Becken musste bemerkt werden, dass die ursprünglich angesetzten Baukosten zur Erzielung des angestrebten Hochwasserschutzes weit überschritten wurden. Um das gesamte Hochwasserschutzkonzept für seine Bürger auch umsetzen zu können, ist der Zweckverband Elsenz/Schwarzbach daher an kostenminimierten Ausführungsvarianten zum Bau seiner Becken interessiert.

Im Rahmen einer Fortbildungsveranstaltung wurde man auf das Forschungsprojekt der Universität Karlsruhe am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik aufmerksam, welches die Befestigung bei überströmbaren Dämmen mit Hilfe eines mastixgebundenen Schotter-Deckwerkes untersuchte. Nach Besichtigung der Versuchsanstalt wurde in Zusammenarbeit mit Herrn Dr. Ing. Bieberstein, Universität Karlsruhe, erörtert, ob der Einbau eines Mastix-Schotter-Deckwerkes zur Kostenminderung beim HRB „Mönchzell“ umgesetzt werden kann. Die Ergebnisse der Bemessung für das Mastix-Schotter-Deckwerk ergaben, dass der Einbau beim HRB „Mönchzell“ grundsätzlich möglich ist. Da man jedoch über keine Erfahrungswerte in Bezug auf die Baukosten für ein Mastix-Schotter-Deckwerk hatte, entschied man sich beim Planungsbüro und beim Auftraggeber zu einer alternativen Ausschreibungsvariante, auf die später näher eingegangen wird.

34.2. Mastix-Schotter-Deckwerk beim HRB Mönchzell

34.2.1. Aufbau der Deckwerksbefestigung

Die Bemessung des Mastix-Schotter-Deckwerkes durch Herrn Dr. Ing. Andreas Bieberstein, Universität Karlsruhe, ergab für das Becken M 18 „Mönchzell“ eine Schichtstärke für den Mastix-Schotter von 20 cm. Unter dem Deckwerk kommt zunächst ein Pro Pex Geogewebe und anschließend eine 30 cm starke Filterschicht aus Mineralbeton 0/56 mm zum Einbau. Das Geogewebe wird mit Hilfe einer Halfenschiene am Hochwasserkontrollsporn dauerhaft befestigt (s. a. Abbildung 3.1 „Deckwerksbefestigung mit Mastix-Schotter“).

Am Dammfuß der Hochwasserentlastung erfolgt die Anlage eines 6 m breiten Kolkschutzes, ebenfalls aus Mastix-Schotter, der auf einer Breite von 4 m um ca. 50 cm eingetieft wird (s. a. beigefügte Abbildung 3.2 „Kolkeintiefung am Dammfuß beim Mastix-Schotter-Deckwerk“).

Nach Fertigstellung der Mastix-Schotter-Schicht kann die Hochwasserentlastung und der Kolkschutz mit Oberboden abgedeckt und eingesät werden. Die Raseneinsaat ist in der Lage, in dem durchlässigen mit bituminösem Mörtel gebundenen Einkornsplitt 16/22 mm zu wurzeln. Dies hat auch zur Folge, dass der gesamte Hochwasserdamm begrünt ist und sich besser in das Landschaftsbild einfügt.

Der Gesamtaufbau des Deckwerks beträgt insgesamt 60 cm und reduziert sich gegenüber der in der Planungsphase gewählten Ausführung um die Hälfte.

Im Fall der Überströmung der Hochwasserentlastung bei Auftreten eines außergewöhnlichen Hochwasserereignisses ist damit zu rechnen, dass der abgedeckte Oberboden samt Raseneinsaat oberhalb des Mastix-Schotters abgespült wird. Nach Abklingen des Ereignisses muss der Oberboden und die Einsaat wieder aufgebracht werden, wodurch in Zukunft zusätzliche Instandsetzungskosten anfallen werden.

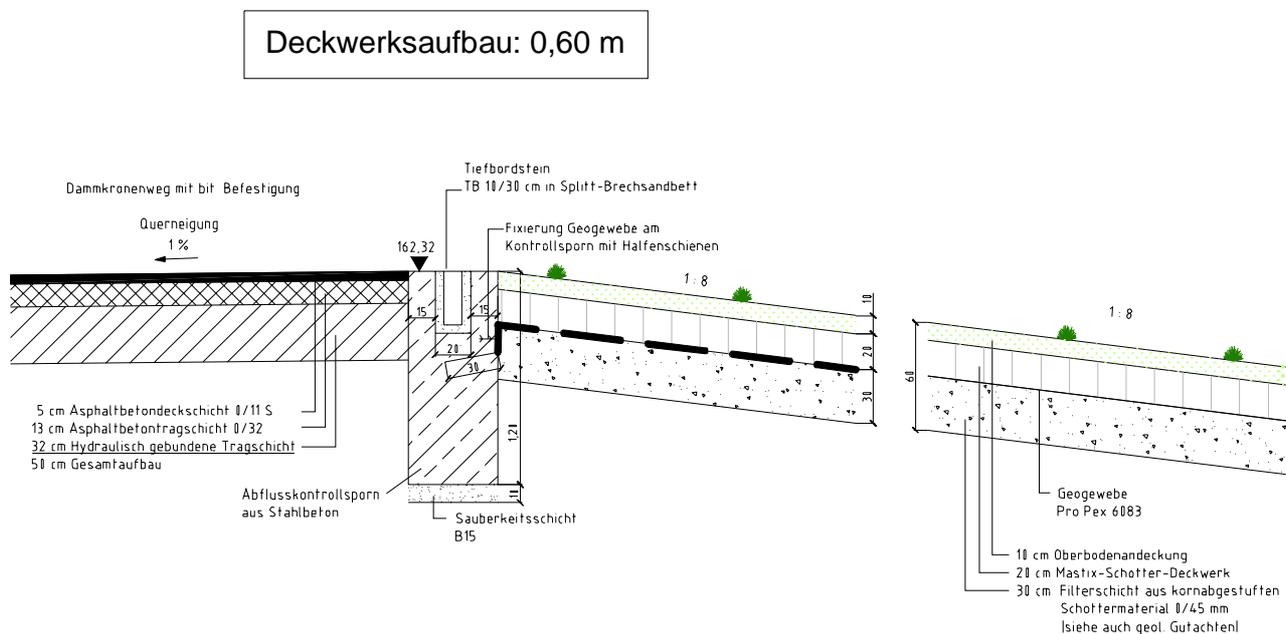


Abb. 3: Deckwerksbefestigung mit Mastix-Schotter

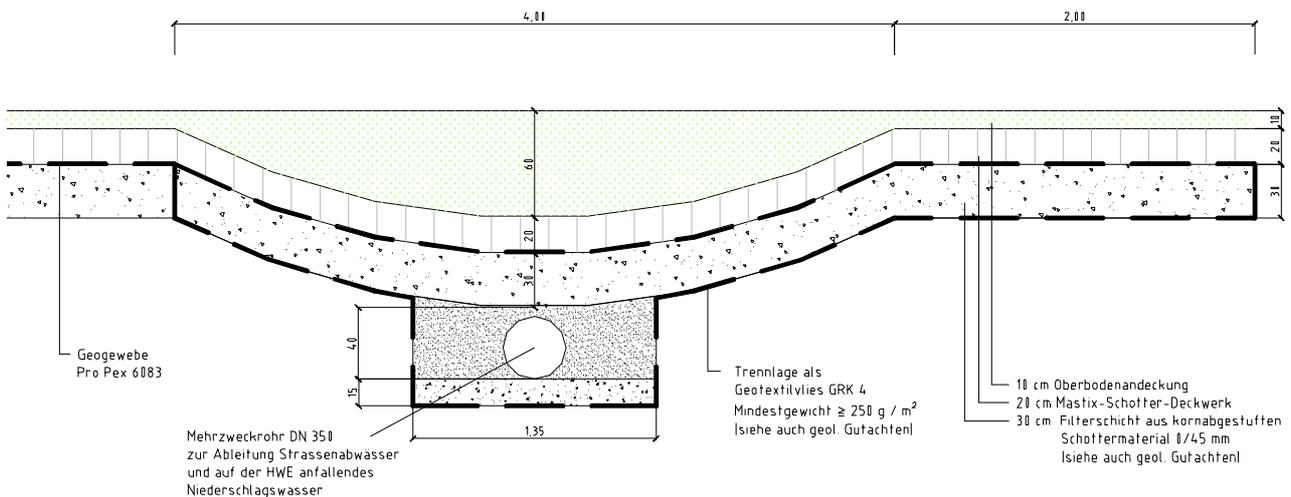


Abb. 4: Kolkeintiefung am Dammfuß beim Mastix-Schotter-Deckwerk

34.2.2. Material- und Einbauanforderungen

In Zusammenarbeit zwischen der Universität Karlsruhe und dem bauleitenden Ingenieurbüro wurden im Vorfeld der Bauausschreibung eine Leistungsbeschreibung für das Mastix-Schotter-Deckwerk erstellt. Diese basiert hauptsächlich auf den von Herrn Dr. Ing. Andreas Bieberstein formulierten Material- und Einbauanforderungen.

Das Mastix-Schotter-Deckwerk ist eine durchlässige und homogene Mischung von Kalksteinsplitt (81 %) und Asphalt-Mastix-Mörtel (19 %).

Der Asphalt-Mastix-Mörtel verfügt dabei über Anteile von Bitumen, Füller (wie z. B. Kalksteinmehl), Mittelsand und Faserstoffen. Die Umhüllung des Einkornkalksteinsplittes mit Asphalt-Mastix-Mörtel muss mindestens 1 mm betragen.

Der Mastix-Schotter soll in einem ortsansässigen Asphaltmischwerk, vorzugsweise mit Chargenmischer und beheizten Bitumentanks hergestellt werden. Zunächst wird der Asphalt-Mastix-Mörtel gemischt, anschließend wird der vorgeheizte Kalkstein-Splitt hinzugegeben.

Die Mischungstemperatur sollte 140° C bis 170° C betragen. Für den Transport sind nach Möglichkeit ausreichend isolierte Transportbehälter zu verwenden. Nach Anlieferung auf der Baustelle ist der Mastix-Schotter unverzüglich einzubauen. Der Einbau erfolgt in Böschungsfälllinie von unten nach oben. Die Einbautemperatur beträgt zwischen 110 und max. 140° C, da es auf einem Geogewebe verarbeitet wird. Ein Kontakt mit Wasser muss vermieden werden, wodurch der Einbau im Regenwetterfall untersagt ist.

Das Gemisch wird in einem Zug einlagig mit einem Bagger aufgebracht, verteilt und profiliert. Anschließend erfolgt die Anpressung des Materials mit der Rückseite der Baggerschaufel, um einen Kontakt der Steine untereinander zu erhalten. Weitere Verdichtungsarbeiten sind nicht erforderlich, wodurch die relativ einfache Verarbeitung des Materials verdeutlicht wird.

Auf die besonderen Kontrollprüfungen bei der Verarbeitung und die Qualitätssicherung soll an dieser Stelle verzichtet werden.

34.3. Vorgehensweise bei der Bauausschreibung

Das auszuschreibende Hochwasserrückhaltebecken wurde in insgesamt 3 unterschiedliche Lose aufgeteilt. Los 1 beinhaltetete alle zur Umsetzung der Maßnahme erforderlichen Arbeiten außerhalb des Bereiches der Hochwasserentlastung (u. a. Durchlassbauwerk, Beckenausstattung, Kanal-, Wege-, Gewässerbau). Das Los 2 beinhaltetete die in der Planungsphase erarbeitete Ausführungsmöglichkeit als Deckwerk mit Steinschüttung in Lockerbauweise, das Los 3 die alternative Ausführungsmöglichkeit als Mastix-Schotter-Deckwerk. Innerhalb der Bauausschreibung wurden die an der Maßnahme interessierten Firmen darauf hingewiesen, dass je nach Ausschreibungsergebnis nur die für den Verband preisgünstigere Ausbauvariante zur Befestigung der Hochwasserentlastung in Verbindung mit den Arbeiten des Loses 1 vergeben werden. Die Entscheidungsfindung, welche Ausführungsmöglichkeit die preisgünstigere ist, wurde somit dem freien Markt überlassen.

Bei der Ausschreibung wurde seitens des Ingenieurbüros in erster Linie auf die Vergleichbarkeit beider Befestigungsvarianten geachtet. Dabei war zu berücksichtigen, dass sich durch die reduzierte Deckwerksstärke beim Mastix-Schotter (Los 3) von 60 cm, gegenüber der Lockerbauweise, automatisch das Dammschüttvolumen für das Becken im Bereich der Entlastungsanlage erhöhte. Dies hatte zur Folge, dass die Arbeiten zur Dammschüttung innerhalb des Bereiches der Hochwasserentlastung in die Lose der alternativen Ausschreibung für das Deckwerk integriert wurden.

Der Massenunterschied für den Dammbau betrug immerhin 2.200 m³, was einem Anteil von über 10 % am Gesamtschüttvolumen ausmachte. Hingegen konnten die Massenansätze beim Abflusskontrollsporn aus Stahlbeton aufgrund des Deckwerkaufbaus wiederum reduziert werden, da für das Streifenfundament eine um ca. 60 cm geringere Einbindetiefe in den Damm erforderlich wurde. Die Stahlspundwandprofile als Querriegel zur Schubsischerung konnten beim Mastix-Schotter-Deckwerk gänzlich entfallen. Hinzu kam jedoch noch die 10 cm starke Oberbodenandeckung mit Raseneinsaat.

Da ortsansässige Baufirmen keinerlei Erfahrung in Bezug auf die Mastix-Schotter-Bauweise besitzen, wurde innerhalb der Bauausschreibung die Subunternehmenschaft der Firma Bitumarin aus den Niederlanden oder einer anderweitigen Firma, die bereits Erfahrung im Umgang mit einem Mastix-Schotter-Deckwerk gesammelt hat, vorgegeben. Das Ergebnis der Bauausschreibung zeigte, dass sich alle an der Maßnahme interessierten Firmen der Firma Bitumarin, die bereits Erfahrung beim Deichbau an der Nordseeküste mit dem Material besitzt, als Subunternehmer bedienten. Dies bedeutet, dass die Firma Bitumarin dem eigentlichen Wettbewerb zur Herstellung des Mastix-Schotter-Deckwerkes im Zuge der Ausschreibung noch nicht unterlegen war.

Der abgegebene Einheitspreise für die Position zur Herstellung des Mastix-Schotter-Deckwerkes bewegt sich bei allen Anbietern zwischen 35,80 €/m² und 44,55 €/m² und variiert lediglich durch den jeweils angesetzten Subunternehmerzuschlag.

Im Vorgriff auf die folgende Auswertung des Ausschreibungsergebnisses lässt sich festhalten, dass es zur Erzielung noch günstigerer Ausschreibungsergebnisse für die öffentliche Hand erstrebenswert wäre, das Mastix-Schotter-Deckwerk ohne Subunternehmervorgabe dem Markt freizugeben.

34.4. Kostenvergleich Steinschüttung / Mastix-Schotter-Deckwerk

Auf Basis der Ausschreibungsergebnisse für das Becken „Mönchzell“ vom März 2003 und im Vergleich zu anderen bereits durchgeführten Projekten im Verbandsgebiet können einige Ableitungen zur Wahl der Deckwerksbefestigung bei Hochwasserentlastungsanlagen gezogen werden.

Für den Bau des Beckens in Mönchzell gaben insgesamt 8 an der Maßnahme interessierte Firmen ein Angebot ab. Im Mittel aller Angebote konnte eine Kostenersparnis von ca. 82.000 € durch das Mastix-Schotter-Deckwerk gegenüber der Steinschüttung erzielt werden.

Die Spanne lag dabei zwischen 9.000 € und 225.000 €. Lediglich eine Firma gab für die Steinschüttung ein günstigeres Angebot ab. Es handelte sich hierbei jedoch um die Firma, die den höchsten Subunternehmerzuschlag auf die Leistung der Firma Bitumarin ansetzte.

Maßgebend für den Kostenunterschied ist jedoch nicht die Steinschüttung aus Wasserbausteinen der Klasse III, sondern die im Untergrund belassenen Spundwände als Querriegel resultierend aus dem Bemessungsansatz nach Prof. Westrich, Universität Stuttgart.

Der Quadratmeterpreis für die Steinschüttung der Wasserbaustein-Klasse III liegt mit ca. 30 €/m², ca. 5 €/m² günstiger als der Einheitspreis für den Mastix-Schotter.

Die im Untergrund befindlichen Spundwandprofile am Dammfuß und in den Drittelpunkten der Hochwasserentlastung nehmen einen Anteil von etwas mehr als 30 % des Angebotspreises für die Steinschüttung in Lockerbauweise ein.

Bezogen auf die Fläche der Hochwasserentlastungsanlage von ca. 3.650 m² ergeben sich unter Vernachlässigung der Mehr- und Minderkosten für die zusätzliche Dammschüttung und den Oberbodenantrag bzw. den reduzierten Massen für den Hochwasserkontrollsporn folgende Kostenansätze für die beiden ausgeschriebenen Ausführungsvarianten zur Deckwerksbefestigung.

Mastix-Schotter-Deckwerk:	ca. 55,55 €/m ²
Steinschüttung in Lockerbauweise:	ca. 63,00 €/m ²

Unter Vernachlässigung der Spundwände als Querriegel würde sich der Angebotspreis für die Steinschüttung jedoch um etwa 20 €/m² auf ca. 43 €/m² reduzieren.

Vergleicht man das Mastix-Schotter-Deckwerk unter der Voraussetzung, dass die Schichtstärke mit $d = 20$ cm gleich bleibt, mit einem Deckwerk aus Wasserbausteinen der Klasse II und Querriegeln zur Schubsicherung am Dammfuß und in der Mitte der Hochwasserentlastung wie beim Hochwasserrückhaltebecken „Wollenberg“ am Flussgebietsuntersuchung A 79 des Verbandsgebietes von Elsenz und Schwarzach kommt man zu dem Schluss, dass hier bereits der Deckwerksaufbau als Steinschüttung in Lockerbauweise mit ca. 40 €/m² günstiger ist, sofern das Mastix-Schotter-Deckwerk künftig nicht dem freien Wettbewerb unterzogen wird.

35. Ausblick auf die Bauausführung

Der Einbau des Mastix-Schotter-Deckwerkes beim Becken Mönchzell ist für das Frühjahr 2004 geplant. Die ersten Koordinierungsgespräche mit der Firma Bitumarin, der Universität Karlsruhe und den weiteren am Bau beteiligten Stellen erfolgen erst ab dem 27. Oktober 2003. Daher konnte in diesem Tagungsband noch nicht näher auf die geplante Bauausführung eingegangen werden, da der Textbeitrag schon im Vorfeld der Informationsveranstaltung abgehandelt werden musste.

BODENVERFESTIGUNG

Planung mit Kostenanalyse für das HRB Neipperger Bächle

Verfasser:

Dipl.-Ing. Erhard Winkler, Ingenieurbüro Winkler & Partner GmbH, Stuttgart

36. Einleitung

Der Wasserverband Zaber, Zaberfeld plant und baut das Hochwasserrückhaltebecken – HRB - Neipperger Bächle in Brackenheim Ortsteil Hausen. Das Hochwasserrückhaltebecken ist Teil des Hochwasserschutzkonzeptes für das Zabereinzugsgebiet, das auf der Grundlage der Ergebnisse der Flussgebietsuntersuchung Zaber aus dem Jahr 1999 festgelegt wurde. Aufgrund der topographischen Lage am Rand von Weinbergen durfte eine bestimmte Dammhöhe nicht überschritten werden. Damit sollte verhindert werden, daß klimatische Veränderungen zur Frostgefährdung für die Weinstöcke führten. Außerdem wurde von den Naturschutzverbände ein möglichst niedriger Damm mit ökologischer Durchgängigkeit gefordert.

Die Hauptdaten des Beckens können der Tabelle 1 entnommen werden:

Einzugsgebiet	8,70 km ²
Regelabgabe	1,20 m ³ /s
HQ ₁₀₀	5,00 m ³ /s
HQ ₁₀₀₀	8,00 m ³ /s
Stauziel	207,05 müNN
Hochwasserrückhalteraum, gewöhnlich	55.000 m ³
Überstaute Fläche	5,9 ha
Außergewöhnliches Stauziel	207,15 müNN
Hochwasserrückhalteraum, außergew.	62.000 m ³
Überstaute Fläche	6,3 ha
Dammkronenhöhe:	207,05 müNN
Maximale Dammhöhe:	ca. 3,50 m
Dammkronenlänge:	ca. 185,00 m
Dammkronenbreite:	4,50 m
Dammvolumen:	ca. 15.500 m ³

Tabelle 1: Kenndaten HRB Neipperger Bächle

Das Becken wurde als überströmbarer Damm mit Steinwurf zur Sicherung der überströmbar luftseitigen Böschung ausgeschrieben und im Juni 2003 an die Bauunternehmung Wolff + Müller vergeben. Anlässlich der Sitzung des Arbeitskreises Überströmbare Dämme

der LfU Baden-Württemberg am 25.3.2003 wurde festgelegt, daß geprüft werden sollte, inwieweit es noch möglich wäre, den Steinwurf durch eine Bodenverfestigung zu ersetzen. Daraufhin fand am 08.04.2003 eine Besprechung unter Beteiligung der Fachbehörde, Gewässerdirektion Neckar, Bereich Besigheim, und dem planenden Ingenieurbüro Winkler und Partner GmbH, Stuttgart, beim Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart statt.

37. Randbedingungen der Bodenverfestigung

Nachdem im Planfeststellungsbescheid für das HRB Neipperger Bächle in Übereinstimmung mit der Planung eine Steinwurfsicherung vorgesehen war und auch der Auftrag bereits an die ausführende Bauunternehmung vergeben war, sollte an den geometrischen Abmessungen des Dammes nichts mehr verändert werden.

In der Besprechung sollten die Randbedingungen für die Bodenverfestigung festgelegt werden. Die Bauunternehmung hatte vorher mitgeteilt, dass das Schüttmaterial aus den Deckschichten eines Steinbruchs zwischen Brackenheim und Heilbronn kommt. Dem Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart war das Bodenmaterial aus der Fremdüberwachung für das HRB Michelbach II des Wasserverbandes Sulm bereits bekannt.

Aufbauend auf diesen Kenntnissen und dem Besprechungsergebnis erarbeitete IWP die nachfolgend dargestellten Bedingungen und ein Regelprofil - siehe Abb. 1 - und übergab diese Unterlagen an das Bauunternehmen zur Erstellung eines Nachtragsangebotes.

Vorgaben an das Bauunternehmen - Nachtrag

1. Anforderungen an den Erdstoff

- Keine veränderlichen festen Gesteine
- Keine unvollständig verwitterten Gesteine
- Keine größeren organischen Beimengungen
- Material und Einbau gem. DVWK Merkblatt 202/1991

2. Anforderungen an Bindemittel

- Bindemittel nach Norm (DIN EN 197-1 bzw. DIN 1164 „Zement“; DIN EN 459-1 bzw. DIN 1060 „Baukalk“)
- 4-6 Gew.-% (bezogen auf das Trockengewicht des Erdstoffes)
- bei optimalem Wassergehalt: Kalkhydrate
- bei höherem Wassergehalt: Weißfeinkalk
- Mischung aus Baukalk und Zement; Hersteller z.B. Rohrbach, Dorosol C o.glw.
- genaue bodenspezifische Eignungsprüfung des Erdstoffes vorab erforderlich

3. Herstellung

- Baumischverfahren
- In Schichten zwischen 15 und 40 cm einfräsen
- Unterhalb liegende Schicht mit anfräsen
- Verdichtung mit Schafffußwalze
- Kürzere Verarbeitungszeit bei Zementverwendung beachten
- Nachbehandlung: 7 Tage feucht halten
- Frostverträglich nach ca. 2 Monaten

Abbildung 1
Dammquerschnitt Profil 0+050

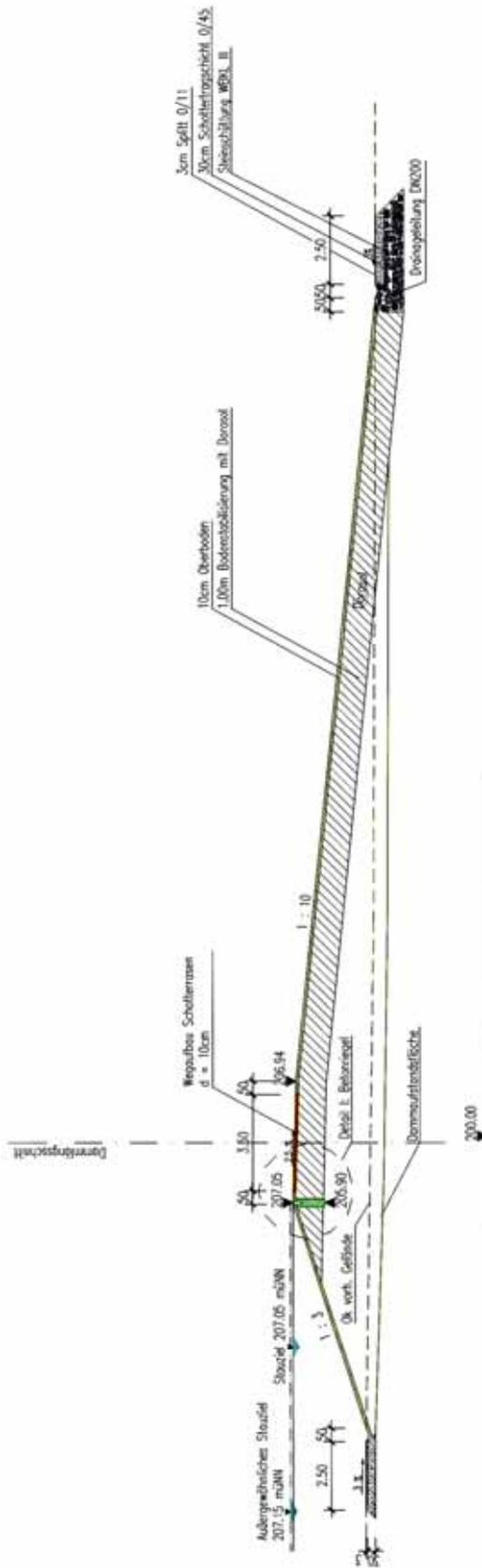


Abb. 1: Regelprofil für die Bodenverbesserung am HRB Neipperger Bächle

4. Massen und Leistung

- Gesamteinbaudicke: 1,0 m
- Gesamtoberfläche: ca. 4450 m²
- Spez. Gewicht: ca. 1,9 t/m³
- Gew.-Prozent: 5% i.M.
- Kalk-Zement-Gemisch liefern: **ca. 450 t**
- Kalk-Zement-Gemisch lageweise einfräsen: **ca. 2670 m³**
(gerechnet mit 60 cm Stärke wie Aufbau Steinwurf, da der restl. Einbau von 40 cm beim Kalken in der BE enthalten ist)
- Nachbehandlung

38. Weiterer Ablauf

Das ausführende Bauunternehmen hat gemäß den technischen Vorgaben ein Nachtragsangebot zur Bodenverfestigung eingereicht. Das Nachtragsangebot wurde anhand der mitgelieferten Kalkulationsansätze geprüft und als angemessen gewertet. Unter der Annahme, dass der Boden den bekannten natürlichen Wassergehalt besessen hätte, wäre ein Kostenvorteil für die Gesamtmaßnahme in der Größenordnung von ca. 5.000,00 € zu erwarten gewesen. Bei der Gesamtfläche von ca. 4.450 m² (= 4.450 m³ bei einer Schichtdicke von 1 m) hätte sich der Kostenvorteil bei nur geringfügig schlechteren Wassergehalten sehr rasch gegen 0 entwickelt.

Dieses Ergebnis wurde dem Wasserverband vorgetragen und diskutiert. Von Seiten des Verbandes wurde eine erweiterte Kostenzusage zur Sanierung bei einem Schadensfall und eine Garantie über die Gleichwertigkeit gegenüber der Steinwurfsicherung gewünscht.

Nachdem es sich um eine bisher noch nicht erprobte Bauweise zur Sicherung von überströmten Böschungen handelt, konnte dem Verband die weitgehende Zusage nicht gegeben werden. Auch eine Ausnahme im Rahmen der Förderrichtlinie, z. B. durch Zahlung eines wenn auch nur geringen Unterhaltszuschusses, war nicht möglich. Es wurde deshalb entschieden die Bodenverfestigung zur Sicherung der überströmten Böschung nicht auszuführen.

39. Schlussbemerkung

Die Bodenverfestigung ist nach den vorliegenden wissenschaftlichen Erkenntnisse mit Sicherheit geeignet, überströmte Böschungen vor Erosion zu schützen. Um konkrete Aussagen über die Wirtschaftlichkeit zu erhalten, sollte die Bodenverfestigung alternativ zum Steinwurf ausgeschrieben und dem Wettbewerb unterzogen werden. Um die Vorteile auszunutzen, sollte die Böschungsneigung jedoch deutlich steiler als 1:10 gewählt werden. Nur so können Erkenntnisse über die Standsicherheit aus der Praxis gewonnen werden.

Nachdem der Auftrag zur Bauausführung schon erteilt und die Böschungsneigung schon festlag, war das Projekt HRB Neipperger Bächle nicht optimal geeignet, die mit der Bodenverfestigung verbundenen Fragestellungen vollständig zu klären und die Vorteile einer steilen Ausführung der Böschung zu nutzen.

Der Verband hat sich jedoch bereit erklärt, bei zukünftigen Neuplanungen unter Wettbewerbsbedingungen das Thema Bodenverfestigung wieder aufzugreifen.

PROBLEMFALL SETZUNGEN AM BEISPIEL HRB RAUSSMÜHLE, ELSENZ

Verfasser:

Dipl.-Ing. Lothar Knödl TB, Zweckverband HW-Schutz Einzugsbereich Elsenz-Schwarzbach, Waibstadt

40. Einleitung

In der Nacht zum 21.03.2003 führten im Kraichgau sehr ergiebige und lang anhaltende Niederschläge zum Volleinstau des Hochwasserrückhaltebeckens (HRB) „Raußmühle“ in Eppingen und schließlich auch zum Entlastungsfall über die Hochwasserentlastungsanlage (HWEA). Die Hochwasserentlastung erfolgt über die Dammkrone auf die gesamte Länge des Dammes.

Der überströmbare Dammbereich beträgt mit Anrampungen 266 m bei einer Dammsamtlänge von 322 m. Das Dammbauwerk ist somit als vollüberströmbare einzustufen. Im Bereich des Durchlassbauwerkes und an den seitlichen Enden des Dammes ist die Dammkrone um 0,50 m erhöht. Dadurch wird der Damm im Überströmungsfall an den kritischen Bereichen vor einer unkontrollierbaren hydraulischen Belastung geschützt.

Die südliche Anbindung des Dammes an das Gelände wurde um 0,79 m erhöht, um einen Angleich an das Gelände zu schaffen. Die maximale Einstauhöhe, bezogen auf den tiefsten Geländepunkt, beträgt ca. 2,60 m.

Der konstante Abfluss von 2,33 m³/s wird mittels eines Rechteckschiebers (1,20 m x 1,20 m) geregelt. Im Normalfall ist der Schieber ganz offen, bei Volleinstau 0,4 m geöffnet.

Zur Steuerung des Schiebers und zur Dokumentation von Regelabgabe und Beckenwasserstand werden unterhalb des Durchlassbauwerkes und im Rückhalteraum des Hochwasserrückhaltebeckens Ultraschallmessungen der Wasserstände vorgenommen. Die Schalteinrichtungen zur Steuerung des elektromechanischen Schiebers sind in einem Betriebsgebäude außerhalb des Dammbauwerkes untergebracht. Die Steuereinheit ist somit in jedem Fall zugänglich, eine Erreichbarkeit des Durchlassbauwerkes ist daher nicht erforderlich.

In der nachfolgenden Tabelle sind die wichtigsten Beckenparameter zusammengestellt.

		<i>Einheiten</i>	
Damm- bauwerk	Länge der Dammkrone	322	[m]
	Höhe der Dammkrone H_D	191,50	[m + NN]
	maximale Dammhöhe	2,60	[m]
	maximale Dammhöhe im Bereich des Durchlaßbauwerkes	3,10	[m]
	Breite der Dammkrone B_K	4,5	[m]
	Wasserseitige Dammneigung n_W	1 : 6	[-]
	Luftseitige Dammneigung n_L	1 : 8	[-]
	Speichervolumen	148.000	[m ³]
	Dammaufstandsfläche	10.772	[m ²]
Becken- steuerung	Q_{Regel}	2,33	[m ³ /s]
	Regulierschieber (rechteckig)	1.200 × 1.200	[mm]
	Öffnungsweite des Regulierschiebers (bei max. Einstauhöhe)	400	[mm]
	Breite Durchlaßbauwerk	4,0	[m]
Hochwasser- entlastung	Höhe der Dammscharte	191,00	[m + NN]
	Länge der Dammscharte	243	[m]
	HQ_{100}	13,48	[m ³ /s]
	HQ_{200}	16,18	[m ³ /s]
	HQ_{1000} (= 1,6 * HQ_{100}) = BHQ	21,57	[m ³ /s]
	spez. Abfluß bei BHQ	0,089	[m ³ /s]
weitere Daten	Stauziel	191,00	[m + NN]
	Bemessungsstauziel	191,12	[m + NN]
	außergewöhnliches Stauziel	191,14	[m + NN]
	Einstaufläche bei HQ_{100}	13.170	[m ²]
	Überflutungshäufigkeit	2	[Jahre]
	Einzugsgebietsfläche	30.871	[km ²]
	Schüttvolumen	9.063	[m ³]

41. Sachverhalt

Am Deckwerk der Hochwasserentlastungsanlage (HWEA) kam es am 21.03.2003 auf der nördlichen Dammschulter im Bereich des Durchlassbauwerkes (DB) zu einer Beschädigung der Steinschüttung und der darunter liegenden Filterschicht. Grund dieser Beschädigung war eine Abflusskonzentration auf einer Breite von ca. 15-20 m die unter Punkt vier näher beschrieben ist. Nachfolgend ist der Ablauf des Einstaus dokumentiert. Des Weiteren wird über den aufgetretenen Schadensfall und die durchgeführten Sofortmaßnahmen berichtet.



Abb. 1: Ansicht von nördlicher Dammschulter in Richtung Durchlassbauwerk (21.03.02, 8:00 Uhr)



Abb. 2: Gesamtansicht auf das noch teils eingestaute Becken aus nördlicher Richtung (21.03.02, 12:00 Uhr)

42. Zeitlicher Ablauf des Beckeneinstaus

18:30 Uhr (20.03.2003):

Meldung des Stauwärters an den Betriebsbeauftragten:

- Beginn des Beckeneinstaus
- Q_{ab} planmäßig bei 2,3 m³/s

23:00 Uhr:

Der Betriebsbeauftragte wird vom zuständigen Stauwarter gebeten vor Ort zu erscheinen. Der Stauraum füllt sich „kontinuierlich schnell.“

Ein Überströmen des Dammes wird bei anhaltenden Niederschlägen gegen 1:00 Uhr erwartet.

- Q_{ab} planmäßig bei 2,3 m³/s

0:30 Uhr (21.03.2002):

Die Hochwasserentlastungsanlage des Dammes springt an. Zunächst nur auf einer Länge von ca. 15–20 m im Bereich nördlich des Durchlassbauwerkes. Das durch den Starkwind an den Damm gedrückte und zu Walzen verflochtene Mulchmaterial baut sich im noch nicht überströmten Bereich auf und erhöht somit die Dammscharte um ca. 10-15 cm. Die vermutete Setzung und die „Erhöhung“ des Dammes ergeben eine geschätzte Überfallhöhe von ca. 30 cm.

Nach der Räumung des überströmten Bereiches von Geschwemsel ergab sich eine Überströmung auf ganzer Länge. Die Überfallhöhe im Setzungsbereich verringert sich auf ca. 20 cm, der Restbereich wird ca. 5 cm überströmt.

Zur Entlastung der HWEA wurde der Notschieber kontrolliert geöffnet.

- Q_{ab} während der Entlastung unbekannt.



Abb. 3: Blick auf die luftseitige HWEA



Abb. 4: Blick in das Durchlassbauwerk auf Steuer- und Notschieber (luftseitig)

9:30 Uhr:

Keine Entlastung mehr über die Hochwasserentlastungsanlage. Beckenpegel sinkt kontinuierlich langsam.

→ Q_{ab} wieder bei ca. 2,3 m³/s.



Abb. 5: Blick vom Durchlassbauwerk in Richtung nördlicher Dammschulter (21.03.02, 10:00 Uhr)

8:00 Uhr (22.03.2002):

Meldung vom Stauwärter an den Betriebsbeauftragten L. Knödl.

→ HRB vollständig entleert, der Steuerschieber ist planmäßig (100%) geöffnet, der Notschieber geschlossen.

→ Q_{ab} bei ca. 1,0 m³/s. Darstellung der Abflusskonzentration über die HWEA.

Bei Erreichen des Stauzieles zeigte sich, dass der Damm nicht wie vorgesehen über die ganze Länge hinweg gleichmäßig überströmt wurde, sondern zu Beginn der Überströmung nur auf einer Länge von ca. 15-20 m nördlich des Durchlassbauwerkes.

Hierfür kamen mehrere Faktoren in Betracht:

- Setzung des Dammes im Bereich der Abflusskonzentration.
- Walzenbildung aus Mulchmaterial an der Wasserseite des Dammkronenweges, im Bereich der Setzung wurde die „Mulchwalze“ zu Beginn der Überströmung über den Damm gedrückt.
- Starke sturmähnliche Winde senkrecht zum Damm.

Setzung des Dammes im Bereich der Abflusskonzentration

Bei Beginn der Überströmung des Dammes ließ die Staulinie im Bereich des Durchlassbauwerkes erkennen, dass eine Setzung in diesem Bereich stattgefunden hatte.

Ein im Anschluss an das Hochwasserereignis durchgeführtes Nivellement zeigte, dass die maximale Setzung in diesem Bereich bei ca. 16 cm lag.



Abb. 6: Blick über die nördliche HWEA bei ablaufendem Hochwasser, erkennbarer Setzungsbereich

Abflusskonzentration durch Walzenbildung aus Mulchmaterial

Der Einzugsbereich des HRBs besteht zu einem großen Teil aus Grünland und Ackerfläche. Während des Hochwasserereignisses wurden aus diesen Flächen große Mengen an Mulchmaterial in das Rückhaltebecken geschwemmt. Im Zusammenspiel mit den sehr stürmischen Windverhältnissen wurde dieses „Mulchmaterial“ in Form von walzenähnlichen Gebilden gegen die Hochwasserentlastungsanlage gedrückt. Ein gleichmäßiges Überströmen der HWEA war somit nicht mehr gegeben.

Auffallend war, dass an der südlichen Dammschulter wesentlich weniger Mulchmaterial angeschwemmt wurde als an der nördlichen. Augenscheinlicher Grund hierfür war die im Einstaubereich gepflanzte Baumreihe (Schwarzerlen). Die Baumkronen ragten während des Einstaus etwa 1 bis 2 m über das Stauziel.



Abb. 7: Angeschwemmtes Mulchmaterial



Abb. 8: Gesammeltes Mulchmaterial (nur Rechen)



Abb. 9: Schwarzerlenreihe mit abgehaltenem Mulchmaterial im Kronenbereich

43. Sofortmaßnahmen während der Überströmung

Um eine breitflächigere Überströmung des Dammes zu erreichen, musste mit Hilfe der örtlichen Feuerwehr der gesamte überströmbare Bereich über einen längeren Zeitraum hinweg von Hand frei gehalten werden. Das Mulchmaterial wurde über den Dammkronenweg auf die Luftseite des Dammes gezogen und abtransportiert.

Erschwert wurden diese Arbeiten durch die unzureichend ausgeleuchtete Einsatzstelle, dem sehr starken Wind und die Gefahr des unmittelbar angrenzenden Stauraumes.

Die aufgetretene Beschädigung des Deckwerkes konnte zu diesem Zeitpunkt nur erahnt werden.

Der Notschieber wurde wie bereits erwähnt kontrolliert geöffnet, um die konstruktiv anfälliger HWEA zu entlasten.

44. Darstellung des beschädigten Deckwerkes

Nach Beendigung der Überströmung wurde das tatsächliche Ausmaß des beschädigten Deckwerkes sichtbar. Die Steinschüttung und die darunter liegende Filterschicht wurde während der Überströmung auf einer Fläche von ca. 3-4 m² abgetragen. Stellenweise war das verdichtete Dammschüttmaterial sichtbar.



Abb. 10: Schadensstelle während des Zurückgehens der Überströmung



Abb. 11: Schadenstelle unmittelbar nach Überströmung



Abb. 12: Vorbereitung zur Schadensbehebung

45. Darstellung der Schadensbehebung

45.1. Deckwerk der Hochwasserentlastungsanlage

Um den beschädigten Bereich der HWEA wieder in ordnungsgemäßen Zustand zu bringen, mussten Restwasser, restliche Flussbausteine der Steinschüttung und Restmaterial der Filterschicht großzügig entfernt werden.

Der beschädigte Dammkörper wurde mit Magerbeton aufgefüllt und verdichtet. Als Filterschicht wurde ebenfalls durchlässiger Magerbeton verwendet. Die Steinschüttung wurde mit den vorhandenen, ausgespülten Flussbausteinen aufgebaut und mit Beton „verfugt“.



Abb. 13: Angelieferter Magerbeton zur Instandsetzung der Schadensstelle



Abb. 14: Instandsetzung der Schadensstelle



Abb. 15: Schadensstelle im Deckwerk kurz vor Beendigung der Instandsetzung



Abb. 16: Durch Überflutung freigelegter Überlaufsporn vor der Justierung

45.2. Setzung am Überlaufsporn

Das durchgeführte Nivellement am Überlaufsporn der HWEA zeigte auf einer Länge von ca. 15 m relativ starke Setzungen auf. Ungewöhnlich hierbei ist, dass diese Setzungen sehr begrenzt aufgetreten sind und nicht wie erwartet über die ganze Länge des Dammes. Um einen Anhaltspunkt zu bekommen, welche Faktoren für diese Setzung verantwortlich gemacht werden können, sollte ein geologisches Gutachten erstellt werden.

Der Überlaufsporn der Hochwasserentlastungsanlage ist so konzipiert, dass eine nachträgliche Justierung ohne größeren baulichen Aufwand durchgeführt werden kann.

Die Tiefbordsteine des Betonsporns wurden entnommen und auf den Horizont des Stauzieles wieder eingebaut. Der Anschlussbereich des Tiefbordes an die Erhöhung des Durchlassbauwerkes wurde mit in Beton versetzten Flussbausteinen verbunden.



Abb. 17: Justierter Tiefbord des Überlaufspornes nach Fertigstellung

46. Geotechnische Untersuchung zur Setzung des Dammkörpers

46.1. Durchgeführte Untersuchungen

Damm- und Baugrundaufbau

Der Aufbau des Dammes und des Baugrundes wurde im Bereich der Schadensstelle durch 4 Bohrungen erkundet, die bis in eine Tiefe von max. 10 m abgeteuft wurden. Die erbohrten Proben wurden labortechnisch vor allem hinsichtlich ihres Wassergehaltes untersucht. Dabei zeigte sich, dass vor allem die aus der Dammschüttung gewonnenen Proben deutlich niedrigere Wassergehalte aufwiesen als das anstehende Material des Untergrundes. Insbesondere liegen die Wassergehalte des Dammschüttmaterials in einem für eine ausreichende Verdichtung sinnvollen Rahmen.

Auffällig sind die Wassergehalte des in Bohrung B 2 in 6,5 m bis 7,4 m angetroffenen Torf-Mudde-Materials; diese zeigen mit 41 bis 75% einen hohen Anteil an sehr setzungsweichen humosen und organischen Bestandteilen an. Bestätigt wurde dies durch die Bestimmung des Glühverlustes an der Probe B 2 6,8 bis 7,0 m.

46.2. Wertung der Ergebnisse

Ein Vergleich mit den Bohrprofilen im Geologischen Gutachten der Töniges GmbH zeigte im Wesentlichen eine gute bis sehr gute Übereinstimmung. Diese Aussage gilt auch für die in Bohrung B 2 erbohrte Torf- und Muddeschicht, die in den benachbarten Bohrungen B 1 und B 3 nicht angetroffen wurde; es handelt sich hierbei um ein derart kleinräumiges Auftreten, welches durch Baugrundbohrungen in ausreichend engem Abstand, wie sie zur Erstellung des geologischen Gutachtens der Töniges GmbH durchgeführt wurden, nicht zwangsläufig erkannt werden muss. Das Vorhandensein einer solchen Torflinse ist aus Sicht des Unterzeichners vielmehr nur erkennbar, wenn entweder, wie bei den jetzt durchgeführten Untersuchungen geschehen, in einem Bereich mit relativ großen Verformungen erkundet wird oder ein solcher Bereich sozusagen zufällig mittels einer Bohrung „getroffen“ wird.

Auffällig war, was den Aufbau des Dammes angeht, dass in der Bohrung B 2 unterhalb des völlig wassergesättigten Schotters ein ebenfalls wassergesättigter stark schluffiger Ton angetroffen wurde, der nicht durch Kalkzugabe behandelt ist. Ein solches Material neigt bei Wasserzutritt, anders als ein weniger schluffhaltiger Ton oder ein gekalktes Material, zu raschem Aufweichen mit entsprechendem Festigkeitsverlust. Die entsprechende labor-technische Untersuchung zeigte für die o.g. Schicht eine Konsistenzzahl von $I_c = 0,63$, d. h. es liegt weiche Konsistenz vor.

46.3. Setzungsursachen

Die oben beschriebenen Dammaufbau- und Untergrundverhältnisse lassen erkennen, dass lediglich in einer der 4 ausgeführten Bohrungen, nämlich in Bohrung B 2, die im Bereich der größten Dammkronensetzungen abgeteuft wurde, ausgeprägt setzungsweiche Schichten in Form von Torf bzw. Mude angetroffen wurden. Daraus könnte voreilig der Schluss gezogen werden, dass diese Torf- und Muddeschichten allein für die Setzungen verantwortlich wären. Aus geotechnischer und bodenmechanischer Sicht kann jedoch das Auftreten der gemessenen Setzungen von max. 16 cm nicht mit der Konsolidierung bzw. Zusammendrückung der angetroffenen Torfschichten in einer Tiefe von mehr als 3 m unter ursprünglichem Gelände erklärt werden. Die eingetretenen Setzungen müssen demnach noch weitere Ursachen haben.

Bei der Begehung des Dammes zu Beginn der Bohrarbeiten wurde von Bauherrenseite mitgeteilt, dass im Bereich der aufgetretenen maximalen Setzungen das Umleitungsgerinne, welches zur Herstellung des Durchlassbauwerkes erforderlich war, verlief. Die Sohlentiefe des Umleitungsgerinnes unter ursprünglichem Gelände wurde mit 2 m bis 2,5 m angegeben. Überträgt man diese Aushubtiefe in das Profil der Bohrung B 2, so wird deutlich, dass die Umleitungsgerinnesohle nur wenige Dezimeter über der Oberkante der Torf- bzw. Muddeschicht lag. Dies kann dazu geführt haben, dass

1. die Torfschicht nur noch eine sehr geringe statische Auflast hatte und sich während des Zeitraumes, in dem das Umleitungsgerinne genutzt wurde, mit entsprechenden Hebungen entspannen konnte (dies wäre bei einer relativ großen statischen Auflast, wie sie während der gesamten Bauzeit in Bereichen ohne Aushub vorhanden war, nicht möglich gewesen).
2. die Verdichtung des Verfüllmaterials zum Rückbau des Umleitungsgerinnes vor allem in den ersten Lagen an der Sohle nicht in einem ausreichenden Umfang erfolgen konnte.

Beide oben genannte Punkte sind nicht vollkommen schlüssig nachweisbar, sie ergeben jedoch vor dem Hintergrund der eingetretenen Schäden ein aus bodenmechanischer Sicht

nachvollziehbares Bild (Insbesondere die angenommene, nicht ausreichende Verdichtung im Sohlbereich des Umleitungsgerinnes kann zum heutigen Zeitpunkt nicht mehr erkannt werden, da sie durch entsprechende Konsolidierungsprozesse, die schließlich zu einem Teil der aufgetretenen Setzungen geführt haben könnten, annähernd vollständig ausgeglichen sein wird).

Nimmt man beide oben angesprochenen setzungsrelevanten Mechanismen als gegeben an, so sind die bei der Durchführung der Erkundungsbohrungen B 2 und B 3 angetroffenen Wasserverhältnisse im Bereich des Wegunterbaus eine zwangsläufige Folge. Bedingt durch die konstruktive Ausbildung des Dammkronenweges,

- luftseitig begrenzt durch den Abflusskontrollsporn, welcher seinerseits in gering wasserdurchlässigem Dammschüttmaterial gegründet ist,
- wasserseitig begrenzt durch ebenfalls gering wasserdurchlässiges Dammschüttmaterial (Dichtung) mit Mutterbodenandeckung,
- nach unten ebenfalls begrenzt durch bindiges Dammschüttmaterial,

kann es als Folge von Niederschlagsinfiltrationen zu Wasseransammlungen im Unterbau kommen, die dem durch die Setzungen hervorgerufenen Gefälle folgend zu einem Aufweichen des Dammes in tief liegenden Kronenbereichen führen können. Obwohl dadurch im vorliegenden Fall sehr wahrscheinlich nur äußerst geringe zusätzliche Setzungen hervorgerufen wurden, ist diesem Punkt wegen des Verlustes an Scherfestigkeit im aufgeweichten Bereich in Zukunft besondere Beachtung zu widmen. Bei vergleichbaren Dammkonstruktionen sollte daher unbedingt eine Entwässerungsmöglichkeit im Bereich des Wegunterbaus vorgesehen werden; ggf. ist auch eine Nachrüstung bereits bestehender Dämme erforderlich.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Setzungsschäden beim HRB Raußmühle durch eine Kombination aus verschiedenen Faktoren verursacht wurden. Zu nennen sind in diesem Zusammenhang folgende Punkte:

- eine durch Baugrunderkundungsbohrungen im üblichen und ausreichenden Abstand nicht erkennbare Torflinse im Bereich des Umleitungsgerinnes.
- die daraus resultierende Entspannung mit einhergehender Hebung beim Aushub des Umleitungsgerinnes.
- eine u.U. unzureichende Verdichtung der Sohlverfüllung des Umleitungsgerinnes wegen geringer Tragfähigkeit des „Auflagers“.
- zusätzliche Setzungen durch Aufweichungen unterhalb des Unterbaus des Dammkronenweges.

Es kann davon ausgegangen werden, dass die Setzungen beim HRB Raußmühle mittlerweile abgeschlossen sind. Eine Beobachtung mittels Feinnivellement wird dennoch empfohlen.

47. Fazit

Ein Schadensfall wie er vom 20/21 März 2002 aufgetreten ist, könnte in Zukunft mit den gewonnenen Erfahrungen verhindert werden. Voraussetzung hierfür wären sowohl bauliche als auch wartungstechnische Anpassungen. Des Weiteren ist eine sehr gute Verständigung mit den örtlichen Hilfskräften wie Feuerwehr oder THW zwingend notwendig.

Folgende Vorgehensweisen werden daher vom Unterzeichner vorgeschlagen:

- Um Setzungen im Dammkörper rechtzeitig erkennen und beheben zu können, muss das Dammbauwerk, insbesondere die Hochwasserentlastungsanlage, in den ersten 2-3 Jahren nach Fertigstellung im viertel- bis halbjährlichem Intervall einem Nivelle-

ment unterzogen werden. Somit sind auch Tendenzen einer Setzung besser erkennbar. Die Möglichkeit einer schnellen und unkomplizierten Justierung ist hierfür Voraussetzung.

- Grundsätzlich sollte die Möglichkeit bestehen, die HWEA des Dammes voll auszu-leuchten. Nur so sind die Vorkehrungen zur Sicherung des Dammes und auch die frühzeitige Sichtung von Schäden möglich.
- Die Pflanzung einer Baumreihe als eine Art Barriere parallel zur HWEA, ist eine sehr wirkungsvolle Vorkehrung gegen das Anschwemmen großer Mengen von Treibgut.
- Ein frühzeitiges Entfernen von angeschwemmtem Treibgut auf der wasserseitigen Dammböschung noch vor Erreichen des Stauziels ist unabdingbar. Hierfür werden aber je nach Ausführung der HWEA entsprechend viele Hilfskräfte benötigt. Eine gute Zusammenarbeit mit den örtlichen Hilfskräften wie Feuerwehr oder THW ist daher von großer Bedeutung. Gemeinsame turnusmäßige Übungen oder auch Informations-abende schaffen dabei eine gute Grundlage.
- Bei einer dennoch aufgetretenen Setzung im Bereich der HWEA sollten ausreichend Sandsäcke vorhanden sein um ein horizontales Ausgleichen bis zum vorgesehenen Stauziel zu ermöglichen.

ENERGIEUMWANDLUNG BEI STEILEN DECKWERKEN

Untersuchung HRB Halden, Brettach

Verfasser:

Dipl.-Ing. Peter Sackmann RBM , Büro ZINK Ingenieure, Lauf

Dipl.-Ing. (FH) Rainer Ell, Büro ZINK Ingenieure, Lauf

48. Allgemeines und Sachverhalt

Im Einzugsgebiet der Brettach kam es insbesondere in den 70er Jahren, gefolgt von jüngsten Hochwässern 1993 und 1994, zu starken Hochwasserereignissen, die durch Überflutungen großer Flächen entlang des gesamten Brettachtals beträchtliche Schäden verursachten.

Eine Möglichkeit der Reduzierung von Hochwassergefahren und des Ausgleichs der Wasserführung bieten Hochwasserrückhaltebecken (HRB) durch einen (teilweisen) Rückhalt von Flutwellen. Basierend auf den Ergebnissen eines detaillierten Flussgebietsmodelles soll durch die Installation von insgesamt neun dezentral angeordneten Hochwasserrückhaltebecken ein 50-jährlicher Hochwasserschutz entlang der Brettach gewährleistet werden.

Im Rahmen dieses kombinierten Hochwasserschutzkonzeptes sind unter anderem auch im Oberlauf der Brettach drei kaskadenförmige Hochwasserrückhaltebecken oberhalb der Ortslagen Scheppach - Adolzfurt geplant.

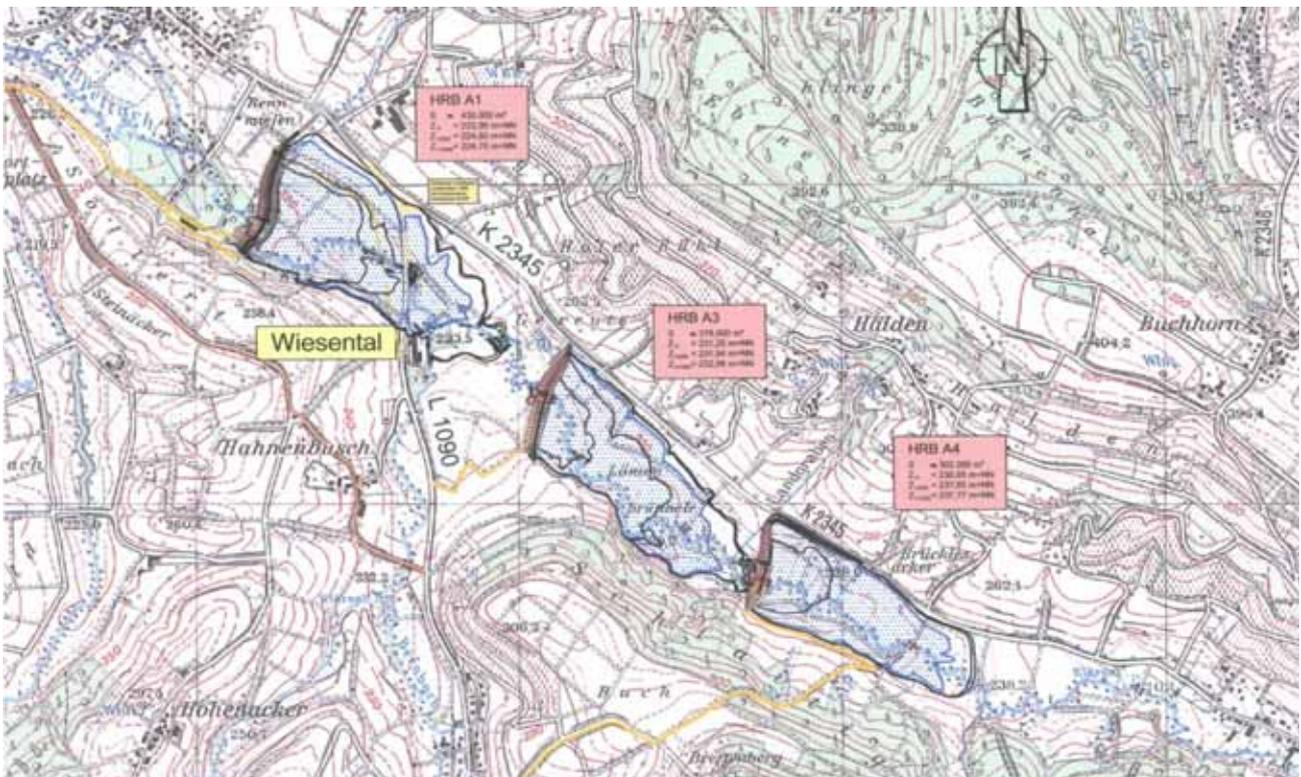


Abb. 1: Übersichtskarte (unmaßstäblich)

Die erforderlichen Absperrbauwerke der drei geplanten HRB werden als homogene Erd-dämme hergestellt, in die jeweils ein Grundablassbauwerk zur Hochwasserbewirtschaftung und eine überströmbare Dammscharte als Hochwasserentlastungsanlage integriert wird.

Das geplante Grundablassbauwerk stellt einen massiven Eingriff in den Gewässerlauf der Brettach dar, weshalb aus gewässerökologischer Sicht weitreichende Forderungen gestellt wurden. Mit dem Ziel, die nachteiligen Auswirkungen des geplanten Bauwerkes auf die vorliegenden gewässerökologischen Verhältnisse weitestgehend zu minimieren, war eine zweiteilige Konzeption des Grundablassbauwerkes erforderlich. Der als Betriebsauslass bezeichnete Bauwerksteil ist für die Hochwasserbewirtschaftung des HRB erforderlich, während der als Ökodurchlass bezeichnete Bauwerksteil nahezu ausschließlich eine gewässerökologische Funktion erfüllt und insbesondere die Durchgängigkeit des Gewässers gewährleisten soll. Aufgrund der gegebenen Randbedingungen ist dem Betriebsauslass eine Energieumwandlungsanlage in Form eines Kolksees im Nebenschluß zur Brettach nachgeschaltet.

Im Rahmen Vorplanung wurden verschiedene Varianten bzw. Planungskonzepte untersucht, die unter anderem eine Realisierung der Hochwasserentlastungsanlage als überströmbare Dammscharte in Lockerbauweise vorsahen. Mit dem Ziel, die luftseitige Dammneigung im Bereich der Hochwasserentlastungsanlage zu erhöhen und dadurch den Eingriff in den Naturhaushalt zu minimieren, hat man sich dazu entschlossen, im weiteren Planungsstadium die Neigung der Dammscharte auf 1:4 zu erhöhen. Aufgrund der hydrodynamischen Belastung des Deckwerkes und der steilen Neigung musste dieses daher in Massivbauweise ausgeführt werden. Der Deckwerksaufbau erfolgt hierbei durch einen Betonunterbau, in den Blocksteine versetzt werden. Aus landschaftsästhetischen Gründen wird als Abdeckung eine Mutterbodenauflage vorgesehen.

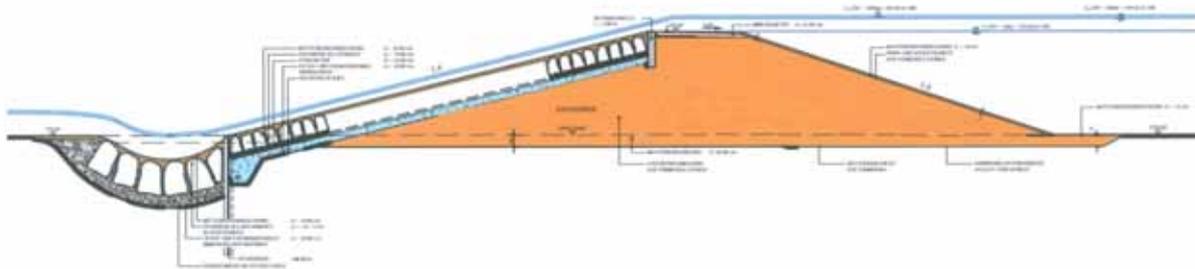


Abb. 2: Regelquerschnitt der Hochwasserentlastungsanlage

Da sich im Entlastungsfall die Mutterbodenabdeckung lösen und partiell eine Ansammlung dieser Mutterbodenauflage wirken kann, wurde festgelegt, dass die Überfallschwelle am Hochpunkt der Dammscharte, sowie die sich anschließende Dammschartensohle mit einer dreiecksförmigen Eintiefung versehen werden. Somit kann durch die Abflusskonzentration im Bereich der Eintiefung ein kontrollierterer Mutterbodenabtrag gewährleistet werden.

Mit dem Ziel einer optimierten Konzeption der Bauwerke wurde im Rahmen der Planung die Durchführung zweier Modellversuche vorgeschlagen.

49. Bemessungswerte der Hochwasserrückhaltebecken

Im Rahmen des hydrologischen Gutachtens wird ein gesteuerter Betrieb der HRB empfohlen, bei dem unabhängig vom Einstaugrad des Beckens ein konstanter Basisabfluss eingehalten wird. In der Befüllungsphase werden dabei höhere Werte (Q_{R1}) empfohlen, während in der Entleerungsphase bei allen drei HRB der Basisabfluss auf einen konstanten Wert (Q_{R2}) von 10 m³/s gedrosselt wird. Mit dieser empfohlenen Betriebsweise können die Scheitelabflüsse soweit reduziert werden, dass die Leistungsfähigkeiten entlang der gesamten Brettach bei einer Hochwasserwelle mit der Wiederholungszeitspanne von $T_n = 50a$ nicht überschritten werden.

In den folgenden Tabellen sind die maßgebenden Bemessungskennwerte aufgeführt.

Beckendaten			
HRB	Q_{R1} [m ³ /s]	Q_{R2} [m ³ /s]	Beckeninhalt [m ³]
A1	14,5	10	~ 420.000
A3	17,7	10	~ 363.000
A4	29,1	10	~ 300.000

Daten zur Hochwasserentlastungsanlage					
HRB	$T_n = 200a$ (1,2 · HQ ₁₀₀)	$T_n = 1000a$ (1,6 · HQ ₁₀₀)	Länge der Überfall- schwelle	Hydraulische Belastung	Fließtiefe
[-]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m]	[m ³ /s·m]	[m]
A1	103	138	200	0,7	0,35
A3	86	115	130	0,9	0,25
A4	85	113	125	0,9	0,25

50. Modelluntersuchungen

50.1. Aufgabenstellung

Mit der Zielsetzung einer optimierten Konzeption der Bauwerke wurde zunächst in den Jahren 2001 und 2002 an der Versuchsanstalt für Wasserbau der Universität Stuttgart ein physikalischer Modellversuch durchgeführt, der sich mit der Ausbildung des Dammbauwerkes bzw. der Hochwasserentlastungsanlage mit Anschluss an das bestehende abströmseitige Gelände befasste. Weiterhin sollte auch die Ausbildung der Energieumwandlungsanlage unterhalb des Betriebsauslasses untersucht werden, da die Anordnung als Tosbecken im Nebenschluss und die erheblichen Regelabflüsse keine befriedigende Dimensionierung erlaubten.

Da die drei Becken mit ihren Absperrbauwerken sich in ihrer Art und Wirkungsweise sehr ähnlich sind, musste nur einer der drei Absperrdämme nachgebildet und untersucht werden. Die Ergebnisse konnten dadurch auf die beiden anderen Dämme übertragen werden.

Basierend auf den Untersuchungsergebnissen dieses Modellversuches wurden im weiteren Verlauf wirkungsvolle und kostengünstige Ausführungen der Überlaufstrecken auf der luftseitigen Böschung der Hochwasserentlastungsanlage diskutiert. Da aber der seinerzeitige Wissensstand zu den hydraulischen Vorgängen bei den diskutierten Ausführungsvari-

anten noch unzureichend war, wurde die Durchführung eines weiteren Modellversuches zur Beurteilung der Effizienz der verschiedenen Vorschläge vereinbart.

Untersucht wurden im Rahmen der zweiten Modelluntersuchung, ob sich hinsichtlich der Energieumwandlung durch Verringerung der Steinauflage der Hochwasserentlastungsanlage bessere Ergebnisse erzielen lassen. Des weiteren sollte im Zuge einer weiteren Ausführungsvariante untersucht werden, ob durch die Anordnung von Betonrippen auf der ohnehin geplanten Betonbodenplatte die Fließgeschwindigkeiten auf der Dammscharte soweit reduziert werden können, dass an der Energieumwandlungsanlage am Dammschartenfußpunkt keine Erosionsschäden verursacht werden.

50.2. Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass im Rahmen des ersten Modellversuches sowohl die Linienführung des Dammbauwerkes im Bereich der Hochwasserentlastungsanlage als auch die Ausbildung der Hochwasserentlastungsanlage als überströmbare Dammscharte bestätigt wurde. Im Rahmen des Modellversuches konnte des weiteren gezeigt werden, dass sich durch Modifikationen am Tosbecken unterhalb des Grundablassbauwerkes die Energiedissipation positiv beeinflussen lässt.

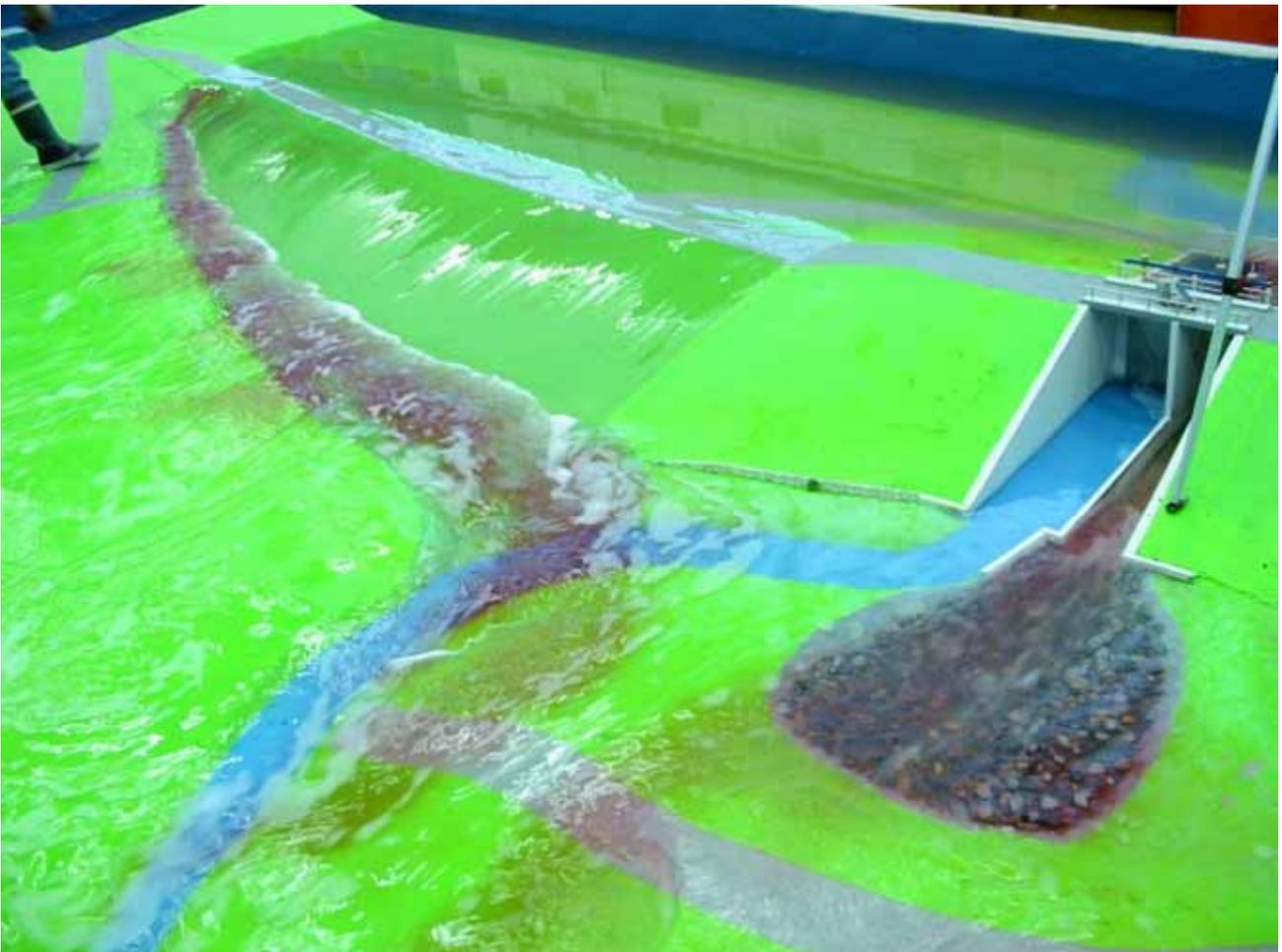


Abb. 3: Versuchsanordnung

Im Rahmen der erfolgten ergänzenden Modelluntersuchungen wurde die Wirksamkeit von verschiedenen Rauheiten auf der luftseitigen Böschungsfäche der überströmbaren Dammscharte untersucht.

Bei den „in Beton vergossenen Steinen“ wurden zwei unterschiedliche Rauheiten mit jeweils drei differierenden Belegungsdichten der Steine untersucht. Es zeigte sich, dass mit steigender Rauheit auch die Energieumwandlung positiv beeinflusst werden kann und dass bei einer vollflächigen Anordnung der Steine eine geringere Energiedissipation erzielbar ist, als bei einer halb so großen Belegungsdichte. Unter den gegebenen Randbedingungen und einer Deckwerksrauheit von 40 cm wurde daher eine Belegungsdichte von etwa 2 Steinen je m² Deckwerk empfohlen.

Der sich daraus ergebende Strickler-Beiwert liegt bei etwa $k_{st} = 17 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$; was in etwa einer Fließgeschwindigkeit beim Bemessungsabfluss (HQ_{1000}) von 3,6 m/s entspricht.



Abb. 4: Anordnungen der Steine bei Versuchsdurchführung

Bei der Ausführungsvariante „Betonrippen“ wurden acht verschiedene Anordnungen in Form sowohl unterschiedlicher Rippenkonstruktionen, als auch unterschiedliche Rippenanordnungen untersucht. Hierbei hat sich gezeigt, dass die erzielbare Energiedissipation im Vergleich zur Variante „in Beton vergossene Steine“ geringer ausfällt.

Unabhängig davon wird eine maximale Energiedissipation erzielt, wenn die Rippen möglichst stark (20 x 20cm) ausgeführt werden und wenn ihr Abstand in Fließrichtung ge-

sehen bei 2 m liegt. Darüber hinaus wirkt sich eine versetzte Anordnung der Rippen vorteilhaft aus. Die hierbei empfohlene Rippenbreite liegt bei 2,5 m.

Der durch eine solche Anordnung erzielbare Strickler-Beiwert liegt bei etwa $k_{st} = 24 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$; was in etwa einer Fließgeschwindigkeit beim Bemessungsabfluss (HQ_{1000}) von 4,6 m/s entspricht.



Abb. 5: Rippenanordnung bei Versuchsdurchführung

51. Zusammenfassung

Im Rahmen eines kombinierten Hochwasserschutzkonzeptes sind im Oberlauf der Brettach drei kaskadenförmige Hochwasserrückhaltebecken oberhalb der Ortslagen Schepach - Adolzfurt geplant.

Die erforderlichen Absperrbauwerke der drei geplanten HRB werden als homogene Erdämme hergestellt, in die jeweils ein Grundablassbauwerk zur Hochwasserbewirtschaftung und eine überströmbare Dammscharte als Hochwasserentlastungsanlage integriert wird.

Mit dem Ziel den Eingriff in den Naturhaushalt und die Flächeninanspruchnahme zu minimieren, hat man sich dazu entschlossen die Neigung der Dammscharte auf 1:4 zu erhöhen. Diese Vorgehensweise hatte wiederum zur Folge, dass aufgrund der hydrodynamischen Belastung und der steilen Neigung das Deckwerk in Massivbauweise ausgeführt werden musste.

Basierend auf Untersuchungsergebnissen diverser Modelluntersuchungen konnten auch für diese relativ steile Neigung der luftseitigen Böschung der Hochwasserentlastungsanlage wirkungsvolle und kostengünstige Ausführungen der Überlaufstrecken entwickelt werden.

ANSCHRIFTEN DER REFERENTEN

LBD Heinz Daucher

Landesanstalt für Umweltschutz (LfU)
Griesbachstraße 1
76185 Karlsruhe
☎ 0721/983-1327

Prof. Dr.-Ing. habil. Bernhard Westrich

Universität Stuttgart
Institut für Wasserbau – Versuchsanstalt
Pfaffenwaldring 61
70550 Stuttgart
☎ 0711/685-4680

Dipl.-Ing. Rüdiger Siebel

Universität Stuttgart
Institut für Wasserbau – Versuchsanstalt
Pfaffenwaldring 61
70550 Stuttgart
☎ 0711/685-4772

Dipl.-Ing. Bernd Zweschper

Universität Stuttgart
Institut für Geotechnik
Pfaffenwaldring 35
70550 Stuttgart
☎ 0711/685-3772

Prof. Dr.-Ing. habil. Hans Helmut Bernhart

Universität Karlsruhe
Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik
Kaiserstraße 12
76128 Karlsruhe
☎ 0721/608-3164

Dr.-Ing. Andreas Bieberstein

Universität Karlsruhe
Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik
Engler-Bunte-Ring 14
76131 Karlsruhe
☎ 0721/608-2222

Dipl.-Ing. Jan Queißer

Universität Karlsruhe
Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik
Kaiserstraße 12
76128 Karlsruhe
☎ 0721/608-4102

Dr.-Ing. Michael Rosport

Wald + Corbe Beratende Ingenieure
Am Hecklehamm 18
76549 Hügelsheim
☎ 07229/1876-02

Dipl.-Ing. Karsten Schmidt

Ingenieurbüro E. Willaredt
Kleines Feldlein 3
74889 Sinsheim
☎ 07261/685-0

Dipl.-Ing. Erhard Winkler

Ingenieurbüro Winkler & Partner
Schloßstr. 59A
70176 Stuttgart
☎ 0711 / 66987-11

Dipl.-Ing. Lothar Knödl TB

Zweckverband Hochwasserschutz Elsenz-Schwarzbach
Hauptstraße 31
74915 Waibstadt
☎ 07263/9199-92

Dipl.-Ing. Peter Sackmann RBM

Zink Ingenieure
Poststraße 1
77886 Lauf
☎ 07841/703-20

