

*Mitteilungen*  
des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung  
– Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik –  
der Universität Karlsruhe (TH)

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. mult. Franz Nestmann

Jan Queißer

# Entwicklung landschafts- verträglicher Bauweisen für überströmbare Dämme

2006

Heft 233



universitätsverlag karlsruhe



Jan Queißer

**Entwicklung landschaftsverträglicher Bauweisen  
für überströmbare Dämme**

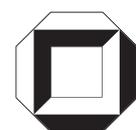
## **Mitteilungen**

des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung  
– Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik –  
der Universität Karlsruhe (TH)

***Heft 233***

# Entwicklung landschafts- verträglicher Bauweisen für überströmbare Dämme

von  
Jan Queißer



---

universitätsverlag karlsruhe

Dissertation, genehmigt von der  
Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften  
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2005  
Referenten: Prof. Dr.-Ing. habil. Hans Helmut Bernhart  
Prof. Dr.-Ing. Hans-Erwin Minor  
Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. Franz Nestmann

## **Impressum**

Universitätsverlag Karlsruhe  
c/o Universitätsbibliothek  
Straße am Forum 2  
D-76131 Karlsruhe  
www.uvka.de



Dieses Werk ist unter folgender Creative Commons-Lizenz  
lizenziert: <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.0/de/>

Universitätsverlag Karlsruhe 2006  
Print on Demand

ISSN 0176-5078  
ISBN 3-86644-016-2



# **Entwicklung landschaftsverträglicher Bauweisen für überströmbare Dämme**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

**DOKTOR-INGENIEURS**

von der Fakultät für  
Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften  
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)  
genehmigte

**DISSERTATION**

von  
**Dipl.-Ing. Jan Queißer**  
aus Mannheim

Tag der mündlichen Prüfung: 09. November 2005

Hauptreferent: Prof. Dr.-Ing. habil. Hans Helmut Bernhart  
1. Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Hans-Erwin Minor  
2. Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. Franz Nestmann

Karlsruhe, 2005

Alles wirkliche Leben ist Begegnung

Martin Buber

Für meinen Bruder Ingmar

(1967 – 2000)



## Vorwort

Bei Hochwasserereignissen kommt es in unseren dicht besiedelten Landschaftsräumen immer wieder zu Abflüssen, die große Schäden verursachen. Um dem entgegenzuwirken, wurden und werden auch weiterhin eine Vielzahl von Hochwasserrückhaltebecken gebaut. Bei der Umsetzung sind verstärkt ökologische und das Landschaftsbild betreffende Aspekte zu beachten. Daher werden vermehrt kleinere Anlagen mit überströmbaren Absperrdämmen geplant, da bei dieser Bauweise der Freibord entfallen kann und somit eine bessere Einbindung des Bauwerkes in die Umgebung möglich ist.

Bei voll überströmbaren Dämmen wird als Hochwasserentlastungsanlage die luftseitige Dammböschung genutzt, die daher gegen den Strömungsangriff des Wassers geschützt werden muss. Als klassische Bauweisen kommen hierfür in der Regel Lockerdeckwerke aus Schüttsteinen oder Steinsatz zur Anwendung. Da diese aus Sicht des Landschaftsbildes oft als störend empfunden werden („Steinwüste“), die erforderlichen Unterhaltungsarbeiten aufwändig sind und der Bau erhebliche Kosten verursacht, wurde seit langem nach neuen bautechnischen Lösungsansätzen für die Böschungssicherung gesucht. Herr Queißer stellte sich dieser fächerübergreifenden Aufgabe, bei der neben den wasserbaulichen auch geotechnische Fragestellungen einzubeziehen waren.

Für flachgeneigte Dämme wird als alternative Bauweise ein kohärentes Deckwerk aus Mastix-Schotter, einem bituminös gebundenem Einkornsplitt, vorgestellt. Hierfür wurde ein theoretischer Bemessungsansatz formuliert, der im Rahmen von großmaßstäblichen Untersuchungen an wasserbaulichen Modellen überprüft und verifiziert wurde, so dass ein vollständiges Dimensionierungskonzept abgeleitet werden konnte.

Als Sicherungselement für steilgeneigte Böschungen werden des Weiteren Verbundbauweisen behandelt, deren Stabilität auf dem Zusammenwirken von Geotextilien mit dem Dammbaustoff basiert. Für diese treppenförmig konzipierte Entlastungsanlage war die Ermittlung der Druckverhältnisse an der Sohle von besonderem Interesse, um Rückschlüsse auf die sich hieraus ergebenden Strömungskräfte ziehen zu können. Daher wurde für ein derartiges System die Druckverteilung an der Sohle für verschiedene Abflussgrößen und Strömungszustände in Modellversuchen gemessen. Darauf aufbauend wurden Vorschläge für die Bestimmung der Kräfte erarbeitet, die aus der Überströmung resultieren.

Das Deckwerk aus Mastix-Schotter wurde zwischenzeitlich an mehreren Hochwasserrückhaltebecken als Böschungssicherung eingebaut. Anhand eines Ausführungsbeispiels wird eindrucksvoll dokumentiert, dass mit dieser Bauweise eine anwendungsreife und wirtschaftliche Alternative zu den bisher gängigen Sicherungselementen zur Verfügung steht.



## Danksagung

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Wasser und Gewässerentwicklung, Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, der Universität Karlsruhe.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. H. H. Bernhart, der das Hauptreferat für meine Dissertation übernommen hat. Er hat die Entstehung dieser Arbeit über Jahre fachlich begleitet und mich mit seinem wertvollen Rat fortwährend unterstützt. Die freundschaftliche Zusammenarbeit war für mich eine stete Motivation.

Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. H.-E. Minor und Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. F. Nestmann möchte ich mich ausdrücklich für die Übernahme der Korreferate bedanken. Ich freue mich, dass ich die beiden Herren für diese Aufgabe gewinnen konnte.

Für die gute Zusammenarbeit und die vielen konstruktiven Diskussionen mit meinen Projektpartnern Prof. Dr.-Ing. habil. J. Brauns, Dr.-Ing. A. Bieberstein, Dipl.-Ing. (FH) H. Reith und Dipl.-Ing. H. Wörsching aus der Abteilung Erddamm- und Deponiebau des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik möchte ich mich ebenfalls sehr bedanken.

Stellvertretend für alle Mitarbeiter aus dem Werkstattbereich des Institutes bedanke ich mich bei den Herren Dipl.-Ing. (FH) M. Lösche, H. Weiher (Betriebsingenieur), W. Helm (Werkstattmeister) und G. Kühn für deren Hilfe.

Zum Gelingen meiner Arbeit trugen mehrere Vertiefer- bzw. Diplomarbeiten wesentlich bei. Den Kollegen Dipl.-Ing. F. Seidel, Dipl.-Ing. N. Barth und Dipl.-Ing. S. Hoch sei für ihren Einsatz und die mir gewährte Unterstützung ein großes Dankeschön ausgesprochen.

Ferner haben mich als Hilfswissenschaftler Dipl.-Ing. Gerd Wechsler, Dipl.-Ing. Eva Seibold, Dipl.-Ing. Robert Mikovec und cand.-Ing. Tomás Arana Villafan unterstützt. Auch ihnen sei an dieser Stelle für ihre hilfreichen Tätigkeiten gedankt.

Insgesamt möchte ich mich bei allen Mitarbeitern des Institutes für die kollegiale Zusammenarbeit bedanken. Mein besonderer Dank gilt meiner Kollegin Dipl.-Ing. Leonie Kontusch für die sehr gute und angenehme Arbeitsatmosphäre in unserem gemeinsamen Büro.

Für die kritische Durchsicht des Manuskriptes bedanke ich mich herzlich bei meinen Kollegen Dr.-Ing. Andreas Bieberstein, Dipl.-Ing. Frank Seidel und meiner Frau Sabine Wenzel.

Mein größter Dank gilt abschließend meiner Familie, die mir die Freiräume zum Anfertigen dieser Dissertationsschrift gegeben hat. Das Verständnis und die Geduld meiner Frau Sabine waren für mich die wichtigste Unterstützung. Bei meinen beiden Kindern Hannah und Jonas entschuldige ich mich für meine häufige Abwesenheit in den zurückliegenden Monaten!



## **Kurzfassung**

In den vergangenen Jahren wurde beim Bau von Hochwasserrückhaltebecken wegen ökologischer Aspekte und aus Gründen der Landschaftsverträglichkeit vermehrt die Anwendung von überströmbaren Dämmen zur Hochwasserentlastung angestrebt. Bei vollständig überströmbaren Absperrbauwerken kann auf den Freibord verzichtet werden, weshalb niedrigere Dammhöhen als bei Hochwasserrückhaltebecken mit klassischer Hochwasserentlastungsanlage verwirklicht werden können. Dadurch lassen sich derartig gestaltete Dämme besser in die Umgebung einbinden, und der Eingriff in das lokale Kleinklima ist geringer.

Aus den genannten Anforderungen ergibt sich die Notwendigkeit, technische Sicherungselemente für den Schutz von Überströmstrecken verfügbar zu machen. Als klassische Bauweise für diesen Zweck sind bisher die Lockerdeckwerke anzusehen, mit denen die meisten überströmbaren Dämme in Baden-Württemberg ausgestattet sind.

Um auch andere Bauweisen für den Erosionsschutz von Überströmstrecken einsetzen zu können, waren umfangreiche wissenschaftliche Untersuchungen erforderlich. In einem Forschungsprojekt an der Universität Karlsruhe (TH) wurden daher zwei ausgewählte alternative Bauweisen untersucht: das Deckwerk aus Mastix-Schotter, einem bituminös gebundenen Einkornsplitt, und die Verbundbauweisen, deren Stabilität auf dem Zusammenwirken von Geotextilien mit dem Dammbaustoff basiert. Das zentrale Thema dieser Arbeit liegt in der Behandlung dieser beiden innovativen Bauweisen.

Für das kohärente Deckwerk aus Mastix-Schotter wird ein theoretischer Bemessungsansatz aufgestellt, der in umfangreichen Laborversuchen überprüft wurde. Aus den Ergebnissen wird ein vollständiges Dimensionierungskonzept abgeleitet, das im Rahmen dieser Arbeit in seinen Einzelheiten vorgestellt wird. Der Transfer der Forschungsergebnisse in die Praxis wird anhand eines Ausführungsbeispiels erläutert. Insgesamt steht mit dem Mastix-Schotter eine Bauweise zur Sicherung von Überströmstrecken zur Verfügung, die technisch ausgereift ist und gleichzeitig aus wirtschaftlicher Sicht eine kostengünstige Variante der Böschungssicherung darstellt.

Für die Verbundbauweisen war aus hydraulischer Sicht die Ermittlung der Druckverhältnisse an der Sohle treppenförmiger Entlastungsanlagen von besonderem Interesse, da hieraus die Kraftwirkung auf das Sicherungselement bestimmt werden kann, die aus der Überströmung resultiert. Zur Messung der Druckverteilung wurde ein Modell konzipiert, welches der Klärung dieser Fragestellung diene. An 16 Messstellen wurde der Druck in Abhängigkeit von verschiedenen Sohlformen erfasst und aufgezeichnet. Bei der Auswertung der Daten werden Vergleiche mit den Ergebnissen anderer Forschergruppen gezogen. Insgesamt wurde für die Verbundlösungen auf Grund der durchgeführten Messreihen eine wichtige Eingangsgröße quantifiziert. Die Erarbeitung eines vollständigen Dimensionierungskonzeptes für diese Bauweise ist Gegenstand weiterer Untersuchungen.

## **Abstract**

Because of ecological aspects and a better integration in the landscape it becomes more and more common to build flood protection basins with overflowable dams. Completely overflowable dams help to keep the height of the construction low and avoid the need of an extra building for flood relief. These kind of dams can be hidden in the landscape much better than higher dams with a classical flood relief. The interference in the local climate is small.

The consequences of requirements are to find technical solutions to protect an overflowable dam segment. The most conventional construction types are the rip-rap revetments. Most of the overflowable dams at flood protection basins in Baden-Württemberg are built this way.

It was necessary to perform extensive scientific investigations to use other construction methods to protect the downstream slope of such embankments against erosion. In a research project at the University of Karlsruhe, Germany, two different erosion protection systems were examined: a revetment out of Open Stone Asphalt that consists of crushed sandstone coated with sand mastic, and composite constructions that get their stability against hydraulic loads from the combination of geotextils and the dam material. The burden of this thesis deals with these two innovative erosion protection systems.

At first the Open Stone Asphalt was examined. An analytical statical concept for this coherent, self-supporting revetment is described. Laboratory tests were performed to validate the analytical concept. A concept for dimensioning was developed to determine a revetment built with Open Stone Asphalt. This concept will be presented in detail. An important part of the research project was to transfer the theoretical knowledge into practice. The application of the Open Stone Asphalt in practice is illustrated by an example. The construction method can be regarded as being suitable for general implementation. With the Open Stone Asphalt as a revetment it is possible to build an erosion protection system that technically works and that from an economical point of view represents an alternative for a reasonable price.

The second construction method to protect an embankment to withstand a hydraulic load is based on the use of geotextils. For these composite constructions the measurement of the pressure field on the bottom of a stepped spillway was the main aim. The external forces that appear during the overtopping of a dam can be determined out of the pressure field. For the measurement a model with seven steps was built. 16 measuring points were fixed on the bottom of the model where the pressure field was recorded for several shapes of the steps. The analysis of the data includes comparisons with the results of other model tests. The measurements on the model of the stepped spillway lead to the result that an important value for the dimensioning of the composite constructions was quantified. The formulation of a complete dimension rule for this construction method is still outstanding.

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung.....</b>	<b>1</b>
1.1	Veranlassung und Motivation für die Arbeit .....	2
1.2	Inhalte und Ziele der Arbeit.....	4
<b>2</b>	<b>Überströmbare Dämme.....</b>	<b>7</b>
2.1	Exkurs: Historische Dämme und Überströmstrecken.....	7
2.2	DIN 19700 (2004).....	11
2.3	Anwendungsbereiche.....	13
2.3.1	Hochwasserentlastungsanlagen an Rückhaltebecken.....	14
2.3.2	Ungesteuerte Einlaufbauwerke.....	16
2.3.3	Notentlastung an Fließgewässern .....	17
2.3.3.1	Notentlastungen in der Schweiz .....	18
2.3.3.2	Notentlastungen in Ungarn.....	21
2.3.3.3	Notentlastungen in den Niederlanden .....	22
2.3.3.4	Notentlastungen in Deutschland.....	23
2.3.3.5	Zusammenfassende Bewertung.....	26
<b>3</b>	<b>Bauweisen für überströmbare Dämme.....</b>	<b>27</b>
3.1	Grasbewuchs.....	28
3.2	Deckwerke in Lockerbauweise.....	29
3.2.1	Steinsatz.....	29
3.2.2	Steinschüttung .....	34
3.3	Steinpflaster .....	36
3.4	Geogittermatratzen und Steinkörbe .....	37
3.5	Bodenstabilisierung .....	38
3.6	Kaskaden.....	39
3.7	Neuartige Bauweisen .....	41
3.7.1	Deckwerk aus Mastix-Schotter.....	42
3.7.2	Verbundbauweisen .....	43
3.8	Zusammenfassende Bewertung .....	44
<b>4</b>	<b>Anforderungen an landschaftsverträgliche Überströmstrecken.....</b>	<b>45</b>
4.1	Landschaftsverträgliche Bauweise .....	45
4.1.1	Landschaftsgestalterische Kriterien.....	45
4.1.2	Gewässerspezifische Kriterien .....	47
4.2	Technische Anforderungen.....	49
4.3	Überlastbarkeit.....	51

<b>5</b>	<b>Deckwerk aus Mastix-Schotter .....</b>	<b>53</b>
5.1	Eigenschaften von Mastix-Schotter .....	54
5.2	Bekannte Anwendungen .....	55
5.3	Theoretischer Bemessungsansatz .....	58
5.3.1	Entwicklung des Bemessungsansatzes .....	58
5.3.2	Hydraulische Belastung des Deckwerkes .....	61
5.3.3	Berechnung der erforderlichen Deckwerksdicke .....	62
5.4	Untersuchung der Schereigenschaften.....	64
5.5	Überprüfung des Bemessungsansatzes in einer Kipprinne.....	65
5.5.1	Aufbau des Versuchsstandes .....	65
5.5.2	Ermittlung der Grenzbelastung.....	67
5.6	Untersuchungen an einem Halbdamm-Modell .....	70
5.6.1	Aufbau des Versuchsstandes .....	70
5.6.1.1	Geometrie und Aufbau des Modells.....	71
5.6.1.2	Wasserversorgung und Steuerung der Wasserzufuhr.....	72
5.6.2	Hydraulik überströmter Dämme.....	74
5.6.3	Vorgehensweise bei der Durchführung der Modellversuche .....	76
5.6.4	Vermessung der Oberfläche des Mastix-Schotters.....	77
5.6.5	Untersuchungen am ungestützten bzw. gestützten Deckwerk .....	78
5.6.6	Dimensionierung des Kolkbereiches.....	78
5.6.7	Durchführung und Auswertung der Messungen.....	82
5.6.8	Analyse des Strickler-Beiwertes.....	85
5.7	Konstruktive Aspekte .....	87
5.7.1	Rezeptur des Mastix-Schotters .....	87
5.7.2	Materialeigenschaften des Mastix-Schotters .....	88
5.7.3	Verlegung des Geogewebes .....	88
5.7.4	Ausführung der seitlichen Randbereiche.....	89
5.7.5	Einbau des Mastix-Schotters .....	90
5.7.6	Begrünung, Pflege und Unterhaltung.....	91
5.8	Zusammenfassung .....	92
<b>6</b>	<b>Umsetzung eines Deckwerkes aus Mastix-Schotter in die Praxis.....</b>	<b>95</b>
6.1	Anwendungsbeispiel HRB Mönchzell am Lobbach.....	95
6.1.1	Dimensionierung .....	98
6.1.2	Wirtschaftlichkeit .....	102
6.1.3	Bauausführung.....	104
6.2	Ausblick.....	109

---

<b>7</b>	<b>Verbundbauweisen .....</b>	<b>111</b>
7.1	Allgemeines .....	112
7.2	Anwendungsbeispiele im Wasserbau .....	114
7.3	Ausgewählte Lösungsvarianten .....	115
7.4	Geotechnik.....	116
7.5	Hydraulik treppenförmiger Entlastungsanlagen .....	118
7.5.1	Kaskadenströmung .....	119
7.5.2	Übergang von der Kaskaden- zur Gerinneströmung .....	120
7.5.3	Gerinneströmung .....	122
7.5.3.1	Lufteintrag .....	123
7.5.3.2	Abflussbereiche .....	124
7.5.3.3	Definitionen.....	126
7.5.3.4	Luftkonzentration .....	127
7.5.3.5	Fließwiderstand .....	128
7.5.3.6	Energiedissipation .....	132
7.6	Druckverhältnisse .....	136
7.6.1	Kaskadenströmung .....	136
7.6.2	Gerinneströmung .....	138
7.6.3	Übergangsbereich von der Kaskaden- zur Gerinneströmung.....	141
7.7	Modellähnlichkeit .....	143
7.8	Hydraulische Modellversuche: Aufbau eines Treppenmodells .....	144
7.8.1	Modellaufbau.....	145
7.8.2	Messtechnik.....	147
7.9	Hydraulische Modellversuche an Stufen mit senkrechten Stirnflächen .....	149
7.9.1	Analyse des Strömungszustandes.....	150
7.9.2	Druckverteilung an der Sohle.....	151
7.9.2.1	Druckverteilung auf der horizontalen Stufenfläche .....	152
7.9.2.2	Druckverteilung an der vertikalen Stufenfläche.....	158
7.10	Einfluss der Form der Stufen auf die Druckverteilung an der Sohle.....	161
7.10.1	Analyse des Strömungszustandes.....	162
7.10.2	Auswirkungen auf die Druckverteilung an der Sohle .....	163
7.10.2.1	Druckverteilung auf der horizontalen Stufenfläche .....	163
7.10.2.2	Druckverteilung an der Stirnseite der Stufenfläche .....	166
7.11	Zusammenfassung der Ergebnisse der Druckmessungen.....	168
7.12	Bewertung der Ergebnisse im Hinblick auf die Verbundbauweisen .....	169
7.13	Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Forschungsgebiete.....	172
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>173</b>
	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>177</b>
	<b>Anlagen</b>	

## Abbildungsverzeichnis

<b>Abb. 2.1</b>	Historische Talsperre in der Glosses-Schlucht bei Alyzeia/Griechenland.....	8
<b>Abb. 2.2</b>	Die Talsperre am Glosses-Paß, mittlere Abmessungen (Quelle: KNAUSS 1995)..	9
<b>Abb. 2.3</b>	Versuch einer Rekonstruktion des Sperrenaufbaus (Quelle: KNAUSS 1995) .....	9
<b>Abb. 2.4</b>	Historische Talsperre in der Glosses-Schlucht bei Alyzeia/Griechenland.....	10
<b>Abb. 2.5</b>	Beckenraum und Stauziele bei HRB (Quelle: DIN 19700-12:2004-07).....	12
<b>Abb. 2.6</b>	Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken (Quelle: DIN 19700-12:2004-07) .....	12
<b>Abb. 2.7</b>	Querschnitt durch den Dammkörper eines Hochwasserrückhaltebeckens:.....	14
<b>Abb. 2.8</b>	HRB Aglasterhausen-Bockwiese im Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach .....	15
<b>Abb. 2.9</b>	Polder Grietherbusch mit geplanten Überströmstrecken.....	16
<b>Abb. 2.10</b>	Überlaufstrecke einer Notentlastung an der Schelde (Niederlande/Belgien).....	17
<b>Abb. 2.11</b>	Übersicht über die Maßnahmen des Hochwasserschutzes im Urner Reusstal ....	20
<b>Abb. 2.12</b>	Kontrollierte Flutung der Autobahn als Entlastungsgerinne (Quelle: BWG 2004) .....	20
<b>Abb. 2.13</b>	Deichbruch an der Theiß/Ungarn im März 2001 (Foto: Szlávik) .....	21
<b>Abb. 2.14</b>	Definitionsskizze für Vorrang- und Vorbehaltsgebiete (Quelle: Ministerium für Umwelt und Verkehr, Innenministerium und Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg 2003) .....	24
<b>Abb. 3.1</b>	Mit Grasbewuchs „gesicherte“ Dammoberfläche (Quelle: BOSSHARD 1991) ....	28
<b>Abb. 3.2</b>	Prinzipskizze eines Steinsatzes (LfU 1997) .....	29
<b>Abb. 3.3</b>	Hochwasserentlastungsanlage mit Steinsatz am HRB Epfenbach-Wingerts- hecke im Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach (Foto: Seidel 2003).....	30
<b>Abb. 3.4</b>	Gewölbebildung beim Steinsatz rund um eine Fehlstelle (Foto: Queißer 2003)	30
<b>Abb. 3.5</b>	Prinzipskizze einer Steinschüttung (LfU 1997) .....	34
<b>Abb. 3.6</b>	Hochwasserentlastungsanlage mit Steinschüttung am HRB Binsenklinge- Reihen im Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach (Foto: Queißer 2005).....	35
<b>Abb. 3.7</b>	Oberflächensicherung aus Steinpflaster (Quelle: BOSSHARD 1991).....	36
<b>Abb. 3.8</b>	Hochwasserentlastungsanlage mit Steinpflaster am HRB Waldwimmersbach / Mannbach im Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach (Foto: Queißer 2005) .....	36
<b>Abb. 3.9</b>	Ufersicherung mit Gabionen aus Geogittermatratzen (Quelle: LfU 2004) .....	37
<b>Abb. 3.10</b>	Oberflächensicherung mit Geogittermatratzen (Quelle: LfU 2004) .....	38
<b>Abb. 3.11</b>	Prinzipskizzen zur Bodenstabilisierung (Quelle: LfU 2004) .....	39
<b>Abb. 3.12</b>	Prinzipskizze einer Kaskade bzw. treppenförmigen Hochwasserentlastungsanlage .....	40

<b>Abb. 3.13</b>	Treppenförmige Hochwasserentlastungsanlage am Sternenweiher im Kanton Zürich (Quelle: BOSSHARD 1991) .....	41
<b>Abb. 3.14</b>	Bohrkern eines Deckwerks aus Mastix-Schotter (Quelle: ELSKENS 1995) .....	42
<b>Abb. 3.15</b>	Ausführungsbeispiel einer Dammscharte mit einem Deckwerk aus Mastix-Schotter am Hochwasserrückhaltebecken <i>Im Bödighheimer Tal</i> der Stadt Buchen vor der Begrünung (Foto: Bernhart 2003) .....	43
<b>Abb. 4.1</b>	Landschaftsverträgliche Einbindung des Hochwasserrückhaltebeckens Barga am Gaulbach im Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach (Foto: Queißer 2003).....	46
<b>Abb. 4.2</b>	Ökologische Durchgängigkeit von Durchlässen .....	48
<b>Abb. 4.3</b>	A: überlastbarer Freispiegelabfluss; B: nicht überlastbarer Druckabfluss .....	51
<b>Abb. 5.1</b>	Belastung des Deckwerks aus Mastix-Schotter mit einem Schraubenstrahl.....	55
<b>Abb. 5.2</b>	Luftseitige Böschungssicherung mit Mastix-Schotter an einer Überströmstrecke des Überflutungsgebietes Tielrodebroek in Belgien (Quelle: SCHÖNIAN 1999).....	56
<b>Abb. 5.3</b>	Begrünte Ufersicherung aus Mastix-Schotter am Mittellandkanal zwei Jahre nach dem Einbau (Foto: SCHÖNIAN 1989 aus SCHÖNIAN 1999).....	56
<b>Abb. 5.4</b>	Mastix-Schotter als Deichschutz gegen Wellenangriff (Quelle: BITUMARIN BV)	57
<b>Abb. 5.5</b>	Großflächige Anwendung von Mastix-Schotter am Canal du Centre in Belgien	57
<b>Abb. 5.6</b>	Einzelelement einer hangparallel durch- und überströmten Böschung.....	59
<b>Abb. 5.7</b>	Zulässige Belastung für ein Deckwerk bei Normalabfluss abhängig von der Böschungsneigung und dem Reibungswinkel (Deckwerksdicke min. $d_D = 0,20$ m) .....	63
<b>Abb. 5.8</b>	Zulässige Belastung für ein Deckwerk abhängig von der Böschungsneigung und der Deckwerksstärke (maßgebender Reibungswinkel $\varphi' = 25^\circ$ ).....	63
<b>Abb. 5.9</b>	Korngrößenverteilung des verwendeten Sandes .....	66
<b>Abb. 5.10</b>	Schnitt quer zur Fließrichtung durch das Böschungselement .....	67
<b>Abb. 5.11</b>	Bestimmung des Reibungswinkels im trockenen Zustand zu $31,3^\circ$ (Fotos: IBF) .....	68
<b>Abb. 5.12</b>	Vergleich der rechnerisch bestimmten Grenzbelastung $q_{gr}$ des Deckwerks aus Mastix-Schotter mit den im physikalischen Modell ermittelten Werten .....	69
<b>Abb. 5.13</b>	Systemquerschnitt mit Damm und Modellausschnitt.....	70
<b>Abb. 5.14</b>	Gesamtansicht des Halbdamm-Modells mit Messcontainer (Foto: Queißer) .....	72
<b>Abb. 5.15</b>	Überströmung eines Dammes – hydraulisch charakteristische Abflussbereiche	74
<b>Abb. 5.16</b>	Schemaskizze der Überlaufschwelle mit Abflusskontrollsporn.....	75
<b>Abb. 5.17</b>	Erosionsformen am Böschungsfuß.....	76
<b>Abb. 5.18</b>	Prinzipskizze eines Böschungsfußes mit ungestütztem bzw. gestütztem Deckwerk.....	78

<b>Abb. 5.19</b>	Ausbildung des Kolkes am Böschungsfuß zur Stabilisierung des Wechselsprunges und zur Sohlsicherung (Prinzipskizze des Modells) .....	79
<b>Abb. 5.20</b>	Gestaltung der Kolksicherung bei einem Deckwerk aus Mastix-Schotter .....	80
<b>Abb. 5.21</b>	Ansicht des Halbdamm-Modells von unterstrom bei $q = 300 \text{ l/(sm)}$ .....	84
<b>Abb. 5.22</b>	Kenngrößen des Wechselsprunges in einem Rechteckgerinne .....	84
<b>Abb. 5.23</b>	Bestandteile des Mastix-Schotters (Quelle: BIEBERSTEIN ET AL. 2004).....	87
<b>Abb. 5.24</b>	Anschluss des Deckwerks aus Mastix-Schotter an die Dammkrone.....	89
<b>Abb. 5.25</b>	Ausführung des Randbereichs einer Überströmstrecke (Prinzipskizze) .....	90
<b>Abb. 6.1</b>	Lageplan des HRB Mönchzell am Lobbach.....	96
<b>Abb. 6.2</b>	Frontdamm des HRB Mönchzell während der Bauzeit (Foto: IBF) .....	96
<b>Abb. 6.3</b>	Durchlassbauwerk mit Ein- und Auslaufbereich (Fotos: Queißer) .....	97
<b>Abb. 6.4</b>	Konstruktive Ausbildung des HRB Mönchzell mit Überströmstrecke aus Mastix-Schotter-Deckwerk (Maße in [m]).....	101
<b>Abb. 6.5</b>	Planum aus Mineralbeton vor dem Einbau des Mastix-Schotters (Foto: Queißer).....	104
<b>Abb. 6.6</b>	Verlegen des Geogewebes als Filterschicht (Fotos: IBF) .....	104
<b>Abb. 6.7</b>	Befestigung des Geogewebes an der Dammkrone (Fotos: IBF) .....	105
<b>Abb. 6.8</b>	Maschineneinsatz bei der Bauausführung (Foto: IBF).....	106
<b>Abb. 6.9</b>	Ausformung des Kolkbereiches am Böschungsfuß mit der Baggerschaufel ....	106
<b>Abb. 6.10</b>	Überströmstrecke nach der Fertigstellung des Deckwerkes (Foto: IBF) .....	107
<b>Abb. 6.11</b>	Gesamtansicht des HRB Mönchzell nach Abschluss aller Arbeiten (Foto: HZV).....	108
<b>Abb. 7.1</b>	Querschnitt des durch konstruktive Elemente überströmbar gestalteten Dammes des HRB Gundelfingen (Quelle: BIEBERSTEIN ET AL. 1997) .....	113
<b>Abb. 7.2</b>	Geotubes im Küstenschutz (Quelle: polyfelt Geosynthetics, report 1.2005) ....	114
<b>Abb. 7.3</b>	Bau von Konstruktionen mit größerer Höhe durch Stapelung .....	114
<b>Abb. 7.4</b>	Verbundbauweisen: Prinzipskizze der Schlaufenvariante.....	115
<b>Abb. 7.5</b>	Verbundbauweisen: Prinzipskizze der Schlauchvariante .....	116
<b>Abb. 7.6</b>	Kaskadenströmung mit vollständig entwickeltem Wechselsprung.....	119
<b>Abb. 7.7</b>	Gerinneströmung (nach: CHANSON 1994) .....	122
<b>Abb. 7.8</b>	Fließmuster in den Stufennischen: (a) wake-step Regime, (b) wake-wake Regime und (c) Walzenbewegungen (nach: CHANSON 1994).....	123
<b>Abb. 7.9</b>	Strömungsbereiche einer treppenförmigen Schussrinne .....	125
<b>Abb. 7.10</b>	Definitionsskizze der Stufenhöhe $K$ .....	128
<b>Abb. 7.11</b>	Verlauf der Energielinie bei einer treppenförmigen Schussrinne .....	133
<b>Abb. 7.12</b>	Relativer Energieverlust $\Delta H/H_{\max}$ bei Gerinne- und Kaskadenströmung .....	135
<b>Abb. 7.13</b>	Mittlerer Druckverlauf bei einer Kaskadenströmung (Quelle: CHANSON 1994).....	137

<b>Abb. 7.14</b>	Mittlere Druckhöhe am Auftreffpunkt des Freistrahles (Quelle: CHANSON 1994).....	137
<b>Abb. 7.15</b>	Druckverlauf entlang einer treppenförmigen Entlastungsanlage .....	139
<b>Abb. 7.16</b>	Druckverteilung entlang einer treppenförmigen Entlastungsanlage; je ein Messpunkt im Flächenschwerpunkt jeder Stufe (Quelle: SÁNCHEZ ET AL. 2000).....	140
<b>Abb. 7.17</b>	Verteilung des mittleren Druckes entlang einer vertikalen Stufenfläche .....	141
<b>Abb. 7.18</b>	Druckverhältnisse an der Sohle treppenförmiger Entlastungsanlagen .....	142
<b>Abb. 7.19</b>	Untersuchte Geometrien der Stufen einer treppenförmigen Entlastungsanlage	145
<b>Abb. 7.20</b>	Längsschnitt durch das Treppenmodell.....	146
<b>Abb. 7.21</b>	Detail der Druckmessvorrichtung (Foto: Queißer).....	148
<b>Abb. 7.22</b>	Schema der Druckmesseinrichtung (Quelle: SEIDEL 2003) .....	149
<b>Abb. 7.23</b>	Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 6 und 13 .....	152
<b>Abb. 7.24</b>	Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 1, 8 und 15 .....	154
<b>Abb. 7.25</b>	Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 2, 9 und 16 .....	154
<b>Abb. 7.26</b>	Druckverlauf entlang der horizontalen Stufenfläche für $y_c/h \approx 0,91$ .....	157
<b>Abb. 7.27</b>	Druckverlauf auf der vertikalen Stufenfläche an den Messpunkten 3 – 5, 10 – 12 .....	158
<b>Abb. 7.28</b>	Druckverlauf an den Messpunkten 5 und 6 .....	159
<b>Abb. 7.29</b>	Vergleich der Druckmessungen von SÁNCHEZ ET AL. (2000) und QUEIBER .....	160
<b>Abb. 7.30</b>	Veränderung der Stufenrauheit halb- und viertelkreisförmiger Stufenelemente .....	161
<b>Abb. 7.31</b>	Vergleich der Wasserspiegellagen (Angaben in Modellmaßen) .....	162
<b>Abb. 7.32</b>	Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 6 und 13 .....	164
<b>Abb. 7.33</b>	Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 1, 8 und 15 .....	165
<b>Abb. 7.34</b>	Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 1, 8 und 15 .....	165
<b>Abb. 7.35</b>	Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 2, 9 und 16 .....	166
<b>Abb. 7.36</b>	Lage des Ablösepunktes bei Verwendung der runden Formelemente .....	167
<b>Abb. 7.37</b>	Schematische Darstellung der Druckverteilung und der resultierenden Kräfte	170

---

## Tabellenverzeichnis

<b>Tab. 2.1</b>	Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit für $BHQ_1$ und $BHQ_2$ .....	13
<b>Tab. 5.1</b>	Dimensionierung der Kolksicherung für Dammneigungen von <b>1 : 6</b> bis <b>1 : 9</b> .....	81
<b>Tab. 5.2</b>	Dimensionierung der Kolksicherung für Dammneigungen von <b>1 : 10</b> bis <b>1 : 12</b> .	81
<b>Tab. 5.3</b>	Sensitivitätsanalyse mit $q = 300 \text{ l/(sm)}$ , $I = 1 : 6$ und $\Phi = 30^\circ$ .....	86
<b>Tab. 6.1</b>	Eingangsparameter für die Bemessung der Überströmstrecke .....	99
<b>Tab. 6.2</b>	Kosten für das Baulos Hochwasserentlastung am HRB Mönchzell .....	102
<b>Tab. 7.1</b>	Experimentell gewonnene Daten zum Erreichen der Gerinneströmung .....	121
<b>Tab. 7.2</b>	Untersuchte Abflüsse im Modell (Index M) und als Naturwerte (Index N) .....	146
<b>Tab. 7.3</b>	Beginn der Gerinneströmung beim Treppenmodell mit $h/l = 0,4$ .....	150
<b>Tab. 7.4</b>	Abflussbereiche im Treppenmodell .....	151
<b>Tab. 7.5</b>	Gegenüberstellung der Modellparameter bei ANDRÉ ET AL. (2001), SANCHEZ ET AL. (2000) und QUEIBER.....	155
<b>Tab. 7.6</b>	Zuordnung der Messstellen bei ANDRÉ ET AL. (2001) und QUEIBER.....	156

## Symbolverzeichnis

Symbol	Einheit	Bedeutung
<i>1. Arabische Zeichen</i>		
A	[m <sup>2</sup> ]	durchflossene Fläche
A <sub>h</sub>	[m <sup>2</sup> ]	Projektionsfläche in Strömungsrichtung
A <sub>P</sub> = L <sub>s</sub> ·b	[m <sup>2</sup> ]	auf den Pseudoboden projizierte Grundfläche einer Stufennische
b	[m]	Kanalbreite
B	[m]	Breite eines überströmbaren Dammbereiches
BHQ <sub>1</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	Hochwasserbemessungsabfluss – Lastfall 1 nach DIN 19700
BHQ <sub>2</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	Hochwasserbemessungsabfluss – Lastfall 2 nach DIN 19700
c	[-]	Luftkonzentration
$\bar{c}$	[-]	tiefengemittelte Luftkonzentration
c <sub>d</sub>	[-]	Formwiderstandsbeiwert
d <sub>D</sub>	[m]	Dicke des Deckwerks
d <sub>M</sub>	[m]	Dicke der Mutterbodenschicht
d <sub>S</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser
d <sub>50</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser bei 50% Siebdurchgang
d <sub>65</sub> = d <sub>S</sub> /1,06	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser bei 65% Siebdurchgang
d <sub>100</sub>	[m]	Korn- bzw. Steindurchmesser bei 100% Siebdurchgang
D	[-]	Lagerungsdichte
E	[N]	Erddruckkraft auf das betrachtete Deckwerkselement
f	[m]	Freibord
F <sub>d</sub>	[N]	Widerstandskraft eines umströmten Körpers
F <sub>SD</sub>	[N/m]	Strömungskraft infolge Durchströmung des Deckwerks
Fr	[-]	Froudezahl
Fr <sub>S,c</sub>	[-]	kritische Froudezahl des Steins
g	[m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung
G'	[N/m]	Gewichtskraft des Deckwerks unter Auftrieb
h	[m]	vertikale Stufenhöhe
H	[m]	Energiehöhe
H <sub>dam</sub>	[m]	vertikale Bauwerkshöhe
H <sub>e</sub>	[m]	Energiehöhe am Ende der Entlastungsanlage
H <sub>res</sub>	[m]	Restenergie
H <sub>max</sub>	[m]	maximale Energiehöhe in der Anströmung
H'	[N/m]	Hangabtriebskraft des Deckwerks unter Auftrieb
I	[-]	Neigung
I <sub>0</sub>	[-]	Sohlgefälle bzw. Neigung der Entlastungsanlage
I <sub>e</sub>	[-]	Energieliniengefälle
k <sub>S</sub>	[m]	äquivalente Sandrauheit

Symbol	Einheit	Bedeutung
$k_{St}$	[m/s]	Rauheitsbeiwert nach Strickler
$K$	[m]	Nischenhöhe senkrecht zum Pseudoboden, Stufenrauheit
$l$	[m]	horizontale Stufenlänge
$l_s$	[m]	längste Steinkante
$L$	[m]	Länge
$L_K$	[m]	Länge der Kolksicherung
$L_{K1}$	[m]	Länge der muldenförmigen Kolksicherung
$L_{K2}$	[m]	Länge der horizontalen Kolksicherung
$L_s$	[m]	Abstand zwischen zwei Stufenkanten parallel zum Pseudoboden
$n$	[-]	Neigung der luftseitigen Dammböschung
$N'$	[N/m]	Reaktionskraft in der Gleitfuge unter Auftrieb
$P$	[N/m <sup>2</sup> ]	Druck
$P_{hyd}$	[N/m <sup>2</sup> ]	hydrostatische Druckhöhe
$P_s$	[N/m <sup>2</sup> ]	mittlere Druckhöhe am Auftreffpunkt des Freistrahls
$P_{WS}$	[N/m <sup>2</sup> ]	mittlere Druckhöhe unter dem Wechselsprung bei Kaskadenströmung
$q$	[m <sup>3</sup> /(sm)]	spezifischer Abfluss
$q_c$	[m <sup>3</sup> /(sm)]	kritischer Abfluss
$Q$	[m <sup>3</sup> /s]	Abfluss
$Q'$	[N/m]	Reaktionskraft in der Gleitfuge unter Auftrieb
$R_h$	[m]	hydraulischer Radius
$Re$	[-]	Reynoldszahl
$S = y_c/h$	[-]	Verhältnis der kritischen Fließtiefe zur Stufenhöhe
$t_K$	[m]	Tiefe der Kolksicherung
$T$	[a]	Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit
$T_{res}$	[N/m]	Scherfestigkeit in der Scherfuge
$T_w$	[N/m]	Resultierende der Schubspannung bei Überströmung
$v$	[m/s]	Fließgeschwindigkeit
$v_c$	[m/s]	kritische Fließgeschwindigkeit
$v_i$	[m/s]	Geschwindigkeit des Freistrahls am Auftreffpunkt
$v_w$	[m/s]	Reinwassergeschwindigkeit
$v_1$	[m/s]	Fließgeschwindigkeit vor dem Wechselsprung
$v_2$	[m/s]	Fließgeschwindigkeit nach dem Wechselsprung
$w$	[%]	Wassergehalt
$We$	[-]	Weberzahl
$y$	[m]	Fließtiefe
$y_c$	[m]	kritische Fließtiefe, Grenztiefe
$y_e$	[m]	Fließtiefe am Fuß des Bauwerks senkrecht zum Pseudoboden
$y_m$	[m]	Gemischabflusstiefe
$y_N$	[m]	Normalabflusstiefe
$y_P$	[m]	Wasserpolster unter dem Freistrahls bei Kaskadenströmung

Symbol	Einheit	Bedeutung
$y_w$	[m]	Reinwassertiefe
$y_{90}$	[m]	charakteristische Gemischabflusstiefe bei $c = 0,9$
$z'_e$	[m]	Lagehöhe des Endes der Entlastungsanlage bezogen auf ein Referenzniveau
$Z_{H1}$	[m+NN]	Hochwasserstauziel nach DIN 19700
$Z_{H2}$	[m+NN]	Hochwasserstauziel nach DIN 19700

## 2. Griechische Zeichen

$\alpha$	[-]	Korrekturbeiwert der Geschwindigkeitshöhe
$\beta$	[°]	Neigungswinkel der luftseitigen Dammböschung
$\Delta d$	[m]	Sicherheitszuschlag bei der Bemessung des Mastix-Schotters
$\Delta H$	[m]	Energiehöhendifferenz, Energiedissipation
$\Delta L$	[m]	Länge eines Böschungselementes
$\gamma$	[N/m <sup>3</sup> ]	Wichte
$\gamma'$	[N/m <sup>3</sup> ]	Auftriebswichte
$\gamma_D$	[N/m <sup>3</sup> ]	Wichte des Deckwerkes
$\gamma'_D$	[N/m <sup>3</sup> ]	Wichte des Deckwerkes unter Auftrieb
$\gamma_w$	[N/m <sup>3</sup> ]	Wichte von Wasser
$\eta$	[-]	Sicherheitsbeiwert
$\eta_G$	[-]	Gleitsicherheitsbeiwert
$\varphi'$	[°]	Reibungswinkel in der Gleitfuge
$\lambda$	[-]	Widerstandsbeiwert nach Darcy-Weisbach
$\lambda_w$	[-]	Widerstandsbeiwert nach Darcy-Weisbach für Reinwassertiefe
$\mu$	[kg/(sm)]	dynamische Viskosität
$\nu$	[m <sup>2</sup> /s]	kinematische Viskosität
$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte
$\rho_a$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte von Luft
$\rho_d$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Trockendichte
$\rho_m$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Wasser-Luft-Gemisches
$\rho_s$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Korndichte
$\rho_w$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte von Wasser
$\sigma$	[N/m]	Oberflächenspannung
$\tau_0$	[N/m <sup>2</sup> ]	Schubspannung

Symbol	Bedeutung
<i>3. Indizes</i>	
a	air, Luft
c	critical flow, kritischer Abfluss
D	Deckwerk
K	Kolk
l	links
m	mixture, Gemischabfluss
max	maximal
min	minimal
M	Modell
N	Natur
r	rechts
res	resultierend
s	Stepp, Stufe
S	Sand
u	uniform flow, Normalabfluss, gleichförmiger Abfluss
w	water, Wasser
zul	zulässig

## 1 Einleitung

An Fließgewässern sind Schwankungen der Wasserführung ein natürlicher Prozess, der maßgeblich für die morphologische Prägung der Erdoberfläche verantwortlich zeichnet. Abhängig von klimatischen, lokalen und jahreszeitlichen Einflüssen ändert sich die Abflussgröße in Bächen und Flüssen vom Niedrigwasser bis zu Hochwasserereignissen. Die Natur hat sich über Jahrtausende auf diesen Rhythmus eingestellt und gelernt, sich den unterschiedlichen Bedingungen in der Talau anzupassen. Veränderungen in der Flusslandschaft auf Grund der Gewässerdynamik bieten Flora und Fauna immer wieder die Möglichkeit, sich zu entwickeln und zu entfalten. Die Abflussdynamik ist somit lebensnotwendig für den Erhalt eines gesunden und natürlichen Auensystems. Der Abfluss von extremen Hochwasserereignissen an Fließgewässern ist ein Naturereignis, das zwar statistisch gesehen nur selten auftritt, jedoch langfristig betrachtet zum normalen Abflussgeschehen gehört.

Die Menschen haben auf den Aspekt der Fließgewässerdynamik bei der Besiedlung der Talräume nicht immer Rücksicht genommen. Während alte Siedlungen und Ortskerne häufig auf dem Hochufer gelegen und damit weniger überflutungsgefährdet sind, wurden neuere Siedlungsstrukturen vermehrt in den tiefliegenden natürlichen Überschwemmungsgebieten der Flussläufe angeordnet. In diesen Siedlungsgebieten wurden durch den Bau von Wohngebäuden und gewerblichen Objekten, durch die Schaffung von Infrastruktureinrichtungen sowie die Erstellung technischer Anlagen Sachgüter geschaffen, die sich volkswirtschaftlich betrachtet zu einem hohen monetären Wert summieren.

Trotz häufig auftretender, erheblicher wirtschaftlicher Schäden durch Hochwasserereignisse in der Vergangenheit wie beispielsweise in Deutschland am Rhein (1978, 1983, 1988, 1993, 1995, 1999), und in jüngerer Zeit an der Oder (1997), der Donau (1999, 2002) und der Elbe (2002) werden nach wie vor Talräume für eine Neubesiedlung erschlossen.

Durch den Verlust von Teilen der ursprünglichen Überschwemmungsgebiete in der Talau wurde der Verlauf der Hochwasserwellen an den Fließgewässern durch den Menschen stark beeinflusst. Die fehlenden Retentionsräume führen zu einer Erhöhung des Hochwasserscheitels bei einer gleichzeitigen Beschleunigung der fließenden Welle. Dieser Zusammenhang führt zu einer Verschärfung der Hochwassersituation in den stromabwärts gelegenen Gebieten.

Durch die Siedlungsentwicklung und die verstärkte Hochwassertendenz entsteht zunehmend die Notwendigkeit, Hochwasserschutzmaßnahmen umzusetzen, um das beträchtliche Schadenspotential in den Talräumen zu mindern. An diese Feststellung knüpft das 5-Punkte-Programm der Bundesregierung „Arbeitsschritte zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes“ vom September 2002 an, das unter dem Eindruck des Hochwasserereignisses an der Elbe (2002) verfasst wurde.

In dem Programm werden drei wesentliche Schwerpunkte formuliert, die Grundlage für ein gemeinsames Hochwasserschutzprogramm von Bund und Ländern in Deutschland sein sollen:

- Den Flüssen mehr Raum geben
- Hochwasser dezentral zurückhalten
- Siedlungsentwicklung steuern – Schadenspotentiale mindern

Die Verwirklichung von Schutzmaßnahmen birgt jedoch auch gewisse Risiken. Häufig wird bei den Anliegern das trügerische Gefühl der vollkommenen Sicherheit erzeugt, woraufhin das Bewusstsein verloren geht, bei extremen Abflussgrößen trotz Schutzeinrichtungen vom Hochwasser betroffen zu sein. Dies führt in der Regel zu einer weiteren Anhäufung von Vermögenswerten in den bis zum Bemessungsabfluss geschützten Gebieten. Wird der Bemessungsabfluss jedoch überschritten, ist das Schadenspotential entsprechend groß, da die Menschen nicht mehr auf eine Überflutung eingestellt sind (FELDHAUS 2005).

Zu den Aufgabenfeldern der Planer und Fachleute, die im Bereich des Hochwasserschutzes tätig sind, sollte es daher zählen, die Anwohner und Betroffenen für die Hochwassergefahr zu sensibilisieren. Es muss immer wieder betont und deutlich hervorgehoben werden, dass ein absoluter Hochwasserschutz nicht erreichbar ist.

## **1.1 Veranlassung und Motivation für die Arbeit**

Maßnahmen zum Hochwasserschutz sind häufig mit dem Bau von Dämmen und Deichen als Schutzeinrichtungen vor Hochwasser verknüpft. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit diesem Themengebiet, wobei als Besonderheit die Sicherung von Dammbauwerken gegen die hydraulische Belastung, die aus einer Überströmung resultiert, behandelt wird.

Die Anwendung von Überströmstrecken ist eng verbunden mit den drei oben zitierten Schwerpunkten aus dem 5-Punkte-Programm der Bundesregierung. Überströmstrecken können als ungesteuerte Einlaufbauwerke für Polderräume verwendet werden und damit den Flüssen mehr Raum geben, sie können im Rahmen des dezentralen Hochwasserschutzes als Entlastungsanlagen von Hochwasserrückhaltebecken konzipiert werden und in Form von Notentlastungen zur Minderung der Schadenspotentiale im Hochwasserfall beisteuern.

Die Beschäftigung mit dem Themengebiet der überströmbaren Dämme ist insbesondere eine Folge der Bemühungen in Baden-Württemberg, den dezentralen Hochwasserschutz zu forcieren. Durch den Rückhalt von Hochwasser in der Fläche soll der Tendenz zur Abflussverstärkung in den Flussläufen entgegen gewirkt werden.

Um dieses Ziel zu verfolgen, wird im 5-Punkte-Programm der Bundesregierung u. a. die „Errichtung von ‚grünen‘ Hochwasserrückhaltebecken“ genannt. Neben der Forderung nach aquatischer, amphibischer und terrestrischer Durchgängigkeit solcher Rückhaltebecken (ATV-DVWK 2001), der durch den Bau von entsprechenden Durchlassbauwerken nachgekommen wird, müssen die erforderlichen Dammbauwerke nach Möglichkeit landschaftsverträglich in die Umgebung eingebunden werden (ATV-DVWK 2001). Bezüglich des Landschaftsbildes bieten überströmbare Dämme Vorteile, da bei ihnen auf den Freibord verzichtet werden kann und somit niedrige Dammhöhen realisiert werden können (BERNHART 2003).

In dem Leitfaden „Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken“ der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg wurden für den Bau von Dammscharten lediglich Lockerdeckwerke empfohlen (LFU 1997). Diese Bauweise eignet sich auf Grund ihrer spezifischen Eigenschaften nicht für jeden Standort und weist einige Nachteile auf. Die Bemessung am Einzelstein macht die Lockerdeckwerke empfindlich gegen lokale Überlastung, und die gemäß WESTRICH (LFU 1997b) in vielen Anwendungsfällen notwendigen Querriegel sind als problematisch einzustufen. Durch Bewegungen innerhalb des Deckwerkes, die durch eine Überströmung oder durch Setzungserscheinungen verursacht sein können, bilden sich unter Umständen Fugen hinter den Querriegeln aus. Durch den Strömungsangriff kann es zu einer Destabilisierung des Deckwerkes kommen. Das führt zu einer zusätzlichen Erosionsgefahr. Weiterhin ist der Bau von Querriegeln aus wirtschaftlicher Sicht nicht erstrebenswert, da er einen beträchtlichen Teil der Baukosten des gesamten Sicherungselementes ausmacht.

Daher sollen alternative Bauweisen für die Sicherung von Überströmstrecken untersucht werden, die auf einem statischen Bemessungskonzept basieren und vor der Anwendung in der Praxis unter Laborbedingungen überprüft wurden. Anschließend können solchermaßen erprobte Bauweisen für die Bauausführung zur Verfügung gestellt werden.

Die in dieser Arbeit dargestellten Ergebnisse wurden im Rahmen des Forschungsprojektes „Überströmbare Dämme – landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg“, entwickelt. Das Forschungsprojekt wurde im Auftrag der Projektträgerschaft „Programm Lebensgrundlage Umwelt und ihre Sicherung“ (BWPLUS) des Landes Baden-Württemberg unter den Zuwendungsnummern BWC 20005 und BWT 22004 gefördert. Die Bearbeitung erfolgte an der Universität Karlsruhe (TH) gemeinschaftlich am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik sowie am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik.

## 1.2 Inhalte und Ziele

Im Rahmen des genannten Forschungsprojektes wurden zwei sehr unterschiedliche Bauweisen für die Gestaltung der luftseitigen Böschungssicherung von überströmbaren Dämmen untersucht. Während sich das kohärente Deckwerk aus Mastix-Schotter für flache Böschungen eignet, liegt der Einsatzbereich von Verbundbauweisen bei steil geneigten Böschungen. Die Vorstellung der jeweils erzielten Ergebnisse mit einer Betonung der hydraulischen Aufgabstellungen ist der wesentliche Inhalt dieser Dissertationsschrift. Der folgende Text gibt einen kurzen Überblick über den Aufbau der Arbeit, die in acht Hauptkapitel untergliedert ist.

Nach der Einleitung folgt in **Kap. 2** als Einstieg in die Thematik eine allgemeine Behandlung der überströmbaren Dämme. Ein kurzer Rückblick in die Geschichte und historische Entwicklung des Dammbaus vermittelt die lange Tradition, die derartigen Bauwerken zu Grunde liegt. Bereits vor Jahrtausenden wurden Dammbauten zum Zweck des Hochwasserschutzes errichtet. Anschließend wird der Blick in die Gegenwart gelenkt. Die für den Bau von Hochwasserrückhaltebecken und insbesondere von deren Entlastungsanlagen zu beachtenden Regelungen in der novellierten Fassung der DIN 19700 (2004) werden erläutert. Beim Bau und Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken sind grundsätzlich die Regelungen der Teile 10 bis 12 zu berücksichtigen. Am Ende des Kapitels werden die verschiedenen Anwendungsmöglichkeiten überströmbarer Dämme benannt. Hierbei wird der Themenbereich der Notentlastungen an Fließgewässern besonders ausführlich diskutiert.

Die bekannten und üblichen Bauweisen zur Sicherung von Überströmstrecken werden in **Kap. 3** vorgestellt. Als gängigstes Sicherungselement bei Überströmstrecken an Hochwasserrückhaltebecken in Baden-Württemberg sind bisher die Lockerdeckwerke zu bezeichnen, die vielfach beim Bau von Dammscharten oder Überströmstrecken eingesetzt werden. Aber auch andere Bauweisen zur Böschungssicherung wie die Steinpflasterung, die Verwendung von Geogittermatratzen und das Verfahren der Bodenverfestigung werden erwähnt. Eine zuverlässige Böschungssicherung lediglich durch Grasbewuchs kann nicht empfohlen werden. Abschließend werden in diesem Kapitel die neuartigen Elemente zur Sicherung von überströmbaren Dammböschungen wie das Mastix-Schotter-Deckwerk und die Verbundbauweisen behandelt.

Mit dem Bau von Überströmstrecken sind bestimmte Anforderungen verbunden, die an überströmbare Dämme gerichtet werden. In **Kap. 4** werden die landschaftsgestalterischen und gewässerspezifischen Aspekte von landschaftsverträglichen Bauweisen gleichermaßen angesprochen wie die technischen Erfordernisse, die bei der Planung und beim Bau zu berücksichtigen sind.

Anschließend folgt die Auseinandersetzung mit den Bauweisen, die im Rahmen des Forschungsprojektes an der Universität Karlsruhe (TH) untersucht wurden. Sowohl der Mastix-Schotter als auch die Verbundbauweisen wurden bislang in Deutschland für den Anwendungsfall zur Sicherung von überströmbaren Dämmen nicht verwendet.

**Kap. 5** hat das kohärente Deckwerk aus Mastix-Schotter zum Inhalt. Für diesen bituminös gebundenen Einkornsplitt wird ein theoretisches Bemessungskonzept für die Dimensionierung der erforderlichen Deckwerksdicke auf der luftseitigen Böschung an überströmbaren Dämmen entwickelt. Der statische Bemessungsansatz wird anhand eines Deckwerkelementes hergeleitet.

Das Bemessungskonzept wurde in umfangreichen physikalischen Modellversuchen an einer Kipprinne, deren Neigung verstellt werden konnte, und an einem Halbdamm-Modell in naturähnlichem Maßstab verifiziert. Die Vorgehensweise bei den Untersuchungen wird ausführlich erläutert. Neben der Beschreibung des Bemessungskonzeptes werden die konstruktiven Details beschrieben, die bei der konkreten Umsetzung in die Praxis zu beachten sind.

Im Rahmen eines Pilotprojektes erfolgte der Forschungstransfer dieser neuen Bauweise in die Praxis (**Kap. 6**). Am Hochwasserrückhaltebecken Mönchzell südöstlich von Heidelberg wurde die komplette Überströmstrecke nach den in dieser Arbeit beschriebenen Bemessungsvorschriften dimensioniert und die Ausführungsreife unter Beweis gestellt.

Insgesamt wird in den **Kap. 5 und 6** ein in sich geschlossenes Anwendungskonzept vorgestellt, welches das gesamte Spektrum von den ersten Grundsatzüberlegungen bis hin zur Bauausführung in einem Pilotprojekt abdeckt.

Bei den Verbundbauweisen in **Kap. 7** handelt es sich um eine Form der Böschungssicherung überströmbarer Dämme, die aus dem Zusammenwirken von Geotextilien mit dem Dammbaustoff entsteht. Aus der Kombination ergibt sich ein Sicherungselement, das einer erheblichen hydraulischen Belastung standhalten kann. Da die in dieser Arbeit näher betrachteten Verbundbauweisen zu den treppenförmigen Entlastungsanlagen zählen, wird die Hydraulik derartiger Systeme erläutert.

Für die Dimensionierung von Verbundbauweisen sind die Kräfte, die aus der Überströmung resultieren, eine zentrale Eingangsgröße. In physikalischen Versuchen an einem Modell mit variablen Stufenformen wurde in umfangreichen Untersuchungen die jeweilige Druckverteilung an der Sohle messtechnisch erfasst und ausgewertet. Aus den vorliegenden Ergebnissen kann die Kraftwirkung auf das Sicherungselement abgeleitet werden.

Die Zusammenfassung und der Ausblick in **Kap. 8** runden diese Arbeit ab und weisen auf den weiteren Forschungsbedarf in diesem Bereich hin.



## 2 Überströmbare Dämme

In diesem einführenden Kapitel werden überströmbare Dämme als Sicherungselemente im Bereich des Hochwasserschutzes diskutiert. Die Vorstellung konkreter Bauweisen erfolgt anschließend in **Kap. 3**.

Ein Exkurs über historische Dammbauwerke erfolgt in **Kap. 2.1**. Anhand von Beispielen wird dokumentiert, dass Ingenieure bereits vor mehreren Jahrtausenden in der Lage waren, Talsperren zu planen und zu erstellen und insbesondere überströmbare Dämme in Form von treppenförmigen Entlastungsanlagen zu konstruieren und im Rahmen der Bauwerksicherheit einzusetzen.

In **Kap. 2.2** wird umgehend auf die Gegenwart umgeschwenkt. Im Juli 2004 wurde die neue Fassung der DIN 19700 im Weißdruck veröffentlicht. Die darin enthaltenen wesentlichen Regelungen bezüglich überströmbarer Dämme sind in diesem Kapitel aufgeführt.

Abgerundet wird das Kapitel mit der Vorstellung verschiedener Anwendungsbereiche für überströmbare Dämme in **Kap. 2.3**. Neben dem Einsatz überströmbarer Dämme als Hochwasserentlastungsanlagen an Rückhaltebecken kleiner und mittlerer Größe kann diese Bauweise auch als ungesteuertes Einlaufbauwerk zur Flutung von Rückhalteräumen (z. B. Poldern) oder zur Notentlastung an Fließgewässern (z. B. an Deichstrecken) verwendet werden. Zum Themenkomplex der Notentlastungen wird der Umgang in verschiedenen europäischen Staaten mit diesem Anwendungsbereich dargelegt.

### 2.1 Exkurs: Historische Dämme und Überströmstrecken

Die in dieser Arbeit im Vordergrund stehenden Themen Hochwasserschutz und Dammbauwerke sind keine Erfindungen der Neuzeit. Bereits vor Jahrtausenden spielte die Errichtung von Dämmen, von denen einige bereits damals dem Hochwasserschutz dienten, in der geschichtlichen Entwicklung der Menschheit eine Rolle.

SCHNITTER (1987) gibt in seinem *Verzeichnis geschichtlicher Talsperren bis Ende des 17. Jahrhunderts* als die drei ältesten bekannten Bauwerke die Sperren Mokhrablur in Armenien, Jawa in Jordanien und Kafara in Ägypten an. Bei allen drei Talsperren handelt es sich um beachtliche Bauten.

Der Bau der Sperre Mokhrablur in der Nähe der Stadt Kasakh in Armenien wird auf das 4./3. Jahrtausend v. Chr. datiert. Die größte Höhe des Erddammes wird mit 3 m bei einer Dammlänge von 320 m angegeben. Die Talsperre wurde für Bewässerungszwecke errichtet (SCHNITTER 1987).

Die Sperre Jawa bei der Stadt Mafrq in Jordanien diente der Wasserversorgung. Bei einer maximalen Höhe des Erddammes von 5 m und einer Länge der Dammkrone von 90 m besaß der Stauraum ein Volumen von etwa 20.000 m<sup>3</sup> (SCHNITTER 1987).

Die älteste bekannte Anlage, die dem Hochwasserschutz diente, befindet sich in der Nähe von Helwan in Ägypten. Die Sperre Kafara umfasste ein Stauvolumen von beachtlichen 500.000 m<sup>3</sup>. Das hierzu erforderliche Sperrenbauwerk bestand aus einem Steindamm mit einer Länge von 110 m, der eine maximale Höhe von 14 m erreichte (SCHNITTER 1987).

Da in dieser Arbeit das Augenmerk im Besonderen auf die überströmbaren Dämme gerichtet ist, sei auch diesbezüglich ein Blick in die Historie erlaubt. In diesem Zusammenhang seien Kaskaden erwähnt, die wahrscheinlich die älteste Bauweise für überströmbare Dämme darstellen.

Die vermutlich älteste treppenförmige Entlastungsanlage der Welt liegt in Akarnanien in Griechenland (CHANSON 1999). Die Sperre ist aus 14 horizontalen Schichten grob behauener Steinblöcke mit Abmessungen von oftmals über 1,5 x 1,0 x 1,0 m aufgebaut und erreicht eine Höhe von etwa 11 m. Die Länge des Dammbauwerkes liegt bei etwa 25 m. Die durchschnittliche Neigung beträgt ungefähr 45° (**Abb. 2.1**).

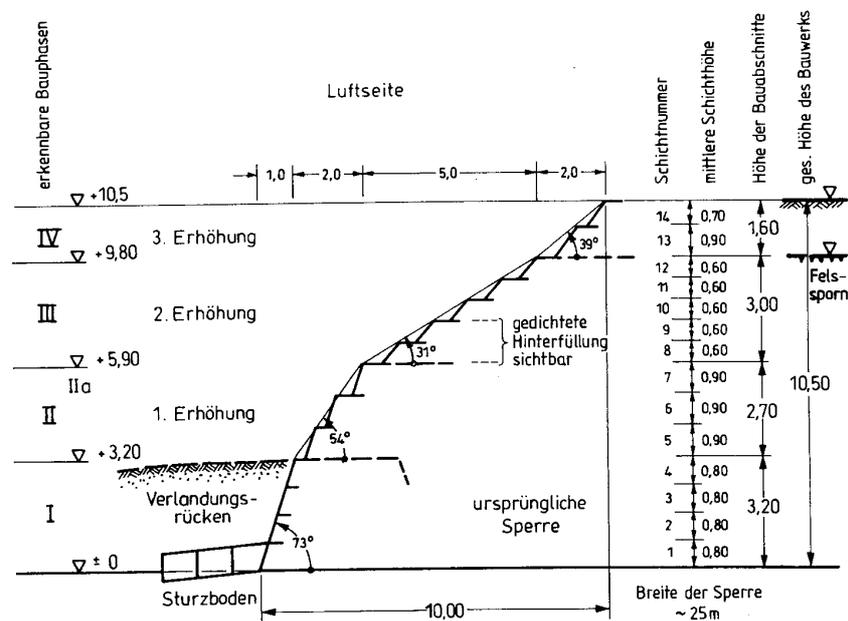


**Abb. 2.1** Historische Talsperre in der Glosses-Schlucht bei Alyzeia/Griechenland (Foto: Murray)

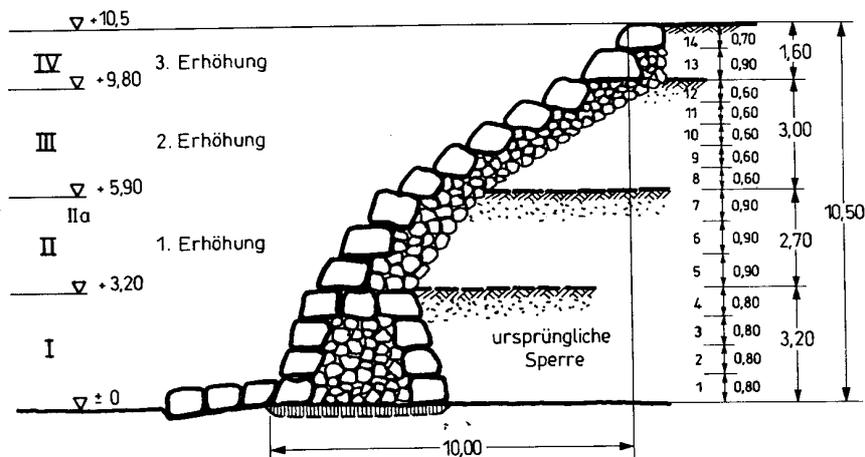
Die Anlage wurde 1979 bzw. 1983 von MURRAY untersucht. Er kommt auf Grund seiner Beobachtungen zu dem Schluss, dass die Sperre im 4. Jh. v. Chr. gebaut wurde und in einer direkten Beziehung zu der alten, etwa 2 km entfernten Stadt Alyzeia steht. Nach Murray diente die Anlage vermutlich der Wasserversorgung von Alyzeia durch die Förderung der Bodeninfiltration und der dadurch verstärkten Quellbildung (MURRAY 1991).

Im Jahre 1991 bereiste KNAUSS die Anlage im Nordwesten des griechischen Festlands. Er datiert die Bauzeit der Sperre nach seinen weiterführenden Untersuchungen vor Ort auf die späte Bronzezeit um 1300 v. Chr. Er belegt seine These u. a. mit dem Fund einer nahe-  
liegenden Siedlung aus dieser Epoche (KNAUSS 1995).

Technisch gesehen handelt es sich bei diesem Bauwerk um eine Schwergewichtsmauer, die luftseitig als treppenförmige Kaskade angelegt wurde. Die von KNAUSS angefertigten Zeichnungen in **Abb. 2.2** und **Abb. 2.3** zeigen einen Schnitt durch die Talsperre. Den Sturzboden am Fuß der luftseitigen Böschung wertet KNAUSS als eindeutiges Zeichen, dass diese Anlage als überströmbarer Damm konzipiert worden war.



**Abb. 2.2** Die Talsperre am Glosses-Paß, mittlere Abmessungen (Quelle: KNAUSS 1995)



**Abb. 2.3** Versuch einer Rekonstruktion des Sperrenaufbaus (Quelle: KNAUSS 1995)

Die treppenförmige Anordnung der einzelnen Stufen ist derart gestaltet, dass die Neigung von der Dammkrone zum Dammfuß zunimmt (**Abb. 2.4**). Die Neigung schwankt zwischen  $31^\circ$  und  $73^\circ$ . Somit wurde mit dieser Talsperre ein technisches System verwirklicht, welches Grundlage der Ausführungen in **Kap. 7** dieser Arbeit ist.



**Abb. 2.4** Historische Talsperre in der Glosses-Schlucht bei Alyzeia/Griechenland  
(Foto: Murray)

Die Sperre in Akarnanien ist keinesfalls das einzige Beispiel eines altertümlichen Sperrenbauwerks mit treppenförmigen Böschungen. 694 v. Chr. wurden die beiden Ajilah-Dämme am Khosr-Fluss in der Nähe der Stadt Mosul im heutigen Irak gebaut. Überreste dieser Bauwerke sind noch heute vorhanden (CHANSON 1994).

Diese Anlage ist als Gewichtsmauer von beachtlicher Ausdehnung konzipiert worden, die eine maximale Höhe von 3 m erreichte. Die Länge der Dammkrone betrug 240 m. Als Zweck der Sperre wird die Wasserversorgung vermutet (SCHNITTER 1987).

Bei den Kaskaden handelt es sich somit um eine Bauweise, die bereits in der Antike bekannt war und angewendet wurde. Auch ohne die Erkenntnisse der modernen Wissenschaft waren die Ingenieure der damaligen Zeit in der Lage, aus ihrer Beobachtung und Erfahrung heraus derart komplexe und aufwändige Bauwerke zu planen und zu erstellen.

Dieser Rückblick in die Geschichte der Technik spiegelt die lange Tradition der Ingenieurkunst wieder und führt vor Augen, dass die Notwendigkeit für die Errichtung von Hochwasserentlastungsanlagen im Zusammenhang mit Dammbauwerken bereits seit Jahrtausenden bekannt ist.

## 2.2 Vorgaben der DIN 19700 (2004) für den Bau von Stauanlagen

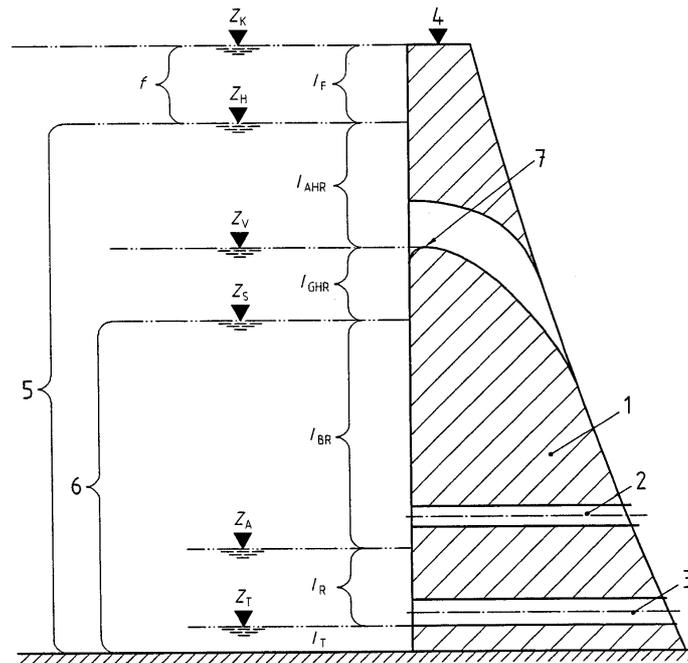
Im Folgenden wird der Blick im Folgenden auf die neugefasste Norm für Stauanlagen und insbesondere im Teil 12 für Hochwasserrückhaltebecken gelenkt. Die grundsätzlichen Vorgaben, die generell beim Bau von Stauanlagen berücksichtigt werden müssen, sind in der DIN 19700 zusammengefasst.

Ein Wandel in der Sicherheitsphilosophie bestimmt die novellierte Fassung der DIN 19700 (2004). Die bis dahin gültige Fassung der DIN 19700 aus dem Jahr 1986 enthielt keine Betrachtungen zum Risiko, das sich im Zusammenhang mit der Sicherheit von Stauanlagen gegenüber Hochwasserereignissen ergibt. Das erweiterte Sicherheitskonzept der neuen DIN 19700 (2004) berücksichtigt dagegen diese Risiken, die bei einer Beanspruchung jenseits der Bemessungsgrenzen verbleiben (SIEBER 2004). Gemäß den neuen Regelungen sind bei der Dimensionierung von Hochwasserentlastungsanlagen zwei Lastfälle zu unterscheiden:

- Hochwasserbemessungsfall 1: Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage  
Die Hochwasserentlastungsanlage wird für einen Hochwasserbemessungsabfluss  $BHQ_1$  dimensioniert. Bis zu dieser Größe sind die Tragsicherheit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit der Stauanlage sicherzustellen.
- Hochwasserbemessungsfall 2: Nachweis der Stauanlagensicherheit bei Extremhochwasser  
Die Stauanlagensicherheit ist mit einem Bemessungshochwasserabfluss  $BHQ_2$  nachzuweisen, dessen jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit wesentlich geringer ist als beim Hochwasserbemessungsfall 1 ( $BHQ_1$ ). Dabei können Beschädigungen von Bauwerksteilen, Betriebs- und Messeinrichtungen ohne Gefährdung der Standsicherheit des Absperrbauwerkes in Kauf genommen werden.

Die DIN 19700 (2004) beruht auf einem zweistufigen Sicherheitskonzept, das auf alle Stauanlagen anzuwenden ist. In einem ersten Schritt ist die Hochwasserentlastungsanlage für den Lastfall 1 ( $BHQ_1$ ) zu dimensionieren. Dadurch wird das höchste Stauziel ( $Z_{H1}$ ) definiert (**Abb. 2.5**). Die Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage basiert auf diesem Wasserspiegel. Der zweite Schritt berücksichtigt den Lastfall 2 ( $BHQ_2$ ). Damit werden die Sicherheitsreserven überprüft, die das System bei extremen Zuflüssen besitzt.

Bei der Anwendung des Sicherheitskonzepts der DIN 19700 (2004) spielt die Größe des Rückhaltebeckens eine entscheidende Rolle (GANZ 2004). Hochwasserrückhaltebecken werden entsprechend **Abb. 2.6** in vier Größenkategorien untergliedert.

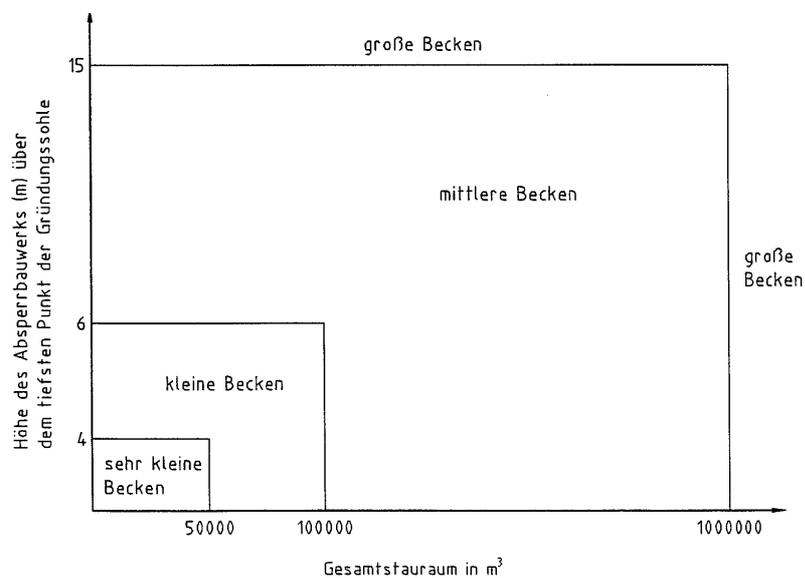


#### Legende

1	Absperrbauwerk	$Z_V$	Vollstau
2	Betriebsauslass	$Z_S$	Stauziel (bei Hochwasserrückhaltebecken Dauerstauziel $Z_D$ )
3	Grundablass	$Z_A$	Absenktziel
4	Kronenhöhe	$Z_T$	Tiefstes Absenktziel
5	Gesamtstauraum <sup>a)</sup>	$I_F$	Freiraum <sup>a)</sup>
6	Dauerstaumraum	$I_{AHR}$	Außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum <sup>a)</sup>
7	Überfallkrone oder Oberkante Verschluss der Hochwasserentlastungsanlage	$I_{GHR}$	Gewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum
$f$	Freibord <sup>a)</sup>	$I_{BR}$	Betriebsraum
$Z_K$	Kronenstau	$I_R$	Reserveraum
$Z_H$	Hochwasserstauziel <sup>a)</sup>	$I_T$	Totraum

a) Größe unterscheidet sich je nach Hochwasserbemessungsfall 1 oder 2 nach 6.3.2

**Abb. 2.5** Beckenraum und Stauziele bei HRB (Quelle: DIN 19700-12:2004-07)



**Abb. 2.6** Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken (Quelle: DIN 19700-12:2004-07)

**Tab. 2.1** Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit für  $BHQ_1$  und  $BHQ_2$   
(Quelle: DIN 19700-12:2004-07)

Klassifizierung nach Abb. 2.6	Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit	
	$BHQ_1$	$BHQ_2$
Große Hochwasser- rückhaltebecken	$10^{-3}$ (T = 1000 a)	$10^{-4}$ (T = 10.000 a)
Mittlere und kleine Hoch- wasserrückhaltebecken	$2 \times 10^{-3}$ (T = 500 a)	$2 \times 10^{-4}$ (T = 5000 a)
Sehr kleine Hochwasser- rückhaltebecken	$5 \times 10^{-3}$ (T = 200 a)	$10^{-3}$ (T = 1.000 a)

In **Tab. 2.1** sind die maßgebenden Bemessungswerte für die Lastfälle  $BHQ_1$  und  $BHQ_2$  aufgezeigt. Für den Hochwasserbemessungsfall 2 sind demnach wesentlich geringere jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeiten in Ansatz zu bringen als für den Hochwasserbemessungsfall 1. Gleichzeitig darf jedoch bei der Bemessung für den Lastfall 2 auf die Verwendung der (n-1)-Regel verzichtet werden. Sämtliche Entlastungsmöglichkeiten können beim Lastfall 2 als voll funktionstüchtig und einsatzbereit angesetzt werden (GANZ 2004).

### 2.3 Anwendungsbereiche

Überströmbare Dämme können bei entsprechender technischer Auslegung in unterschiedlichen wasserbaulichen Anwendungsbereichen zum Einsatz kommen. Die häufigste bauliche Umsetzung für überströmbare Dämme erfolgt dabei an Hochwasserentlastungsanlagen von Hochwasserrückhaltebecken (LFU 2004) in Form von Dammscharten oder komplett überströmbaren Dämmen (**Kap. 2.3.1**). Die Bauweisen für überströmbare Dämme können weiterhin für ungesteuerte Einlaufbauwerke beispielsweise von Poldern genutzt werden (**Kap. 2.3.2**). Ebenso sind überströmbare Deichabschnitte als Notentlastungen an eingedeichten Fließgewässern bei extremen Hochwasserabflüssen jenseits des Bemessungsabflusses denkbar und sinnvoll. Die Nutzung von überströmbaren Dämmen als Notentlastung ist direkt mit der Thematik der Notfallplanung bzw. des Katastrophenschutzes verknüpft. Dieser Aspekt wird ausführlich behandelt. Insbesondere werden die unterschiedlichen planerischen Ansätze in den Ländern Schweiz, Ungarn und Niederlande herausgearbeitet (**Kap. 2.3.3**).

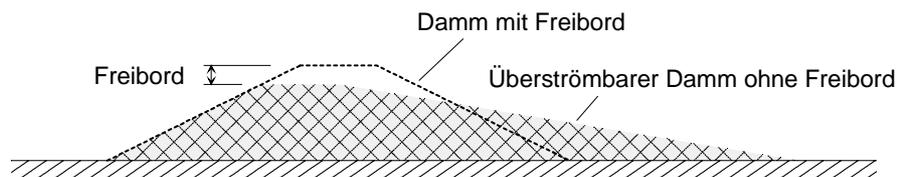
Da es sich bei den genannten Anwendungen jeweils um sicherheitsrelevante Bauwerke handelt, sind die Planung, der Bau, der Betrieb und die Überwachung der Anlagen mit großer Sorgfalt durchzuführen, denn die Sicherheit der Absperrbauwerke ist entscheidend von der hydraulischen Abflussleistung der Überströmstrecken abhängig.

Gerade hinsichtlich des Sicherheitsaspektes liegt ein wesentlicher Vorteil der überströmbaren Dämme in deren Überlastbarkeit. Die Abflussleistung der Überströmstrecke wird einzig vom Einlaufquerschnitt der Entlastungsanlage kontrolliert, und es stellt sich kein rückgestauter Abfluss ein (DVWK 1991).

### 2.3.1 Hochwasserentlastungsanlagen an Rückhaltebecken

Der klassische Anwendungsbereich für überströmbare Dämme ist an Hochwasserentlastungsanlagen von Rückhaltebecken zu sehen. Im Rahmen des dezentralen Hochwasserschutzes (WESTRICH 2003) mit vielen Rückhaltebecken kleiner und mittlerer Größe (DIN 19700:2004-07) werden zunehmend überströmbare Dammsrecken zur Hochwasserentlastung geplant und ausgeführt (RATHGEB 2001).

In den letzten Jahren wird bei der Gestaltung von überströmbaren Dämmen verstärkt die Forderung nach einer landschaftsverträglichen Bauweise erhoben. Dahinter verbirgt sich das Bestreben der Vertreter des Natur- und Landschaftsschutzes, die für Hochwasserrückhaltebecken unbedingt erforderlichen Dammbauwerke möglichst niedrig in der Höhe und flach in der luftseitigen Böschungsneigung zu gestalten (BERNHART 2003). Besonders bei niedrigen Dammbauwerken mit einer Dammhöhe von wenigen Metern macht sich der Wegfall des Freibords bei komplett überströmbaren Dämmen in Relation zur Gesamthöhe des Absperrbauwerkes deutlich bemerkbar (**Abb. 2.7**). Die oftmals geforderten flachen Böschungsneigungen auf der Luftseite der Dammbauwerke sind Voraussetzung für die Anwendung der meisten Bauweisen für überströmbare Dämme (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a).



**Abb. 2.7** Querschnitt durch den Dammkörper eines Hochwasserrückhaltebeckens: Vergleich von Dämmen mit und ohne Freibord

Die Anzahl von zur Zeit nahezu 600 Rückhaltebecken in Baden-Württemberg (Quelle: WAABIS-Datenbank des Landes Baden-Württemberg) macht deutlich, welche Bedeutung der Entwicklung von Bauweisen für die Gestaltung von Hochwasserentlastungsanlagen zukommt. Der Anteil an Rückhaltebecken mit überströmbaren Dämmen oder Dammscharten ist momentan nicht in der WAABIS-Datenbank erfasst.

Am Beispiel der 42 überörtlich wirkenden Hochwasserrückhaltebecken, die vom Zweckverband Hochwasserschutz Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach geplant, gebaut und betreut werden, kann der Bedarf für die Erforschung von Bauweisen zur Sicherung von Überströmstrecken aufgezeigt werden. Allein in diesem Gebiet werden voraussichtlich 37 der vorgesehenen Becken mit einer Dammscharte oder einem überströmbaren Damm zur Hochwasserentlastung ausgestattet.

Für die Bemessung von Überströmstrecken stehen verschiedene Normen und Regelwerke zur Verfügung, die bei der Dimensionierung zu beachten sind (WEIB 2004):

***Hydraulische Normen und Regelwerke:***

- ATV-DVWK Schriftenreihe Heft 26 (2001): Hochwasserrückhaltebecken
- DIN 19700 Stauanlagen (2004): Teile 10 – 12
- DVWK Merkblatt 202 (1991): Hochwasserrückhaltebecken
- DVWK Merkblatt 209 (1989): Wahl des Bemessungshochwassers. Entscheidungswege zur Festlegung des Schutz- und Sicherheitsgrades
- DVWK Merkblatt 246 (1997): Freibordbemessung von Stauanlagen
- Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (1997): Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken  
(Anmerkung: dieser Leitfaden wurde zwischenzeitlich ersetzt durch: Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (2004): Überströmbare Dämme und Dammscharten)

***Geotechnische Normen und Regelwerke:***

- DIN 4020 Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke (2003)
- DIN 1054 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau (2005)
- DVWK Merkblatt 215 (1990): Dichtungselemente im Wasserbau
- DVWK Merkblatt 221 (1991): Anwendung von Geotextilien im Wasserbau
- DVWK Merkblatt 222 (1991): Mess- und Kontrolleinrichtungen zur Überprüfung der Standsicherheit von Staumauern und Staudämmen
- DVWK Merkblatt 231 (1995): Sicherheitsbericht Talsperren – Leitfaden
- ATV-DVWK Merkblatt M 502 (2002): Berechnungsverfahren für Staudämme

Als Beispiel eines überströmbaren Dammes ist in **Abb. 2.8** die Dammscharte des Hochwasserrückhaltebeckens Aglasterhausen-Bockwiese im Kleinen Odenwald gezeigt.



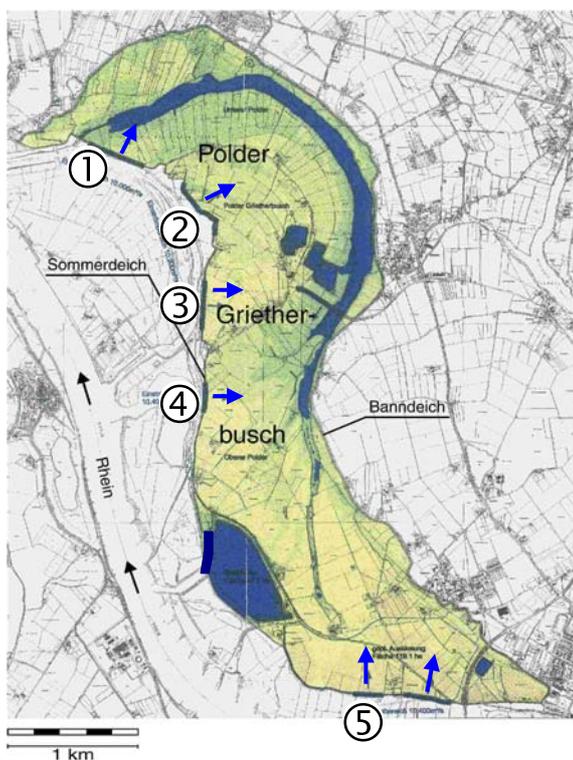
**Abb. 2.8** HRB Aglasterhausen-Bockwiese im Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach  
(Foto: Queißer, 2005)

Die mit 1 : 8 geneigte luftseitige Dammböschung ist mit einem klassischen Steinwurf gesichert. Sie ist auf eine spezifische hydraulische Belastung von 450 l/(sm) bemessen worden. Die Breite der Überströmstrecke beträgt 90 m bei einer Gesamtlänge des Dammes von 235 m. Die mittlere Dammhöhe liegt bei 3,8 m, wodurch ein nutzbares Rückhaltevolumen von 61.000 m<sup>3</sup> entsteht.

### 2.3.2 Ungesteuerte Einlaufbauwerke

Am Beispiel der Planungen für den Polder Grietherbusch in Nordrhein-Westfalen wird die Anwendungsmöglichkeit von überströmbaren Dämmen als ungesteuerte Einlaufbauwerke zur Flutung von Rückhalteräumen (Poldern) im Nebenschluss von Fließgewässern beschrieben.

Das Land Nordrhein-Westfalen plant den Ausbau von rechtsrheinischen Aue-Poldern bei Grietherbusch (Abb. 2.9). Ziel der Maßnahme ist eine verbesserte Verfügbarkeit der bisher nur unzureichend zur Kappung von Hochwasserspitzen herangezogenen Auffangräume, die insgesamt eine Fläche von 1084 ha bestreichen. Zur Flutung der Polder ist der Bau von insgesamt fünf ungesteuerten Überströmstrecken vorgesehen, die jeweils eine Länge zwischen 300 m und 700 m besitzen.



Überströmstrecke ①:  
Länge: 600 m  
hydr. Belastung: 250 l/(sm)

Überströmstrecke ②:  
Länge: 700 m  
hydr. Belastung: 40 l/(sm)

Überströmstrecke ③:  
Länge: 500 m  
hydr. Belastung: 20 l/(sm)

Überströmstrecke ④:  
Länge: 300 m  
hydr. Belastung: 40 l/(sm)

Überströmstrecke ⑤:  
Länge: 700 m  
hydr. Belastung: 40 l/(sm)

**Abb. 2.9** Polder Grietherbusch mit geplanten Überströmstrecken  
(Quelle: Ingenieurbüro Schulze, Düsseldorf und IBF/IWK, Uni Karlsruhe)

Die erforderliche Höhenkote der überströmbaren Deichabschnitte wurde in hydrodynamisch-numerischen Untersuchungen optimiert. Die maximale spezifische hydraulische Belastung ergab sich hieraus zu 250 l/(sm). Aus Gründen des Landschaftsschutzes wurde für die bis zu 4 m hohen Deiche zusätzlich die Forderung nach flachen, begrünten Böschungen auf der Luftseite erhoben (BRAUNS ET AL. 2000).

Entsprechend den hydrodynamisch-numerischen Berechnungen werden die fünf Überströmstrecken nach dem Bau zu unterschiedlichen Zeitpunkten anspringen. Um hohe Fließgeschwindigkeiten beim Durchströmen des Polderraumes zu verhindern und dadurch verursachte Erosionserscheinungen zu vermeiden, erfolgt die Flutung von unterstrom an der Überströmstrecke 1 nach oberstrom bis hin zur Überströmstrecke 5.

### 2.3.3 Notentlastung an Fließgewässern

Der dritte Anwendungsbereich für überströmbare Dämme liegt bei den Notentlastungen an Fließgewässern (**Abb. 2.10**). Dabei handelt es sich um Überströmstrecken an eingedeichten Flusssystemen, die bei Überschreitung des Bemessungshochwassers anspringen. Somit wird das unkontrollierte Überlaufen der Hochwasserschutzdeiche verhindert, indem gezielt Flächen mit geringem Schadenspotential überflutet werden. Durch die Ausleitung sinkt der Wasserspiegel im Gewässer stromabwärts. Die Notentlastung trägt somit zum Schutz der unterstrom liegenden Gebiete bei.



**Abb. 2.10** Überlaufstrecke einer Notentlastung an der Schelde (Niederlande/Belgien)  
(Quelle: Toepassing van asfalt bij binnenwateren, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), 1995, Fig. 52, S. 61)

Bei Notentlastungen handelt es sich um Maßnahmen der Risikovorsorge, die ausschließlich für Notsituationen mit extremen Hochwasserereignissen vorgesehen sind. Sie sind ein Bestandteil von Katastrophenschutzplänen. Die Internationale Kommission zum Schutz des Rheins bezeichnet Notentlastungen daher als *Airbag der Hochwasservorsorge* (IKSR 2002).

Die Anwendung von überströmbaren Dämmen als Notentlastung ist unmittelbar verbunden mit dem Themenfeld der Notfallplanung. Dabei werden die Restrisiken betrachtet, die nach der Umsetzung eines Hochwasserschutzkonzeptes bei Überschreitung des Bemessungsabflusses vorhanden sind. Die Notfallplanung trägt somit dazu bei, diese Risiken zu reduzieren und den bei Extremhochwässern unvermeidbaren Schaden zu minimieren.

In den europäischen Ländern wird der Themenkomplex Notfallplanung sehr unterschiedlich behandelt. Während beispielsweise in der Schweiz sehr offen mit diesem Thema umgegangen wird, war es in Deutschland lange Zeit Tabu, über Notentlastungen im Rahmen einer Notfallplanung zu diskutieren bzw. in einem geschützten Gebiet die verbleibende Gefährdung durch einen Dammbbruch und das daraus resultierende Restrisiko offen anzusprechen (BUCK 2003).

Im Folgenden wird ein Überblick über die Vorgehensweise beim Einsatz von Notentlastungen beispielhaft an den Ländern Schweiz, Ungarn und Niederlande gegeben, die dieses Mittel in ihre Konzepte zum Hochwasserschutz integriert haben. Abschließend wird die diesbezügliche Situation in Deutschland dargelegt.

### **2.3.3.1 Notentlastungen in der Schweiz**

In der Schweiz wird der Einsatz von Überströmstrecken zur Notentlastung an Fließgewässern seit mehreren Jahren praktiziert. Bereits seit 1993 ist im neuen Bundesgesetz über den Wasserbau (WBG) festgeschrieben, dass eine Notfallplanung zur Begrenzung des verbleibenden Restrisikos bei der Umsetzung von Hochwasserschutzkonzepten zu erfolgen hat. Ergänzend wurde die 1994 erarbeitete und 1999 überarbeitete Verordnung über den Wasserbau (WBV) erlassen (BWG 2001).

Im Rahmen der geforderten Notfallplanung müssen Abflusszustände jenseits des Bemessungsabflusses untersucht werden. Es muss geprüft werden, wie sich die Maßnahmen eines Schutzkonzeptes bei Extremereignissen (EHQ) und somit im Überlastfall auswirken. Die bei derartigen Extremereignissen überfluteten Gebiete werden in Gefahrenhinweiskarten dargestellt.

Nach der aktuellen schweizerischen Gesetzgebung wird versucht, die verbleibenden Risiken zu begrenzen. Trotz aller Vorsorgemaßnahmen lässt sich jedoch ein gewisses Restrisiko nicht ausschließen. Die Notfallplanung berücksichtigt diese Restrisiken und strebt an, die Schäden im Überlastfall zu verringern (Schädler 2004).

Um die Umsetzung der vorstehend genannten Zielsetzungen zu gewährleisten, wurden starke finanzielle Anreize geschaffen. Subventionen des Bundes an Schutzbauten werden lediglich gewährt, wenn im Rahmen des Gesamtprojektes ein Notfallplan erarbeitet wird, der die Restrisiken auf den geschützten Flächen beschreibt (IKSR 2001).

In der Schweiz werden keine *Systemkollapse* akzeptiert, die im Überlastfall unkontrollierte Deichbrüche zur Folge hätten. Der potentiell gefährdete Talraum kann zwar extensiv bewirtschaftet werden, jedoch werden Nutzungen mit hohem Schadenspotential ausgeschlossen. Der Talraum dient vor allem dem Hochwasserrückhalt bei Extremereignissen (IRKA/IRR 2004).

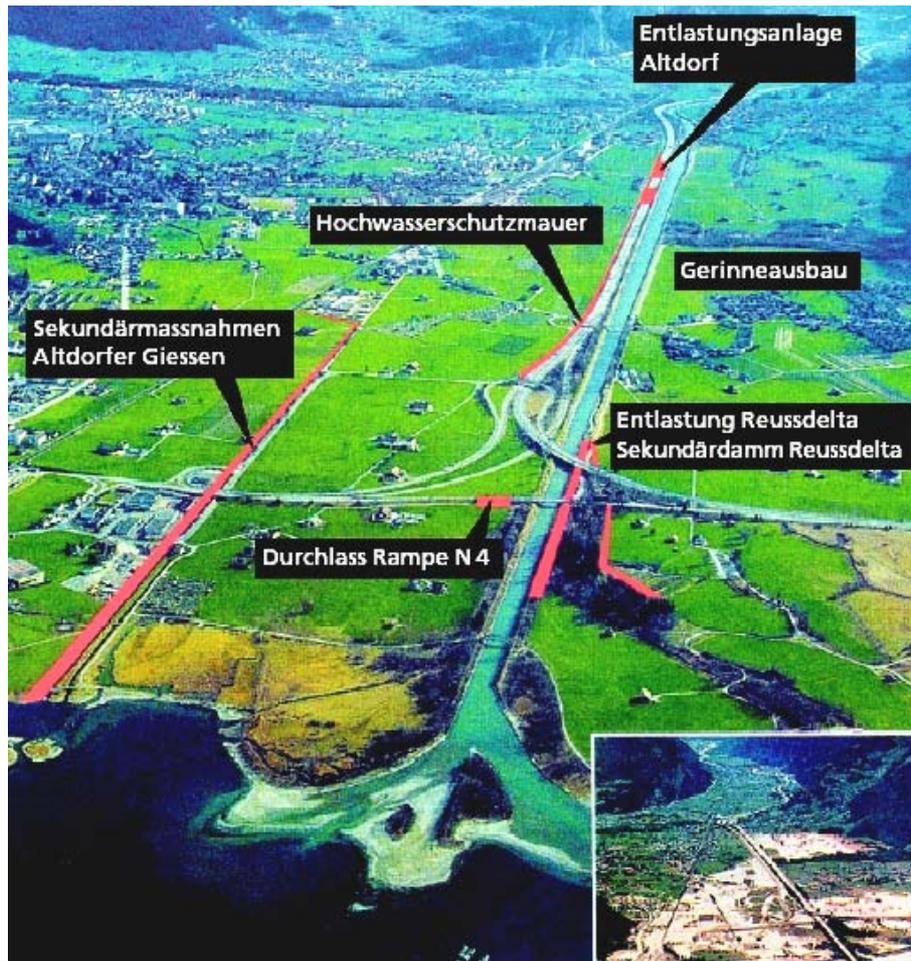
Eine kontrollierte Entlastung zur Kappung des Hochwasserscheitels (BZS/BWG 2002) erfolgt beispielsweise über Notentlastungen in Form von überströmbaren Damm- und Deichabschnitten (BWG 2001). In den somit überflutbaren Talräumen werden durch weitere Dämme, durch entsprechende Straßenführung und durch lokale Eingriffe in die Geländetopographie Abflusskorridore geschaffen, die zum Schutz von Gebieten mit hohem Schadenspotential beitragen. Die Überströmstrecken wirken als *Sicherheitsventile* (BWG 2001) und tragen erheblich zum Schutz der stromabwärts liegenden Deichstrecken vor einer unkontrollierten Überströmung bei.

Als Beispiel für eine gelungene Umsetzung der genannten Prinzipien kann die Reuss im Kanton Uri angeführt werden: „Das Urner Reusstal gleicht einem Nadelöhr, das sowohl die Autobahn als auch die Reuss passieren müssen. Der Platzmangel erfordert es, die vorhandene Infrastruktur in die Maßnahmen des Hochwasserschutzes zu integrieren. So wird im Extremfall die Autobahn zum Entlastungsgerinne“ (BWG 2004).

Der Anstoß für die Entwicklung eines neuen Hochwasserschutzkonzeptes für das Urner Reusstal war das Hochwasser von 1987, bei dem es zu erheblichen Schäden kam. „Dass im Jahr 1987 größere Schäden anfielen als je zuvor, ist denn auch weniger der Unberechenbarkeit der Natur zuzuschreiben als dem Umstand, dass während der letzten Jahrzehnte in den Alpentälern kostspielige Anlagen errichtet wurden: In Straßen-, Eisenbahn- und Stromnetz wurden Millionen investiert“ (BWG 2004).

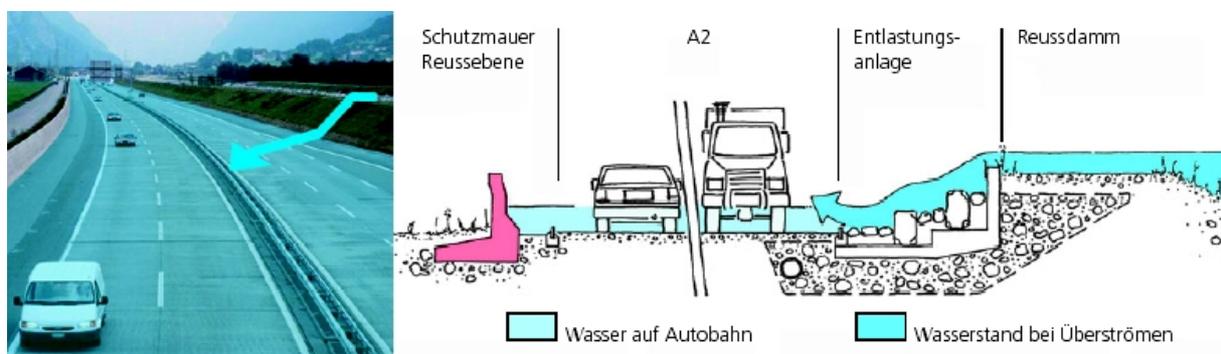
Auf Grund der äußeren Randbedingungen in dem engen Talquerschnitt konnte das Fassungsvermögen der Reuss lediglich auf ein  $HQ_{50}$  ausgeweitet werden. Bei höheren Abflussergebnissen springt gezielt eine Entlastungsanlage in Form einer Überströmstrecke an, die einen Teil des Abflusses kontrolliert auf die parallel zum Fluss verlaufende Autobahn leitet, die in diesen seltenen Fällen gesperrt wird (BWG 2004).

Überschreitet die Abflussgröße in der Reuss den  $HQ_{100}$ -Wert, wird zusätzlich zur Autobahn die rechte Talauflage geflutet, indem die Lärm- und Hochwasserschutzmauer entlang der Autobahn überströmt wird. Die bebauten Ortslagen im Reusstal werden durch weitere Maßnahmen vor Überschwemmungen geschützt (BWG 2004). Die gesamten Schutzmaßnahmen sind in **Abb. 2.11** übersichtlich dargestellt.



**Abb. 2.11** Übersicht über die Maßnahmen des Hochwasserschutzes im Urner Reusstal (Quelle: BWG 2004)

Die Überströmstrecke, die zur kontrollierten Flutung der Autobahn angelegt wurde, ist in bildlicher Form und einer Systemskizze in **Abb. 2.12** gezeigt. Begleitend wurde ein System zur Hochwasseralarmierung als zentraler Bestandteil des Schutzkonzeptes installiert.



**Abb. 2.12** Kontrollierte Flutung der Autobahn als Entlastungsgerinne (Quelle: BWG 2004)

Das Beispiel unterstreicht, dass für einen funktionierenden Hochwasserschutz manchmal unkonventionelle Ideen zu sinnvollen Lösungsstrategien führen. Für das Urner Reusstal ist dies mit Sicherheit sehr gut gelungen.

### 2.3.3.2 Notentlastungen in Ungarn

In Ungarn wird offen über die Einrichtung von sogenannten Notfallpoldern diskutiert. Unter normalen Bedingungen kann eine landwirtschaftliche oder forstliche Nutzung dieser Flächen erfolgen. Erst bei außergewöhnlichen Hochwasserereignissen werden die Notfallpolder zur Kappung der Hochwasserwelle geflutet. Dadurch sollen unkontrollierte Deichbrüche verhindert werden (RÁTKY & SZLÁVIK 2000).

Nachdem speziell an der Theiß in den Jahren 1998 bis 2001 vier große Hochwasserereignisse auftraten (SZLÁVIK 2002), bei denen es zu mehreren Deichbrüchen (**Abb. 2.13**) mit schwerwiegenden Folgen kam (SZLÁVIK 2001), wurde die Entwicklung von Schutzkonzepten vorangetrieben.



**Abb. 2.13** Deichbruch an der Theiß/Ungarn im März 2001 (Foto: Szlávik 2001)

Laut ungarischer Gesetzgebung fällt der zuständige Minister nach eingehender Prüfung der Gesamtsituation die Entscheidung über die Flutung von Notfallpoldern. Dabei gelten vier Situationen bzw. Zielsetzungen als ausschlaggebend für die Begründung einer solchen Anordnung (RÁTKY & SZLÁVIK 2000):

- Kappung der Hochwasserwelle bei Überschreitung des Bemessungshochwassers
- Eisstau
- Schutz der Deiche bei langandauernden Ereignissen
- Reduzierung der Ausuferungen nach einem Deichbruch

Zwar wird in den genannten Quellen nicht ausdrücklich von Notentlastungen in Form von Überströmstrecken zur Flutung der Notfallpolder gesprochen, doch bieten sich diese für eine Anwendung in diesem Bereich an.

### **2.3.3.3 Notentlastungen in den Niederlanden**

Die Niederlande sind auf Grund ihrer topographischen Lage besonders durch Hochwasser bedroht. Große Teile der Landesfläche liegen sehr tief, teilweise unter dem Meeresspiegel, so dass diese bei Hochwasserereignissen sowohl an den großen Flüssen als auch bei Sturmfluten stark überflutungsgefährdet sind.

Nachdem in den Niederlanden im Jahr 1995 durch das Hochwasser am Rhein 250.000 Menschen wegen drohender Überschwemmungen evakuiert werden mussten, geriet die Hochwasserproblematik wieder verstärkt in den Fokus der Öffentlichkeit und der Politik.

Das Hochwasserereignis von 1995 hat ein Umdenken ausgelöst, indem den Betroffenen klar wurde, dass auch in Zukunft Überflutungen nicht völlig ausgeschlossen werden können und durch technische Maßnahmen wie Deicherhöhungen ein absoluter Schutz nicht gewährleistet werden kann (MINVENW 2000).

Daraufhin ist 1996 das Gesetz über Hochwasserschutzanlagen mit Bestimmungen über die Hochwassersicherung durch besondere Schutzanlagen in Kraft getreten. Das Gesetz regelt vor allem Zuständigkeiten, Organisation und Finanzierung. Die Politikrichtlinie *Raum für den Fluss* wurde 1997 beschlossen. Darin werden alle „Maßnahmen, die sich jetzt oder in Zukunft negativ auf die Abflusskapazität auswirken“, verboten (IKSR 2001).

1999 wurde von der niederländischen Regierung eine unabhängige Kommission (Kommission Notfallgebiete bzw. Luteijn-Kommission) beauftragt, aus den Erfahrungen Schlussfolgerungen für die zukünftige Hochwasserpolitik zu ziehen. Eine zentrale Aufgabe der Kommission bestand darin, Empfehlungen zu kontrollierten Überflutungen in Notfallgebiete auszusprechen. Diese Notfallgebiete sollen das Risiko einer unkontrollierten Überflutung hochwertiger Gebiete mit großem Schadenspotential in Extremsituationen verringern (KOMMISSION NOTFALLGEBIETE 2002).

Die Überlegungen zu den Notfallgebieten stellen einen neuen Ansatz im Umgang mit den Risiken durch Hochwasser dar. Diese Wende im Umgang mit den Gefahren durch Hochwasserereignisse „beinhaltet im Prinzip, dass sich die Niederlande in größerem Maße dem Wasser fügen müssen“ (MINVENW 2000). Als Konsequenz dieser Einsicht resultiert die Notwendigkeit, den Flüssen vor allem in der Breite wieder mehr Raum zu gewähren: „Wenn wir nicht rechtzeitig handeln, wird sich das Wasser seinen Weg, früher oder später, unerbittlich selbst bahnen und diesen Raum nehmen“ (MINVENW 2000).

Im Dezember 2000 stimmte die Regierung der Niederlande der Empfehlung für die neue Wasserwirtschaftspolitik in großen Teilen zu. Ausgangspunkte für den veränderten Umgang mit der Hochwasserproblematik wurden bereits in der Politikrichtlinie *Raum für den Fluss* formuliert und zusammengefasst (HOCHWASSERMAGAZIN 3 2001).

Um den Einsatz dieser Notfallgebiete zu ermöglichen, sind im Vorfeld die Rahmenbedingungen zu klären. Die *Kommission Notfallgebiete* hat die Schlussfolgerung gezogen, dass die derzeitige Wasserverwaltung nicht in der Lage ist, die anstehenden Probleme zu bewältigen (MINVENW 2000).

Die Kommission empfiehlt, die gesetzlichen Regelungen hierfür zu schaffen: „Die Zentralregierung ist für die Ausweisung von Notfallgebieten zuständig, da die Folgen dieser Entscheidung die Grenzen einer Region überschreiten. Um den Einsatz von Notfallgebieten in Notsituationen zu ermöglichen, ist ein gesondertes Gesetz erforderlich“ (KOMMISSION NOTFALLGEBIETE 2002). Darin müssen auch die Kompetenzen geregelt sein. Die Zentralregierung hat darüber zu entscheiden, ob der Einsatz von Notfallgebieten notwendig ist.

Da der Hochwasserschutzgrad in den Niederlanden am Rhein auf ein 1250-jährliches Ereignis mit einem Abfluss von 16.000 m<sup>3</sup>/s angepasst werden soll, kommt es statistisch gesehen nur alle 1250 Jahre zu einer kontrollierten Flutung der Notfallpolder.

Als einfachste Methode zur Flutung der Notfallpolder nennt die *Kommission Notfallgebiete* Überströmstrecken, die aus Deichabschnitten mit geringerer Kronenhöhe als die angrenzenden Deiche bestehen. Bei Überschreitung des Bemessungswasserspiegels käme es somit zu einer ungesteuerten Flutung der Notfallgebiete. Wegen der fehlenden Möglichkeit zur Steuerung des Flutungsvorgangs mittels Überströmstrecken empfiehlt die Kommission jedoch für die Niederlande den Bau von steuerbaren Einlauf- und Auslaufbauwerken (KOMMISSION NOTFALLGEBIETE 2002).

#### **2.3.3.4 Notentlastungen in Deutschland**

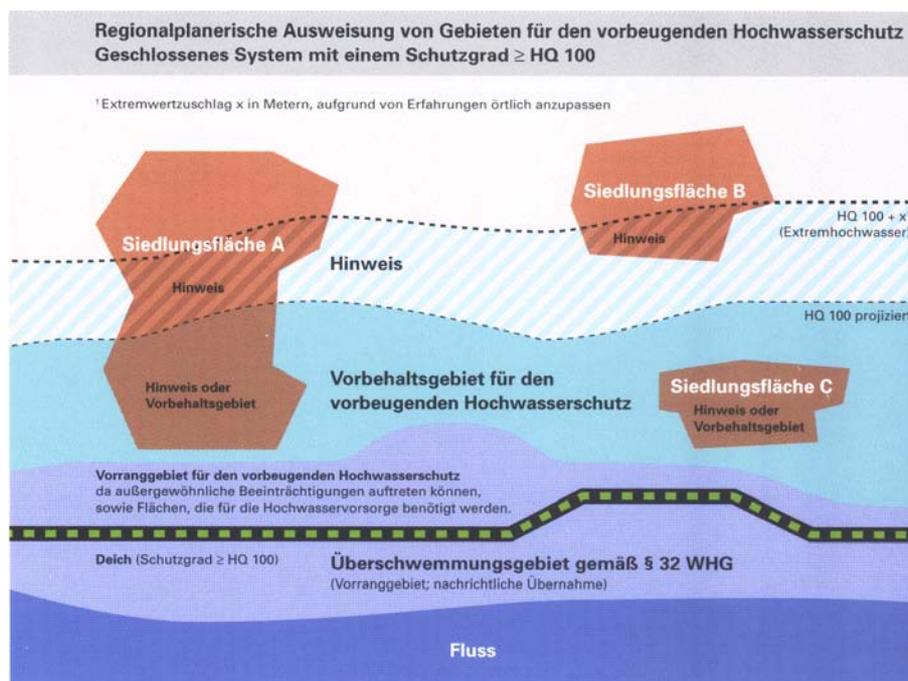
In Deutschland gibt es keine gesetzlichen Regelungen, die eine Notfallplanung zur Begrenzung des verbleibenden Restrisikos bei der Umsetzung von Hochwasserschutzkonzepten fordern. In diesem Punkt unterscheidet sich die deutsche Gesetzgebung von den vorstehend genannten Ländern Schweiz, Ungarn und den Niederlanden.

„Nach zur Zeit geltender Rechtslage besteht keine Möglichkeit, Hochwasservorsorge und damit auch Risikovorsorge hinter festen Schutzeinrichtungen mit landesgesetzlich vorgeschriebener Bemessungshöhe durch Instrumente des Wasserrechts zu betreiben“ (MKRO 2000).

Durch die raumordnerische Festlegung von Überschwemmungsgebieten sollen zwar dem Hochwasserrückhalt entgegenstehende Nutzungen ausgeschlossen werden (Verschlechterungsverbot), jedoch soll als Grundlage zur Abgrenzung von Überschwemmungsgebieten grundsätzlich ein 100-jährliches Hochwasserereignis dienen (IKSR 2001).

Die nach dem Wasserhaushaltsgesetz (WHG) geschützten Überschwemmungsgebiete umfassen jedoch lediglich die „Gebiete zwischen oberirdischen Gewässern und Deichen oder Hochufern sowie sonstige Gebiete, die bei Hochwasser überschwemmt oder durchflossen oder für die Hochwasserentlastung oder Rückhaltung beansprucht werden“ (§ 32 WHG 2004).

Daher fordert die Ministerkonferenz für Raumordnung (MKRO) in ihrer Handlungsempfehlung vom 14. Juni 2000, durch die Instrumente der Raumordnung (Ausweisung von Vorrang- und Vorbehaltsgebieten; vgl. **Abb. 2.14**) einer Erhöhung des Schadenspotentials entgegenzuwirken und eine aktive Risikovorsorge zu betreiben.



**Abb. 2.14** Definitionsskizze für Vorrang- und Vorbehaltsgebiete (Quelle: Ministerium für Umwelt und Verkehr, Innenministerium und Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg 2003)

Die Erstellung von Notfallplänen und die dafür erforderliche Betrachtung von Extremereignissen wird nicht zwingend gefordert. Die Notwendigkeit zur Anordnung von Überströmstrecken als Sicherheitsventile in Deichen wird jedoch in verschiedenen Normen, Richtlinien und Veröffentlichungen anerkannt und die Vorteile werden deutlich zum Ausdruck gebracht:

Bereits im DVWK-Merkblatt 210 „Flussdeiche“ ist Überströmstrecken ein eigenes Unterkapitel gewidmet. Überströmbare Deichabschnitte werden in Analogie zu den Hochwasserentlastungsanlagen von Rückhaltebecken mit nicht überströmbarem Damm gesehen (DVWK, 1986). Auch in DIN 19712 „Flussdeiche“ wird empfohlen, den Bau von Überströmstrecken zur Verringerung der Katastrophengefahr zu prüfen (DIN 19712:1997).

Die Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) forderte schon 1995 ein Hochwasserflächenmanagement, wie es bereits seit einigen Jahren in anderen europäischen Ländern üblich ist. Dieses „floodplainmanagement“ ist Grundlage zukunftsweisender Hochwasservorsorgepolitik geworden und beinhaltet Aspekte der Flächenvorsorge, der Bauvorsorge, der Verhaltensvorsorge und der Risikovorsorge (LAWA 1995).

Bei der Umsetzung eines vorsorgenden Hochwasserflächenmanagements gibt es allerdings nach wie vor erhebliche Defizite. Die auftretenden Schwierigkeiten auf politischer Ebene in Deutschland, die Thematik der Notfallgebiete aufzugreifen, werden durch die Kommission Notfallgebiete der niederländischen Regierung mit den Worten unterstrichen: „Nordrhein-Westfalen hat theoretisch genügend Platz. In Gesprächen mit den Behörden dieses Landes hat sich aber gezeigt, dass Notfallgebiete dort keine ausreichende Unterstützung finden“ (KOMMISSION NOTFALLGEBIETE 2002).

Die extremen Hochwasserereignisse der vergangenen Jahre u. a. an der Oder (1997), der Donau (1999) und der Elbe (2002) mit mehreren unkontrollierten Deichbrüchen haben die Einstellung der Verantwortlichen bezüglich der Notentlastungen bzw. Notfallgebiete verändert. Langsam tritt diese Thematik stärker in das Blickfeld der Fachleute und Politiker.

BUCK empfiehlt in verschiedenen Veröffentlichungen (BUCK 2002, 2003, 2004), sich die offensichtlichen Vorteile von Notentlastungen zu Nutze zu machen. Durch die gezielte Anlage von Überströmstrecken oder Flutungsbauwerken kann das Risiko eines unkontrollierten Überströmens von Deichen reduziert und die Gefahr eines Deichbruches mit anschließender Flutwelle und im Vergleich erheblich höheren Schäden deutlich vermindert werden.

Insgesamt gibt es bislang in Deutschland nur vereinzelte Ausführungsbeispiele von Überströmstrecken an eingedeichten Flussstrecken. An der Emscher wurden bereits 1980 Versuche zur Überströmungssicherung von Deichen durchgeführt (STALMANN 1980). 1983 wurden in Folge des extremen Hochwasserereignisses vom März 1981 Überlaufstrecken an der Aller entwickelt (BAUMGARTEN & THIES 1983). BUCK berichtet aus Bayern von aktuellen Beispielen mit sogenannten Sollüberlaufschwelen in Wörth am Main und Miltenberg (BUCK 2003).

### 2.3.3.5 Zusammenfassende Bewertung

Anhand des fortschrittlichen Umgangs mit dem Thema Notfallplanung in der Schweiz, in Ungarn und den Niederlanden lässt sich für Deutschland ein eindeutiger Handlungsbedarf ableiten. Trotzdem werden von Seiten der Gesetzgebung in Deutschland Hochwasserabflüsse, die jenseits der Bemessungsereignisse liegen, bislang ausgeklammert.

In der Lesefassung des Bundesgesetzes zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes vom 21. März 2005 sind keine Regelungen über eine Notfallplanung als Risikovorsorge durch Notentlastungen getroffen worden. Zu einem solchen Entschluss fehlt trotz der Milliarden Schäden bei den Hochwasserereignissen an der Oder (1997), der Donau (1999) und der Elbe (2002) offensichtlich der politische Wille bzw. Mut.

Das Thema Hochwasserschutz verliert im politischen Alltag nach dem Ablauf eines Extremereignisses wie dem Hochwasser an der Elbe im Jahr 2002 leider allzu schnell an Bedeutung und gerät in Vergessenheit, wenn nicht durch das regelmäßige Auftreten neuer Extremereignisse erneut an die Gefahren durch Hochwasser erinnert wird (FELDHAUS 2005).

Eine ökonomische Betrachtungsweise erfordert jedoch mehr, als die gefährdeten Gebiete durch die Erstellung von Hochwassergefahrenkarten aufzuzeigen, die Betroffenen durch verbesserte Möglichkeiten zur Hochwasservorhersage (BÜRGI ET AL. 2005) rechtzeitig zu warnen und durch ein operationelles Hochwassermanagement (THEOBALD ET AL. 2004) kurzfristig Schutzmaßnahmen zu initiieren und zu koordinieren. Zusätzlich zu diesen wichtigen Bausteinen eines Hochwasserschutzkonzeptes sollte eine Notfallplanung erfolgen, wie sie in den vorgenannten europäischen Ländern bereits durchgeführt wird.

Die technischen Voraussetzungen, Schutzkonzepte für den Fall einer Überschreitung des Bemessungsereignisses zu entwickeln und auszuarbeiten, stehen zur Verfügung. THEOBALD ET AL. (2004) beschreiben numerische Simulationswerkzeuge, die für eine derartige Planung eingesetzt werden können. Mit integrierenden Simulationssystemen können sowohl Versagensszenarien von Schutzeinrichtungen vorhergesagt als auch gezielt die Auswirkung von Notflutungen auf das Hochwassergeschehen ermittelt werden.

Als Fazit dieser Bewertung wird betont, wie wichtig und sinnvoll es wäre, Überlegungen bezüglich Notüberläufen in die Planungen zum Hochwasserschutz zu integrieren und die Forderung nach einer Notfallplanung in den gesetzlichen Regelungen zu verankern.

Der weitere Verlauf der Arbeit wendet sich nun der technischen Ausbildung von Überströmstrecken zu. Nachdem in diesem Kapitel u. a. die verschiedenen Anwendungsmöglichkeiten für überströmbare Dämme aufgezeigt wurden – mit einem Schwerpunkt bei den Notentlastungen an Fließgewässern – werden in den folgenden Kapiteln die technischen Anforderungen thematisiert. Die Ausführungen beginnen mit einer Erläuterung gängiger Bauweisen für überströmbare Dämme.

### 3 Bauweisen für überströmbare Dämme

In diesem Kapitel werden die gängigen Bauweisen für die Sicherung von Überströmstrecken behandelt bzw. die in aktuellen Forschungsbeiträgen entwickelten Bauweisen für überströmbare Dämme vorgestellt (vgl. auch LFU 2004). Bezüglich anderer hier nicht behandelter Bauweisen wird auf die Zusammenstellung von BOSSHARD (1991) verwiesen, in der weitere Ansätze zur Böschungssicherung bzw. zur Ausbildung von Überströmstrecken beschrieben sind.

In **Kap. 3.1** wird zunächst auf die Probleme eingegangen, die sich bei der Sicherung von flachen Böschungen lediglich mit Grasbewuchs ergeben. Diese Bauweise wird bei der Suche nach landschaftsverträglichen und kostengünstigen Bauweisen immer wieder gefordert, kann jedoch statisch nicht bemessen werden.

Die in Baden-Württemberg am meisten verbreiteten Bauweisen zur Sicherung von Überströmstrecken sind Deckwerke in Lockerbauweise, die in **Kap. 3.2** zusammengefasst sind. Dabei werden die Steinschüttung und der Steinsatz unterschieden.

**Kap. 3.3** beinhaltet eine kurze Erläuterung der Böschungssicherung mit Steinpflaster. Der Unterschied dieser Massivbauweise zum Steinsatz liegt im Wesentlichen in der geringeren Verformbarkeit des Steinpflasters. Die Verklammerung des Steinpflasters mit einem Teil- oder Vollverguss macht diese Konstruktion zu einem starren Sicherungselement.

Geogittermatratzen sind eine weitere Methode zur Sicherung von Überströmstrecken. Diese Bauweise wird in **Kap. 3.4** erläutert.

Eine andere Möglichkeit zur Gestaltung von überströmbaren Dämmen liegt in der Anwendung von Verfahren zur Bodenverfestigung. Das **Kap. 3.5** behandelt die hierbei zu beachtenden Aspekte.

Seit über zwei Jahrtausenden werden Kaskadenströmungen zur Hochwasserentlastung an Dammbauwerken genutzt (CHANSON 1994). Auch bei der Gestaltung von Überströmstrecken von Hochwasserrückhaltebecken sind Kaskaden einsetzbar. In **Kap. 3.6** wird auf die Besonderheiten dieser Bauweise eingegangen.

Neuartige Elemente zur Sicherung von überströmbaren Dammböschungen wie das Mastix-Schotter-Deckwerk und die Verbundbauweisen werden in **Kap. 3.7** angesprochen. Hierbei handelt es sich jedoch lediglich um einen kurzen Ausblick, bevor diese beiden Varianten ausführlich in **Kap. 5 bis 7** behandelt werden.

### 3.1 Grasbewuchs

Bei der Planung von Überströmstrecken an Hochwasserrückhaltebecken mit kleiner Dammhöhe wird immer wieder die Frage aufgeworfen, inwiefern eine flache, mit Gras bewachsene Böschung (Abb. 3.1) als Sicherung ausreichend sei.

Untersuchungen aus Großbritannien zeigen, dass abhängig von der eingesäten Grassorte und der Überflutungsdauer eine begrenzte Belastbarkeit vorhanden ist (HEWLETT 1987). Jedoch muss das Gras auf derartigen Böschungen ständig geschnitten, bewässert und kontrolliert werden (BOSSHARD 1991), um die Standfestigkeit des Grasbewuchses gegen einen möglichen Strömungsangriff aufrecht zu erhalten.



**Abb. 3.1** Mit Grasbewuchs „gesicherte“ Dammoberfläche (Quelle: BOSSHARD 1991)

Aus Untersuchungen mit veränderlicher Sohlneigung resultieren Ergebnisse, die abhängig von der Grassorte und der Böschungsneigung die maximal zulässige Fließgeschwindigkeit angeben. Die ermittelten Werte liegen für Neigungen von 1 : 10 bis 1 : 20 zwischen 0,9 m/s und 2,1 m/s (COX und PALMER 1948). HEWLETT (1987) gibt in seiner Arbeit ein Diagramm an, das abhängig von der Fließgeschwindigkeit die maximale Überströmungsdauer anzeigt, bis das Versagen der Grasnarbe zu erwarten ist. Selbst ein gut gepflegter Grasbewuchs kann demnach einer Fließgeschwindigkeit von 3 m/s nur ca. 10 h standhalten.

Allerdings ist bei der Oberflächensicherung mit Grasbewuchs davon auszugehen, dass ein deutlich schnelleres Versagen eintritt, wenn die Grasnarbe Fehlstellen aufweist und das blanke Damm-Material der Strömung ausgesetzt ist. Die Versagenswahrscheinlichkeit liegt daher bei einer Sicherung mit Grasbewuchs höher als bei technischen Lösungen (HEWLETT 1987).

Aus diesem Grund wird eine Bauweise lediglich mit humosem Oberboden und Grasbewuchs zum Schutz von Böschungen bei sicherheitsrelevanten Bauwerken in dieser Arbeit nicht empfohlen. Die fehlende Langzeitstabilität birgt ein zu hohes Sicherheitsrisiko und eine permanente Unterhaltung und Kontrolle der Qualität der Grasnarbe kann in der Praxis kaum gewährleistet werden. Insgesamt ist eine derartig bedeckte Damm- bzw. Deichböschung ohne zusätzliche technische Sicherung für den Lastfall Überströmen als nicht geeignet zu bewerten (LfU 2004).

## 3.2 Deckwerke in Lockerbauweise

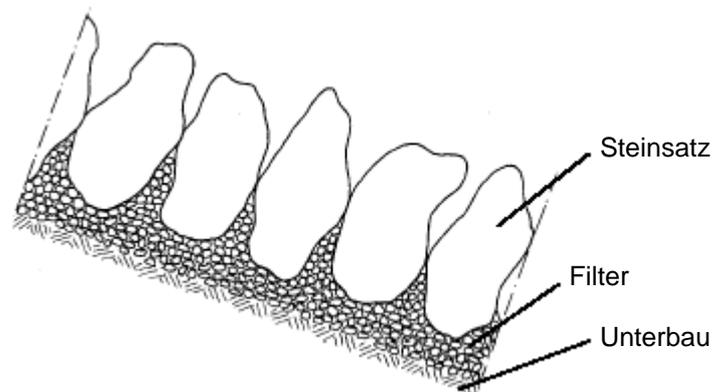
Bei den Deckwerken in Lockerbauweise wird zwischen dem Steinsatz und dem Steinwurf unterschieden. Beim Steinsatz werden unregelmäßige oder seltener regelmäßige Steine verwendet, die mit ihrer längsten Seite in vertikaler Richtung einlagig auf Kontakt gesetzt werden. Dagegen werden bei der Steinschüttung die einzelnen Steine locker in einer bestimmten Schüttdicke auf die Böschung aufgetragen (LfU 1997 und 2004).

In Baden-Württemberg sind die meisten ausgeführten Dammscharten und Überströmstrecken mit Deckwerken in Lockerbauweise gesichert. Eine Vielzahl an wissenschaftlichen Arbeiten hat sich mit der Bemessung dieser Sicherungselemente befasst, so dass über den Steinsatz und die Steinschüttung diverse Bemessungsformeln vorliegen. Einige davon werden in den folgenden Unterkapiteln vorgestellt.

### 3.2.1 Steinsatz

Die Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU) empfiehlt als Anwendungsbereich für den Steinsatz Sohlneigungen, die 1 : 6 oder flacher geneigt sind. Im Dammbereich ist eine gerade Linienführung zu wählen, um auf der luftseitigen Böschung im Falle einer Überströmung die Entstehung von Froudewellen zu vermeiden. Der maximal zulässige spezifische Abfluss für diese Bauweise wird mit 1000 l/(sm) angegeben (LfU 2004). Nach LfU (1997) waren in Ausnahmefällen auch Neigungen von 1 : 4 zulässig.

Die Verklammerungswirkung der einzelnen Steine untereinander trägt wesentlich zu der Standfestigkeit des Steinsatzes bei. Ein präziser Einbau ist daher entscheidend für die spätere Belastbarkeit des Deckwerkes. Der generelle Aufbau eines Steinsatzes ist in **Abb. 3.2** dargestellt und **Abb. 3.3** zeigt ein Ausführungsbeispiel.



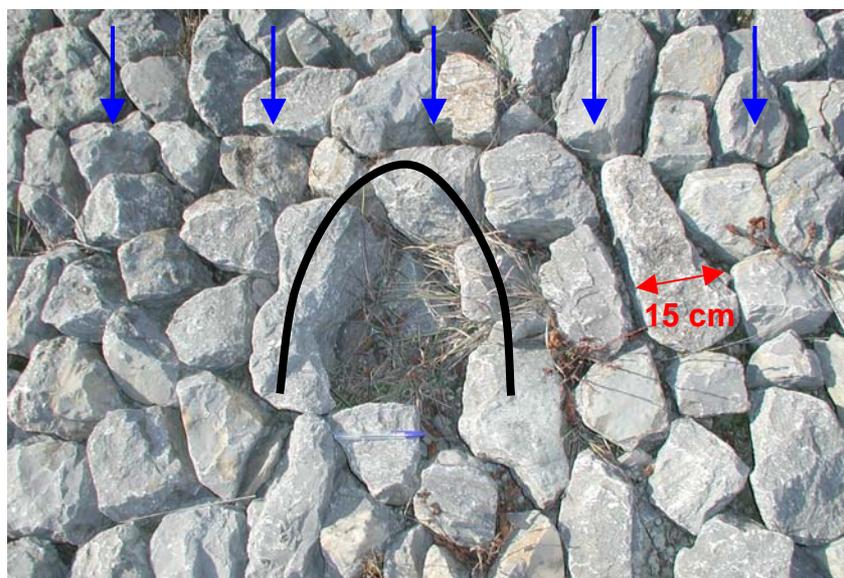
**Abb. 3.2** Prinzipskizze eines Steinsatzes (LfU 1997)

In den Bemessungsvorschriften der LfU werden drei Versagensarten des Steinsatzes aufgeführt. Als erstes wird die Erosion eines Einzelsteins aus dem Deckwerkverbund genannt. Weiterhin kann es zum Abgleiten des gesamten Deckwerkes auf der Filterschicht oder dem Dammkörper kommen. Zuletzt wird das Ausbrechen des Deckwerkes in Folge zu großer Horizontal- oder Liftkräfte beschrieben (LfU 2004).



**Abb. 3.3** Hochwasserentlastungsanlage mit Steinsatz am HRB Epfenbach-Wingertshecke im Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach (Foto: Seidel 2003)

In Forschungsarbeiten der letzten Jahre wird jedoch stets auf die zusätzliche Tragwirkung hingewiesen, die durch die Gewölbebildung (**Abb. 3.4**) rund um eine Fehlstelle entsteht (SOMMER 1997, DORNACK 2001 und RATHGEB 2001).



**Abb. 3.4** Gewölbebildung beim Steinsatz rund um eine Fehlstelle (Foto: Queißer 2003)

Auf ältere Untersuchungen zur Bemessung des Steinsatzes (LINFORD & SAUNDERS 1967, OLIVIER 1967, HARTUNG & SCHEUERLEIN 1970, KNAUSS 1979, PLATZER 1982, LARSEN & BLINDE & BRAUNS 1986, WHITTAKER & JÄGGI 1986, KOBUS 1987, HASSINGER 1991) wird in dieser Arbeit nicht eingegangen. Diesbezüglich wird auf die Fachliteratur verwiesen.

Im Folgenden werden die Bemessungsansätze nach SOMMER (1997), DORNACK (2001) und RATHGEB (2001) vorgestellt. Dabei wird insbesondere der Nachweis der Erosionssicherheit behandelt. Die Bemessung der möglichen Deckwerkslänge und der Nachweis der zulässigen Deckwerksspannungen werden hier nicht thematisiert.

### ***Bemessungsansatz nach SOMMER (1997):***

SOMMER bezeichnet in seiner Arbeit das meist genutzte Versagenskriterium bei der Bemessung von Deckwerken mit Steinsatz – den Verlust eines einzelnen Steines aus dem Deckwerkverbund – auf Grund seiner Modellversuche als nicht relevant für diese Bauweise. Nach dem Ausbrechen eines Einzelsteines beobachtete er eine Verkeilung der benachbarten Steine, die somit fest in das Deckwerk eingebunden blieben. Ein schlagartiges Versagen des Deckwerks trat in seinen Versuchsreihen nicht auf. Oftmals kam es sogar zu einem teilweisen Schließen der Fehlstelle durch geringe Verschiebung der angrenzenden Steine, so dass ein Ausspülen des Unterbaus nicht zu erkennen war.

Die Untersuchungen von SOMMER erfolgten an einer knapp 5 m langen und 1 m breiten Kipprinne bei Neigungen des Deckwerks von 1 : 2, 1 : 3 und 1 : 4 und spezifischen Abflüssen zwischen 100 l/(sm) und 500 l/(sm). Das verwendete Steinmaterial mit einem äquivalenten Steindurchmesser von  $d_S = 13,4$  cm und einem mittleren Steingewicht von 3,8 kg wurde so ausgewählt, dass ein Versagen des Deckwerks während der Versuche wahrscheinlich war.

Die von SOMMER entwickelte Bemessungsformel zur Bestimmung der erforderlichen Steingröße zur Sicherstellung der Erosionsstabilität lautet:

$$q_c = \left(2,25 - 2,25 \cdot I_0 + \frac{0,3}{I_0^{7/6}}\right) \cdot \sqrt{g} \cdot d_S^{3/2} \quad (3.1)$$

mit:  $I_0 = \tan\beta$ : Böschungsneigung [-]  
 $\beta$ : Böschungswinkel [°]  
 $g$ : Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]  
 $d_S$ : Steindurchmesser [m]

Als Anwendungsbereich werden luftseitige Böschungsneigungen zwischen 1 : 2 und 1 : 4 genannt. Der maximal zulässige spezifische hydraulische Abfluss wird nicht beschränkt.

**Bemessungsansatz nach DORNACK (2001):**

Die Dissertation von DORNACK behandelt vor allem Steinsätze auf steilen Böschungen mit Neigungen größer als 1 : 4. Er konnte in seinen Versuchen ebenfalls die zusätzliche Tragwirkung des Steinsatzes in Folge Gewölbebildung nachweisen. In einigen Fällen wurden nach dem Herauslösen eines Einzelsteines die dadurch entstandenen Fehlstellen durch nachkippende Bruchsteine wieder verschlossen. In den meisten Fällen konnte nach dem Verlust des ersten Einzelsteins eine deutliche Abflusssteigerung vorgenommen werden, bevor das vollständige Versagen des Deckwerks eintrat. Hierin stimmen seine Beobachtungen mit denen von SOMMER überein. In seiner Arbeit gibt er einen Grenzwert für die zulässigen Steinverluste an einem Deckwerk aus Steinsatz an:  $V_{zul} = 0,5 \%$ .

Seine Untersuchungen führte DORNACK in einem physikalischen Modell mit einem Böschungselement der Breite 0,92 m und der Länge 2,0 m durch. Der maximale spezifische Abfluss betrug in den Versuchen 100 l/(sm). Die betrachteten Neigungen variierten zwischen 1 : 1,5 und 1 : 3,4. Den meisten Versuchen lag ein System mit einer Böschungsneigung von 1 : 2 zu Grunde. Als Steinmaterial verwendete er Bruchsteine mit drei verschiedenen Durchmessern:  $d_S = 3, 4$  und 5 cm.

DORNACK hat folgende Bemessungsformel zur Bestimmung der erforderlichen Steingröße zur Sicherstellung der Erosionsstabilität entwickelt:

$$q_c = Fr_{S,c} \cdot \sqrt{g \cdot d_S^3} \quad (3.2)$$

mit:  $Fr_{S,c}$  kritische Froude-Zahl des Steins

$$Fr_{S,c} = (0,649 \cdot \tan \beta^{-0,6} + 1,082 \cdot \tan \beta^{0,4})^{5/4} \cdot \sqrt{\left(\frac{\rho_S}{\rho_w} - 1\right) \cdot \cos \beta} \quad (3.3)$$

g: Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]  
 $d_S$ : Steindurchmesser [m]  
 $\beta$ : Böschungswinkel [°]  
 $\rho_S$ : Korndichte [kg/m<sup>3</sup>]  
 $\rho_w$ : Dichte von Wasser [kg/m<sup>3</sup>]

Als Anwendungsbereich werden luftseitige Böschungen von überströmbaren Dämmen mit Neigungen zwischen 1 : 1,5 und 1 : 10 empfohlen. Explizite Anwendungsgrenzen bezüglich der maximal zulässigen hydraulischen Belastung werden nicht aufgeführt.

**Bemessungsansatz nach RATHGEB (2001) bzw. LfU (2004):**

Der Bemessungsansatz nach RATHGEB ist Grundlage für die Dimensionierungsregeln, die im Leitfaden „Überströmbare Dämme und Dammscharten“ der LfU für den Steinsatz wiedergegeben sind (LfU 2004).

In seiner Dissertation äußert sich RATHGEB vorsichtig zu dem Versagensmechanismus des Steinsatzes bei Überströmung. Er setzt den Beginn des Deckwerkversagens mit der Erosion eines Einzelsteines gleich. An der Fehlstelle kann es nach seinen Untersuchungen durch Überbeanspruchung der benachbarten Steine zu fortlaufenden Erosionserscheinungen kommen, die schlagartig das Versagen des gesamten Deckwerks auslösen. Dieser Vorgang wird jedoch nicht als zwangsläufig dargestellt. In vielen Fällen kam es auch in seinen Modellversuchen zu der erwähnten zusätzlichen Tragwirkung infolge einer Gewölbebildung.

Für seine Betrachtungen zum Steinsatz standen RATHGEB zwei Modelle zur Verfügung, die er als großmaßstäbliches und kleinmaßstäbliches Modell bezeichnet. Für das großmaßstäbliche Modell gibt er einen Maßstabsbereich von 1 : 2 bis 1 : 5 an. Die Neigung der Böschung betrug konstant 1 : 6 und die Abmessungen des betrachteten Böschungselementes waren 1,5 m in der Breite und 7,2 m in der Länge. Die Abflussleistung konnte bis zu 300 l/(sm) gesteigert werden. Das kleinmaßstäbliche Modell hatte einen Maßstab von 1 : 20 bei einer Breite von 1,0 m und einer Länge von 1,9 m des Böschungselementes. Die Neigung war ebenfalls auf 1 : 6 eingestellt.

In seinen Versuchen setzte RATHGEB unterschiedliches Steinmaterial ein. Er betrachtete Granit, Bimssteine, Muschelkalksteine sowie Weißjura-Kalksteine. Zusätzlich untersuchte er sowohl plattige als auch unregelmäßige Steinformen.

Der von RATHGEB aufgestellte Bemessungsansatz wird an dieser Stelle wegen seines Umfangs nicht wiedergegeben. Es wird auf die entsprechenden Literaturquellen verwiesen. Als Anwendungsbereich werden Böschungsneigungen von 1 : 6 und flacher bis zu einem maximalen spezifischen Abfluss von 1000 l/(sm) angegeben.

**Vergleich der Bemessungsansätze:**

Die vorgestellten Bemessungsansätze unterscheiden sich grundsätzlich in der Definition des Versagenspunktes. Während nach RATHGEB und der LfU das Versagen eines Deckwerkes aus Steinsatz mit dem Herauslösen des ersten Einzelsteines aus dem Deckwerkverbund gleichgesetzt wird, definieren SOMMER und DORNACK den Bruchzustand erst mit dem vollständigen Versagen des gesamten Deckwerkes. Daraus resultieren erhebliche Differenzen bei der Angabe der Belastbarkeit des Steinsatzes.

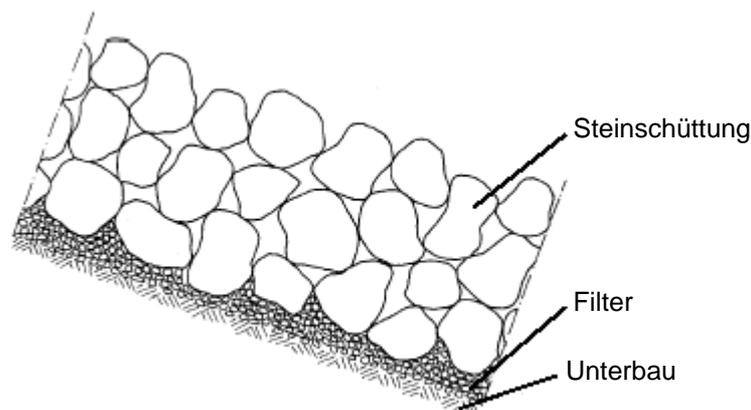
In **Anlage 1** sind die betrachteten Bemessungsansätze in drei Diagrammen für die Steingrößen von 0,1 m, 0,2 m und 0,3 m einander gegenübergestellt. Die Analyse der Kurven zeigt ein zentrales Problem bei der Dimensionierung des Steinsatzes und generell von Deckwerken in Lockerbauweise. Die verschiedenen Bemessungsformeln führen zu sehr unterschiedlichen Ergebnissen. Sowohl die Hinweise zum Anwendungsbereich dieser Bauweise als auch die Angaben zur hydraulischen Belastbarkeit schwanken in den Veröffentlichungen der Fachleute stark. Beispielsweise weichen im Diagramm für die Steingröße von 0,3 m die zulässigen hydraulischen Abflüsse um mehr als den Faktor drei voneinander ab.

Dies liegt einerseits an den unterschiedlich definierten Versagensmechanismen, aber andererseits auch an den jeweils empirisch ermittelten Bemessungsformeln. Die Dimensionierung des Einzelsteines lässt sich durch einen rein physikalischen Kraftansatz mit bekannten Kräften bisher nicht bewerkstelligen. Es gibt zu viele mathematisch nicht quantifizierbare Einflussfaktoren, die nicht exakt berechenbar sind. Daher ist man auf empirische Beiwerte und Bemessungsformeln angewiesen, deren Ermittlung in Modellversuchen zu sehr unterschiedlichen Werten führt.

### 3.2.2 Steinschüttung

Während die LfU in ihrem Leitfaden „Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken“ (1997) die Anwendungsgrenze für die Steinschüttung bei einer luftseitigen Dammneigung von 1 : 8 ansetzt, wird dieser Wert auf Grund neuer Erkenntnisse (SIEBEL ET AL. 2003 und 2004) im neuen Leitfaden „Überströmbare Dämme und Dammscharten“ (2004) auf eine Neigung von 1 : 4 angehoben.

Bei der Steinschüttung werden die Steine lose mit einer bestimmten Schüttdicke auf die Böschung aufgebracht. Bereits bei geringen Abflussänderungen reagieren Steinschüttungen empfindlich und es kann zu Umlagerungen von Steinen kommen (LfU 2004). Der Aufbau einer Steinschüttung ist schematisch in **Abb. 3.5** gezeigt. **Abb. 3.6** enthält ein Ausführungsbeispiel.



**Abb. 3.5** Prinzipskizze einer Steinschüttung (LfU 1997)

Bei den Steinschüttungen sind zwei Versagensarten zu betrachten: zum einen die Erosion des Einzelsteins und zum anderen das Abgleiten des gesamten Deckwerkes auf der Böschung (LfU 2004).



**Abb. 3.6** Hochwasserentlastungsanlage mit Steinschüttung am HRB Binsenklinge-Reihen im Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach (Foto: Queißer 2005)

Für die Stabilität der Steinschüttung ist die Ausbildung eines Korngerüstes von großer Wichtigkeit. Daher wird eine minimale Schüttdicke vorgegeben, die nicht unterschritten werden darf. Die Berechnung erfolgt über die Formel  $\min d_D \approx 1,5 \cdot d_{100}$ .

Die Bemessungsansätze nach dem Leitfaden der LfU von 1997 und dem Leitfaden der LfU von 2004 werden in **Anlage 2** miteinander verglichen. Bei der Bemessung nach dem neuen Leitfaden von 2004 wurde dabei angenommen, dass die Steinschüttung wegen einer Begrünung nicht durchströmt werden kann und daher kein Wasser durch das Deckwerk abfließen kann. Es findet ausschließlich eine Überströmung des Deckwerkes statt.

Wie beim Steinsatz zeigt sich, dass die Bemessung nach dem Leitfaden „Überströmbare Dämme und Dammscharten“ der LfU von 2004 deutlich geringere zulässige Abflüsse ergibt als nach dem alten Leitfaden „Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken“ von 1997. Im Mittel beträgt der zulässige spezifische Abfluss über ein gegebenes Deckwerk nach LfU (2004) nur noch ein Drittel des Wertes nach LfU (1997). Hierfür werden erhöhte Beanspruchungen an das Deckwerk durch hydrodynamische Kräfte verantwortlich gemacht, die erst in dem neuen Bemessungsansatz berücksichtigt werden.

### 3.3 Steinpflaster

Beim Steinpflaster handelt es sich um eine Böschungssicherung aus einem Versatz von Steinen in einem Mörtelbett (Abb. 3.7). Die einzelnen Steine werden ganz oder zum Teil in Magerbeton eingebunden.

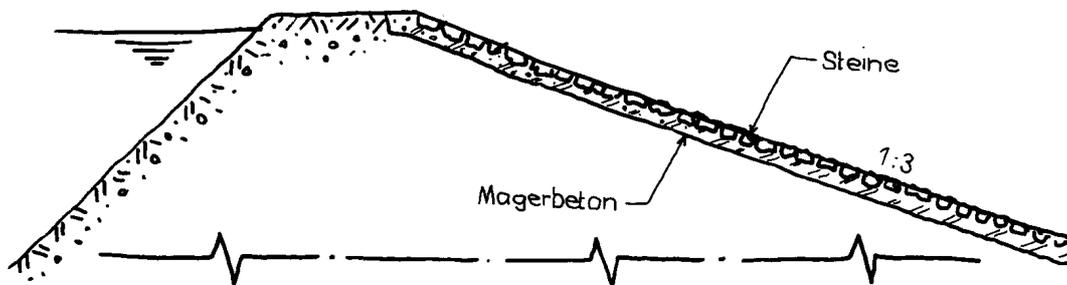


Abb. 3.7 Oberflächensicherung aus Steinpflaster (Quelle: BOSSHARD 1991)

Der Material- und Arbeitsaufwand bei der Lösung mit Steinpflaster ist vergleichbar mit dem Steinsatz. Jedoch ist beim Steinpflaster auf Grund der gewählten Steinform die Rauheit in der Regel geringer, und es entsteht eine relativ glatte Oberfläche. Damit wird eine entsprechend dimensionierte Anlage zur Energieumwandlung am Böschungsfuß erforderlich (BOSSHARD 1991).

In Abb. 3.8 ist ein Ausführungsbeispiel aus Baden-Württemberg dargestellt. Indem einzelne Pflastersteine um wenige Zentimeter aus der mit plattigen Steinen besetzten Überströmstrecke herausragen, wird die Rauheit gezielt erhöht, um die Energieumwandlung auf der Böschungsfäche zu erhöhen.



Abb. 3.8 Hochwasserentlastungsanlage mit Steinpflaster am HRB Waldwimmersbach / Mannbach im Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach (Foto: Queißer 2005)

Der Vorteil gegenüber den Lockerdeckwerken (Steinsatz und Steinschüttung) liegt in der Böschungsneigung, die beim Steinpflaster steiler umgesetzt werden kann. Die Bauweise mit einem Steinpflaster hat jedoch Nachteile bezüglich der Plastizität. Der Verbund aus Steinen und Mörtel bildet einen starren Körper, der mögliche Setzungen des Dammkörpers nach der Fertigstellung nicht ausgleichen kann. Dadurch besteht die Gefahr, dass sich unter dem Steinpflaster Hohllagen bilden, in denen bei einer Überströmung des Dammes gefährliche Sickerströmungen entstehen können. Bei dauerhaftem Materialtransport durch Erosion in Sickerkanälen innerhalb des Deckwerkes kann ein Versagen des Bauwerks nicht ausgeschlossen werden.

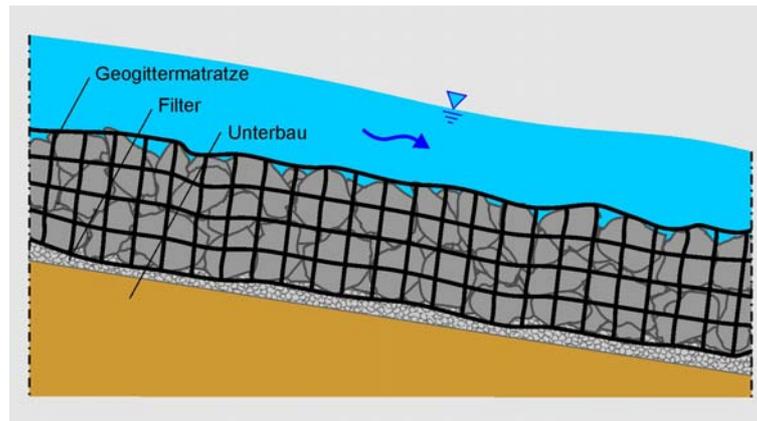
### 3.4 Geogittermatratzen und Steinkörbe

Im Bereich der Ufersicherung mit Gabionen werden Geogittermatratzen bereits erfolgreich eingesetzt (**Abb. 3.9**). Diese Technik lässt sich auch für den Erosionsschutz an überströmbaren Dämmen nutzen. Das Geogitter verhindert die Erosion einzelner Steine und trägt somit zur Stabilisierung des Deckwerkes bei.



**Abb. 3.9** Ufersicherung mit Gabionen aus Geogittermatratzen (Quelle: LfU 2004)

In aktuellen Untersuchungen wurde die Verwendbarkeit von Geogittermatratzen für den Einbau an überströmbaren Dämmen nachgewiesen. Die einsetzbaren Kunststoffe aus Polyethylen (PE), Polypropylen (PP) und Polyamid (PA) besitzen als günstige Materialeigenschaften eine hohe Langzeitstabilität und eine gute Zugfestigkeit. Die Geogitter müssen jedoch vor einer dauerhaften, direkten UV-Einstrahlung geschützt werden, was durch eine Begrünung erfolgen kann (SIEBEL ET AL. 2003 und 2004). **Abb. 3.10** zeigt eine Prinzipskizze des Aufbaus.



**Abb. 3.10** Oberflächensicherung mit Geogittermatratzen (Quelle: LfU 2004)

Die von BOSSHARD (1991) beschriebenen Steinkörbe bestehen aus Drahtbehältern, die mit Steinen gefüllt werden. Die Steinkörbe funktionieren nach dem gleichen Prinzip wie die Geogittermatratzen, weisen jedoch im Gegensatz zu diesen gegebenenfalls eine große Anfälligkeit gegen Korrosion auf. Für eine Anwendung im Hochwasserschutz ist daher ein nachweislich dauerhafter Schutz des Drahtmaterials gegen Korrosion unumgänglich.

Zur Erhöhung der Stabilität von Geogittermatratzen und Steinkörben können diese zusätzlich im Dammkörper verankert werden. Hierzu stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung. Durch die Verankerung entstehen Verbundbauweisen, wie sie in **Kap. 7** behandelt werden. Ein Ausführungsbeispiel nach BIEBERSTEIN ET AL. (1997) wird in **Kap. 7.1** vorgestellt.

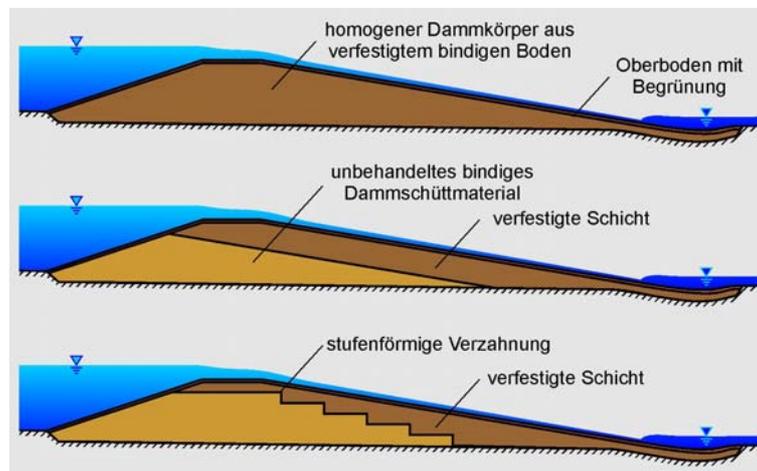
### 3.5 Bodenstabilisierung

Bei der Bodenstabilisierung handelt es sich um ein Verfahren, bei dem der Boden durch die Zugabe eines Bindemittels verfestigt wird. Für den Einsatz von stabilisierten Böden zur Sicherung überströmbarer Dämme liegen bislang nur wenige Erfahrungen vor. ZWESCHPER (2003) hat jedoch durch umfangreiche Laboruntersuchungen den Nachweis erbracht, dass sich aus einem Boden-Bindemittelgemisch grundsätzlich ein Baustoff herstellen lässt, der die Anforderungen an einen überströmbareren Dammkörper erfüllt.

Vor dem Einbau von stabilisierten Böden sind Eignungsuntersuchungen unerlässlich. Hierbei müssen die geeignete Bindemittelart und die richtige Zugabemenge bestimmt werden. Die Herstellung hat unter Beachtung der bekannten Regeln des Erdbaus zu erfolgen.

Für die Standfestigkeit und Langzeitbeständigkeit eines mit Bindemitteln stabilisierten Dammkörpers ist viel weniger die hydraulische Belastung der entscheidende und limitierende Faktor als die Belastung durch Frost-Tau-Wechsel. Daher ist großer Wert auf die Festlegung der Bindemittelmenge zu legen, denn diese hat wesentlichen Einfluss auf die Empfindlichkeit des stabilisierten Bodens gegen Witterungseinflüsse.

In **Abb. 3.11** sind verschiedene Varianten zur Sicherung von überströmbaren Dämmen mit dem Verfahren der Bodenstabilisierung skizziert. Bei kleinen Erddämmen empfiehlt sich die Fertigung eines homogenen Dammkörpers. Bei größeren Dammvolumina stellt das Aufbringen einer ausreichend dicken, stabilisierten Bodenschicht auf der luftseitigen Dammböschung eine Alternative dar.



**Abb. 3.11** Prinzipskizzen zur Bodenstabilisierung (Quelle: LfU 2004)

Die Bedeckung des Dammkörpers mit einer Schicht aus Oberboden mit geeigneter Begrünung ist nicht nur aus landschaftsgestalterischen Gründen anzuraten, denn die Bedeckung bewirkt zugleich einen Schutz des stabilisierten Bodens vor Austrocknung und Frost (ZWESCHPER 2003).

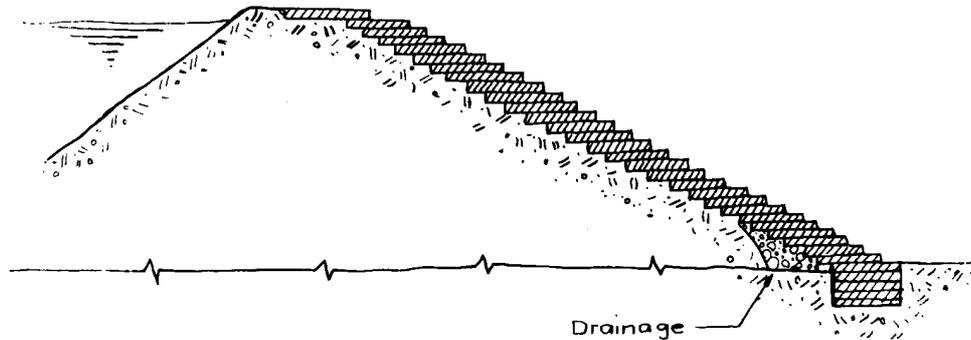
Als Anwendungsbereich der Bodenverfestigung für überströmbare Dämme nennt die LfU (2004) Böschungen, die flacher als 1 : 4 geneigt sind und maximal mit einem spezifischen Abfluss von 1000 l/(sm) belastet werden.

### 3.6 Kaskaden

Die vermutlich älteste Bauweise für Hochwasserentlastungsanlagen besteht in der Erstellung von Kaskaden. Bereits in **Kap. 2.1** wurde als Beispiel die Talsperre in Akarnanien in Griechenland vorgestellt, deren Alter auf über 3.000 Jahre taxiert wird. Auch die beiden Dämme am Khosr-Fluss im heutigen Irak wurden erwähnt, die um 694 v. Ch. gebaut und mit einer treppenförmigen Hochwasserentlastungsanlage versehen wurden (CHANCON 1994).

Mit dem Aufkommen von Walzbeton (Roller Compacted Concret: RCC) in den 80er Jahren des 20. Jahrhunderts erlebten die treppenförmigen Hochwasserentlastungsanlagen an Talsperren eine neue Blüte und das Interesse an dieser Bauweise nahm deutlich zu. BOSSHARD (1991) liefert hierzu mehrere Beispiele aus den USA.

Neben dem Bau von Kaskaden mit Walzbeton bei Hochwasserentlastungsanlagen von Talsperren kommen für kleinere Dammhöhen bei Hochwasserrückhaltebecken auch andere Bauformen in Frage. Treppenförmig angeordnete Betonblöcke oder Quadersteine sind ebenso anwendbar wie beispielsweise Gabionen, aus denen eine Kaskade gebildet werden kann. **Abb. 3.12** zeigt eine Prinzipskizze und **Abb. 3.13** ein Ausführungsbeispiel einer treppenförmigen Hochwasserentlastungsanlage.



**Abb. 3.12** Prinzipskizze einer Kaskade bzw. treppenförmigen Hochwasserentlastungsanlage (Quelle: BOSSHARD 1991)

Kaskaden bieten insbesondere bezüglich der Energieumwandlung große Vorteile. Auf den einzelnen Treppenstufen wird ein Großteil der kinetischen Energie des überströmenden Wassers durch einen hohen Grad an Turbulenz in Wärme und Schall umgewandelt. Hierdurch verringert sich die Belastung auf den Böschungsfuß, wodurch die dort notwendigen Sicherungsmaßnahmen gegen Erosion im Vergleich zu anderen Bauweisen in reduzierter Form ausgeführt werden können.

Treppenförmige Hochwasserentlastungsanlagen besitzen den weiteren Vorteil, dass sie mit vergleichsweise steilen Böschungsneigungen erstellt werden können. Während bei den bisher vorgestellten Bauweisen die Grenze der Anwendbarkeit in der Regel bei luftseitigen Böschungsneigungen von 1 : 4 gesehen wird, können Kaskaden deutlich steiler gebaut werden.

Forschungsarbeiten der zurückliegenden 20 Jahre, die sich mit der Überströmung von treppenförmigen Hochwasserentlastungsanlagen befassen, haben luftseitige Dammböschungen bis zu Neigungen von 1 : 0,7 betrachtet (WAHRHEIT-LENSING 1996 und BOES 2000). Dabei wurden unterschiedliche Modellmaßstäbe verwendet. Der spezifische hydraulische Abfluss betrug dabei umgerechnet auf den Naturmaßstab teilweise mehrere Kubikmeter pro Sekunde und Meter (CHANSON 1994).

Für die Bauweise mit treppenförmig angeordneten Gabionen wird in der Literatur ein Beispiel einer dauerhaft überströmten Wehranlage an der Iller vorgestellt, die mit 1 : 2 geneigt ist (BOES & ÖTZBRUGGER 2004).



**Abb. 3.13** Treppenförmige Hochwasserentlastungsanlage am Sternenweiher im Kanton Zürich (Quelle: BOSSHARD 1991)

Die hydraulischen Vorgänge beim Überströmen einer treppenförmigen Hochwasserentlastungsanlage werden in **Kap. 7.4** beschrieben.

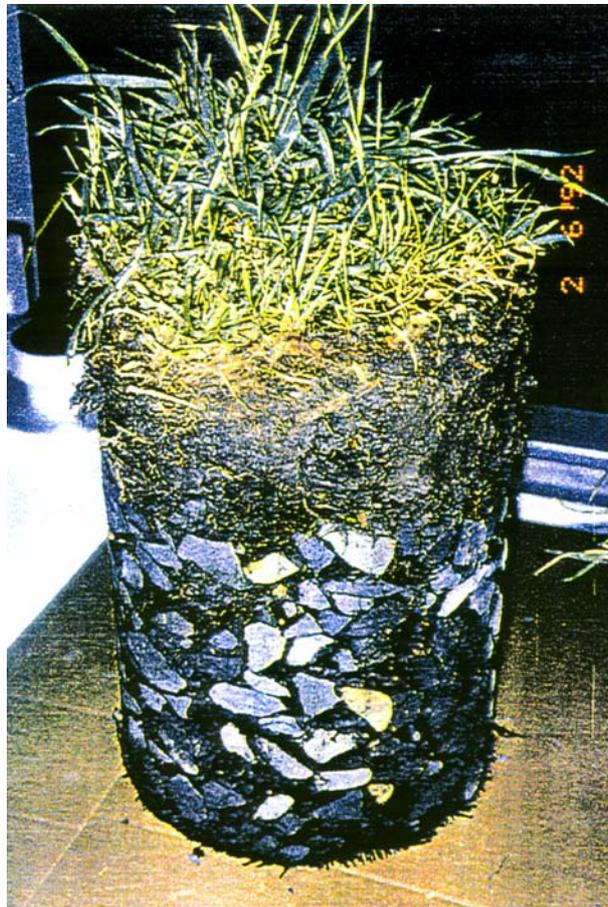
### 3.7 Neuartige Bauweisen

Als neuartige Bauweisen werden in diesem Kapitel zwei Varianten zur Böschungssicherung von Überströmstrecken – Deckwerk aus Mastix-Schotter und Verbundbauweisen – vorgestellt, die in einem Forschungsprojekt an der Universität Karlsruhe untersucht wurden. In **Kap. 5 bis 7** werden die jeweiligen Konzepte zur Böschungssicherung ausführlich behandelt und detailliert vorgestellt.

### 3.7.1 Deckwerk aus Mastix-Schotter

Mastix-Schotter ist ein hochporöses, plastisches und erosionsstabiles Material, das als mittels bituminösem Mörtel gebundener Einkornsplitt bezeichnet werden kann. Auf Grund seiner Materialeigenschaften ist Mastix-Schotter als Deckwerk für die Sicherung von Überströmstrecken sehr gut geeignet (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a).

Seit vielen Jahren wird dieses Material im Wasserbau im Bereich von Ufer- und Böschungssicherungen eingesetzt (SCHÖNIAN 1999 UND KUHN 1971). Der Aufbau eines Deckwerks aus Mastix-Schotter ist mit dem Bohrkern in **Abb. 3.14** dargestellt. Der Bohrkern steht auf einem Filter aus Geogewebe und enthält den Mastix-Schotter sowie eine Schicht aus Oberboden, die begrünt ist. **Abb. 3.15** zeigt ein Ausführungsbeispiel.



**Abb. 3.14** Bohrkern eines Deckwerks aus Mastix-Schotter (Quelle: ELSKENS 1995)

Deckwerke aus Mastix-Schotter werden als kohärente, selbsttragende und dränfähige Oberflächensicherung bemessen. Der Nachweis des statischen Bemessungsansatzes im Rahmen von physikalischen Modellversuchen im Wasserbaulaboratorium ist ein zentraler Bestandteil dieser Arbeit.



**Abb. 3.15** Ausführungsbeispiel einer Dammscharte mit einem Deckwerk aus Mastix-Schotter am Hochwasserrückhaltebecken *Im Bödighheimer Tal* der Stadt Buchen vor der Begrünung (Foto: Bernhart 2003)

Die Anwendungsgrenzen dieser Bauweise wurden für den Leitfaden „Überströmbare Dämme und Dammscharten“ der LfU (2004) mit einem spezifischen Abfluss  $q \leq 1000 \text{ l/(sm)}$  und einer luftseitigen Böschungsneigung von  $n \leq 1 : 6$  festgelegt.

### 3.7.2 Verbundbauweisen

Verbundbauweisen stellen ein ganz anderes Prinzip zur Verwirklichung von Überströmstrecken dar. Bei ihnen handelt es sich um Lösungsansätze für die Stabilisierung überströmbarer Dämme, bei denen der Dammkörper durch den gezielten Einsatz membranartiger Bauelemente (z.B. Geogitter oder Geotextilien) gegen den Strömungsangriff gesichert wird. In diesem Zusammenhang sind beispielsweise rückverankerte Systeme zu nennen (BIEBERSTEIN ET AL. 1997). Aber es sind auch Lösungen denkbar, bei denen der Einsatz von ausreichend großen, mit Geogewebe umhüllten Sandpackungen im Bereich der luftseitigen Dammböschung den zuverlässigen Schutz des Dammbauwerkes im Falle einer Überströmung gewährleistet (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a).

Der Einsatz von Geotextilien lediglich als Unterlage bzw. Verstärkung eines Grasbewuchses oder Lebendverbaus zur Sicherung einer überströmbarer Dammböschung, wie er von BOSSHARD (1991) erwähnt wird, ist dagegen sehr kritisch zu sehen. Modellversuche am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe belegen, dass diese Ausführungsvarianten als nicht erosionsstabil zu bewerten sind (BERNHART 2003).

Grundsätzlich lassen die Verbundbauweisen bei entsprechender Dimensionierung neben erheblich steileren Böschungsneigungen auch eine deutlich größere Belastbarkeit als die kohärenten Deckwerke zu. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden luftseitige Böschungsneigungen von 1 : 2,5 betrachtet, jedoch wurde bislang kein abschließendes Bemessungskonzept aufgestellt. Die Umsetzung dieser Technik kann daher augenblicklich nur als Sonderbauweise erfolgen.

### 3.8 Zusammenfassende Bewertung

Der Überblick über diejenigen Bauweisen für die Böschungssicherung von Überströmstrecken, die für die Anwendung in der Praxis zur Verfügung stehen, zeigt eine gewisse Vielfalt auf. Die in der momentanen Baupraxis verwendeten Sicherungselemente weisen allerdings spezifische Nachteile auf, die für die unterschiedlichen Bauweisen betrachtet und benannt wurden.

In der Praxis werden am häufigsten die Lockerdeckwerke eingesetzt, die entweder als Steinsatz oder als Steinwurf verwirklicht werden können. Die Gegenüberstellung der verschiedenen verfügbaren Bemessungsansätze für diese Bauweise in **Kap. 3.2**, die auf eine unterschiedliche Definition des Versagensfalles zurückzuführen sind, deutet die Schwierigkeiten bei der Dimensionierung an. Je nach verwendeter Bemessungsformel ergeben sich verschiedene Belastbarkeiten.

Den bekannten Dimensionierungsformeln liegt jeweils eine Beschreibung des Versagensfalles zu Grunde, die stark voneinander abweicht. Die Unsicherheiten, die sich durch die Bemessung am Einzelstein ergeben, machen daher Bauweisen zur Sicherung von überströmbaren Dämmen attraktiv, die auf einem flächenhaft wirkenden Sicherungssystem beruhen. Derartige Bauweisen waren für die planenden Ingenieure bisher nicht verfügbar, weshalb in dieser Richtung Forschungsbedarf besteht.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden mit dem kohärenten Deckwerk aus Mastix-Schotter und den Verbundbauweisen zwei Sicherungssysteme untersucht, die die angreifenden Kräfte aus der Über- und Durchströmung des Dammkörpers flächenhaft in diesen ableiten. Damit entfällt die Problematik der Bemessung am Einzelstein und die Böschungssicherungen sind weniger anfällig gegenüber lokalen Überlastungen.

## 4 Anforderungen an landschaftsverträgliche Überströmstrecken

Der Titel *Entwicklung landschaftsverträglicher Bauweisen für überströmbare Dämme* benennt den zentralen Inhalt dieser Arbeit. Als Grundlage für die Behandlung dieses Themas ist es von Bedeutung, die spezifischen Anforderungen zu beschreiben, die an Überströmstrecken von Dämmen und Deichen gerichtet werden.

Die derzeit häufigste Anwendung von überströmbaren Dämmen ist der Bau als Hochwasserentlastungsanlage von Hochwasserrückhaltebecken. Die Anforderungen an die landschaftsverträgliche Gestaltung von überströmbaren Dämmen sind aus diesem Grund eng verknüpft mit den Kriterien, die an die Einbindung von Hochwasserrückhaltebecken in die natürliche Umgebung gestellt werden. Die Formulierung der Zielsetzungen erfolgt daher am Beispiel der Hochwasserrückhaltebecken.

Dabei sind verschiedene Aspekte zu berücksichtigen, die in diesem Kapitel behandelt werden. Zuerst werden in **Kap. 4.1** die Anforderungen besprochen, die sich nach Maßgaben des Natur- und Landschaftsschutzes beim Bau von Hochwasserrückhaltebecken allgemein ergeben. Im darauf folgenden **Kap. 4.2** werden die technischen Gesichtspunkte dargelegt, die speziell bei der Planung, dem Bau und dem Betrieb von überströmbaren Dämmen und Deichen zu beachten sind.

### 4.1 Landschaftsverträgliche Bauweise

Die Zielsetzung, bei der Konstruktion von Hochwasserrückhaltebecken landschaftsverträgliche Bauweisen zu entwickeln, erfordert die Betrachtung sowohl landschaftsgestalterischer als auch gewässerspezifischer Kriterien, die bei der Beurteilung von Bauweisen zu unterscheiden sind (BERNHART 2003).

#### 4.1.1 Landschaftsgestalterische Kriterien

Um Dammbauwerke harmonisch in die Landschaft einzufügen, ist im Längsschnitt des Dammes ein geringer Anstieg der Dammkrone von der Mitte hin zu den Talflanken von Vorteil. Durch die Muldenform wird die optische Barrierewirkung des Dammes abgemildert. Ein im Grundriss leicht geschwungener Verlauf des Dammkörpers in Achsrichtung und ein sanfter Übergang vom Dammkörper zu den Talflanken binden den Damm in der Regel besser in das vorhandene Landschaftsbild ein (ATV-DVWK 2001).

Die Höhe des Absperrbauwerks ist ein weiterer entscheidender Faktor für die Bewertung eines Hochwasserrückhaltebeckens. Niedrige Dämme lassen sich leichter in die Landschaft integrieren und verbessern den optischen Eindruck. Durch den Bau von flachen Böschungen fügt sich ein Damm natürlicher in die Landschaft ein (**Abb. 4.1**).

Um ein Dammbauwerk unauffällig in einem Talraum zu errichten, sind die wasser- sowie luftseitigen Böschungen in jedem Fall zu begrünen. Hieraus ergibt sich eine wesentliche Forderung an die technischen Sicherungselemente von Überströmstrecken, die nach Möglichkeit die Voraussetzung bieten sollen, unter einer Schicht aus humosem Boden verborgen werden zu können.



**Abb. 4.1** Landschaftsverträgliche Einbindung des Hochwasserrückhaltebeckens Bargas am Gaulbach im Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach (Foto: Queißer 2003)

Den angestrebten niedrigen Dammhöhen und flachen Böschungsneigungen bei den Absperrbauwerken von Hochwasserrückhaltebecken lässt sich mit dem Bau von vollständig überströmbareren Dämmen nachkommen. Bei dieser Bauweise kann auf die Berücksichtigung des bei nicht überströmbareren Dämmen unbedingt erforderlichen Freibords verzichtet werden.

Wie sich der Bau von überströmbareren Dämmen ohne Freibord auf die Kubatur des Dammkörpers auswirkt, zeigt der Querschnitt in **Abb. 2.7**. Durch den Wegfall des Freibords wird die Dammhöhe vor allem bei niedrigen Dammbauwerken in Relation zur Gesamthöhe deutlich reduziert. Die flachen Böschungen verursachen in der Regel eine vergrößerte Aufstandsfläche. Inwieweit die Kubatur von überströmbareren Dämmen gegenüber nicht überströmbareren Dämmen ab- oder zunimmt, hängt im Einzelfall von den gewählten Dammneigungen und der Dammhöhe ab. Eine allgemeine Aussage hierzu ist nicht möglich.

Die flachen Böschungsneigungen ziehen eine entsprechend große Aufstandsfläche des Dammkörpers nach sich. Bei manchen Beckenplanungen wird daher die gegensätzliche Forderung erhoben, die Dammböschungen möglichst steil auszubilden, um beispielsweise wertvolle Biotopflächen in ihrem Bestand zu sichern. Auch Kostenaspekte und das verfügbare Platzangebot machen teilweise den Bau von steilen Überströmstrecken notwendig. Für diese Anwendungsfälle sind ebenfalls Bauweisen für überströmbare Dämme zu entwickeln.

#### 4.1.2 Gewässerspezifische Kriterien

Aus ökologischer Sicht stellt der Damm eines Hochwasserrückhaltebeckens eine Barriere dar, die sowohl die aquatische als auch die amphibische und terrestrische Durchgängigkeit beeinträchtigen kann. Diese Bauwerke durchschneiden den Talraum quer zur Fließrichtung eines Bach- oder Flusslaufes, wodurch zwangsläufig der ursprüngliche Zustand des Tales verändert wird.

Fließgewässer bilden mit ihren Uferstreifen und den gewässerbegleitenden Landschaftselementen eine ökologisch sehr eng verzahnte Einheit (BERNHART 2003). Um die Durchgängigkeit der Fließgewässer durch den Bau von Hochwasserrückhaltebecken nicht zu behindern oder gar zu unterbrechen, müssen die natürlichen Strukturen des Gewässerbetts und der Uferzonen in einem ökologisch gestalteten, offenen Durchlass durch den Dammkörper hindurchgeführt werden.

Bei den in dieser Arbeit schwerpunktmäßig betrachteten sehr kleinen, kleinen und – mit Einschränkungen – mittleren Hochwasserrückhaltebecken (DIN 19700-12:2004-07) ist auf jeden Fall eine Lösung mit offenem Durchlass zu bevorzugen, um die Durchgängigkeit zu gewährleisten. Derartige Durchlässe stellen im Allgemeinen nur ein geringes Wanderhindernis für die Tierwelt dar. Lediglich im Hochwasserfall werden sie für die Zeit des Einstaus der Hochwasserrückhaltebecken unpassierbar (ATV-DVWK 2001).

In **Abb. 4.2** werden zwei Varianten für die Gestaltung von Durchlässen gegenübergestellt. Das linke Bild enthält eine Bauweise, die als wenig durchgängig eingestuft werden kann. Durch die glatte Betonsohle des Rohrdurchlasses und den mangelnden Lichteinfall wird die aquatische Durchgängigkeit massiv eingeschränkt. Die amphibische und terrestrische Durchgängigkeit sind nicht gegeben.

Im rechten Foto dagegen ist ein offener Durchlass zu sehen, der zwei getrennte Öffnungen enthält. Dadurch wird der ökologische Durchlass vom Hochwasserabfluss hydraulisch entkoppelt, was nach BERNHART (2003) die optimale Konstellation für einen im Hinblick auf die Durchgängigkeit funktionierenden Durchlass ist. Durch die natürlichen Sohlstrukturen und die optimalen Lichtverhältnisse wird die aquatische Durchgängigkeit sichergestellt. Die

offene Bauweise mit einer naturnahen Wasserwechselzone samt Bewuchs bietet beste Voraussetzungen, um auch die amphibische und die terrestrische Durchgängigkeit zu erzielen.

Bei einer Exkursion mit Fachleuten verschiedener Disziplinen aus Behörden, Universitäten und Ingenieurbüros unter Federführung der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg wurden im Mai 2003 diverse Hochwasserrückhaltebecken in Baden-Württemberg begutachtet. Die Bewertung der Durchgängigkeit der einzelnen Durchlässe durch die Teilnehmer fiel sehr unterschiedlich aus, obwohl alle besuchten Hochwasserrückhaltebecken in den zurück liegenden zehn Jahren gebaut wurden und damit neueren Datums sind (LfU 2003).



**Abb. 4.2** Ökologische Durchgängigkeit von Durchlässen

Linkes Bild: Hochwasserrückhaltebecken Binsenklinge im Einzugsgebiet  
Elsenz/Schwarzbach (Foto: Queißer 2005)

Rechtes Bild: Hochwasserrückhaltebecken Stadtseebach im Einzugsgebiet der  
Sulm (Foto: Queißer 2005)

Die Exkursion hat deutlich unterstrichen, dass bezüglich der Durchgängigkeit von Fließgewässern an Dammbauwerken und der Gestaltung der dazu erforderlichen Durchlässe noch Entwicklungsbedarf besteht (BERNHART 2003). In diesem Zusammenhang wird auf laufende Forschungsprojekte am Institut für Wasser und Gewässerentwicklung der Universität Karlsruhe und am Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart hingewiesen.

## 4.2 Technische Anforderungen

Staudämme sind an ihrer Oberfläche erosionsempfindlich. Daher ist eine Überströmung des Dammkörpers durch technische Einrichtungen zur Hochwasserabfuhr und durch ein ausreichend bemessenes Freibord unbedingt auszuschließen (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a).

Bei der Konzeption von überströmbaren Dämmen wird gezielt von dem Grundsatz abgewichen, eine Überströmung unter allen Umständen zu verhindern. Um den erosiven Strömungskräften bei einer Überströmung des Dammkörpers standhalten zu können, muss die luftseitige Böschung gegen diesen Lastfall gesichert werden. Ausgangspunkt für die hier vorgestellten Forschungsarbeiten zur Entwicklung von Sicherungssystemen für überströmbare Dammböschungen waren einige Festlegungen, die für die Untersuchungen getroffen wurden. Folgende Vorgaben wurden zu Grunde gelegt:

- Die Sicherungssysteme für überströmbare Dammböschungen müssen statisch nachweisbar sein.
- Die ausgewählten Sicherungselemente sollen weder durch Beweidung, Wühltierbefall und Vandalismus noch durch witterungsbedingte Einflüsse wie z. B. Frost oder Trockenheit in ihrer Stabilität beeinträchtigt werden.
- Überlegungen zu einer begrenzten Dauer der Überströmung bleiben außer Acht, da hierzu nach BRAUNS ET AL. (1992) keine rechnerischen Ansätze vorliegen.
- Die Böschungssicherungen müssen für eine großflächige Anwendung technisch geeignet und daher möglichst preisgünstig sein.

Aus den aufgelisteten Punkten lässt sich die Zielsetzung ableiten, quantitativ erprobte und technisch anwendungsreife Bauweisen für die Sicherung von überströmbaren Dämmen zu entwickeln.

Um die Eignung von Systemen für die Sicherung von luftseitigen Dammböschungen bei Überströmstrecken zu beurteilen, ist das Zusammenwirken des überströmbaren Dammes mit dem Untergrund zu betrachten. Denn im Vergleich zu konventionellen Dammbauwerken mit aufgestautem Potential zeichnen sich überströmbare Dämme durch die besondere Beanspruchung des luftseitigen Dammbereiches aus.

Nachfolgend werden die Gesichtspunkte aufgeführt, die für die Stabilität der luftseitigen Dammböschung überströmbarer Dämme maßgebend werden können. Auf die Behandlung der erforderlichen erdstatischen Nachweise der Dämme wird verzichtet und auf die entsprechende Fachliteratur verwiesen.

Als wichtigste Anforderung an das Sicherungselement einer Überströmstrecke ist die Widerstandsfähigkeit gegen die hydraulische Belastung zu nennen. Diese Eigenschaft ist unbedingte Voraussetzung für die Verwendung als luftseitiger Böschungsschutz, um eine Standfestigkeit des Dammkörpers zu erzielen.

Die eingesetzten Bauweisen müssen eine zuverlässige Langzeitstabilität aufweisen. In den meisten Fällen werden Überströmstrecken nur bei extremen Hochwasserereignissen genutzt. Die Dauerhaftigkeit des Dammbauwerkes muss garantiert sein, damit das Sicherungselement auch nach vielen Jahren bzw. Jahrzehnten, in denen es u. U. nicht in Anspruch genommen wurde, voll funktionstüchtig und erosionsstabil ist.

Da die Absperrdämme in der Regel aus wasserdurchlässigem Erdbaustoff bestehen und sie daher bei Einstau durchströmt werden, muss die Oberflächensicherung eine hohe Wasserdurchlässigkeit besitzen, damit die Sickerströmung keinen Druck auf die Böschungssicherung ausüben kann.

Ein weiteres Kriterium bei der Auswahl eines geeigneten Materials zur Stabilisierung einer überströmten Böschung ist die Erosionsstabilität. Die auf die luftseitige Böschung wirkenden Strömungskräfte dürfen nicht zu einem Abtrag von sicherheitsrelevanten Böschungsteilen führen. Positiv sind im Hinblick auf den Schutz vor Erosionsschäden Bauweisen zu bewerten, die ohne Fugen hergestellt werden können, da Fugen stets einen besonderen Angriffspunkt für die Strömung bilden.

Von Vorteil sind insbesondere Materialien, die auf Grund ihrer Plastizität mögliche Setzungen des Dammkörpers ausgleichen können. Solange die Verformungen moderat ausfallen, sollte das Sicherungselement in der Lage sein, diese annehmen zu können.

Als letztes Kriterium an landschaftsverträgliche Bauweisen für überströmbare Dämme wird die Möglichkeit zur Begrünung erwähnt. Aus technischer Sicht muss es zulässig sein, das gewählte Sicherungselement unter einer Schicht aus Oberboden zu verbergen, um den Erfordernissen des Landschaftsschutzes zu genügen. Bei der Aussaat z. B. einer Grasmischung ist auf die in der Regel trockenen Standortverhältnisse Rücksicht zu nehmen. Die Grassorten sind den standortspezifischen Bedingungen anzupassen.

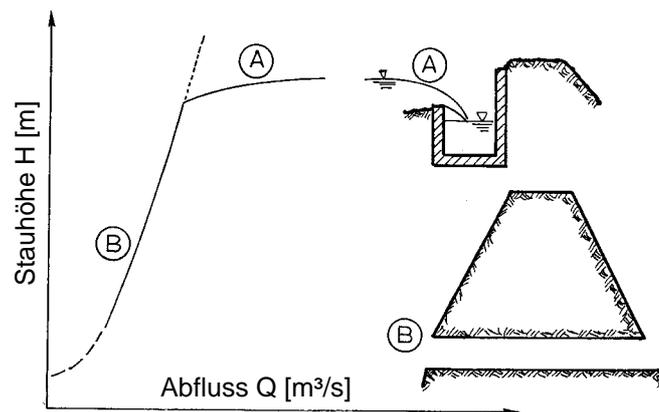
Insgesamt lassen sich nach BIEBERSTEIN ET AL. (2004a) für Böschungssicherungen zusammenfassend folgende technische Anforderungen definieren:

- Widerstandsfähigkeit gegen Überströmung
- Dauerhaftigkeit/Langzeitstabilität
- zuverlässig hohe Wasserdurchlässigkeit
- Erosionsstabilität und Fugenlosigkeit
- Verformbarkeit/Plastizität (wegen möglicher Setzungen)
- Möglichkeit zur Begrünung

Wenn die hier aufgelisteten Aspekte bei der Konzeption der Bauweisen von überströmbaren Dämmen berücksichtigt werden, kann die Standfestigkeit des Dammkörpers auch beim Lastfall Überströmung gewährleistet werden.

### 4.3 Überlastbarkeit

Im DVWK-MERKBLATT 202 (1991) werden Hochwasserentlastungsanlagen an Rückhaltebecken in hydraulisch überlastbare und hydraulisch nicht überlastbare Bauwerke untergliedert (**Abb. 4.3**). Hinsichtlich der Bauwerkssicherheit sind generell die hydraulisch überlastbaren Anlagen zu bevorzugen (ATV-DVWK 2001), zu denen die überströmbaren Dämme zählen (LFU 2004).



**Abb. 4.3** A: überlastbarer Freispiegelabfluss; B: nicht überlastbarer Druckabfluss  
(Quelle: DVWK 1991)

Als überlastbar werden Hochwasserentlastungsanlagen bezeichnet, „bei denen der Beckenwasserstand im gesamten Abflussbereich ausschließlich von Höhenlage, Größe und Form des Einlaufquerschnittes abhängt. Die Abflussleistung wird dann nur vom Einlaufquerschnitt kontrolliert“ (DVWK 1991). Im gesamten Bereich der Entlastungsanlage stellt sich freier Abfluss ein.

Bei nicht überlastbaren Anlagen wird der Wasserstand im Rückhaltebecken spätestens bei Überschreitung des Bemessungsabflusses von den Energieverlusten bestimmt, die bei der Durchströmung der Hochwasserentlastungsanlage auftreten. Damit regelt das gesamte Bauwerk die hydraulische Leistungsfähigkeit und es tritt rückgestauter Abfluss auf (DVWK 1991).



## 5 Deckwerk aus Mastix-Schotter

Nachdem in **Kap. 4** die Anforderungen an Überströmstrecken allgemein behandelt wurden, wird in diesem Kapitel Mastix-Schotter als ein Baumaterial zur technischen Sicherung von überströmbaren Damm- und Deichböschungen ausführlich vorgestellt.

In **Kap. 5.1** werden die charakteristischen Materialeigenschaften des Mastix-Schotters beschrieben, wegen denen sich dieser Baustoff besonders für die Anwendung als Sicherungselement bei Überströmstrecken eignet.

Mastix-Schotter ist ein im Wasserbau gebräuchliches Material. Die bisher üblichen Anwendungen beispielsweise zur Ufer- und Böschungssicherung sowie im Küstenschutz werden in **Kap. 5.2** dargelegt.

Der theoretische Bemessungsansatz eines Deckwerkes aus Mastix-Schotter an Überströmstrecken basiert auf dem Kräftegleichgewicht an einem Böschungselement. Der daraus abgeleitete statische Nachweis wird in **Kap. 5.3** erläutert.

Das Deckwerk aus Mastix-Schotter wird als selbsttragendes Sicherungselement bemessen, d. h. die einwirkenden Kräfte werden durch Reibung direkt in den Dammkörper abgetragen. Die Ermittlung der Reibungseigenschaften mittels Scherversuchen (**Kap. 5.4**) ist daher eine wichtige Voraussetzung zur Bestimmung der Belastbarkeit des Materials.

Der theoretisch aufgestellte Bemessungsansatz wurde im Rahmen von Modellversuchen in einer Kipprinne überprüft. In **Kap. 5.5** sind die Ergebnisse der Untersuchungen zusammengefasst.

Das Gesamtsystem einer Überströmstrecke mit Dammkrone, luftseitiger Dammböschung und Dammfuß wurde in einem Halbdamm-Modell betrachtet (**Kap. 5.6**). Anhand der Versuchsreihen konnte die grundsätzliche Einsatzmöglichkeit von Mastix-Schotter zur Böschungssicherung an Überströmstrecken verifiziert werden. Weiterhin wurden im Halbdamm-Modell auf der Basis von experimentellen Untersuchungen die Abmessungen für den Kolkbereich am Dammfuß festgelegt.

Die Ausführungen zur Gestaltung von Deckwerken aus Mastix-Schotter werden durch die Behandlung der konstruktiven Details in **Kap. 5.7** abgerundet. Die qualitätsgesicherte Bauausführung ist unter Sicherheitsaspekten eine unbedingte Voraussetzung für den störungsfreien Betrieb einer Überströmstrecke mit einem Deckwerk aus Mastix-Schotter.

Abschließend werden in **Kap. 5.8** die Dimensionierungsregeln zusammengefasst und die Anwendungsgrenzen für diese Art der Böschungssicherung benannt.

## 5.1 Eigenschaften von Mastix-Schotter

Mastix-Schotter ist ein mittels bituminösem Mörtel gebundener Einkornsplitt. Das Material besitzt im Hinblick auf die Nutzung als technisches Sicherungselement an Überströmstrecken sehr günstige Eigenschaften, weshalb es für den Einsatz als Deckwerk auf überströmbaren Dammböschungen prädestiniert ist.

Die charakteristischen Merkmale des Mastix-Schotters liegen vor allem in seiner hohen Porosität bei gleichzeitig starkem Zusammenhalt der einzelnen Körner. Die Mastix besteht im Wesentlichen aus Sand, Füller und Bitumen. Diese Mischung umhüllt den Zuschlagstoff mit einer dünnen Schicht von 1 bis 1,2 mm Dicke und fixiert somit nach dem Abkühlen das Korngerüst, damit dieses einer Überströmung standhalten kann. Mastix-Schotter behält seine Eigenschaften bei, auch wenn er Witterungseinflüssen ausgesetzt ist (TAW 2002).

Auf Grund seiner Konsistenz bildet der Mastix-Schotter ein dränfähiges und kohärentes Deckwerk. Da das Deckwerk aus Mastix-Schotter – wie in **Kap. 5.3** erläutert wird – als selbsttragende Böschungssicherung bemessen wird, ist die hohe Durchlässigkeit des Materials von entscheidender Bedeutung. Alle angreifenden Kräfte müssen durch Reibung direkt in den Dammkörper abgeleitet werden. Diese Kraftübertragung muss im Besonderen während einer Durchströmung des Dammkörpers gewährleistet sein. Die hohe Porosität des Mastix-Schotters sorgt dafür, dass keine Wasserdruckkräfte aus dem Dammkörper heraus auf das Deckwerk wirken können, da ansonsten die Übertragung der Kräfte vom Deckwerk in den Dammkörper vermindert würde. Damit ist die Kraftübertragung auch während eines anhaltenden Einstaus des überströmbaren Dammkörpers bei gleichzeitiger hydraulischer Beanspruchung des Deckwerks erfüllt.

Die Mastix erzeugt einen starken Zusammenhalt der einzelnen Steine des Mastix-Schotters. Dadurch bildet sich ein kohärentes Deckwerk aus, bei dem der Versagensfall nicht wie bei den Lockerdeckwerken mit der Erosion eines Einzelsteins gleichzusetzen ist. Die Fixierung der Steine untereinander ist so stark, dass ein zahlreiches Herauslösen einzelner Körner durch die Strömungskräfte ausgeschlossen werden kann. Lediglich isolierte Steine der obersten Deckwerkschicht, die beim Einbau nicht fest mit den Nachbarsteinen verbunden werden, können bei einer Überströmung weggespült werden. Die Stabilität des Deckwerks ist dadurch in keiner Weise gefährdet. Der Deckwerkskörper wird infolgedessen für die Bemessung als ein Element betrachtet.

Durch das Bitumen erhält das Material eine gewisse Plastizität, die eine wichtige Voraussetzung für den Einsatz als Böschungssicherung an Überströmstrecken ist. Das Deckwerk ist durch die Verformbarkeit in der Lage, mögliche Setzungen des Dammkörpers mitzumachen und somit die Bildung von kritischen Hohllagen unterhalb des Mastix-Schotters zu verhindern. Derartige Hohllagen sind stets auszuschließen, da ansonsten Sickerkanäle entstehen können, in denen es bei einer Durch- bzw. Überströmung zu nicht zulässigem Materialtransport im Dammkörper käme, der die Stabilität gefährden würde.

## 5.2 Bekannte Anwendungen

Mastix-Schotter ist im Wasserbau ein gebräuchliches Material und wird seit vielen Jahren in verschiedenen Bereichen eingesetzt. Im Folgenden wird ein Überblick über unterschiedliche Anwendungsmöglichkeiten gegeben.

KUHN (1971) beschreibt die Erprobung von Deckwerken auf den Böschungen von Schifffahrtsstraßen. Am Rhein-Main-Donau Kanal wurden hierzu umfangreiche Naturversuche durchgeführt. Zielsetzung war die Entwicklung neuer Bauweisen zur Ufersicherung, die dem Strömungsangriff des Schraubenstrahls standhalten (**Abb. 5.1**). Im Rahmen der Untersuchungen hat das Deckwerk aus Mastix-Schotter auf Sandasphalt sowohl technisch als auch wirtschaftlich am besten abgeschnitten. Filter- und Deckschicht erfüllen die mechanischen und geotechnischen Anforderungen, die an derartige Ufersicherungen gestellt werden.



**Abb. 5.1** Belastung des Deckwerks aus Mastix-Schotter mit einem Schraubenstrahl  
(Quelle: KUHN 1971)

SCHÖNIAN (1999) stellt in seinem Buch mehrere Ausführungsbeispiele von Deckwerken aus Mastix-Schotter vor. Beispielsweise ist dort das Foto aus **Abb. 5.2** zu finden, welches eine Luftbildaufnahme einer Überströmstrecke zur kontrollierten Flutung des Gebietes Tielrodebroek in Belgien zeigt.



**Abb. 5.2** Luftseitige Böschungssicherung mit Mastix-Schotter an einer Überströmstrecke des Überflutungsgebietes Tielrodebroek in Belgien (Quelle: SCHÖNIAN 1999)

In **Abb. 5.3** ist ein Beispiel einer ausgeführten Ufersicherung mit einem Deckwerk aus Mastix-Schotter dargestellt. Das Deckwerk wird durch den starken Bewuchs verborgen und ist daher aus der Distanz nicht mehr zu erkennen. Die Begrünung ist aus Gründen der Landschaftsverträglichkeit bei dieser Bauweise ein wesentlicher Aspekt. Das Foto verdeutlicht, dass sich trotz der porösen Struktur des Mastix-Schotters, die einen sehr trockenen Standort nach sich zieht, eine kräftige Vegetation entwickeln kann. Auf den ersten Blick ist nicht zu sehen, dass sich unter den Pflanzen eine technische Ufersicherung befindet.



**Abb. 5.3** Begrünte Ufersicherung aus Mastix-Schotter am Mittellandkanal zwei Jahre nach dem Einbau (Foto: SCHÖNIAN 1989 aus SCHÖNIAN 1999)

Ähnlich der Anwendung als Ufersicherung kann ein Deckwerk aus Mastix-Schotter auch zum Küstenschutz verwendet werden. **Abb. 5.4** enthält das Beispiel einer Deichsicherung, die die Küste gegen die Belastungen durch Wellenangriff sichert. Das Foto verdeutlicht, dass das Material auch starken hydrodynamischen Belastungen standhalten kann.



**Abb. 5.4** Mastix-Schotter als Deichschutz gegen Wellenangriff (Quelle: BITUMARIN BV)

Der großflächige Einbau von Mastix-Schotter wird in **Abb. 5.5** am Beispiel des Canal du Centre in Belgien gezeigt. Auf dem Bild ist das Auftragen des Deckwerks auf die Böschung mit Hydraulikbaggern gut zu erkennen. Einzelheiten zur Fertigungstechnik werden in **Kap. 5.8** näher beleuchtet.



**Abb. 5.5** Großflächige Anwendung von Mastix-Schotter am Canal du Centre in Belgien (Foto: Bitumar 1986)

Die Zusammenstellung der Anwendungsbeispiele dokumentiert die Vielfalt der Einsatzmöglichkeiten von Mastix-Schotter im Wasserbau. Um diese Bauweise auch als Deckwerk bei überströmbaren Dämmen und somit bei sicherheitsrelevanten Bauwerken mit teilweise hohem Schadenspotential zur Verfügung stellen zu können, war es erforderlich, einen theoretischen Bemessungsansatz aufzustellen und diesen in Modellversuchen nachzuweisen.

### 5.3 Theoretischer Bemessungsansatz

Für die Verwendung von Mastix-Schotter als Böschungssicherung an Überströmstrecken fehlte bislang ein statischer Bemessungsansatz. Ausgeführte Überströmstrecken beispielsweise im Zusammenhang mit Notentlastungen an der Schelde (**Abb. 2.5**) wurden auf Grundlage von rein empirischen Untersuchungen gebaut.

Für den gewünschten Einsatz von Mastix-Schotter an Hochwasserentlastungsanlagen von Hochwasserrückhaltebecken ergab sich daher die Notwendigkeit, einen theoretischen, statisch nachweisbaren Bemessungsansatz zu entwickeln.

Der hier vorgestellte Ansatz nach LARSEN ET AL. (1986) verfolgt das Konzept der selbsttragenden Böschungssicherung. Dabei werden die Einwirkungen aus der Überströmung, der Sickerströmung im Deckwerk und der Gewichtskomponente über Reibung an der Unterseite des Deckwerks direkt in den Dammkörper übertragen. Über die Länge des Deckwerks summieren sich daher keine Kräfte auf, weshalb bei selbsttragenden Deckwerken keine Stützbauwerke zum Ableiten von böschungsp parallelen Kräften benötigt werden.

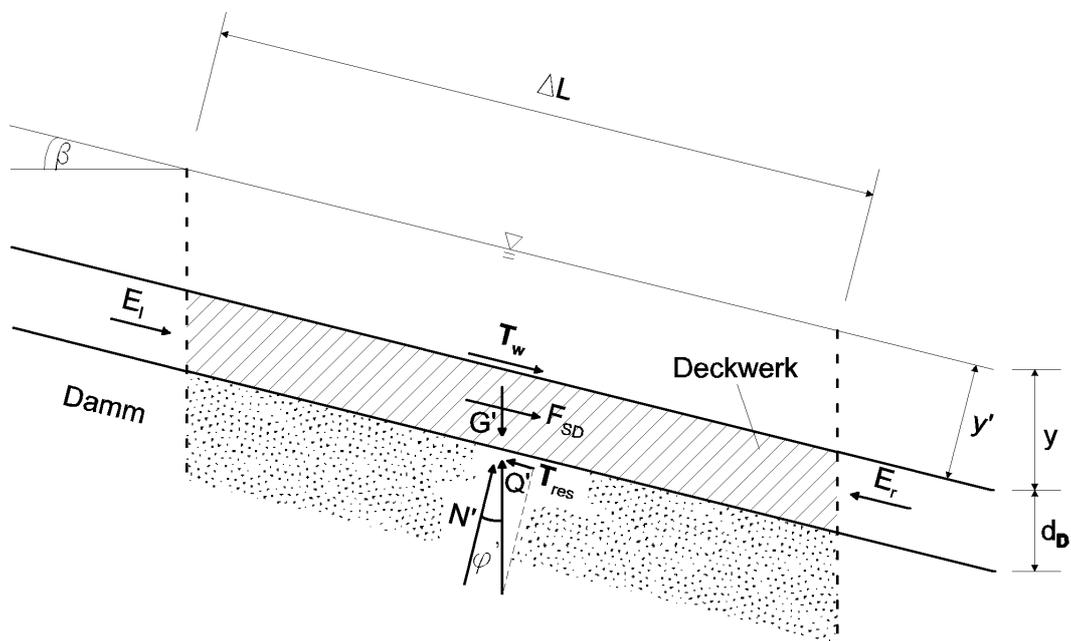
Die Ausbildung eines gestützten Deckwerks wurde nicht in Betracht gezogen, da der Versagensmechanismus im Grenzzustand sehr komplex ist. Beispielsweise liegen keine Erfahrungen über das Kraft-Verformungsverhalten von Mastix-Schotter vor. Nicht selbsttragende Böschungssicherungen sind für sich genommen nicht standsicher. Nur wenn zusätzliche Haltekräfte bzw. Widerstände wie z. B. eine Aufhängung im Kronenbereich des Dammkörpers oder eine Stützung am Dammfuß mobilisiert werden, kann ein solches Deckwerk am Abgleiten gehindert werden.

#### 5.3.1 Entwicklung des Bemessungsansatzes

Um einen theoretischen Bemessungsansatz formulieren zu können, muss ein Versagenskriterium festgelegt werden. Da die selbsttragende Böschungssicherung nur soweit hydraulisch belastet werden kann, solange der vollständige Abtrag der resultierenden Schubspannungen in der Fläche erfolgt, wird der Grenzzustand, in dem das Abgleiten beginnt, als Versagen des Deckwerks aus Mastix-Schotter oder allgemein eines kohärenten Deckwerks definiert.

Bei einer selbsttragenden Böschungssicherung genügt zur Untersuchung der Standsicherheit die Betrachtung eines einzelnen Böschungselements. Dieses Element repräsentiert einen Abschnitt des Deckwerks, der im Bereich des Normalabflusses der Überströmstrecke liegt.

„Die an einem entsprechenden Böschungselement des Deckwerks infolge Überströmung angreifenden Kräfte sind in **Abb. 5.6** im Einzelnen dargestellt und bezeichnet. Hieraus wird deutlich, dass am Deckwerk nicht nur Schubkräfte  $T_w$  entlang der Oberfläche wirken. Es sickert auch innerhalb des Deckwerks Wasser und überträgt auf dieses die Strömungskraft  $F_{SD}$ . Somit kann das Deckwerk nicht nur durch erosiven Strömungsangriff zerstört werden, sondern das als stabiles Paket angenommene Deckwerk kann auf Grund dieser Strömungskraft auf der Dammoberfläche abgleiten“ (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a).



$N'$	} Reaktionskräfte in der Gleitfuge [N/m]		
$T_{res}$			
$Q'$			
$\varphi'$	Reibungswinkel im Deckwerksauflager [°]	$T_w$	Schubspannungsergebnis bei Überströmung [N/m]
$G'$	Deckwerksgewicht unter Auftrieb	$y$	Mittlere Dicke der Wasserschicht [m]
$E_l \cong E_r$	Erddruckkräfte [N]	$d_D$	Dicke des Deckwerkes [m]
$F_{SD}$	Strömungskraft [N/m]	$\beta$	Böschungswinkel [-]

**Abb. 5.6** Einzelelement einer hangparallel durch- und überströmten Böschung  
(nach: LARSEN ET AL. 1986)

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

$$\eta = \frac{\sum \text{haltende Kräfte}}{\sum \text{treibende Kräfte}} \quad (5.1)$$

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

- Haltende Kräfte:

Scherfestigkeit in der Gleitfuge:  $T_{\text{res}} = N' \cdot \tan \varphi' = G' \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi'$

- Treibende Kräfte:

Schubspannungsergebnende aus Überströmung:  $T_W = \gamma_W \cdot y \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta \cdot \Delta l$

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

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

Hangabtriebskraft:  $H = G' \cdot \sin \beta$

Damit wird Gleichung (5.1) zu:

$$\eta = \frac{T_{\text{res}}}{H' + F_{SD} + T_W} = \frac{\gamma'_D \cdot d_D \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi'}{\sin \alpha \cdot (\gamma'_D \cdot d_D + \gamma_W \cdot d_D + \gamma_W \cdot y)} \quad (5.2)$$

Aus der obigen Standsicherheitsanalyse (Gleichung (5.2)) wird deutlich, dass die Summe der treibenden Kräfte – abgesehen von Materialparametern und der Böschungsneigung – in erster Linie von der Dicke des Wasserpolsters  $y$  auf der Böschung abhängt. Die widerstehenden Kräfte werden neben den vorhandenen Materialparametern ausschließlich von der Stärke des Deckwerks  $d_D$  bestimmt.

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

Auf einen Ansatz von Kohäsion auf der Seite der haltenden Kräfte wurde verzichtet. Auf Grund der generell geringen Verlässlichkeit der Kohäsionsfestigkeit künstlich eingebauter Erdstoffe und in Anbetracht der Tatsache, dass Kontaktflächen zwischen unterschiedlichen Bauelementen bzw. Baustoffen hier maßgeblich werden, wäre jedweder Ansatz einer Kohäsionsfestigkeit verfehlt“ (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a).

Der Vorteil des vorgestellten Bemessungsansatzes liegt darin, dass die relevanten Kräfte eindeutig bestimmt werden können. Da es sich beim Mastix-Schotter um ein kohärentes Deckwerk handelt, entfällt im Vergleich zu den Lockerdeckwerken die Bemessung am

Einzelstein. Der hydrodynamische Belastungsanteil durch Liftkräfte muss nicht berücksichtigt werden, da sich daraus keine über die Fläche wirkende Auftriebskraft ergibt (DITTRICH 1998), die zu einer Reduzierung der Belastbarkeit des Deckwerks führen würde.

### 5.3.2 Hydraulische Belastung des Deckwerks

Die entscheidende Eingangsgröße für die geotechnische Bemessung eines kohärenten Deckwerks ist die Abflusstiefe  $y$ , die die aus der Überströmung resultierende hydraulische Belastung auf das Deckwerk charakterisiert.

BIEBERSTEIN ET AL. (2004a) legten dar, dass sich bei den hier betrachteten Abflussgrößen bereits nach spätestens 10 m Fließstrecke auf einer überströmten Böschung schießender Normalabfluss einstellt. Die genaue Länge der Fließstrecke, bis der schießende Normalabfluss erreicht wird, hängt von der Abflussgröße und der Böschungsneigung ab. Die stationären Abflussbedingungen stellen die für die Bemessung maßgebende hydraulische Belastung dar.

Die Abflusstiefe  $y$  kann für den gleichförmigen Abfluss mit der Formel nach Gauckler, Manning und Strickler berechnet werden. Für den spezifischen Abfluss  $q$  gilt unter Berücksichtigung der Kontinuitätsgleichung:

$$q = k_{St} \cdot y \cdot R_h^{2/3} \cdot I_e^{1/2} \quad (5.3)$$

mit:  $y$ : Wassertiefe [m]  
 $k_{St}$ : Reibungsbeiwert [ $m^{1/3}/s$ ]  
 $R_h$ : Hydraulischer Radius [m]  
 $I_e$ : Energieliniengefälle [-]

Bei Überströmstrecken kann in der Regel die Berechnung des hydraulischen Radius'  $R$  mit der Vereinfachung für breite Gerinne erfolgen:

$$R_h \approx y \quad (5.4)$$

Durch Einsetzen der Gleichung (5.4) in Gleichung (5.3) ergibt sich:

$$y = y_N = \left[ \frac{q}{k_{St} \cdot I_e^{1/2}} \right]^{3/5} \quad (5.5)$$

Mit der Formel (5.5) wird die hydraulische Belastung des Deckwerks durch Überströmung erfasst. Die Wassertiefe  $y$  geht als wesentlicher Parameter in die Berechnung der erforderlichen Deckwerksdicke ein.

### 5.3.3 Berechnung der erforderlichen Deckwerksdicke

Im Folgenden wird die Berechnung der erforderlichen Deckwerksdicke für den hochporösen, kohärenten Mastix-Schotter hergeleitet. Je größer dabei die auftretenden Schubkräfte sind, die in das Damminnere abgeleitet werden müssen, desto mächtiger muss die Böschungssicherung aufgetragen werden, um ein Abgleiten des Deckwerks zu verhindern.

Aus Gleichung (5.2) wird zum Nachweis der Gleitsicherheit abgeleitet:

$$\eta_G = \frac{\tan \varphi' / \tan \beta}{\frac{\gamma_W}{\gamma'_D} \cdot \left( \frac{y}{d_D} + 1 \right) + 1} \quad (5.6)$$

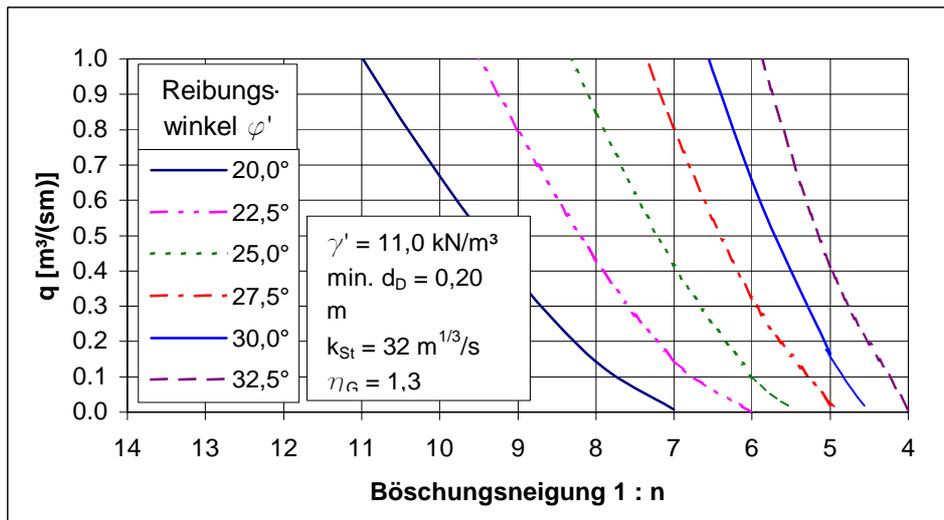
Durch Umformung von Gleichung (5.6) ergibt sich die mindestens erforderliche Deckwerksdicke  $\min d_D$  zu:

$$\min d_D = \frac{\gamma_W \cdot y}{\frac{\gamma'_D \cdot \tan \varphi'}{\eta_G \cdot \tan \beta} - \gamma_W - \gamma'_D} \quad (5.7)$$

Zur Einhaltung der Gleitsicherheit ist ein minimaler Sicherheitsbeiwert von  $\eta_G = 1,3$  nachzuweisen. Um die erforderliche Dicke des Mastix-Schotters zu ermitteln, wird der mit Gleichung (5.7) berechneten minimalen Dicke des Deckwerks als zusätzliche Sicherheit ein Betrag von 0,02 m zugefügt. Mit diesem Aufschlag werden Toleranzen beim Einbau des Materials abgegolten.

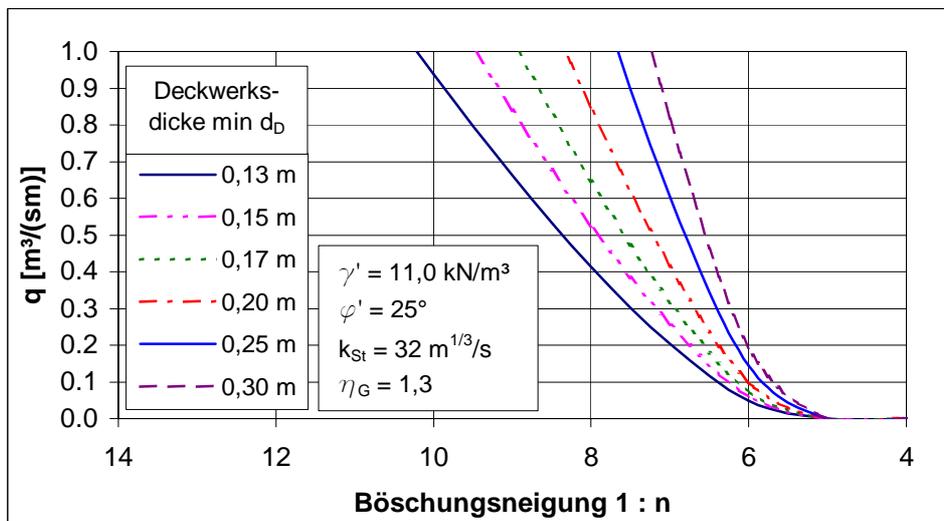
$$\text{erf. } d_D = \min d_D + 0,02 = \frac{\gamma_W \cdot y}{\frac{\gamma'_D \cdot \tan \varphi'}{\eta_G \cdot \tan \beta} - \gamma_W - \gamma'_D} + 0,02 \quad (5.8)$$

In **Abb. 5.7** ist die nach Gleichung (5.8) rechnerisch zulässige Belastung eines Deckwerks aus Mastix-Schotter in Abhängigkeit der Neigung der Überströmstrecke aufgetragen. Als Scharparameter wurde der Reibungswinkel  $\varphi'$  gewählt.



**Abb. 5.7** Zulässige Belastung für ein Deckwerk bei Normalabfluss abhängig von der Böschungsneigung und dem Reibungswinkel (Deckwerksdicke  $\text{min. } d_D = 0,20 \text{ m}$ )

**Abb. 5.8** zeigt ebenfalls die nach Gleichung (5.8) rechnerisch zulässige Grenzbelastung eines Deckwerks aus Mastix-Schotter in Abhängigkeit der Neigung der Überströmstrecke. In der Graphik ist als Scharparameter die Dicke des Deckwerks dargestellt.



**Abb. 5.8** Zulässige Belastung für ein Deckwerk abhängig von der Böschungsneigung und der Deckwerksstärke (maßgebender Reibungswinkel  $\varphi' = 25^\circ$ )

Die Formel zur Berechnung der kritischen Abflussmenge  $q$ , die den beiden Diagrammen zu Grunde liegt, entsteht durch Auflösung von Gleichung (5.7) nach  $q$  unter Zuhilfenahme von Gleichung (5.5). Sie lautet:

$$q = k_{St} \cdot I_e^{1/2} \cdot \left[ \frac{\text{min } d_D}{\gamma_W} \cdot \left( \frac{\gamma'_D \cdot \tan \varphi'}{\eta_G \cdot \tan \beta} - \gamma_W - \gamma'_D \right) \right]^{5/3} \quad (5.9)$$

Die beiden Abbildungen veranschaulichen, dass bei steilen Böschungen der Reibungswinkel wesentlichen Einfluss darauf nimmt, wie stark ein Deckwerk belastet werden kann. Grundsätzlich kann durch den Bau von flach geneigten Überströmstrecken die Belastbarkeit eines kohärenten Deckwerks deutlich gesteigert werden.

Es bleibt anzumerken, dass in der Regel „bei überströmbaren Dämmen mit einheitlichem Reibungswinkel im Hinblick auf die Deckwerks-Standsicherheit die Fuge zwischen dem Deckwerk und dem Damm maßgebend ist. Die Bemessung für diesen Fall wurde erläutert; allerdings ist die Sicherheit gegen Abgleiten auch in tieferliegenden Übergangsfugen nachzuweisen, sollten dort kleinere Reibungswinkel als in darüber liegenden Bodenbereichen vorliegen“ (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a).

#### 5.4 Untersuchung der Schereigenschaften

Die Reibungsverhältnisse in den Scherfugen sind entscheidend für die Stabilität des kohärenten und selbsttragenden Deckwerks aus Mastix-Schotter. Um diese zu untersuchen, muss das gesamte Deckwerkssystem betrachtet werden, das aus dem Unterbau (hier: Sandkörper), einem Filter (hier: Geogewebe) und dem Deckwerk aus Mastix-Schotter besteht. Die Scherparameter für diese Anordnung waren zu betrachten und zu quantifizieren.

Zur Ermittlung der Scherparameter wurde ein großmaßstäbliches Rahmenschergerät verwendet, das eine maximale Scherfläche von 1,2 m x 1,2 m besitzt. Mit diesem Gerät wurde der Reibungswinkel für in situ maßgebende Scherflächen zwischen Dammbaustoff und Deckwerk zuverlässig bestimmt. Es können Normalspannungen bis zu 52 kN/m<sup>2</sup> aufgebracht werden, was für den hier zu betrachtenden Fall vollkommen ausreichend ist.

„Ein charakteristisches Ergebnis für Scherversuche mit kohärentem Deckwerk auf einem Geovlies wurde durch ein Deckwerkssystem erzielt, das aus einem kohärenten Deckwerk auf Geotextil und einer Unterlage aus ca. 30 cm Sand, der hier die Oberfläche des Dammkörpers repräsentiert, bestand. Vor Versuchsbeginn wurde der untere Scherrahmen komplett mit Wasser gefüllt, so dass der Versuch unter wassergesättigten Bedingungen erfolgen konnte“ (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a).

Zusammenfassend können folgende Ergebnisse der Versuche festgehalten werden:

- Die Scherfuge bildete sich im Sand selbst aus.
- Die Scherfuge entstand nicht zwischen Geogewebe und Sand bzw. Geogewebe und Deckwerk.
- In der Regel ist der Reibungswinkel des Dammbaustoffs als maßgebend anzusehen.
- Der Reibungswinkel des eingebauten Systems wurde zu 33° bestimmt.

## 5.5 Überprüfung des Bemessungsansatzes in einer Kipprinne

Der theoretische Bemessungsansatz aus **Kap. 5.3** wurde im Rahmen von Versuchen an einem Deckwerkselement verifiziert. Hierzu wurde der Mastix-Schotter in eine Kipprinne eingebaut, die in der Neigung verstellbar war. In dieser Kipprinne konnte der Grenzzustand der Stabilität des Deckwerks für verschiedene Böschungsneigungen erfasst werden. Die im physikalischen Modell ermittelten Daten wurden anschließend mit den rechnerisch bestimmten Grenzwerten verglichen.

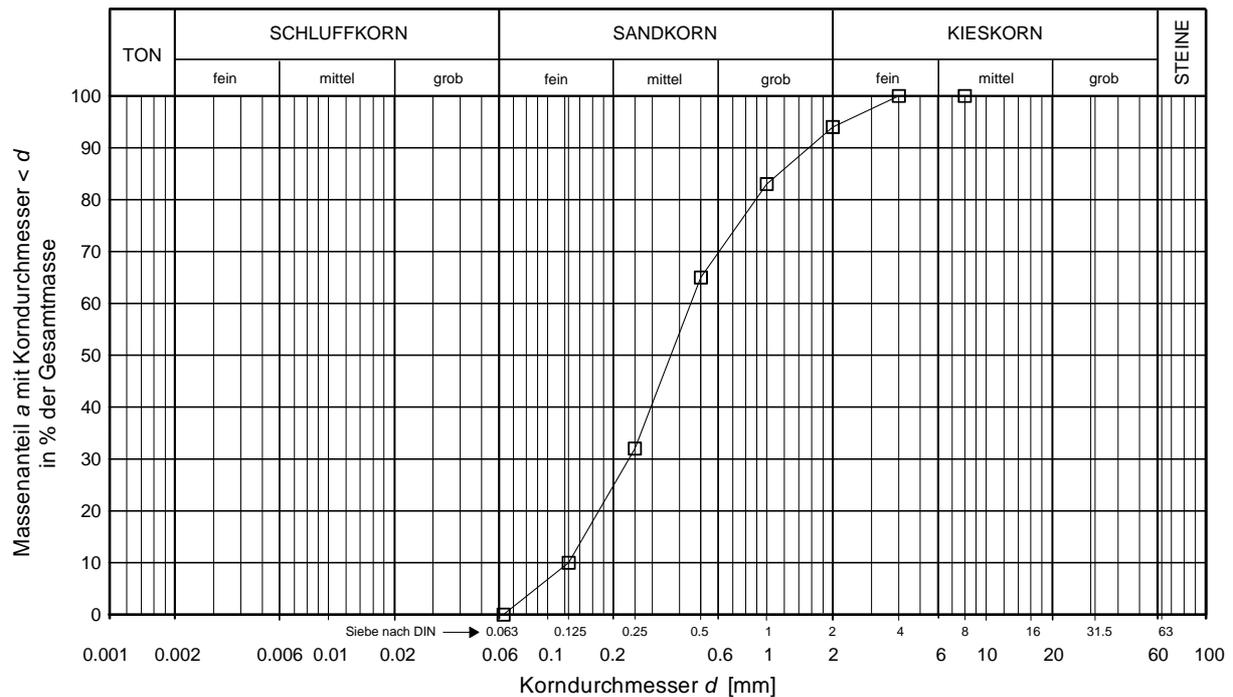
### 5.5.1 Aufbau des Versuchsstandes

Der Aufbau und die Dimensionen des Versuchsstands sind in **Anlage 3** im Längsschnitt und im Grundriss dargestellt. Die Kipprinne besitzt eine Länge von 4,60 m und wird von einem Einlaufbehälter gespeist, in den zwei Zulaufleitungen DN 300 münden. Der Einlaufbehälter bewirkt eine Verringerung der starken Turbulenzen des Wassers nach dem Austritt aus den Rohrleitungen und sorgt für eine gleichmäßige Abströmung. Die Breite der Kipprinne wurde für die Versuche durch eine Trennwand in Längsrichtung von 2,0 m auf 1,32 m reduziert, um den maximalen spezifischen Abfluss auf 357 l/(sm) zu erhöhen. Die Neigung der Rinne konnte stufenlos zwischen 0° und 35° verstellt werden.

Da in der Kipprinne ein Böschungselement untersucht werden sollte, das sich auf der überströmten Böschung im Bereich des schießenden Normalabflusses befindet, war es notwendig, in der Kipprinne die Beschleunigungsstrecke deutlich zu verkürzen. Dies gelang, indem am Übergang vom Einlaufbehälter zur Kipprinne eine Tauchwand (Schütz) angeordnet wurde, die eine lokal sehr hohe Beschleunigung der Strömung bewirkte. Durch diese Konfiguration wurde die Anlaufstrecke zur Ausbildung von Normalabflussbedingungen in der Kipprinne minimiert. Im Rahmen der Modellversuche konnte nachgewiesen werden, dass sich somit beinahe über die gesamte Länge der Kipprinne schießender Normalabfluss einstellte.

Am unterstromigen Ende der Kipprinne wurden vor Einbau des Deckwerks direkt hintereinander sechs Holzbretter quer zur Fließrichtung hochkant aufgestellt. Vor der Durchführung der Untersuchungen wurde jeweils eines der Bretter herausgezogen, wodurch ein Spalt von ca. 2 cm Dicke entstand. Somit konnte bei Überschreitung der hydraulischen Grenzbelastung das Deckwerk lediglich um diesen Betrag abgleiten, ehe es gehalten wurde. Auf diese Weise wurde insgesamt sechs Mal der Grenzzustand des Deckwerks bei jeweils geänderter Neigung der Kipprinne bestimmt.

In die beschriebene Kipprinne wurde ein Deckwerk aus Mastix-Schotter auf einer 0,10 m dicken Sandunterlage eingebaut. Die Korngrößenverteilung des verwendeten Sandes ist in **Abb. 5.9** dargestellt.

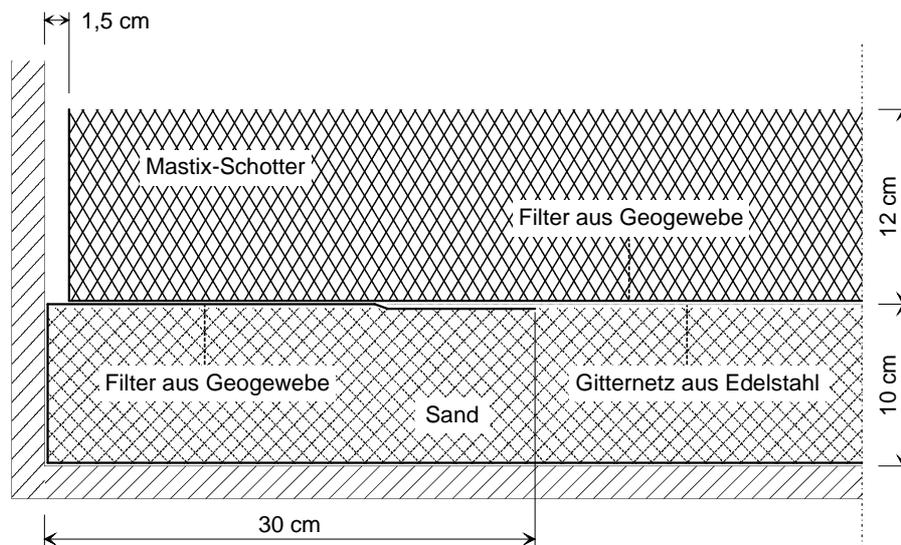


**Abb. 5.9** Korngrößenverteilung des verwendeten Sandes

Zur Gewährleistung der Filterfestigkeit des Deckwerksystems wurde zwischen dem Unterbau aus Sand und dem Deckwerk aus Mastix-Schotter ein Geogewebe vom Typ AMOCO ProPex 6083 angeordnet. Der Filter aus Geogewebe ist nach den Regeln der Technik zu bemessen (DVWK 1992). Bei der Auswahl des Geogewebes ist darauf zu achten, dass die Temperatur des Mastix-Schotters während des Einbaus Werte von 110 bis 160°C nicht unterschreiten darf. Das Geogewebe ist auf die entsprechende Belastung auszulegen.

Um unter den technischen Voraussetzungen den Grenzzustand einer solchen Böschungssicherung erreichen zu können, wurde für die Versuche mit  $d_D = 0,12$  m eine vergleichsweise dünne Deckwerksdicke gewählt. Bei größeren Deckwerksdicken hätte in der Kipprinne der für ein Versagen notwendige spezifische Abfluss bei den flachen Neigungen nicht zur Verfügung gestellt werden können.

Um die Charakteristik des selbsttragenden Deckwerks beizubehalten, durfte das Böschungselement nur durch Reibungskräfte an der Unterseite des Deckwerks gehalten werden. Um eine Verkeilung des Deckwerks mit den seitlichen Wänden der Kipprinne zu verhindern, wurde auf beiden Seiten jeweils ein Spalt von etwa 1,5 cm Breite vorgesehen. Hierdurch wurde gewährleistet, dass das Böschungselement bei Überschreitung der Grenzbelastung frei abgleiten konnte und keine zusätzlichen haltenden Kräfte auftraten. In **Abb. 5.10** wird der prinzipielle Aufbau des Böschungselements verdeutlicht.



**Abb. 5.10** Schnitt quer zur Fließrichtung durch das Böschungselement

Der Unterbau aus Sand musste für die Versuche so in den Filter aus Geogewebe eingepackt werden, dass im physikalischen Modell ein Ausschwemmen nicht stattfinden konnte. Der Sand wurde hierzu komplett in das Geogewebe bzw. ein Gitternetz aus Edelstahl eingeschlagen. Während das Deckwerk bei der Durchführung der Versuche überströmt wurde, wurde kein Materialaustrag beobachtet.

Der Versuchsstand war mit verschiedenen Messeinrichtungen ausgestattet. Der Durchfluss wurde mittels zweier induktiver Durchflussmesser (IDM) erfasst. Die Eichung dieser Instrumente erfolgte über ein klassisches Rehbock-Wehr. Die Durchflussmenge wurde über elektronisch steuerbare Schieber geregelt.

An der Unterseite der Kipprinne waren insgesamt vier Druckmessdosens installiert. Das ermöglichte, die Druckschwankungen bei der Überströmung des Deckwerks mit dem Messcomputer direkt aufzuzeichnen.

### 5.5.2 Ermittlung der Grenzbelastung

Der erste Versuch galt der Bestimmung des Reibungswinkels im trockenen Zustand. Die Neigung der Kipprinne wurde so lange erhöht, bis das Böschungselement aus Mastix-Schotter als Ganzes auf der schrägen Fläche abglitt. Der Reibungswinkel für das Deckwerkssystem mit Sand als Unterbau, Geogewebe als Filter und Mastix-Schotter als Deckwerk wurde zu  $31,3^\circ$  ermittelt. **Abb. 5.11** zeigt den Versuchsstand.



**Abb. 5.11** Bestimmung des Reibungswinkels im trockenen Zustand zu  $31,3^\circ$  (Fotos: IBF)

Anschließend wurde das Deckwerk bei unterschiedlichen Böschungsneigungen hydraulisch belastet und der Grenzzustand im physikalischen Modell ermittelt. In **Anlage 4** sind einige ausgewählte Fotos der Modellversuche abgebildet. Eine ausführliche Fotodokumentation bei jeweils verschiedenen Belastungsstufen ist in BIEBERSTEIN ET AL. (2004a) enthalten.

Die Versuchsdurchführung begann mit der Neigung  $1 : 3,5$ . Wie auf Grund des analytischen Ansatzes zu erwarten war, trat das Versagen des Deckwerks bereits bei der geringen hydraulischen Belastung von  $27 \text{ l/(sm)}$  ein. Rechnerisch ergibt sich eine geringfügig höhere Grenzbelastung.

Der zweite Versuch war mit einer Neigung des Böschungselements von  $1 : 4$  aufgebaut. Das Abgleiten des Deckwerks auf dem Unterbau erfolgte bei einem Abfluss von  $202 \text{ l/(sm)}$ . Dieser Wert liegt etwas über dem erwarteten Grenzabfluss.

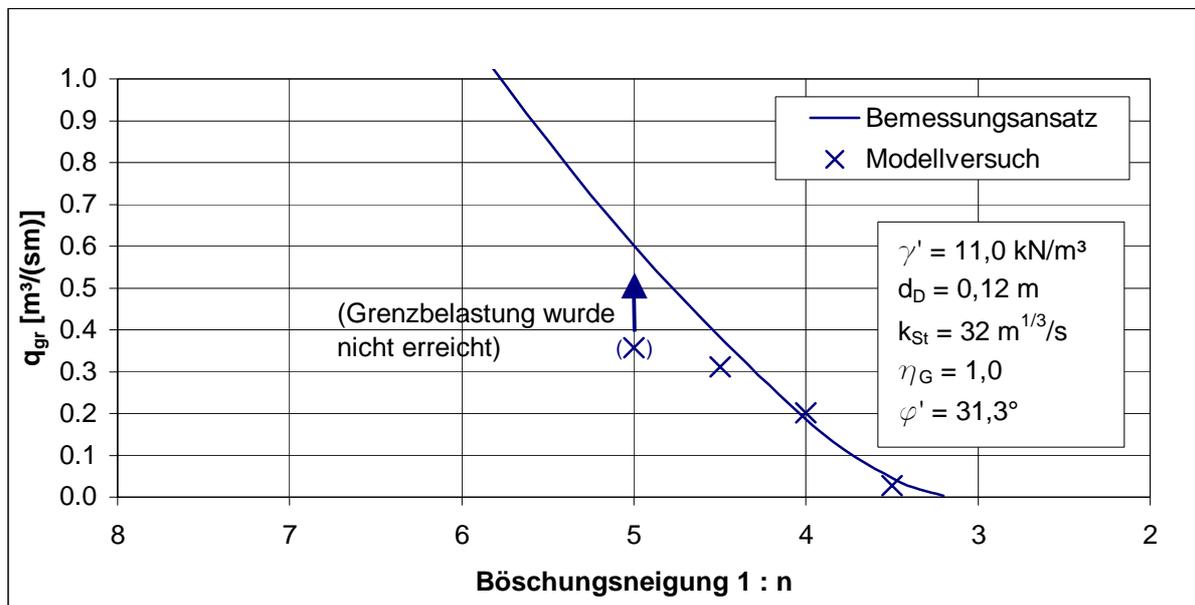
Der dritte Versuch wurde mit einer Neigung von  $1 : 4,5$  vorgenommen. Wiederum trat das Versagen des Deckwerks etwas früher als berechnet ein. Die im Modellversuch ermittelte Grenzbelastung betrug  $312 \text{ l/(sm)}$ .

Schließlich wurde die Kipprinne mit einer Neigung von  $1 : 5$  versehen. Für diese Konfiguration wurden zwei Versuche durchgeführt:

Beim ersten Versuch glitt das Deckwerk auf Grund einer ungleichmäßigen Anströmung aus dem Einlaufbehälter bereits bei einer hydraulischen Belastung von  $323 \text{ l/(sm)}$  ab. Dieser Wert ist für die weitere Auswertung und Interpretation der Ergebnisse als ungünstig anzusehen. Nähere Erläuterungen zu diesem Versuch befinden sich in HOCH (2001).

Im zweiten Fall reichte die maximale Wassermenge von 357 l/(sm), die in das Modell eingespeist werden konnte, nicht aus, um ein Versagen des Deckwerks herbeizuführen. Die rechnerisch bestimmte Grenzbelastung liegt für diese Böschungsneigung mit über 550 l/(sm) bereits weit jenseits der Abflussmenge, die mit der vorhandenen Pumpenleistung zur Verfügung gestellt werden konnte.

Die Ergebnisse aus den physikalischen Modellversuchen in der Kipprinne bestätigen den theoretischen Bemessungsansatz weitgehend. Das Diagramm in **Abb. 5.12** zeigt für den Sicherheitsbeiwert  $\eta_G = 1,0$  die gute Übereinstimmung des analytischen Bemessungsansatzes mit den Grenzwerten der hydraulischen Belastbarkeit, die im Modell ermittelt wurden.



**Abb. 5.12** Vergleich der rechnerisch bestimmten Grenzbelastung  $q_{gr}$  des Deckwerks aus Mastix-Schotter mit den im physikalischen Modell ermittelten Werten

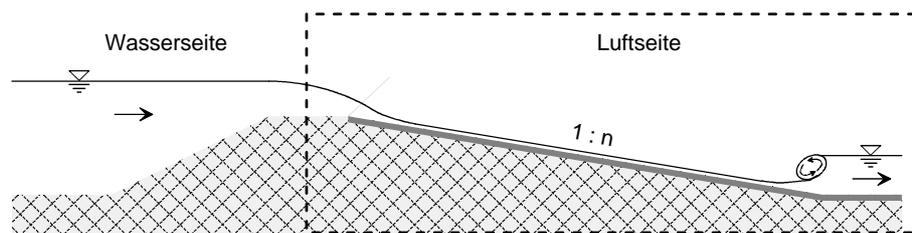
Mit den Modellversuchen in der Kipprinne wurde somit der in **Kap. 5.3** aufgestellte theoretische Bemessungsansatz für hydraulische Belastungen bis zu 300 l/(sm) verifiziert. Damit ist für das kohärente, dränfähige und selbsttragende Deckwerk aus Mastix-Schotter der Stabilitätsnachweis erbracht worden.

Auf dieser Grundlage lassen sich für verschiedene Deckwerksdicken und unterschiedliche Reibungswinkel Bemessungsdiagramme entwickeln. In **Kap. 5.3.3** wurden derartige Diagramme abhängig vom Reibungswinkel bzw. der Deckwerksdicke beispielhaft aufgestellt.

Für die endgültige Bemessung eines Deckwerks aus Mastix-Schotter steht jedoch die Bestimmung des Rauheitsbeiwerts nach Strickler ( $k_{St}$ -Beiwert) aus. Hierfür wurden die Daten aus den Versuchen im Halbdamm-Modell herangezogen, die im nachfolgenden **Kap. 5.6** beschrieben werden.

## 5.6 Untersuchungen an einem Halbdamm-Modell

Zur Absicherung der Erkenntnisse aus den theoretischen Überlegungen und den Versuchen in der Kiprinne wurden Untersuchungen an einem Halbdamm-Modell (**Abb. 5.13**) in einem naturnahen Maßstab unter naturähnlichen Bedingungen durchgeführt. Da bei den hier betrachteten überströmbaren Dämmen das einzige Sicherungselement aus dem Deckwerk aus Mastix-Schotter besteht, war die sorgfältige Betrachtung des Gesamtsystems einer überströmten Dammböschung notwendig, um die Praxistauglichkeit dieser Bauweise vor dem Transfer in die Anwendung in situ nachzuweisen.



**Abb. 5.13** Systemquerschnitt mit Damm und Modellausschnitt

In die Untersuchungen in der Kiprinne wurden lediglich die Böschungsneigung und die hydraulische Belastung als Parameter einbezogen. Für das Halbdamm-Modell wurde jedoch das Ziel formuliert, alle denkbaren Einwirkungen zu berücksichtigen. In dem Versuchsstand wurde daher eine vollständige luftseitige Dammhälfte eingebaut. Somit konnte die Stabilität des Deckwerks unter realistischer Belastung einschließlich Sickerströmungen im Dammkörper und Durchströmung des Deckwerks überprüft und nachgewiesen werden.

Im Halbdamm-Modell konnte die gesamte Entwicklung der Strömung beim Abfluss über die Böschung nachvollzogen werden. Die drei charakteristischen Phasen von der Beschleunigungsstrecke im Bereich der Dammkrone über den Abschnitt mit schießendem Normalabfluss auf der Böschungsfläche bis hin zur Energieumwandlung am luftseitigen Böschungsfuß wurden im Modell beobachtet und analysiert. Hieraus ergaben sich weitere Erkenntnisse für die Dimensionierung der Bauwerksteile.

### 5.6.1 Aufbau des Versuchsstandes

Im Folgenden wird der Versuchstand vorgestellt, der für die Betrachtungen zur Verfügung stand. Eine schematische Darstellung des Halbdamm-Modells ist im Längsschnitt und Grundriss in **Anlage 5** enthalten.

### 5.6.1.1 Geometrie und Aufbau des Modells

Die Gesamtlänge des Modells betrug etwa 20 m. Davon entfielen 10,60 m auf den eingebauten Dammkörper. In Fließrichtung gesehen begann der Versuchsstand mit dem Einlaufbehälter. Die Höhe des Einlaufbehälters lag bei 2,25 m. Der Einlaufbehälter wurde zum Damm durch eine Beruhigungswand aus Lochsteinen begrenzt. Die Lochsteine erlaubten eine Durchströmung dieser Wand, so dass das Wasser ungehindert in den Dammkörper eindringen konnte. Zwischen der Beruhigungswand und dem Dammmaterial aus Sand war eine Filterschicht aus Kies angeordnet.

Die Breite des Halbdamm-Modells erreichte an der Dammkrone einen Wert von 1,50 m. Nach unterstrom nahm die Breite auf 1,70 m zu, so dass bei einem möglichen Abrutschen des Deckwerks in Fließrichtung eine Verkeilung mit den Seitenwänden ausgeschlossen werden konnte. Die Sohle des Versuchsstandes verlief horizontal und die Seitenwände waren jeweils mit 1 : 50 geneigt, um den Bodenkontakt auch bei Setzungen sicherzustellen.

Die Seitenwände des Halbdamm-Modells sind unterschiedlich gestaltet worden. Während die rechte Wand gemauert wurde, entstand linksseitig eine Konstruktion aus Stahlträgern und Plexiglas. Dies erleichterte die Beobachtung der Sickerströmung innerhalb des Dammkörpers und der Durchströmung des Mastix-Schotters. Zusätzlich konnten in die Wandelemente aus Plexiglas ohne großen Aufwand Messinstrumente wie Druckmessgeber installiert werden.

Der Dammkörper wurde aus Sand (**Abb. 5.9**) aufgeschüttet. Die Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung des Sandmaterials lieferte das Ergebnis:

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

Der Einbau erfolgte lagenweise. Aus den Proben, die regelmäßig zur Verdichtungskontrolle aus dem Dammkörper entnommen wurden, ergaben sich folgende bodenmechanischen Kennwerte:

$$\begin{aligned}\rho_d &= 1,56 - 1,75 \text{ g/cm}^3 \\ w &= 3,6 - 6,4 \% \\ D &= 0,16 - 0,55\end{aligned}$$

Die Böschungsneigung wurde mit 1 : 6 gewählt. Am Dammfuß wurde zum Abschluss des Dammkörpers ein Metallgitter mit einem Filter aus sehr feinem Gittergewebe eingebaut, das zwar wasserdurchlässig war, jedoch das Ausspülen von Sand verhinderte. Als Filter gegen das Deckwerk wurde wie bereits in der Kipprinne ein Geogewebe vom Typ AMOCO ProPex 6083 verwendet. Darüber lag eine 0,15 m dicke Schicht aus Mastix-Schotter zur Böschungssicherung, die nicht durch das Metallgitter gestützt wurde. Die Dammkrone besaß eine Höhe von 1,75 m über dem Boden.

Insgesamt wurde der Dammkörper im Halbdamm-Modell mit den gleichen Materialien aufgebaut, wie sie für die Konstruktion in der Kipprinne verwendet wurden. **Anlage 6** enthält einige ausgesuchte Fotos vom Modellaufbau und **Abb. 5.14** zeigt eine Gesamtansicht des betriebsbereiten Versuchsstands.



**Abb. 5.14** Gesamtansicht des Halbdamm-Modells mit Messcontainer (Foto: Queißer)

Zu Beginn der Untersuchungen endete das Modell mit dem erwähnten Metallgitter am Böschungsfuß. Nachdem gezeigt worden war, dass es bei hydraulischer Belastung zu keinem Abgleiten des Deckwerks kommt, wurde unterstrom des Dammfußes ein 6,20 m langer Abströmbereich angeordnet, der mit losem Splittmaterial der Fraktion 16 – 22 mm aufgefüllt wurde. Dieser Abschnitt des Modells ließ Untersuchungen zur Kolkentwicklung am Dammfuß zu.

### **5.6.1.2 Wasserversorgung und Steuerung der Wasserzufuhr**

Das Halbdamm-Modell wurde durch zwei Zulaufleitungen DN 300 gespeist, die einen Durchfluss von 420 l/s in den Einlaufbehälter leiten konnten. Zeitweise wurde zur Erhöhung des Gesamtabflusses eine dritte Zulaufleitung DN 200 ergänzt, wodurch der Durchfluss nochmals um etwa 60 l/s erhöht werden konnte.

Insgesamt standen somit bis zu 480 l/s für die Modellversuche zur Verfügung. Unter Verwendung der mittleren Breite des Modells von 1,60 m errechnet sich daraus der maximale spezifische Abfluss  $q_{\max}$  zu 300 l/(sm).

An jeder Zulaufleitung war ein induktiver Durchflussmesser (IDM) angebracht. In den beiden Rohrleitungen DN 300 waren elektrisch regelbare Schieber installiert, die vom Messcontainer aus gesteuert wurden. Die temporäre Zusatzleitung DN 200 wurde über eine Tauchpumpe versorgt. Das Modell im Betriebszustand wird in **Anlage 7** bei verschiedenen Abflussgrößen gezeigt.

### ***Messeinrichtungen***

Der Versuchsstand war mit diversen Messeinrichtungen ausgestattet. Die wesentlichen Elemente waren der computergesteuerte Messwagen, der an jeden beliebigen Punkt über der Dammböschung gefahren werden konnte und der Messcontainer, von dem aus der gesamte Versuchsstand bedient wurde.

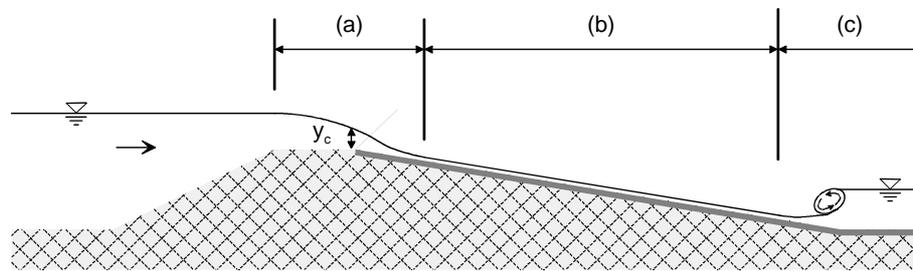
Der Messwagen wurde über einen Schrittmotor bewegt. In Längsrichtung des Modells fuhr der Wagen auf zwei Schienen, die auf den Seitenwänden montiert waren. Quer und vertikal zur Fließrichtung konnte auf dem Messwagen ein Arm verfahren werden, an den die benötigten Messinstrumente fixiert wurden. Diese Einrichtung ermöglichte flächenhafte Messungen über die gesamte Dammböschung.

Als Messinstrument wurde zum einen ein Laser eingesetzt, der den Abstand vom Gerät zur Oberfläche misst. Auf diese Weise wurde über mehrere Schnitte in Fließrichtung die exakte Geometrie der Dammoberfläche erfasst. Zum anderen wurde an den Messwagen ein Mikroflügel befestigt, mit dem die Fließgeschwindigkeiten auf der Böschung während der Überströmung bestimmt wurden.

Die Steuerung des Messwagens und der aufgezählten Messgeräte erfolgte über einen PC, der im Messcontainer stationiert war. Die Datenerfassung bei den unterschiedlichen Messungen mit dem Laser und dem Mikroflügel zur Geschwindigkeitsmessung wurde ebenfalls mittels PC vorgenommen.

## 5.6.2 Hydraulik überströmter Dämme

Bei der Überströmung eines Dammes stellen sich drei charakteristische Abflussbereiche ein (**Abb. 5.15**). Auf der in der Regel breiten Dammkrone tritt ein Fließwechsel vom strömenden zum schießenden Abfluss auf (Bereich (a)). Nach dem Gefällewechsel zur luftseitigen Böschung des Dammkörpers wird die Strömung beschleunigt, bis sich ein stationärer Abflusszustand mit schießendem Normalabfluss ausbildet (Bereich (b)). Die Fließtiefe und die Geschwindigkeit der Strömung ändern sich bei gleich bleibender Neigung und Rauheit im weiteren Verlauf der Böschung nicht. Erst am Dammfuß mit dem erneuten Gefällewechsel wird ein Fließwechsel in Form eines Wechselsprungs erzwungen (Bereich (c)). Beim Übergang vom schießenden zum strömenden Abflusszustand treten hohe Turbulenzen auf, die zu einer starken Belastung der Sohle führen.



**Abb. 5.15** Überströmung eines Dammes – hydraulisch charakteristische Abflussbereiche

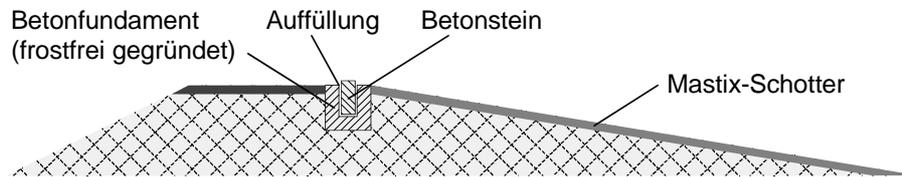
Da sich die Abflusseigenschaften in den drei Bereichen deutlich voneinander unterscheiden, ist die Sicherung der entsprechenden Dammabschnitte den auftretenden Belastungen anzupassen:

### **Dammkrone: Bereich (a)**

Normalerweise befindet sich auf der Dammkrone ein befahrbarer Weg. Dieser wirkt hydraulisch als breitkroniges Wehr. Um im Falle einer Überströmung die Dammkrone nicht unnötig zu belasten, bietet sich eine Bauweise an, bei der sich der Fließwechsel direkt am Gefälleknick zur luftseitigen Dammböschung einstellt. Dies hat den Vorteil, dass auf der Dammkrone strömende Abflussverhältnisse vorherrschen, die eine geringere Strömungsbelastung auf die Sohle ausüben als der schießende Abfluss auf der luftseitigen Dammböschung.

Der Fließwechsel tritt dann an der beschriebenen Stelle ein, wenn sich dort der höchste Punkt der Dammkrone befindet. Eine übliche Bauweise zur Festlegung des höchsten Punktes besteht in der Anordnung eines Abflusskontrollsporns, wie er in **Abb. 5.16** skizziert ist.

Diese Gestaltung der Überlaufschwelle bietet den weiteren Vorteil, dass die Oberkante des Betonsteins das Stauziel des Hochwasserrückhaltebeckens exakt definiert. Bei der gezeigten Bauweise lässt sich die Höhenlage des Betonsteins leicht korrigieren, falls sich die gesamte Dammkrone in Folge von Setzungen absenkt.



**Abb. 5.16** Überlaufschwelle mit Abflusskontrollsporn (Prinzipiskizze)

Unterstrom des Betonsteins kann es im Bereich des Gefällewechsels zu Ablösungen der Strömung an der Sohle kommen, die durch das Auftreten von Unterdruck zusätzliche Kraftwirkungen auf die Böschungsoberfläche ausüben. Anschließend beschleunigt sich bei einer Überströmung des Dammes die Strömung, bis ein stationärer Gleichgewichtszustand mit schießendem Normalabfluss erreicht wird.

### ***Luftseitige Dammböschung: Bereich (b)***

Der Bereich (b) der Dammböschung ist durch die stationären, gleichförmigen Abflussverhältnisse bestimmt. Ein Böschungselement aus diesem Abschnitt ist maßgebend für die Dimensionierung des Deckwerks aus Mastix-Schotter (**Kap. 5.3.1**), da hier die größten Fließgeschwindigkeiten und damit Schubspannungen auftreten.

Im Bereich des schießenden Normalabflusses wird die Kraft, die in Form der Schubspannung  $\tau_0$  [N/m<sup>2</sup>] auf die Böschungsoberfläche wirkt, durch die Formel

$$\tau_0 = \rho_w \cdot g \cdot y \cdot I_e \quad (5.10)$$

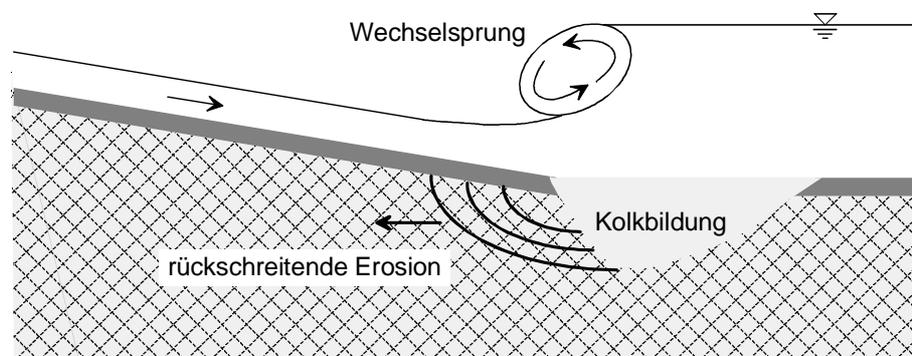
mit:  $\rho_w$ : Dichte von Wasser [kg/m<sup>3</sup>]  
 $g$ : Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]  
 $y$ : Wassertiefe [m]  
 $I_e$ : Energieliniengefälle [-]

berechnet. Hierbei wurde die bei breiten Gerinnen zulässige Vereinfachung  $R_h \approx y$  (Gleichung (5.4)) angesetzt.

### **Böschungfuß: Bereich (c)**

Der Fließwechsel am Böschungfuß tritt in Form eines Wechselsprungs auf, der durch seinen hohen Grad an Turbulenz eine starke Belastung auf die Sohle ausübt. Turbulente Strömungen sind charakterisiert durch die Durchmischungsvorgänge, die Druckschwankungen und die Energiedissipation.

Im Wechselsprung am Böschungfuß einer Überströmstrecke wird überschüssige Energie in Wärme und Schall umgewandelt. Der Böschungfuß muss daher gegen die auftretenden Druckschwankungen gezielt gesichert werden. Ansonsten ist mit einer unzulässigen Kolkbildung und der Gefahr einer rückschreitenden Erosion zu rechnen (**Abb. 5.17**), die zum Versagen des gesamten Dammbauwerks führen kann.



**Abb. 5.17** Erosionsformen am Böschungfuß (Prinzipiskizze)

Um diese Effekte auszuschließen, werden in **Kap. 5.7** Dimensionierungsvorschriften hergeleitet, die Vorgaben für die technische Sicherung des Böschungfußes bei der Anwendung eines Deckwerks aus Mastix-Schotter beinhalten.

### **5.6.3 Vorgehensweise bei der Durchführung der Modellversuche**

Die Durchführung der Modellversuche begann mit einem planmäßigen Einstau des Dammkörpers bei einem Wasserspiegel im Einlaufbehälter von ca. 1,0 m, bis sich die Sickerlinie im Damm vollständig ausgebildet hatte. Anschließend wurde der Wasserstand bis zur Unterkante des Deckwerks aus Mastix-Schotter angehoben. Wiederum wurde dieser Zustand beibehalten, bis die Sickerlinie einen stationären Zustand erreicht hatte.

Da es sich um einen homogen geschütteten Dammkörper handelte, trat die Sickerlinie im unteren Drittpunkt aus dem Dammkörper aus. Durch das aufliegende Deckwerk wurden Schäden am Dammfuß verhindert.

Die ersten Versuche mit einer Dammüberströmung erfolgten somit realitätsnah bei einem gesättigten Dammkörper. Während die Überströmung des Dammkörpers jeweils nur temporär stattfand (maximal mehrere Stunden), war der Damm über die gesamte Zeit der Modellversuche (mehrere Wochen) durchgehend eingestaut. Der Wasserspiegel im Einlaufbehälter wurde mit einem Überlauf auf Höhe der Unterkante des Mastix-Schotters konstant gehalten. Somit war der Sanddamm ständig durchströmt und weitgehend den realen Bedingungen des Dammes eines Rückhaltebeckens im Hochwasserfall ausgesetzt.

#### 5.6.4 Vermessung der Oberfläche des Mastix-Schotters

Zur Ermittlung und Beschreibung der Geometrie der Deckwerksoberfläche wurde diese mit einem Abstandsmessgerät (Laser) exakt bestimmt. Die erste Messung wurde direkt nach dem Einbau des Mastix-Schotters durchgeführt, um den Referenzzustand festzuhalten.

Der Laser war auf dem Messwagen installiert und konnte computergesteuert über jedem beliebigen Punkt der Dammböschung positioniert werden. Zur Erfassung der Geometrie wurden längs und quer zur Fließrichtung Profile aufgenommen. Der Modellabschnitt unterstrom des Böschungsfußes lag außerhalb des Bereiches, der mit dem Messwagen erreicht werden konnte.

Die beim Einbau des Mastix-Schotters zu erwartenden Ungenauigkeiten konnten mit der Vermessung des Dammkörpers im Halbdamm-Modell nachgewiesen werden. Beim Fertigen des Deckwerkes ist mit Abweichung der Oberfläche von der angestrebten Höhenlage im Bereich von 2 bis 3 cm zu rechnen. Dieser Wert entspricht der Dicke des verwendeten Kornmaterials.

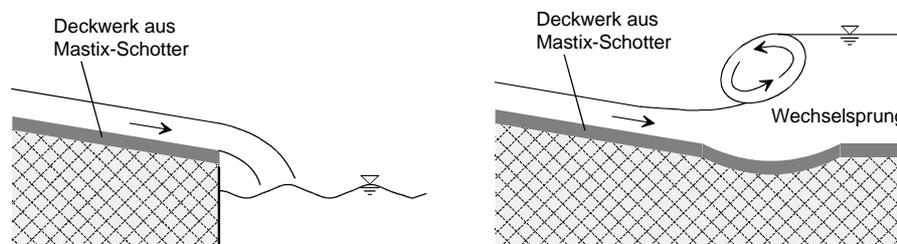
„In der **Anlage 8** sind diese Ungenauigkeiten in den drei Querschnitten unterstrom der Böschungskante (oberes Querprofil), auf halber Strecke der luftseitigen Dammböschung (mittleres Querprofil) und kurz oberstrom des Böschungsfußes (unteres Querprofil) gut zu erkennen. Die Trendlinie in den Diagrammen verdeutlicht, dass das Deckwerk nicht einheitlich eingebaut wurde, sondern in Querrichtung Differenzen zwischen dem höchsten und dem niedrigsten Punkt der Trendlinie von bis zu 2 cm aufwies. Das Deckwerk war in Querprofilmitte bzw. in Fließrichtung gesehen am linken Modellrand höher gelegen als am rechten Modellrand. Dort befand sich bei allen drei Profilen der tiefste Punkt der Trendlinie.

Obwohl die Ungenauigkeiten beim Einbau des Mastix-Schotters relativ gering waren, hatten bereits diese kleinen Abweichungen Einfluss auf den resultierenden spezifischen Abfluss  $q$ . Die Unregelmäßigkeiten des Deckwerkes führten zu einer unterschiedlichen hydraulischen Belastung des Sicherungselementes mit erhöhten Abflusswerten in den tiefliegenden Abschnitten. Dieser Effekt ist durch Sicherheitszuschläge bei der Dimensionierung der Deckwerksdicke zu berücksichtigen. Daher wird die rechnerisch ermittelte Deckwerksdicke um 2 cm erhöht“ (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a).

### 5.6.5 Untersuchungen am ungestützten bzw. gestützten Deckwerk

Die ersten Versuche mit einer Überströmung der Böschung galten dem Nachweis des ungestützten Deckwerks. Entsprechend **Abb. 5.18** war der Mastix-Schotter am stromabwärts gelegenen Ende des Modells nicht gestützt. Trotz steigender hydraulischer Belastung bis zu 300 l/(sm) wurde keine Bewegung des Deckwerks festgestellt. Der Nachweis erfolgte durch Vermessungen der Oberfläche mit dem Laser und Vergleich mit den Referenzwerten.

Nach der in **Kap. 5.3** aufgestellten Dimensionierungsformel lag der maximal mögliche Abfluss im Grenzzustand bei den Randbedingungen im Halbdamm-Modell mit 700 l/(sm) weit über demjenigen Abfluss, der im Modell realisierbar war. Weiterhin ergaben sich für das Deckwerk zusätzlich haltende Kräfte durch die Aufhängung an der Dammkrone. Diese Kräfte werden in der Bemessung des Deckwerks nicht berücksichtigt und sind daher als Sicherheitsreserve anzusehen.



**Abb. 5.18** Böschungfuß mit ungestütztem bzw. gestütztem Deckwerk (Prinzipiskizze)

Nachdem durch die Modellversuche gezeigt worden war, dass das Deckwerk aus Mastix-Schotter im Halbdamm-Modell ohne Fußstützung erosionsstabil war und bei Überströmung nicht verschoben wurde, konnte im Modell der Bereich des Dammfußes, wie im **Kap. 5.6.2** erläutert wurde, ergänzt werden. Alle nachfolgend beschriebenen Versuche basieren auf der Konfiguration des Versuchsstandes mit gestütztem Deckwerk.

### 5.6.6 Dimensionierung des Kolkbereiches

Deckwerke aus Mastix-Schotter sind im Vergleich zu Deckwerken in Lockerbauweise hydraulisch relativ glatt. Daher findet beim Mastix-Schotter auf der Böschungsfläche eine geringere Energieumwandlung statt, und es stellt sich eine entsprechend größere Energieumwandlung am Böschungsfuß ein. Die Energieumwandlung erfolgt im Wesentlichen durch den Wechselsprung.

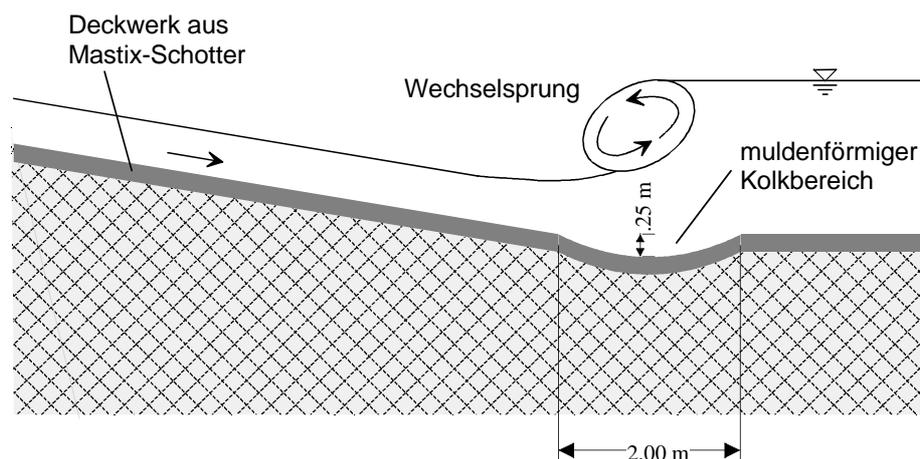
Um die Sohle im Bereich des Wechselsprunges gegen den Strömungsangriff zu sichern und um rückschreitende Erosion zu verhindern, wurde im Modell am Böschungsfuß eine Kolk-sicherung angeordnet, deren optimale Abmessung in den Modellversuchen bestimmt wurde.

Für diese Versuchsreihe wurde folgende Vorgehensweise gewählt: Während die Böschung des Dammes durch den Mastix-Schotter gesichert war, wurde der Bereich unterstrom des Böschungsfußes aus identischem Zuschlagmaterial (Splitt der Fraktion 16 bis 22 mm), aus dem das Deckwerk bestand, ohne Zugabe von Bitumen ausgebildet und mit einer horizontalen Sohle versehen. Während unterschiedlicher Belastungsstufen zwischen  $q = 30 \text{ l/(sm)}$  und  $q = 200 \text{ l/(sm)}$  wurde durch die erosiven Strömungskräfte ein Kolk ausgespült. Der Bewegungsbeginn wurde bei etwa  $60 \text{ l/(sm)}$  beobachtet.

Während der Versuche hat sich das ausgespülte Material direkt stromabwärts des Kolkes abgelagert, da die Schubspannung unterstrom des Wechselsprunges für einen weiteren Transport nicht ausreichte. Das angelandete Material wurde nach jeder Belastungsstufe entfernt, um einen Aufstau der Strömung zu unterbinden.

Die Unebenheiten des Deckwerkes auf der Böschungfläche führten zu unterschiedlich großen Schubspannungen. Auf der Böschung konnte sich dies wegen des Sicherungselementes nicht auf die Gestaltung der Oberfläche auswirken. Unterstrom des gesicherten Bereiches formte sich jedoch ein Kolk aus, dessen Abmessungen nicht gleichmäßig waren. Die leicht asymmetrische Form des Kolkes wurde nach Abschluss der Belastungstests aufgezeichnet.

Anschließend wurde die Form des Kolkes, die sich in den Versuchen ergab, auf ein Regelprofil vereinheitlicht. Für die weiteren Versuche im Halbdamm-Modell wurde dieses Regelprofil als Kolkschutz und Fußsicherung muldenförmig mit einer Länge von 2,0 m und einer Tiefe von 0,25 m in den Versuchsstand eingebaut (**Abb. 5.19**).



**Abb. 5.19** Ausbildung des Kolkes am Böschungsfuß zur Stabilisierung des Wechselsprunges und zur Sohlsicherung (Prinzipskizze des Modells)

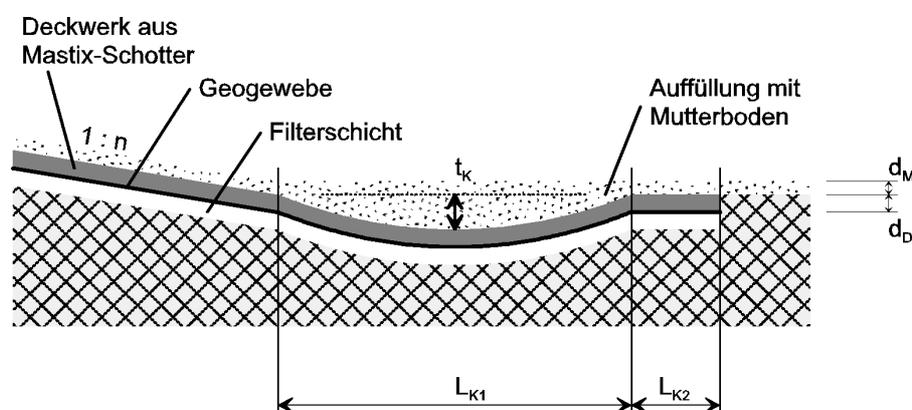
Der beschriebene Kolkbereich wurde mit dem Zuschlagmaterial der Kornfraktion 16 – 22 mm ausgeformt und anschließend mit Zementmilch fixiert. Es entstand eine dem Mastix-Schotter gleichende Materialstruktur mit großer Porosität. Lediglich die Plastizität des mit Zementmilch verfestigten Bereiches ist gegenüber dem Mastix-Schotter deutlich geringer, was für die Aussagekraft des Modellversuches keine einschränkende Wirkung hat, da in diesem Abschnitt modellbedingt keine Setzungen auftreten konnten.

Letztendlich war die gesamte luftseitige Dammböschung einschließlich der 2 m langen Kolksicherung mit einem durchgehenden Deckwerk gegen die hydraulische Belastung sowohl der Durchströmung als auch der Überströmung geschützt. Unterstrom der Kolksicherung befand sich eine lose, ungebundene Schüttung des Zuschlagmaterials aus gebrochenem Kalkstein.

Während der mit dieser Konfiguration durchgeführten Modellversuche zeigte sich, dass der Wechselsprung bei allen untersuchten Wasserführungen bis zum maximalen Abfluss von 300 l/(sm) stabil im Bereich der Kolksicherung lag. Bis zu Abflüssen von 225 l/(sm) wurde unterstrom der Kolksicherung kein Materialtransport beobachtet. Bei darüber liegenden Abflusswerten traten geringe Umlagerungen auf.

Die im Halbdamm-Modell eingebaute Kolksicherung entspricht aus geometrischer Sicht dem Grenzzustand, der sich bei einer Überströmung des mit 1 : 6 geböschten Dammes und Abflüssen bis zu 300 l/(sm) für die Kornfraktion 16 bis 22 mm einstellt. Für die Dimensionierungsvorschriften, die bei der Anwendung in der Praxis zu beachten sind, wurden großzügige Sicherheitszuschläge zugefügt.

Für den Leitfaden *Überströmbare Dämme und Dammscharten* (LFU 2004) wurden Bemessungsregeln formuliert, in die als Parameter der spezifische Abfluss  $q$  und die Neigung 1 :  $n$  der Dammböschung eingehen. Die Prinzipskizze in **Abb. 5.20** benennt die charakteristischen Abmessungen:



**Abb. 5.20** Gestaltung der Kolksicherung bei einem Deckwerk aus Mastix-Schotter (Prinzipskizze)

- mit:  $L_{K1}$ : Länge der muldenförmigen Kolksicherung [m]  
 $L_{K2}$ : Länge der horizontalen Kolksicherung [m]  
 $L_K$ : Länge der gesamten Kolksicherung ( $L_K = L_{K1} + L_{K2}$ ) [m]  
 $t_K$ : Tiefe der Kolksicherung [m]  
 $d_D$ : Dicke des Deckwerkes aus Mastix-Schotter [m]  
 $d_M$ : Dicke der Mutterbodenschicht [m]

Die Gesamtlänge der Kolksicherung wird mit  $L_K$  bezeichnet. Diese Länge unterteilt sich in die muldenförmige Vertiefung der Länge  $L_{K1}$  entsprechend der Modellversuche und einen horizontalen Abschnitt der Länge  $L_{K2}$ . Die horizontale Sicherung mit Mastix-Schotter bewirkt, dass Erosionsschäden im ungeschützten Unterwasserbereich reduziert bzw. verhindert werden.

Je nach Steilheit der Böschung und Größe der maximalen hydraulischen Belastung ergeben sich die erforderlichen Abmessungen für die Kolksicherung. Die bei der Anwendung dieser Bauweise in der Praxis geforderten Abmessungen sind in den nachfolgenden Tabellen **Tab. 5.1** und **Tab. 5.2** für zwei Bereiche von Böschungsneigungen aufgeführt:

**Tab. 5.1** Dimensionierung der Kolksicherung für Dammneigungen von **1 : 6** bis **1 : 9**

spezifischer Abfluss $q$ [l/(sm)]	Länge $L_{K1}$ [m]	Länge $L_{K2}$ [m]	Tiefe $t_K$ [m]
$q \leq 100$	1,0	1,0	0,1
$100 < q \leq 200$	2,0	1,0	0,2
$200 < q \leq 300$	3,0	1,0	0,3
$300 < q \leq 500$	4,0	1,0	0,4
$400 < q \leq 800$	5,0	1,0	0,5
$800 < q \leq 1.000$	6,0	1,0	0,6

**Tab. 5.2** Dimensionierung der Kolksicherung für Dammneigungen von **1 : 10** bis **1 : 12**

spezifischer Abfluss $q$ [l/(sm)]	Länge $L_{K1}$ [m]	Länge $L_{K2}$ [m]	Tiefe $t_K$ [m]
$q \leq 100$	1,0	1,0	0,1
$100 < q \leq 200$	1,0	1,0	0,1
$200 < q \leq 300$	2,0	1,0	0,2
$300 < q \leq 500$	3,0	1,0	0,3
$400 < q \leq 800$	4,0	1,0	0,4
$800 < q \leq 1.000$	5,0	1,0	0,5

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

### 5.6.7 Durchführung und Auswertung der Messungen

Das Halbdamm-Modell wurde genutzt, um umfangreiche Versuchsreihen vorzunehmen, bei denen die Wasserspiegellagen und die Fließgeschwindigkeiten gemessen und ausgewertet sowie die Strömungsverhältnisse auf der luftseitigen Dammböschung ausführlich dokumentiert wurden. Dabei wurden die Abflüsse zwischen 30 l/(sm) und 300 l/(sm) variiert.

Die Messung der Fließgeschwindigkeiten erfolgte mit einem Mikroflügel, der auf dem Messwagen montiert und computergesteuert bewegt wurde. Die digitale Datenerfassung wurde über den Messrechner abgewickelt.

Um den Einfluss von Randeffekten auf die Messergebnisse auszuschließen, wurden die Messungen in der Mitte des Versuchsstandes durchgeführt. Wegen der turbulenten Strömung mit schießendem Abfluss treten Schwankungen der Geschwindigkeit auf. Daher war es erforderlich, die Geschwindigkeiten über eine Zeitspanne zu messen und die gesammelten Werte anschließend zu mitteln. Dieser Arbeitsschritt erfolgte automatisiert. Die gewählte Integrationszeit betrug 20 s. In die weitere Auswertung gehen ausschließlich die berechneten Mittelwerte der Fließgeschwindigkeit ein, die in **Anlage 9** zusammengefasst sind.

Wegen des teilweise vorhandenen Gefälles quer zur Fließrichtung auf dem eingebauten Deckwerk ist davon auszugehen, dass die mittlere Fließgeschwindigkeit nicht in jedem Punkt mit gleicher Längskoordinate konstant war.

Der Mikroflügel erlaubt lediglich eine eindimensionale Bestimmung der Fließgeschwindigkeit. Ausgerichtet in die Hauptströmungsrichtung liefert dieses Messgerät sehr präzise Daten. Da der Abfluss über die luftseitige Böschung eines Hochwasserrückhaltebeckens als eindimensionale Strömung angesehen werden kann, stand mit den Ergebnissen eine sehr gute Grundlage für die weitere Auswertung zur Verfügung.

Die Messung der Wasserspiegellagen wurde von der Seite des Dammkörpers durch die Wand aus Plexiglas vorgenommen. Auf der Wand war transparentes Millimeterpapier aufgeklebt, dessen Linien mittels Nivellement auf den Nullpunkt des Modells bezogen wurden.

Die Ablesung einer exakten Lage des Wasserspiegels an den definierten Stützstellen war nur im Bereich der Dammkrone möglich. Durch Lufteintrag stellten sich weiter stromabwärts Wasserspiegel mit sehr unruhiger Oberfläche ein. Die Schwankungen betrug mehrere

Millimeter, so dass eine optische Mittelung notwendig war, um Werte für die Wasserspiegel zu erhalten. Bei der Auswertung und der Interpretation der gemessenen Wasserspiegellagen ist dies zu berücksichtigen.

Eine detailliertere Bestimmung der Wasserspiegellagen mit hohem messtechnischen Aufwand wäre in diesem Fall nicht gerechtfertigt gewesen, da aus den gemessenen Geschwindigkeiten über die Kontinuitätsgleichung die Wassertiefe errechnet werden konnte:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{b \cdot y} = \frac{q}{y} \rightarrow y = \frac{q}{v} \quad (5.11)$$

In **Anlage 9** sind die Ergebnisse der Messungen der Fließgeschwindigkeiten und die daraus abgeleiteten Wassertiefen für die untersuchten Abflüsse gezeigt. Dabei wurde vereinfachend von einer konstanten Breite des Modells von 1,60 m ausgegangen. Der Vergleich der berechneten Wasserspiegellagen mit den gemessenen Werten ergab eine gute Übereinstimmung.

Zwischen den einzelnen Messreihen wurde durch Abstandsmessungen mit dem Laser der Nachweis erbracht, dass es zu keinerlei Bewegungen und Verformungen des Deckwerkes aus Mastix-Schotter kam. Setzungen des Dammkörpers wurden zusätzlich durch Beobachtung des Dammkörpers durch die seitliche Wand aus Plexiglas ausgeschlossen.

Für die Beurteilung und Beschreibung des Wechselsprungs und der damit verbundenen Energieumwandlung am Böschungsfuß ist die dimensionslose Froudezahl

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}} \quad [-] \quad (5.12)$$

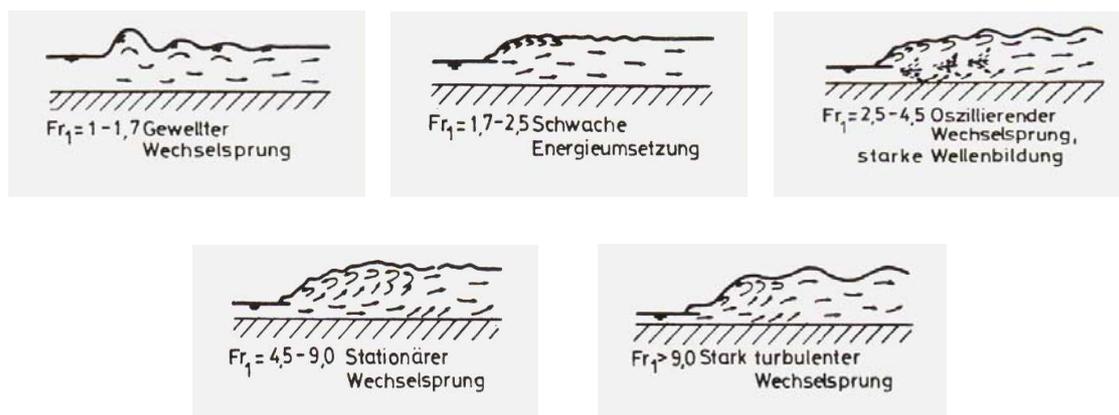
die entscheidende Kenngröße (NAUDASCHER 1992). **Abb. 5.21** zeigt den Wechselsprung mit starkem Lufteintrag am Böschungsfuß des Halbdamm-Modells bei einem spezifischen Abfluss von 300 l/(sm).

Der Wechselsprung kann sich in unterschiedlichen Formen ausbilden (**Abb. 5.22**): vom gewellten Wechselsprung bei kleinen Froudezahlen entwickelt sich über den oszillierenden und den stationären Wechselsprung bei steigenden Froudezahlen der turbulente Wechselsprung.



**Abb. 5.21** Ansicht des Halbdamm-Modells von unterstrom bei  $q = 300 \text{ l/(sm)}$   
(Foto: Queißer 2001)

Die Qualität der Energieumwandlung im Wechselsprung hängt direkt mit der Art des Wechselsprungs zusammen. Während bei kleinen Froudezahlen nur wenig Energie im Wechselsprung umgesetzt wird, was sich am gewellten Abfluss im Unterwasser bemerkbar macht, steigt das Maß der Energieumwandlung mit wachsender Froudezahl an. Im Bereich von  $Fr = 4,5$  bis  $9$  bildet sich der für die Energieumwandlung optimale stationäre Wechselsprung aus.



**Abb. 5.22** Kenngrößen des Wechselsprungs in einem Rechteckgerinne  
(Quelle: NAUDASCHER 1992)

„Der Tabelle in **Anlage 9** ist zu entnehmen, dass die Froudezahlen bei den im Modell untersuchten spezifischen Abflüssen von  $q = 30 \text{ l/(sm)}$  bis zu  $q = 300 \text{ l/(sm)}$  den Wert  $3,28$  nicht übersteigen. Nach **Abb. 5.22** findet dabei nur eine schwache Energieumsetzung statt und im Abströmbereich bilden sich Wellen aus. Dies bestätigte sich weitgehend während der

Modellversuche, bei denen im Unterwasser meistens ein gewellter Abfluss zu beobachten war. Nur bei der maximalen Belastung mit  $q = 300 \text{ l/(sm)}$  hat sich in den Versuchen teilweise ein stationärer Wechselsprung eingestellt“ (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a).

### 5.6.8 Analyse des Strickler-Beiwertes

Für die Berechnung der erforderlichen Dicke des Deckwerkes nach dem statischen Bemessungsansatz aus **Kap. 5.3.3** ist die Kenntnis der Rauheit des Deckwerkes aus Mastix-Schotter erforderlich. Auf der Basis der Modellversuche im Halbdamm-Modell lagen ausreichend Daten vor, um den Strickler-Beiwert zu berechnen. Folgende Vorgehensweise wurde gewählt:

Auf Grundlage der Geschwindigkeitsmessungen auf der luftseitigen Dammböschung bei unterschiedlichen Abflüssen zwischen  $30 \text{ l/(sm)}$  und  $300 \text{ l/(sm)}$  und den daraus ermittelten Wassertiefen (**Anlage 9**) wurde des Weiteren der hydraulische Radius sowie der Strickler-Beiwert bestimmt (**Anlage 10**).

Bei den in dieser Arbeit verwendeten Formeln gibt der Strickler-Beiwert das Maß der Rauheit des Deckwerkes an. Aus der gemessenen Fließgeschwindigkeit  $v$ , dem berechneten hydraulischen Radius  $R_h$  und dem Sohlgefälle  $I_0$  lässt sich der Strickler-Beiwert wie folgt ableiten:

$$k_{St} = \frac{v}{R_h^{2/3} \cdot I_0^{1/2}} \quad (5.13)$$

Die Strickler-Formel ist auf Grund ihrer Herleitung nur im Bereich des Normalabflusses gültig. Verwendet man statt des Sohlgefälles  $I_0$  jedoch das Energieliniengefälle  $I_e$ , so kann die Strickler-Formel näherungsweise auch bei leicht ungleichförmigem Abfluss angesetzt werden (NAUDASCHER 1992).

Für die Auswertung der Messergebnisse in **Anlage 10** wurden wegen dieser Gesetzmäßigkeiten nicht alle Stützstellen benutzt. Lediglich an den Stützstellen, an denen sich annähernd Normalabflussbedingungen ausgebildet hatten, wurde der Strickler-Beiwert berechnet. Die örtlich ermittelten Werte schwanken zwischen  $k_{St} = 23 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und  $k_{St} = 42 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . Sowohl geometrische Ungenauigkeiten beim Einbau als auch messtechnische Aspekte bei der Geschwindigkeitsmessung sind die wesentlichen Gründe für die Abweichungen.

Um aus der Vielzahl an Messungen eine verlässliche Angabe für den Strickler-Beiwert ableiten zu können, wurde der Mittelwert aus allen Messwerten herangezogen. Er ergibt sich

zu  $k_{St} = 32,6 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . Daher wurde dieser Wert für die allgemeinen Betrachtungen zum Mastix-Schotter mit einer Körnung von 16 bis 22 mm auf folgenden Wert festgelegt:

$$k_{St} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \quad (5.13)$$

Um die beschriebene Vorgehensweise abzusichern, wurde eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Im Rahmen dieser Betrachtung wurde dargelegt, wie sehr die nach Gleichung (5.8) berechnete erforderliche Dicke des Deckwerkes von der Wahl des Rauheitsbeiwertes nach Strickler abhängt. Die Zahlenangaben in **Tab. 5.3** unterstreichen, dass sich trotz einer erheblichen Schwankung des Strickler-Beiwertes von  $26 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  bis  $38 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  die erforderliche Dicke des Deckwerkes bei ansonsten gleichen Eingangsparametern nur geringfügig verändert.

**Tab. 5.3** Sensitivitätsanalyse mit  $q = 300 \text{ l}/(\text{sm})$ ,  $I = 1 : 6$  und  $\Phi = 30^\circ$

$k_{St} [\text{m}^{1/3}/\text{s}]$	26	29	32	35	38
erf. $d_D [\text{m}]$	0,16	0,15	0,15	0,14	0,13

Die Aufstellung zeigt, dass die Wahl des Strickler-Beiwertes auf die sicherheitsrelevante Dicke des Deckwerkes nur einen geringen Einfluss nimmt. Wird der Dimensionierung ein Strickler-Beiwert von  $26 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  zu Grunde gelegt, errechnet sich ein lediglich um 1 cm dickeres Deckwerk. Diese Abweichung liegt unterhalb der Einbautoleranz und wird daher durch Sicherheitszuschläge bei der Bemessung ausgeglichen. Deswegen ist es nicht erforderlich, den Strickler-Beiwert bei der Dimensionierung des Deckwerkes für verschiedene Abflussmengen und damit unterschiedliche Wassertiefen zu variieren.

Die bisherigen Betrachtungen beschränken sich auf die in den Modellversuchen verwendete Körnung des Zuschlagstoffes von 16 bis 22 mm. Ein Deckwerk aus Mastix-Schotter kann jedoch ebenso mit einer anderen Körnung hergestellt werden. Abschließend wird die Frage behandelt, inwiefern sich eine andere, gröbere Körnung auf den Strickler-Beiwert und damit auf die Bemessung des Deckwerkes auswirkt.

Auf der Basis der Angaben für Schüttsteinrampen (LfU 2000) wurde in **Anlage 11** ein Zusammenhang zwischen der Steingröße und dem Strickler-Beiwert abgeleitet. Als Parameter für die Steingröße wurde die längste Steinkante  $l_s$  herangezogen.

Insgesamt zeigt sich, dass sich der Strickler-Beiwert bei Steingrößen bis zu 50 mm lediglich auf einen Wert von  $27 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  reduziert. Nach der Sensitivitätsanalyse aus **Tab. 5.3** hat dies nur einen geringfügigen Einfluss auf die Bemessung des Deckwerkes. Trotzdem wird empfohlen, bei Verwendung eines gröberen Zuschlagstoffes als der Kornfraktion 16 bis 22 mm den Strickler-Beiwert für die Dimensionierung entsprechend **Anlage 11** anzupassen.

## 5.7 Konstruktive Aspekte

Um ein poröses, plastisches und kohärentes Deckwerk aus Mastix-Schotter zu erstellen, muss auf die Einhaltung der vorgegebenen Rezeptur geachtet werden. Andernfalls können die genannten Eigenschaften, die für die Anwendung von Mastix-Schotter als Deckwerk an Überströmstrecken unbedingt erforderlich sind, nicht garantiert werden. Bei der Herstellung und dem Einbau sind daher hohe Anforderungen an die Qualitätssicherung zu stellen.

### 5.7.1 Rezeptur des Mastix-Schotters

Mastix-Schotter besteht aus den Bestandteilen Kalksteinsplitt und Asphalt-Mastix-Mörtel. In den durchgeführten Modellversuchen wurde eine Rezeptur verwendet, die folgendermaßen zusammengesetzt war:

- 80 % Gestein (Kalksteinsplitt: Fraktion 16 - 22 mm)
- 20 % Asphalt-Mastix-Mörtel mit den Bestandteilen:
  - 19 % Bitumen B 80,
  - 21 % Füller, z. B. Kalksteinmehl (90 Gew.-% < 0,09 mm),
  - 60 % Mittelsand,
  - Faserstoffe.

Auf dem Foto in **Abb. 5.23** sind die einzelnen Bestandteile des Mastix-Schotters dargestellt. Um 1000 g Mastix-Schotter herzustellen, sind die angegebenen Mengen der Bestandteile zuzufügen. Eine detaillierte Aufstellung der Rezeptur mit den Anforderungen und Nachweisen ist im Leitfaden *Überströmbare Dämme und Dammscharten* der LfU abgedruckt (LfU 2004).



**Abb. 5.23** Bestandteile des Mastix-Schotters (Quelle: BIEBERSTEIN ET AL. 2004a)

### 5.7.2 Materialeigenschaften des Mastix-Schotters

Für die Dimensionierung eines Deckwerkes aus Mastix-Schotter müssen die in der Bemessungsformel enthaltenen Parameter bekannt sein. Als entscheidende Materialeigenschaft geht dabei die Wichte des Mastix-Schotters in die Gleichung (5.8) ein. Die Wichte ist eine konstante Materialgröße, die mit folgenden Werten angegeben wird:

$$\begin{aligned} \text{Wichte des Deckwerkes:} & \quad \gamma_D \approx 18 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Wichte des Deckwerkes unter Auftrieb:} & \quad \gamma'_D \approx 11 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Um den Mastix-Schotter als Deckwerk an Überströmstrecken einzusetzen, ist seine Beständigkeit gegen Witterungseinflüsse eine wichtige Voraussetzung. SCHÖNIAN (1999) äußert sich diesbezüglich sehr positiv zu den Eigenschaften asphaltgebundener Materialien. Lediglich die UV-Strahlung wird insofern als kritisch beschrieben, da sie zu einem beschleunigten Alterungsprozess führt.

Durch die vorgesehene Überdeckung des Mastix-Schotters mit einer Oberbodenschicht wird diesem Problem jedoch entgegengewirkt, da UV-Strahlen nicht tief in den Boden eindringen können. Bei offen liegenden Flächen (beispielsweise Ufersicherungen), die mit Mastix-Schotter gesichert werden, empfiehlt SCHÖNIAN, die Dicke des Deckwerkes so auszulegen, dass geringfügige Verluste zugelassen werden können.

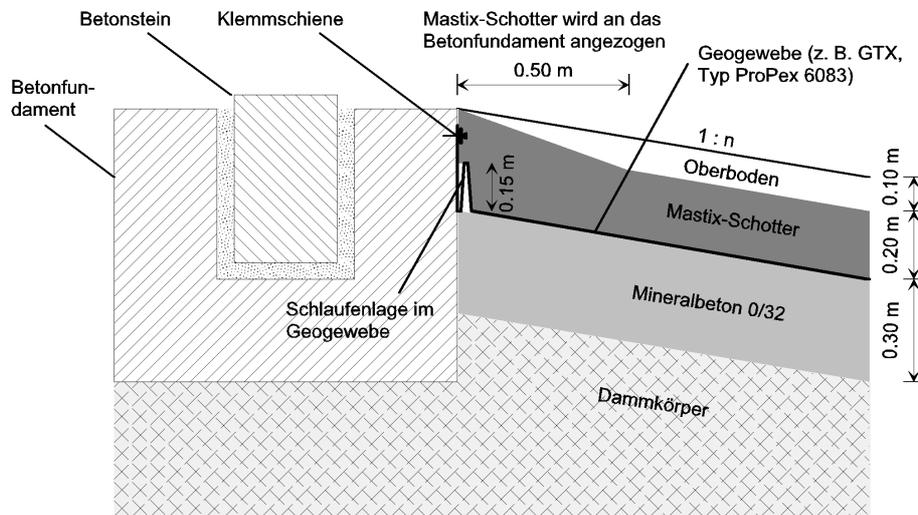
Die Frostbeständigkeit wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Versuchen nachgewiesen (BAW 1973).

### 5.7.3 Verlegung des Geogewebes

Um die Filterstabilität des Deckwerkaufbaus sicherzustellen, wird in der Regel ein Geogewebe zwischen der Filterschicht und dem Mastix-Schotter angeordnet. Bei der Wahl des geeigneten Geogewebes müssen die besonderen Belastungen beachtet werden, denen das Material ausgesetzt ist. Hierbei ist insbesondere das Aufbringen des Mastix-Schotters mit Einbautemperaturen bis zu 160°C zu erwähnen.

Das Geogewebe muss in Böschungsfalldinie verlegt werden, um die Filterfestigkeit zu gewährleisten. An den Stößen, die bei der Bauausführung unvermeidlich sind, ist eine ausreichende Überlappung von mindestens 0,50 m einzuhalten. Eventuelle Beschädigungen, die beim Bauablauf entstehen, sind großflächig zu reparieren (LfU 2004).

Einen wichtigen Aspekt bei der Verlegung des Geogewebes stellt die Befestigung an der Überlaufschwelle auf der Dammkrone dar. Die Detailansicht in **Abb. 5.24** zeigt einen Ausführungsvorschlag, wie dieser Bereich gestaltet werden sollte.



**Abb. 5.24** Anschluss des Deckwerks aus Mastix-Schotter an die Dammkrone  
(nach: BIEBERSTEIN ET AL. 2004a)

Das Geogewebe wird mit einer Klemmschiene lückenlos an der Überlaufschwelle fixiert. Mit dieser Maßnahme wird sichergestellt, dass aus der Fuge kein Feinmaterial ausgetragen werden kann. Ein Ausschwemmen des Dammbaustoffes würde zu kritischen Hohllagen unter dem Deckwerk führen, die unter allen Umständen zu verhindern sind.

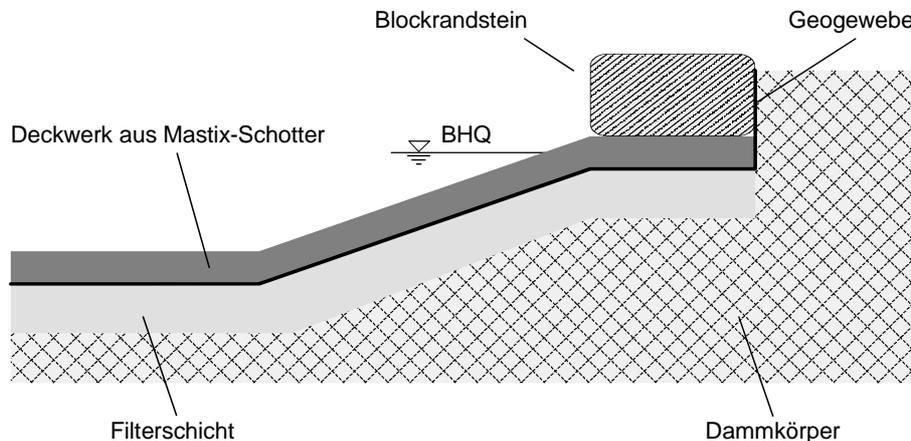
Das Geogewebe ist konstruktiv so zu verlegen, dass es nicht unter dauerhafte Spannung gerät, wenn sich der Dammkörper beispielsweise infolge von Setzungen verformt. Daher ist unterhalb der Klemmschiene eine Schlaufe aus Geogewebe zu legen, die gegebenenfalls Verschiebungen ausgleicht und dafür sorgt, dass keine permanenten Kräfte auf das Geogewebe einwirken.

#### 5.7.4 Ausführung der seitlichen Randbereiche

Es gibt unterschiedliche Varianten, wie der seitliche Abschluss des Deckwerkes gestaltet werden kann. In jedem Fall sind die Randbereiche wie die gesamte Überströmstrecke zuverlässig gegen Erosion und Materialaustrag zu sichern.

Am Rand der Überströmstrecke kann der Mastix-Schotter samt Geogewebe und Unterbau schräg nach oben gezogen werden, so dass insgesamt ein trapezförmiger Schnitt quer zur Fließrichtung entsteht. Die Höhe der geschützten Flanken muss den maximalen Wasserspiegel auf der Dammböschung plus Freibord erreichen.

Als alternative Lösung können an den Seiten der Überströmstrecke Blockrandsteine versetzt werden. Es wird empfohlen, den Blockrandstein auf das Deckwerk zu stellen und das Geogewebe hinter dem Stein senkrecht nach oben zu führen (**Abb. 5.25**). Statt mit Blockrandsteinen kann der seitliche Abschluss auch mittels Konstruktionsbeton und Klemmschienen analog zur Überlaufschwelle gestaltet werden.



**Abb. 5.25** Ausführung des Randbereichs einer Überströmstrecke (Prinzipiskizze)

Insgesamt ist darauf zu achten, das Deckwerk aus Mastix-Schotter am oberen und unteren Ende sowie in den seitlichen Bereichen zuverlässig gegen jede Form von Erosion und Materialaustrag des Dammschüttstoffes oder der Filterschicht zu schützen. Nur dann kann die Funktion des Bauwerkes dauerhaft erhalten bleiben

### 5.7.5 Einbau des Mastix-Schotters

In diesem Abschnitt werden die wichtigsten Aspekte behandelt, die beim Einbau des Mastix-Schotters zu berücksichtigen sind. Hinweise hierzu können auch dem Leitfaden *Überströmbare Dämme und Dammscharten* der LfU (2004) entnommen werden.

Während des Einbaus ist die Temperatur des Mischguts zu kontrollieren. Diese muss bei Werten zwischen 110°C und 160°C liegen. Damit der Mastix-Schotter auf dem Transport vom Mischwerk zur Baustelle nicht zu sehr auskühlt, ist er in ausreichend isolierten Behältern oder auf abgedeckten Ladeflächen zu transportieren.

Der Einbau von Mastix-Schotter erfolgt mit einem gewöhnlichen Hydraulikbagger. Der Mastix-Schotter wird vorsichtig auf dem Geogewebe abgeschüttet, mit dem Grabenlöffel des Baggers in der erforderlichen Dicke verteilt und leicht angedrückt. Einer weiteren Verdichtung bedarf es nicht. Zur Gewährleistung der Qualität dürfen diese Arbeiten nicht bei Regen durchgeführt werden.

Die minimale Dicke des Deckwerkes ist abhängig von der gewählten Kornfraktion des Zuschlagstoffes. Die Schichtdicke sollte mindestens das 6-fache des maximalen Korndurchmessers betragen, damit ein derartiges Deckwerk mit der erforderlichen Präzision bautechnisch hergestellt werden kann. Bei der bisher betrachteten Rezeptur mit der Kornfraktion 16 bis 22 mm ergibt sich für das Deckwerk somit eine minimale Dicke von 0,13 m (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a).

Um eine scharfe Kante am Übergang von der Einlaufschwelle zur luftseitigen Dammböschung zu vermeiden, sollte das Deckwerk aus Mastix-Schotter an die Oberkante der Einlaufschwelle auf einer Länge von 0,50 m keilförmig angezogen werden (**Abb. 5.24**). Ansonsten würde es unterstrom der Schwelle zu Strömungsablösungen kommen, die eventuell das Auftreten von Unterdruck nach sich ziehen würden. Um diese unerwünschten Kraftwirkungen auszuschließen, sollte wie beschrieben ein sanfter Übergang von der Dammkrone zur luftseitigen Dammböschung geformt werden.

In der Regel wird das Deckwerk einer Überströmstrecke auf Grund der Größe der zu sichernden Fläche nicht an einem Tag eingebaut werden können. Wenn Arbeitspausen eingelegt werden, sind Fugen in der Falllinie der Böschung anzulegen, die mit Kanthölzern abgestellt werden. Wenn die Arbeit wieder aufgenommen wird, ist das Kantholz zu entfernen und die Arbeitsfuge mit Primer auf Terpentinbasis anzusprühen (LfU 2004). Durch diese Maßnahme wird ein optimaler Verbund des Deckwerkes im Bereich der Arbeitsfuge erlangt.

„Zusammenfassend ist darauf hinzuweisen, dass alle angesprochenen Punkte in den Qualitätssicherungsplan aufzunehmen sind. Nur dessen penible Einhaltung kann dauerhaft funktionsfähige Überströmstrecken gewährleisten“ (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a).

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

Deckwerke aus Mastix-Schotter können nach ihrer Herstellung begrünt werden. Die dazu notwendige Schicht aus Mutterboden sollte eine Dicke von etwa 0,10 bis 0,15 m erhalten, um einen Bewuchs mit Gras zu ermöglichen. Der Mutterboden darf jedoch frühestens zwei Tage nach dem Einbau des Mastix-Schotters aufgetragen werden, damit das Deckwerk vorher ausreichend abkühlen kann.

Wegen der Dränagewirkung des Deckwerkes wird sich auf den Überströmstrecken ein trockener Standort entwickeln. Bei der Aussaat ist die Grasmischung an diese Bedingungen anzupassen. Höherer Bewuchs (Büsche und Bäume) ist nicht zulässig und muss rechtzeitig entfernt werden.

Bezüglich der Pflege und Unterhaltung der Überströmstrecke bietet ein Deckwerk aus Mastix-Schotter große Vorteile. Die relativ ebene Oberfläche kann mit leichtem Gerät, z. B. einem Balkenmäher, befahren werden. Es wird davon abgeraten, den Mastix-Schotter mit schweren Maschinen zu belasten, da das Deckwerk hierdurch Schaden nehmen könnte.

## 5.8 Zusammenfassung

Das in diesem Kapitel ausführlich beschriebene Deckwerk aus Mastix-Schotter bietet eine gute Alternative gegenüber den bisher bekannten und gebräuchlichen Bauweisen für überströmbare Dämme. Bei verschiedenen Ausschreibungen des Zweckverbandes Hochwasserschutz Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach zum Bau von Überströmstrecken hat sich zudem gezeigt, dass das Deckwerk aus Mastix-Schotter nicht nur aus technischer, sondern auch aus wirtschaftlicher Sicht attraktiv ist (**Kap. 6**).

Für die Böschungssicherung an überströmbaren Dämmen gelten nicht nur technische Richtlinien. Auch von Seiten des Natur- und Landschaftsschutzes wurden in den letzten Jahren vermehrt Kriterien definiert, die an eine landschaftsverträgliche Bauweise von Überströmstrecken gerichtet werden. Die wesentlichen Aspekte bezüglich des Dammbauwerkes können mit der Forderung nach niedrigen Schütthöhen und flachen Böschungsneigungen benannt werden (BERNHART 2003). Um eine gute Einbindung des Dammbauwerkes in das Landschaftsbild zu ermöglichen, ist ein Grasbewuchs zur Begrünung der Überströmstrecke anzustreben.

Das Deckwerk aus Mastix-Schotter erfüllt die formulierten Ansprüche und bringt somit alle Voraussetzungen mit, die von landschaftsverträglichen Bauweisen verlangt werden. Um den Bewuchs auf einer mit Mastix-Schotter gesicherten Überströmstrecke zu fördern, wird das Deckwerk nach der Fertigstellung mit einer ca. 10 bis 15 cm dicken Schicht aus Oberboden bedeckt, auf der eine Grasmischung ausgesät wird. Höherer Bewuchs wie z. B. Buschwerk ist nicht zulässig.

Im Falle einer Überströmung wird davon ausgegangen, dass der Bodenbelag den Strömungskräften nicht standhält und abgetragen wird. Nach dem Verlust der Grasnarbe garantiert das technische Sicherungselement die Stabilität des Dammbauwerkes.

Für die Anwendung von Mastix-Schotter gelten Grenzen, außerhalb derer der Einsatz nicht ohne zusätzliche Untersuchungen bzw. Erfahrungen aus der Praxis empfohlen und angeraten werden kann.

In den Modellversuchen, die im Rahmen des Forschungsprojektes durchgeführt wurden, das dieser Arbeit zu Grunde liegt, konnte das Deckwerk bis zu hydraulischen Belastungen von

etwa 370 l/(sm) im Labor getestet werden. Die Neigung der luftseitigen, überströmbaren Dammböschung wurde zwischen 1 : 4,5 und 1 : 6 variiert.

Auf der Basis der theoretischen Betrachtungen und der gesicherten Erkenntnisse aus den Modellversuchen wurden für den Leitfaden *Überströmbare Dämme und Dammscharten* der LfU (2004) die Anwendungsgrenzen wie folgt festgelegt:

Die Neigung der luftseitigen Dammböschung sollte 1 : 6 oder flacher ausgeführt werden. Bei steileren Neigungen ergeben sich in der Regel zu geringe Belastbarkeiten, die ein wirtschaftliches Bauen nicht ermöglichen. Die zulässige hydraulische Belastung wurde gegenüber den Versuchsreihen im Modell erhöht. Die Bauweise mit Mastix-Schotter kann bei spezifischen Abflüssen bis zu 1000 l/(sm) eingesetzt werden.

Die Bemessung der notwendigen Deckwerksdicke erfolgt mit Gleichung (5.8). Die Eingangsparameter für die Formel sind der luftseitige Böschungswinkel  $\beta$  und die Abflusstiefe  $y$ . Die Abflusstiefe  $y$  wiederum wird mit Gleichung (5.5) berechnet, in die als Variablen das Energieliniengefälle  $I_e$  und die spezifische hydraulische Belastung  $q$  eingehen. Der Sicherheitsbeiwert  $\eta_G$  gegen Gleiten in Gleichung (5.8) ist mit 1,3 zu wählen.

Gleichung (5.8) beinhaltet einen zusätzlichen Sicherheitszuschlag von 2 cm, um den die Deckwerksdicke zu erhöhen ist. Mit diesem Sicherheitszuschlag werden Einbautoleranzen beim Aufbringen von Mastix-Schotter in der Größenordnung des Zuschlagstoffes berücksichtigt.



## 6 Umsetzung eines Deckwerkes aus Mastix-Schotter in die Praxis

Die neuartige Bauweise der Sicherung von Überströmstrecken mit einem Deckwerk aus Mastix-Schotter wurde zwischenzeitlich in der Praxis angewendet. Der Forschungstransfer der in **Kap. 5** dargestellten Ergebnisse und des daraus resultierenden Bemessungsansatzes wurde beim Bau von zwei Hochwasserrückhaltebecken in Baden-Württemberg begleitet. Die Baumaßnahmen wurden in den Jahren 2003 bzw. 2004 abgeschlossen.

Das Hochwasserrückhaltebecken „Im Bödighheimer Tal“ wurde von der Stadt Buchen geplant und gebaut. Die Hochwasserentlastungsanlage ist als muldenförmige Dammscharte konzipiert, die im Bereich der tiefsten Sohllage im Bemessungsfall mit einem maximalen spezifischen Abfluss von  $750 \text{ l/(sm)}$  belastet wird. Die luftseitige Dammböschung ist mit  $1 : 10$  geneigt. Eine Gesamtansicht wurde bereits auf dem Foto in **Abb. 3.15** gezeigt.

Ursprünglich war vorgesehen, die Überströmstrecke durch ein Lockerdeckwerk zu sichern. Da erst während der Bauphase auf das kohärente Deckwerk aus Mastix-Schotter als Sicherungselement umgeschwenkt wurde, sind die Randbereiche einschließlich des Kolk-schutzes bei diesem Rückhaltebecken noch nicht nach den Dimensionierungsregeln ausgebildet worden, die in dieser Arbeit vorgestellt werden. Die mit  $1 : 10$  geneigte Überströmstrecke aus Mastix-Schotter wurde den örtlichen Randbedingungen angepasst.

Im Gegensatz dazu wurde der überströmbare Damm des Hochwasserrückhaltebeckens Mönchzell am Lobbach vollständig nach dem Bemessungsansatz gemäß **Kap. 5** geplant und errichtet. Die Überströmstrecke ist mit  $1 : 8$  geneigt und wird im Bemessungsfall mit einem spezifischen Abfluss von maximal  $405 \text{ l/(sm)}$  belastet. Dieses Anwendungsbeispiel wird in **Kap. 6.1** ausführlich vorgestellt.

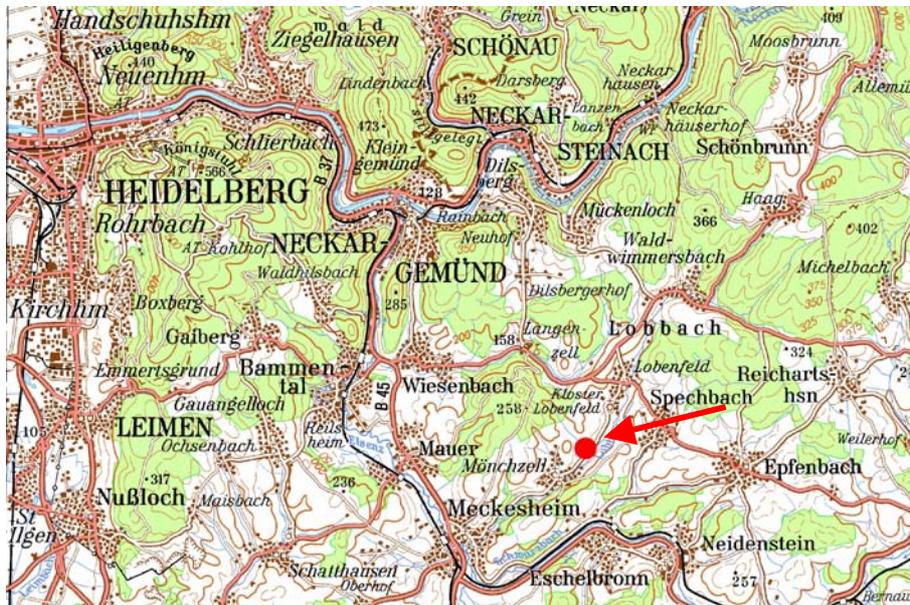
Ein kurzer Ausblick auf weitere Planungen in Baden-Württemberg, bei denen der Bau von Überströmstrecken mit einem Deckwerk aus Mastix-Schotter vorgesehen ist, wird in **Kap. 6.2** gegeben.

### 6.1 Anwendungsbeispiel HRB Mönchzell am Lobbach

Das Hochwasserrückhaltebecken Mönchzell am Lobbach liegt im Kraichgau südöstlich von Heidelberg im Einzugsgebiet von Elsenz und Schwarzbach. Der Schwarzbach ist ein Nebenfluss der Elsenz, die bei Neckargemünd in den Neckar mündet (**Abb. 6.1**). Das Rückhaltevolumen, das durch das Becken zur Verfügung gestellt wird, beträgt  $101.200 \text{ m}^3$ .

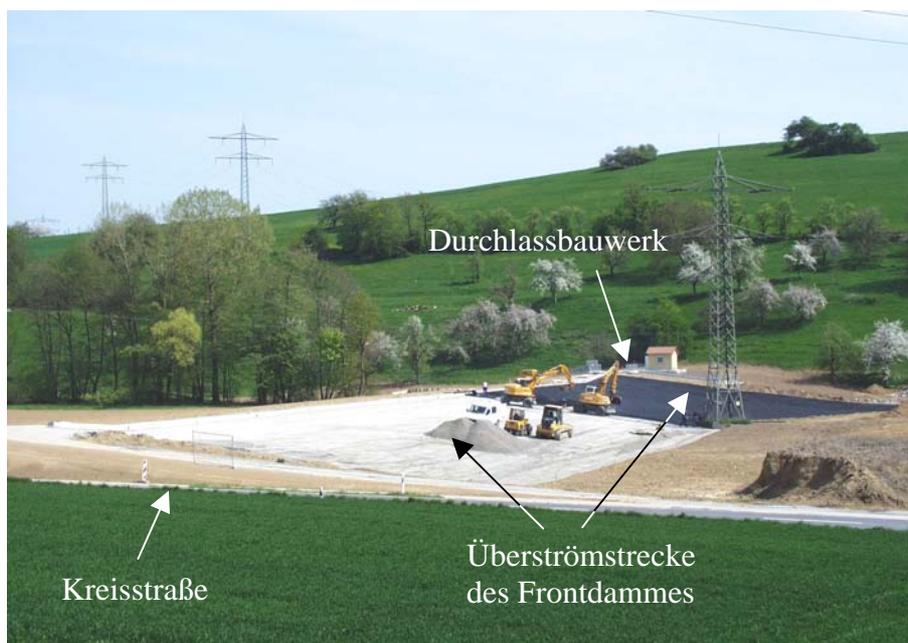
Das erforderliche Dammbauwerk des HRB Mönchzell besitzt insgesamt eine Länge von  $340 \text{ m}$ . Der Damm untergliedert sich in einen Frontdamm und einen Straßendamm. Der

Straßendamm schützt die an der rechten Talflanke verlaufende Kreisstraße beim Einstau des Beckens vor Überflutung. Er ist beidseitig mit 1 : 2 abgeböschet und läuft zum stromaufwärts gelegenen Ende des Beckens aus.



**Abb. 6.1** Lageplan des HRB Mönchzell am Lobbach

Der Frontdamm bildet den unterstromigen Abschluss des Hochwasserrückhaltebeckens quer zur Talachse (**Abb. 6.2**). An der linken Talflanke ist ein ökohydraulisch durchgängiges Auslassbauwerk in den Dammkörper integriert (**Abb. 6.3**). Der Frontdamm ist zwischen dem Durchlassbauwerk und der Kreisstraße als überströmbarer Damm ausgebildet. Die Breite der Überströmstrecke beträgt ca. 110 m. Die maximale Höhe des Dammes über der Talsohle liegt bei 4,25 m.



**Abb. 6.2** Frontdamm des HRB Mönchzell während der Bauzeit (Foto: IBF 2004)

Die Überströmstrecke ist mit 1 : 8 geneigt und wurde auf eine spezifische hydraulische Belastung von 405 l/(sm) bemessen (LFU 2004). Die zu sichernde Fläche betrug in der Summe 3690 m<sup>2</sup>. Die Neigung der wasserseitigen Dammböschung wurde auf 1 : 6 festgelegt.



**Abb. 6.3** Durchlassbauwerk mit Ein- und Auslaufbereich (Fotos: Queißer 2004)

Durch den Bau von flach geneigten Böschungen, mit denen der Damm gut in das Landschaftsbild des hügeligen Kraichgaus eingefügt werden konnte, wurde einer Forderung der zuständigen Genehmigungsbehörde nachgekommen. Weiterhin gab die Genehmigungsbehörde vor, die Hochwasserentlastungsanlage als überströmbaren Damm zu konzipieren, um die erforderliche Dammhöhe auf ein Mindestmaß zu reduzieren (SCHMIDT 2003).

Das HRB Mönchzell ist Teil des Hochwasserschutzkonzeptes im Einzugsgebiet von Elsenz und Schwarzbach. Nach dem Hochwasserereignis vom Juni 1994 mit verhältnismäßig großen Schadenssummen in diesem Einzugsgebiet schlossen sich die betroffenen Städte und Gemeinden zum Zweckverband Hochwasserschutz Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach (HZV) zusammen.

Das Ziel des Zweckverbandes besteht in der Entwicklung eines flächendeckenden Hochwasserschutzkonzeptes für das gesamte Einzugsgebiet. Neben den wasserwirtschaftlichen Belangen sollen dabei auch die ökologischen und ökonomischen Aspekte berücksichtigt werden. Als Kernbestandteil der vorgesehenen Schutzmaßnahmen sind dezentrale Rückhaltungen zu betrachten (Homepage des HZV).

Im Rahmen einer Flussgebietsuntersuchung wurden die „hydrologischen und hydraulischen Zusammenhänge für das gesamte Einzugsgebiet mit Hilfe von mathematischen Modellen detailliert erfasst und optimierte Lösungen anhand von Simulationsrechnungen, Kostenvergleichen und ökologischen Bewertungen entwickelt“ (Homepage des HZV).

Das aus dem Flussgebietsmodell resultierende Schutzkonzept sieht den Bau von insgesamt 99 Rückhaltebecken vor, von denen die meisten neu zu erstellen sind. An der Hälfte der Standorte ist der Einfluss der Hochwasserrückhaltebecken als überörtlich zu bezeichnen, die andere Hälfte der notwendigen Becken ist als lokal wirksam einzustufen. Laut DIN 19700-12 (2004) sind fast alle dieser Hochwasserrückhaltebecken den sehr kleinen, kleinen und mittleren Becken zuzuordnen (**Abb. 2.6**).

Die große Anzahl an Rückhaltebecken, die in dem relativ kleinen Einzugsgebiet von Elsenz und Schwarzbach mit einer Größe von 543 km<sup>2</sup> zu bauen sind, zeigt die Notwendigkeit, an die Landschaft und die Umgebung angepasste Bauweisen zu entwickeln, die vor Ort die Akzeptanz der Bevölkerung erhalten.

### 6.1.1 Dimensionierung

Das HRB Mönchzell wurde nach den Regeln der DIN 19700 (1986) bemessen. Gemäß Teil 12 *Hochwasserrückhaltebecken* war es als mittleres Becken zu behandeln. Für die Dimensionierung der Hochwasserentlastungsanlage war demnach als außergewöhnlicher Lastfall ein Hochwasserereignis zu Grunde zu legen, dessen Wiederkehrzeit mit  $T_n = 1000$  Jahre angegeben wurde.

Die Berechnung der für die weitere Bemessung notwendigen Abflussgrößen wird im Folgenden exemplarisch durchgeführt (SCHMIDT 2003). Sie basiert auf dem Wert des hundertjährigen Hochwasserabflusses  $HQ_{100} = 24,13 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$BHQ = HQ_{1000} = 1,6 \cdot HQ_{100} = 1,6 \cdot 24,13 = 38,61 \text{ m}^3/\text{s} \quad (6.1)$$

Für die Dimensionierung der Hochwasserentlastungsanlage ist zusätzlich ein Windstau zu berücksichtigen. Der Bemessungsabfluss, der über die Hochwasserentlastungsanlage schadlos abgeführt werden muss, erhöht sich dadurch auf einen Wert von  $BHQ_{HWEA} = 44,55 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Die Breite des überströmbaren Dammbereiches beträgt im Kernbereich ca.  $B_{HWEA} = 110 \text{ m}$ . Damit ergibt sich der in die weiteren Berechnungsschritte eingehende spezifische Abfluss zu:

$$q_{HWEA} = BHQ_{HWEA} / B_{HWEA} = 44,55 / 110 = 0,405 \text{ m}^3/(\text{sm}) \quad (6.2)$$

In der ursprünglichen Planung für das HRB Mönchzell war vorgesehen, die Überströmstrecke mit einer Steinschüttung zu sichern. Die Bemessung des Deckwerkes erfolgte nach LFU (1997) und einem Ansatz nach WESTRICH, der die hydrodynamischen Kräfte mit einbezieht (LFU 1997b). Es ergab sich eine Steinschüttung mit Wasserbausteinen der Klasse III nach den Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine (TLW) in einer Mächtigkeit von 0,90 m. Zusätzlich wurden zum Abtrag der Schubkräfte Querriegel sowohl am Dammfuß als auch in den Drittpunkten der Böschung eingeplant. Das beauftragte Ingenieurbüro schätzte die Gesamtkosten für die so bemessene Hochwasserentlastungsanlage auf 435.000 € (SCHMIDT 2003).

Da dieser Kostenansatz dem Entwurfsplaner und dem HZV als Auftraggeber zu teuer war, wurde nach einer anderen Ausführungsmöglichkeit gesucht. In diesem Zusammenhang bot sich das Deckwerk aus Mastix-Schotter als Alternative an. Da jedoch keine Erfahrungswerte über die Baukosten dieser neuen Bauweise vorlagen, entschloss man sich zu einer parallelen Ausschreibung beider Varianten (SCHMIDT 2003). Eine Auswertung der Betrachtungen zur Wirtschaftlichkeit erfolgt in **Kap. 6.1.2**.

Vor der Ausschreibung wurden die notwendigen Abmessungen eines Deckwerkes aus Mastix-Schotter bestimmt. Die Bemessung des Deckwerkes erfolgte für die Überströmstrecke des Hochwasserrückhaltebeckens Mönchzell analog den Dimensionierungsregeln, die in **Kap. 5** aufgeführt und beschrieben sind. Die Berechnung der wesentlichen Größen wird im Folgenden exemplarisch durchgeführt. Die Eingangsparameter sind **Tab. 6.1** zu entnehmen.

**Tab. 6.1** Eingangsparameter für die Bemessung der Überströmstrecke

Parameter	Größe
maximaler spezifischer Abfluss $q$ laut Gleichung (6.2)	0,405 m <sup>3</sup> /(sm)
Strickler-Beiwert $k_{St}$	32 m <sup>1/3</sup> /s
Energieliniengefälle $I_e = 1/n$	0,125
luftseitiger Böschungswinkel $\beta = \arctan(1/n)$	7,1°
Reibungswinkel $\varphi'$	25°
Wichte des Deckwerkes unter Auftrieb $\gamma'_D$	11.000 N/m <sup>3</sup>
Wichte von Wasser $\gamma_w$	9810 N/m <sup>3</sup>
Gleitsicherheitsbeiwert $\eta_G$	1,3

Für die Berechnung der maßgebenden Wassertiefe auf der luftseitigen Dammböschung im Bereich des Normalabflusses wird Gleichung (5.5) verwendet:

$$y = y_N = \left[ \frac{q}{k_{St} \cdot I_e^{1/2}} \right]^{3/5} = \left[ \frac{0,405}{32 \cdot 0,125^{1/2}} \right]^{3/5} = 0,14 \text{ m} \quad (6.3)$$

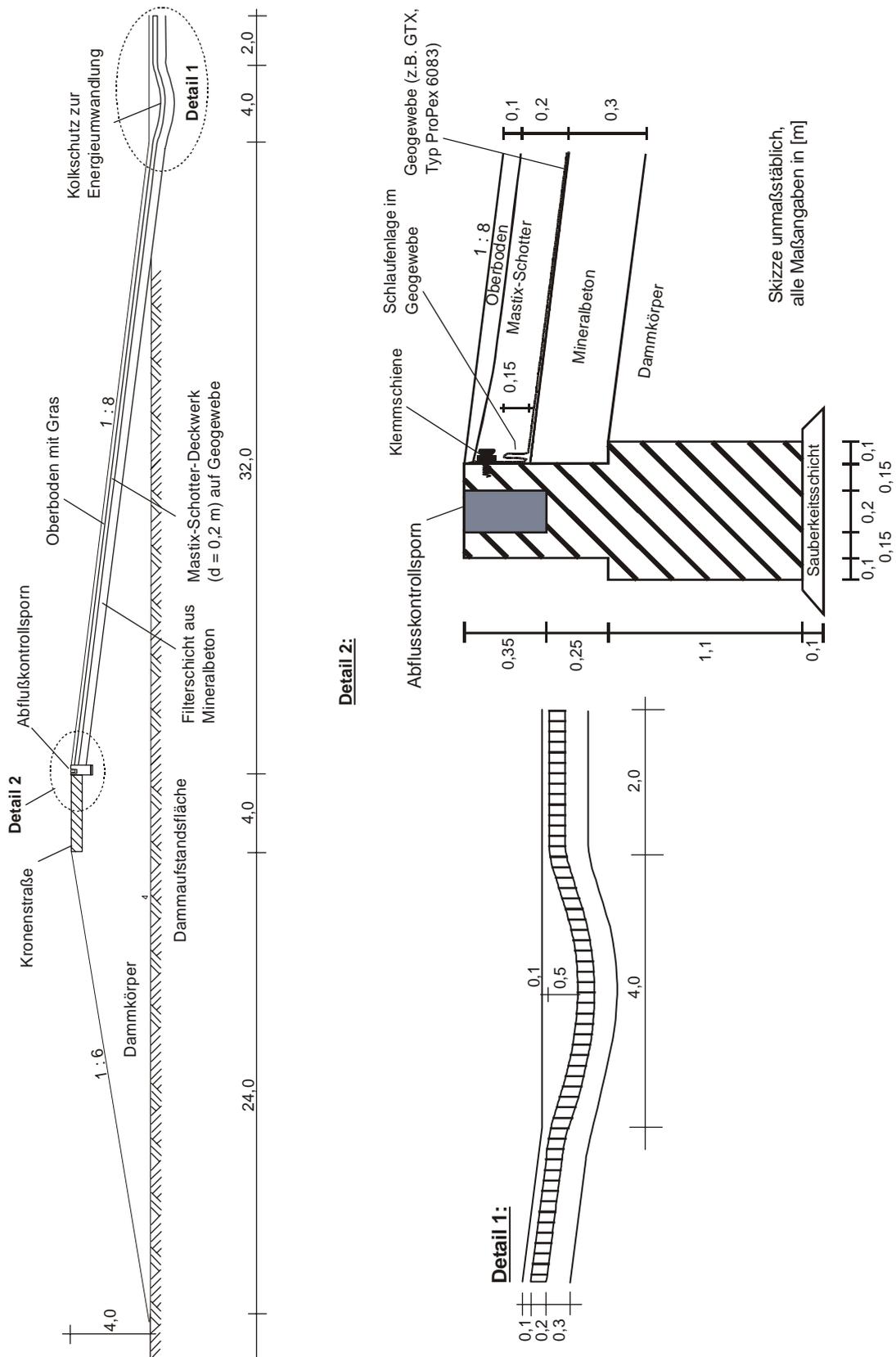
Die erforderliche Deckwerksdicke für das kohärente Deckwerk aus Mastix-Schotter berechnet sich mit den gegebenen Eingangsparametern nach Gleichung (5.8) zu:

$$\text{erf. } d_D = \frac{\gamma_W \cdot y}{\frac{\gamma'_D \cdot \tan \varphi'}{\eta_G \cdot \tan \beta} - \gamma_W - \gamma'_D} + 0,02 = \frac{9810 \cdot 0,14}{\frac{11.000 \cdot \tan 25}{1,3 \cdot \tan 7,1} - 9810 - 11.000} + 0,02 = 0,15 \text{ m} \quad (6.4)$$

Die ermittelte Deckwerksdicke von 0,15 m erfüllt die Bedingung gemäß **Kap. 5.7.5**, wonach das Deckwerk aus Mastix-Schotter mindestens in einer Stärke von 0,13 m auf die Böschung aufzutragen ist. Da es sich beim HRB Mönchzell um eines der ersten Becken handelte, dessen luftseitige Dammböschung mit dieser neuartigen Bauweise gesichert worden ist, wurde als zusätzliche Reserve ein Zuschlag von 0,05 m eingeplant, um möglichen Ungenauigkeiten beim großflächigen Einbau von Mastix-Schotter vorzubeugen. In der Umsetzung hat sich jedoch gezeigt, dass die geforderte Tiefe präzise eingehalten werden kann. Abweichungen sind lediglich in der Größenordnung des Zuschlagstoffes zu erwarten. Diese sind im Bemessungsansatz nach Gleichung (5.8) bereits berücksichtigt.

Die notwendigen Abmessungen für den Kolkschutz können der **Tab. 5.1** entnommen werden. Für die Tiefe der muldenförmigen Kolksicherung wird ein Maß von  $t_K = 0,4$  m gefordert, die Länge ist mit 4,0 m anzusetzen. Die daran anschließende horizontale Kolksicherung muss  $L_{K2} = 1$  m betragen. Wegen der fehlenden Erfahrung beim Einbau von Mastix-Schotter wurde dieses Maß beim HRB Mönchzell auf 2 m verlängert. Die angegebenen Abmessungen sind jeweils als Mindestanforderungen zu verstehen, die nicht unterschritten werden dürfen.

In **Abb. 6.4** ist die konstruktive Ausbildung mit der Überströmstrecke dargestellt, die sich aus der Dimensionierung ergab. Das Deckwerk aus Mastix-Schotter wurde mit einer Dicke von 0,20 m auf einem Geogewebe eingebaut. Die Gestaltung der muldenförmigen Kolksicherung und des Anschlusses des Deckwerkes an den Abflusskontrollsporn sind den Details 1 und 2 zu entnehmen. Weitere Einzelheiten zur Bauausführung werden im **Kap. 6.1.3** erläutert.



**Abb. 6.4** Konstruktive Ausbildung des HRB Mönchzell mit Überströmstrecke aus Mastix-Schotter-Deckwerk (Maße in [m])

### 6.1.2 Wirtschaftlichkeit

Neben den technisch günstigen Eigenschaften des Deckwerkes aus Mastix-Schotter ist für die Umsetzung in die Praxis vor allem die Wirtschaftlichkeit der zentrale Aspekt. Die folgenden Ausführungen fassen die Erkenntnisse zusammen, die bisher diesbezüglich gewonnen wurden.

Vor dem Bau des Hochwasserrückhaltebeckens Mönchzell lagen keine Erfahrungen über die Kosten eines Deckwerkes aus Mastix-Schotter vor. Da neben der technischen Machbarkeit einer Bauweise die Wirtschaftlichkeit letztlich den entscheidenden Ausschlag gibt, welches Sicherungselement zum Einsatz kommt, wurde das Baulos Hochwasserentlastungsanlage beim HRB Mönchzell parallel für eine Steinschüttung und den Mastix-Schotter ausgeschrieben. Die Firmen, die sich um den Gesamtauftrag beworben haben, ermittelten die Baukosten alternativ für beide Bauweisen.

In **Tab. 6.2** sind die abgegebenen Angebote der acht am Auftrag interessierten Baufirmen zusammengestellt. In der zweiten Spalte der Tabelle sind die Preise aufgelistet, die von den Firmen für die Erstellung eines Deckwerkes aus Mastix-Schotter angegeben wurden. Die Spannweite der berechneten Kosten ist beträchtlich. Ebenso verhält es sich mit der Steinschüttung, die gleichfalls zu erheblich unterschiedlichen Preisen angeboten wurde.

**Tab. 6.2** Kosten für das Baulos Hochwasserentlastung am HRB Mönchzell  
(Quelle: Zweckverband Hochwasserschutz Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach)

Bieter	Mastix-Schotter	Steinschüttung	Differenz [%]
Firma 1	348.394,00 €	387.282,04 €	11,2 %
Firma 2	359.093,59 €	584.750,05 €	62,8 %
Firma 3	362.458,16 €	459.422,45 €	26,8 %
Firma 4	383.255,24 €	455.458,46 €	18,8 %
Firma 5	405.589,43 €	414.303,98 €	2,1 %
Firma 6	407.184,02 €	582.070,04 €	43,0 %
Firma 7	409.210,17 €	392.602,67 €	- 4,1 %
Firma 8	538.681,44 €	594.367,53 €	10,3 %

Sowohl für den Mastix-Schotter als auch für die Steinschüttung wurde das günstigste Angebot von der Firma 1 abgegeben. Das Deckwerk aus Mastix-Schotter ist bei dieser Firma um 11,2 % günstiger als die Steinschüttung. Insgesamt beurteilen sieben Firmen die Sicherung der Überströmstrecke des HRB Mönchzell mit einem Deckwerk aus Mastix-Schotter als kostengünstiger. Lediglich eine Firma ermittelte für den Bau der Steinschüttung bessere Konditionen.

Die Ausschreibung unterstreicht, dass der Mastix-Schotter als Sicherungselement konkurrenzfähig ist, obwohl bei der Dimensionierung erhebliche Sicherheitszuschläge bei der Festlegung der Dicke des Deckwerkes berücksichtigt wurden. Nach den vorliegenden Erfahrungen beim Einbau eines Deckwerkes aus Mastix-Schotter kann daher davon ausgegangen werden, dass zukünftig zu erstellende Entlastungsanlagen in gleicher Bauweise relativ betrachtet günstiger gebaut werden können. Der Preis pro m<sup>2</sup> wird bei ansonsten gleichen Randbedingungen tendenziell sinken.

Beim Mastix-Schotter handelt es sich somit auch aus wirtschaftlicher Sicht um eine attraktive Bauweise, die eine Alternative zu den gängigen Ausführungsvarianten darstellt. Dieses Erkenntnis konnte bei der Planung der Hochwasserentlastungsanlage des HRB Mönchzell aus den Erfahrungen bei der Ausschreibung gewonnen werden.

Maßgebend für die Preisdifferenz zwischen dem Mastix-Schotter und der Steinschüttung sind vor allem die Querriegel, die nach dem Ansatz von WESTRICH (LFU 1997b) bei der Umsetzung der Steinschüttung einzubauen sind. Ohne die Querriegel würde sich der Preis für die Steinschüttung deutlich reduzieren (SCHMIDT 2003).

Neben der wirtschaftlichen Konkurrenzfähigkeit beim Bau der Hochwasserentlastungsanlage bietet das Deckwerk aus Mastix-Schotter bezüglich der Unterhaltung und Pflege weitere Vorteile (**Kap. 5.7.6**). Die relativ ebene Oberfläche des Deckwerkes kann mit leichten Maschinen befahren werden und ermöglicht somit beispielsweise eine schnelle und unkomplizierte Mahd der begrünter Oberfläche.

Im Falle einer Überströmung, die statistisch gesehen nur sehr selten auftritt, ist u. U. mit dem Verlust der Grasnarbe und der Schicht aus Oberboden zu rechnen. Die Begrünung des Deckwerkes ist anschließend wieder herzustellen. Hierdurch können gegebenenfalls Folgekosten entstehen, die jedoch auf Grund der Auflagen der Genehmigungsbehörden beim HRB Mönchzell in Kauf zu nehmen sind.

Insgesamt zeigen die Erfahrungen bei der Ausschreibung des HRB Mönchzell, dass die Bauweise mit Mastix-Schotter eine gute und kostengünstige Alternative beispielsweise gegenüber den Lockerdeckwerken darstellt. Wie im Text dargelegt wurde, ist beim Bau weiterer Überströmstrecken tendenziell mit geringeren Baukosten für den Mastix-Schotter zu rechnen, da auf Grund der positiven Erfahrungen bezüglich der Einhaltung der Deckwerkdicke der Sicherheitszuschlag von 5 cm entfallen kann.

### 6.1.3 Bauausführung

Als filterfester Unterbau für das Deckwerk aus Mastix-Schotter wurde mit Mineralbeton 0/56 auf dem luftseitigen Dammkörper ein 0,30 m mächtiges Planum geschaffen (**Abb. 6.5**). Am Böschungsfuß ist der muldenförmige Kolkbereich zu erkennen. Die Filterfestigkeit des Planums gegen den Dammbaustoff wird durch die Abstufung der Körnung des Mineralbetons erzielt. Oberhalb des Mineralbetons wurde flächig ein Geogewebe ausgelegt (**Abb. 6.6**), das wiederum filterfest gegenüber dem Mineralbeton ist.



**Abb. 6.5** Planum aus Mineralbeton vor dem Einbau des Deckwerkes (Foto: Queißer 2003)

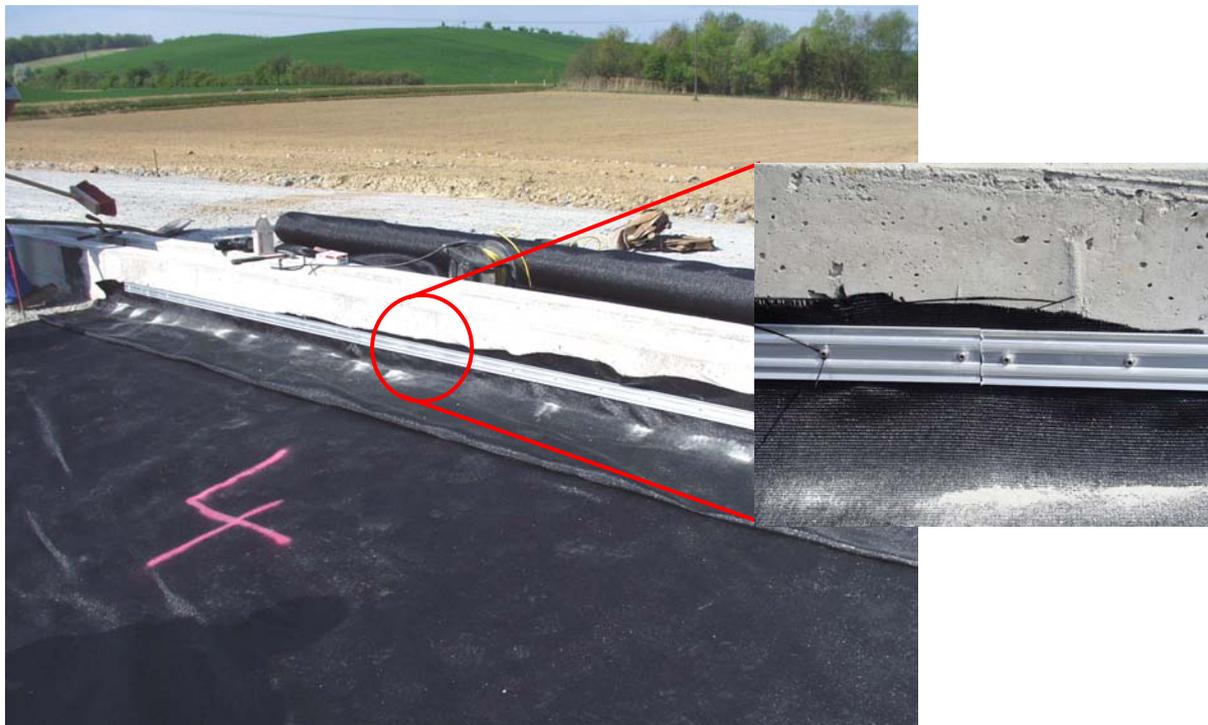


**Abb. 6.6** Verlegen des Geogewebes als Filterschicht (Fotos: IBF 2004)

Die Bemessung des Geogewebes kann beispielsweise gemäß dem DVWK-Merkblatt 221 (1992) erfolgen. Das am HRB Mönchzell verwendete Geogewebe Propex 6083 ist beständig gegen Hitze und konnte daher den Einbau des 140 bis 160° heißen Mastix-Schotters problemlos ertragen.

Das Geogewebe wurde in Form von einzelnen Bahnen auf die luftseitige Dammböschung ausgerollt. Die Überlappung der Bahnen betrug mindestens 0,50 m, um einen Materialaustrag im Bereich der Anschlüsse konsequent zu unterbinden (**Abb. 6.6**). Das Geogewebe wurde stets vom Böschungsfuß hin zur Dammkrone entsprechend der Einbaurichtung des Deckwerkes ausgerollt.

Der Anschluss des Geogewebes an das Betonfundament des Abflusskontrollsporns, wie er in **Abb. 5.24** schematisch gezeigt wurde, ist aus **Abb. 6.7** zu ersehen. Das Geogewebe wurde durchgehend mit einer Klemmschiene an das Fundament angeschraubt, so dass auch in diesem Bereich ein Austrag von Dammmaterial verhindert wird. Die Falte, die Spannungen im Geogewebe bei eventuellen Bewegungen des Dammkörpers unterbinden soll, ist auf dem Foto deutlich zu erkennen. Beim Einbau des Mastix-Schotters war darauf zu achten, diese Falte gegen das senkrechte Fundament aufzurichten, damit das Deckwerk nicht auf dieser Falte eingebaut wurde.



**Abb. 6.7** Befestigung des Geogewebes an der Dammkrone (Fotos: IBF 2004)

Der Einbau des Deckwerkes erfolgte großflächig mit Maschineneinsatz. Das aus einem Asphalt-Mischwerk angelieferte Material wurde direkt auf das vorbereitete Geogewebe geschüttet. Damit der LKW das Geogewebe nicht beschädigt, wurden Holzbohlen unter die Reifen gelegt. **Abb. 6.8** zeigt die geschilderte Situation während des Einbaus.



**Abb. 6.8** Maschineneinsatz bei der Bauausführung (Foto: IBF 2004)

Der Mastix-Schotter wird anschließend mit einer Baggerschaufel flächenhaft in der erforderlichen Deckwerksstärke verteilt und leicht angedrückt. Die Mächtigkeit des Deckwerkes ist während dieses Vorgangs permanent zu überprüfen und zu kontrollieren. Mit dem Mastix-Schotter kann auf diese Weise jede beliebige Geometrie ausgeformt werden. In **Abb. 6.9** ist beispielsweise die Modellierung der muldenförmigen Kolkssicherung zu erkennen.



**Abb. 6.9** Ausformung des Kolkbereiches am Böschungsfuß mit der Baggerschaufel (Foto: IBF 2004)

Der Einbau des Deckwerkes aus Mastix-Schotter über die Fläche von 3690 m<sup>2</sup> hat eine knappe Woche in Anspruch genommen. Die Arbeiten konnten relativ reibungslos durchgeführt werden. Lediglich zu Beginn gab es kleinere Schwierigkeiten, bis das Mischwerk richtig eingestellt war. Diese Beobachtung aus der Praxis unterstreicht, dass bei Verwendung von Mastix-Schotter als Sicherungselement an überströmbaren Dämmen auf eine sorgfältige Qualitätssicherung zu achten ist. Das fertige Deckwerk ist in **Abb. 6.10** abgebildet.



**Abb. 6.10** Überströmstrecke nach der Fertigstellung des Deckwerkes (Foto: IBF 2004)

Eine konstruktive Besonderheit beim HRB Mönchzell lag in der Berücksichtigung des Mastes einer Hochspannungsleitung, der im Bereich der Kolksicherung steht. Um die Standsicherheit des Mastes im Falle einer Überströmung nicht zu gefährden, wurde der Mastix-Schotter am Böschungsfuß im Bereich des Fundamentes leicht in die Höhe gezogen, um das abfließende Wasser links und rechts um den Mast herum zu lenken. Zusätzlich wurde der Mast durch große Quadersteine, wie sie im Ein- und Auslaufbereich des Durchlassbauwerkes verwendet wurden (**Abb. 6.3**), gesichert.

Das Dammbauwerk mit der Überströmstrecke nach Abschluss aller Arbeiten wird in **Abb. 6.11** in einer Gesamtansicht gezeigt. Im Vordergrund des Fotos liegen das Durchlassbauwerk und das Betriebsgebäude. Daran schließt der überströmbare Dammbereich an. Der Stauraum befindet sich rechts des Dammbauwerkes und die mit Mastix-Schotter gesicherte Überströmstrecke ist links der Dammkrone angeordnet. Die Überströmstrecke ist bereits begrünt und das unter der Grasnarbe liegende technische Sicherungselement nicht mehr zu erkennen. Durch die flachen Böschungsneigungen sowohl wasser- als auch luftseitig bindet sich das Dammbauwerk harmonisch in die Landschaft ein und ist für den Laien als technisches Bauwerk für den Hochwasserschutz auf den ersten Blick nicht mehr zu identifizieren.

Das Verstecken des Deckwerkes birgt jedoch die Gefahr, dass der Damm nicht mehr als sicherheitsrelevantes Bauwerk wahrgenommen wird. Damit das Deckwerk nicht aus Unachtsamkeit Schaden nehmen kann, wurden am Böschungsfuß in regelmäßigen Abständen große Blocksteine angeordnet, die ein Befahren des Mastix-Schotter zum Beispiel mit landwirtschaftlichen Fahrzeugen verhindern sollen. An der Dammkrone kann der Abflusskontrollsporn eine ähnliche Funktion übernehmen. Empfehlenswert ist aber eine zusätzliche optische Barriere.



**Abb. 6.11** Gesamtansicht des HRB Mönchzell nach Abschluss aller Arbeiten (Foto: HZV 2004)

Abschließend wird der Verlauf des Pilotprojektes durchweg positiv bewertet. Für die drei wichtigen Aspekte der technischen Machbarkeit, der Wirtschaftlichkeit und der Landschaftsverträglichkeit wurden wichtige Erfahrungen gesammelt. Aus Sicht von jedem der genannten Felder ist die neue Bauweise als ausführungsfähig und anwendbar einzustufen.

Das Foto aus **Abb. 6.11** verdeutlicht, dass die Zielvorgabe für die landschaftsverträglichen Bauweisen mit dem Einbau eines Deckwerkes aus Mastix-Schotter sehr gut erfüllt werden können.

## 6.2 Ausblick

Auf Grund der guten Erfahrungen beim Einbau von Mastix-Schotter an der Überströmstrecke des HRB Mönchzell hat der Zweckverband Hochwasserschutz Elsenz/Schwarzbach zwischenzeitlich beschlossen, weitere Überströmstrecken an Hochwasserrückhaltebecken mit einem Deckwerk aus Mastix-Schotter zu sichern. Als Beispiele können das HRB Gemmingen am Staubach und das HRB Berwangen am Birkenbach angeführt werden.

Auch in anderen Gegenden Baden-Württembergs ist der Einsatz der neuen Bauweise vorgesehen. Der Zweckverband Hochwasserschutz Leintal wird das Hochwasserrückhaltebecken Frankenbach am Leinbach mit einem überströmbaren Damm bauen, der mit einem Deckwerk aus Mastix-Schotter ausgestattet werden wird. Auch der Zweckverband Hochwasserschutz Weissacher Tal plant den Bau mehrerer Hochwasserrückhaltebecken unter Verwendung von Mastix-Schotter.



## 7 Verbundbauweisen

Verbundbauweisen stellen gegenüber den kohärenten Deckwerken ein ganz anderes Sicherungssystem für überströmbare Dämme dar. Nachdem in den beiden vorangehenden Kapiteln das Deckwerk aus Mastix-Schotter behandelt wurde, widmet sich dieses Kapitel einem Sicherungskonzept, das darauf beruht, Geotextilien in den Dammaufbau zu integrieren.

In **Kap. 7.1** wird das Prinzip der Verbundbauweisen allgemein vorgestellt, und die spezifischen Vorteile dieser Ausführungsvariante zur technischen Sicherung von Überströmstrecken werden benannt. Weiterhin wird der Begriff der Geotextilien definiert.

Nachdem in **Kap. 7.2** Anwendungsbeispiele für die Verwendung von Geotextilien im Wasserbau angeführt werden, schließt sich in **Kap. 7.3** die Beschreibung ausgewählter Lösungsvarianten der Verbundbauweisen für die Verwendung als Sicherungselement an Überströmstrecken an. Die geotechnischen Aspekte dieser Bauweise sind Thema in **Kap. 7.4**.

Die Hydraulik treppenförmiger Entlastungsanlagen wird in **Kap. 7.5** behandelt. Dabei wird ausführlich auf die charakteristischen Abflusszustände der Kaskaden- und Gerinneströmung eingegangen. Für diese Arbeit von besonderem Interesse sind die Druckverhältnisse an der Sohle derartiger Bauwerke, mit denen sich ein eigenes Kapitel (**Kap. 7.6**) befasst.

In **Kap. 7.7** wird erläutert, worauf bei der Wahl des Modellmaßstabes zu achten ist, um Maßstabeffekte zu vermeiden. Diese Zusammenhänge waren bei der Konzipierung und dem Aufbau des eigenen Versuchsstandes zu berücksichtigen, an dem die Druckverteilung an der Sohle einer treppenförmigen Entlastungsanlage bestimmt wurde (**Kap. 7.8**).

Die Auswertung der Modellversuche, die an dem Treppenmodell durchgeführt wurden, ist in zwei Unterkapitel gegliedert. Das **Kap. 7.9** beschäftigt sich mit den Ergebnissen, die für den Referenzzustand gemessen wurden, dessen Stufen horizontale und vertikale Flächen bilden, die jeweils senkrecht aufeinander stehen. Anschließend wurden abgerundete Formelemente an den Stirnseiten der Treppenstufen befestigt. Der Einfluss dieser Einbauten auf die Druckverteilung ist in **Kap. 7.10** dokumentiert. In **Kap. 7.11** sind die Ergebnisse aus den Druckmessungen zusammengefasst.

Eine abschließende Bewertung der Ergebnisse aus dem Treppenmodell im Hinblick auf die Verbundbauweisen wird in **Kap. 7.12** vorgenommen. U. a. wird dabei aufgezeigt, welche Untersuchungen und Arbeitsschritte im Weiteren erfolgen müssen, um ein vollständiges Bemessungskonzept für die Verbundbauweisen formulieren zu können.

Die umfangreichen Druckmessungen am Treppenmodell sind nicht nur für die Dimensionierung von Verbundbauweisen von Interesse. In **Kap. 7.13** wird die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Forschungsgebiete angesprochen und damit das Kapitel Verbundbauweisen abgerundet.

## 7.1 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 Verbundbauweisen vor allem an Standorten mit beengten Platzverhältnissen eine interessante und wirtschaftlich attraktive Alternative zu anderen Sicherungselementen darstellen“ (QUEIBER 2003).

Mit dem Begriff Verbundbauweisen wird in dieser Arbeit das Zusammenwirken eines Geotextils mit dem Dammbaustoff umschrieben. Die beiden Materialien ergeben gemeinsam ein Sicherungssystem, das einer hydraulischen Belastung infolge Überströmung standhalten kann, indem die auftretenden Schubkräfte aus der Überströmung über die Armierungen aus Geotextilien als Zugkräfte in das Damminnere abgeleitet werden und dort schadlos aufgenommen werden können (BIEBERSTEIN ET AL. 1997).

Auf Grund ihrer spezifischen Eigenschaften eignen sich Geotextilien sehr gut als Bewehrung. Als solche sollen sie im Rahmen der Verbundbauweisen zur technischen Sicherung überströmbarer Dammbereiche eingesetzt werden. Geotextilien haben den Vorteil, dass sie entsprechend dem jeweiligen Bedarf und den spezifischen Anforderungen in unterschiedlichen Formen, Größen und Materialien produziert werden können (HEIBAUM 2002).

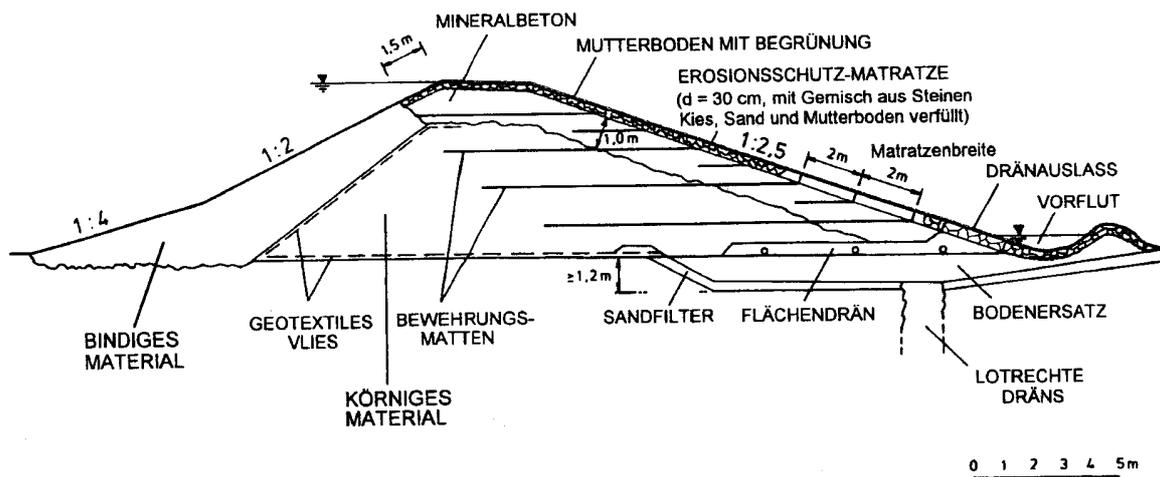
Bevor der Fokus in den nachfolgenden Kapiteln auf die hydraulischen Aspekte derartiger Bauweisen gerichtet wird, werden an dieser Stelle die Begriffe Geotextil, Geovlies, Geogewebe und Verbundstoff eingeführt, die im Zusammenhang mit den Verbundbauweisen von Bedeutung sind.

Unter Geotextilien versteht man allgemein wasserdurchlässige, flächenhaft hergestellte textile Baustoffe. Ein Geotextil kann als Vliesstoff, Gewebe oder Verbundstoff gefertigt werden (BAW 1993). Geotextil ist somit der Oberbegriff für die Baumaterialien Geovlies und Geogewebe, die sich durch ihre innere Struktur unterscheiden:

„Ein Vliesstoff ist ein einschichtiges Geotextil, das durch Verfestigung von Faservliesen hergestellt wird. Faservliese bestehen aus flächenhaft aufeinander abgelegten ungeordneten Spinnfasern (3 bis 15 cm lange Fasern) oder Filamenten (Endlosfasern). Die Verfestigung kann mechanisch (Vernadelung), adhäsiv (Verkleben) oder kohäsiv (Verschmelzen) erfolgen“ (BAW 1993). Geogewebe dagegen „sind Flächengebilde, die mittels Fachbildung aus sich rechtwinklig kreuzenden Fäden zweier Fadensysteme, Kette und Schuss, hergestellt sind“ (DVWK 1992). Ein Verbundstoff wiederum „ist ein mehrschichtiges Geotextil, dessen Einzelschichten sich in ihrer Struktur deutlich voneinander unterscheiden“ (BAW 1993).

Beim Einsatz von Geotextilien im Rahmen von Verbundbauweisen werden die Filterfunktion und die Fähigkeit zur Stabilisierung eines Erdkörpers miteinander verknüpft. Als Filter hat das Geotextil die Aufgabe, unter den gegebenen hydraulischen Einwirkungen den Dammkörper vor Erosion zu schützen. Gleichzeitig darf die Durchströmung des Dammkörpers nicht behindert werden (BAW 1993). Die Festigkeit der einzelnen Fasern gibt dem Geotextil die Möglichkeit, Kräfte aufnehmen und übertragen zu können. „Damit sind sie [Anm.: die Geotextilien] in der Lage, auch Aufgaben einer Bewehrung, einer Verpackung bzw. einer Schutzschicht zu übernehmen“ (DVWK 1992).

BIEBERSTEIN ET AL. (1997) beschreiben den Bau eines Dammes in Sonderbauweise, der nach den genannten Gesichtspunkten konstruiert wurde. Der etwa 6 m hohe Damm des Hochwasserrückhaltebeckens Gundelfingen nördlich von Freiburg wurde überströmbar ausgebildet, indem die luftseitige Böschung mit Erosionsschutzmatratzen gesichert wurde, die zusätzlich über mehrere Bewehrungsmatten in den Dammkörper rückverhängt wurden (**Abb. 7.1**).



**Abb. 7.1** Querschnitt des durch konstruktive Elemente überströmbar gestalteten Dammes des HRB Gundelfingen (Quelle: BIEBERSTEIN ET AL. 1997)

Grundsätzlich halten die Autoren den Bau von Überströmstrecken in Verbundbauweisen für praxistauglich. Aus ihrer Sicht ist es möglich, ein geotechnisches Nachweiskonzept für solche Konstruktionen zur Verfügung zu stellen. Bisher fehlen hierzu jedoch die entsprechenden Ansätze.

In diesem Teil der vorliegenden Arbeit wird ein hydraulischer Baustein auf dem Weg zur Entwicklung eines Sicherheitsnachweises für Verbundbauweisen geliefert. Durch die Bestimmung der auf das Sicherheitselement einwirkenden Kräfte, die aus der Überströmung eines derartigen Bauwerkes resultieren, wird ein bisher unbekannter Eingangsparameter für die geotechnische Bemessung quantifizierbar gemacht. Dies ist ein wichtiger Zwischenschritt, um ein ingenieurmäßiges Nachweiskonzept für Verbundbauweisen aufzustellen.

## 7.2 Anwendungsbeispiele im Wasserbau

Geotextilien werden im Wasserbau zunehmend im Ufer- und Küstenschutz eingesetzt. Die hier betrachtete Anwendung im Bereich überströmbarer Dämme kommt von der Konstruktion den sogenannten Geotubes zum Schutz von Küsten am nächsten.

Bei Geotubes handelt es sich um Schläuche mit einem Durchmesser von bis zu 3 m, die mit einem Gemisch aus Sand und Wasser gefüllt werden. Nachdem diese Suspension in einen solchen Schlauch gepumpt wird, fließt das Wasser auf Grund der günstigen Filtereigenschaften ab und der Sand verbleibt im Geotube.

Geotubes werden verwendet, um Abtragungen an Sandküsten zu verhindern oder auch um Küstenabschnitte vor Wellenschlag zu schützen, indem diese als Wellenbrecher dienen. Ausführungsbeispiele sind in **Abb. 7.2** und **Abb. 7.3** gezeigt.



**Abb. 7.2** Geotubes im Küstenschutz (Quelle: Polyfelt Geosynthetics, Report 1.2005)



**Abb. 7.3** Bau von Konstruktionen mit größerer Höhe durch Stapelung (Quelle: BIEBERSTEIN ET AL. 2004a)

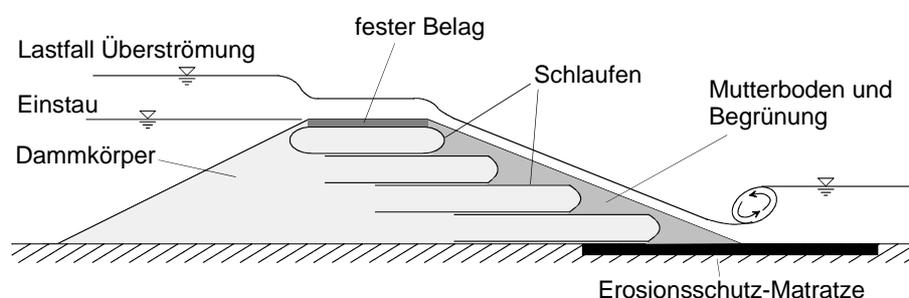
### 7.3 Ausgewählte Lösungsvarianten

Der Anwendungsbereich von Verbundbauweisen liegt vorzugsweise bei Überströmstrecken mit steilen luftseitigen Böschungsneigungen, da in diesen Fällen der Einsatz anderer Bauweisen wie Lockerdeckwerke oder kohärente Deckwerke nicht in Frage kommt (LfU 2004). Um aus der Vielzahl der möglichen Verbundbauweisen die am besten geeigneten Systeme für diesen Anwendungsfall auszuwählen, hilft ein Blick auf die hydraulischen Anforderungen, die an ein solches Bauwerk gestellt werden.

Um bei steilen luftseitigen Böschungsneigungen im Falle einer Überströmung des Dammkörpers den Strömungsangriff auf den Böschungsfuß zu reduzieren, bieten sich treppenförmige Entlastungsanlagen an, da diese sehr günstige Eigenschaften bezüglich der Energieumwandlung auf der Böschung aufweisen. Treppenförmige Sohlstrukturen ermöglichen eine hohe Energiedissipation, ohne dabei übermäßige Kraftwirkungen auf die Sohle zu erzeugen.

Aus der Vielzahl von möglichen Verbundbauweisen wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit zwei Varianten näher betrachtet, die sich jeweils durch ihre treppenförmige Sohlform auszeichnen.

Bei der Schlaufenvariante (**Abb. 7.4**) handelt es sich um ein Sicherungssystem, bei dem Bahnen aus Geogewebe im Erdkörper verankert werden, welche die Kräfte, die aus der Durch- und Überströmung resultieren, in diesen ableiten. „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“ (QUEIBER 2003). Für die Bemessung der einzelnen Schlaufen ist die Zugkraft zu berechnen, die durch das Geogewebe aufzunehmen ist. Damit kann die erforderliche Einbindelänge bestimmt werden.

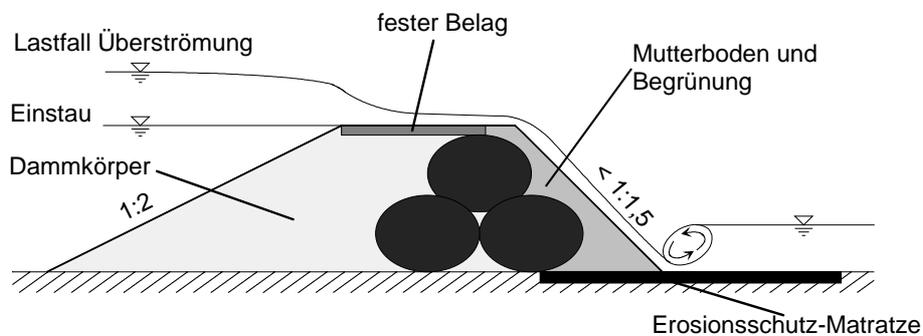


**Abb. 7.4** Verbundbauweisen: Prinzipskizze der Schlaufenvariante

Die infolge Durch- und Überströmung einwirkenden Belastungen sind zu quantifizieren und in ein Nachweiskonzept zu integrieren. Numerische Berechnungen zeigen, dass die in den

Bewehrungslagen auftretenden Kräfte aus der Überströmung im Vergleich zu den Sickerströmungskräften im Dammkörper anteilmäßig vergleichsweise klein einzuschätzen sind (SEMAR 2001).

Das Konstruktionsprinzip der Schlauchvariante (**Abb. 7.5**) basiert auf in sich geschlossenen Systemen. „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 Geogewebestutzen wieder nach außen gelangt, während der Sand im Schlauch verbleibt“ (QUEIBER 2003). Derartige sandgefüllte Geogewebesläuche sind in ihrer Anwendung im Wasserbau durchaus gebräuchlich. Sie werden zum Beispiel wie in **Kap. 7.2** beschrieben im Bereich des Küstenschutzes eingesetzt (PILARCZYK 2000).



**Abb. 7.5** Verbundbauweisen: Prinzipskizze der Schlauchvariante

Bei der Verwendung derartiger Schläuche ergeben sich unterschiedliche Lösungsansätze für überströmbare Dämme mit einer Kronenhöhe von mehreren Metern: Zum einen besteht die Möglichkeit, einen gefüllten Schlauch im Kern des Dammkörpers anzuordnen, zum anderen sind auch Lösungsvarianten mit mehreren aufeinander liegenden Schläuchen denkbar. Diese werden auch als Batterielösungen bezeichnet.

## 7.4 Geotechnik

Bei der Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für Verbundbauweisen handelt es sich im Grundsatz um eine geotechnische Fragestellung. Sowohl der Themenkomplex, der sich mit der Verwendung von Geotextilien als Sicherungselement an Überströmstrecken befasst, als auch der Aufgabenbereich, der sich mit der Aufstellung der erforderlichen Nachweisverfahren beschäftigt, sind fachlich dem Gebiet der Geotechnik zuzuordnen (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a). Da der Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit im Bereich der Hydraulik angesiedelt ist, werden die geotechnischen Aspekte lediglich gestreift. Vertiefte Betrachtungen zu diesem Thema sind nicht Gegenstand dieser Arbeit.

Bei der baupraktischen Anwendung von Geotextilien als Sicherungselement an Überströmstrecken müssen bestimmte Anforderungen an diese Materialien gestellt werden, die nachfolgend stichwortartig aufgelistet sind (SEMAR 2001):

- Aufnahme der Zugkräfte bei möglichst geringen Verformungen
- Übertragung der Zugkräfte über Scherkräfte in den Dammkörper
- Ausreichende Durchlässigkeit
- Keine Beeinträchtigung des Tragverhaltens durch Kriechneigung
- Beständigkeit gegen Beschädigung bei Einbau
- Chemische, mikrobielle und mechanische Beständigkeit
- Langzeitbeständigkeit

Aus geotechnischer Sicht ist es wesentlich, die erforderlichen Nachweise für die innere und äußere Standsicherheit der Verbundbauweisen zu entwickeln. Bei der Bemessung der äußeren Standsicherheit wird der Damm als quasi monolithischer Körper betrachtet, für den die üblichen Standsicherheitsnachweise zu führen sind (SEMAR 2001):

- Kippsicherheitsnachweis nach DIN 1054
- Gleitsicherheitsnachweis nach DIN V 1054 – 100
- Grundbruchsicherheit nach DIN V 4017 – 100
- Böschungs- bzw. Geländebruchsicherheit nach DIN V 4084 – 100

Bei der Betrachtung der inneren Standsicherheit sind zwei Kriterien hervorzuheben: Der charakteristische Reibungswinkel zwischen dem Geotextil und dem Dammbaustoff sowie die Dehnung des Geotextils unter maximaler Zugbelastung. Es sind folgende Nachweise zu führen (SEMAR 2001):

- Sicherheit gegen Bruch der Bewehrung aus Geotextilien
- Sicherheit gegen Herausziehen der Bewehrung
- Resultierende Kraft auf Höhe jeder Bewehrungslage im Kern

Für den Nachweis der inneren Standsicherheit ist die Kenntnis der hydraulischen Belastung eines überströmten Sicherungssystems in Verbundbauweise unbedingt erforderlich (BIEBERSTEIN ET AL. 2004a). Die hydraulischen Parameter (Drücke, Kräfte), die bei den Verbundbauweisen auf das Sicherungselement einwirken, sind demnach als Eingangsgrößen für die Dimensionierung unverzichtbar.

Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt daher bezüglich der Verbundbauweisen in der versuchstechnischen Bestimmung von Druckkräften, die während der Überströmung an der Sohle einer treppenförmigen Entlastungsanlage auftreten. Ausführlichere Informationen zu den geotechnischen Fragestellungen finden sich z. B. bei SEMAR (2001) und BIEBERSTEIN ET AL. (2004a).

Bevor jedoch der Versuchsaufbau vorgestellt, die Versuchsdurchführung beschrieben und die Auswertung erläutert wird, werden im nachfolgenden Kapitel die theoretischen Grundlagen der Abflussvorgänge bei der Überströmung von treppenförmigen Böschungen dargelegt.

## 7.5 Hydraulik treppenförmiger Entlastungsanlagen

Bei der Behandlung der Hydraulik stellt sich eingangs die Frage, wie die unregelmäßige Form der unterschiedlichen Verbundbauweisen geometrisch erfasst werden kann. Welche bekannten Formeln können in Ansatz gebracht werden, die den Abflussvorgang über eine Schlaufen- oder Schlauchvariante näherungsweise zu beschreiben vermögen?

Mit den gängigen Ansätzen der Gerinnehydraulik lassen sich die hydraulischen Vorgänge bei der Überströmung treppenförmiger Verbundbauweisen nicht erfassen. Jedoch ist aus hydraulischer Sicht eine Analogie zu treppenförmigen Hochwasserentlastungsanlagen an Talsperren (engl.: stepped spillways) mit ihren senkrecht aufeinander stehenden Stufen zu erkennen. Um Anknüpfungspunkte an die diesbezüglich umfangreich vorhandene Fachliteratur zu erhalten, wurde die abgerundete Form der einzelnen Stufen der Verbundbauweisen für die weiteren Betrachtungen stark idealisiert, indem in den Untersuchungen zuerst von rechtwinkligen Stufen ausgegangen wurde, bevor die Form der Stufen in weiteren Versuchen modifiziert wurde.

Auf dieser Vereinfachung der Geometrie basieren das weitere Vorgehen und vor allem die Konzeption von Modellversuchen zur Ermittlung der Druckverteilung an der Sohle. Bei dieser Verfahrensweise darf jedoch nicht außer Acht gelassen werden, dass es sich lediglich um eine Annäherung an die tatsächlichen Abflussvorgänge beim Überströmen einer Schlaufen- oder Schlauchvariante handelt.

Die wesentlichen Charakteristika des Abflussverhaltens über treppenförmig angeordnete, senkrecht aufeinanderstehende Stufen werden im Folgenden zusammengefasst und vorgestellt. Wegen der Vielzahl verfügbarer Fachaufsätze (u. a. RAJARATNAM 1990, PEYRAS ET AL. 1992), bekannter Spezialliteratur (z. B. CHANSON 1994) und veröffentlichter Dissertationen (WAHRHEIT-LENSING 1996, BOES 2000) zum Thema Abflussverhalten, Lufteintrag und Widerstandsverhalten treppenförmiger Entlastungsanlagen beschränkt sich der Überblick jedoch auf die Beschreibung der entscheidenden hydraulischen Merkmale. Bezüglich einer ausführlichen Diskussion des Themenkomplexes sei der interessierte Leser auf weiterführende Informationen in den genannten Literaturquellen verwiesen.

Der Vorteil von treppenförmigen Entlastungsanlagen gegenüber glatten Schussrinnen liegt in der hohen Energieumwandlungsrate, die ein derartiges Bauwerk bewirkt. Beim Abfluss über die einzelnen Stufen verliert das Wasser einen Großteil seiner Energie, womit aufwändige

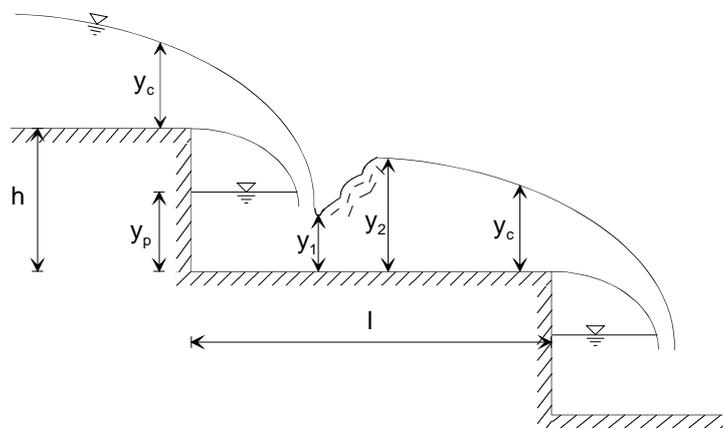
Schutzmaßnahmen am Böschungsfuß (Tosbecken) in ihrer Ausdehnung reduziert werden oder sogar entfallen können (CHANSON 1994).

Die Strömung über solche Kaskaden erfährt bei ausreichender Entwicklungslänge eine ausgeprägte Belüftung. Die Anwesenheit von Luft im Wasser reduziert zwar in gewissem Umfang die Energieumsetzung auf der Böschung, schützt jedoch gleichzeitig die Sohle des Bauwerkes vor Schäden durch Kavitationserscheinungen.

Grundsätzlich wird beim Abfluss über treppenförmige Böschungen zwischen zwei Fließzuständen unterschieden: der Kaskadenströmung (engl.: nappe flow) und der Gerinneströmung (engl.: skimming flow).

### 7.5.1 Kaskadenströmung

Unter Kaskadenströmung versteht man den Abfluss von Wasser über eine Reihe aufeinander folgender Stufen (**Abb. 7.6**). Hinter jedem Absturz bildet sich ein Überfallstrahl aus, unter dem ein Luftpolster bestehen bleibt. Der Strahl trifft die nächstliegende Stufe als Freistrahel. Bei unbelüfteten Stufennischen tritt unter dem Wasserstrahl Unterdruck auf.



**Abb. 7.6** Kaskadenströmung mit vollständigem Wechselsprung  
(nach: CHANSON 1994)

Die Energiedissipation erfolgt bei der Kaskadenströmung in Folge von Diffusion des Wasserstrahls im Wasserpolster der unterliegenden Stufe, durch Zerstäubung des Wasserstrahls in der Luft sowie teilweise durch hydraulischen Wechselsprung (RAJARATNAM 1990). Hierbei unterscheidet man zwischen einem Fließzustand mit voll ausgeprägtem Wechselsprung, teilweise ausgebildetem Wechselsprung und einem Zustand ohne Fließwechsel auf der Stufenfläche (CHANSON 1994).

Das Auftreten eines Wechselsprunges wird in der Fachwelt sehr unterschiedlich eingeschätzt. PEYRAS ET AL. (1992) konnten in ihren Modellversuchen den voll ausgeprägten Wechsel-

sprung lediglich auf Stufen mit Gegenneigung und horizontalen Stufen mit Gegenschwelle beobachten. Sonst stellte sich schießender Abfluss auf der horizontalen Stufenfläche unterstrom des Strahlaufreffpunktes ein, d.h. der Wechselsprung wurde nach unterstrom ausgeblasen. Andere Autoren wiederum (u. a. DIEZ-CASCON ET AL. 1991, STEPHANSON 1991, CHANSON 1994) geben Formeln an, wann in Abhängigkeit der Böschungsneigung und der Stufenhöhe der Übergang vom voll zum teilweise ausgebildeten Wechselsprung erfolgt. Auf eine differenzierte Betrachtung der jeweils zu Grunde liegenden Randbedingungen bezüglich Neigung, Stufenanordnung, Stufengeometrie und Abflussgröße wird an dieser Stelle verzichtet, da der Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit mit der Betrachtung der Druckverhältnisse an der Sohle anders ausgerichtet ist.

Bei der Kaskadenströmung wird weiterhin zwischen der aufgelösten und der partiellen Kaskadenströmung unterschieden: Die aufgelöste Kaskadenströmung beschreibt einen Fließzustand, bei dem der Wasserstrahl komplett auf die unterstrom liegende Stufe auftrifft. Bei der partiellen Kaskadenströmung dagegen überspringt ein Teil des Freistrahles die nächste Stufe.

Als Parameter zur Abgrenzung der beiden genannten Strömungszustände wird die dimensionslose Zahl

$$S = \frac{y_c}{h} \quad [-] \quad (7.1)$$

eingeführt, die das Verhältnis der kritischen Wassertiefe  $y_c$  zur Stufenhöhe  $h$  angibt. Gemäß PEYRAS ET AL. (1992) stellt sich die aufgelöste Kaskadenströmung mit einem vollständig auf die nächste Stufe auftreffenden Wasserstrahl bei Abflüssen mit  $S < 0,5$  ein. Den Bereich der partiellen Kaskadenströmung sehen die Autoren für  $0,5 < S < 0,8$  gegeben.

Beim Auftreten der Kaskadenströmung wird Luft in das strömende Wasser eingetragen. Hierfür sind im Wesentlichen zwei Prozesse verantwortlich: An der Grenzschicht zwischen dem Freistrahle und dem darunter liegenden Wasserpolster werden Luftblasen in die Strömung transportiert. Weiterhin nimmt die Strömung Luft auf, sobald sich ein Wechselsprung auf der horizontalen Stufenfläche einstellt. Der Lufteintrag durch die Wasseroberfläche kann dagegen in der Regel vernachlässigt werden (CHANSON 1994).

## 7.5.2 Übergang von der Kaskaden- zur Gerinneströmung

Bei steigendem Abfluss verringert sich das Volumen des Luftpolsters unter dem Wasserstrahl, der frei von einer Stufe zur nächsten springt. Der Strömungszustand nähert sich der Gerinneströmung, die in ihrer Strömungscharakteristik stark von der Kaskadenströmung abweicht.

Für die Abgrenzung der Kaskaden- zur Gerinneströmung werden in der Fachliteratur verschiedene Angaben gemacht. Einigkeit besteht lediglich in der Unterscheidung anhand der funktionalen Zusammenhänge zwischen den Parametern  $S = y_c/h$  (Gleichung 7.1) und  $h/l$ . In **Tab. 7.1** sind einige Kriterien zusammen gestellt, die das Erreichen der Gerinneströmung anzeigen.

**Tab. 7.1** Experimentell gewonnene Daten zum Erreichen der Gerinneströmung (Quelle: WAHRHEIT-LENSING 1996)

$h/l$	$y_c/h$	Autor
0,20	1,15	Essery & Horner (1978)
0,42	0,81	
0,53	0,82	
0,74	0,82	
0,84	0,80	
0,40 – 0,90	0,80	Rajaratnam (1990)
0,33	0,74	Peyras et al. (1991)
0,50	0,67	Degoutte et al. (1992)
1,00	0,61	
1,25	0,40	Beitz & Lawless (1992)

CHANSON (1994) analysierte die Daten von ESSERY & HORNER (1978), PEYRAS ET AL. (1991), DEGOUTTE ET AL. (1992) sowie BEITZ & LAWLESS (1992) und leitete daraus folgende Gleichung für den Beginn der Gerinneströmung ab, deren Gültigkeitsbereich er für Böschungsneigungen zwischen  $11^\circ$  und  $52^\circ$  angibt:

$$\frac{y_c}{h} \geq 1,057 - 0,465 \cdot \frac{h}{l} \quad (7.2)$$

MONARDO & FABIANI (1995) kritisierten an Chansons Vorgehensweise die gleichzeitige Verwendung von Daten sowohl von glatten, betonierten Stufen als auch von durchlässigen Steinkörben. Sie entwickelten daher abhängig von der Bauweise unterschiedliche Formeln. Als Grenzbedingung für den Übergang von der Kaskaden- zur Gerinneströmung bei Beton- oder Felsstufen formulierten sie:

$$\frac{y_c}{h} \geq 1,19474 - 0,59501 \cdot \frac{h}{l} \quad (7.3)$$

Wird der Grenzwert  $y_c/h$  unterschritten, so stellt sich nicht sofort eine ausgeprägte Kaskadenströmung ein. Vielmehr geht CHANSON (1994) von der Existenz eines Übergangsbereiches aus, den es im Betrieb zu vermeiden gilt. Denn in Folge der hierbei auftretenden Vibrationen kann es zu unerwünschten dynamischen Belastungen für das Bauwerk kommen.

Auch DIEZ-CASCON ET AL. (1991) beobachteten bei ihren Modellversuchen einen allmählichen Übergang von der Kaskaden- zur Gerinneströmung. Während auf einigen Stufen Kaskadenströmung herrschte, trat auf den restlichen Stufen Gerinneströmung auf.

Zusammenfassend wird festgehalten, dass über die formelmäßige Erfassung für den Beginn der Gerinneströmung divergierende Ansätze der Fachleute bestehen. Als ebenfalls nicht vollständig geklärt wird die Frage nach der Definition des Übergangsbereiches zwischen den beiden Strömungszuständen angesehen.

Unumstritten bleibt jedoch der funktionale Zusammenhang zwischen den Parametern  $y_c/h$  und  $h/l$ . Mit Abnahme der Bauwerksneigung steigt der  $y_c/h$ -Wert an und bei Überschreitung des Grenzwertes setzt Gerinneströmung ein. Bei konstanter Stufenhöhe  $h$  bedeutet dies, dass in Abhängigkeit von der Neigung ein bestimmter Abfluss zum Erreichen der Gerinneströmung nötig ist. Sind sowohl der Abfluss als auch die Neigung konstant, ist die Höhe der Stufen  $h$  ausschlaggebend für den Strömungszustand, der sich einstellt (WAHRHEIT-LENSING 1996).

### 7.5.3 Gerinneströmung

Sobald das Luftpolster unter dem Wasserstrahl der Kaskadenströmung verschwunden ist, beginnt laut CHANSON (1994) der Fließzustand der Gerinneströmung. Bei entsprechender Abflussgröße fließt das Wasser als hohturbulente, kohärente Strömung über die einzelnen Stufen. Das Wasser schießt dabei über den sogenannten Pseudoboden, der von der Verbindungslinie der Stufenkanten gebildet wird (Abb. 7.7).

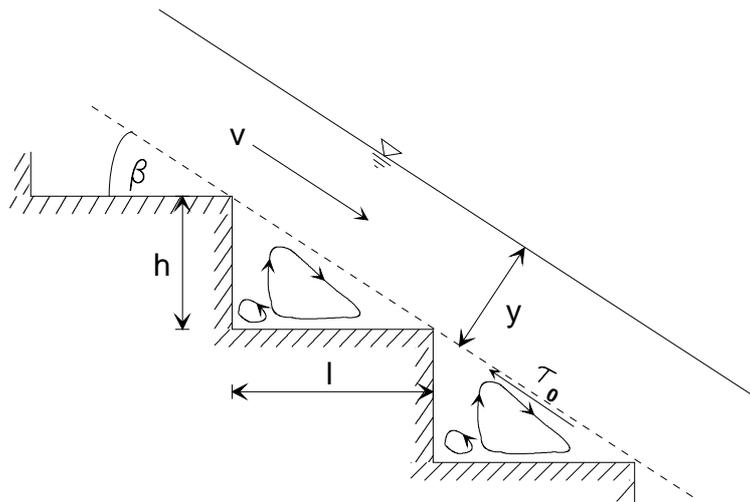
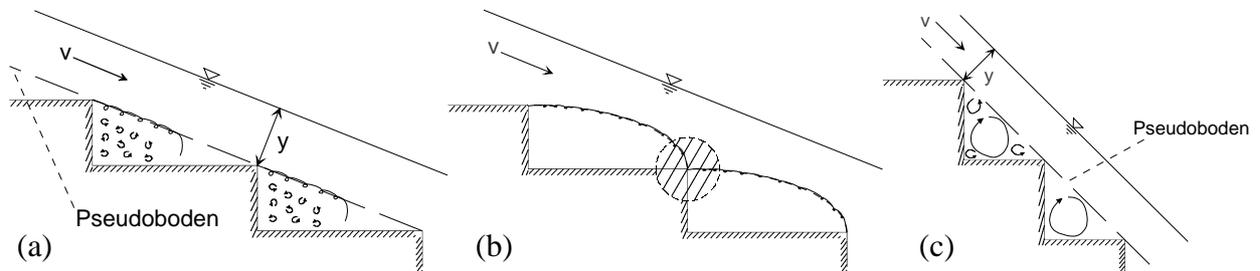


Abb. 7.7 Gerinneströmung (nach: CHANSON 1994)

Die dreieckförmigen Stufennischen, die durch die vertikalen und horizontalen Stufenflächen sowie den Pseudoboden begrenzt sind, werden durch stabile Wirbel ausgefüllt. Diese Wirbel werden permanent aufrecht erhalten, indem der Hauptströmung Energie entzogen wird

(SORENSEN 1985). Dieser Vorgang setzt sich durch die dauerhafte Übertragung von Schubkräften aus der Hauptströmung in die Stufennischen ständig fort und ist maßgebend für die hohe Energiedissipation der Gerinneströmung. Grundsätzlich wird zwischen drei verschiedenen Zirkulationsarten differenziert (**Abb. 7.8**), die wesentlichen Einfluss auf das Widerstandsverhalten der treppenförmigen Böschung nehmen (CHANSON 1994).



**Abb. 7.8** Fließmuster in den Stufennischen: (a) wake-step Regime, (b) wake-wake Regime und (c) Walzenbewegungen (nach: CHANSON 1994)

Diese unterschiedlichen Fließmuster treten in Abhängigkeit der Kanalneigung auf. Bei flachen Neigungen sind die Nischen schmal und lang. Große, stabile Zirkulationen können sich nicht entwickeln. Für kleine Neigungswinkel mit  $\beta < 27^\circ$  wird der Abfluss durch instabile, dreidimensionale Zirkulationszonen in den Stufennischen charakterisiert, die nicht den gesamten horizontalen Stufenbereich bedecken. Dies ist das sogenannte wake-step Regime (**Abb. 7.8 a**). Für  $\beta \approx 27^\circ$  erstrecken sich die Walzenbewegungen gerade bis zur Vorderkante der Stufen. Dieses System wird als wake-wake Regime bezeichnet (**Abb. 7.8 b**). Für  $\beta > 27^\circ$  bilden sich stabile Walzenbewegungen mit großen zweidimensionalen (möglicherweise auch dreidimensionalen) Wirbeln in den Nischen aus (**Abb. 7.8 c**), wie von BOES (2000) erläutert wird.

### 7.5.3.1 Lufteintrag

Die Gerinneströmung zeichnet sich im Bereich des Normalabflusses durch einen beträchtlichen Luftanteil aus, der sich in der Strömung befindet. Die Strömung über die einzelnen Stufen kann nicht mehr als Reinwasserabfluss angesehen werden, vielmehr handelt es sich um ein Wasser-Luft-Gemisch, das gegenüber dem unbelüfteten Zustand veränderte physikalische Eigenschaften zeigt.

Der Lufteintrag in die Strömung muss beim Abfluss von Wasser über treppenförmige Entlastungsanlagen berücksichtigt und bei der Interpretation und Bewertung der hydraulischen Vorgänge unbedingt in die Betrachtungen einbezogen werden. Die wesentlichen Auswirkungen der mitgeführten Luftblasen beschreibt CHRISTODOULOU (1997) mit der Zunahme der Normalabflusstiefe, der Abnahme des Widerstandsbeiwertes und damit der Reduzierung der

Energiedissipation sowie der Zunahme der Fließlänge bis zur Ausbildung von gleichförmigem Abfluss.

Grundsätzlich weist der Lufteintrag in die Strömung bei treppenförmigen Entlastungsanlagen genauso wie bei glatten Schussrinnen den Vorteil auf, dass die Gefahr von Kavitationsschäden an den Betonflächen deutlich vermindert wird (BINDO ET AL. 1993). Sobald an der Sohle derartiger Anlagen die Luftkonzentration 1 bis 2 % beträgt, sinkt das Risiko von Bauwerksschäden deutlich (CHANSON 1989). Ab einem Luftgehalt von 5 bis 8 % können laut PETERKA (1953) Kavitationsschäden nahezu ausgeschlossen werden, da das kompressible Wasser-Luft-Gemisch den Druck der implodierenden Dampfblasen absorbieren kann.

Nach KOBUS (1984) findet Lufteintrag statt, sobald die Turbulenz an der Trennfläche zwischen Wasser und Luft größer ist als es die widerstehenden Kräfte aus Oberflächenspannung und Viskosität sind. Die Trennfläche zwischen den beiden Medien wird dann zunehmend versprüht. Dies stellt den maßgebenden Mechanismus des Lufteintrags dar (PINTO ET AL. 1982). Voraussetzung hierfür ist der hohe Turbulenzgrad, durch den das Fließregime der Gerinneströmung gekennzeichnet ist (WAHRHEIT-LENSING 1996). Erst wenn die turbulente Geschwindigkeit senkrecht zur Wasseroberfläche groß genug ist, die Kräfte aus der Oberflächenspannung zu überwinden, und die turbulente Geschwindigkeit die Steiggeschwindigkeit der Luftblasen überschreitet, kann Luft in die Strömung transportiert werden (HAGER 1992).

IGUÁCEL & GARCÍA (1997) beobachteten bei ihren Modellversuchen den Beginn des Lufteintrages zuerst an der Kanalwand. Erst weiter stromabwärts war die Strömung über die gesamte Kanalbreite belüftet. Sie führen das Verhalten auf die verstärkte Turbulenz zurück, die an der Wand erzeugt wird.

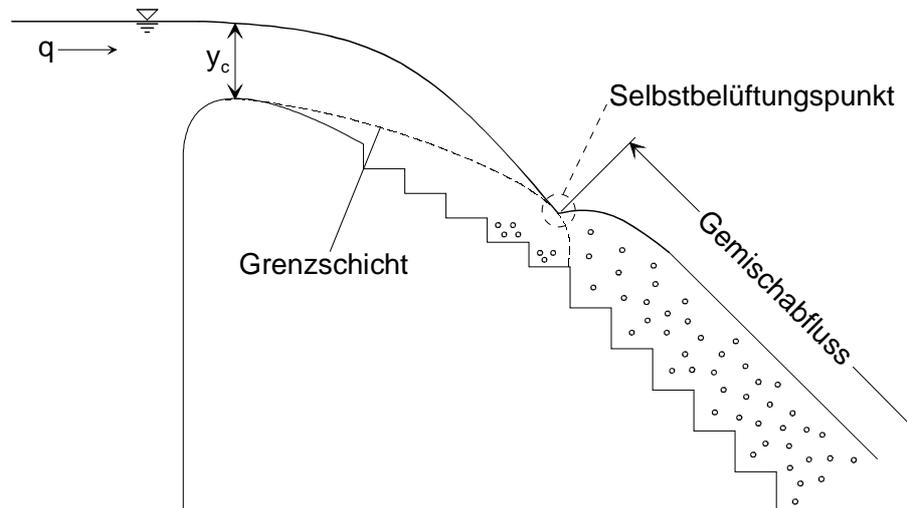
### 7.5.3.2 *Abflussbereiche*

Analog zu den Abflussbereichen auf glatten Schussrinnen lassen sich für treppenförmige Entlastungsanlagen im Zustand der Gerinneströmung drei typische Abflussbereiche mit überkritischer Strömung beobachten (**Abb. 7.9**):

- unbelüftete Zone mit Entwicklung einer Grenzschicht
- allmählich belüfteter, ungleichförmiger Bereich unterstrom des Selbstbelüftungspunktes
- Normalabfluss mit gleichförmiger Belüftung (Wassertiefe, Luftkonzentration und Geschwindigkeit sind konstant)

Im ersten Abflussbereich befinden sich noch keine Luftblasen in der Strömung. Auf der Dammkrone stellt sich Grenzabfluss ein und unterstrom dieses Querschnittes wird die Strömung beschleunigt, weshalb die Wassertiefe kontinuierlich abnimmt. In dieser unbelüf-

teten Zone entwickelt sich ausgehend von der an der Sohle und den seitlichen Wänden erzeugten Turbulenz eine Grenzschicht, die am sogenannten Selbstbelüftungspunkt die Oberfläche des Wasserkörpers erreicht. Die Länge dieser Strecke von der Dammkrone bis zum Selbstbelüftungspunkt nimmt mit steigendem Abfluss zu (CHANSON 1994). Die Wasseroberfläche in der unbelüfteten Zone ist frei von Turbulenz und erscheint glatt (WAHRHEIT-LENSING 1996).



**Abb. 7.9** Strömungsbereiche einer treppenförmigen Schussrinne  
(nach: IGUÁCEL & GARIÁ 1997)

Bei den in der Literatur angegebenen Formeln zur Erfassung der Länge der unbelüfteten Zone (u. a. WAHRHEIT-LENSING 1996) fließt auf glatten Schussrinnen neben der Gerinneneigung und der Abflussgröße die äquivalente Sandrauheit  $k_s$  ein. Bei treppenförmigen Entlastungsanlagen wird die Rauheit mit der Höhe der Stufennischen  $K$  angegeben. Bei konstanter Neigung und gleich bleibendem Abfluss wandert der Selbstbelüftungspunkt mit zunehmender Rauheit nach oberstrom.

Am Selbstbelüftungspunkt beginnt der Lufteintrag in die Strömung, der unterstrom zu einem Anwachsen des Wasserspiegels führt. Gleichzeitig wird die Fließgeschwindigkeit reduziert. Durch den turbulenten Impulsaustausch in der Strömung werden die Luftblasen rasch bis an die Sohle der Entlastungsanlage transportiert. Die hierzu notwendige Fließstrecke wird als Übergangsbereich bezeichnet.

Der Bereich des Normalabflusses mit konstanter Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit wird ab dem Punkt erreicht, an dem sich die eingetragenen Luftblasen gleichmäßig über die gesamte Fließtiefe ausgebreitet haben. Die Strömung stellt sich in diesem Bereich als ausgeprägtes Wasser-Luft-Gemisch dar.

Die nachfolgenden Definitionen bezüglich der Luftkonzentration und der Abflusstiefe beziehen sich auf diesen Abschnitt der Strömung.

### 7.5.3.3 Definitionen

Zur quantitativen Beschreibung der Abflussvorgänge beim Überströmen einer treppenförmigen Entlastungsanlage sind bestimmte Festlegungen notwendig. Daher werden im Folgenden einige Bezeichnungen definiert, die bei der formelmäßigen Erfassung der selbstbelüfteten Strömung benötigt werden.

Die Luftkonzentration im Wasser wird üblicherweise mit  $c$  bezeichnet. Sie wird über den volumetrischen Luftanteil (Index a) in einem Wasser-Luft-Gemisch (Index m) definiert. Der Anteil des Wassers wird mit dem Index w hervorgehoben:

$$c = \frac{Q_a}{Q_w + Q_a} = \frac{Q_a}{Q_m} \quad (7.4)$$

Als maßgebliche charakteristische Fließtiefe  $y_m$  eines Wasser-Luft-Gemischs wird in der Regel diejenige Wassertiefe senkrecht zu Sohle angegeben, in der die lokale volumetrische Luftkonzentration 90 % beträgt. Diese Fließtiefe wird mit  $y_{90}$  bezeichnet. Somit gilt:

$$y_m = y_{90} \quad (7.5)$$

Nach CAIN (1978) kann  $y_m = y_{90}$  gesetzt werden, da bis zu einer Luftkonzentration  $c = 0,9$  die lokale Luftblasengeschwindigkeit auf treppenförmigen Entlastungsanlagen  $v_a$  in etwa der Reinwassergeschwindigkeit  $v_w$  entspricht. Für  $c > 0,9$  gilt hingegen  $v_a / v_w \neq 1$ .

Von der charakteristischen Fließtiefe  $y_m$  wird die Reinwassertiefe  $y_w$  unterschieden, die ebenfalls senkrecht zur Sohle gemessen wird. Diese theoretische Größe beschreibt diejenige Wassertiefe, die sich einstellen würde, wenn man die Luft aus der Strömung entfernen würde:

$$y_w = \int_0^{\infty} (1 - c) dy \quad (7.6)$$

Die Reinwassertiefe  $y_w$  multipliziert mit der mittleren Reinwassergeschwindigkeit  $v_w$  ergibt die spezifische Abflussmenge  $q_w$ , die den Abfluss pro Breitereinheit angibt:

$$q_w = y_w \cdot v_w \quad (7.7)$$

Der Betrag der eingetragenen Luft wird mit  $\bar{c}$  angegeben. Durch Integration über die Gemischabflusstiefe  $y_m$  ergibt sich die tiefengemittelte Luftkonzentration  $\bar{c}$  zu:

$$\bar{c} = \frac{1}{y_m} \int_0^{y_m} c(y) \cdot dy \quad (7.8)$$

Kombiniert mit Gleichung (7.6) lässt sich Gleichung (7.8) folgendermaßen angeben:

$$\bar{c} = 1 - \frac{y_w}{y_m} \quad (7.9)$$

Durch Umformung von Gleichung (7.9) erhält man eine neue Formel zur Berechnung der Gemischabflusstiefe  $y_m$ :

$$y_m = \frac{y_w}{1 - \bar{c}} \quad (7.10)$$

Die obigen Erkenntnisse stammen aus Versuchen mit glatten Schussrinnen. Für das quantitative Lufteintragsverhalten auf treppenförmigen Entlastungsanlagen liegen jedoch nur wenige Messdaten vor. CHANSON (1994) und andere Autoren kommen zu dem Schluss, dass die Konzentrationsprofile und die mittlere Luftkonzentration für gleichförmigen Abfluss über Kaskaden nahezu identisch mit denen auf glatten Schussrinnen sind (BOES 2000). Mit dieser Vereinfachung kann demnach das Lufteintragsverhalten auf treppenförmigen Schussrinnen bestimmt werden.

#### 7.5.3.4 Luftkonzentration

HAGER (1991) definiert für Normalabflussbedingungen die mittlere gleichförmige Luftkonzentration  $\bar{c}_u$  zu:

$$\bar{c}_u = 0,75 \cdot \sin(\beta)^{0,75} \quad (7.11)$$

Auch WAHRHEIT-LENSING (1996) und CHANSON (1994) gehen davon aus, dass die mittlere Luftkonzentration unabhängig von der Abflussrate  $q$ , der Fließtiefe  $y$  oder der Mikro-Rauheit  $k_s$  ist. Eine Abhängigkeit besteht lediglich zum Böschungswinkel  $\beta$ . Für  $\beta < 50^\circ$  gilt:

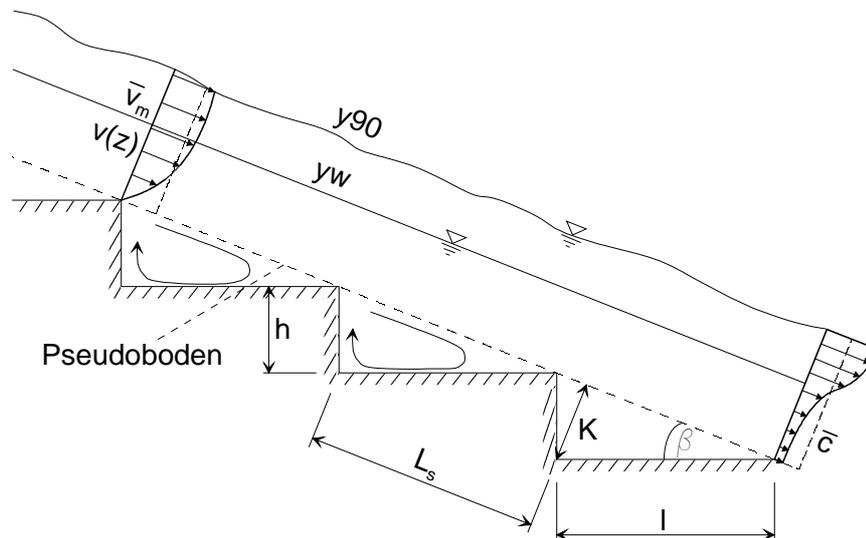
$$\bar{c}_u = 0,90 \cdot \sin \beta \quad (7.12)$$

Gemäß BOES (2000) gilt ferner, dass unabhängig von der Stufenzahl der Lufteintrag umso größer ist, je länger die belüftete Abflussstrecke ist. Der Lufteintrag ist auch unabhängig von der Stufenanordnung im Einlaufprofil der treppenförmigen Entlastungsanlage.

In anderen Arbeiten werden weitere Formeln zur Bestimmung der tiefengemittelten Luftkonzentration aufgeführt (z. B. BOES 2000). Auf die Wiedergabe wird an dieser Stelle verzichtet.

### 7.5.3.5 Fließwiderstand

Der Fließwiderstand der Gerinneströmung setzt sich aus dem Formwiderstand der einzelnen Stufen (Makro-Rauheit) und dem Reibungswiderstand (Mikro-Rauheit) infolge der Schubspannung entlang der benetzten Oberfläche der Stufen zusammen. Die Makro-Rauheit wird durch die Höhe der Stufen  $K$  senkrecht zum Pseudoboden bestimmt (**Abb. 7.10**)



**Abb. 7.10** Definitionsskizze der Stufenhöhe  $K$

Nach CHOU (1993) entspricht der Formwiderstand dem Energieverlust auf Grund der Walzenbewegung in den Stufennischen. Die Schubspannung an der Reibungsfläche zwischen der Hauptströmung und den Walzenzonen führt zu einem Impulsaustausch und damit zu einer Umwandlung der kinetischen Energie in andere Energieformen. Gemäß RAJARATNAM (1990) entsteht bei diesem Prozess vor allem Wärme, die praktisch nicht messbar ist. Insgesamt wird der Anteil des Formwiderstandes am Gesamtwiderstand mit 92 bis 98 % angegeben (SAYRE & ALBERTSON 1963). Der Reibungswiderstand spielt demnach lediglich eine untergeordnete Rolle und kann somit vernachlässigt werden.

BOES (2000) weist darauf hin, dass die Mehrzahl der bisher zu diesem Themenkomplex durchgeführten Modellversuche den Einfluss der Selbstbelüftung auf das Widerstandsverhalten nicht berücksichtigen. Da die Anwesenheit von Luft in der Strömung eine Reduzierung des Widerstandsbeiwertes nach sich zieht, werden die Energieverluste teilweise überschätzt.

Um das Widerstandsverhalten von treppenförmigen Entlastungsanlagen beschreiben zu können, werden nachfolgend zuerst die Gleichungen aufgeführt, die für glatte Böschungen gültig sind. Anschließend werden Methoden vorgestellt, mit denen die Ansätze für glatte Schussrinnen auf Strömungen über Kaskadenbauwerke ausgeweitet werden.

### ***Reibungswiderstand***

Beim Abfluss über glatte Böschungen resultiert der Gesamtwiderstand nur aus dem Reibungswiderstand. Dieser wird im Allgemeinen mittels der äquivalenten Sandrauheit  $k_s$  beschrieben. Liegt auf der Böschung gleichförmiger Abfluss vor, ergibt sich die entlang des benetzten Gerinneumfanges wirkende Wandschubspannung  $\tau_0$ , indem die antreibende Schwerkraft mit der Widerstandskraft gleichgesetzt wird:

$$\tau_0 = \rho_w \cdot g \cdot \sin \beta \cdot R_h \quad (7.13)$$

Nach dem allgemeinen Fließgesetz der turbulenten Strömung in offenen Gerinnen nach DARCY-WEISBACH gilt weiterhin:

$$\tau_0 = \frac{\lambda}{8} \cdot \rho_w \cdot v^2 \quad (7.14)$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen (7.13) und (7.14) erhält man für den Normalabfluss (Index u) den Widerstandsbeiwert  $\lambda = \lambda_u$  zu:

$$\lambda_u = \frac{8 \cdot g \cdot \sin \beta}{v^2} \cdot R_h \quad (7.15)$$

Bei ungleichförmigem Abfluss gilt die Gleichung (7.15) entsprechend, wenn statt des Sohl liniengefälles  $I_0 = \sin \beta$  das Energieliniengefälle  $I_e = \Delta H / \Delta x$  eingesetzt wird.

Die Ausführungen beziehen sich ausschließlich auf glatte Schussrinnen. Wird der Widerstandsbeiwert  $\lambda$  jedoch für den Abfluss über treppenförmige Entlastungsanlagen bestimmt, können zwei Vorgehensweisen zum Einsatz kommen.

### ***Formwiderstand nach klassischem Ansatz***

Für den Abfluss auf treppenförmigen Entlastungsanlagen und Raugerinnen kann die Gleichung (7.15) zur Berechnung des hydraulischen Widerstandes verwendet werden. Es muss jedoch beachtet werden, dass in diesem Fall  $\lambda_u$  dem Gesamtwiderstand entspricht, der überwiegend aus dem Formwiderstand der Stufen resultiert. Zu berücksichtigen ist insbesondere, dass bei den Gleichungen (7.13) bis (7.15) von einer unbelüfteten Strömung ausgegangen wird. Diese Annahme ist für den Abfluss über treppenförmige Entlastungsanlagen in der Regel nicht übertragbar (u. a. BOES 2000).

Im Falle der Gerinneströmung ist von einer voll belüfteten Strömung auszugehen. Die Berechnung des Widerstandsbeiwertes mit Gleichung (7.15) muss daher korrekterweise mit der äquivalenten Reinwassertiefe  $y_w$  anstatt der Gemischabflusstiefe  $y_m = y_{90}$  erfolgen. Für die Geschwindigkeit ist entsprechend die Reinwassergeschwindigkeit  $v_w$  zu verwenden. Der Widerstandsbeiwert ergibt sich mit diesen Vorgaben zu  $\lambda_w$ .

TOZZI (1994) berechnete auf der Grundlage seiner Modellversuche an einer Kaskadenschussrinne im Maßstab 1 : 15 den Widerstandsbeiwert  $\lambda_w$  über die Reinwassertiefe  $y_w$ . Da die experimentelle Bestimmung von  $y_w$  mittels Stechpegel in der hochturbulenten, belüfteten Strömung mit Ungenauigkeiten behaftet ist, ergänzte er die Versuche mit Messungen in einem geschlossenen Luftkanal und empfiehlt für die Ermittlung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda_w$  die Formel:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_w}} = 2,7 \cdot \left(1 + 2 \cdot \tan^2 \beta\right) \cdot \log\left(\frac{y_w}{K}\right) + 3,67 \cdot \cos \beta \quad (7.16)$$

Die Gleichung (7.16) wurde nach Untersuchungen an Kaskaden mit Neigungen von  $8,5^\circ$ ,  $26,6^\circ$  und  $53,1^\circ$  aufgestellt. Für  $\beta = 53^\circ$  gilt sie jedoch erst ab einer Relativwassertiefe  $y_w/K > 1,80$ , darunter wurde  $\lambda_w$  konstant zu 0,163 bestimmt.

WAHRHEIT-LENSING (1996) überführt die für unbelüftete Strömungen gültige Gleichung (7.15) für  $\beta = 8,5^\circ$  in die Form der Gleichung (7.17) und gibt zur Bestimmung des Widerstandsbeiwertes unter der Voraussetzung  $2,5 < y_w/K < 40$  folgende Gleichung an:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_w}} = 3,2 \cdot \log\left(\frac{y_w}{K}\right) + 0,447 \quad (7.17)$$

Die Belüftung hat nur bei kleinen Abflüssen einen Einfluss auf den Widerstandsbeiwert. Ab Werten von  $y_w/K > 10$  sind keine signifikanten Auswirkungen auf das Widerstandsverhalten feststellbar (WAHRHEIT-LENSING 1996). Erst bei größeren Relativrauheiten sollte die Selbstbelüftung nicht mehr außer Acht gelassen werden. Ansonsten wird der Widerstandsbeiwert tendenziell überschätzt. Dies führt zu der Annahme, dass der Luftgehalt an der Kanalsohle bzw. an den Stufen, der bei konstanten Randbedingungen mit steigender Fließtiefe abnimmt, für die Verminderung des Gesamtwiderstandes bei belüfteter Strömung entscheidend ist (BOES 2000).

BOES (2000) führt in seiner Arbeit weitere Formeln anderer Autoren zur Berechnung des Widerstandsbeiwertes auf. Die zu Grunde gelegten Messdaten wurden jedoch auf sehr unterschiedliche Weise für belüfteten und unbelüfteten Abfluss aufgenommen, so dass er die Verwendung dieser Formeln für die Berechnung von Energieverlusten nicht empfiehlt.

In seiner Arbeit ermittelt BOES die Widerstandsbeiwerte auf der Basis seiner Modellversuche mit Hilfe von Gleichung (7.15). Er unterscheidet hierbei drei Fälle:

- Verwendung der Reinwassertiefe  $y_w$  und der Reinwassergeschwindigkeit  $v_w$
- Verwendung der Reinwassertiefe  $y_w$  und der Gemischwassergeschwindigkeit  $v_m$
- Verwendung der Gemischabflusstiefe  $y_m = y_{90}$  und der Gemischwassergeschwindigkeit  $v_m$

Für den ersten Fall, bei dem die Phänomene der Belüftung Berücksichtigung finden, erhält BOES Widerstandsbeiwerte in der Größenordnung von  $\lambda = 0,1$ . Dieser Wert liegt um etwa das Zehnfache unter den Angaben, die CHANSON für eine überschlägige Bemessung empfiehlt. Als Fazit der Ausführungen wird festgehalten, dass die Berechnungsansätze zur Bestimmung des Widerstandsbeiwertes nach wie vor mit großer Vorsicht zu behandeln sind.

### ***Direkte Bestimmung des Formwiderstandes***

Die zweite Methode zur Ermittlung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda$  bezieht sich auf den Formwiderstand umströmter Körper. Der Formwiderstandsbeiwert  $c_d$  wird über die Widerstandskraft  $F_d$  eines in die Strömung getauchten Körpers definiert und beträgt:

$$c_d = \frac{2 \cdot F_d}{A_h \cdot \rho_m \cdot v^2} \quad (7.18)$$

mit:  $A_h$ : Projektionsfläche des Körpers in Strömungsrichtung [m<sup>2</sup>]  
 $\rho_m$ : Dichte des Wasser-Luft-Gemisches [kg/m<sup>3</sup>]

Allgemein gilt für die Dichte des Wasser-Luft-Gemisches die Gleichung  $\rho_m \approx \rho_w \cdot (1 - \bar{c})$ , aus der sich bei unbelüfteter Strömung  $\rho_m = \rho_w$  ergibt. Zusammen mit der Makro-Rauheit  $K = h \cdot \cos \alpha$  lässt sich die Projektionsfläche mit  $A_h = b \cdot K$  angeben, da sich die Gerinne-sohle bei der Betrachtung des Formwiderstandes um den Wert  $K$  verschiebt. Die fiktive Sohle wird in diesem Fall von der Verbindungslinie der Tiefpunkte der Stufennischen gebildet.

Der Reibungswiderstand auf Grund der Sohlschubspannung  $\tau_0$  lässt sich nach NOORI (1984) mit der Widerstandskraft  $F_d$  eines Stufenelementes berechnen, das die auf den Pseudoboden projizierte Grundfläche  $A_p = L_s \cdot b$  einnimmt. Die durch die Stufe hervorgerufene Makro-Rauheit wirkt entlang der charakteristischen Länge  $L_s$ . Mit  $K / L_s = \sin \beta \cdot \cos \beta$  gilt:

$$\tau_0 = \frac{F_d}{A_p} = \frac{c_d \cdot A_h}{2 \cdot A_p} \rho_w \cdot v^2 = \frac{c_d \cdot b \cdot K}{2 \cdot b \cdot L_s} \rho_w \cdot v^2 = \frac{1}{2} \cdot c_d \cdot v^2 \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \quad (7.19)$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen (7.13) und (7.19) ergibt sich der Formwiderstandsbeiwert  $c_d$  zu:

$$c_d = \frac{2 \cdot g \cdot R_h}{v^2 \cdot \cos \beta} \quad (7.20)$$

Die Beziehung zwischen dem Widerstandsbeiwert  $\lambda$  nach DARCY-WEISBACH aus Gleichung (7.14) und dem Formwiderstandsbeiwert  $c_d$  entsprechend Gleichung (7.20) benennt BOES (2000) mit:

$$\lambda = 4 \cdot c_d \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \quad (7.21)$$

Im Rahmen seiner Modellversuche hat NOORI (1984) beobachtet, dass der Widerstandsbeiwert  $c_d$  mit zunehmender relativer Wassertiefe  $y/K$  abnimmt, ab einer bestimmten relativen Wassertiefe jedoch konstant bleibt. Bei konstantem  $y/K$ -Werten verringert sich der Widerstandsbeiwert  $c_d$  mit wachsender Neigung  $\beta$  des Kanals. Bei unveränderter Gerinneneigung strebt der Formwiderstandsbeiwert hingegen mit zunehmender Reynoldszahl gegen einen unteren Grenzwert von  $c_d \approx 0,20$ . Daraus lässt sich ableiten, dass der Widerstandsbeiwert  $c_d$  für große Reynoldszahlen von den viskosen Einflüssen unabhängig ist.

Laut Noori (1984) fällt der Widerstandsbeiwert  $c_d$  mit wachsender Froudezahl rasch ab, so dass deren Einfluss bei großen Reynoldszahlen überwiegt. Es gilt näherungsweise:

$$c_d = \frac{2,24}{Fr^{2,13}} \quad (7.22)$$

Auf Grund der relativ geringen Kanalneigung ( $\beta = 5,7^\circ$  bzw.  $11,3^\circ$ ) bei den Versuchen von NOORI (1984) sind seine Ergebnisse im Vergleich zu den deutlich steileren Kaskadenschussrinnen nur bedingt übertragbar. Sie geben jedoch einen guten Einblick in die Parameter, die das Widerstandsverhalten beeinflussen.

### 7.5.3.6 *Energiedissipation*

Bei der Ermittlung des Energieumsatzes auf einer treppenförmigen Entlastungsanlage muss grundsätzlich zwischen zwei verschiedenen Vorgehensweisen unterschieden werden: mit bzw. ohne Berücksichtigung des Lufteintrages auf der Böschung. Bei der Berechnung mit der Fließtiefe  $y_m$  des Wasser-Luft-Gemisches wird die Energiedissipation signifikant überschätzt. Als Ursachen dafür nennt BOES (2000), dass die Geschwindigkeitshöhe  $v^2/2g$  infolge zu klein angesetzter Fließgeschwindigkeiten unterschätzt wird, da  $v_m = q/y_m < v_w = q/y_w$ .

Die beim Abfluss über Kaskaden verursachte Energiedissipation  $\Delta H$ , die aus der Aufrechterhaltung der Wirbel in den Stufennischen resultiert, wird üblicherweise durch die Differenz der Energiehöhen in der Anströmung vor dem Überfallprofil  $H_{\max}$  und am unterstromigen Ende des Gerinnes  $H_e$  (Abb. 7.11) ausgedrückt und dimensionslos dargestellt zu:

$$\eta = \frac{\Delta H}{H_{\max}} = \frac{H_{\max} - H_e}{H_{\max}} \quad (7.23)$$

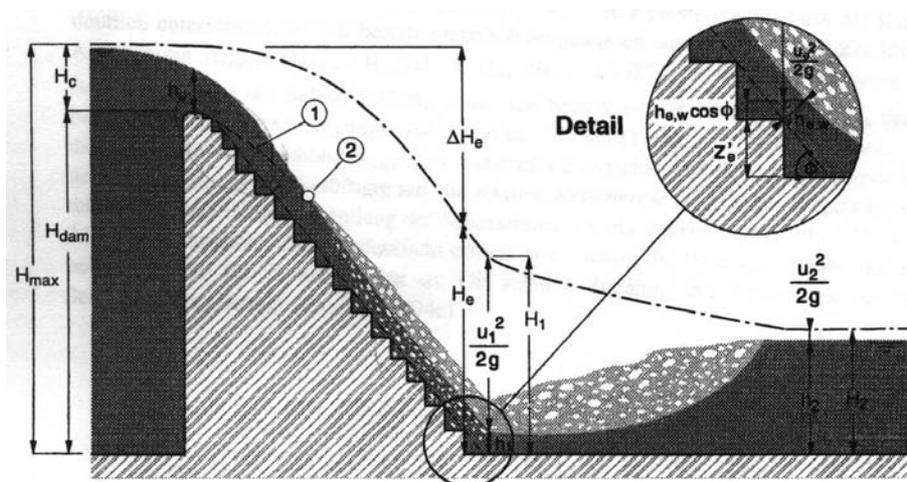
Die in Gleichung (7.23) enthaltenen Energiehöhen  $H_{\max}$  und  $H_e$  werden durch die folgenden Formeln berechnet. Die verwendeten Bezeichnungen können Abb. 7.11 entnommen werden. Es gilt:

$$H_{\max} = H_{\text{dam}} + H_c = H_{\text{dam}} + \frac{3}{2} y_c \quad (7.24)$$

$$H_e = z'_e + y_e \cdot \cos\beta + \alpha \frac{v_e^2}{2g} = z'_e + y_e \cdot \cos\beta + \alpha \frac{q^2}{2g \cdot y_e^2} \quad (7.25)$$

- mit:  $z'_e$ : Lagehöhe des Endes der Schussrinne bezogen auf ein Referenzniveau [m]  
 $y_e$ : Fließtiefe senkrecht zur Abflussfläche am Fuß des Bauwerkes [m]  
 $\alpha$ : Korrekturbeiwert für die Geschwindigkeitshöhe [-]

Die Lagehöhe des Kaskadenendes wird in der Regel auf die Höhe der Sohle des Tosbeckens bezogen, so dass  $z'_e$  der Stufenhöhe  $h$  entspricht ( $z'_e = h$ ). Angaben zur Bestimmung von  $\alpha$  sind u. a. bei CHANSON (1994) und BOES (2000) zu finden.



**Abb. 7.11** Verlauf der Energielinie bei einer treppenförmigen Schussrinne  
 (Quelle: BOES 2000)

Bei sehr hohen Entlastungsbauwerken empfiehlt CHANSON (1994), von einer am Böschungsfußpunkt verbleibenden Restenergie  $H_{\text{res}}$  anstatt des Energieverlustes  $\Delta H$  zu sprechen, da diese für die Dimensionierung des Tosbeckens am Fuß eines Entlastungsbauwerkes ausschlaggebend ist. Die dimensionslos dargestellte Restenergie gibt er an mit:

$$\frac{H_{\text{res}}}{y_c} = \left( \frac{\lambda}{8 \cdot \sin \beta} \right)^{1/3} \cdot \cos \beta + \frac{1}{2} \alpha \cdot \left( \frac{\lambda}{8 \cdot \sin \beta} \right)^{-2/3} \quad (7.26)$$

Für belüfteten Abfluss wird in Gleichung (7.26)  $\lambda = \lambda_w$  verwendet.  $H_{\text{res}}$  wird somit zu  $H_{\text{res,w}}$  bestimmt (BOES 2000). Der Widerstandsbeiwert  $\lambda_w$  wird mit Gleichung (7.17) berechnet.

BOES (2000) erkennt auf Grund seiner Untersuchungen, dass die Energiedissipation auf glatten Schussrinnen scheinbar stärker von der Belüftung beeinflusst wird als auf treppenförmigen Entlastungsanlagen. Dieses Phänomen ist durch die größere Rauheit von treppenförmigen Entlastungsbauwerken zu erklären, bei denen der Formwiderstand gegenüber dem Reibungswiderstand überwiegt. Bei glatten Schussrinnen entspricht der Reibungswiderstand hingegen dem Gesamtwiderstand, der durch die Luftblasen an der Sohle stark abgemindert wird.

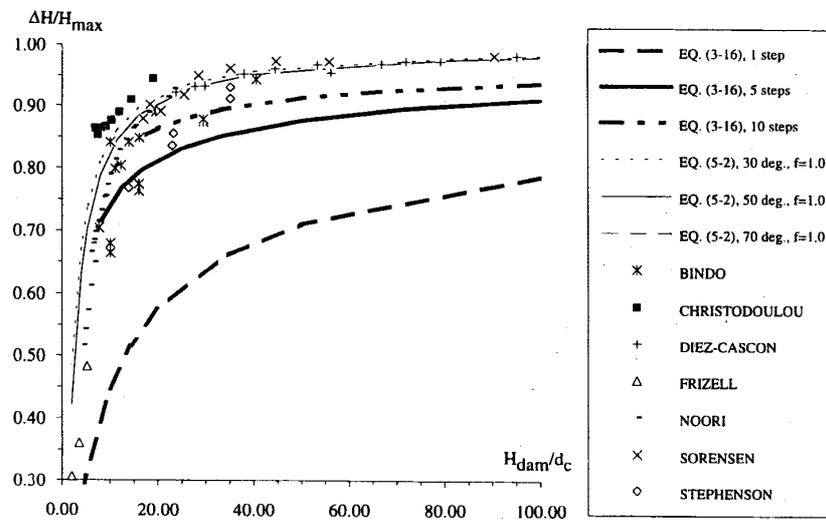
CHANSON (1994) sieht den Grenzwert, ab dem eine Belüftung der Strömung sowohl auf glatten als auch auf treppenförmigen Schussrinnen unbedingt berücksichtigt werden muss, bei einer tiefengemittelten Luftkonzentration von  $\bar{c}_u = 0,4$ . Bei höheren Werten darf die Luftkonzentration innerhalb der Strömung nicht mehr vernachlässigt werden. Laut Gleichung (7.12) entspricht der genannte Grenzwert einer Böschungsneigung von  $\beta \approx 26^\circ$ . Würde bei hohen Luftkonzentrationen die Selbstbelüftung bei der Berechnung von  $H_{\text{res}}$  nicht beachtet werden, so würden sich bereits bei Neigungen von  $30^\circ$  Werte für die Restenergie ergeben, die etwa 20% unter der tatsächlichen Energie  $H_{\text{res,w}}$  liegen.

WAHRHEIT-LENSING (1996) untersuchte an einer steilen Schussrinne mit einer Neigung von  $51,3^\circ$  die Selbstbelüftung experimentell. Nach ihren Erkenntnissen ist der Lufteintrag bereits ab Werten der Luftkonzentration von  $\bar{c}_u = 0,2$  zu beachten. Demnach hat die Selbstbelüftung einen noch größeren Einfluss auf die kinetische Restenergie am Böschungsfuß als bei CHANSON (1994).

MATOS & QUINTELA (1995a,b) haben sich mit der Frage nach der optimalen Stufenhöhe  $h$  für eine größtmögliche Energiedissipation beschäftigt und empfehlen für steile Schussrinnen mit  $\beta = 51,3^\circ$  eine Stufenhöhe von ca. 30% der kritischen Wassertiefe.

Die obigen Ausführungen beziehen sich auf Stufen mit rechtwinkligen Kanten, wie sie in der Literatur am meisten behandelt werden. Diese Form weist im Vergleich zu Stufen mit abgerundeten Kanten eine größere Energiedissipation und einen geringeren Aufwand in der Herstellung auf (BOES 2000).

**Abb. 7.12** vermittelt einen Überblick über bisher in Modellversuchen bestimmte Daten und die aufgeführten Gleichungen für Gerinne- und Kaskadenströmung.



**Abb. 7.12** Relativer Energieverlust  $\Delta H/H_{\max}$  bei Gerinne- und Kaskadenströmung  
(Quelle: CHANSON 1994)

BOES (2000) hat die Energiehöhenverluste analog zur Berechnung der Widerstandsbeiwerte für drei Fälle bestimmt:

- mit der Reinwassertiefe  $y_w$  und der Reinwassergeschwindigkeit  $v_w$
- mit der Reinwassertiefe  $y_w$  und der Gemischwassergeschwindigkeit  $v_m$
- mit der Gemischabflusstiefe  $y_m = y_{90}$  und der Gemischwassergeschwindigkeit  $v_m$

Ohne Berücksichtigung der Belüftung nimmt gemäß seinen Untersuchungsergebnissen bei gegebener Dammhöhe die relative Energiedissipation mit der Höhe der Stufen zu. Diese Beobachtung steht im Einklang mit den Resultaten von WAHRHEIT-LENSING (1996). BOES vermutet hinter diesem Effekt den Einfluss der stärkeren Zerstäubung des Wassers bei größerer Rauheit der Sohle. Die sich daraus ergebenden höheren Gemischabflusstiefen  $y_{90}$  führen zu geringeren Energiehöhen und folglich zu vermehrten Energieverlusten. Der Vergleich der von BOES gewonnenen Versuchswerte mit den rechnerisch aus Gleichung (7.26) bestimmten Daten bestätigt, dass die Verwendung der Gemischabflusstiefe zur Bestimmung der Energiedissipation eine signifikante Überschätzung der Verluste nach sich zieht.

Wird dagegen der Luftpfeintrag in die Betrachtung mit einbezogen, ergeben sich weitere Erkenntnisse. Neben dem Einfluss der Stufenrauheit bestimmt auch der Neigungswinkel der Böschung das Maß der Energieverluste. Die Energiedissipation ist bei konstanter Bauwerkshöhe  $H_{\text{dam}}/y_c > 20$  für  $\beta = 30^\circ$  um ungefähr 5 – 20 % größer als für  $\beta = 50^\circ$ . Die Anwendung von Gleichung (7.26) wird daher nur für  $H_{\text{dam}}/y_c > 15$  bis 20 angeraten (BOES 2000).

Weiterhin schlägt BOES (2000) vor, die Energiehöhen mit der gemittelten Gemischwassergeschwindigkeit  $v_m$  anstatt der Reinwassergeschwindigkeiten  $v_w$  zu berechnen, da hierfür geringfügig kleinere Energieverluste ermittelt werden und der planende Ingenieur bei der Bemessung somit auf der sicheren Seite liegt.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der relative Energieverlust auf treppenförmigen Schussrinnen abhängig von der Sohlneigung  $\beta$ , der Stufenzahl bzw. -höhe sowie dem Verhältnis der Gesamthöhe  $H_{\text{dam}}$  zur kritischen Fließtiefe  $y_c$  ist. Die auf Kaskaden erzielbare Energieumwandlung ist um bis zu viermal höher als auf glatten Schussrinnen. Die Dissipationsrate nimmt bei gegebener Stufenhöhe  $h$  mit steigenden Abflusswerten ab. Die optimale Energiedissipation stellt sich gemäß CHANSON (1994) bei einer Böschungsneigung von  $\beta = 30^\circ$  ein.

## 7.6 Druckverhältnisse

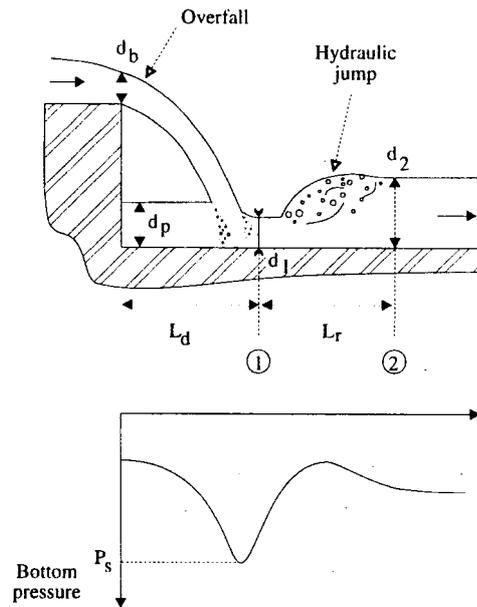
Beim Abfluss über treppenförmige Entlastungsanlagen wirken hydrodynamische Kräfte an der Oberfläche des überströmten Bauwerkes. Die dabei auftretenden Drücke und Druckschwankungen sind wichtige Parameter, die die Sicherheit einer Entlastungsanlage tangieren (CHANSON 1994). Bei der Betrachtung der Druckverhältnisse sind wiederum die beiden Abflusszustände der Kaskadenströmung und der Gerinneströmung zu unterscheiden, da der Verlauf der Drucklinie an der Sohle in beiden Fällen deutlich voneinander abweicht.

### 7.6.1 Kaskadenströmung

Bei der Kaskadenströmung übt das Wasser große hydrodynamische Kräfte auf die einzelnen Stufen aus. Die Druckspitzen treten in dem Bereich der horizontalen Stufenfläche auf, in dem der Freistrah auf die Stufe prallt. Aber auch die horizontalen Stufenflächen unterstrom des Wechselsprunges, sofern sich dieser einstellt, und die vertikalen Stufenflächen, sofern diese nicht belüftet werden, unterliegen starken Druckschwankungen.

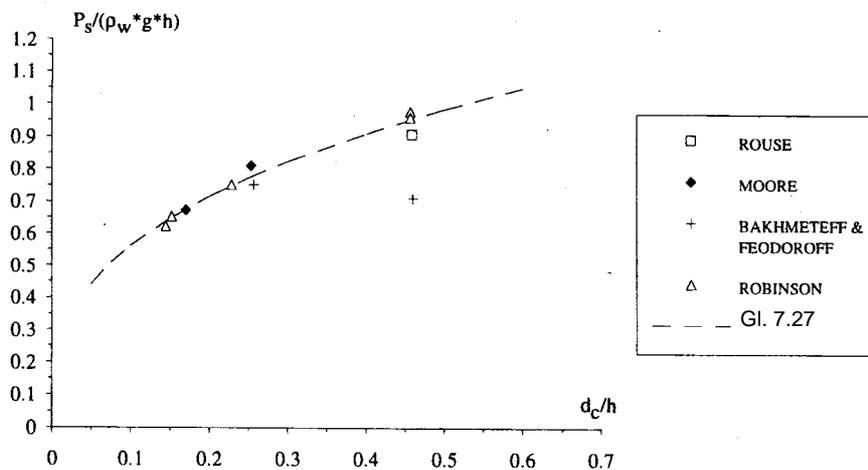
Der Verlauf des Druckes entlang der horizontalen Stufenfläche ist für die Kaskadenströmung qualitativ in **Abb. 7.13** dargestellt. Der Druck am Auftreffpunkt des Freistrahles ist größer als der hydrostatische Druck. Nach der Analyse verschiedener Experimente erkennt CHANSON (1994), dass die mittlere Druckhöhe  $P_s$  am Auftreffpunkt des Freistrahls in Korrelation zu folgender Gleichung steht:

$$\frac{P_s}{\rho \cdot g \cdot h} = 1,253 \cdot \left( \frac{y_c}{h} \right)^{0,349} \quad (7.27)$$



**Abb. 7.13** Mittlerer Druckverlauf bei einer Kaskadenströmung (Quelle: CHANSON 1994)

In **Abb. 7.14** wird Gleichung (7.27) mit experimentell gewonnenen Daten verglichen. Die Darstellung gibt keine Auskunft über die Druckschwankungen. Die Messergebnisse stellen lediglich Mittelwerte dar.



**Abb. 7.14** Mittlere Druckhöhe am Auftreffpunkt des Freistrahles (Quelle: CHANSON 1994)

Neben den mittleren Druckhöhen am Auftreffpunkt des Freistrahles interessieren insbesondere die Druckschwankungen, die dort zu erwarten sind. Die Größenordnung lässt sich gemäß CHANSON (1994) mit den Ergebnissen von MAY & WILLOUGHBY (1991) abschätzen, die Untersuchungen mit einem senkrecht auf die Stufe gerichteten Wasserstrahl durchgeführt haben. Zur Berechnung des maximalen Druckes  $P_{s,max}$  bzw. des minimalen Druckes  $P_{s,min}$  können die Gleichungen (7.28) bzw. (7.29) angesetzt werden. In beiden Ausdrücken steht  $v_i$  für die Geschwindigkeit des Freistrahles am Auftreffpunkt.

$$P_{s,\max} = P_s + 0,9 \cdot \rho_w \cdot \frac{v_i^2}{2} \quad (7.28)$$

$$P_{s,\min} = P_s - 0,6 \cdot \rho_w \cdot \frac{v_i^2}{2} \quad (7.29)$$

Bei einer Kaskadenströmung mit voll entwickeltem Wechselsprung folgt direkt unterstrom des Auftreffpunktes der Fließwechsel. Unter dem Wechselsprung kann die mittlere Druckhöhe  $P_{WS}$  mit dem hydrostatischen Druck  $P_{hyd}$  gleichgesetzt werden ( $P_{WS} \approx P_{hyd}$ ). Jedoch treten in diesem Abschnitt der Strömung markante Druckschwankungen auf (HAGER 1992). CHANSON (1994) empfiehlt für die Bestimmung der Extremwerte die Verwendung der Gleichungen (7.30) und (7.31):

$$P_{WS,\max} = P_{hyd} + 0,6 \cdot \rho_w \cdot \frac{v_1^2}{2} \quad (7.30)$$

$$P_{WS,\min} = P_{hyd} - 0,4 \cdot \rho_w \cdot \frac{v_1^2}{2} \quad (7.31)$$

Die Geschwindigkeit  $v_1$  ist hierbei die Geschwindigkeit oberstrom des Wechselsprunges. In Abhängigkeit der kritischen Fließgeschwindigkeit  $v_c$ , der Grenztiefe  $y_c$  und der Stufenhöhe  $h$  gibt CHANSON (1994) folgende Gleichung zur Bestimmung von  $v_1$  an:

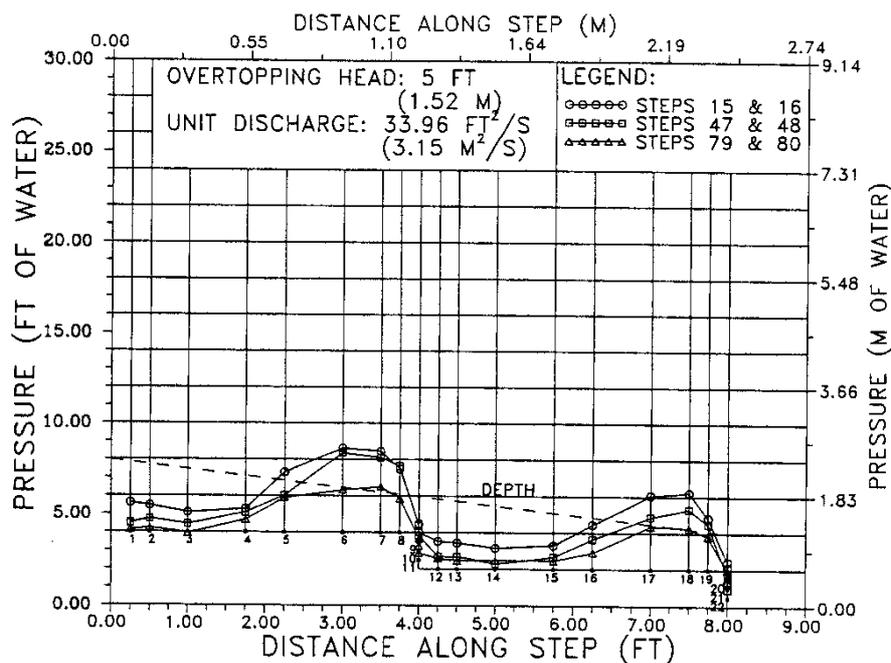
$$\frac{v_1}{v_c} = 1,54 \cdot \left( \frac{y_c}{h} \right)^{-0,275} \quad (7.32)$$

Die minimalen Druckhöhen gemäß Gleichung (7.31) können gegebenenfalls negative Werte annehmen. Ebenso ist bei unbelüfteten Verhältnissen unterstrom der Stufenkanten an den vertikalen Stufenflächen mit Unterdruck zu rechnen. Die dadurch auf das Bauwerk ausgeübten Zugkräfte müssen bei der Dimensionierung in jedem Fall berücksichtigt werden.

## 7.6.2 Gerinneströmung

Die Druckverhältnisse auf den horizontalen und vertikalen Stufen hängen bei der Gerinneströmung eng mit den in den Stufennischen zirkulierenden Wirbeln zusammen. Diese Wirbel ziehen Druckschwankungen nach sich, die auf die Oberfläche der Stufen einwirken, wobei ebenso wie bei der Kaskadenströmung sowohl Überdruck als auch Unterdruck auftreten kann (CHANSON 1994).

Umfangreiche Messungen zur Ermittlung der Druckverteilung haben FRIZELL & MEFFORD (1991) vorgenommen. In ihrem Artikel beschreiben sie die Versuchsanordnung zur Bestimmung der Druckverteilung an der Sohle einer mit 1 : 2 geneigten Kaskadenschussrinne ( $\beta = 26,6^\circ$ ) im Maßstab 1 : 12. Sie haben in drei Bereichen des Versuchskanals Druckmessstellen angeordnet. In jedem dieser Bereiche haben sie 22 Messstellen gleichmäßig über zwei Stufen verteilt, so dass sie insgesamt 66 Messpunkte zur Verfügung hatten und auswerten konnten. Die Ergebnisse sind für einen spezifischen Abfluss von 3.150 l/(sm) in **Abb. 7.15** zusammengefasst.

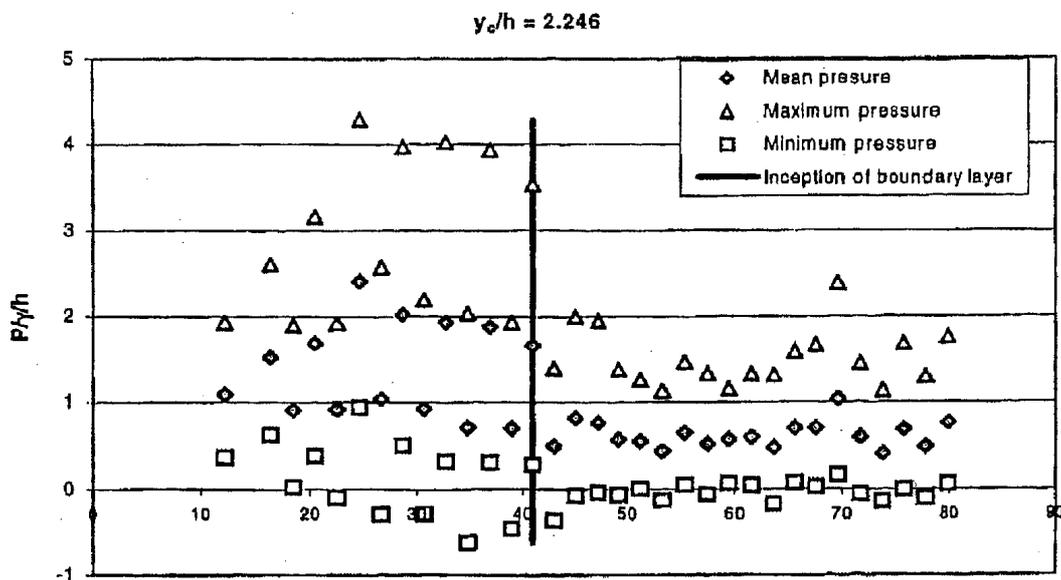


**Abb. 7.15** Druckverlauf entlang einer treppenförmigen Entlastungsanlage  
(Quelle: FRIZELL & MEFFORD 1991)

Ausführliche Untersuchungen haben SÁNCHEZ ET AL. (2000) am Modell einer Kaskadenschussrinne mit 45 Stufen bei einem Böschungswinkel von  $51,3^\circ$  durchgeführt. In ihren Modellversuchen betrachteten sie ausschließlich Gerinneströmungen mit  $0,891 < S < 2,246$ . Die Druckmessungen erfolgten kontinuierlich entlang der Entlastungsanlage, indem pro Stufe jeweils ein Messpunkt im Schwerpunkt der horizontalen Fläche in das Modell integriert wurde. An zwei gesonderten Stufen wurde die Anzahl der Messpunkte erhöht, so dass für die vertikale Stufenfläche vier Messpunkte und die horizontale Stufenfläche neun Messpunkte zur Verfügung standen.

Die Auswertung der Messreihen für die Druckverteilung entlang der gesamten Schussrinne zeigt, dass der mittlere Druck stets positiv ist. Der minimale Druck kann allerdings negative Werte annehmen, wobei ein Kavitationsrisiko ausgeschlossen werden kann. Die Druckspitzen sowohl bezüglich der maximalen als auch der minimalen Werte wurden oberstrom des Selbstbelüftungspunktes lokalisiert. Dies ist mit der fehlenden Pufferwirkung der Luftblasen zu erklären.

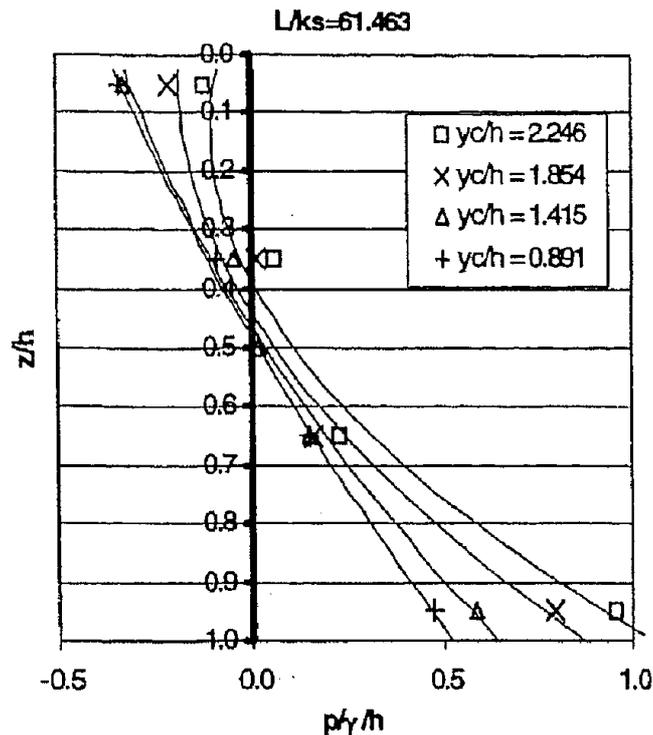
Die Arbeit von SÁNCHEZ ET AL. (2000) bestätigt Erkenntnisse, die bereits OHTSU & YASUDA (1997) auf der Basis von Modellversuchen an einer 19° geneigten Schussrinne beschrieben haben: Der Druck entlang einer treppenförmigen Entlastungsanlage weist bei Gerinneströmung ein wellenförmiges Muster auf (Abb. 7.16). In beiden Veröffentlichungen wird dieses Phänomen nicht näher erläutert.



**Abb. 7.16** Druckverteilung entlang einer treppenförmigen Entlastungsanlage; je ein Messpunkt im Flächenschwerpunkt jeder Stufe (Quelle: SÁNCHEZ ET AL. 2000)

Die von SÁNCHEZ ET AL. (2000) gemessene Druckverteilung auf den horizontalen Stufenflächen entspricht qualitativ den Ergebnissen von FRIZELL & MEFFORD (1991) nach Abb. 7.15. In Fließrichtung gesehen treten auf der ersten Stufenhälfte relativ geringe Drücke auf, während die Werte stromabwärts zur Stufenkante deutlich ansteigen.

Die Druckmessungen an den vertikalen Stufenflächen (Abb. 7.17) ergaben einen eindeutigen Zusammenhang zwischen der Höhenlage der Messstelle bezogen auf die unterhalb liegende horizontale Stufenfläche und dem gemessenen mittleren Druck. Direkt über der horizontalen Stufenfläche in der Stufennische ist der mittlere Druck am höchsten. Wandert man die vertikale Stufenfläche nach oben, nimmt der Druck kontinuierlich ab. Ab etwa der Hälfte der Stufenhöhe treten negative Werte auf. Der kleinste mittlere Druck wurde direkt unterhalb der Stufenkante ermittelt. An dieser Stelle ist mit den höchsten Druckschwankungen zu rechnen, wie die Auswertung der Messung der Druckminima und Druckmaxima zeigt.



**Abb. 7.17** Verteilung des mittleren Druckes entlang einer vertikalen Stufenfläche  
(Quelle: SANCHEZ ET AL. 2000)

CHANSON (1994) fügt zu diesem Themenkreis die Bemerkung an, dass bezüglich der Druckverhältnisse an der Sohle von Entlastungsanlagen nur sehr wenige Studien durchgeführt wurden. Er schließt daraus, dass Messungen sowohl an Modellen als auch an Prototypen notwendig sind, um den Wissensstand zu erweitern und zu vertiefen.

### 7.6.3 Übergangsbereich von der Kaskaden- zur Gerinneströmung

Systematische Untersuchungen der Druckverteilung an der Sohle treppenförmiger Entlastungsanlagen haben ANDRÉ ET AL. (2001) durchgeführt. Beginnend für den Abflusszustand der Kaskadenströmung über den Transitionsbereich bis hin zur Gerinneströmung haben sie Druckmessungen an rechtwinkligen Stufen bei Überströmung vorgenommen. Die Ergebnisse sind in **Abb. 7.18** aufgetragen.

Die Daten wurden an einem Damm-Modell mit der Neigung von  $30^\circ$  ermittelt. Die Stufenhöhe betrug dabei 0,06 m, die Stufentiefe war mit 0,104 m gewählt worden. Die Stufen konnten mit bis zu 300 l/(sm) belastet werden. Die vier in das Modell integrierten Druckmessstellen waren so angeordnet, dass sich die in Fließrichtung gesehene erste Messstelle etwa in der Mitte einer horizontalen Stufe befand. Zwei weitere Messstellen lagen unterstrom ebenfalls auf der horizontalen Stufenfläche, während die vierte Messstelle an der Stirnseite der Stufe montiert war (ANDRÉ ET AL. 2001).

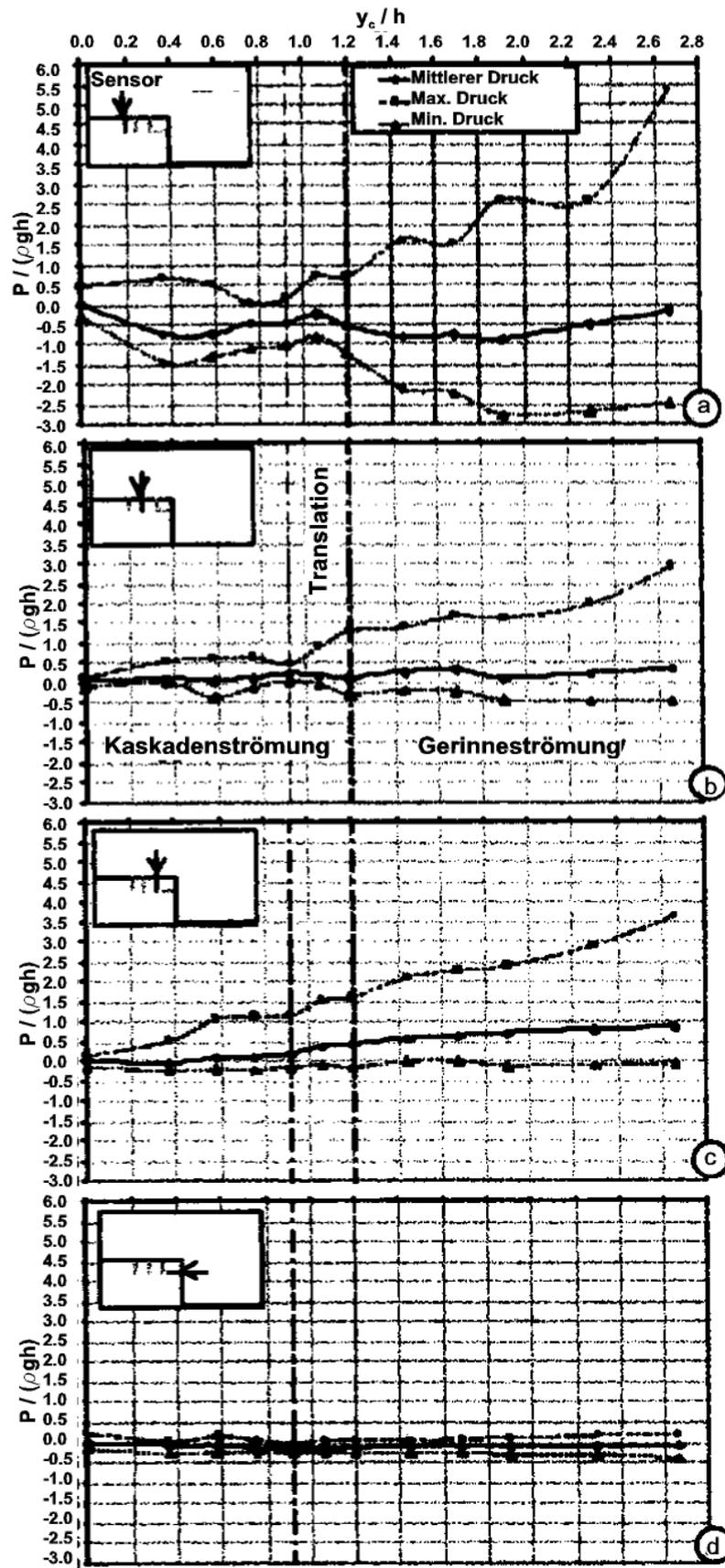


Abb. 7.18 Druckverhältnisse an der Sohle treppenförmiger Entlastungsanlagen  
(nach: ANDRE ET AL. 2001)

Die Charakteristik des Druckverlaufes unterscheidet sich deutlich bei den verschiedenen Messstellen. Im Bereich des Drucksensors (a) sind sowohl die höchsten und niedrigsten absoluten Drücke zu messen als auch die größten Druckschwankungen zu verzeichnen. Bei der Kaskadenströmung begründen die Autoren dies mit dem Auftreffen des Freistrahles im Bereich der Messstelle. Bei der Gerinneströmung sehen sie in diesem Abschnitt einen Übergangsbereich zu den zirkulierenden Wirbeln, der große Druckschwankungen bewirkt.

Während die mittleren Drücke ansteigen, nehmen die Druckschwankungen zu den unterstrom liegenden Messstellen (b) und (c) ab. Unterdruck tritt nur noch in geringfügigem Maße auf und der Verlauf der maximalen Drücke wird gleichmäßiger. Dies ist mit der Distanz zum Auftreffpunkt des Freistrahles bei der Kaskadenströmung bzw. dem Abstand zu den Wirbeln in den Stufennischen bei der Gerinneströmung zu erklären.

Der Drucksensor (d) in der vertikalen Stufenfläche erfährt lediglich geringfügige Druckschwankungen um den Atmosphärendruck. Bei der Kaskadenströmung ist der Druckverlauf leicht mit dem Luftpolster unter dem Freistrahle im Messbereich des Drucksensors zu begründen. Bei der Gerinneströmung argumentieren ANDRÉ ET AL. (2001), dass der konstante Wirbel in der Stufennische wie ein Puffer auf den Druck an der Wand wirkt.

Die Ergebnisse von ANDRÉ ET AL. (2001) stehen teilweise im Widerspruch zu den Daten, die von Sánchez et al. (2000) ermittelt wurden. Im **Kap. 7.9.2.1** wird dieser Sachverhalt aufgegriffen und im Rahmen der Auswertung der eigenen Messungen erläutert.

## 7.7 Modellähnlichkeit

Bei den Zweiphasenströmungen, die auf treppenförmigen Entlastungsanlagen in Form eines Wasser-Luft-Gemisches auftreten, ist sorgfältig zu prüfen, welche Bedingungen erfüllt sein müssen, damit die Ergebnisse aus skalierten hydraulischen Modellversuchen auf Naturmaße übertragen werden können. Bei der Maßstabswahl von physikalischen Modellen von treppenförmigen Entlastungsanlagen sind nach CHANSON (1994) folgende dimensionslose Kennzahlen zu berücksichtigen:

$$\text{Froudezahl:} \quad Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot L}} = \frac{\text{Trägheitskraft}}{\text{Schwerkraft}} \quad (7.33)$$

$$\text{Reynoldszahl:} \quad Re = \frac{v \cdot L}{\nu} = \frac{\text{Trägheitskraft}}{\text{Zähigkeitskraft}} \quad (7.34)$$

$$\text{Weberzahl:} \quad We = v \cdot \sqrt{\frac{\rho \cdot L}{\sigma}} = \frac{\text{Trägheitskraft}}{\text{Oberflächenspannung}} \quad (7.35)$$

Die Froudezahl spielt bei Freispiegelabflüssen stets die dominierende Rolle, da in ihr der Einfluss der Schwerkraft enthalten ist. Die Reynoldszahl kann dagegen vernachlässigt werden, sofern im Modell auf der sicheren Seite liegend Werte von  $Re > 10^5$  (NAUDASCHER 1992) erzielt werden. Andere Autoren geben lediglich  $Re > 10^4$  als Grenzwert an. Bei Wasser-Luft-Gemischen ist zusätzlich die Weberzahl von Bedeutung, in der die Oberflächenspannung Berücksichtigung findet. Die Weberzahl steht somit in direktem Zusammenhang mit der Selbstbelüftung der Strömung sowie der Transportkapazität und der Entlüftungsrate.

Grundsätzlich ist eine streng dynamische Ähnlichkeit bei belüfteter Strömung nicht zu verwirklichen (KOBUS 1984), da die Fließgesetze nach Froude, Reynolds und Weber nicht gleichzeitig eingehalten werden können. Ergebnisse aus Modellversuchen mit Lufteintrag sind daher nach CHRISTODOULOU (1997) nur unter Vorbehalt auf Prototypen übertragbar. CHRISTODOULOU empfiehlt daher die Verwendung großmaßstäblicher Modelle von 1 : 3 bis 1 : 5, um Maßstabsfehler zu minimieren. BOES (2000) dagegen rät zum Einsatz von Modellfamilien zur Abschätzung der Maßstabseffekte und hält Maßstäbe von 1 : 10 bis 1 : 15 für ausreichend, um den Einfluss des Modellmaßstabes auf die Ergebnisse klein zu halten.

## 7.8 Hydraulische Modellversuche: Aufbau eines Treppenmodells

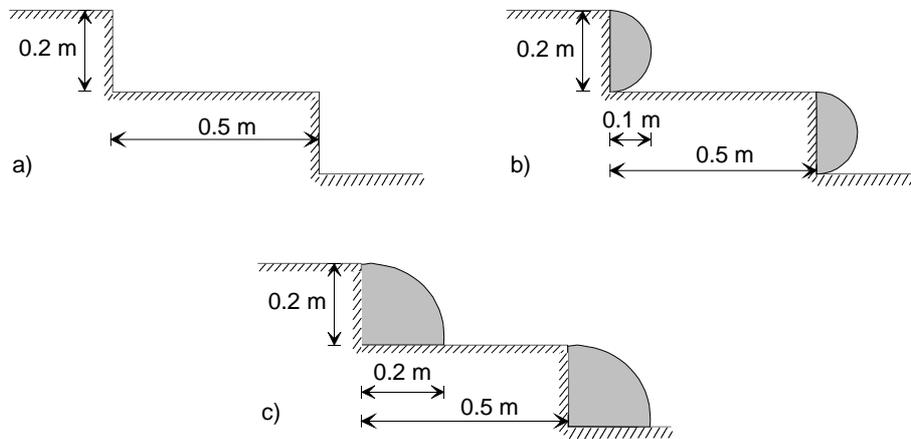
Bei der Dimensionierung von Verbundbauweisen gehen die Kräfte ein, die infolge der Durch- und Überströmung des Dammkörpers auf das Sicherungselement einwirken. Um die speziell aus der Überströmung resultierenden Kräfte bei den Verbundbauweisen quantifizieren zu können, waren umfangreiche Modellversuche erforderlich. Über eine aufwändige Messapparatur wurden Drücke gemessen, aus denen sich die gesuchten Kräfte bestimmen lassen.

Für die Modellversuche zur Ermittlung der Druckverteilung an der Sohle einer treppenförmigen Entlastungsanlage stand das Halbdamm-Modell zur Verfügung, welches bereits für die Untersuchungen des kohärenten Deckwerkes aus Mastix-Schotter verwendet wurde.

Um einen Anknüpfungspunkt an vorhandene, in der Fachliteratur beschriebene Erkenntnisse über die Kraftwirkung einer Wassermasse zu erhalten, die über eine treppenförmige Entlastungsanlage abfließt, starteten die Untersuchungen mit Stufen, die rechtwinklig aufeinander standen. Ausgehend von diesem System wurden im weiteren Verlauf der Modellversuche an die vertikalen Stirnseiten der Stufen Elemente geschraubt, die in idealisierter Art und Weise die abgerundete Form der Verbundbauweisen nachempfanden. Mit dieser Methodik wurde der Einfluss der Stufenform auf den Fließwiderstand, die Energiedissipation und die Druckverteilung an der Sohle erfasst.

**Abb. 7.19** zeigt die drei untersuchten Stufenformen. Die rechtwinkelige Stufe entspricht der in der Literatur eingehend behandelten treppenförmigen Schussrinne. Die abgerundeten

Stufen mit einem Viertel- bzw. Halbkreiselement deuten das System einer Verbundbauweise an. Obwohl es sich bei der Formgebung lediglich um eine Vereinfachung der realen Geometrie einer Schlaufen- oder Schlauchvariante handelt, können auf Grund der Ergebnisse grundsätzliche Aussagen über den Einfluss der Stufenform auf die Druckverteilung an der Sohle getroffen werden.



**Abb. 7.19** Untersuchte Geometrien der Stufen einer treppenförmigen Entlastungsanlage

Die gewählte Systematik begründet sich vor dem Hintergrund, dass die Geometrie der Verbundbauweisen von sehr vielen äußeren Parametern abhängig ist und daher nicht allgemeingültig beschrieben werden kann. Je nach Bauvariante und Böschungsneigung sowie spezifischen Einflussfaktoren wie Füllstoff und Füllungsgrad stellen sich individuell unterschiedlich abgerundete Stufenformen ein. Die Abstraktion dieser Formen auf einfach beschreibbare Geometrien ist somit als erster Schritt auf dem Weg zu interpretieren, dem planenden Ingenieur Ansatzpunkte zu liefern, eine Überströmstrecke in Verbundbauweise technisch zu bemessen und zu dimensionieren.

### 7.8.1 Modellaufbau

Zur Untersuchung des Abflussgeschehens und der Strömungskräfte bei der Überströmung einer treppenförmigen Böschung wurde in dem zur Verfügung stehenden Versuchskanal (**Anlage 5**) ein Treppenmodell mit sechs Stufen im Maßstab 1 : 2,5 aufgebaut. Für das Treppenmodell wurde eine Böschungsneigung von 1 : 2,5 gewählt, was einem Winkel von  $\beta = 21,8^\circ$  entspricht. Die Stufen wurden mit einer Höhe  $h$  von 0,2 m und einer Länge  $l$  von 0,5 m modelliert. Einschließlich der 1,0 m langen Dammkrone besaß das Modell eine Länge von 4,0 m bei einer Höhenkote der Dammkrone von 1,4 m über dem Boden des Versuchskanals. **Abb. 7.20** zeigt einen Längsschnitt durch das Modell. Fotos des Treppenmodells im Betrieb sind den **Anlagen 12 bis 15** zu entnehmen.

Eine detaillierte Beschreibung des Versuchskanals mit Informationen über die geometrischen Abmessungen und Angaben über die Wasserversorgung ist in **Kap. 5.6.1** enthalten. Die



## 7.8.2 Messtechnik

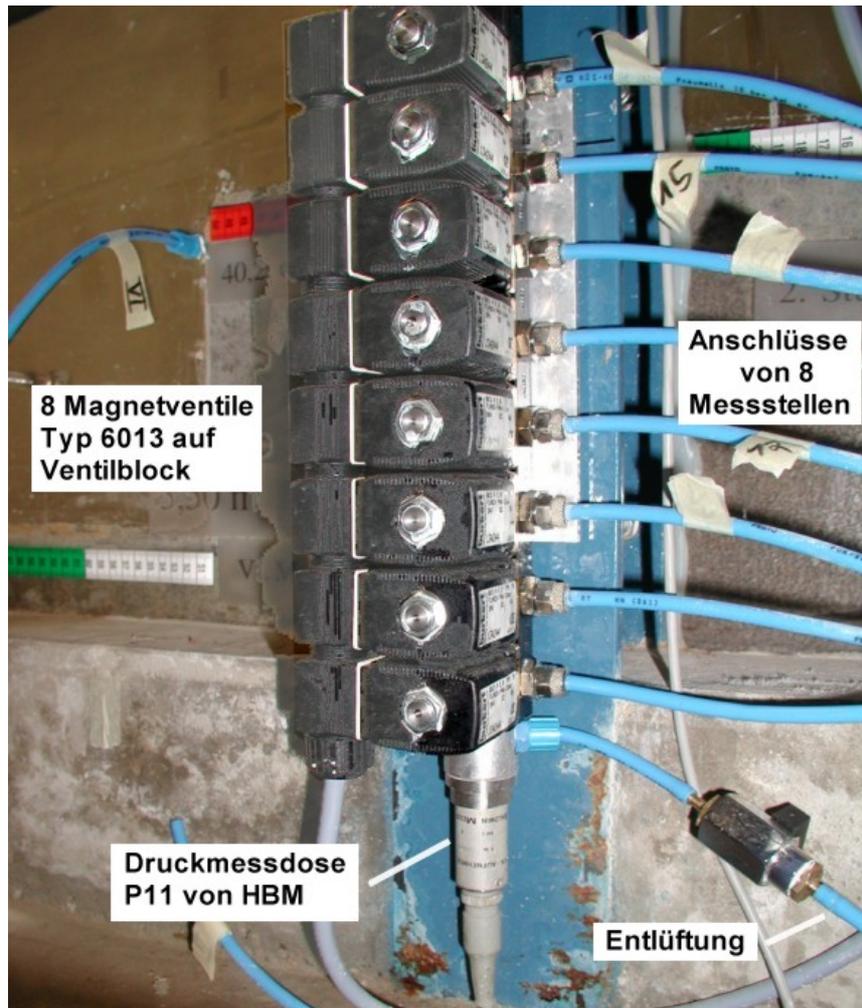
Zur Erfassung der Druckverhältnisse an der Sohle des Treppenmodells war im Versuchskanal eine Einrichtung zur Druckmessung installiert (**Abb. 7.20**). Die Messstellen bestanden aus Druckerbohrungen in der Sohle. Sie waren über FESTO PUN 6x1 Schläuche an 2/2-Wege Magnetventile Typ 6013 von Bürkert Fluid Control System angeschlossen. Jeweils acht Schläuche waren auf einem als Sammler aufgebauten Ventilblock montiert. Jeder der beiden Ventilblöcke war mit einer Druckmessdose P11 von Hottinger Baldwin Messtechnik mit einem Messbereich von 0,0 bis 0,1 bar ausgestattet (**Abb. 7.21**). Über den Ventilblock konnten die einzelnen Messpunkte nacheinander der Druckmessdose zugeschaltet und computergesteuert abgetastet werden.

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

Die Ansteuerung der Magnetventile und die Abtastung der Druckmessdosen erfolgte mittels der Software LabVIEW. Zur Steuerung der Magnetventile war in LabVIEW eine Scanner-Funktion programmiert, die ein digitales Ausgangssignal erzeugte. Dieses Signal wurde in einer Ventilsteuerungsbox verarbeitet und schaltete die paarweise angeordneten Magnetventile. Durch Öffnen der einzelnen Magnetventile stellte sich im Inneren des Ventilblocks und damit an der Messmembran der zu messende Druck ein. Der Scanner wurde so programmiert, dass die 16 Magnetschalter jeweils paarweise nacheinander geöffnet und wieder geschlossen wurden.

Die über der Membran stehende Wassersäule wurde von der Druckmessdose mit Hilfe des Messumformers MGC/ML55 von Hottinger Baldwin Messtechnik als Signal in mV/bar an den Analog-Digital-Wandler abgegeben. Der Analog-Wert wiederum wurde von der Messkarte auf dem Laborrechner abgetastet. In LabVIEW wurden die Parameter wie z.B. Zeitverzögerung, Dauer der Messung pro Messstelle und Anzahl der Abtastungen pro Messung eingestellt.

Da die geodätische Höhe der Messmembran nicht mit der Höhenkote des Messpunktes übereinstimmte, zeichnete die Druckmessdose den absoluten Druck über der Membran auf und gab diesen als Wert in cm-Wassersäule an. Um eine Aussage bezüglich der Druckverhältnisse an der Sohle (Messpunkt) machen zu können, wurde im Rahmen der Auswertung die Höhendifferenz zwischen dem jeweiligen Messpunkt und der Membran von den ermittelten Drücken abgezogen. Im Endeffekt wurde somit als Ergebnis der Druck infolge Überströmung als Höhe der Wassersäule über der Messstelle angegeben.



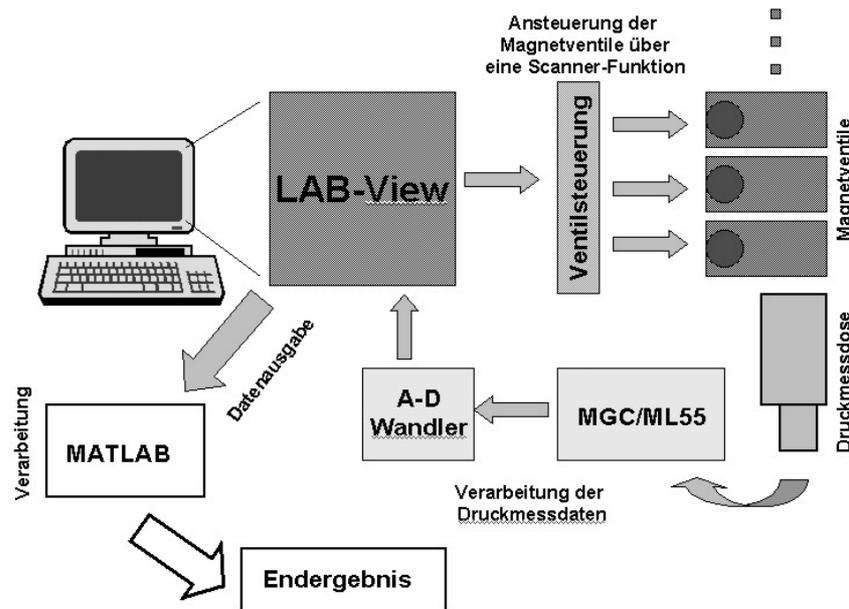
**Abb. 7.21** Detail der Druckmessvorrichtung (Foto: Queißer 2002)

Die Messungen waren insgesamt weitgehend unabhängig von äußeren Einflüssen. Luftdruck- und Temperaturschwankungen wurden nicht berücksichtigt, da diese Parameter über die Messdauer von ca. 10 min konstant blieben.

Für jeden Messpunkt wurde eine Abtastfrequenz von 20 Hz über eine Zeitspanne von 2,5 s gewählt. Bei Vorversuchen zeigte sich, dass die Schwingungen des Druckes an der Sohle auf Grund des oszillierenden Überfallstrahles im Bereich von 0,5 Hz bis 1,0 Hz lagen. Der Grundsatz der Messtechnik, wonach eine Sinusschwingung mit 10 Abtastungen sicher erfasst werden kann, wurde somit berücksichtigt.

Die Druckmesseinrichtung in LabVIEW war in der Form geschaltet, dass die Messungen mit einer Zeitverzögerung von 4,0 s nach Öffnung des Magnetventils einsetzten. Auf diese Weise wurde ausgeschlossen, dass Druckschwankungen auf Grund der Ventilbewegung in das Messergebnis einfließen konnten.

**Abb. 7.22** enthält eine schematische Übersicht über die verwendete Messtechnik, die Aufnahme der Messdaten und die anschließende Verarbeitung und Auswertung der gesamten Datensätze.



**Abb. 7.22** Schema der Druckmesseinrichtung (Quelle: SEIDEL 2003)

Die so ermittelten Datensätze enthielten für einen kompletten Durchlauf mit 16 Messstellen pro Messstelle den durchschnittlichen Druck über die Integrationszeit von 2,5 s, den absoluten Maximaldruck und den absoluten Minimaldruck. Da die Druckmessdosen nach Angabe des Herstellers einen linearen Fehler aufwiesen, wurden die gemessenen Daten unter Verwendung eines MATLAB-Programmes korrigiert. Für die endgültige Auswertung wurden jeweils 10 Messungen bei gleichem Abfluss durchgeführt und die Werte des durchschnittlichen Druckes über  $10 \times 2,5$  s ausgegeben. Bei den Maximal- und Minimalwerten flossen ausschließlich die Extremwerte aus allen Messungen in die Ergebnisdarstellung ein.

## 7.9 Hydraulische Modellversuche an Stufen mit senkrechten Stirnflächen

Die Anwendung von überströmbaren Dämmen, die in dieser Arbeit behandelt werden, ist vor allem bei Hochwasserrückhaltebecken kleiner und mittlerer Größe vorgesehen. Gemäß LfU (2004) gilt bei derartigen Becken für die Überströmstrecken eine Obergrenze der hydraulischen Belastung von  $q = 1000$  l/(sm). In Anlehnung an diese Vorgabe wurde am Treppenmodell ein Abflussspektrum untersucht, dass diese Bedingung erfüllt (**Tab. 7.2**). Lediglich der höchste betrachtete Abfluss überschreitet den genannten Grenzwert um 270 l/(sm).

Die in den nachfolgenden Unterkapiteln dargelegten Ergebnisse werden jeweils umgerechnet auf Naturwerte vorgestellt. Bedingt durch den Maßstab des Treppenmodells von 1 : 2,5 ergibt sich für die Übertragung der spezifischen Abflüsse  $q$  vom Modellmaßstab auf den Naturwert ein Faktor von 3,95.

### 7.9.1 Analyse des Strömungszustandes

Die in **Kap. 7.5.2** genannten Formeln erlauben eine Zuordnung der Strömungszustände zu einem der Fließregime Kaskadenströmung, Übergangsbereich oder Gerinneströmung. Diese Unterscheidung gemäß der Angaben in der Fachliteratur wird im Folgenden verglichen mit Beobachtungen am Treppenmodell.

Laut RAJARATNAM (1990) wird die Obergrenze der Kaskadenströmung erreicht, wenn der Quotient  $S = y_c/h$  etwa den Wert 0,8 annimmt. Bezogen auf die Abmessungen am Treppenmodell errechnet sich aus dieser Bedingung als Grenzwert zwischen der Kaskadenströmung und dem Übergangsbereich ein spezifischer Abfluss von 792 l/(sm).

Da in diesem Abflussbereich am Treppenmodell lediglich Abflussgrößen von 600 l/(sm), 808 l/(sm) und 1006 l/(sm) untersucht wurden, kann der Beginn des Übergangsbereiches auf Basis der eigenen Daten nicht genau definiert werden. Jedoch wird die Größenordnung für den Grenzwert mit 792 l/(sm) anhand der beobachteten Wasserspiegellagen beim Überströmen des Treppenmodells als plausibel eingestuft (**Anlage 16 bis 19**).

Der Beginn der Gerinneströmung wurde entsprechend den Angaben verschiedener Autoren ermittelt. Die Ergebnisse sind in **Tab. 7.3** zusammengefasst. Der Vergleich mit den Daten, die am Treppenmodell bestimmt worden sind, zeigt, dass die beste Übereinstimmung mit der Formel nach MONARDO & FABIANI (1995) erzielt wird, wonach bei einem Abfluss von  $q > 1037$  l/(sm) Gerinneströmung einsetzt. Die in **Anlage 19** abgedruckten Wasserspiegel-längsschnitte bestätigen diese Aussage.

**Tab. 7.3** Beginn der Gerinneströmung beim Treppenmodell mit  $h/l = 0,4$

Autor	Grenzbed.	krit. Wassertiefe	spez. Abfluss
Essery & Horner (vgl. Tab. 7.1)	$\frac{y_c}{h} \geq 0,81$	$y_c \geq 0,405\text{m}$	$q \geq 807 \frac{\text{l}}{\text{sm}}$
Chanson (vgl. Gl. (7.2))	$\frac{y_c}{h} \geq 0,871$	$y_c \geq 0,436\text{m}$	$q \geq 900 \frac{\text{l}}{\text{sm}}$
Monardo & Fabiani (vgl. Gl (7.3))	$\frac{y_c}{h} \geq 0,957$	$y_c \geq 0,479\text{m}$	$q \geq 1037 \frac{\text{l}}{\text{sm}}$

Neben der generellen Einstufung des Strömungsbildes in die Fließzustände Kaskaden- bzw. Gerinneströmung lassen sich bei der Kaskadenströmung die Strömungsphänomene der aufgelösten und der partiellen Kaskadenströmung unterscheiden.

Nach Angaben von PEYRAS ET AL. (1992) fließt das Wasser für  $S < 0,5$  als aufgelöste Kaskadenströmung über die Stufen ab, während sich für  $0,5 < S < 0,8$  eine partielle Kaskadenströmung einstellt. Übertragen auf das Treppenmodell ergibt sich aus den Grenzwerten ein Abflussbereich von 392 l/(sm) bis 792 l/(sm), innerhalb dessen mit der partiellen

Kaskadenströmung zu rechnen ist. Vergleicht man die Ergebnisse aus den Modellversuchen mit den genannten Werten, kann der angegebene Abflussbereich für das Auftreten der partiellen Kaskadenströmung bestätigt werden, wenn die partielle Kaskadenströmung als Fließzustand definiert wird, in dem jede Stufe teilweise vom Freistrahл übersprungen wird.

Der Abflussbereich unter 392 l/(sm) wird nochmals unterteilt. Neben der aufgelösten Kaskadenströmung, bei der der Wasserstrahl für  $q < 241$  l/(sm) komplett auf die horizontale Stufenfläche auftrifft, wurde in den Modellversuchen am Treppenmodell bei einem spezifischen Abfluss zwischen 241 l/(sm) und 392 l/(sm) ein Abflusszustand beobachtet, in dem nur jede zweite Stufe teilweise übersprungen wurde. Auf den dazwischen liegenden Stufen prallte der Freistrahл vollständig auf die horizontale Stufenfläche auf. Dieser Fließzustand wird im Folgenden als alternierende Kaskadenströmung bezeichnet. Zusammenfassend sind alle Abflussbereiche in **Tab. 7.4** aufgeführt:

**Tab. 7.4** Abflussbereiche im Treppenmodell

Bereich	spezifischer Abfluss	$y_c/h$
aufgelöste Kaskadenströmung	$q < 241$ l/(sm)	$y_c/h < 0,36$
alternierende Kaskadenströmung	$241$ l/(sm) $< q < 392$ l/(sm)	$0,36 < y_c/h < 0,50$
partielle Kaskadenströmung	$392$ l/(sm) $< q < 792$ l/(sm)	$0,50 < y_c/h < 0,80$
Übergangsbereich	$792$ l/(sm) $< q < 1037$ l/(sm)	$0,80 < y_c/h < 0,96$
Gerinneströmung	$q > 1037$ l/(sm)	$y_c/h > 0,96$

Betrachtet man die Abflüsse gemäß **Tab. 7.2**, so wird deutlich, dass die meisten Untersuchungen im Bereich der Kaskadenströmung durchgeführt wurden. Zwei Messreihen umfassen den Abschnitt des Übergangsbereiches. Auf Grund der verfügbaren Wassermenge wurde lediglich eine Messreihe für die Gerinneströmung aufgezeichnet.

## 7.9.2 Druckverteilung an der Sohle

Die Drücke an der Sohle der treppenförmigen Entlastungsanlage wurden für 13 verschiedene Belastungsgrößen registriert (**Tab. 7.2**). Die Lage der Messstellen ist in **Abb. 7.20** dargestellt. An den Messstellen wurde der Gesamtdruck aufgezeichnet, der aus dem hydrostatischen und dem hydrodynamischen Druck resultiert.

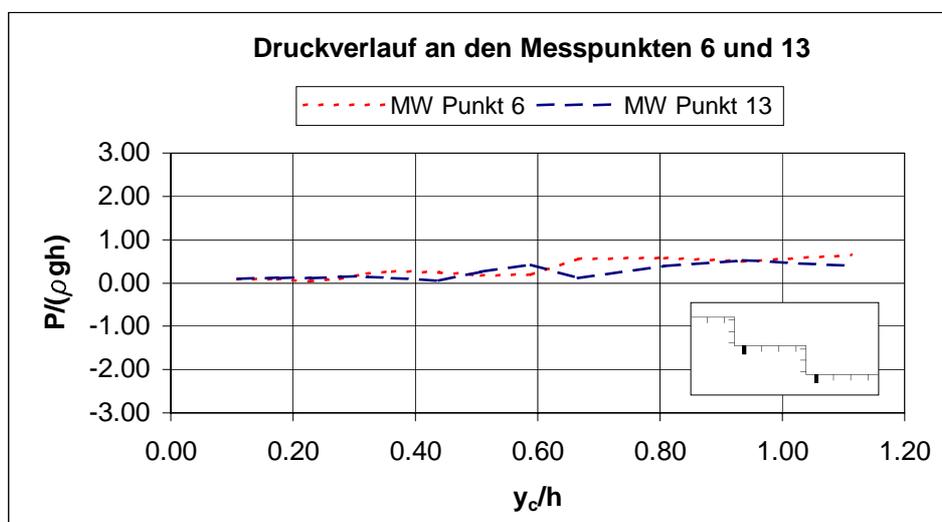
Die Ergebnisse aller Druckmessungen sind in den **Anlagen 20 bis 35** in dimensionsloser Form zusammengefasst. Für jede Messstelle sind die ermittelten Maximal-, Mittel- und Minimalwerte in Form von Diagrammen aufgetragen. Weiterhin wird in jeder dieser Anlagen zwischen den Messungen mit unterschiedlicher Geometrie der Stirnseite der einzelnen Stufen unterschieden: vertikale, halbkreisförmige bzw. viertelkreisförmige Stirnseite.

In diesem Kapitel werden die Messungen an den rechtwinkligen Stufen mit vertikaler Stirnseite ausgewertet. In der Beurteilung der gemessenen Daten wird zwischen der Druckverteilung auf der horizontalen Stufenfläche und den Druckverhältnissen an den vertikalen Stirnflächen unterschieden. Die beiden Bereiche weichen in ihrer Lage bezüglich der Strömung deutlich voneinander ab und werden daher sehr divergierenden Strömungskräften ausgesetzt.

### 7.9.2.1 Druckverteilung auf der horizontalen Stufenfläche

Die Druckverteilung auf den horizontalen Stufenflächen ist bei der Kaskadenströmung stark geprägt durch den Freistrahл, der auf die Stufenfläche auftrifft. Anhand der Messwerte ist eindeutig zu erkennen, dass die in Fließrichtung gesehen ersten beiden Messpunkte auf der Stufenfläche (Messstellen 6 und 7 sowie 13 und 14) vom Wasserstrahl übersprungen werden. Der dritte und der vierte Messpunkt dagegen liegen in dem Bereich, in dem der Freistrahл auf die Stufenfläche aufprallt.

Der Druckverlauf an den Messstellen 6 und 7 ist nahezu identisch und die Druckschwankungen sind gering. Ebenso verhält es sich mit den Messstellen 13 und 14 auf der nächsten Stufe, die gleichermaßen einen sehr ähnlichen Druckverlauf aufweisen. Vergleicht man jedoch den Druck auf den beiden unterschiedlichen Stufen miteinander, erkennt man ein gegenläufiges Verhalten (**Abb. 7.23**). Während an den Messstellen 6 und 7 im Bereich von  $y_c/h = 0,4$  und  $0,7$  kleine Druckmaxima des Mittelwertes zu erkennen sind und dazwischen bei  $y_c/h = 0,6$  ein Druckminimum erreicht wird, ist der Druckverlauf an den Messstellen 13 und 14 genau umgekehrt. Im Übergangsbereich zwischen der Kaskaden- und der Gerinneströmung nähern sich die beiden Kurven einander an.



**Abb. 7.23** Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 6 und 13

Das beobachtete wellenförmige Muster wurde bereits von OHTSU & YASUDA (1997) und später von SÁNCHEZ ET AL. (2000) beschrieben (**Abb. 7.16**), deren Erkenntnisse sich jedoch ausschließlich auf Gerinneströmungen beziehen. Die Messergebnisse zeigen, dass sich derselbe Effekt auch bei Kaskadenströmung einstellt.

Bereits bei der aufgelösten Kaskadenströmung trifft der Freistrahл die unterschiedlichen Stufen nicht stets an gleicher Stelle. Bei der Beobachtung der Wasserspiegellagen lässt sich ein alternierender Rhythmus erkennen, in dem der Strahl auf nacheinander folgende Stufen abwechselnd etwas kürzer und etwas weiter springt.

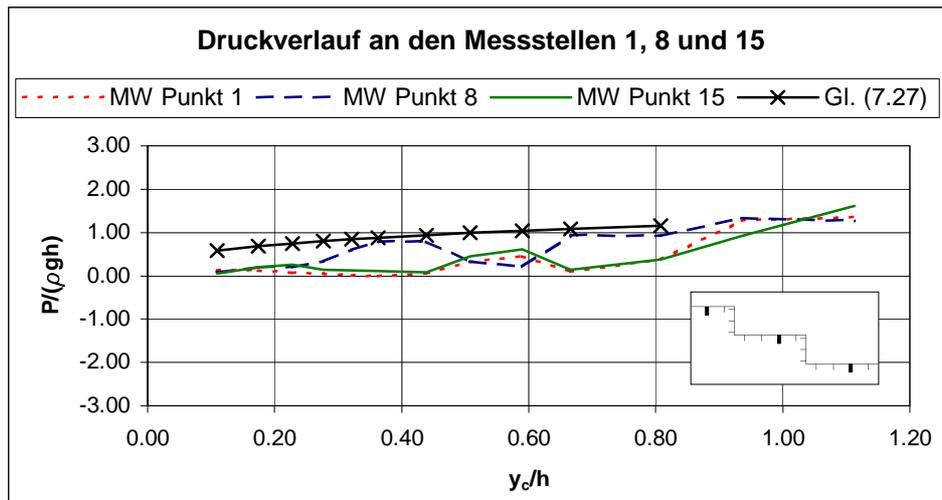
Dieses Verhalten führt bei steigendem Abfluss zu einer alternierenden Kaskadenströmung, bei der der Wasserstrahl auf jeder zweiten Stufe die horizontale Stufenfläche nur teilweise trifft. Ein Teil des Strahles fällt direkt auf die übernächste Stufe.

Wird der Abfluss weiter erhöht, stellt sich die partielle Kaskadenströmung ein. Die Sprungweite des Wasserstrahles beim Strömen über die treppenförmige Sohlstruktur ist allerdings bei der partiellen Kaskadenströmung nicht von Stufe zu Stufe identisch. Auch in diesem Zustand wurde im Treppenmodell ein alternierender Rhythmus beim Abfluss über die Stufen dokumentiert.

Dieser für alle Formen der Kaskadenströmung beobachtete alternierende Rhythmus bedingt den Druckverlauf, wie er in **Abb. 7.23** dargestellt ist. Da die Druckverhältnisse unter dem Überfallstrahl unmittelbar von der Form des Strahles und dem Auftreffwinkel auf die Stufenfläche abhängig sind, ist der geschilderte Druckverlauf an den Messpunkten 6 und 7 sowie 13 und 14 mit der unterschiedlichen Sprungweite plausibel begründet.

Der Druckverlauf an den Messstellen 1, 8 und 15, die jeweils im Bereich der Auftrefffläche des Wasserstrahles liegen, ist ebenfalls stark geprägt durch diesen Effekt. Während die Messreihen an den Punkten 1 und 15 einen sehr ähnlichen Verlauf nehmen, entwickelt sich der Druck am Messpunkt 8 auf der dazwischen liegenden Stufe gegenläufig (**Abb. 7.24**). Im Übergangsbereich zur Gerinneströmung nähern sich die drei dargestellten Kurven einander an.

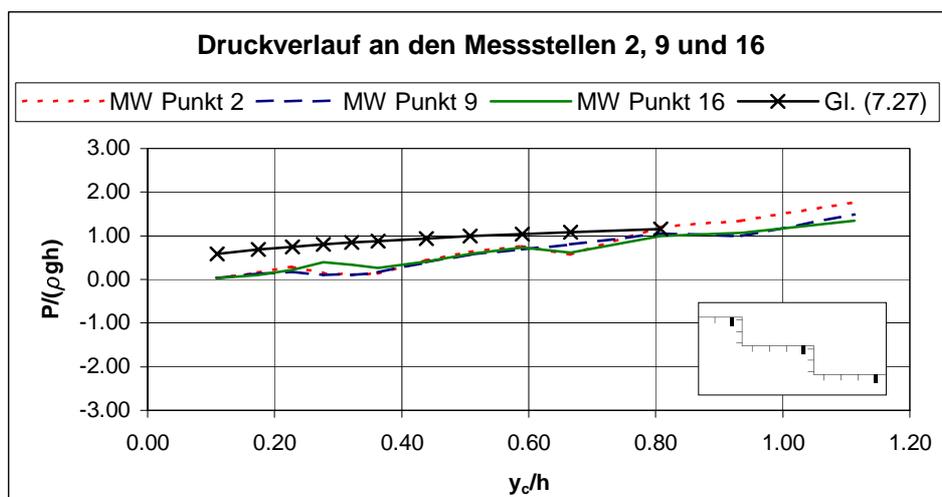
Im Mittel werden auf der horizontalen Stufenfläche bei Kaskadenströmung an den Messstellen 1, 8 und 15 die höchsten mittleren Drücke verzeichnet und die Druckschwankungen gegenüber den vorher betrachteten Messstellen steigen an (**Anlagen 20 bis 35**). Da die Messstellen in ihrer Lage im Treppenmodell fixiert sind, ist davon auszugehen, dass mit den Messpunkten 1, 8 und 15 nicht für alle Abflusszustände der Maximalwert des mittleren Druckes auf den horizontalen Stufenflächen erfasst wird.



**Abb. 7.24** Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 1, 8 und 15

Für den Zustand der Kaskadenströmung ( $y_c/h < 0,80$ ) kann der maximale mittlere Druck auf den horizontalen Stufenflächen mit Gleichung (7.27) ermittelt werden. Die gemessenen Mittelwerte des Druckes können mit dieser Gleichung entsprechend **Abb. 7.24** sehr gut abgeschätzt werden. Die Abweichung der berechneten Kurve von den im Modell bestimmten Daten für  $0,45 < y_c/h < 0,65$  liegt darin begründet, dass die gewählten Messpunkte für dieses Abflussspektrum nicht den Bereich des Mittelwertes des Druckmaximums auf der horizontalen Stufenfläche erfassen.

Der Druckverlauf an den Messpunkten 2, 9 und 16 weicht deutlich von demjenigen an den Messpunkten 1, 8 und 15 ab. Der alternierende Rhythmus, der an den bisher betrachteten Messstellen auftritt und beschrieben wurde, ist in **Abb. 7.25** nicht mehr zu erkennen. Im Bereich der Kaskadenströmung verlaufen die drei Kurven sehr ähnlich und liegen deutlich unter dem nach Gleichung (7.27) bestimmten Druckmaximum des Mittelwertes.



**Abb. 7.25** Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 2, 9 und 16

Für den Zustand der Gerinneströmung wurden an den Messstellen 1, 8 und 15 sowie 2, 9 und 16 Drücke in einer ähnlichen Größenordnung gemessen. Die ermittelten Ergebnisse entsprechen dem Druckverlauf nach FRIZELL & MEFFORD (1991), der in **Abb. 7.15** dargestellt ist. Danach treten bei Gerinneströmung im unterstromigen Drittel der horizontalen Stufenfläche die höchsten Drücke auf. Erst kurz oberstrom der Stufenkante beginnt der Druck stark abzufallen. Da von FRIZELL & MEFFORD (1991) mit  $q = 3.140 \text{ l/(sm)}$  ein wesentlich größerer Abfluss betrachtet wurde als es im Treppenmodell möglich war, können die erzielten Ergebnisse nur qualitativ miteinander verglichen werden.

Im Gegensatz dazu deckt die Arbeit von ANDRÉ ET AL. (2001) den Untersuchungsbereich des Treppenmodells bis zu  $y_c/h \approx 1,1$  vollständig ab. Allerdings unterscheiden sich das von ANDRÉ ET AL. verwendete Modell und das Treppenmodell in einigen Eigenschaften deutlich voneinander. Dies ist bei der Gegenüberstellung der jeweiligen Ergebnisse zu berücksichtigen. In **Tab. 7.5** sind die Modellparameter aufgeführt. Für die weitere Analyse sind bereits die Modelldaten aus den Versuchen von SÁNCHEZ ET AL. (2000) in die Tabelle aufgenommen.

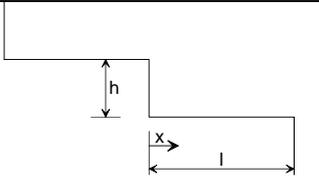
**Tab. 7.5** Gegenüberstellung der Modellparameter bei ANDRÉ ET AL. (2001), SANCHEZ ET AL. (2000) und QUEIBER

Parameter	ANDRÉ ET AL.	SANCHEZ ET AL.	QUEIBER
Modellmaßstab	1 : 5 bis 1 : 15	unbekannt	1 : 2,5
Böschungswinkel	$\beta = 30,0^\circ$	$\beta = 51,3^\circ$	$\beta = 21,8^\circ$
Anzahl der Stufen	64	45	6
Stufenhöhe (Modellmaß)	$h = 6,0 \text{ cm}$	$h = 10,0 \text{ cm}$	$h = 20,0 \text{ cm}$
Stufenlänge (Modellmaß)	$l = 10,4 \text{ cm}$	$l = 8,0 \text{ cm}$	$l = 50,0 \text{ cm}$
Abflüsse (Modellmaß)	$q < 300 \text{ l/(sm)}$	$q < 333 \text{ l/(sm)}$	$q < 321 \text{ l/(sm)}$
Anlaufstrecke zu den Messst.	lang	lang	kurz

Der entscheidende Parameter, in dem die Modelle voneinander abweichen, ist die unterschiedliche Böschungsneigung. Das Treppenmodell besaß mit  $\beta = 21,8^\circ$  eine flachere Überströmstrecke als das Modell von ANDRÉ ET AL. mit  $\beta = 30,0^\circ$ . Auf Grund der geringeren Anzahl von Stufen im Treppenmodell ist die Anlaufstrecke bis zu den Messstellen im Treppenmodell deutlich kürzer. Bei den kleinen Abflussgrößen der Kaskadenströmung hat dies nur einen untergeordneten Einfluss auf die Messergebnisse, beim Auftreten der Gerinneströmung ist jedoch im Treppenmodell nicht sichergestellt, dass sämtliche Messpunkte im Bereich des Normalabflusses liegen.

Um die Ergebnisse von ANDRÉ ET AL. mit den Messungen, die im Treppenmodell vorgenommen wurden, vergleichen zu können, müssen die Messpunkte aus den beiden Modellversuchen bestimmt werden, die sich in ihrer relativen Lage im Gesamtsystem entsprechen. In **Tab. 7.6** sind die Messpunkte anhand ihrer Position auf der horizontalen bzw. vertikalen Stufenfläche einander zugeordnet. Die relative Lage wird durch den Quotienten  $x/l$  ausgedrückt.

**Tab. 7.6** Zuordnung der Messstellen bei ANDRÉ ET AL. (2001) und QUEIßER

Stufenfläche	x / l	Bezeichnung der Messstellen		Bezeichnungen
		ANDRÉ ET AL. (2001)	QUEIßER	
horizontal	~ 0,43	a	7 und 14	
	~ 0,63	b	1, 8 und 15	
	~ 0,84	c	2, 9 und 16	
vertikal	-	d	3 und 10	

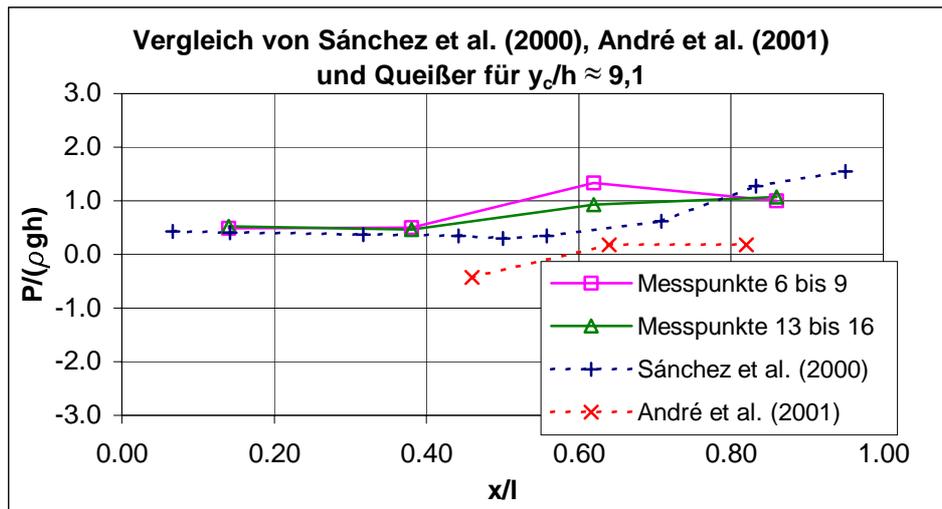
In der **Anlage 36** sind die Diagramme mit den Ergebnissen der Druckmessungen an den Positionen  $x/l = 0,43$ ,  $x/l = 0,63$  und  $x/l = 0,84$  enthalten. Auf den ersten Blick fällt auf, dass an allen drei Messpunkten die von ANDRÉ ET AL. ermittelten Werte deutlich unter den Messdaten liegen, die im Treppenmodell bestimmt wurden.

An der Position  $x/l = 0,43$  wurden von ANDRÉ ET AL. im gesamten Abflussspektrum bis zu  $y/h = 1,2$  negative mittlere Drücke gemessen. Auf Grund der Ausführungen in **Kap. 7.6** über die Druckverhältnisse wird dieses Ergebnis in Frage gestellt. Es erscheint nicht realistisch, dass auf der horizontalen Stufenfläche bei Kaskadenströmung der Mittelwert des Druckes an einem Messpunkt generell negative Werte annimmt. Diese Einschätzung wird durch die eigenen Messungen gestützt, bei denen sogar die absoluten Minimaldrücke nur teilweise negative Werte erreichen (**Anlagen 20 bis 35**). Die unterschiedliche Neigung der Überströmstrecke bei den Versuchen von ANDRÉ ET AL. und am Treppenmodell wird als alleiniger Grund für die Abweichungen ausgeschlossen. Da Details über den Versuchsstand von ANDRÉ ET AL. nicht bekannt sind, werden die Ursachen hierfür im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter ausgeleuchtet.

An den beiden anderen Positionen bei  $x/l = 0,63$  und  $x/l = 0,84$  liegt der mittlere Druck gemäß ANDRÉ ET AL. bis zu Werten von  $y/h = 0,8$  nahe bei Null. Am unterstromigen Messpunkt wachsen die Werte bei größeren  $y/h$ -Werten leicht an. An beiden Messstellen ist eine erhebliche Diskrepanz zu den Messungen am Treppenmodell und den Angaben aus der Literatur zu erkennen.

Um die Messergebnisse weiter zu analysieren, wurden in **Abb. 7.26** die Daten von ANDRÉ ET AL. und die im Treppenmodell erfassten Werte den Aufzeichnungen von SÁNCHEZ ET AL. (2000) gegenüber gestellt. Für das Diagramm wurde eine neue Darstellungsweise gewählt, in der der Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche in Fließrichtung aufgetragen ist.

Die wichtigen Parameter des Versuchstandes von SÁNCHEZ ET AL. wurden bereits in **Tab. 7.5** aufgeführt. Bei der Auswertung ist zu beachten, dass SÁNCHEZ ET AL. eine sehr steile Böschungneigung von  $1 : 0,8$  ( $\beta = 51,3^\circ$ ) untersucht haben. Durch diesen Unterschied ergeben sich zwangsläufig Veränderungen in den Messergebnissen verglichen mit den anderen Versuchen, worauf in der folgenden Betrachtung zur **Abb. 7.26** eingegangen wird:



**Abb. 7.26** Druckverlauf entlang der horizontalen Stufenfläche für  $y_c/h \approx 0,91$

In der Abbildung sind für  $y_c/h \approx 0,91$  die Ergebnisse aus den unterschiedlichen Modellversuchen aufgetragen. Nach Gleichung (7.3), die von MONARDO & FABIANI (1995) aufgestellt wurde, bildet sich bei ANDRÉ ET AL. (Gerinneströmung ab  $y_c/h > 0,877$ ) und bei SÁNCHEZ ET AL. (Gerinneströmung ab  $y_c/h > 0,451$ ) bei diesem  $y_c/h$ -Wert bereits Gerinneströmung aus. Im Treppenmodell wird der Grenzwert zum Erreichen der Gerinneströmung erst bei  $y_c/h > 0,957$  überschritten. Somit befindet sich der Strömungszustand im Treppenmodell für  $y_c/h \approx 0,91$  im Transitionsbereich zwischen der Kaskadenströmung und der Gerinneströmung.

Die von ANDRÉ ET AL. gemessenen Werte decken lediglich einen Ausschnitt der betrachteten horizontalen Stufenfläche ab. Die Kurve entsprechend dieser Daten weicht am stärksten von den übrigen Messwerten ab und liefert die niedrigsten Drücke. Wie bereits erläutert wurde, bestehen Zweifel an der Aussagekraft dieser Untersuchungen.

Auf der horizontalen Fläche von  $0 < x/l < 0,4$  zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse von SÁNCHEZ ET AL. und der Daten, die im Treppenmodell gewonnen wurden. Dieser Abschnitt markiert den Bereich, der durch die zirkulierenden Wirbel geprägt und nicht direkt von der über den Pseudoboden abfließenden Wassermenge beeinflusst ist. Ab Werten von  $x/l > 0,4$  ist der Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche durch das Fließmuster in den Stufenflächen nach **Abb. 7.8** geprägt. Beim Treppenmodell bildet sich durch die flachere Neigung ein sogenanntes wake-step Regime aus, bei dem der stromabwärts gelegene Teil der Stufenfläche durch die Strömung tangiert wird. Dies erklärt die höheren Drücke im Treppenmodell bei  $0,4 < x/l < 0,8$ . Durch die steile Neigung stellen sich bei SÁNCHEZ ET AL. Walzenbewegungen ein. Die hohen Drücke treten in diesem Fall bei größeren  $x/l$ -Werten auf. Daher variieren die gezeigten Messergebnisse im Abschnitt  $0,4 < x/l < 0,75$  stark. Die Maximalwerte, die sowohl bei Sánchez et al. als auch am Treppenmodell auf der horizontalen Stufenfläche ermittelt wurden, weichen nur geringfügig voneinander ab. Insgesamt wird somit die Plausibilität der Messungen am Treppenmodell durch die Daten von Sánchez et al. verifiziert.

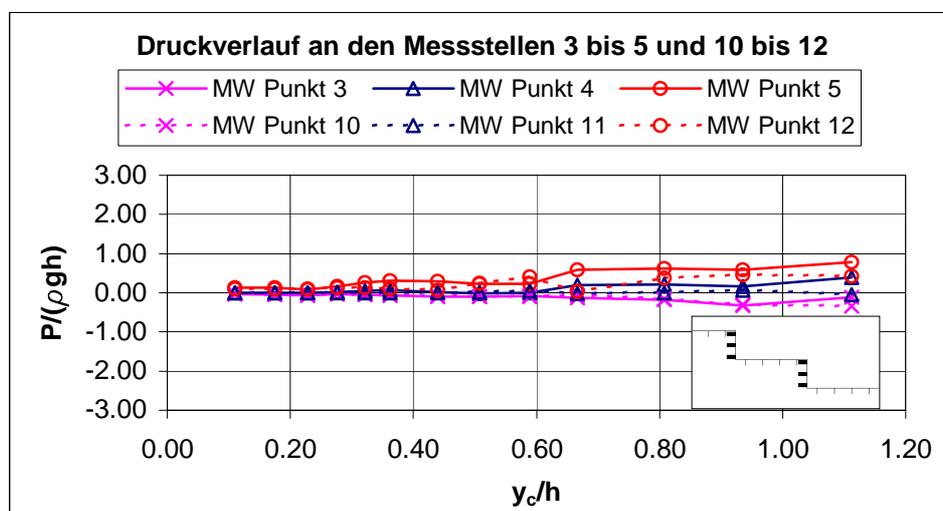
### 7.9.2.2 Druckverteilung an der vertikalen Stufenfläche

Die Charakteristik des Druckverlaufes an den vertikalen Stufenflächen unterscheidet sich signifikant von der Druckverteilung auf den horizontalen Flächen. Es ist ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem sich einstellenden Gesamtdruck und der Höhe der Messstelle zu verzeichnen: Je näher der Messpunkt an der Stufenkante liegt, desto niedriger fallen die Drücke aus. Die Druckschwankungen an den einzelnen Messpunkten (**Anlagen 20 bis 35**) sind relativ gering.

Im Treppenmodell standen mit den Messpunkten 3 bis 5 und 10 bis 12 insgesamt sechs Messstellen an den vertikalen Stufenflächen zur Verfügung, die über zwei Stufen verteilt waren (**Abb. 7.20**). Der aufgezeichnete Mittelwert des Druckes der sechs Messstellen ist in **Abb. 7.27** in Diagrammform aufgetragen.

An den Messpunkten 3 und 10 direkt unterhalb einer Stufenkante stellen sich mit steigendem Abfluss zunehmend negative Drücke ein, die jedoch insgesamt keine großen Werte annehmen. Bis zu Werten von  $y_c/h < 0,6$  beträgt der mittlere Druck nahezu null, bei höheren Abflüssen entwickelt sich ein stabiler Unterdruck. Der Druckverlauf an den beiden Messstellen ist nahezu identisch. Lediglich die Messung im Bereich der Gerinneströmung bei  $y_c/h \approx 1,1$  weist eine geringfügige Abweichung auf.

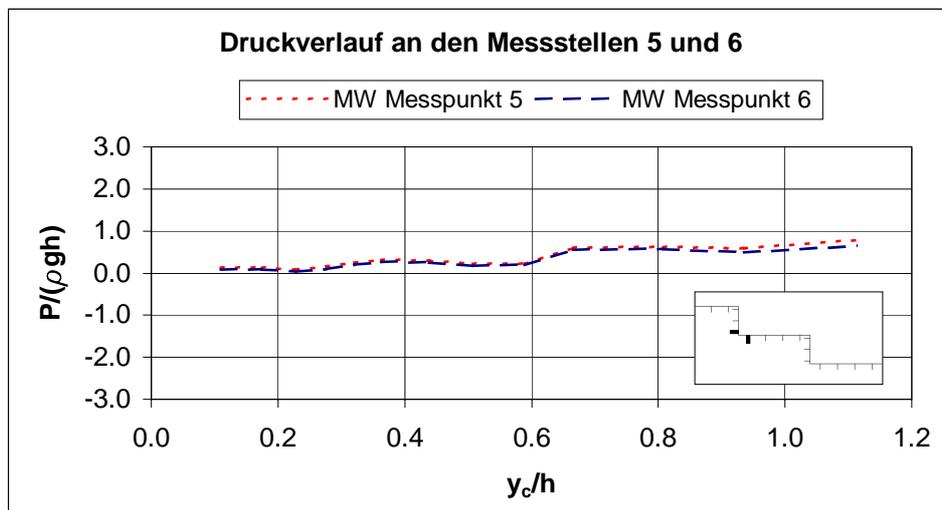
Die Messpunkte 4 und 11 liegen genau auf mittlerer Höhe der vertikalen Stufenfläche. Während der gemessene Druck an der Messstelle 11 für das gesamte Abflussspektrum nahezu konstant den Wert null erreicht, steigt im Gegensatz dazu der Druck an der Messstelle 4 ab Werten von  $y_c/h > 0,6$  deutlich an. Der Druckanstieg steht in Zusammenhang mit dem beginnenden Luftaustrag aus der Luftkammer unter dem Wasserstrahl, der zu einem Einstau der Messstelle führt (**Anlage 11**). Für Werte zwischen  $0,7 < y_c/h < 0,9$  registrierte die Messstelle am Messpunkt 4 wiederum einen näherungsweise konstanten Druck.



**Abb. 7.27** Druckverlauf auf der vertikalen Stufenfläche an den Messpunkten 3 – 5, 10 – 12

Nur 2 cm über der horizontalen Stufenfläche waren die Messpunkte 5 und 12 positioniert. An ihnen wurden die höchsten Drücke gemessen, wobei sich die Ergebnisse an den beiden Messstellen voneinander unterscheiden. Am Messpunkt 5 wurden die höheren Drücke aufgenommen. Dieser Effekt wird mit dem wellenförmigen Muster erklärt, das bereits im Zusammenhang mit den horizontalen Stufenflächen in **Kap. 7.9.2.1** erläutert wurde.

Da die Messstellen 5 und 12 nur wenige Zentimeter über der horizontalen Stufenfläche angeordnet waren, wurden sie bereits bei kleinen Abflüssen eingestaut. Der Druck verläuft daher sehr ähnlich zu den Werten, die für die Messstellen 6 und 7 sowie 13 und 14 auf der horizontalen Stufenfläche ermittelt wurden. Exemplarisch ist in **Abb. 7.28** die Entwicklung des Druckes an den Messstellen 5 an der vertikalen und 6 auf der horizontalen Stufenfläche in Diagrammform gegenüber gestellt. Am Messpunkt 12 ist das wellenförmige Muster ebenfalls gut zu erkennen und deckt sich mit den Messungen an den Messstellen 13 und 14 auf der horizontalen Stufenfläche.

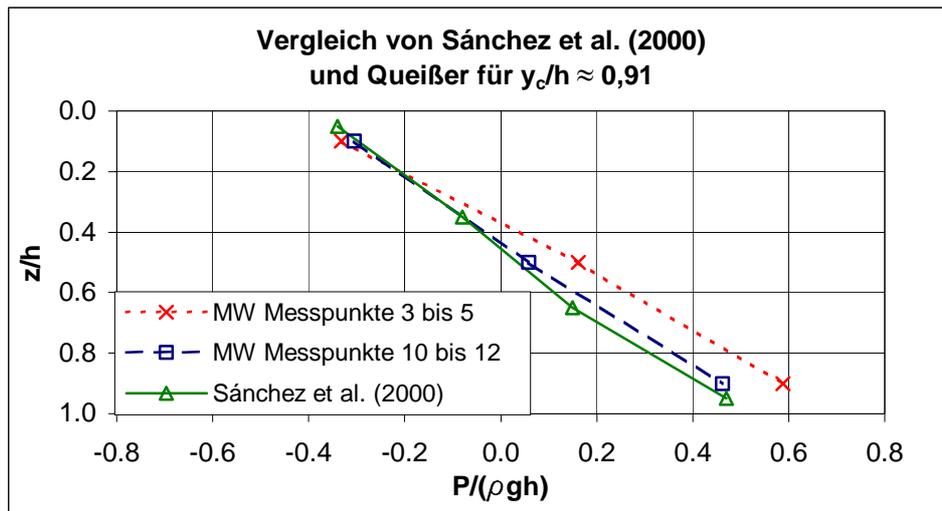


**Abb. 7.28** Druckverlauf an den Messpunkten 5 und 6

Vergleicht man die dargestellten Ergebnisse aus dem Treppenmodell wiederum mit den Daten von ANDRÉ ET AL. (2001), ergeben sich auch an der vertikalen Stufenfläche Unterschiede. Nach **Abb. 7.18** ermittelten ANDRÉ ET AL. für die Messstelle d über den von ihnen betrachteten Untersuchungsbereich bis zu Werten von  $y_c/h < 2,7$  konstanten Atmosphärendruck. Der relative Druck, der in der Darstellung aufgetragen ist, beträgt null. Die Druckschwankungen sind gering.

Die Abweichung der von ANDRÉ ET AL. gemessenen Werte von den Ergebnissen aus dem Treppenmodell ist nicht ganz so signifikant wie auf den horizontalen Stufenflächen. Trotzdem wird es für unwahrscheinlich erachtet, dass sich in der Natur sowohl bei Kaskadenströmung als auch bei Gerinneströmung am gewählten Messpunkt an der vertikalen Stufenfläche als Mittelwert konstant Atmosphärendruck einstellt.

Um die Ergebnisse aus dem Treppenmodell mit weiteren Messungen zu vergleichen, sind die ermittelten Daten in **Abb. 7.29** den Werten gegenübergestellt, die von SÁNCHEZ ET AL. (2000) bestimmt wurden. Vor allem für die Stufe mit den Messpunkten 10 bis 12 zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung mit den Untersuchungen von SÁNCHEZ ET AL. Die zweite Kurve mit den Stützstellen 3 bis 5, die im Treppenmodell bestimmt wurden, weicht etwas ab und deutet in der unteren Hälfte der vertikalen Stufenfläche höhere Drücke an. Dieser Effekt wurde bereits erläutert.



**Abb. 7.29** Vergleich der Druckmessungen von SÁNCHEZ ET AL. (2000) und QUEIßER

Wie bei der Analyse der horizontalen Stufenflächen decken sich die Messergebnisse aus dem Treppenmodell auch an den vertikalen Stufenflächen gut mit den Daten, die in den Modellversuchen von SÁNCHEZ ET AL. ermittelt wurden. Obwohl den beiden Versuchen sehr unterschiedliche Böschungsneigungen zu Grunde liegen, treten an den vertikalen Stufenflächen dieselben Druckkräfte auf. Vor allem die Größe des Unterdruckes an der Messstelle unterstrom der Stufenkante stimmt in den Messungen sehr gut überein.

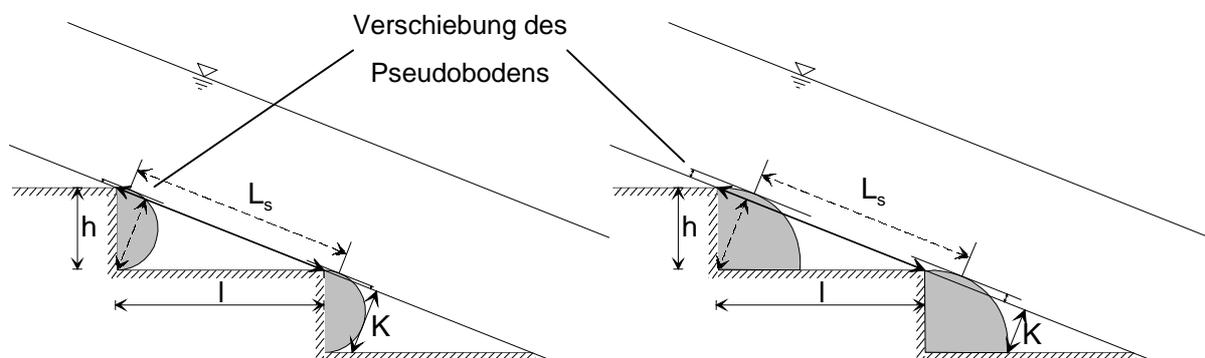
Die scharfe Kante am rechtwinkligen Übergang von der horizontalen zur vertikalen Stufenfläche wirkt sich günstig auf die Druckverhältnisse aus, indem sie einen eindeutigen Ablösepunkt darstellt. Infolgedessen ist das Ausmaß der Druckschwankungen an der Stirnseite nur gering. Trotzdem ist bei der Bauwerksbemessung die Sogwirkung auf die Konstruktion zu berücksichtigen, die durch den Unterdruck an der Stirnseite der Stufen ausgelöst wird.

## 7.10 Einfluss der Form der Stufen auf die Druckverteilung an der Sohle

Nachdem die Untersuchungen an den rechtwinkligen Stufenformen abgeschlossen waren, wurden im Treppenmodell nacheinander die halb- und viertelkreisförmigen Elemente an die Stirnseiten der Stufen angeschraubt. Für beide Varianten wurde dasselbe Versuchsprogramm wie bei den rechtwinkligen Stufen durchgeführt. Einschränkend wird allerdings erwähnt, dass für die Stufen mit den viertelkreisförmigen Elementen lediglich Abflussgrößen bis zu  $q_M = 204 \text{ l/(sm)}$  betrachtet wurden, d. h. die Abflusszustände im Transitionsbereich und im Bereich der Gerinneströmung wurden nicht untersucht.

Die Messstellen 3 bis 5 und 10 bis 12 wurden auf gleicher Höhe bleibend jeweils auf die neuen Elemente verlegt. Die vertikale Position dieser Messpunkte blieb unverändert, aber in Längsrichtung wurden sie verschoben. Bei den Modellversuchen mit den halbkreisförmigen Elementen konnten alle 16 Messstellen messtechnisch erfasst werden. Durch die viertelkreisförmigen Elemente wurden die Messpunkte 6 und 7 sowie 13 und 14 auf den horizontalen Stufenflächen verdeckt, so dass sie für die Messreihen nicht genutzt werden konnten.

Die Geometrie der Stufennischen wird durch die Formelemente beeinflusst, indem deren Volumen verringert wird. In **Abb. 7.30** sind die Auswirkungen der Einbauten auf die Stufennischen schematisch dargestellt.



**Abb. 7.30** Veränderung der Stufenrauheit halb- und viertelkreisförmiger Stufenelemente

Wie in der Skizze zu erkennen ist, wird der Pseudoboden bei beiden Formelementen leicht verschoben und das Rauheitsmaß  $K$  nimmt ab. Bei Verwendung der viertelkreisförmigen Einbauten verändert sich das System jeweils etwas stärker als bei den halbkreisförmigen Elementen. Zusätzlich reduziert sich bei den viertelkreisförmigen Einbauten die Länge der horizontalen Stufenfläche um 40 %, die bei den halbkreisförmigen Elementen gegenüber dem Referenzzustand konstant bleibt.

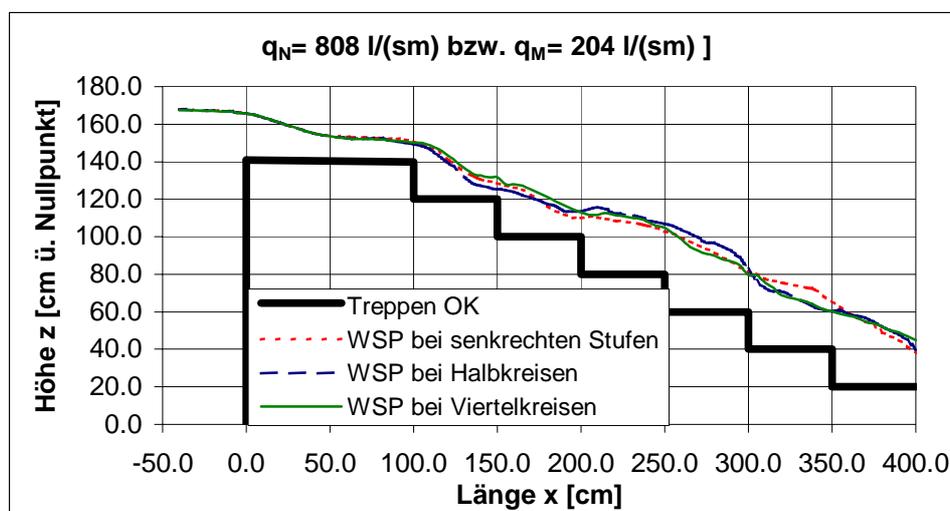
### 7.10.1 Analyse des Strömungszustandes

Nach CHANSON (1994) ist der Fließzustand der Kaskadenströmung charakterisiert durch das Wasserpolster, das sich unter dem Überfallstrahl ausbildet. Diese Definition verliert ihre Gültigkeit, wenn runde Formelemente die Stirnseite der Stufen prägen, da sich in beiden untersuchten Systemen kein Wasserpolster einstellte. Bei Verwendung der viertelkreisförmigen Elemente lag der Überfallstrahl auf Grund der Formgebung stetig an der Sohle an, bei den halbkreisförmigen Einbauten war der Raum unter dem Überfallstrahl, der gegenüber den Stufen mit vertikaler Stirnfläche deutlich verkleinert ist, stets mit Wasser gefüllt.

Trotzdem stellte sich auf der luftseitigen Böschung bei Abflüssen bis zu 241 l/(sm) ein Fließmuster mit aufeinander folgenden Abstürzen ein, welches einer Kaskadenströmung glich. Bei größeren Abflüssen waren die einzelnen Stufen der Sohle anhand der Wasserspiegellagen nicht mehr zu erkennen.

Der Übergang von der Kaskaden- zur Gerinneströmung kann bei den Entlastungsanlagen mit abgerundeten Stufen nicht klar beschrieben werden. Da der Verlauf der Wasserspiegellagen keine eindeutigen Anzeichen für die Abgrenzung der beiden Strömungszustände liefert, steht kein geeignetes Kriterium als aussagekräftige Grundlage für die Unterscheidung zur Verfügung.

Anhand der Wasserspiegellagen ist keine Differenzierung zwischen den verschiedenen Stufenformen möglich. In **Abb. 7.31** werden die Daten für die rechtwinkligen Stufen beispielhaft für einen spezifischen Abfluss von 808 l/(sm) mit den Werten der Varianten mit den Formelementen in Diagrammform verglichen. Alle drei Kurven weisen einen leicht wellenförmigen Verlauf auf. Eine generelle Aussage zu der Größe der Fließtiefe abhängig von der Stufenform kann auf Grund der Ergebnisse nicht getroffen werden.



**Abb. 7.31** Vergleich der Wasserspiegellagen (Angaben in Modellmaßen)

Ergänzend wird angemerkt, dass die Messung der Wasserspiegel im Treppenmodell rein visuell durch die Plexiglasscheibe erfolgte. Für eine exakte Bestimmung der Fließtiefe  $y_{90}$  anhand der Luftkonzentration stand die entsprechende Messtechnik nicht zur Verfügung.

### 7.10.2 Auswirkungen auf die Druckverteilung an der Sohle

Die Ergebnisse der Druckmessungen an der Sohle des Treppenmodells sind in den **Anlagen 20 bis 35** in Abhängigkeit der Stufengeometrie in dimensionsloser Form dargestellt. Die Diagramme enthalten jeweils die Maximal-, Mittel- und Minimalwerte, die an den einzelnen Messstellen bestimmt wurden.

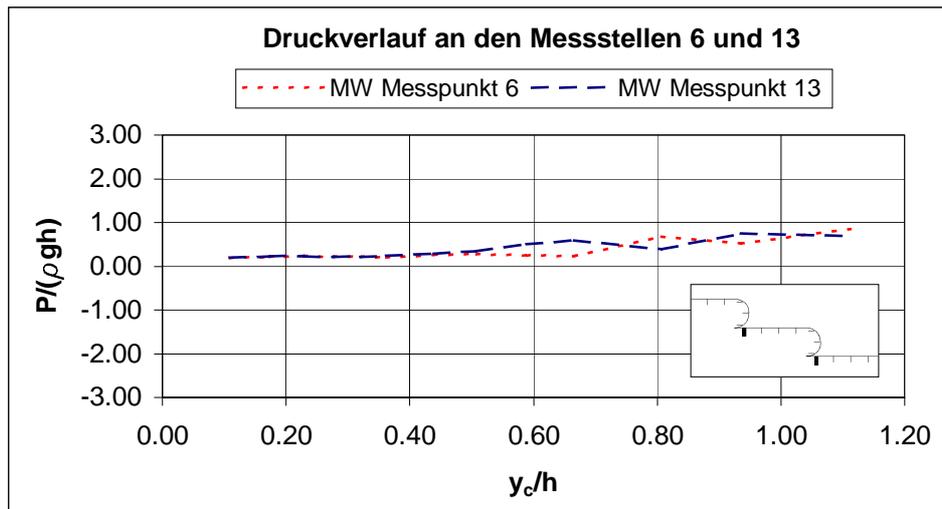
Im Folgenden werden die Druckmessungen ausgewertet, die bei den Betrachtungen von Systemen mit halbkreis- oder viertelkreisförmiger Stirnseite der Stufen aufgezeichnet wurden. Diese Daten werden mit dem in **Kap. 7.9** beschriebenen Referenzzustand mit senkrechten Stufen verglichen, wobei zwischen den horizontalen und vertikalen Stufenflächen unterschieden wird.

#### 7.10.2.1 Druckverteilung auf der horizontalen Stufenfläche

Die Messpunkte 6 und 7 sowie 13 und 14 auf den horizontalen Stufenflächen können nur für die halbkreisförmigen Elemente ausgewertet werden, da diese Messstellen bei den viertelkreisförmigen Einbauten verdeckt wurden.

Die vier Messpunkte weisen bei dem System mit den halbkreisförmigen Einbauten jeweils einen sehr ähnlichen Druckverlauf auf, der nur wenig von demjenigen der Stufen mit senkrechten Stirnflächen abweicht. Im Durchschnitt liegt der mittlere Druck an den Messstellen unter Berücksichtigung der halbkreisförmigen Einbauten geringfügig höher und die Druckschwankungen nehmen leicht zu.

Betrachtet man den Druckverlauf an den Messpunkten 6 und 13 in **Abb. 7.32**, stellt man bis zu  $y_c/h$ -Werten von etwa 0,5 eine exakte Übereinstimmung der Datensätze fest. Bei höheren Abflüssen und damit bei steigendem  $y_c/h$ -Wert ist ein leicht wellenförmiges Muster zu erkennen, welches bereits an den Stufen mit senkrechter Stirnseite beobachtet und beschrieben wurde. Steigt beispielsweise bei  $y_c/h = 0,8$  der Mittelwert an Messpunkt 6 leicht an, sinkt an Messpunkt 13 beim gleichen  $y_c/h$ -Wert der Druck etwas ab. Die Differenz zwischen den bei gleichem Abfluss gemessenen Drücken an den beiden Messstellen nimmt in der dimensionslosen Darstellung des Diagramms bei  $y_c/h > 0,8$  wieder ab.



**Abb. 7.32** Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 6 und 13 (System mit Stufen aus halbkreisförmigen Stufenelementen)

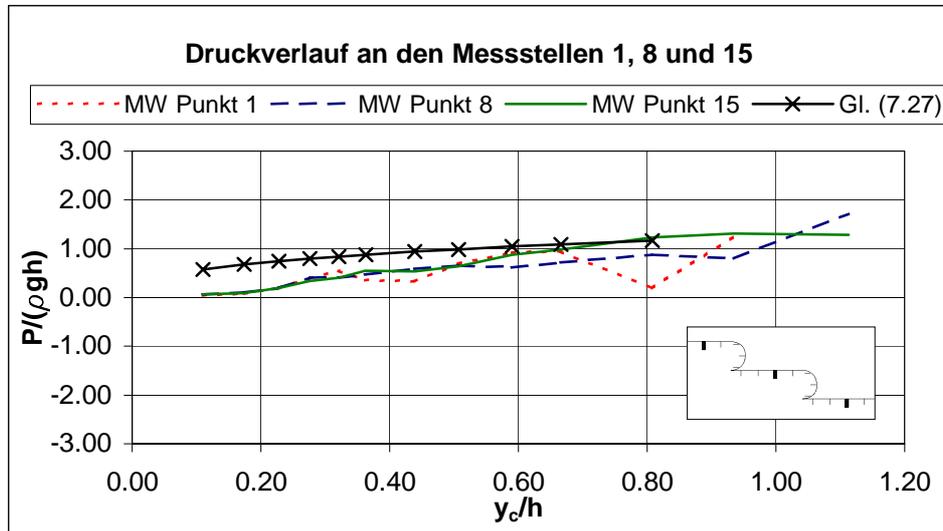
Die Ergebnisse belegen, dass sich auch bei einer treppenförmigen Entlastungsanlage mit halbkreisförmiger Stirnseite der Stufen im Zustand der Kaskadenströmung der Überfallstrahl von der Sohle ablöst und erst stromabwärts der Messpunkte 6 und 7 bzw. 13 und 14 auf die horizontale Stufenfläche auftrifft.

Der jeweilige Auftreffpunkt auf den einzelnen Stufen liegt im Bereich der Messstellen 1, 8 und 15. Der sich bei Kaskaden mit vertikalen Stirnflächen von Stufe zu Stufe gegenläufig entwickelnde Druckverlauf kann an diesen Messpunkten bei den Systemen mit runden Formelementen nicht ausgemacht werden.

Die Druckverhältnisse auf den Stufen mit halbkreisförmiger Stirnseite unterscheiden sich an den drei Messpunkten für  $y_c/h < 0,65$  nur unwesentlich (**Abb. 7.33**). Bei größeren Abflüssen weichen die Messwerte stärker voneinander ab. Die Messstelle 1 zeigt im Abflussbereich von  $y_c/h > 0,65$  einen etwas unsteten Verlauf. Als wahrscheinlichste Ursache hierfür werden messtechnische Probleme vermutet (z. B. Fehlmessung bei  $y_c/h = 0,8$ ). An den Messstellen 8 und 15 wurde dagegen ein weitgehend kontinuierlicher Anstieg des Druckes mit zunehmenden  $y_c/h$ -Werten dokumentiert, der an den beiden Messpunkten unterschiedlich steil ausfällt.

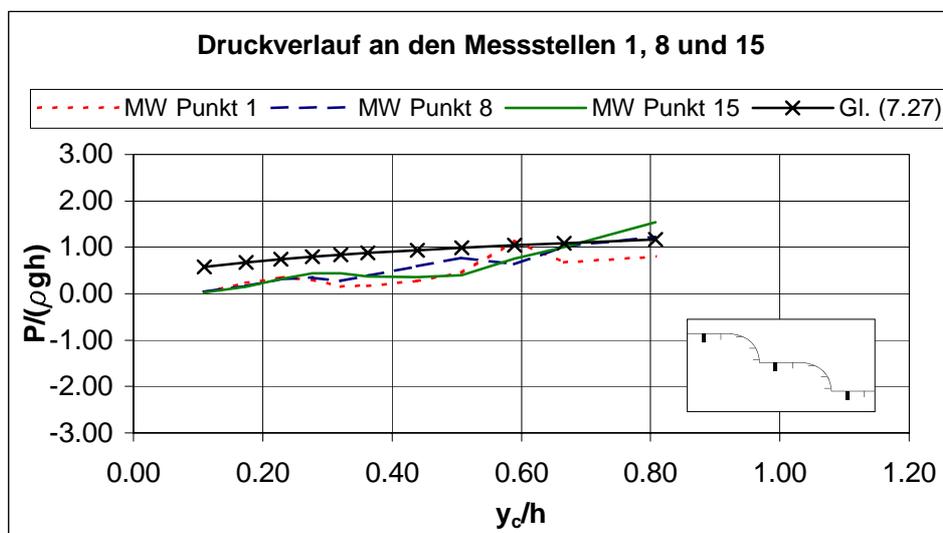
Die positiven Druckspitzen übertreffen an den meisten Messpunkten die Maximalwerte, die an den Stufen mit vertikaler Stirnfläche gemessen wurden. Die Druckschwankungen im Bereich des Auftreffpunktes nehmen demnach tendenziell zu, wenn die Stirnfläche mit halbkreisförmigen Elementen besetzt wird.

Vergleicht man die Messergebnisse mit dem Verlauf der Gleichung (7.27), sind zwei Bereiche zu unterscheiden. Für  $y_c/h < 0,6$  wird der Druck nach Gleichung (7.27) bei dem System mit den halbkreisförmigen Stufenelementen etwas überschätzt, im Abschnitt  $0,6 < y_c/h < 0,8$  wird der Druckverlauf dagegen sehr gut abgeschätzt.



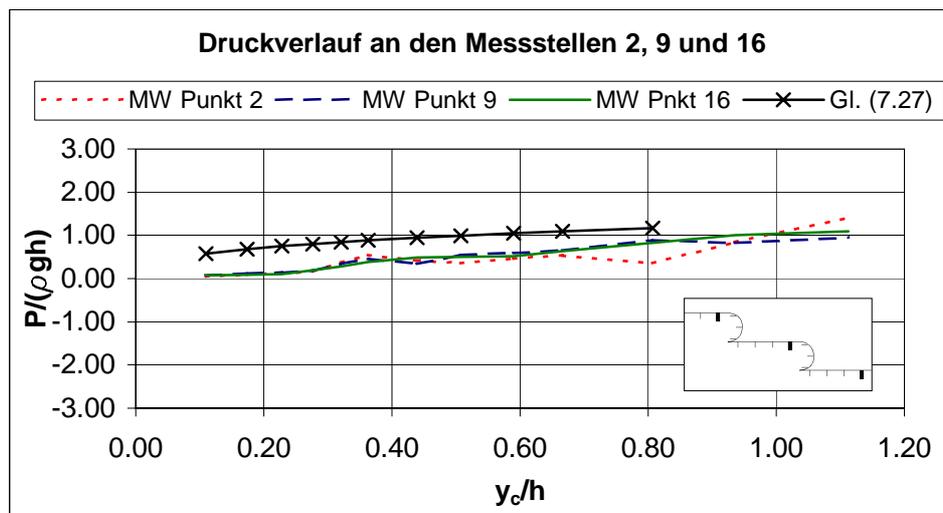
**Abb. 7.33** Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 1, 8 und 15 (System mit Stufen aus halbkreisförmigen Stufenelementen)

Die Abweichung der Messwerte an den drei Messpunkten 1, 8 und 15 des Systems mit den viertelkreisförmigen Einbauten ist gering, nimmt jedoch mit steigendem Abfluss leicht zu (**Abb. 7.34**). Der Druckverlauf ähnelt insgesamt demjenigen aus **Abb. 7.33**. Bis zu  $y_c/h < 0,6$  dient Gleichung (7.27) wiederum als Obergrenze des mittleren Druckes, im Bereich von  $0,6 < y_c/h < 0,8$  übertreffen die gemessenen Drücke teilweise die berechneten Werte. Im Mittel liefert Gleichung (7.27) jedoch den korrekten Druckverlauf.



**Abb. 7.34** Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 1, 8 und 15 (System mit Stufen aus viertelkreisförmigen Stufenelementen)

Die mittleren Drücke an den Messstellen 2, 9 und 16 liegen etwas niedriger als an den vorgehend betrachteten Punkten. Dieser Druckverlauf entspricht den theoretischen Ansätzen für Stufen mit vertikalen Stirnflächen und den ermittelten Drücken bei einem System mit senkrechten Stufen. Die aufgezeichneten Daten an den drei Messstellen liefern für  $y_c/h < 0,8$  im Bereich der Kaskadenströmung sehr ähnliche Ergebnisse (**Abb. 7.35**), die sich für halbkreis- und viertelkreisförmige Elemente nicht unterscheiden. Lediglich der Messwert bei  $y_c/h \approx 0,8$  fällt etwas aus der Reihe und zeigt bei dem System mit den halbkreisförmigen Einbauten einen verhältnismäßig niedrigen Druck an. Beim Übergang zur Gerinneströmung beginnen die Werte etwas mehr zu streuen.



**Abb. 7.35** Druckverlauf auf der horizontalen Stufenfläche an den Messpunkten 2, 9 und 16 (System mit Stufen aus halbkreisförmigen Stufenelementen)

Als Fazit wird für die horizontale Fläche festgehalten, dass sich die Größenordnung des mittleren Druckes durch den Einbau von halbkreis- bzw. viertelkreisförmigen Elementen an den Messpunkten nicht ändert. Die durchgeführten Messreihen zeigen keinen signifikanten Unterschied der Druckverhältnisse auf den horizontalen Stufenflächen in Abhängigkeit der untersuchten Stufenformen.

Der maximale mittlere Druck auf einer horizontalen Stufenfläche kann daher für alle betrachteten Systeme – sowohl mit vertikalen Stirnflächen der Stufen als auch mit halbkreis- bzw. viertelkreisförmigen Elementen – sehr gut mit Gleichung (7.27) abgeschätzt werden.

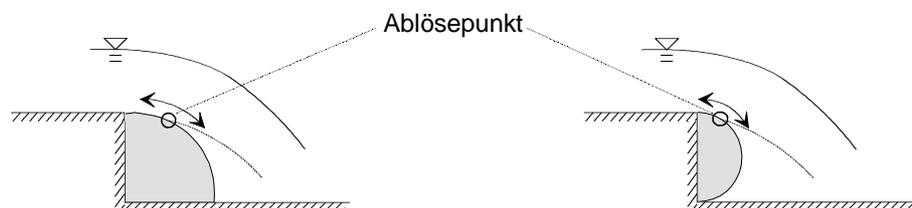
### 7.10.2.2 Druckverteilung an der Stirnseite der Stufenfläche

An den vertikalen Stufenflächen sind infolge der Formelemente Veränderungen des Druckverhaltens gegenüber dem Referenzzustand zu beobachten. Die für diesen Bereich relevanten Messpunkte 3 bis 5 und 10 bis 12 werden diesbezüglich im Folgenden ausgewertet.

Insbesondere der Druckverlauf an den Messstellen 3 und 10 zeigt bei den Varianten mit den halbkreis- bzw. viertelkreisförmigen Einbauten deutliche Unterschiede gegenüber den Stufen mit vertikaler Stirnfläche (**Anlagen 22 und 29**). Bereits im Bereich der Kaskadenströmung mit  $y_c/h < 0,8$  entsteht an diesen Messpunkten ein erhöhter Unterdruck. Im Übergangsbereich zur Gerinneströmung wird die Tendenz zu niedrigeren Drücken bei den halbkreisförmigen Elementen noch verstärkt. Für die viertelkreisförmigen Einbauten kann eine vergleichbare Entwicklung des Druckverlaufes im Transitionsbereich nur vermutet werden, da für diesen Abflusszustand keine Daten erfasst wurden.

Neben der Abnahme des mittleren Druckes direkt unterstrom der Stufenkante wurde bei den Systemen mit den runden Formelementen ein markantes Anwachsen der Druckschwankungen verzeichnet. Die negativen Druckspitzen steigen im Vergleich zum Referenzzustand um ein Vielfaches an. Vor allem gilt diese Aussage für die Abflussbereiche mit  $y_c/h > 0,5$ .

Als Ursache für die starken Druckschwankungen wird der Verlust eines eindeutigen und ortsfesten Ablösepunktes der Strömung an der Stufenkante gesehen. Durch die runden Formelemente geht die scharfe Kante an den Treppenstufen verloren, die im System mit den vertikalen Stirnflächen als Ablösepunkt wirkt. Sowohl bei den halbkreis- als auch bei den viertelkreisförmigen Elementen wandert der Ablösepunkt beim Überströmen des Bauwerkes bereits bei kleinen Abflüssen innerhalb eines Abschnittes der gekrümmten Stirnfläche hin und her (**Abb. 7.36**) und löst damit die hohen Druckschwankungen aus.



**Abb. 7.36** Lage des Ablösepunktes bei Verwendung der runden Formelemente

An den Messpunkten 4 und 11 sind keine erheblichen Unterschiede im Druckverlauf zwischen den drei betrachteten Varianten festzustellen (**Anlagen 18 und 25**). Bis zu Werten von  $y_c/h < 0,6$  liegt der mittlere Druck jeweils nahe bei Null. Bei höheren Abflüssen steigt der Druck im Mittel leicht an. Das Maß der Druckschwankungen ist ebenfalls als ähnlich zu bezeichnen, wobei die Differenz zwischen Druckminimum und Druckmaximum bei den Systemen mit halbkreis- bzw. viertelkreisförmigen Stirnflächen der Stufen etwas größer ausfällt.

Weiter unterstrom weichen die Messdaten an den Messstellen 5 und 12 wieder mehr voneinander ab (**Anlagen 19 und 26**). Diese Feststellung bezieht sich weniger auf den Verlauf der mittleren Druckwerte als auf die Größe der Druckschwankungen. Diese nehmen bezüglich der Variante mit den viertelkreisförmigen Elementen ab Werten von  $y_c/h > 0,6$  gegenüber dem Referenzzustand zu. Bei den Systemen mit den halbkreisförmigen Einbauten ist diese Tendenz ab  $y_c/h > 0,8$  zu beobachten.

Insgesamt wird für die Stirnseiten der Stufenflächen festgehalten, dass die Form in diesem Bereich einen deutlich Einfluss auf die Druckverhältnisse ausübt. Vor allem der Abschnitt direkt unterstrom der Stufenkante ist bei einer runden Formgebung größeren Strömungskräften ausgesetzt, die an dieser Stelle als Sogkräfte auftreten.

### 7.11 Zusammenfassung der Ergebnisse der Druckmessungen

Die umfangreichen Druckmessungen wurden an einem Treppenmodell mit insgesamt 16 Messstellen in Form von Druckanbohrungen durchgeführt. Die Messstellen waren über die Länge von zweieinhalb Stufen sowohl auf die horizontalen Flächen als auch auf die Stirnflächen der Stufen verteilt. Die durchgeführten Modellversuche decken den Bereich der Kaskadenströmung und den Transitionsbereich ab. Lediglich der höchste Abfluss, der im Modell eingestellt werden konnte, wird der Gerinneströmung zugeordnet.

Die Plausibilität der Ergebnisse aus den Messreihen wurde durch den Vergleich mit den Daten von SÁNCHEZ ET AL. (2000) nachgewiesen. Abweichungen dagegen zeigt der Vergleich mit den Werten, die von ANDRÉ ET AL. (2001) veröffentlicht wurden.

An den horizontalen Stufenflächen wurde in den Modellversuchen nur eine geringfügige Auswirkung der betrachteten halbkreis- bzw. viertelkreisförmigen Elemente auf die Druckverteilung an der Sohle festgestellt. Der Druckverlauf ist weitgehend unabhängig von den Einbauten. Der maximale mittlere Druck tritt jeweils in dem Bereich auf, in dem der Überfallstrahl auf die Sohle trifft. Die Höhe dieses Druckes kann für alle untersuchten Geometrien mit Gleichung (7.27), die von CHANSON (1994) empfohlen wird, sehr gut abgeschätzt werden.

Im Gegensatz zu den horizontalen Stufenflächen sind an den Stirnseiten der Stufen Veränderungen im Druckverlauf in Abhängigkeit der Stufenform zu verzeichnen. Vor allem an den Messstellen unmittelbar unterstrom der Stufenkanten wachsen die Sogkräfte infolge des Unterdruckes an und die Druckschwankungen nehmen stark zu. Das für jeden Abflusszustand ermittelte Druckminimum wächst gegenüber dem Referenzzustand um ein Vielfaches an.

Auf mittlerer Höhe der Stirnseite der Stufen sind die Ergebnisse unabhängig von der Formgebung. Sowohl der mittlere Druck als auch die Druckschwankungen zeigen ein Verhalten, das sich bei den betrachteten Varianten nicht unterscheidet.

Direkt oberhalb der horizontalen Stufenflächen entwickelt sich der mittlere Druck in den drei Systemen zwar ähnlich, jedoch steigen die Druckschwankungen ab einem bestimmten  $y_c/h$ -Wert bei den Varianten mit halbkreis- bzw. viertelkreisförmigen Einbauten gegenüber dem Referenzzustand an.

## 7.12 Bewertung der Ergebnisse im Hinblick auf die Verbundbauweisen

Bei überströmbaren Dämmen in Verbundbauweise sind zwei unterschiedliche hydraulische Belastungen zu unterscheiden, die auf ein solches Bauwerk einwirken und die bei der Planung und der Umsetzung einer derartigen Konstruktion zu berücksichtigen sind: die Durch- und die Überströmung des Dammkörpers.

Mit dem Einstau des Dammkörpers setzt eine Durchströmung ein, die Strömungskräfte auf das Korngerüst ausübt. Die Sickerströmungskräfte können rechnerisch ermittelt werden und werden somit für die Bemessung des Dammkörpers und des Sicherungselementes als bekannt vorausgesetzt (SEMAR 2001).

Eine Unbekannte ist in der Strömungsbelastung zu sehen, die bei den in dieser Arbeit skizzierten Verbundbauweisen infolge der Überströmung der luftseitigen Dammböschung auf das Bauwerk einwirkt. An diesem Punkt setzten die Untersuchungen an, die in diesem Kapitel vorgestellt werden. Mit Hilfe von Druckmessungen wurde in umfangreichen Modellversuchen eine Belastungsgröße bestimmt, mit der die einwirkenden Kräfte berechnet werden können.

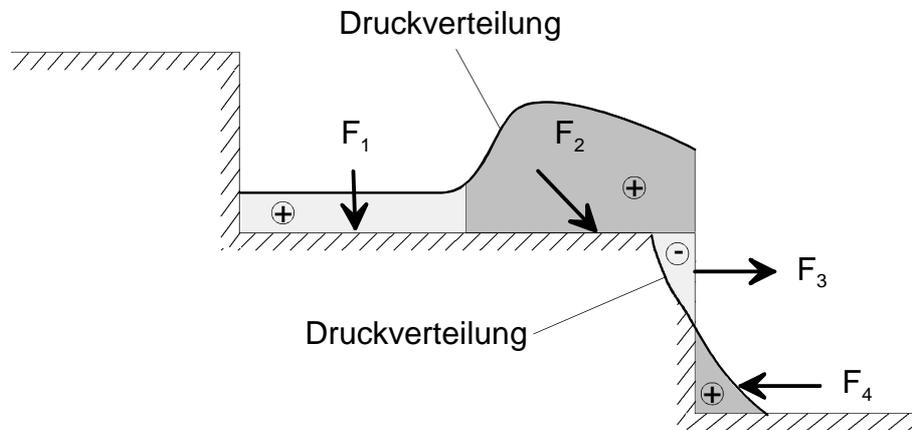
In den Modellversuchen wurde eine starke Idealisierung der Geometrie einer mit Geotextilien gesicherten luftseitigen Böschung vorgenommen. Für die untersuchten Systeme mit horizontalen Stufenflächen wurde nachgewiesen, dass die Druckverteilung lediglich an den Stirnflächen der Stufen von der Formgebung abhängt. Dort ist infolge der Ausrundung mit verstärktem Unterdruck zu rechnen.

Die Druckschwankungen unterstrom der Stufenkante nehmen bei den Systemen mit Formelementen ebenfalls zu. Dies steht in Zusammenhang mit dem Verlust eines eindeutigen Ablösepunktes. Die hierdurch auftretenden Belastungen auf das Geotextil sind bei der Dimensionierung von Verbundbauweisen für überströmbare Dämme zu berücksichtigen.

Für Sicherungssysteme, deren Geometrie den untersuchten Stufenformen nahe kommt, liegen somit Ergebnisse vor, die bei Überströmung eine direkte Berechnung der Belastungsgröße der Druckmessungen zulassen. Hierbei sind die verschiedenen Positionen an der Sohle der Entlastungsanlage zu unterscheiden, die bei der Auswertung der Druckmessungen genannt wurden: Stirnseite der Stufen, Bereich der horizontalen Stufenfläche unter dem Überfallstrahl und horizontale Stufenfläche im Bereich der Auftrefffläche.

Im Gesamtzusammenhang der Verbundbauweisen liefern die durchgeführten Modellversuche wichtige Erkenntnisse über den Druckverlauf an der Sohle einer mit Geotextilien gesicherten überströmten Dammböschung. Aus dem Druckverlauf können schließlich die Strömungskräfte abgeleitet werden, die bei der Dimensionierung einer Schlaufen- oder Schlauchvariante als Eingangsgrößen zu berücksichtigen sind.

In **Abb. 7.37** ist die Druckverteilung über einer Stufe sowohl auf der horizontalen als auch an der vertikalen Fläche schematisch dargestellt. Die aus den Drücken resultierenden Kräfte, die auf das Sicherungselement einwirken, sind durch die Kraftvektoren  $F_1$  und  $F_2$  sowie  $F_3$  und  $F_4$  angedeutet.



**Abb. 7.37** Schematische Darstellung der Druckverteilung und der resultierenden Kräfte

Auf der horizontalen Stufenfläche treten im Mittel positive Drücke auf. Das Wasserpolster unter dem Überfallstrahl übt dabei einen Druck aus, der senkrecht zur Oberfläche gerichtet ist. Die resultierende Kraft  $F_1$  besitzt somit keinen Anteil, der über Reibungskräfte in den Dammkörper abgeführt werden muss.

Der Überfallstrahl trifft in einem bestimmten Winkel auf die horizontale Stufenfläche. Die Kraft  $F_2$  lässt sich somit in einen horizontalen und einen vertikalen Anteil aufgliedern. Der horizontale Kraftanteil bewirkt eine Zugkraft, die über das Geotextil in den Dammkörper geleitet werden muss.

Für die Berechnung des horizontalen Kraftanteils muss die Richtung bekannt sein, in der die Strömungskraft  $F_2$  wirkt. Entweder ist diese Richtung aus Modellversuchen zu bestimmen, in denen der Winkel zwischen der Stufenfläche und dem Überfallstrahl am Auftreffpunkt gemessen wird, oder es ist eine konservative Annahme zu treffen. Auf der sicheren Seite liegend kann die gesamte Kraft  $F_2$  als Horizontalkraft angesetzt werden und in dieser Form in die Bemessung eingehen. Da laut SEMAR (2001) die Kräfte aus der Überströmung insgesamt klein gegenüber den Sickerströmungskräften sind, ist davon auszugehen, dass diese Methodik keine unverhältnismäßige Überdimensionierung nach sich zieht.

Ebenso verhält es sich mit der Kraft  $F_3$ , die auf Grund des Unterdruckes unterstrom der Stufenkante als Sog an der Böschungssicherung zieht. Diese Kraft muss bei der Dimensionierung des Geogewebes und der Festlegung der Einbindelänge zur Übertragung der Zugkräfte in den Dammkörper berücksichtigt werden.

Die Kraft  $F_4$  hat eine entlastende Komponente und sollte daher bei der Bemessung vernachlässigt werden. Diese Kraft ist als eine Art stille Reserve zu betrachten, die bei der Dimensionierung des Geogewebes nicht in Ansatz gebracht wird.

Auf Grund der Vereinfachung der Geometrie der Schlaufen- bzw. Schlauchvariante in den Versuchen gegenüber der tatsächlichen Ausformung können die in der Natur auftretenden Strömungskräfte infolge der Überströmung zwar nach wie vor nicht exakt bestimmt werden, jedoch erlauben die Resultate aus den Messreihen eine gute Abschätzung der Größenordnung dieser Strömungskräfte.

Da sich die Druckverhältnisse an der treppenförmigen Entlastungsanlage mit und ohne Formelementen nur wenig unterscheiden, können darüber hinaus bei der Bestimmung der Belastungsgröße aus der Überströmung in erster Näherung die Ansätze zur Berechnung des Fließwiderstandes verwendet werden. Wie in **Kap. 7.5.3.5** erläutert wurde, stellt sich dabei allerdings das Problem der Ermittlung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda$ . Die Aussagen über die Größe des Widerstandsbeiwertes in der Literatur weichen zum Teil erheblich voneinander ab (BOES 2000).

Im Rahmen dieser Arbeit konnte nicht geklärt werden, wie die Druckverhältnisse beeinflusst werden, wenn die als horizontal angenommenen Stufenflächen eine abgerundete Form annehmen. Voruntersuchungen (**Anlage 37**) haben gezeigt, dass sich bei der Schlaufen- und Schlauchvariante auf der Oberseite der Stufen eine Krümmung einstellt (BARTH 2002), für deren geometrischen Verlauf es zur Zeit keine exakte Vorhersagemöglichkeit gibt.

Während der Bearbeitung des Forschungsprojektes, auf dessen Ergebnissen diese Arbeit beruht, konnte für die Verbundbauweisen „auf Grund der komplexen Zusammenhänge zwischen einwirkenden Kräften und dem Verformungsverhalten der Elemente bisher noch kein erdstatisches Nachweiskonzept unter Berücksichtigung der inneren und äußeren Standsicherheit erarbeitet werden. [...] Im Rahmen des Forschungsprojektes konnte zwar die grundsätzliche Anwendbarkeit dieser Bauweise als Sicherungselement überströmbarer Dämme nachgewiesen werden, die Erarbeitung eines vollständigen Ansatzes zur Berechnung steht allerdings noch aus“ (QUEIBER 2003).

Für die Erstellung eines vollständigen Bemessungskonzeptes der hier betrachteten Verbundbauweisen sollten von Seiten der Hydraulik zusätzliche Untersuchungen durchgeführt werden, die aufbauend auf den vorliegenden Ergebnissen betrachten, wie sich die Druckverhältnisse in Abhängigkeit der relevanten geometrischen Parameter entwickeln. Hierzu sind weitere Modellversuche notwendig, die insbesondere eine Ausrundung der Oberseite der Stufenflächen berücksichtigen und die Auswirkung der Formgebung auf die Druckverteilung an der Oberfläche des Sicherungselementes erfassen. Von Seiten der Geotechnik sind die komplexen Fragestellungen zu klären, die die innere und äußere Standsicherheit derartiger Konstruktionen betreffen.

### 7.13 Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Forschungsgebiete

Die in dieser Arbeit vorgestellten Ergebnisse bezüglich der Druckmessungen an der Sohle einer treppenförmigen Entlastungsanlage haben nicht nur Bedeutung für die Dimensionierung von Verbundbauweisen. Die Untersuchungen liefern auch einen Beitrag, der für das Forschungsgebiet der „stepped spillways“ von Interesse sein kann, das sich mit den Abflussverhältnissen bei der Überströmung kaskadenartiger Bauwerke befasst.

In den letzten zwei Jahrzehnten wurden diesbezüglich eine Vielzahl an Forschungsarbeiten durchgeführt und veröffentlicht, aus denen in dieser Dissertationsschrift teilweise zitiert wird. Viele dieser Arbeiten beschäftigen sich schwerpunktmäßig mit dem Abflusszustand der Gerinneströmung, der für die Bemessung und Dimensionierung von Großkaskaden als Entlastungsanlagen an Talsperren relevant ist.

Die Anzahl an Messungen, die sich speziell der Ermittlung der Druckverteilung an der Sohle dieser Bauwerke widmet, ist jedoch gering. CHANSON (1994) hat in diesem Zusammenhang einen Mangel an Versuchen sowohl an Modellen als auch an Prototypen festgestellt. Auch wenn durch die Arbeiten beispielsweise von SÁNCHEZ ET AL. (2000) und ANDRE ET AL. (2001) neue Forschungsergebnisse vorliegen, so zeigt die Diskussion dieses Themenkomplexes in **Kap. 7.5** die damit verbundenen Probleme auf. Die Untersuchungen der Autoren führen zu teilweise unterschiedlichen Ergebnissen, was weitere Forschungsaktivitäten in diese Richtung notwendig macht.

Die in dieser Arbeit vorgenommenen Druckmessungen an der Sohle einer mit 1 : 2,5 geneigten treppenförmigen Entlastungsanlage liefern hierzu einen Beitrag im Bereich der Kaskadenströmung und im Übergangsbereich zur Gerinneströmung. Durch das umfangreiche Messprogramm mit der Betrachtung vieler verschiedener Abflusszustände konnte eine umfassende Datengrundlage gesammelt werden.

Das für die Aufnahme der Messreihen verwendete Treppenmodell hatte einen Maßstab von 1 : 2,5. Der Maßstab ist im Vergleich mit den meisten anderen Modellversuchen als besonders groß einzustufen. Dieser Sachverhalt bringt Vorteile mit sich, was die Übertragbarkeit der Ergebnisse vom Modell auf die Natur betrifft. Treppenförmige Entlastungsanlagen reagieren in ihren charakteristischen hydraulischen Eigenschaften (z. B. Wassertiefe und Widerstandsverhalten) sehr empfindlich auf die Lufteinmischung.

Da sich die Größe der Luftblasen im Modell nicht maßstäblich verkleinern lässt, wird der Einfluss des Lufteintrages im Modell generell unterschätzt. Daher empfiehlt BOES (2000) Maßstäbe nicht kleiner als 1 : 10 bis 1 : 15 zu verwenden. Diese Forderung wird im Treppenmodell großzügig erfüllt. Bei dem großmaßstäblichen Modellversuch kann demnach davon ausgegangen werden, dass Maßstabeffekte nicht relevant sind.

## 8 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden landschaftsverträgliche Bauweisen zur Böschungssicherung von überströmbaren Dämmen behandelt. Die Zielsetzung der Forschungstätigkeit lag dabei im Wesentlichen in der Entwicklung von neuartigen Sicherungssystemen für die luftseitige Dammböschung von Überströmstrecken. In diesem Zusammenhang wurden das kohärente Deckwerk aus Mastix-Schotter und die Verbundbauweisen, die auf der Verwendung von Geotextilien basieren, untersucht.

Die Notwendigkeit zum Bau überströmbarer Dämme leitet sich aus unterschiedlichen Anforderungen ab. Bei Notentlastungen an Fließgewässern und bei Flutungsbauwerken für Polderräume stellen Überströmstrecken eine kostengünstige Alternative zu konventionellen Einlaufbauwerken dar. Die meisten Überströmstrecken werden jedoch in Deutschland als Hochwasserentlastungsanlage von Hochwasserrückhaltebecken gebaut. In diesem Anwendungsfall werden überströmbare Dämme in den letzten Jahren vermehrt aus Gründen der Landschaftsgestaltung eingesetzt.

In Zusammenhang mit den landesweiten Bemühungen, den dezentralen Hochwasserschutz zu fördern und zu stärken, wird im 5-Punkte-Programm der Bundesregierung „Arbeitsschritte zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes“ vom September 2002 als eine Möglichkeit des Wasserrückhaltes in der Fläche die „Errichtung von ‚grünen‘ Hochwasserrückhaltebecken“ genannt. Hinter dem Begriff der ‚grünen‘ Hochwasserrückhaltebecken verbirgt sich die Forderung nach Bauweisen, die auf die Aspekte des Landschafts- und Umweltschutzes Rücksicht nehmen.

Um die Hochwasserrückhaltebecken gut in die Landschaft einbinden zu können, werden niedrige Absperrdämme mit flachen Böschungsneigungen angestrebt. Da bei der Umsetzung von komplett überströmbaren Dämmen der ansonsten aus Sicherheitsgründen unbedingt erforderliche Freibord entfallen kann, bietet sich hierzu der Bau von Überströmstrecken an. Sofern der Platz nicht verfügbar ist und steile Böschungen gewählt werden, bieten sich Verbundbauweisen an.

Der Einsatz von überströmbaren Dämmen wird insbesondere für Hochwasserrückhaltebecken empfohlen, die gemäß DIN 19700 (2004) den sehr kleinen, kleinen oder mittleren Becken zuzuordnen sind.

Wegen der Vielzahl an Hochwasserrückhaltebecken, die zur Zeit in Baden-Württemberg geplant und gebaut werden, wurde in Begleitung der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU) ein Forschungsprojekt an der Universität Karlsruhe durchgeführt, das sich dem Themengebiet der Entwicklung neuer Bauweisen zur Böschungssicherung überströmbarer Dämme gewidmet hat.

Für das **Deckwerk aus Mastix-Schotter** wurde während der Projektlaufzeit ein vollständiges Bemessungskonzept aufgestellt. Dieses Konzept umfasst die ersten theoretischen Überlegungen und mündet in der Bauausführung an einem Pilotprojekt.

Nachdem die spezifischen Eigenschaften des Deckwerkmaterials begutachtet worden waren, wurde der Mastix-Schotter als sehr gut geeignet für die Sicherung von Überströmstrecken eingestuft. In umfangreichen Modellversuchen wurde der theoretische Bemessungsansatz anhand eines Böschungselementes nach LARSEN & BLINDE & BRAUNS (1986) an einer Kipp Rinne überprüft und verifiziert. Aus diesem Ansatz wurde eine Dimensionierungsformel zur Berechnung der erforderlichen Deckwerksdicke abgeleitet, in die als variable Eingangsparameter der Reibungswinkel, die spezifische hydraulische Belastung und die Böschungseigung eingehen.

An einem großmaßstäblichen Halbdamm-Modell in naturähnlichem Maßstab wurde der Gesamtaufbau der Böschungssicherung aus Mastix-Schotter getestet und der Nachweis der Ausführungsreife erbracht. Dimensionierungsregeln zur Gestaltung der Kolksicherung wurden ebenfalls im Halbdamm-Modell entwickelt.

Im Rahmen eines Pilotprojektes konnte die Bauweise mit Mastix-Schotter am Hochwasserrückhaltebecken in Mönchzell in die Praxis transferiert werden. Der Hochwasserzweckverband Einzugsgebiet Elsenz/Schwarzbach war interessiert, diese innovative Böschungssicherung anzuwenden. Die parallele Ausschreibung der Überströmstrecke mit einer Sicherung aus Steinschüttung oder Mastix-Schotter hat ergeben, dass auch aus wirtschaftlicher Sicht das Deckwerk aus Mastix-Schotter eine attraktive Alternative zu den Lockerdeckwerken bietet.

Die in dieser Arbeit vorgestellten Ergebnisse bezüglich der Böschungssicherung mit Mastix-Schotter sind in Form von Dimensionierungsregeln und Gestaltungsvorschriften gemeinsam mit Forschungsergebnissen der Universität Stuttgart in den Leitfaden „Überströmbare Dämme und Dammscharten“ der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg eingeflossen, der im Dezember 2004 veröffentlicht wurde. Damit wurde den Ingenieuren in den Planungsbüros und den Fachbehörden ein Regelwerk an die Hand gegeben, das sie bei der täglichen Arbeit unterstützt.

Für die Weiterentwicklung der Bauweise sollten in Zukunft Erfahrungen im Umgang mit Mastix-Schotter sowohl hinsichtlich der Konstruktion und der Bauausführung als auch in Bezug auf den tatsächlichen Betriebsfall während möglicher Überströmungen gesammelt werden. Da Überströmstrecken an Hochwasserrückhaltebecken statistisch gesehen nur selten anspringen, ist die Auswertung von Betriebserfahrungen umso wichtiger, um diese Bauweise weiter optimieren zu können.

Die Entwicklung eines Dimensionierungskonzeptes für die **Verbundbauweisen** erfordert die Durchführung zahlreicher erdstatischer Nachweise. Die Bestimmung der äußeren und inneren Standsicherheit ist ein komplexes Themenfeld, in dem noch weiterer Forschungsbedarf besteht.

Einen Schwerpunkt bildet aus hydraulischer Sicht die Kenntnis der Kräfte, die bei der Überströmung auftreten. Daher wurden Messungen der Druckverteilung an der Sohle treppenförmiger Entlastungsanlagen vorgenommen. Aus den ermittelten Drücken können die Kräfte abgeleitet werden, die auf die luftseitige Dammböschung einwirken. Mit den Drücken wurde eine wichtige Eingangsgröße quantifiziert, die bei der Bemessung von Verbundbauweisen zu berücksichtigen ist.

Die hydraulischen Eigenschaften eines Wasserkörpers, der über eine treppenartige Entlastungsanlage abfließt, können nicht mit der klassischen Gerinnehydraulik beschrieben werden. Daher wurden in dieser Arbeit die Besonderheiten treppenförmiger Entlastungsanlagen vorgestellt. Dabei wurde u. a. auf andere Dissertationen zurückgegriffen, die sich ausführlich mit den Besonderheiten der *stepped spillways* beschäftigt haben.

Für die Bestimmung der Druckverteilung an der Sohle treppenförmiger Entlastungsanlagen wurde ein physikalisches Modell konzipiert, das aus mehreren Stufen besteht. Durch eine Idealisierung der Formgebung der Verbundbauweisen konnten die gemessenen Werte mit Angaben aus der Fachliteratur verglichen werden. Um den Einfluss der Formgebung näher bestimmen zu können, wurden die Stirnseiten der Stufenflächen in weiteren Messreihen mit abgerundeten Formelementen versehen.

Die Versuche erfolgten hauptsächlich für den Strömungszustand der Kaskadenströmung. Die Auswertung der Messdaten zeigte, dass die untersuchten Stufenformen den Druckverlauf an der Sohle der Entlastungsanlage nur geringfügig beeinflussen. Allerdings bleibt zu klären, inwiefern sich ein Aufwölben der Stufenflächen, die in dieser Arbeit als horizontal angesehen wurden, auf die Druckverteilung auswirkt. Hierzu sind weitere Modellversuche notwendig. Mit den Ergebnissen können aber bereits jetzt die Kräfte, die aus der Überströmung einer treppenförmigen Entlastungsanlage resultieren, gut bestimmt werden, was Voraussetzung für eine statische Bemessung ist.

Vor einer Übertragung der Forschungsergebnisse in die Praxis sollen in weiteren Forschungsarbeiten großmaßstäbliche Laborversuche durchgeführt werden, um auch diese Bauweise zur Anwendungsreife zu führen.



## Literaturverzeichnis

- André, S., Boillat, J.-L., Schleiss, A. (2001): High velocity two-phase turbulent flow over macro-roughness stepped chutes: Focus on dynamic pressures; In: Proc. 3rd International Symposium on Environmental Hydraulics, Tempe, Arizona, USA, Dec. 2001.
- Barth, N. (2002): Überströmbare Dämme in Verbundbauweise: Beschreibung der Abflussverhältnisse auf überströmbaren Böschungen. Vertiefungsarbeit am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik an der Universität Karlsruhe, unveröffentlicht.
- Baumgarten, J.; Thies, H. H. (1983): Überlaufdeiche unter Extrembelastung. In: Wasser und Boden Jg. 35, Heft 3, S. 116-123.
- Beitz, E., Lawless, M. (1992): Hydraulic model study for dam on GHFL 3791 Isaac River at Burton Gorge. Water Resources Commission Report, Ref. No. REP/24.1, Sept., Brisbane, Australia.
- Bernhart, H. H. (2003): Landschaftsverträgliche Bauweisen für den Hochwasserschutz. In: Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flussdeiche, Beitragsbd. Fachtagung Nov. 2003, Fachhochschule für Technik, Stuttgart, 2003, S. 32-40.
- Bieberstein, A., Brauns, J., Kast, K. (1997): Überströmbare Hochwasserschutzdämme in Sonderbauweise. Geotechnik Sonderheft März 1997, DGGT, München.
- Bieberstein, A., Brauns, J., Queißer, J., Bernhart, H. H. (2003a): Überströmbare Dämme und Deiche für den Hochwasserschutz. In: Sicherung von Dämmen und Deichen. Handbuch für Theorie und Praxis, Hrsg.: R. A. Herrmann, J. Jensen, Siegen: Universitätsverl. 2003, S. 135-145.
- Bieberstein, A., Brauns, J., Queißer, J., Bernhart, H. H. (2003b): Mastix-Schotter-Deckwerk für überströmbare Dämme und Deiche. In: Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flussdeiche, Beitragsbd. Fachtagung Nov. 2003, Fachhochschule für Technik, Stuttgart, 2003, S. 41-48.
- Bieberstein, A., Brauns, J., Queißer, J., Bernhart, H. H. (2004a): Überströmbare Dämme – Landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg. Abschlussbericht BWPLUS (BWC 20005 und BWT 22004), [http://bwplusex.fzk.de/berichte/p\\_ab\\_ressourcen.asp](http://bwplusex.fzk.de/berichte/p_ab_ressourcen.asp).
- Bieberstein, A., Leguit, N., Queißer, J., Smith, R. (2004b): Downstream slope protection with Open Stone Asphalt. In: Long-Term Benefits and Performance of Dams, Proc. 13<sup>th</sup> Conf. British Dam Society, Canterbury, June 2004, London: Telford 2004, pp. 117-129.

- Bieberstein, A., Queißer, J., Wörsching, H. (2004c): Open Stone Asphalt – a revetment for dams and embankments designed for overtopping. In: Proc. International Seminar “Stability and Breaching of Embankment Dams”, 21 – 22 October 2004, Oslo, Norway.
- Bindo, M. , Gautier, J., Lacroix, F. (1993): The stepped spillway of M’Bali dam. In: International Water Power & Dam Construction Vol. 45, No. 1, pp. 35-36.
- Brauns, J., Bieberstein, A., Kast, K. (1992): Gefährdungspotential von Talsperren – Ermittlung von Abflussganglinien bei Breschen in Erddämmen. Universität Karlsruhe (unveröffentlicht).
- Brauns, J., Bieberstein, A., Reith, H., Bernhart, H. 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).
- Bosshard, M. (1991): Überflutbarkeit kleiner Dämme. VAW, ETH Zürich.
- Boes, R. (2000): Zweiphasenströmung und Energieumsetzung an Großkaskaden. In: Mitteilungen der VAW, ETH Zürich, Nr. 166.
- Boes, R., Ötzbrugger, G. (2004): Bemessung eines getreppten Gabionenwehres zur Verringerung von Luftschallemissionen bei Überströmung. In: Wasserwirtschaft Jg. 94, Heft 6, S. 9-14.
- Buck, W. (2002): Überlegungen und Maßnahmen zur Verbesserung und Quantifizierung der Hochwassersicherheit auch bei eingedeichten Flussstrecken. In: Internationales Symposium „Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau“, Okt. 2002, Bd. 1, Mitteilungen der VAW, ETH Zürich, Nr. 174, S. 281-290.
- Buck, W. (2003): Notventile für eingedeichte Flussstrecken. Nürnberger Wasserwirtschaftstag Juni 2003, Seminar 2: Hochwasser hat Zukunft, S. 145-154.
- Buck, W. (2004): Konzeptionelle Überlegungen und Vorschläge zur Gewährleistung angemessener Hochwassersicherheiten bei wasserwirtschaftlichen Anlagen. In: Risiken bei der Bemessung und Bewirtschaftung von Fließgewässern und Stauanlagen, Dresdner Wasserbaukolloquium, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 27, 2004, S. 9-19.
- Bürgi, T., Homagk, P., Prellberg, D., Sprokkereef, E., Wilke, K. (2004): Das internationale Hochwasservorhersagesystem am Rhein. In: Wasserwirtschaft Jg. 94, Heft 12, S. 12-19.
- Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), 2001: Hochwasserschutz an Fließgewässern, Bern 2001.

- Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), 2004: Uner Reusstal: Autobahn als Hochwasserschutz, Biel 2004.
- Bundesamt für Zivilschutz (BZS) und Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), 2002: Wirksamkeit der Notfallplanung bei extremen Hochwasserereignissen.
- Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), 1973: Prüfung von Masticschotter auf Frost-, UV- und Wärmebeständigkeit. Versuchsbericht, Karlsruhe.
- Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), 1993: Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen. Karlsruhe.
- Cain, P. (1978): Measurements within self-aerated flow on a large spillway. Dissertation, Ref. 78-18. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Chanson, H. (1989): Flow downstream of an aerator – aerator spacing. *Journal of Hydraulic Research* Vol. 27, No. 4, pp. 519-536.
- Chanson, H. (1994): Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways, Pergamon Pr.
- Chanson, H. (1999): Current expertise and experience on stepped chute flows. Seminar at the Kyoto University, Japan ([http://www.uq.edu.au/~e2hchans/dpri/topic\\_2.html](http://www.uq.edu.au/~e2hchans/dpri/topic_2.html)).
- Chou, H.-T. (1993): Energy dissipation in stepped spillways. *Proc. Waterpower'93, Proc. Int. Conf. On Hydropower*, ed.: W. D. Hall, Vol. 2: Reservoir/system regulation, dam safety, research and development ..., pp. 1378-1386.
- Christodoulou, G. C. (1997): On the prediction of energy dissipation on stepped spillways. *Proc. 5<sup>th</sup> International Conference Hydroenergia*, Dublin, Ireland, pp. 254-262.
- Cox, M., Palmer, V. (1948): Results of tests on vegetated waterways and method of field application. *Miscellaneous Publication No. MP-12*, Oklahoma Agricultural Experiment Station.
- Degoutte, G., Peyras, L., Royet, P. (1992): Skimming flow in stepped spillways – discussion. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol. 118, No. 1, pp. 111-114.
- Diez-Cascon, J., Blanco, J.L., Revilla, J., Garcia, R. (1991): Studies on the hydraulic behaviour of stepped spillways. In: *Water Power & Dam Construction* Vol. 43, No. 9, pp. 22-26.

- Dittrich, A. (1998): Wechselwirkung Morphologie/Strömung naturnaher Fließgewässer. Habilitationsschrift, Univ. Karlsruhe, Inst. f. Wasserwirtschaft u. Kulturtechnik, Mitteilungen Heft 198.
- Dornack, S. (2001): Überströmbare Dämme – Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen. Dissertation, Univ. Dresden, Inst. f. Wasserbau und Technische Hydro-mechanik, Dresdner wasserbauliche Mitteilungen Heft 20.
- Elskens, F. (1995): Protecting overflow dikes for controlled flood areas in Belgium. PIANC Conference on Inland Waterways and Flood Control, Brussels, Belgium.
- Essery, I. T. S., Horner, M. W. (1978): The hydraulic design of stepped spillways. CIRIA Report 33, 2nd Edition, London.
- Feldhaus, R. (2005): Hochwasserschutz – eine Notwendigkeit, die immer wieder in Vergessenheit gerät. In: Wasserwirtschaft Jg. 95, Heft 3, S. 3.
- Frizell K. H., Mefford B. W. (1991): Designing spillways to prevent cavitation damage. Concrete International Vol. 13, No. 5, pp. 58-64.
- Ganz, T. (2004): Kleine Rückhaltebecken – Technische Grundlagen. Nürnberger Wasserwirtschaftstag 2004, Seminar 2: Hochwasserrückhalt in kl. Einzugsgebieten, S. 122-131.
- Hager, W. H. (1991): Uniform aerated chute flow. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 4, pp. 528-533.
- Hager, W. H. (1992): Spillways: Shockwaves and air entrainment. ICOLD Bulletin 81, Paris, France.
- Hassinger, R. (1991): Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen in flexibler Bauweise. Univ. Stuttgart, Inst. f. Wasserbau, Mitteilungen H. 74.
- Hartung, F., Scheuerlein, H. (1970): Design of overflow rockfill dams, Proc. 10th ICOLD Congress, Q. 36, R. 35, Montréal, Canada.
- Hewlett, H. W. M., Boorman, L. A., Bramley, M. E., (1987): Design of reinforced grass waterways. CIRIA Report 116, London.
- Heibaum, M. H. (2002): Geokunststoff-Container – ein neues und nahezu unbegrenztes Anwendungsgebiet. Geotechnik, 2002, Heft 4, S. 254-261.
- Hoch, S. (2001): Entwurf einer überströmbaren Deichstrecke. Diplomarbeit am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik an der Universität Karlsruhe, unveröffentlicht.

- Hochwassermagazin 3 (2001): Wasserwirtschaft im 21. Jahrhundert; Rückhaltgebiete und Notüberflutungsgebiete. Gemeinsame Veröffentlichung des Landes Nordrhein-Westfalen, Rijkswaterstaat und Provincie Gelderland.
- Internationale Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR), 2001: Umsetzung des Aktionsplans Hochwasser bis 2000. Koblenz.
- Internationale Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR), 2002: Hochwasservorsorge – Maßnahmen und ihre Wirksamkeit. Koblenz.
- Internationale Regierungskommission Alpenrhein (IRKA) und Internationale Rheinregulierung (IRR), 2004: Entwicklungskonzept Alpenrhein – Positionspapier Leitbild.
- Knauss, J. (1979): Computation of maximum discharge at overflow rockfill dams. In: Proc. 13<sup>th</sup> International Congress on Large Dams (ICOLD), New Delhi, Oct. 1979, Question 50, Paper R 9, pp. 143-160.
- Knauss, J. (1995): Der Altweibersprung, die rätselhafte alte Talsperre in der Glosses-Schlucht bei Alyzeia in Akarnanien. In: Archäologischer Anzeiger, Heft 2, S. 137-162.
- Kobus, H. (1984): Local air entrainment and detrainment. In: Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, Esslingen, Germany, Sept. 1984, Ed.: H. Kobus, pp. 4.10-1 - 4.10-10.
- Kobus, H. (1987): Hydraulische Gestaltung von Hochwasserentlastungsanlagen – Teil 4: Bemessungsgrundlagen für Dammscharten und Flutmulden. Gutachten 86/37 im Auftrag des Ministeriums für Ernährung, Landwirtschaft, Umwelt und Forsten des Landes Baden-Württemberg. Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart (unveröffentlicht).
- Kommission Notfallgebiete / Kommission Luteijn (2002): Schlussbericht (im Auftrag der Regierung der Niederlande) Doc: NOG-2002-347C.
- Kuhn, R. (1971): Erprobung von Deckwerken durch Schiffahrtsversuche. In: Wasserwirtschaft Jg. 61, Heft 3, S. 72-77.
- Larsen, P., Blinde, A., Brauns, J. (1986): Überströmbare Dämme - Hochwasserentlastung über Dammscharten. Versuchsbericht der Versuchsanstalt für Wasserbau und Kulturtechnik und der Abteilung Erddambau und Deponiebau am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, unveröffentlicht.
- Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (2003): Ökologische Durchgängigkeit von Hochwasserrückhaltebecken. Bericht der LfU Karlsruhe über die Fachexkursion am 22. Mai 2003, unveröffentlicht.

- Linford A., Saunders D. H. (1967): A hydraulic investigation of through and overflow rockfill dams. Report RR 888, The British Hydrodynamics Research Association (BHRA).
- Mateos Iguacel, C., Elviro Garcia, V. (1997): Initiation of aeration in stepped spillways. In: 27 IAHR Congress, Aug. 1997, San Francisco, Proc. Theme D: Energy and Water: Sustainable Development, Ed.: J. S. Gulliver, pp. 589-594.
- Matos, J., Quintela, A. (1995a): Guidelines for the hydraulic design of stepped spillways for concrete dams. ICOLD energy Dissipation Bulletin.
- Matos, J., Quintela, A. (1995b): Flow resistance and energy dissipation in skimming flow over stepped spillways. Proc. 1<sup>st</sup> International Conf. on Water Resources Eng., San Antonio, Texas, USA, Aug. 1995, pp. 1121-1126.
- May R. W. P., Willoughby, I. R. (1991): Impact pressures in plunge basins due to vertical falling jets. Hydraulic Research Report, No. SR 242, Wallingford, UK.
- Ministerium für Umwelt und Verkehr, Innenministerium und Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg (2003): Hochwassergefahr und Strategien zur Schadensminderung in Baden-Württemberg.
- Ministerium für Verkehr, Wasserwirtschaft und Öffentliche Arbeiten (MinVenW), 2000: Ein neuer Umgang mit Wasser – Wasserpolitik im 21. Jahrhundert. Den Haag, Niederlande.
- Ministerkonferenz für Raumordnung (MKRO), 2000: Handlungsempfehlungen der Ministerkonferenz für Raumordnung zum vorbeugenden Hochwasserschutz, 14. Juni 2000.
- Mondardo, M., Fabiani, A. L. T. (1995): Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes – discussion. Journal of Hydraulic Research, Vol. 33, No. 1, pp. 119-122.
- Murray, W. M. (1991): Die alte Sperre von Alyzeia (Akarnania, Griechenland). In: Historische Talsperren, Bd. 2, DVWK, Wittwer-Verlag, Stuttgart, S. 45-63.
- Naudascher, E. (1992): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. 2. Auflage, Springer-Verlag, Wien.
- Noori, B. M. A. (1984): Form drag resistance of two dimensional stepped steep open channels. In: Channels and Channel Control Structures, ed.: K. V. H. Smith, Proc. 1<sup>st</sup> International Conference on Hydraulic Design in Water Resources Engineering, Southampton, UK, pp 133-147.

- Ohtsu, I., Yasuda, Y. (1997): Characteristics of flow conditions on stepped channels. In: 27 IAHR Congress, Aug. 1997, San Francisco, Proc. Theme D: Energy and Water: Sustainable Development, Ed.: J. S. Gulliver, pp. 583-588.
- Olivier, H. (1967): Through and overflow rockfill dams – new design techniques. Institution of Civil Engineers, Proc. Vol. 36, Paper No. 7012, pp. 433-471.
- Peterka, A. J. (1953): The effect of entrained air on cavitation pitting. In: Proc. Joint Meeting, IAHR/ASCE, Minneapolis, Minnesota, Aug., pp. 507-518.
- Peyras, L., Royet, P., Degoutte, G.(1992): Flow and energy dissipation over stepped gabion weirs. In: Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 5, pp. 707-717.
- Pilarczyk, K. W. (2000): Geosynthetics and geosystems in hydraulic and coastal engineering. Rotterdam: Balkema.
- Pinto, N. L. de S., Neidert, S. H., Ota, J. J. (1982): Aeration at high velocity flows. International Water Power & Dam Construction Vol. 34, No. 2, pp. 34-38, No. 3, pp.42-44.
- Platzer, G. (1982): Kriterien für den zulässigen spezifischen Abfluss über breite Blocksteinrampen. Österreichische Wasserwirtschaft Jg. 34, Heft 5/6, S. 137-147.
- Queißer, J. (2003): Verbundbauweisen. In: Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flussdeiche, Beitragsbd. Fachtagung Nov. 2003, Fachhochschule für Technik, Stuttgart, 2003, S. 49-56.
- Rajaratnam, N. (1990): Skimming flow in stepped spillways. In: Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 4, pp. 587-591. Discussion: Vol. 118, No. 1, pp. 111-114.
- Rathgeb, A. (2001): Hydrodynamische Bemessungsgrundlage für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen. Dissertation, Univ. Stuttgart, Inst. F. Wasserbau, Mitteilungen Heft 109.
- Rátky, I., Szilávik, L. (2000): Perfection of operation control for the emergency reservoirs in the Körös Valley. In: Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng. Vol. 45, No. 2, S. 93-119.
- Sánchez Juny, M., Pomares, J., Dolz, J. (2000): Pressure field in skimming flow over a stepped spillway. In: Hydraulics of Stepped Spillways, Eds.: H.-E. Minor, W. H. Hager, Proc. Int. Workshop on Hydraulics of Stepped Spillways, Zürich, March 2000, pp. 137-145.

- Sayre, W. W., Albertson, M. L. (1963): Roughness spacing in rigid open channels. Transactions ASCE 128, pp. 343-427.
- Schädler, B. (2004): Hochwasserschutz in der Schweiz unter Berücksichtigung des Klimawandels. In: Klimaveränderung und Konsequenzen für die Wasserwirtschaft, KLIWA-Symposium Juni 2004, Würzburg, KLIWA-Bericht Nr. 4, S. 205-210.
- Schmidt, K. (2003): Mastix-Schotter-Deckwerk beim HRB Mönchzell am Lobbach. In: Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flussdeiche, Beitragsbd. Fachtagung Nov. 2003, Fachhochschule für Technik, Stuttgart, 2003, S. 62-69.
- Schnitter, N. J. (1987): Verzeichnis geschichtlicher Talsperren bis Ende des 17. Jahrhunderts. In: Historische Talsperren, Bearb.: G. Garbrecht, DVWK, Stuttgart: Wittwer, S. 9-20.
- Schönian, E. (1999): The Shell bitumen hydraulic engineering handbook, London: Shell Bitumen.
- Seidel, F. (2003): Abfluss über eine treppenförmige Entlastungsanlage - Untersuchung der Druckverteilung an der Sohle. Diplomarbeit, Inst. f. Wasserwirtschaft u. Kulturtechnik, Univ. Karlsruhe, unveröffentlicht.
- Semar, O. (2001): Überströmbarmachung von Erddämmen mittels Verbundlösungen. Vertieferarbeit, Inst. f. Bodenmechanik u. Felsmechanik, Univ. Karlsruhe, unveröffentlicht.
- Siebel, R., Vermeer, P.A., Westrich, B., Zweschper, B. (2003): Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrdämmen. Schlussbericht BWPLUS (BWC 20004).
- Siebel, R., Vermeer, P.A., Westrich, B., Zweschper, B. (2004): Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken. Schlussbericht BWPLUS (BWT 22005).
- Sieber, H.-U. (2004): Die Berücksichtigung von Risikoaspekten in den Sicherheitsnachweisen für Talsperren nach der novellierten DIN 19700. In: Wasserbauliche Mitteilungen Heft 27, Inst. f. Wasserbau u. Technische Hydromechanik, TU Dresden, S. 85-96.
- Sommer, P. (1997): Bericht zum DFG-Forschungsvorhaben „Überströmbare Deckwerke“. Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, unveröffentlicht.
- Sorensen, R. M. (1985): Stepped spillway hydraulic model investigation. In: Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 1461-1472, Discussion: Vol. 113, No. 8, 1095-1097.

- Stalman, V. (1980): Überströmungssicherung von Deichen. In: Wasser und Boden Jg. 32, Heft 3, S. 109-112.
- Stephenson, D. (1991): Energy dissipation down stepped spillways. In: International Water Power & Dam Construction, Vol. 43, No. 9, pp. 27-30.
- Szlávik, L. (2001): The flood of upstream Tisza in march 2001. In: ERWG-Letter 12, European Regional Working Group (ERWG) of the International Commission on Irrigation and Drainage (ICID), S. 8-10.
- Szlávik, L. (2002): The development policy of flood control on river Tisza in Hungary. In: ERWG-Letter 13, European Regional Working Group (ERWG) of the International Commission on Irrigation and Drainage (ICID), S. 1-4.
- TAW – Technical Advisory committee on Waterdefences (2002): Technisch Rapport Asphalt voor Waterkeringen.
- Theobald, S., Oberle, P., Nestmann, F. (2004): Simulationswerkzeuge für das operationelle Hochwassermanagement. In: Wasserwirtschaft Jg. 94, Heft 12, S. 23-28.
- Tozzi, M. J. (1994): Residual energy in stepped spillways. In: International Water Power & Dam Construction Vol. 46, No. 5, pp. 32-34.
- Wahrheit-Lensing, A. (1996): Selbstbelüftung und Energieumwandlung beim Abfluss über treppenförmige Entlastungsanlagen. Dissertation, Univ. Karlsruhe.
- Weiß, H. (2004): Regelwerke und Richtlinien bei Rückhaltebecken. Nürnberger Wasserwirtschaftstag 2004, Seminar 2: Hochwasserrückhalt in kl. Einzugsgebieten, S. 112-121.
- Westrich, B. (2003): Neue naturnahe Bauweisen für teilüberströmbare Dämme (Dammcharten). In: Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flussdeiche, Beitragsbd. Fachtagung Nov. 2003, Fachhochschule für Technik, Stuttgart, 2003, S. 7-13.
- Whittaker J., Jäggi, M. (1986): Blockschwellen. Mitteilungen Nr. 91 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.
- Zweschper, B. (2003): Überströmbare Dämme durch Bodenstabilisierung. In: Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flussdeiche, Beitragsbd. Fachtagung Nov. 2003, Fachhochschule für Technik, Stuttgart, 2003, S. 24-31.

## **Normen, Richtlinien, Leitfäden, Gesetze**

ATV-DVWK (2001): Hochwasserrückhaltebecken – Probleme und Anforderungen aus wasserwirtschaftlicher und ökologischer Sicht, ATV-DVWK-Schriftenreihe Bd. 26.

DIN 19700 Stauanlagen – Teil 10 (2004): Gemeinsame Festlegungen.

DIN 19700 Stauanlagen – Teil 11 (2004): Talsperren.

DIN 19700 Stauanlagen – Teil 12 (2004): Hochwasserrückhaltebecken.

DIN 19712 (1997): Flussdeiche.

DVWK (1986): Flussdeiche. DVWK-Merkblätter Heft 210, Hamburg: Parey.

DVWK (1991): Hochwasserrückhaltebecken, 2. Aufl., DVWK-Merkblätter Heft 202, Hamburg: Parey.

DVWK (1992): Anwendung von Geotextilien im Wasserbau. DVWK-Merkblätter Heft 221, Hamburg: Parey.

Gesetz zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes (2005): Lesefassung vom 21. März 2005.

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (1997): Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken. (Handbuch Wasser 2, Bd. 36).

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (1997b): Bemessungsgrundlagen und Gestaltungsvorschläge für überströmbare Dämme (Dammscharten) – Modelluntersuchungen. Techn. Bericht, Inst. f. Wasserbau, Univ. Stuttgart, (Handbuch Wasser 2).

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (2000): Anlagen zur Herstellung der Durchgängigkeit von Fließgewässern – Raue Rampen und Verbindungsgewässer. (Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie Bd. 63).

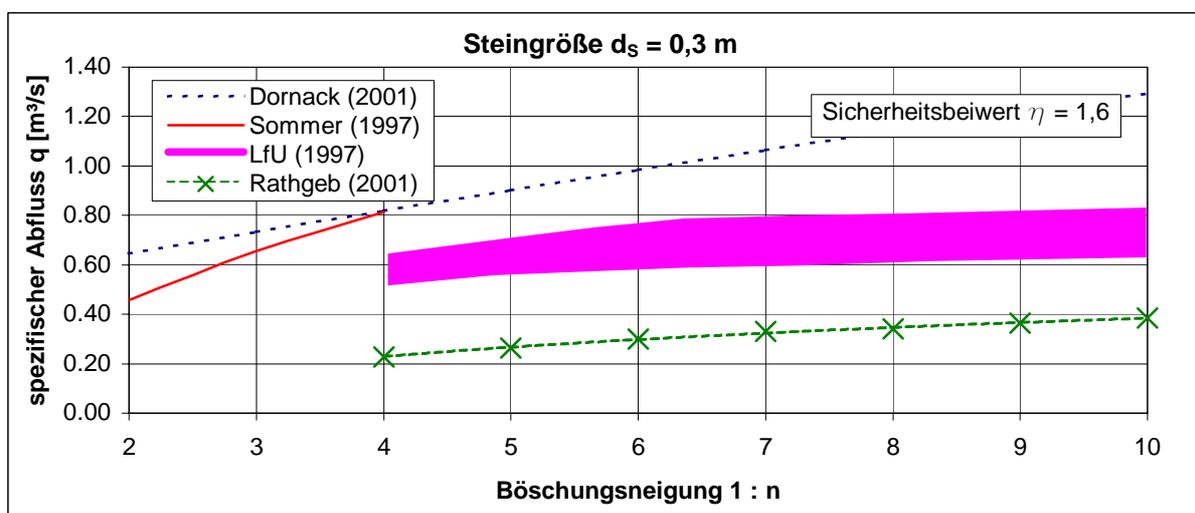
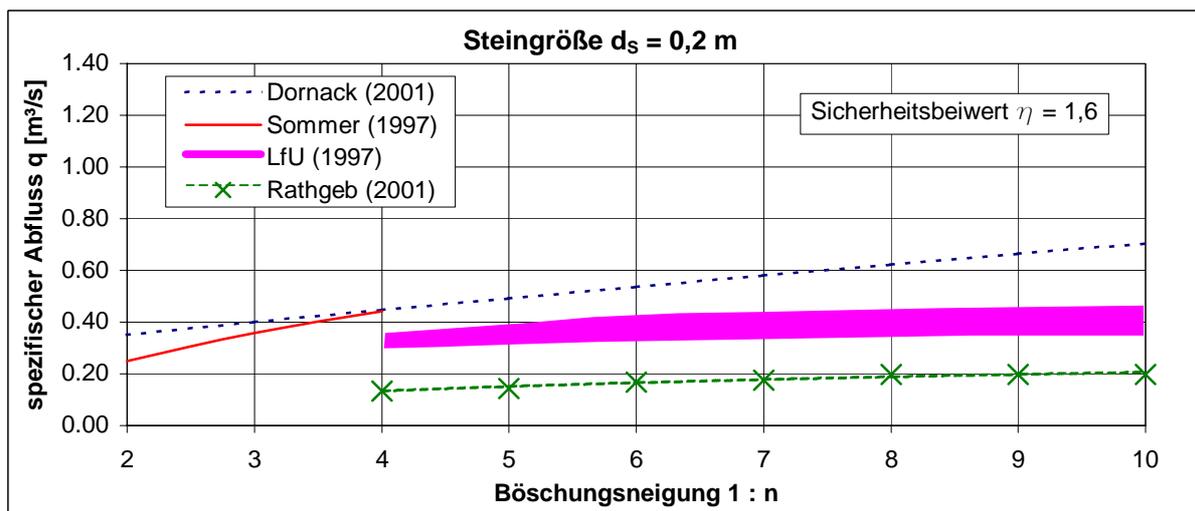
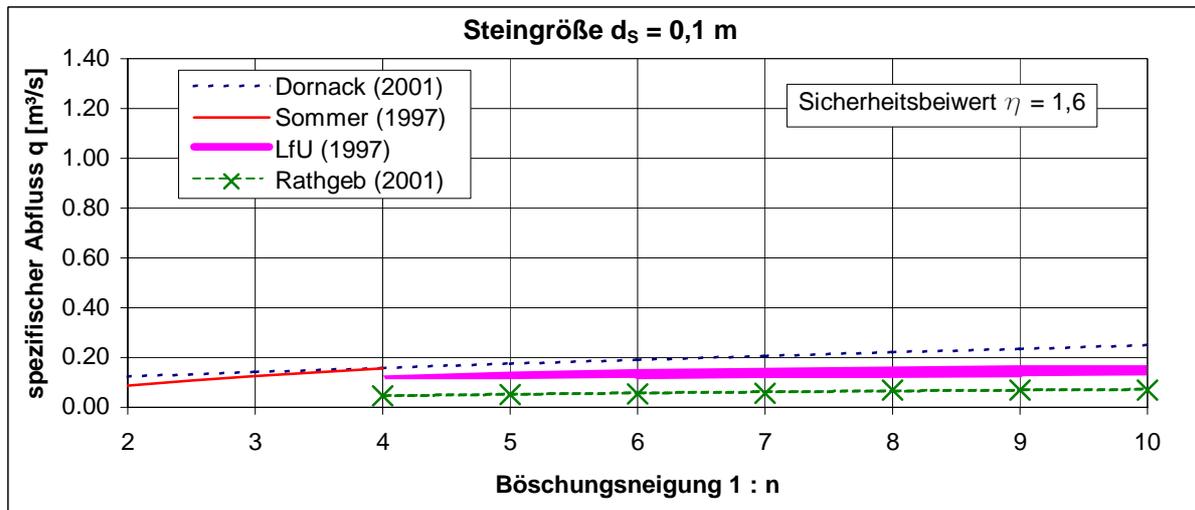
Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (2004): Überströmbare Dämme und Dammscharten. (Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie Bd. 90).

Wasserhaushaltsgesetz (2004): in der Fassung der Bekanntmachung der Neufassung des Wasserhaushaltsgesetzes vom 19. August 2002 (BGBl. I S. 3245), geändert durch Artikel 6 des Gesetzes zur Neuordnung der Sicherheit von technischen Arbeitsmitteln und Verbraucherprodukten vom 6. Januar 2004 (BGBl. I S. 2).

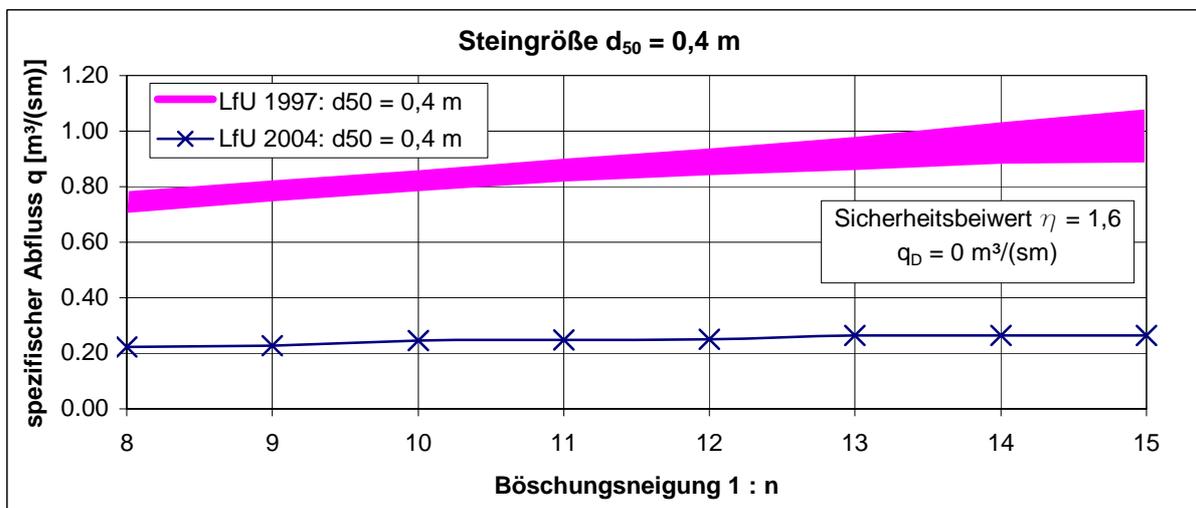
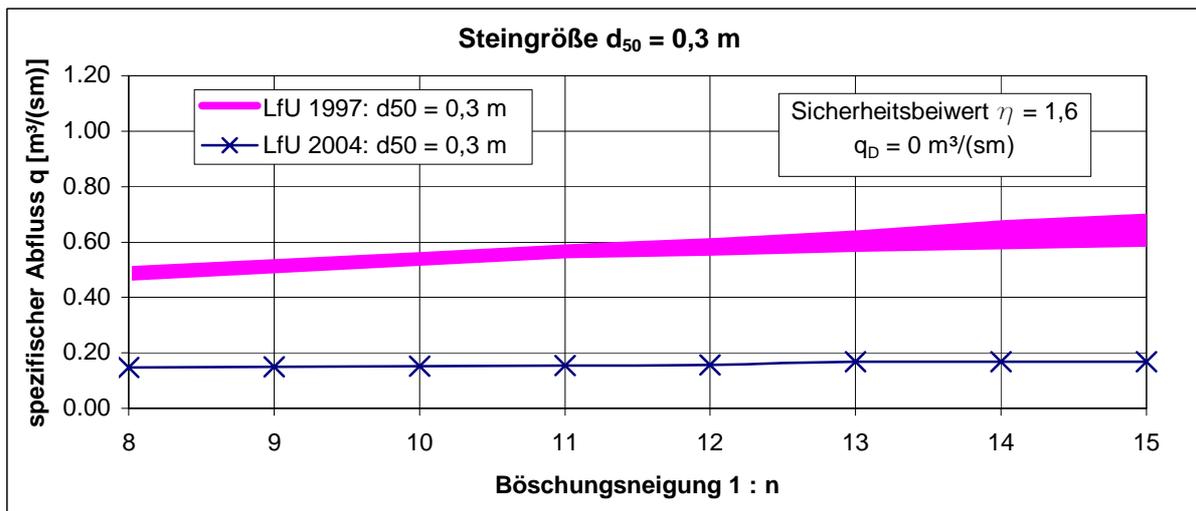
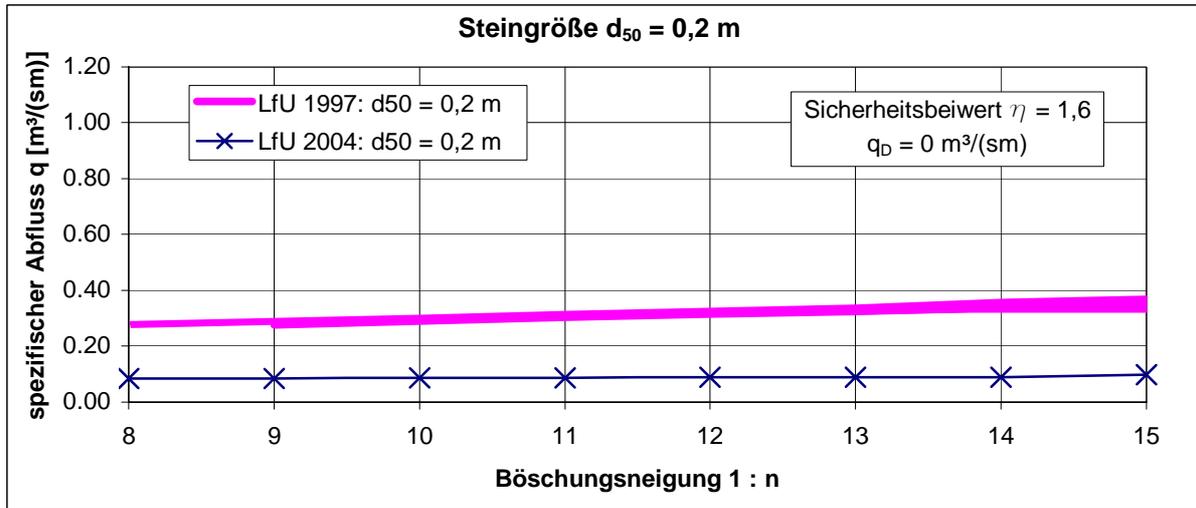
## **Anlagen 1 bis 37**



**Steinsatz mit unregelmäßigen Steinen – Vergleich der Bemessungsansätze  
nach LfU (1997), Sommer (1997), Dornack (2001) und Rathgeb(2001)/LfU (2004)**

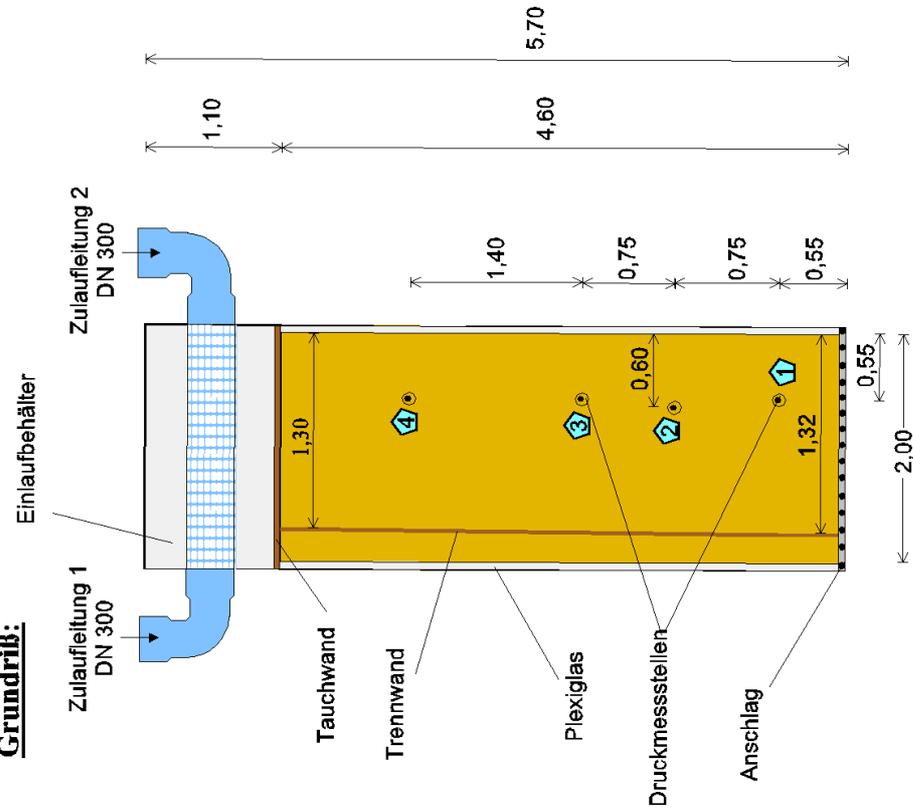


### Steinschüttung – Vergleich der Bemessungsansätze nach LfU (1997) und LfU (2004)

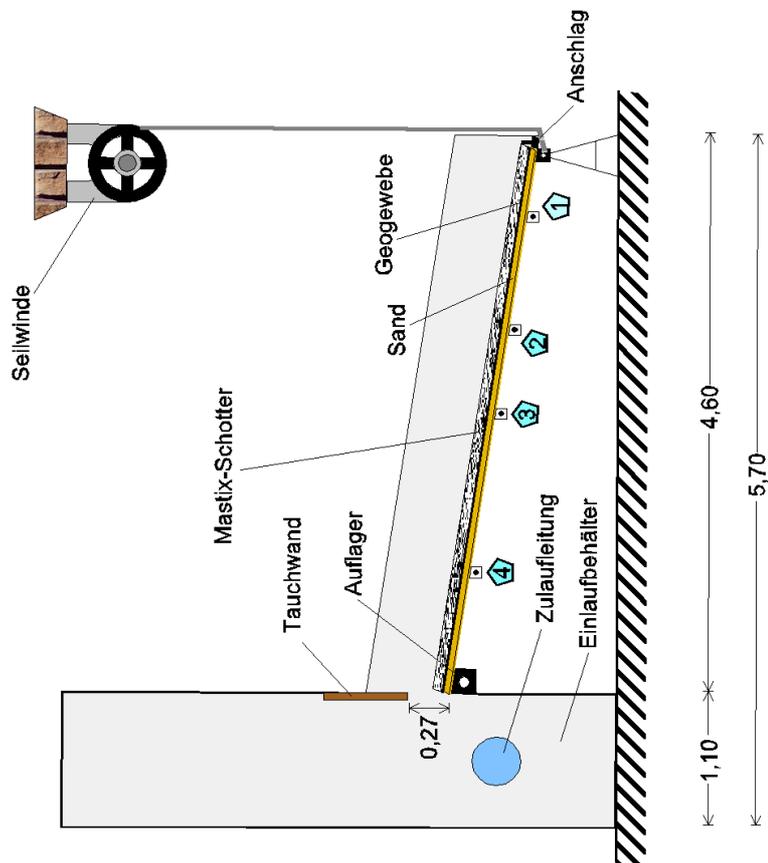


## Aufbau der Kipprinne

### Grundriß:



### Längsschnitt:



Legende	
●	Druckmessstelle
□	Leitung der Druckmessstelle
🏠	Druckmessstelle Nr. i

Maße in m

## Versuchsdurchführung in der Kipprinne

(Fotos: IBF 2001)



Neigung 1 : 3,5 mit  $q = 6,1 \text{ l/(sm)}$



Neigung 1 : 4 mit  $q = 76 \text{ l/(sm)}$

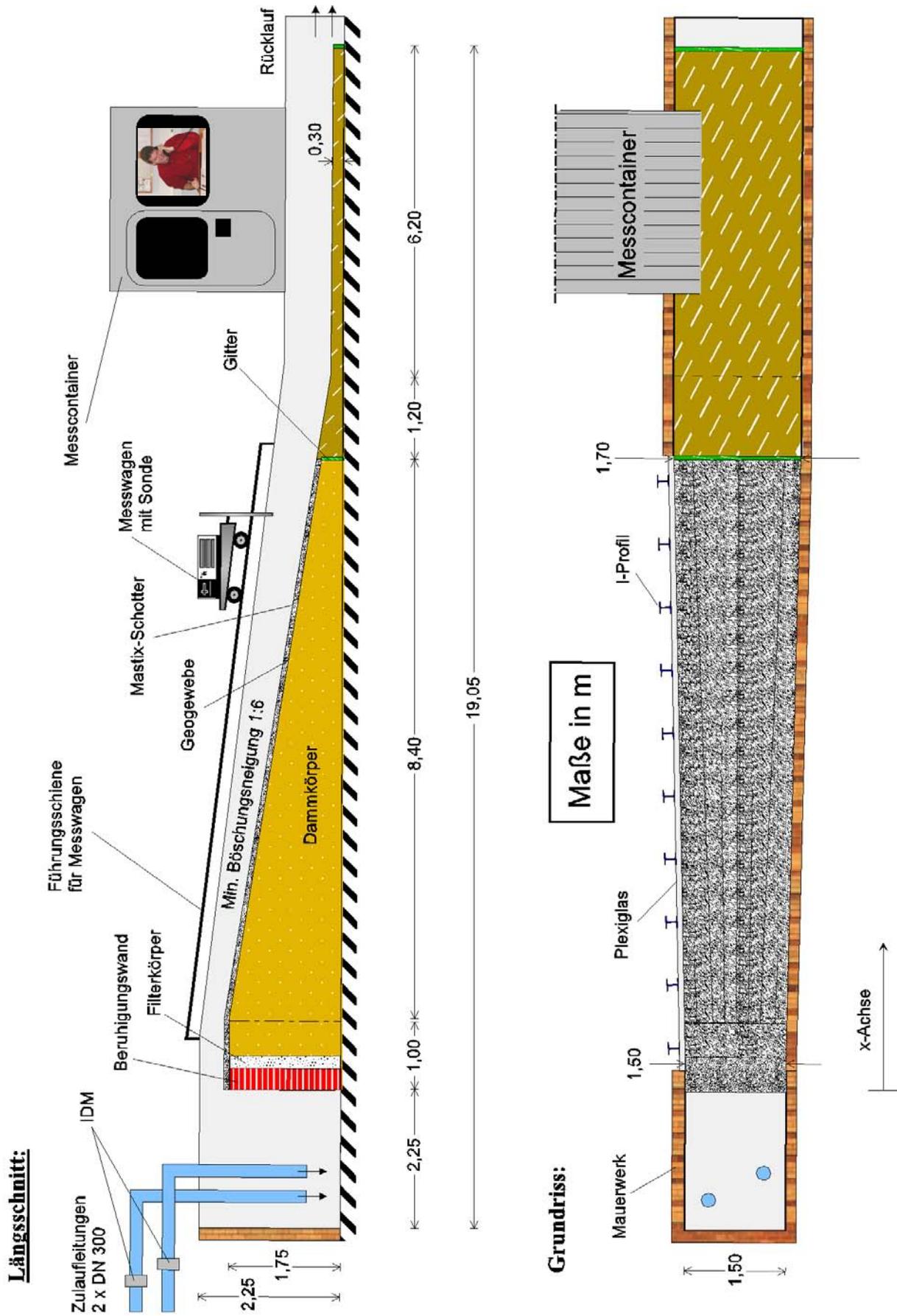


Neigung 1 : 4,5 mit  $q = 152 \text{ l/(sm)}$



Neigung 1 : 5 mit  $q = 357 \text{ l/(sm)}$

### Aufbau des Halbdamm-Modells



## Aufbau des Halbdamm-Modells

(Fotos: Queißer 2000)



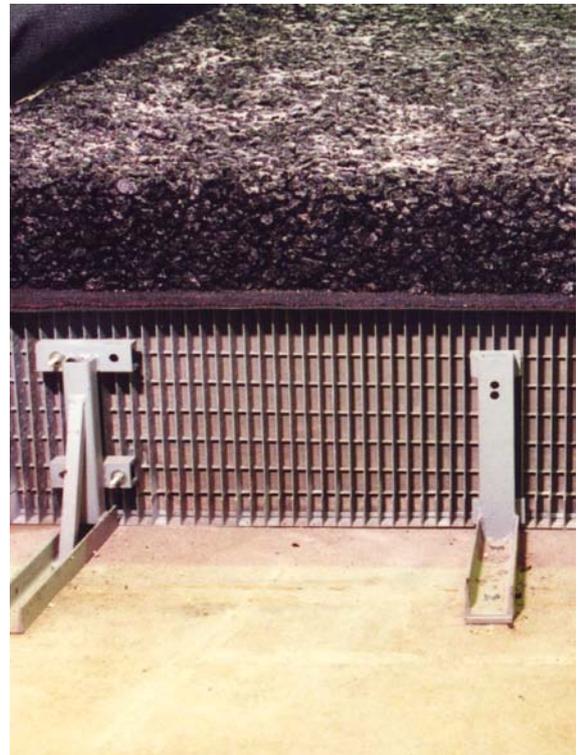
Dammkörper ohne Böschungssicherung



Aufbringen des Filters aus Geogewebe



Einbau des Mastix-Schotters



Deckwerk ohne Fußstützung

## Halbdamm-Modell während des Betriebes

(Fotos: Queißer 2001)



Ansicht von unterstrom:  $q = 50 \text{ l/(sm)}$



Ansicht von unterstrom:  $q = 100 \text{ l/(sm)}$

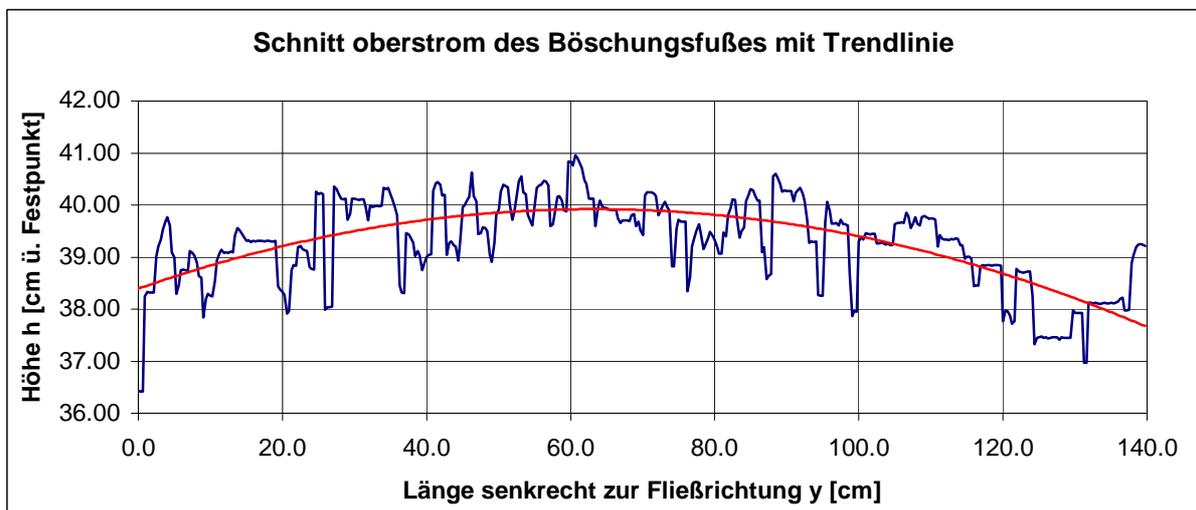
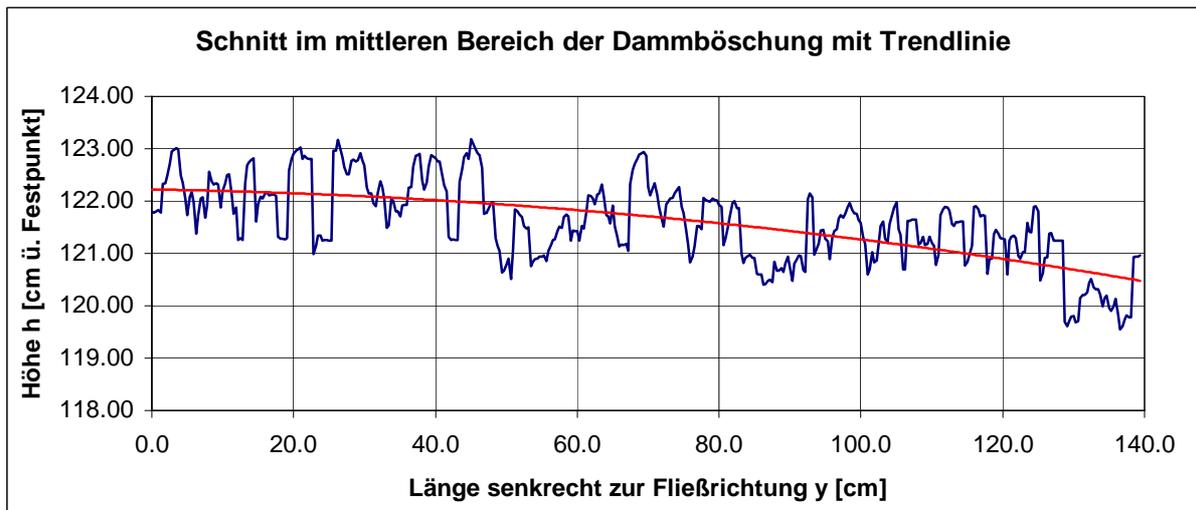
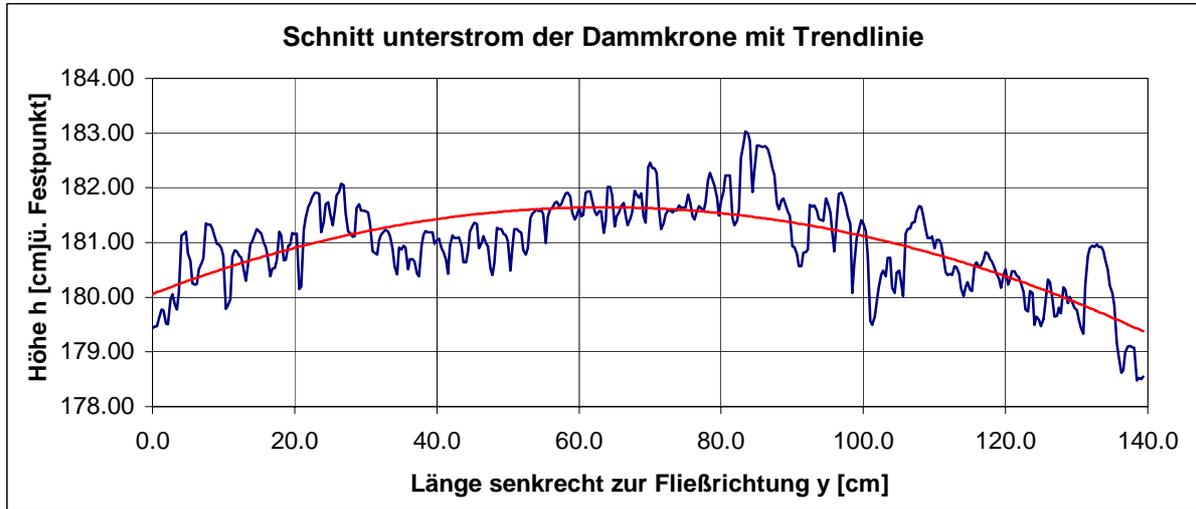


Ansicht von unterstrom:  $q = 200 \text{ l/(sm)}$



Ansicht von unterstrom:  $q = 300 \text{ l/(sm)}$

**Halbdamm-Modell: Profile quer zur Fließrichtung**  
(überhöhte Darstellungen)



**Halbdamm-Modell: Ergebnisse der Geschwindigkeitsmessungen und  
Berechnung der Wassertiefen y sowie der Froudezahlen Fr**

x [m] (vgl. <b>Anl. 5)</b>	q = 32 l/sm	q = 50 l/sm	q = 75 l/sm	q = 100 l/sm	q = 125 l/sm	q = 150 l/sm	q = 175 l/sm	q = 200 l/sm	q = 225 l/sm	q = 250 l/sm	q = 300 l/sm
	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]
1.09	-	0.94	1.25	1.23	1.42	1.36	1.41	1.69	1.62	1.65	1.78
1.58	1.09	1.20	1.59	1.32	1.52	1.59	1.61	1.88	1.83	1.85	1.96
2.07	1.12	1.41	1.58	1.54	1.66	1.83	1.89	2.12	2.01	2.01	2.17
2.57	-	1.38	1.69	1.63	1.77	2.00	2.03	2.19	2.17	2.19	2.33
3.06	1.06	1.36	1.69	1.58	1.82	2.14	2.17	2.33	2.29	2.29	2.56
4.05	0.95	1.36	1.80	1.61	1.76	2.26	2.36	2.50	2.37	2.32	2.74
5.03	-	1.14	1.85	1.77	1.97	2.19	2.43	2.36	2.60	2.58	2.83
6.02	0.95	1.16	1.70	-	1.79	2.09	2.25	2.76	2.48	2.47	2.93
7.00	1.15	1.45	1.79	1.81	2.01	2.31	-	2.56	2.66	2.69	3.07
7.99	1.21	1.46	1.78	1.79	1.97	2.36	2.44	2.73	2.69	2.73	3.03
8.98	1.24	1.52	1.88	1.87	2.05	2.51	2.62	2.50	2.81	2.79	2.96
9.96	1.09	1.20	1.64	1.66	1.90	2.31	2.38	2.60	2.65	2.63	2.50
10.46	0.94	1.20	1.70	1.76	2.04	2.29	2.46	-	2.76	2.84	0.59
10.95	0.92	0.49	1.23	0.64	0.82	0.60	0.64	-	1.47	1.80	-

x [m]	y [m]										
1.09	-	0.053	0.060	0.081	0.088	0.110	0.124	0.118	0.139	0.151	0.169
1.58	0.029	0.042	0.047	0.076	0.082	0.094	0.109	0.106	0.123	0.135	0.153
2.07	0.028	0.035	0.047	0.065	0.075	0.082	0.093	0.094	0.112	0.124	0.138
2.57	-	0.036	0.044	0.061	0.071	0.075	0.086	0.091	0.104	0.114	0.129
3.06	0.030	0.037	0.044	0.063	0.069	0.070	0.081	0.086	0.098	0.109	0.117
4.05	0.033	0.037	0.042	0.062	0.071	0.066	0.074	0.080	0.095	0.108	0.109
5.03	-	0.044	0.040	0.057	0.063	0.069	0.072	0.085	0.087	0.097	0.106
6.02	0.033	0.043	0.044	-	0.070	0.072	0.078	0.072	0.091	0.101	0.102
7.00	0.027	0.034	0.042	0.055	0.062	0.065	-	0.078	0.085	0.093	0.098
7.99	0.026	0.034	0.042	0.056	0.063	0.064	0.072	0.073	0.084	0.092	0.099
8.98	0.025	0.033	0.040	0.054	0.061	0.060	0.067	0.080	0.080	0.090	0.101
9.96	0.029	0.042	0.046	0.060	0.066	0.065	0.074	0.077	0.085	0.095	0.120
10.46	0.033	0.042	0.044	0.057	0.061	0.065	0.071	-	0.081	0.088	0.505
10.95	0.034	0.103	0.061	0.156	0.153	0.250	0.272	-	0.153	0.139	-

x [m]	Fr [-]										
1.09	-	1.30	1.64	1.37	1.52	1.31	1.28	1.57	1.39	1.36	1.38
1.58	2.06	1.88	2.33	1.54	1.68	1.65	1.56	1.84	1.67	1.60	1.60
2.07	2.15	2.40	2.33	1.94	1.94	2.05	1.98	2.20	1.92	1.82	1.87
2.57	-	2.32	2.56	2.10	2.13	2.33	2.21	2.32	2.15	2.07	2.07
3.06	1.97	2.26	2.56	2.00	2.22	2.58	2.44	2.54	2.33	2.21	2.38
4.05	1.68	2.27	2.82	2.06	2.11	2.80	2.76	2.82	2.46	2.25	2.65
5.03	-	1.74	2.94	2.38	2.50	2.66	2.90	2.59	2.82	2.64	2.77
6.02	1.67	1.78	2.58	-	2.16	2.50	2.58	3.28	2.63	2.49	2.93
7.00	2.21	2.49	2.78	2.46	2.58	2.89	-	2.92	2.92	2.81	3.14
7.99	2.41	2.51	2.77	2.42	2.50	2.99	2.91	3.22	2.97	2.87	3.08
8.98	2.51	2.67	3.00	2.58	2.66	3.28	3.23	2.82	3.18	2.98	2.98
9.96	2.06	1.88	2.44	2.16	2.37	2.90	2.80	3.00	2.90	2.73	2.30
10.46	1.65	1.89	2.59	2.36	2.62	2.86	2.95	-	3.09	3.05	0.27
10.95	1.58	0.48	1.60	0.52	0.67	0.38	0.39	-	1.20	1.55	-

**Halbdamm-Modell: Ergebnisse der Geschwindigkeitsmessungen und  
Berechnung des hydraulischen Radius'  $R_h$  sowie des Strickler-Beiwertes  $k_{St}$**

x [m] (vgl. Anl. 5)	q = 32 l/sm	q = 50 l/sm	q = 75 l/sm	q = 100 l/sm	q = 125 l/sm	q = 150 l/sm	q = 175 l/sm	q = 200 l/sm	q = 225 l/sm	q = 250 l/sm	q = 300 l/sm
	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]	v [m/s]
1.09	-	0.94	1.25	1.23	1.42	1.36	1.41	1.69	1.62	1.65	1.78
1.58	1.09	1.20	1.59	1.32	1.52	1.59	1.61	1.88	1.83	1.85	1.96
2.07	1.12	1.41	1.58	1.54	1.66	1.83	1.89	2.12	2.01	2.01	2.17
2.57	-	1.38	1.69	1.63	1.77	2.00	2.03	2.19	2.17	2.19	2.33
3.06	1.06	1.36	1.69	1.58	1.82	2.14	2.17	2.33	2.29	2.29	2.56
4.05	0.95	1.36	1.80	1.61	1.76	2.26	2.36	2.50	2.37	2.32	2.74
5.03	-	1.14	1.85	1.77	1.97	2.19	2.43	2.36	2.60	2.58	2.83
6.02	0.95	1.16	1.70	-	1.79	2.09	2.25	2.76	2.48	2.47	2.93
7.00	1.15	1.45	1.79	1.81	2.01	2.31	-	2.56	2.66	2.69	3.07
7.99	1.21	1.46	1.78	1.79	1.97	2.36	2.44	2.73	2.69	2.73	3.03
8.98	1.24	1.52	1.88	1.87	2.05	2.51	2.62	2.50	2.81	2.79	2.96
9.96	1.09	1.20	1.64	1.66	1.90	2.31	2.38	2.60	2.65	2.63	2.50
10.46	0.94	1.20	1.70	1.76	2.04	2.29	2.46	-	2.76	2.84	0.59
10.95	0.92	0.49	1.23	0.64	0.82	0.60	0.64	-	1.47	1.80	-

x [m]	$R_h$ [m]										
1.09	-	0.050	0.056	0.074	0.079	0.097	0.108	0.103	0.118	0.127	0.139
1.58	0.028	0.040	0.045	0.069	0.075	0.084	0.096	0.094	0.107	0.116	0.128
2.07	0.027	0.034	0.045	0.060	0.069	0.074	0.083	0.084	0.098	0.108	0.118
2.57	-	0.035	0.042	0.057	0.065	0.069	0.078	0.082	0.092	0.100	0.111
3.06	0.028	0.035	0.042	0.059	0.063	0.064	0.073	0.077	0.088	0.096	0.102
4.05	0.031	0.035	0.040	0.058	0.065	0.061	0.068	0.073	0.085	0.095	0.096
5.03	-	0.041	0.039	0.053	0.059	0.063	0.066	0.077	0.078	0.087	0.094
6.02	0.032	0.041	0.042	-	0.064	0.066	0.071	0.066	0.081	0.090	0.091
7.00	0.026	0.033	0.040	0.052	0.058	0.060	-	0.071	0.077	0.083	0.087
7.99	0.025	0.033	0.040	0.052	0.059	0.059	0.066	0.067	0.076	0.082	0.088
8.98	0.024	0.032	0.038	0.050	0.057	0.056	0.062	0.073	0.073	0.080	0.090
9.96	0.028	0.040	0.043	0.056	0.061	0.060	0.067	0.070	0.077	0.085	0.104
10.46	0.032	0.039	0.042	0.053	0.057	0.060	0.065	-	0.074	0.079	0.310
10.95	0.033	0.091	0.056	0.130	0.129	0.191	0.203	-	0.128	0.118	-

x [m]	$k_{St}$ [m <sup>1/3</sup> /s]										
2.57	-	32	34	27	27	29	27	28	26	25	25
3.06	28	31	34	26	28	33	30	31	28	27	29
4.05	23	31	38	26	27	36	35	35	30	27	32
5.03	-	23	40	31	32	34	36	32	35	32	34
6.02	23	24	34	-	27	31	32	41	32	30	36
7.00	32	34	37	32	33	37	-	36	36	34	38
7.99	35	35	37	31	32	38	37	40	37	35	38
8.98	36	37	41	34	34	42	41	35	40	37	36
9.96	29	25	33	28	30	37	35	37	36	33	28
10.46	23	25	35	31	34	36	37	-	38	38	-
Mittelw.	29	30	36	29	30	35	35	35	34	32	33

Mittelwert über alle Messpunkte:  $k_{St} = 32,6 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

## Deckwerk aus Mastix-Schotter:

### Einfluss des Strickler-Beiwertes $k_{St}$ auf die Berechnung der Dicke des Deckwerkes

Es gilt nach LfU (2000):

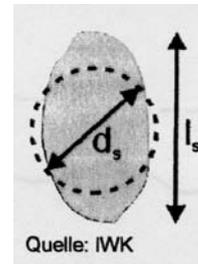
$l_s =$  längste Steinkante [m]

$d_s =$  äquivalenter Steindurchmesser [m]

$d_{65} = d_s / 1,06$  [m]

für Schüttsteinrampen:  $k_{St} = 21 / d_{65}^{1/6}$  [ $m^{1/3}/s$ ]

für Setzsteinrampen:  $k_{St} = 15,5 / d_{65}^{1/6}$  [ $m^{1/3}/s$ ]



Definitionsskizze  
des äquivalenten  
Steindurchmessers

Aus den Versuchsergebnissen liegt als Mittelwert vor:  $k_{St} = 32 \text{ m}^{1/3}/s$

Die Ermittlung von  $d_{65}$  ergibt für Schüttsteinrampen:  $d_{65} = (21 / k_{St})^6 = 0,080 \text{ m}$

für Setzsteinrampen:  $d_{65} = (15,5 / k_{St})^6 = 0,013 \text{ m}$

Für Setzsteinrampen ergibt sich eine deutlich bessere Übereinstimmung mit der Körnung 16 bis 22 mm des Mastix-Schotter. Daher wird mit dieser Formel gearbeitet.

Die Berechnung von  $d_s$  führt zu:

$$d_s = 1,06 \cdot d_{65} = 0,014 \text{ m}$$

Wenn  $l_s$  mit der mittleren Körnung von 19 mm gleichgesetzt wird, kann folgender Zusammenhang zwischen  $l_s$  und  $d_s$  abgeleitet werden:

$$l_s \approx 1,35 \cdot d_s$$

Mit den genannten Formeln lässt sich folgende Abhängigkeit des Strickler-Beiwertes von der längsten Steinkante  $l_s$  angeben:

$$k_{St} = 16,5 / l_s^{1/6}$$

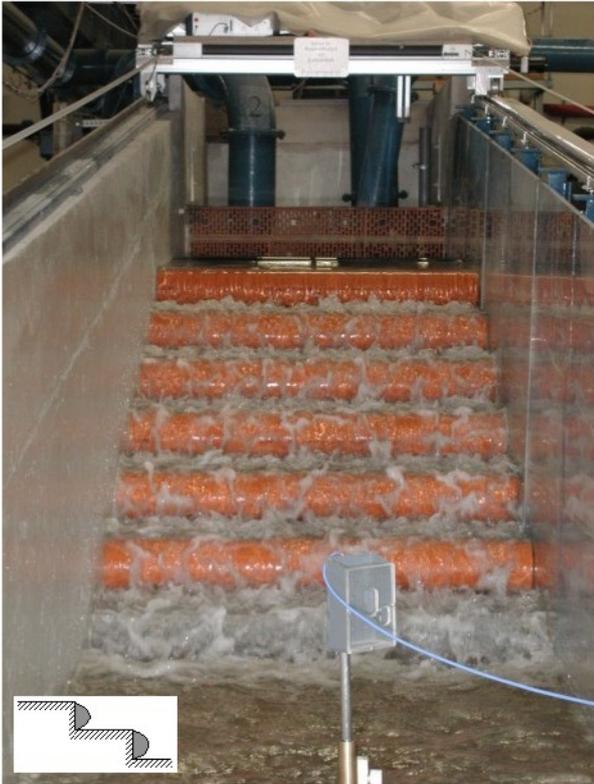
Die Analyse der sich ergebenden Strickler-Beiwerte in Abhängigkeit von  $l_s$  verdeutlicht, dass sich die Körnung nur geringfügig auf die Größe des Strickler-Beiwertes und damit die Dimensionierung eines Deckwerkes aus Mastix-Schotter (vgl. **Tab. 5.3**) auswirkt:

$l_s$ [m]	0,016	0,019	0,022	0,025	0,028	0,031	0,034	0,037	0,040	0,043	0,046	0,049
$k_{St}$ [ $m^{1/3}/s$ ]	33	32	31	30	30	29	29	29	28	28	28	27

### Treppenmodell während des Betriebes

(Fotos: Seidel 2003)

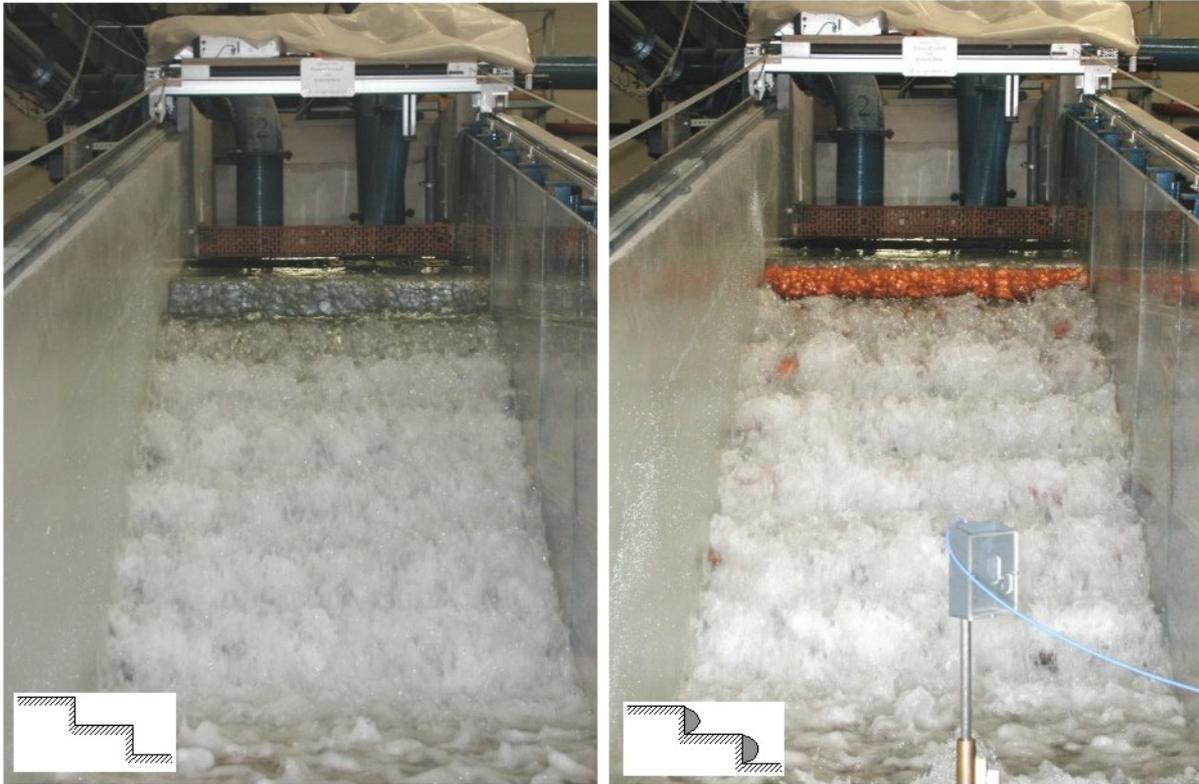
$$q_{\text{Modell}} = 20 \text{ l/(sm)} \text{ entspricht } q_{\text{Natur}} = 80 \text{ l/(sm)}$$



## Treppenmodell während des Betriebes

(Fotos: Seidel 2003)

$q_{\text{Modell}} = 102 \text{ l/(sm)}$  entspricht  $q_{\text{Natur}} = 402 \text{ l/(sm)}$



### Treppenmodell während des Betriebes

(Fotos: Seidel 2003)

$$q_{\text{Modell}} = 204 \text{ l/(sm)} \text{ entspricht } q_{\text{Natur}} = 808 \text{ l/(sm)}$$



## Treppenmodell während des Betriebes

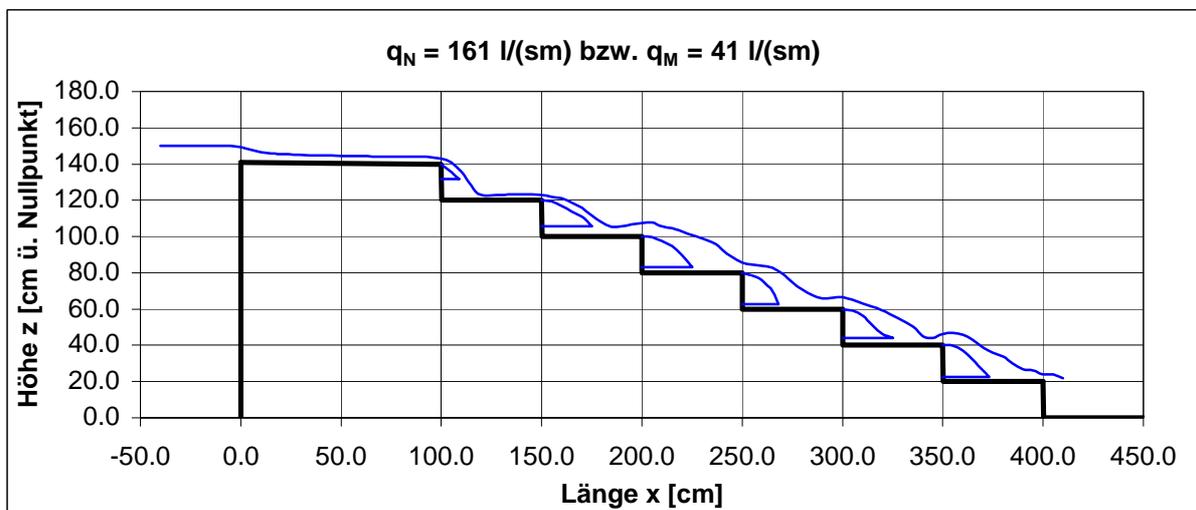
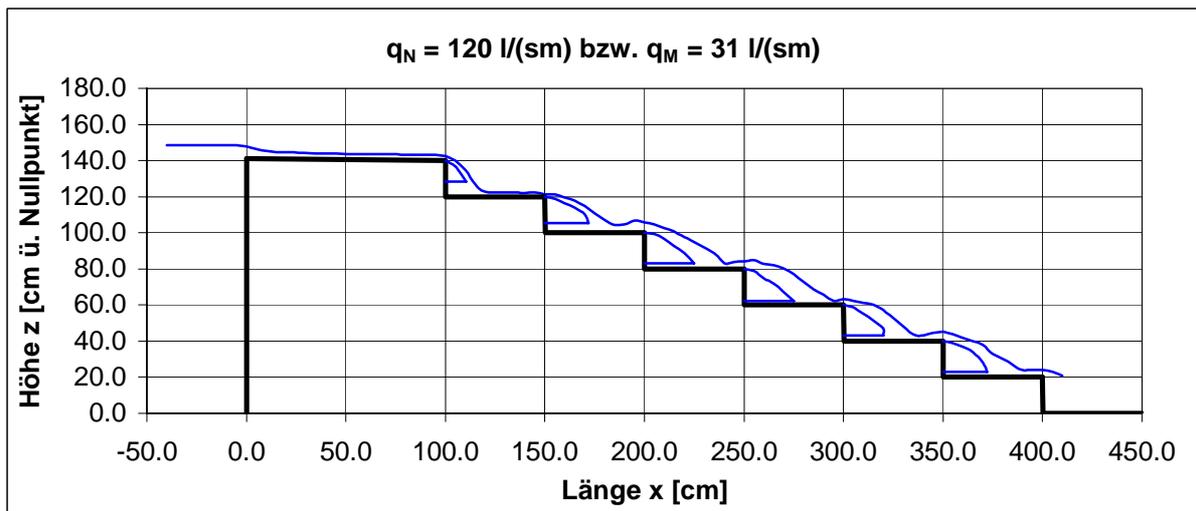
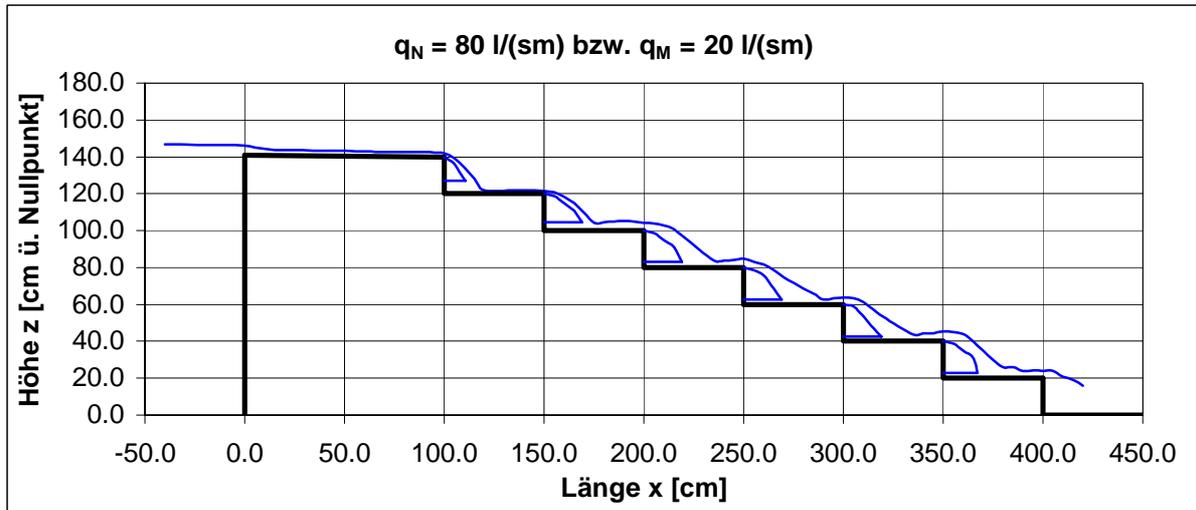
(Fotos: Seidel 2003)

$q_{\text{Modell}} = 321 \text{ l/(sm)}$  entspricht  $q_{\text{Natur}} = 1.267 \text{ l/(sm)}$



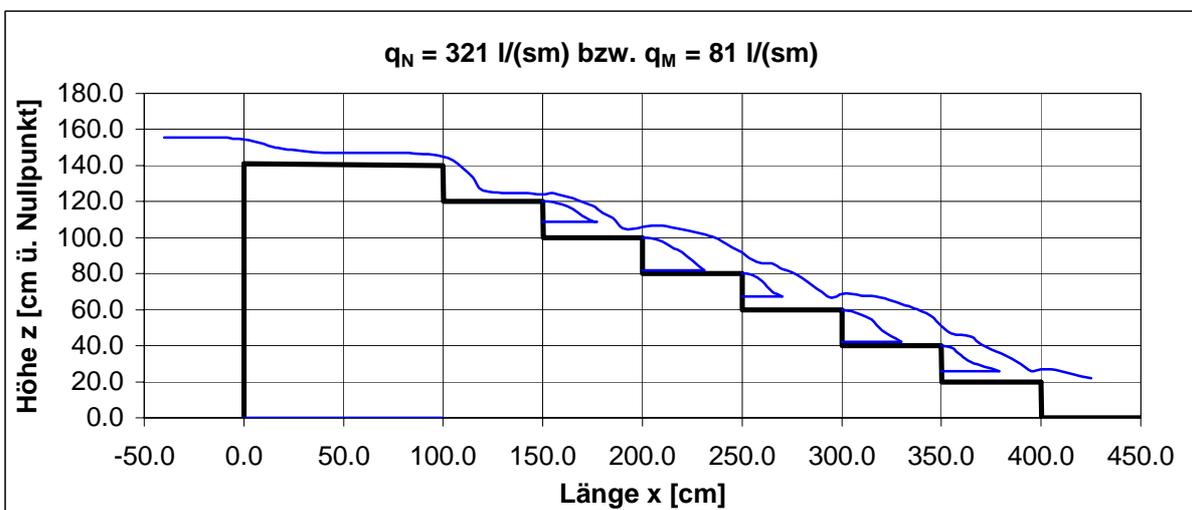
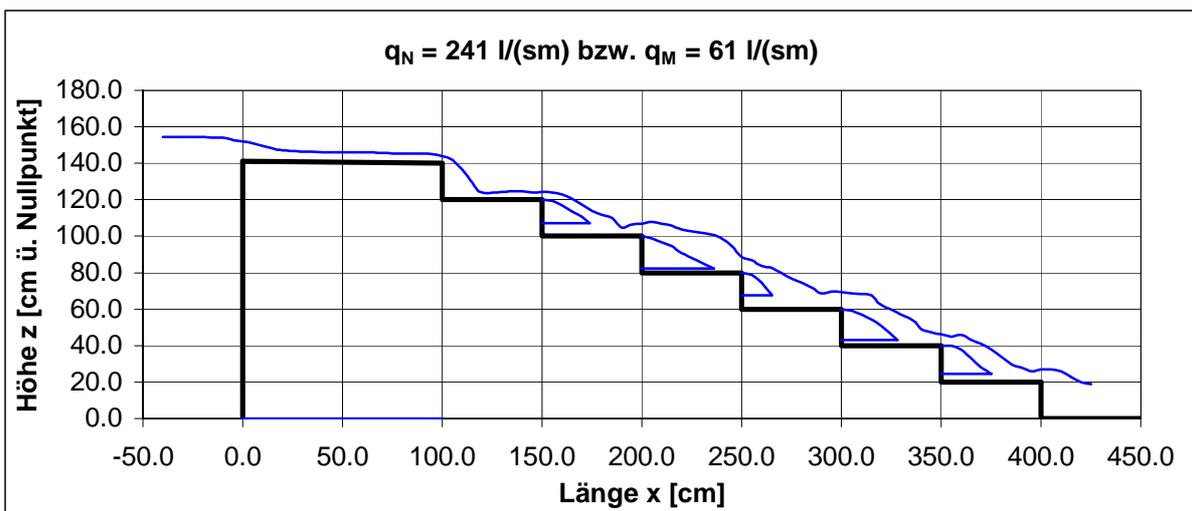
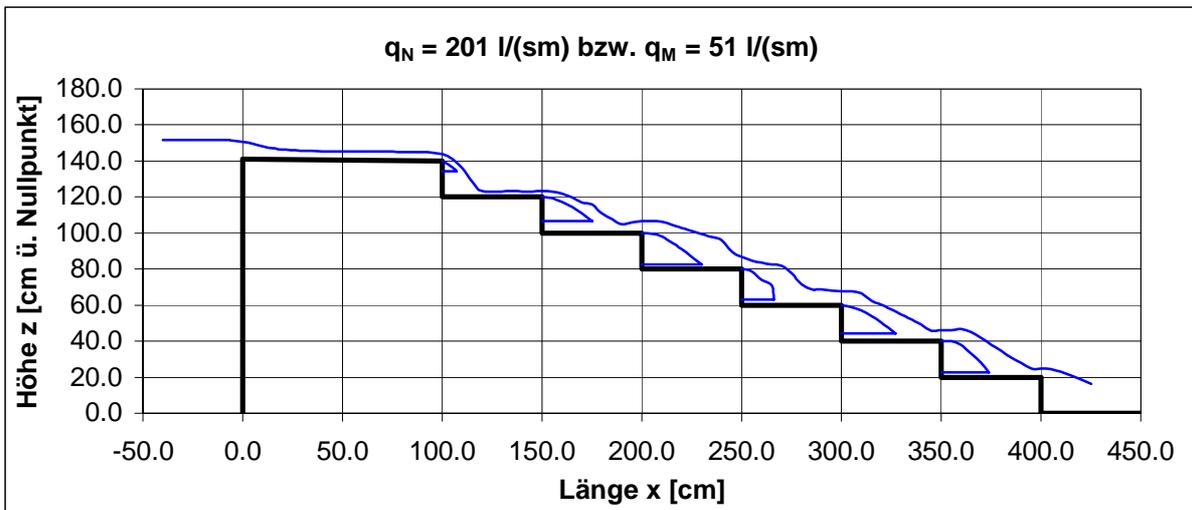
### Wasserspiegel-Längsschnitt

Stufen unbelüftet, Angaben in Modellmaßen



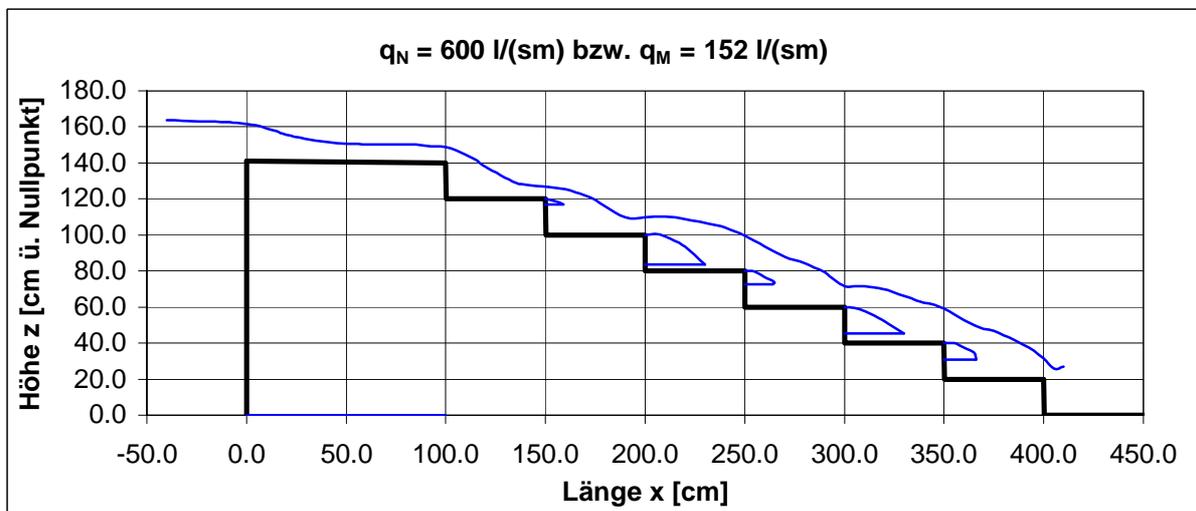
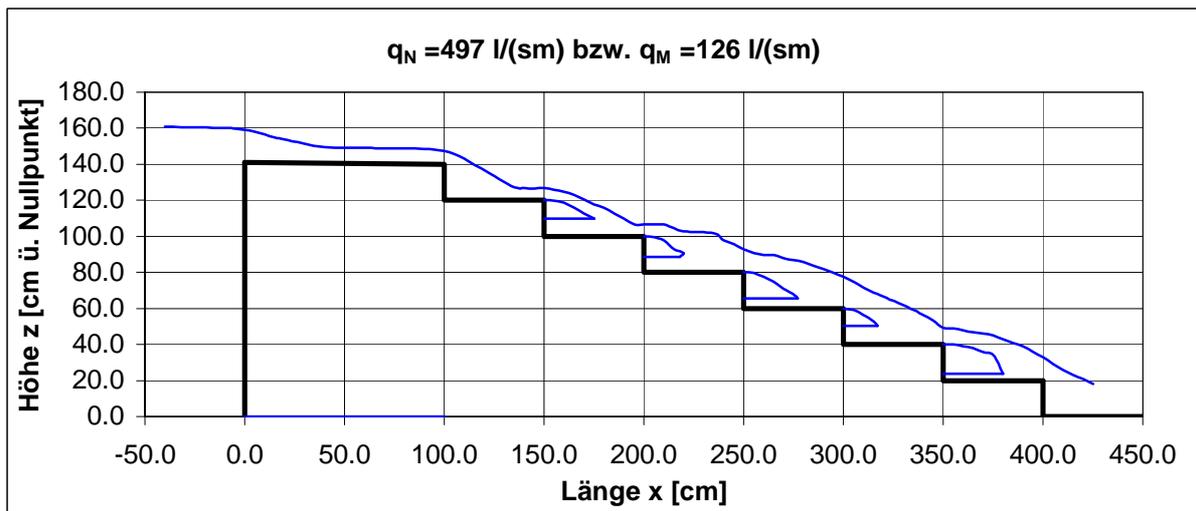
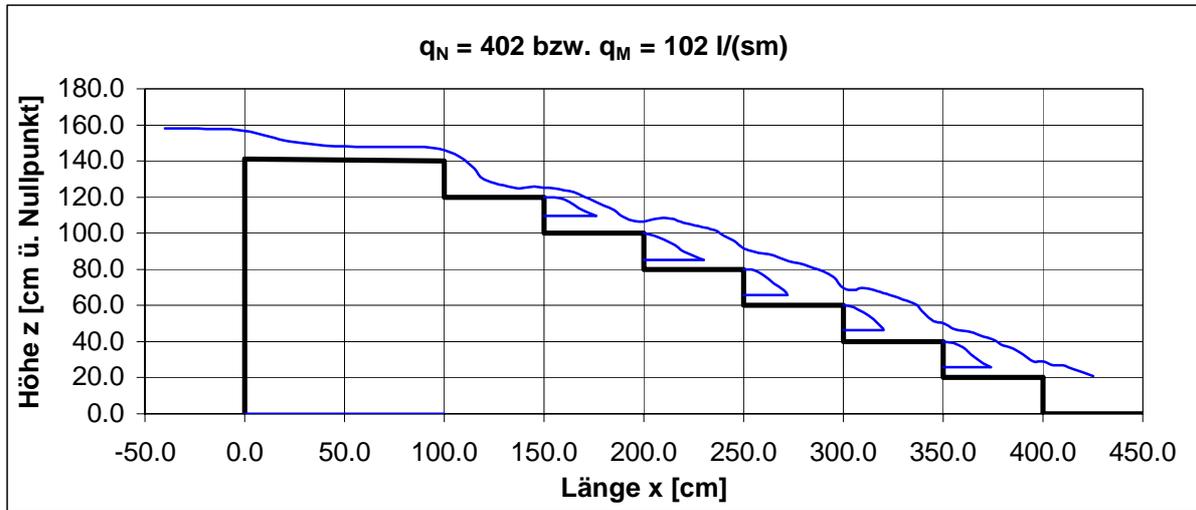
### Wasserspiegel-Längsschnitt

Stufen unbelüftet, Angaben in Modellmaßen



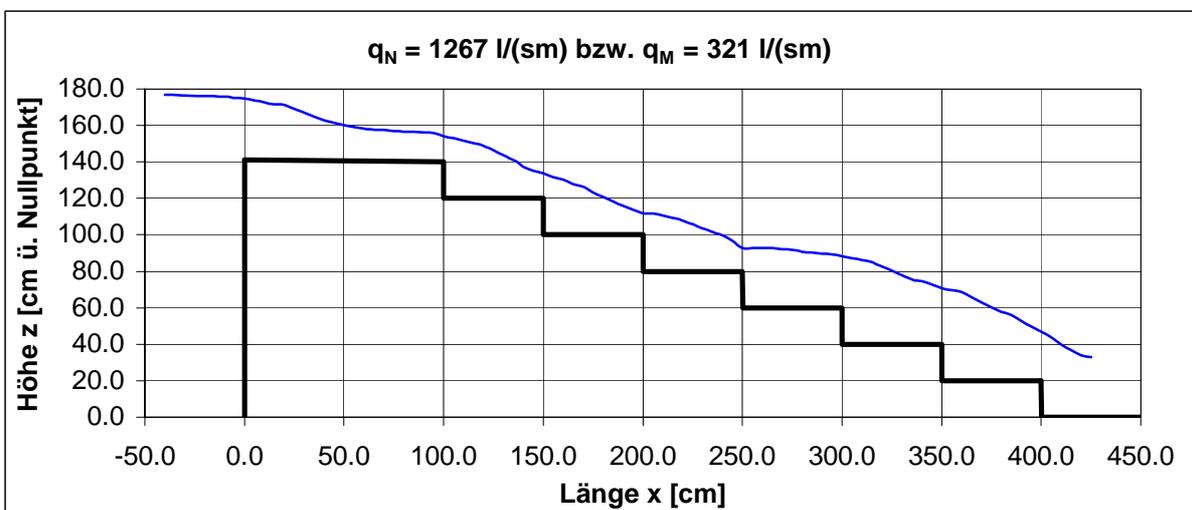
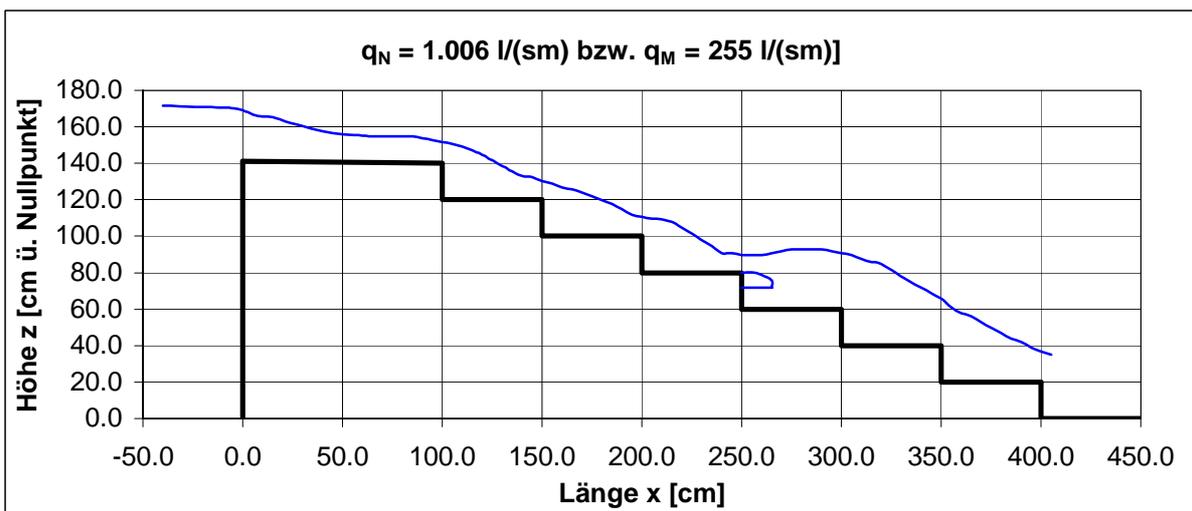
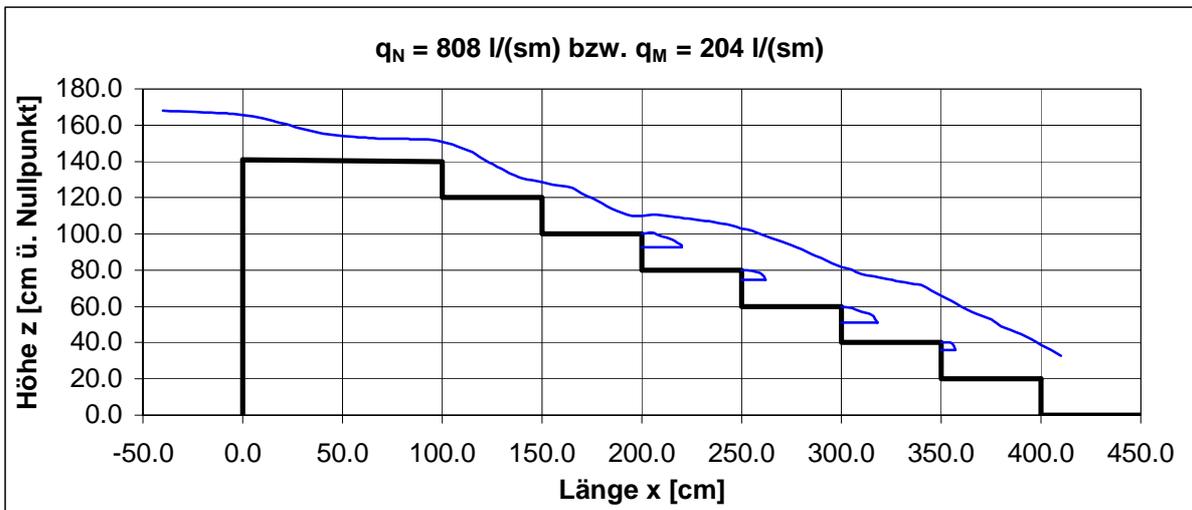
### Wasserspiegel-Längsschnitt

Stufen unbelüftet, Angaben in Modellmaßen

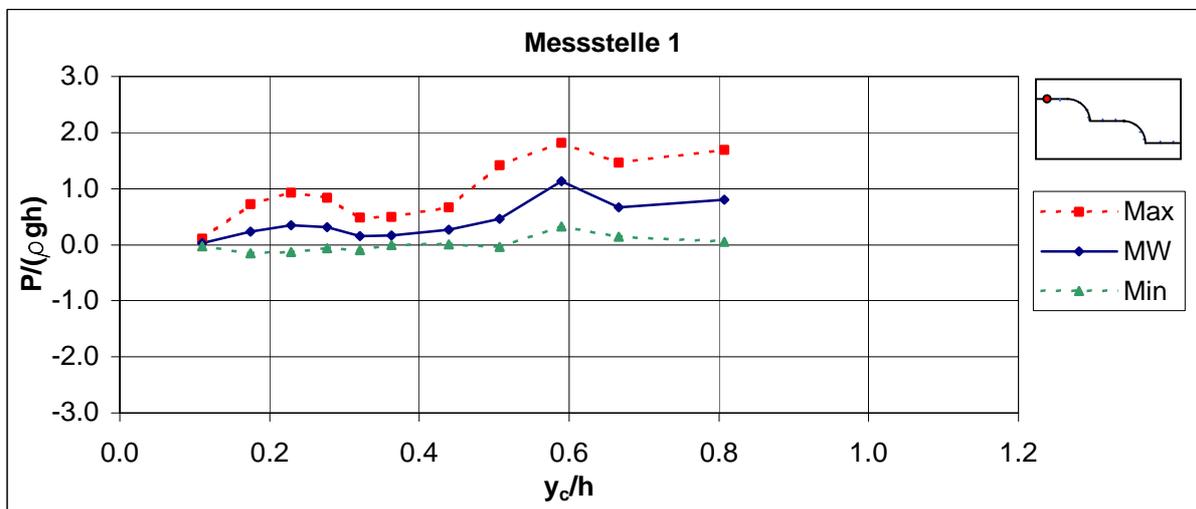
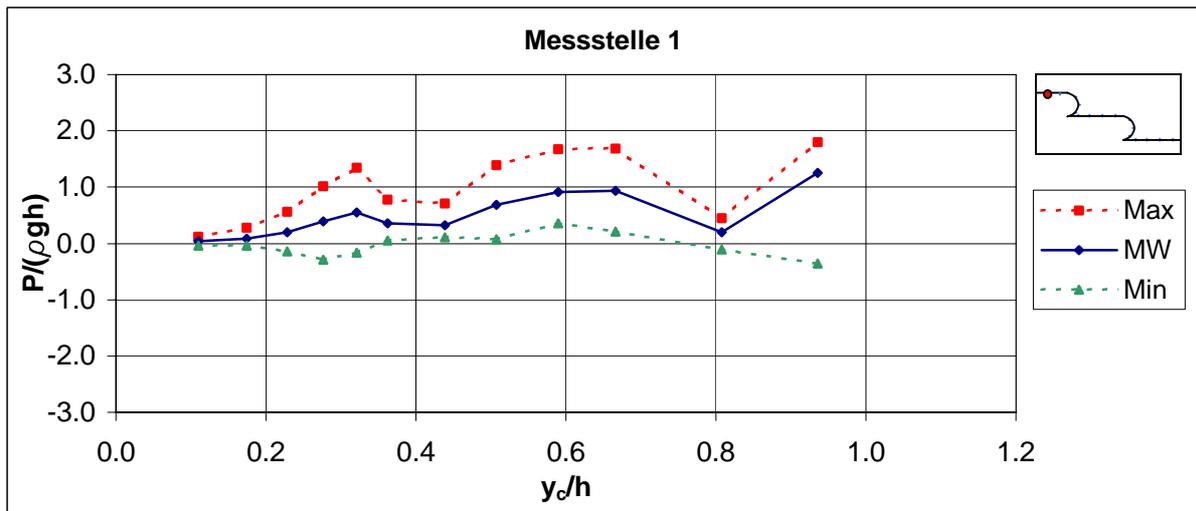
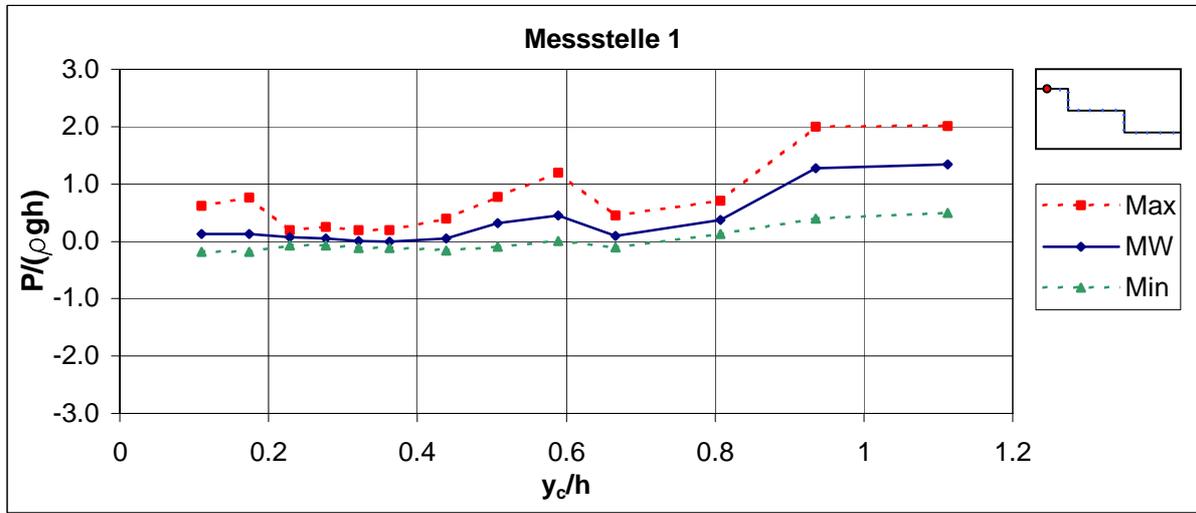


### Wasserspiegel-Längsschnitt

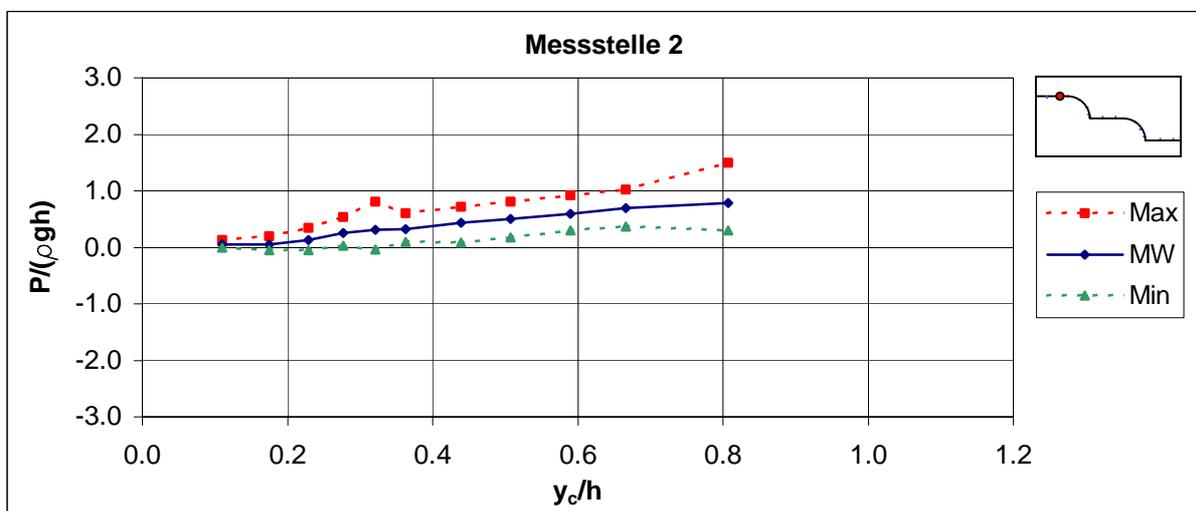
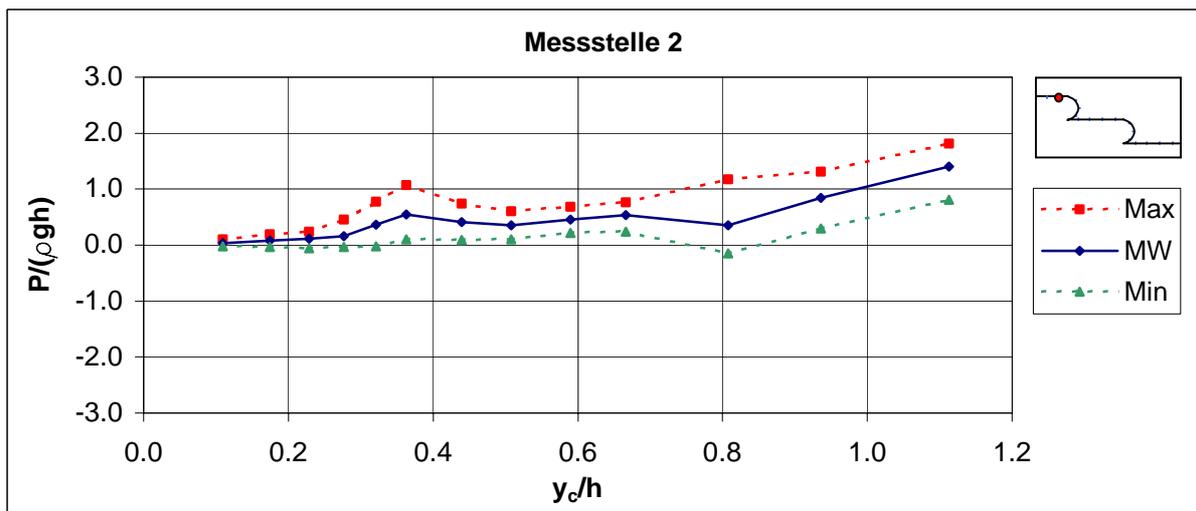
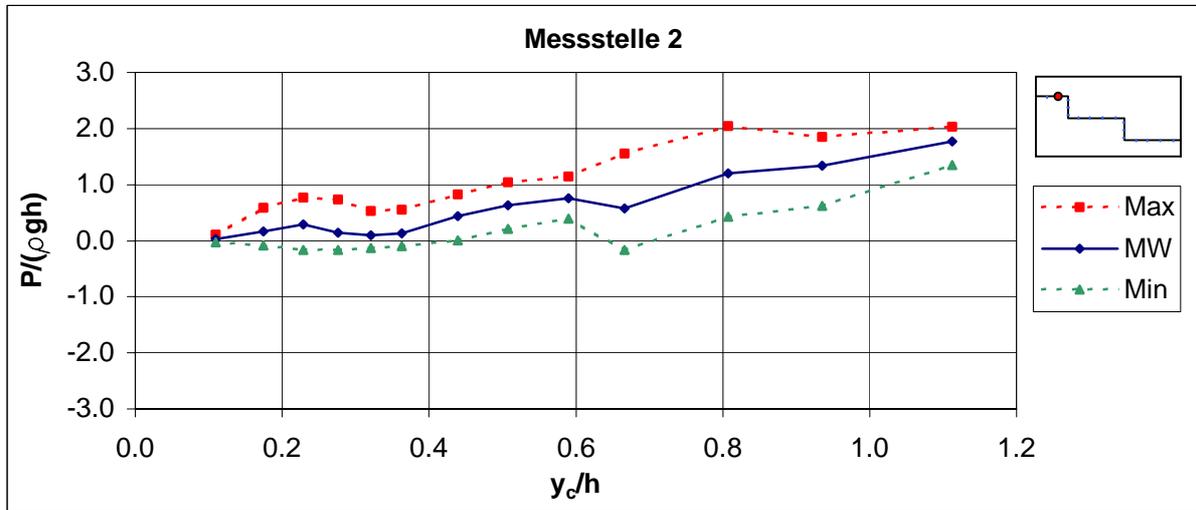
Stufen unbelüftet, Angaben in Modellmaßen



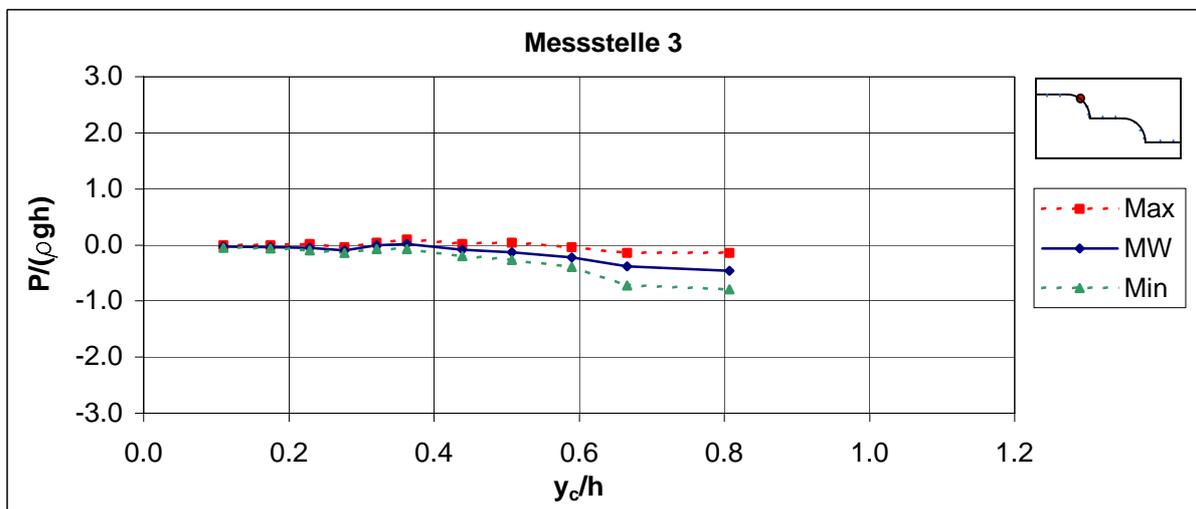
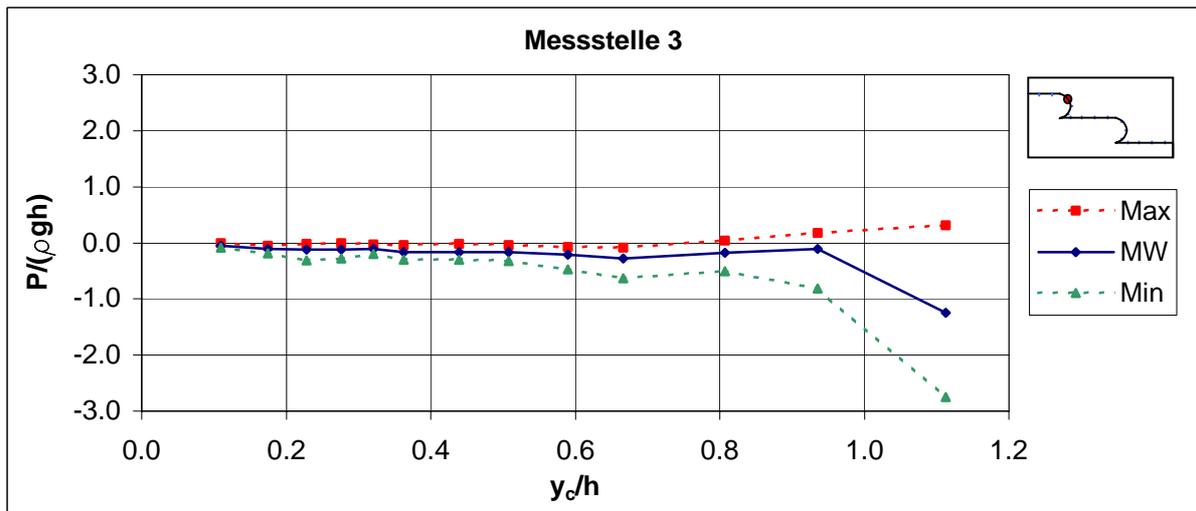
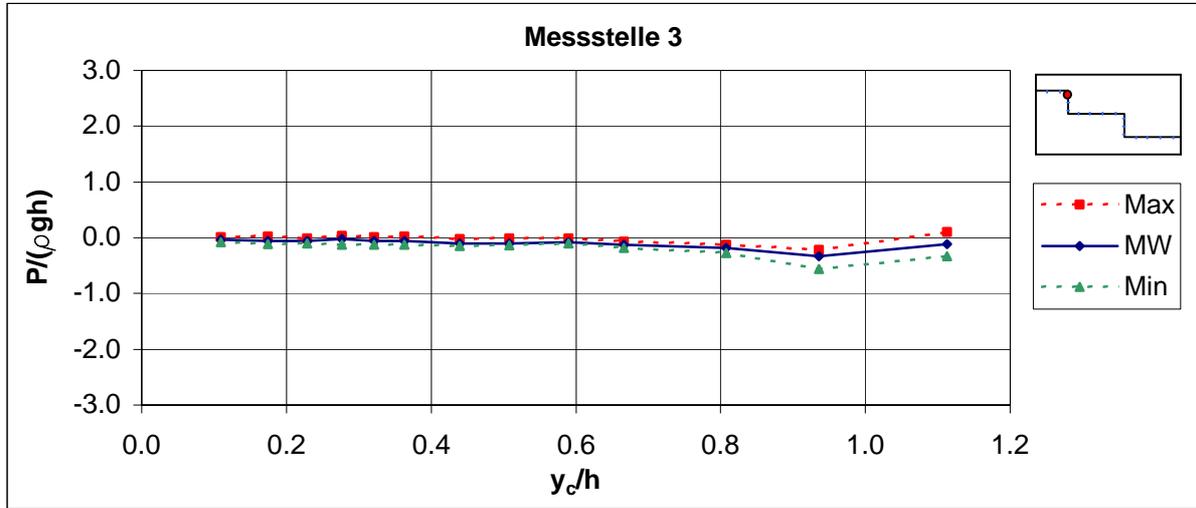
## Druckmessung Messstelle 1



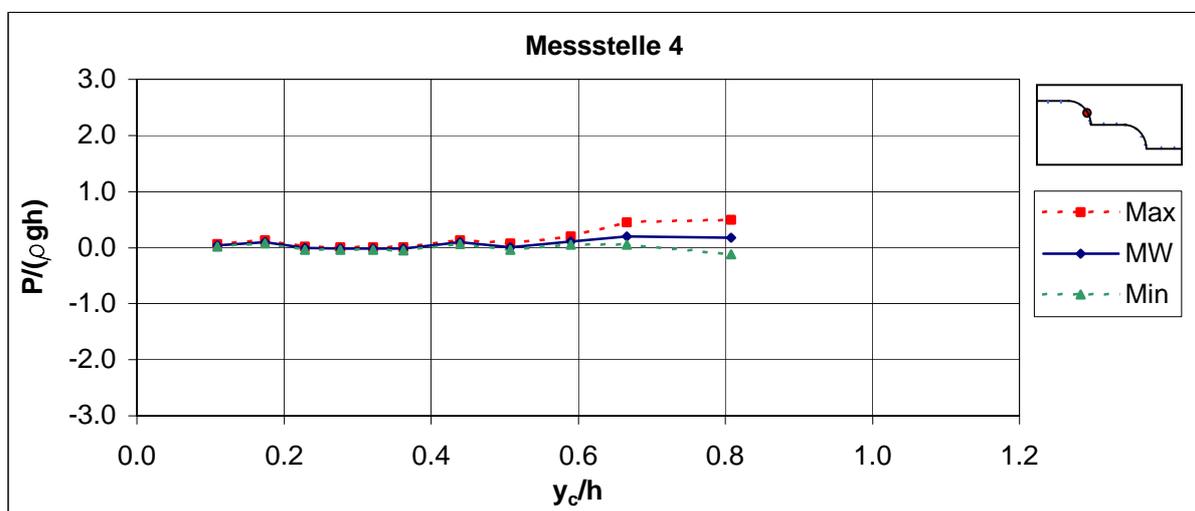
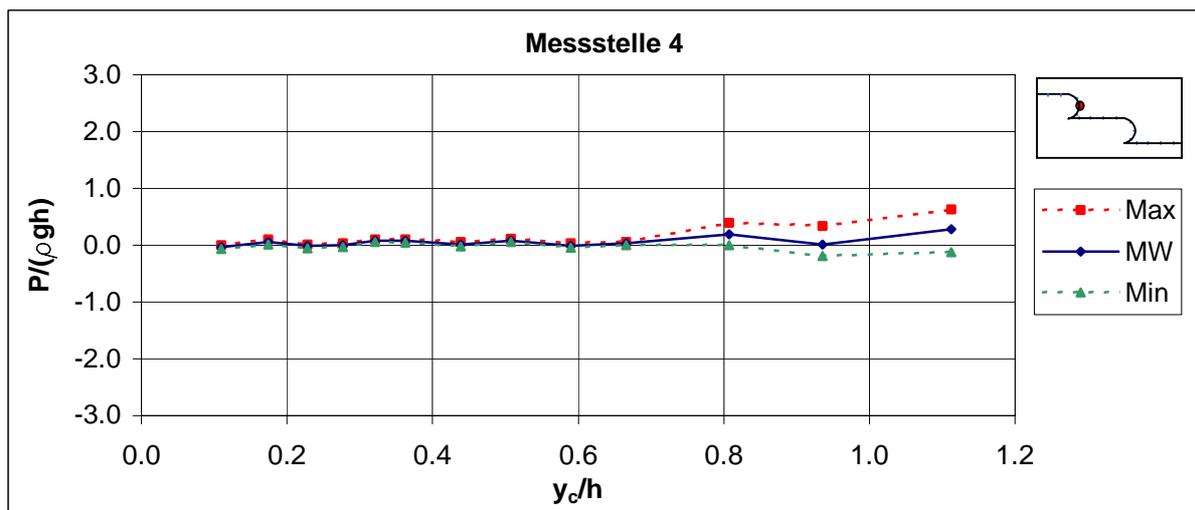
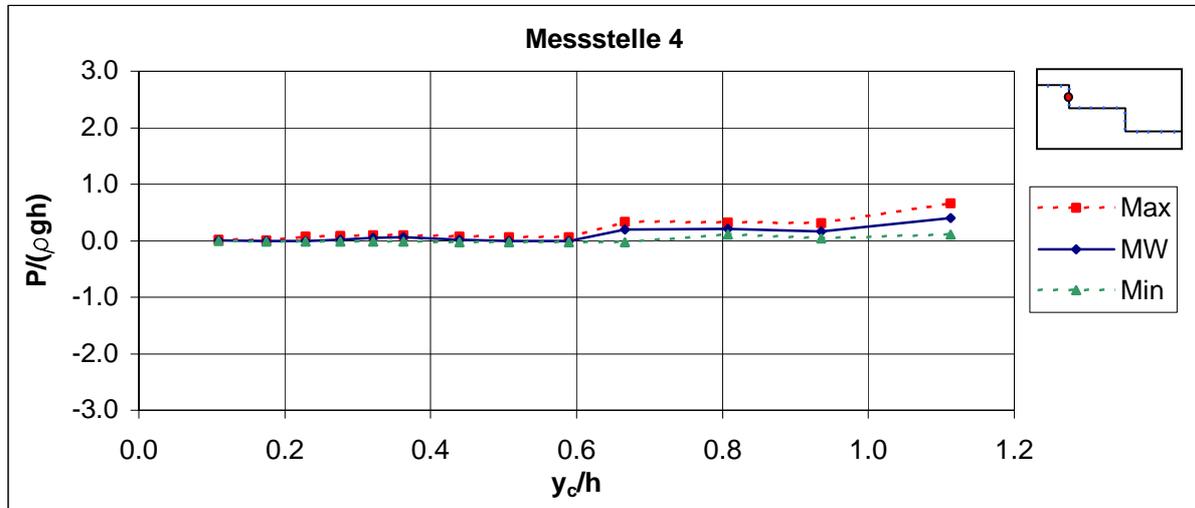
## Druckmessung Messstelle 2



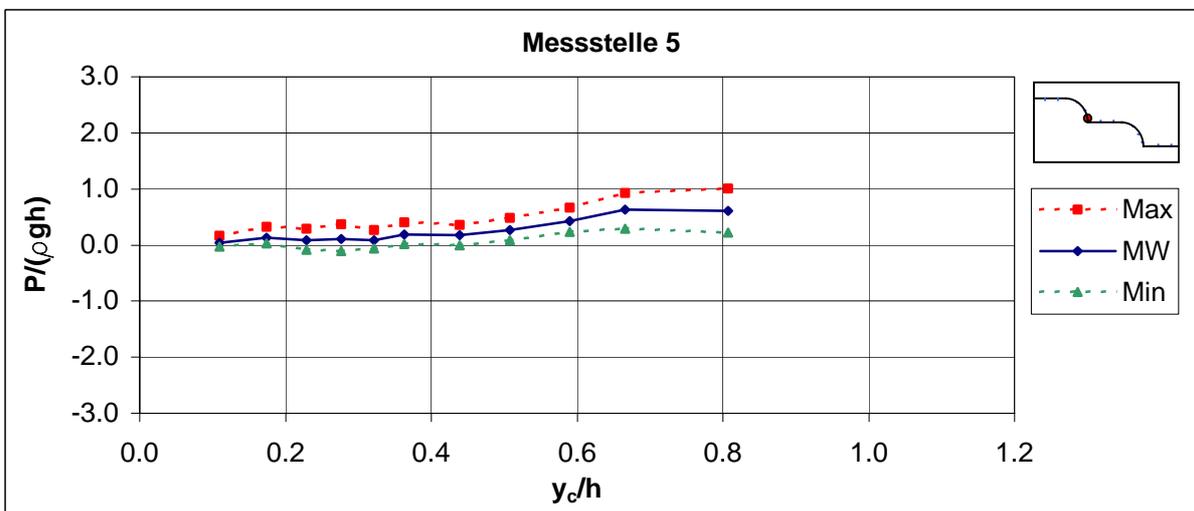
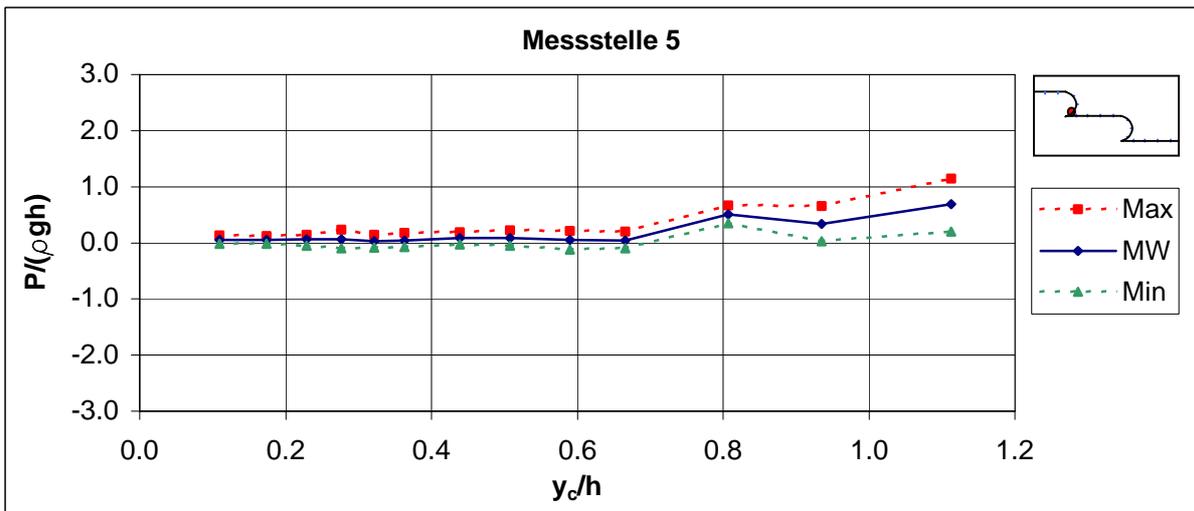
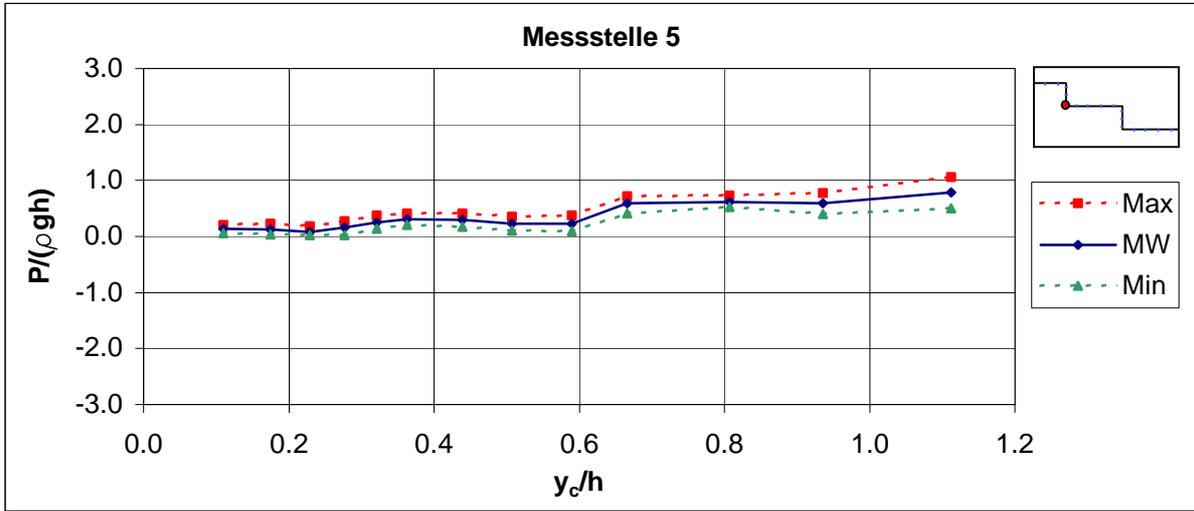
### Druckmessung Messstelle 3



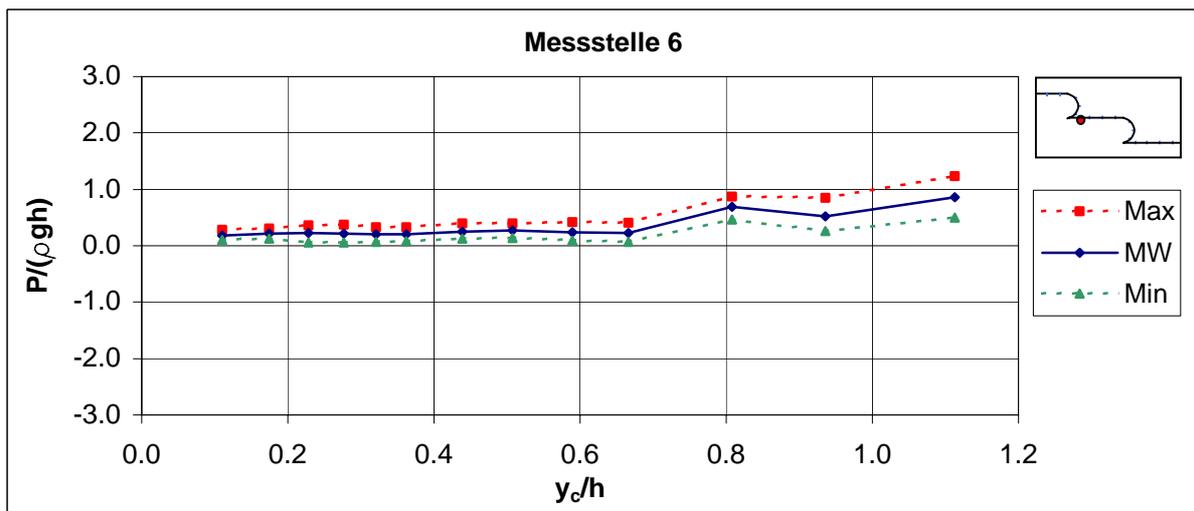
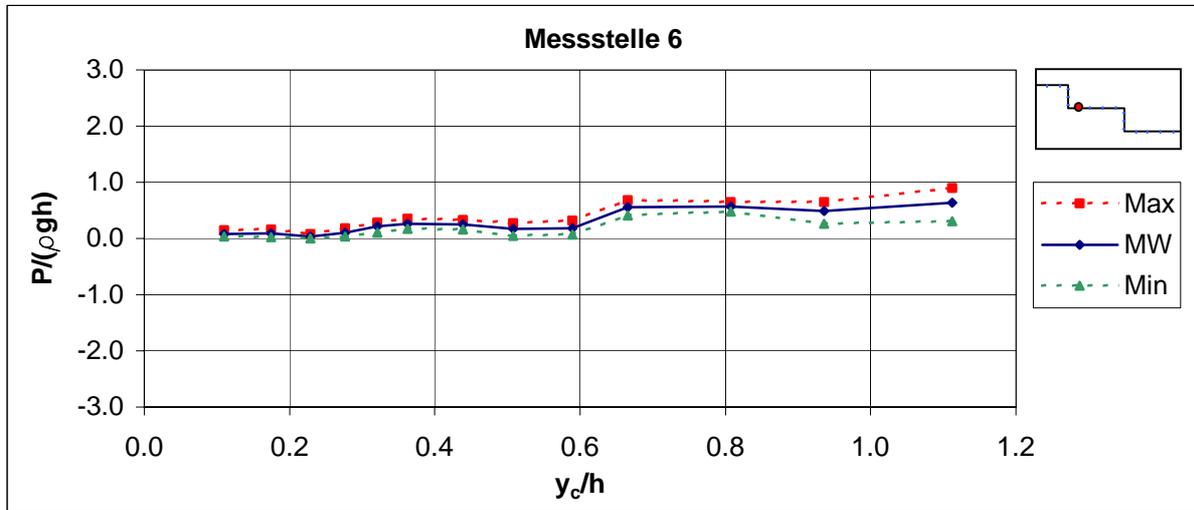
## Druckmessung Messstelle 4



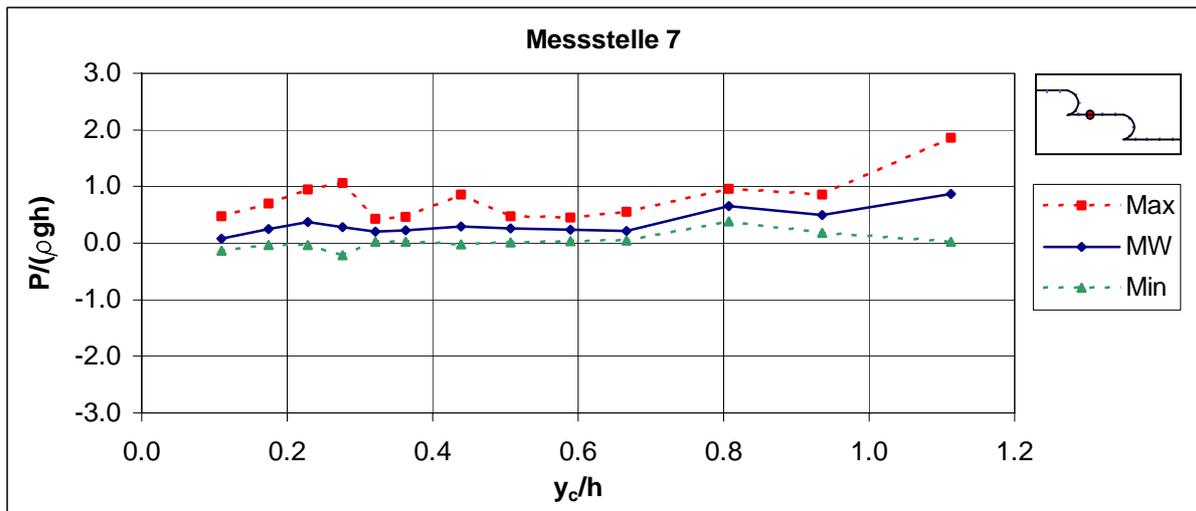
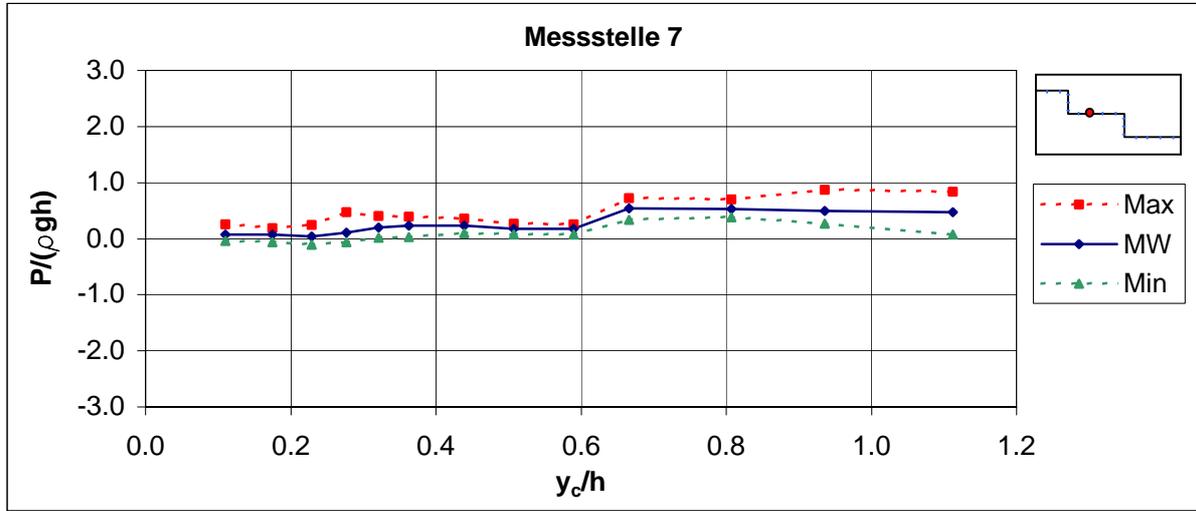
## Druckmessung Messstelle 5



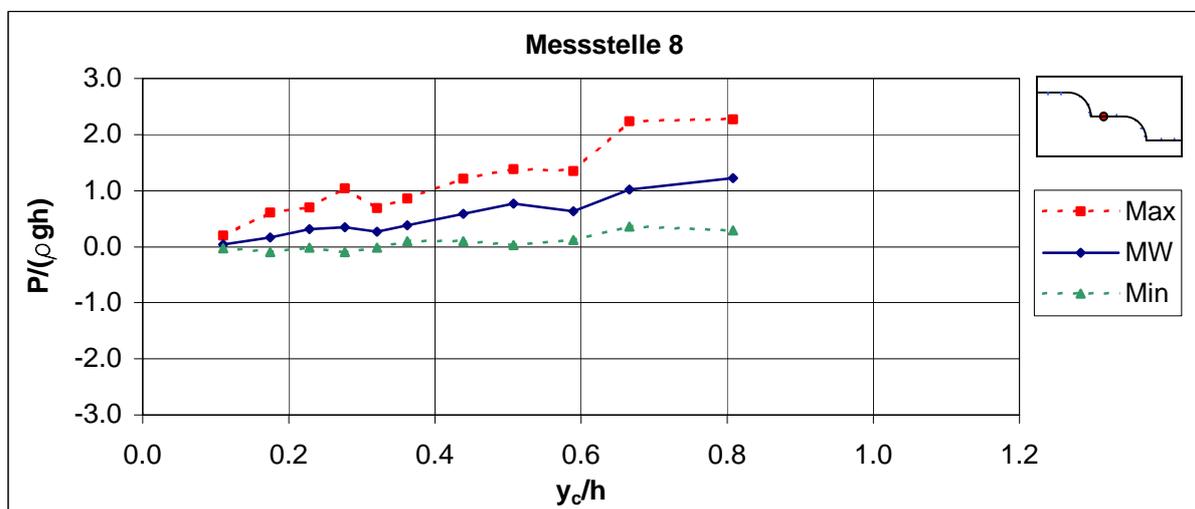
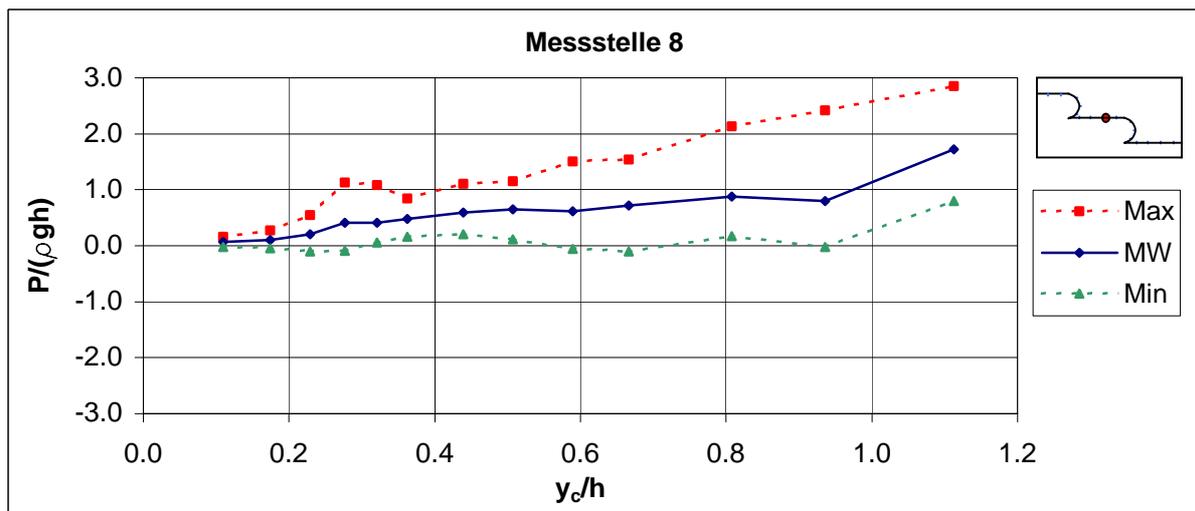
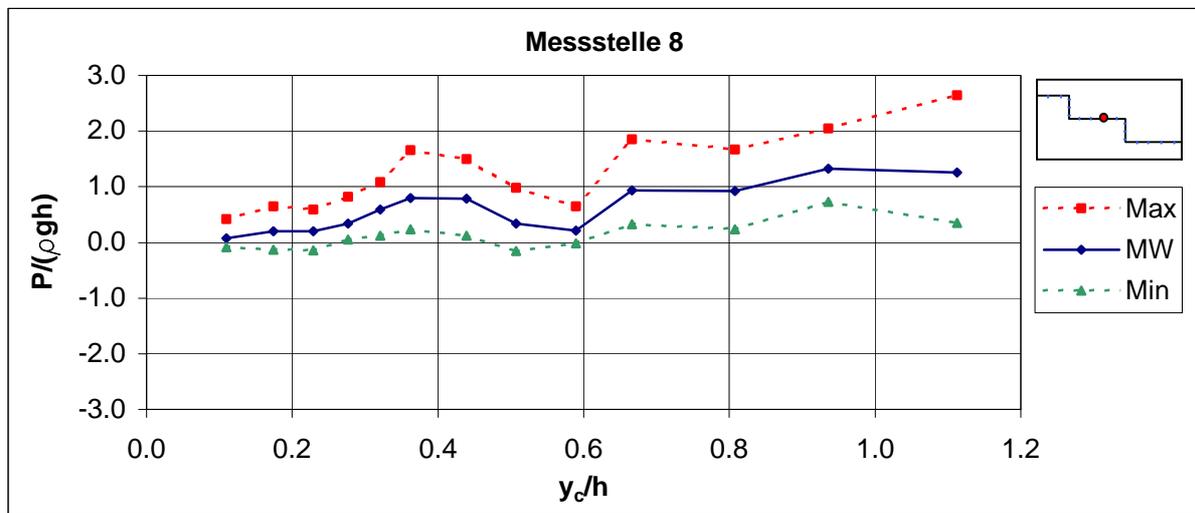
## Druckmessung Messstelle 6



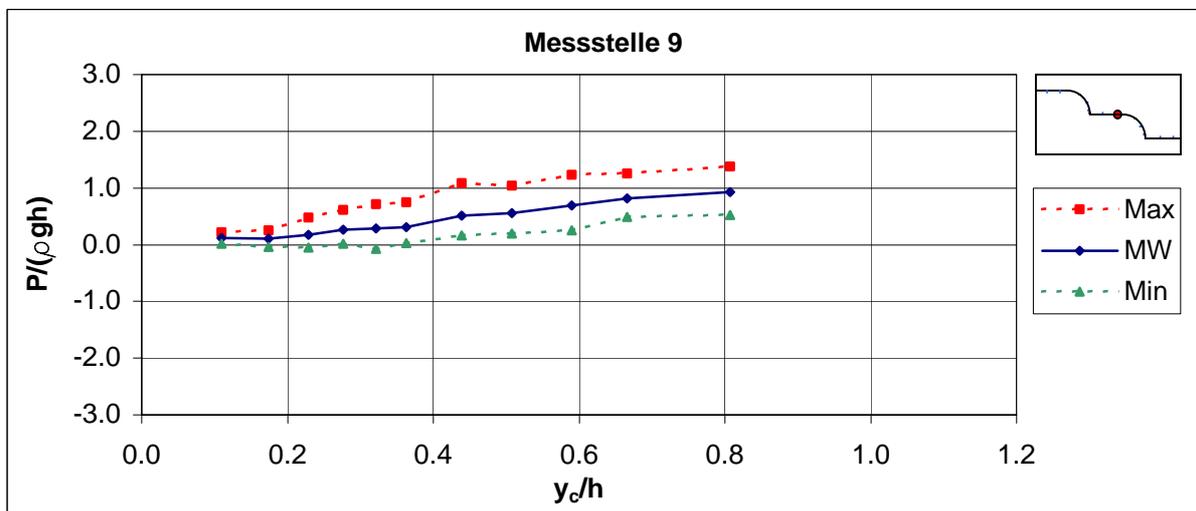
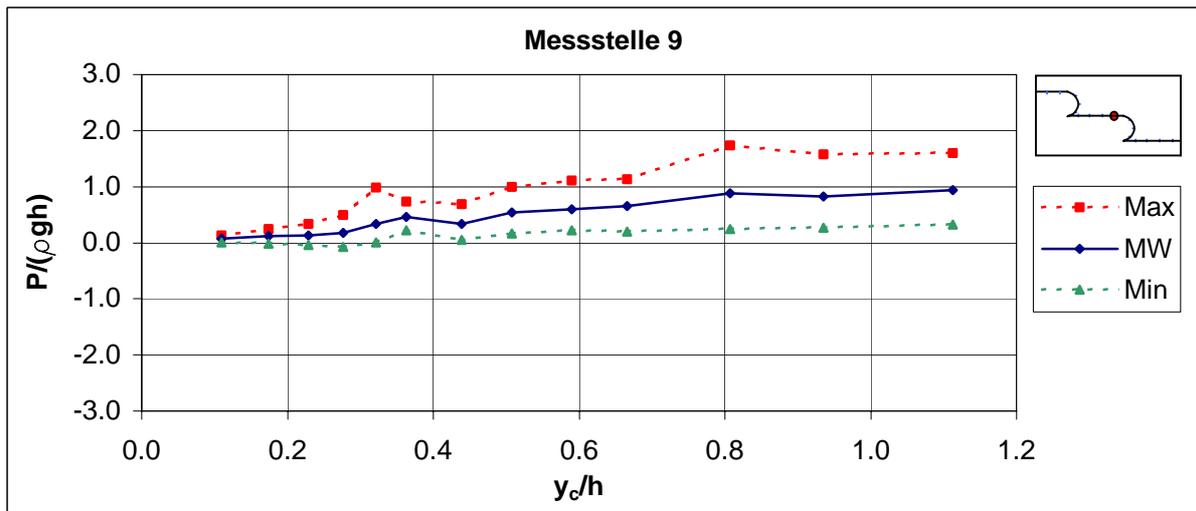
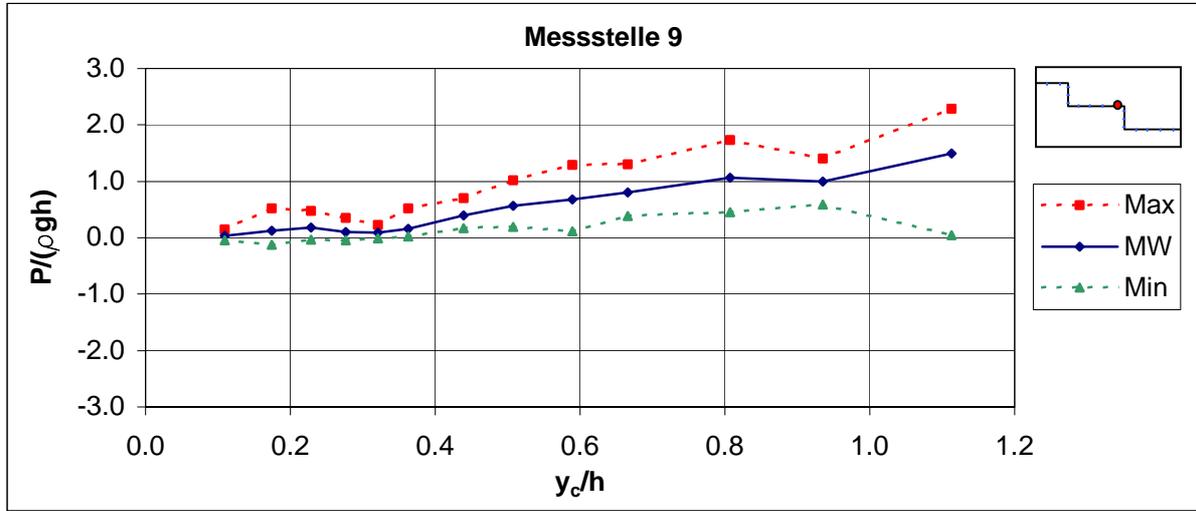
## Druckmessung Messstelle 7



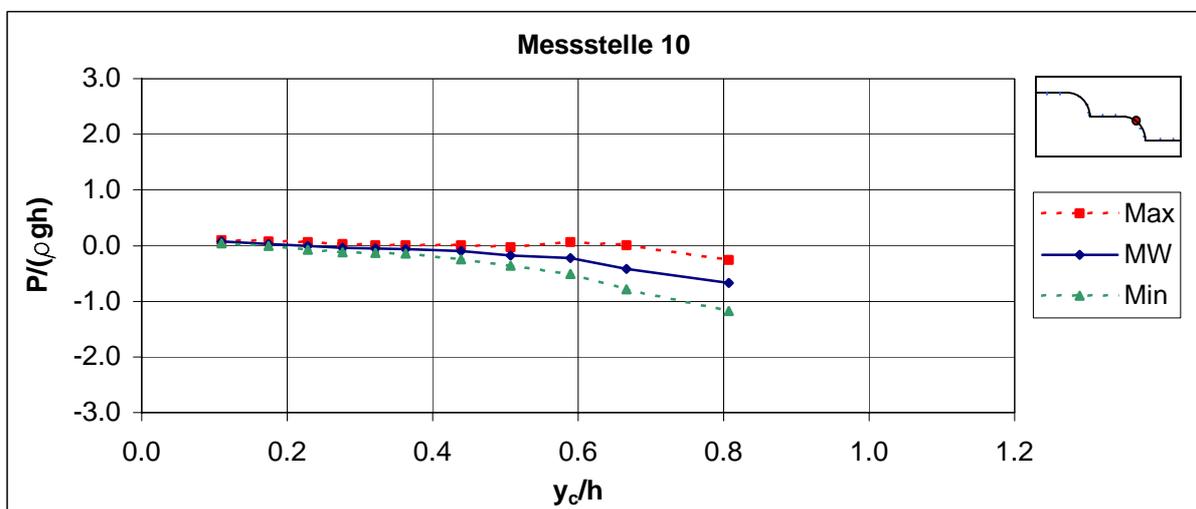
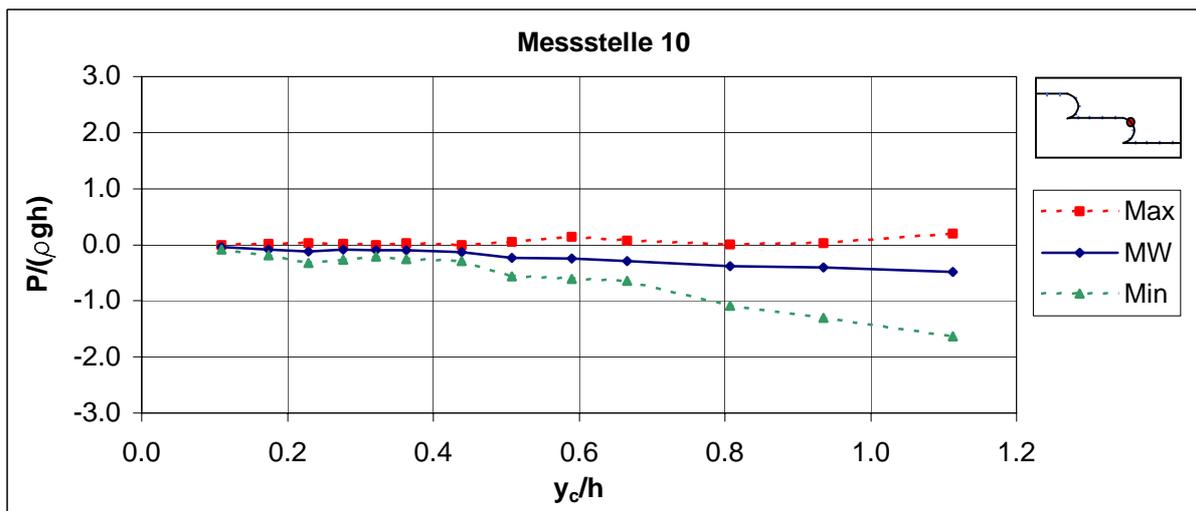
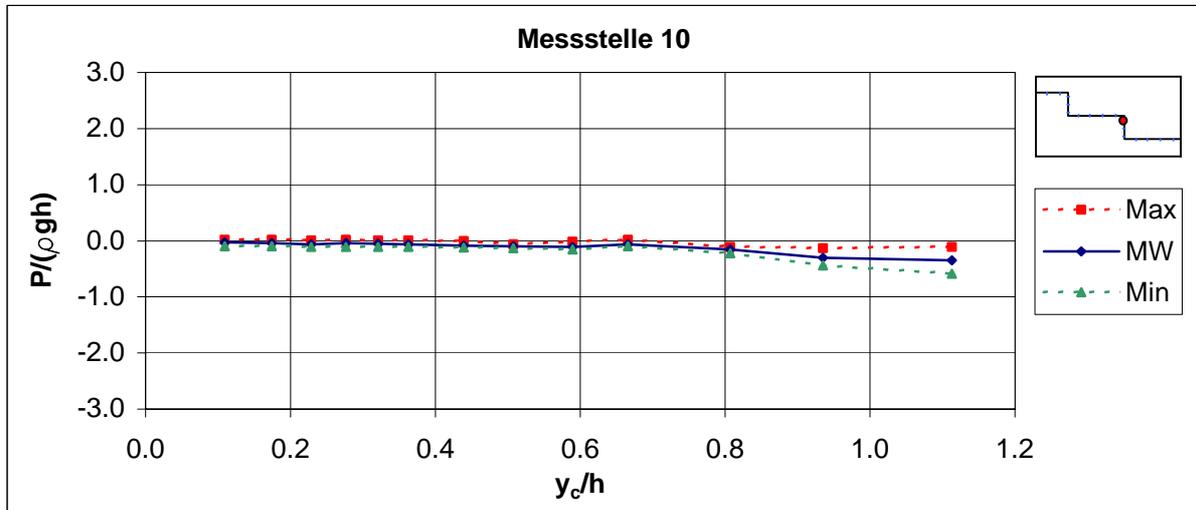
## Druckmessung Messstelle 8



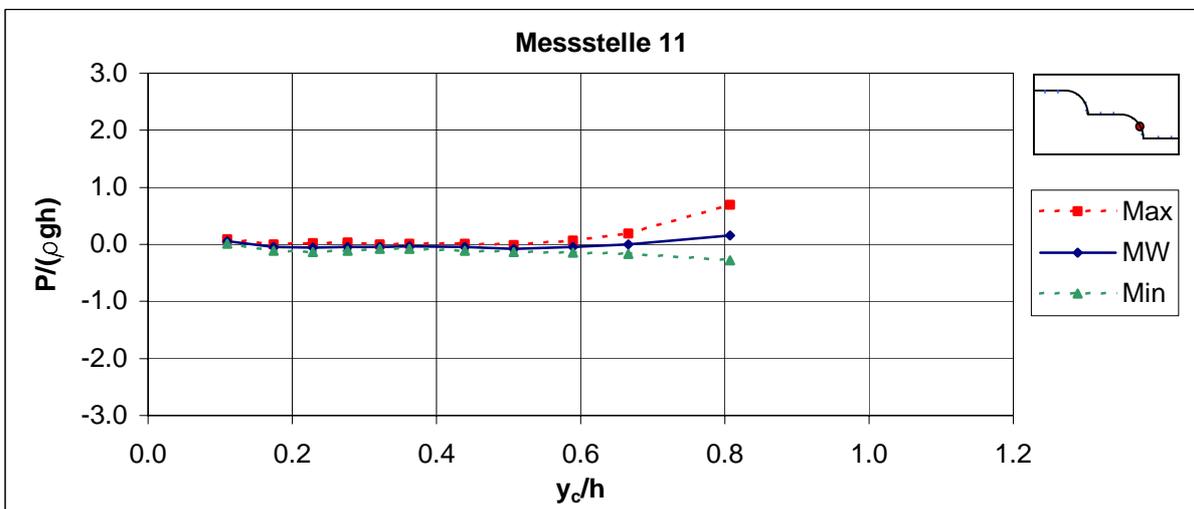
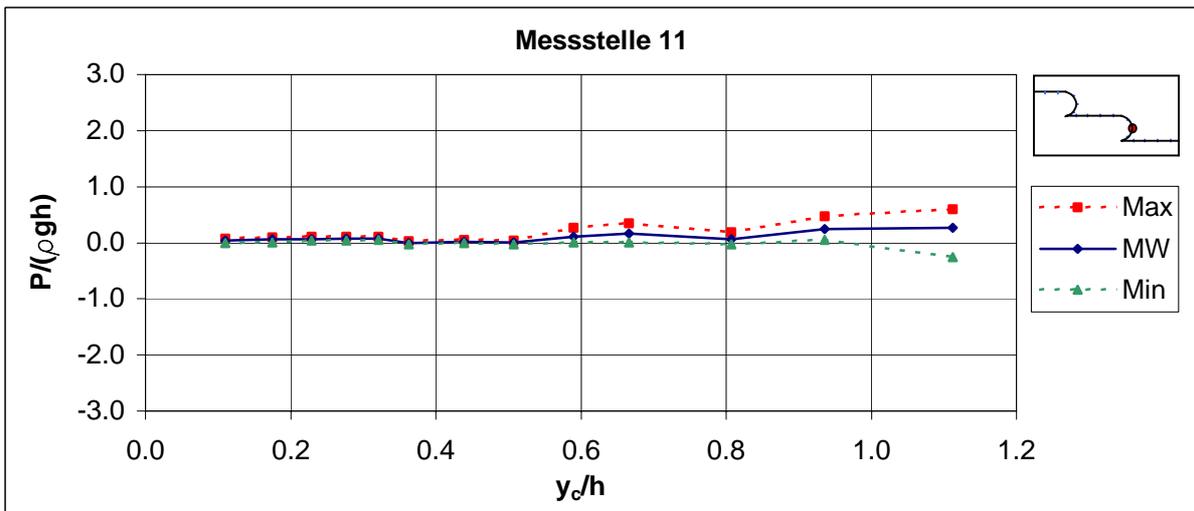
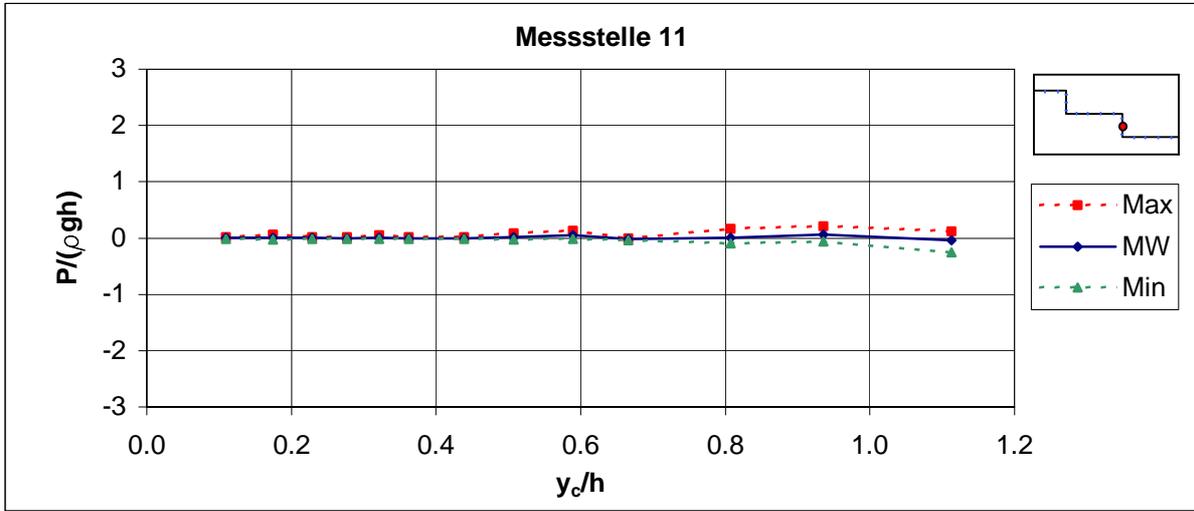
### Druckmessung Messstelle 9



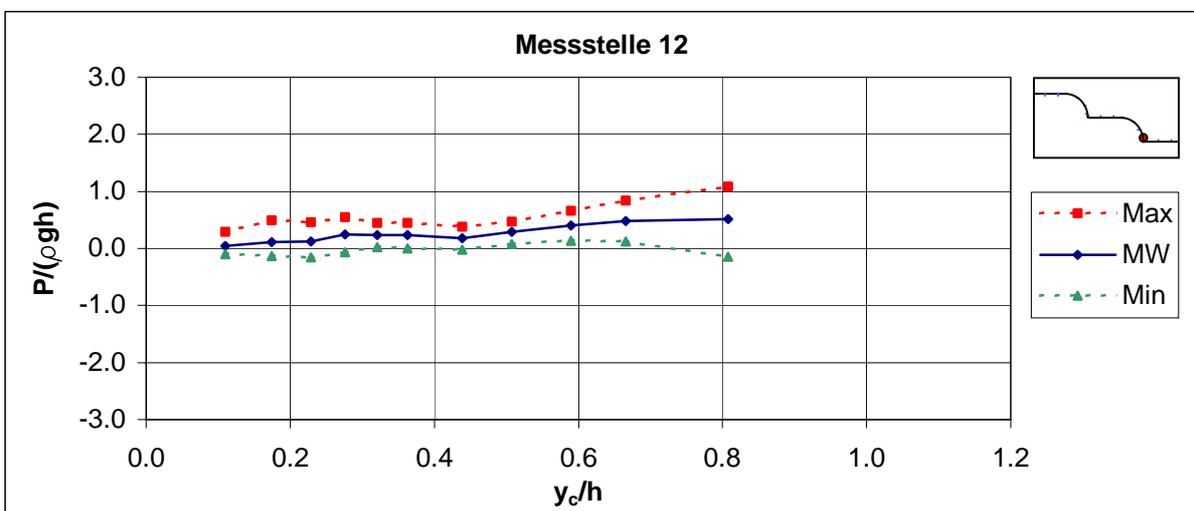
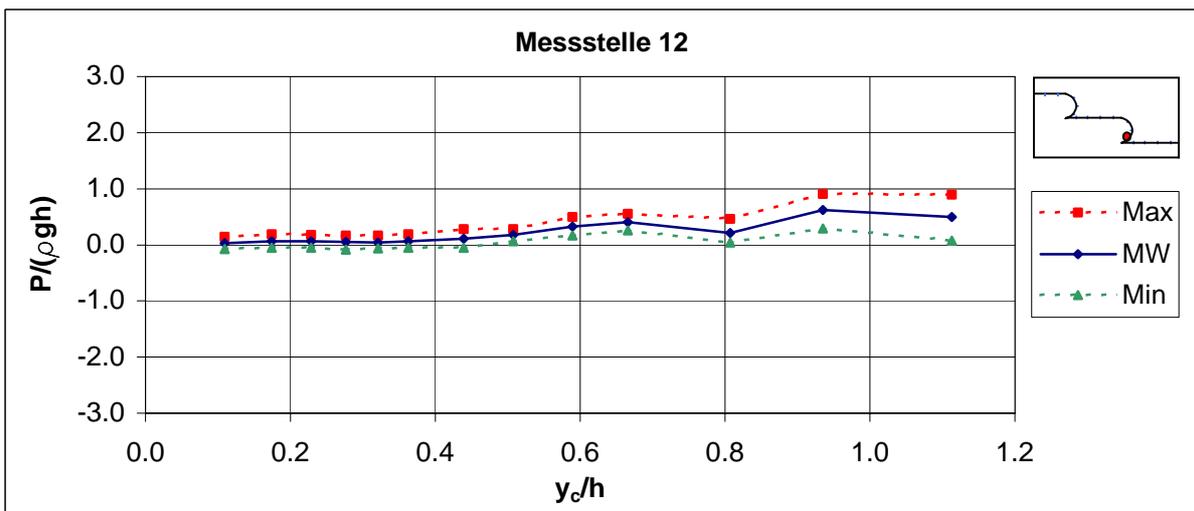
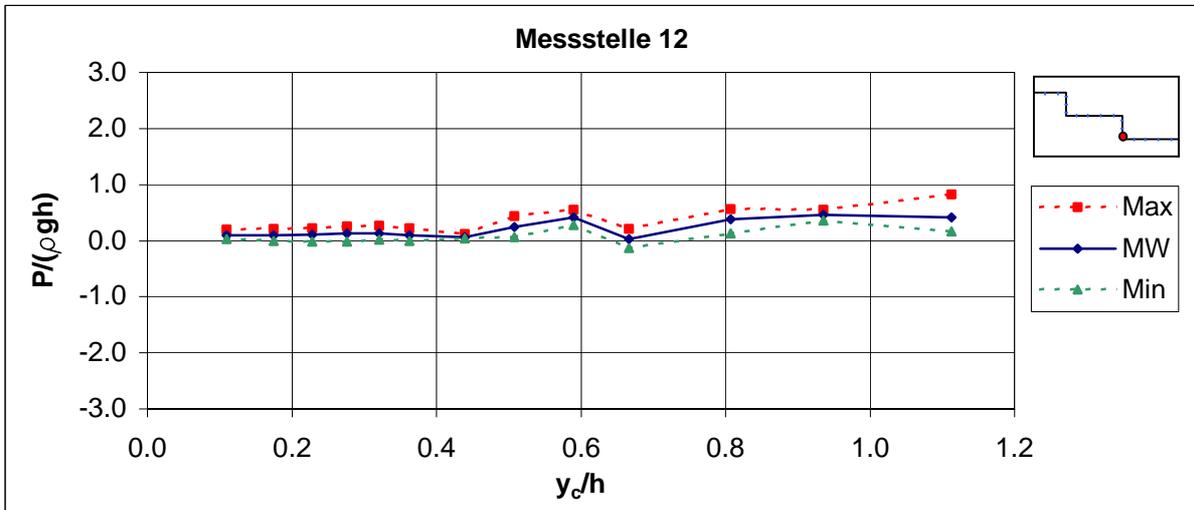
## Druckmessung Messstelle 10



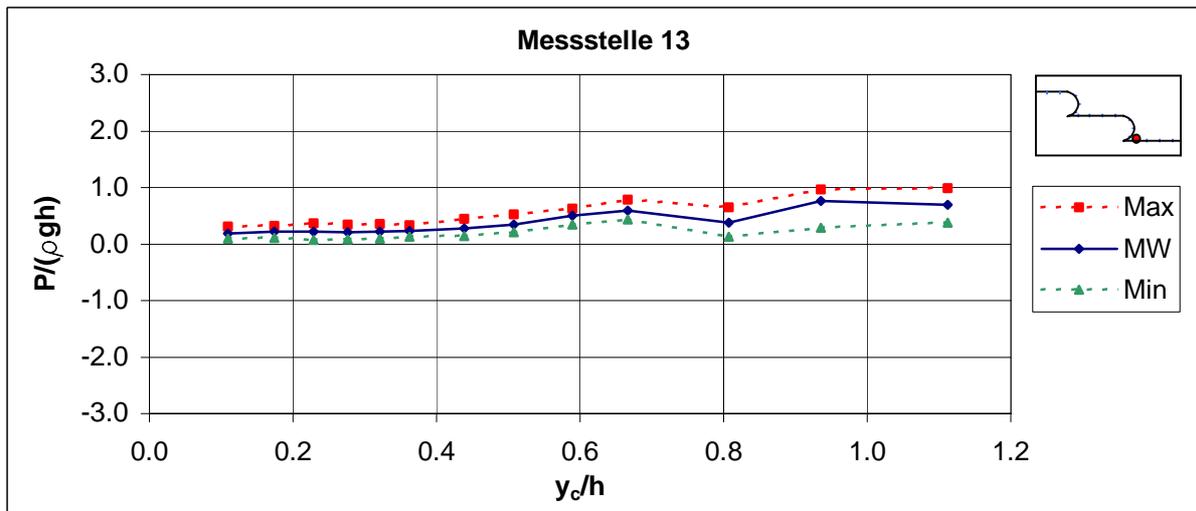
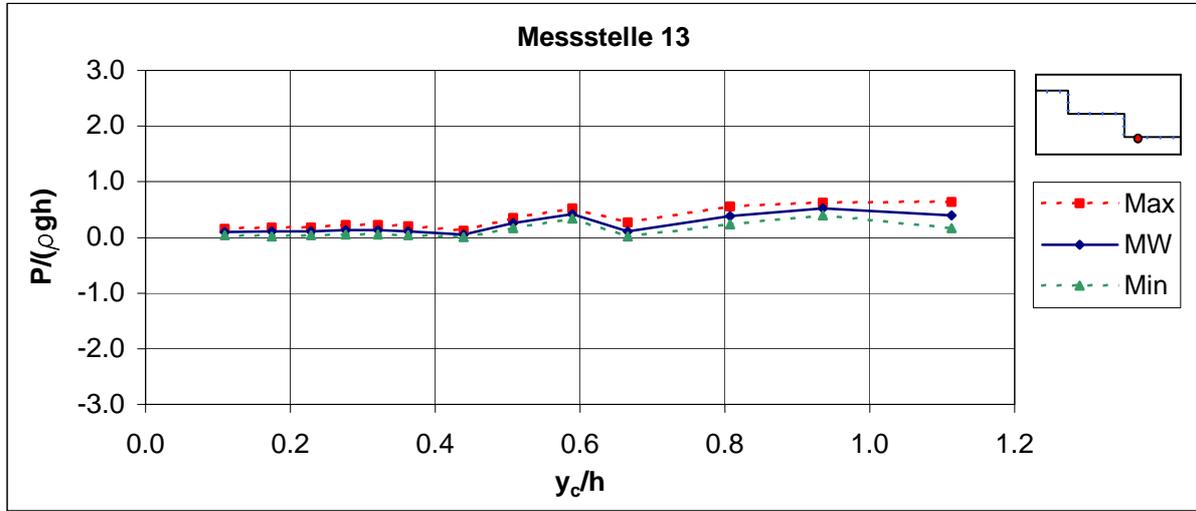
## Druckmessung Messstelle 11



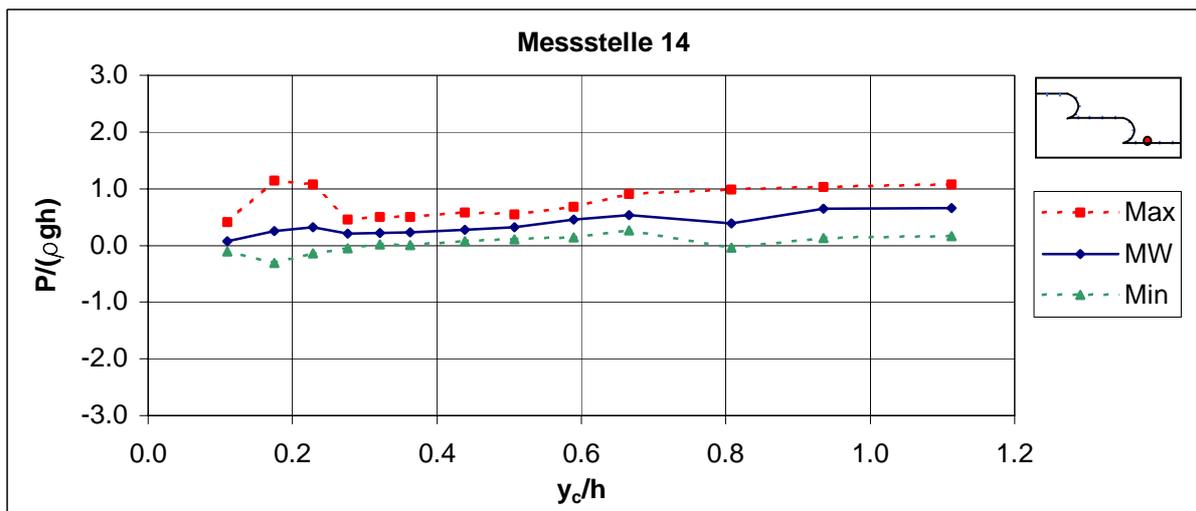
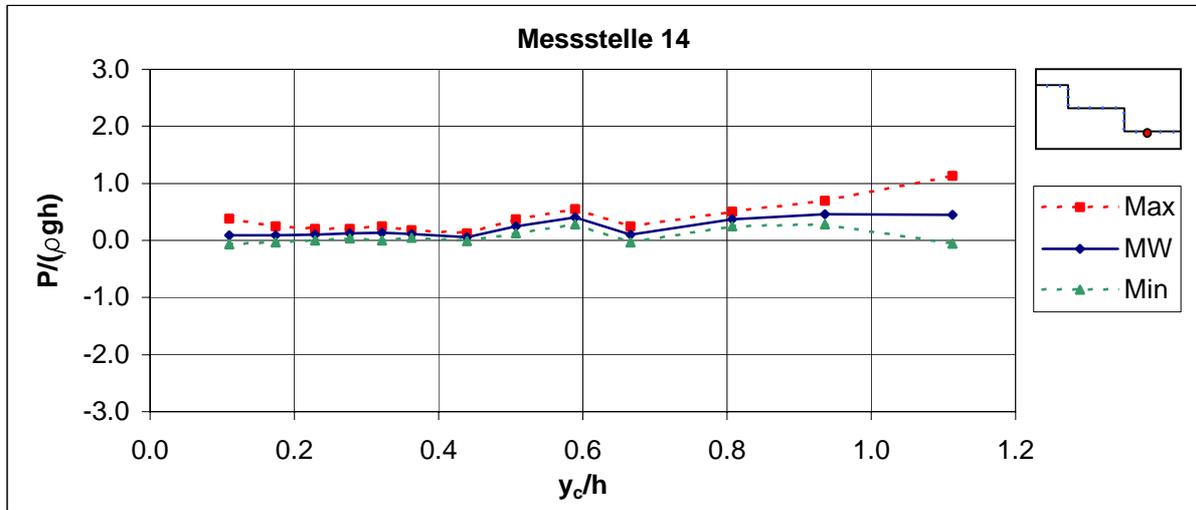
## Druckmessung Messstelle 12



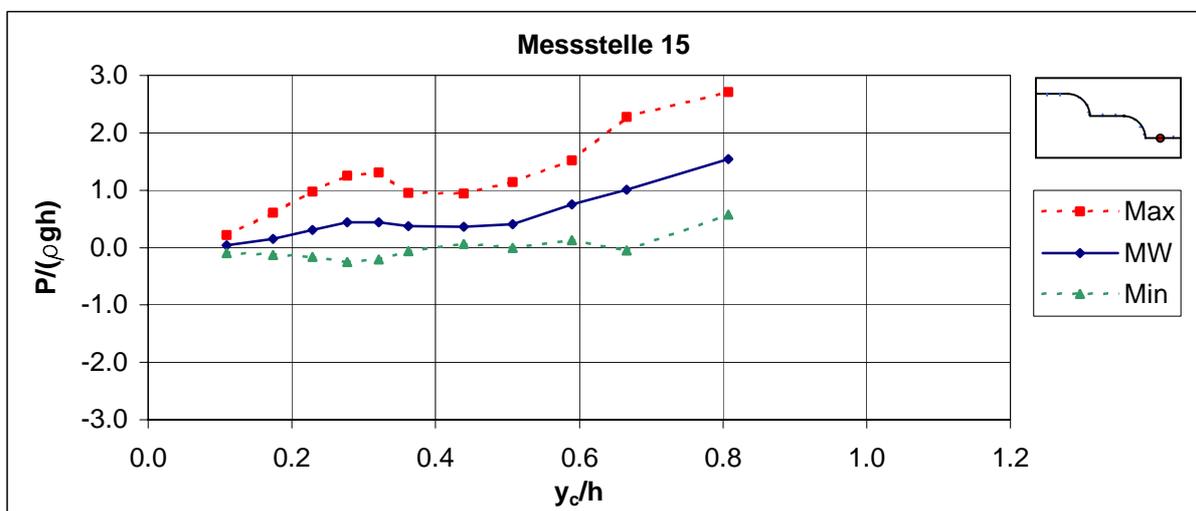
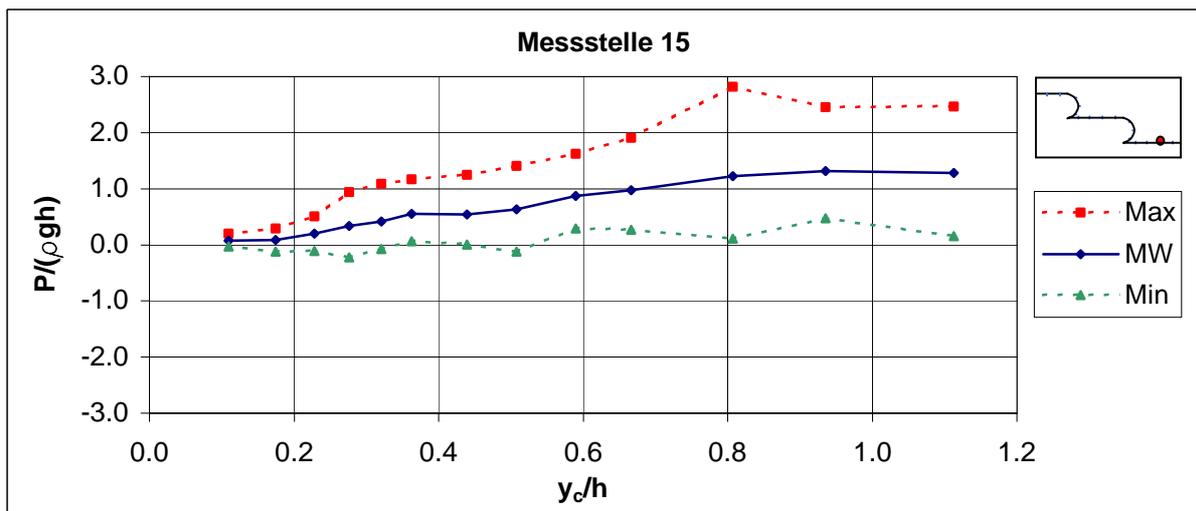
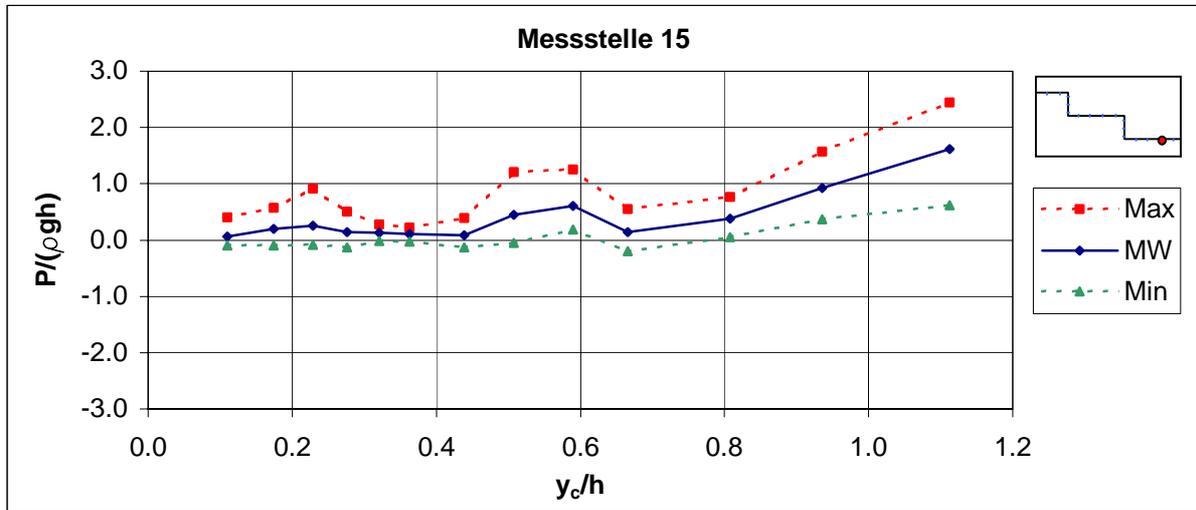
### Druckmessung Messstelle 13



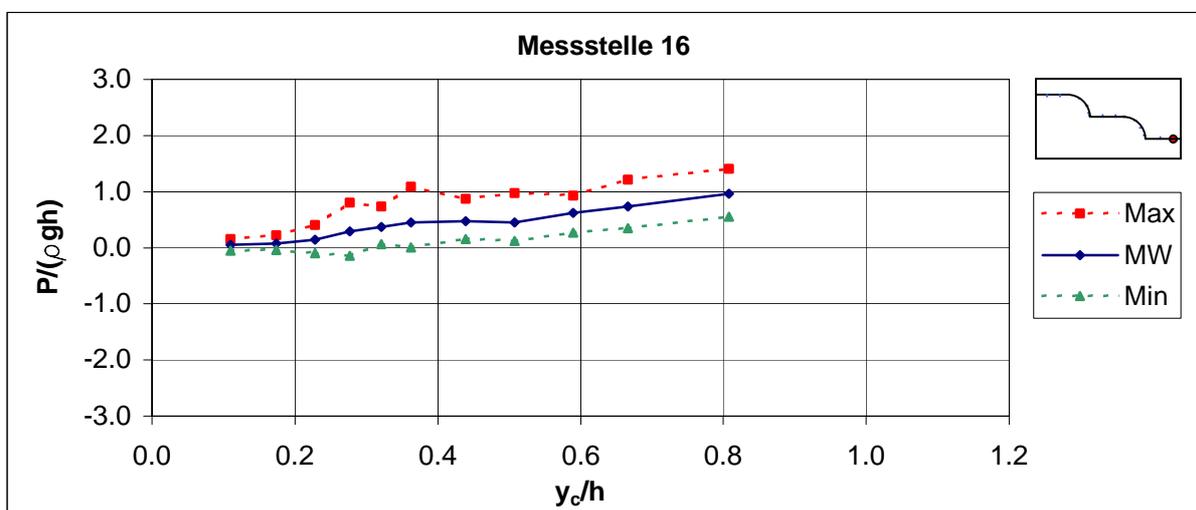
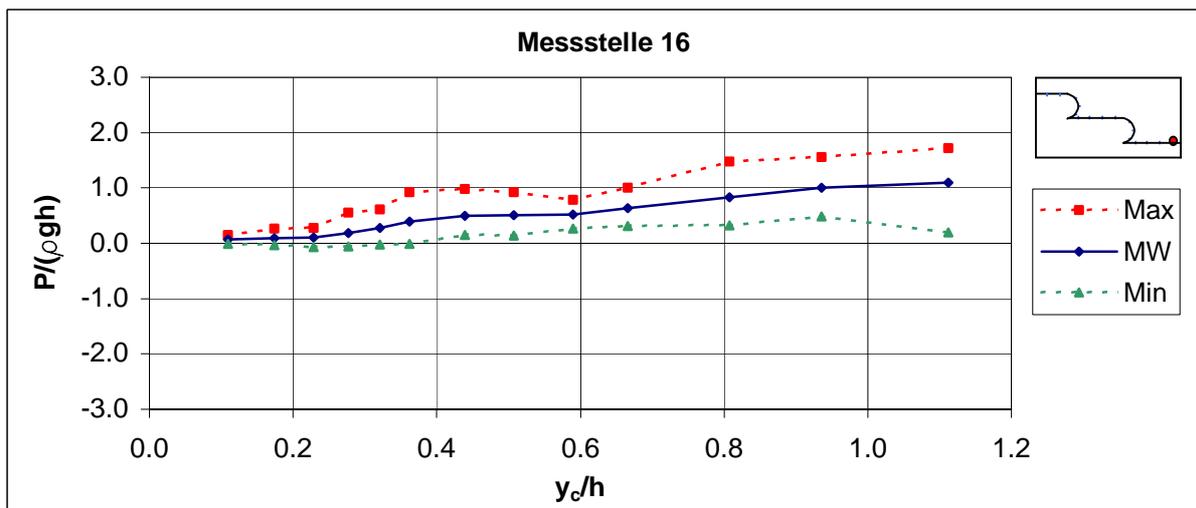
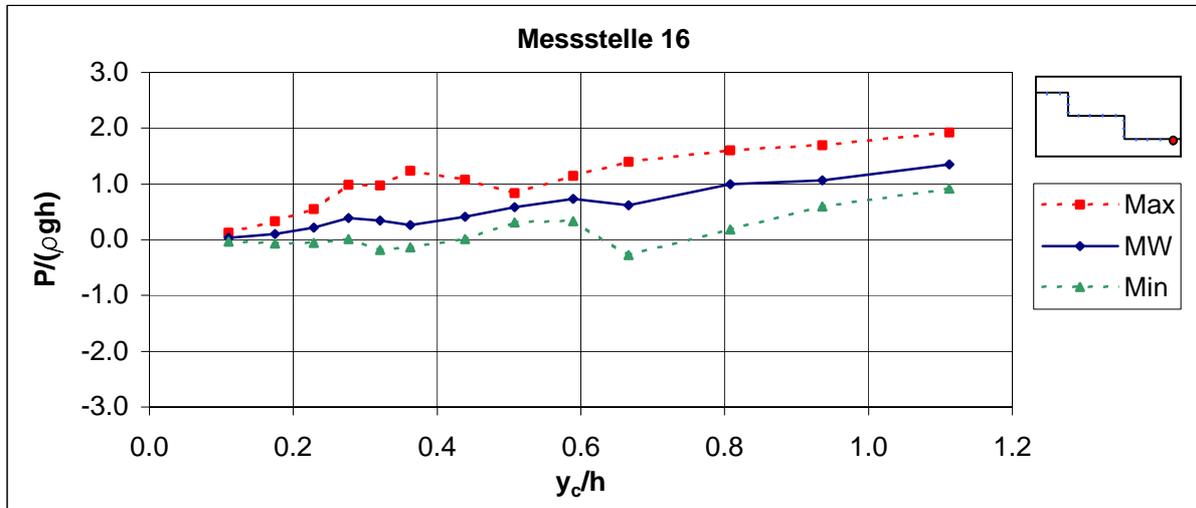
## Druckmessung Messstelle 14



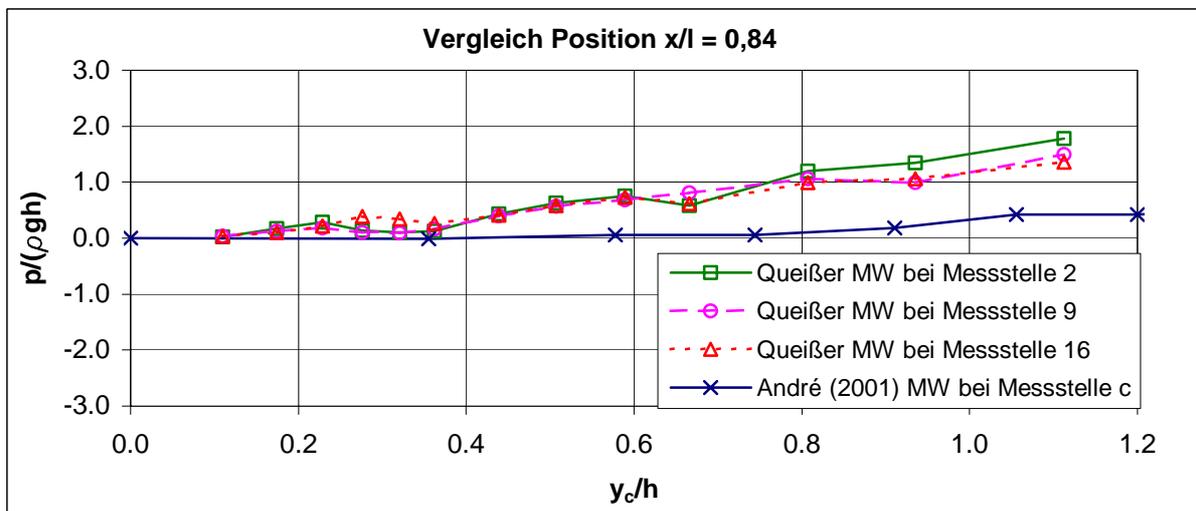
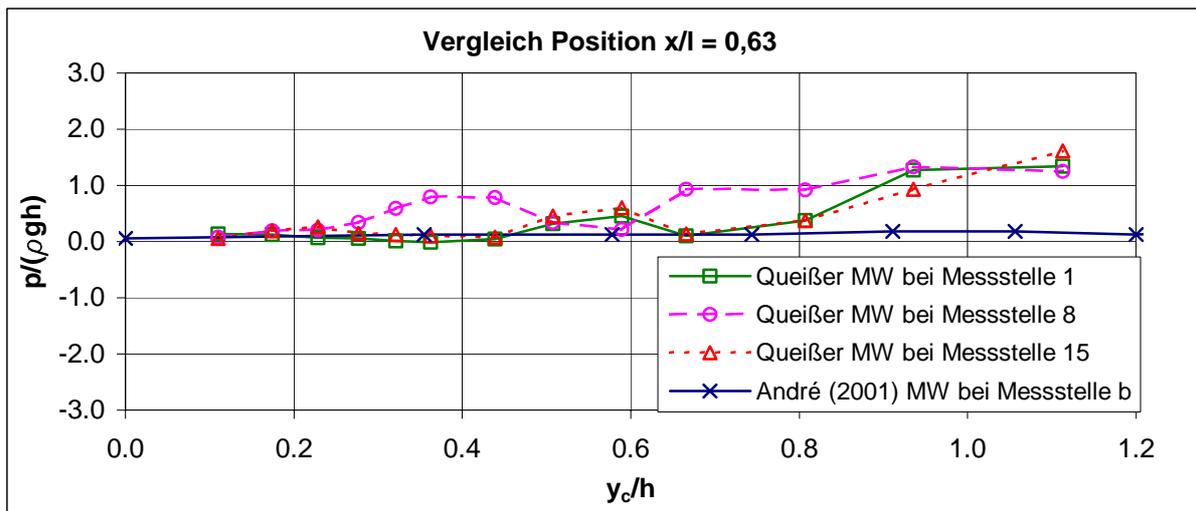
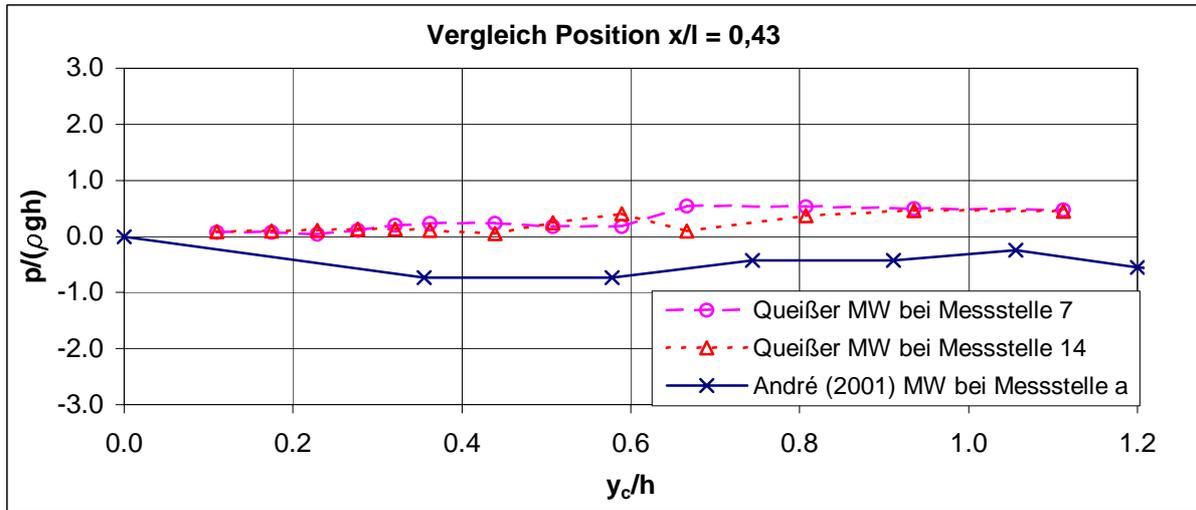
## Druckmessung Messstelle 15



## Druckmessung Messstelle 16



Vergleich der Druckmessungen von ANDRÉ ET AL. (2001) und QUEIßER



## Schlaufenmodell im Maßstab 1 : 2,5

(Fotos: Queißer 2002)

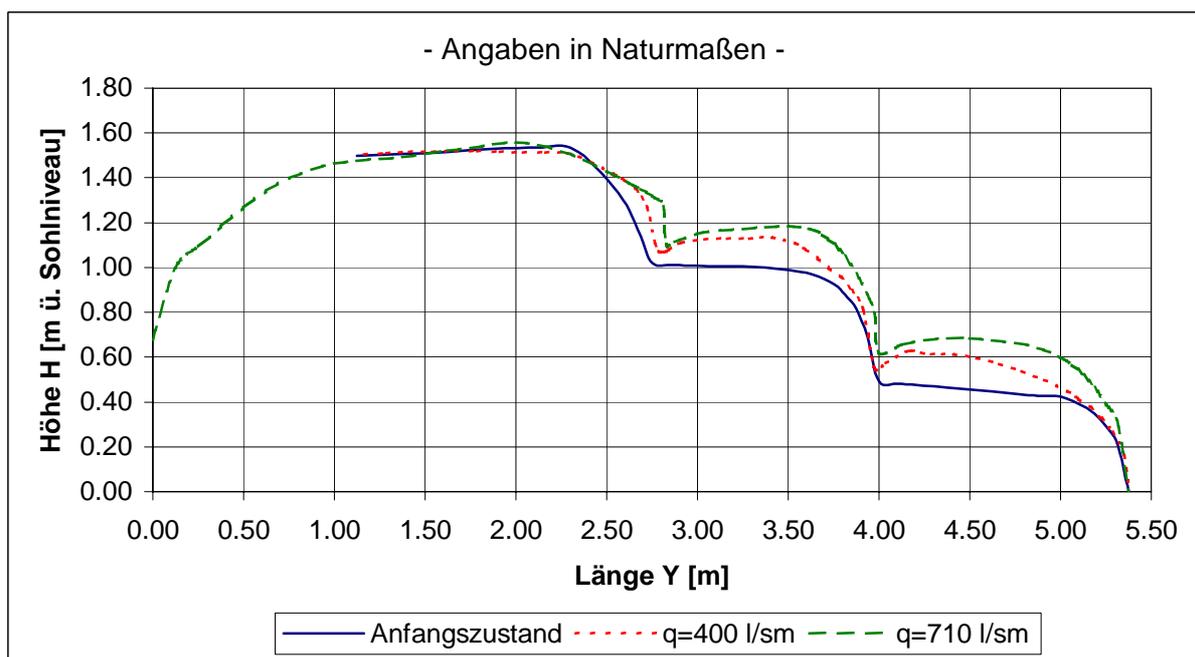


Einbauzustand vor Überströmung



Endzustand nach Überströmung mit  
 $q_{\text{Modell}} = 180 \text{ l/(sm)}$  bzw.  $q_{\text{Natur}} = 710 \text{ l/(sm)}$

### Veränderung der Längsprofile infolge Durch- und Überströmung





*Bisher erschienene Mitteilungen aus dem  
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung  
-Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik-*



***Bisher erschienene Mitteilungen aus dem Institut für Wasser und Gewässerentwicklung,  
Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik***

- Heft 154/1968*      *Ein Beitrag zur Erforschung von örtlichen Auskolkungen hinter geneigten Befestigungsstrecken in Abhängigkeit der Zeit; E. Mosonyi, B.Schoppmann  
Institutsberichte über die Modellversuche seit 1962  
Institutsberichte über die Exkursionen des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft seit 1965; E. Mosonyi, B. Schoppmann*
- Heft 155/1969*      *Kolkbildung in feinen oder leichten Sohlmaterialien bei strömendem Abfluß; J.W. Dietz*
- Heft 156/1969*      *Widerstandskräfte und Energiedissipation bei Verteilerklötzen im Wechselsprung; R. Muser  
Schwebstoffführung feinsandiger Wasserläufe; St. Bruk*
- Heft 157/1969 °*      *Widerstand schräg angeströmter Rechengitter; J. Zimmermann  
Untersuchungen zur Durchströmung des Kraghammer Sattels an der Biggetalsperre nach neuentwickelten Methoden der Felshydraulik; W.Wittke, Cl. Louis*
- Heft 158/1970 °*      *Hydrodynamik der nichtstationären Dränung; G. Karadi, J. Gyuk, R.A.Williams  
An Experimental Study of Thin-Sheet Flow over Inclined Surfaces; O.N Wakhlu  
Schiffsträgheitskräfte als Indikator für die Güte von Schleusenfüllsystemen; E. Mosonyi, R. Muser  
Schwall- und Sunkerscheinungen aus Schleusenbetrieb in Schiffahrtskanälen; Maßnahmen zur Sicherung des Schiffahrtsbetriebes; R. Muser, G. Meder  
Beitrag zur Berechnung von Schleusenfüllungen; H.H. Bernhart  
Spitzenmaßstab und L-O-Integrator, ein Gerät zur genauen Messung des Wasserspiegels in Modellversuchen; W. Götz, K. Schwedes  
Turbulenzmessungen in Wasser mit Heißfilmanemometer; B. Schoppmann  
Messung von Größe und Richtung der mittleren Geschwindigkeit in einem zweidimensionalen Strömungsfeld; K. Schwedes  
Parameterfreie statistische Methoden zur Analyse von Datenreihen; H. Eggers  
Dreidimensionale, anisotrope Kluftwasserströmung; W. Wittke*
- Heft 159/1972 °*      *Ein Verfahren zur Richtungs- und Betragsbestimmung von Vektoren mittlerer Strömungsgeschwindigkeit einer turbulenten Strömung; K.Schwedes, H. Weiher  
Hydraulische Stabilität bei Wasserkraftanlagen; H. Berge  
Land Reclamation Projects as Essential Elements of Economic Development Programmes; G.E. Papadopoulos  
Institutsberichte über Modellversuche u. Forschungsarbeiten seit 1969  
Institutsberichte über die Exkursionen des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft seit 1969*

- Heft 160/1973 *Das Widerstands-Kapazitätsnetzwerk zur Simulation instationärer Grundwasserströmungen; A. Widmer*  
*Der elektrolytische Trog zur Lösung stationärer dreidimensionaler Grundwasserströmungsfälle; U. Stentzel, K. Schwedes*  
*Standfiltermodelle mit und ohne Überströmung zur Untersuchung von Selbstdichtungsmechanismen an Gewässersohlen; S.G. van Riesen*  
*Anhang: Veröffentlichungen, Vorträge, Dissertationen der Abteilung für Kulturtechnische Untersuchungen (Lehrgebiet Landwirtschaftlicher Wasserbau) auf dem Gebiet der Grundwasserforschung*
- Heft 161/1974 *Strömungs- und Transportmechanismen einer fortschreitenden Auskolkung; B. Schoppmann*  
*Water Resources Development in the U.A.R.; F. Nicola*
- Heft 162/1974 ° *Dünnschichtabfluß auf stark geneigter Ebene; G. Karantounias*  
*Die Entwicklung der Sparschleusen des Main-Donau-Verbindungskanals mit besonderer Betrachtung der Sparschleuse Leerstetten; R.Muser*  
*Neuere Methoden für die Analyse hydrologischer Systeme; G.M. Karadi*  
*Die Impedanz eines axial oszillierenden Sphäroids in einem nicht zusammendrückbaren Medium; R.Y.S. Lai, G.M. Karadi*
- Heft 163/1975 ° *Sekundärströmungen in aufeinanderfolgenden Gerinnekrümmungen; W.Götz*  
*Darstellung von skalaren Zustandsfeldern in beliebigen Kontrollräumen und ihre Nutzungsanwendung in der Hydrostatik mit Hilfe eines neuen Verfahrens der Vektoranalysis; M. Spielbauer*  
*Die Berechnung der Hochwasserwahrscheinlichkeit für deutsche Flußgebiete; D. Koberg, H. Eggers, W. Buck*  
*Drei Jahrzehnte operationelle Hydrologie; E. Walser*
- Heft 164/1976 *Einfluß der Schließzeit auf die Druckstoßtransmission durch Wasserschläsler; H.H. Bernhart*  
*Verstärkung und Erhöhung von Betonstaumauern; E. Vallarino*
- Heft 165/1976 *Die Auswahl des Bemessungshochwassers als ein Entscheidungsproblem unter Risiko und Ungewißheit; W. Buck*
- Heft 166/1977 *Einfluß von Sickerströmungen auf den Geschiebetransport; K.E. Wedemann*
- Heft 167/1979 *Der Einfluß seltener Ereignisse bei der Bestimmung der Hochwasserwahrscheinlichkeit; H. Eggers*  
*Statistisch erzeugte Serien von Hochwasserwellen; S. Weingärtner*
- Heft 168/1982 *Strömungscharakteristiken in einem Kanal mit 180°-Krümmungen; W. Siebert*  
*Bestimmung des Bemessungshochwassers mit Hilfe der Clusteranalyse; W. Kiefer*

- Heft 169/1982      *Entwurfskriterien zur Schleusenplanung; H.H. Bernhart*  
Heft 170/1984      *Druckerhöhungen durch instationäre Vorgänge in Schiffsschleusen mit großen Stufenhöhen; P.M. Schmelzle*
- Heft 171/1984      *Beitrag zur Hydromechanik von Schwall- und Sunkwellen; N. Göbel*
- Heft 172/1985      *Abschiedskolloquium zu Ehren von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.rer.techn., Dr.sc.h.c., Dr.-Ing. E.h., Dr.sc.h.c., Dr.sc.h.c. E. Mosonyi*
- Heft 173/1986 °      *Vor- und Nachteile des naturnahen Gewässerlaufes im Vergleich zu kanalisierten Fließgewässern; H. Willy*
- Heft 174/1986      *Naturnahe Umgestaltung ausgebauter Fließgewässer. Beiträge zum Wasserbaulichen Kolloquium am 14.02.1986 in Karlsruhe*
- Heft 175/1986 °      *Naturnahe Umgestaltung ausgebauter Fließgewässer Projektstudie; K. Kern, I. Nadolny*
- Heft 176/1987 °      *Der Einfluß von Querströmungen auf ein Schiff bei beschränkten Fahrwassertiefen; F. Bakowies*
- Heft 177/1988      *Zur Bemessung von Geschiebeabzügen; G.M. Kley*
- Heft 178/1988      *Hydraulik der kontinuierlichen und intermittierenden Furchenbewässerung: ein hydrodynamisches Modell; M. Awwad*
- Heft 179/1990      *Sturzwasserbewässerung. Bewässerung mit Niederschlagswasser ohne Zwischenspeicherung im Sahel; W. Klemm*
- Heft 180/1991      *Beiträge zur naturnahen Umgestaltung von Fließgewässern*
- Heft 181/1991 °      *Naturgemäße Bauweisen von Sohlenbauwerken und Fischaufstiegen zur Vernetzung der Fließgewässer; R.-J. Gebler*
- Heft 182/1991      *Untersuchungen zum Stabilitätsverhalten von Gerinnesohlen; A.Dittrich, M. Rosport, O. Badde*
- Heft 183/1993      *Der Einfluß der Belüftung auf die Kavitationserosion; N. Eisenhauer*
- Heft 184/1993      *nur als Buch erhältlich bei Springer Verlag: Grundlagen naturnaher Gewässergestaltung. Geomorphol. Entwicklung von Fließgewässern; K. Kern*
- Heft 185/1993      *Ausbauoptimierung dezentraler Wasserkraftsysteme; H. Hildebrand*
- Heft 186/1994      *Turbulente, abgelöste Zweischichtenströmung über Sohlschwellen in einem offenen Rechteckgerinne; U. Kertzscher*
- Heft 187/1994      *Untersuchung des Niederschlags- und Abflußgeschehens im westafrikanischen Sahel. Abschätzung des Wasserdargebots aus kleinen*

- Einzugsgebieten mittels stochastischer Methoden unter Verwendung von Satellitenbilddaten; W. Tauer*
- Heft 188/1994 Bedarfsprognosen als Basis der Steuerungsoptimierung von Wasserversorgungssystemen; S. Ates*
- Heft 189/1994 Morphologie und Hydrologie naturnaher Flachlandbäche unter gewässertypologischen Gesichtspunkten - Gewässermorphologische und hydrologische Grundlagen für naturgemäßen Wasserbau und ökologische Gewässerentwicklung; I. Nadolny*
- Heft 190/1994 Ein Erosionsmodell mit räumlich und zeitlich veränderlicher Rillenmorphologie; M. Schramm*
- Heft 191/1995 Oberflächenabfluß und Bodenerosion in Kleineinzugsgebieten mit Mergelböden unter einem semiariden mediterranen Klima; D. Gomer*
- Heft 192/1995 Typologische und morphologische Untersuchungen an Bergbächen im Buntsandstein-Odenwald; G. Humborg*
- Heft 193/1997 Die Oberrheinkorrektion in Baden - Zur Umweltgeschichte des 19. Jahrhunderts; T. Löbert*
- Heft 194/1997 Erosionsprozesse auf Lößböden: Experimente und Modellierung; K. Gerlinger*
- Heft 195/1997 Synthese von biologischer und wasserbaulicher Analyse zur Bewertung von renaturierten Fließgewässern der Oberrheinebene; S. Kiene*
- Heft 196/1997 Fließwiderstand und Sohlstabilität steiler Fließgewässer unter Berücksichtigung gebirgsbachtypischer Sohlstrukturen; M. Rosport*
- Heft 197/1997 Ein Finite-Punkte-Verfahren für stationäre zweidimensionale Strömungen mit freier Oberfläche; C.J. Du*
- Heft 198/1998 Wechselwirkung Morphologie/Strömung naturnaher Fließgewässer; A. Dittrich*
- Heft 199/1999 Entwicklung naturnaher Gewässerstrukturen - Grundlagen, Leitbilder, Planung; J. Scherle*
- Heft 200/1999 Zwei-Schichtenströmungen über Sohlenschwellen bei intern überkritischer Strömung; Y. Wang*  
*Hydraulic Design Considerations for Low- and High-Head Gates; E. Naudascher*
- Heft 201/1999 Numerische Simulation von Staustufenketten mit automatisiertem Betrieb; S. Theobald*
- Heft 202/1999 Der Einfluß von kurzen Gehölzstreifen auf den Hochwasserabfluß in Flüssen mit gegliedertem Querschnitt; K. Becker*

- Heft 203/1999*      *Typisierungskonzept zur Festlegung einer ökologisch begründeten Mindestwasser menge; M. Scherer*
- Heft 204/1999*      *Inseln und deren Widerstandsverhalten in Fließgewässern; A. Maryono*
- Heft 205/1999*      *Boden- und Wasserschutz in landwirtschaftlich genutzten Gebieten der Mata Atlântica Brasiliens; M. Kunzmann*
- Heft 206/2000*      *Nutzung von Landsat Thematic Mapper Daten zur Ermittlung hydrologischer Parameter; S. Belz (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 207/2000*      *Untersuchung der Rauheitsstruktur zur Bestimmung des Fließwiderstandes in Gebirgsbächen unter Klarwasserabfluß; J. Aberle (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 208/2000°*      *Three Dimensional Computation of Turbulent Flow in Meandering Channels; V. T. Nguyen*
- Heft 209/2001*      *Sedimenttransportprozesse im Himalaya-Karakorum und ihre Bedeutung für Wasserkraftanlagen; S. Palt (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 210/2002*      *Die Identifikation hydrologischer Prozesse im Einzugsgebiet des Dürreychbaches (Nordschwarzwald); M. Casper (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 211/2001*      *Einfluß von Regelungsbauwerken auf die Wasserspiegellagen in Flüssen; F. Ritzert (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 212/2001*      *Konzept für einen ganzheitlichen Gewässerschutz; W. Hauck*
- Heft 213/2002*      *A Hydrodynamic-Numerical Model of the River Rhine; P. T. Minh Thu (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 214/2002*      *Zur hydraulischen Systemanalyse von Wasserversorgungsnetzen; J. Deuerlein (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 215/2002*      *Feststofftransport und Geschwindigkeitsverteilung in Raugerinnen; K. Koll (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 216/2002*      *Simulationswerkzeuge zur Bewirtschaftung von Staustufenketten; A. Celan*
- Heft 217/2002*      *Deutsch-Russisches Wörterbuch für Wasserwirtschaft; R. Krohmer, I.S. Rumjanzev*

- Heft 218/2002 Entwurfsoptimierung städtischer Abwasserentsorgungsnetze; I. V. Domínguez Talavera (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 219/2002 Kontrolle von Barrieren: Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit an Hand des Bodenwassergehaltes; R. Schuhmann (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 220/2003 Langfristige, hydrologische Betrachtung der Grundwasserdynamik am Beispiel der Mittleren Elbe; P.-A. Burek (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 221/2003 Wassermengenbewirtschaftung im Einzugsgebiet der Ruhr: Simulation und Echtzeitbetrieb; T. Brudy-Zippelius (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 222/2004 Russisch-Deutsches Wörterbuch für Wasserwirtschaft; R. Krohmer, I.S.Rumjanzev*
- Heft 223/2004 Mobilisierung und Immobilisierung von mineralischen Feinstkornaggregaten an Gewässersohlen; J.-W. Kim (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 224/2004 Strömungsstruktur und Impulsaustausch in gegliederten Gerinnen mit Vorlandvegetation; I. Schnauder (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 225/2004 Towards Decision Support Models for Un-gauged Catchment in India, The Case of Anas Catchment; A. K. Singh (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 226/2004 Integrales Hochwasser-Simulationssystem Neckar – Verfahren, Werkzeuge, Anwendungen und Übertragungen; P. Oberle (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 227/2004 Small Hydropower Plants Based Power Systems for Remote Regions; R. K. Maskey (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 228/2004 Spatial Time Domain Reflectometry and its Application for Monitoring Transient Soil Moisture Profile; R. Becker (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 229/2005 River Flood Prediction Systems: Towards Complementary Hydrodynamic, Hydrological and Data Driven Models with Uncertainty Analysis; R. Shrestha (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 230/2005 Empfehlungen zur naturnahen Gewässerentwicklung im urbanen Raum –unter Berücksichtigung der Hochwassersicherheit-; B. Lehmann (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*

*Heft 231/2005*      *Einfluß der Oberflächenströmung auf die permeable Gewässersohle; S. Vollmer (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*

*Heft 232/2005*      *Optimization of Internal Hydraulics and of System Design for PUMPS AS TURBINES with Field Implementation and Evaluation; P. Singh (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*

*Heft 233/2006*      *Entwicklung landschaftsverträglicher Bauweisen für überströmbare Dämme; J. Queißer (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*

*Bestellungen an:*      *Institut für Wasser und Gewässerentwicklung  
-Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik-  
Bibliothek  
Universität Karlsruhe  
Kaiserstr. 12  
D-76131 Karlsruhe  
Tel.: (0721) 608 6389  
Fax: (0721) 60 60 46  
e-mail: [raskob@iwg.uka.de](mailto:raskob@iwg.uka.de)*

---

° vergriffen

Universität Karlsruhe (TH)

Institut für Wasser und  
Gewässerentwicklung



ISSN 0176-5078

ISBN 3-86644-016-2

---

[www.uvka.de](http://www.uvka.de)