



Univ.-Prof. Dr.-Ing. A. Schlenkhoff (Hrsg.)
LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau
FB D – Abteilung Bauingenieurwesen
Bergische Universität Wuppertal

Mario Oertel

Analyse der Flutung unterirdischer Bauwerke in flussnahen urbanen Regionen nach Versagen von Hochwasserschutzeinrichtungen

Bericht Nr. 15, 2008

Die Dissertation kann wie folgt zitiert werden:

urn:nbn:de:hbz:468-20080042

[<http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn%3Anbn%3Ade%3Ahbz%3A468-20080042>]

Bericht – Lehr- und Forschungsgebiet Wasserwirtschaft und
Wasserbau

Band 15

Mario Oertel

**Analyse der Flutung unterirdischer Bauwerke in
flussnahen urbanen Regionen nach Versagen von
Hochwasserschutzeinrichtungen**

Shaker Verlag
Aachen 2008

Vorwort (Hrsg.)

Während zahlreiche Veröffentlichungen sich mit Hochwasserschäden an Gebäuden und der Beeinträchtigung von oberirdischer Infrastruktur befassen, sind Gefährdungen im Zusammenhang mit unterirdischen Bauwerken bei der bisherigen Diskussion fast vollständig ausgeblendet. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich daher mit der Thematik der Flutung unterirdischer Bauwerke in Bezug auf eine Risikobewertung und das Risikomanagement im Hochwasserfall.

Urbane oder industrielle Gebiete mit hohen Werten werden in der Regel durch technische Bauwerke vor Hochwasser geschützt. Die am häufigsten eingesetzten Bauwerke sind Deiche, die aber aufgrund der erforderlichen Regelquerschnitte eine erhebliche Fläche beanspruchen. Mit zunehmender Hochwasserhäufigkeit und eventuell auch vor dem Hintergrund einer klimabedingten Verschärfung des Hochwasserrisikos sind zunehmend größere Bauwerkshöhen erforderlich. Gleichzeitig steht aber im städtischen Umfeld nur wenig Raum für solche Deichbaumaßnahmen zur Verfügung, so dass immer häufiger Wände, leichte Bauwerke oder mobile Systeme zum Schutz gegen Überflutung eingesetzt werden. Zunehmende Stauhöhen und leichtere Bauwerke implizieren aus Sicht der vorsorgenden Risikobewertung die Notwendigkeit, eine umfassende Versagensanalyse vorzunehmen, die auch die Konsequenzen der anschließenden Überflutung von ober- und unterirdischen Bauwerken einschließt. Dabei muss der Versagensmechanismus von leichten und mobilen Schutzeinrichtungen gegenüber traditionellen Deichen als schlagartig, also ohne Vorwarnzeit, eingestuft werden. Die Ausbreitung der Überflutung erfolgt zudem als Welle. Inwieweit dabei die Ausbreitung in den Straßenschluchten behindert oder gesteuert wird und wie ein möglicher Eintritt in unterirdische Bauwerke hinsichtlich der Gefahrenanalyse zu beurteilen ist, ist jedoch in der derzeitigen Diskussion, möglicherweise auch aufgrund der komplexen hydraulischen Gesamtsituation, wenig untersucht worden.

Insbesondere über die Flutung von unterirdischen Bauwerken, die offensichtlich besonders sensibel sind, sind nur wenige wissenschaftliche Untersuchungen bekannt. Derzeit wird dieser Fall der Flutung in der öffentlichen Diskussion gedanklich mit dem Hinweis ausge-

blendet, dass dies entweder nicht passieren darf, oder dass eine Evakuierung der Personen notwendig ist. Bei lang anhaltenden Hochwasserständen, wie zum Beispiel in Köln, ist diese Vorstellung allerdings wenig realistisch. Das städtische Leben muss auch bei einem Hochwasserfall möglichst ohne große Störungen fortgeführt werden können. Das heißt, dass Tiefgaragen, U-Bahnstationen und Tunnelsysteme in der Regel nicht geschlossen und nur im Ereignisfall evakuiert werden sollen. Nach Versagen von Schutzeinrichtungen bleibt aber nur wenig Zeit zum Handeln. Für den Fall, dass in einem solchen System eine Schutz-einrichtung versagt, müssen daher der Ablauf der Flutung analysiert, die hydraulischen Vorgänge bestimmt, die Bedingungen der Flutung sowie die Wirkung auf Personen und Einrichtungen ermittelt werden können. Die Beantwortung dieser Fragen ist von hoher gesellschaftlicher Relevanz und hat weitreichende Auswirkungen auf die Bemessungs- und Entwurfsphilosophie von Hochwasserschutzbauwerken.

Dieser Forderung kommt die vorliegende Arbeit auf wissenschaftlicher Basis nach. So werden neben einer allgemeinen Einführung zum Thema Hochwasserschutz zahlreiche Versuchsläufe zur Flutung unterirdischer Bauwerke im physikalischen als auch numerischen Modell durchgeführt, ausgewertet und analysiert. Somit wird eine Klassifizierung unterschiedlicher unterirdischer Bauwerke mit variierenden geometrischen als auch hydraulischen Randbedingungen ermöglicht. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind zusammenfassend in einem Decision-Support-System implementiert, welches eine Gefährdungseinstufung unterirdischer Bauwerke in Abhängigkeit der maßgeblichen Randbedingungen ermöglicht. Neben der Zusammenfassung sowie dem weiteren Forschungsbedarf schließt die Arbeit mit Empfehlungen zur Erstellung von Hochwassergefahrenkarten inklusive der Implementierung von unterirdischen Bauwerken auf Grundlage vorhandener Richtlinien bzw. Empfehlungen auf Landes- und Bundesebene.

Wuppertal, Dezember 2007

Andreas Schlenkhoff



BERGISCHE
UNIVERSITÄT
WUPPERTAL

ANALYSE DER FLUTUNG UNTERIRDISCHER BAUWERKE IN
FLUSSNAHEN URBANEN REGIONEN NACH VERSAGEN VON
HOCHWASSERSCHUTZEINRICHTUNGEN

Vom Fachbereich D (Abteilung Bauingenieurwesen)
der Bergischen Universität Wuppertal

genehmigte

Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades
DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

von

Dipl.-Ing. Mario Oertel

aus Münster

© 2007/2008 LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau, Bergische Universität Wuppertal
Vervielfältigung nur mit ausdrücklicher Genehmigung des Autors

Eingereicht am: 10. Oktober 2007

Prüfung am: 20. Dezember 2007

Erster Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Andreas SCHLENKHOF
LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau
Bergische Universität Wuppertal

Zweiter Gutachter: Em.-Prof. Dr.-Ing. Bernhard WALZ
LuFG Geotechnik
Bergische Universität Wuppertal

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans-Jürgen EHRIG
LuFG Abfall- und Siedlungswasserwirtschaft
Bergische Universität Wuppertal

Weiteres Mitglied: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Torsten SCHLURMANN
Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen
Leibniz Universität Hannover

Für Erika und Willy Schrader.

„Die Natur ist unerbittlich und unveränderlich, und es ist ihr gleichgültig, ob die verborgenen Gründe und Arten ihres Handelns dem Menschen verständlich sind oder nicht.“

Galileo Galilei (1564 - 1642)



Danksagungen

Ich möchte mich bei allen Personen bedanken, die mir bei der Erstellung dieser Dissertation behilflich waren und mich auf dem Weg zur Vollendung begleitet haben.

Die ersten Dankesworte gebühren meinem Gutachter und Doktorvater Univ.-Prof. Dr.-Ing. Andreas Schlenkhoff. Er gab mir nahezu jegliche arbeitstechnische als auch finanzielle Freiheit bei der Planung, Durchführung und Vollendung meiner Forschungen. Ich danke für das Vertrauen, ein stetig offenes Ohr, hilfreiche Anregungen und die faire und freundschaftliche Zusammenarbeit. Em.-Prof. Dr.-Ing. Bernhard Walz, meinem zweiten Gutachter, danke ich für viele Jahre reger Diskussionen und Hilfestellungen. Mir fällt immer nur „Vorzeigeprofessor“ ein. Ich denke dies bedarf keiner weiteren Erläuterungen. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Torsten Schlurmann danke ich für gutes Zureden, Vertrauen und kritische Anmerkungen. Wichtig ist eine vertraute Person, die in entscheidenden Momenten die Weichen richtig stellt. Für eine kollegiale Zusammenarbeit und die Übernahme des Vorsitzes danke ich Univ.-Prof. Hans-Jürgen Ehrig. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Felix Huber danke ich für viel Unterstützung. Spaß aber auch ernste Diskussionen verbinde ich mit meinen geschätzten Arbeitskollegen Dipl.-Ing. Daniel Bung und Dipl.-Ing. Marcus Dätig. Fruchtbare Teamarbeit und Aufmunterungen sind der Schlüssel des Erfolgs und unerlässlich auf dem Weg zum Ziel. Nicht unerwähnt bleiben sollen Dr.-Ing. Carsten Hauser, Melanie Sichelschmidt, Jörg Müllejans, Ömer Aslan, Leska Sauder, sowie alle die ich jetzt vergessen habe, denen aber Dank gebührt.

Mein ganz besonderer Dank gilt meiner Familie. Insbesondere meiner Mutter Helga, die mich jederzeit unterstützt hat. Zudem danke ich Anne, Bianca, Frank, Lea, Kim und Harald, die mir mit Verständnis und Liebe einen Ausgleich neben der Arbeit gaben und oft meinen Kummer, meine Launen und meinen Mitteilungsdrang in Bezug auf diese Arbeit ertragen haben.

Wuppertal, Dezember 2007

Mario Oertel

Kurzfassung

Diese Dissertation beschäftigt sich mit der Flutung unterirdischer Bauwerke in flusssnahen urbanen Regionen nach Versagen von Hochwasserschutzeinrichtungen. Ziel der Arbeit ist die Kenntlichmachung von Gefahren und Risiken in unterirdischen Gebäuden wie U-Bahn-Stationen, Tiefgaragen oder unterirdische Einkaufszentren sowie die Sensibilisierung der Bevölkerung bezüglich dieser Gefahren während eines Hochwasserereignisses. Das Forschungsprojekt kommt somit der Forderung der Informationsvorsorge in hochwassergefährdeten Gebieten nach.

Mit Hilfe eines physikalischen Modells im Maßstab 1:20 wird die flächenhafte Flutwellenausbreitung auf einer Platte mit anschließender Flutung unterirdischer Kontrollvolumen untersucht. Der Prozess der Flutwellenausbreitung stellt dabei die Randbedingung für die Flutungsvorgänge dar. Aus diesem Grund erfolgt ein Vergleich mit einer analytischen Lösung nach dem aktuellen Stand der Forschung. Eine vertiefte Diskussion über den Einfluss von Maßstabeffekten auf die Wellenausbreitung detektiert Grenzbereiche der physikalischen Modellierungen und der möglichen Übertragbarkeit auf Naturverhältnisse. Die physikalischen Versuche zur Flutung unterirdischer Bauwerke ermöglichen die Differenzierung von drei unterschiedlichen Flutungstypen. Numerische 3-D-Simulationen werden zur Validierung ausgewählter physikalischer Modellläufe herangezogen, um eine Anwendbarkeit für die vorliegenden Problemstellungen zu bestätigen. Mit Hilfe der physikalischen und numerischen Modellierungen sowie theoretischer Ansätze werden die Ergebnisse der Flutungsvorgänge auf Naturverhältnisse übertragen. Die durchgeführten Untersuchungen dienen als Grundlage für die Entwicklung eines Decision-Support-Systems in Form des entwickelten Risiko-Tools **RoFUF**. Dieses ermöglicht Aussagen über das vorliegende Risiko in unterirdischen Bauwerken in Abhängigkeit diverser Randbedingungen. Empfehlungen für die Einbeziehung der Untersuchungsergebnisse in aktuelle Hochwasser-Gefahrenkarten werden ausgesprochen.

Abstract

This dissertation deals with flooding processes of underground facilities in urban regions after malfunction of flood protection measures. The main aim is to indicate hazards and risks in underground buildings like underground-stations, underground-parking areas or underground shopping malls and to sensitize the population in case of flood events. Hence, the research project serves the requirement of flood information prevention in flood areas.

With a physical model scaled 1:20 the plane flood wave propagation and the resulting flooding of an underground control volume are investigated. The process of wave propagation describes the boundary condition for flooding incident. Thus, the results are compared with an analytical state-of-the-art solution. A detailed discussion on scale effects shows limits of the physical model and transmissions to nature proportions. With the physical model three varying flood types can be classified. Numerical simulations are used for validation to approve applicability. With physical and numerical simulations as well as theoretical considerations the results of investigation can be transmitted to nature proportions. With these a decision-support-system, a risk-tool named **RoFUF**, is developed. It gives the risk in underground facilities depending on various boundary conditions. Recommendations for using the results in current flood hazard maps are given.

Inhaltsverzeichnis

Danksagungen	i
Kurzfassung	iii
Abstract	v
Abbildungsverzeichnis	xiii
Tabellenverzeichnis	xix
Formelzeichen und Symbole	xxi
I Einleitung	1
1 Grundlagen, Begriffsdefinitionen, Gesetze	3
1.1 Naturkatastrophen und Hochwasser	3
1.2 Arten von Überschwemmungen	4
1.3 Entstehung von Hochwasser an Flüssen	7
1.4 Katastrophe, Risiko, Vulnerabilität und Gefährdung	8
1.4.1 Allgemeines	8
1.4.2 Katastrophe	9
1.4.3 Risiko (<i>Risk</i>)	10
1.4.4 Vulnerabilität (<i>Vulnerability</i>)	14
1.4.5 Gefährdung (<i>Hazard</i>)	15
1.4.6 Zusammenfassung	16
1.5 Hochwasserschutz und Hochwasservorsorge	17
1.5.1 Allgemeines	17
1.5.2 Strategien und Maßnahmen	17
1.5.3 Hochwasserrisikomanagement	20

1.6	Gesetze und Richtlinien	22
1.6.1	Hochwasserschutzgesetz	22
1.6.2	EU-Hochwasserrichtlinie	24
2	Simulationen im Wasserwesen	25
2.1	Allgemeines	25
2.2	Modell-Dimensionalität	26
2.3	Physikalisches Modellieren	26
2.3.1	Ähnlichkeitstheorie	27
2.3.2	Ähnlichkeitsgesetze	28
2.4	Numerische Simulationen	31
II	Forschungsansatz	33
3	Stand der Forschung und Ziel der Arbeit	35
3.1	Stand der Forschung	35
3.1.1	Forschungsnotwendigkeit und Forschungsbedarf	35
3.1.2	Forschung zu Damm- bzw. Deichbruchwellen	36
3.1.3	Forschung zu unvorhersehbaren Ereignissen	37
3.1.4	Weitere Studien zum Hochwasserschutz	39
3.1.5	Forschung zur Flutung unterirdischer Bauwerke	39
3.2	Motivation – Forschungsnotwendigkeit	39
3.3	Ziel der Arbeit	41
III	Versuchsmodelle	43
4	Physikalisches Modell	45
4.1	Allgemeines	45
4.2	Verwendete Messtechnik	49
4.2.1	Sensoren	49
4.2.2	Laufschiene mit Schrittmotoren	51
4.2.3	Plattform-Wägezelle	52
4.3	Modellvariationen und Modellläufe	52
5	Numerisches Modell	59
5.1	Verwendete Softwareprodukte	59
5.2	Modelleigenschaften	60

IV	Ergebnisanalyse	63
6	Ergebnisse der physikalischen Modellläufe zur Ausbreitung der Flutwelle	65
6.1	Allgemeines	65
6.2	Modelllauf ML00 (1) – Stationärer Zustand	66
6.2.1	Grundlegendes	66
6.2.2	Messdatenverarbeitung	66
6.3	Modelllauf ML00 (2) – Wellenausbreitung	67
6.3.1	Grundlegendes	67
6.3.2	Reproduzierbarkeit	70
6.3.3	Messdatenverarbeitung	70
6.3.4	Vergleich der Messergebnisse mit analytischem Modell	74
7	Vertiefte Diskussion über den Einfluss von Maßstabseffekten	87
7.1	Einführung	87
7.2	Fließgeschwindigkeiten und Wasserstände	88
7.3	Turbulenzgrenze, Rauheiten und Viskosität	89
7.4	Oberflächenspannung	98
7.5	Erhöhter Initialwasserstand	101
7.6	Dammbruchversuche in Rinne	102
7.7	Zusammenfassung	105
8	Grundlagen relevanter Gefahrenbeurteilungen	107
8.1	Allgemeines	107
8.2	Größere Kräfte durch fließendes Wasser	107
8.3	Gefährdung eines Menschen in einer Strömung	108
8.4	Gefahrenbeurteilung nach Schweizer Erfahrungen	109
8.5	Mögliche Gefahren für Personen in unterirdischen Bauwerken	111
9	Ergebnisse der physikalischen Modellläufe zur Flutung unterirdischer Bauwerke	113
9.1	Allgemeines	113
9.1.1	Reproduzierbarkeit	114
9.2	Modellläufe ML1 bis ML50	114
9.2.1	Klassifizierung von Flutungstypen	115
9.2.2	Füllströme	119
9.2.3	Fließgeschwindigkeiten, Wasserstände und Impulskräfte	119
9.3	Modellläufe ML51 bis ML75	121

9.4	Zusammenfassung	121
10	Ergebnisse der numerischen Modellierungen	123
10.1	Allgemeines	123
10.2	Flutungstyp 1 – Validierung, Kalibrierung	123
10.2.1	Modellmaßstab 1:20	123
10.2.2	Naturmaßstab 1:1	127
10.2.3	Anpassung der Gitterauflösung	127
10.3	Flutungstyp 2	129
10.3.1	Verfahren zur Bestimmung von Durchflussmengen über einen seitlichen Überfall	129
10.3.2	Numerisches Modell zur Simulation von Flutungstyp 2	134
10.3.3	Auswertung der numerischen Simulationen zum Flutungstyp 2	136
11	Übertragung der Untersuchungsergebnisse auf Naturverhältnisse	143
11.1	Allgemeines	143
11.2	Übertragung der Flutungstypen	143
11.3	Übertragung von Fließgeschwindigkeiten, Wasserständen und Füllströmen	145
11.3.1	Flutungstyp 1	145
11.3.2	Flutungstyp 2	148
11.3.3	Flutungstyp 3	148
11.4	Übertragung flächenbezogener Impulskräfte	150
11.4.1	Flutungstyp 1	151
11.4.2	Flutungstyp 2	155
11.4.3	Flutungstyp 3	155
11.5	Übertragung kritischer Füllzeiten	155
12	Zuordnung von Gefahrenklassen	157
12.1	Allgemeines	157
12.2	Gefährdung im Einlassbereich sowie auf Treppen und Rampen	158
12.2.1	Flutungstyp 1	158
12.2.2	Flutungstyp 2	160
12.2.3	Flutungstyp 3	163
12.3	Gefährdung im Inneren eines unterirdischen Bauwerks	163
13	Decision-Support-System – Risiko-Tool RoFUF	167

V	Schlussbetrachtungen	173
14	Empfehlungen zur Einbeziehung unterirdischer Bauwerke in Hochwasser-Gefahrenkarten	175
14.1	Allgemeines	175
14.2	Leitfaden Hochwasser-Gefahrenkarten	175
14.2.1	Ziele	175
14.2.2	Inhalte	176
14.3	Unterirdische Bauwerke als Gefahrenorte	178
14.3.1	Aufführung und Darstellung	178
14.4	Weitere Empfehlungen zur Erstellung von Hochwasser-Gefahrenkarten	180
15	Ausblick – Weiterer Forschungsbedarf	183
16	Zusammenfassung	187
	Literaturverzeichnis	191
VI	Anhang	205
A	Hochwasserereignisse der letzten Jahre	207
B	Wasserkreislaufsystem und Bauteile des physikalischen Modells	217
C	Fotodokumentation des physikalischen Modellaufbaus	221
D	Beispielfotos eines ausgewählten Modelllaufs	225
E	Messergebnisse der physikalischen Modellläufe nach Übertragung auf Naturverhältnisse	227
F	Messergebnisse der Modellläufe zum Flutungstyp 2	229
	Lebenslauf	239

Abbildungsverzeichnis

1.1	Statistiken zu Naturkatastrophen	5
1.2	Zunahme großer Naturkatastrophen	6
1.3	Schematische Darstellung der Nutzung von Ressourcen während extremer Ereignisse	9
1.4	Risiko als Resultat der Interaktion von Gefährdung und Vulnerabilität	11
1.5	Entwicklung der Vulnerabilität, Pressure and Release Modell	12
1.6	Hochwasserschutz-Strategien	18
1.7	Hochwasserrisikomanagement	21
2.1	Simulation in der Hydrodynamik	25
3.1	Beispielfotos von Flutungsvorgängen unterirdischer Bauwerke	41
4.1	Systemskizze des physikalischen Modells – Draufsicht	47
4.2	Systemskizze des physikalischen Modells – Schnittansicht	47
4.3	Foto des physikalischen Modells	48
4.4	Foto der Breschenöffnung	48
4.5	Messpunkte im physikalischen Modell	51
4.6	Schematische Darstellung der Bezeichnung der Modellläufe ($h_0 = 12,5$ cm)	56
4.7	Schematische Darstellung der Bezeichnung der Modellläufe ($h_0 = 19,0$ cm)	57
5.1	Beispiel einer numerischen Flutungssimulation mit FLOW-3D	61
6.1	Messergebnisse stationärer Zustand für $h_0 = 12,5$ cm	68
6.2	Messergebnisse stationärer Zustand für $h_0 = 19,0$ cm	69
6.3	Vergleiche zwischen Wiederholungsläufen zur Prüfung der Reproduzierbar- keit bei trockener bzw. benetzter Ausbreitungsfläche	71
6.4	Beispielhafte Messwertaufzeichnungen der Versuche zur Wellenausbreitung	72
6.5	Aussetzer und Messwertbereinigung der Daten der Ultraschallsensoren	73
6.6	Abfall des Wasserstands im Gerinne am Beispiel zweier Messpunkte	74

6.7	Ankunftszeiten der Welle auf trockener Ausbreitungsfläche	75
6.8	Ankunftszeiten der Welle auf benetzter Ausbreitungsfläche und Ausbreitungsform	76
6.9	Dammbruchwelle nach RITTER	78
6.10	Ganglinien auf Breschenachse in normierter Darstellung	78
6.11	Versagensmechanismus, Geschwindigkeiten und Zughöhe	81
6.12	Schnittansichten der Welle auf Breschenachse für $h_0 = 12,5$ cm	83
6.13	Ganglinien auf Breschenachse für $h_0 = 12,5$ cm, längere Zeitachse	83
6.14	Ganglinien auf Breschenachse für $h_0 = 12,5$ cm	84
6.15	Ganglinien auf Breschenachse für $h_0 = 19,0$ cm	85
6.16	Schnittansichten der Wellenfronten	86
7.1	Geschwindigkeitsgrößen und -richtungen auf der Ausbreitungsfläche	90
7.2	Froudezahlen auf der Ausbreitungsfläche	92
7.3	Grenz-Reynoldszahlen auf der Ausbreitungsfläche	93
7.4	Grenzen kritischer Weberzahlen auf der Ausbreitungsfläche	94
7.5	Moody-Diagramm, $h_0 = 12,5$ cm	96
7.6	Moody-Diagramm, $h_0 = 19,0$ cm	97
7.7	Auf Naturverhältnisse übertragene absolute Rauheiten k_p auf der Ausbreitungsfläche	99
7.8	Theoretische Wasserstandserhöhung infolge Oberflächenspannung	101
7.9	Folien zur Variation der Rauheiten	103
7.10	Zeitlich verteilte Frontgeschwindigkeiten der Dammbruchwellen	104
7.11	Dammbruchwellen für unterschiedliche Rauheiten k_1 , k_2 und k_3 für Initialwasserstand $h_0 = 40$ cm	105
8.1	Vergleich zwischen Druck- und Impulskraft	108
8.2	Sturzgrenze eines Menschen	109
8.3	Intensitäts-Wahrscheinlichkeits-Matrix nach Schweizer Gefahrenbeurteilung	110
8.4	Mögliche Gefahren in unterirdischen Bauwerken	112
9.1	Beispielhafte Auswertung der Messergebnisse für $h_0 = 12,5$ cm, ML32 . . .	114
9.2	Beispielhafte Auswertung der Messergebnisse für $h_0 = 12,5$ cm, ML37 . . .	115
9.3	Fotos der Flutungstypen 1 bis 3 am Beispiel ausgewählter Modellläufe . . .	117
9.4	Schematische Darstellung der ermittelten Flutungstypen	118
9.5	Beispielhafte Auswertung der Messergebnisse für $h_0 = 19,0$ cm, ML67 . . .	122

10.1	Kalibrierungsschritte der numerischen Modellierung zum Flutungstyp 1 im Modellmaßstab 1:20, ML32	125
10.2	Modelllauf ML32, Vergleich zwischen physikalischer und numerischer Modellierung	126
10.3	Kalibrierungsschritte der numerischen Modellierung zum Flutungstyp 1 im Naturmaßstab 1:1, ML32	128
10.4	Definitionen zu einem Überfall	129
10.5	Definitionen zu einem Streichwehr mit niedriger Überfallkante in einem Abwasserkanal	131
10.6	Theoretischer Ansatz für seitlichen Durchfluss durch Gerinneöffnung	133
10.7	Energiehöhe und Grenze zwischen strömendem und schießendem Abfluss in einem Rechteckgerinne	134
10.8	Numerisches Modell zur Simulation von Flutungstyp 2	135
10.9	Beispielhafte Ergebnisse zur numerischen Modellierung von Flutungstyp 2	137
10.10	Theoretische Füllströme für Flutungstyp 2	138
10.11	Einflussbreite für seitliche Breschendurchströmung	140
10.12	Theoretischer Ansatz für Flutungstyp 2	140
11.1	Beispiele möglicher Flutungstypen in urbanen Regionen	144
11.2	Auswertung der physikalischen Messergebnisse für Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:20	146
11.3	Auswertung der physikalischen Messergebnisse für Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:13	146
11.4	Theoretischer Ansatz für Flutungstyp 3	150
11.5	Auswertung von Impulskräften für Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:20, 1	152
11.6	Auswertung von Impulskräften für Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:20, 2	153
11.7	Auswertung von Impulskräften für Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:13	154
11.8	Impulskraft F_{imp} für Flutungstyp 3	155
11.9	Kritische Füllzeit t_{krit}	156
13.1	Benutzungsoberfläche von RoFUF	168
13.2	Programmstruktur des Decision-Support-Systems	168
13.3	Programmstruktur des Moduls zur Bestimmung der Gefährdung bzw. des Risikos im Einlassbereich für Flutungstyp 1	169

13.4	Programmstruktur des Moduls zur Bestimmung der Gefährdung bzw. des Risikos im Einlassbereich für Flutungstyp 2	170
13.5	Programmstruktur des Moduls zur Bestimmung der Gefährdung bzw. des Risikos im Einlassbereich für Flutungstyp 3	171
13.6	Programmstruktur des Moduls zur Bestimmung der Gefährdung bzw. des Risikos im Inneren	172
B.1	Schematische Darstellung des Wasserkreislaufsystems	217
B.2	Gesamte Tragkonstruktion	218
B.3	Platte mit Öffnung – Draufsicht	218
B.4	Plattenverbindung – Schnittansicht	219
B.5	Leitschienen für Bruchstück	219
B.6	Bruchstück	219
B.7	Unterbau mit vordefiniertem Volumen	220
B.8	Einlassbauteil zur Untersuchung unterschiedlicher Einlassrichtungen	220
C.1	Tragkonstruktion, Wasserkreislaufsystem	221
C.2	Plexiglasplatten, Modellränder	222
C.3	Schrittmotor-Laufschienen, Ultraschallsensoren, Bresche	223
C.4	Bresche, Versuchsläufe	224
D.1	Fotos Modelllauf ML32, 1	225
D.2	Fotos Modelllauf ML32, 2	226
E.1	Auswertung der physikalischen Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse, Öffnung Oe1	227
E.2	Auswertung der physikalischen Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse, Öffnung Oe2	227
E.3	Auswertung der physikalischen Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse, Öffnung Oe3	228
E.4	Auswertung der physikalischen Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse, Öffnung Oe4	228
E.5	Auswertung der physikalischen Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse, Öffnung Oe5	228
F.1	Auswertung der Modellläufe zum Flutungstyp 2, Durchflussverhältnisse	230
F.2	Auswertung der Modellläufe zum Flutungstyp 2, Wasserstand zu Durchfluss	231
F.3	Auswertung der Modellläufe zum Flutungstyp 2, Geschwindigkeit zu Durchfluss	232

F.4	Auswertung der Messergebnisse zum Flutungstyp 2, $b_{Oe} = 2,0$ m	233
F.5	Auswertung der Messergebnisse zum Flutungstyp 2, $b_{Oe} = 4,0$ m	234
F.6	Auswertung der Messergebnisse zum Flutungstyp 2, $b_{Oe} = 6,0$ m	235
F.7	Grafische Beispielergebnisse zur numerischen Modellierung von Flutungstyp 2, MLFT2-4	236
F.8	Grafische Beispielergebnisse zur numerischen Modellierung von Flutungstyp 2, MLFT2-9	237
F.9	Grafische Beispielergebnisse zur numerischen Modellierung von Flutungstyp 2, MLFT2-14	238

Tabellenverzeichnis

1.1	Gefährdung bei bestimmten Wasserständen im überfluteten Gebiet	15
2.1	Zusammenfassung wichtiger Parameter im Froude- und Reynoldsmodell . . .	31
4.1	Technische Eigenschaften und Abbildung der Ultraschallsensoren	50
4.2	Technische Eigenschaften und Abbildung des Optiksensors	50
4.3	Technische Eigenschaften und Abbildung des Ultraschallsensors zur Fließ- geschwindigkeitserfassung	50
4.4	Technische Eigenschaften und Abbildung der Plattform-Wägezelle	52
4.5	Modellläufe und deren Bezeichnungen	54
5.1	Beispielhafte Modelleigenschaften einer numerischen Modellierung	60
7.1	Theoretische Wasserstandserhöhungen infolge Oberflächenspannung	100
9.1	Tabellarische Auswertung der Messergebnisse für $h_0 = 12,5$ cm	120
9.2	Tabellarische Auswertung der Messergebnisse für $h_0 = 19,0$ cm	122
10.1	Variierte Randbedingungen bei der Kalibrierung von ML32 im Modellmaß- stab 1:20	124
10.2	Auf den Naturmaßstab 1:1 übertragene Randbedingungen für ML32	127
10.3	Modellläufe und tabellarische Auswertung der numerischen Modellierungen zum Flutungstyp 2	141
11.1	Tabellarische Auswertung der Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Über- tragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:20	147
11.2	Tabellarische Auswertung der Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Über- tragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:13	148
11.3	Beispielhafte Werte für Flutungstyp 3	149
12.1	Gefahrenklassen für Flutungstyp 1	159

12.2	Gefahrenklassen für Flutungstyp 2 für sehr hohe und hohe Wasserstände in der Straßenschlucht	161
12.3	Gefahrenklassen für Flutungstyp 2 für mittlere und niedrige Wasserstände in der Straßenschlucht	162
12.4	Gefahrenklassen für Flutungstyp 3	164
12.5	Gefahrenklassen im Inneren eines unterirdischen Bauwerks	166
14.1	Themenübersicht Gefahrenkarten	177
14.2	Farbabstufungen bei der Darstellung der Überflutungsflächen/-tiefen	177
14.3	Gefahrenquellen	178
14.4	Gefahrenorte und deren Symbole	179
14.5	Empfehlungen zu Farbabstufungen bei der Darstellung von Überflutungs- flächen und Überflutungstiefen	181
14.6	Alternative Empfehlungen zu Farbabstufungen bei der Darstellung von Überflutungsflächen und Überflutungstiefen	182
A.1	Weltweite Hochwasserereignisse seit 1990	208

Formelzeichen und Symbole

Zeichen	Benennung	Einheit
A	Fläche	m^2
A_r	Schadensausmaß	EUR
A_m	Fläche im Modell	m^2
A_p	Fläche im Prototyp	m^2
A_q	durchflossene Querschnittsfläche	m^2
A_{ub}	Grundfläche unterirdisches Bauwerk	m^2
b	(Gerinne-) Breite	m
b_{br}	Breschenbreite	m
b_E	Einflussbreite bei seitlicher Breschendurchströmung	m
b_{Oe}	Einlass-, Öffnungsbreite	m
$b_{Oe,eff}$	Einlass-, Öffnungsbreite inkl. Sicherheitsbeiwert	m
b_s	Breite der Straßenschlucht	m
b_{ub}	Breite unterirdisches Bauwerk	m
b_{ue}	Überfallbreite	m
B_r	Breite Wellenrinne	m
d	Rohrdurchmesser	m
D	hydraulischer Durchmesser	m
Dev	prozentualer Vergleich zwischen Soll- und Ist-Werten	–
E	E-Modul	N/mm^2
f	Funktion	–
F	Volumenfraktion (<i>fraction of fluid</i>)	–
Fr	Froudezahl	–
F_e	Elastizitätskraft	N
F_g	Schwerkraft	N
F_i	Trägheitskraft	N
F_{imp}	Impulskraft	kN

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Zeichen	Benennung	Einheit
F_p	Druckkraft	N
F_t	Oberflächenspannungskraft	N
F_v	Zähigkeitskraft	N
g	Erdbeschleunigung = 9,81	m/s ²
G_m	Gewicht im Modell	kg
h	Wasserstand	m
h_0	Initialwasserstand im Gerinne	m
h_{02}	variierender Initialwasserstand im Gerinne	m
$h_{0(a-d)}$	variierender Initialwasserstand in Wellenrinne bei Dammbbruchversuchen	m
h_{BC}	hydraulische Randbedingung (Wasserstand) in numerischer Modellierung	m
h_{gr}	Grenzwassertiefe	m
h_{ub}	Wassertiefe in unterirdischem Bauwerk	m
$h_{ub,krit}$	kritische, statische Wassertiefe in unterirdischem Bauwerk	m
h_l	lokaler, statischer Überschwemmungswasserstand	m
h_m	mittlerer Wasserstand eines bestimmten Zeitraums	m
h_{oben}	Wasserstand vor Überfallkante	m
h_s	Wasserstand in Straßenschlucht	m
h_{unten}	Wasserstand am Rampenfußpunkt	m
h_{ue}	Überfallhöhe	m
$h_{ue,m}$	mittlere Überfallhöhe	m
h_v	Verlusthöhe	m
h_w	Wehrhöhe	m
h_z	Zughöhe der Versagensstelle	m
h'	theoretischer Wasserstand ohne Einfluss der Oberflächenspannung	m
Δh	Wasserstands Differenz	m
H	normierter Wasserstand	–
H_{min}	Minimum der Energiehöhe	m
H_r	Höhe Wellenrinne	m
H_s	Energiehöhe in Straßenschlucht	m

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Zeichen	Benennung	Einheit
i	Elementnummer	–
k	absolute Rauheit	mm
k_m	absolute Rauheit im Modell	mm
k_p	absolute Rauheit im Prototyp	mm
L	Länge	m
L_m	Länge im Modell	m
L_p	Länge im Prototyp	m
L_r	Länge Wellenrinne	m
n	Elementanzahl	–
p	Druck	N/m ²
Δp	Druckunterschied	N/m ²
Q_{br}	Breschendurchfluss	m ³ /s
Q_{fill}	mittlerer Zufluss zum unterirdischen Kontrollvolumen	m ³ /s
Q_m	Durchfluss im Modell	m ³ /s
Q_p	Durchfluss im Prototyp	m ³ /s
Q_s	Durchfluss durch Straßenschlucht	m ³ /s
Q_{ue}	Überfall Durchfluss	m ³ /s
R	hydraulischer Radius	m
R_r	Risiko	EUR/a
Re	Reynoldszahl	–
Re_{grenz}	Grenz-Reynoldszahl für vollständig turbulente Strömung	–
Re_{krit}	kritische Reynoldszahl für den Übergang einer laminaren zur turbulenten Strömung	–
Re_m	Reynoldszahl im Modell	–
Re_p	Reynoldszahl im Prototyp	–
SN	Sturznummer aus Interaktion von Wasserstand und Fließgeschwindigkeit	m ² /s
t	Zeit	s
t_a	Flutwellenankunftszeit an Messpunkt, ab Versagenszeitpunkt	s
t_{fall}	Freifallzeit des Wassers von Absturzkante bis Behälterboden	s

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Zeichen	Benennung	Einheit
t_{fill}	Zeit bis Vollfüllung des unterirdischen Kontrollvolumens	s
t_{krit}	kritische Füllzeit des unterirdischen Bauwerks	s
t_m	Zeit im Modell	s
t_p	Zeit im Prototyp	s
Δt	Zeitschrittweite	s
T	normierte Zeit	–
T_n	normierte Zeit	–
u	Geschwindigkeit in x -Richtung	m/s
u_{Front}	Fließgeschwindigkeit der Wellenfront einer Dammbrechwelle	m/s
u_{hs}	Fließgeschwindigkeit der Wellenfront, ermittelt aus High-Speed-Aufzeichnungen	m/s
u_{Sunk}	Fließgeschwindigkeit der Sunkwelle einer Dammbrechwelle	m/s
U	benetzter Umfang	m
U_n	normierte Geschwindigkeit	–
v	Geschwindigkeit im Allgemeinen bzw. in y -Richtung	m/s
v_{BC}	hydraulische Randbedingung (Geschwindigkeit) in numerischer Modellierung	m/s
v_{gr}	Grenzgeschwindigkeit	m/s
v_m	Geschwindigkeit im Modell	m/s
v_{oben}	Geschwindigkeit vor Überfallkante	m/s
v_p	Geschwindigkeit im Prototyp	m/s
v_{unten}	Geschwindigkeit am Rampenfußpunkt	m/s
v_z	Zuggeschwindigkeit der Versagensstelle	m/s
V	Volumen	m ³
VL	Anwendungsgrenze (<i>Validation Limit</i>)	...
V_{krit}	Ressourcenverfügbarkeit	...
V_m	Volumen im Modell	m ³
V_p	Volumen im Prototyp	m ³
V_R	Additive Disaster Erfordernisse	...
V_S	Ressourcen Erfordernisse	...

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Zeichen	Benennung	Einheit
V_{ub}	Volumen unterirdisches Bauwerk	m^3
w	Geschwindigkeit in z -Richtung	m/s
We	Weberzahl	–
W_r	Eintrittswahrscheinlichkeit	$1/a$
x	Raumrichtung, Dimension	m
\bar{x}	Mittelwert	...
Δx	Zellbreite in x -Richtung	m
y	Raumrichtung, Dimension	m
Y	normierte y -Richtung	–
z	Raumrichtung, Dimension	m
z_0	geodätische Höhe Flusssohle	m ü. NN
z_f	Fallhöhe	m
z_{oben}	geodätische Höhe Ausbreitungsfläche	m ü. NN
z_{unten}	geodätische Höhe Rampenfußpunkt	m ü. NN
z_{ub}	Tiefe/Höhe unterirdisches Bauwerk	m
z_σ	Wasserstandsänderung infolge Oberflächenspannung	m
α	Winkel	$^\circ$
β	Verhältnis Einflussbreite zu Breschenbreite	–
γ	Wichte	N/m^3
η	Sicherheitsbeiwert	–
λ	Längenmaßstab, Verhältnis	–
λ_2	Längenmaßstab für variierenden Initialwasserstand im Gerinne	–
λ_f	Reibungsbeiwert	–
μ	Überfallbeiwert	–
μ^*	normierter Abflussbeiwert bei seitlicher Breschen- durchströmung	–
ν	kinematische Viskosität = $1,3 \cdot 10^{-6}$ (Wasser 10 °C)	m^2/s
π	Kreiszahl = 3,142	–
ρ	Dichte = 999,7 (Wasser 10 °C)	kg/m^3
σ	Standardabweichung	...
σ_0	Grenzflächenspannung, so genannte Oberflächen- spannung	N/m

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Zeichen	Benennung	Einheit
σ_{LW}	Oberflächenspannung an der Grenze zwischen Luft und Wasser (10 °C) = 0,074	N/m
σ_{st}	Abminderungsfaktor Streichwehr	–
τ	Schubspannung	N/m ²
φ	Einstaufaktor für seitliche Breschendurchströmung	–

Teil I

Einleitung

1 Grundlagen, Begriffsdefinitionen, Gesetze

1.1 Naturkatastrophen und Hochwasser

Dokumentierte Hochwasserereignisse gibt es seit vielen Jahrhunderten. Dabei ist im Laufe der Zeit eine Veränderung der Vulnerabilität¹ der Menschen bezüglich Hochwässer zu beobachten, da z. B. die Schadenspotentiale der Industrienationen in gefährdeten Regionen mit Industrialisierung und Urbanisierung stetig zunahmen. Doch auch die wachsende Armut einiger Entwicklungsländer führt zu einer Zunahme der Verletzlichkeiten. Hochwasservorkommnisse stellen grundlegend keine Katastrophen in der Natur dar – vielmehr haben sie eine wichtige ökologische Funktion für Flora und Fauna in den Flussauen. Doch die Kopplung dieser natürlichen Hochwasserereignisse mit der Errichtung von Schadenspotentialen in den Gefahrenzonen führt zur Bedrohung des menschlichen Lebens sowie der Infrastruktur und somit zur Möglichkeit einer humanitären Katastrophe.

Bei Betrachtung „aller“ Naturkatastrophen treten laut MÜNCHENER RÜCK (1997) Hochwässer und resultierend daraus Überschwemmungen mit am häufigsten auf. Sie führen zu den meisten Toten und zu den größten volkswirtschaftlichen, aber am wenigsten versicherten Schäden (siehe Abbildung 1.1 a). Werden hingegen nur die „großen“ Naturkatastrophen zusammengefasst (siehe Abbildung 1.1 b), so ergeben sich ähnliche prozentuale Verteilungen – mit Ausnahme der Todesopfer. Es wird demnach deutlich, dass die vielen kleinen und mittleren Überschwemmungsereignisse einen erheblichen Anteil an den Todesopfern haben.

Abbildung 1.2 a zeigt die generelle Zunahme der Großkatastrophen in den vergangenen Jahrzehnten über die Anzahl der Ereignisse. Abbildung 1.2 b gibt die auf heutige Werte

¹Vulnerabilität, lateinisch *vulnus* = Wunde. Vulnerabilität bezieht sich im Sprachgebrauch auf „Verwundbarkeit“ oder „Verletzbarkeit“, hier: Verletzbarkeit der Bevölkerung in Bezug auf Naturkatastrophen (siehe Kapitel 1.4.4).

hochgerechneten Gesamtschäden und versicherten Schäden großer Katastrophenereignisse an. Die Trendkurven dokumentieren jeweils die Zunahme der Ereignisse oder Schäden.

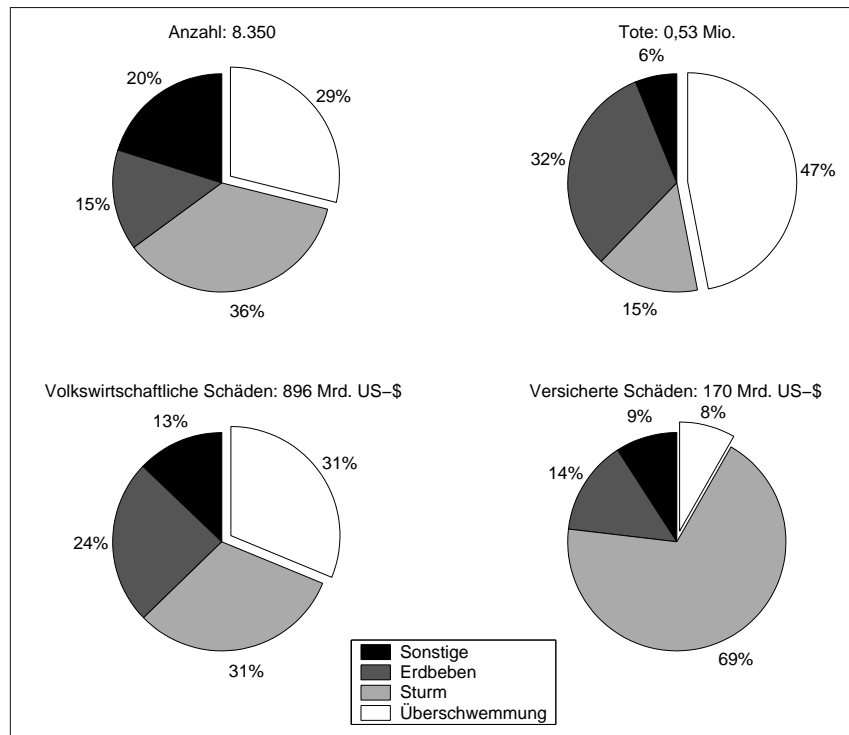
Prinzipiell kann von einer gleich bleibenden prozentualen Verteilung der einzelnen Katastrophenereignisse auf die Bereiche Sturm, Überschwemmung, Erdbeben oder Sonstige ausgegangen werden. Jedoch sind dabei Ausnahmen zu berücksichtigen, wie z. B. der Tsunami im Dezember 2004 oder das Pakistan-Erdbeben im Oktober 2005. Da beide Ereignisse im Bereich der Erdbeben erfasst wurden, hat sich beispielsweise die Verteilung der Todesopfer in Richtung der Erdbeben „verzerrt“.

Ergänzend zum Bereich der Überschwemmungen enthält Anhang A eine chronologische Zusammenfassung der national und international aufgetretenen Hochwasserereignisse der letzten Jahre.

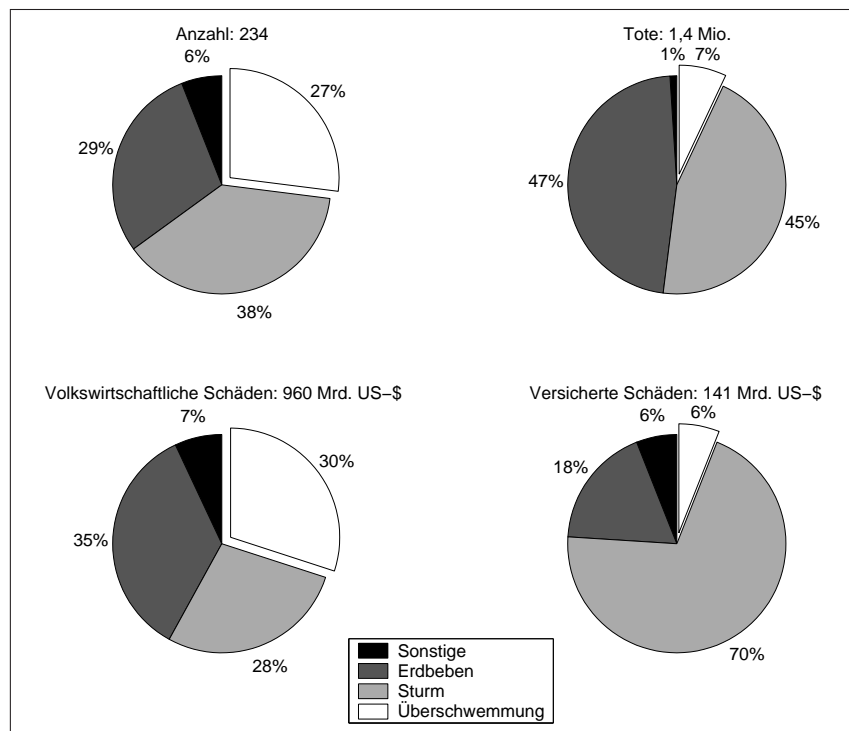
1.2 Arten von Überschwemmungen

Der Begriff der Überschwemmung wird in Bezug auf eine zeitweilige Wasserbedeckung von Landflächen verwendet, für die es unterschiedliche Ursachen gibt. So werden folgende Arten von Überschwemmungen unterschieden (MÜNCHENER RÜCK 2005):

- Haupttypen:
 - Sturmfluten (im Küstenbereich),
 - Flussüberschwemmungen (in Flussgebieten),
 - Sturzfluten (überall möglich).
- Einige Sonderfälle:
 - Grundwasser,
 - Tsunamis,
 - Dambruchwellen,
 - Gletscherseeausbrüche,
 - Rückstauüberschwemmungen,
 - Meeres- und Seespiegelanstieg.



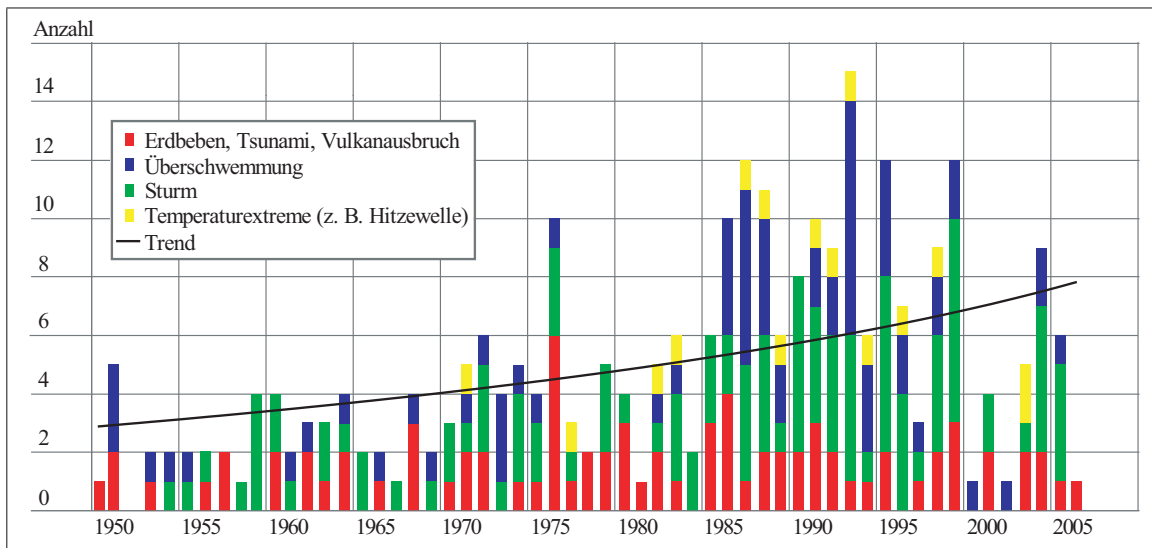
(a) alle Naturkatastrophen von 1985 bis 1999



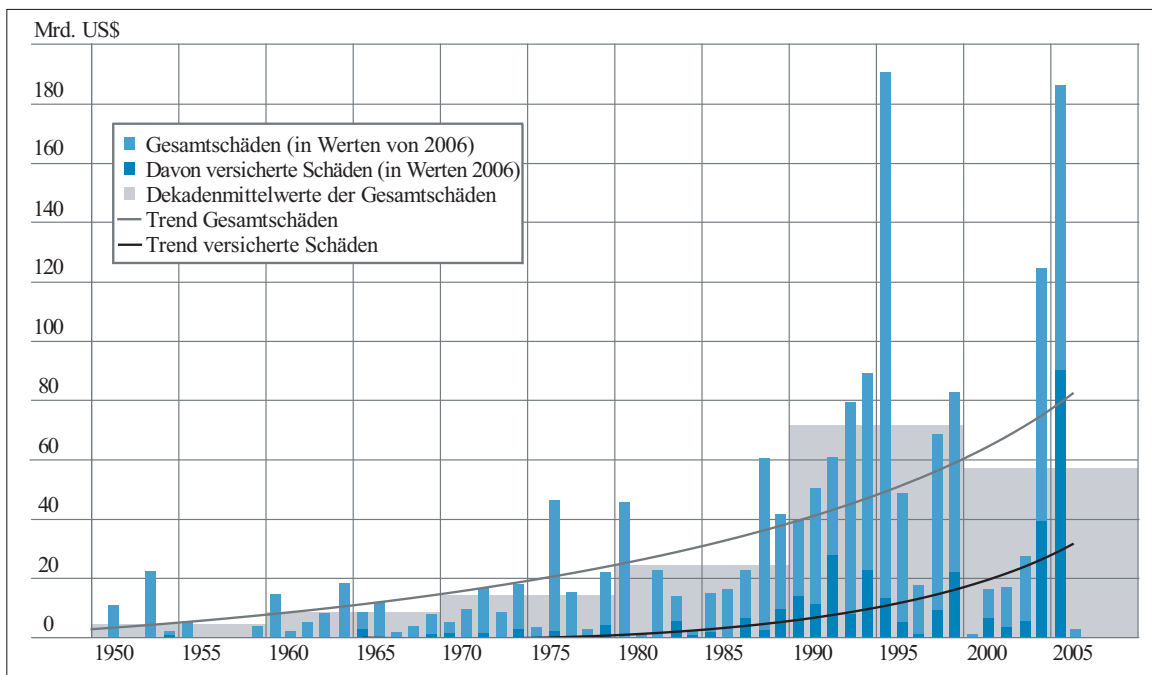
(b) große Naturkatastrophen von 1950 bis 1999

„Als groß werden Naturkatastrophen in Anlehnung an Definitionen der Vereinten Nationen bezeichnet, wenn sie die Selbsthilfefähigkeit der betroffenen Regionen deutlich überschritten wird und überregionale oder internationale Hilfe erforderlich ist. Dies ist i. d. R. dann der Fall, wenn die Zahl der Todesopfer in die Tausende, die Zahl der Obdachlosen in die Hunderttausende geht; oder wenn die Gesamtschäden – je nach wirtschaftlichen Verhältnissen des betroffenen Landes – bzw. die versicherten Schäden außergewöhnliche Größenordnungen erreichen.“ (MÜNCHENER RÜCK 1999-2007)

Abbildung 1.1: Statistiken zu Naturkatastrophen, Quelle: MÜNCHENER RÜCK (2000)



(a) Anzahl der Großkatastrophenereignisse



(b) Gesamtschäden und versicherte Schäden großer Naturkatastrophen – absolute Werte und Langfristtrends

Abbildung 1.2: Zunahme großer Naturkatastrophen, Quelle: MÜNCHENER RÜCK (1999-2007)

1.3 Entstehung von Hochwasser an Flüssen

Um mit Hochwässern umgehen zu können ist es von Bedeutung, ihre prinzipielle Entstehung zu verstehen. Die Entstehung von Hochwasser an Flüssen ist von einer Vielzahl natürlicher als auch vom Menschen beeinflusster, anthropogener Faktoren abhängig. So treten Flussüberschwemmungen² verstärkt nach lang anhaltenden Niederschlagsereignissen in Einzugsgebieten von Flüssen und deren Nebengewässern auf. Doch auch kurze Starkregenereignisse oder Schmelzwasservorkommnisse können zur Überlastung der Kapazitäten einzelner Flüsse oder zu Überschwemmungen durch so genannte Sturzfluten³ führen. Relevante Faktoren für die Entstehung von Hochwasser sind demnach die Niederschlagsintensität, sowie die Eigenschaften der Einzugsgebiete und Flüsse.

Das Problem langanhaltender Niederschlagsereignisse liegt in der Wasseraufnahmefähigkeit der Böden. Die Speicherfähigkeit des Bodens stellt eine wichtige Pufferfunktion für das Niederschlagswasser dar, dessen Kapazität bei starken Niederschlägen erschöpft wird. Das Wasser kann nicht mehr im Boden versickern und es kommt zum direkten Oberflächenabfluss (den gleichen Effekt erzeugt auch gefrorener Boden, der das Wasser am Versickern hindert). Die Bündelung dieses Wassers kann zu einem stark erhöhten Abfluss in den Flüssen führen.

Auch der Mensch hat in den vergangenen Jahrhunderten erheblichen Einfluss auf das Abflussverhalten der Fließgewässer genommen. So wurden durch Begradigungsmaßnahmen die temporären Hochwasserabflüsse und somit u. a. die Wasserstände der Unterlieger zum Teil maßgeblich erhöht. Dabei findet eine Art Verzerrung der natürlichen Hochwasserscheitel statt, welche zu ungünstigen Überlagerungen einzelner Hochwasserwellen führen kann. Auch der natürliche Retentionsraum wird durch eine Begradigung verringert oder gar entfernt. Zusätzlich beschleunigt der zur Kanalisierung führende Flussdeichbau die Abflusswellen. Sind dabei die Deiche wie herkömmlich als Erdbauwerke errichtet, bemessen oder dimensioniert, kommt es zusätzlich, z. B. während langer Einstaudauern, zu einer erhöhten Versagenswahrscheinlichkeit.

Die Versiegelung im Zuge der Urbanisierung stellt einen weiteren negativen anthropogenen Effekt bezüglich Hochwasser dar. Die Niederschläge können nicht mehr im Untergrund

²Flussüberschwemmungen treten normalerweise nicht abrupt auf, sondern bauen sich über einen gewissen Zeitraum auf. Flaches Flusstal: große betroffene Fläche; enges Flusstal: schmales überschwemmtes Band mit großen Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen (KRON 2005).

³Sturzfluten sind lokal bedeutsame Ereignisse und gestreut in Zeit und Raum. Sie entstehen wenn die Niederschlagsintensität die Infiltrationsrate des Bodens übersteigt (KRON 2005).

versickern, was insbesondere bei Starkregenereignissen zu einem erhöhten oberflächlichen Abfluss führt (siehe Bodensättigung oben). Des Weiteren sind Eingriffe in die flussnahe Vegetation ein großes Problem, weil sie die Möglichkeit des Wasserrückhaltes verringern können. Generell erzeugen alle Eingriffe in die natürlichen Speichereigenschaften von Bewuchs, Boden, Gelände und Gewässernetz eine Verschärfung der Hochwassersituation (LAWA 1995).

Globale Einflussfaktoren in Bezug auf Hochwasserereignisse sind die sich ändernden Klimaverhältnisse. Sie haben Auswirkungen auf das Abflussverhalten der Flüsse, da durch die zunehmende Erderwärmung auch der empfindliche globale Wasserkreislauf beeinflusst wird. Die Folgen können u. a. immer häufiger auftretende Starkniederschlagsereignisse langer Zeiträume, die Bildung extremer Wetterfronten mit Sturmereignissen und die Erhöhung des Meeresspiegels sein. Über das genaue Ausmaß des Einflusses ist sich die Fachwelt jedoch noch nicht einig⁴, wobei aber grundlegend von einer Zunahme der Überschwemmungsgefahr durch den Klimawandel ausgegangen werden kann (WBGU 1999).

1.4 Katastrophe, Risiko, Vulnerabilität und Gefährdung

1.4.1 Allgemeines

„...hazards only become disasters when people's lives and livelihoods are swept away. The vulnerability of communities is growing due to human activities that lead to increased poverty, greater urban density, environmental degradation and climate change.“ (KOFI ANNAN)

Hochwässer lassen sich nicht verhindern und zudem wird auch niemals ein absoluter Schutz vor Hochwässern erreicht werden (PLATE 2004). So ist es notwendig, nachdem der Mensch die flussnahen Regionen besiedelt und auch hydromorphologisch verändert hat, die Gefahren und Auswirkungen von Hochwasserereignissen zu klassifizieren und zu analysieren. Da sich das vorhandene Risiko einer Region, eine Natur-(Hochwasser-)katastrophe zu erleiden nicht nur über die Kenntnis der Gefahren bzw. der Gefährdung (siehe Kapitel 1.4.5), sondern auch über die Verletzlichkeit (siehe Kapitel 1.4.4) der Bevölkerung definiert, werden weiterführende Untersuchungen notwendig.

⁴So existieren u. a. zahlreiche Falluntersuchungen zum Einfluss der Klimaänderung auf Hochwasserereignisse (z. B. MAI 2004; BÁRDOSSY & PAKOSCH 2005).

Zum allgemeinen Verständnis werden in diesem Kapitel Begriffe, Definitionen und Annahmen (wie Katastrophe, Risiko, Vulnerabilität und Gefährdung) kurz erläutert und diskutiert.

1.4.2 Katastrophe

PLATE (2004) beschreibt konkrete Ansätze zur Berechnung, wann ein Katastrophenfall eintritt, in Abhängigkeit von Ressourcenverfügbarkeit V_{krit} (z. B. Einkommen, Gesundheit), Ressourcen Erfordernissen V_S (z. B. Lebenshaltungskosten, Ausgaben öffentlicher Haushalt) und Additive Disaster Erfordernisse V_R (z. B. Katastrophenbewältigung). Mit einer Katastrophe ist zu rechnen, wenn zu irgendeinem Zeitpunkt folgende Gleichung erfüllt wird (siehe Abbildung 1.3):

$$(V_S + V_R) - V_{krit} \geq 0 \quad (1.1)$$

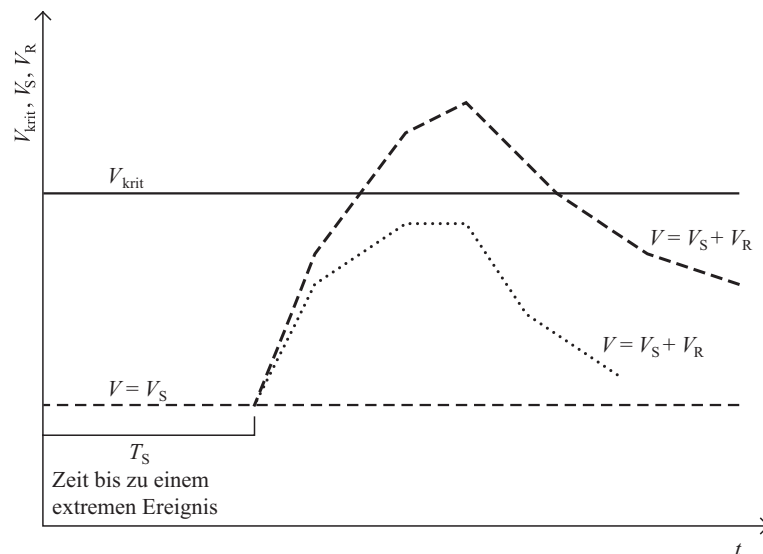


Abbildung 1.3: Schematische Darstellung der Nutzung von Ressourcen während extremer Ereignisse, Quelle: PLATE (2004)

Allerdings ist der Prozess instationär und hoch dynamisch, so dass nicht nur ein einzelnes vergangenes Ereignis als Basis zugrunde gelegt werden kann. Vielmehr sind Erwartungswerte auf Grundlage statistischer Untersuchungen in die Betrachtungen einzubeziehen (siehe PLATE 2004).

1.4.3 Risiko (*Risk*)

Generell beschreibt das Risiko die Möglichkeit, einen Schaden zu erleiden. Ein möglicher Ansatz folgt der Definition (WBGU 1999):

$$\text{Risiko} = \text{Versagensfolgen} \cdot \text{Wahrscheinlichkeit} \quad (1.2)$$

Für spezielle Anwendungsfälle kann dieser Ansatz in Bezug auf relevante Faktoren konkretisiert werden. So werden z. B. in der Sicherheitswissenschaft die beiden Aspekte Eintrittswahrscheinlichkeit und Größe eines Schadens implementiert (PLATE & MERZ 2001; MERZ 2006):

$$\text{Risiko} = \text{Schadensausmaß} \cdot \text{Eintrittswahrscheinlichkeit} \quad (1.3)$$

$$R_r \left[\frac{\text{EUR}}{\text{a}} \right] = A_r [\text{EUR}] \cdot W_r \left[\frac{1}{\text{a}} \right]$$

Allgemeiner kann das Risiko über die Formel

$$\text{Risiko} = \text{Vulnerabilität} \cdot \text{Gefährdung} \quad (1.4)$$

bestimmt werden (UN/ISDR 2004). Das Risiko einer Hochwasserkatastrophe ergibt sich demnach aus der Interaktion von Vulnerabilität und Gefährdung (siehe Abbildungen 1.4 und 1.5). So lässt sich das Hochwasserrisiko vermindern, wenn Vulnerabilität bzw. Gefährdung minimiert werden. Beispielsweise lässt sich die Gefährdung durch Schaffung von Retentionsflächen reduzieren. Eine Minderung der Vulnerabilität hingegen ist z. B. durch eine Rücknahme von hochwertigen Nutzungen in hochwassergefährdeten Zonen möglich. Doch auch die Fähigkeit zur Selbsthilfe oder die Widerstandsfähigkeit bzw. Elastizität (so genannte *Coping Capacity* oder *Resilience*) reduzieren die Verletzlichkeit einer Person, Gemeinde oder Gesellschaft. Folglich ergibt sich (PLATE 2004; BOGARDI 2004b):

$$\text{Risiko} = \frac{\text{Vulnerabilität}}{\text{Selbsthilfepotential}} \cdot \text{Gefährdung} \quad (1.5)$$

Eine grundlegendere Definition des vorhandenen Risikos erfolgt nach THYWISSEN (2006):

$$\text{Risiko} = f (\text{Gefährdung, Vulnerabilität, Beanspruchung, Widerstandsfähigkeit}) \quad (1.6)$$

Dieser Ansatz definiert das Risiko als allgemeine Funktion in Abhängigkeit unterschiedlicher Faktoren und kann für diverse Bedürfnisse individuell angepasst werden. Dabei bleibt ein konkreter Formelansatz gänzlich aus, da ein allgemeiner mathematischer Zusammenhang zwischen den Variablen noch unbekannt ist.

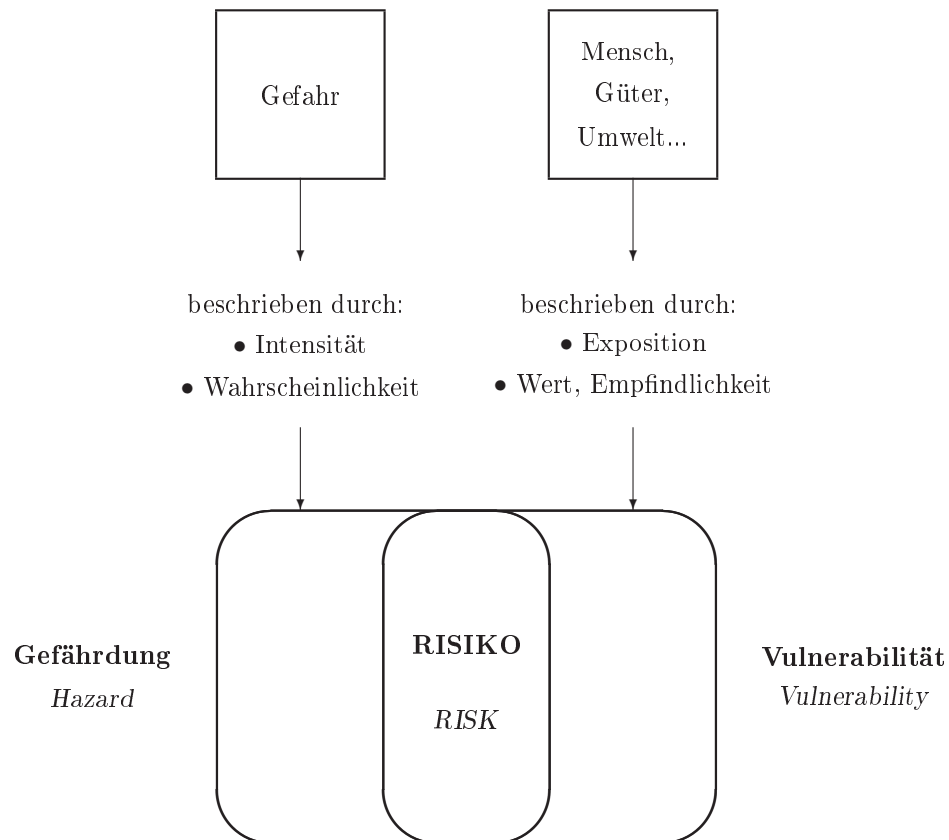


Abbildung 1.4: Risiko als Resultat der Interaktion von Gefährdung und Vulnerabilität, Quelle: DKKV (2003)

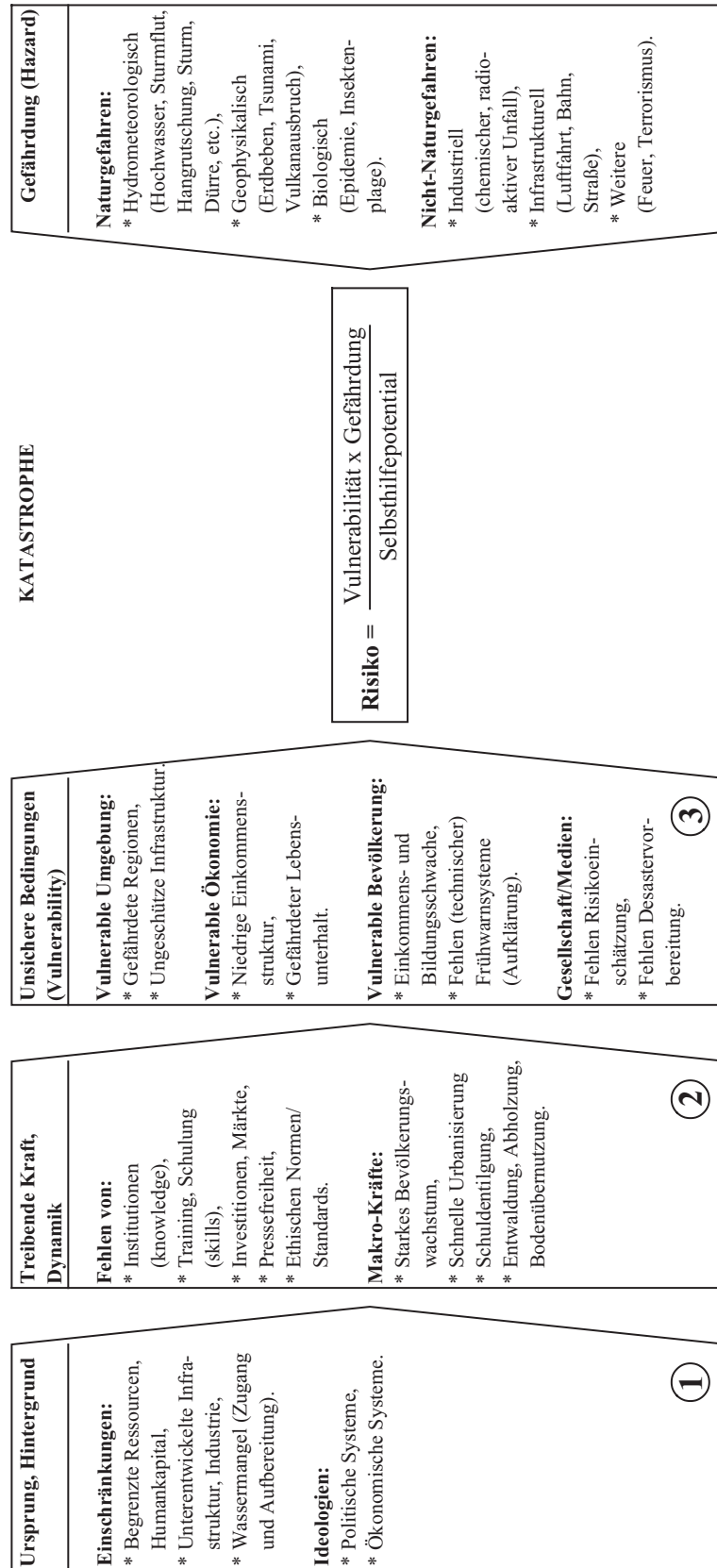


Abbildung 1.5: Entwicklung der Vulnerabilität, Pressure and Release (PAR) Modell, Quelle: WISNER et al. (2004)

Um speziell das Hochwasserrisiko zu definieren beschreibt DKKV (2003) drei Fragestellungen:

1. Was kann passieren? (Risikoanalyse),
2. Was darf passieren? Welche Sicherheit für welchen Preis? (Risikobewertung),
3. Wie kann mit dem Risiko bestmöglich umgegangen werden? (Risikoumgang).

Zu 1.) Die Identifizierung als auch die Quantifizierung der Risiken sind die Grundlage für die Konzeption von Schutzmaßnahmen. So ist es nicht mehr ausreichend, allein über die Wirkungsweise der Hochwasserschutzmaßnahmen informiert zu sein. Vielmehr ist das Wissen über die Möglichkeit des Versagens einer Schutzeinrichtung (z. B. Flussdeichbruch oder Bruch einer mobilen Wand) und dessen Folgen von großer Bedeutung. Folglich wird zunehmend die Betrachtung so genannter „worst case“-Szenarien extremer, unvorhersehbarer Ereignisse mit in Untersuchungen einbezogen. Mit diesem Wissen sollen des Weiteren die Auswirkungen extremer Hochwasserereignisse auf die Gesellschaft, Sachwerte und die Umwelt einbezogen werden. Somit werden z. B. Rückschlüsse auf die Anzahl gefährdeter Personen zwecks Evakuierung möglich.

Zu 2.) Die Risikobewertung beschäftigt sich mit der Festlegung der Schutzziele und der Risikoakzeptanz. Da Menschen z. B. unterschiedliche Risikopräferenzen, Wertorientierungen und Interessen haben, wird es keine eindeutige Lösung für die Bewertung von Risiken geben. Ziel sollte aber eine Risikooptimierung in Bezug auf Nutzen und Kosten im nachhaltigen Sinne sein. Dabei ist die Situation als Ganzes und nicht der Einzelfall zu betrachten.

Zu 3.) Der Umgang mit dem Risiko verlangt zum einen die bestmögliche Reduzierung des vorhandenen Risikos und zum anderen die bestmögliche Beherrschung des verbleibenden Restrisikos. Dabei bezeichnet das Restrisiko das von der Gesellschaft akzeptierte⁵ Risiko. Auch die bereits erwähnten unvorhersehbaren Ereignisse werden vom Restrisiko erfasst („Was passiert, wenn es passiert?“).

⁵Schäden werden bei gewissen Extremereignissen in Kauf genommen, weil der Aufwand zur Minimierung des Risikos verhältnismäßig groß würde. Z. B. werden Flussdeiche nur auf Ereignisse bestimmter Jährlichkeiten bemessen, um für vorgegebene Extremwerte standhaft zu sein und ausreichenden Schutz zu bieten. Fällt ein Hochwasser größer als der Bemessungswert aus, so besteht möglicherweise die Gefahr des Deichversagens. Die Jährlichkeit beschreibt dabei ein Wiederkehrintervall. So ist z. B. ein HQ_{100} ein Hochwasserereignis, welches mit einer Wahrscheinlichkeit von 1-mal in 100 Jahren vorkommt. Jedoch wird nur ein Durchschnitt dargestellt – so besteht die Möglichkeit, dass ein 100-jährliches Ereignis z. B. auch in zwei aufeinander folgenden Jahren eintritt.

1.4.4 Vulnerabilität (*Vulnerability*)

Die Verletzlichkeit bzw. Vulnerabilität einer Person, Gemeinde oder Gesellschaft ist im Allgemeinen abhängig von vier Indikatoren (WISNER et al. 2004; UN/ISDR 2004; SCHLURMANN 2005) (siehe Abbildung 1.5):

1. Umgebung (*physical* – gefährdete Regionen, ungeschützte Infrastruktur),
2. Bevölkerung (*social* – Einkommens- und Bildungsschwache, Fehlen von Frühwarnsystemen),
3. Ökonomie (*economic* – niedrige Einkommensstruktur, gefährdeter Lebensunterhalt),
4. Gesellschaft/Medien (*environmental* – Fehlen von Risikoeinschätzung und Katastrophenvorbereitung).

Dabei existieren bezogen auf das Medium Wasser zwei Arten der Verletzlichkeit (BOGARDI 2004a). Zum einen benötigen wir Wasser zum täglichen Leben. Kommt es also z. B. aufgrund von Hitzeperioden (u. a. Sommer 2003 in Europa) zur Knappheit, so besteht das Risiko, eine Katastrophe zu erleiden. Zum anderen birgt „zuviel Wasser“ die Gefahr von Überschwemmungen.

Die Vulnerabilität der Industrieländer wird in diesem zweiten Fall u. a. im finanziellen Bezug bestimmt. So stellen die vom Menschen errichteten Schadenspotentiale in hochwassergefährdeten Gebieten (Industrieanlagen, Wohnhäuser und Infrastruktur) finanzielle Verletzlichkeiten dar. Insbesondere für die Versicherungswirtschaft ist eine genaue Analyse dieser Schadenspotentiale notwendig, um die Versicherbarkeit von Ereignissen abschätzen⁶ zu können.

Zum anderen muss die das menschliche Leben betreffende Verletzlichkeit, eng verknüpft mit den vorliegenden Gefährdungen, untersucht werden, da sie mögliche Todesopfer beinhaltet.

⁶Die Abschätzung erfolgt dabei zumeist über die einfache Aufsummierung der in den potentiellen Überflutungsflächen vorhandenen Werte. Folgende Informationen werden benötigt (MÜNCHENER RÜCK 1997):

- Hydrologische Daten über Hochwasserereignisse,
- Daten über Nutzung der hochwassergefährdeten Flächen und Bodenbeschaffenheit,
- Schadensdaten für jede Landnutzungsart in Abhängigkeit von Wasserstand, Einstaudauer, etc. (geeignete Schadensfunktionen).

1.4.5 Gefährdung (*Hazard*)

Um das Risiko erfolgreich abzuschätzen, sind neben der Verletzlichkeit inklusive der Schadenspotentiale auch die (Natur-)Gefahren zu untersuchen.

In flussnahen Regionen besteht nahezu grundsätzlich die Gefahr von Hochwässern. Die Ereignisse sind dabei abhängig von hydrologischen und geologischen Randbedingungen, welche die Intensität sowie die Eintrittswahrscheinlichkeit beeinflussen.

Detaillierte Hochwassergefährdungen können nur schwer verallgemeinert beschrieben werden – sie lassen sich aber in vielen Fällen auf Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten im überfluteten Gebiet reduzieren. Es sind gezielte Untersuchungen für problematische Regionen notwendig, deren Ergebnisse auch für die Öffentlichkeit zugänglich gemacht werden müssen. Dieser Ansatz wird z. B. von IKSR (2001) verfolgt. Der analog und im Internet veröffentlichte so genannte Rheinatlas verdeutlicht grafisch die Gefährdung und das Restrisiko der Anlieger vom Hochrhein bis zum Rheindelta. Überflutungsflächen werden für vorgewählte Ereignisse ausgewiesen und über Wasserstände quantifiziert. So existieren klare Definitionen für die Gefährdung von Menschen und Gegenständen bei ausgewählten Wasserständen (siehe Tabelle 1.1).

Tabelle 1.1: Gefährdung bei bestimmten Wasserständen im überfluteten Gebiet, Quelle: IKSR (2001)

Wassertiefe	resultierende Gefährdung
< 0,5 m	Eindringen von Wasser in Gebäude kann mit einfachen Mitteln verhindert werden. Diese Tiefenstufe kann auch als Unsicherheitsbereich angesehen werden, da sich die Überschwemmungsgrenze kaum genau bestimmen lässt.
0,5 - 2,0 m	Höhenbereich, in dem mit deutlichen Schäden zu rechnen ist, aber nur eine geringe Lebensgefahr für Menschen besteht, besonders wenn eine Fluchtmöglichkeit in höhere Stockwerke gegeben ist.
2,0 - 4,0 m	Erhöhte Lebensgefahr für Menschen, da nicht nur der Parterrebereich, sondern auch der erste Stock überschwemmt werden kann. Bei dieser Wassertiefe sind hohe Schäden kaum zu verhindern.
> 4 m	Hohe Lebensgefahr für Menschen, hohes Risiko für einen Totalschaden.

Diese Gefährdungen beziehen sich hier allerdings auf langsam strömendes bzw. stehendes Wasser, da die Wasserstände zumeist mittels einfachen „Ausstreichens“ von Höhenlinien in GIS-Datensätzen ermittelt wurden. Für die Darstellung der turbulenten und instationären Strömungsverhältnisse mit Abhängigkeit von Strömungsrichtungen und Strömungsgeschwindigkeiten sind weiterführende, zweidimensionale Betrachtungen not-

wendig. Diese Untersuchungen können derzeit aber nur an ausgewählten Fallbeispielen realisiert werden, da hierfür komplexe numerische Modelle mit hohem Rechenaufwand zu erstellen sind. In MUNLV (2003) wird ein Leitfaden zur Erstellung von Hochwasser-Gefahrenkarten erarbeitet. Dabei wird auf die Einbeziehung der Fließgeschwindigkeiten in das Kartenmaterial besonderes hingewiesen. Ebenso fordert DKKV (2003) die Kenntlichmachung dieser Gefährdungsintensität in den Gefahrenkarten, da die Geschwindigkeit zusammen mit dem Wasserstand die Gefährdung erheblich erhöht. Die Gefährdungen durch Hochwasserereignisse an Flüssen können also nach Art der Überschwemmung und den resultierenden Wasserkraften klassifiziert werden:

- statische Überschwemmungen,
- dynamische Überschwemmungen,
- Ufererosion und
- Grundwasseranstieg.

Diese Gefahren können jedoch nicht verallgemeinert dargestellt werden, da örtliche Besonderheiten eine maßgebliche, teils unbekannte Beeinflussung der Strömung zur Folge haben können.

1.4.6 Zusammenfassung

Wie zuvor beschrieben, setzt sich das Katastrophen-Risiko grundlegend aus den Faktoren Vulnerabilität und Gefährdung zusammen. Dabei wirken sich Einflussgrößen wie z. B. das Selbsthilfepotential mindernd auf das Risiko aus. Derzeit existieren allerdings noch keine einheitlichen Ansätze, in welcher Form sich die einzelnen Komponenten definieren lassen. Ein möglicher konkreter Ansatz wird von KÖNGETER (2007) mit dem Risk Assessment Verfahren RAPID⁷ gegeben. Jedoch beschränkt sich das Projekt auf die Ermittlung des Risikos bezüglich geldwerter Schadensfunktionen nach Gleichung (1.3).

Es sei erwähnt, dass die vorliegende Arbeit nicht das Ziel verfolgt, eine anerkannte Definition der zuvor genannten Begriffe zu liefern, noch einen konkreten Baustein zu einem dieser darzustellen. Der im Titel verwendete Begriff der Analyse wird dabei in Anlehnung an die Risiko-Fragestellungen nach DKKV (2003) („Was kann passieren?“ und „Was passiert, wenn es passiert?“) behandelt.

⁷RAPID = Risk Assessment, Probability, Inundation, Damage.

1.5 Hochwasserschutz und Hochwasservorsorge

1.5.1 Allgemeines

Derzeit leben weltweit etwa eine Milliarde Menschen in potentiellen Überschwemmungsgebieten 100-jährlicher Hochwasserereignisse, wobei jedes Jahr über 520 Millionen Menschen betroffen sind. Schätzungen zufolge wird sich die Anzahl der Gefährdeten bei Überschwemmungsereignissen bis zum Jahr 2050 aufgrund der Urbanisierung sowie Verarmung der Landbevölkerung und aufgrund zunehmender extremer Wetterlagen und steigender Wasserspiegel durch den Klimawandel auf zwei Milliarden verdoppeln (UNU 2004). Aufgrund dieser großen Anzahl an potentiell gefährdeten bzw. geschädigten Personen ist es notwendig, für einen ausgiebigen Schutz vor Hochwässern zu sorgen. Dabei stellt die Unwissenheit⁸ der Betroffenen ein großes Problem dar. So ist für einen funktionierenden Hochwasserschutz auch eine transparente Diskussion über die vorliegenden Risiken notwendig. Grundlage hierfür ist die Offenlegung von Gefahren und Verletzlichkeiten sowie eine konsequente Debatte über Schutzziele (DKKV 2003).

Generell stellt die Einsicht, dass Hochwässer nicht verhindert werden können, einen wichtigen Schritt für eine zukunftsweisende Hochwasservorsorge dar. Laut IKSR (2002) ist somit die oberste Voraussetzung für Hochwasservorsorgemaßnahmen die Kenntnis der Gefahren mit den wesentlichen Parametern wie Wahrscheinlichkeit, Art und Intensität der Einwirkung.

1.5.2 Strategien und Maßnahmen

Zum Schutz vor Hochwässern in flussnahen Regionen existiert eine Vielzahl an effektiven Möglichkeiten. Doch insbesondere nach den verheerenden und katastrophalen Ereignissen der letzten Jahre kommt es vermehrt zu konkreten Forderungen an eine zukunftsweisende und nachhaltige Hochwasservorsorge. Nach DKKV (2003) soll dabei prioritär nach dem Leitsatz „Reduktion potentieller Schäden hat Vorrang vor Reduktion von Abfluss und Überflutung“ gehandelt werden.

⁸Umfragen zeigen, dass teilweise bis zu 50 % der potentiell gefährdeten Personen nicht wissen, was im Hochwasserfall zu tun ist und wie sie sich schützen können (DKKV 2003).

Allgemein kann Hochwasserschutz durch folgende Maßnahmen erreicht werden (IKSR 1998, 2001; DKKV 2003):

- Reduzierung des Schadenspotentials,
- Minderung der Hochwasserstände,
- Verstärkung des Hochwasserbewusstseins,
- Verbesserung des Hochwassermeldesystems.

LAWA (1995) und LAWA (2004) unterscheiden und definieren dabei drei strategische Ansätze (siehe Abbildung 1.6), um einen wirksamen Schutz vor Hochwässern zu erhalten.

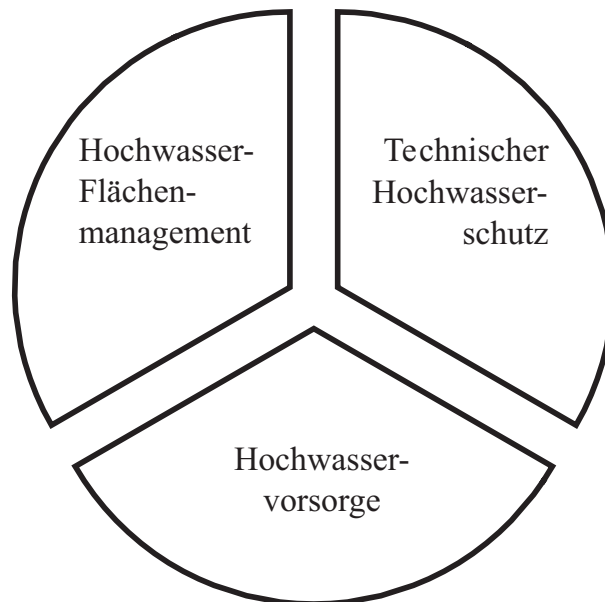


Abbildung 1.6: Hochwasserschutz-Strategien, Quelle: LAWA (2004)

- **Hochwasser-Flächenmanagement:**

- Flächenvorsorge für hochwassergefährdete Gebiete:
 - * wasserrechtliche Festsetzung von Überschwemmungsgebieten,
 - * Berücksichtigung des Hochwasserschutzes in Landes-, Regional- und Bauleitplanung, einschließlich rechtlicher Festsetzung und Benennung der zuständigen Akteure,
 - * angepasste Nutzung.

- Natürliche Wasserrückhaltung:
 - * Erhalt und Wiederherstellung von Retentionsräumen in den Gewässerauen,
 - * Gewässerrenaturierung, naturnahe Gewässerunterhaltung,
 - * Berücksichtigung des Aspekts der Wasserrückhaltung bei der Flächennutzung, insbesondere Erhalt und Wiederherstellung von versickerungsfähigen Böden,
 - * Niederschlagswasserversickerung in Siedlungsgebieten.

- **Technischer Hochwasserschutz:**

- Deiche und Dämme,
- Stauanlagen mit Hochwasserrückhalteraum,
- Freihaltung der Hochwasserabflussquerschnitte,
- Gewässerausbau im Siedlungsraum,
- Hochwasserschutzmauern, Objektschutz.

- **Hochwasservorsorge:**

- Bauvorsorge durch angepasste Bauweise und für Hochwässer ausgelegte Anlagenausrüstung, einschließlich entsprechender Nutzung gefährdeter Keller- und Wohnräume. Konkrete Beispiele und Richtlinien können u. a. der Hochwasserschutzfibel (BMVBW 2003), der Hochwasserfibel (MURL 2000), IKSr (2002) oder VDI (2004) entnommen werden. Dabei werden die drei Schutzstrategien „Ausweichen“, „Widerstehen“ und „Nachgeben“ unterschieden.
- Verhaltensvorsorge/Informationsvorsorge durch rechtzeitige Hochwasserwarnung und planvolles Handeln vor und während des Hochwassers, Alarm- und Einsatzplanung, Gründung von Hochwasserpartnerschaften, transparente Diskussionen über vorliegende Risiken.
- Risikovorsorge in Form von Versicherungen und eigenen Rücklagen.

1.5.3 Hochwasserrisikomanagement

Betrachtet man die im vorherigen Kapitel erläuterten Strategien zum Schutz vor Hochwasser, so beziehen sich diese zumeist auf die Vorsorge. Da die Menschen jedoch immer wieder von extremen Ereignissen heimgesucht werden ist es notwendig, auch die Bewältigung dieser mit in Untersuchungen einzubeziehen. Der resultierende Kreislauf aus Bewältigung und Vorsorge während und nach Hochwasserereignissen führt nach DKKV (2003) zu der Querschnittsaufgabe Hochwasserrisikomanagement⁹ (siehe Abbildung 1.7). Dieses beinhaltet neben den bereits erwähnten Vorsorgemaßnahmen die im Hochwasserfall durchzuführenden Bewältigungsmaßnahmen in Form von:

- Abwehr der katastrophalen Hochwasserwirkungen (Bekämpfung der akuten Gefahr durch den Katastrophenschutz),
- Hilfe für die Betroffenen (Notunterkünfte, Verpflegung, Zahlung von Soforthilfe, Schadensbegrenzung),
- Aufbauhilfe (provisorische Instandsetzung der lebenswichtigen Einrichtungen und Verkehrswege), sowie
- Wiederaufbau (Analyse der Ereignisse und Wiederherstellung aller durch die Katastrophe gestörten Funktionen der Gesellschaft).

Das Hochwasserrisikomanagement orientiert sich dabei an den in den „Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz“ (LAWA 1995) definierten Ansätzen:

- Wasser zurückhalten,
- Hochwasser abwehren,
- Schutzanlagen unterhalten,
- Grenzen erkennen,
- Schadenspotentiale vermindern,
- Hochwassergefahren bewusst machen,
- vor Hochwasser warnen,

⁹„Risikomanagementpläne ordnen für alle Phasen – vor, während und nach einem Ereignis – Verantwortlichkeiten zu (...). Sie beschreiben, zu welchem Zeitpunkt welche Maßnahmen ergriffen werden (...) und auf welche Art und Weise die verantwortlichen Personen reagieren bzw. wem sie Bericht erstatten sollen.“ (WBGU 2006)

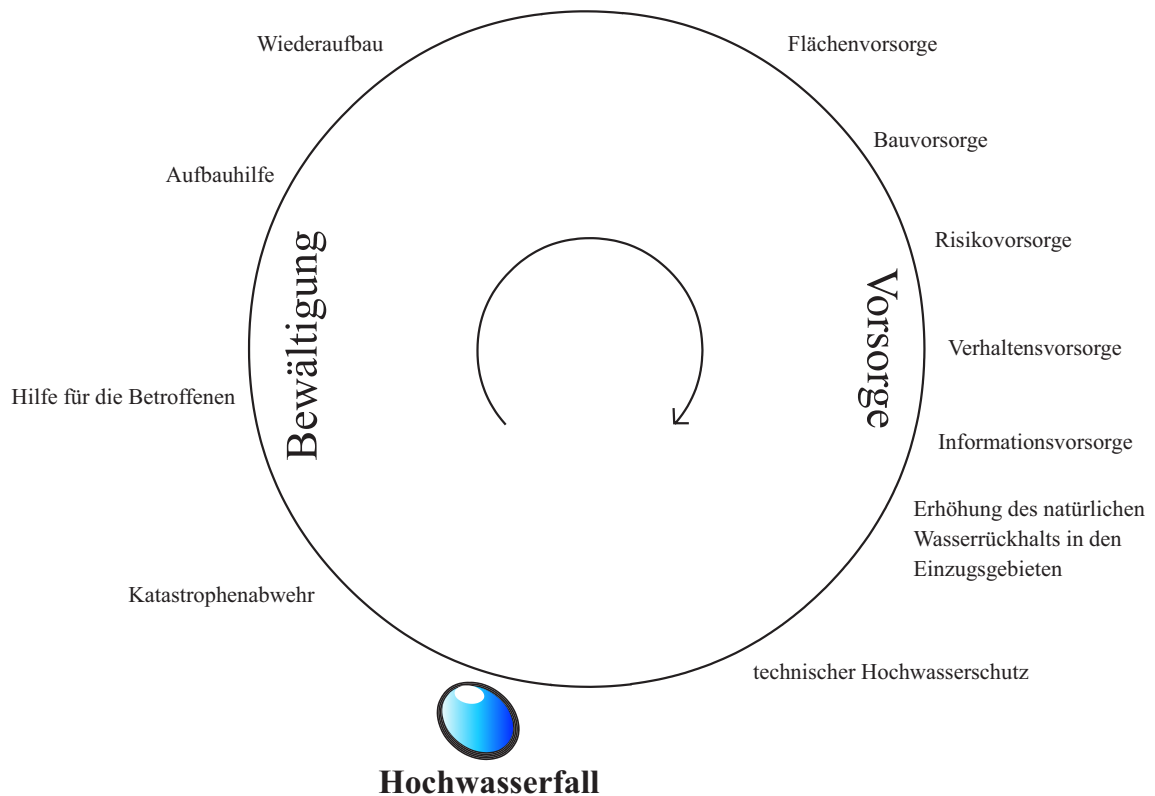


Abbildung 1.7: Hochwasserrisikomanagement, Quelle: DKKV (2003)

- Eigenvorsorge stärken,
- Solidarität üben (während und nach Ereignissen),
- integriert handeln.

DKKV (2003) gibt ergänzend zu diesen Ansätzen konkrete Empfehlungen für die Zukunft. So wird für den Vorsorgebereich u. a. vorgeschlagen, dass zu den bislang durchgeführten Betrachtungen eines HQ₁₀₀ weitere Extremereignisse sowie fiktive Versagensfälle (z. B. Deichbruchszenarien) untersucht werden sollten.

Dabei muss stets beachtet werden:

„100-prozentige Sicherheit gibt es nicht!“ (STUAK 2002)

Mit dieser Erkenntnis wird das Ziel eines „bestmöglichen Umgangs mit Hochwasserereignissen“ über den Kreislauf des Hochwasserrisikomanagements definiert.

1.6 Gesetze und Richtlinien

1.6.1 Hochwasserschutzgesetz

Der Hochwasserschutz ist in verschiedenen Gesetzen des Bundes und der Länder implementiert. Insbesondere nach der Elbeflut 2002 ist er verstärkt in das öffentliche Interesse gerückt. So beinhaltet das so genannte 5-Punkte-Programm der Bundesregierung zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes (BMU 2003) interdisziplinäre nationale als auch internationale Aufgabenstellungen, wie:

- Gemeinsames Hochwasserschutzprogramm von Bund und Ländern (Flüssen mehr Raum geben, Hochwässer dezentral zurückhalten, Siedlungsentwicklung steuern – Schadenspotentiale mindern),
- länderübergreifende Aktionspläne, internationale Fachkonferenz, europäische Zusammenarbeit,
- Flussausbau prüfen – Schifffahrt umweltfreundlich entwickeln,
- Sofortmaßnahmen zum Hochwasserschutz.

Diese Ansätze werden (teilweise) im *Gesetz zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes* zusammengefasst. Dieses „Hochwasserschutzgesetz“ (HWSG) in der Fassung der Bekanntmachung vom 03. Mai 2005 zielt auf eine nachhaltige Verbesserung der jeweils vorliegenden örtlichen Hochwassersituation mittels kombinierter Ansätze des Hochwasserrisikomanagements. Es definiert Ergänzungen bzw. Änderungen der bestehenden Gesetzestexte und greift hierfür übergeordnet in folgende sieben Gesetze ein:

1. Wasserhaushaltsgesetz (HWSG Art. 1),
2. Baugesetzbuch (HWSG Art. 2),
3. Raumordnungsgesetz (HWSG Art. 3),
4. Bundeswasserstraßengesetz (HWSG Art. 4),
5. Gesetz über den Deutschen Wetterdienst (HWSG Art. 5),
6. Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung (HWSG Art. 6),
7. Kraft-Wärme-Kopplungsgesetz (HWSG Art. 7).

Das *Wasserhaushaltsgesetz* (WHG) in der Fassung der Bekanntmachung vom 19. August 2002 erfährt eine Änderung insbesondere im zweiten Teil, vierter Abschnitt. Die bislang enthaltenen drei Absätze werden durch das HWSG mit Grundsätzen des Hochwasserschutzes, Aufforderungen zur Ausweisung von Überschwemmungsgebieten, Umsetzungsfristen und weiteren Angaben geändert bzw. ergänzt. Dabei erfolgt eine Zuständigkeitszuordnung, insbesondere für den Bereich der Vorhersage und Warnung vor Hochwasserereignissen, auf das Landesrecht. Die Bundesregierung kann auf Antrag eines Landes zwischen beteiligten Ländern im Falle der Uneinigkeit bei der Suche einer gemeinsamen Lösung in kooperierenden Flussgebietseinheiten vermitteln (§32, Abs. 2). Nach §31a, Abs. 2 muss aber schon jede Person, die durch Hochwasser betroffen sein kann, im Rahmen des ihr Möglichen und Zumutbaren, geeignete Vorsorgemaßnahmen zum Schutz vor Hochwassergefahren und zur Schadensminderung treffen. Um dies zu ermöglichen, sind spätestens bis zum 10. Mai 2012 Überschwemmungsgebiete (min. HQ_{100}) durch das Land auszuweisen (§31b, Abs. 2) und in Kartenform darzustellen (§31b, Abs. 5). Gleichzeitig sind nach §31b, Abs. 2 Vorschriften zum Schutz vor Hochwasserereignissen in den Überschwemmungsgebieten zu erlassen (z. B. Rückgewinnung von Rückhalteflächen, Regelung des Hochwasserabflusses, Schadensverminderung, aber auch Verbote zur Errichtung neuer Ölheizanlagen). §31b, Abs. 3 besagt, dass durch Bauleitpläne keine neuen Baugebiete in Überschwemmungsgebieten ausgewiesen werden dürfen – jedoch sind Ausnahmen unter definierten Voraussetzungen möglich. Neben den Überschwemmungsgebieten erfolgt eine Klassifizierung so genannter überschwemmungsgefährdeter Gebiete (§31c). Dieses sind Überschwemmungsgebiete, welche nach Versagen von Hochwasser-schutzeinrichtungen überschwemmt werden können. Zusammenfassend sind alle Maßnahmen für einen schadlosen Wasserabfluss, den technischen Hochwasserschutz und die (Rück-) Gewinnung von Rückhalteflächen nach §31d spätestens bis zum 10. Mai 2009 in Hochwasserschutzplänen zu veröffentlichen.

Die im WHG eingefügten Änderungen nehmen zugleich Einfluss auf das *Baugesetzbuch* (BauGB) in der Fassung der Bekanntmachung vom 23. September 2004, da die von den Ländern festgesetzten Überschwemmungsgebiete nachrichtlich zu übernehmen sind. Noch nicht festgesetzte Überschwemmungsgebiete sowie überschwemmungsgefährdete Gebiete sind im Flächennutzungsplan und im Bebauungsplan zu vermerken (§5, Abs. 4a; §9, Abs. 6a). Nach dem *Gesetz über die Umweltverträglichkeit* (UVPG) (Anlage 2, Nummer 2.3.6) in der Fassung der Bekanntmachung vom 5. September 2001 sind die im WHG ausgewiesenen Überschwemmungsgebiete bei der Vorprüfung eines Einzelfalls im Rahmen einer Umweltverträglichkeitsprüfung zu berücksichtigen. Weitere Änderungen beziehen sich auf das *Raumordnungsgesetz* (ROG) vom 18. August 1997. So sind Raumordnungspläne

zusätzlich mit Angaben in Hinblick auf Freiräume zur Gewährleistung des vorbeugenden Hochwasserschutzes zu erstellen (§7, Abs. 2).

Zwecks Vorwarnung beeinflusst das HWSG das *Bundeswasserstraßengesetz* (WaStrG) in der Fassung der Bekanntmachung vom 4. November 1998. So sollen nach §35, Abs. 1 ein Wasserstands- und Hochwassermeldedienst, falls zumutbar, unterhalten werden, um eine zuverlässige Hochwasserwarnung und -vorhersage im Einvernehmen mit den Ländern zu ermöglichen. Ergänzend sind vom Deutschen Wetterdienst nach §4, Abs. 1 des *Gesetzes über den Deutschen Wetterdienst* (DWD-Gesetz) vom 10. September 1998 amtliche Warnungen zu extremen Wettererscheinungen, insbesondere in Bezug auf drohende Hochwassergefahren, auszugeben.

Es zeigt sich, dass von Seiten der Bundesregierung Anstrengungen unternommen werden, den vorbeugenden Hochwasserschutz länderübergreifend mit allgemeingültigen Richtlinien zu stärken. Jedoch fehlt es an Bestimmungen, welche die Umsetzung des HWSG auf Landesebene einheitlich regeln. So verbleiben Interpretationsspielräume, die zu Unstimmigkeiten und Auslegungsunterschieden führen können („Zuständig ist der Zuständige“).

1.6.2 EU-Hochwasserrichtlinie

Die EU-Hochwasserrichtlinie (*Directive on the assessment and management of flood risks*) besteht in der Fassung vom 05. Juli 2007. Deren Ziel liegt in der Abschätzung sowie dem Management von Hochwasserrisiken, um Konsequenzen für Mensch, Umwelt, Kultur und Ökonomie zu reduzieren (Artikel 1). Zwei maßgebliche Inhalte werden in Artikel 6 und 7 aufgezeigt. Dies sind zum einen die Erstellung von Hochwasser-Risikokarten für Ereignisse unterschiedlicher Jährlichkeiten – mit Angabe von Wasserständen und Fließgeschwindigkeiten – bis 2013. Zum anderen sind auf deren Basis Hochwasser-Risikomanagementpläne bis 2015 zu erstellen. Demnach zeigen sich deutliche Ähnlichkeiten zum oben beschriebenen HWSG.

2 Simulationen im Wasserwesen

2.1 Allgemeines

Im Wasserwesen wird seit vielen Jahrzehnten, teils Jahrhunderten¹, die Natur mit Hilfe von Modellen abgebildet, um relevante Strömungsprozesse sichtbar und verständlich zu machen. Dabei erfolgt eine Unterscheidung zwischen physikalischen Modellen und numerischen Simulationen (siehe Abbildung 2.1). Dieses Kapitel gibt einen Grundlagenüberblick und behandelt die für diese Arbeit notwendigen Kenntnisse in Kürze.

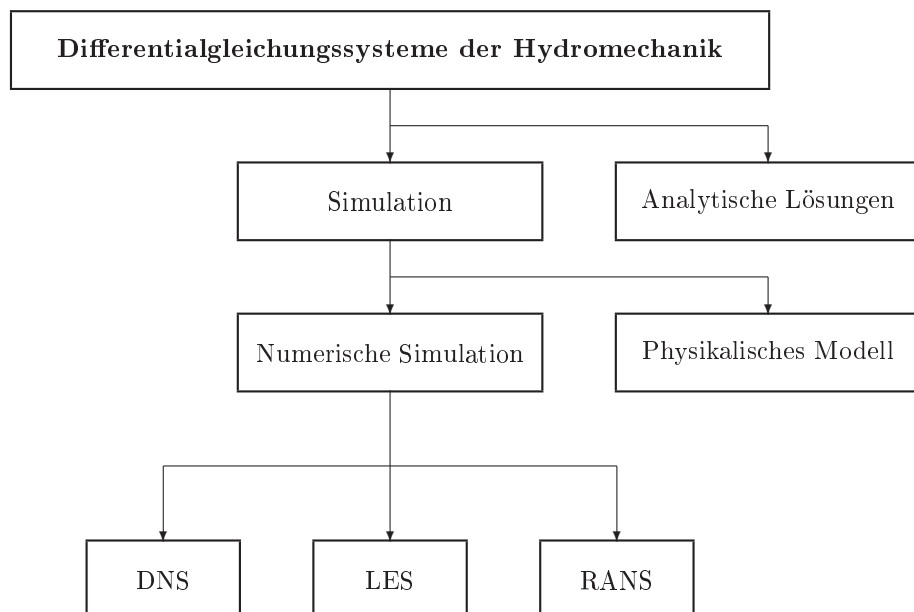


Abbildung 2.1: Simulation in der Hydrodynamik, Quelle: MALCHEREK (2004)

¹Z. B. Leonardo DA VINCI (1452-1519), Isaac NEWTON (1642-1727), John SMEATON (1724-1792), William FROUDE (1810-1879), Osborne REYNOLDS (1842-1912).

2.2 Modell-Dimensionalität

Bevor ein Modell – sei es ein physikalisches oder numerisches – erstellt wird, ist es zwingend notwendig, die Dimensionalität der Problemstellung zu bestimmen. Einerseits steigert ein „überdimensioniertes“ Modell den Zeit- und Kostenaufwand erheblich, andererseits kann ein „unterdimensioniertes“ Modell zu Fehlern und unrealistischen Ergebnissen führen. Eine Unterscheidung erfolgt in (1) eindimensionale², (2) zweidimensionale³ und (3) dreidimensionale⁴ Modelle, wobei jeweils eine dem Namen entsprechende Anzahl an Dimensionen (x -, y - und z -Richtung) betrachtet wird. Die verbleibende(n) Dimension(en) wird/werden bezüglich der nicht betrachteten Raumrichtung(en) gemittelt.

2.3 Physikalisches Modellieren

Mit physikalischen Modellen sind hier in Laboratorien aufgebaute Apparaturen bezeichnet, anhand derer die in der Natur vorliegenden physikalischen Strömungsphänomene maßstäblich untersucht werden. Das Wissen aus den physikalischen Modellierungen über das Verhalten der Strömung stellt die Grundlage analytischer sowie numerischer Modelle dar und ermöglicht eine vereinfachende Beschreibung phänomenologischer Strömungsvorgänge. Physikalische Modelle lassen sich nach DALRYMPLE (1985) und KAMPHUIS (1991) in drei Gruppen gliedern:

1. Validierungs-Modelle (*validation models*, zur Verifizierung oder Entwicklung eines gängigen numerischen Modells),
2. Design-Modelle (*design models*, Prototyp-Verhalten, Reproduzierung aller eine Rolle spielenden Kräfte),
3. Prozess-Modelle (*process models*, Einblick in physikalische Prozesse, dessen grundlegenden Mechanismen und damit analytischen Beschreibungen bislang verborgen blieben).

²Typisches Beispiel: Spiegellinienberechnungen.

³Typische Beispiele: Dammbruchprobleme in Schnittansicht (x - z) oder Ausbreitung einer Flutwelle auf einer Fläche in Draufsicht (x - y).

⁴Typische Beispiele: Detailuntersuchungen von Strömungsprozessen, z. B. Strömungen über Absturzbauwerke, Turbinenumströmungen uvm.

Vorteile der physikalischen Modellierung sind:

- Vielseitige Anwendbarkeit,
- Zuverlässigkeit und Transparenz,
- anschauliche und glaubwürdige Versuchsergebnisse,
- interne Strömungsprozesse (z. B. konvektive oder dissipative nichtlineare Effekte) durch neue Techniken auswertbar,
- hohe experimentelle Kontrolle, daher viele Variationsmöglichkeiten,
- kostengünstigere Datenerfassung an maßstäblichen Abbildungen (im Gegensatz zu Feldversuchen),
- direkter Kontakt mit dem Medium.

Als Nachteile können genannt werden:

- Großer zeitlicher und finanzieller Aufwand,
- Skalierungseffekte/Laboreffekte (vergleichbar mit idealisierten Randbedingungen im analytischen oder numerischen Modell, zu kleine Laborabmessungen reichen teilweise nicht aus, um die physikalischen Prozesse ausreichend abzubilden, Folge: Überlagerungsvorgänge, Abhilfe: Maßstab überdenken),
- nicht alle natürlichen Randbedingungen können berücksichtigt werden (z. B. Wind einfluss oder Corioliskraft).

2.3.1 Ähnlichkeitstheorie

Um die Erkenntnisse aus physikalischen Modellversuchen auf realistische Verhältnisse übertragbar zu machen, bedient man sich bekannter Modellgesetze und wendet die so genannte Ähnlichkeitstheorie an. Hierbei wird untersucht, inwieweit ein skaliertes Modell die tatsächlichen hydraulischen Bedingungen in der Natur widerspiegelt. Daher müssen spezifische Relationen und Parameter zwischen Modell und Natur identisch sein. Grundsätzlich sind dabei folgende drei Möglichkeiten zu unterscheiden: (1) Ähnlichkeit durch Kalibrierung, (2) Dimensionsanalyse (π -Theorem) und (3) Ähnlichkeitsgesetze (USBR 1980; HUGHES 1993). Für detaillierte Erläuterungen wird auf die ausführliche

Fachliteratur⁵ verwiesen. Im Folgenden wird das für diese Arbeit relevante Froude'sche Ähnlichkeitsgesetz kurz vorgestellt.

2.3.2 Ähnlichkeitsgesetze

Bei den Ähnlichkeitsgesetzen (*inspectional analysis*, BIRKHOFF 1960) wird angenommen, dass der Prototyp eines Modells in der Natur eine ausgeglichene Kräftebilanz erfüllt. Es gilt $A + B + C + \dots = 0$, wobei z. B. A eine Trägheitskraft, B eine Druckkraft und C eine Elastizitätskraft repräsentiert. Das skalierte Modell erfüllt die analoge Bedingung $a + b + c + \dots = 0$. Es besteht eine Ähnlichkeit, so dass die Relationen $a/A = b/B = c/C = \dots = Y$ eine Konstante bilden müssen. Somit gilt eine mechanische Ähnlichkeit zwischen Modell und Natur. Eine Unterscheidung erfolgt in geometrische, kinematische und dynamische Ähnlichkeit.

Mit Hilfe der Ähnlichkeitsgesetze wird ein tieferer Einblick in die Physik gewährt, als es die Kalibrierungsmethode oder Dimensionsanalyse zulassen. Nach LE MÉHAUTÉ (1976) bzw. LE MÉHAUTÉ (1990) sind das im Einzelnen:

- Identifikation der wichtigen und vernachlässigbaren Parameter in einem physikalischen Prozess,
- Definition der minimalen Skalierung, um zu garantieren, dass die wichtigsten Parameter im Prozess auch skaliert abgebildet werden,
- Abschätzung der wichtigsten Parameter im Prozess; Determinierung der Skalierungseffekte, so dass die vernachlässigbaren Größen ermittelt werden können,
- Erkennung ingenieurtechnischer Lösungen.

In der Strömungsmechanik sind nach USBR (1980) sechs charakteristische Kräfte maßgebend: Trägheits-, Druck-, Gravitations-, Zähigkeits-, Oberflächenspannungs- und Elastizitätskräfte. Werden diese Kräfte zwischen zwei Systemen korreliert, so sind alle Ähnlichkeitskriterien erfüllt – d. h. Modell und Natur verhalten sich exakt gleich. Jedoch können zumeist nicht alle sechs Kräftegleichgewichte erfüllt werden. Eine geometrische Ähnlichkeit ist beispielsweise unabhängig von einer Bewegung, das Kräftegleichgewicht hängt aber von der Wahl des Maßstabes ab (Beispiel Oberflächenspannung).

⁵(U. a. BUCKINGHAM 1914; YALIN 1989; HUGHES 1993)

Die Ähnlichkeitsbeziehungen zwischen den sechs Kräften spiegeln sich in Newton's zweitem Bewegungsgesetz wieder:

$$F_i = F_p + F_g + F_v + F_t + F_e \quad (2.1)$$

mit:

$F_i = [\rho v^2 L^2]$	Trägheitskraft,	v	Geschwindigkeit,
$F_p = [\Delta p L^2]$	Druckkraft,	L	Länge,
$F_g = [\rho g L^3]$	Schwerkraft,	g	Erdbeschleunigung,
$F_v = [\mu v L]$	Zähigkeitskraft,	σ_0	Oberflächenspannung,
$F_t = [\sigma_0 L]$	Oberflächenspannungskraft,	Δp	Druckunterschied,
$F_e = [E L^2]$	Elastizitätskraft,	μ	dynamische Viskosität,
ρ	Dichte,	E	E-Modul des Fluids.

Für eine dynamische Ähnlichkeit, müssen die Verhältnisse zwischen Trägheitskräften sowie zwischen den Kräftebilanzen im Modell und beim Prototyp identisch sein:

$$\frac{(F_i)_m}{(F_i)_p} = \frac{(F_p + F_g + F_v + F_t + F_e)_m}{(F_p + F_g + F_v + F_t + F_e)_p} \quad (2.2)$$

Vollständige Ähnlichkeit ist vorhanden wenn:

$$\frac{(F_i)_m}{(F_i)_p} = \frac{(F_p)_m}{(F_p)_p} = \frac{(F_g)_m}{(F_g)_p} = \frac{(F_v)_m}{(F_v)_p} = \frac{(F_t)_m}{(F_t)_p} = \frac{(F_e)_m}{(F_e)_p} \quad (2.3)$$

Jedoch besitzt kein Modell die Eigenschaften, diese Gleichung vollständig zu erfüllen. Werden aber Oberflächenspannung (bei ausreichendem Maßstab) und Elastizitätskräfte (bei identischen Fluiden) vernachlässigt, können einige Bedingungen erfüllt werden. Die auf diese Weise errichteten hydraulischen Modelle sind somit Schwer- oder Zähigkeitskraft dominiert und werden Froude- bzw. Reynoldsmodelle genannt.

Froudemodelle

Eine von Schwerkraften dominierte Strömung ist im Modell und Prototyp als ähnlich anzusehen, wenn die Verhältnisse von Trägheits- und Schwerkraft identisch sind:

$$\left(\frac{F_i}{F_g}\right)_m = \left(\frac{F_i}{F_g}\right)_p \quad (2.4)$$

In Dimensionsschreibweise:

$$\left(\frac{\rho v^2 L^2}{\rho g L^3}\right)_m = \left(\frac{\rho v^2 L^2}{\rho g L^3}\right)_p \quad (2.5)$$

Unter der Voraussetzung eines gleichen Fluids im Modell und Prototyp:

$$\left(\frac{v^2}{gL}\right)_m = \left(\frac{v^2}{gL}\right)_p \quad (2.6)$$

Somit:

$$\frac{(v_m/v_p)^2}{(g_m/g_p)(L_m/L_p)} = 1 \quad (2.7)$$

Dies entspricht einer zwischen Modell und Prototyp relativierten Froudezahl $v_m/(\sqrt{g_m L_m}) = v_p/(\sqrt{g_p L_p})$. Da g im Modell und in der Natur gleich groß ist, ergibt sich:

$$\frac{(v_m/v_p)}{\sqrt{(L_m/L_p)}} = 1 \quad (2.8)$$

Wird beispielsweise für eine geometrische Ähnlichkeit der Längenmaßstab $\lambda = L_p/L_m$ verwendet, so verhalten sich die Geschwindigkeiten wie folgt zueinander:

$$v_p = \sqrt{\lambda} v_m \quad \text{bzw.} \quad v_m = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} v_p \quad (2.9)$$

Somit sind im Modell die Strömungsgeschwindigkeiten um den Faktor $1/\sqrt{\lambda}$ kleiner, während die Längen um den Faktor $1/\lambda$ skaliert sind. Eine Zusammenfassung der Parameter in Froudemodellen gibt Tabelle 2.1. Hier wird erkenntlich, dass nicht gleichzeitig eine Froude'sche und Reynolds'sche Ähnlichkeit in einem Modell bestehen kann.

Besondere Beachtung gilt den Reibungskraften, da die Verlusthöhen ebenfalls dem Übertragungsmaßstab der Längen entsprechen müssen. Aufgrund der, im Gegensatz zur Natur, kleineren Reynoldszahlen im Modell, muss die Rauheit über Kalibrierung angepasst werden.

Tabelle 2.1: Zusammenfassung wichtiger Parameter im Froude- und Reynoldsmodell

Parameter	Froude	Reynolds
Längen	$L_p/L_m = \lambda$	$L_p/L_m = \lambda$
Flächen	$A_p/A_m = \lambda^2$	$A_p/A_m = \lambda^2$
Volumen	$V_p/V_m = \lambda^3$	$V_p/V_m = \lambda^3$
Geschwindigkeiten	$v_p/v_m = \sqrt{\lambda}$	$v_p/v_m = 1/\lambda$
Zeiten	$t_p/t_m = \sqrt{\lambda}$	$t_p/t_m = \lambda^2$
Durchflüsse	$Q_p/Q_m = \sqrt{\lambda^5}$	$Q_p/Q_m = \lambda$

Reynoldsmodelle

Bei zähigkeitsdominierenden Modellen (Rohrströmung) kann die Ähnlichkeit über gleiche Verhältnisse von Trägheits- und Zähigkeitskraft im Modell und Prototyp beschrieben werden. Die relevanten Parameter bestimmen sich analog zum Froudemodell (siehe Tabelle 2.1).

2.4 Numerische Simulationen

Computational Fluid Dynamics (CFD) beschreibt im Allgemeinen die Möglichkeiten und Ansätze, komplexe strömungsbezogene Fragestellungen mit Hilfe numerischer Ansätze am Computer zu behandeln. Unter Numerik ist dabei ein Teilgebiet der Mathematik zu verstehen, welches sich mit der Analyse und Konstruktion von Algorithmen zu (bekannten) mathematischen Problemen beschäftigt. Insbesondere in den letzten Jahren wird numerischen Verfahren bzw. Modellen aufgrund kontinuierlich gesteigener Rechnerleistungen eine wachsende Bedeutung zugeordnet. Grundlage für die Entwicklung numerischer Verfahren sind die (1) Kontinuitätsgleichung und (2) Impulsgleichungen. Hierbei finden die Navier-Stokes-Gleichungen Verwendung. Diese sind die exakten Bewegungsgleichungen für zähe Fluide. Sie können allerdings gegenwärtig noch nicht zufriedenstellend gelöst werden, da die vorhandenen Rechenkapazitäten für turbulente Strömungen mit kleinsten Wirbeln zumeist nicht ausreichen. Hier werden teilweise weiterführende Vereinfachungen getroffen. Nach PASCHE (2004) sind grundsätzlich folgende Verfahren zu unterscheiden (vgl. auch Abbildung 2.1):

1. Reynolds-Averaged-Navier-Stokes (RANS): Mittelung der Bewegungsgleichungen in Bezug auf die Zeit (stationär, konstante mittlere Geschwindigkeit vorhanden), Raum-

richtung oder Messreihe. Aufgrund der Mittelung treten neue Unbekannte auf, die mit Approximationen behandelt werden müssen (Turbulenzmodellierung).

2. Large Eddy Simulation (LES): Grobstruktursimulation – großskalige turbulente Strukturen werden nicht modelliert, sondern durch direkte Lösung der Navier-Stokes-Gleichungen berücksichtigt. Kleinskalige turbulente Strukturen werden wie bei RANS mit Turbulenzmodellen berechnet.
3. Direct Numerical Simulation (DNS): Direkte Lösung der instationären dreidimensionalen Navier-Stokes-Gleichungen (Kontinuitäts- und Impulsgleichungen). DNS ist das einzige Berechnungsverfahren, welches physikalische Experimente langfristig komplett ersetzen kann.

Numerische Verfahren lösen die zugrunde liegenden Gleichungen mit Hilfe vordefinierter Approximationen. Die bekanntesten Verfahren sind Finite-Differenzen-, Finite-Volumen- und Finite-Elemente-Methode. Einzelheiten über die unterschiedlichen Verfahren sind der Fachliteratur zu entnehmen.

Ein Spezialgebiet stellt die Bestimmung der freien Oberfläche von Strömungen dar. Diese kann mit Hilfe der Navier-Stokes-Gleichungen wie folgt ermittelt werden (RUTSCHMANN 2003):

1. Flachwassergleichungen (Vereinfachung der Navier-Stokes-Gleichungen, Wassertiefe als direktes Resultat),
2. Lösung der Navier-Stokes-Gleichungen mittels:
 - Marker-and-Cell (MAC) Methode (Partikel werden der Wasserphase zugeführt und folgen der bzw. markieren die Strömung),
 - Volume-of-Fluid (VOF) Methode⁶ und Level-Set Methode⁷ (auf einem festen Netz basierende Rechenansätze),
 - Arbitrary-Lagrangian-Eulerian (ALE) Methode (bewegliche, der Oberfläche folgende Netze).

⁶Vgl. NICHOLS & HIRT (1975) und HIRT & NICHOLS (1981).

⁷Die Level-Set Methode wird u. a. in dem von der Universität Bonn entwickelten Modell NaSt3DGP verwendet (CROCE 2002; GRIEBEL et al. 2002).

Teil II

Forschungsansatz

3 Stand der Forschung und Ziel der Arbeit

3.1 Stand der Forschung

3.1.1 Forschungsnotwendigkeit und Forschungsbedarf

„Da sich extreme Naturereignisse nicht vermeiden lassen, kann nur der Umgang mit ihnen verbessert werden.“ (DFG 2003)

Aufgrund solcher Einsichten kam es nach den letztjährigen Hochwasserereignissen – insbesondere auch in Deutschland – und der Gefahrenerkennung in urbanen Regionen zu einer erhöhten Forschungsnotwendigkeit im Bereich des Hochwasserschutzes.

DFG (2003) zeigt den Forschungsbedarf bezüglich Hochwasser- und Überschwemmungsereignisse im angewandten Bereich als auch im Grundlagenbereich.

Anwendungsorientierte Forschungsbereiche, welche der Entwicklung von Management-szenarien für den Katastrophenschutz durch Anpassung von Modellen dienen, beziehen sich dabei auf:

1. die Gefährdung,
2. die Vulnerabilität und
3. das Management von Katastrophenvorsorge und Katastrophenschutz.

Eine wichtige Aufgabe liegt hierbei im Bereich des Technologietransfers. So müssen die vorhandenen Kenntnisse – auch die der Grundlagenforschung – umgesetzt und in das Gesamtsystem des Katastrophenschutzes integriert werden.

Grundlagenforschungsbedarf besteht in folgenden Bereichen:

- Verbesserung der Planungsgrundlagen:
 1. Betrieb auf Basis eines Risikomanagements und
 2. Planung und Umsetzung eines Schutzsystems,
- Verbesserung der Methoden der Katastrophenvorsorge.

Die Forschung im Bereich der Planungsgrundlagen beginnt nach DFG (2003) stets mit einer Gefährdungsanalyse. Somit wird erkenntlich, dass sowohl in der angewandten Forschung als auch in der Grundlagenforschung die Gefährdung als Hauptbestandteil anzusehen ist, um Risikountersuchungen durchführen zu können. Die vorliegende Arbeit befasst sich diesbezüglich mit der Analyse der Flutung unterirdischer Bauwerke in flussnahen urbanen Regionen nach dem Versagen von Hochwasserschutzanlagen. Als Grundlage hierzu werden im Folgenden der Stand der Forschung bezüglich des Ausbreitungsverhaltens von Damm- bzw. Deichbruchwellen, beispielhafte Arbeiten aus dem Bereich der unvorhersehbaren Ereignisse, weitere Studien zum Hochwasserschutz sowie Forschungsarbeiten bezüglich der Flutung unterirdischer Bauwerke aufgeführt.

Teilweise gehen diese und weitere Untersuchungen aus größeren Arbeitsgruppen (z. B. RESCDAM, IMPACT oder RIMAX) hervor, welche sich im Rahmen des Hochwasserschutzes und der Dammbrechwellenausbreitung u. a. mit den Themen Historie, Rettungsplanung, Flutwellenvorhersage, Breschenbildung und Sedimenttransport beschäftigen.

3.1.2 Forschung zu Damm- bzw. Deichbruchwellen

Bereits im 19. Jahrhundert begannen eindimensionale Untersuchungen von hochgradig instationären Strömungsprozessen wie z. B. Schwall- und Dammbrechwellen. RITTER (1892) führt analytische Berechnungen für deren Ausbreitungsverhalten in horizontalen, reibungsfreien Gerinnen durch. Weiterführende Untersuchungen berücksichtigen zudem Bodenreibung sowie die Neigung des Untergrunds (z. B. DRESSLER 1952; HUNT 1982). Zusätzlich zu den analytischen Untersuchungen existieren zahlreiche experimentelle, messtechnische Untersuchungen zur eindimensionalen Flutwellenausbreitung. Beispielsweise seien US ARMY (1961), STANSBY et al. (1998), NSOM et al. (2000) und LIEM & KÖNGETER (2000) genannt. Bei den neueren Studien erfolgt die Auswertung mit Hilfe moderner Videoaufzeichnungsgeräte, Hochgeschwindigkeitskameras, Messpegel und softwarebasierender Systeme (z. B. PIV-System – Particle-Image-Velocimetry).

Zweidimensionale Flutwellenuntersuchungen starteten weitaus später. Der Forschungshintergrund lag in der Beschreibung der sich flächenhaft ausbreitenden Dammbuchwelle. Es existieren zahlreiche analytische Untersuchungen für unterschiedlichste Anwendungen. Daher wird auf detaillierte Literaturangaben verzichtet. Insbesondere in den letzten Jahren wurden messtechnische Laboruntersuchungen zur zweidimensionalen Ausbreitung von Dammbuchwellen durchgeführt. Eine frühe grundlegende Arbeit liefert GÜNZEL (1962). Über einen Rechteckkanal wird Wasser einer neigbaren Platte zugeführt und mittels Stroboskop und Fotografie die Geschwindigkeiten mehrerer Bahnlinien bestimmt. Hierauf basierend folgt eine Vielzahl an Laboruntersuchungen. So betrachtet und analysiert KULISCH (2002) die zweidimensionale Ausbreitung einer Dammbuchwelle in der Fläche. Diese Untersuchungen finden im Rahmen des 1998 gegründeten CADAM-Projektes statt. Diese Arbeitsgruppe beschäftigt sich mit der Simulation und Ereignisvorhersage von Dammbüchen.

Alle zuvor genannten Forschungsarbeiten sind nicht uneingeschränkt auf Flutwellen, die durch den Bruch einer Hochwasserschutzanlage (z. B. Flussdeich oder Hochwasserschutzwand) entlang eines Fließgewässers entstehen, übertragbar, da sie sich zumeist an einem sich leerenden Reservoir orientieren. LIEM & KÖNGETER (1999) führen daher Untersuchungen zum Einfluss der Strömungsparameter in einem Fließgewässer in Bezug auf das unterschiedliche Abflussverhalten einer Damm- bzw. Deichbruchwelle durch. Auch die Strömungszustände (stationär – instationär) sowie die Strömungsgeschwindigkeiten im Gerinne und deren Einfluss auf die Ausbreitung der Flutwelle werden untersucht (BRIECHLE & KÖNGETER 2002; AURELI & MIGNOSA 2002; BRIECHLE et al. 2002).

Dabei ist eine seitliche Ablenkung der Flutwellenfront durch die Fließgeschwindigkeit im Zulaufgerinne und eine Erhöhung der Flutwellenfrontgeschwindigkeit bei steigenden Initialwasserständen zu beobachten. BRIECHLE (2006) gibt zusammenfassend eine tabellarische Auflistung bislang durchgeführter Untersuchungen und betrachtet in einem weiterführenden physikalischen Modell (Maßstab ca. 1:1 bis 1:2) den Nahbereich der sich ausbreitenden Flutwelle nach Versagen einer Hochwasserschutzanlage mit variierenden Initialwasserständen, Breschenweiten und Durchflussgrößen im Gerinne. Im Vergleich mit den physikalischen Versuchen wird ein analytisches Rechenmodell erstellt.

3.1.3 Forschung zu unvorhersehbaren Ereignissen

Trotz des Vorhandenseins von Richtlinien und Ratgebern zum Thema Deichbau (u. a. DIN 19712; DVWK 1986; HERMANN & JENSEN 2003), Deichverteidigung (z. B. LAU 2002; BLW 2003), Bemessung oder Ermittlung von Hochwasserereignissen (z. B.

DVWK 1989; LUA 2002) oder Mobile Hochwasserschutzsysteme (BWK 2006) und der Berücksichtigung des Risikos in Form von Sicherheitsbeiwerten z. B. nach Vorbild der allgemeinen Tragwerksbemessung (DIN 1045, 1055) kam es in den letzten Jahren vermehrt zu der Forderung, unvorhersehbare Ereignisse mit in Hochwasserstudien einzubeziehen (z. B. DKKV 2003). So wurden u. a. zahlreiche Falluntersuchungen fiktiver Versagensfälle von Hochwasserschutzanlagen durchgeführt. Nachfolgend werden einige beispielhafte Arbeiten aufgezählt:

- DISSE & ASSMANN (2003) sowie DISSE et al. (2003) betrachten den Fall eines Flussdeichbruchs und bestimmen die Überflutungsfläche.
- OERTEL (2003) untersucht den Einfluss frei gewählter Deichbruchszenarien auf die Überschwemmungsflächen und insbesondere auch auf das Abflussverhalten aus einem urbanen Poldergebiet mittels 2-D-Simulationen.
- YASUDA & HIRAISHI (2003) untersuchen in einem physikalischen und numerischen Modell die Flutung eines Stadtteils von Tokio (Yokohama) mit Hinblick auf die Flutung einer geplanten Tiefgarage im Falle einer durch einen Tsunami initiierten Flutwelle.
- MAI (2004) sowie MERTSCH (2004) führen Risikountersuchungen für unvorhersehbare Ereignisse in Bezug auf ein vorsorgendes Risikomanagement in küstennahen Regionen durch.
- AURELI et al. (2005) betrachten den Einfluss vorgewählter Deichbruchszenarien mit Breschenweiten von 300 bzw. 450 m auf ein ca. 100 km² großes Untersuchungsgebiet mittels 2-D-Simulationen und bestimmen die resultierenden Gefahrenzonen.
- GEISENHOFER & BLASCZYK-HÖFLING (2006) entwickeln für das in Bayern gelegene Mangfalltal ein automatisiertes 2-d-Modell mit integriertem Deichbruchmodul. Dieses Modell ermöglicht einen operationellen Einsatz bei 20-minütigen Rechenzeiten. Dabei können an beliebigen Stellen im Untersuchungsgebiet Deichbrüche mit frei gewählten Breschenweiten und die resultierenden Flutwellen simuliert werden.

Die obige Auflistung repräsentiert nur einen kleinen Auszug durchgeführter Untersuchungen. Sie gibt jedoch exemplarisch einen Überblick über Weitläufigkeit und Detaillierungsgrad der Forschungsarbeiten in diesem Anwendungsbereich.

3.1.4 Weitere Studien zum Hochwasserschutz

Zusätzlich zu den Forschungsarbeiten aus dem Grundlagenbereich und den durchgeführten Falluntersuchungen existieren zahlreiche allgemeine, zumeist von öffentlichen Einrichtungen durchgeführte Studien zum Schutz vor bzw. zum Umgang mit Natur- und Überschwemmungskatastrophen und dem resultierenden Risikomanagement. Beispielfähig seien WBGU (1999), UN/ISDR (2002), DKKV (2003), UN/ISDR (2004) und MÜNCHENER RÜCK (2005) genannt. Diese Studien sind zumeist frei zugänglich im Internet verfügbar, da sie das Ziel der Informationsvorsorge verfolgen.

3.1.5 Forschung zur Flutung unterirdischer Bauwerke

Für die japanischen Städte Fukuoka und Tokio existieren Forschungsstudien im Bereich der Flutung unterirdischer Bauwerke. Extreme Niederschlagsereignisse führen hier regelmäßig zu Sturzfluten und zur resultierenden Flutung von U-Bahn-Stationen und unterirdischen Einkaufszentren. So kam es z. B. im Zeitraum von 1999 bis 2001 zu 17 Flutungsereignisse in Tokio (HERATH & DUTTA 2004). Dabei ertranken zahlreiche Menschen, weil sie in den unterirdischen Gebäuden eingeschlossen und keine Fluchtmöglichkeiten gegeben waren. Zudem resultierten hohe materielle Schäden. Die Forschungsarbeiten behandeln z. B. die Kopplung numerischer 2-D-Modelle mit angrenzendem unterirdischen Volumen (HERATH & DUTTA 2004). TACHI et al. (2000) analysieren das 1999 eingetretene Hochwasserereignis in Fukuoka. Insbesondere mögliche Gebäudeschäden liegen über die Entwicklung von Schadenskurven im Mittelpunkt der Untersuchungen. Für unterirdisch miteinander verbundene Strukturen entwickeln DUTTA et al. (2003) ein einfaches Rechenmodell. Alle zuvor genannten Forschungsprojekte beziehen sich grundlegend auf mögliche Schäden der bestehenden Infrastruktur. Weiterführende allgemein gültige Ansätze in Bezug auf die Gefährdung eines Menschen in unterirdischen Bauwerken sind nicht bekannt.

3.2 Motivation – Forschungsnotwendigkeit

„Identification and assessment of disaster risks, including the monitoring and early warning of hazards, represents the foundation components of any systematic approach to disaster risk reduction.“ (UN/ISDR 2005)

Nach unvorhersehbarem Versagen einer Hochwasserschutzeinrichtung oder während Sturzflutereignissen sind insbesondere auch unterirdische Bauwerke (z. B. Tiefgaragen, U-Bahn-Stationen oder unterirdische Einkaufszentren) und Kellergeschosse von Flutungsvorgängen betroffen (siehe Abbildung 3.1). So sind beispielsweise auch in Deutschland regelmäßig Todesopfer durch Ertrinken in Kellerräumen zu beklagen. Zuletzt ertranken im Juli und August 2007 eine ältere Frau und ein älterer Mann in ihren Kellerwohnungen nach Starkregenereignissen. Jedoch fehlt es an detaillierten Untersuchungen der Strömungsprozesse, welche eine hinreichend genaue Beschreibung der Gefährdung eines Menschen in Untergeschossen von Gebäuden nach unvorhersehbarem Versagen von Hochwasserschutzeinrichtungen ermöglichen. In der einschlägigen nationalen Literatur wird lediglich der Hinweis auf eine besondere Beachtung unterirdischer Bauwerke gegeben – z. T. nur in Bezug auf Schadenspotentiale in Form von technischen Einrichtungen (MÜNCHENER RÜCK 1997), ohne aber die möglichen Flutungsprozesse im Hochwasserfall zu konkretisieren. Derzeitige Gefährdungsanalysen basieren zumeist auf dem flächenbezogenen Wasserstand der Überschwemmung (z. B. IKSR 2001). Und auch weiterführende Forderungen nach einer zusätzlichen Einbeziehung der Fließgeschwindigkeiten (z. B. MUNLV 2003) zielen nicht auf den Flutungsvorgang unterirdischer Bauwerke an sich. Internationale Studien sind nur aus Japan in Form von Fallstudien bekannt (siehe Kapitel 3.1.5). Diese basieren weitestgehend auf einer Analyse möglicher Infrastrukturschäden, ohne die Gefährdung eines Menschen detailliert zu beschreiben.

IKSR (2002) differenziert die Gefährdung von Personen bei Überschwemmungen über den Aufenthaltsort:

- Personengefährdung im Freien,
- Personengefährdung durch Überstau von Gebäuden,
- Personengefährdung in Untergeschossen von Gebäuden,
- Personengefährdung durch Einsturz von Gebäuden.

Zitat: „Bei genutzten Untergeschossen (Tiefgaragen, Lager, Verkaufsräume u. a. m.) ist eine Gefahr für die dort befindlichen Betroffenen nicht erkennbar. Die Flucht nach oben wird durch einbrechendes Wasser oft verhindert.“ (IKSR 2002). Jedoch wird diese vorhandene Gefahr nicht charakterisiert oder weiter ausgeführt.



(a) Fukuoka City, Japan, 1999

(b) Fukuoka City, Japan, 2003



(c) Fukuoka City, Japan, 1999

Abbildung 3.1: Beispielfotos von Flutungsvorgängen unterirdischer Bauwerke, Quellen: Fukuoka Pref., YASUDA & HIRAISHI (2003), www.mlit.go.jp

3.3 Ziel der Arbeit

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der vergleichenden Beschreibung der relevanten Strömungsvorgänge bei unvorhersehbaren Flutungsvorgängen von potentiell gefährdeten unterirdischen Bauwerken und deren risikobasierte Bedeutung für dort befindliche Personen.

Folgende Fragestellungen dienen dabei als Grundlage:

- „In welcher Zeitspanne wird ein unterirdisches Bauwerk nach dem Versagen einer Schutzeinrichtung geflutet?“

- „*Welche Fließgeschwindigkeiten treten beim Fluten auf?*“,
- „*Welchen Einfluss haben unterschiedliche Faktoren, wie z. B. Abstand/Anordnung des Bauwerks zur Breschenachse, Einlassbreite sowie Einlassrichtung zum unterirdischen Bauwerk, vorhandene Infrastruktur etc.?*“,
- „*Sind Türen aufgrund der auftretenden Kräfte noch zu öffnen?*“,
- „*Sind Aufstiege im Flutungsfall noch zu bewältigen?*“,
- „*Gibt es Fluchtmöglichkeiten?*“, „*Können die Menschen entkommen?*“,
- „*Wie können schlussfolgernd Gefährdung und/oder Risiko eingeschätzt werden?*“

Mit Hilfe physikalischer und numerischer Modellierungen sowie theoretischer Ansätze werden relevante Strömungskomponenten aufgezeigt und analysiert. Dies ermöglicht eine Abschätzung von Füllströmen in unterirdische Bauwerke sowie deren Füllzeiten. Zudem sind Rückschlüsse auf maßgebliche Krafeinwirkungen möglich. Mit den gewonnenen Erkenntnissen wird ein Risiko-Tool entwickelt, welches als Decision-Support-System (DSS) bei der Frage nach einer Gefahrenklasse von unterirdischen Bauwerken eingesetzt werden kann. In diesem sind verschiedene Eingabeparameter anhand einer internen Werteskala gewichtet. Als Ausgabe erfolgt eine Gefahrenklasse nach Schweizer Vorbild in rot, blau oder gelb (vgl. Abbildung 8.3).

Das verfolgte Ziel der Arbeit ist die Bereitstellung von Informationen für die Integration der Untersuchungsergebnisse in vorhandene Hochwasser-Gefahrenkarten, um eine Sensibilisierung der Bevölkerung bezüglich vorliegender Gefährdungen zu ermöglichen. Demnach wird der Forderung der Informationsvorsorge nachgekommen. So sollen Sperrungen oder die Anordnung von Schutzmaßnahmen bei bestehenden unterirdischen Bauwerken im Hochwasserfall erreicht werden. Empfehlenswert ist ein Verzicht auf Neubauten in überschwemmungsgefährdeten Gebieten, wie es das Gesetz zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes vorsieht.

Teil III

Versuchsmodelle

4 Physikalisches Modell

4.1 Allgemeines

Mit Hilfe eines physikalischen Modells werden Erkenntnisse über den Flutungsvorgang eines vordefinierten unterirdischen Volumens nach dem Versagen einer Hochwasserschutzeinrichtung erlangt. Hierbei findet ein auf die grundlegenden Randbedingungen reduziertes Versuchsmodell aus Plexiglas im Maßstab 1:20 Verwendung (siehe Abbildungen 4.1, 4.2 und 4.3). Die auf einer Aluminiumkonstruktion (Abbildung B.2) errichtete Modellfläche besteht aus 42 ineinander gesteckten quadratischen Platten mit einer Seitenlänge von $L_{m,Pl} = 80$ cm. Resultierend ergibt sich eine Gesamtbreite (x -Richtung) von $L_{m,x} = 5,6$ m sowie eine Gesamtlänge (y -Richtung) von $L_{m,y} = 4,8$ m. Mit dem Froude'schen Modellansatz nach Kapitel 2.3.2 ergeben sich:

$$\begin{array}{lll} \text{Längen:} & \lambda = L_p/L_m = 20 & \Leftrightarrow L_p = \lambda \cdot L_m = 20 \cdot L_m \\ \text{Flächen:} & \lambda^2 = A_p/A_m = 20^2 & \Leftrightarrow A_p = \lambda^2 \cdot A_m = 20^2 \cdot A_m \\ \text{Volumen:} & \lambda^3 = V_p/V_m = 20^3 & \Leftrightarrow V_p = \lambda^3 \cdot V_m = 20^3 \cdot V_m \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Breite (x):} & L_{p,x} = 20 \cdot 5,6 = 112,0 \text{ m} \\ \text{Länge (y):} & L_{p,y} = 20 \cdot 4,8 = 96,0 \text{ m} \\ \text{Fläche (x, y):} & A_{p,xy} = 20^2 \cdot (5,6 \cdot 4,8) = 10.752 \text{ m}^2 \approx 1,0 \text{ ha} \end{array}$$

Das Gerinne wird mittels langer Plexiglasbalken eingefasst und dargestellt. Dem somit erzeugten Querschnitt wird über ein Wasserkreislaufsystem (Abbildung B.1) kontinuierlich eine definierte Wassermenge zugeführt, wobei der Wasserstand über ein Wehr am Ende der Fließstrecke erzeugt wird. Dieser beträgt im stationären, strömenden Anfangszustand¹ $h_{0,m} = 0,125$ m. Im auf den Naturmaßstab übertragenen Modell wird somit ein Wasserstand von $h_{0,p} = 2,5$ m abgebildet (z. B. hinter einer Hochwasserschutzwand).

¹Geschlossene Bresche; $v_m \approx 0,36$ m/s.

Der Durchfluss kann im Bereich des Wehrs abgeschätzt werden zu:

$$Q_{ue} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b_{ue} \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{ue}^{3/2} = 28,28 \text{ l/s} \quad (4.1)$$

Mit:

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$	Erdbeschleunigung,
$\mu = 0,767$	Überfallbeiwert, vgl. BRIECHLE (2006),
$b_{ue} = 0,66 \text{ m}$	Überfallbreite, Wehrbreite,
$h_{ue} = h_{0,m} - h_w = 0,071 \text{ m}$	Überfallhöhe,
$h_{0,m} = 0,125 \text{ m}$	Wasserstand im Gerinne,
$h_w = 0,054 \text{ m}$	Wehrhöhe.

Profil- und Geschwindigkeitsmessungen im Ablaufgerinne erzielen einen Durchflusswert vergleichbarer Größe von $Q \approx 29 \text{ l/s}$.

Die Breschenbreite in der Hochwasserschutzeinrichtung (Abbildung 4.4) beträgt im Modell konstant $b_{br,m} = 0,5 \text{ m}$ ($b_{br,p} = 10 \text{ m}$), wobei ein plötzliches, vollständiges Versagen während nahezu eines Zeitschritts vorgegeben wird. Eine detaillierte zeitliche Entwicklung der Bresche, wie sie z. B. ZHU (2006) untersucht, wird dabei nicht berücksichtigt.

Der Zufluss zu den unterirdischen Bauwerken erfolgt durch sechs, an vorbestimmten Positionen angeordneten, in der Größe variablen, Öffnungen in den Platten. Neben dem geschlossenen Zustand sind die zwei Öffnungsgrößen $b_{Oe,1,m} = 0,1 \text{ m}$ und $b_{Oe,2,m} = 0,2 \text{ m}$ möglich ($b_{Oe,1,p} = 2,0 \text{ m}$ und $b_{Oe,2,p} = 4,0 \text{ m}$). Somit können zum einen Zugänge (z. B. Treppenhäuser) und zum anderen PKW-Abfahrten zu unterirdischen Bauwerken (z. B. Abfahrten in Tiefgaragen) dargestellt werden. Das unterirdische Bauwerk des Modells weist folgende Geometrien (Innenmaße) auf:

Breite (x):	$b_{ub,x,m} = 0,6 \text{ m}$	$\rightarrow b_{ub,x,p} = 20 \cdot 0,6 = 12,0 \text{ m}$
Länge (y):	$b_{ub,y,m} = 0,6 \text{ m}$	$\rightarrow b_{ub,y,p} = 20 \cdot 0,6 = 12,0 \text{ m}$
Höhe (z):	$z_{ub,m} = 0,2 \text{ m}$	$\rightarrow z_{ub,p} = 20 \cdot 0,2 = 4,0 \text{ m}$
Fläche (x, y):	$A_{ub,m} = 0,36 \text{ m}^2$	$\rightarrow A_{ub,p} = 20^2 \cdot 0,36 = 144,0 \text{ m}^2$
Volumen (x, y, z):	$V_{ub,m} = 0,072 \text{ m}^3$	$\rightarrow V_{ub,p} = 20^3 \cdot 0,072 = 576,0 \text{ m}^3$

Neben den Versuchsreihen mit variierenden Öffnungsweiten zum unterirdischen Bauwerk werden weiterführend unterschiedliche Öffnungsrichtungen betrachtet. Mit Hilfe eines Einlassbauteils (Abbildung B.8) lässt sich der Einfluss der Einlassrichtung bezüglich der Breschenachse untersuchen. Skizzen der Bauteile des physikalischen Modells sind Anhang B zu entnehmen. Eine Fotodokumentation des Modellaufbaus befindet sich in Anhang C.

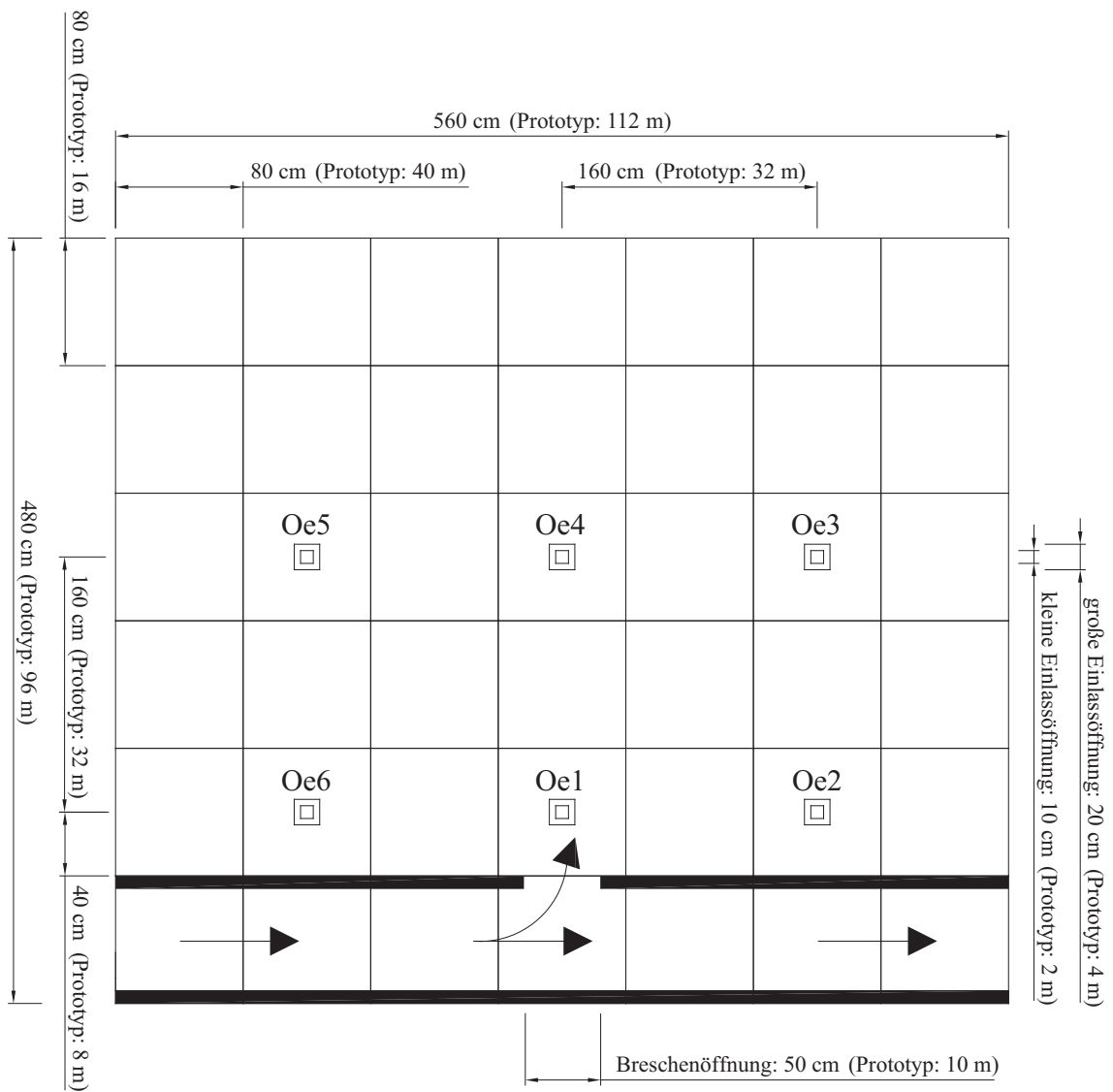


Abbildung 4.1: Systemskizze des physikalischen Modells – Draufsicht

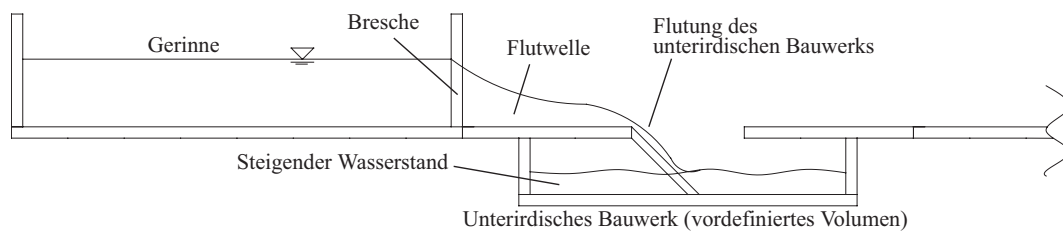


Abbildung 4.2: Systemskizze des physikalischen Modells – Schnittansicht am Beispiel der ersten Einlauföffnung

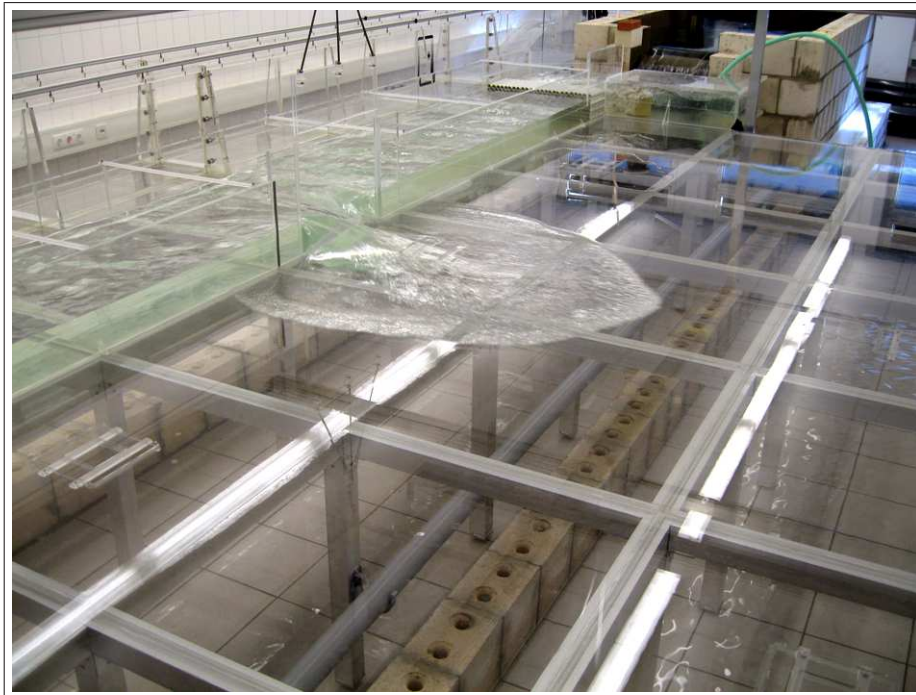


Abbildung 4.3: Foto des physikalischen Modells (Teilansicht)



Abbildung 4.4: Foto der Bresche

4.2 Verwendete Messtechnik

Für die Auswertung der physikalischen Versuche findet nachfolgend erläuterte Messtechnik Verwendung, um Fließwege, Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten zu ermitteln:

- Ultraschallsensoren zur Bestimmung der zeitbezogenen Wasserstände,
- Optiksensoren zur Bestimmung des Bruchzeitpunktes,
- Ultraschallsensoren zur Bestimmung von Fließgeschwindigkeiten,
- Laufschiene mit Schrittmotoren zur automatisierten Positionierung der Messtechnik über der Modellplatte,
- Plattform-Wägezelle zur Bestimmung der zeitbezogenen Gewichtszunahme im unterirdischen Volumen,
- Hochgeschwindigkeitskamera².

4.2.1 Sensoren

Drei Ultraschallsensoren der Firma *General Acoustics* werden zur Wasserstandsbestimmung eingesetzt. Laut Hersteller sind den Sensoren die in Tabelle 4.1 aufgeführten Eigenschaften zugeordnet. Die Übertragung der Daten auf den PC erfolgt über einen UltraLab ULS Tischcontroller und eine Analog-Digital-Wandlerkarte³. Zusätzlich zu den Ultraschallsensoren wird ein Optiksensoren⁴ zur Erfassung des Bruchzeitpunktes verwendet (siehe Tabelle 4.2). Ein Sensor der Firma *NIVUS*⁵ (siehe Tabelle 4.3) ermöglicht die Ermittlung der mittleren Fließgeschwindigkeit im Gerinne mittels Puls-Doppler-Messung.

²Firma: *KSV Instruments Ltd. Finland*, Modell: HiSiS 2000, Anzahl der Bilder pro Sekunde: 1240, Auflösung: 256 x 256 Pixel.

³Firma: *Measurement Computing*, Typ: PC-CARD DAS16/12-AO.

⁴Modifikationen an diesem Sensor ermöglichen den direkten Anschluss an den UltraLab ULS Tischcontroller. Die Messgenauigkeit wurde von der Firma *General Acoustics* über Messtests ermittelt.

⁵Typ: PVM-PD, PVM = Portable Velocity Measurement.

Tabelle 4.1: Technische Eigenschaften und Abbildung der Ultraschallsensoren

Typ	USS 30250	USS 60350
Anzahl	1	2
min. Abstand	30 mm	60 mm
max. Abstand	250 mm	350 mm
Frequenz	320 kHz	400 kHz
Genauigkeit	0,18 mm	0,18 mm
Reproduzierbarkeit	$\pm 0,15 \%$	$\pm 0,15 \%$
Ausgabe	20 Hz	15 Hz
analog	0-10 V	0-10 V

**Tabelle 4.2:** Technische Eigenschaften und Abbildung des Optiksensors

Typ	ULS Z19
Anzahl	1
min. Abstand	30 mm
max. Abstand	200 mm
Genauigkeit	1 mm
Reaktionszeit	10 % Änderung des Ausgangssignals nach 10 ms, 90 % nach 50 ms
analog	2-10 V

**Tabelle 4.3:** Technische Eigenschaften und Abbildung des Ultraschallsensors zur Fließgeschwindigkeitserfassung

Typ	PVM-PD
Anzahl	1
Messbereich	0 bis 3 m/s
Einsatztemperatur	0 bis 60 °C
Sendefrequenz	750 kHz
Messfenster	6 cm in der horizontalen Achse vor dem Sensor
Messgenauigkeit	0,01 m/s bzw. 1 %
Mindestpartikel für Signalreflexion	500 μm , 100 ppm



4.2.2 Laufschienen mit Schrittmotoren

Die an einer Aufhängung montierten Ultraschallsensoren werden mit Hilfe von Schrittmotoren der Firma *isel* auf Laufschienen in x - y -Richtung positioniert. Hierzu werden bis zu 1025 Messpunkte in 10 und 20 cm Rastern festgelegt (siehe Abbildung 4.5) und automatisiert angesteuert, so dass eine reproduzierbare Positionierung gewährleistet ist. Die Ansteuerung erfolgt über einen Schrittmotor-Controller⁶ (*isel C142-4*) an einer seriellen PC-Schnittstelle. Die *isel*-CNC Programmierung wird unter Verwendung der Software PAL-PC 2.0 umgesetzt. Die Gesamtgenauigkeit der Positionierung ist abhängig von der mechanischen Ausrichtung der Sensoren. Diese wird anhand ausgewählter Messpunkte in x - und y -Richtung kalibriert, so dass eine maximale Abweichung von ca. 2 mm je Richtung eingehalten wird.

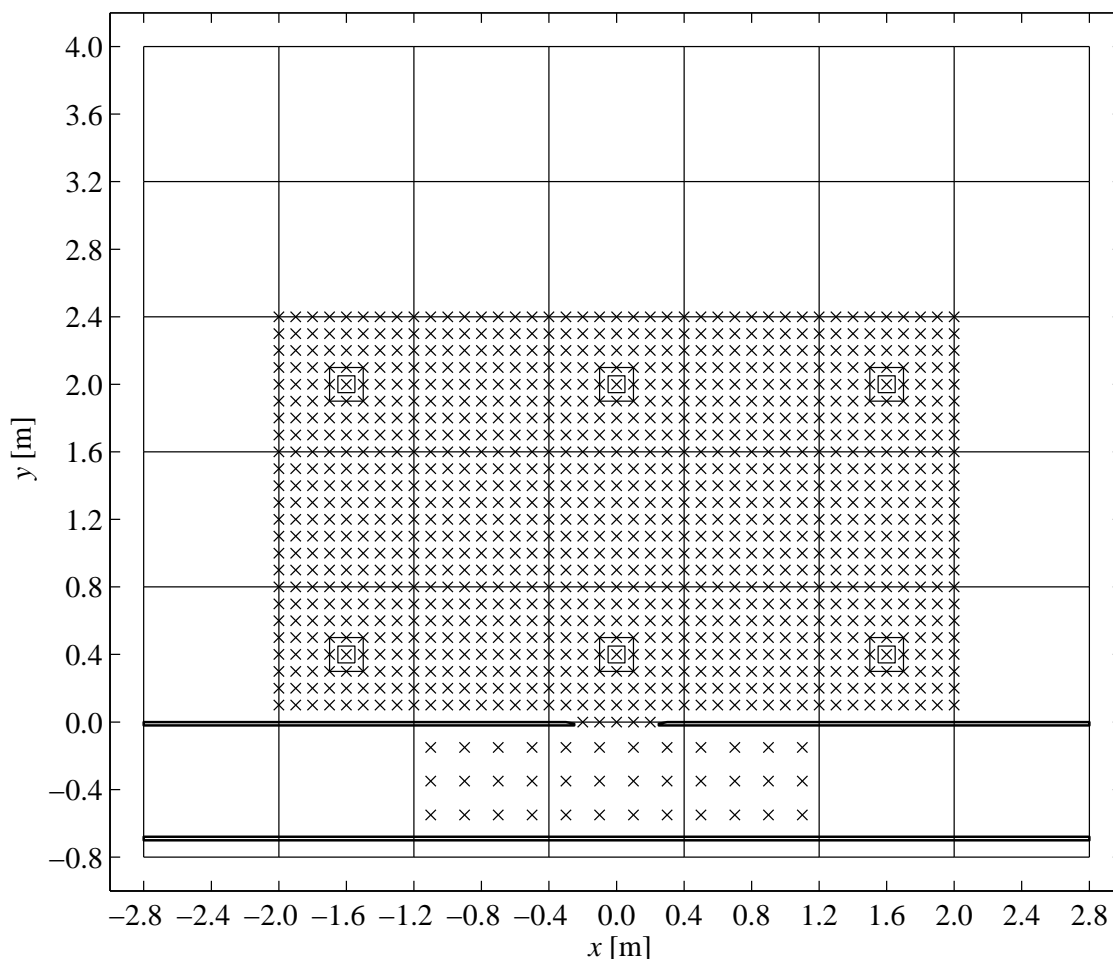


Abbildung 4.5: Messpunkte im physikalischen Modell

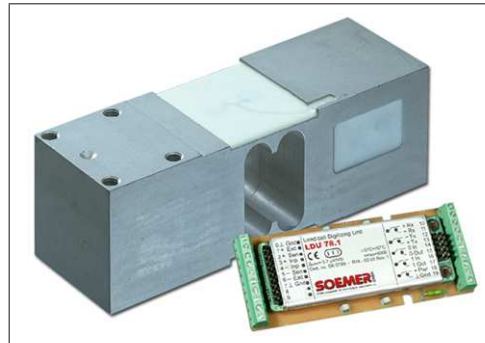
⁶Bewegungsgenauigkeit: 160 Schritte je mm.

4.2.3 Plattform-Wägezelle

Die zeitliche Gewichtszunahme im unterirdischen Volumen aufgrund des zufließenden Wassers wird mit Hilfe einer Plattform-Wägezelle der Firma *TEDEA*⁷ ermittelt. Die mittig unter dem Behältnis auf einem Podest angeordnete Messzelle erlaubt die Bestimmung des mittleren schwankenden Zuflusses. Als Messverstärker findet eine *Hauch & Bach* LDU (Load cell Digitizing Unit, Typ 78.1) Verwendung. Technische Eigenschaften der Wägezelle sind Tabelle 4.4 zu entnehmen. Ein Foto der Messapparatur befindet sich in Abbildung C.4 e.

Tabelle 4.4: Technische Eigenschaften und Abbildung der Plattform-Wägezelle

Typ	<i>Load Cell 1260-C3</i>
Anzahl	1
Nennlast	500 kg
Nenntemperatur	-10 bis 40 °C
Plattformgröße	600 mm x 600 mm
Messgenauigkeit	0,02 % bzgl. Nennlast
Versorgungsspannung	10 V



4.3 Modellvariationen und Modellläufe

Bei der physikalischen Modellierung werden unterschiedliche Szenarien untersucht. Dabei werden folgende Variationen des Modells vorgenommen:

1. Platzierung der Öffnung zum unterirdischen Bauwerk auf der Ausbreitungsfläche [Bezeichnung: 1 bis 5⁸], siehe Abbildung 4.1,
2. Einlassrichtung zum unterirdischen Bauwerk [Bezeichnung: 0 und I bis IV, wobei: 0 \Rightarrow keine Beschränkung der Einlassrichtung, I \Rightarrow mit Blick zur Bresche, II \Rightarrow 90° im UZS⁹ gedreht, III \Rightarrow 180° im UZS gedreht mit Blick weg von der Bresche, IV \Rightarrow 270° im UZS gedreht], Skizze des Bauteils zur Beschränkung der Einlassrichtung siehe Abbildung B.8,

⁷ Vertrieb: SOEMER Messtechnik GmbH.

⁸ Öffnung Oe6 wird im Falle einer anfänglich trockenen Ausbreitungsfläche nicht benetzt, so dass auch keine Flutung des unterirdischen Bauwerks an dieser Stelle erfolgt.

⁹ UZS \Rightarrow Uhrzeigersinn.

3. Größe der Öffnung zum unterirdischen Bauwerk [Bezeichnung: 10 und 20, für quadratische 10 cm bzw. 20 cm Öffnung], siehe Abbildung B.3,
4. Initialwasserstand $h_0 = 12,5$ cm und $h_0 = 19,0$ cm.

Mit den zuvor genannten Variationen ergeben sich die in Tabelle 4.5 aufgeführten und in Abbildungen 4.6 und 4.7 schematisch dargestellten Modellläufe.

Mögliche weiterführende Variationen der physikalischen Modellläufe werden in dieser Arbeit nicht behandelt. Relevante Einflüsse folgender veränderbarer Randbedingungen sind im übertragenen Sinne der Literatur zu entnehmen (u. a. BRIECHLE 2006) oder werden als Forschungsbedarf ausgewiesen:

1. Breschenbreite,
2. Rauheit der Ausbreitungsfläche,
3. Neigung der Ausbreitungsfläche,
4. Reservoir-/Gerinnegeometrie,
5. Initialfließgeschwindigkeit im Gerinne,
6. Strömungszustände im Gerinne (Strömen, Schießen),
7. Versagensmechanismus,
8. Rückhaltungsmöglichkeiten (z. B. Bordstein vor unterirdischen Gebäuden, mobile Wände, etc.).

Tabelle 4.5: Modellläufe und deren Bezeichnungen

Modelllauf ML	Ort der Öffnung Oe	Öffnungs- richtung	Größe der Öffnung [cm]	Initialwasser- stand [cm]	Bezeichnung
↓ Modellläufe mit $h_0 = 12,5$ cm					
0 (1)	-	-	-	12,5	ML00 (1)
0 (2)	-	-	-	12,5	ML00 (2)
1	1	-	10	12,5	ML1
2	1	I	10	12,5	ML2
3	1	II	10	12,5	ML3
4	1	III	10	12,5	ML4
5	1	IV	10	12,5	ML5
6	1	-	20	12,5	ML6
7	1	I	20	12,5	ML7
8	1	II	20	12,5	ML8
9	1	III	20	12,5	ML9
10	1	IV	20	12,5	ML10
11	2	-	10	12,5	ML11
12	2	I	10	12,5	ML12
13	2	II	10	12,5	ML13
14	2	III	10	12,5	ML14
15	2	IV	10	12,5	ML15
16	2	-	20	12,5	ML16
17	2	I	20	12,5	ML17
18	2	II	20	12,5	ML18
19	2	III	20	12,5	ML19
20	2	IV	20	12,5	ML20
21	3	-	10	12,5	ML21
22	3	I	10	12,5	ML22
23	3	II	10	12,5	ML23
24	3	III	10	12,5	ML24
25	3	IV	10	12,5	ML25
26	3	-	20	12,5	ML26
27	3	I	20	12,5	ML27
28	3	II	20	12,5	ML28
29	3	III	20	12,5	ML29
30	3	IV	20	12,5	ML30
31	4	-	10	12,5	ML31
32	4	I	10	12,5	ML32
33	4	II	10	12,5	ML33
34	4	III	10	12,5	ML34
35	4	IV	10	12,5	ML35
36	4	-	20	12,5	ML36
37	4	I	20	12,5	ML37
38	4	II	20	12,5	ML38
39	4	III	20	12,5	ML39
40	4	IV	20	12,5	ML40

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Modelllauf ML	Ort der Öffnung Oe	Öffnungs- richtung	Größe der Öffnung [cm]	Initialwasser- stand [cm]	Bezeichnung
41	5	-	10	12,5	ML41
42	5	I	10	12,5	ML42
43	5	II	10	12,5	ML43
44	5	III	10	12,5	ML44
45	5	IV	10	12,5	ML45
46	5	-	20	12,5	ML46
47	5	I	20	12,5	ML47
48	5	II	20	12,5	ML48
49	5	III	20	12,5	ML49
50	5	IV	20	12,5	ML50
↓ Modellläufe mit $h_0 = 19,0$ cm					
0 (3)	-	-	-	19,0	ML00 (3)
0 (4)	-	-	-	19,0	ML00 (4)
51	1	-	20	19,0	ML51
52	1	I	20	19,0	ML52
53	1	II	20	19,0	ML53
54	1	III	20	19,0	ML54
55	1	IV	20	19,0	ML55
56	2	-	20	19,0	ML56
57	2	I	20	19,0	ML57
58	2	II	20	19,0	ML58
59	2	III	20	19,0	ML59
60	2	IV	20	19,0	ML60
61	3	-	20	19,0	ML61
62	3	I	20	19,0	ML62
63	3	II	20	19,0	ML63
64	3	III	20	19,0	ML64
65	3	IV	20	19,0	ML65
66	4	-	20	19,0	ML66
67	4	I	20	19,0	ML67
68	4	II	20	19,0	ML68
69	4	III	20	19,0	ML69
70	4	IV	20	19,0	ML70
71	5	-	20	19,0	ML71
72	5	I	20	19,0	ML72
73	5	II	20	19,0	ML73
74	5	III	20	19,0	ML74
75	5	IV	20	19,0	ML75

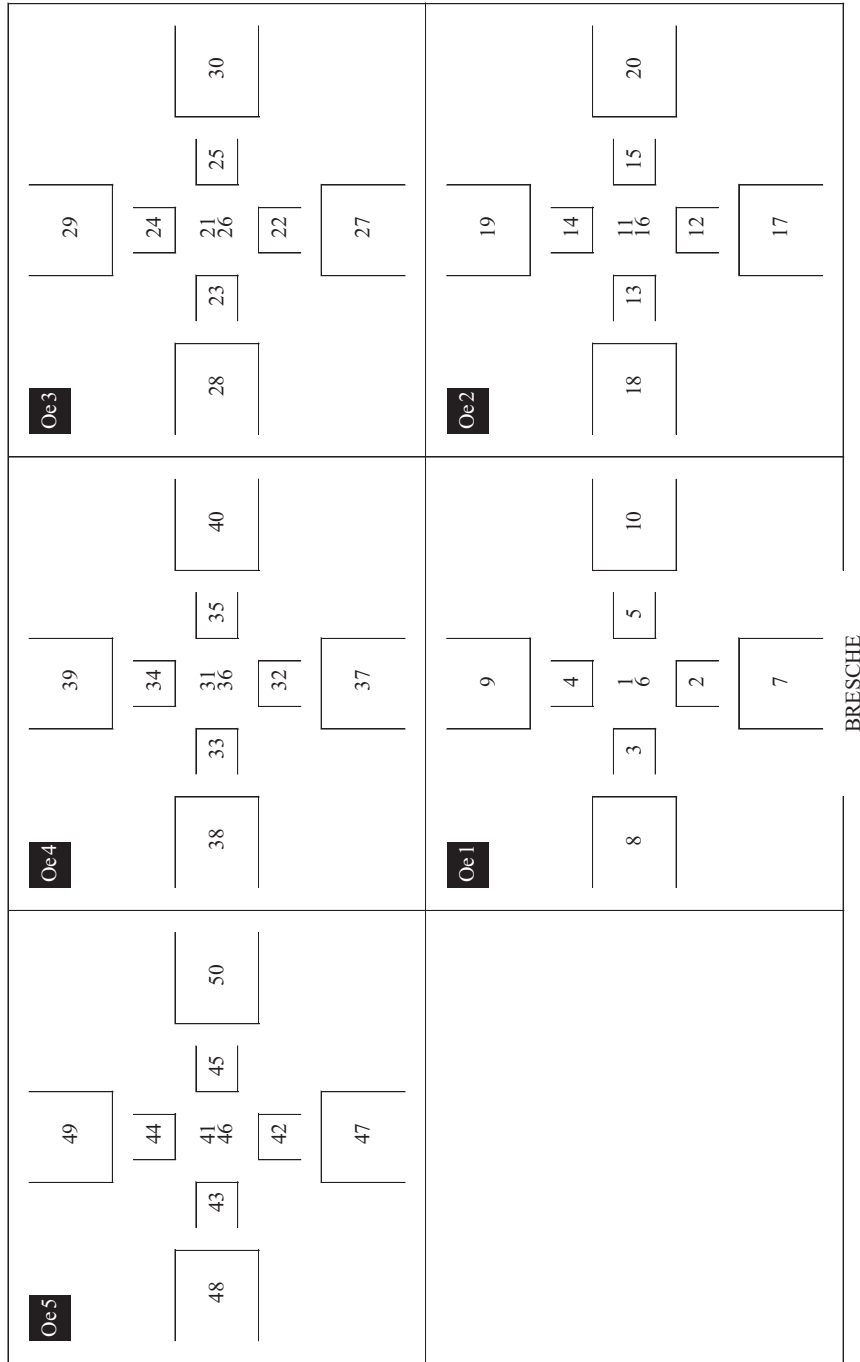


Abbildung 4.6: Schematische Darstellung der Bezeichnung der Modellläufe bezüglich der räumlichen Anordnung sowie der Einlassrichtung
 ($h_0 = 12,5 \text{ cm}$)

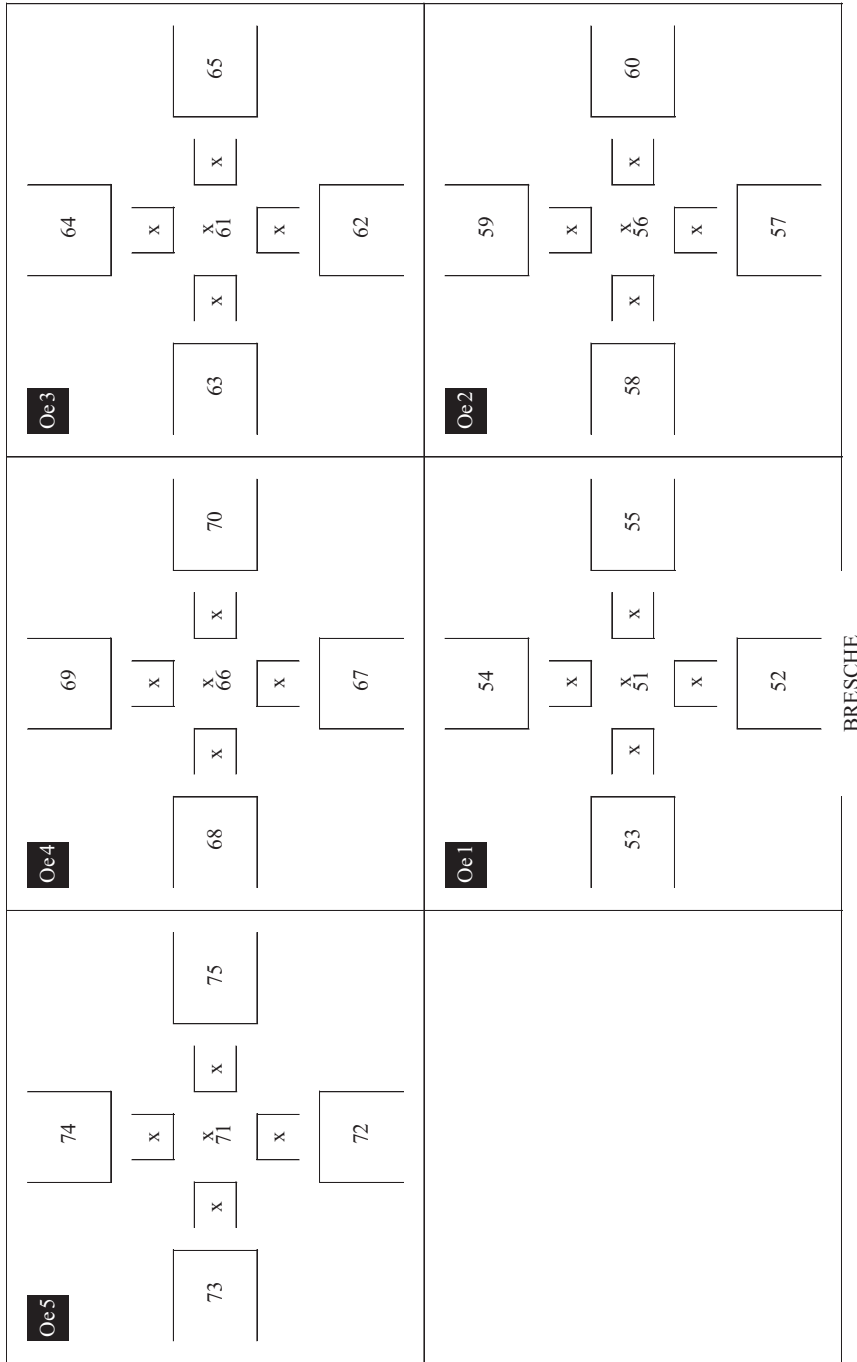


Abbildung 4.7: Schematische Darstellung der Bezeichnung der Modellläufe bezüglich der räumlichen Anordnung sowie der Einlassrichtung ($h_0 = 19,0 \text{ cm}$)

5 Numerisches Modell

5.1 Verwendete Softwareprodukte

Ausgewählte physikalische Modellläufe werden mittels dreidimensionaler numerischer Simulationen berechnet, um die Möglichkeit der numerischen Abbildung zu bestätigen und weiterführende Erkenntnisse zu erlangen. Für die Berechnungen findet das Softwareprodukt FLOW-3D¹ Verwendung, welches zuverlässige Ergebnisse im Bereich der hydrodynamischen zwei- und dreidimensionalen Strömungssimulation liefert. Das Programm ermöglicht u. a. die Berechnung der freien Oberfläche mittels VOF-Methode auf Basis der RANS-Gleichungen unter Verwendung eines FD-Schemas. Die integrierte Fractional Area-Volume Obstacle Representation (FAVOR) Methode „schneidet“ vordefinierte (raue) „Hindernisse“ aus dem strukturierten Rechengitter aus und bildet die geometrischen Randbedingungen ohne aufwendige Gittergenerierungsmaßnahmen. Weiterhin ermöglicht die Methode die Einbeziehung beweglicher Objekte, welche jedoch in diesen Untersuchungen keine Verwendung finden. Zur Erhöhung der Rechenstabilität können in FLOW-3D feinere Gitterstrukturen in Bereichen erhöhter geforderter Genauigkeiten überlagert werden. Zudem lassen sich größere oder geometrisch aufwendige Gebiete in aneinander gereihte Gitter aufteilen. Diese unterschiedlich diskretisierten Bereiche werden als „Blöcke“ bezeichnet. Die Berechnung von Turbulenzen und kleinmaßstäblichen Wirbelstrukturen erfolgt in FLOW-3D unter Verwendung der RANS-Gleichungen mit Hilfe einer Vielzahl auswählbarer Turbulenzmodelle. In der vorliegenden Arbeit wird ein standardisiertes k - ϵ -Turbulenzmodell verwendet.

Die Visualisierung (Postprocessing) der numerischen Modellierungen wird mit Hilfe des Softwarepakets TECPLOT 360 mit implementiertem FLOW-3D-Loader durchgeführt. Weitere detaillierte Auswertungen erfolgen unter Verwendung von MATLAB.

¹Hersteller: *Flow Science*, Programmversion: 9.2.

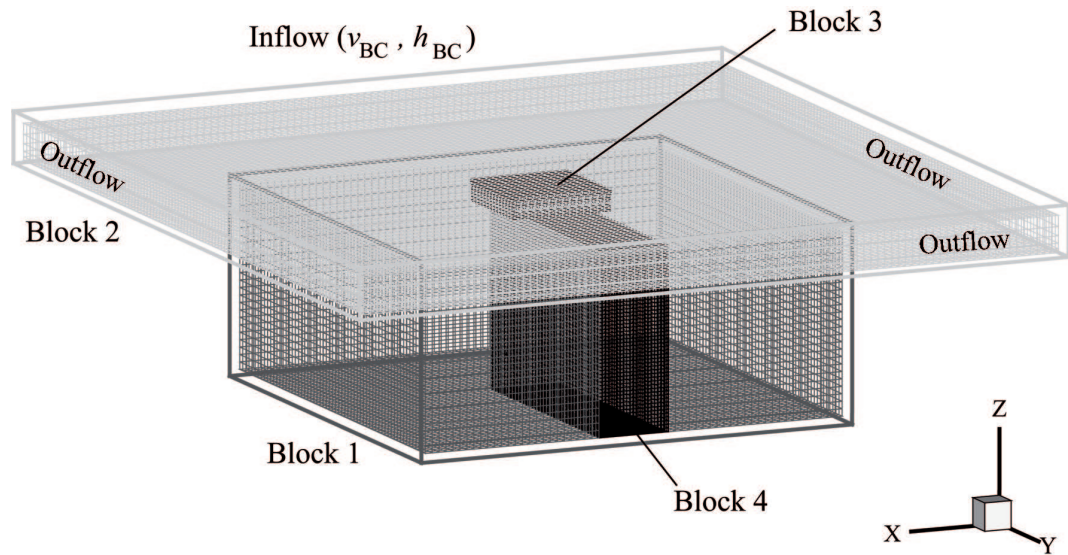
5.2 Modelleigenschaften

Tabelle 5.1 zeigt beispielhafte Eigenschaften eines der numerischen Modelle. Zellenanzahlen und Randbedingungen können je nach Modelllauf variieren. Die erstellten numerischen Modelle bilden die unterirdischen Bauwerke des physikalischen Versuchsaufbaus exakt in dessen Geometrie ab. Die Randbedingungen werden nach den im physikalischen Modell vorliegenden Gegebenheiten vorgeschätzt und anschließend zwecks Kalibrierung variiert. Weitere numerische Simulationen werden mit einem auf Naturverhältnisse übertragenen Maßstab 1:1 durchgeführt.

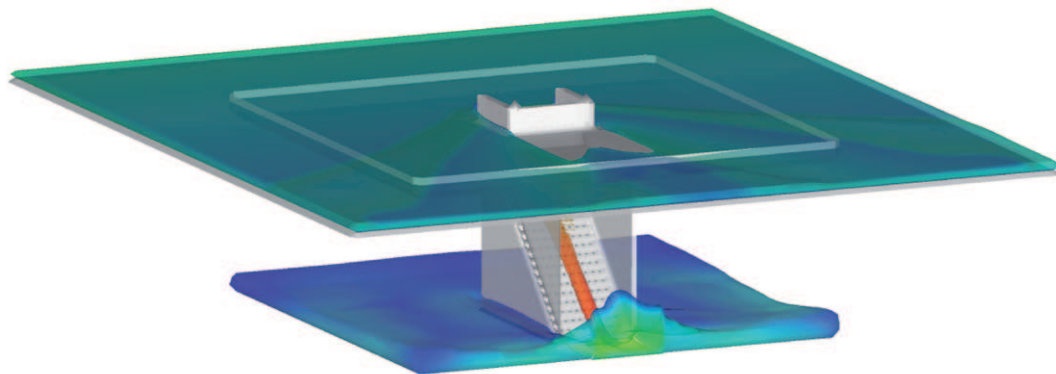
Tabelle 5.1: Beispielhafte Modelleigenschaften einer numerischen Modellierung

Gesamtanzahl der Zellen:	$406 \cdot 10^3$
Block 1 (Kontrollvolumen):	$90 \cdot 10^3$
Block 2 (Ausbreitungsfläche):	$55 \cdot 10^3$
Block 3 (Verfeinerung 1):	$16 \cdot 10^3$
Block 4 (Verfeinerung 2):	$245 \cdot 10^3$
Zellgrößen	
Block 1:	1,0 cm x 1,0 cm x 1,0 cm (B x T x H) 0,2 m x 0,2 m x 0,2 m (Prototyp)
Block 2:	1,0 cm x 1,0 cm x 0,5 cm (B x T x H) 0,2 m x 0,2 m x 0,1 m (Prototyp) Die Zellgröße der Platte in z -Richtung steigt ausgehend von der Sohle an.
Block 3:	0,33 cm x 0,33 cm x 0,3 cm (B x T x H) 0,066 m x 0,066 m x 0,06 m (Prototyp)
Block 4:	0,5 cm x 0,5 cm x 0,5 cm (B x T x H) 0,1 m x 0,1 m x 0,1 m (Prototyp)
Randbedingungen (BC)	
Block 1:	wall, inter-block
Block 2:	velocity, water depth, outflow, inter-block
Block 3:	inter-block
Block 4:	inter-block
Simulationszeit:	ca. 80 Sekunden
Rechenzeiten**:	3 Std. bis 3 Tage

**Die Rechenzeiten variieren unter Verwendung unterschiedlicher Rechenmodelle und Computer. Die Berechnungen wurde i. d. R. auf einem PC mit Intel Core 2 Duo 3,0 GHz Prozessor und 3 GB RAM durchgeführt.



(a) Generiertes Rechennetz



(b) Zeitschritt eines Modelllaufs (ML32, Velocity Magnitude)

Abbildung 5.1: Beispiel einer numerischen Flutungssimulation mit FLOW-3D

Teil IV

Ergebnisanalyse

6 Ergebnisse der physikalischen Modellläufe zur Ausbreitung der Flutwelle

6.1 Allgemeines

BRIECHLE (2006) unterteilt die Flutwellenausbreitung nach Versagen einer Hochwasserschutzeinrichtung in drei maßgebliche Zustände¹.

1. Anfangszustand (Welle bildet sich aus, hohe Geschwindigkeit, ausgeprägt instationär, vergleichbar mit Dammbbruchwelle),
2. Übergangszustand (instationär, Fließtiefen und Fließgeschwindigkeiten ändern sich weiterhin, abweichend von Dammbbruchwelle, verstärkter Einfluss der Charakteristika von Durchflüssen durch Seitenöffnungen in Gerinnen, asymmetrische Ablenkung der Welle),
3. Stationärer Zustand (Endgrößen der Fließtiefen und -geschwindigkeiten erreicht, entspricht einem stationären Durchfluss durch eine Seitenöffnung in einem Gerinne).

Die nachfolgend ausgewerteten Modellläufe ML00 (1) sowie ML00 (2) nehmen direkten Bezug auf diese drei Strömungszustände, um deren charakteristischen Eigenschaften auch in kleinmaßstäblichen Modellversuchen – wie die hier vorliegenden – zu bestätigen bzw. Abgrenzungen abzuleiten. Es sei erwähnt, dass diese Arbeit nicht das Ziel verfolgt, bestehende analytische, physikalische oder numerische Modelle zu bestätigen oder zu verbessern. Vielmehr werden die bekannten Erkenntnisse mit den Versuchsergebnissen verglichen, mögliche Anwendungsgrenzen definiert und diese auf die hier behandelte Problematik der Flutung unterirdischer Bauwerke nach Ausbreitung einer Flutwelle übertragen.

¹Es liegen die Untersuchungen zu (1) Dammbbruchproblemen, (2) zur flächenhaften Ausbreitung sowie (3) zum Durchfluss durch die Seitenöffnung eines Gerinnes zugrunde.

6.2 Modellauf ML00 (1) – Stationärer Zustand

6.2.1 Grundlegendes

Als erster Schritt der physikalischen Modellierung erfolgt die Aufmessung des stationären Zustands. Hierfür wird das Modell mit den zuvor beschriebenen Randbedingungen betrieben und die Bresche geöffnet. Nachdem sich die quasi-stationäre Welle eingestellt hat – der Wasserkreislauf ist vollständig geschlossen und Fließtiefen als auch Fließgeschwindigkeiten haben ihren Endwert erreicht – erfolgt die Messung der Wasserstände an den in Abbildung 4.5 dargestellten Messpunkten in etwa zehnersekündigen Messreihen. Anschließend werden die Messdaten mit MATLAB² verarbeitet.

6.2.2 Messdatenverarbeitung

Folgende Schritte werden durchgeführt:

- Bildung von Mittelwert und Standardabweichung,
- Suchen und Ersetzen von Ausreißern,
- grafische Darstellung der Ergebnisse.

Mittelwert und Standardabweichung

Der Mittelwert \bar{x} und die Standardabweichung σ der Messreihe an einem Messpunkt bestimmen sich zu:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} \quad (6.1)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (6.2)$$

mit:

- n Anzahl der Elemente,
- i Nummer des jeweiligen Elements.

²Version: MATLAB R2006a (7.2).

Ausreißer

Die Bereinigung der Messreihe erfolgt mit Hilfe einer Identifikation von Ausreißern. Dabei werden alle Elemente die mehr als das 2,5-fache der Standardabweichung vom Mittelwert abweichen als Ausreißer angesehen. Diese Werte werden durch den Mittelwert der Messreihe ersetzt. Anschließend erfolgt die Berechnung des Mittelwerts der „bereinigten“ Messreihe.

Ausreißer, wenn gilt:

$$|x_i - \bar{x}| \geq 2,5 \cdot \sigma \quad (6.3)$$

Abbildung 6.1 zeigt die grafischen Ergebnisse der quasi-stationären Welle im physikalischen Modell. In der dargestellten 3D-Ansicht lässt sich die Oberflächenkrümmung der Welle im Bereich der Bresche, initiiert durch die Fließgeschwindigkeit im Gerinne, erkennen. Des Weiteren wird deutlich, dass die Welle innerhalb weniger zehn Zentimeter Entfernung zur Bresche auf einen nahezu konstanten Wasserstand von ca. $h = 10$ mm abfällt. Die Ablenkung der Flutwelle durch die Initialgeschwindigkeit im Gerinne beträgt für den stationären Zustand etwa $\alpha = 3^\circ$ bis 6° .

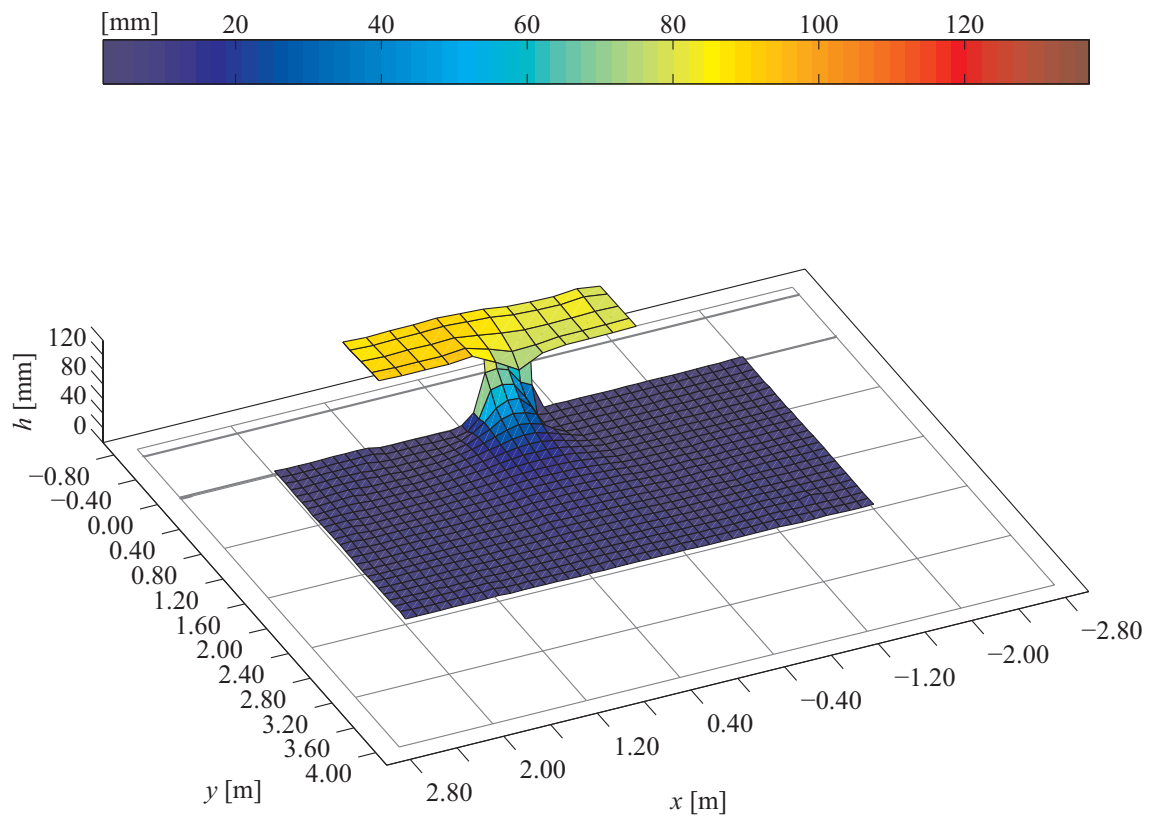
6.3 Modelllauf ML00 (2) – Wellenausbreitung

6.3.1 Grundlegendes

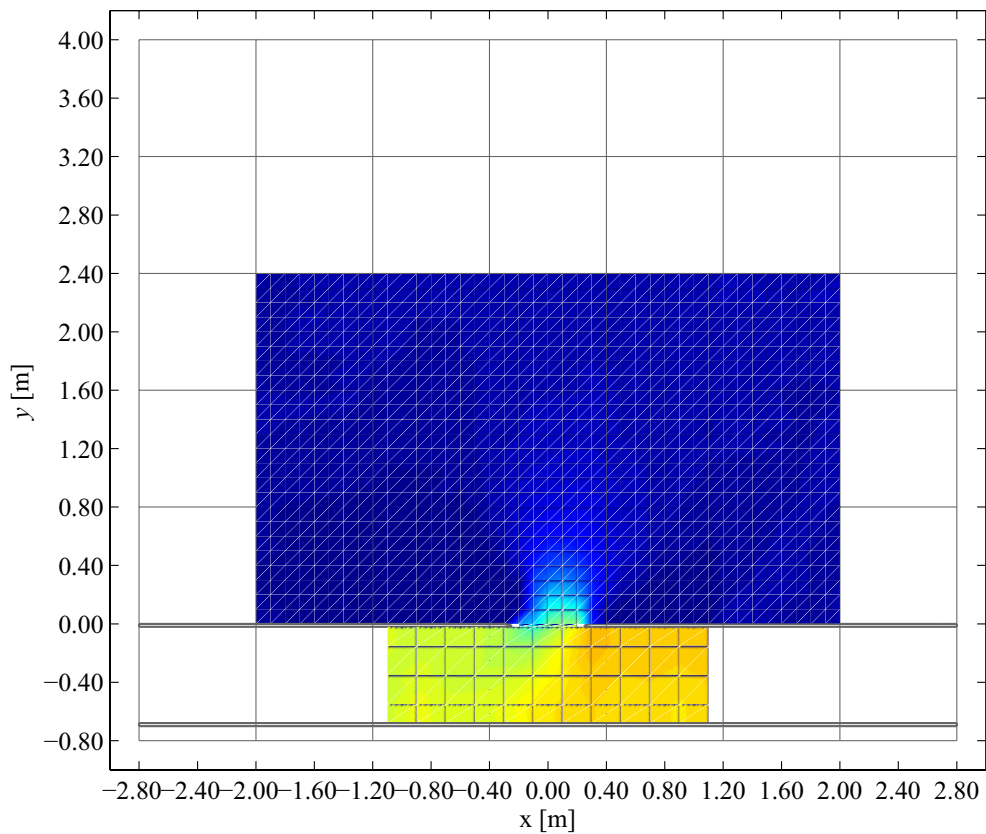
Die physikalischen Versuche zur Aufmessung der zeitlichen Wellenausbreitung werden insbesondere in Hinblick auf folgende zwei Hintergründe durchgeführt:

1. Vergleich der Modellversuche mit dem von BRIECHLE (2006) aufgestellten analytischen Modell, sowie mit weiteren Modellversuchen,
2. Ermittlung der Ankunftszeiten der Flutwelle an den unterschiedlichen Einlässen zu den unterirdischen Bauwerken für die weiterführenden Untersuchungen.

Im Gegensatz zu den Versuchen im stationären Zustand wird das Modell anfänglich mit geschlossener Bresche betrieben. Nachdem der Fließzustand im Gerinne einen stationären Verlauf erreicht hat, erfolgt die abrupte Öffnung der Bresche mit Hilfe des in Abbildung C.3 dargestellten Gewichtssystems. Der Zeitpunkt des Versagens wird dabei vom Optiksensord (siehe Abbildung C.4) erfasst. Die sich auf der Messplatte ausbreitende Flutwelle erreicht

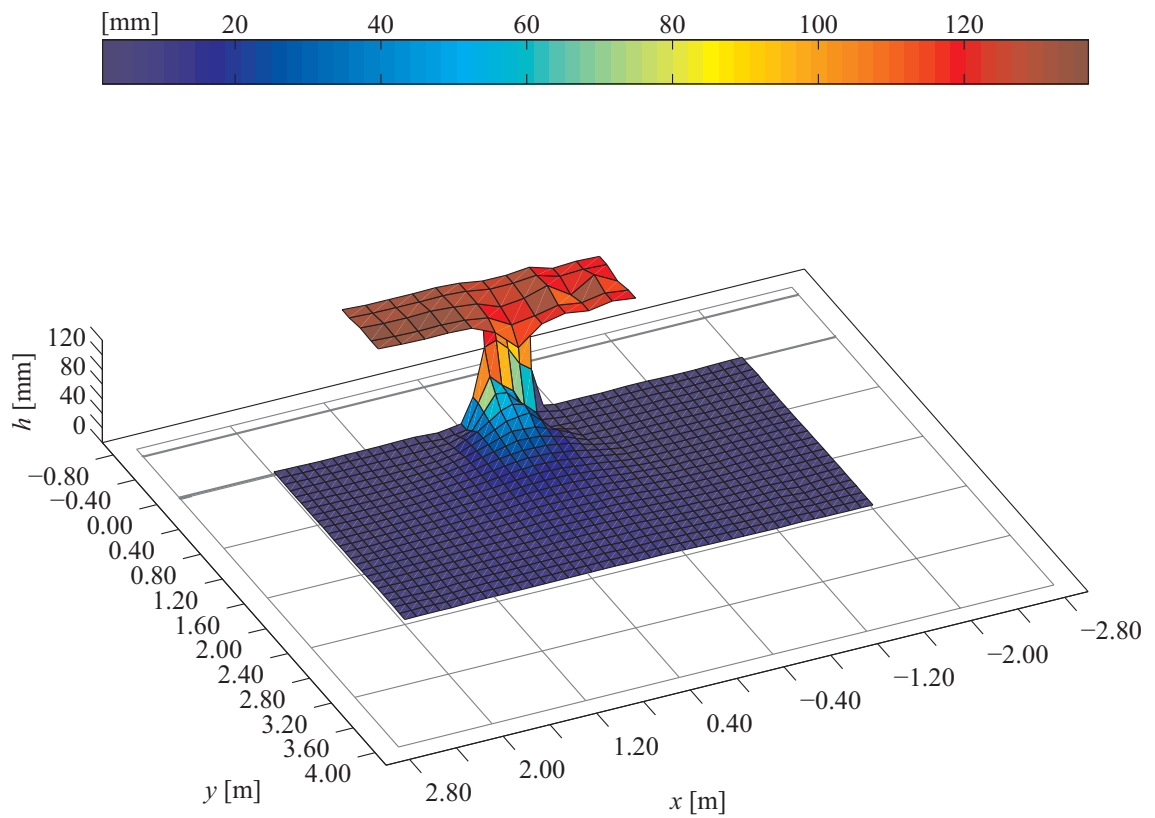


(a) 3D-Ansicht, überhöhte Darstellung

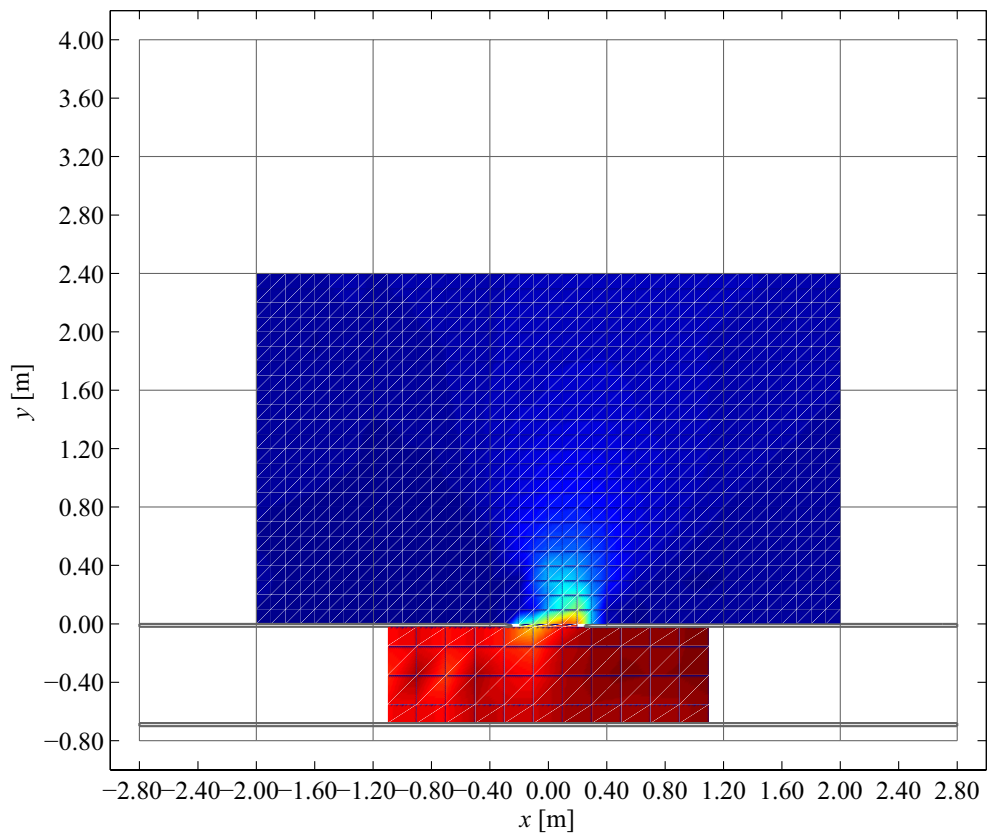


(b) Draufsicht

Abbildung 6.1: Messergebnisse stationärer Zustand für $h_0 = 12,5$ cm



(a) 3D-Ansicht, überhöhte Darstellung



(b) Draufsicht

Abbildung 6.2: Messergebnisse stationärer Zustand für $h_0 = 19,0$ cm

zu unterschiedlichen Zeitpunkten die unterschiedlichen Messpunkte, so dass ein zeitlicher Verlauf der Wellenausbreitung ermittelt werden kann.

6.3.2 Reproduzierbarkeit

Um die physikalischen Versuche und deren Reproduzierbarkeit zu bestätigen, werden ausgewählte Modellläufe mehrfach durchgeführt. Dabei zeigen die Versuche eine sehr gute Übereinstimmung. Abbildung 6.3 gibt beispielhafte Vergleiche zwischen jeweils zwei Modellläufen an unterschiedlichen Standorten mit trockener oder benetzter Ausbreitungsfläche. Die Versuchsergebnisse mit Abweichungen weniger zehntel Millimeter und Millisekunden gewährleisten die Reproduzierbarkeit der Versuche. Sowohl Wellenankunftszeiten als auch Wellenpeaks werden exakt in Wiederholungsläufen abgebildet.

6.3.3 Messdatenverarbeitung

Die Messdatenverarbeitung erfolgt mit folgenden Schritten:

- Ermittlung des Versagenszeitpunktes und Nullsetzen der Zeit an diesem Punkt,
- Entfernung von Aussetzern der Ultraschallsensoren,
- Ermittlung der zeitlichen Flutwellenausbreitung,
- grafische Darstellung der Ergebnisse.

Ausgangsmesswerte und Identifikation des Versagenszeitpunktes

Nach Modellstart und Einstellung des stationären Zustands im Gerinne beginnen die Messdatenaufzeichnungen der Sensoren³. Das Versagen der Hochwasserschutzeinrichtung wird nach kurzer Wartezeit herbeigeführt⁴. Die sich ausbreitende Welle trifft zu unterschiedlichen Zeitpunkten an den drei, über der Ausbreitungsfläche angeordneten Sensoren ein⁵. Die strichpunktierte Linie in Abbildung 6.4 zeigt die Aufzeichnung des Optiksensors an der Bresche. Im geschlossenen bzw. offenen Zustand werden minimale bzw. maximale Spannungen ausgegeben, so dass zum Zeitpunkt des simulierten Bruchs der Messwert des Sensors innerhalb von ein bis zwei Zeitschritten $\approx 0,0\bar{3}$ Sekunden auf einen maximalen

³ Bezeichnung in Abbildung 6.4: „Start Modelllauf“

⁴ Bezeichnung in Abbildung 6.4: „Versagenszeitpunkt“

⁵ Bezeichnung in Abbildung 6.4: „Ausbreitungszeit bis Ankunft“

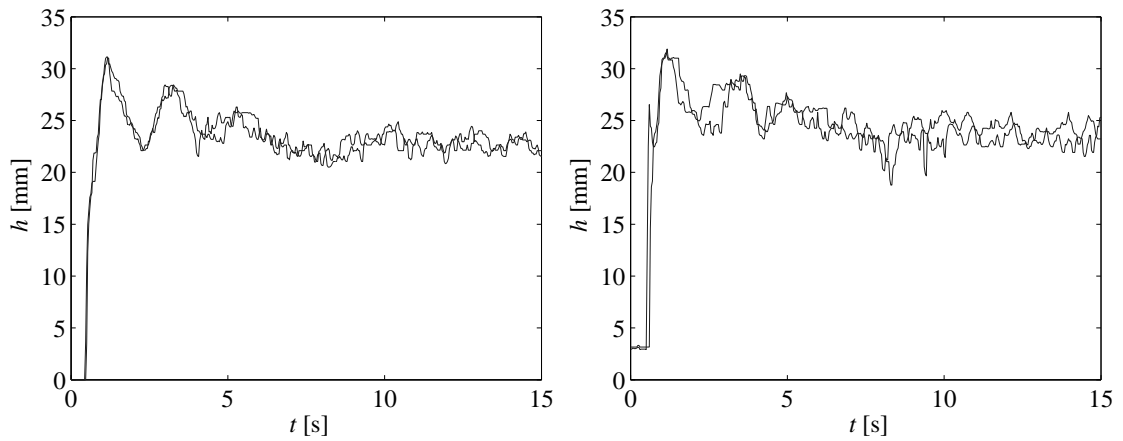
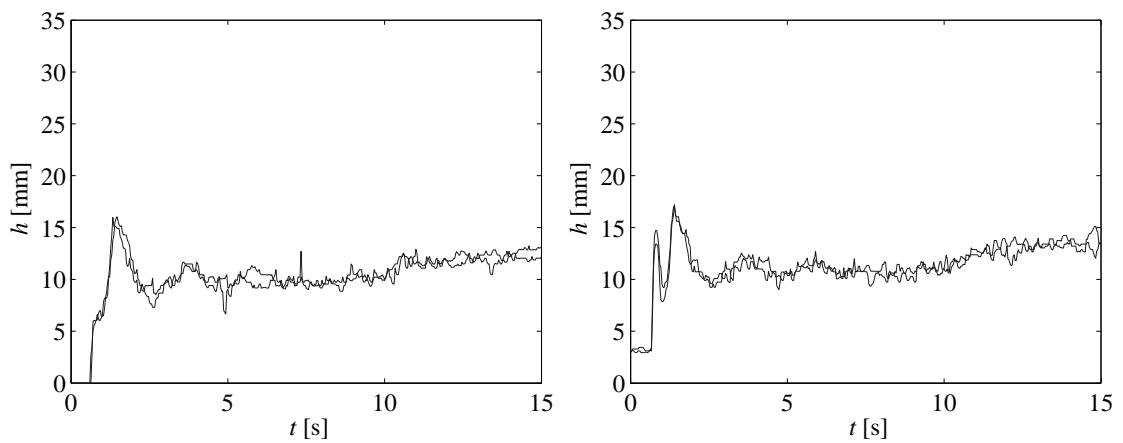
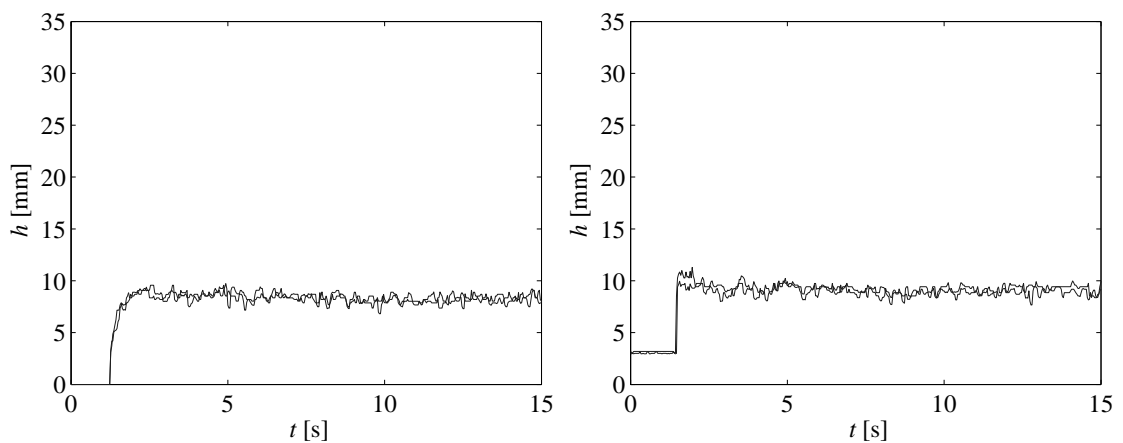
(a) Wellenankunftszeit und -höhe bei Koordinate $x = 0,0$ m, $y = 0,5$ m(b) Wellenankunftszeit und -höhe bei Koordinate $x = -0,2$ m, $y = 0,7$ m(c) Wellenankunftszeit und -höhe bei Koordinate $x = 0,2$ m, $y = 1,7$ m

Abbildung 6.3: Vergleiche zwischen Wiederholungsläufen zur Prüfung der Reproduzierbarkeit bei trockener (links) bzw. benetzter (rechts) Ausbreitungsfläche

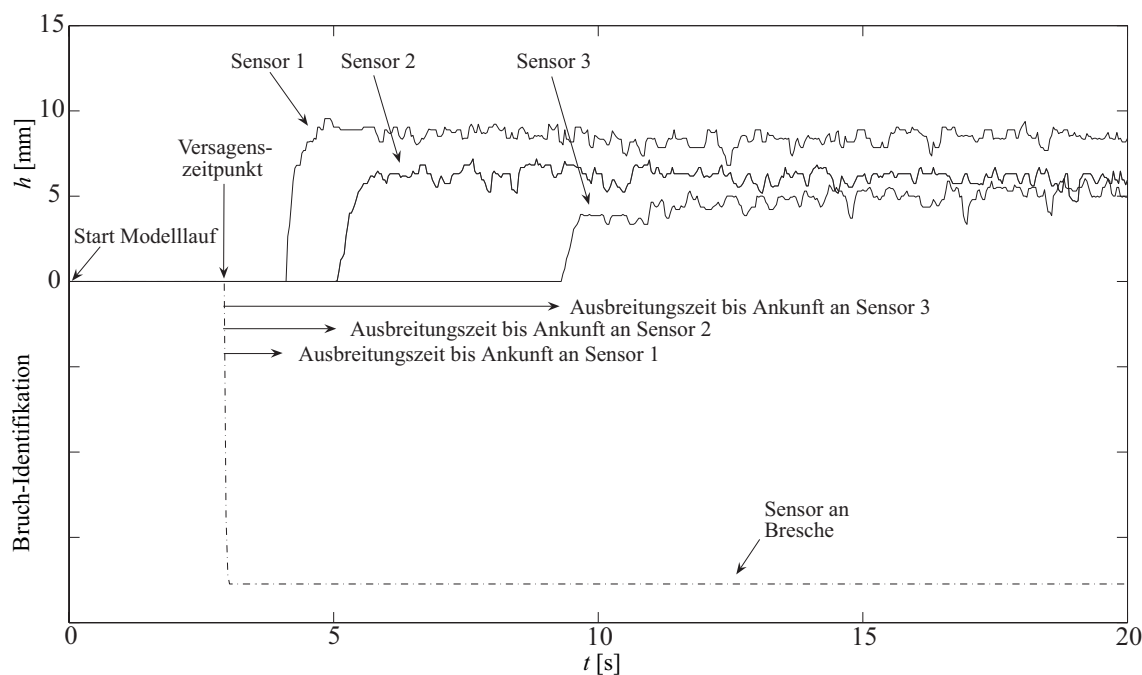


Abbildung 6.4: Beispielhafte Messwertaufzeichnungen der Versuche zur Wellenausbreitung

Betragwert ansteigt. Über eine Suchfunktion wird dieser Zeitpunkt detektiert und die Zeit der jeweiligen Messreihen ab Versagen auf „Null“ zurück gesetzt.

Aussetzer der Ultraschallsensoren

Im Nahbereich der Bruchstelle treten sehr steile Wellenfronten und hohe Fließgeschwindigkeiten auf. So resultieren in den vorderen Messreihen (kleine x und y Koordinaten) Aussetzer der Ultraschallsensoren, da die ausgestrahlten Ultraschallwellen schräg reflektiert werden. Die rückläufigen Signale passieren den jeweiligen Sensor teilweise außerhalb seines Empfangsbereichs. Als Ergebnis wird vom Sensor eine Minimal- bzw. Maximalspannung ausgegeben. Diese Aussetzer werden mit Hilfe einer Bereinigungsfunktion auf Basis einer linearen Interpolation sowie einer Bereichsmittelwertbildung mit definierten Grenzwertkriterien heraus gefiltert. Die Ergebnisse sind in Abbildung 6.5 beispielhaft dargestellt.

Zeitliche Wellenausbreitung

Nach der Datenbereinigung werden die zeitabhängigen Ausbreitungsvorgänge der Welle ermittelt. Abbildung 6.7 a zeigt die seitliche Ablenkung der Welle infolge der Fließgeschwindigkeit im Gerinne. Die in LIEM & KÖNGETER (1999) erwähnte Ablenkung um

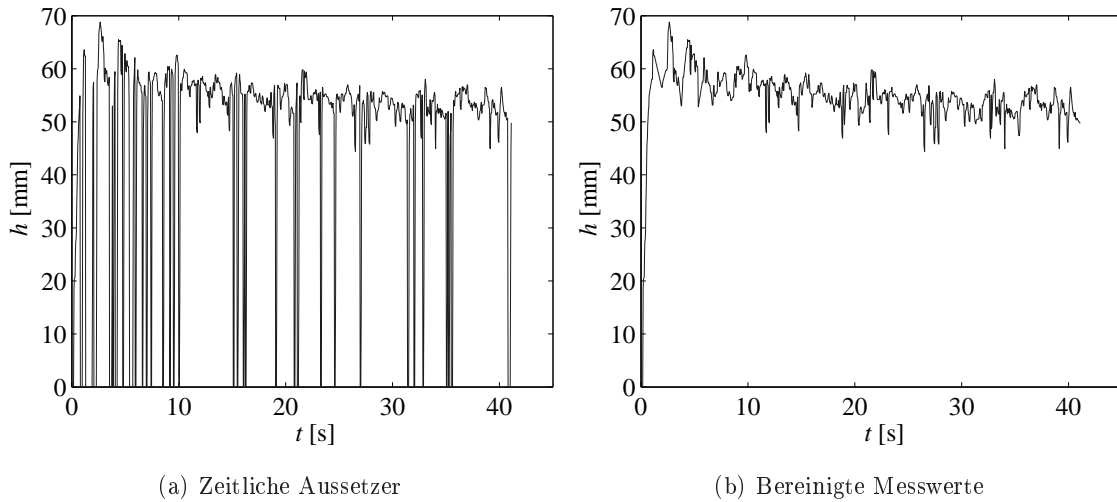


Abbildung 6.5: Aussetzer und Messwertbereinigung der Daten der Ultraschallsensoren am Beispiel des Messpunktes $x = 0,0 \text{ m}$, $y = 0,1 \text{ m}$

etwa 3° kann in den vorliegenden Untersuchungen bestätigt werden. Resultierend aus dieser Ablenkung bleiben für den Fall einer trockenen Ausbreitungsfläche einige Bereiche der Platte auch nach erfolgtem Versagen trocken (vgl. AURELI & MIGNOSA 2000). Erkennbar ist zudem die Ausbildung einer Wellenspitze an der Wellenfront, welche nach BRIECHLE (2006) auf die besonderen dreidimensionalen Vorgänge während der Initialphase zurück zu führen ist. BRASCHI et al. (1994) erwähnen sich herauslösende „Finger“ im Frontbereich der langsamer werdenden Flutwelle. Dieses Phänomen konnte in der vorliegenden Untersuchung in ca. 1,6 m Entfernung vom Gerinne auf der Breschenachse beobachtet werden. Für die zeitliche Wasserstandsänderung im Gerinne im Bereich der Bresche geben AURELI & MIGNOSA (2002) einen steilen, später verlangsamten Abfall an, bis der stationäre Zustand erreicht ist. Dies zeigt auch Abbildung 6.6. Dargestellt sind zwei beispielhafte Messpunkte im Gerinne auf der Breschenachse. Innerhalb der ersten Sekunde sinkt der Wasserstand auf ein lokales Minimum steil ab. Im weiteren Verlauf verdeutlichen die aufgetragenen Trendkurven den verlangsamten Abfall bis auf einen stationären Wert. Im Zeitbereich von vier bis 15 Sekunden erwähnen AURELI & MIGNOSA (2002) stärkere Oszillationen in Fließtiefe und Fließgeschwindigkeit im Gerinne. Diese werden mit Reflexionen begründet, welche von der Bresche hervorgerufen und durch die Sunkwelle ins Gerinne übertragen werden. Gleiche Beobachtungen können den vorliegenden Untersuchungen aus Abbildung 6.6 entnommen werden.

Für den Fall eines Initialwasserstands auf der Ausbreitungsfläche erwähnt BRIECHLE (2006) ergänzend, dass sich die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle verringert und die Welle

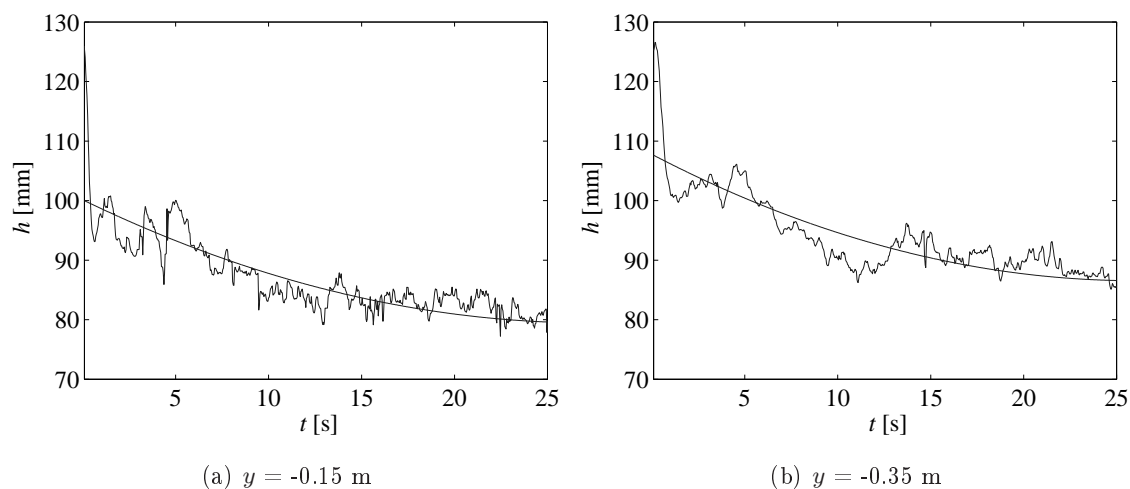


Abbildung 6.6: Abfall des Wasserstands im Gerinne am Beispiel zweier Messpunkte ($x = 0,0 \text{ m}$)

gleichzeitig weniger strahlförmig ist. Diese Unterscheidung ist in Abbildung 6.8 a ebenfalls erkennbar. Eine weitere Unterscheidung zwischen trockener sowie benetzter Ausbreitungsfläche⁶ wird im Verlauf dieser Arbeit jedoch nicht verfolgt. Die Flutwellenausbreitung auf einer trockenen Ausbreitungsfläche liegt den folgenden Untersuchungen zugrunde.

6.3.4 Vergleich der Messergebnisse mit analytischem Modell

BRIECHLE (2006) liefert ein analytisches Modell für die Flutwellenausbreitung auf der Breschenachse ($x = 0$) im Falle des Versagens einer Hochwasserschutzeinrichtung an Fließgewässern, auf das sich die folgenden Vergleiche beziehen. Basierend auf den Untersuchungen von RITTER (1892) wird der Einfluss der seitlichen Ausbreitung sowie des seitlichen Zuflusses im Reservoir (Gerinne) untersucht. Nachfolgend werden die Grundlagen hierzu erläutert.

RITTER (1892) bestimmt die Ausbreitung der klassischen Dambruchwelle unter Berücksichtigung von Kontinuitätsbedingungen und der Energieerhaltung. Die Wellenoberfläche bewegt sich demnach mit einer über die Zeit konstanten horizontalen Geschwindigkeit von:

$$u = 2\sqrt{gh_0} - 3\sqrt{gh} \quad (6.4)$$

⁶Der Unterschied zwischen trockener und benetzter Ausbreitungsfläche liegt in der Ausbreitungsgeschwindigkeit und der Wellenfront. Diese weist bei benetzter Fläche einen erhöhten Wellenkopf und Lufteintrag mit einer stark unregelmäßigen Oberfläche auf. Mit steigender Initialwassertiefe im Gerinne steigt auch die Unregelmäßigkeit des Wellenkopfes auf benetzter Ausbreitungsfläche (vgl. BRIECHLE 2006).

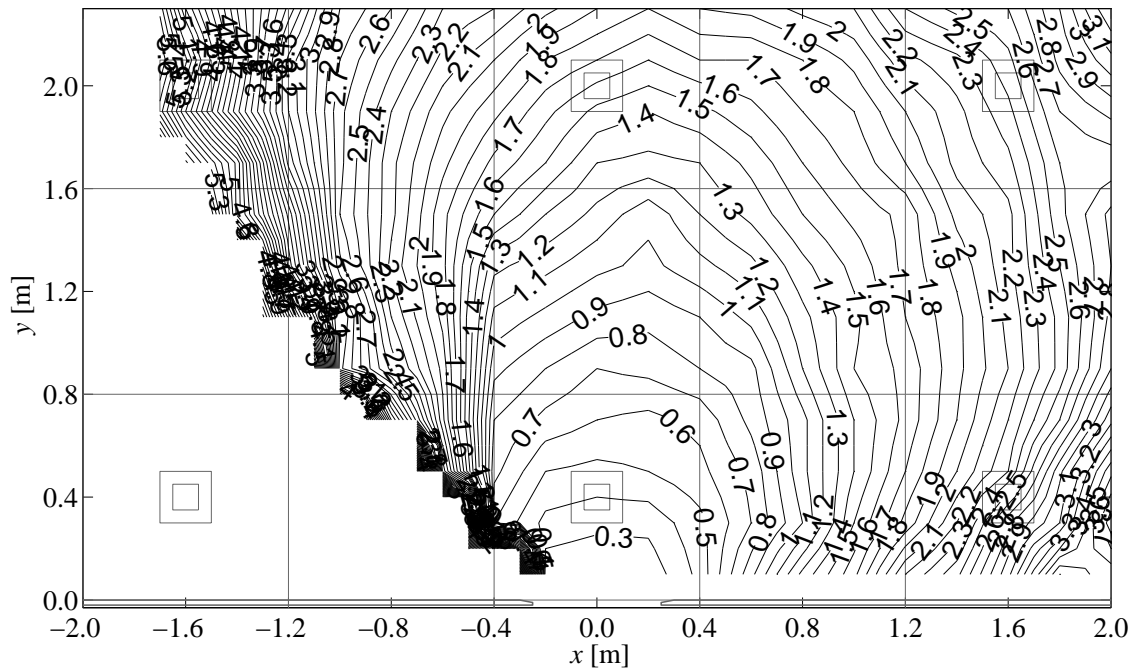
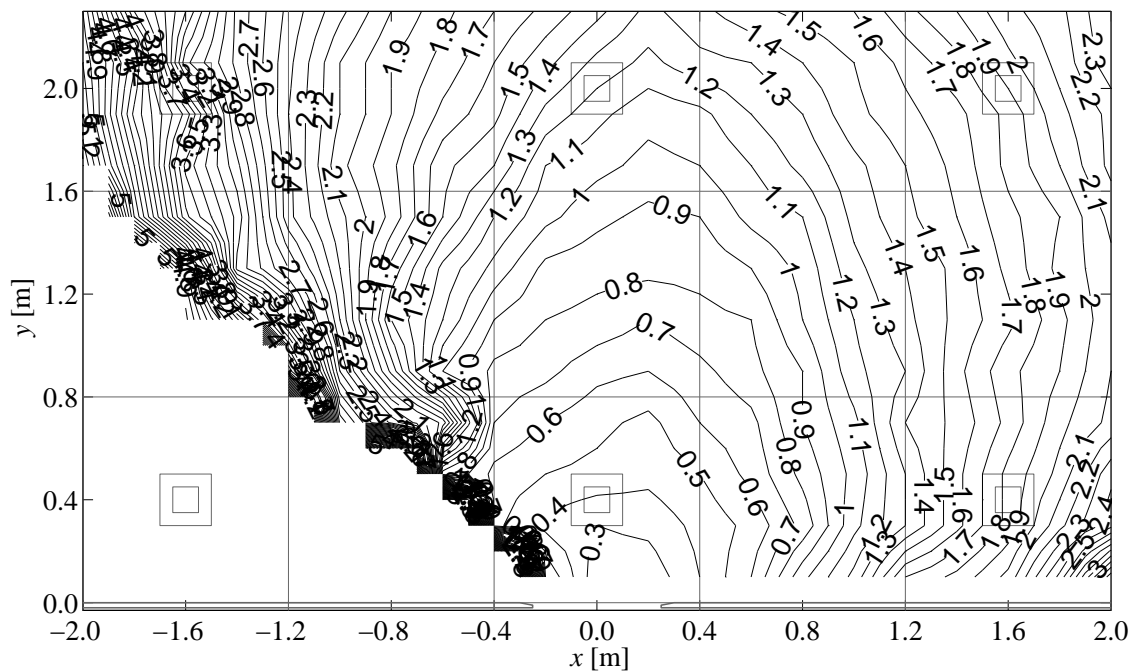
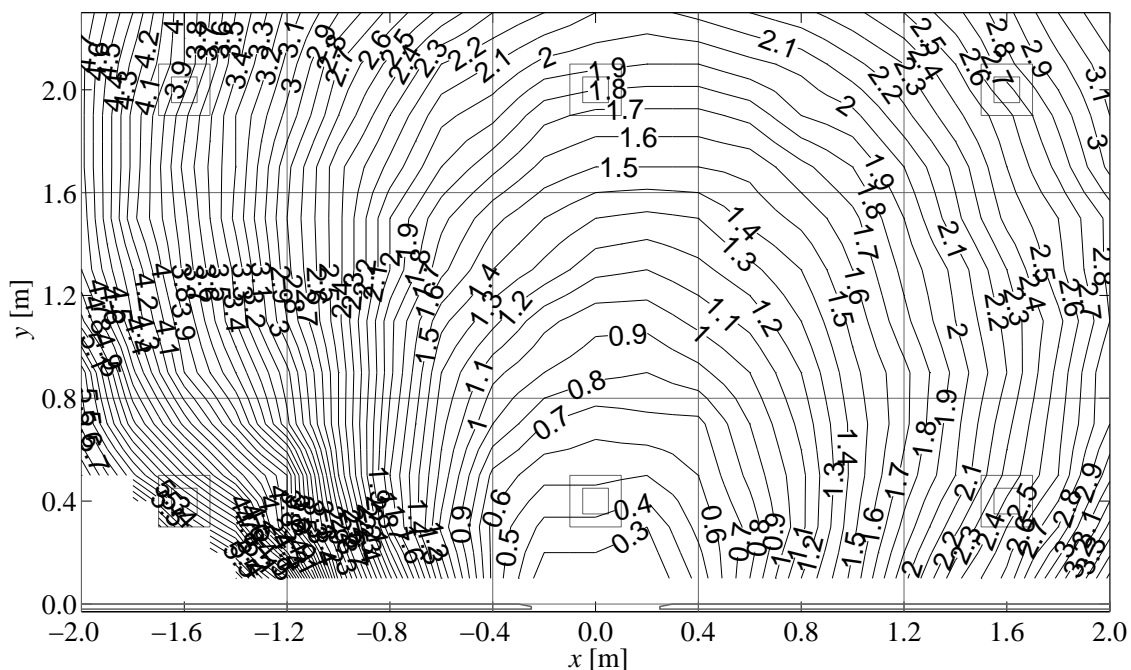
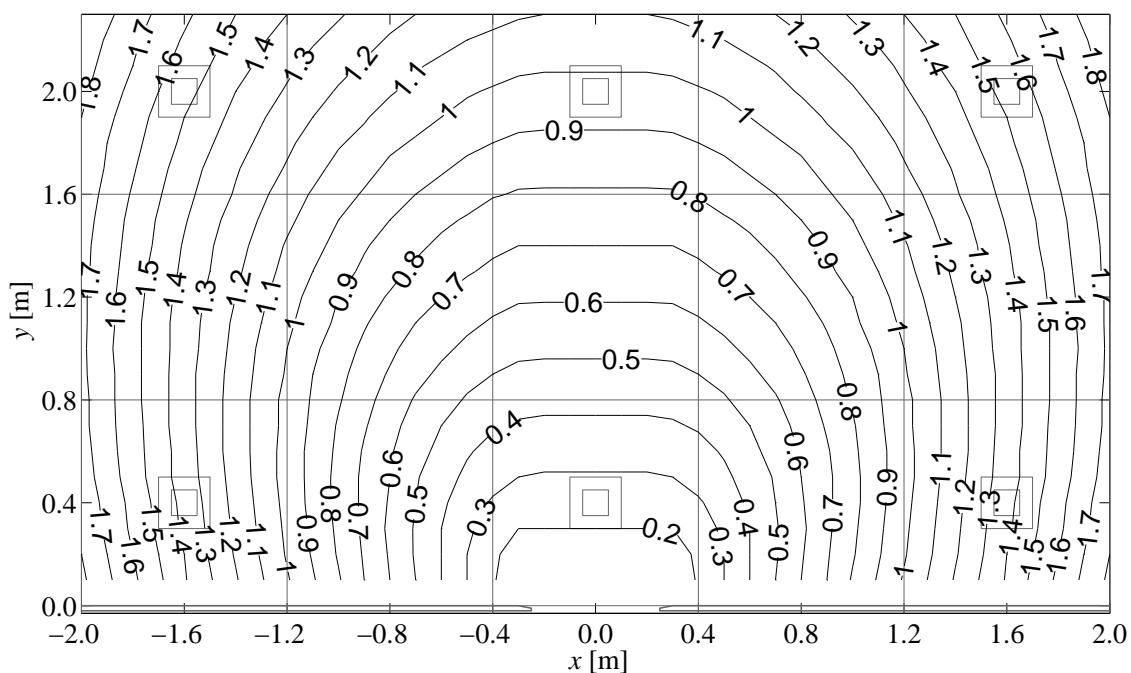
(a) $h_0 = 12,5$ cm(b) $h_0 = 19,0$ cm

Abbildung 6.7: Ankunftszeiten der Welle auf trockener Ausbreitungsfläche, Messergebnisse in der Draufsicht, Kontur-Darstellung, Angaben in [s]

(a) Messergebnisse bei benetzter Ausbreitungsfläche, $h_0 = 12,5$ cm

(b) Ausbreitungsform der Welle nach BRIECHLE (2006), siehe Kapitel 6.3.4

Abbildung 6.8: Ankunftszeiten der Welle auf benetzter Ausbreitungsfläche und Ausbreitungsform nach BRIECHLE (2006), Kontur-Darstellung, Angaben in [s]

mit:

- u horizontale Geschwindigkeit,
- g Erdbeschleunigung,
- h_0 Initialwasserstand im Reservoir,
- h jeweiliger Wasserstand.

Für das Gebiet

$$-\sqrt{gh_0}t \leq y \leq 2\sqrt{gh_0}t$$

bzw. die Zeit

$$\begin{aligned} t &\geq \frac{y}{2\sqrt{gh_0}} && \text{für } y \geq 0, \text{ auf der Ausbreitungsfläche} \\ t &\geq \frac{y}{-\sqrt{gh_0}} && \text{für } y \leq 0, \text{ im Gerinne} \end{aligned}$$

lässt sich die Fließtiefe h bestimmen zu:

$$h = \frac{1}{9g} \left(2\sqrt{gh_0} - \frac{y}{t} \right)^2 \quad (6.5)$$

Die Fließgeschwindigkeit an der Wellenfront ($z = 0$) beträgt:

$$u_{Front} = 2\sqrt{gh_0} \quad (6.6)$$

Die Sunkwelle ($z = h_0$) hat die Geschwindigkeit:

$$u_{Sunk} = -\sqrt{gh_0} \quad (6.7)$$

Die Geschwindigkeit der Massenteilchen innerhalb der Welle lässt sich, abweichend von der Geschwindigkeit der Wellenoberfläche, bestimmen zu:

$$v = 2\sqrt{gh_0} - 2\sqrt{gh} = \frac{2}{3} \left(\sqrt{gh_0} + \frac{y}{t} \right) \quad (6.8)$$

Mit $y = 0$ gilt in der Bresche:

$$v = \frac{2}{3}\sqrt{gh_0} \quad (6.9)$$

Somit lässt sich mit $h_{br} = \frac{4}{9}h_0$ und $Q = v \cdot A_{br}$ der Breschendurchfluss bestimmen:

$$Q_{br} = \frac{8}{27}\sqrt{g} \cdot h_{br}^{3/2} \cdot b_{br} \quad (6.10)$$

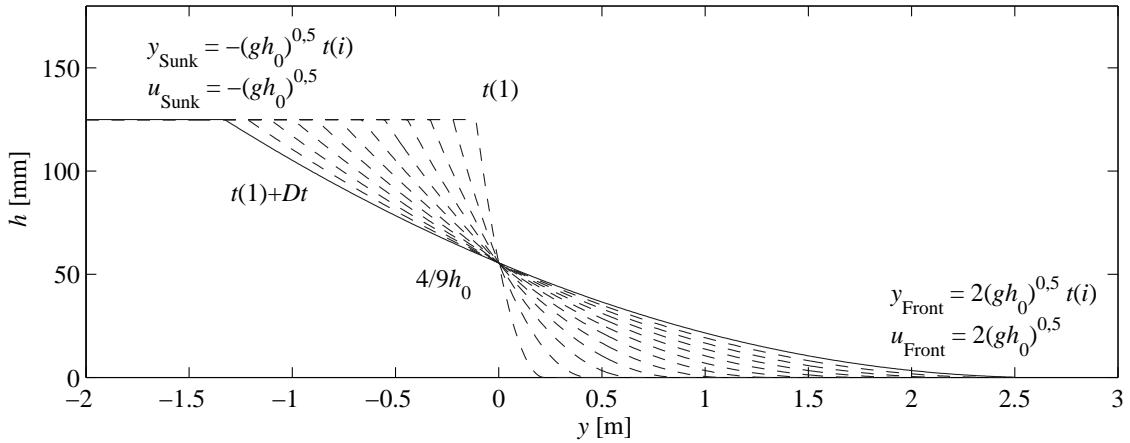


Abbildung 6.9: Dammbrechwelle nach RITTER (1892) zu unterschiedlichen Zeitpunkten t

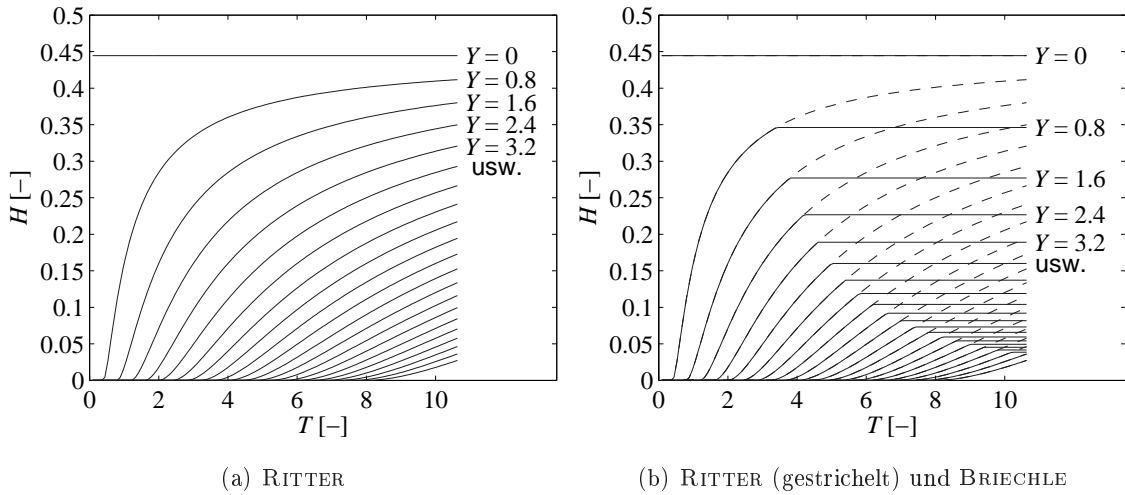


Abbildung 6.10: Ganglinien auf Breschenachse nach RITTER (1892) und BRIECHLE (2006) in normierter Darstellung

Abbildung 6.9 zeigt die Ausbreitung der Dammbrechwelle nach RITTER (1892). Dabei dreht sich die Welle in der Bresche um den Punkt $h_{br} = \frac{4}{9}h_0$. Aufgetragen sind Dammbrechwellen zu unterschiedlichen Zeitpunkten.

In Abbildung 6.10 a sind einheitslose Ganglinien der Dammbrechwelle unterwasserseitig der Bresche für verschiedene Entfernungen Y aufgetragen. Die Ergebnisse sind normiert nach:

$$H = \frac{h}{h_0} \quad Y = \frac{y}{h_0} \quad T = t\sqrt{\frac{g}{h_0}} \quad (6.11)$$

RITTER (1892) betrachtet die Dammbrechwelle mit virtuellen seitlichen Trennwänden. BRIECHLE (2006) erweitert diese Analyse vorerst unter der Annahme, dass die virtuellen

seitlichen Trennwände auf der Ausbreitungsfläche entfernt werden. Nachfolgend aufgeführte Welleneigenschaften werden diesbezüglich ermittelt.

Es entsteht ein Zyklus von seitlicher Beschleunigung, Absenkung des Oberflächenpunktes und erneuter Beschleunigung in y -Richtung. Somit gelten die Ausbreitungsvorgänge nach RITTER (1892) bis zu dem Zeitpunkt

$$t = \frac{\frac{3}{2}b_{br} + y}{2\sqrt{gh_0}} \quad (6.12)$$

an dem der Sunk an einem jeweiligen Betrachtungsstandort eintrifft. Ab diesem Zeitpunkt verharren die Wasserstände auf

$$h = \frac{4}{9}h_0 \frac{1}{\left(1 + \frac{2y}{3b_{br}}\right)^2} \quad (6.13)$$

Abbildung 6.10 b zeigt die resultierenden Veränderungen im Vergleich zur klassischen Dammbuchwelle.

Weitergehend berücksichtigt BRIECHLE (2006) den Einfluss eines seitlichen Zuflusses im Reservoir bzw. Gerinne. Dabei werden die virtuellen seitlichen Trennwände auf der Ausbreitungsfläche sowie im Reservoir entfernt. Als Ansatz wird nach variierenden Versuchen eine durch den seitlichen Zufluss erzeugte, zusätzliche Initialwassertiefe von $\frac{40}{81}h_0$ gewählt, welche tendenziell leicht überschätzte, also auf der sicheren Seite liegende Werte liefert. Die zusätzlich zur Gleichung (6.13) zu addierende Wassertiefe von

$$h = \frac{1}{9g} \left(2\sqrt{g\frac{40}{81}h_0} - \frac{y}{t-t'} \right)^2 \quad (6.14)$$

gilt ab dem Zeitpunkt

$$t = \frac{y}{2\sqrt{g\frac{40}{81}h_0}} + t' \quad (6.15)$$

wobei

$$t' = \frac{b_{br}}{4\sqrt{g\frac{5}{9}h_0}} \quad (6.16)$$

dem Zeitpunkt entspricht, zu dem die seitlichen Dammbuchwellen im Breschenquerschnitt die y -Achse erreichen.

Letztendlich berechnen sich die Fließtiefen ab

$$t = \frac{\frac{3}{2}b_{br} + y}{2\sqrt{g\frac{40}{81}h_0}} + t' \quad (6.17)$$

zu

$$h_\infty = \frac{484}{729}h_0 \frac{1}{\left(1 + \frac{2y}{3b_{br}}\right)^2} \quad (6.18)$$

Die entwickelten Ganglinien sind nach BRIECHLE (2006) aufgrund der in der Initialphase auftretenden Verzögerung zu verschieben um:

$$\Delta t = \frac{2\sqrt{gh_0} \cdot t_i - \frac{g}{\pi} t_i^2 \ln \left\{ \cot \left(\frac{\pi g t_i^2}{8h_0} \right) \right\}}{2\sqrt{gh_0}} \quad \text{mit} \quad t_i = 0,7\sqrt{\frac{h_0}{g}} \quad (6.19)$$

Die Initialphase wird u. a. durch die Ausführung des Versagensmechanismus⁷ im physikalischen Modell beeinflusst. In den vorliegenden Untersuchungen werden Schnittansichten der Wellenfronten zweier unterschiedlicher Initialwasserstände mit einer Hochgeschwindigkeitskamera aufgezeichnet. Abbildung 6.16 zeigt den Flutwellenkopf und die sich ausbildende Wirbelbewegung unter Lufteinschluss auf den ersten Zentimetern. Dieser Zustand weicht in der Realität deutlich von den theoretischen Überlegungen ab und beeinflusst demnach die zeitliche Flutwellenausbreitung während der Initialphase zusätzlich.

Mit den oben aufgeführten Gleichungen besteht eine analytische Lösung für die Ausbreitung einer durch einen Deichbruch initiierten Flutwelle auf der Breschenachse. Die Berechnung erfolgt dabei in den bereits erläuterten drei Schritten:

1. Initialphase, Annahme der Dambruchwelle nach RITTER (1892),
2. Sunkphase, Annahme einer zusätzlichen seitlichen Ausbreitung auf der Platte,
3. stationäre bzw. Zuflussphase, Annahme eines seitlichen Zuflusses im Gerinne.

Eine detaillierte Herleitung aller Gleichungen kann BRIECHLE (2006) entnommen werden. Im Folgenden werden die in der vorliegenden Arbeit erzielten Messergebnisse mit dem erläuterten analytischen Modell verglichen.

⁷Abbildung 6.11 zeigt zeitlich verteilte Zuggeschwindigkeiten und Zughöhen der Versagensstelle für zwei Konfigurationen mit unterschiedlichen Initialwasserständen h_0 und Zuggewichten. Die runde Markierung zeigt den Zeitpunkt, an dem der gesamte Querschnitt des Initialwasserstands durch das Bruchstück freigegeben ist.

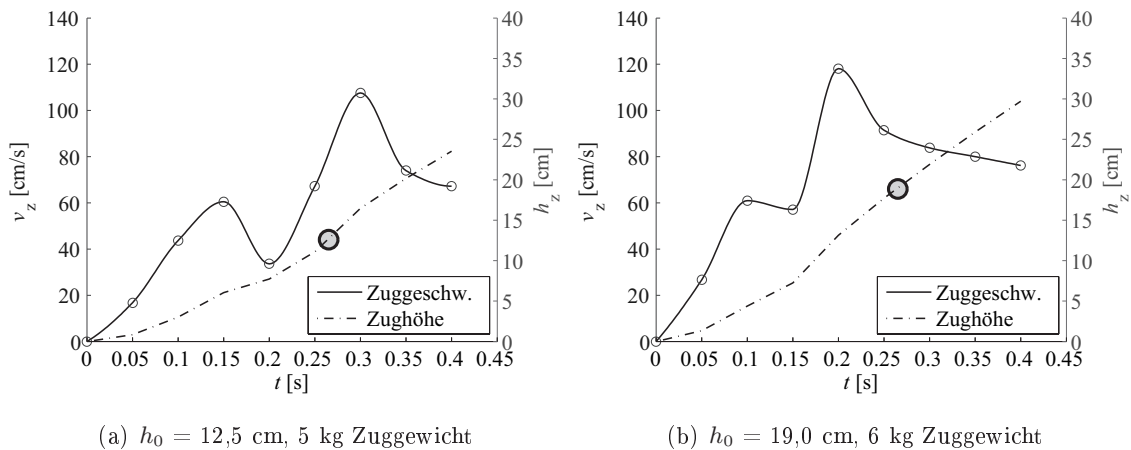


Abbildung 6.11: Versagensmechanismus, Geschwindigkeiten und Zughöhe, Ermittlung aus Aufzeichnungen mit Hochgeschwindigkeitskamera

Abbildung 6.14 zeigt die Ganglinien aus den theoretischen Überlegungen nach BRIECHLE (2006) im Vergleich zu den aufgezeichneten Messwerten. Die durchgezogenen Linien zeigen die theoretischen Lösungen, wobei die drei oben erwähnten Phasen erkennbar sind. Insbesondere im Nahbereich der Bresche (kleine y -Werte) ist eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen zu erkennen. Die Wasserstände werden auf der gesamten Breschenachse hinreichend genau abgebildet. Das zeigen auch beispielhafte Schnittansichten in Abbildung 6.12. Im Nahbereich der Bresche liegen die berechneten Ergebnisse leicht über den Messwerten. Dies beobachtet auch BRIECHLE (2006) und erwähnt, dass somit die Ergebnisse für Risikobetrachtungen unter Anwendung des analytischen Modells auf der sicheren Seite liegen. Die Messwerte in Bereichen größerer y -Werte liegen leicht über der theoretischen Lösung. Dies ist mit Maßstabeffekten zu begründen, welche sich zudem in verzögerten Wellenankunftszeiten verdeutlichen. Je größer die Entfernung von der Bresche, desto größer wird der Einfluss von Reibung und Oberflächenspannung, da der Impuls abnimmt und nicht mehr dominiert. Dies gilt insbesondere für den seitlichen Ausbreitungsprozess der Flutwelle. Das analytische Modell nach BRIECHLE (2006) wurde jedoch ohne Reibungs- bzw. Verlustanteile nur für die Breschenachse entwickelt. Eine vertiefte Diskussion über diese Zusammenhänge erfolgt in Kapitel 7, u. a. mit Hilfe einer Erhöhung des Initialwasserstands.

Bei Betrachtung längerer Zeiträume ist zu erkennen, dass die Messwerte nach einiger Zeit auf einen stationären Wert unterhalb der theoretischen Lösung abfallen (siehe Abbildung 6.13). Dies gilt im Nahbereich der Bresche und kann mit dem kontinuierlichen Absinken des Wasserstands im Gerinne auf einen stationären Wert nach eingeleiteter Breschenbildung begründet werden.

Weiterführende Untersuchungen von BRIECHLE (2006) befassen sich mit der Wellenform im Grundriss. Die Ausbreitung kann im Bereich

$$y < 2\sqrt{gh_0} \cdot t \quad (6.20)$$

wie folgt bestimmt werden:

Für $x > 0$

$$x_{>0} = \frac{b_{br}}{2} + \frac{2}{3} \left(2\sqrt{gh_0} - \frac{y}{t} \right) t \left(\frac{2}{3} + \ln \frac{2\sqrt{gh_0}}{2\sqrt{gh_0} - \frac{y}{t}} \right) \quad (6.21)$$

Für $x < 0$

$$x_{<0} = -x_{>0} \quad (6.22)$$

Auch diese Werte müssen wegen der verzögerten Initialphase zeitlich um den in Gleichung (6.19) angegebenen Wert verschoben werden. Die Ergebnisse sind in Abbildung 6.8 b dargestellt. Es wird deutlich, dass die symmetrische Ausbreitungsform nach BRIECHLE (2006), wie auch dort erwähnt, im Gegensatz zu den Ganglinien nur noch bedingt verwendbare Ergebnisse liefert.

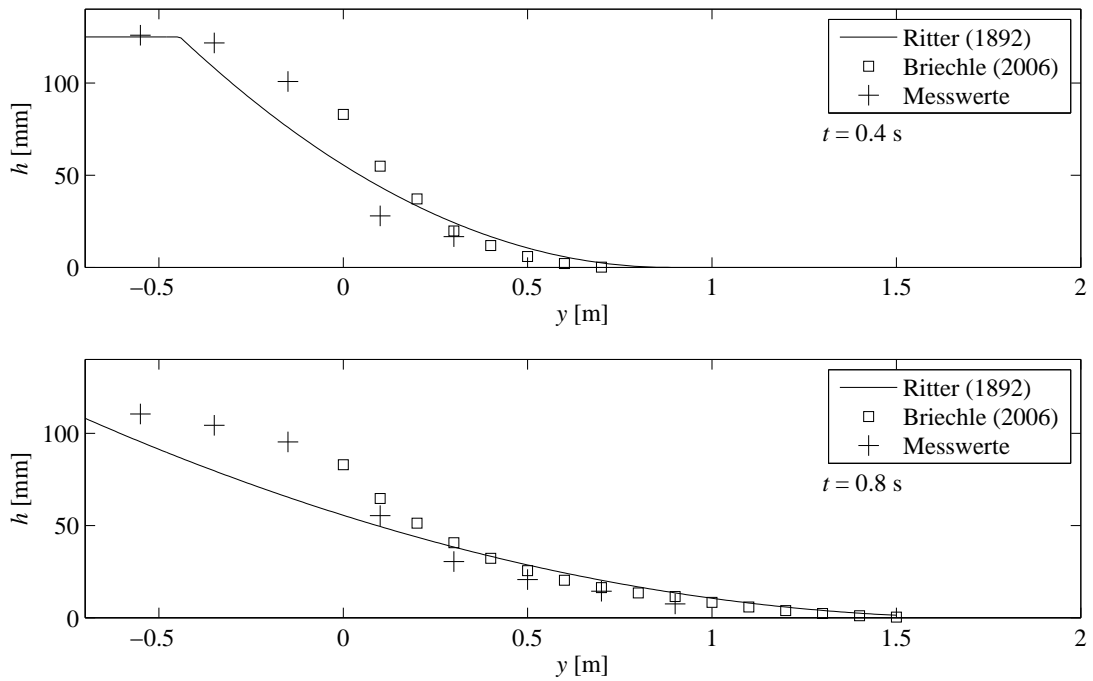


Abbildung 6.12: Schnittansichten der Welle auf Breschenachse für $h_0 = 12,5$ cm, beispielhafter Vergleich zwischen den Ansätzen nach RITTER (1892) und BRIECHLE (2006) sowie den Messergebnissen zu zwei unterschiedlichen Zeitpunkten

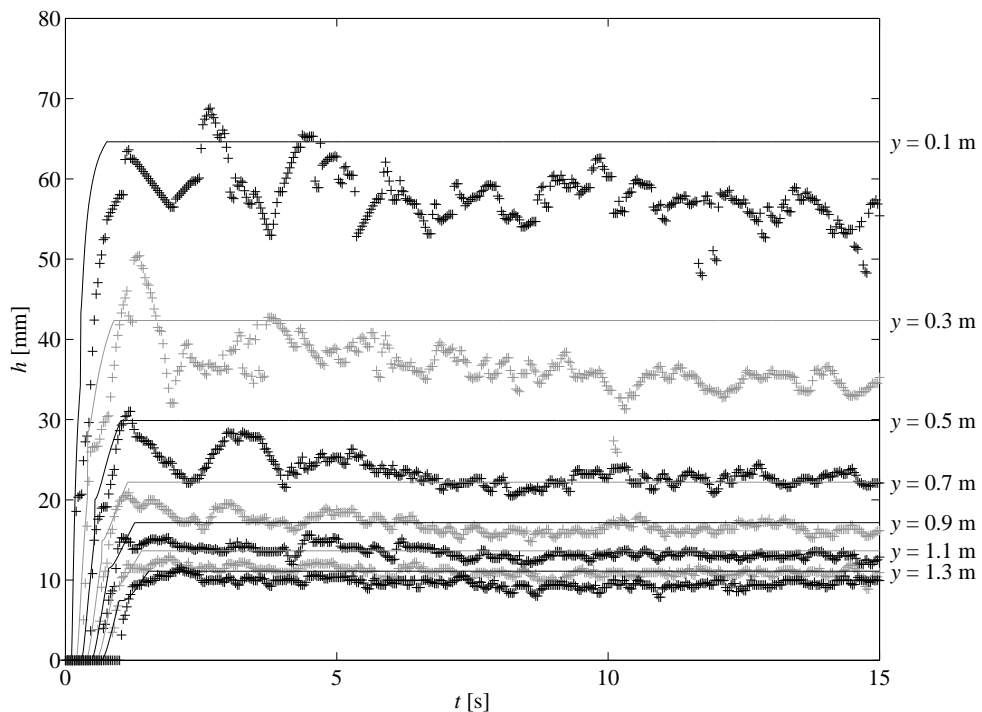


Abbildung 6.13: Ganglinien auf Breschenachse für $h_0 = 12,5$ cm, theoretische Lösung nach BRIECHLE (2006) (–) im Vergleich zu Messergebnissen (+), längere Zeitachse

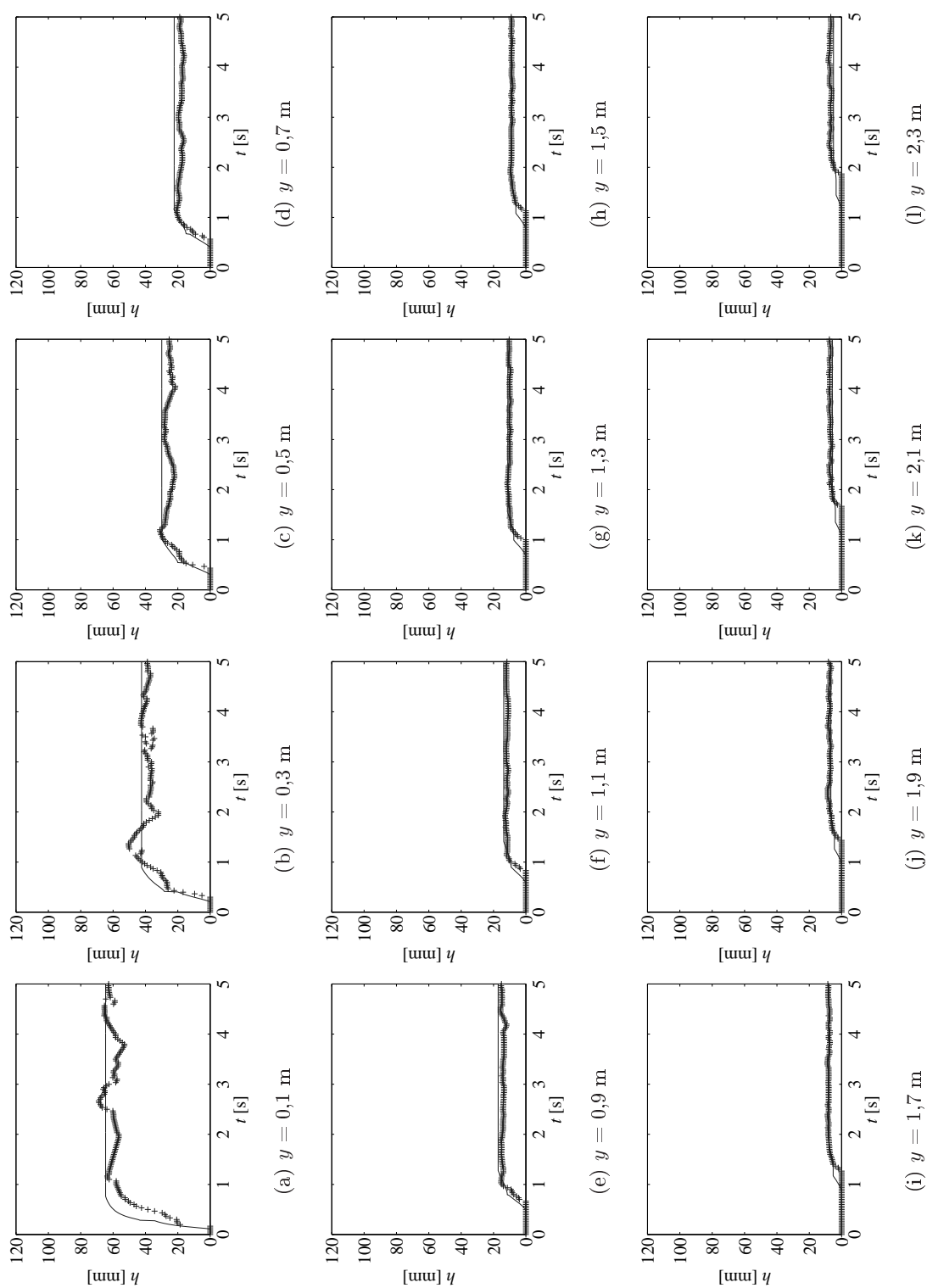


Abbildung 6.14: Ganglinien auf Breschenachse für $h_0 = 12,5$ cm, theoretische Lösung nach BRUECHLE (2006) (—) und Messergebnisse (---)

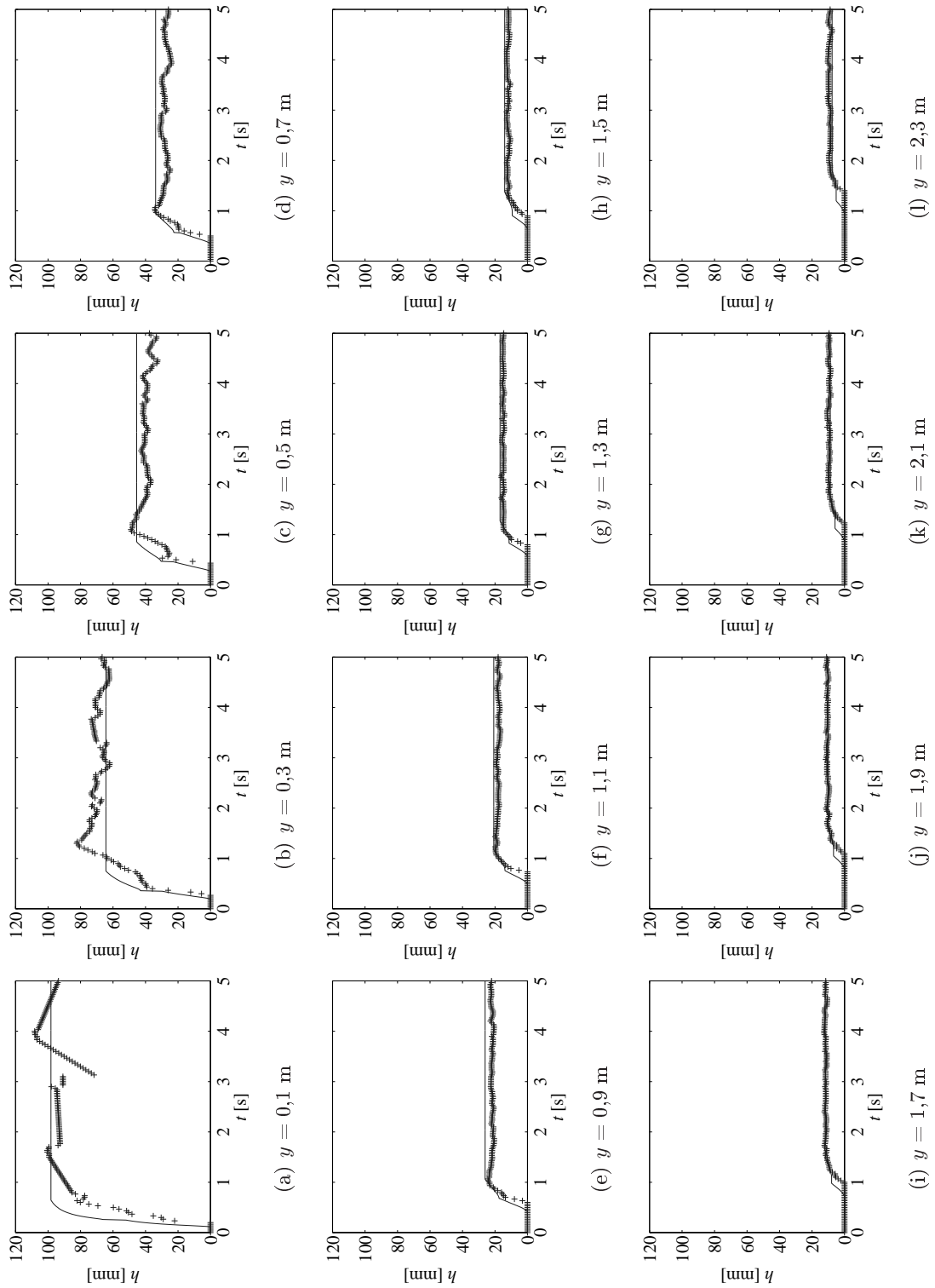


Abbildung 6.15: Ganglinien auf Breschenachse für $h_0 = 19,0$ cm, theoretische Lösung nach BRIECHLE (2006) (–) und Messergebnisse (+)

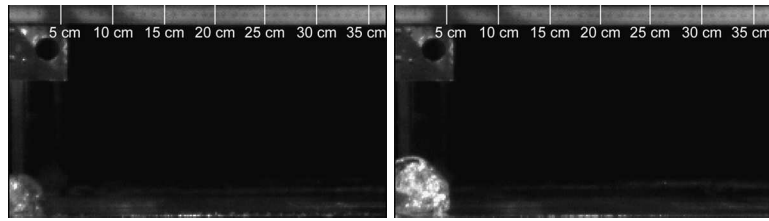
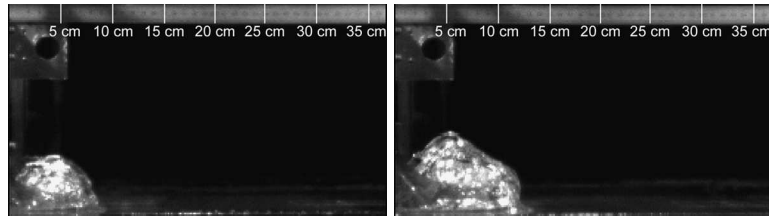
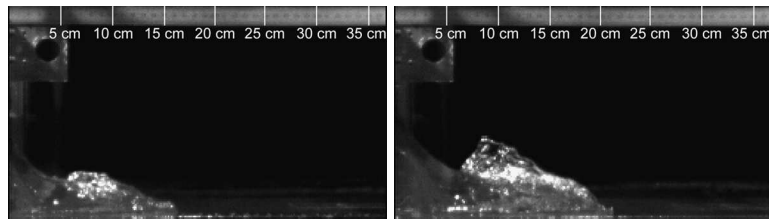
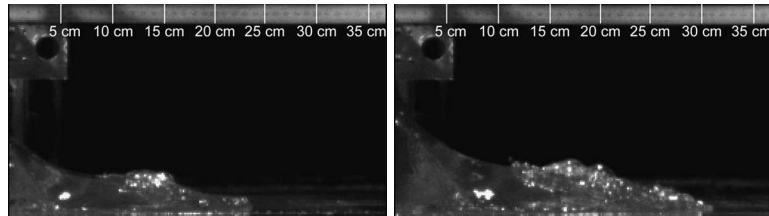
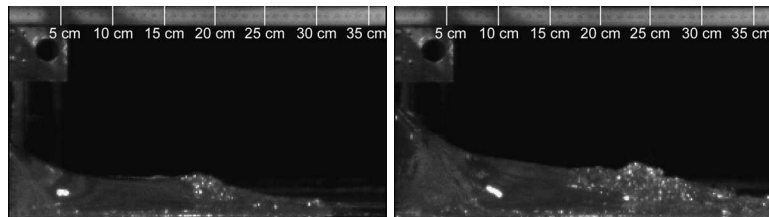
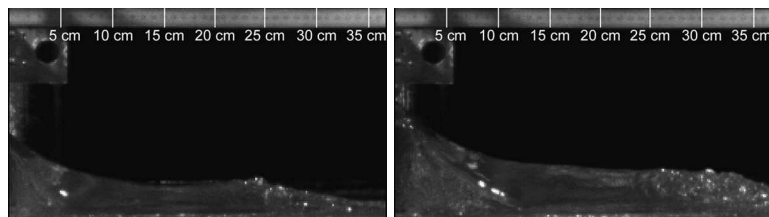
(a) $t = 0,05$ s(b) $t = 0,10$ s(c) $t = 0,15$ s(d) $t = 0,20$ s(e) $t = 0,25$ s(f) $t = 0,30$ s

Abbildung 6.16: Schnittansichten der Wellenfronten, links: 5 kg Zuggewicht und $h_0 = 12,5$ cm, rechts: 6 kg Zuggewicht und $h_0 = 19,0$ cm

7 Vertiefte Diskussion über den Einfluss von Maßstabeffekten

7.1 Einführung

Bei der Anwendung skalierten physikalischer Modelle ist es notwendig, die erzielten Ergebnisse einer Plausibilitätsprüfung zu unterziehen. Aus diesem Grunde erfolgt eine vertiefte, kritische Diskussion über den Einfluss von Maßstabeffekten auf die Versuchsergebnisse. Betrachtet wird der maßgebliche Prozess der Flutwellenausbreitung in der Fläche. Diese Ausbreitung stellt im vorliegenden Modell die Zufussrandbedingung der unterirdischen Bauwerke dar und muss daher bezüglich einer Übertragbarkeit auf Naturverhältnisse untersucht werden. Wie bereits in Kapitel 2.3.2 beschrieben, kann zwischen Froude- und Reynoldsmodellen unterschieden werden. Somit sind die zugehörigen Froude- und Reynoldszahlen, aber auch weitere dimensionslose Zusammenhänge wie z. B. die Weberzahl zu untersuchen.

$$\text{Froudezahl: } Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (7.1)$$

$$\text{Reynoldszahl: } Re = \frac{vd}{\nu} \quad (7.2)$$

$$\text{Weberzahl: } We = \frac{v^2 h \rho}{\sigma_0} \quad (7.3)$$

mit:

- v Geschwindigkeit,
- h Wasserstand,
- d Rohrdurchmesser,
- g Erdbeschleunigung,

- ν kinematische Viskosität,
- ρ Dichte,
- σ_0 Grenzflächenspannung, Oberflächenspannung.

Die Froudezahl vergleicht die Fließgeschwindigkeit mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit einer Flachwasserwelle. Dieser Quotient von Trägheits- und Schwerkraft ermöglicht Aussagen über strömende oder schießende Strömungszustände. Die Reynoldszahl bildet das Verhältnis von Trägheits- und Zähigkeitskraft und gibt Aufschluss über den Grad der Turbulenz. Der Quotient von Trägheits- und Oberflächenspannungskraft bildet die Weberzahl. Diese wird als Maß zur Tropfenverformung herangezogen, wobei die Oberflächenspannung als stabilisierender Anteil gewertet werden kann. Je größer demnach die Weberzahl, desto „ungestörter“ der Strömungszustand.

Bei der Betrachtung von Maßstabseffekten sind nach SCHULZ (1992) die Kriterien (1) Turbulenzgrenze, (2) Rauheiten, (3) Viskosität, (4) Oberflächenspannung, (5) Belüftungsprozess¹ und (6) direkte Versuchsbedingungen² zu berücksichtigen. Die hierdurch auf die Strömung des skalierten Modells erzeugten Kräfte können sich teils überlagern, teils aber auch im Gegensatz zueinander stehen, was eine detaillierte Entzerrung des Problems erschwert oder gar unmöglich macht. Maßgebliche Kriterien werden nachfolgend anhand kritischer Grenzwerte diskutiert.

7.2 Fließgeschwindigkeiten und Wasserstände

Für die Betrachtung obiger dimensionsloser Kennzahlen stellen die Geschwindigkeiten sowie die Wasserstände die entscheidenden Größen dar. Im unmittelbaren Nahbereich der Bresche treten große Geschwindigkeiten mit hohen Wasserständen in Kombination auf, so dass hier keine Einflüsse aus Maßstabseffekten zu erwarten sind. Jedoch verringern sich v und h mit fortschreitender Flutwellenausbreitung auf der Ausbreitungsfläche und Einflüsse in bestimmten Bereichen sind nicht mehr auszuschließen.

Ausgehend von den Wellenankunftszeiten an den unterschiedlichen Sensormesspunkten erfolgt die Ermittlung der mittleren Geschwindigkeiten in diskreten Elementen auf der Ausbreitungsfläche. Die Ergebnisse sind in Abbildung 7.1 a dargestellt. Mit Hilfe der Geschwindigkeiten sowie der zugehörigen Wasserstände ist es möglich, Froude-, Reynolds- und Weberzahlen im Messraster auf der gesamten Ausbreitungsfläche zu ermitteln. Dabei sei er-

¹In Verbindung mit brechenden Wellen – hier keine weitere Berücksichtigung.

²In Verbindung mit Ozeanwellen – hier keine weitere Berücksichtigung.

wähnt, dass aufgrund der schwierig zu bestimmenden Wasserstände an der Wellenfront (auf die sich die Geschwindigkeiten beziehen) die Wasserstände aus dem stationären Zustand herangezogen werden. Grundsätzlich kann von Einflüssen aus Maßstabeffekten in Bereichen kleinster Geschwindigkeiten und Wasserstände ausgegangen werden. Diese Bereiche sind nach Abbildungen 6.1 und 7.1 a insbesondere in der Nähe von Öffnungen Oe2, Oe5 und Oe6 (Bezeichnung siehe Abbildung 4.1) zu finden. Es sei erwähnt, dass im Folgenden die Öffnung Oe6 zum unterirdischen Bauwerk von den Untersuchungen ausgeschlossen wird, da dieser Bereich bei der Flutwellenausbreitung nicht benetzt wird.

7.3 Turbulenzgrenze, Rauheiten und Viskosität

Bei Froudemodellen verkleinert sich die Reynoldszahl aufgrund des geometrisch reduzierten Maßstabs (vgl. Kapitel 2.3.2) bei skalierungsunabhängiger Viskosität identischer Flüssigkeiten. Um eine Ähnlichkeit von Modell und Prototyp zu erhalten, ist es nach SCHULZ (1992) notwendig, dass in beiden die gleiche Fließart vorliegt. Die kritische Reynoldszahl für den Übergang einer laminaren zur turbulenten (Rohr-)Strömung kann nach SCHLICHTING (1982) angenommen werden zu:

$$Re_{krit} \approx 2.320 \quad (7.4)$$

Für eine vollständig turbulente Strömung mit freier Oberfläche werden in der Literatur (vgl. BAW 2007) leicht höhere Grenz-Reynoldszahlen aufgeführt:

$$Re_{grenz} = 3.000 \text{ bis } 5.000 \quad (7.5)$$

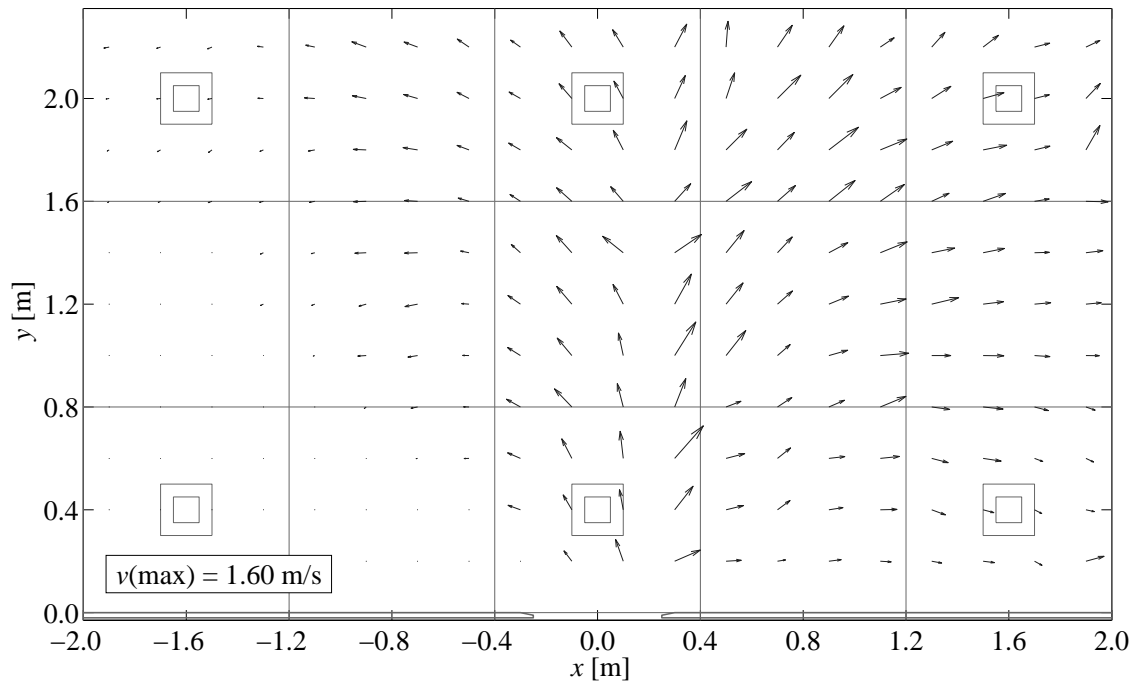
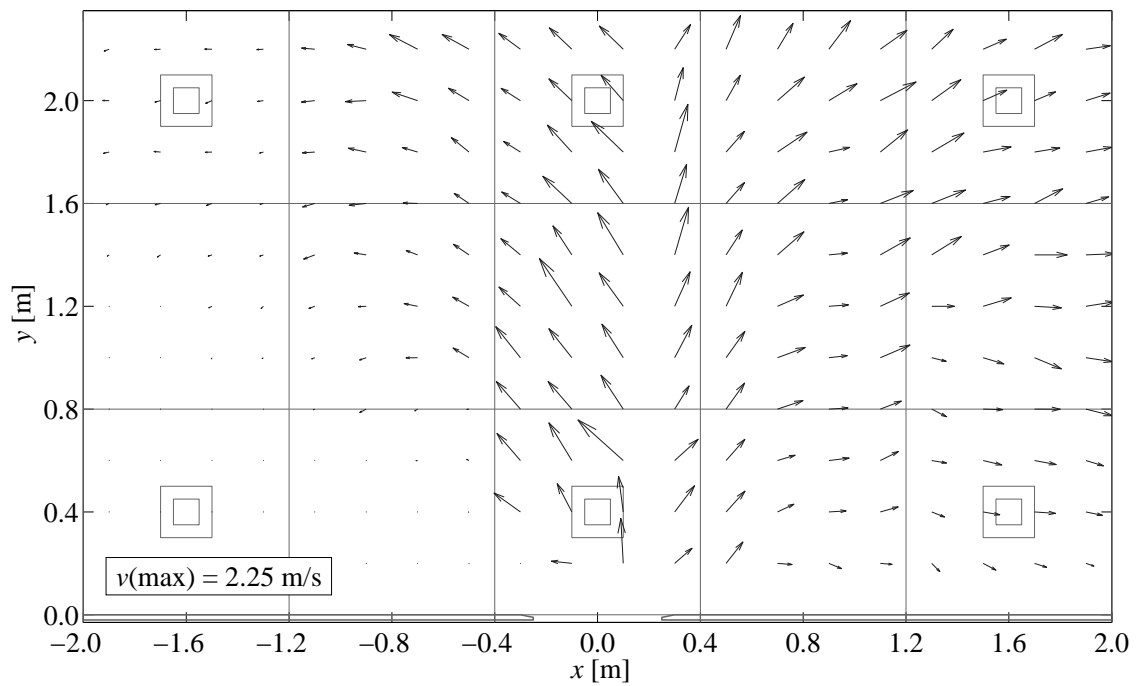
Unter Annahme einer Gerinneströmung mit freier Oberfläche lässt sich Gleichung (7.2) wie folgt schreiben:

$$Re = \frac{vD}{\nu} \quad (7.6)$$

Hierin ist nach PRESS & SCHRÖDER (1966) der hydraulische Durchmesser

$$D = 4R = 4 \frac{A}{U} \quad (7.7)$$

zu setzen (mit R = hydraulischer Radius, A = Fläche und U = benetzter Umfang). Eine Platte kann theoretisch als sehr breites Gerinne betrachtet werden, so dass der benetzte

(a) $h_0 = 12,5$ cm(b) $h_0 = 19,0$ cm**Abbildung 7.1:** Geschwindigkeitsgrößen und -richtungen auf der Ausbreitungsfläche

Umfang der Breite b entspricht. Somit ergibt sich

$$D = 4 \frac{bh}{b} = 4h \quad (7.8)$$

und damit

$$Re = \frac{v4h}{\nu} \quad (7.9)$$

Bei der Übertragung der Reynoldszahlen auf Naturverhältnisse nach dem Froude'schen Modellgesetz (siehe Kapitel 2.3.2) ist der nachfolgend erläuterte theoretische Ansatz notwendig. Demnach gilt, dass die Reynoldszahl im Prototyp

$$Re_p = \frac{v_p 4L_p}{\nu} \quad (7.10)$$

mit $\lambda = L_p/L_m$ sowie Gleichung (2.9) geschrieben werden kann als

$$Re_p = \frac{\sqrt{\lambda} v_m 4\lambda L_m}{\nu} = \sqrt{\lambda} \lambda Re_m \quad (7.11)$$

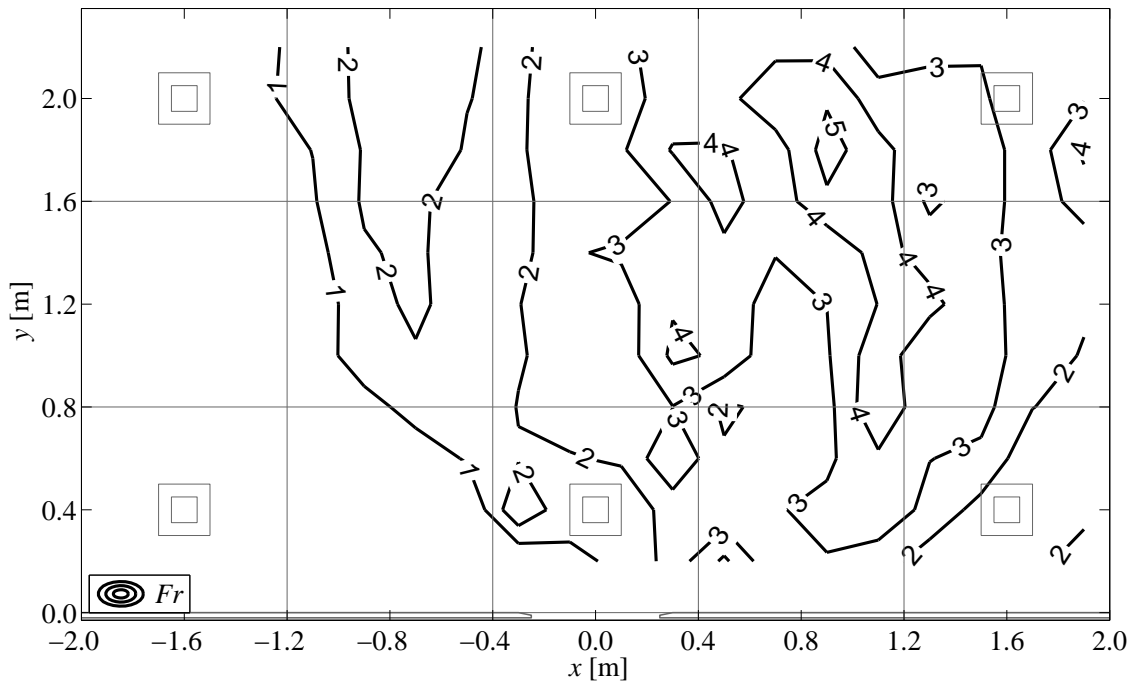
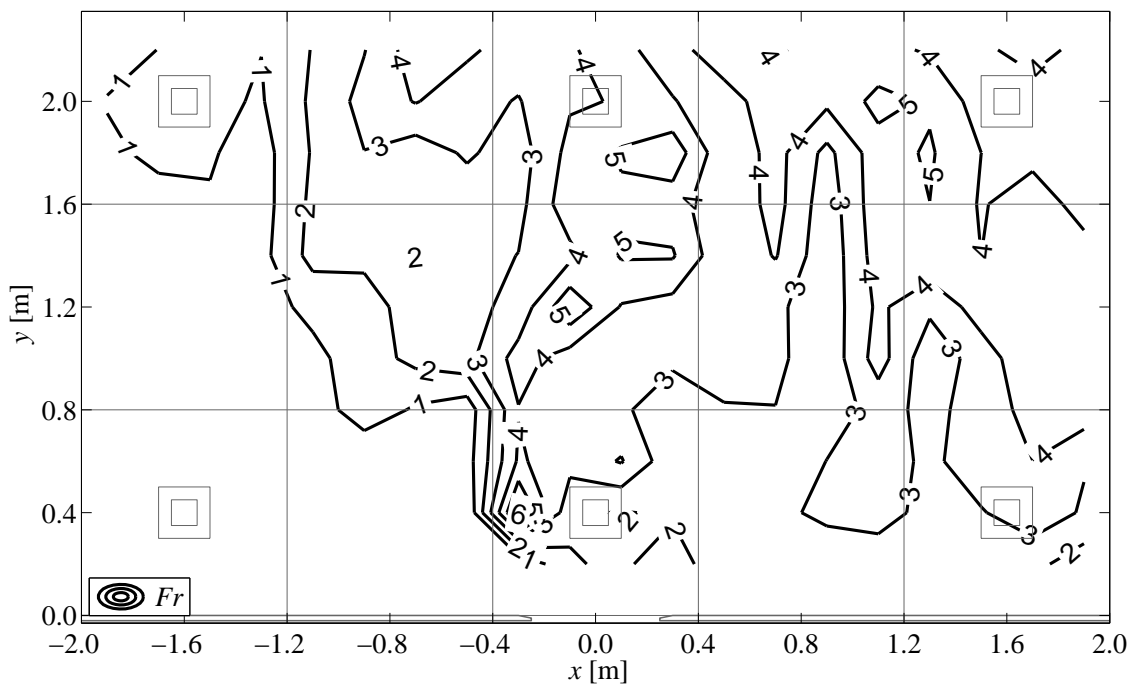
Es folgt:

$$Re_p = \lambda^{3/2} Re_m \quad (7.12)$$

Dies zeigt, dass eine Ähnlichkeit zwischen einem sehr kleinmaßstäblichen Modell (großes λ) und dem Prototyp nahezu nur gegeben sein kann, wenn im Modell, und somit auch in der Natur, eine vollständig turbulente Strömung ($Re_m > Re_{\text{grenz}}$) vorliegt.

Unter Anwendung der Gleichungen (7.5) und (7.9) kann die im Kapitel 7.2 erwähnte Annahme kritischer Bereiche auf der Ausbreitungsfläche bestätigt werden. So befindet sich Öffnung Oe5 unmittelbar im Grenzbereich zwischen laminarer und turbulenter Strömung. Zudem wird die Ausbreitung der Welle bis zur Öffnung Oe2 durch einen kleinen Bereich laminarer Strömung beeinflusst (siehe Abbildung 7.3 a).

Auch die Verlusthöhen müssen im Modell über die Rauheiten „geometrisch genau“ abgebildet werden. Jedoch sind, wie oben hergeleitet, aufgrund der unmaßstäblichen Viskosität von Wasser die Reynoldszahlen im Modell kleiner als in der Natur. Dieser Einfluss ist

(a) $h_0 = 12,5$ cm(b) $h_0 = 19,0$ cm**Abbildung 7.2:** Froudezahlen auf der Ausbreitungsfäche

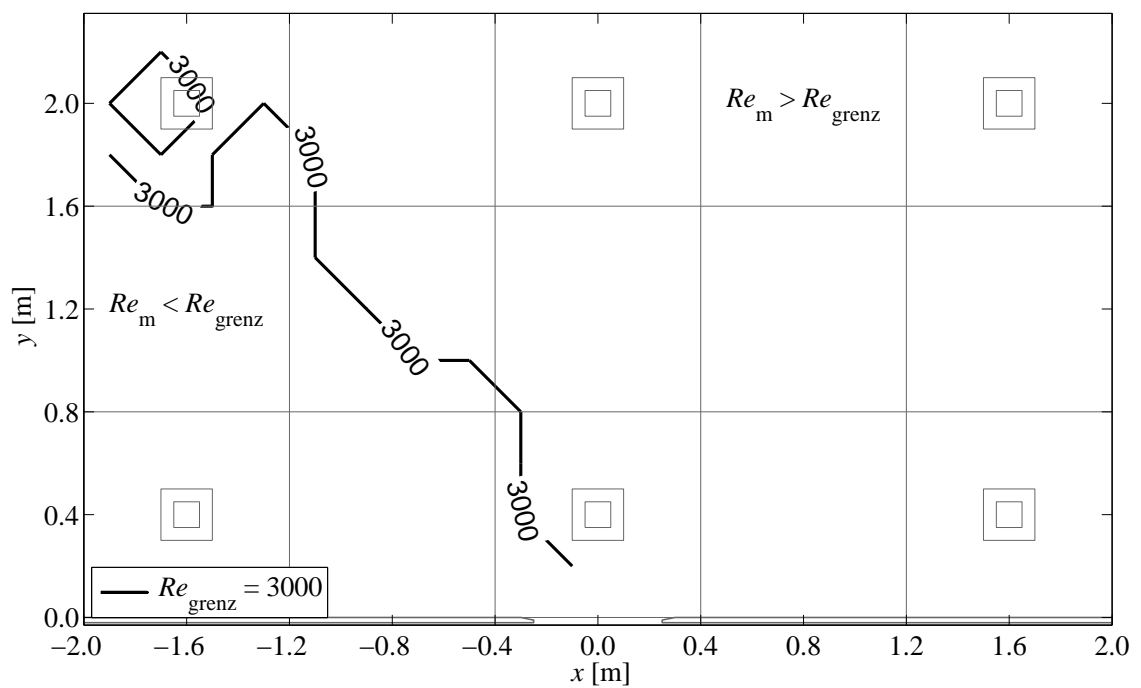
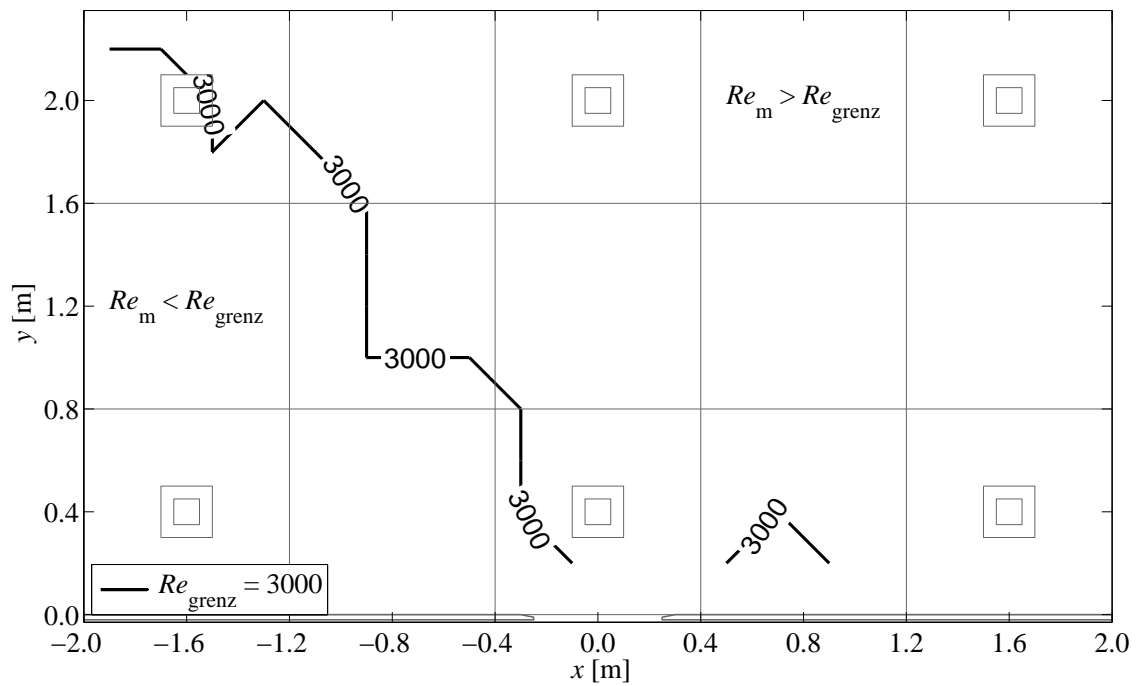
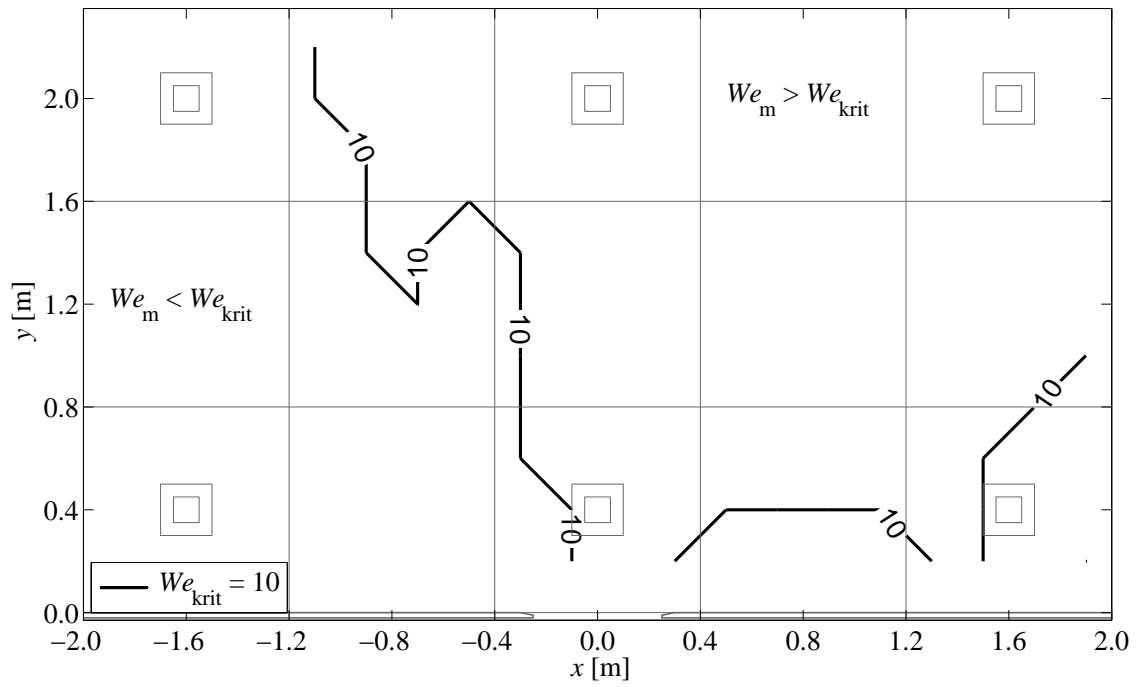
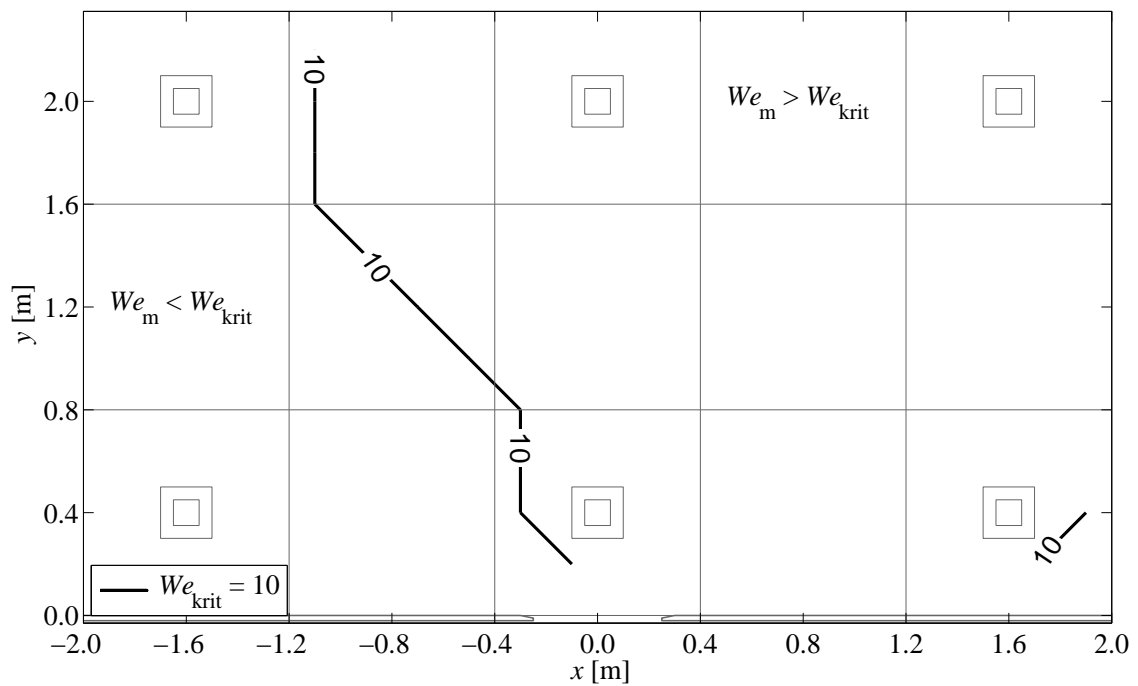


Abbildung 7.3: Grenz-Reynoldszahlen auf der Ausbreitungsfläche

(a) $h_0 = 12,5 \text{ cm}$ (b) $h_0 = 19,0 \text{ cm}$ **Abbildung 7.4:** Grenzen kritischer Weberzahlen auf der Ausbreitungsfläche

vernachlässigbar, wenn die Strömungsverhältnisse im Modell als auch im Prototyp im hydraulisch rauhen Strömungsbereich liegen, da somit der Reibungsbeiwert λ_f nicht mehr von der Reynoldszahl abhängig ist. Die hier betrachteten Untersuchungen werden jedoch mit Plexiglasplatten durchgeführt, welche nach SCHNEIDER (2002) eine sehr kleine absolute Rauheit von $k \approx 0,0015$ mm aufweisen. Mit

$$\frac{k}{d} = \frac{k}{D} = \frac{k}{4h} \quad (7.13)$$

liegen die Untersuchungen nahezu auf der im Moody-Diagramm dargestellten Glattkurve (siehe Abbildung 7.5, rote Markierung). Bei Skalierung der Messergebnisse inklusive Rauheiten auf Naturverhältnisse ohne Berücksichtigung einer gleichermaßen zu skalierenden Verlusthöhe

$$h_v = \lambda_f \frac{L v^2}{D 2g} \quad (7.14)$$

ergeben sich die in Abbildung 7.5 gelb dargestellten Strömungsbereiche. Es wird deutlich, dass dies eine Unterschätzung der Reibungsbeiwerte λ_f und somit der Verluste zur Folge hat. Werden hingegen die Reibungsbeiwerte im Modell gleich denen im Prototyp gesetzt, so lassen sich theoretische absolute Rauheiten auf der Ausbreitungsfläche des Prototyps ermitteln (siehe Abbildung 7.7 a). Der Strömungsbereich liegt nach Übertragung der Messergebnisse auf Naturverhältnisse im hydraulisch rauhen Bereich (grüne Markierung).

Diese Vorgehensweise stellt das Gegenteil einer üblichen physikalischen Modellierung dar. Im Normalfall erfolgt eine Kalibrierung der Modellrauheiten bis von einer den Naturverhältnissen entsprechenden Verlusthöhe ausgegangen werden kann. In den vorliegenden Untersuchungen ist die absolute Rauheit der Ausbreitungsfläche jedoch vorgegeben. Somit müssen bei der Übertragung nach dem Froudemodell die ermittelten k_p -Werte aus Abbildung 7.7 a verwendet werden.

Erneut sind die bereits erwähnten, in Bezug auf Maßstabeffekte kritischen Bereiche auf der Ausbreitungsfläche erkennbar. So zeigt sich insbesondere im Bereich um Öffnung Oe5 eine signifikante Erhöhung der zugehörigen absoluten Naturrauheiten bis auf $k_p = 7$ bis 8 mm. Um Öffnung Oe2 steigen die Werte bis $k_p = 4$ mm. Im Hauptströmungsfeld hingegen kann eine konstante Rauheit von $k_p = 1$ bis 2 mm angenommen werden. Es gilt zu beachten, dass in der Natur mit realistischen absoluten Rauheiten in urbanen Gebieten von $k_p = 10$ bis 300 mm zu rechnen ist. Dies kann zu einem erheblichen Einfluss auf das Ausbreitungsverhalten der Flutwelle führen.

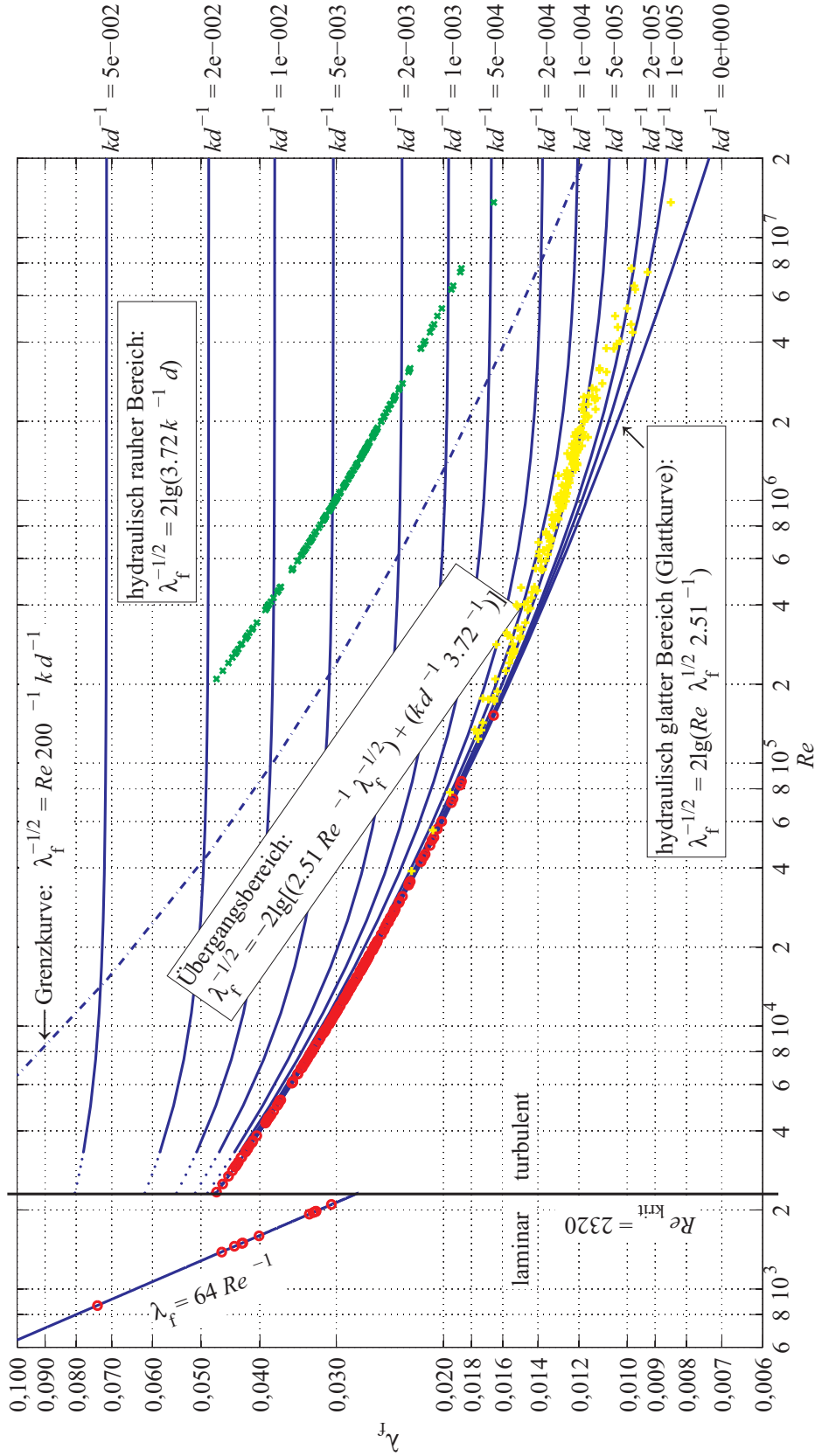


Abbildung 7.5: Moody-Diagramm, Reibungsbeiwert λ_f in Abh. der Reynoldszahl sowie der rel. Rauheit k/d für $h_0 = 12,5$ cm, Strömungsbereich der Untersuchungen (o), Strömungsbereich nach Übertragung auf Naturverhältnisse bei „genauer“ Abbildung der Verlusthöhen (x), Strömungsbereich nach Übertragung auf Naturverhältnisse ohne Berücksichtigung gleich bleibender Reibungsbeiwerte (+)

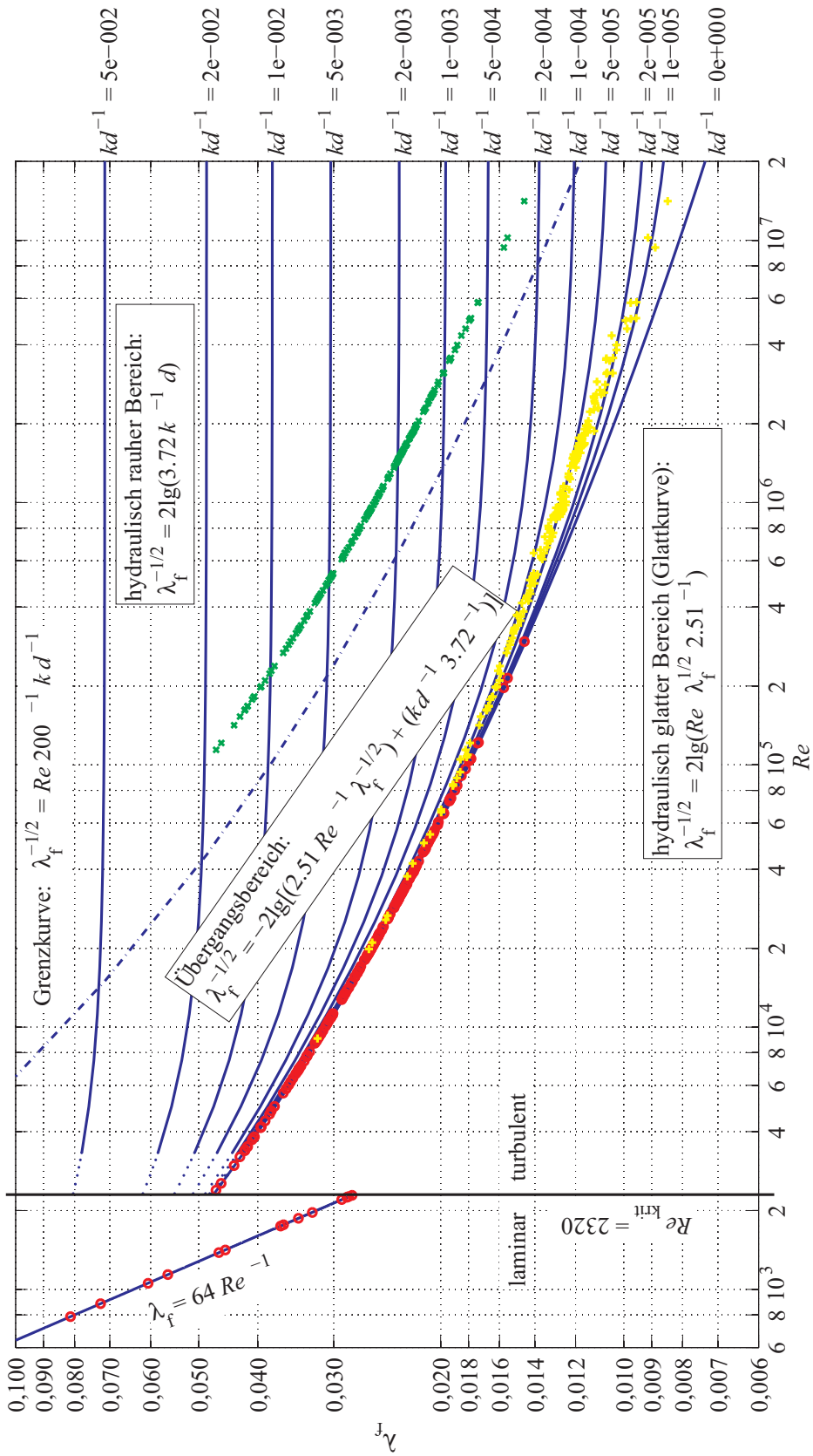


Abbildung 7.6: Moody-Diagramm, Reibungsbeiwert λ_f in Abh. der Reynoldszahl sowie der rel. Rauheit k/d für $h_0 = 19,0$ cm, Strömungsbereich der Untersuchungen (o), Strömungsbereich nach Übertragung auf Naturverhältnisse bei „genauer“ Abbildung der Verlusthöhen (x), Strömungsbereich nach Übertragung auf Naturverhältnisse ohne Berücksichtigung gleich bleibender Reibungsbeiwerte (+)

Die detaillierte Betrachtung der Flutwellenausbreitung zeigt, dass ein deutlicher Einfluss der Reibung im Gegensatz zum verlustfreien Modell nach BRIECHLE (2006) vorhanden ist. So beeinflusst die Reibung den Nahbereich nur wenig³, führt aber zu einem verlangsamten Ausbreitungsprozess mit fortschreitendem Breschenabstand. Dies beobachtet auch KULISCH (2002) und erwähnt, dass zusätzlich der Wasserstand infolge einer Erhöhung der Rauheit ansteigt (vgl. Abbildungen 6.14 und 6.15). Ein verminderter Initialwasserstand im Gerinne, ist aufgrund der Modellgesetze mit einer Rauheitserhöhung gleichzusetzen (KULISCH 2002). So treten auf der Breschenachse, der Hauptströmungsrichtung, im Vergleich zum analytischen Modell nach BRIECHLE (2006) um 30 bis 50 % verringerte⁴ Fließgeschwindigkeiten auf. Die in den vorliegenden Untersuchungen beobachtete verlangsamte Ausbreitungsgeschwindigkeit kann somit mit dem Einfluss des Initialwasserstands auf die Modellrauheit theoretisch erklärt werden.

Generell gilt es zu beachten, dass insbesondere die variierenden Rauheiten sowie geometrischen Randbedingungen in der Natur eine Veränderung der im Modell vorliegenden Strömungsverhältnisse zur Folge haben können, welche in den vorliegenden Untersuchungen nicht detailliert abbildbar sind (vgl. Kapitel 7.6).

7.4 Oberflächenspannung

Bei sehr kleinen Maßstäben ist ein Einfluss der Oberflächenspannung auf die Wasserstände und Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten zu erwarten. Nach LE MÉHAUTÉ (1976) kann dieser Einfluss vernachlässigt werden, wenn der Wasserstand mindestens $h = 20$ mm beträgt. KOLKMANN (1984) erwähnt ein Ausbleiben der Strömung bei Wasserständen $h \leq 3,5$ mm im physikalischen Modell. SCHÜTTRUMPF (2001) bestimmt einen Anstieg des Wasserstands infolge Oberflächenspannung, abhängig vom theoretischen Wasserstand h' ohne Einfluss der Oberflächenspannung, um

$$z_{\sigma} = \frac{\sigma_0}{\rho_w g h'} \quad (7.15)$$

Somit lassen sich die in Tabelle 7.1 aufgeführten Wasserstandserhöhungen bestimmen.

³ Aufgrund des überwiegend überkritischen Abflusses auf der Ausbreitungsfläche (siehe Abbildung 7.2) kann sich kein „rückwirkender“ Einfluss der Reibung auf den breschennahen Bereich einstellen.

⁴ $v_{\text{Briechle}} = \text{const.} = 2\sqrt{gh_0} = 2\sqrt{9,81 \cdot 0,125} = 2,2 \text{ m/s}$; $v_{\text{Modell}} \approx 1,1\text{-}1,6 \text{ m/s}$.

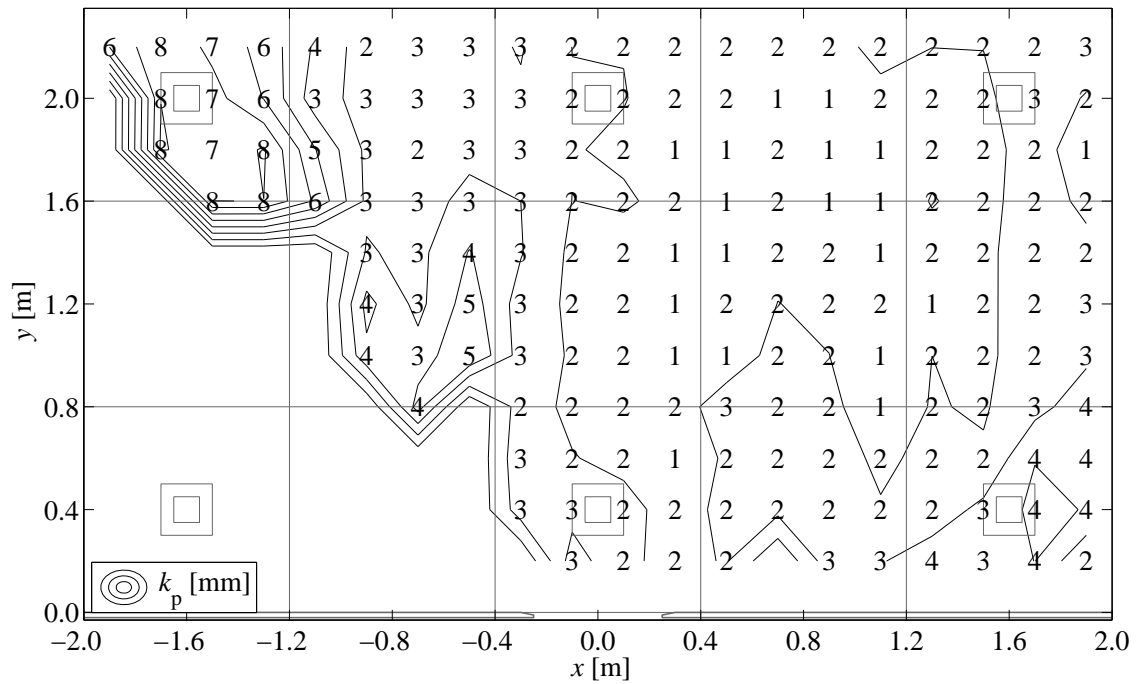
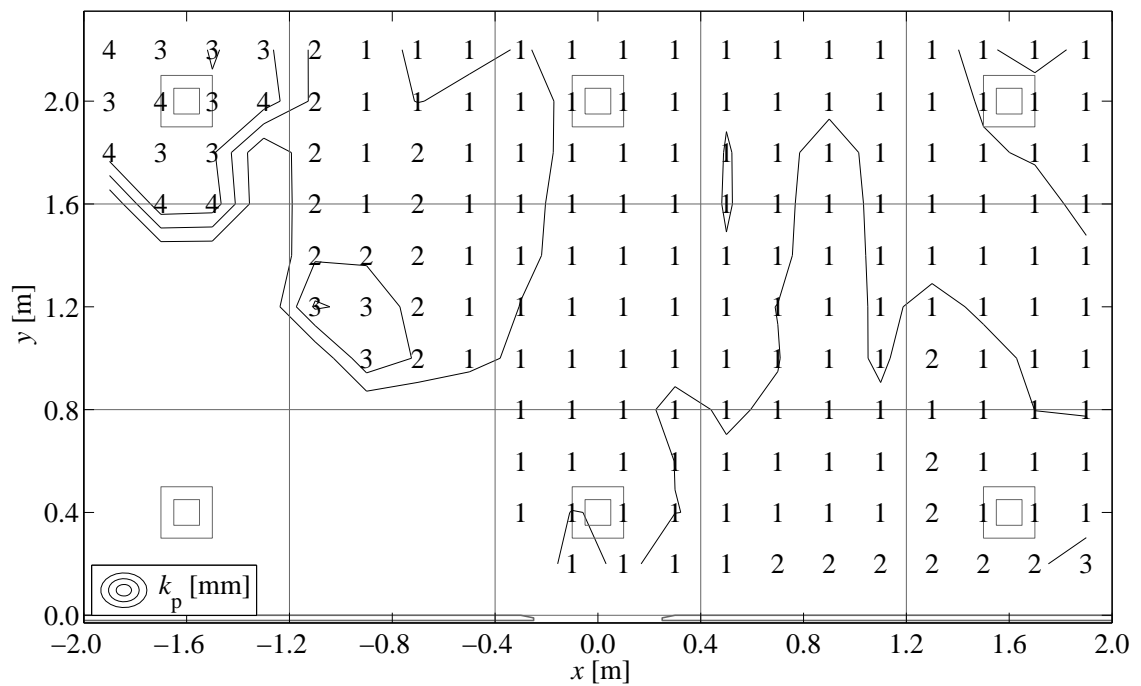
(a) $h_0 = 12,5$ cm(b) $h_0 = 19,0$ cm

Abbildung 7.7: Auf Naturverhältnisse übertragene absolute Rauheiten k_p auf der Ausbreitungsfläche

Tabelle 7.1: Theoretische Wasserstandserhöhungen infolge Oberflächenspannung

h' [mm]	(1)	(2)	3	4	5	6	7	8	9	10
z_σ [mm]	(7,5)	(3,8)	2,5	1,9	1,5	1,3	1,1	0,9	0,8	0,8
h [mm]	(8,5)	(5,8)	5,5	5,9	6,5	7,3	8,1	8,9	9,8	10,8
h' [mm]	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
z_σ [mm]	0,7	0,6	0,6	0,5	0,5	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4
h [mm]	11,7	12,6	13,6	14,5	15,5	16,5	17,4	18,4	19,4	20,4

In den vorliegenden Untersuchungen werden Wasserstände ab ca. $h = 3$ mm ermittelt. Diese niedrigen Höhen beschränken sich jedoch erneut auf den Bereich oberwasserseitig der Bresche sowie auf einen kleinen Bereich nahe des Gerinnes zwischen den Öffnungen Oe1 und Oe2 (vgl. dunkelblaue Flächen in Abbildung 6.1). Letztgenannter befindet sich im unmittelbaren Einflussbereich des Zuflusses zu Öffnung Oe2, so dass dieser bei der Übertragung auf Naturverhältnisse besonders zu berücksichtigen ist. Dies zeigt sich auch beim Ansatz einer kritischen Weberzahl nach SCHÜTTRUMPF (2001) in Abbildung 7.4 a. Hier nach liegen ebenfalls Öffnungen Oe2 und Oe5 im Einflussbereich der Oberflächenspannung. Die kritische Grenze ($We_{krit} = 10$) wurde bezüglich des Wellenauf- und -überlaufs an Seedeichen ermittelt und kann aufgrund allgemeiner Ansätze auch für die vorliegenden Untersuchungen verwendet werden. Auf der übrigen Ausbreitungsfläche stellen sich kurz hinter der Bresche Wasserstände um $h = 10$ mm ein. Nach Gleichung (7.15) ist hierin eine Wasserstandserhöhung von $z_\sigma = 0,8$ mm infolge Oberflächenspannung enthalten. Diese wird, im Intervall der maximalen Messgenauigkeit liegend, im Folgenden vernachlässigt. Abbildung 7.8 verdeutlicht diesen vernachlässigbaren Einfluss nach dem theoretischen Ansatz:

$$h_{ges} = h + z_\sigma = h + \frac{\sigma_0}{\rho_w g h} \quad (7.16)$$

Es zeigt sich eine Anwendungsgrenze (VL⁵) im Bereich des Funktionsminimums bei $h' \leq 3$ mm bzw. $h \leq 5,5$ mm. Für größere Wasserstände wird deutlich, dass ab $h' \geq 10$ mm der prozentuale Anteil aus der Oberflächenspannung weit unter 10 % liegt ($h \approx h'$) und somit für diese Untersuchungen als vernachlässigbar klein angenommen wird.

Außerhalb des Messbereichs auf der Ausbreitungsfläche (von der Bresche aus betrachtet hinter den Öffnungen zu den unterirdischen Bauwerken) können Oberflächenspannungs-

⁵VL = *Validation Limit*.

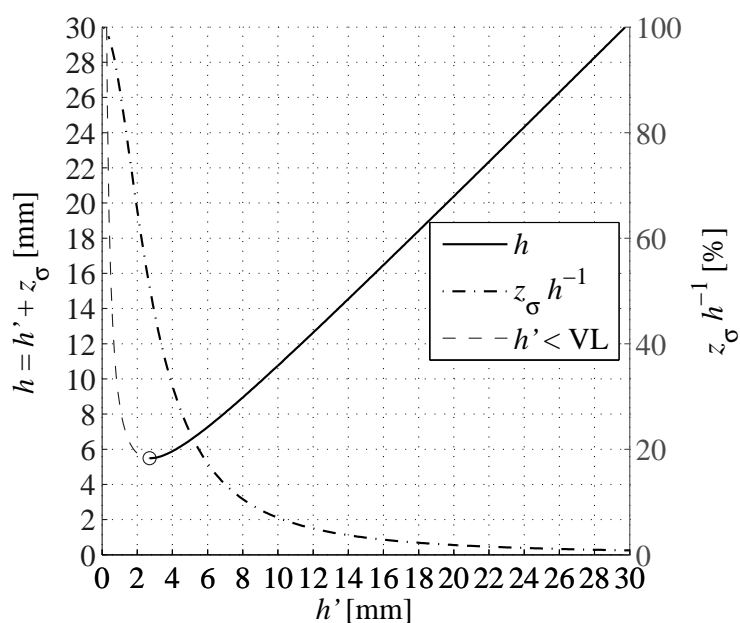


Abbildung 7.8: Theoretische Wasserstandserhöhung infolge Oberflächenspannung, theoretischer Ansatz nach SCHÜTTRUMPF (2001)

effekte vermutet werden. Da Wasserstand sowie Geschwindigkeit der Wellenfront im Fernbereich aufgrund der in Kapitel 7.3 erläuterten Phänomene weiter abnehmen, wächst der Einfluss der Oberflächenspannung. So kann etwa in Höhe der Breschenachse im Fernbereich eine für Sekundenbruchteile stark verlangsamte Strömung beobachtet werden. Dabei treten die in Kapitel 6.3.3 erwähnten „Finger“ aus der Flutwellenfront hervor, bis das nachfolgende Wasser diese wieder einholt. Der Effekt bleibt für die Untersuchungen ohne maßgeblichen Einfluss.

7.5 Erhöhter Initialwasserstand

Für eine vergleichende Untersuchung der Maßstabeffekte erfolgt die Aufmessung der flächenhaften Flutwellenausbreitung mit einem erhöhten Initialwasserstand von $h_{0(2)} = 19,0$ cm. Unter Beachtung des Froudemodells (siehe Kapitel 2.3.2) und eines gleich bleibenden Initialwasserstands im Prototyp ($h_p = 2,5$ m) lässt sich der zugehörige Modellmaßstab bestimmen zu:

$$\lambda_2 = \frac{h_p}{h_m} = \frac{2,5}{0,19} \approx 13 \quad (7.17)$$

Dabei ist zu beachten, dass die Breschenbreite mit $b_{br} = 0,5$ m konstant bleibt und somit nicht maßstäblich vergrößert wird – ebenso Geschwindigkeit und Durchfluss im Gerinne⁶. Der Versagensmechanismus wird durch Erhöhung des Zuggewichts (6 kg) so angepasst, dass der Zeitpunkt, an dem der gesamte Querschnitt in Höhe des Initialwasserstands durch das Bruchstück frei gegeben ist, gleich bleibt (siehe Abbildung 6.11). Die Einschnürung der Flutwelle und der Ablenkungswinkel können Abbildung 6.2 entnommen werden. Im Vergleich zu Abbildung 6.1 ist eine verstärkte Einschnürung zu beobachten, wobei der Winkel von vergleichbarer Größe ist. Bei Betrachtung der Ankunftszeiten der Flutwelle an unterschiedlichen Messpunkten ist die vergrößerte Ausbreitungsgeschwindigkeit erkennbar (vgl. Abbildung 6.7 b mit Abbildung 6.7 a). Eine deutliche Übereinstimmung der Messergebnisse bei erhöhtem Initialwasserstand mit dem analytischen Modell nach BRIECHLE (2006) zeigt Abbildung 6.15. Im Vergleich zu Abbildung 6.14 stimmen die Ankunftszeiten an den unterschiedlichen Messstellen auf der Breschenachse auch mit zunehmendem Breschenabstand (große y -Werte) gut mit der analytischen Lösung überein. Dies kann mit dem vergrößerten Modellmaßstab und den resultierenden größeren Geschwindigkeiten (vgl. Abbildung 7.1 b mit Abbildung 7.1 a) begründet werden. Es wird deutlich, dass bei steigendem Initialwasserstand der Einfluss aus Maßstabseffekten verringert wird. Demnach zeigen Abbildungen 7.3 und 7.4 eine Verschiebung der kritischen Grenzwerte von Reynolds- und Weberzahlen auf der Ausbreitungsfläche. Insbesondere Öffnung Oe2 liegt somit nicht mehr unmittelbar im kritischen Einflussbereich. Bei Betrachtung der im Modell ermittelten und auf Naturverhältnisse übertragenen Reynoldszahlen und Reibungsbeiwerte (siehe Abbildung 7.6) zeigt sich eine Abnahme der λ_f -Werte im Vergleich zu Abbildung 7.5. Dies bestätigt die Annahme des reduzierten Einflusses der Maßstabseffekte bei erhöhtem Initialwasserstand, da somit auch die auf Naturverhältnisse übertragenen Rauheiten k_p (siehe Abbildung 7.7 b) in den kritischen Bereichen verkleinert und der eigentlichen Rauheit angepasst werden.

7.6 Dambruchversuche in Rinne

Bei der Übertragung der Messergebnisse auf Naturverhältnisse sind, wie bereits mehrfach in Kapitel 7.3 erwähnt, insbesondere variierende Randbedingungen zu beachten. So weichen Geometrien und Rauheiten von den theoretischen und modellhaften ange-

⁶Das Modell wird mit zwei Pumpen ($Q_m \approx 50$ l/s) und erhöhtem Wehr, welches den Wasserstand auf $h_{0(2)} = 19,0$ cm reguliert, betrieben.

nommenen Werten erheblich ab. Dies zeigen auch durchgeführte Untersuchungen zum Dambruchproblem in einer Rinne⁷.

Es werden vier unterschiedliche Initialwasserstände (1) $h_{0(a)} = 40$ cm, (2) $h_{0(b)} = 30$ cm, (3) $h_{0(c)} = 20$ cm, (4) $h_{0(d)} = 12,5$ cm, mit drei unterschiedlichen Sohlrauheiten (1) $k_1 \approx 0,0015$ mm (Plexiglas), (2) $k_2 \approx 3,0$ mm (feine Steinfolie), (3) $k_3 \approx 14,0$ mm (grobe Steinfolie), variiert. Die Rauheit k_1 bezieht sich auf die Rinne aus Plexiglas. Die erhöhten Rauheiten k_2 und k_3 werden unter Verwendung von mit Kieselsteinen beklebten Folien erzeugt (siehe Abbildung 7.9).

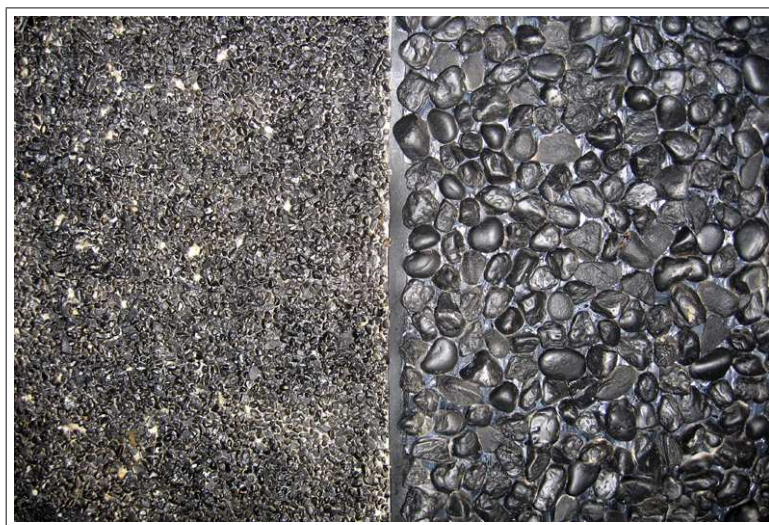


Abbildung 7.9: Mit Kieselsteinen beklebte und lackierte Folien zur Variation der Rauheiten

Aufzeichnungen mit einer Hochgeschwindigkeitskamera zeigen die Wellenfronten der einzelnen Modellversuche (siehe beispielhafte Abbildung 7.11). Eine Auswertung mit MatPIV⁸ hat sich als nicht zielführend herausgestellt. Daher erfolgt eine Bestimmung der Flutwellenfrontgeschwindigkeiten händisch mit Hilfe zuvor ausgewählter Einzelaufnahmen. Wiederum wird der Einfluss der Initialphase auf die Flutwellenfront erkennbar. Zudem lässt sich der Einfluss der Sohlrauheit auf diese erkennen.

Abbildung 7.10 zeigt die Geschwindigkeiten über die Zeit normiert nach:

$$U_n = \frac{u_{hs}}{u_{\text{Front}}} \quad T_n = t \sqrt{\frac{g}{h_0}} \quad (7.18)$$

⁷Rinnenlänge $L_r = 25$ m, Rinnenbreite $B_r = 0,3$ m, Rinnenhöhe $H_r = 0,5$ m.

⁸Erläuterungen zur Anwendung von MatPIV können z. B. OERTEL (2007) entnommen werden.

mit:

- u_{hs} Frontgeschwindigkeit aus Auswertung der High-Speed-Aufzeichnungen,
- u_{Front} Frontgeschwindigkeit nach RITTER (1892),
- h_0 Initialwasserstand.

Es ist erkenntlich, dass trotz Erhöhung des Initialwasserstands keine Annäherung der Geschwindigkeiten an die von RITTER (1892) vorgegebenen Geschwindigkeiten erfolgt. Da die Frontgeschwindigkeiten an sich jedoch mit steigendem Initialwasserstand auch eine ansteigende Tendenz zeigen, lässt sich die Problematik auf die Einflüsse der Initialphase zurückführen. Die Zuggeschwindigkeit des Bruchstücks müsste demnach detailliert an die Wasserstände angepasst werden, um vergleichbare Ergebnisse in Bezug auf Maßstabseffekte und Reibungseinflüsse zu erhalten. Eine detaillierte Analyse dieser Zusammenhänge ist einem derzeit in der Planung befindlichen Forschungsvorhaben vorbehalten und wird als Forschungsbedarf ausgewiesen.

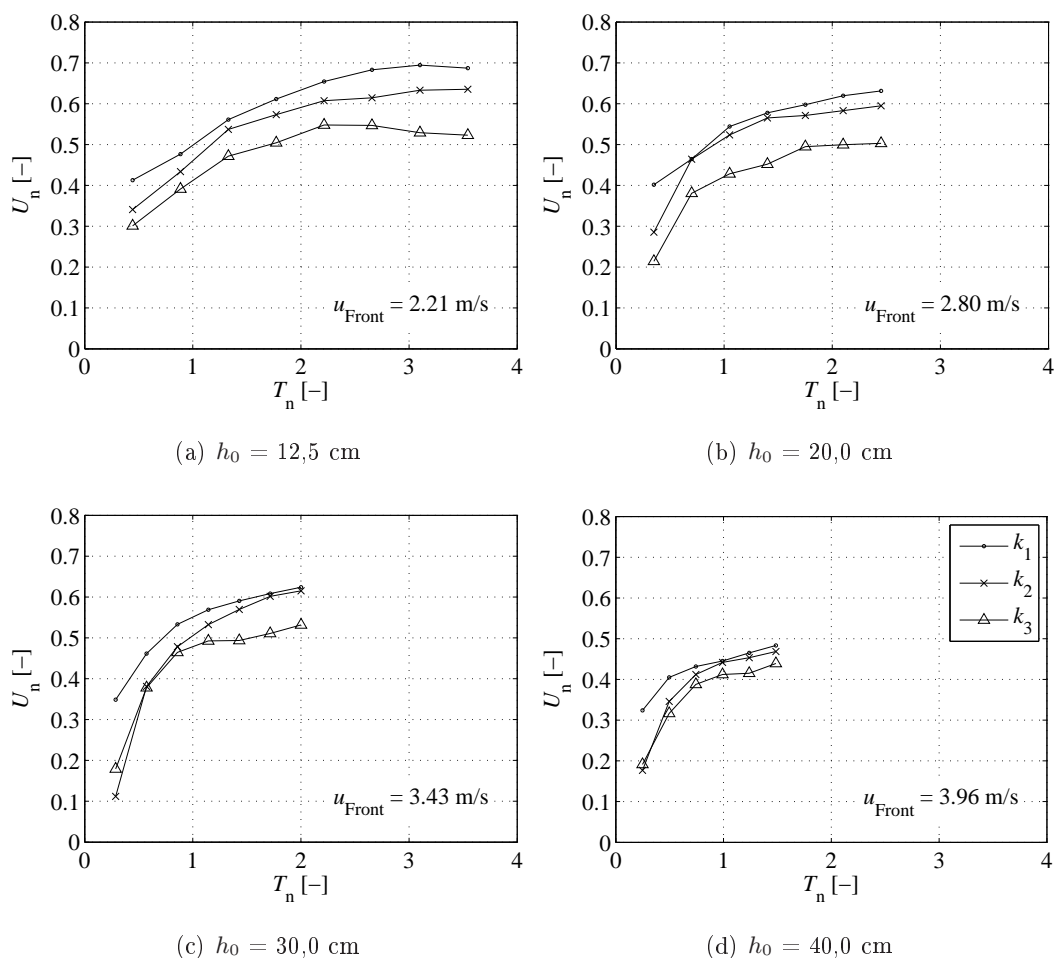


Abbildung 7.10: Zeitlich verteilte Frontgeschwindigkeiten der Dammbrechwellen

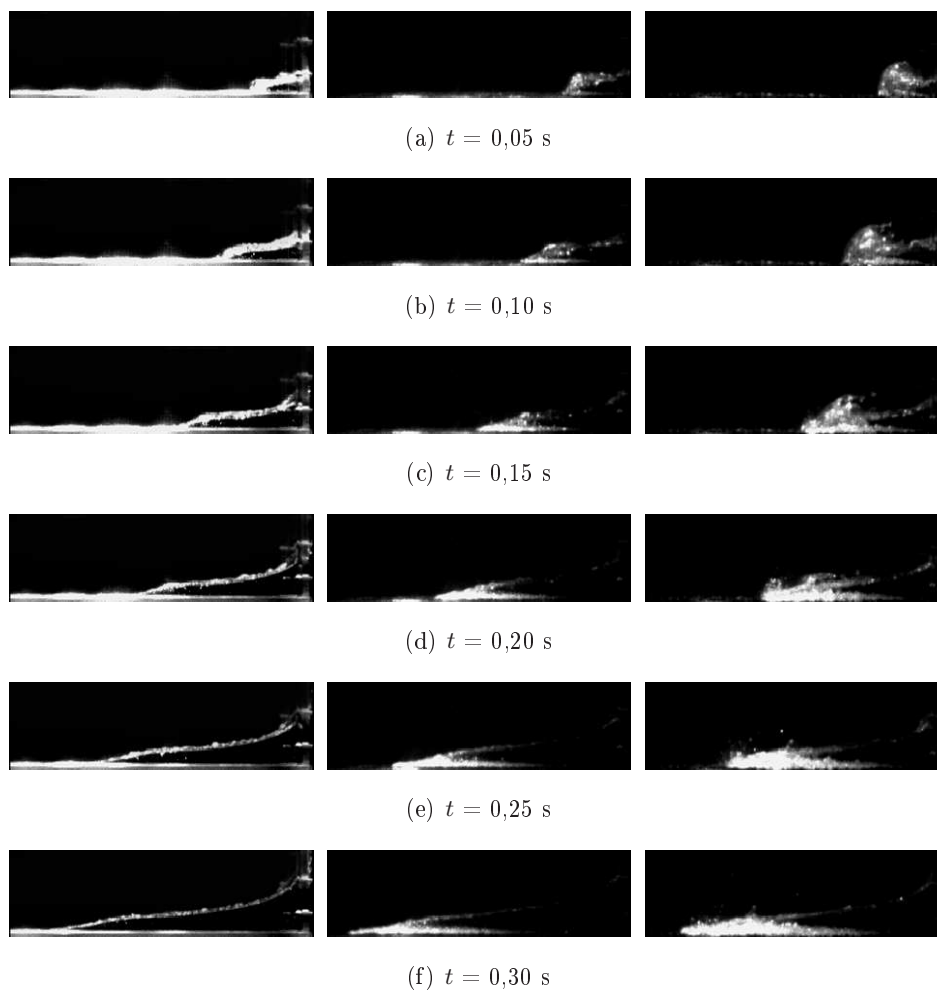


Abbildung 7.11: Dambruchwellen für unterschiedliche Rauheiten k_1 , k_2 und k_3 für Initialwasserstand $h_0 = 40$ cm

7.7 Zusammenfassung

Da die Ausbreitung der Flutwelle auf der Ausbreitungsfläche die grundlegende Randbedingung für die hier betrachtete Flutung der unterirdischen Bauwerke darstellt, ist diese als entscheidendes Kriterium bezüglich möglicher Maßstabeffekte zu untersuchen. Zusammenfassend zeigt sich dabei im Vergleich zu anderen durchgeführten Untersuchungen im Bereich der Ausbreitung von Dambruchwellen auf der Fläche und der Flutwellenausbreitung nach Versagen von Hochwasserschutzeinrichtungen eine gute qualitative Übereinstimmung der maßgeblichen Charakteristika. Zudem stimmen die Messergebnisse der vorliegenden Untersuchung mit der theoretischen Lösung des analytischen Rechenmodells für die Fließtiefen der Welle auf der Breschenachse nach BRIECHLE (2006) auch quantitativ

gut überein. Im Bereich der Fließgeschwindigkeiten sind Abweichungen aufgrund der in Kapitel 7.3 diskutierten Einflüsse zu beobachten.

Insgesamt wird angenommen, dass die theoretischen Phänomene auch in den hier abgebildeten kleinmaßstäblichen Versuchen mit einer hinreichenden Genauigkeit für die zu untersuchende Thematik dargestellt werden können. Jedoch ist eine Beachtung möglicher Maßstabseffekte bei der Übertragung der Ergebnisse auf Naturverhältnisse unter Verwendung der ermittelten absoluten Rauheiten k_p notwendig. Dies gilt insbesondere für die Öffnungen Oe2, Oe5 und Oe6 zu den unterirdischen Bauwerken. Aufgrund der Komplexität der Randbedingungen wird eine vollständige Übertragung auf reale Verhältnisse nur schwer ermöglicht. Qualitative Beobachtungen sowie Teilaspekte der Strömung werden jedoch in Hinblick auf eine realistische Übertragung an späterer Stelle verwendet.

Für eine exakte Analyse der Rauheitseinflüsse aus Maßstabseffekten sind weiterführende physikalische Modellierungen von Dammbuchwellen notwendig, um eine detaillierte Übertragbarkeit der Modellversuche auf Naturverhältnisse zu ermöglichen. Durch eine zusammenhängende Parameterstudie von Rauheiten und Initialwasserständen können quantitative Aussagen bezüglich der Maßstabseffekte bei Flutwellenausbreitungsprozessen erwartet werden.

8 Grundlagen relevanter Gefahrenbeurteilungen

8.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden Grundlagen für eine Gefahrenanalyse von Personen in unterirdischen Bauwerken erarbeitet. Experimente der Colorado State University Ende der 80er Jahre sowie neuere Untersuchungen der Helsinki University of Technology in Verbindung mit dem RESCDAM-Projekt beschäftigen sich mit der Gefährdung eines Menschen in einer Strömung. Da die Erkenntnisse als Grundlage für die hier durchgeführten Untersuchungen dienen, werden sie im Folgenden kurz erläutert. Des Weiteren wird die Gefahrenbeurteilung nach Schweizer Vorbild aufgeführt, an denen sich die vorliegenden Ergebnisanalysen sowie Empfehlungen orientieren. Ergänzend werden generelle Gefahrenmöglichkeiten für Personen in unterirdischen Gebäuden betrachtet.

8.2 Größere Kräfte durch fließendes Wasser

Im Gegensatz zu statischen Überschwemmungsereignissen müssen bei fließendem Wasser während eines dynamischen Ereignisses die Strömungskomponenten für Gefährdungsanalysen mit einbezogen werden. Dies wird deutlich, wenn eine resultierende Druckkraft F_p bzw. Impulskraft F_{imp} auf eine Fläche A betrachtet wird. Abbildung 8.1 a zeigt ein geschlossenes Behältersystem mit einem Auslaufrohr, welches durch eine Platte verschlossen ist. In Abbildung 8.1 b hingegen wird das System geöffnet, das Wasser ist in Bewegung und trifft mit einer bestimmten Geschwindigkeit auf die Platte auf. Wird die jeweils resultierende Kraft auf die Platte bestimmt, so zeigt sich, dass eine Person im Falle des fließenden Wassers eine doppelt so große Kraft aufbringen müsste, um die Öffnung wieder zu verschließen, als wenn sie kontinuierlich verschlossen gehalten würde (Annahme: Umlenkung des Strahls an der Platte 90° , verlustfreie Strömung).

Druckkraft:

$$p = \rho g \Delta h \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$F_p = pA \text{ [kN]}$$

$$F_p = \rho g \Delta h A \text{ [kN]}$$

Impulskraft:

$$v = \sqrt{2g\Delta h} \text{ [m/s]}$$

$$Q = vA \text{ [m}^3\text{/s]}$$

$$F_{imp} = \rho Qv = \rho vAv = \rho v^2 A \text{ [kN]}$$

$$F_{imp} = 2\rho g \Delta h A \text{ [kN]}$$

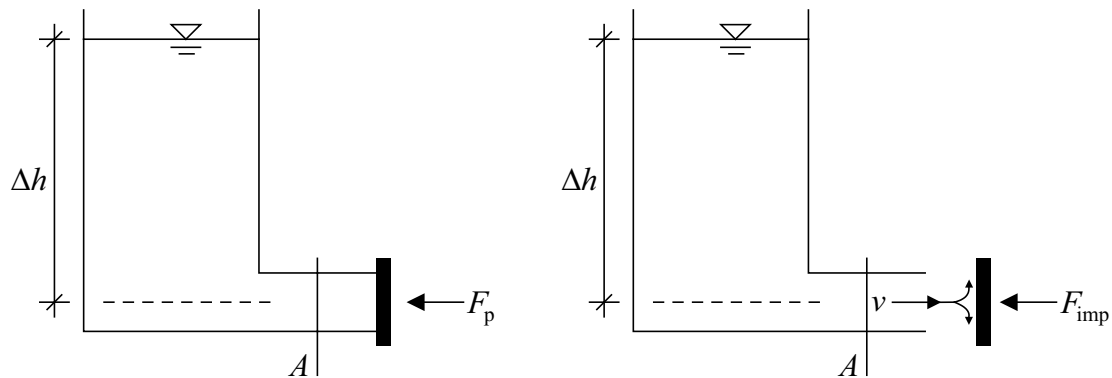


Abbildung 8.1: Vergleich zwischen Druck- und Impulskraft

8.3 Gefährdung eines Menschen in einer Strömung

Wie oben beschrieben wird eine Person während eines dynamischen Überschwemmungsereignisses zusätzlich zum Wasserstand durch die Fließgeschwindigkeit gefährdet. Über den Zusammenhang zwischen Wasserstand h und Fließgeschwindigkeit v lässt sich eine so genannte Sturznummer¹ SN ermitteln (ABT et al. 1989; RESCDAM 2000):

$$SN = v \cdot h \tag{8.1}$$

Durch Experimente mit unterschiedlichen, realen Versuchspersonen lässt sich nach RESCDAM (2000) die Sturzgrenze eines erwachsenen Menschen zwischen $SN = 0,64 \text{ m}^2/\text{s}$ und $SN = 1,26 \text{ m}^2/\text{s}$ einordnen. Gefährdungen können somit unter Verwendung von Abbildung 8.2 zugeordnet werden. Beispielsweise würden demnach die meisten Personen bereits in einer mit 2 m/s fließenden Strömung, welche lediglich einen Wasserstand von $0,5 \text{ m}$ aufweist, stürzen. Die zugrunde liegenden Versuche werden in einer großen Schlepprinne

¹Teils auch mit Produktnummer PN bezeichnet.

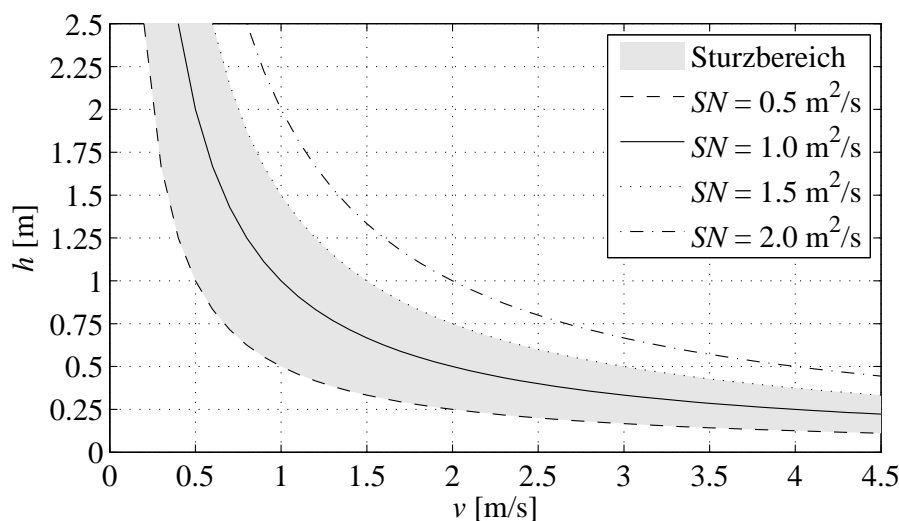


Abbildung 8.2: Sturzgrenze eines Menschen, Quelle: RESCDAM (2000)

durchgeführt (RESCDAM 2000). In dieser lässt sich eine Plattform mit darauf befindlicher Versuchsperson mit einer bestimmten Zuggeschwindigkeit in einer bestimmten Wassertiefe bewegen. Variationen der Wasserstände zwischen 0,3 m und 1,1 m sowie der Geschwindigkeiten zwischen 0,6 m/s und 2,75 m/s definieren das Versuchsprogramm. Wie erwartet zeigt sich, dass große, schwere Personen den Kräften einer dynamischen Überschwemmung besser widerstehen. Die Sturzgrenze bezieht sich dabei auf erwachsene Menschen. Es erfolgt keine differenzierte Unterscheidung im Bezug auf Kinder – für diese ist grundsätzlich mit einer großen Gefährdung zu rechnen.

8.4 Gefahrenbeurteilung nach Schweizer Erfahrungen

In Anlehnung an die Schweizer Gefahrenbeurteilung werden unterschiedliche Gefahrenklassen farblich dargestellt (BWW 1997). Dabei erfolgt eine Unterscheidung in Hinweisbereich, Gebotsbereich, Verbotsbereich sowie (Rest-)Risikobereich, welche wie folgt einzuordnen sind.

1. Gelb = Hinweisbereich = geringe Gefährdung:

- Personen sind kaum gefährdet,
- es ist mit geringen Schäden und Behinderungen zu rechnen.

2. Blau = Gebotsbereich = mittlere Gefährdung:

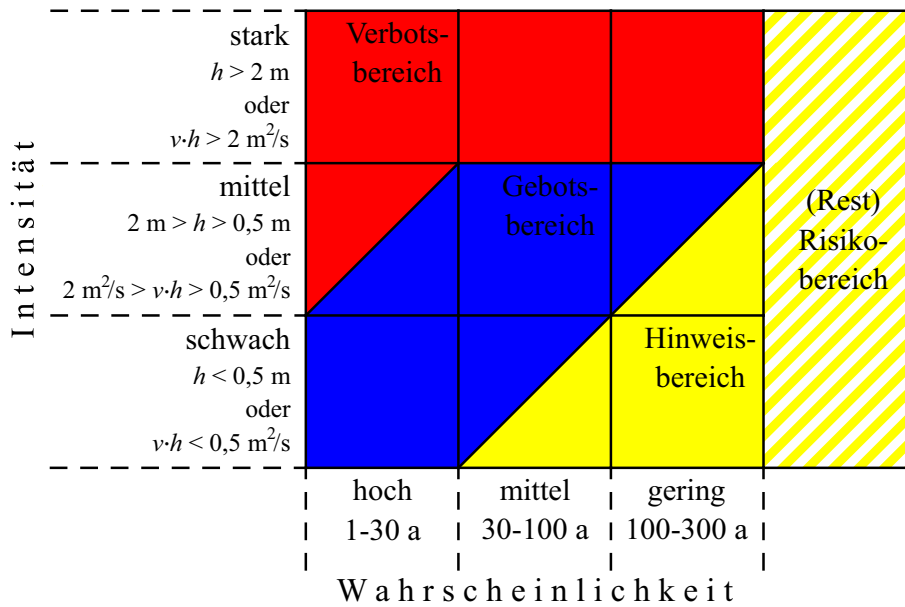


Abbildung 8.3: Intensitäts-Wahrscheinlichkeits-Matrix nach Schweizer Gefahrenbeurteilung, Quelle: BWW (1997)

- Personen sind im Erdgeschoss von Gebäuden kaum gefährdet; jedoch in unterirdischen Bauwerken und außerhalb von Gebäuden,
 - Schäden an Gebäuden sind zu erwarten, jedoch muss nicht von plötzlichen Zerstörungen ausgegangen werden, falls die nötigen Bauauflagen beachtet sind,
 - schwere Sachschäden sind durch geeignete Vorsorgemaßnahmen vermeidbar.
3. Rot = Verbotsbereich = erhebliche Gefährdung:
- Personen sind sowohl innerhalb als auch außerhalb von Gebäuden gefährdet,
 - mit der plötzlichen Zerstörung der Gebäude ist zu rechnen.
4. Gelb schraffiert = Hinweisbereich = (Rest-)Risikobereich:
- Gefährdung mit geringer Eintrittswahrscheinlichkeit und hoher Intensität.
5. Weiß = nach derzeitigem Kenntnisstand keine oder vernachlässigbare Gefährdung.

8.5 Mögliche Gefahren für Personen in unterirdischen Bauwerken

Für Personen, welche sich in flussnahen unterirdischen Gebäuden aufhalten, bestehen im Falle des Versagens einer Hochwasserschutzeinrichtung unterschiedliche Arten der Gefährdung. Einerseits kann durch einströmendes Wasser die Sturzgrenze nach Kapitel 8.3 erreicht werden. Resultierende Stürze können zu gebrochenen Gliedmaßen, Kopfverletzungen oder schlimmstenfalls zum Verlieren des Bewusstseins führen. Die Gefahr des Ertrinkens entsteht. Andererseits können Impuls- oder hydrostatische Kräfte aus einfließenden Wassermassen die menschliche Leistungsfähigkeit, Türen zu Fluchtwegen zu öffnen und zu passieren, übersteigen. Ertrinken durch Anstieg des Wasserspiegels oder Erstickten nach Verbrauch des Luftvorrats sind denkbar. Ergänzenden Überlegungen zur Folge können Überschwemmungsereignisse indirekt auch durch Zerstörung von Gebäuden oder Gebäudeteilen Personen in Untergeschossen gefährden. Herabstürzende Trümmer aber auch eine Versperrung von Fluchtwegen sowie Kombinationen der Ereignisse sind möglich. Abbildung 8.4 stellt die Gefahren in unterirdischen Bauwerken grafisch dar.

Die vorliegende Forschungsarbeit beschäftigt sich im Zuge der Ergebnisanalyse hauptsächlich mit den beiden erstgenannten Gefahren, da weitere Gefährdungen zumeist resultierend aus diesen entstehen. So werden Strömungs- und Widerstandskräfte über die bereits erwähnte Sturznummer SN sowie kritische Füllzeiten² t_{krit} analysiert und Impulskräfte auf Bauwerkselemente mit absperrender Wirkung, wie z. B. Türen, ermittelt. Hierfür erfolgt die Auswertung der Messergebnisse der physikalischen und numerischen Modellläufe zur Flutung unterirdischer Bauwerke, die Übertragung der Untersuchungsergebnisse auf Naturverhältnisse sowie eine anschließende Gefahrenbeurteilung über die Zuordnung von Gefahrenklassen.

²Die kritische Füllzeit t_{krit} beschreibt die Zeit die benötigt wird, um ein unterirdisches Bauwerk bis zu einem kritischen Wasserstand von $h_{ub,krit}$ zu füllen. Dieser wird zu $h_{ub,krit} = 1,5$ m angesetzt, da für einen erwachsenen Menschen bei weiter steigenden Wasserständen eine erhöhte Gefahr des Ertrinkens vorliegt.

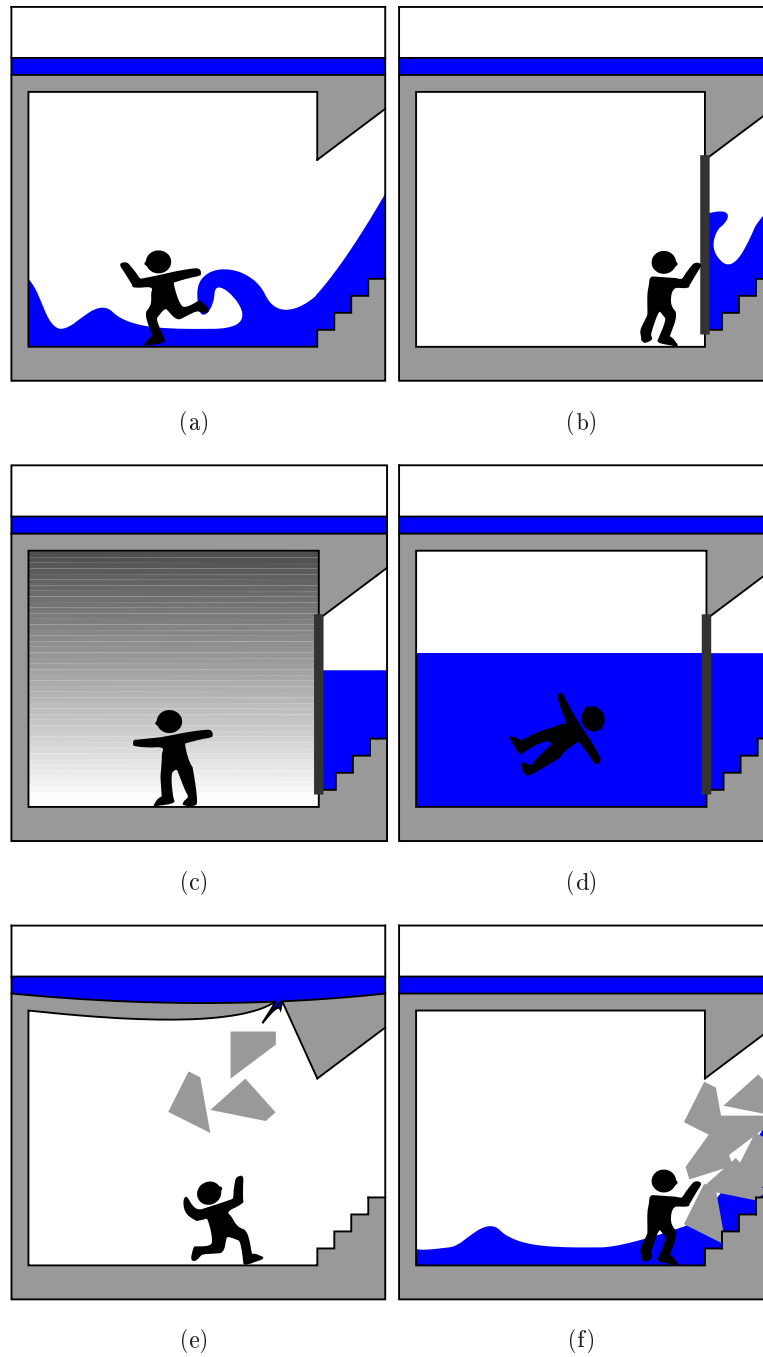


Abbildung 8.4: Mögliche Gefahren in unterirdischen Bauwerken, grafische Darstellung, Quelle: YASUDA & HIRAISHI (2003) und eigene Erweiterungen

9 Ergebnisse der physikalischen Modellläufe zur Flutung unterirdischer Bauwerke

9.1 Allgemeines

Dieses Kapitel befasst sich mit der Flutung des Kontrollvolumens unterhalb der Ausbreitungsfläche¹. Mit Hilfe der in Kapitel 4.2.3 erläuterten Wägezelle wird der zeitliche Zufluss in das unterirdische Bauwerk aufgezeichnet. Zusätzlich wird mit einem Ultraschallsensor der Wasserstand kurz vor der Überfallkante bestimmt. Die aufgezeichneten Messwerte des Sensors werden anschließend auf Aussetzer und Ausreißer überprüft und bereinigt (vgl. Kapitel 6). Die Verarbeitung der Messdaten der Wägezelle erfolgt in drei Schritten:

1. Extrapolation der Messdaten bis zur theoretischen Vollfüllung (für vorzeitig unterbrochene Modellläufe bei nahezu linearer Füllkurve),
2. Ermittlung einer theoretischen Ankunftszeit der Flutwelle am Boden des unterirdischen Kontrollvolumens (zusammengesetzt aus Ankunftszeit t_a der Flutwelle an Absturzkante zzgl. Freifallzeit t_{fall} des Wassers bis Behälterboden²) und Synchronisation mit Sensoraufzeichnungen bei variiertem Einlassrichtung,
3. Ermittlung einer mittleren Füllzeit t_{fill} bis zur Vollfüllung und eines mittleren Füllstroms Q_{fill} sowie einer kritischen Füllzeit t_{krit} .

Die Auswertungen werden für alle Modellläufe mit Initialwasserständen $h_0 = 12,5$ cm (ML1 bis ML50) sowie $h_0 = 19,0$ cm (ML51 bis ML75) durchgeführt.

¹Abbildungen D.1 und D.2 zeigen beispielhaft den Flutungsvorgang eines ausgewählten Modelllaufs.

² $t_{fall} = \sqrt{2sg^{-1}}$, mit: s = Entfernung Absturzkante bis Behälterboden, g = Erdbeschleunigung.

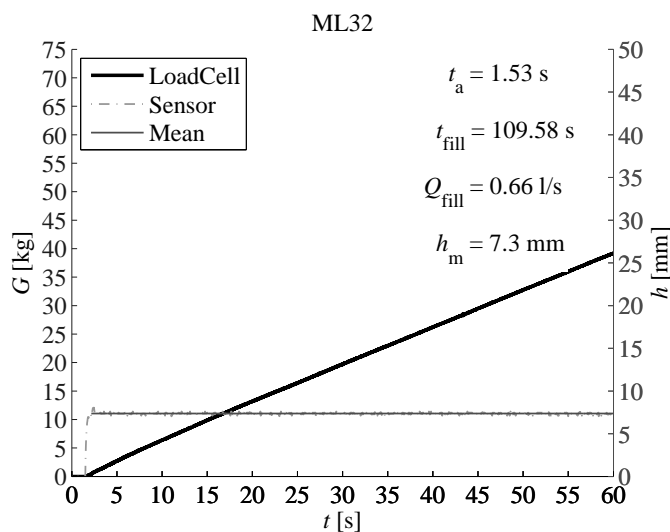


Abbildung 9.1: Beispielhafte Auswertung der Messergebnisse für $h_0 = 12,5 \text{ cm}$, Öffnung Oe4 (10 cm) mit Blick zur Bresche, ML32

9.1.1 Reproduzierbarkeit

Die Flutwellenausbreitung stellt die Randbedingung für die Flutung der unterirdischen Bauwerke dar. Nach Kapitel 6.3.2 konnte deren Reproduzierbarkeit bereits bestätigt werden. Demnach wird auch für die in diesem Kapitel diskutierten Flutungsvorgänge eine Reproduzierbarkeit der Versuchsläufe angenommen.

9.2 Modellläufe ML1 bis ML50

Die Modellläufe ML1 bis ML50 beziehen sich auf die Versuche mit einem Initialwasserstand von $h_0 = 12,5 \text{ cm}$. Abbildungen 9.1 und 9.2 stellen beispielhafte Auswertungen der Messdaten von Wägezelle und Sensor dar. Aufgeführt sind die extrapolierten Messungen der Wägezelle sowie Sensoraufzeichnungen und deren Mittelwert (Mean). Zusätzlich werden die Wellenankunftszeit t_a an der Absturzkante, die mittlere Füllzeit t_{fill} , der mittlere Füllstrom Q_{fill} und der mittlere Wasserstand h_m vor der Öffnung angegeben. Es zeigt sich eine nahezu lineare Gewichtszunahme im Kontrollvolumen nachdem sich ein quasi-stationärer Strömungszustand eingestellt hat. Diese gilt für sämtliche Modellläufe. Die Auswertungen aller Modellläufe ML1 bis ML50 sind in Tabelle 9.1 aufgeführt³.

³Es sei erwähnt, dass für ML2 bis ML5 (sowie ML51 bis ML55) keine Sensoraufzeichnungen vorhanden sind. Hier war es aufgrund des auftretenden Spritzwassers nicht möglich, die Sensoren zu platzieren.

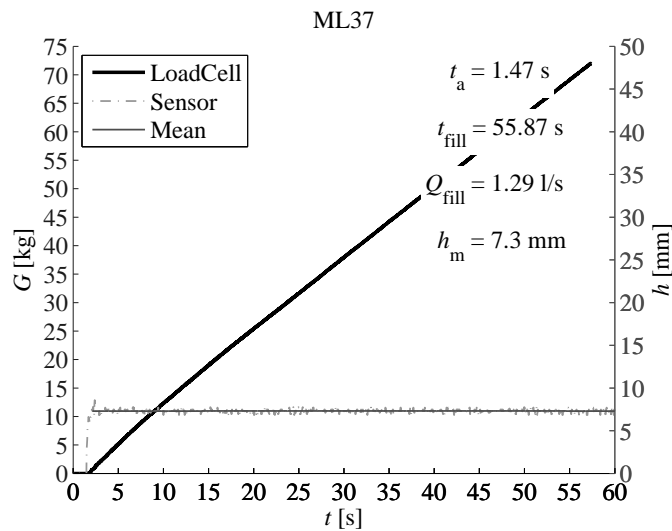


Abbildung 9.2: Beispielhafte Auswertung der Messergebnisse für $h_0 = 12,5$ cm, Öffnung Oe4 (20 cm) mit Blick zur Bresche, ML37

9.2.1 Klassifizierung von Flutungstypen

Mit Hilfe der durchgeführten Modellversuche lassen sich drei maßgebliche Flutungstypen unterirdischer Bauwerke differenzieren:

1. Direkte, aktive Flutung (dynamische Überschwemmung),
2. seitliche, aktive Flutung (dynamische Überschwemmung),
3. indirekte, passive Flutung (statische Überschwemmung).

Zu 1.) Der erste Flutungstyp beschreibt einen direkten Zufluss in das unterirdische Bauwerk. Die Strömungskomponenten wirken dabei radial zur Öffnungsrichtung und bewirken den schnellsten Wasseranstieg bei hohen Einströmgeschwindigkeiten.

→ Maßgebliche Faktoren: Wasserstand und radiale Fließgeschwindigkeit vor dem Einlass zum unterirdischen Bauwerk, geometrische Randbedingungen.

Zu 2.) Flutungstyp 2 steht im Vergleich zu Durchflussuntersuchungen durch eine seitliche Gerinneöffnung. Das Wasser strömt mit einer bestimmten Geschwindigkeit tangential an der Öffnung vorbei, wobei ein definierter Teil seitlich in das unterirdische Bauwerk eindringt.

→ Maßgebliche Faktoren: Wasserstand und tangentiale Fließgeschwindigkeit vor dem Einlass zum unterirdischen Bauwerk, geometrische Randbedingungen.

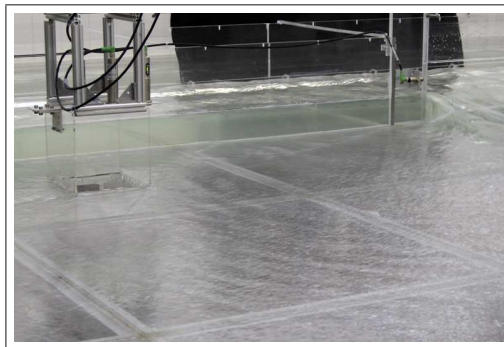
Zu 3.) Der dritte Flutungstyp beinhaltet den im Vergleich geringsten zufließenden Volumenstrom in das unterirdische Bauwerk des physikalischen Modells. Kleine Fließgeschwindigkeiten führen zu einem nahezu statischen Wasserstand vor der Öffnung. Die Wasserstandshöhe entscheidet über die Überfallmenge, welche nach unten abfließt.

→ Maßgeblicher Faktor: Wasserstand vor dem Einlass zum unterirdischen Bauwerk, geometrische Randbedingungen.

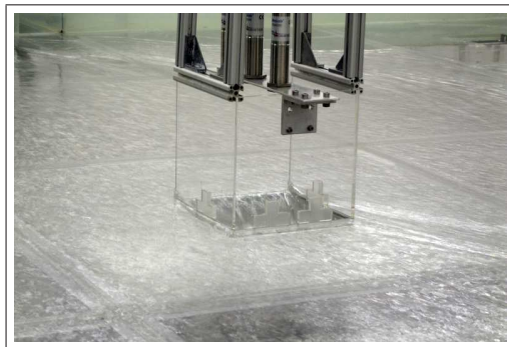
Anhand der grafischen Auswertungen sowie Tabelle 9.1 lassen sich die drei Flutungstypen den variierenden Öffnungen Oe1 bis Oe5 zuordnen (siehe Abbildung 9.4). Dabei zeigt sich, dass alle unterirdischen Kontrollvolumen bei denen die Einlassrichtung auf die Bresche zielt, über Flutungstyp 1 beaufschlagt werden (dunkelgraue Markierung in Abbildung 9.4). Abbildungen 9.3 a-b zeigen beispielhafte Fotos. Charakteristisch sind die schnellen Füllzeiten durch große Volumenströme Q_{fill} (vgl. Kapitel 9.2.2). Der in mittelgrau dargestellte Flutungstyp 2 ist insbesondere dort anzutreffen, wo das Wasser unmittelbar auf eine Seitenwand des Einlassbauteils aufläuft. Dies führt zu einer Tangentialströmung entlang des Einlasses zum unterirdischen Kontrollvolumen. Der Einfluss des Einlassbauteils⁴ auf die Strömung erzeugt einen Aufstau vor diesem (Abbildungen 9.3 c-f), so dass die Geschwindigkeit abgemindert und das Wasser in einem Gefälle daran vorbei geführt wird, wobei ein Teil seitlich in die Öffnung einströmt. Flutungstyp 3 ist in hellgrau dargestellt. Aufgrund geringer Wasserstände vor der Öffnung zum unterirdischen Bauwerk erfolgt ein langsamer Zufluss. Teilweise bleibt der Bereich von der Bresche aus betrachtet hinter dem Einlassbauteil vollständig trocken. Maßstabeffekte, wie in Kapitel 7 erläutert, erschweren eine auf Naturverhältnisse übertragbare Auswertung dieser Modellläufe. Modellläufe mit Flutungstypen 2 und 3 inklusive der Modellläufe ohne Beaufschlagung des unterirdischen Kontrollvolumens⁵ werden unabhängig von den physikalischen Modellierungen mit Hilfe theoretischer Ansätze und numerischer Modellierungen in Kapitel 11 bezüglich einer Übertragbarkeit der Flutungstypen auf Naturverhältnisse diskutiert.

⁴Untersuchungen zum Einfluss eines Gebäudes auf das Abflussverhalten einer Dammbrechwelle können z. B. SOARES-FRAZÃO & ZECH (2007) entnommen werden.

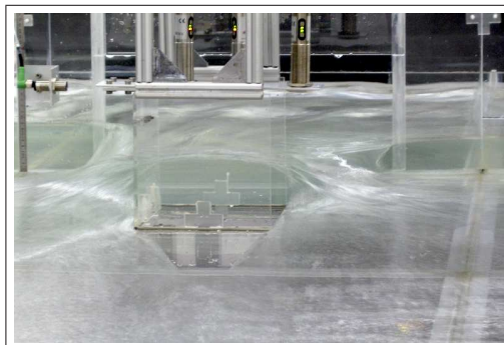
⁵Modellläufe ohne Flutungsvorgänge sind in Tabellen 9.1 und 9.2 ohne Messwerte aufgeführt und mit () gekennzeichnet.



(a) Flutungstyp 1, ML18



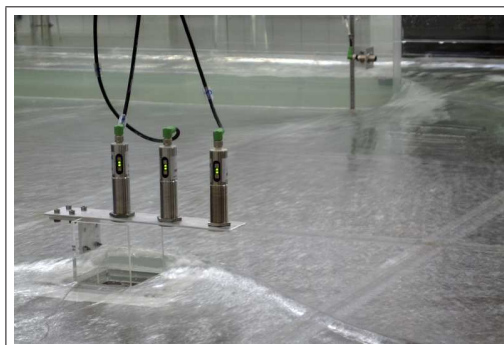
(b) Flutungstyp 1, ML37



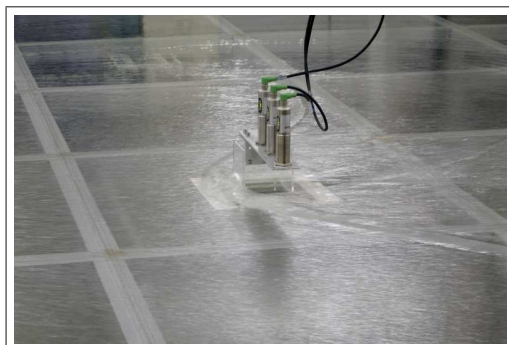
(c) Flutungstyp 2, ML8



(d) Flutungstyp 2, ML10



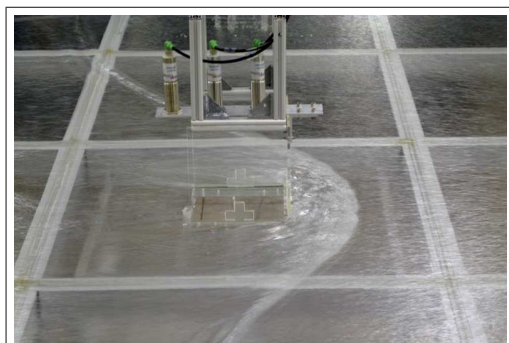
(e) Flutungstyp 2, ML33



(f) Flutungstyp 2, ML35



(g) Flutungstyp 3, ML4



(h) Flutungstyp 3, ML39

Abbildung 9.3: Fotos der Flutungstypen 1 bis 3 am Beispiel ausgewählter Modellläufe

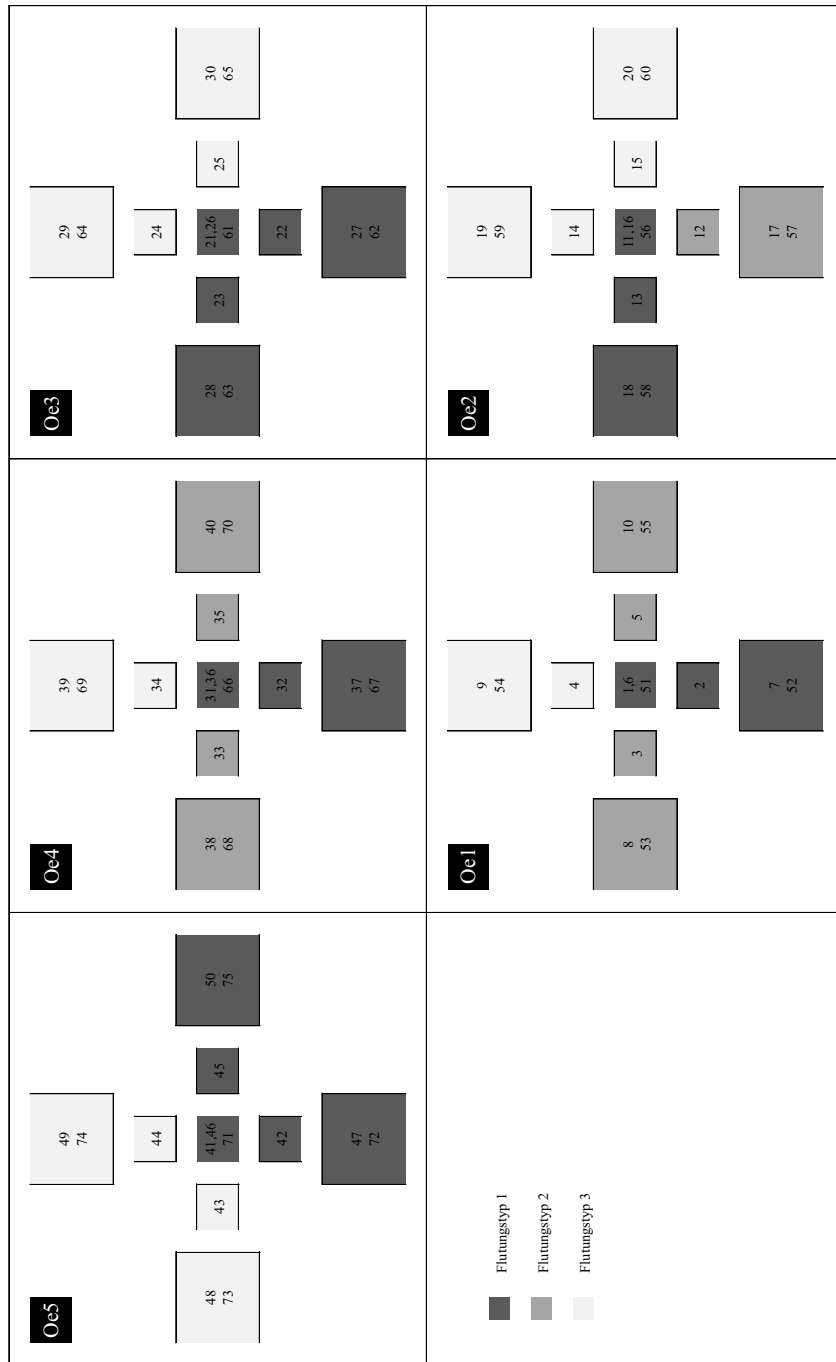


Abbildung 9.4: Schematische Darstellung der ermittelten Flutungstypen (ML1-50: $h_0 = 12,5$ cm, ML51-75: $h_0 = 19,0$ cm)

9.2.2 Füllströme

Die Ermittlung der Füllströme zu den unterirdischen Kontrollvolumen erfolgt über die lineare Gewichtszunahme. Mit Hilfe der Zeit t_{fill} bis zur Vollfüllung und des maximalen Volumens des unterirdischen Bauwerks wird ein mittlerer Zufluss Q_{fill} bestimmt. Füllströme aller Modellläufe ML1 bis ML50 sind Tabelle 9.1 zu entnehmen.

Es zeigt sich, dass in Abhängigkeit der gewählten Positionierung des unterirdischen Kontrollvolumens Füllströme bis maximal $Q_{fill} = 3,3$ l/s (10 cm Öffnungsbreite, Öffnung Oe1) bzw. $Q_{fill} = 8,0$ l/s (20 cm Öffnungsbreite, Öffnung Oe1) für den Flutungstyp 1 erreicht werden. Bei den weiter entfernten Öffnungen (Oe3 und Oe4) fallen die Füllströme auf $Q_{fill} = 0,3$ l/s bis 1,4 l/s ab. Insbesondere bei der oberwasserseitig der Bresche gelegenen Öffnung Oe5 fehlt ein ausreichend starker Impuls, um große Füllströme zu verursachen. Hier strömen nur noch $Q_{fill} = 0,04$ l/s bis $Q_{fill} = 0,4$ l/s in das unterirdische Bauwerk ein. Ähnliche Verhältnisse stellen sich bei Öffnung Oe2 ein. So wird deutlich, dass sich die bereits in Kapitel 7 diskutierten Einflüsse aus Maßstabeffekten in der Flutwellenausbreitung auch in den Messergebnissen der Flutung des unterirdischen Kontrollvolumens widerspiegeln. Die mit Flutungstyp 2 gekennzeichneten Modellläufe weisen sehr kleine Volumenströme in das unterirdische Bauwerk auf. Dies liegt u. a. an dem Aufstau vor dem Einlassbauteil und dem anschließenden steilen Abflussgefälle. Solche Verhältnisse werden in der Natur nicht erwartet, so dass numerische Vergleichsrechnungen an späterer Stelle durchgeführt werden. Bei Modellläufen mit Flutungstyp 3 treten ebenfalls kleine Volumenströme auf. Der Einfluss des Einlassbauteils führt zu modelltechnisch kritischen Wasserständen von ca. 5 mm neben und hinter diesem. Teilweise bleibt hier das Kontrollvolumen unbeaufschlagt. Diese Modellläufe zeigen keine repräsentativen Ergebnisse und werden daher nicht für Aussagen bezüglich der Strömungssituation bei Naturverhältnissen herangezogen.

9.2.3 Fließgeschwindigkeiten, Wasserstände und Impulskräfte

Eine Ermittlung von Fließgeschwindigkeiten, Wasserständen und Impulskräften auf der Rampe während der Flutung der unterirdischen Bauwerke erfolgt in Kapitel 11 im Zuge der Übertragung der Ergebnisse auf Naturverhältnisse. Diese drei Variablen stellen die maßgeblichen Kriterien im Zulaufbereich bzw. auf den Rampen für die Beurteilung von Risiko und Gefährdung dar. Eine Unterscheidung erfolgt in Abhängigkeit der Flutungstypen.

Tabelle 9.1: Tabellarische Auswertung der Messergebnisse für $h_0 = 12,5 \text{ cm}$

ML	Flutungstyp	t_a [s]	h_m [mm]	t_{fill} [s]	Q_{fill} [l/s]
1	1	0,36	27,7	21,8	3,31
2	1	0,36	–	21,9	3,28
3	2	0,41	–	602,4	0,12
4	3	0,43	–	1115	0,06
5	2	0,40	–	273,9	0,26
6	1	0,33	32,2	9,1	7,95
7	1	0,33	32,3	10,5	6,85
8	2	0,63	4,0	2810	0,03
(9)	3	–	–	–	–
10	2	0,41	9,5	216,5	0,33
11	1	2,43	4,2	251,9	0,29
12	2	2,65	5,2	1203	0,06
13	1	2,43	6,7	404,0	0,18
14	3	2,43	3,9	1624	0,04
15	3	10,33	3,6	3048	0,02
16	1	2,32	3,9	200,9	0,36
17	2	2,77	3,5	1866	0,04
18	1	2,32	6,1	179,0	0,40
(19)	3	–	–	–	–
20	3	11,63	3,7	1374	0,05
21	1	2,34	6,8	114,9	0,63
22	1	2,40	7,0	191,9	0,38
23	1	2,40	15,8	279,9	0,26
24	3	2,67	3,4	2351	0,03
(25)	3	–	–	–	–
26	1	2,27	7,0	62,2	1,16
27	1	2,37	11,9	105,7	0,68
28	1	2,33	9,9	150,4	0,48
29	3	13,60	3,8	988,0	0,07
30	3	13,90	4,7	1152	0,06
31	1	1,53	7,1	93,3	0,77
32	1	1,53	7,3	109,6	0,66
33	2	1,67	8,3	1382	0,05
(34)	3	–	–	–	–
35	2	1,56	9,8	750,6	0,10
36	1	1,47	7,4	51,6	1,40
37	1	1,47	7,3	55,9	1,29
(38)	–	–	–	–	–
39	3	15,63	3,3	1958	0,04
40	2	1,54	4,7	1013	0,07
41	1	4,83	4,3	282,3	0,26
42	1	5,63	5,2	1914	0,04
43	3	16,37	4,3	2036	0,04
(44)	3	5,50	3,9	3252	0,02
45	1	5,30	6,1	560,0	0,13
46	1	4,51	4,0	182,3	0,39
47	1	5,73	4,8	1628	0,04
48	3	21,63	3,6	1007	0,07
49	3	5,53	3,8	2707	0,03
50	1	4,70	5,5	344,4	0,21

9.3 Modellläufe ML51 bis ML75

Die Modellläufe mit 20 cm großen Öffnungen zu den unterirdischen Kontrollvolumen werden ergänzend mit dem erhöhten Initialwasserstand $h_0 = 19,0$ cm durchgeführt und als ML 51 bis ML 75 bezeichnet. Abbildung 9.5 zeigt ein repräsentatives Ergebnis für Flutungstyp 1. Die Auswertungen aller Modellläufe ML51 bis ML75 sind in Tabelle 9.2 dargestellt. Es zeigen sich ähnliche Verhältnisse wie bei den Modellläufen mit kleinerem Initialwasserstand $h_0 = 12,5$ cm. So liegen ebenfalls lineare Füllströme zu den unterirdischen Bauwerken vor. Die Klassifizierung der Flutungstypen erfolgt analog zu ML1 bis ML50 (siehe Abbildung 9.4).

Maßgebliche Unterscheidungsmerkmale zu den im Kapitel 9.2 aufgeführten Untersuchungen sind die durch den höheren Initialwasserstand hervorgerufenen größeren Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten auf der Ausbreitungsfläche. Daher resultieren insbesondere für die Modellläufe mit Flutungstyp 1 kürzere Füllzeiten t_{fill} und somit größere Füllströme Q_{fill} bis maximal 14 l/s (Öffnung Oe1, unmittelbar vor der Bresche). Für Flutungstypen 2 und 3 hat das Einlassbauteil erneut einen maßgeblichen Einfluss auf die Strömungsverhältnisse. Durch große Auflaufgeschwindigkeiten resultiert ein hoher Aufstau. Dies führt wiederum zu einer seitlichen Umströmung und teilweise zu trockenen Bereichen von der Bresche aus betrachtet hinter dem Einlassbauteil auf der Ausbreitungsfläche. Resultierend wird bei einigen Modellläufen das unterirdische Kontrollvolumen nicht beaufschlagt.

9.4 Zusammenfassung

Die physikalischen Versuche bezüglich der Flutungsvorgänge unterirdischer Bauwerke zeigen, dass eine prinzipielle Unterscheidung in drei Flutungstypen erfolgen kann. Für alle Modellläufe werden maßgebliche Wasserstände, Füllzeiten und Füllströme bestimmt. Diese können, insbesondere bei Flutungstyp 1, für eine Übertragung der Messergebnisse auf Naturverhältnisse in Kapitel 11 herangezogen werden. Für Flutungstypen 2 und 3 werden Grenzbereiche der physikalischen Modellierung aufgezeigt. Dies macht weiterführende theoretische Diskussionen und numerische Untersuchungen der Fließzustände erforderlich.

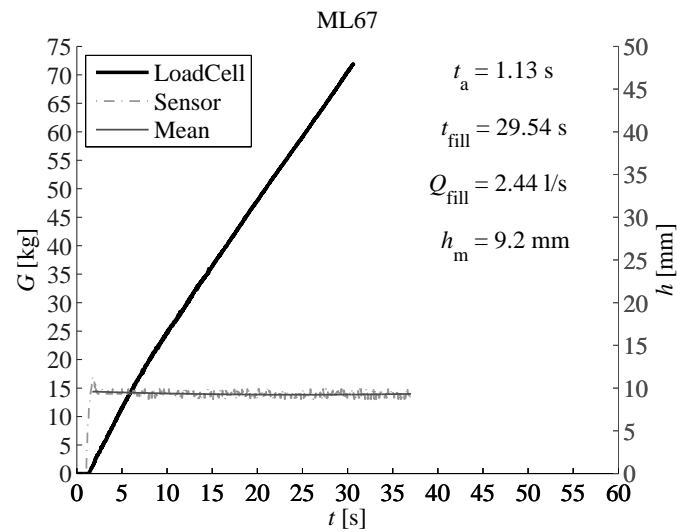


Abbildung 9.5: Beispielhafte Auswertung der Messergebnisse für $h_0 = 19,0 \text{ cm}$, Öffnung Oe4 (20 cm) mit Blick zur Bresche, ML67

Tabelle 9.2: Tabellarische Auswertung der Messergebnisse für $h_0 = 19,0 \text{ cm}$

ML	Flutungstyp	t_a [s]	h_m [mm]	t_{fill} [s]	Q_{fill} [l/s]
51	1	0,30	–	5,0	14,33
52	1	0,30	–	5,1	14,24
53	2	0,41	–	236,0	0,31
(54)	3	–	–	–	–
55	2	0,38	–	106,5	0,68
56	1	1,70	4,4	90,6	0,79
57	2	1,87	5,4	671,2	0,11
58	1	1,70	4,4	106,7	0,68
59	3	1,83	2,6	1266	0,06
60	3	11,93	3,7	2382	0,03
61	1	1,75	7,3	38,4	1,88
62	1	1,83	7,3	63,3	1,14
63	1	1,81	7,6	68,5	1,05
64	3	16,60	2,9	1160	0,06
65	3	2,67	2,9	2665	0,03
66	1	1,13	9,2	27,7	2,60
67	1	1,13	9,2	29,5	2,44
68	2	1,27	4,8	534,6	0,13
(69)	3	–	–	–	–
70	2	1,15	5,8	354,5	0,20
71	1	3,32	7,1	137,0	0,53
72	1	3,77	4,7	542,7	0,13
73	3	17,77	3,8	1347	0,05
74	3	4,30	3,5	2835	0,03
75	1	3,13	7,1	234,9	0,31

10 Ergebnisse der numerischen Modellierungen

10.1 Allgemeines

Die numerischen Versuche werden zusätzlich zu den physikalischen Modellierungen unter Verwendung von FLOW-3D (siehe Kapitel 5) durchgeführt. Die Simulationen haben zwei maßgebliche Aufgaben:

1. Bestätigung, dass numerische Modellversuche für die hier vorliegenden Fragestellungen genutzt werden können (Validierung¹ anhand Flutungstyp 1),
2. Ermittlung maßgeblicher Strömungsverhältnisse für Flutungstyp 2 mit Hilfe definierter Einbeziehung von Straßenschluchten.

10.2 Flutungstyp 1 – Validierung, Kalibrierung

10.2.1 Modellmaßstab 1:20

Die Validierung der numerischen Modellierung erfolgt mit Hilfe von Modelllauf ML32 im Maßstab 1:20. Hierzu wird das Modell nach Abbildung 5.1 verwendet und die hydraulischen Randbedingungen² (h_{BC} , v_{BC}) im Zuge der Kalibrierung solange angepasst, bis eine gute Übereinstimmung von Flutungszeit und Füllstrom erreicht wird. Dies ist der Fall, wenn die Steigung der Füllkurve im numerischen Modell der im physikalischen Modell entspricht. Zahlenwerte der variierten Randbedingungen sind Tabelle 10.1 zu entnehmen. Abbildung 10.1 zeigt die Ergebnisse der Kalibrierungsschritte des numerisch simulierten

¹Validierung ist der Prozess der überprüft, ob ein numerisches Modell die Wirklichkeit repräsentieren kann (RUTSCHMANN 2003). Hier: Abbildung des physikalischen Modells im Maßstab 1:20.

²Es erfolgt keine Einbeziehung von Rauheiten im numerischen Modell und dessen Kalibrierung, da das physikalische Modell aus Plexiglas vereinfacht als reibungsfrei angenommen wird.

Modelllaufs. Dargestellt sind Füllkurven³ aus dem physikalischen Versuch sowie aus den zugehörigen numerischen Simulationen. Zudem werden absolute Differenzen Δh_{ub} und prozentuale Abweichungen Dev in Bezug auf den Soll-Wert (physikalischer Versuch) aufgezeigt.

Dabei ist:

$$Dev = \left| 1 - \frac{h_{ub,soll}}{h_{ub,ist}} \right| \quad (10.1)$$

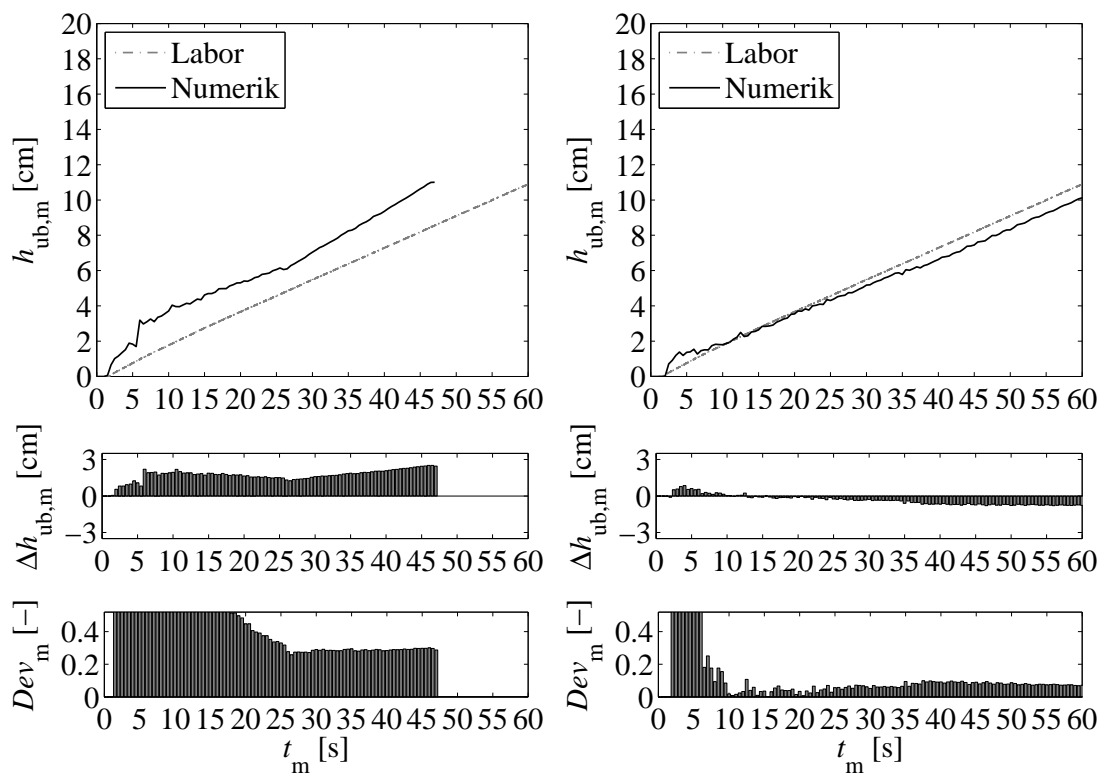
Die Soll-Werte für Wasserstand und Geschwindigkeit werden aus den Ergebnissen der quasi-stationären Flutwelle (vgl. Kapitel 6) sowie der Flutwellenausbreitung im Zusammenhang mit Maßstabeffekten (vgl. Kapitel 7) entnommen. Dabei werden die Werte an der jeweiligen y -Koordinate⁴ auf der Breschenachse abgegriffen. Kalibrierung 1 ist als Testlauf zu verstehen, bei dem eine maximale resultierende Geschwindigkeit aus den physikalischen Versuchen als Randbedingung verwendet wird. Da dieser Wert über die gesamte Breite am Einlassrand angesetzt ist, wird der erwartete Füllstrom überschätzt. Weitere Kalibrierungsläufe sind mit kleineren Geschwindigkeiten (nur y -Komponente) durchgeführt. Hier zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der numerisch ermittelten Füllströme im Vergleich zu den physikalischen Untersuchungen (vgl. auch Abbildung 10.2). Bei allen numerischen Modellierungen ist im Anfangszeitraum ein erhöhter Füllstrom in Form eines lokalen Peaks des ansteigenden Wasserstands erkennbar. Dieser resultiert aus den Auswertungen der initialen Füllphase, da hier noch kein quasi-stationärer Füllstrom erreicht ist und zudem ein schwankender Wasserstand im unterirdischen Bauwerk auftritt.

Tabelle 10.1: Variierte Randbedingungen bei der Kalibrierung von ML32 im Modellmaßstab 1:20

$v_{m,BC,soll}$ [cm/s]	$h_{m,BC,soll}$ [cm]	Kalibrierung Nr.	$v_{BC,ist}$ [cm/s]	$h_{BC,ist}$ [cm]
62,15	0,865	1	80,00	0,90
		2	62,15	0,865
		3	65,00	0,85
		4	60,00	0,90

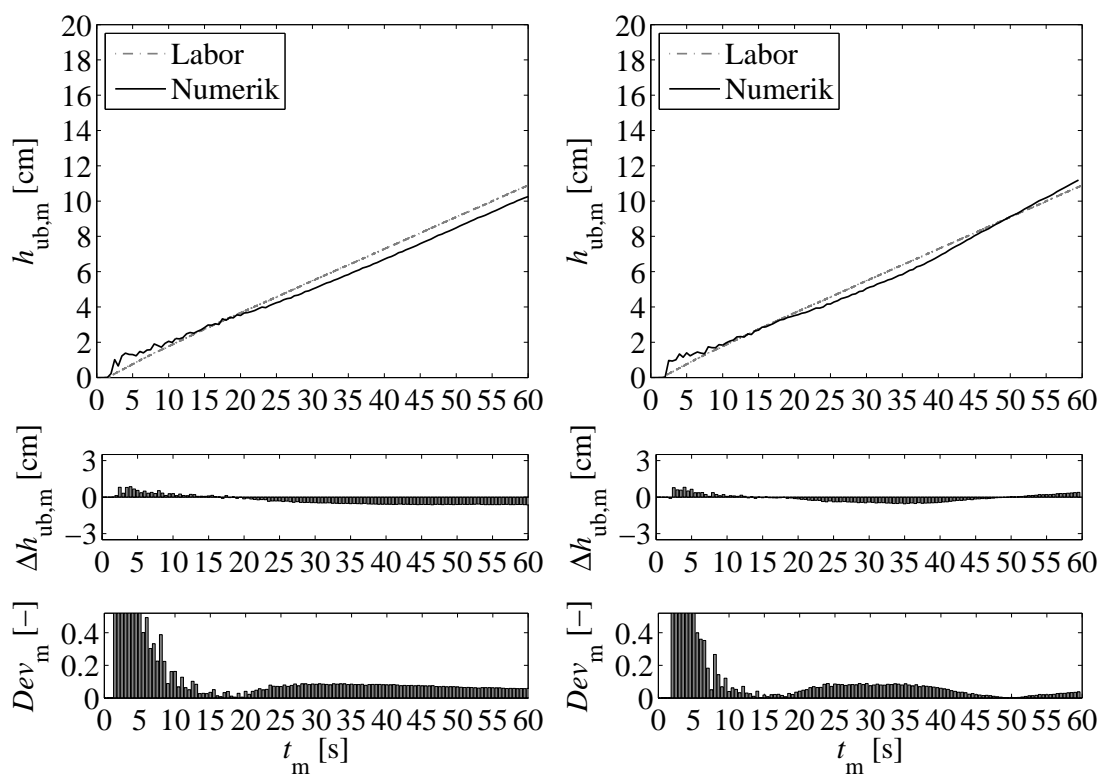
³Die Füllkurven sind hier nicht als zeitliche Gewichtszunahme – wie in Kapitel 9 erläutert – dargestellt, sondern als zeitliche Wasserstandsänderung $h_{ub}(t)$. Dabei erfolgt die Umrechnung von G zu h_{ub} in Bezug auf die Grundfläche des unterirdischen Kontrollvolumens.

⁴Einlassrand des numerischen Modells bei $y = 1,45$ m; Breschenachse $x = 0,0$ m.



(a) Kalibrierung 1

(b) Kalibrierung 2



(c) Kalibrierung 3

(d) Kalibrierung 4

Abbildung 10.1: Kalibrierungsschritte der numerischen Modellierung zum Flutungstyp 1 im Modellmaßstab 1:20, ML32

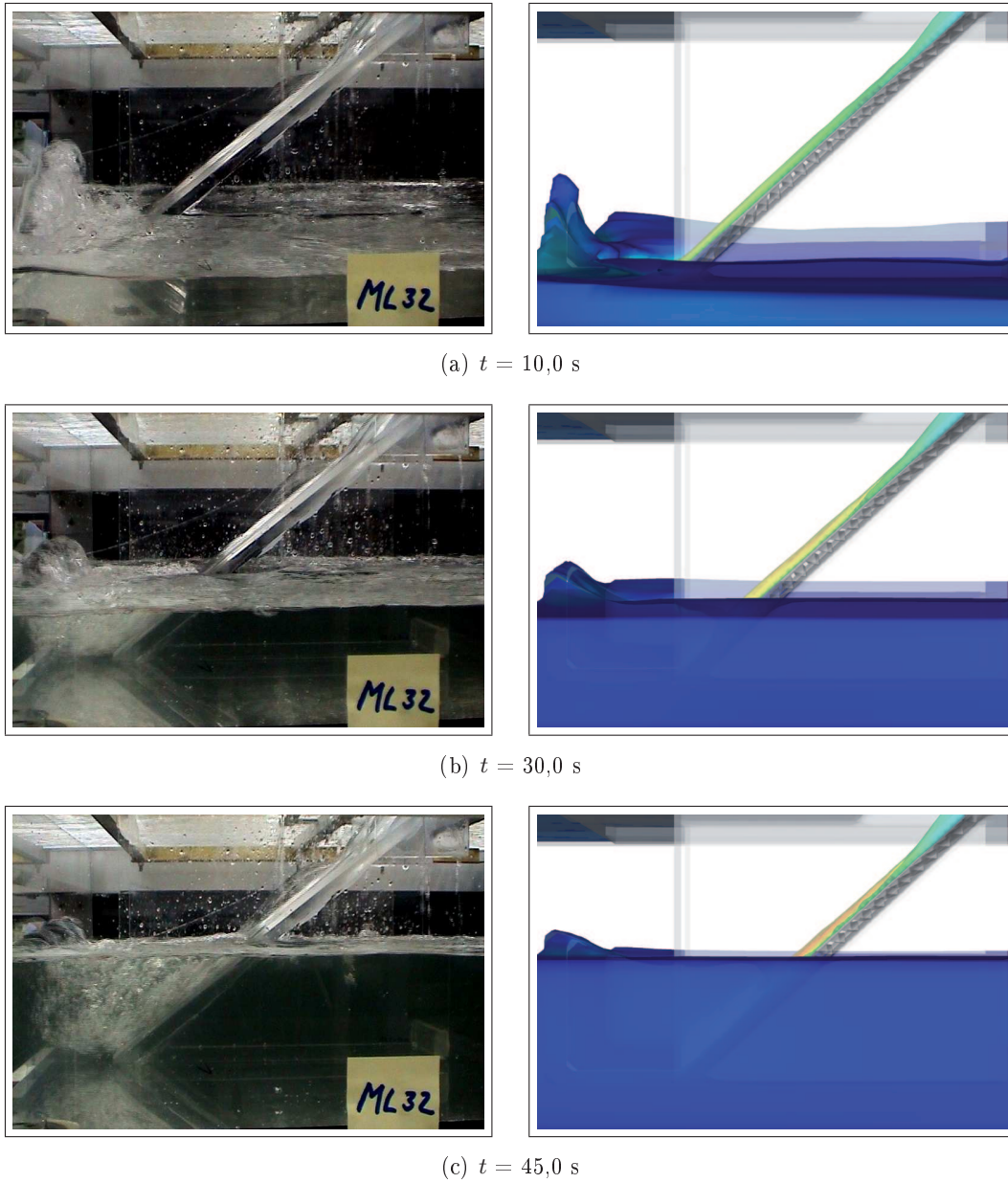


Abbildung 10.2: Modellauf ML32, Vergleich zwischen physikalischer und numerischer Modellierung

10.2.2 Naturmaßstab 1:1

Zusätzlich zu den Simulationen im Modellmaßstab wird das numerische Modell auf den Naturmaßstab skaliert. Tabelle 10.2 zeigt die mit Hilfe des Froudemodells übertragenen Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten an der Einlassrandbedingung. Die Soll-Werte für den Naturmaßstab ergeben sich aus den Soll-Werten bzw. aus den Kalibrierungswerten des skalierten Modells im Maßstab 1:20. Abbildung 10.3 stellt die numerischen Ergebnisse den auf Naturverhältnisse übertragenen physikalischen Ergebnissen gegenüber. Aufgrund der guten Übereinstimmung der Füllströme kann von einer ausreichend genauen Abbildung der maßgeblichen Strömungscharakteristika im numerischen Modell ausgegangen werden.

Tabelle 10.2: Auf den Naturmaßstab 1:1 übertragene Randbedingungen für ML32

$v_{p,BC,soll}^5$ [cm/s]	$h_{p,BC,soll}^6$ [cm]	Kalibrierung Nr.	$v_{BC,ist}$ [cm/s]	$h_{BC,ist}$ [cm]
268,33	18,00	1	268,33	18,00
		2	270,00	19,00
277,94	17,30	3	277,94	17,30
		angepasste Gitterauflösung:		
		4	277,94	17,30

10.2.3 Anpassung der Gitterauflösung

Zur Minimierung von Rechenzeiten – in Anlehnung an die durchzuführenden numerischen Modellläufe zum Flutungstyp 2 – erfolgt eine Anpassung des Rechengitters. Dabei werden die Verfeinerungsblöcke 3 und 4 (siehe Kapitel 5) entfernt. Ersatzweise erfolgt die Festlegung fester Zellenbreiten⁷ der modellierten Ausbreitungsfläche (Block 2) im Bereich der Einlassöffnung von 0,1 m. Die Anzahl der Zellen in den weiterhin bestehenden Blöcken 1 und 2 sowie die Gitterauflösung im unterirdischen Kontrollvolumen (Block 1) werden nicht verändert. Das Rechengitter verfügt über $145 \cdot 10^3$ Zellen. Abbildung 10.3 d zeigt die gute Übereinstimmung der Füllströme des Kalibrierungslaufs mit angepasster Gitterauflösung.

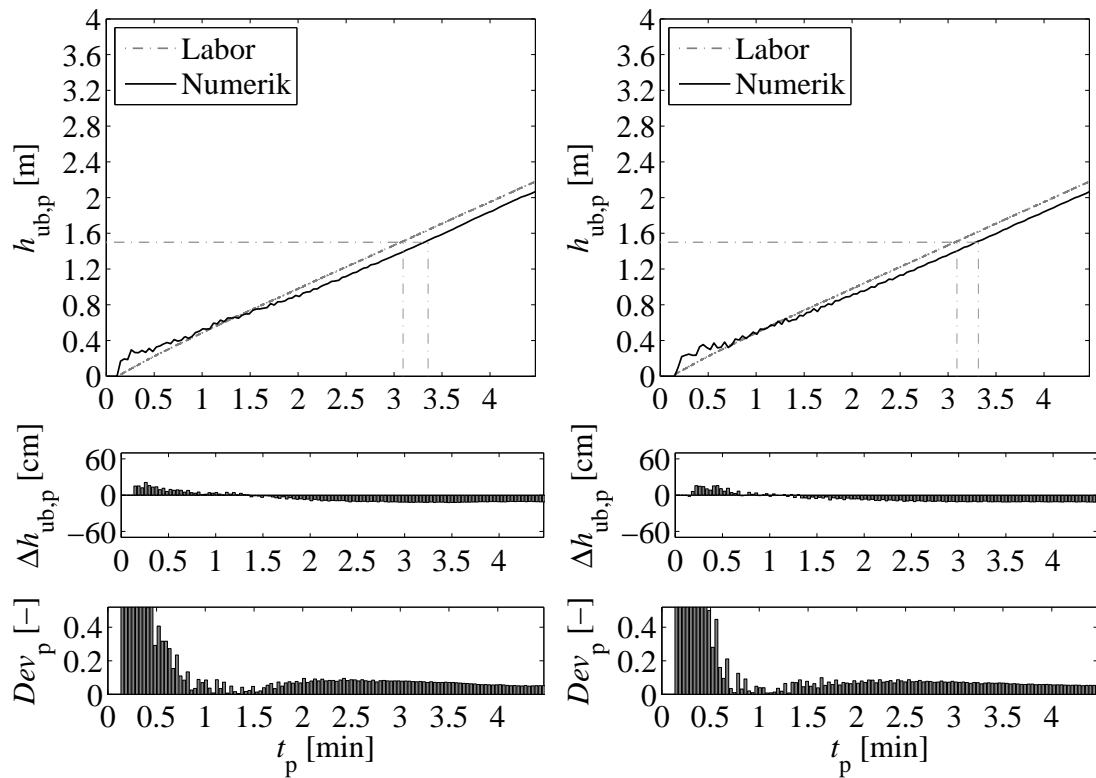
⁵ $v_{p,BC,soll} = v_{m,BC,ist} \cdot \sqrt{\lambda} = 60,00 \cdot \sqrt{20} = 268,32$ cm/s

oder $v_{p,BC,soll} = v_{m,BC,soll} \cdot \sqrt{\lambda} = 62,15 \cdot \sqrt{20} = 277,94$ cm/s.

⁶ $h_{p,BC,soll} = h_{m,BC,ist} \cdot \lambda = 0,90 \cdot 20 = 18,00$ cm

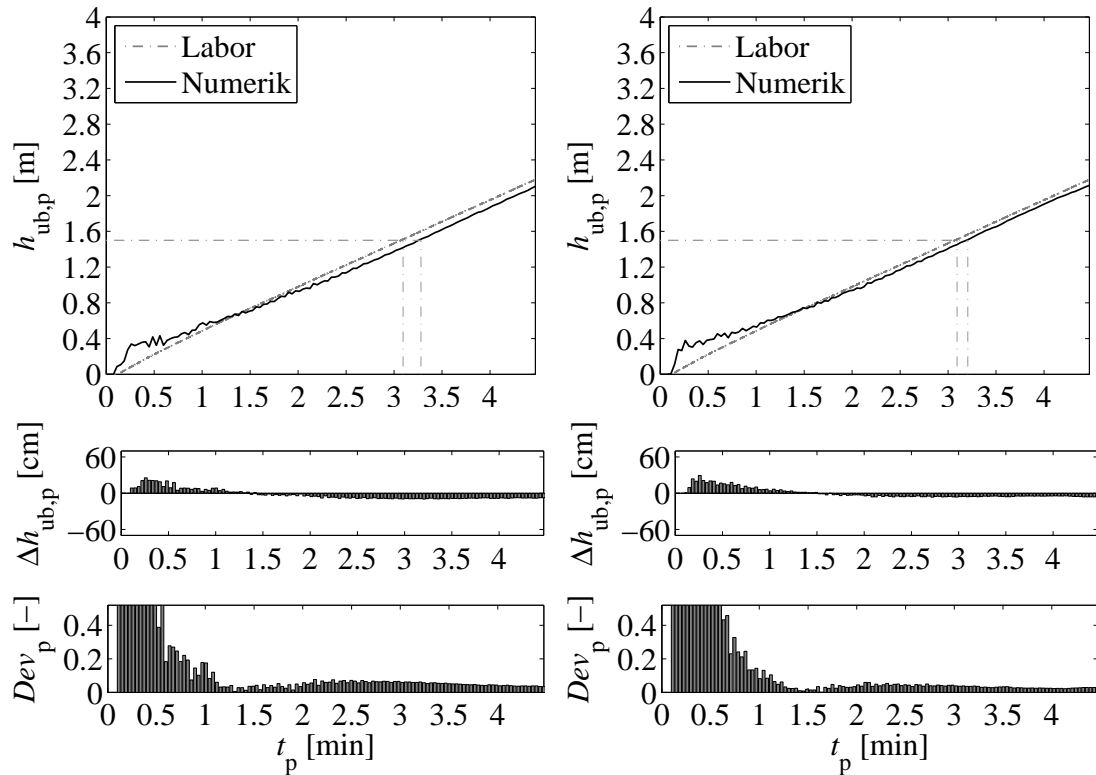
oder $h_{p,BC,soll} = h_{m,BC,soll} \cdot \lambda = 0,865 \cdot 20 = 17,30$ cm.

⁷Es gilt zu beachten, dass es sich um Längen- und Breitenangaben im Naturmaßstab 1:1 handelt.



(a) Kalibrierung 1

(b) Kalibrierung 2



(c) Kalibrierung 3

(d) Kalibrierung 4

Abbildung 10.3: Kalibrierungsschritte der numerischen Modellierung zum Flutungstyp 1 im Naturmaßstab 1:1, ML32

10.3 Flutungstyp 2

10.3.1 Verfahren zur Bestimmung von Durchflussmengen über einen seitlichen Überfall

Flutungstyp 2 beschreibt – wie zuvor in Kapitel 9.2.1 erwähnt – einen seitlichen, aktiven Flutungsvorgang infolge einer dynamischen Überschwemmung. Im physikalischen Modell konnten keine maßgeblichen Füllströme beobachtet werden, so dass im Folgenden theoretische Grundlagen erarbeitet und mit Hilfe numerischer Simulationen überprüft werden. Dabei sind unterschiedliche Verfahren zur Bestimmung der Durchflussmengen über einen seitlichen Überfall bzw. über ein Streichwehr aufgeführt. Alle Berechnungsverfahren basieren auf der Überfallformel nach POLENI:

$$Q_{ue} = \frac{2}{3} \cdot c \cdot \mu \cdot b_{ue} \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{ue}^{2/3} \quad (10.2)$$

mit:

- Q_{ue} Durchfluss,
- c Beiwert vollkommener (= 1) oder unvollkommener (< 1) Überfall,
- μ Überfallbeiwert,
- b_{ue} Überfallbreite,
- g Erdbeschleunigung,
- h_{ue} Überfallhöhe.

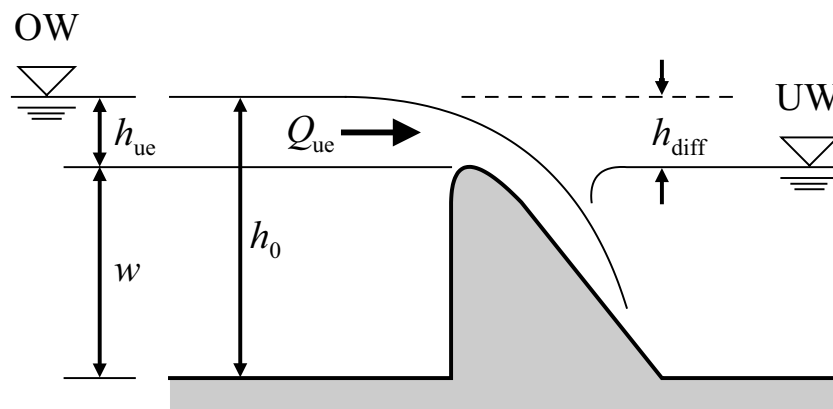


Abbildung 10.4: Definitionen zu einem Überfall

Im Falle eines seitlichen Überfalls stellt sich im Gegensatz zu einem senkrecht angeströmten Wehr eine geneigte Wasserspiegellage entlang der Überfallkante ein. Dies hängt mit der Verringerung des Durchflusses im Unterwasser des ursprünglichen Querschnitts zusammen, da ein Teil zuvor über das Streichwehr abgeführt wird. Eine mittlere Überfallhöhe h_{ue} kann näherungsweise bestimmt werden zu:

$$h_{ue,m} = \frac{h_o + h_u}{2} \quad (10.3)$$

Neben der Überfallhöhe muss auch der Überfallbeiwert μ zur Berücksichtigung der verringerten Abflussleistung von Streichwehren im Gegensatz zu senkrecht angeströmten Wehren angepasst werden. Der Überfallbeiwert μ ist nach WWWB (2004) abhängig von sechs Faktoren (siehe auch Abbildung 10.4):

$$\mu = \mu \left(\frac{h_{ue}}{h_0}; \frac{h_{diff}}{h_{ue}}; Re; Fr; \frac{k}{h_{\ddot{u}}}; \text{Form} \right) \quad (10.4)$$

Demnach beeinflusst u. a. die Froudezahl im Gerinne die Durchflussmenge über einen seitlichen Überfall. Nachfolgend betrachtete Berechnungsverfahren gelten grundsätzlich für kontinuierlich strömende Abflussverhältnisse ($Fr < 0,75$) im Gerinne. Im Falle eines schießenden Abflusses längs der Überfallkante eines Streichwehrs werden nach PREIFLER & BOLLRICH (1980) nur sehr geringe Überfallmengen erreicht⁸. Als weitere Variante ist ein Fließwechsel im Bereich des Streichwehrs möglich, woraus wiederum eine veränderte Überfallmenge resultiert. HAGER (1994) erwähnt in diesem Zusammenhang die Besonderheiten und komplexen Randbedingungen für Streichwehre mit niedrigen, im Gegensatz zu hochgezogen, Überfallkanten. Hier kann sich entlang des Streichwehrs leicht ein schießender Abfluss einstellen. Die Wasserspiegellinie senkt sich vor der Überfallkante auf die Zulauftiefe h_e ab (siehe Abbildung 10.5) und am Ende stellt sich ein so genannter Wassersprung⁹ ein. Diese Beobachtungen beziehen sich jedoch auf ein Entlastungsbauwerk mit anschließender Drosselstrecke mit verjüngtem Rohrdurchmesser.

Zusätzlich zur Überfallhöhe und zum Überfallbeiwert verändert sich die seitliche Überfallmenge in Abhängigkeit der Gerinnegeometrie. So erhöht sich beispielsweise nach PREIFLER & BOLLRICH (1980) die Überfallmenge im Falle einer Einengung des Gerinnes unmittelbar hinter dem Streichwehr. Dies muss bei Gegebenheit gesondert berücksichtigt werden.

⁸Diese Aussage stimmt mit den Beobachtungen bei den physikalischen Modellierungen (siehe Kapitel 9.2.2) überein. Somit kann eine theoretische Begründung für die nahezu nicht vorhandenen Füllströme für Flutungstyp 2 im physikalischen Modell gegeben werden.

⁹HAGER (1994) führt die Bezeichnung Wassersprung aufgrund der komplexeren Fließverhältnisse im Gegensatz zum Wechselsprung ein.

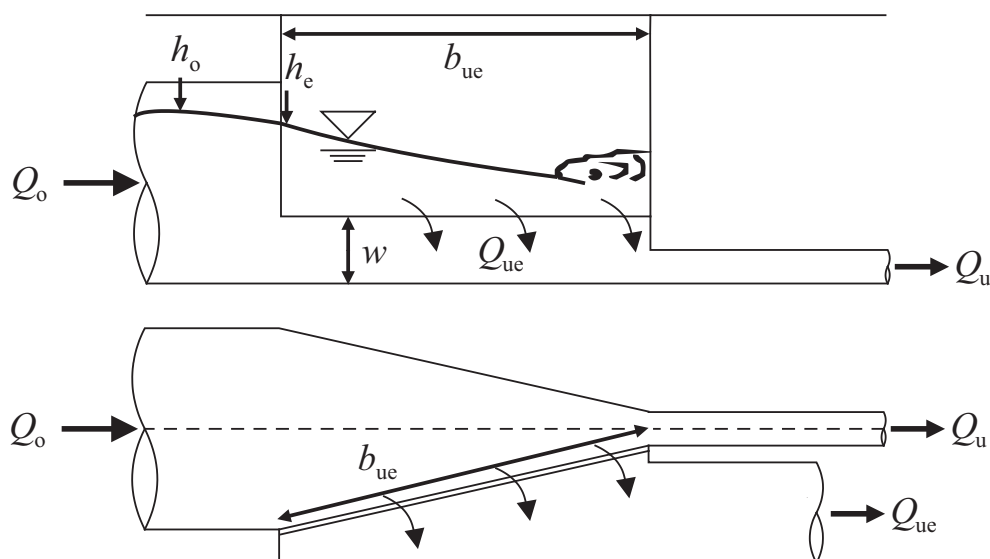


Abbildung 10.5: Definitionen zu einem Streichwehr mit niedriger Überfallkante in einen Abwasserkanal, oben: Seitenansicht, unten: Draufsicht, Quelle: HAGER (1994)

Grundlegend beziehen sich die vorhandenen Berechnungsverfahren zur Bestimmung seitlicher Überfallmengen auf Anwendungen in Abwasser- und Regenwasserentlastungskanälen. Hier existieren detaillierte Studien bezüglich der unterschiedlichen Einflussfaktoren (z. B. WETZSTEIN 2003). Für größere Gerinne und beispielsweise zur Bestimmung seitlicher Breschendurchflüsse erfolgt zumeist eine Übertragung einfacher Berechnungsansätze unter Anpassung maßgeblicher Variablen (z. B. DISSE et al. 2003).

Im Folgenden werden unterschiedliche empirische Verfahren zur Bestimmung seitlicher Überfallmengen aufgeführt, um einen Vergleich mit numerischen Berechnungen anstellen zu können. Dabei soll ein Bezug zum Durchfluss durch eine Straßenschlucht mit seitlichem Einströmen in ein unterirdisches Bauwerk (Flutungstyp 2) geschaffen werden¹⁰.

Die seitlichen Überfallmengen werden über folgende Ansätze bestimmt:

1. Verringerter, konstanter Überfallbeiwert mit Abminderungsfaktor σ_{st} ,
2. Verringerter, konstanter Überfallbeiwert mit Sicherheitsbeiwert η ,
3. Verringerter, variierender Überfallbeiwert in Abhängigkeit der Energiehöhen,
4. Verringerter, variierender Überfallbeiwert in Abhängigkeit von Froudezahl, Gerinnebreite und Überfallbreite.

¹⁰Daher erfolgt eine Änderung der Variablenbezeichnungen in: $b_{ue} = b_{Oe}$, $h_{ue} = h_s$, $Q_{ue} = Q_{fill}$.

Zu 1.) Der Ansatz eines konstanten, verringerten Überfallbeiwerts stellt eine gängige Methode zur näherungsweise Abschätzung seitlicher Überfallmengen dar. In der Literatur (z. B. PREIßLER & BOLLRICH 1980) wird hierzu ein Abminderungsfaktor für Streichwehre zur Berücksichtigung des Einflusses durch Rückstau zu $\sigma_{st} = 0,95$ angesetzt. Gleichung (10.2) erhält somit die Form:

$$Q_{fill} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{st} \cdot \mu \cdot b_{Oe} \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{s,m}^{2/3} \quad (10.5)$$

Zu 2.) Aktuelle Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Regenwasser-Entlastungsanlagen in Abwasserkanälen und -leitungen (ATV-A 111 1994) berücksichtigen die veränderte Abflussleistung eines Streichwehrs ebenfalls über den Ansatz eines konstanten Überfallbeiwerts. Üblicherweise wird dieser Ansatz zur Bestimmung von minimalen Wehrlängen verwendet, indem vorab die Überfallmenge mit der Grenzwassertiefe und -geschwindigkeit berechnet wird. Für diese Art der Betrachtung liegt das Ergebnis unter Einbeziehung eines Sicherheitsbeiwerts $\eta = 1,5$ (Streichwehre ohne Stau) auf der sicheren Seite¹¹. Die Überfallmenge berechnet sich zu:

$$Q_{fill} = \frac{2}{3} \cdot c \cdot \frac{1}{\eta} \cdot \mu \cdot b_{Oe} \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{s,m}^{2/3} \quad (10.6)$$

Zu 3.) HAGER (1986) beschreibt die seitliche Überfallmenge in Abhängigkeit der Energiehöhen im Oberwasser H_o sowie im Bereich der seitlichen Öffnung H_{br} . Unter Einführung eines so genannten Einstaufaktors

$$\varphi = \left[1 - \left(\frac{H_{br}}{H_o} \right)^a \right]^{1/a} = \left[1 - \left(\frac{H_{krit}}{H_o} \right)^a \right]^{1/a} \quad (10.7)$$

lässt sich bei Annahme der kritischen Energiehöhe H_{krit} im Zulaufbereich (in Abhängigkeit der Unbekannten Q_{fill}) sowie dem Potenzfaktor $a = 4$ (breitkronige Wehre) die Überfallmenge bestimmen zu:

$$Q_{fill} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \varphi \cdot b_{Oe} \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{s,m}^{2/3} \quad (10.8)$$

Für alle drei Ansätze (1. bis 3.) wird hier ein Überfallbeiwert $\mu = 0,49$ bis $0,51 \approx 0,50$ nach PRESS & SCHRÖDER (1966) für breite, scharfkantige Überfälle gewählt.

Zu 4.) DISSE et al. (2003) geben einen Berechnungsansatz zur Bestimmung des seitlichen Breschendurchflusses. Zur Verwendung der aufgeführten Formeln bei den hier durchgeführten Untersuchungen werden folgende Anpassungen der Variablenbezeichnungen vorgenommen: $b_{br} = b_{Oe}$ $h_{VL} = h_o$ $b_{VL} = b_s$ $h_{VL} = h_s$ $Q = Q_{fill}$

¹¹ Es gilt zu beachten, dass bei der Analyse der Flutung unterirdischer Bauwerke ein verringerter seitlicher Durchfluss die Gefährdung verringern würde. Ein den Durchfluss betreffender Sicherheitsbeiwert wäre demnach mit $1/\eta$ anzusetzen.

Somit kann der seitliche Durchfluss theoretisch bestimmt werden zu:

$$Q_{fill} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{st} \cdot \underbrace{0,577 \cdot \mu^*}_{\mu} \cdot \sqrt{2g} \cdot b_{Oe} \cdot h_s^{3/2} \quad (10.9)$$

mit:

- μ^* = $0,1146 \cdot \ln(\xi) + 0,6895$ normierter Abflussbeiwert,
 ξ = $0,4\sqrt{Fr} \left(\frac{b_E}{b_{Oe}}\right)^2$
 β = $\frac{b_E}{b_{Oe}} \approx \left(1,18 - \sqrt{Fr}\right) \frac{b_s}{b_{Oe}}$ Verhältnis Einflussbreite¹² b_E zu Breschenbreite,
 Fr = $\frac{v_s}{\sqrt{gh_s}}$ Froudezahl,
 b_{Oe} Öffnungsbreite zum unterirdischen Bauwerk,
 h_s Wasserstand Straßenschlucht,
 b_s Breite Straßenschlucht.

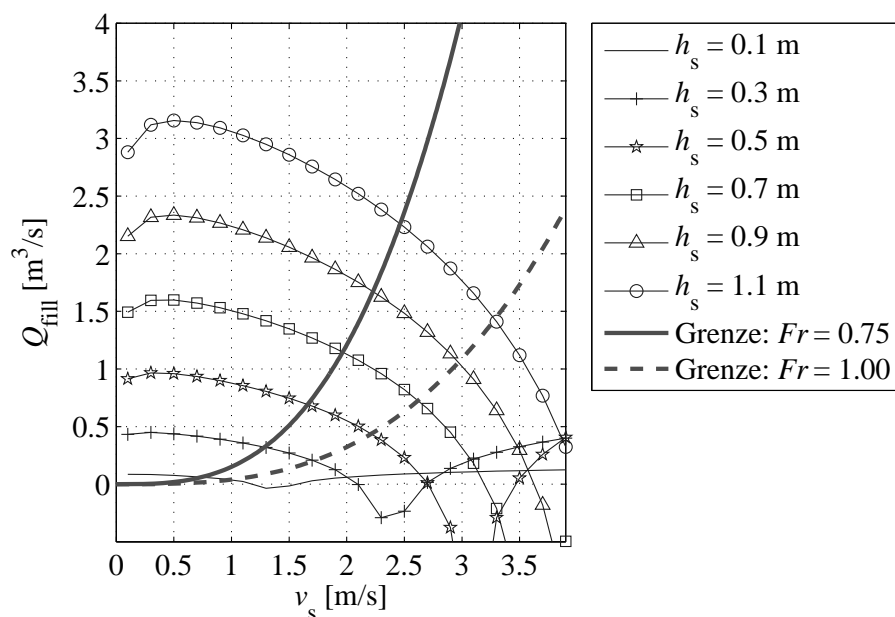


Abbildung 10.6: Theoretischer Ansatz für seitlichen Durchfluss durch Gerinneöffnung nach DISSE et al. (2003), Funktionsmaximum und Grenze zwischen strömendem (links der gestrichelte Linie) und schießendem (rechts der gestrichelte Linie) Abfluss, beispielhafte Auswertungen für $b_s = 4,0$ m und $b_{Oe} = 4,0$ m

¹²Die Einflussbreite b_E ist diejenige Breite des Gerinnes, bis zu der sämtliche Stromlinien im Gerinne durch die Bruchstelle verlaufen.

Abbildung 10.6 gibt theoretische Füllströme Q_{fill} des Ansatzes der seitlichen Breschen- durchströmung nach DISSE et al. (2003) für unterschiedliche Wasserstände h_s und Fließ- geschwindigkeiten v_s . Es zeigt sich, dass bei höheren Geschwindigkeiten kleinere Füll- ströme resultieren. Dies hängt u. a. mit dem Strömungszustand zusammen. Das Funktions- maximum von Gleichung (10.9) in Abbildung 10.6 zeigt, dass die größten seitlichen Überfallmengen für Fließgeschwindigkeiten zwischen 0,5 und 1,0 m/s erzielt werden. Zu- dem ist eine Anwendungsgrenze für die Kombination kleiner Wasserstände und großer Fließgeschwindigkeiten erkennbar, da hier theoretisch negative Füllströme resultieren. Für eine deutliche Unterschreitung der Grenzwassertiefe – also für stark überkritische Abflüsse – kann Gleichung (10.9) demnach nicht verwendet werden. Dies gilt auch für Gleichungen (10.5) und (10.6), deren Anwendung auf Froudezahlen $Fr < 0,75$ beschränkt ist. Abbildung 10.7 gibt den Zusammenhang zwischen Energiehöhen und Fließgeschwindig- keiten in der Straßenschlucht sowie Grenzbereiche der Froudezahlen.

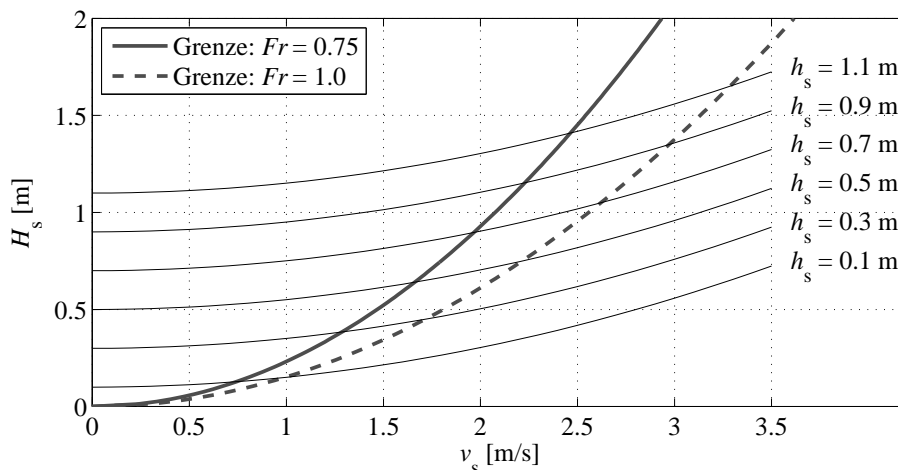
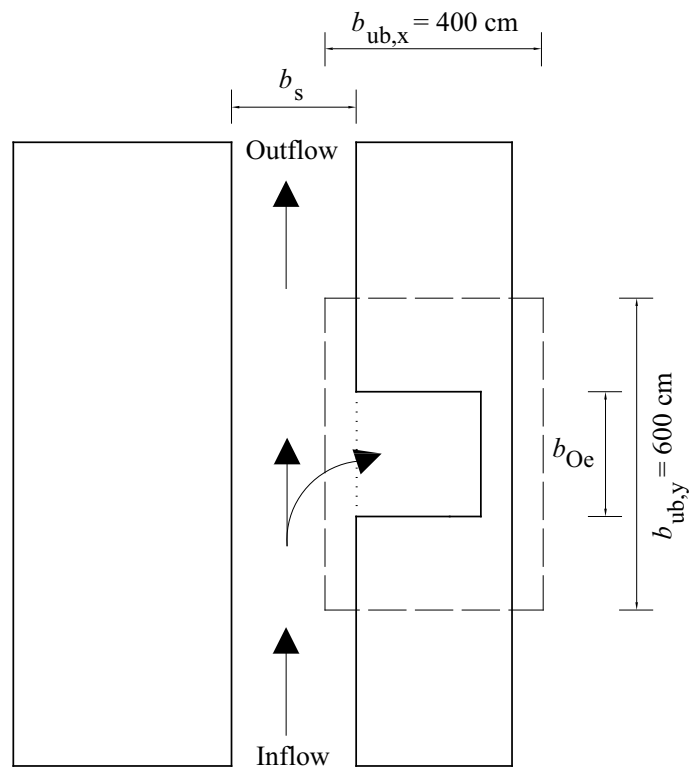


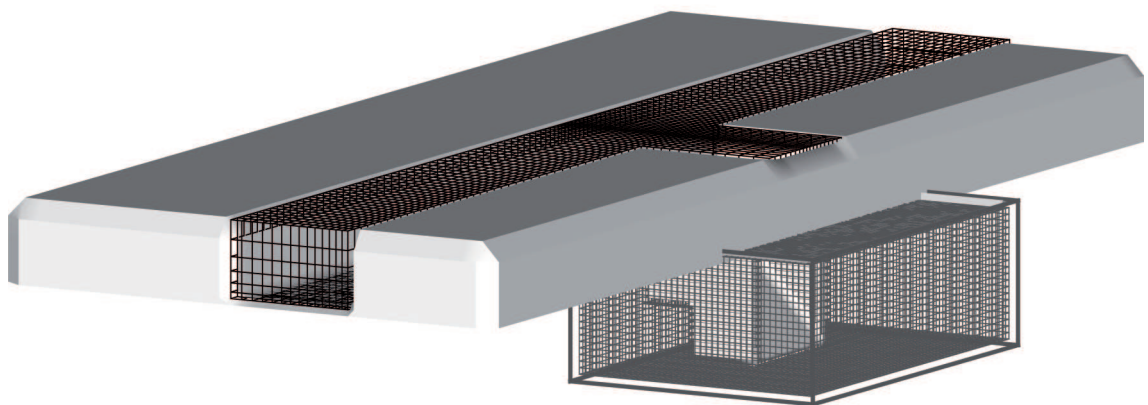
Abbildung 10.7: Energiehöhe und Grenze zwischen strömendem (links der gestrichelte Linie) und schießendem (rechts der gestrichelte Linie) Abfluss in einem Rechteckgerinne

10.3.2 Numerisches Modell zur Simulation von Flutungstyp 2

Für den Fall der Flutung des unterirdischen Bauwerks infolge eines seitlichen Zuflusses (Flutungstyp 2) wird das numerische Modell von Flutungstyp 1 angepasst (siehe Ab- bildung 10.8). Die nachfolgenden Modellläufe werden erneut mit der angepassten Gitter- auflösung im Naturmaßstab 1:1 (siehe Kapitel 10.2.3) durchgeführt. Mit Hilfe von Hinder- nissen (*Obstacles*) werden eine angrenzende, beispielhafte Straßenschlucht sowie der Ein- lassbereich zum unterirdischen Bauwerk abgebildet. Um ausreichend genaue Erkenntnisse über die sich einstellende Strömungssituation zu gewinnen, erfolgt die Variation folgender



(a) Skizze in der Draufsicht



(b) Rechengitter in FLOW-3D

Abbildung 10.8: Numerisches Modell zur Simulation von Flutungstyp 2

hydraulischer und geometrischer Randbedingungen (siehe Tabelle 10.3): (1) Wasserstand h_s und Fließgeschwindigkeit v_s in Straßenschlucht, (2) Breite der Straßenschlucht und (3) Einlassbreite (b_{Oe}).

Für die Ermittlung von v_s in Abhängigkeit von h_s wird eine Froudezahl $Fr = 0,5$ angesetzt. *Velocity*-Randbedingungen erzeugen die vorgewählten Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten in der Straßenschlucht. Zur Minimierung der Rechenzeiten werden die Grundfläche und die Höhe des unterirdischen Kontrollvolumens verkleinert. Diese betragen anstelle von $A_p = 144 \text{ m}^2$ und $z_f = 4,0 \text{ m}$ nur noch $A_{p,<V} = 24 \text{ m}^2$ und $z_{f,<V} = 2,0 \text{ m}$. Die im Folgenden ermittelten Füllzeiten $t_{füll,<V}$ und Füllströme werden extrapoliert und beziehen sich erneut auf das ursprüngliche Volumen ($V_p = 576 \text{ m}^3$), um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten.

Die Simulationen werden in zwei Schritten durchgeführt:

1. Simulation der Strömung in der Straßenschlucht bis zum quasi-stationären Zustand. Die Öffnung zum unterirdischen Kontrollvolumen ist mit einem zusätzlichen Bauteil verschlossen.
2. Simulation der Flutung des unterirdischen Kontrollvolumens. Das Bauteil vor der Öffnung wird vor dem (Re-)Start der Berechnung entfernt.

10.3.3 Auswertung der numerischen Simulationen zum Flutungstyp 2

Abbildung 10.9 zeigt beispielhafte Auswertungen der numerischen Simulationen zum Flutungstyp 2. Der am Ende der Simulation vorliegende quasi-stationäre Füllzustand erlaubt die Extrapolation der Füllströme bis zur theoretischen Vollfüllung des ursprünglichen Kontrollvolumens. Tabelle 10.3 beinhaltet die Ergebnisse aller durchgeführten Modellläufe. Aufgeführt sind Variationen der Modellläufe, Fließzustände in der Straßenschlucht und resultierende Füllzeiten sowie Füllströme. Abbildungen F.1 bis F.3 zeigen die ausgewerteten seitlichen Überfallmengen im Vergleich zu den in Kapitel 10.3.1 aufgeführten theoretischen Verfahren. Es ist erkennbar, dass die Ansätze mit konstantem Überfallbeiwert sowie der Ansatz des Energiehöhenvergleichs weit überschätzte Füllströme liefern. Hingegen können die numerischen Versuche durch den Ansatz der Breschdurchströmung nach DISSE et al. (2003) gut wiedergegeben werden. Insbesondere für kleine Öffnungsbreiten ($b_{Oe} = 2,0 \text{ m}$) des unterirdischen Bauwerks werden sehr gute Ergebnisse erzielt. Für große Öffnungsbreiten ($b_{Oe} = 4,0 \text{ m}$) liegen die numerisch bestimmten Füllströme leicht über denen des theoretischen Ansatzes. Dies ist vor allem für große Wasserstände in der Straßenschlucht zu beobachten. Hier wirkt sich die gewählte Randbedingung des

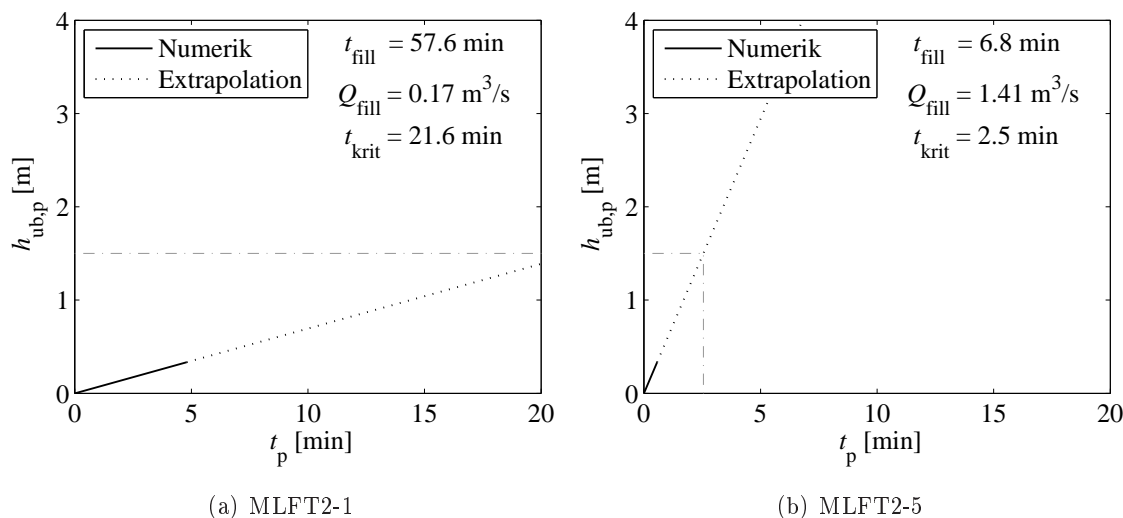


Abbildung 10.9: Beispielhafte Ergebnisse zur numerischen Modellierung von Flutungstyp 2

numerischen Modells auf den Füllstrom aus. Der bereits vorhandene Initialwasserstand in der Straßenschlucht fällt binnen kürzester Zeit auf Grenzwassertiefe und Grenzgeschwindigkeit im Bereich des Einlasses ab. Das Wasservolumen fließt hier in einem stark instationären Zustand binnen weniger Zeitschritte in das unterirdische Kontrollvolumen ein. Dieser Zustand weicht erheblich von der Realität ab, da hier eine sich ausbreitende Flutwelle in der Straßenschlucht mit einem zeitlich steigenden Wasserstand an der Öffnung vorbei und hinein fließen wird. Der abgebildete Zustand ist daher mit dem unvorhersehbaren Versagen einer Hochwasserschutzanlage mit einer sich ausbreitenden steilen Flutwelle vergleichbar. Werden die Füllströme nicht über die gesamte Füllzeit des Kontrollvolumens ausgewertet, sondern lediglich in Bezug auf die Tendenz während der letzten berechneten Zeitschritte (quasi-stationärer Zustand), so resultieren insbesondere für die großen Wasserstände ($h_s = 0.7$ m bis $h_s = 1,1$ m) kleinere Füllströme. Diese liegen deutlich näher an den Ergebnissen der theoretischen Lösung.

Infolge der guten bis sehr guten Übereinstimmung der numerischen Messergebnisse im Vergleich zum Ansatz eines seitlichen Breschendurchflusses nach DISSE et al. (2003) kann für Froudezahlen $Fr < 0,75$ Gleichung (10.9) zur Bestimmung seitlicher Überfallmengen (Flutungstyp 2) herangezogen werden. Für $Fr > 0,75$ wird die angepasste Gleichung (10.10) empfohlen, in der eine konstante Froudezahl $Fr = 0,75$ eingesetzt wurde. Abbildung 10.10 zeigt die Ergebnisse. Auch wenn für stark überkritische Abflüsse entlang der Überfallkante theoretisch von sehr kleinen seitlichen Füllströmen ausgegangen werden kann, empfiehlt sich dennoch eine Berücksichtigung in Form von Gleichung (10.10).

$$Q_{fill} = \frac{2}{3} \cdot \left\{ 0,063 \cdot \ln \left[0,034 \left(\frac{b_s}{b_{Oe}} \right)^2 \right] + 0,378 \right\} \cdot \sqrt{2g} \cdot b_{Oe} \cdot h_s^{3/2} \quad (10.10)$$

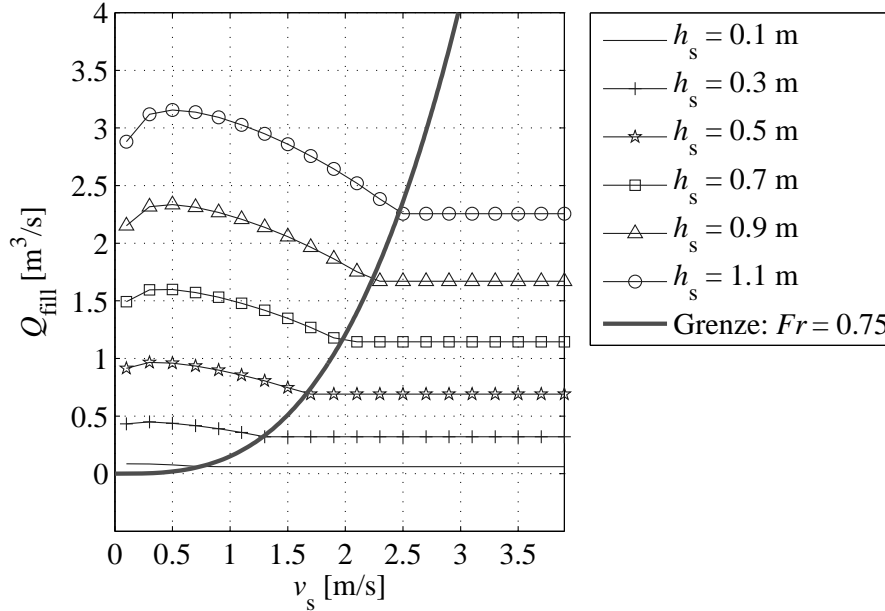


Abbildung 10.10: Theoretische Füllströme für Flutungstyp 2 ($b_s = 4,0$ m und $b_{Oe} = 4,0$ m)

Aufgrund der besonderen Strömungssituation für Flutungstyp 2 erfolgt an dieser Stelle eine ergänzende Betrachtung der Einstömverhältnisse. In Anhang F sind grafische Beispiel-ergebnisse der numerischen Modellläufe aufgeführt. Abbildungen F.7 bis F.9¹³ zeigen den asymmetrischen Einstömvorgang sowie den Einfluss der Straßenschluchtbreite b_s . Der jeweils erste aufgetragene Zeitschritt ($t = 1,0$ s) verdeutlicht, dass die Initialphase der Flutung jedoch unabhängig von b_s ist. Hier haben lediglich Wasserstand h_s sowie Geschwindigkeit v_s in der Straßenschlucht einen maßgeblichen Einfluss. Die rückschreitende Sunkwelle erreicht je nach Straßenschluchtbreite zu unterschiedlichen Zeitpunkten die der Öffnung gegenüberliegende Begrenzung. Kurze Zeit später stellt sich ein quasi-stationärer Füllzustand ein. Die Einflussbreite, bis zu der alle Stromlinien durch die seitliche Öffnung verlaufen, kann nach Gleichung (10.9) näherungsweise bestimmt werden zu:

$$b_E \approx (1,18 - \sqrt{Fr}) b_s \quad (10.11)$$

Demnach resultiert für breite Straßenschluchten ein größerer Füllstrom in das unterirdische Bauwerk (vgl. Abbildungen F.7 bis F.9). Abbildung 10.12 zeigt beispielhafte Aus-

¹³Die Abbildungen zeigen das numerische Modell mit verkleinertem Kontrollvolumen. Daher resultieren kürzere Füllzeiten als in Tabelle 10.3 aufgeführt.

wertungen des theoretischen Ansatzes für Flutungstyp 2. Dargestellt sind Sturznummern $SN = vh$ für unterschiedliche Wasserstände in der Straßenschlucht bei variierenden Geschwindigkeiten ($v_s = 0,25$ bis $2,0$ m/s). Es zeigt sich, dass die Geschwindigkeit v_s in der Straßenschlucht keinen entscheidenden Anteil an SN im Einlassbereich hat¹⁴. Maßgebliche Faktoren sind somit der Wasserstand h_s , die Öffnungsbreite b_{Oe} sowie die Straßenschluchtbreite b_s (vgl. alle Ergebnisse in Anhang F Abbildungen F.4 bis F.6). Bei der Ermittlung der Sturznummern SN wird die Einlassbreite b_{Oe} mit einem Sicherheitsbeiwert $\eta = 1,5$ berücksichtigt, um die durch die Asymmetrie hervorgerufenen lokal variierenden Einflussverhältnisse zu berücksichtigen.

Vorgehensweise:

Mit Hilfe von Gleichungen (10.9) und (10.10) werden Füllströme Q_{fill} in Abhängigkeit von b_s , h_s , v_s sowie b_{Oe} bestimmt. Im Einlassbereich stellen sich Grenzwassertiefe h_{gr} sowie Grenzgeschwindigkeit v_{gr} und demnach das Energieminimum H_{min} ein. Diese lassen sich zur Bestimmung der Sturznummern unter Einbeziehung des ermittelten Füllstroms Q_{fill} sowie der effektiven Breite

$$b_{Oe,eff} = \frac{b_{Oe}}{\eta} \quad (10.12)$$

berechnen zu:

$$h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q_{fill}^2}{gb_{Oe,eff}^2}} \quad (10.13)$$

$$v_{gr} = \sqrt{gh_{gr}} \quad (10.14)$$

$$H_{min} = \frac{v_{gr}^2}{2g} + h_{gr} = \frac{(\sqrt{gh_{gr}})^2}{2g} + h_{gr} = \frac{3}{2}h_{gr} \quad (10.15)$$

¹⁴Durch unterschiedliche Geschwindigkeiten v_s resultieren nur kleine Änderungen von SN . Dies zeigen die nahe beieinander liegenden Anhäufungen von Sturznummern für gleiche Wasserstände h_s in Abbildung 10.12.

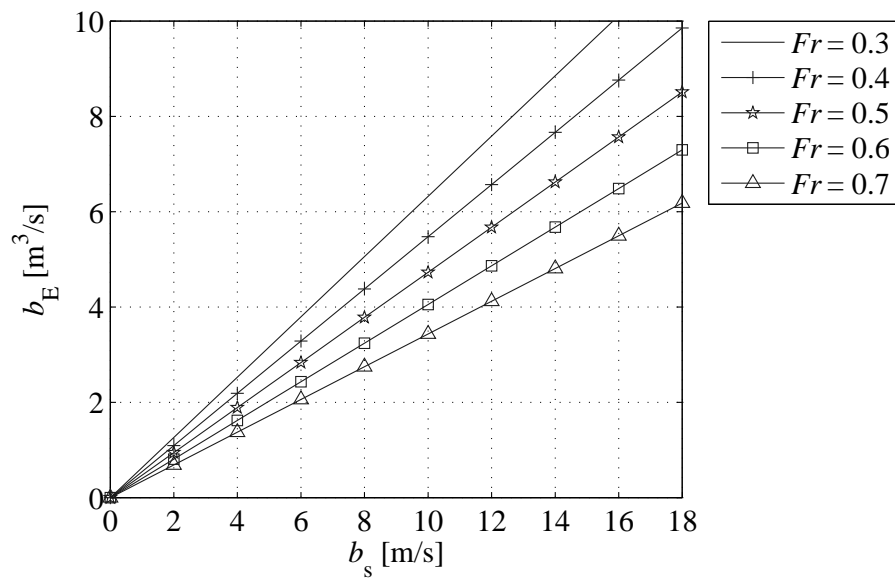


Abbildung 10.11: Einflussbreite für seitliche Breschendurchströmung

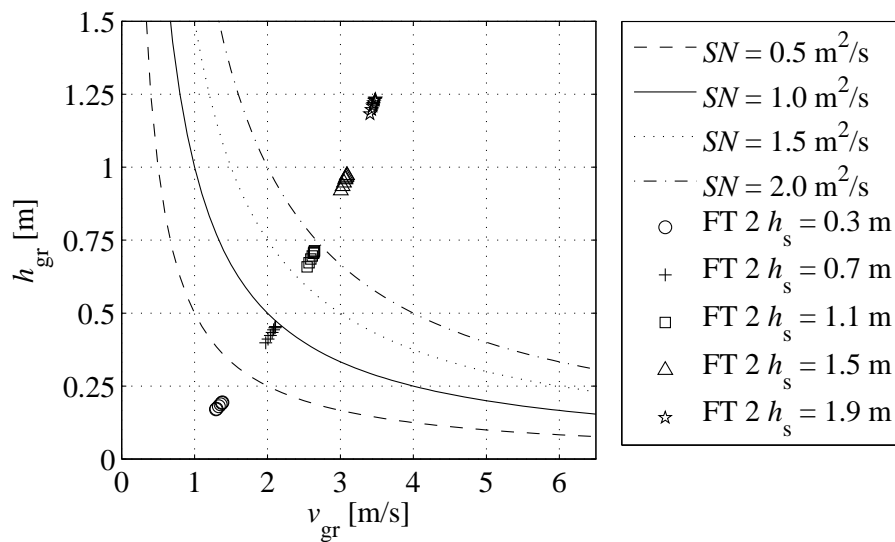


Abbildung 10.12: Theoretischer Ansatz für Flutungstyp 2, H_{min} an Überfallkante in Abhängigkeit von Q_{fill} nach Gleichungen (10.9) und (10.10), beispielhafte Auswertung für $b_s = 6,0$ m und $b_{Oe} = 2,0$ m

Tabelle 10.3: Modellläufe und tabellarische Auswertung der numerischen Modellierungen zum Flutungstyp 2

Bezeichnung	b_{Oe} [m]	b_s [m]	$h_{s,ist}$ [m]	$v_{s,ist}$ [m/s]	Q_s [m ³ /s]	Fr [-]	$t_{fill,<v}$ [s]	t_{fill} [min]	Q_{fill} [m ³ /s]	t_{krit} [min]	Q_{fill}/Q_s [-]
MLFT2-1	2,0	2,0	0,3	0,86	0,51	0,5	288,0	57,6	0,17	21,6	0,32
MLFT2-2	2,0	2,0	0,5	1,11	1,11	0,5	128,0	25,6	0,38	9,6	0,34
MLFT2-3	2,0	2,0	0,7	1,31	1,83	0,5	73,0	14,6	0,66	5,5	0,36
MLFT2-4	2,0	2,0	0,9	1,49	2,67	0,5	44,0	8,8	1,09	3,3	0,41
MLFT2-5	2,0	2,0	1,1	1,64	3,61	0,5	34,0	6,8	1,41	2,5	0,39
MLFT2-6	2,0	4,0	0,3	0,86	1,03	0,5	200,0	40,0	0,24	15,0	0,23
MLFT2-7	2,0	4,0	0,5	1,11	2,21	0,5	80,0	16,0	0,60	6,0	0,27
MLFT2-8	2,0	4,0	0,7	1,31	3,67	0,5	44,0	8,8	1,09	3,3	0,30
MLFT2-9	2,0	4,0	0,9	1,49	5,35	0,5	33,0	6,6	1,45	2,5	0,27
MLFT2-10	2,0	4,0	1,1	1,64	7,23	0,5	25,0	5,0	1,92	1,9	0,27
MLFT2-11	2,0	6,0	0,3	0,86	1,54	0,5	170,0	34,0	0,28	12,8	0,18
MLFT2-12	2,0	6,0	0,5	1,11	3,32	0,5	65,0	13,0	0,74	4,9	0,22
MLFT2-13	2,0	6,0	0,7	1,31	5,50	0,5	40,0	8,0	1,20	3,0	0,22
MLFT2-14	2,0	6,0	0,9	1,49	8,02	0,5	30,0	6,0	1,60	2,3	0,20
MLFT2-15	2,0	6,0	1,1	1,64	10,84	0,5	22,0	4,4	2,18	1,7	0,20
MLFT2-16	4,0	2,0	0,3	0,86	0,51	0,5	168,0	33,6	0,29	12,6	0,56
MLFT2-17	4,0	2,0	0,5	1,11	1,11	0,5	75,0	15,0	0,64	5,6	0,58
MLFT2-18	4,0	2,0	0,7	1,31	1,83	0,5	45,0	9,0	1,07	3,4	0,58
MLFT2-19	4,0	2,0	0,9	1,49	2,67	0,5	30,0	6,0	1,60	2,3	0,60
MLFT2-20	4,0	2,0	1,1	1,64	3,61	0,5	20,0	4,0	2,40	1,5	0,66
MLFT2-21	4,0	4,0	0,3	0,86	1,03	0,5	135,0	27,0	0,36	10,1	0,35
MLFT2-22	4,0	4,0	0,5	1,11	2,21	0,5	54,0	10,8	0,89	4,1	0,40
MLFT2-23	4,0	4,0	0,7	1,31	3,67	0,5	32,0	6,4	1,50	2,4	0,41
MLFT2-24	4,0	4,0	0,9	1,49	5,35	0,5	20,0	4,0	2,40	1,5	0,45
MLFT2-25	4,0	4,0	1,1	1,64	7,23	0,5	15,0	3,0	3,20	1,1	0,44
MLFT2-26	4,0	6,0	0,3	0,86	1,54	0,5	120,0	24,0	0,40	9,0	0,26
MLFT2-27	4,0	6,0	0,5	1,11	3,32	0,5	45,0	9,0	1,07	3,4	0,32
MLFT2-28	4,0	6,0	0,7	1,31	5,50	0,5	24,0	4,8	2,00	1,8	0,36
MLFT2-29	4,0	6,0	0,9	1,49	8,02	0,5	16,0	3,2	3,00	1,2	0,37
MLFT2-30	4,0	6,0	1,1	1,64	10,84	0,5	12,0	2,4	4,00	0,9	0,37

11 Übertragung der Untersuchungsergebnisse auf Naturverhältnisse

11.1 Allgemeines

Aufgrund der zahlreichen variierbaren Randbedingungen fällt es schwer, die Ergebnisse der Untersuchungen allgemein gültig auf Naturverhältnisse zu übertragen. Insbesondere Unsicherheiten in der geometrischen Abbildung sowie der Rauheiten ermöglichen eine Vorhersage der Flutwellenausbreitung in urbanen Regionen nur mit Hilfe von Fallstudien. Lokale Besonderheiten sind zwingend zu berücksichtigen. In Verbindung mit derartigen Untersuchungen können die Ergebnisse der vorliegenden Forschungsarbeit für eine Gefährdungs- bzw. Risikoanalyse der Flutung unterirdischer Bauwerke herangezogen werden. Hierfür werden die maßgeblichen Versuchsergebnisse unter Verwendung des Froudemodells (siehe Kapitel 2.3.2) auf Naturverhältnisse übertragen.

11.2 Übertragung der Flutungstypen

Da der Ort und die Intensität des unvorhersehbaren Versagens von Hochwasserschutzeinrichtungen nicht konkret vorausgesagt werden kann, müssen die erwarteten Flutungstypen abgeschätzt oder über Fallstudien ermittelt werden. Hierfür sind Informationen bezüglich der geometrischen Strukturen erforderlich, welche eine Analyse von Fließwegen und Fließintensitäten in den Straßenschluchten im Zuge einer Flutwellenausbreitung ermöglichen. Diese können z. B. mit Hilfe zweidimensionaler numerischer Simulationen für unterschiedliche Versagensszenarien vorhandener Hochwasserschutzeinrichtungen beschrieben werden. Eine mögliche Anordnung unterirdischer Bauwerke in einer urbanen Region zeigt Abbildung 11.1. Die mit a-f markierten Einlässe zu unterirdischen Bauwerken können beispielsweise wie folgt zugeordnet werden:

- (a) Flutungstyp 2, (d) Flutungstyp 1 oder 3,
 (b) Flutungstyp 1, (e) Flutungstyp 3,
 (c) Flutungstyp 1 oder 2, (f) Flutungstyp 3.

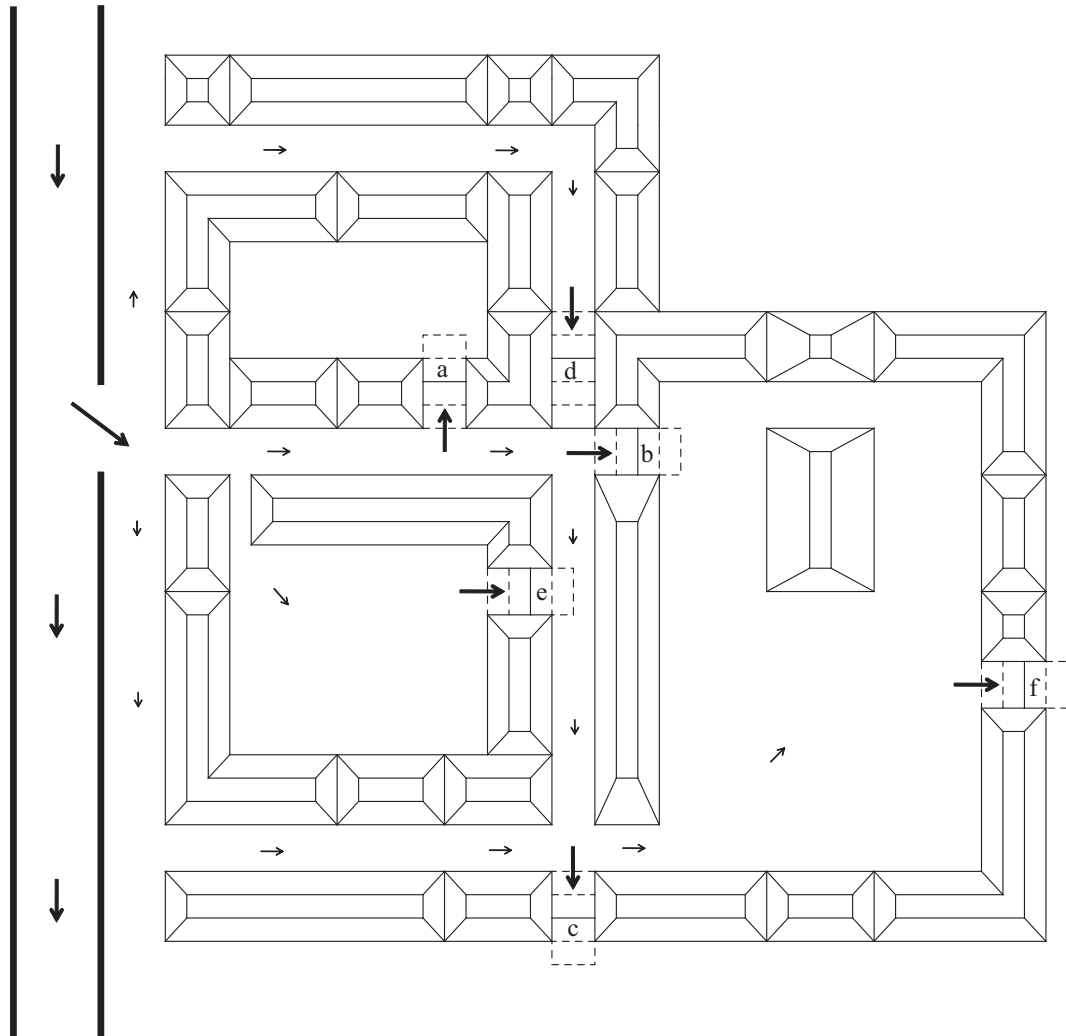


Abbildung 11.1: Beispiele möglicher Flutungstypen in urbanen Regionen

Es ist zwingend zu beachten, dass die im Folgenden vorgenommenen Auswertungen und Zuordnungen für Flutungstyp 1 im Zusammenhang mit der Analyse einer flächenhaften, hindernisfreien Flutwellenausbreitung vorgenommen werden. Örtliche Besonderheiten können zu einer erhöhten Gefährdung führen. Daher sind Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten für nicht standardisierbare Fälle gesondert zu ermitteln und eine Einordnung in Gefahrenklassen über die hier vorgestellten Verfahren vorzunehmen.

11.3 Übertragung von Fließgeschwindigkeiten, Wasserständen und Füllströmen

11.3.1 Flutungstyp 1

Flutungstyp 1 beschreibt direkte Zuflüsse zu den unterirdischen Gebäuden mit überwiegend schießendem Strömungszustand. Daher sind Füllzeiten und Füllströme abhängig von der Einlassbreite sowie von den erwarteten radialen Geschwindigkeiten und Wasserständen vor der Einlassöffnung. Diese variieren in Abhängigkeit geometrischer und hydraulischer Randbedingungen. Für die vorliegenden vereinfachten geometrischen Randbedingungen im physikalischen Modell werden die ermittelten Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten unter Verwendung des Froudemodells auf Naturverhältnisse übertragen. Die Übertragung der Versuche mit erhöhtem Initialwasserstand ist dabei mittels zwei unterschiedlicher Ansätze möglich:

1. Ausgangsmaßstab 1:20, d. h. bei einem Initialwasserstand im Modell von $h_{0,m} = 19,0$ cm bestimmt sich der übertragene Wasserstand in der Natur zu $h_{0,p} = 3,8$ m.
2. Ausgangsmaßstab 1:13, d. h. es wird ein im Prototyp gleichbleibender Initialwasserstand von $h_{0,p} = 2,5$ m vorausgesetzt¹.

Abbildung 11.2 zeigt die Ergebnisse in Bezug auf die in Kapitel 8 erläuterte Sturzgrenze bei Verwendung des Modellmaßstabs 1:20. Aufgetragen sind Messwerte für Modellläufe mit Flutungstyp 1 bei unterschiedlicher Anordnung des unterirdischen Bauwerks auf der Ausbreitungsfläche (Oe1 bis Oe5). Abbildung 11.3 hingegen zeigt die Ergebnisse für den vorgewählten Maßstab 1:13. Anhang E beinhaltet alle Ergebnisse in graphischer Darstellung sortiert nach den jeweiligen Öffnungen. Detaillierte Werte sind Tabelle 11.1 und 11.2 zu entnehmen. Die Wasserstände h an der Überfallkante ergeben sich dabei aus den Sensoraufzeichnungen kurz vor dem Einlass zum unterirdischen Bauwerk. Die Fließgeschwindigkeiten v lassen sich einerseits aus den Messergebnissen der Versuche zur flächenhaften Flutwellenausbreitung (siehe Abbildung 7.1) entnehmen. Andererseits können sie aus den in

¹Bei dieser Übertragungsmethode ist zu beachten, dass somit ebenfalls die geometrischen Randbedingungen – wie z. B. Abstand zur Bresche, Einlassbreite und Breschenbreite – maßstabsgetreu angepasst werden müssten. Dies ist aufgrund der festgelegten Modellkonstruktion jedoch nicht möglich. Daher kann kein direkter Vergleich zu den Modellläufen mit kleinerem Initialwasserstand erfolgen. Qualitative Betrachtungen sind möglich.

Kapitel 9 bestimmten Füllströmen Q_{fill} über die Kontinuitätsbedingung berechnet werden. Der jeweilige Maximalwert wird als maßgebend angesetzt.

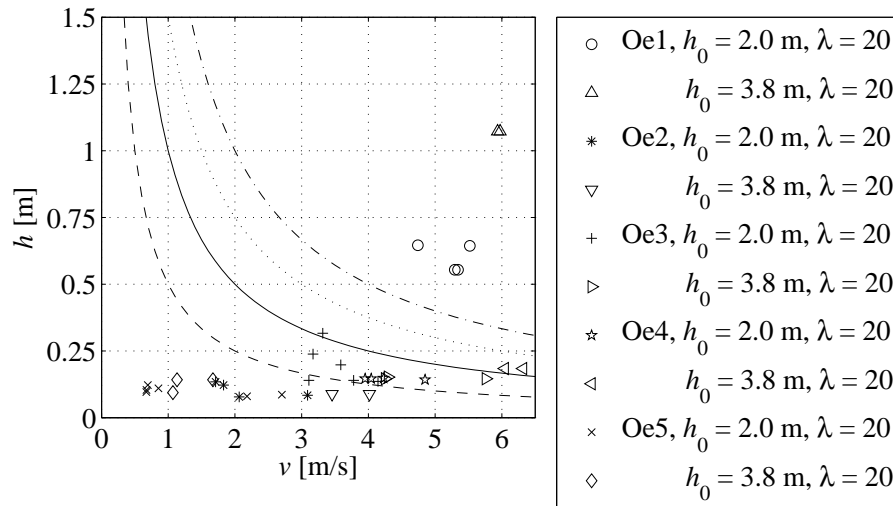


Abbildung 11.2: Auswertung der physikalischen Messergebnisse für Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:20

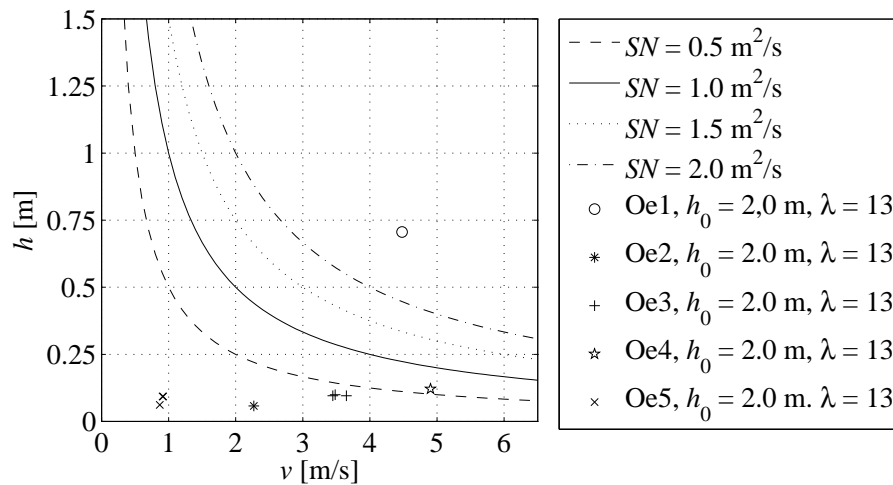


Abbildung 11.3: Auswertung der physikalischen Messergebnisse für Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:13

Tabelle 11.1: Tabellarische Auswertung der Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:20

ML	Öffnung Oe	t_a [s]	h [m]	v [m/s]	$t_{füll}$ [min]	$Q_{füll}$ [m ³ /s]	t_{krit} [min]	F_{imp} [kN]
1	1	1,6	0,55	5,34	1,6	5,92	0,6	62,74
2	1	1,6	0,55	5,30	1,6	5,87	0,6	62,10
6	1	1,5	0,64	5,52	0,7	14,22	0,3	152,49
7	1	1,5	0,65	4,74	0,8	12,25	0,3	127,26
11	2	10,9	0,08	3,09	18,8	0,52	6,9	4,91
13	2	10,9	0,13	1,71	30,1	0,32	11,2	2,93
16	2	10,4	0,08	2,06	15,0	0,64	5,6	5,86
18	2	10,4	0,12	1,83	13,3	0,72	5,0	6,59
21	3	10,5	0,14	4,14	8,6	1,13	3,2	11,14
22	3	10,7	0,14	3,11	14,3	0,68	5,3	6,46
23	3	10,7	0,32	3,32	20,9	0,47	7,7	4,59
26	3	10,2	0,14	3,78	4,6	2,08	1,7	20,22
27	3	10,6	0,24	3,17	7,9	1,22	3,0	11,74
28	3	10,4	0,20	3,59	11,2	0,86	4,2	8,38
31	4	6,8	0,14	4,85	7,0	1,38	2,6	14,03
32	4	6,8	0,15	4,04	8,2	1,18	3,0	11,60
36	4	6,6	0,15	4,23	3,8	2,50	1,4	24,76
37	4	6,6	0,15	3,95	4,2	2,31	1,6	22,62
41	5	21,6	0,09	2,70	21,0	0,47	7,7	4,38
42	5	25,2	0,10	0,67	142,7	0,07	150,3	0,63
45	5	23,7	0,12	0,69	41,7	0,23	15,5	2,07
46	5	20,2	0,08	2,18	13,6	0,70	5,2	6,43
47	5	25,6	0,10	0,67	121,4	0,07	150,3	0,63
50	5	21,0	0,11	0,85	25,7	0,38	9,6	3,42
51	1	1,3	1,07	5,97	0,4	25,63	0,1	285,19
52	1	1,3	1,07	5,94	0,4	25,47	0,1	283,07
56	2	7,6	0,09	4,01	6,8	1,41	2,5	13,79
58	2	7,6	0,09	3,46	8,0	1,22	3,0	11,68
61	3	7,8	0,15	5,76	2,9	3,36	1,1	35,73
62	3	8,2	0,15	4,25	4,7	2,04	1,8	20,24
63	3	8,1	0,15	4,29	5,1	1,88	1,9	18,70
66	4	5,1	0,18	6,32	2,1	4,65	0,8	50,91
67	4	5,1	0,18	6,05	2,2	4,36	0,8	47,09
71	5	14,8	0,14	1,67	10,2	0,95	3,8	8,68
72	5	16,9	0,09	1,07	40,5	0,23	15,5	2,07
75	5	14,0	0,14	1,13	17,5	0,55	6,5	4,99

Tabelle 11.2: Tabellarische Auswertung der Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:13

ML	Öffnung Oe	t_a [s]	h [m]	v [m/s]	t_{fill} [min]	Q_{fill} [m ³ /s]	t_{krit} [min]	F_{imp} [kN]
51	1	1,1	0,71	4,48	0,3	9,00	0,2	77,84
52	1	1,1	0,71	4,48	0,3	8,94	0,2	77,36
56	2	6,2	0,06	2,27	5,5	0,50	3,1	3,78
58	2	6,2	0,06	2,27	6,5	0,43	3,6	3,25
61	3	6,3	0,10	3,65	2,3	1,18	1,3	9,50
62	3	6,6	0,10	3,45	3,8	0,72	2,1	5,76
63	3	6,6	0,10	3,48	4,1	0,66	2,3	5,31
66	4	4,1	0,12	4,90	1,7	1,63	0,9	14,25
67	4	4,1	0,12	4,90	1,8	1,53	1,0	13,31
71	5	12,0	0,09	0,91	8,3	0,33	4,6	2,41
72	5	13,7	0,06	0,87	32,8	0,08	18,6	0,58
75	5	11,4	0,09	0,92	14,2	0,19	7,8	1,39

11.3.2 Flutungstyp 2

Da die numerischen Simulationen zum Flutungstyp 2 bereits im Naturmaßstab durchgeführt wurden, ist es nicht notwendig, deren Ergebnisse auf Naturverhältnisse zu übertragen. Die Auswertungen sind somit Kapitel 10.3.3 zu entnehmen.

11.3.3 Flutungstyp 3

Eine Übertragung der Messergebnisse von Flutungstyp 3 aus dem physikalischen Modell auf Naturverhältnisse ist aufgrund der Maßstabseffekte und geometrischen Randbedingungen nicht möglich. Daher wird mit Hilfe theoretischer Ansätze eine Analyse durchgeführt. Unter der Annahme eines lokalen, statischen Überschwemmungswasserstands h_l im Bereich des unterirdischen Bauwerks wird an der Überfallkante das Energieminimum H_{min} als hydraulische Randbedingung angenommen (vgl. Kapitel 10.3.3). Somit sind hier Grenzwassertiefe h_{gr} und Grenzgeschwindigkeit v_{gr} anzusetzen. Zudem kann

$$H_{min} = h_l \quad \text{und somit} \quad h_{gr} = \frac{2}{3}h_l \quad (11.1)$$

angenommen werden, da die statische Überschwemmung an sich keine Geschwindigkeitshöhe beinhaltet. Demnach erfolgt die Flutung des unterirdischen Bauwerks für Flutungstyp 3 in Abhängigkeit des Wasserstands der statischen Überschwemmung. Die Flutung beginnt ab dem Zeitpunkt, zu dem der Überschwemmungswasserstand die geodätische Höhe der Überfallkante erreicht hat und vergrößert sich mit steigendem Wasserstand. Der

Anstiegsprozess kann je nach hydraulischer oder geometrischer Randbedingung schnell² oder langsam³ ablaufen. Die getroffenen Annahmen basieren daher auf festen vorgewählten Werten, für die der Flutungprozess differenziert betrachtet wird. In Tabelle 11.3 sind beispielhafte Werte mit zugehörigen Sturznummern SN aufgeführt. Abbildung 11.4 zeigt den Zusammenhang zwischen Grenzgeschwindigkeit und Grenzwassertiefe an der Überfallkante.

Tabelle 11.3: Beispielhafte Werte für Flutungstyp 3

h_l [m]	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9	1,1	1,3
h_{gr} [m]	0,07	0,20	0,33	0,47	0,60	0,73	0,87
v_{gr} [m/s]	0,81	1,40	1,81	2,14	2,43	2,68	2,92
H_{min} [m]	0,10	0,30	0,50	0,70	0,90	1,10	1,30
SN [m ² /s]	0,05	0,28	0,60	1,00	1,46	1,97	2,53
Q_{fill} [m ³ /s] ($b_{Oe} = 2$ m)	0,11	0,56	1,21	2,00	2,91	3,93	5,05
Q_{fill} [m ³ /s] ($b_{Oe} = 4$ m)	0,22	1,12	2,41	3,99	5,82	7,87	10,11
t_{krit} [min] ($A_p = 144$ m ² , $b_{Oe} = 2$ m)	33,4	6,4	3,0	1,8	1,2	0,9	0,7
t_{krit} [min] ($A_p = 144$ m ² , $b_{Oe} = 4$ m)	16,7	3,2	1,5	0,9	0,6	0,5	0,4
h_{unten} [m]	0,01	0,03	0,06	0,11	0,15	0,20	0,25
v_{unten} [m/s]	8,96	9,15	9,33	9,49	9,65	9,80	9,95
F_{imp} [kN] ($b_{Oe} = 2$ m, $z_f = 4$ m)	0,97	5,13	11,25	18,96	28,10	38,57	50,29
F_{imp} [kN] ($b_{Oe} = 4$ m, $z_f = 4$ m)	1,93	10,26	22,49	37,92	56,21	77,14	100,58

²Als „schnell“ werden Ereignisse bezeichnet, bei denen der Wasserspiegel vor dem Einlass zum unterirdischen Bauwerk binnen Minuten ansteigt.

³Als „langsam“ werden Ereignisse bezeichnet, bei denen der Wasserspiegel vor dem Einlass zum unterirdischen Bauwerk über mehrere zehn Minuten bis Stunden ansteigt.

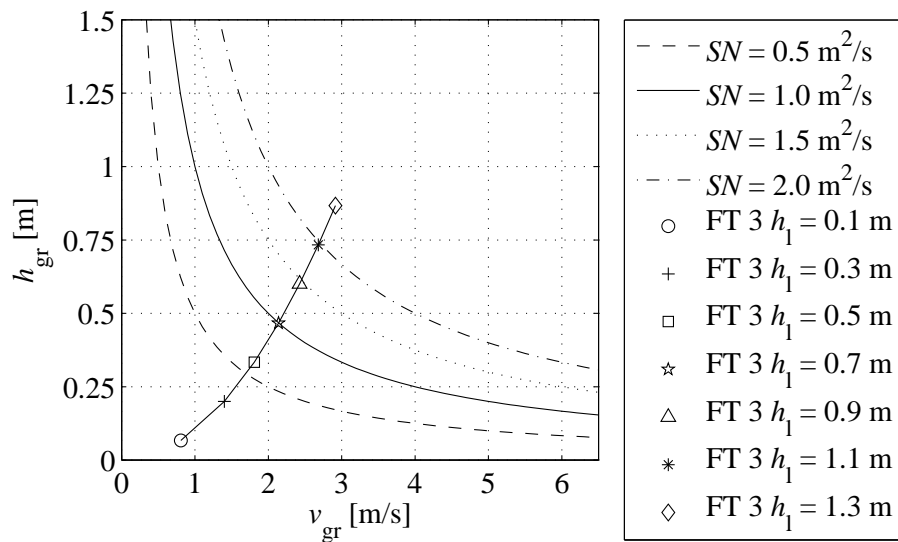


Abbildung 11.4: Theoretischer Ansatz für Flutungstyp 3, H_{min} an Überfallkante

11.4 Übertragung flächenbezogener Impulskräfte

Über die Bestimmung von flächenbezogenen Impulskräften erfolgt eine Analyse der Möglichkeit, (Flucht-)Türen⁴ im Falle der Flutung eines unterirdischen Bauwerks weiterhin öffnen zu können. Hierfür sind Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten auf der Rampe bzw. am Rampenfußpunkt (Behälterboden) unter Verwendung der Bernoulli-Gleichung sowie der Kontinuitätsbedingung zu bestimmen.

$$\frac{v_{oben}^2}{2g} + h_{oben} + z_{oben} = \frac{v_{unten}^2}{2g} + h_{unten} + z_{unten} + h_v \quad \text{und} \quad Q = vA_q \quad (11.2)$$

mit:

- v_{oben} Fließgeschwindigkeit an Überfallkante,
- g Erdbeschleunigung,
- h_{oben} Wasserstand an Überfallkante,
- z_{oben} geodätische Höhe Ausbreitungsfläche,
- v_{unten} Fließgeschwindigkeit am Rampenfußpunkt,

⁴Dabei beziehen sich die Analysen auf „massive“ Türen, auf denen die gesamte resultierende Impulskraft ausgeübt werden kann. Auf Tore mit Gitterstruktur hingegen wirken nahezu keine relevanten Impulskräfte.

h_{unten}	Wasserstand am Rampenfußpunkt,
z_{unten}	geodätische Höhe Rampenfußpunkt,
h_v	Verlusthöhe,
A_q	durchflossene Querschnittsfläche.

Wird die Kontinuitätsgleichung in die Bernoulli-Gleichung eingesetzt, so verbleibt nur der Wasserstand h_{unten} als unbekannte Größe, wobei z_f die Fallhöhe darstellt:

$$\frac{v_{oben}^2}{2g} + h_{oben} = \frac{\left(\frac{v_{oben} h_{oben}}{h_{unten}}\right)^2}{2g} + h_{unten} - z_f + h_v \quad (11.3)$$

Bei der Ermittlung des Wasserstands h_{unten} am Rampenfußpunkt werden im Folgenden die Verlusthöhen vernachlässigt, da diese bei den vorliegenden kleinen Fallhöhen als nicht maßgeblich zu betrachten sind. Zwei Verlustarten wären generell in Anlehnung an unterschiedliche Rampentypen vertieft zu untersuchen. Einerseits kontinuierliche Verluste auf angeordneten rauhen Rampen, andererseits Verluste auf Treppenbauwerken in Folge einer Kaskadenströmung. Letztendlich wird in den vorliegenden Untersuchungen nach der verlustfreien Bestimmung von h_{unten} über die Kontinuitätsbedingung die Geschwindigkeit v_{unten} bestimmt.

Die resultierende flächenbezogene Impulskraft am Rampenfußpunkt kann wie folgt ermittelt werden:

$$F_{imp} = \rho Q_{fill} v_{unten} = \rho v_{unten}^2 A_q \quad (11.4)$$

mit:

ρ	Dichte Wasser,
Q_{fill}	Füllstrom.

11.4.1 Flutungstyp 1

Abbildungen 11.5 bis 11.7 zeigen die auf Naturverhältnisse übertragenen Impulskräfte auf ein am Rampenfuß ($z_f = 4,0$ m bzw. $z_f = 2,6$ m) über die gesamte Breite b_{0e} angeordnetes Hindernis bei Annahme einer verlustfreien Strömung für Flutungstyp 1 ($v_{oben} = v$, $h_{oben} = h$). Unterschieden sind die beiden variierenden Einlassbreiten, Initialwasserstände bzw. Ausgangsmaßstäbe. Die gesamten Messbereiche sowie je ein Ausschnitt werden dargestellt. Zahlenwerte können Tabellen 11.1 und 11.2 entnommen werden.

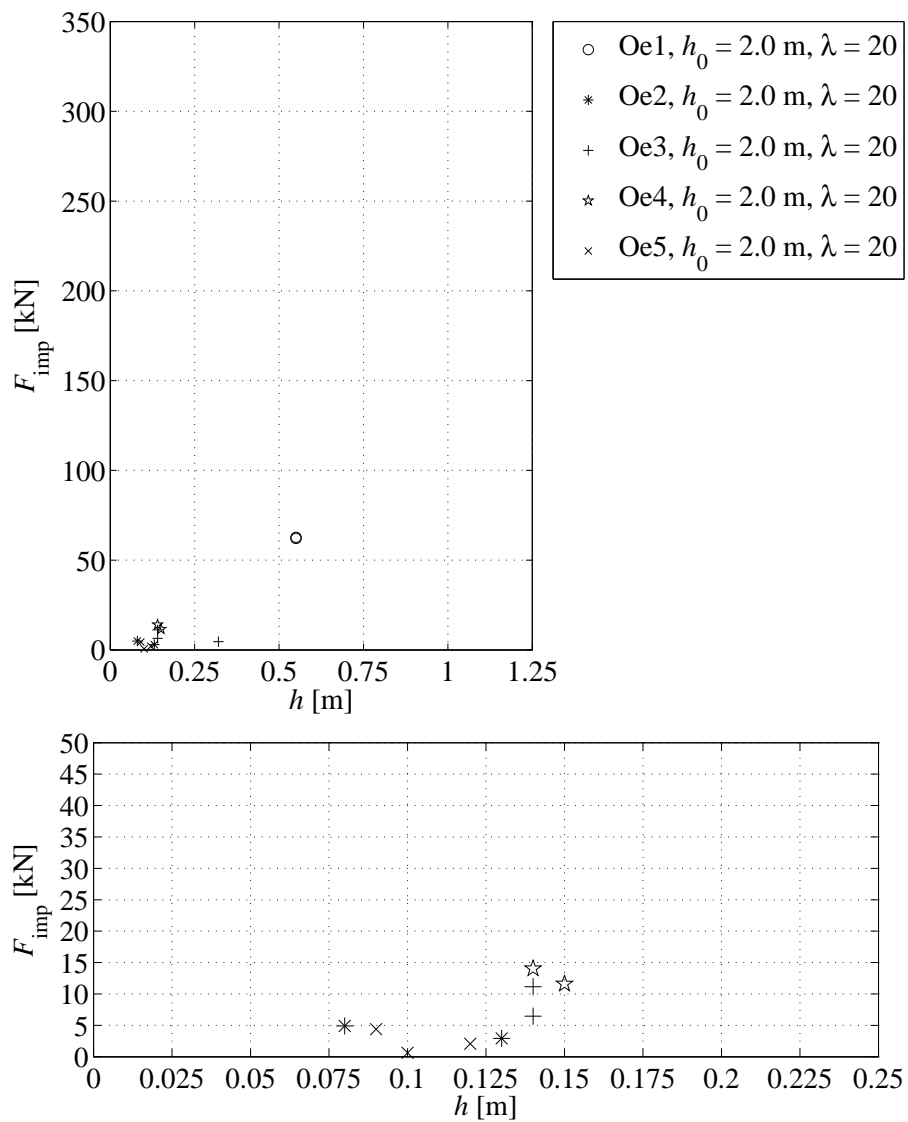


Abbildung 11.5: Auswertung von Impulskräften für Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:20, $b_{Oe} = 2,0 \text{ m}$, $z_f = 4,0 \text{ m}$

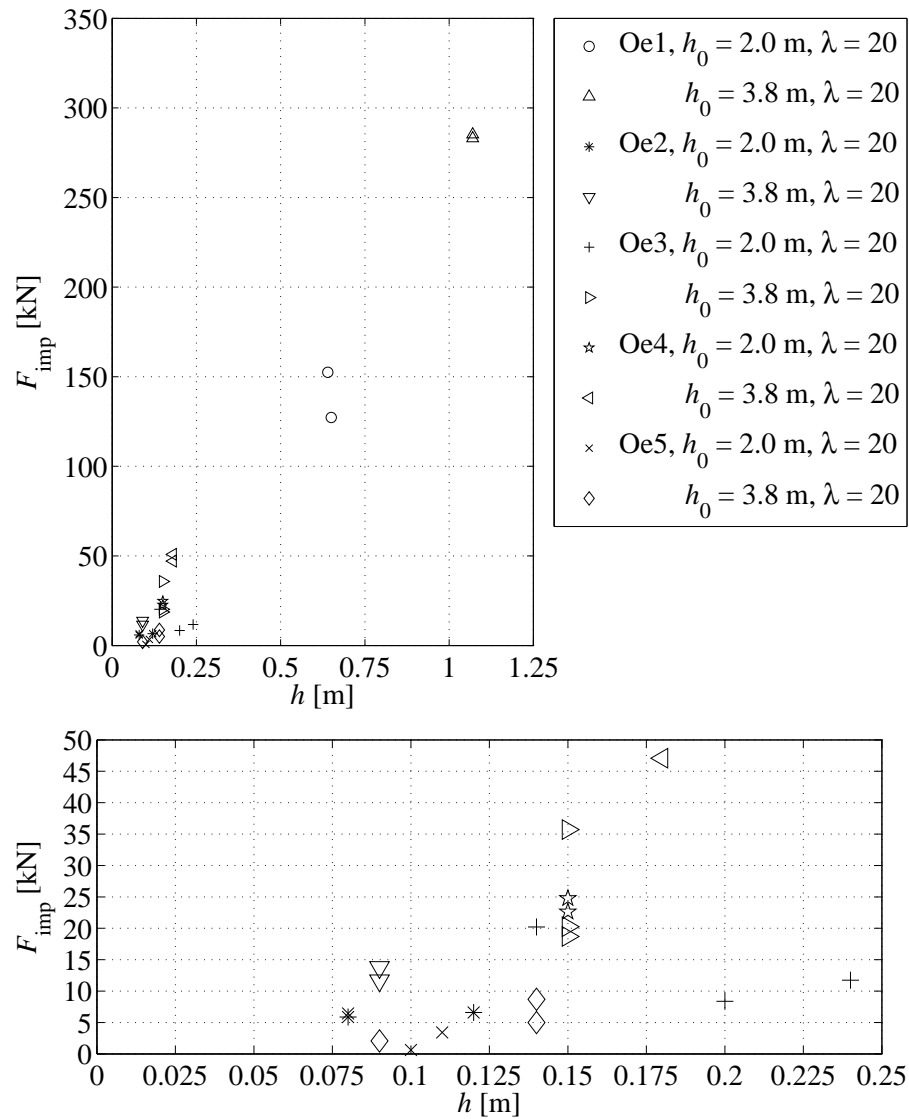


Abbildung 11.6: Auswertung von Impulskräften für Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:20, $b_{Oe} = 4,0$ m, $z_f = 4,0$ m

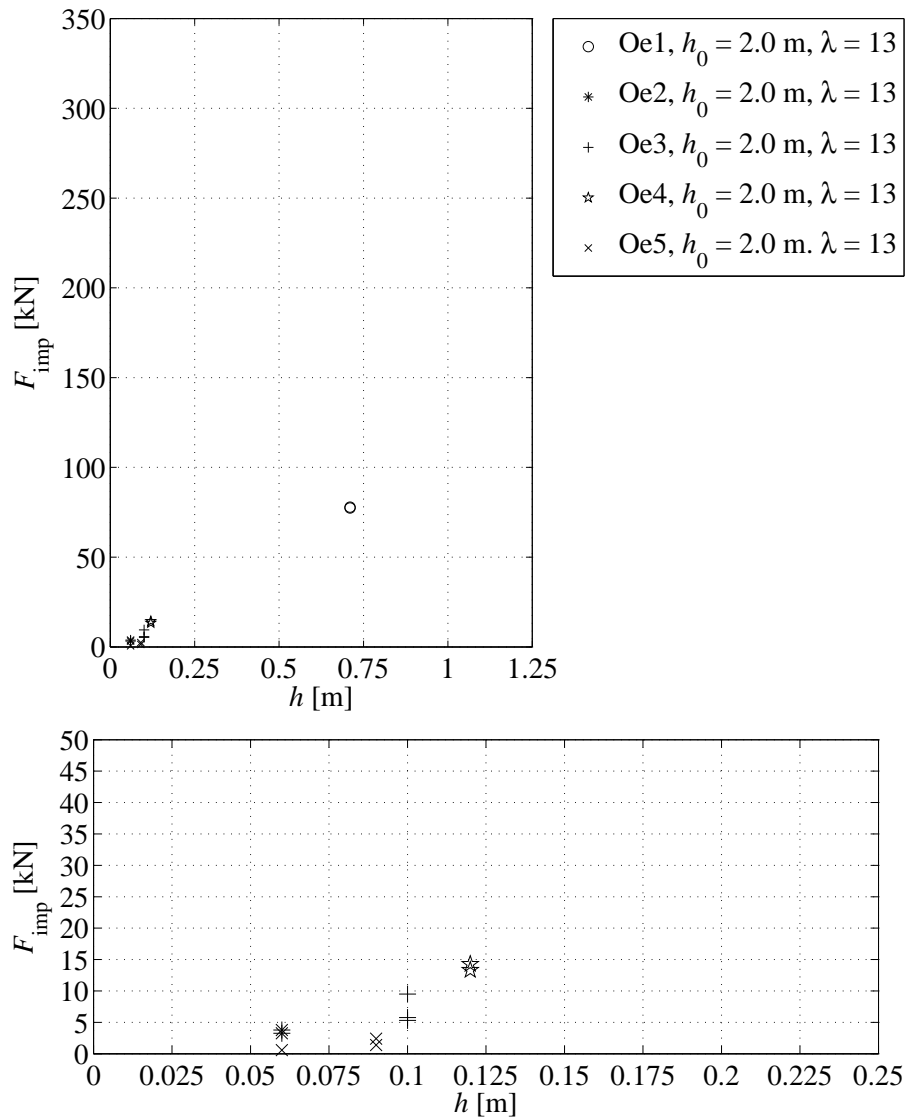


Abbildung 11.7: Auswertung von Impulskräften für Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse mit Maßstab 1:13, $b_{Oe} = 2,6 \text{ m}$, $z_f = 2,6 \text{ m}$

11.4.2 Flutungstyp 2

Resultierende Impulskräfte für Flutungstyp 2 variieren je nach sich einstellender Wassertiefe im Einlassbereich. Dabei führt die ausgeprägte asymmetrische Strömung in das unterirdische Bauwerk zu unterschiedlichen Impulsbeanspruchungen von Bauteilen, welche hier nicht weiter untersucht werden. Näherungsweise können Ergebnisse, analog zu Flutungstyp 3, Abbildung 11.8 entnommen werden.

11.4.3 Flutungstyp 3

Unter Annahme einer statischen Überschwemmung für Flutungstyp 3 ($v_{oben} = v_{gr}$, $h_{oben} = h_{gr}$) sowie einer auf Naturverhältnisse übertragenen Geometrie der physikalischen Versuche ($z_f = 4,0$ m bzw. $z_f = 2,6$ m, verlustfrei) ergeben sich die in Tabelle 11.3 beispielhaft aufgeführten Werte. Abbildung 11.8 zeigt die resultierenden Impulskräfte für beide Fallhöhen z_f .

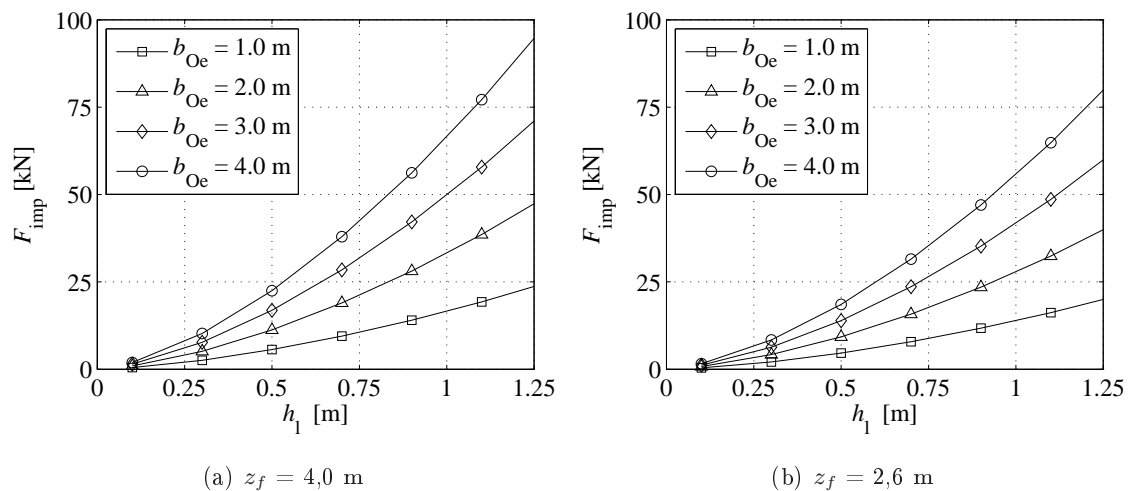


Abbildung 11.8: Impulskraft F_{imp} für Flutungstyp 3 in Abhängigkeit von h_l und b_{Oe}

11.5 Übertragung kritischer Füllzeiten

Die kritische Füllzeit t_{krit} beschreibt die Zeit, in der ein unterirdisches Gebäude bis zu einem kritischen Wasserstand $h_{ub,krit}$ gefüllt wird (vgl. Kapitel 8.5). Die Füllzeit lässt sich demnach in Abhängigkeit der Grundfläche des unterirdischen Bauwerks sowie der Füllströme bestimmen zu:

$$t_{krit} = \frac{V_{p,krit}}{Q_{fill}} = \frac{h_{ub,krit} A_p}{Q_{fill}} \quad (11.5)$$

mit:

- Q_{fill} Füllstrom,
 A_p Grundfläche des unterirdischen Bauwerks,
 $V_{p,krit}$ Wasservolumen,
 $h_{ub,krit}$ kritische statische Wassertiefe.

Abbildung 11.9 zeigt kritische Füllzeiten für vorgewählte Füllströme und Grundflächen im Prototyp. Zudem sind die Messergebnisse von Modellläufen mit Flutungstyp 1 dargestellt. Ergänzend geben Tabellen 11.1 bis 11.3 Zahlenwerte der jeweils kritischen Füllzeiten.

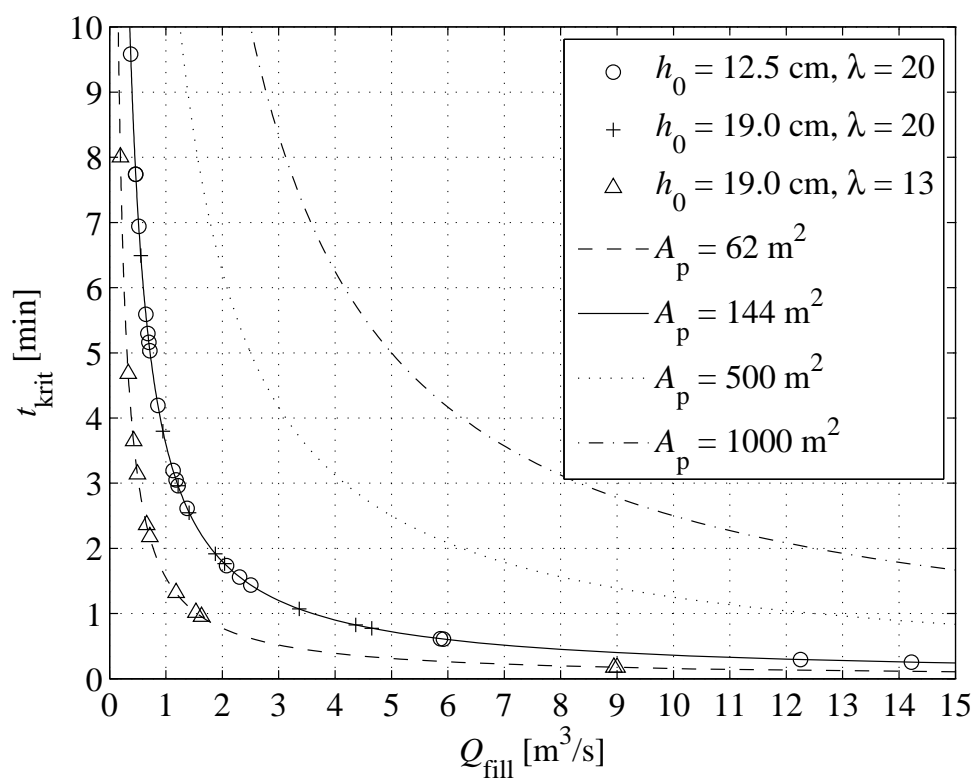


Abbildung 11.9: Kritische Füllzeit t_{krit} für unterschiedliche Füllströme Q_{fill} und Grundflächen A_p im Prototyp bei Annahme einer kritischen statischen Wassertiefe $h_{ub,krit} = 1,5$ m im Inneren des unterirdischen Bauwerks; aufgetragene Messergebnisse von Flutungstyp 1

12 Zuordnung von Gefahrenklassen

12.1 Allgemeines

In diesem Kapitel erfolgt eine Zuordnung von Gefahrenklassen in Abhängigkeit unterschiedlicher Randbedingungen. Bei Verwendung von Abbildung 8.3 wird für das unvorhersehbare Versagen einer Hochwasserschutzanlage eine geringe bis mittlere Wahrscheinlichkeit angenommen. Die ermittelten Gefahrenklassen beziehen sich dabei grundsätzlich auf eine das menschliche Leben¹ betreffende Gefährdung.

Zwei Gefahrenarten werden, wie bereits in Kapitel 8.5 erwähnt, unterschieden:

1. Gefährdung im Einlassbereich sowie auf Treppen und Rampen,
2. Gefährdung im Inneren eines unterirdischen Bauwerks.

Für die erste Gefährdung wird die Möglichkeit, Treppen und Rampen im Falle einer beginnenden Flutung weiterhin aufsteigen zu können, betrachtet. Dieses ist insbesondere während der Initialphase der Flutung von Bedeutung, da hier eine schnelle Entscheidung, das unterirdische Gebäude zu verlassen, erforderlich ist. Die zweite Gefährdung beschreibt eine Gefahr im Inneren unterirdischer Bauwerke. Hier können einfließende und ansteigende Wassermassen dazu führen, dass Fluchttüren nicht mehr zu öffnen bzw. Fluchtwege nicht mehr zu erreichen sind und ein Ertrinken droht.

¹Weitere Gefährdungen bestehen beispielsweise für Wertgegenstände wie Autos oder Gebäudeeinrichtungen. Auch Schäden am Gebäude selbst sind bei Bedarf gesondert zu analysieren.

12.2 Gefährdung im Einlassbereich sowie auf Treppen und Rampen

Da die Sturznummer $SN = vh$ im Einlassbereich sowie auf Treppen und Rampen vergleichbar mit dem spezifischen Durchfluss eines Gerinnes ist, muss sie aufgrund der Kontinuitätsbedingung an jeder Position auf der Rampe gleich groß sein. Daher ist es für die Auswahl einer Gefahrenklasse ausreichend, eine Zuordnung über die Sturznummer an der Überfallkante durchzuführen. Es gilt zu beachten, dass die Klassifizierungen unter der Annahme einer ebenen Ausbreitungsfläche ohne lokale Geländeeintiefungen durchgeführt werden. Befinden sich die zu untersuchenden Einlässe zu den unterirdischen Bauwerken in einer Senke, so sind gegebenenfalls erhöhte Gefahrenklassen anzunehmen. In Anlehnung an RESCDAM (2000) wird der Hinweisbereich Sturznummern $SN = 0,30$ bis $0,65 \text{ m}^2/\text{s}$, der Gebotsbereich $SN = 0,65$ bis $1,25 \text{ m}^2/\text{s}$ und der Verbotsbereich $SN > 1,25 \text{ m}^2/\text{s}$ zugeordnet. Für $SN < 0,30 \text{ m}^2/\text{s}$ erfolgt keine Ausweisung einer Gefahrenklasse.

12.2.1 Flutungstyp 1

Die im Kapitel 7 aufgezeigten kritischen Bereiche der physikalischen Modellierung müssen bei der Übertragung auf den Naturmaßstab und der Ermittlung der resultierenden Gefahrenklassen besonders beachtet werden, da hier insbesondere mit erhöhten Fließgeschwindigkeiten im Prototypen zu rechnen ist. Die Ergebnisse für die durch Maßstabeffekte beeinflussten Öffnungen Oe2 und Oe5 liegen daher nicht auf der sicheren Seite. Da sich die Gefährdung jedoch auf das unvorhersehbare Versagen einer Hochwasserschutzeinrichtung bezieht und der Ort der Bresche somit an beliebiger Stelle angenommen werden kann, wird die maximal mögliche Gefährdung angesetzt. Diese liegen für Flutungstyp 1 in Bereichen der Hauptströmungsrichtung. Abbildungen 11.2 und 11.3 zeigen die ermittelten Fließgeschwindigkeiten und Wasserstände sowie deren Einordnung bezüglich der Sturzgrenze. Erkennbar sind maßgebliche Abhängigkeiten von

-
1. der Entfernung des unterirdischen Bauwerks zur Bresche (Entfernung zur HWSE²) und
 2. vom Initialwasserstand im Gerinne (Wasserstand hinter HWSE).

²HWSE = Hochwasserschutzeinrichtung.

Planmäßige Schutzelemente³ können bei sichergestellter statischer Ausbildung und Aufstellung eine Reduzierung der Gefährdung bewirken. Jedoch ist deren eigene Versagenswahrscheinlichkeit inklusive der resultierenden Konsequenzen gesondert zu untersuchen. Die in Tabelle 12.1 aufgeführten Gefahrenklassen werden zugeordnet. Dabei ist zu beachten, dass sich die Differenzierung von Nah- und Fernbereich auf eine Ausbreitung der Flutwelle ohne den Einfluss von Straßenschluchten (Ausbreitungsfläche ohne Hindernisse) bezieht. Dieser könnte auch im Fernbereich zu einer erhöhten Gefährdung führen und muss gesondert untersucht werden. Wird Flutungstyp 1 beispielsweise nach Abbildung 11.1 d angenommen, so sind resultierende Fließgeschwindigkeiten und Wasserstände vor dem Einlass zum unterirdischen Bauwerk und mit diesen – unter Verwendung der Bernoulli-Gleichung – Füllströme sowie Sturznummern zu bestimmen.

Tabelle 12.1: Gefahrenklassen für Flutungstyp 1

Entfernung zur HWSE [m]	Wasserstand hinter HWSE h_0 [m]	Schutzelemente	Gefahrenklasse	
Nahbereich (< 15)	sehr hoch ($> 2,0$)	nein	Verbotsbereich	
		ja	Verbotsbereich	
	hoch ($1,5 - 2,0$)	nein	Verbotsbereich	
		ja	Verbotsbereich	
	mittel ($1,0 - 1,5$)	nein	Gebotsbereich	
		ja	Gebotsbereich	
	niedrig ($0,5 - 1,0$)	nein	Gebotsbereich	
		ja	Hinweisbereich	
	sehr niedrig ($< 0,5$)	nein	Hinweisbereich	
		ja	Hinweisbereich	
	Fernbereich (> 15)	sehr hoch ($> 2,0$)	nein	Gebotsbereich
			ja	Gebotsbereich
hoch ($1,5 - 2,0$)		nein	Gebotsbereich	
		ja	Hinweisbereich	
mittel ($1,0 - 1,5$)		nein	Hinweisbereich	
		ja	Hinweisbereich	
niedrig ($0,5 - 1,0$)		nein	Hinweisbereich	
		ja	-	
sehr niedrig ($< 0,5$)		nein	-	
		ja	-	

³Z. B. mobile Wände (Platten oder Dammbalkensysteme) vor den Öffnungen zu den unterirdischen Bauwerken, um das Wasser vor dem Eindringen zu hindern.

12.2.2 Flutungstyp 2

Bei der im Folgenden durchgeführten Zuordnung von Gefahrenklassen finden die in Kapitel 10.3.3 aufgeführten asymmetrischen Einströmverhältnisse in das unterirdische Bauwerk in Form einer effektiven Einlassbreite $b_{Oe,eff}$ Berücksichtigung. Die ausgewerteten Sturznummern beziehen sich somit nicht auf die gesamte Einlassbreite, da lokal erhöhte Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten auftreten können. Andere Teile des Einlassbereichs bleiben unbeaufschlagt, so dass hier eine über die Breite stark schwankende Gefährdung vorliegt, welche nicht im Detail berücksichtigt werden kann.

Ermittelte Gefahrenklassen geben Tabellen 12.2 und 12.3. Nach Abbildungen F.4 bis F.6 sind maßgebliche Abhängigkeiten von

-
1. dem Wasserstand in der Straßenschlucht,
 2. der Breite der Straßenschlucht und
 3. der Breite des Einlasses zum unterirdischen Bauwerk
-

erkennbar. Dabei gilt es zu beachten, dass die Gefahrenklassen in Bezug auf den Einlass und dessen (effektive) Breite bestimmt werden. Sie beziehen sich daher nicht auf eine mögliche Gefährdung in der Straßenschlucht an sich. Hier können Sturznummern unter Verwendung von Abbildung 8.2 bei bekanntem Wasserstand h_s sowie bekannter Geschwindigkeit v_s in der Straßenschlucht bestimmt und anschließend Gefahrenklassen ermittelt werden.

Tabelle 12.2: Gefahrenklassen für Flutungstyp 2 für sehr hohe und hohe Wasserstände in der Straßenschlucht

Wasserstand in Straßenschl. h_s [m]	Breite der Straßenschl. b_s [m]	Einlassbreite b_{Oe} [m]	Schutzelemente	Gefahrenklasse		
sehr hoch ($> 1,5$)	groß ($> 4,0$)	klein ($< 2,0$)	nein	Verbotsbereich		
			ja	Verbotsbereich		
		mittel ($2,0 - 4,0$)	groß ($> 4,0$)	nein	Verbotsbereich	
				ja	Verbotsbereich	
		mittel ($2,0 - 4,0$)	klein ($< 2,0$)	nein	Verbotsbereich	
				ja	Verbotsbereich	
	mittel ($2,0 - 4,0$)		groß ($> 4,0$)	nein	Verbotsbereich	
				ja	Verbotsbereich	
	klein ($< 2,0$)	klein ($< 2,0$)	nein	Verbotsbereich		
			ja	Verbotsbereich		
		mittel ($2,0 - 4,0$)	groß ($> 4,0$)	nein	Verbotsbereich	
				ja	Verbotsbereich	
	hoch ($1,0 - 1,5$)	groß ($> 4,0$)	klein ($< 2,0$)	nein	Verbotsbereich	
				ja	Verbotsbereich	
			mittel ($2,0 - 4,0$)	groß ($> 4,0$)	nein	Verbotsbereich
					ja	Verbotsbereich
mittel ($2,0 - 4,0$)			klein ($< 2,0$)	nein	Verbotsbereich	
				ja	Verbotsbereich	
		mittel ($2,0 - 4,0$)	groß ($> 4,0$)	nein	Gebotsbereich	
				ja	Gebotsbereich	
klein ($< 2,0$)		klein ($< 2,0$)	nein	Verbotsbereich		
			ja	Verbotsbereich		
		mittel ($2,0 - 4,0$)	groß ($> 4,0$)	nein	Gebotsbereich	
				ja	Gebotsbereich	

Tabelle 12.3: Gefahrenklassen für Flutungstyp 2 für mittlere und niedrige Wasserstände in der Straßenschlucht

Wasserstand in Straßenschl. h_s [m]	Breite der Straßenschl. b_s [m]	Einlassbreite b_{O_e} [m]	Schutzelemente	Gefahrenklasse
mittel (0,5 - 1,0)	groß (> 4,0)	klein (< 2,0)	nein	Gebotsbereich
			ja	Gebotsbereich
		mittel (2,0 - 4,0)	nein	Gebotsbereich
			ja	Gebotsbereich
		groß (> 4,0)	nein	Gebotsbereich
			ja	Gebotsbereich
	mittel (2,0 - 4,0)	klein (< 2,0)	nein	Gebotsbereich
			ja	Gebotsbereich
		mittel (2,0 - 4,0)	nein	Gebotsbereich
			ja	Gebotsbereich
		groß (> 4,0)	nein	Gebotsbereich
			ja	Hinweisbereich
	klein (< 2,0)	klein (< 2,0)	nein	Gebotsbereich
			ja	Gebotsbereich
		mittel (2,0 - 4,0)	nein	Gebotsbereich
			ja	Hinweisbereich
groß (> 4,0)		nein	Hinweisbereich	
		ja	Hinweisbereich	
niedrig (< 0,5)	groß (> 4,0)	klein (< 2,0)	nein	Gebotsbereich
			ja	Hinweisbereich
		mittel (2,0 - 4,0)	nein	Hinweisbereich
			ja	Hinweisbereich
		groß (> 4,0)	nein	Hinweisbereich
			ja	-
	mittel (2,0 - 4,0)	klein (< 2,0)	nein	Hinweisbereich
			ja	Hinweisbereich
		mittel (2,0 - 4,0)	nein	Hinweisbereich
			ja	-
		groß (> 4,0)	nein	Hinweisbereich
			ja	-
	klein (< 2,0)	klein (< 2,0)	nein	Hinweisbereich
			ja	Hinweisbereich
		mittel (2,0 - 4,0)	nein	Hinweisbereich
			ja	-
groß (> 4,0)		nein	-	
		ja	-	

12.2.3 Flutungstyp 3

Wie in Kapitel 11.3.3 gezeigt, lassen sich über den Ansatz der minimalen Energiehöhe Grenzwassertiefen und Grenzgeschwindigkeiten an der Überfallkante für vorgewählte statische Wasserstände ermitteln. Mit Hilfe von Abbildung 11.4 können die drei Gefahrenklassen zugeordnet werden (siehe Tabelle 12.4). Bei der Klassifizierung von unterirdischen Bauwerken mit erwartetem Flutungstyp 3 gilt es zu beachten, dass nicht von einem plötzlich auftretenden Maximalwasserstand auszugehen ist. Während eines Hochwasserereignisses kommt es hier nach Versagen einer Hochwasserschutzeinrichtung zu einem stetigen Wasseranstieg. Ist mit schnellen⁴ Anstiegszeiten bis auf einen Maximalwert zu rechnen, so sind die Gefahrenklassen zwingend nach Tabelle 12.4 zuzuordnen. Für langsame⁵ Überschwemmungsprozesse kann eine Gefährdung im Einlassbereich sowie auf Treppen und Rampen aufgrund längerer Vorwarnzeiten als minimiert angesehen werden. Angeordnete Schutzelemente vor den Öffnungen zu den unterirdischen Bauwerken können auch hier bei sichergestellter statischer Ausbildung und Aufstellung eine Reduzierung der Gefährdung bewirken. Bei einer statischen Überschwemmung mit Flutungstyp 3 kann davon ausgegangen werden, dass Treppen und Rampen anfänglich noch begehbar sind. Jedoch erhöht sich mit steigendem Wasserstand die Gefahr, da mit stetig wachsender Sturznummer SN die Sturzgrenze erreicht und überschritten wird (siehe Abbildung 11.4).

Maßgebliche Faktoren für die Bestimmung der Gefahrenklasse im Einlassbereich bei Flutungstyp 3 sind demnach

-
1. die zeitliche Verteilung bzw. der zeitliche Anstieg des Überschwemmungsereignisses und
 2. der erwartete lokale, statische Überschwemmungswasserstand.
-

12.3 Gefährdung im Inneren eines unterirdischen Bauwerks

Die Gefahrenklasse im Inneren eines unterirdischen Bauwerks ist zusätzlich von weiteren Faktoren abhängig. Im Gegensatz zur Gefährdung auf Rampen und Treppen während

⁴Definition „schnell“ siehe Kapitel 11.3.3.

⁵Definition „langsam“ siehe Kapitel 11.3.3.

Tabelle 12.4: Gefahrenklassen für Flutungstyp 3

Ereignis	Lokaler, statischer Überschwemmungs- wasserstand h_l [m]	Schutzelemente	Gefahrenklasse
schnell	hoch ($> 1,0$)	nein	Verbotsbereich
		ja	Verbotsbereich
	mittel ($0,5 - 1,0$)	nein	Gebotsbereich
		ja	Hinweisbereich
	niedrig ($< 0,5$)	nein	Hinweisbereich
		ja	-
langsam	hoch ($> 1,0$)	nein	Gebotsbereich
		ja	Gebotsbereich
	mittel ($0,5 - 1,0$)	nein	Hinweisbereich
		ja	Hinweisbereich
	niedrig ($< 0,5$)	nein	-
		ja	-

der initialen Flutungsphase handelt es sich hier um eine Langzeitbetrachtung. Daher sind auch Einflussfaktoren wie z. B. die Größe des unterirdischen Gebäudes oder vorhandene Drainage- oder Ablaufsysteme bzw. installierte Pumpenleistungen, welche bei sichergestellter Funktionstüchtigkeit eine Reduzierung der Gefährdung bewirken können, ergänzend zu berücksichtigen. Die Gefährdung ist somit von hydraulischen⁶, geometrischen⁷ und weiteren⁸ Randbedingungen abhängig. Da die weiteren Randbedingungen hier als Unsicherheitsfaktor einzustufen sind, werden diese bei der Ermittlung der Gefahrenklassen nicht weiter berücksichtigt.

Über eine Analyse der Füllströme und Füllzeiten kann die Gefahr des Ertrinkens durch ansteigende Wasserspiegel im Inneren des unterirdischen Bauwerks ermittelt werden. Nach Kapitel 11.5 lässt sich eine kritische Füllzeit bestimmen, welche sich auf einen kritischen Wasserstand $h_{ub,krit}$ bezieht. Insbesondere bei unterirdischen Bauwerken mit kleiner Grundfläche und großen Füllströmen ist mit kleinen kritischen Füllzeiten und somit mit einer großen Gefährdung zu rechnen (siehe Abbildung 11.9). Teilweise können kritische Füllzeiten $t_{krit} < 60$ s bis zu einer kritischen Wassertiefe $h_{krit} = 1,5$ m aufgezeigt werden. Dies zeigt den notwendigen Handlungsbedarf, eine schnelle Entscheidung zum Verlassen des unterirdischen Gebäudes zu treffen. Die Einordnung in Gefahrenklassen erfolgt somit

⁶ Füllströme, Füllgeschwindigkeiten, Füllzeiten.

⁷ Fluchtwege und Verbindungen zwischen unterirdischen Gebäudekomplexen.

⁸ Drainagen, Ablaufsysteme, Pumpenanlagen, etc.

hauptsächlich in Abhängigkeit von t_{krit} . Der Hinweisbereich wird $t_{krit} > 8$ min, der Gebotsbereich $t_{krit} = 4$ bis 8 min und der Verbotsbereich $t_{krit} < 4$ min zugeordnet. Für $t_{krit} > 15$ min erfolgt keine Zuordnung einer Gefahrenklasse.

Angeordnete Türen in Bereichen von Fluchtwegen und Aufstiegsmöglichkeiten können gegebenenfalls durch einfließende Wassermassen und resultierende Impulskräfte nicht mehr geöffnet werden. Dabei ist es maßgeblich, ob die Türen nach innen oder entgegen des Füllstroms zu öffnen sind. Im erstgenannten Fall sind Türen noch zu öffnen, jedoch ist durch dahinter aufgestautes Wasser mit einer die Personen gefährdenden Flutwelle mit hohem Verletzungspotential zu rechnen. Türen, welche entgegen des Füllstroms zu öffnen sind, können aufgrund der resultierenden flächenbezogenen Impulskräfte nicht mehr bewegt werden. Abbildungen 11.5 bis 11.8 zeigen, dass unabhängig vom Flutungstyp bereits bei geringen Füllströmen bzw. Überschwemmungswasserständen resultierende flächenbezogene Impulskräfte von mehreren Kilonewton auf angeordnete Bauwerkselemente wirken. Diese Kräfte sind von eingeschlossenen Personen in unterirdischen Bauwerken grundsätzlich nicht mehr zu bewältigen. Nach HERATH & DUTTA (2004) hängt das Risiko einer Flutung von der Größe des unterirdischen Bauwerks als auch von der Verbindung einzelner Bauwerke miteinander ab. Somit können Verbindungen zu unterirdischen, nicht gefährdeten Gebäudekomplexen sowie weitere Fluchtmöglichkeiten und -wege eine Minimierung der Gefährdung für längere Zeiträume ermöglichen. Folgende maßgebliche Faktoren sind somit für eine Klassifizierung der Gefährdung im Inneren unterirdischer Bauwerke relevant:

-
1. Füllstrom in das unterirdische Bauwerk,
 2. Grundfläche des unterirdischen Bauwerks,
 3. Vorhandensein von Türen mit Sperrwirkung in Fluchtwegen,
 4. gefährdungsmindernd wirkende Verbindungen von unterirdischen Gebäudekomplexen (alternative Fluchtwege).

Zusammenfassend zeigt Tabelle 12.5 die Gefahrenklassen im Inneren unterirdischer Bauwerke für unterschiedliche Randbedingungen auf.

Tabelle 12.5: Gefahrenklassen im Inneren eines unterirdischen Bauwerks

Füllstrom Q_{fill} [m ³ /s]	Grundfläche A_p [m ²]	Türen in Fluchtwegen (Sperrwirkung)	sichere alternative Fluchtwege	Gefahrenklasse
groß (> 3,0)	klein (< 150)	ja	nein	Verbotsbereich
			ja	Verbotsbereich
		nein	nein	Verbotsbereich
			ja	Verbotsbereich
	mittel (150 - 500)	ja	nein	Verbotsbereich
			ja	Verbotsbereich
		nein	nein	Verbotsbereich
			ja	Gebotsbereich
	groß (> 500)	ja	nein	Verbotsbereich
			ja	Verbotsbereich
		nein	nein	Gebotsbereich
			ja	Gebotsbereich
mittel (1,0 - 3,0)	klein (< 150)	ja	nein	Verbotsbereich
			ja	Verbotsbereich
		nein	nein	Verbotsbereich
			ja	Gebotsbereich
	mittel (150 - 500)	ja	nein	Verbotsbereich
			ja	Gebotsbereich
		nein	nein	Gebotsbereich
			ja	Gebotsbereich
	groß (> 500)	ja	nein	Verbotsbereich
			ja	Gebotsbereich
		nein	nein	Gebotsbereich
			ja	Hinweisbereich
klein (< 1,0)	klein (< 150)	ja	nein	Verbotsbereich
			ja	Gebotsbereich
		nein	nein	Gebotsbereich
			ja	Gebotsbereich
	mittel (150 - 500)	ja	nein	Gebotsbereich
			ja	Gebotsbereich
		nein	nein	Gebotsbereich
			ja	Hinweisbereich
	groß (> 500)	ja	nein	Gebotsbereich
			ja	-
		nein	nein	Hinweisbereich
			ja	-

13 Decision-Support-System – Risiko-Tool RoFUF

Mit Hilfe der in Kapitel 11 aufgezeigten, auf Naturverhältnisse übertragenen Untersuchungsergebnisse und der in Kapitel 12 durchgeführten Klassifizierung vorliegender Gefährdungen erfolgt die Entwicklung eines Decision-Support-Systems. Das erstellte Risiko-Tool trägt den Namen

RoFUF - *Risk of Flooding Underground Facilities*

und kann im Internet unter der Adresse <http://www.rofuf.de> heruntergeladen werden (Version 1.0.6, Stand September 2007).

Obwohl die ausgegebenen Ergebnisse Gefahrenklassen darstellen, wird bewusst der Begriff des Risikos verwendet, da die Ergebnisermittlung über eine Art Abschätzung von Gefährdung¹ und Vulnerabilität² erfolgt. In Abbildung 13.1 ist die Benutzungsoberfläche von RoFUF dargestellt. Abbildungen 13.2 bis 13.6 zeigen die zugrunde liegende Programmstruktur.

Es sei erwähnt, dass das Tool für eine Abschätzung der vorliegenden Gefährdung bzw. des Risikos herangezogen werden kann. Wie bereits aufgeführt sind Falluntersuchungen für eine genaue Analyse lokaler Gegebenheiten aufgrund abweichender Randbedingungen zwingend erforderlich.

¹Z. B. unterschiedliche Wasserstände für variierende Wahrscheinlichkeiten.

²Z. B. Sturzgrenze eines Menschen.

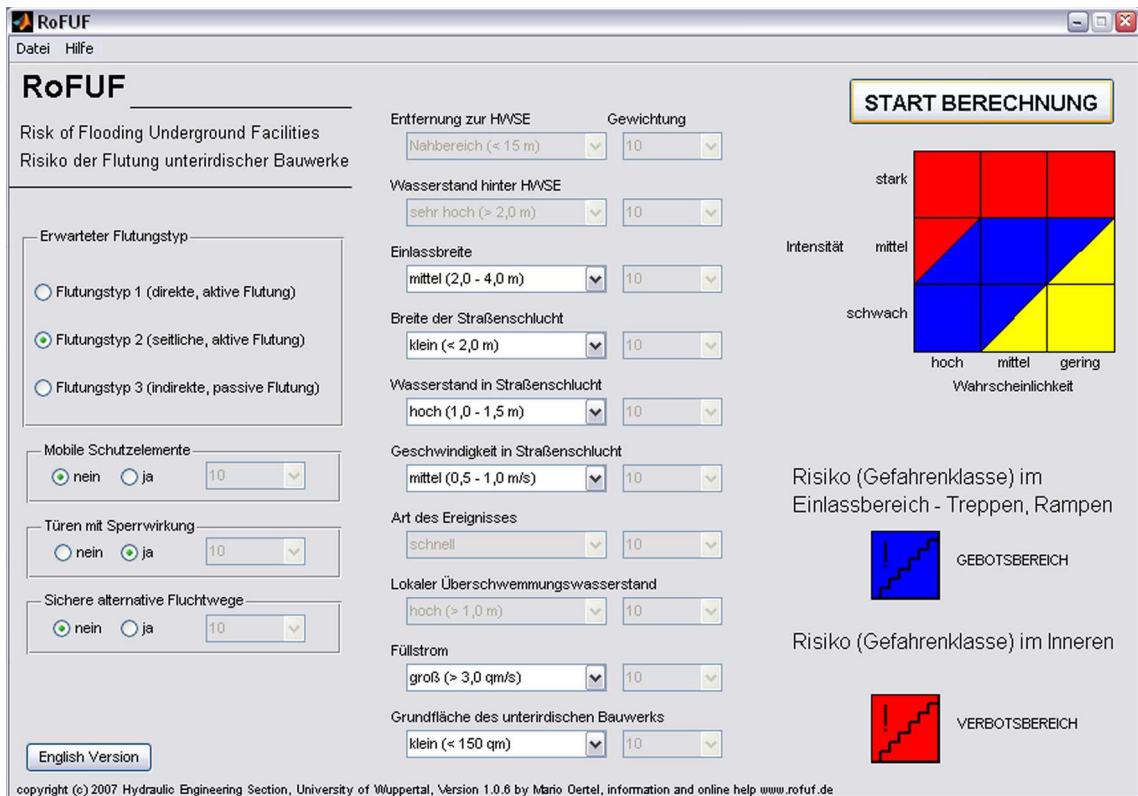


Abbildung 13.1: Benutzungsoberfläche von RoFUF

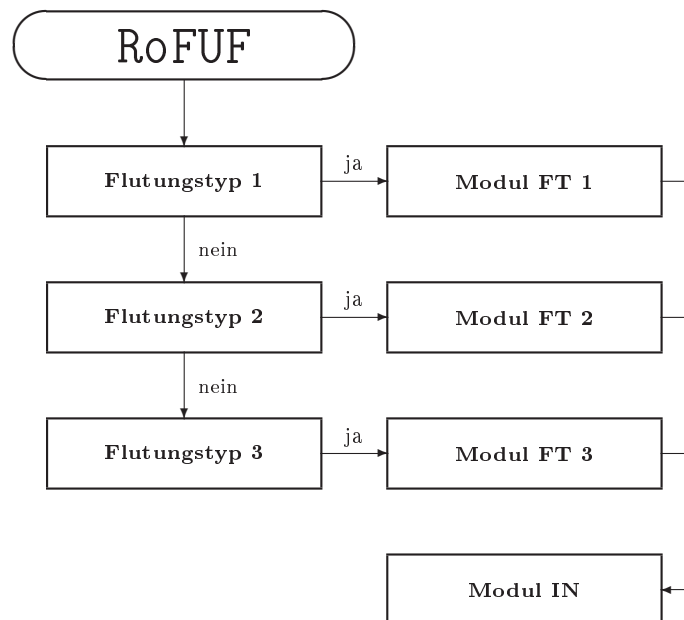


Abbildung 13.2: Programmstruktur des Decision-Support-Systems

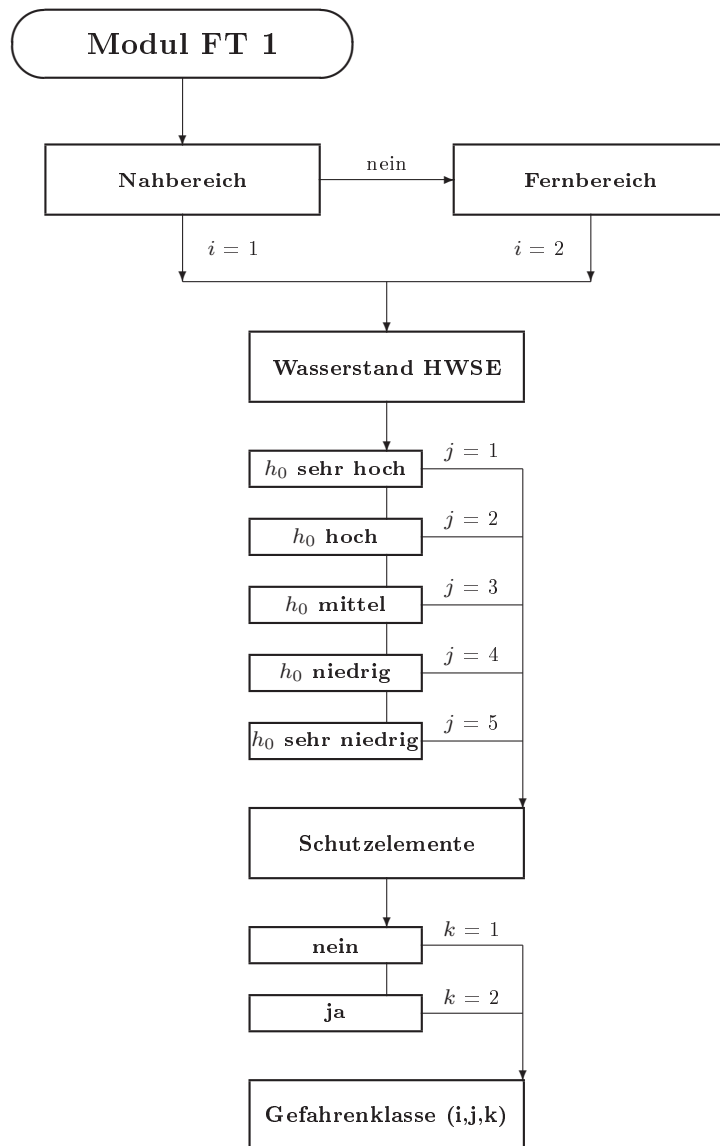


Abbildung 13.3: Programmstruktur des Moduls zur Bestimmung der Gefährdung bzw. des Risikos im Einlassbereich für Flutungstyp 1

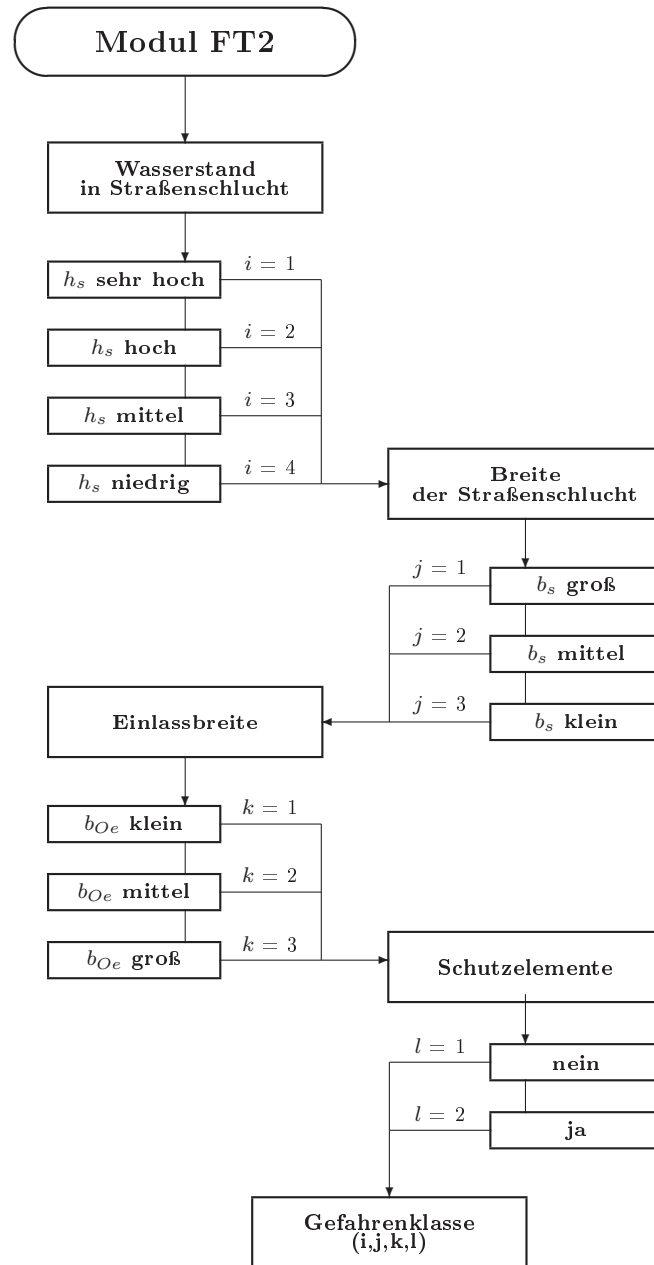


Abbildung 13.4: Programmstruktur des Moduls zur Bestimmung der Gefährdung bzw. des Risikos im Einlassbereich für Flutungstyp 2

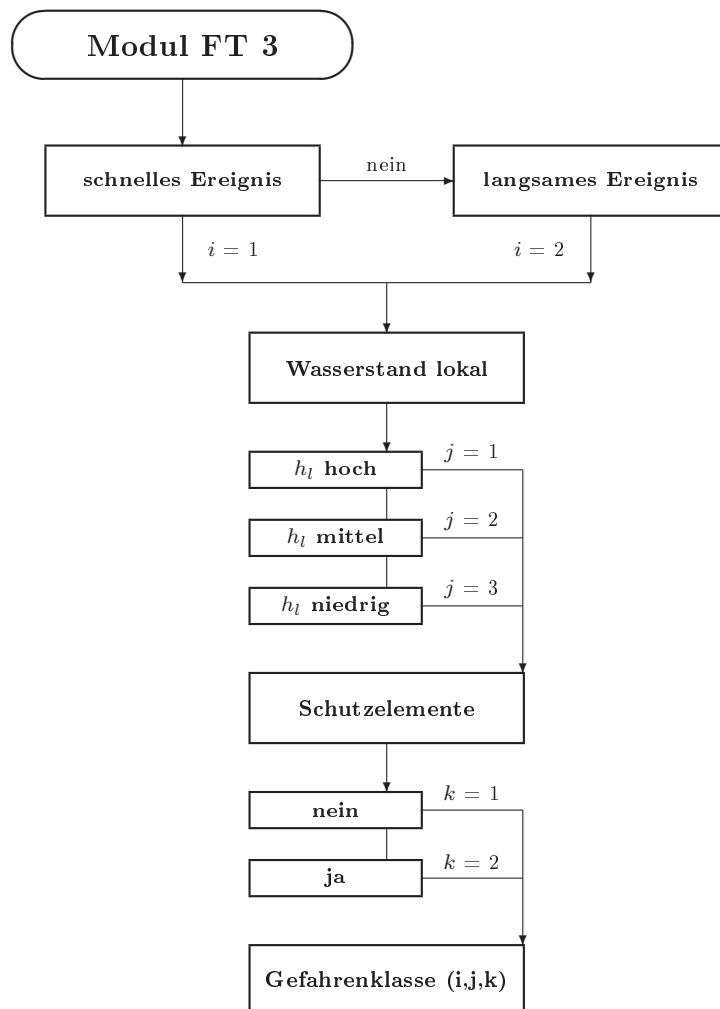


Abbildung 13.5: Programmstruktur des Moduls zur Bestimmung der Gefährdung bzw. des Risikos im Einlassbereich für Flutungstyp 3

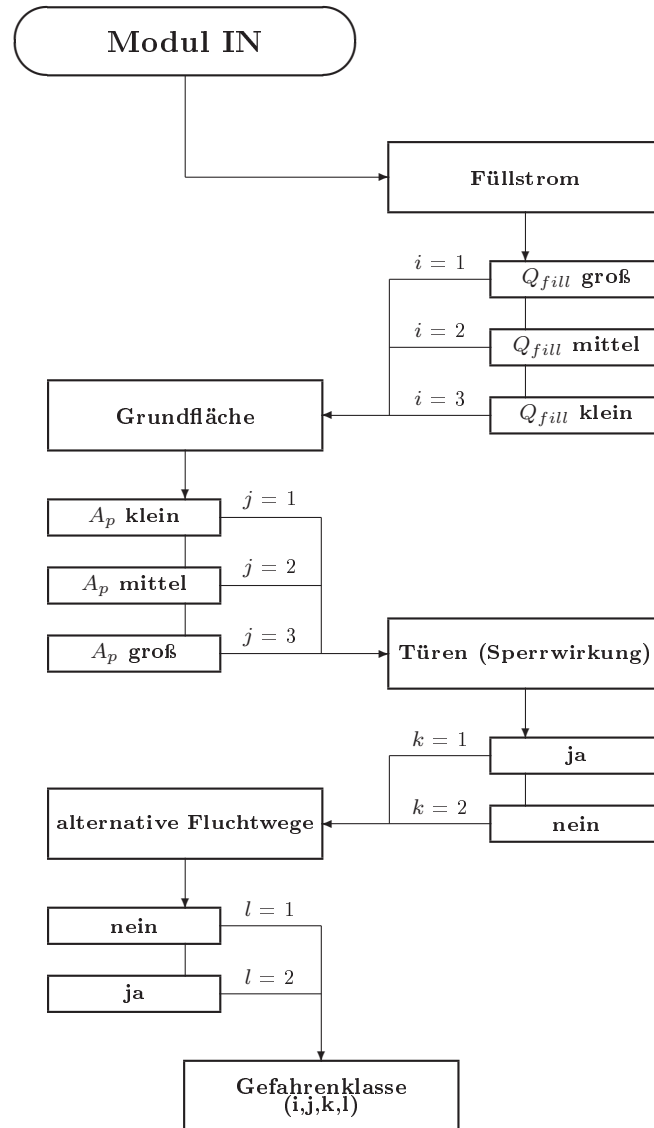


Abbildung 13.6: Programmstruktur des Moduls zur Bestimmung der Gefährdung bzw. des Risikos im Inneren

Teil V

Schlussbetrachtungen

14 Empfehlungen zur Einbeziehung unterirdischer Bauwerke in Hochwasser-Gefahrenkarten

14.1 Allgemeines

Nach dem Gesetz zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes vom 03. Mai 2005 wird das Wasserhaushaltsgesetz in der Fassung der Bekanntmachung vom 19. August 2002 geändert (vgl. Kapitel 1.6.1). In §31b und §31d heißt es, dass Überschwemmungsgebiete und überschwemmungsgefährdete Gebiete auszuweisen, in Kartenform darzustellen und in Hochwasserschutzplänen zu veröffentlichen sind. Die ausgewiesenen Überschwemmungsgebiete beziehen sich auf das Bemessungshochwasser eines 100-jährlichen Ereignisses. Zudem soll die Bevölkerung in den betroffenen Gebieten nach §31a über die Hochwassergefahren, geeignete Vorsorgemaßnahmen und Verhaltensregeln informiert werden. Die Regelungen erfolgen jeweils durch Landesrecht. MUNLV (2003) stellt einen Leitfaden für die Erstellung von Hochwasser-Gefahrenkarten¹ in NRW zur Verfügung. Auf Grundlage dieses vorhandenen Leitfadens erfolgt eine Empfehlung zur Einbeziehung unterirdischer Bauwerke in Hochwasser-Gefahrenkarten unter Verwendung von Erkenntnissen der vorliegenden Forschungsarbeit.

14.2 Leitfaden Hochwasser-Gefahrenkarten

14.2.1 Ziele

MUNLV (2003) definiert die Ziele von Hochwasser-Gefahrenkarten. So sollen mit Hilfe einheitlicher Darstellungen Grundlagen für die Einschätzung von Hochwassergefahren geschaffen werden. Die Hochwasser-Gefahrenkarten fördern somit das Hochwasserbewusstsein

¹Hochwassergefahrenkarten sind die Grundlage zur Erstellung von Hochwasserschutzplänen.

und die Möglichkeit einer Erstellung von Hochwasserschutzplänen. Die Hochwassergefahren ergeben sich dabei aus Kombination von Überflutungsfläche, Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit, Wahrscheinlichkeit und Überflutungsdauer.

14.2.2 Inhalte

Der bestehende Leitfaden Hochwasser-Gefahrenkarten beinhaltet Erläuterungen zu den in Tabelle 14.1 aufgeführten Themen. Diese sind zumeist zwingend in die Gefahrenkarten in Form von grafischen Darstellungen einzubeziehen. Die Kenntlichmachung unterschiedlicher Wasserstände erfolgt mit Hilfe der in Tabelle 14.2 dargestellten Farbabstufungen. Dabei werden die drei Intensitäten

1. Hochwasserereignis mit einer Jährlichkeit kleiner HQ_{100} ,
2. übliches Bemessungshochwasser HQ_{100} und
3. extremes Hochwasserereignis EHQ

unterschieden. Zusätzlich sind potentielle Überschwemmungsgebiete, welche sich nach dem Versagen einer Hochwasserschutzanlage ergeben, darzustellen. Eine Unterteilung von ermittelten Fließgeschwindigkeiten wird in die beiden Bereiche

1. maximale Fließgeschwindigkeit zwischen 0,5 und 2,0 m/s sowie
2. maximale Fließgeschwindigkeiten über 2,0 m/s

vorgenommen, welche mit unterschiedlichen Pfeilgrößen (1-D-Berechnungen) oder Schraffuren (2-D-Berechnungen) darzustellen sind. Ein weiterer Bestandteil der Gefahrenkarten sind die Gefahrenquellen, welche nach Tabelle 14.3 eingeteilt und bezeichnet werden. Brücken erhalten dabei als Überquerungswege der Fließgewässer eine zusätzliche Markierung für die Befahrbarkeit.

Tabelle 14.1: Themenübersicht Gefahrenkarten, Quelle: MUNLV (2003) und Empfehlungen

Thema	In Gefahrenkarten enthalten	Ereignisspezifisch?
Überflutungsflächen/-tiefen	Immer	Ja
Fließgeschwindigkeiten	Immer	Ja
Anlagen des technischen Hochwasserschutzes	Immer	Nein
Pegel	Immer	Nein
Hochwasserwellenlaufzeit	Immer	Ja
Deichverteidigungsmaßnahmen	Immer	Ja
Brücken, Durchlässe, Verrohrungen	Immer	Nein
Gefahrenquellen	Immer	Nein
Hochwasserfreie Straßen	Wenn möglich	Ja
Allgemeine kartographische Inhalte	Immer	Ja
(Gefahrenorte)	(Wenn möglich)	(Nein)

Tabelle 14.2: Farbabstufungen bei der Darstellung der Überflutungsflächen/-tiefen, Quelle: MUNLV (2003)


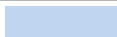

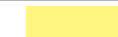






















Abstufung der Wassertiefe	Ereignis			Potentielles Überschw.- gebiet
	$< HQ_{100}$	HQ_{100}	EHQ	
0 - 50 cm				
51 - 100 cm				
101 - 200 cm				
201 - 300 cm				
301 - 400 cm				
> 400 cm				

Tabelle 14.3: Gefahrenquellen, Quelle: MUNLV (2003)

Gefahrenquelle	Kürzel
Brücke	B befahrbar 
	nicht befahrbar 
Wehr	W
Durchlass	D
Verrohrung	V
Verrohrung mit Rechen	VR
Lagerflächen	L
Campingplätze	C

14.3 Unterirdische Bauwerke als Gefahrenorte

Da unterirdische Bauwerke – wie U-Bahn-Stationen, Tiefgaragen oder unterirdische Einkaufszentren – bislang bei der Erstellung von Hochwasser-Gefahrenkarten nicht hinreichend berücksichtigt wurden, werden im Folgenden Empfehlungen für eine Implementierung ausgesprochen. Bei der Umsetzung dieser werden individuelle Detailanalysen vorliegender Strömungsverhältnisse vorausgesetzt. Eine Unterscheidung erfolgt in die drei beispielhaften lokalen Gefahrenorte:

1. Unterirdische Bauwerke,
2. enge Straßenschluchten und
3. große Geländeeintiefungen.

14.3.1 Aufführung und Darstellung








In Anlehnung an die bereits erwähnten Gefahrenquellen wird die Ergänzung des Leitfadens Hochwasser-Gefahrenkarten (MUNLV 2003) mit folgenden Inhalten empfohlen:

3.7(2) Lokale Gefahrenorte

Lokale Gefahrenorte beschreiben Gebiete, in denen aufgrund örtlicher Besonderheiten mit einer erhöhten Gefährdung im Hochwasserfall nach un-

vorhersehbarem Versagen einer Hochwasserschutzeinrichtung gerechnet werden muss. Dies können z. B. unterirdische Bauwerke – wie Tiefgaragen, U-Bahn-Stationen oder unterirdische Einkaufszentren –, enge Straßenschluchten mit hohen zu erwartenden Fließgeschwindigkeiten oder auch große Geländeeintiefungen mit großen Überschwemmungswasserständen sein. Eine Kenntlichmachung in hoch aufgelösten Hochwasser-Gefahrenkarten erfolgt mit den in Tabelle 14.4 aufgeführten Kürzeln und Symbolen sowie mit fortlaufenden Kennziffern. Die Gefahrenklassen müssen individuell für mögliche Gefahrenorte über eine Analyse der zu erwartenden Strömungsverhältnisse ermittelt werden. Zur Klassifizierung der Gefährdung in Untergeschossen kann das Risiko-Tool RoFUF zur Analyse der Flutung unterirdischer Bauwerke (Bergische Universität Wuppertal) herangezogen werden. Insbesondere für Gefahrenorte im Gebotsbereich (blau) bis Verbotsbereich (rot) sind Sperrungen oder Nutzungseinschränkungen im Hochwasserfall vorzusehen, da hier von einer erheblichen Gefahr für das menschliche Leben ausgegangen werden muss. Zusätzlich zu den Kennzeichnungen in den Gefahrenkarten sind deutlich erkennbare Hinweisschilder und Informationstafeln in den Eingangsbereichen der unterirdischen Bauwerke anzubringen.

Tabelle 14.4: Gefahrenorte und deren Symbole

Gefahrenort	Kürzel	Symbol
Unterirdisches Bauwerk	UB	
Straßenschlucht	StS	
Geländeeintiefung	GE	
Gefahrenklasse	Hinweisbereich Gebotsbereich Verbotsbereich	  
Beispiel	Unterirdisches Bauwerk mit fortlaufender Kennziffer und Klassifizierung im Verbotsbereich	UB-16 

Zusätzlich ist die Tabelle zur Themenübersicht im Leitfaden Hochwasser-Gefahrenkarten (MUNLV 2003, S. 2) um den in Tabelle 14.1 aufgeführten Punkt „Gefahrenorte“ zu ergänzen. Das Inhaltsverzeichnis, betroffene Textabschnitte sowie die Anhänge sind zu aktualisieren.

14.4 Weitere Empfehlungen zur Erstellung von Hochwasser-Gefahrenkarten

Wie bereits erwähnt wird die Einbeziehung von so genannten Gefahrenorten in Hochwasser-Gefahrenkarten laut Kapitel 14.3.1 empfohlen. Dabei sollte zwingend eine Anpassung an die Farbgebung der Gefahrenbereiche nach Schweizer Vorbild (BWW 1997, siehe Kapitel 8.4) vorgenommen werden – wenn möglich inklusive der Einbeziehung von Intensitäten aus der Verbindung von Wasserstand und Geschwindigkeit, wie z. B. auch in LAWA (2007) oder MÜLLER (2007) berichtet. Insbesondere wird mit der vorliegenden Arbeit **auf den Verzicht von grünen Darstellungen für Überschwemmungsgebiete hingewiesen**². Eine grüne Markierungen, wie sie z. B. in MUNLV (2003) aber auch in neuesten Veröffentlichungen (LAWA 2007) empfohlen wird, können von fachfremden Bevölkerungsgruppen in Überschwemmungsgebieten irreführend interpretiert werden (Grün = keine Gefahr). Die empfohlene Ausweisung von Gefahrenorten ist daher an die Farben Gelb-Blau-Rot (steigende Intensität) gebunden. Eine Überarbeitung der Farbskalen des Leitfadens Hochwasser-Gefahrenkarten (MUNLV 2003) nach Abbildung 14.5 oder 14.6 wird empfohlen. Für potentielle Überschwemmungsflächen nach Versagen von Hochwasserschutzanlagen sind dabei punktierte bzw. schraffierte³ Flächen vorzusehen. Die Farbe der Punktierung/Schraffierung richtet sich nach dem Ereignis. In bereits erstellten Gefahrenkarten sind Hinweise einzubeziehen, welche auf eine zu aktualisierende Darstellung aufmerksam machen.

Für den operationellen Einsatz sind zusätzlich Risiko-Managementpläne für alle Beteiligten (z. B. Feuerwehr, Bundeswehr, Technisches Hilfswerk etc.) anzufertigen, in denen klare Anweisungen zu Schutzvorkehrungen während eines Hochwasserereignisses ausgewiesen sind. LOTZ (2007) gibt konkrete Empfehlungen in Bezug auf Risiko-Managementpläne für Stauanlagen. Eindeutige, leicht verständliche Symbole, z. B. für Ort und Höhe der Errichtung

²Eine grüne Markierung für im Hochwasserfall befahrbare Brücken kann beibehalten werden. Hier ist mit keinen Missverständnissen zu rechnen.

³Vorsicht bei bereits schraffiert dargestellten Flächen.

eines Sandsackwalls, sind aufgeführt. Nach diesem Vorbild sollte eine ergänzende Einbeziehung von unterirdischen Bauwerken erfolgen.

Die Empfehlungen zur Änderung bzw. Ergänzung bestehender Leitfäden zur Erstellung von Hochwasser-Gefahrenkarten bzw. Risiko-Managementplänen werden wie folgt zusammengefasst:

- Anpassung der Farbskalen zur Kenntlichmachung von Überflutungsflächen nach Schweizer Vorbild (Verzicht auf grüne Darstellungen),
- Einfügen eines Kapitels „Gefahrenorte“ inklusive der Implementierung unterirdischer Bauwerke,
- Einbeziehung einer einfachen, leicht verständlichen Symbolik.

Tabelle 14.5: Empfehlungen zu Farbabstufungen bei der Darstellung von Überflutungsflächen und Überflutungstiefen

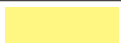
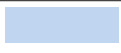
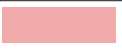


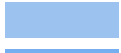

















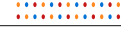



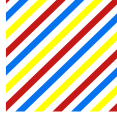








Abstufung der Wassertiefe	Ereignis			Potentielles Überschw.- gebiet
	$< HQ_{100}$	HQ_{100}	EHQ	
0 - 50 cm				
51 - 100 cm				
101 - 200 cm				
201 - 300 cm				
301 - 400 cm				
> 400 cm				

Tabelle 14.6: Alternative Empfehlungen zu Farbabstufungen bei der Darstellung von Überflutungsflächen und Überflutungstiefen

Intensität	Ereignis-Wiederkehrintervall			Potentielles Überschw.-gebiet
	häufig: HQ_{1-30}	mittel: HQ_{30-100}	selten: $> HQ_{100}$	
niedrig: $h < 0,5$ m oder $vh < 0,5$ m ² /s				
mittel: $0,5$ m $< h < 2,0$ m oder $0,5$ m ² /s $< vh < 2,0$ m ² /s				
hoch: $h > 2,0$ m oder $vh > 2,0$ m ² /s				

15 Ausblick – Weiterer Forschungsbedarf

Nach dem Gesetz zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes sind Überschwemmungsgebiete und überschwemmungsgefährdete Gebiete an Flusssystemen auszuweisen. Um jedoch für die eng verknüpften Risikobetrachtungen und Hochwasserschutzpläne genaue Aussagen treffen zu können, sind Detailuntersuchungen unterschiedlicher Komponenten notwendig. Diese befinden sich einerseits auf dem Gebiet der Gefährdungsanalyse, sowie andererseits im Bereich der Vulnerabilität. Ingenieure beschäftigen sich zu meist mit dem Forschungsfeld der Gefährdungen, welche über Faktoren wie Wahrscheinlichkeit und Exposition zu untersuchen sind. So müssen maßgebliche Strömungskomponenten quantifiziert und Gefährdungen abgeleitet werden.

Für den Fall des Versagens einer Hochwasserschutzanlage existieren eine Vielzahl an Einzelkomponenten, welche für die Ermittlung vorliegender Gefährdungen und somit Risiken zu untersuchen sind. Neben dem Prozess der Flutwellenausbreitung stehen lokale Strömungsphänomene im Vordergrund. Forschungsvorhaben zur flächenhaften Flutwellenausbreitung zeigen wesentliche Untersuchungsparameter auf, welche vertiefter zu diskutieren sind. BRIECHLE (2006) erwähnt einen Forschungsbedarf in folgenden Bereichen:

- Randbedingungskonfigurationen,
 - Rauheiten auf der Ausbreitungsfläche,
 - Neigung der Ausbreitungsfläche,
 - Gerinnegeometrie,
 - Initialdurchfluss,
- Analytisches Modell der Ganglinien auf der Breschenachse,
 - u. a. Übertragbarkeit auf den Naturmaßstab,
- Numerische Modelle zur Flutwellenausbreitung,

- Grundlagen zur Risikoermittlung,
 - Breschendurchfluss,
 - Versagensmechanismus,
 - umströmte Objekte,
 - resultierende Schäden.

Diese Aussagen bezüglich der Forschungsnotwendigkeit in Bezug auf eine Flutwellenausbreitung nach Versagen von Hochwasserschutzanlagen können mit den eigens durchgeführten Untersuchungen bestätigt werden. Insbesondere im Bezug auf Flutungsvorgänge unterirdischer Bauwerke sind folgende Punkte hervorzuheben bzw. zu ergänzen.

-
- Untersuchung von Maßstabeffekten bei der physikalischen Modellierung von Flutwellenausbreitungsprozessen (Übertragbarkeit auf Naturverhältnisse):
 - Mit Hilfe von 2-D-Modellen sind Ansätze zu entwickeln, wie Maßstabeffekte bei der Übertragung von Messergebnissen simulierter Flutwellenausbreitungen auf Naturverhältnisse berücksichtigt werden können. Wie bereits in Kapitel 7.6 erwähnt, werden Versuche mit variierenden Rauheiten und Initialwasserständen in skalierten Größenordnungen – mit dem Ziel einer Quantifizierung der Einflussgrößen – empfohlen. Die Ergebnisse sind bei der Übertragung von Modellierungen flächenhafter Flutwellenausbreitungen auf den Naturmaßstab zu berücksichtigen.
 - Umströmte Objekte (Straßenschluchten):
 - Insbesondere in urbanen Regionen muss entgegen der vereinfachten Darstellung von flächenhaften Flutwellenausbreitungen im Modell (ebene, hindernisfreie Platten) mit abweichenden geometrischen Randbedingungen gerechnet werden. So sind geometrische Strukturen (z. B. Gebäude und daraus resultierende Straßenschluchten) in unterschiedlichsten Variationen vorhanden. Es ist mit relevanten Einflüssen auf das Strömungsverhalten zu rechnen, welches zu untersuchen ist. Ansätze werden in RESCDAM (2000) geliefert. Der Einfluss von Gebäuden in einer Dambruchströmung auf anzusetzende Reibungsbeiwerte ist beschrieben. Weiterhin betrachten SOARES-FRAZÃO & ZECH (2007) den Einfluss eines einzelnen Gebäudes in einer Flutwellenströmung in Bezug auf

die Strömungsumlenkung. TESTA et al. (2007) untersuchen zudem Straßenschluchten durch Anordnung mehrerer Gebäude am Fuße eines brechenden Dammes. Weiterführende Forschungsprojekte werden empfohlen.

- Rauheiten auf der Ausbreitungsfläche:
 - Wie auch bei den umströmten Objekten ist bei Betrachtung unterschiedlicher Rauheiten, wie sie in urbanen Regionen zu erwarten sind, mit maßgeblichen Einflüssen auf das Ausbreitungsverhalten zu rechnen. Diese Einflüsse müssen detaillierten Untersuchungen unterzogen werden, um eine bessere Einschätzung örtlicher Gegebenheiten zu ermöglichen.
- Versagensmechanismus:
 - Wie in Kapitel 6.3.4 erwähnt, beeinflusst die Ausbildung des Versagensmechanismus die Initialphase der Flutwellenausbreitung im physikalischen Modell. In der Natur ist ebenfalls mit einem maßgeblichen Einfluss zu rechnen. Die zeitliche Ausbildung der Bresche beeinträchtigt die Komponenten Breschen-durchfluss, Ausbreitungsform, -geschwindigkeit, -richtung, Wasserstandshöhe etc. Diese erhöhen oder verringern resultierend das vorliegende Risiko hinter der Hochwasserschutzanlage. Beispielhafte Untersuchungen zur Breschenbildung zeigen MORRIS et al. (2007). Ergebnisse derartiger Forschungsprojekte sind in Modellierungen und Risikobetrachtungen einzubeziehen.
- Seitliches Einströmen – Flutungstyp 2:
 - Für detailliertere Aussagen bezüglich des seitlichen Einströmens nach Flutungstyp 2 in Öffnungen zu unterirdischen Bauwerken (vgl. Kapitel 9.2.1) sind weiterführende Untersuchungen in Anlehnung an bestehende Forschungsarbeiten zum seitlichen Durchfluss durch eine Gerinneöffnung erforderlich. Insbesondere die asymmetrischen Einströmverhältnisse sind detailliert bezüglich der effektiven Breite für die Bestimmung resultierender Sturznummern zu analysieren.
- Übertrag der Untersuchungsergebnisse auf Sturzfluten:
 - Für den Fall lokaler Starkniederschlagsereignisse können vermeintlich sichere unterirdische Bauwerke einer Flutungsgefahr – je nach örtlichen Gegebenheiten – ausgesetzt sein. In weiterführenden Studien sollte daher eine Übertragung bzw. Abgrenzung der hier aufgeführten Untersuchungsergebnisse erfolgen.

- Risiko-Tool RoFUF:
 - Eine Weiterentwicklung des Decision-Support-Systems in Form des Risiko-Tools RoFUF wird angestrebt. So ist die Einbeziehung ergänzender Eingabeparameter im Optionalbereich vorstellbar – u. a. die Möglichkeit einer persönlichen Gewichtung der Variablen (bereits vorbereitet). Zudem könnte eine interaktive Eingabemaske mit Kartenausschnitten implementiert werden, um z. B. eine automatische Entfernungsermittlung per Mausklick zu ermöglichen. Eine fortlaufende Anpassung an den jeweiligen aktuellen Stand der Forschung wird empfohlen.
-

16 Zusammenfassung

Nach Versagen von Hochwasserschutzanlagen in flussnahen urbanen Regionen erfolgt eine flächenhafte Ausbreitung der Flutwelle. Befinden sich unterirdische Bauwerke – wie U-Bahn-Stationen, Tiefgaragen oder unterirdische Einkaufszentren – im anschließenden Hinterland, so können diese aufgrund einfließenden Wassers geflutet werden. Eine erhebliche Gefahr für das menschliche Leben als auch für Sachgüter kann resultieren. Je nach geometrischen und hydraulischen Randbedingungen erfolgt eine direkte, aktive Flutung (Flutungstyp 1), eine seitliche aktive Flutung (Flutungstyp 2) oder eine indirekte, passive Flutung (Flutungstyp 3). Für Flutungstyp 1 und 2 werden dabei dynamische Überschwemmungsgegebenheiten angenommen, für Flutungstyp 3 statische. Mit Hilfe eines physikalischen Modells im Maßstab 1:20 können die Flutwellenausbreitung und die anschließende Flutung eines unterirdischen Kontrollvolumens simuliert und die unterschiedlichen Flutungstypen den Modellläufen zugeordnet werden. Als Modellläufe werden sechs unterschiedliche Standorte mit je zwei variierenden Öffnungsbreiten sowie unterschiedliche Einlassrichtungen untersucht. Da die Flutwellenausbreitung die Randbedingung für die Flutungsprozesse der unterirdischen Bauwerke darstellt, wird vorab ein möglicher Einfluss aus Maßstabeffekten aufgrund der kleinen Skalierung analysiert. Es zeigen sich Grenzbereiche der physikalischen Modellierung auf der Ausbreitungsfläche in Bereichen kleiner Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten. Diese Bereiche können über eine entwickelte inverse Berechnung der Rauheiten im Prototyp bei der Übertragung von Messergebnissen auf Naturverhältnisse berücksichtigt werden.

Numerische Vergleichsrechnungen bestätigen einerseits die Anwendbarkeit numerischer Modelle in Bezug auf die vorliegenden Untersuchungen (Validierung). Andererseits werden sie für Abschätzungen der Füllströme in das unterirdische Kontrollvolumen für Modellläufe mit seitlichem Einströmen nach Flutungstyp 2 herangezogen, da hier die physikalischen Messergebnisse keine repräsentativen Füllströme aufzeigen. Mit Hilfe der physikalischen als auch numerischen Modelle sowie unter Verwendung theoretischer Ansätze erfolgt eine Übertragung der Messergebnisse auf Naturverhältnisse. Diese ermöglicht über die Zuordnung

unterschiedlicher Gefahrenklassen eine Gefahrenbeurteilung unterirdischer Bauwerke mit variierenden Randbedingungen. Zwei Gefahrenarten in unterirdischen Gebäuden werden aufgezeigt. Einerseits kann einfließendes Wasser die Sturzgrenze von Personen im Einlassbereich sowie auf Rampen und Treppen überschreiten. Schwere Verletzungen bis zur Bewusstlosigkeit und Ertrinken durch resultierende Stürze sind möglich. Die Gefährdung bestimmt sich in Abhängigkeit unterschiedlicher Faktoren, wie z. B. der Entfernung des unterirdischen Bauwerks zur Hochwasserschutzanlage, dem Wasserstand dahinter, Wasserständen in Straßenschluchten oder statische Überschwemmungswasserstände. Weitere Abhängigkeiten vom jeweiligen Flutungstyp sind gegeben. Es resultieren Sturznummern SN aus Kombination vorliegender Fließgeschwindigkeiten und Wasserstände, welche die Sturzgrenze repräsentieren. Die zweite Art der Gefährdung besteht im Inneren eines unterirdischen Gebäudes. Im Falle des Versagens einer Hochwasserschutzanlage mit anschließendem Flutungsvorgang verursachen einfließende Wassermassen große resultierende flächenbezogene Impulskräfte auf mögliche Fluchttüren. Diese sind durch Personen im Inneren nicht mehr zu öffnen. Durch den Einschluss im unterirdischen Bauwerk besteht bei nicht vorhandenen alternativen Fluchtwegen sowie bei unzureichenden Drainage- oder Ablaufsystemen bzw. installierten Pumpenleistungen die Gefahr des Ertrinkens. Die Untersuchungen zeigen, dass schon bei niedrigen Wasserständen am Rampenfußpunkt nicht mehr zu bewältigende Impulskräfte infolge hoher Fließgeschwindigkeiten zu erwarten sind. Über den Ansatz einer kritischen Wassertiefe im unterirdischen Bauwerk von $h_{ub,krit} = 1,5$ m erfolgt die Bestimmung kritischer Füllzeiten in Abhängigkeit variierender Grundflächen und Füllströme. Die Untersuchungsergebnisse verdeutlichen den notwendigen Handlungsbedarf, eine schnelle Entscheidung zum Verlassen des unterirdischen Gebäudes zu treffen. Teilweise verbleiben nach Flutungsbeginn weniger als 60 Sekunden bis zur kritischen Füllung des unterirdischen Volumens. Insbesondere unterirdische Bauwerke mit kleinen Grundflächen weisen einen hohen Grad der Gefährdung im Inneren auf.

Die Erkenntnisse der durchgeführten Untersuchungen werden in ein Decision-Support-System in Form des entwickelten Risiko-Tools RoFUF einbezogen. Dieses ermöglicht die Klassifizierung der vorliegenden Gefährdung bzw. des Risikos in einem unterirdischen Bauwerk in Abhängigkeit verschiedener auswählbarer Randbedingungen. Letztendlich werden konkrete Empfehlungen für die Einbeziehung unterirdischer Bauwerke und weiterer Gefahrenorte in vorhandenen und zukünftigen Hochwasser-Gefahrenkarten, mit der möglichen Zuhilfenahme von RoFUF, ausgesprochen. Die vorliegende Dissertation liefert somit einen wichtigen Beitrag für die notwendige Informationsvorsorge aus dem Bereich des Hochwasserschutzes, wobei erstmalig unterschiedliche Flutungsprozesse unterirdischer Bauwerke aufgezeigt und quantifiziert werden.

„Nach der Flut ist vor der Flut“

Literaturverzeichnis

ABT, S. R. & TAYLOR, A. & LOVE, D. J. (1989)

Human stability in a high flood hazard zone, Water Resources Bulletin, American Water Resources Association, Vol. 25, No. 4, Middleburg, USA.

ATV-A 111 (1994)

Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Regenwasser-Entlastungsanlagen in Abwasserkanälen und -leitungen, Abwassertechnische Vereinigung e. V. (ATV), Hennef.

AURELI, F. & MIGNOSA, P. (2000)

Two Dimensional Flows due to Dam of Levee Breaking, River Flood Defence, International Symposium on River Flood Defence, Vol. 1 F, Kassel.

AURELI, F. & MIGNOSA, P. (2002)

Rapidly varying flows due to levee-breaking, River Flow 2002, Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, 4-6 September 2002, Louvain-la-Neuve, Belgien.

AURELI, F. & MARANZONI, A. & MIGNOSA, P. & ZIVERI, C. (2005)

Flood hazard mapping by means of fully-2D and quasi-2D numerical modeling: a case study, Floods, from Defence to Management, Symposium Papers, 3rd International Symposium on Flood Defence, 25-27 May 2005, Nijmegen, Niederlande.

BÁRDOSSY, A. & PAKOSCH, S. (2005)

Wahrscheinlichkeiten extremer Hochwasser unter sich ändernden Klimaverhältnissen, WasserWirtschaft 7-8/2005, Organ der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef.

BAW (2007)

Wasserbauliches Versuchswesen, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Nr. 90, Karlsruhe.

BIRKHOFF, G. (1960)

Hydrodynamics: A Study in Logic, Fact and Similitude, Princeton University Press, New Jersey, USA.

BLW (2003)

Hinweise zur Deichverteidigung und Deichsicherung, Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (BLA), München.

BMU (2003)

5-Punkte-Programm der Bundesregierung: Arbeitsschritte zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes, Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU), Berlin.

BMVBW (2003)

Hochwasserschutzfibel – Planen und Bauen von Gebäuden in hochwassergefährdeten Gebieten, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW), Vierte aktualisierte Auflage, Stand Februar 2003, Berlin.

BOGARDI, J. J. (2004a)

Hazards, Risk and Vulnerability: a New Look on the Flood Plains, International Workshop and Symposium „Water Hazard and Risk Management“, 20-23 January 2004, Tsukuba City and Tokyo, Japan.

BOGARDI, J. J. (2004b)

Water Hazards, Risk and Vulnerabilities in a Changing Environment, International Conference on Spycy and Water: Towards Sustainable Development and Human Security , 1-2 April 2004, Santiago de Chile, Chile.

BRASCHI, G. & DADONE, F. & GALLATI, M. (1994)

Plain Flooding: Near Field and Far Field Simulations, Modelling of Flood Propagation over Initially Dry Areas, Proceedings of the Specialty Conference at ENEL-DSR-CRIS, 29 June - 01 July 1994, Milano, Italien.

BRIECHLE, S. & KÖNGETER, J. (2002)

Experimental Data for Dike-Break Waves, River Flow 2002, Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, 4-6 September 2002, Louvain-la-Neuve, Belgien.

BRIECHLE, S. & LIEM, R. & SCHWANENBERG, D. & KÖNGETER, J. (2002)

Untersuchung der Flutwellenausbreitung einschließlich der instationären Geschwindigkeitsgrößen infolge eines Stauwandbruchs bei variierenden Gelände-

und Bebauungsverhältnissen, DFG-Forschungsbericht SP484/5-1 (Flutwellenausbreitung), Bonn.

BRIECHLE, S. (2006)

Die flächenhafte Ausbreitung der Flutwelle nach Versagen von Hochwasserschutzrichtungen an Fließgewässern, Dissertation an der Fakultät Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen.

BUCKINGHAM, E. (1914)

On Physically Similar Systems, Illustrations of the Use of Dimensional Equations, Physical Review, Vol. 4.

BWK (2006)

Mobile Hochwasserschutzsysteme – Grundlagen für Planung und Einsatz, Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (BWK) e. V., Pfullingen.

BWW (1997)

Berücksichtigung der Hochwassergefahren bei raumwirksamen Tätigkeiten, Bundesamt für Wasserwirtschaft (BWW), Bundesamt für Raumplanung (BRP), Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), Bern, Schweiz.

CROCE, R. (2002)

Ein paralleler, dreidimensionaler Navier-Stokes-Löser für inkompressible Zweiphasenströmungen mit Oberflächenspannung, Hindernissen und dynamischen Kontaktflächen, Diplomarbeit am Institut für Angewandte Mathematik, Mathematisch-Naturwissenschaftliche Fakultät, Rheinische Friedrich-Wilhelms-Universität, Bonn.

DALRYMPLE, R. A. (1985)

Introduction to Physical Models in Coastal Engineering, Physical Modelling in Coastal Engineering, Rotterdam, Niederlande.

DFG (2003)

Wasserforschung im Spannungsfeld zwischen Gegenwartsbewältigung und Zukunftssicherung, Leitthema 5: Wasser – Katastrophe, Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG), Bonn.

DIN 1045 (2001)

Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN), Berlin.

DIN 1055 (2001)

Einwirkungen auf Tragwerke, Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN), Berlin.

DIN 19712 (1997)

Flussdeiche, Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN), Berlin.

DISSE, M. & ASSMANN, A. (2003)

Bestimmung der Überflutungsflächen infolge Deichbrüchen mit GIS-basierten Werkzeugen, Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 6/2003, Koblenz.

DISSE, M. & KAMRATH, P. & WILHELMI, J. & KÖNGETER, J. (2003)

Simulation des Hochwasserwellenablaufes und der Ausbreitung von Überflutungsflächen unter Berücksichtigung von Deichbrüchen, WasserWirtschaft 5/2003, Organ der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef.

DKKV (2003)

Hochwasservorsorge in Deutschland – Lernen aus der Katastrophe 2002 im Elbegebiet, Schriftenreihe des DKKV 29, Lessons Learned, Deutsches Komitee für Katastrophenvorsorge e. V. (DKKV), Bonn.

DRESSLER, R. D. (1952)

Hydraulic Resistance Effect upon the Dam-Break Functions, Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 49, No. 3, Research Paper 2356.

DUTTA, D. & TAKAMURA, H. & HERATH, S. (2003)

Understanding Flood Behavior in Underground Facilities for Urban Flood Risk Management, Second International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia, 30-31 October 2003, International Center for Urban Safety Engineering (ICUS), University of Tokyo, Japan.

DVWK (1986)

Flussdeiche, Merkblätter 210/1986, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. (DVWK), Bonn.

DVWK (1989)

Wahl des Bemessungshochwassers – Entscheidungswege zur Festlegung des Schutz- und Sicherheitsgrades, Merkblätter 209/1989, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. (DVWK), Bonn.

GEISENHOFER, P. & BLASCZYK-HÖFLING, H. (2006)

Kommunikations- und Katastrophenschutzkonzepte für 40.000 Einwohner im Mangfalltal, Risikomanagement extremer hydrologischer Ereignisse, Tag der Hydrologie 2006, Universität der Bundeswehr München.

GRIEBEL, M. & CROCE, R. & ENGEL, M. (2002)

NaSt3DGP A Parallel 3D Navier-Stokes Solver, User's Guide, Institute of Numerical Simulation Division of Scientific Computing and Numerical Simulation, University of Bonn.

GÜNZEL, W. (1962)

Die schießende Strahlausbreitung auf geneigter Ebene, T. R. Flusslaboratorium, Heft 149, Technische Hochschule Karlsruhe.

HAGER, W. H. (1986)

Discharge Measurement Structures, Communication 1, Chaire de Construction Hydrauliques, EPFL Lausanne, Schweiz.

HAGER, W. H. (1994)

Abwasserhydraulik, Theorie und Praxis, Springer Verlag, Berlin.

HERATH, S. & DUTTA, D. (2004)

Modeling of Urban Flooding including Underground Space, Proc. 2nd Asian Pacific Association of Hydrology and Water Resources Conference, Vol. I, 5-8 July 2004, Singapore.

HERMANN, A. & JENSEN, J. (2003)

Sicherung von Dämmen und Deichen – Handbuch für Theorie und Praxis, universitätsverlag Siegen.

HIRT, C. W. & NICHOLS, B. D. (1981)

Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries, Journal of Computational Physics 39, 201.

HUGHES, S. A. (1993)

Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering, Adv. Series on Ocean Engineering, Vol. 7, World Scientific, Singapore.

HUNT, B. (1982)

Asymptotic Solution for Dam-Break-Problem, Journal of the Hydraulic Division, Vol. 108, No. HY1.

IKSR (1998)

Aktionsplan Hochwasser, Internationale Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR), Koblenz.

IKSR (2001)

Atlas 2001 – Atlas der Überschwemmungsgefährdung und möglichen Schäden bei Extremhochwasser am Rhein, Internationale Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR), Koblenz.

IKSR (2002)

Hochwasservorsorge – Maßnahmen und ihre Wirksamkeit, Internationale Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR), Koblenz.

KAMPHUIS, J. W. (1991)

Physical Modelling, Handbook of Coastal and Ocean Engineering, Vol. 2, Houston, USA.

KOLKMANN, P. A. (1984)

Considerations about the Accuracy of Discharge Relations of Hydraulic Structures and the Use of Scale Models for their Calibration, Delft Hydraulics Laboratory, Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, Esslingen.

KÖNGETER, J. (2007)

Das Verfahren Rapid – Vom Baustein zum Gesamtkonzept, Vortrag im Rahmen des Internationalen Wasserbau-Symposiums Aachen (IWASA), Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, Aachen.

KRON, W. (2005)

Hochwasser, Internetveröffentlichung Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft, München.

KULISCH, H. (2002)

Ausbreitung von Dambruchwellen im physikalischen Modell, Kommissionsverlag Oldenbourg Industrieverlag GmbH, Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen, Heft 79/2002, Universität der Bundeswehr München.

LAU (2002)

Anleitung für die Verteidigung von Flussdeichen, Landesamt für Umweltschutz (LAU) Sachsen-Anhalt, Halle/Saale.

LAWA (1995)

Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz – Hochwasser, Ursachen und Konsequenzen, Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA), Stuttgart.

LAWA (2004)

Instrumente und Handlungsempfehlungen zur Umsetzung der Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz, Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA), Düsseldorf.

LAWA (2007)

Empfehlungen der Bund/Länder Arbeitsgemeinschaft Wasser zur Aufstellung von Hochwasser-Gefahrenkarten, Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA), Mainz.

LE MÉHAUTÉ, B. (1976)

Similitude in Coastal Engineering, Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering. Vol. 102. No. WW3.

LE MÉHAUTÉ, B. (1990)

Similitude, Ocean Engineering Science, Vol. 9, Part B, The Sea, New York, USA.

LIEM, R. & KÖNGETER, J. (1999)

The Influence of Initial Flow Conditions on the Propagation of Dam Break Waves, Proceedings XXVIII IAHR Congress, 22.-27. August 1999, Graz, Österreich.

LIEM, R. & KÖNGETER, J. (2000)

Application of High-Speed Digital Image Processing to Experiments on Dam Break Waves, Proceedings Wallingford, Oxfordshire OX, HR Wallingford, England.

LOTZ, J. (2007)

Risikomanagementpläne für Stauanlagen, WasserWirtschaft 10/2007, Organ der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef.

LUA (2002)

Hochwasserabflüsse bestimmter Jährlichkeit HQ_T an den Pegeln des Rheins, Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen (LUA), Essen.

MAI, S. (2004)

Klimafolgeanalyse und Risiko für eine Küstenzone – Am Beispiel der Jade-Weser-Region, Dissertation am Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Hannover.

MALCHEREK, A. (2004)

Hydromechanik der Oberflächengewässer, Version 5, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Hamburg.

MERTSCH, S. (2004)

Risikomanagement als Konzept zur Risikominderung am Beispiel der überflutunggefährdeten Räume Schleswig-Holsteins, Deutsches Komitee für Katastrophenvorsorge e. V. (DKKV), Bonn.

MERZ, B. (2006)

Hochwasserrisiken – Grenzen und Möglichkeiten der Risikoabschätzung, Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung Stuttgart.

MORRIS, M. W. & HASSAN, M. A. A. M. & VASKINN, K. A. (2007)

Breach Formation: Field Test and Laboratory Experiments, Journal of Hydraulic Research (JHR), Vol. 45, Extra Issue, Dam-Break Flow Experiments and Real-Case Data, International Association of Hydraulic Engineering and Research (IAHR).

MÜLLER, U. (2007)

Sind wir besser vorbereitet? – Fünf Jahre nach der Hochwasserkatastrophe von 2002 in Sachsen, WasserWirtschaft 7-8/2007, Organ der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef.

MÜNCHENER RÜCK (1997)

Überschwemmung und Versicherung, Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft, München.

MÜNCHENER RÜCK (1999-2007)

topics (geo) – Jahresrückblick Naturkatastrophen, Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft, München.

MÜNCHENER RÜCK (2000)

topics 2000 – Naturkatastrophen – Stand der Dinge, Sonderheft Millennium, Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft, München.

MÜNCHENER RÜCK (2005)

Wetterkatastrophen und Klimawandel - Sind wir noch zu retten?, Edition Wissen, Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft, München.

MUNLV (2003)

Leitfaden Hochwasser-Gefahrenkarte, Ministerium für Umwelt, Naturschutz, Land-

wirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen (MUNLV), Düsseldorf.

MURL (2000)

Hochwasserfibel, Ministerium für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft des Landes Nordrhein-Westfalen (MURL), Düsseldorf.

NICHOLS, B. D. & HIRT, C. W. (1975)

Methods for Calculating Multi-Dimensional, Transient Free Surface Flows Past Bodies, Proc. First Intern. Conf. Num. Ship Hydrodynamics, Gaithersburg, ML, Oct. 20-23.

NSOM, B. & DEBIANE, K. & PIAU, J.-M. (2000)

Bed slope effect on the dam break problem, Journal of Hydraulic Research, Vol. 38, No. 6.

OERTEL, M. (2003)

Numerische zweidimensionale Strömungssimulation für Poldergebiete hinter Flussdeichen unter besonderer Berücksichtigung von Deichbrüchen, Diplomarbeit, Lehr- und Forschungsgebiet Wasserwirtschaft und Wasserbau, Bergische Universität Wuppertal.

OERTEL, M. (2007)

Particle Image Velocimetry (PIV) Methode, Internetveröffentlichung mit Erläuterungen zu MatPIV, Lehr- und Forschungsgebiet Wasserwirtschaft und Wasserbau, Bergische Universität Wuppertal.

PASCHE, E. (2004)

Simulation im Wasserbau, Vorlesungsskript Version 2-0, Technische Universität Hamburg-Harburg.

PLATE, E. J. & MERZ, B. (2001)

Naturkatastrophen – Ursachen, Auswirkungen und Vorsorge, Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart.

PLATE, E. J. (2004)

Risk and Decision in Flood Management, Dresdener Wasserbau Kolloquium 2004, Risiken bei der Bemessung und Bewirtschaftung von Fließgewässern und Stauanlagen, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden.

PREIßLER & BOLLRICH (1980)

Technische Hydromechanik, Band 1, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin.

PRESS & SCHRÖDER (1966)

Hydromechanik im Wasserbau, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München.

RESCDAM (2000)

The Use of Physical Models in Dam-Break Flood Analysis, Final Report of Helsinki University of Technology, Finland.

RITTER, A. (1892)

Die Fortpflanzung der Wasserwellen, Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, VDI Nachrichten, XXXVI, No. 33.

RUTSCHMANN, P. (2003)

Grundlagen von CFD, Vorlesungsunterlagen, Universität Innsbruck.

SCHLICHTING, H. (1982)

Grenzschicht-Theorie, Verlag G. Braun, Karlsruhe.

SCHLURMANN, T. (2005)

Hochwassergefahren, assoziierte Risiken und Verletzlichkeiten – Methoden und Strategien zur Reduzierung von Disaster Risiken und Minderung von Schäden, Habilitationsvortrag, Mai 2005, Bergische Universität Wuppertal.

SCHNEIDER, K.-J. (2002)

Bautabellen für Ingenieure, mit Berechnungshinweisen und Beispielen, 15. Auflage, Werner Verlag, Düsseldorf.

SCHÜTTRUMPF, H. F. R. (2001)

Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen, Dissertation, Mitteilungen Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Heft 149, Technische Universität Braunschweig.

SCHULZ, K.-P. (1992)

Maßstabeffekte beim Wellenaufbau auf glatten und rauhen Böschungen, Mitteilungen Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Heft 120, Technische Universität Braunschweig.

SOARES-FRAZÃO, S. & ZECH, Y. (2007)

Experimental study of dam-break flow against an isolated obstacle, Journal of Hydraulic Research (JHR), Vol. 45, Extra Issue, Dam-Break Flow Experiments and Real-Case Data, International Association of Hydraulic Engineering and Research (IAHR).

STANSBY, P. K. & CHEGINI, A. & BARNES, T. C. D. (1998)

The initial stages of dam-break flow, Journal of Fluid Mechanics, Vol. 374.

STUAK (2002)

jeder cm zählt... Hochwasser(schutz) am Niederrhein, Informationsbroschüre, Staatliches Umweltamt (StUA) Krefeld.

TACHI, T. & KANEKI, M. & TAKEDOMI, K. (2000)

Flood Risk Assessment of Underground Space Inundation, Disaster Prevention Division, Research Center for Disaster Risk Management, National Institute for Land and Infrastructure Management, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan.

TESTA, G. & ZUCCALÀ, D. & ALCRUDO, F. & MULET, J. & SOARES-FRANZÃO, S. (2007)

Flash Flood Flow Experiments in a Simplified Urban District, Journal of Hydraulic Research (JHR), Vol. 45, Extra Issue, Dam-Break Flow Experiments and Real-Case Data, International Association of Hydraulic Engineering and Research (IAHR).

THYWISSEN, K. (2006)

Components of Risk – A Comparative Glossary, Studies Of the University: Research, Counsel, Education (SOURCE), Publication Series of UNU-EHS, No. 2/2006, United Nations University, Institute for Environment and Human Security (UNU-EHS), Bonn.

UBA (2006)

Was Sie über Vorsorgenden Hochwasserschutz wissen sollten, Vorab-Version zur Veröffentlichung im Internet, Umwelt Bundes Amt (UBA), 14.03.2006, Dessau.

UN/ISDR (2002)

Guidelines for Reducing Flood Losses, United Nations International Strategy for Disaster Reduction (UN/ISDR), Bonn.

UN/ISDR (2004)

Living with Risk – A global review of disaster reduction initiatives, 2004 Version, United Nations International Strategy for Disaster Reduction (UN/ ISDR), Bonn.

UN/ISDR (2005)

Know Risk, United Nations International Strategy for Disaster Reduction (UN/ISDR), Geneva, Schweiz.

UNU (2004)

Two Billion People Vulnerable to Floods by 2050; Number Expected to Double or More

in Two Generations Due to Climate Change, Rising Seas, Population Growth, United Nations University, Institute for Environment and Human Security (UNU-EHS), Bonn.

US ARMY (1961)

Floods Resulting from Suddenly Breached Dams, United States Army Engineer Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper No. 2-374, Report 1 and 2, Vicksburg, Mississippi, USA.

USBR (1980)

Hydraulic Laboratory Techniques, A guide for applying engineering knowledge to hydraulic studies based on 50 years of research and testing experience, United States Bureau of Reclamation (USBR), Department of the Interior, Water and Power Resources Service, Denver, Colorado, USA.

VDI (2004)

Schutz der Technischen Gebäudeausrüstung vor Hochwasser – Neue Richtlinie VDI 6004, VDI-Berichte Nr. 1836, Fachtagung in Köln, 08.06.2004, VDI-Gesellschaft Technische Gebäudeausrüstung, Düsseldorf.

WBGU (1999)

Welt im Wandel – Strategien zur Bewältigung globaler Umweltrisiken, Jahresgutachten 1998, Wissenschaftlicher Beirat der Bundesregierung Globale Umweltveränderungen (WBGU), Bremerhafen.

WBGU (2006)

Die Zukunft der Meere – zu warm, zu hoch, zu sauer, Sondergutachten, Wissenschaftlicher Beirat der Bundesregierung Globale Umweltveränderungen (WBGU), Berlin.

WETZSTEIN, A. (2003)

Berechnung von Entlastungsabflüssen an gedrosselten Streichwehren auf der Basis von gemessenen Wasserständen, Mitteilungen Heft 127, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Darmstadt.

WISNER, B. & BLAIKIE, P. & CANNON, T. & DAVIS, I. (2004)

At Risk – Natural hazards, peoples's vulnerability and disasters, Second edition, published by Routledge, New York, USA.

WwWB (2004)

Hydromechanik, Skript zur Lehrveranstaltung, Lehr- und Forschungsgebiet Wasserwirtschaft und Wasserbau (WwWb), Bergische Universität Wuppertal.

YALIN, M. S. (1989)

Fundamentals of Hydraulic Physical Modelling, Recent Advances in Hydraulic Physical Modelling, Dordrecht, Niederlande.

YASUDA, T. & HIRAISHI, T. (2003)

Risk Assessment of Tsunami Inundation in Coastal Urban Area, IGAW Workshop on Tsunami and Flood Risk Management, 10. September 2003, Bergische Universität Wuppertal.

ZHU, Y. (2006)

Breach Growth in Clay-Dikes, Dissertation des Fachgebietes Environmental Fluid Mechanics der Technischen Universität Delft, Niederlande.

Teil VI

Anhang

A Hochwasserereignisse der letzten Jahre

Extreme Hochwasser sind in Deutschland u. a. 1993, 1995, 1997, 1998, 2002 sowie 2005 zu verzeichnen. Diese Ereignisse werden in Tabelle A.1 kurz erläutert. Ergänzend beschreibt die Tabelle ausgewählte weltweite Hochwasser- und Überschwemmungsereignisse seit 1990. Es ist erkenntlich, dass die größten volkswirtschaftlichen als auch versicherten Schäden insbesondere in den Industriestaaten auftreten. Hingegen haben die weniger entwickelten Länder eine erhöhte Anzahl an Todesopfern zu beklagen.

Es sei bemerkt, dass die Tabelle nur einen Auszug der aufgetretenen Ereignisse darstellt, um einen Eindruck über deren Vielzahl zu verschaffen.

Tabelle A.1: Weltweite Hochwasserereignisse seit 1990, Quellen: MÜNCHENER RÜCK (1999-2007), DKKV (2003), UBA (2006)

Datum	Ort	Tote	Gesamt Schäden Mio. US-\$	Vers. Schäden Mio. US-\$	Erläuterungen
1990					
21.-25.01.	Tunesien: Zentrum, Süden	54	220		Starke Regenfälle, 36.000 Häuser zerstört bzw. beschädigt, Infrastrukturschäden, schwerste Überschwemmungen seit 20 Jahren
07.-10.05.	Indien: Golf v. Bengalen, Andhra Pradesh	962		580	Zyklon „2B“, starke Regenfälle, schwere Überschwemmungen bis 18 km landeinwärts, 670.000 Häuser zerstört, 1,5 Mio. Obdachlose, 8,8 Mio. Betroffene
17.-20.09.	Japan: Okinawa, Honshu	43	4.000	235	Taifun „Flo“, Windgeschwindigkeit bis 270 km/h, Niederschläge bis 500 mm
13.-14.11.	Philippinen: Cebu	387	500		Taifun „Mike“, starke Regenfälle, Erdbeben, Windgeschwindigkeit 220 km/h, 220.000 Häuser zerstört, Industrie- und Infrastrukturschäden
1991					
10.-15.03.	Malawi: Mulanje District	500			Starke Regenfälle, schwerste Überschwemmungen seit 20 Jahren, schwere Gebäude-, Landwirtschafts-, Infrastrukturschäden, 150.000 Obdachlose
29.-30.04.	Bangladesh: Süden, Osten	140.000	3.000	100	Zyklon „2B“ (Gorky), Sturmflut bis 7 m hoch, 500 km langer Küstenstreifen verwüstet, 10 Mio. Obdachlose, 75 % der Reiserte vernichtet
01.-20.07.	China: Jiangsu, Anhui, Hubei	3.074	7.500		Starke Regenfälle, 20 Mio. Obdachlose, 320 Mio. Betroffene, 130.000 km ² Anbaufläche überflutet
27.-28.09.	Japan: Kyushu, Hokkaido	62	6.000	5.200	Taifun „Mireille“, Niederschlag bis 780 mm, Erdbeben, 676.000 Gebäude beschädigt, sämtliche Verkehrsverbindungen unterbrochen
18.-31.10.	USA: Texas	15	850	70	Starke Regenfälle, Sturm, Flüsse über die Ufer getreten, Evakuierungen
1992					
14.05.-6.06.	Iran: Norden	63	3.600		Starke Regenfälle, Flüsse über die Ufer getreten
29.06.-09.07.	China: Fujian, Hunan	324	232		Niederschlag bis 500 mm, Gebäudeschäden, Verkehrsverbindungen unterbrochen, 4.050 km ² Ackerland überflutet

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Datum	Ort	Tote	Gesamt Schäden Mio. US-\$	Vers. Schäden Mio. US-\$	Erläuterungen
08.09.-02.10.	Pakistan: Punjab	1.500	1.000		Monsun, starke Regenfälle, 1,2 Mio. Haushalte zerstört/beschädigt, 6,7 Mio. Betroffene, hohe Ernte- und Infrastrukturschäden
31.10.-02.11	Italien: Toskana, Rom, Sizilien	3	712		Sintflutartige Regenfälle, Flüsse über die Ufer getreten, in der Toskana stärkste Regenfälle seit 1813, 1.000 Obdachlose
10.-13.12.	USA: Nordosten, Westen	18	2.000	850	Niederschlag bis 180 mm, schwere Sturm- und Überschwemmungsschäden
1993					
28.03.-03.04.	Ecuador	300	500	15	Flüsse über die Ufer getreten, 1.500 Obdachlose, Infrastrukturschäden
27.06.-15.08.	USA: Mississippi, Missouri	41	16.000	1.000	Jahrhundertüberschwemmung, ca. 1.000 Flüsse in neun Bundesstaaten über die Ufer getreten, Grund: wassergesättigte Böden nach langen Niederschlägen, 800 der 1.400 Deiche brachen, 40.000 km ² überschwemmt, Hunderttausende evakuiert, 31.000 Obdachlose, 85.000 beschädigte Häuser
08.-31.07.	Indien	953	7.000		Starke Regenfälle, Erdbeben, Ganges, Brahmaputra über die Ufer getreten, hohe Ernteschäden, über 17 Mio. Obdachlose
19.-31.07.	Nepal: Terai, Katmandu	1.048	200		Starke Regenfälle, Erdbeben, schlimmste Überschwemmungen seit 40 Jahren, 39.000 Häuser zerstört, 500.000 Betroffene, Ernte-, Infrastrukturschäden
20.-31.12.	Europa: Benelux, Deutschland, England	14	1.180	810	So genanntes „Weihnachtshochwasser“, Jahrhunderthochwasser des Mittel- und Niederrheins, Grund: lang anhaltenden ergiebigen Niederschläge im Einzugsgebiet des Rheins Anfang Dezember 1993, Überlagerung der Hochwasserwellen von Oberrhein und Neckar, weitere Zuflüsse aus Main, Nahe und Mosel (Koblenz: am 23. Dezember 1993 Rheinpegel bei 9,52 m, 25 % des Kernstadtgebiets überschwemmt; Bonn: am 25. Dezember 1993 Rheinpegel 10,13 m, höchster Pegelstand des 20. Jahrhunderts, Baugrube des Schürmann-Baus geflutet; Köln: Rheinpegel bei 10,63 m, Altstadt trotz Einsatz von mobilen Wänden überflutet)

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Datum	Ort	Tote	Gesamt Schäden Mio. US-\$	Vers. Schäden Mio. US-\$	Erläuterungen
1994					
01.05.-30.06.	China: Süden, Osten	1.410	6.000		Starke Regenfälle, Erdbeben, 1,8 Mio. Häuser/Wohnungen zerstört, 85 Mio. Betroffene, ca. 51.000 km ² Anbaufläche überflutet
01.-30.09.	Vietnam: Mekongdelta	300	135		Starke Regenfälle, 1 Mio. Menschen betroffen, 220.000 Häuser zerstört
16.-21.10.	USA: Texas	20	700	175	Starke Regenfälle bis 725 mm, 14.000 Evakuierte
02.-06.11.	Ägypten: Assiut, Sohag, Quena, Luxor, Sinai	580	140		Starke Regenfälle, größte Überschwemmung seit 60 Jahren, Brand in Öltanklager in Dronka, ca. 200 Häuser zerstört
04.-06.11.	Italien: Piemont, Lombardei, Ligurien	64	12.500	65	Starke Regenfälle, schlimmste Überschwemmungen seit 1910, schwere Industrie-, Landwirtschafts- und Infrastrukturschäden, 10.000 Obdachlose
1995					
19.01.-05.02.	Europa: Benelux, Frankreich, Deutschland	28	3.500	750	Starke Regenfälle, viele Flüsse (u. a. der Rhein, Pegel über 10 m) sind über die Ufer getreten, ähnliche Verhältnisse wie 1993
24.07.-18.08.	Nordkorea: Norden, Westen	68	15.000		Starke Regenfälle bis 725 mm, schwerste Überschwemmungskatastrophe des Jahrhunderts, schwere Gebäude-, Ernte- und Infrastrukturschäden
05.-12.09.	Indien: Norden, Zentrum	400			Starke Regenfälle, Erdbeben, mind. 220.000 Häuser zerstört
04.-07.09.	Karibik: Antigua, Barbuda, Anguilla, Jungfernsinsel, Puerto Rico	15	2.500		Böen bis 270 km/h, starke Regenfälle, Sturmflut
04.-05.10.	USA: Südosten, Mexiko	28	3.000	2.100	Hurrikan „Opal“, Böen bis 230 km/h, schwere Sturmflutschäden entlang der Küste, Stromnetz unterbrochen
28.-29.10.	Thailand: Bangkok	200	400		Starke Regenfälle, schwere Schäden, Tausende Obdachlose
02.-03.11.	Philippinen: Luzon	722	360		Taifun „Angela“, Böen bis 270 km/h, Erdbeben, 536.000 Häuser zerstört, Ernte-, Infrastrukturschäden, schwerster Taifun seit 20 Jahren

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Datum	Ort	Tote	Gesamt Schäden Mio. US-\$	Vers. Schäden Mio. US-\$	Erläuterungen
1996					
06.-15.02.	Südafrika: Kwazulu-Natal, Johannesburg	42			Sintflutartige Regenfälle, 40 mm/h, Gebäude- und Infrastrukturschäden, 2.400 Obdachlose, 200.000 Betroffene
14.-16.06.	Jemen: Osten	338	1.200		Schlimmste Regenfälle seit 30 Jahren, Infrastrukturschäden
27.06.-13.08.	China: Zentrum, Süden, Westen	2.700	26.500	386	Sintflutartige Regenfälle, schlimmste Überschwemmungen seit 150 Jahren, Erdbeben, 1,1 Mio. Häuser zerstört, 9,1 Mio. beschädigt, über 2 Mio. Obdachlose, Landwirtschafts-, Industrie- und Infrastrukturschäden
18.-26.07.	Kanada: Südosten	10	725	145	Sintflutartige Regenfälle, Erdbeben, Sturm, 2.000 Häuser zerstört, schwere Industrie-, Infrastrukturschäden, Stromnetz unterbrochen
26.-31.07.	Nord-, Südkorea	67	1.700		Sintflutartige Regenfälle, Gewitter, Erdbeben, 11.000 Häuser überflutet, 35.000 Obdachlose, Landwirtschafts- und Infrastrukturschäden
31.07.-02.08.	Taiwan: Süden, Zentrum, Osten, China: Südosten	89	1.100	115	Taufum „Herb“, Windgeschwindigkeit um 240-260 km/h, Erdbeben, 2,8 Mio. Haushalte ohne Strom, Landwirtschafts-, Industrie- und Infrastrukturschäden
1997					
Aug.	Deutschland , Tschechien, Polen	114	4.000		„Oderhochwasser“, Überschwemmungen an Oder und Morava, schwere Schäden in Tschechien, Polen und Deutschland, zahlreiche Opfer (114 Tote in Polen und Tschechien), Schäden werden auf 3,8 Milliarden Euro in Tschechien und Polen sowie 330 Mio. Euro in Deutschland beziffert, Grund: Vb-Wetterlage, ausgedehnte Starkniederschläge langer Dauer

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Datum	Ort	Tote	Gesamt Schäden Mio. US-\$	Vers. Schäden Mio. US-\$	Erläuterungen
1998					
Sept.	Puerto Rico, Hispaniola, Kuba, Florida, Mississipi	4.000	10.000		Hurrikan „Georges“
01.-04.11.	Deutschland				Hochwasser am Rhein aufgrund ausgiebiger Regenfällen in Süd- und Südwestdeutschland, Kölner-Pegel bei 9,49 m
1999					
Mai	Deutschland		345		Hochwasser in alpinen Einzugsgebieten in den Oberläufen von Iller, Lech, Ammer und Isar, teils 300-jährliche Ereignisse
Juni, Juli	China	800			Überschwemmungen am Jangtsekiang, Ernte auf über 15.000 km ² zerstört, 1.600 Fabriken und 480.000 Häuser zerstört oder beschädigt, 24.000 Verletzte
22.-25.09.	Japan				Taifun „Bart“ mit Geschwindigkeiten bis 240 km/h, schwere Gebäude- und Infrastrukturanschäden
29.10.-01.11.	Indien: Orissa	15.000			Zyklon „05 B“ mit Geschwindigkeiten bis 260 km/h im Golf von Bengalen, 8 m hohe Sturmflut dringt bis zu 15 km ins Land ein, 18.000 Dörfer vernichtet, Tausende Boote gesunken
13.-16.12.	Venezuela	20.000	15.000		Extreme Niederschläge, Erdbeben
2000					
Feb.	Mosambik				Starke Überschwemmungen
Sept.	Japan			1.000	Taifun „Saomai“, über 90 % Überschwemmungsschäden
Okt.	Italien: Aostatal, Schweiz: Wallis, Tessin	38	8.300	450	Extreme Niederschläge bis zu 740 mm in vier Tagen, Hangrutsche, Überschwemmungen, über 40.000 Menschen betroffen

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Datum	Ort	Tote	Gesamt Schäden Mio. US-\$	Vers. Schäden Mio. US-\$	Erläuterungen
Nov.	England: London	10	1.500	1.000	Extreme Niederschläge ließ die Flüsse übertreten, große Infrastrukturschäden, über 90 % Überschwemmungsschäden
2001					
Mai	Ostsibirien				Eisstau an der Lena, schwerste Überschwemmungen seit 100 Jahren, zahlreiche wichtige Verkehrswege blockiert
April	USA: Mississippi				Wochenlange Niederschläge und Schmelzwasser brachten die Dämme zum Bersten, rechtzeitig errichtete Schutzmaßnahmen wurden von der Flut überschwemmt, 1.500 Häuser und zahlreiche Betriebe überschwemmt
Juni	USA: Texas			3.500	Tropischer Wirbelsturm „Allison“, über 95 % Überschwemmungsschäden
Sept.	Taiwan			500	Taufum „Nari“, über 95 % Überschwemmungsschäden
2002					
Aug.	China				Wochenlange extreme Regenfälle und Überschwemmungen, 280.000 Häuser zerstört, 600.000 Betroffene
Aug.	Deutschland , Tschechien, Österreich	37	20.000	4.000	„Jahrtausendhochwasser“, Extremhochwasser an Elbe, Donau und Moldau, Regenfälle mit bis zu 312 mm an einem Tag (Zinnwald/Sachsen), zahlreiche Deichbrüche führen zu den schwersten Überschwemmungen seit dem Mittelalter, besonders betroffen war u. a. Dresden, schweren Überschwemmungen in ganz Mitteleuropa
2003					
Juni	China				Überschwemmungen
12.-13.09.	Südkorea			500	Taufum „Maemi“, Geschwindigkeiten bis 215 km/h, Niederschläge bis 500 mm, etliche Häuser und Brücken zerstört
02.-04.12.	Frankreich				Starkniederschläge, Überschwemmungen in Südfrankreich nach Hitzewelle im südlichen Rhonetal, 300 mm Niederschlag in 24 Stunden

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Datum	Ort	Tote	Gesamt Schäden Mio. US-\$	Vers. Schäden Mio. US-\$	Erläuterungen
2004					
Jan.-Feb.	Brasilien	160			Starke Niederschläge, schwerste Überschwemmungen seit 15 Jahren
Feb.-Apr.	Neuseeland		200	70	Lang anhaltende Niederschläge, Unwetter, Regenstürme, schwerste Überschwemmungen seit 100 Jahren auf Nordinsel Neuseelands, große Infrastruktur-, landwirtschaftliche Schäden
Mai	Haiti, Dom. Rep.	2.000			Rekordniederschläge
Juni-Aug.	Bangladesch	2.200	5.000		Monsunüberschwemmungen, in Bangladesch standen teilweise 2/3 des Landes unter Wasser, 2 Mio. Häuser zerstört, 1 Mio. Betroffene
Aug.	Indien				Starke Überschwemmungen
Juni-Sept.	China	1.000	8.000		Starke Regenfälle, große Flüsse über die Ufer getreten, Hunderttausende Häuser zerstört
Sept.	Japan			4.700	Taifun „Songda“, Geschwindigkeiten bis 200 km/h, Überschwemmungen
26.12.	Südasien, Ostafrika	170.000			Tsunami nach Erdbeben der Stärke 9,0, Zehntausende Verletzte, Millionen Betroffene
2005					
Apr.-Aug.	Rumänien	67	1.600	10	Überschwemmungen
24.-25.05.	Brasilien	5	100	14	Unwetter
Aug.	Deutschland , Österreich		172		Überschwemmungen in Flussgebieten von Isar, Lech, Iller, Inn nach intensiven, langanhaltenden Niederschlägen
Aug.-Sept.	USA: New Orleans	1.322	125.000	60.000	Hurrikan „Katrina“, Hochwasser u. a. am Mississippi, extreme Überschwemmungen von New Orleans nach Deichbrüchen (Stadt evakuiert)
30.12.-03.01.	USA	8	200	100	Wintersturm, Überschwemmungen

(...Fortsetzung siehe nächste Seite...)

(...Fortsetzung von vorheriger Seite...)

Datum	Ort	Tote	Gesamt Schäden Mio. US-\$	Vers. Schäden Mio. US-\$	Erläuterungen
2006					
Juli-Aug.	Indien	> 900	3.300	400	Schwere Überschwemmungen
Nov.-Dez.	Äthiopien, Kenia, Somalia	300			Überschwemmungen
18.12.- 22.01.	Malaysia, Indonesien, Singapur	210			Überschwemmungen
2007					
Juli	England		> 3.000		Schwerste Überschwemmungen seit 60 Jahren im Süden und Westen des Landes
Juli	Deutschland				Überschwemmungen nach Sturzfluten, 82-jährige Frau ertrinkt in Kellerwohnung
Aug.	Deutschland	2			Überschwemmungen nach Sturzfluten, Mann ertrinkt in Keller
Aug.	Deutschland				200-jährliches Hochwasser am Oberrhein
Aug.	Indien, Bangladesch, Nepal	> 1.500	> 3.000		Schwerste Überschwemmungen seit 35 Jahren nach Monsunniederschlägen in Südasien
Aug.	Nordkorea	> 200			Schwere Überschwemmungen

B Wasserkreislaufsystem und Bauteile des physikalischen Modells

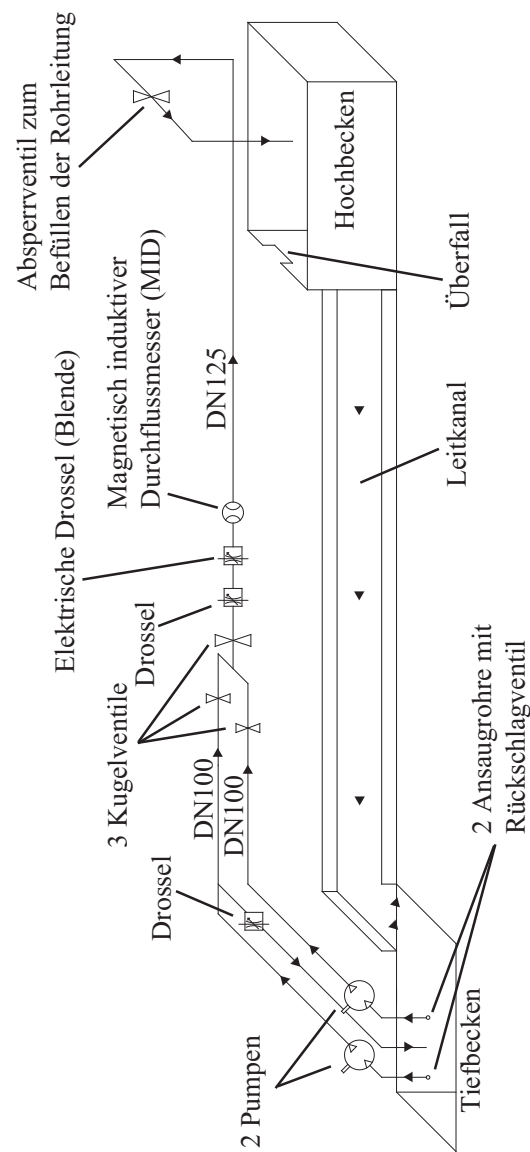


Abbildung B.1: Schematische Darstellung des Wasserkreislaufsystems

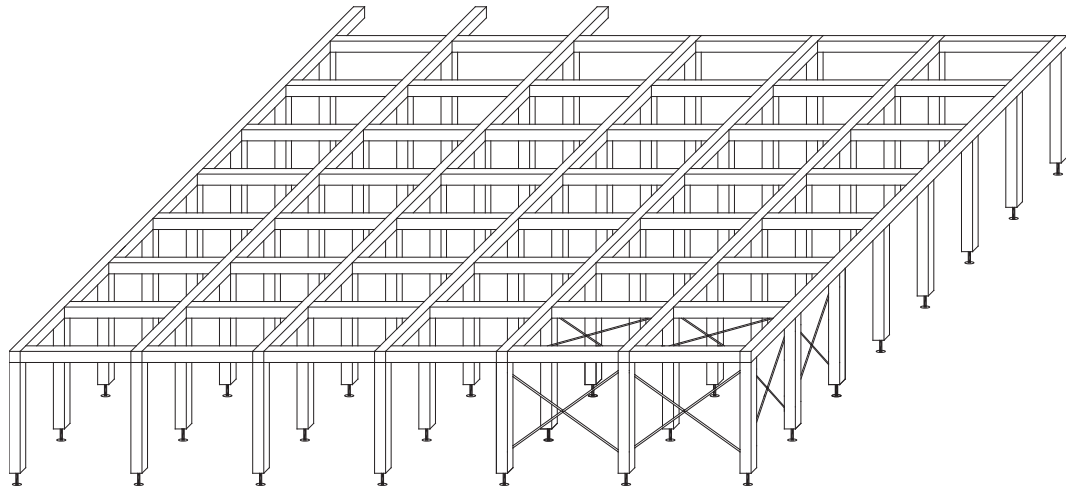


Abbildung B.2: Gesamte Tragkonstruktion (Anzahl Stützen: 56, Anzahl Querträger (740 mm): 32, Anzahl Querträger (680 mm): 18, Anzahl Längsträger (6000 mm): 3, Anzahl Längsträger (5600 mm): 4, Hohlprofilstärke: 3 mm)

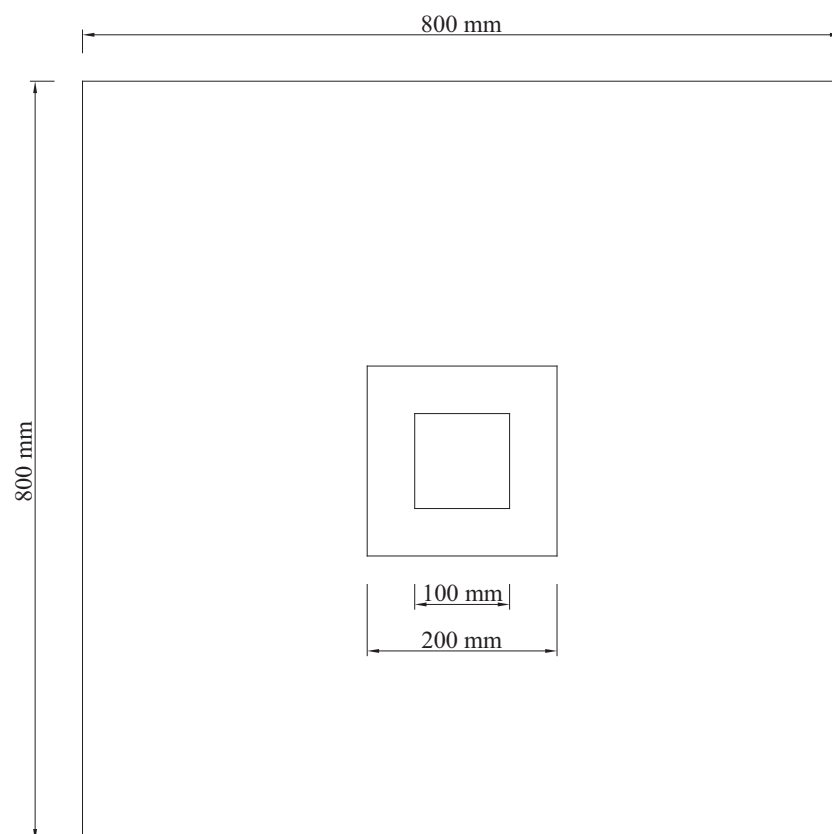


Abbildung B.3: Platte mit Öffnung – Draufsicht (Anzahl: 36 Platten ohne Öffnung, 6 Platten mit Öffnung, Plattenstärke: 20 mm)

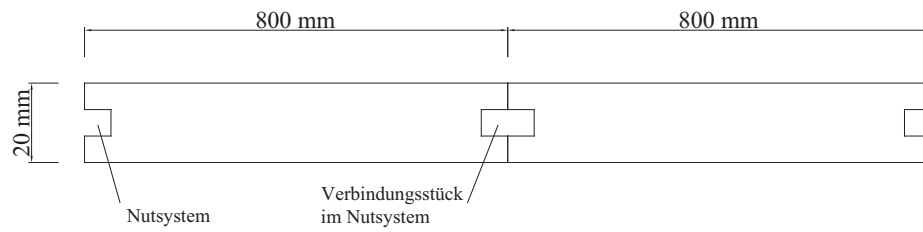


Abbildung B.4: Plattenverbindung – Schnittansicht

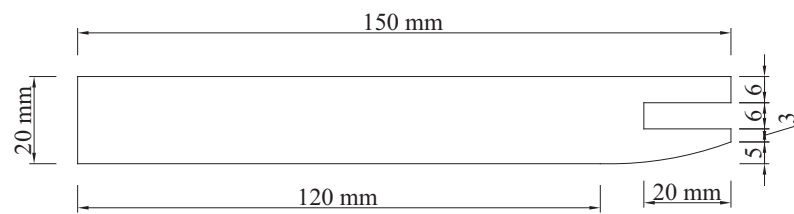


Abbildung B.5: Leitschienen für Bruchstück – Draufsicht (Anzahl: 2, Höhe: 400 mm)

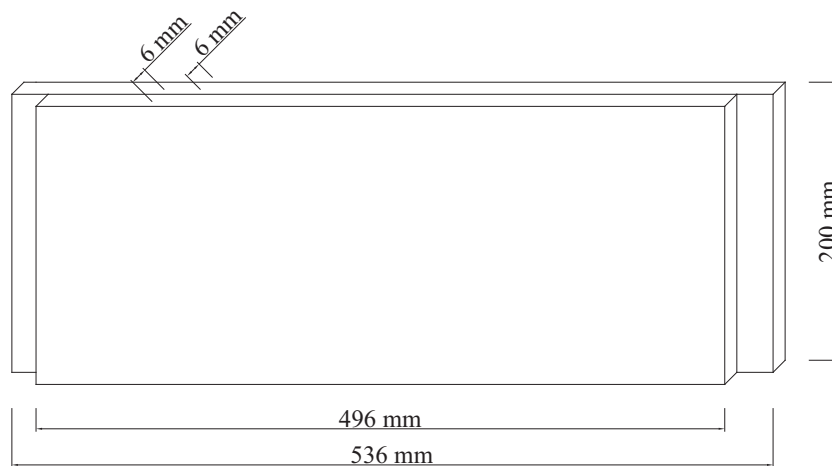


Abbildung B.6: Bruchstück (Anzahl: 1, geklebt)

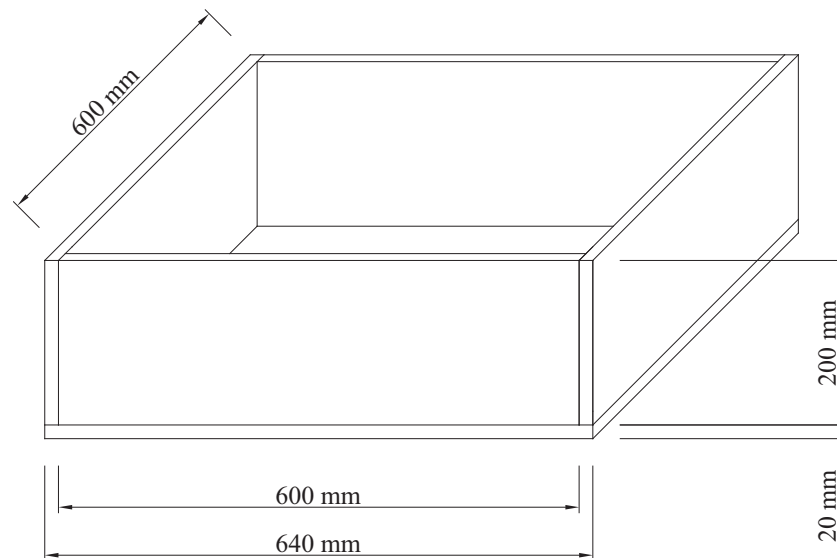


Abbildung B.7: Unterbau mit vordefiniertem Volumen (Anzahl: 1, Wandstärke: 20 mm, geklebt, Innenmaße maßgebend für aufnehmbares Wasservolumen)

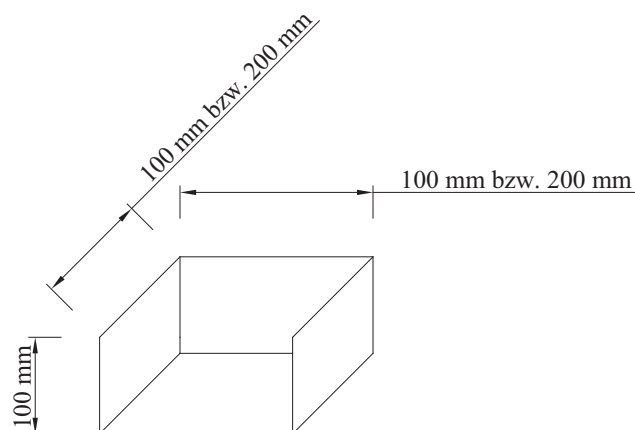
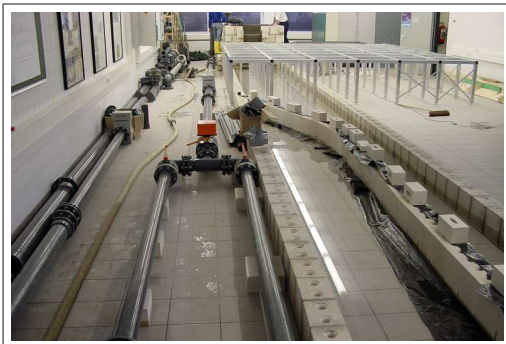


Abbildung B.8: Einlassbauteil zur Untersuchung unterschiedlicher Einlassrichtungen (Anzahl: 2, Einlassbreite: 100 mm bzw. 200 mm, Wandstärke: 5 mm, geklebt)

C Fotodokumentation des physikalischen Modell- aufbaus



(a) Anschluss der Pumpeneinheiten



(b) Rohrleitung



(c) Montage der Tragkonstruktion



(d) Fertige Tragkonstruktion

Abbildung C.1: Tragkonstruktion, Wasserkreislaufsystem



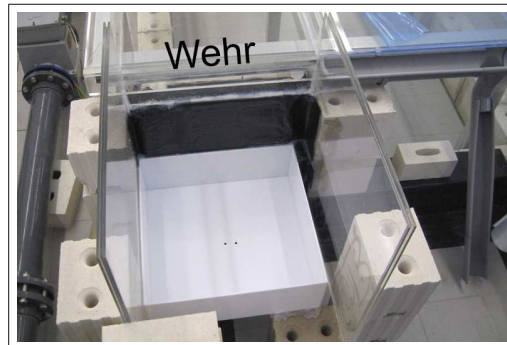
(a) Verlegung der Plexiglasplatten



(b) Vollständig verlegte Platten



(c) Modellzulauf



(d) Absturzkonstruktion



(e) Ablaufsystem am Modellrand



(f) Überlaufbehälter rund um das Modell

Abbildung C.2: Plexiglasplatten, Modellränder



(a) Schrittmotor-Laufschienen



(b) Sensoren an Laufschienen



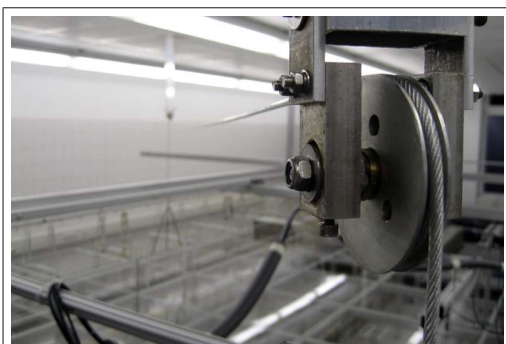
(c) Befestigung der Ultraschallsensoren



(d) Arbeitsplatz

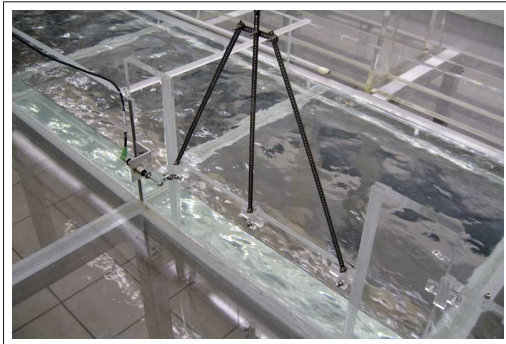


(e) Öffnungsmechanismus Bresche, 1

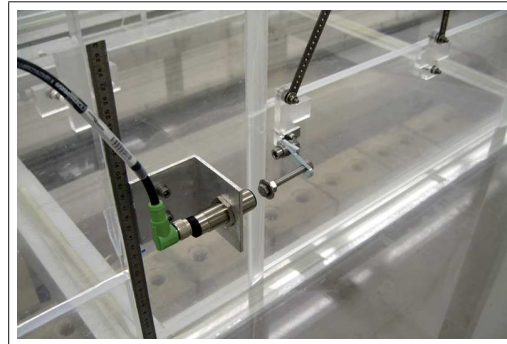


(f) Öffnungsmechanismus Bresche, 2

Abbildung C.3: Schrittmotor-Laufschienen, Ultraschallsensoren, Bresche



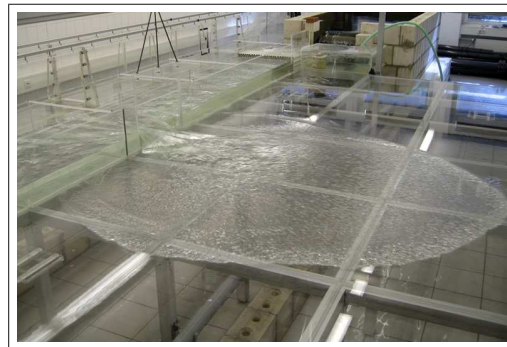
(a) Bresche



(b) Sensor an Bresche



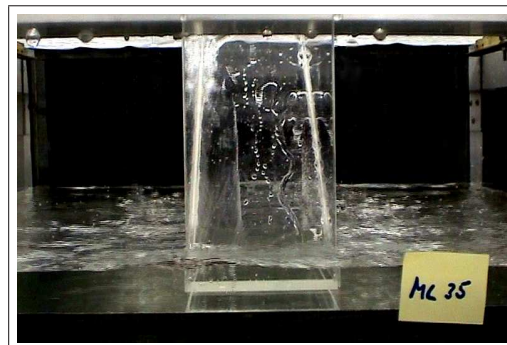
(c) Breschendurchfluss



(d) Flutwellenausbreitung



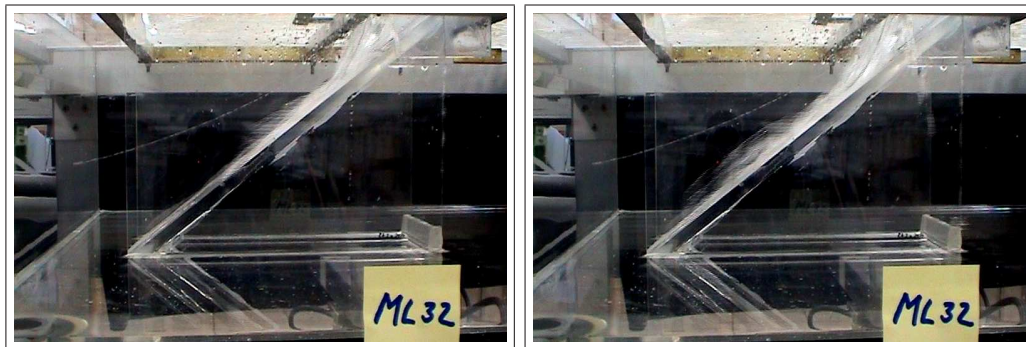
(e) Messaufbau Wägezelle



(f) Einlauf in unterirdisches Bauwerk

Abbildung C.4: Bresche, Versuchsläufe

D Beispielfotos eines ausgewählten Modelllaufs



(a) $t = 0,17$ s

(b) $t = 0,21$ s



(c) $t = 0,29$ s

(d) $t = 0,38$ s

Abbildung D.1: Fotos Modelllauf ML32, 1

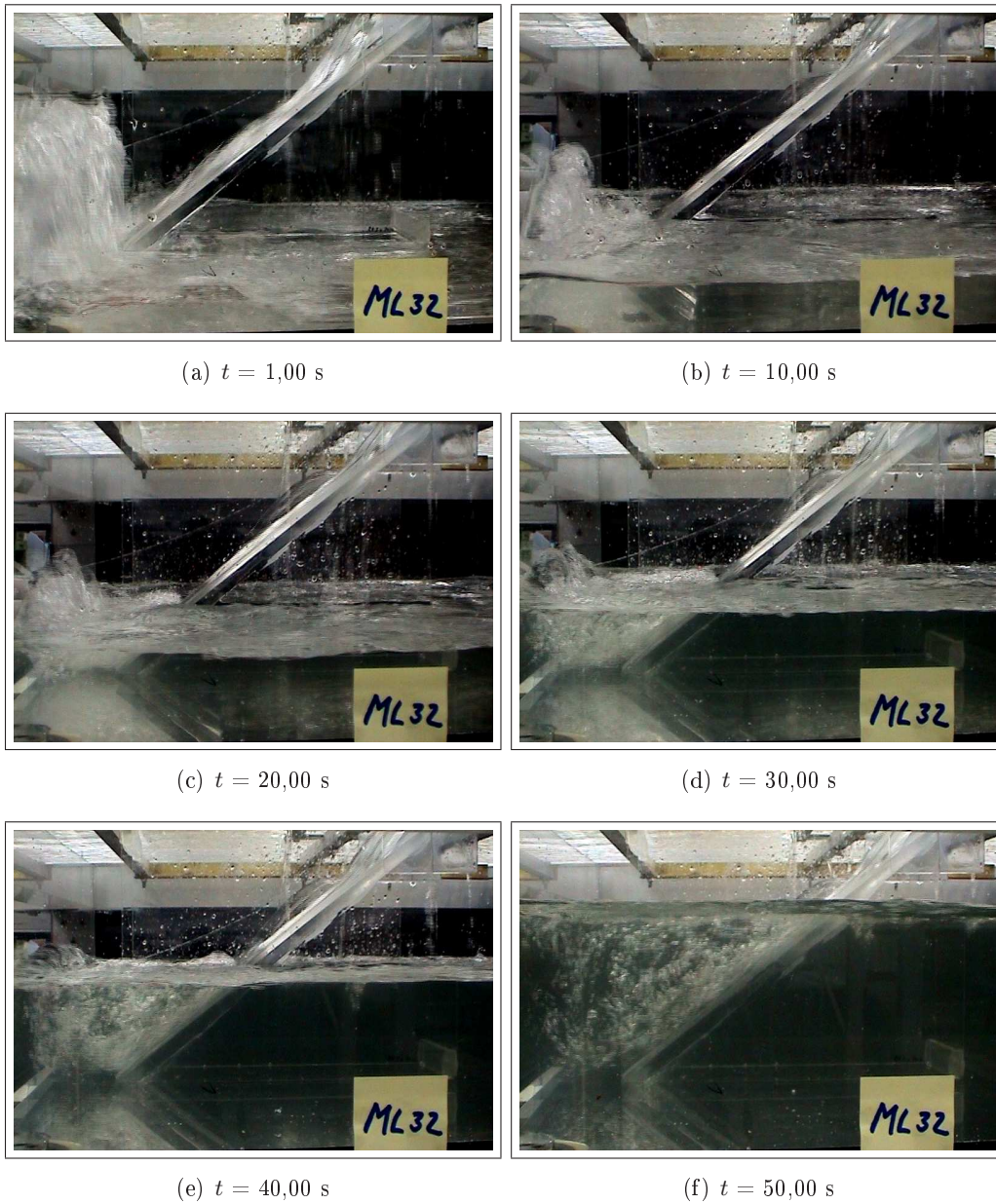


Abbildung D.2: Fotos Modelllauf ML32, 2

E Messergebnisse der physikalischen Modellläufe nach Übertragung auf Naturverhältnisse

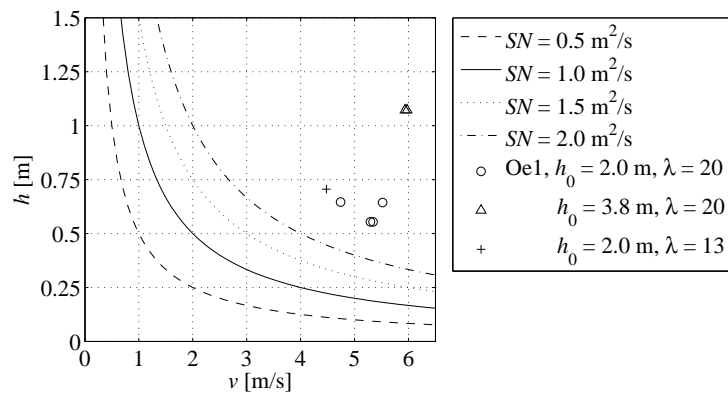


Abbildung E.1: Auswertung der physikalischen Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse, Öffnung Oe1

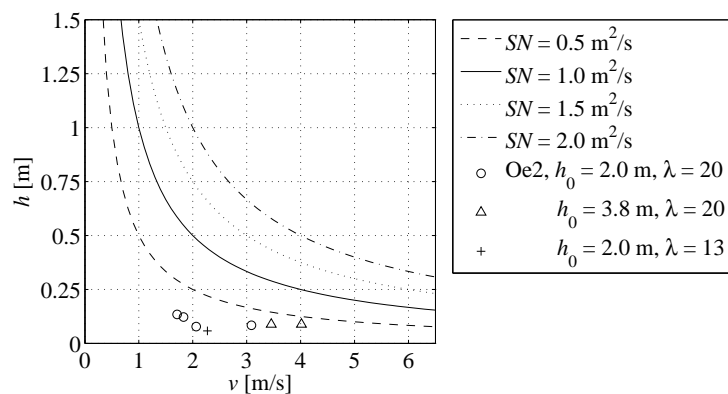


Abbildung E.2: Auswertung der physikalischen Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse, Öffnung Oe2

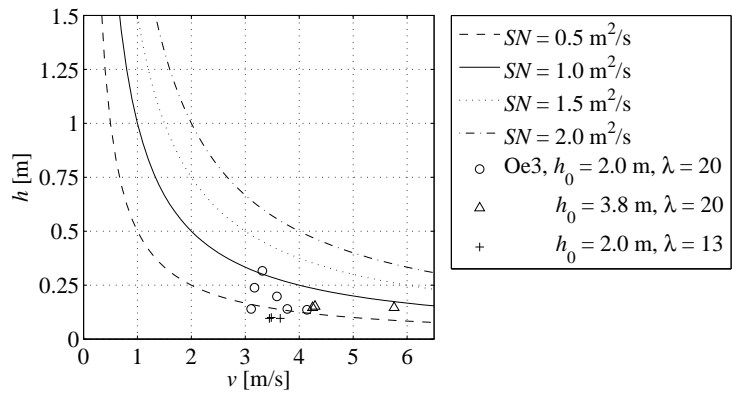


Abbildung E.3: Auswertung der physikalischen Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse, Öffnung Oe3

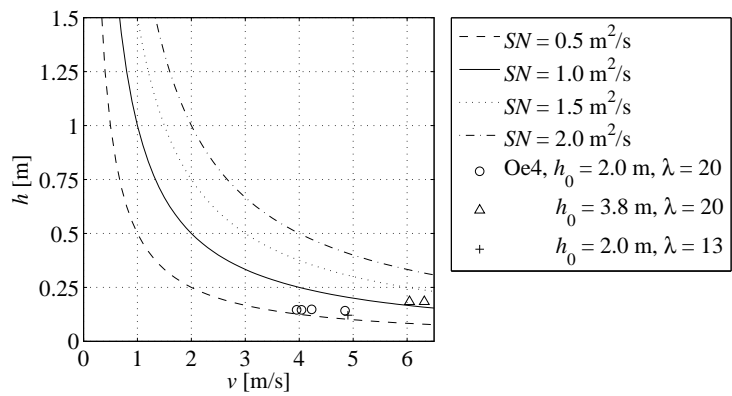


Abbildung E.4: Auswertung der physikalischen Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse, Öffnung Oe4

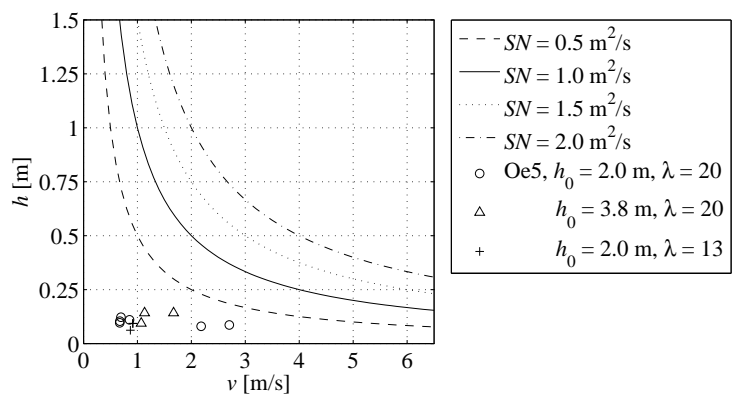


Abbildung E.5: Auswertung der physikalischen Messergebnisse zum Flutungstyp 1 nach Übertragung auf Naturverhältnisse, Öffnung Oe5

F Messergebnisse der Modellläufe zum Flutungstyp 2

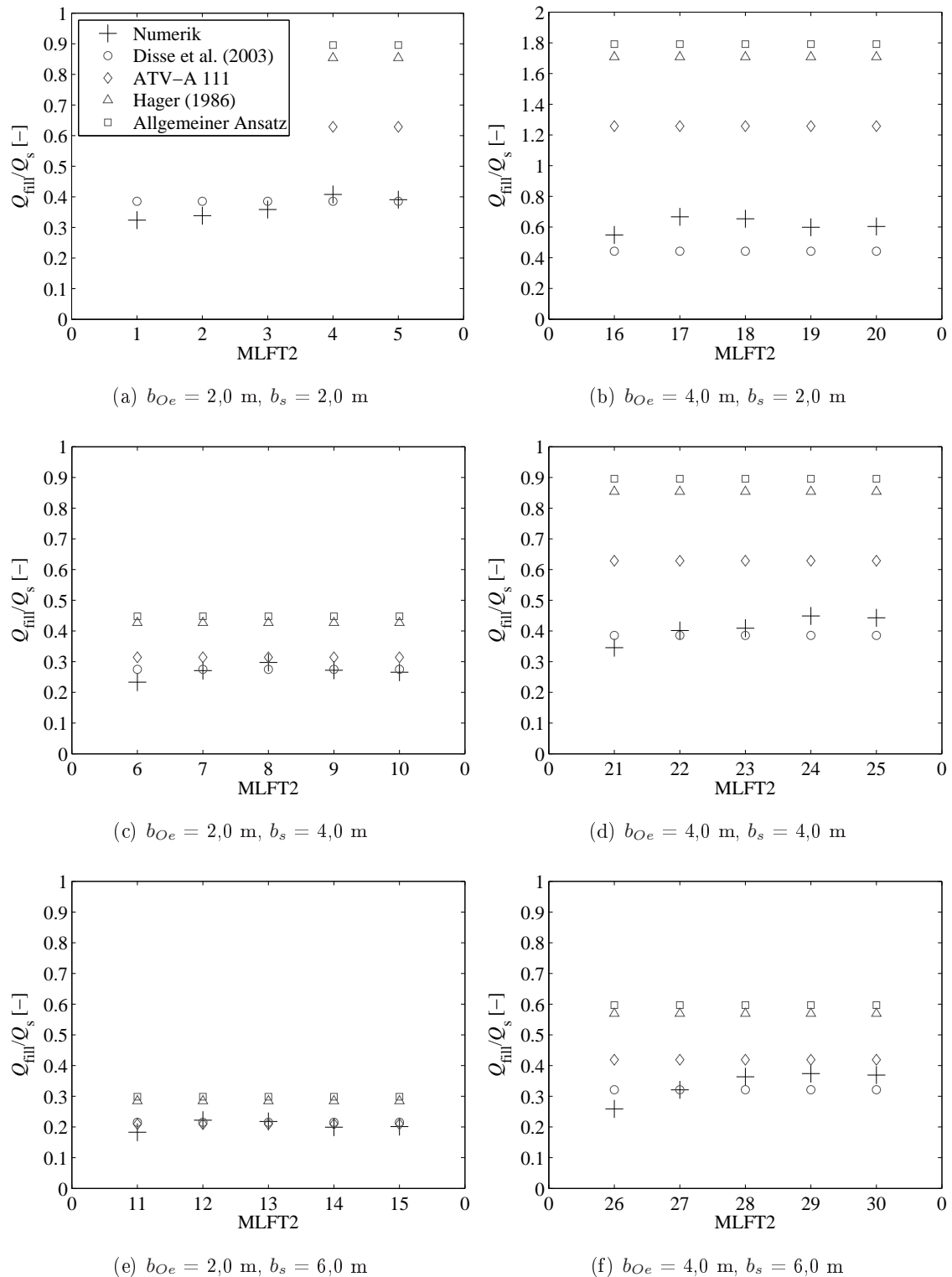


Abbildung F.1: Auswertung der Modellläufe zum Flutungstyp 2, Durchflussverhältnisse, Vergleich zwischen theoretischen Ansätzen und numerischer Modellierung

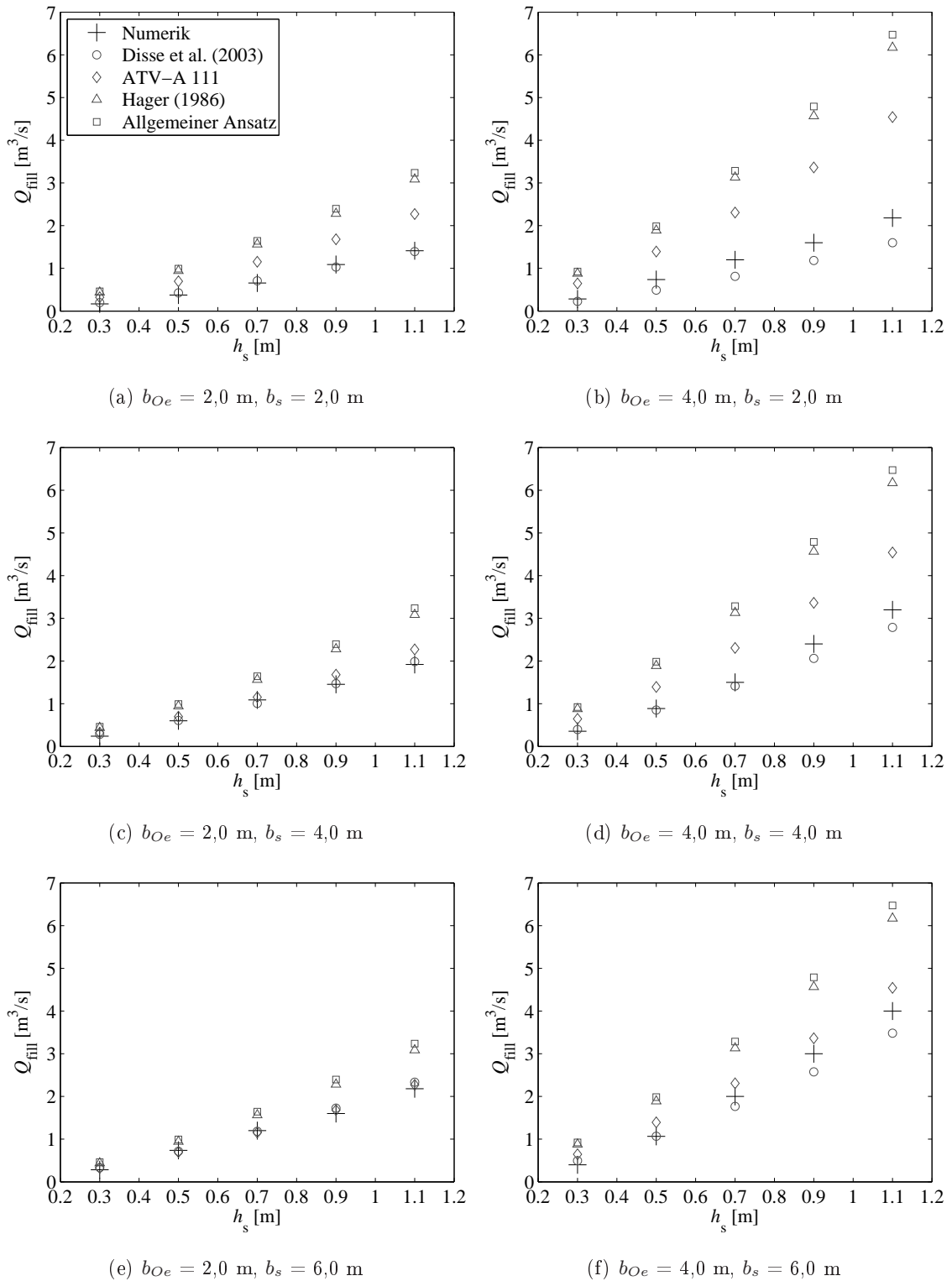


Abbildung F.2: Auswertung der Modellläufe zum Flutungstyp 2, Wasserstand zu Durchfluss, Vergleich zwischen theoretischen Ansätzen und numerischer Modellierung

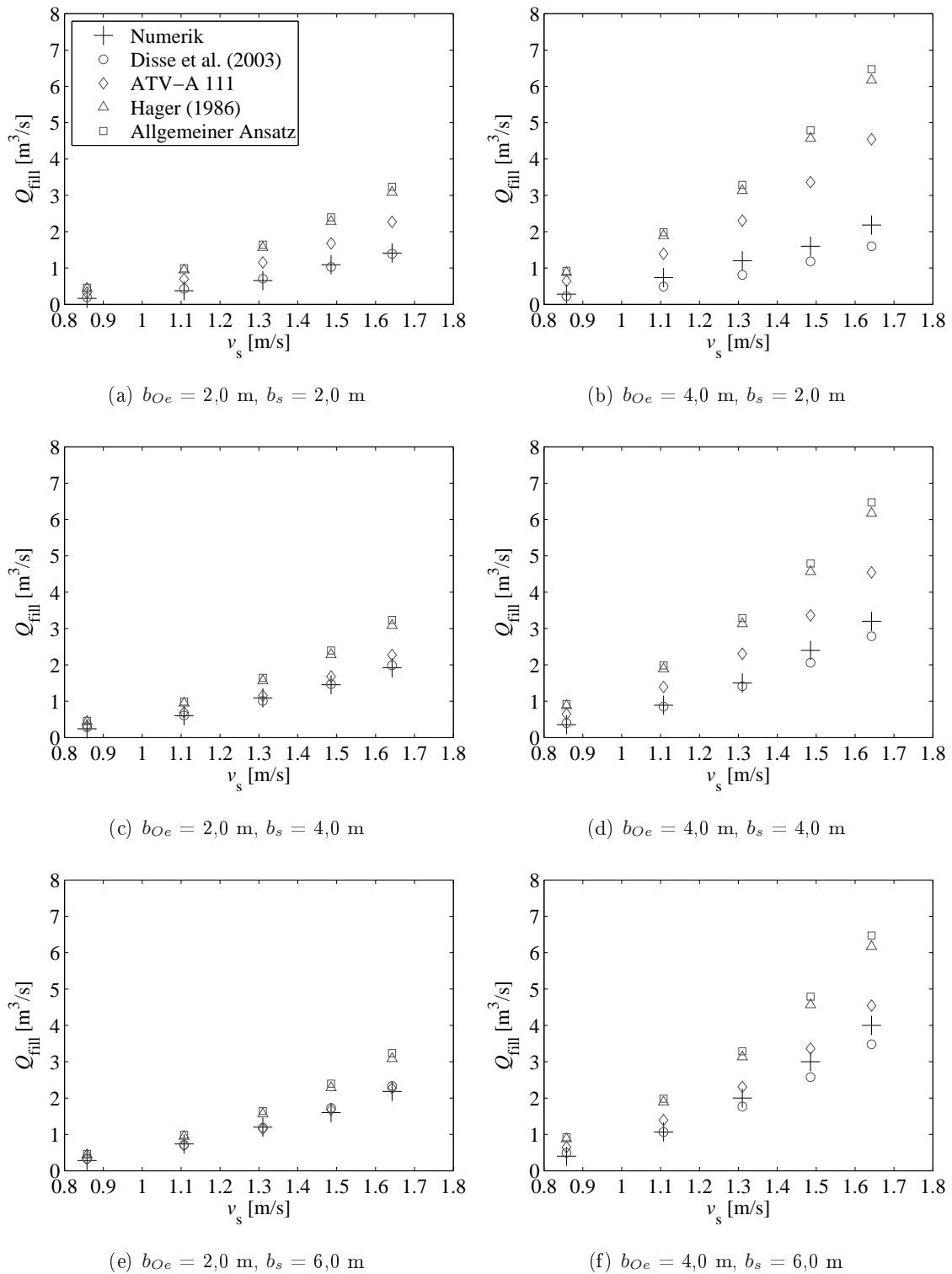
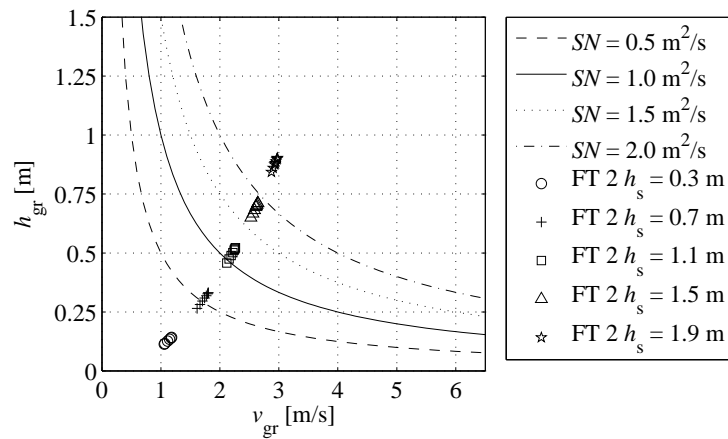
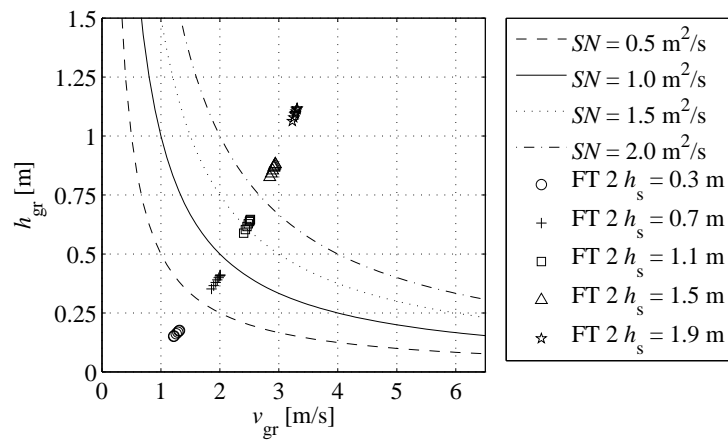


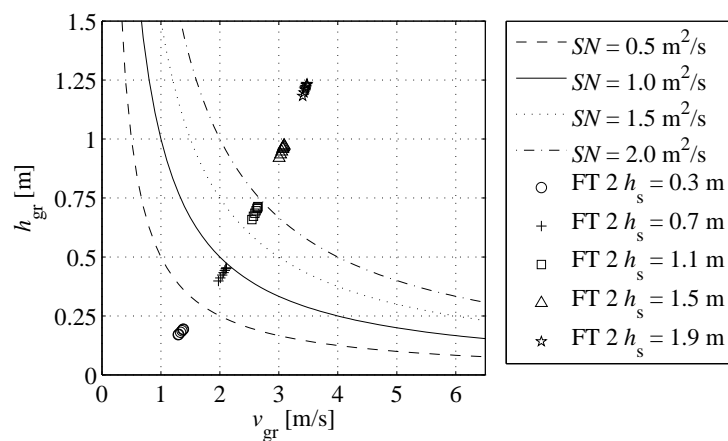
Abbildung F.3: Auswertung der Modellläufe zum Flutungstyp 2, Geschwindigkeit zu Durchfluss, Vergleich zwischen theoretischen Ansätzen und numerischer Modellierung



(a) $b_s = 2,0$ m

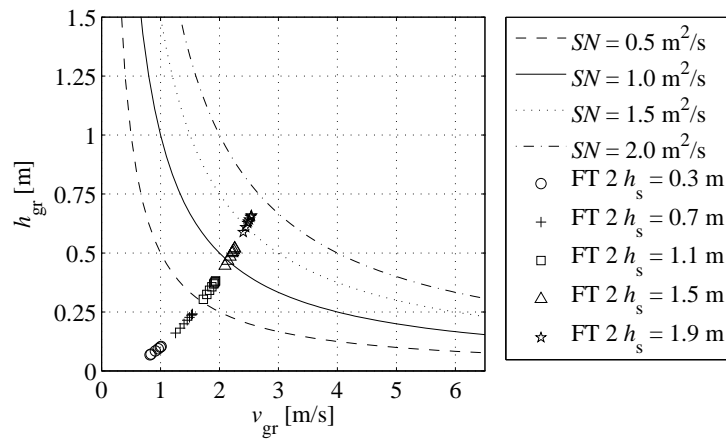
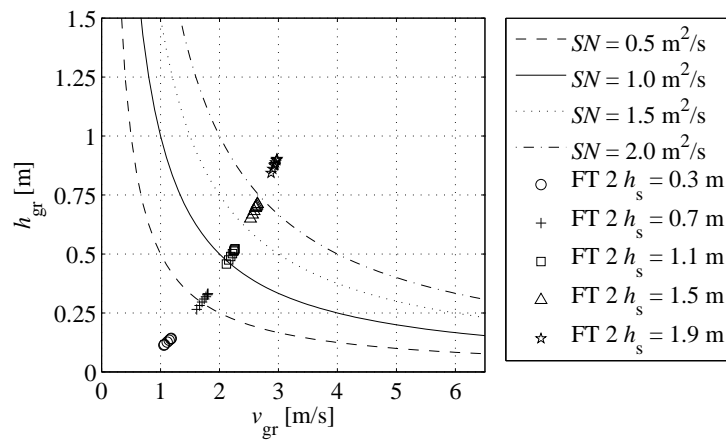
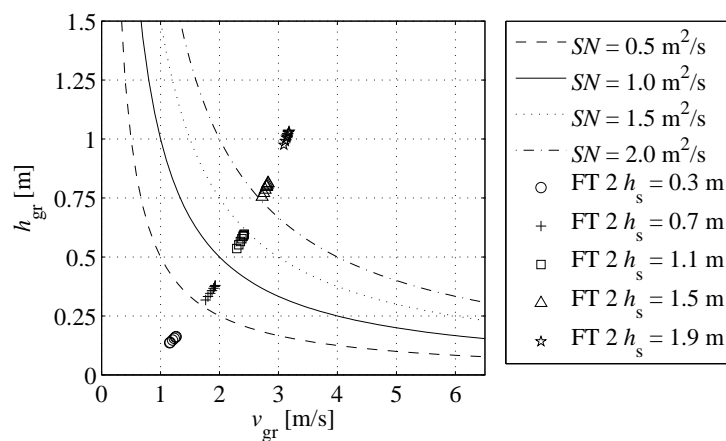


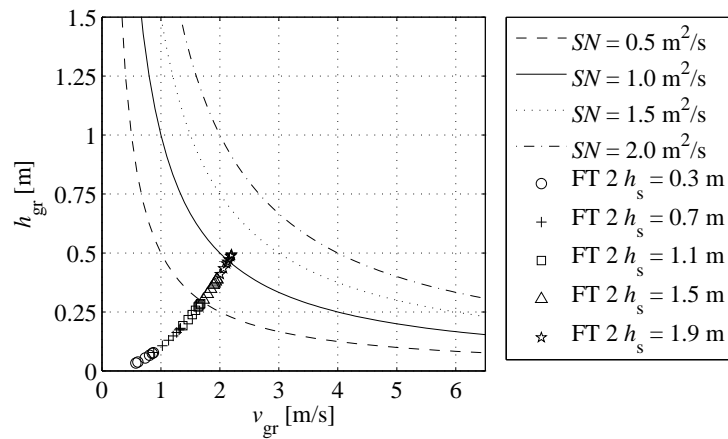
(b) $b_s = 4,0$ m



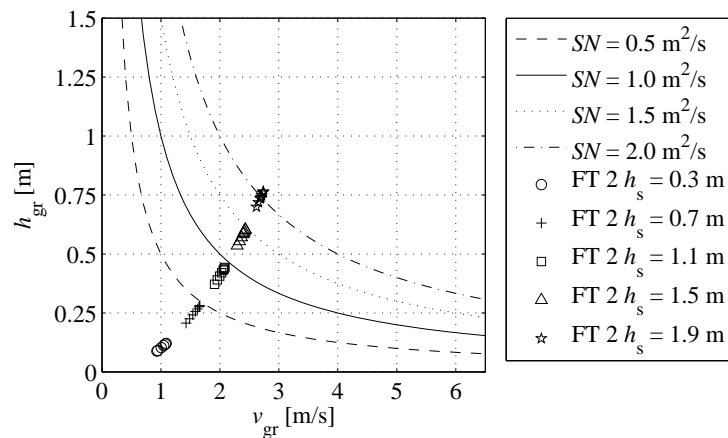
(c) $b_s = 6,0$ m

Abbildung F.4: Auswertung der Messergebnisse zum Flutungstyp 2, $b_{Oe} = 2,0$ m

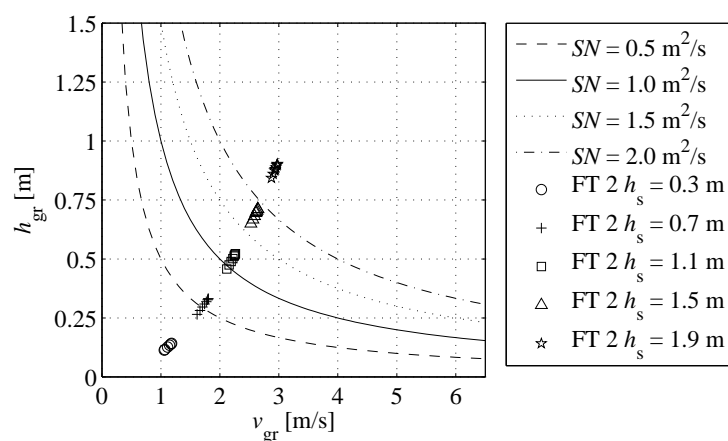
(a) $b_s = 2,0$ m(b) $b_s = 4,0$ m(c) $b_s = 6,0$ m**Abbildung F.5:** Auswertung der Messergebnisse zum Flutungstyp 2, $b_{0e} = 4,0$ m



(a) $b_s = 2,0$ m



(b) $b_s = 4,0$ m



(c) $b_s = 6,0$ m

Abbildung F.6: Auswertung der Messergebnisse zum Flutungstyp 2, $b_{Oe} = 6,0$ m

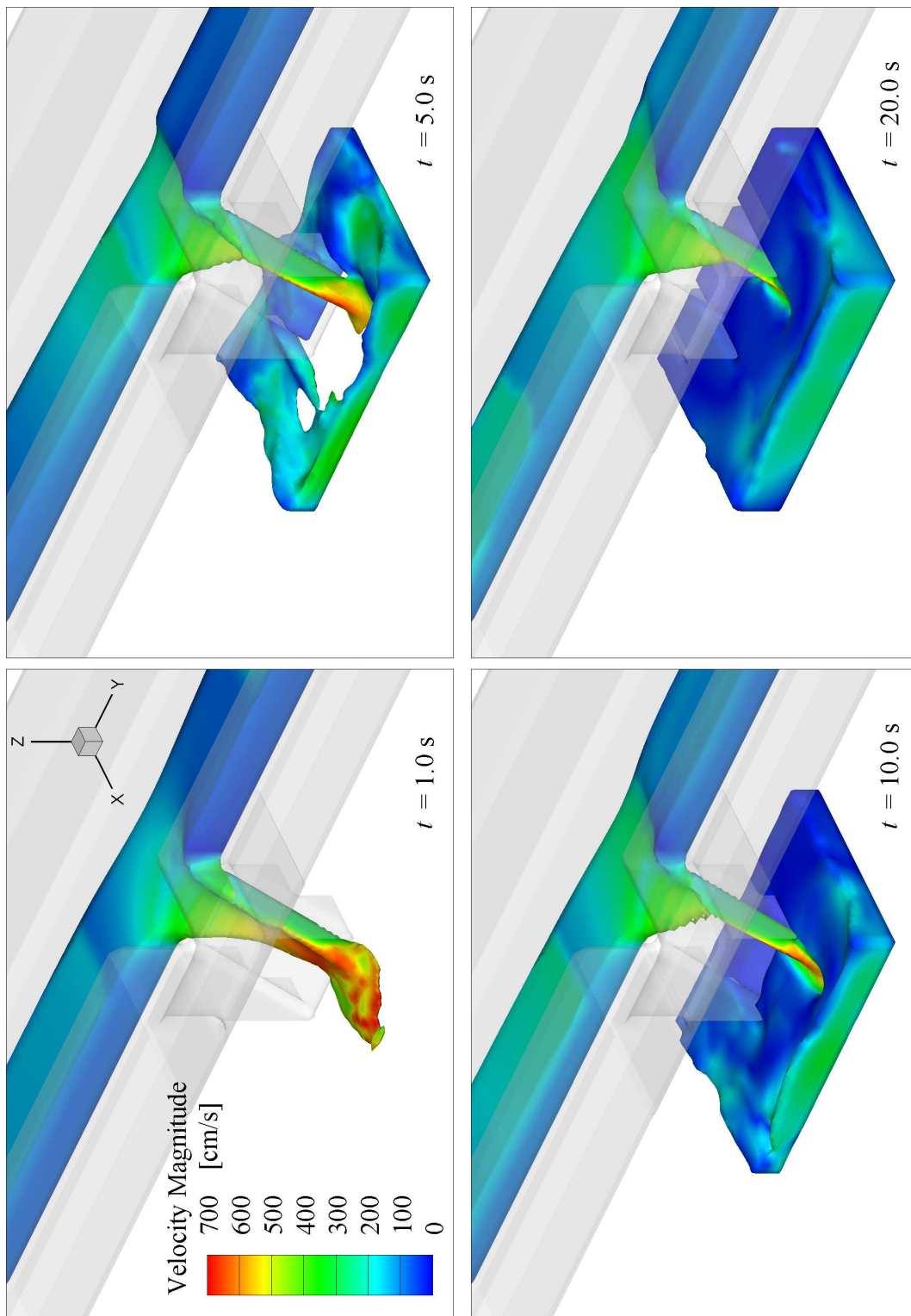


Abbildung F.7: Grafische Beispielergebnisse zur numerischen Modellierung von Flutungstyp 2, MLFT2-4

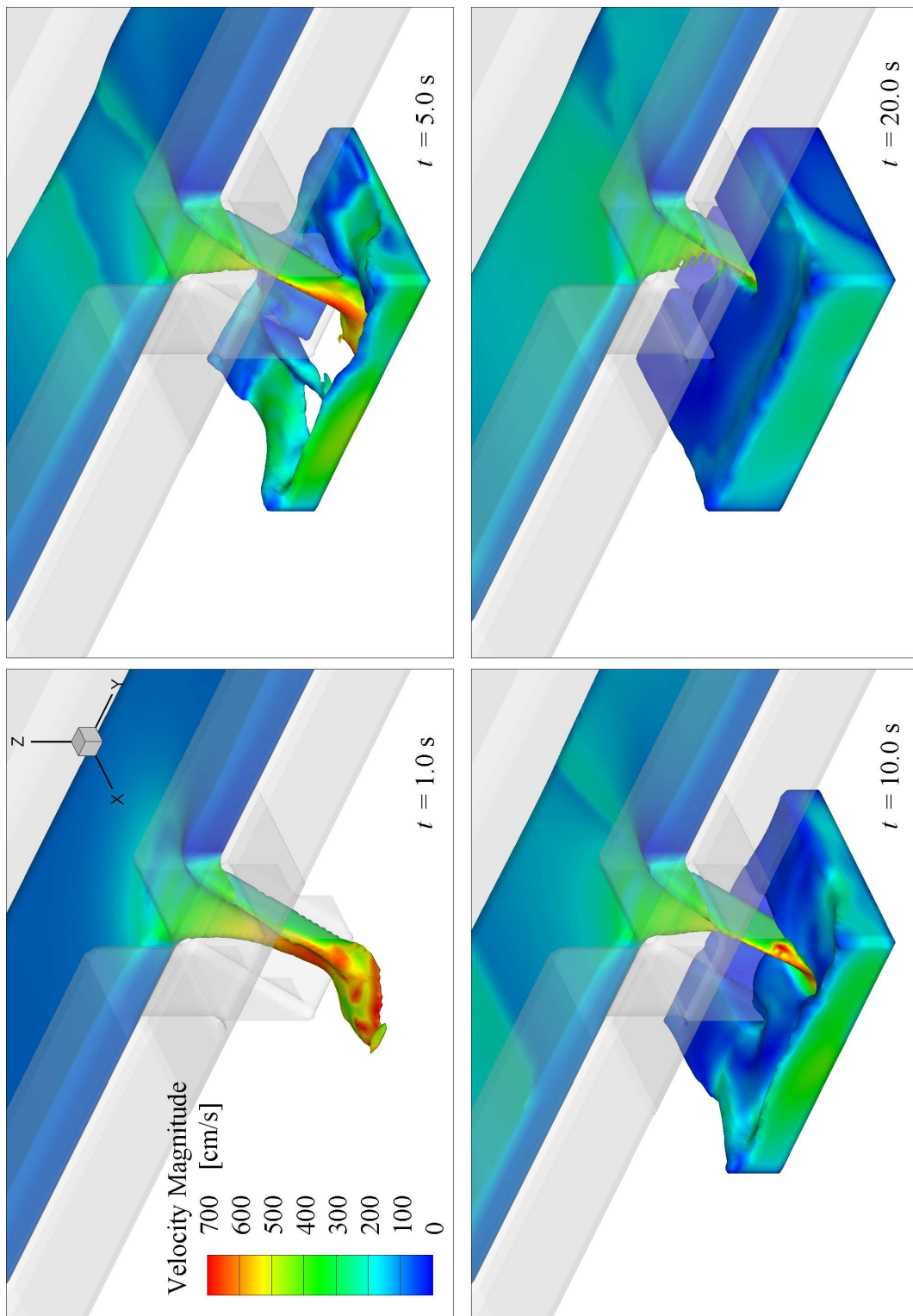


Abbildung F.8: Grafische Beispielergebnisse zur numerischen Modellierung von Flutungstyp 2, MLFT2-9

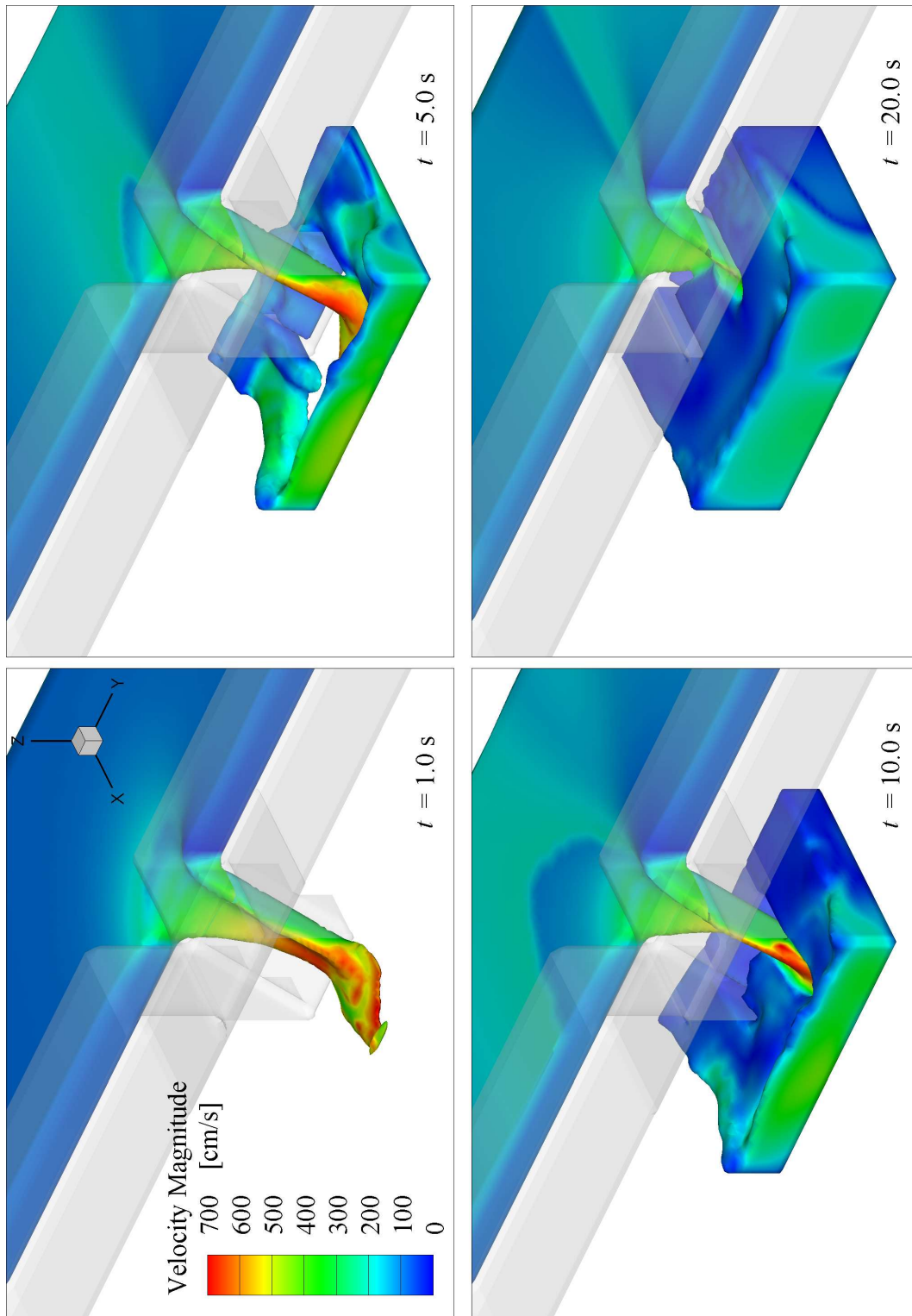


Abbildung F.9: Grafische Beispielergebnisse zur numerischen Modellierung von Flutungstyp 2, MLFT2-14

Lebenslauf

22.11.1977	geboren in Münster.
1988 bis 1997	Heinrich-Heine-Gymnasium Metzkausen, Mettmann.
1997 bis 1998	Zivildienst: <i>Hilfe für das autistische Kind e. V.</i> , Hilden.
1998 bis 2003	Bauingenieurstudium, BU Wuppertal, Vertiefungsrichtung <i>Umwelttechnik</i> ; Vertiefungsfächer: Wasserwesen, Geotechnik, Bauinformatik.
1999 bis 2003	Leitung des Tutorenprogramms des Fachbereichs Bauingenieurwesen der BU Wuppertal.
April bis Juni 2002	Dreimonatiger Auslandsaufenthalt in Australien; Studienarbeit am <i>Water Research Laboratory</i> der <i>University of New South Wales</i> , Sydney.
2000 bis 2003	Studentische Hilfskraft am LuFG Wasserbau und Wasserwirtschaft der BU Wuppertal.
August 2003	Diplom Bauingenieurwesen, BU Wuppertal.
Okt. 2004 bis März 2005	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am LuFG Grundbau, Boden- und Felsmechanik der BU Wuppertal.
Sept. 2003 bis Okt. 2004 und seit Juli 2005	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau der BU Wuppertal.