

Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern

**Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maß-
nahmen unter Verwendung hydrodynamisch-
numerischer Modellierung**

von

Markus Fischer

Dr.-Ing. Markus Fischer, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau
und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München



Technische Universität München

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft

80290 München, Arcisstraße 21
Germany

Tel.: 089 / 289 23161
Fax: 089 / 289 23172
E-Mail: wabau @ bv.tum.de

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Oskar von Miller - Institut)

82432 Obernach, Walchensee
Germany

Tel.: 08858 / 9203 0
Fax: 08858 / 9203 33
E-Mail: obernach @ bv.tum.de

ISSN 1437-3513

ISBN 978-3-940476-11-1

Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft

Herausgegeben von Prof. Peter Rutschmann
Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Druck und Einband: Meissner Druck GmbH, Oberaudorf

„Am zuverlässigsten unterscheiden sich die einzelnen Fernsehprogramme noch immer durch den Wetterbericht.“

Woody Allen

(geb. 1.12.1935, US Drehbuchautor, Schauspieler und Regisseur)

Zusammenfassung

Die Arbeit befasst sich mit der Wirksamkeit von ungesteuerten und gesteuerten Retentionsmaßnahmen entlang von Fließgewässern hinsichtlich Scheitelreduktion und Scheitelverzögerung von Hochwasserwellen. Hierzu wurden zweidimensionale hydrodynamisch-numerische (hn) Berechnungen an der Donaustrecke zwischen Neu-Ulm und Kelheim sowie an akademischen Gerinnen durchgeführt.

Nach der Beschreibung des verwendeten hn-Modells, der angewendeten Modellierungstechnik sowie der hydrologischen Verhältnisse an der bayerischen Donau wird die Wirksamkeit von Deichrückverlegungen, von hydraulisch abgetrennten Vorländern, von Staustufenvorabsenkungen und von gesteuerten Flutpoldern durch Ergebnisse aus Parameterstudien sowie anhand von praktischen Beispielen erläutert. Abschließend wird der Einfluss von Fehlern in der Hochwasservorhersage auf die Wirksamkeit gesteuerter Flutpolder behandelt.

Summary

This thesis is dealing with the efficiency of non-controlled and controlled retention basins along rivers concerning flood peak reduction and flood peak delay. For this, twodimensional hydrodynamic numerical (hn) calculations at the Danube River between Neu-Ulm and Kelheim and at academical river sections have been carried out.

After the specification of the hn-model, the modelling techniques and the hydrology at the Bavarian part of the Danube River, the efficiency of relocating river dikes, of disconnecting floodplains of the river and of controlling river barrages and bypass retention basins is illustrated by results of parameter studies and concrete examples. The thesis concludes with describing the influence of failures in flood predictions on the efficiency of controlled bypass retention basins.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Angestellter am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München.

Die Motivation meiner Arbeit liegt vornehmlich in den Hochwasserereignissen der letzten Jahre von Pfingsten 1999, August 2002 und 2005, welche an der bayerischen Donau zum Teil große Schäden hervorgerufen haben. Nicht zuletzt diese Hochwasserereignisse haben die Diskussion entfacht, ehemalige Überflutungsflächen entlang der Donau, welche bei den in den letzten Jahrhunderten durchgeführten Donaukorrekturen durch Deiche bzw. Stauhaltungsdämme vom Flusssystem abgetrennt wurden, zu reaktivieren.

Die potentiellen Rückhalteflächen waren und sind zum Teil mit anthropogenen Nutzungen wie Landwirtschaft, Industrie und auch Wohngebieten etc. belegt und erzeugen daher zusätzliche politische Brisanz. Nur wenige Flächen stellen ehemalige Auwaldflächen dar und sind dadurch möglicherweise leichter zu realisieren. Nicht zuletzt aus dem Beweggrund der anthropogenen Nutzung heraus ist es in weiten Bereichen nicht möglich, die gesamten ehemaligen Überschwemmungsgebiete wiederherzustellen. Der technischen Umsetzung zur Reaktivierung dieser Flächen kommt daher immer mehr Bedeutung zu. Die Rückhalteräume, seien es ungesteuerte oder gesteuerte, sollen schließlich für die jeweiligen Unterlieger bezüglich des Hochwasserschutzes möglichst optimal eingesetzt werden und gleichzeitig die Situation für die Ober- bzw. Nebenlieger nicht verschlechtern.

Insbesondere gesteuerte Retentionsräume sollen hierbei bevorzugt zum Einsatz kommen. Das Zusammenspiel von Hochwasservorhersage, Entscheidungsfindung bei der Steuerung und der jeweiligen Wirksamkeit eines Retentionsraumes entlang der Flüsse erfordert es, diese Wirksamkeit genauer zu untersuchen.

Die bayerische Wasserwirtschaftsverwaltung hat von 2004 bis 2008 den Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München beauftragt, das Forschungsvorhaben „Prognose der Hochwassersituation an der bayerischen Donau bei Berücksichtigung des Retentionspotentials und optimierter Steuerstrategien“ durchzuführen und hat damit auch die vorliegende Dissertation finanziell und fachlich unterstützt.

Gliederung

Vorwort.....	5
Gliederung.....	7
1 Einleitung.....	9
1.1 Motivation und Ziel der Arbeit.....	9
1.2 Untersuchungsgebiet	11
1.3 Historische Entwicklung.....	13
1.4 Aktionsprogramm 2020 für das Donau- und Maingebiet in Bayern.....	16
1.5 Hochwasservorhersage und Steuerung.....	17
1.6 Bestehende Untersuchungen zur Wirksamkeit von Retentionsräumen	19
1.7 Gliederung der Arbeit.....	21
2 Grundlagen in Hydraulik und Modellierung.....	23
2.1 Historische Entwicklung in der 2d-hn-Modellierung.....	23
2.2 Hydraulische Grundgleichungen	24
2.3 Zeitliche und räumliche Diskretisierung	29
2.3.1 Räumliche Diskretisierung.....	29
2.3.2 Zeitliche Diskretisierung.....	32
2.4 Auswahl eines hydrodynamisch-numerischen (hn) Modells	33
2.4.1 Modellanforderungen und Modellwahl.....	33
2.4.2 Das Strömungsmodell Hydro_As-2d	34
2.5 Datengrundlagen und Modellierungstechnik	39
2.5.1 Von der wasserwirtschaftlichen Fragestellung zur Lösung	39
2.5.2 Digitale Geländemodelle (DGM) für die wasserwirtschaftliche Praxis.....	42
2.5.3 Digitale Geländedaten zwischen Neu-Ulm und Kelheim	45
2.5.4 Modellierungstechnik.....	47
3 Hydrologie	61
3.1 Donau von Neu - Ulm bis Passau.....	61
3.2 Abflusscharakteristik und Atlantik-Wetterlagen.....	63
3.3 Statistische Betrachtung historischer Hochwasserereignisse	66
3.3.1 Hochwasserwellenformen	69
3.3.2 Anlaufzeiten der Hochwasserereignisse	75
3.3.3 Mittelwerte und Standardabweichungen.....	80
4 Standortfaktoren	83
4.1 Ökologie	83

4.2	Landnutzung	85
4.3	Entschädigungen für land- und forstwirtschaftliche Flächen.....	87
4.4	Beeinflussung der Grundwasserverhältnisse	88
5	Ungesteuerte Retention entlang von Fließgewässern.....	93
5.1	Beispiele zur ungesteuerten Retention aus der Fließstrecke der Donau zwischen Neu-Ulm und Kelheim.....	93
5.2	Parameterstudie zur Ermittlung der Wirksamkeit von ungesteuerten Retentionsräumen entlang von Fließgewässern	99
5.2.1	Untersuchte Retentionstypen.....	100
5.2.2	Auswerteschema.....	100
5.2.3	Topographie	102
5.2.4	Hydrologie.....	103
5.2.5	Ergebnisse der Parameterstudie	105
5.3	Zusammenfassung der Ergebnisse und Ausblick.....	118
6	Gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern.....	123
6.1	Grundlagen und theoretische Wirksamkeit	123
6.2	Nutzung von Staustufen zum Hochwasserrückhalt.....	125
6.3	Gesteuerter Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss	129
6.3.1	Prinzip	129
6.3.2	Bauwerke.....	130
6.3.3	Beispiele	138
6.3.4	Steuerung.....	147
6.4	Parameterstudie zur gesteuerten Retention.....	168
6.4.1	Ungesteuerte und gesteuerte Retention im direkten Vergleich....	168
6.4.2	Wirksamkeit in Abhängigkeit der Hochwasservorhersage	172
6.5	Zusammenfassung der Ergebnisse und Ausblick.....	178
7	Zusammenfassung und Ausblick	185
	Symbole und Abkürzungen	187
	Verzeichnis der Abbildungen	189
	Verzeichnis der Tabellen	198
	Literaturverzeichnis	199
	Danksagung.....	209

1 Einleitung

1.1 Motivation und Ziel der Arbeit

Größere Hochwasserereignisse an der Donau hat es schon immer gegeben. Im 20. Jahrhundert seien die Ereignisse von 1926, 1954 und 1988 herausgegriffen. Eine derartige Häufung von extremen Ereignissen wie in den Jahren 1999, 2002, 2005 war jedoch vermutlich noch nie dagewesen. Die Häufung der Ereignisse und vielmehr auch die Schäden an urbanen Gebieten von insgesamt etwa 600 Mio. € (Hasselsteiner 2007a) haben den Hochwasserschutz auch in den Medien wieder salonfähig gemacht. Die politische Unterstützung von überregional betrachtetem Hochwasserschutz, wie es das Aktionsprogramm 2020 (StMUGV Bayern 2003b) schließlich darstellt, hat eine großräumige Betrachtung der Hochwassersituation an der bayerischen Donau erlaubt.

Die hydrologische Situation an der Donau ist stark geprägt durch das Zusammenspiel der seitlichen Zuflüsse. An den Zuflüssen und an deren Zubringern wiederum sind Rückhaltemöglichkeiten durch Hochwasserrückhaltebecken, Talsperren etc. vorhanden und wirksam. Diese sind jedoch, wie sich bei den letzten Hochwasserereignissen zeigte, für den Vorfluter Donau zum Teil nicht ausreichend wirksam. Die Reaktivierung von ehemaligen Überschwemmungsflächen sei es durch Deichrückverlegung und vor allem durch gesteuerte Flutpolder tritt dabei immer mehr in den Vordergrund.

Das Pfingsthochwasser von 1999 hatte an der Donau unterhalb des Lechzuflusses bei Marxheim aus statistischer Sicht betrachtet eine Wiederkehrzeit von etwa $T = 200$ Jahre. Es kam dabei zum Teil zu erheblichen Ausuferungen und Schäden. In der Nähe von Neustadt an der Donau trat während des Hochwasserscheitels ein Deichbruch auf, welcher im Deichhinterland, vor allem in Neustadt, erhebliche Schäden verursachte.

Jedoch hat dieser Deichbruch gezeigt, was eine gezielte Retentionsraumnutzung im Scheitelbereich einer Hochwasserwelle für die Unterlieger leisten kann. Immerhin hat der zusätzlich durch den Deichbruch gewonnene Rückhalteraum von etwa 23 Mio. m³ in Kelheim eine Absenkung des Wasserspiegels von etwa 25 cm erzeugt. Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, die Stärken einer gezielten Nutzung von potentiellen Rückhalteflächen entlang von Fließgewässern herauszustellen und zu versuchen, mögliche Schwachstellen eines solchen Systems zu verdeutlichen und schließlich durch konzeptionelle Hinweise zu minimieren. Die Wirkungsweise von gesteuerten und ungesteuerten Retentionsflächen wird anhand von gezielt durchge-

fürten Studien erläutert.

Ein wichtiger Punkt ist auch die Bewertung von Maßnahmen für den Retentionsausgleich. Diese können durch den Ausbau des Hochwasserschutzes mit einem damit verbundenen Wegfall von Retentionsraum notwendig werden. Wie zum Beispiel eine Untersuchung von Kautenburger et al. (2002) zeigt, kann in manchen Fällen durchaus das verlorengegangene Retentionsvolumen durch eine flussbauliche Maßnahme volumengetreu ausgeglichen werden, jedoch führt dies nicht zwangsläufig zu einer ähnlichen Scheitelabminderung und kann somit den Hochwasserschutz der Unterlieger beeinträchtigen. Die Bewertung von sowohl wegfallenden Retentionsflächen als auch von Retentionsausgleichsflächen sollte nicht nur basierend auf dem Prinzip von Volumentreue, sondern auch hinsichtlich Wirkungsgleichheit vollzogen werden. Die Kenntnis über die Wirkungsweise und Wirksamkeit einzelner Retentionsarten an Fließgewässern ist deshalb unbedingt erforderlich.

Das Augusthochwasser 2002 an der Donau hat einen weiteren wichtigen Aspekt dieser Arbeit aufgezeigt, die Hochwasservorhersage. Am Kloster Weltenburg, das an der Donau zwischen Neustadt an der Donau und Kelheim liegt und welches beim Pfingsthochwasser 1999 große Hochwasserschäden (etwa 1,5 Mio €) hinnehmen musste, sind 2002 rund 80.000 Sandsäcke aufgebaut worden, welche schließlich in diesem Ausmaß nicht benötigt worden wären. Das Beispiel soll zeigen, dass bei Extremereignissen die Hochwasservorhersage bezüglich Unterstützung des Katastrophenschutzes, aber auch bezüglich der Steuerung von Hochwasserrückhalteräumen eine zentrale Rolle spielt. Ziel meiner Arbeit ist deshalb auch, die Hochwasservorhersage durch möglichst realistische Aussagen über die Wirksamkeit von Retentionsflächen entlang von Flussmittelläufen derart zu unterstützen, dass sowohl die Abflussvorhersagen einer Hochwasserwelle für die gezielte Steuerung eines Retentionsraums genauer werden können, als auch Aussagen über die Wirksamkeit eines solchen Retentionsraums in Abhängigkeit eines möglichen Vorhersagefehlers und anderer Restriktionen wiederum Aufschluss über den weiteren Verlauf der verformten Hochwasserwelle im Unterwasserbereich des Retentionsraums geben kann.

Zusammenfassend liegt die Motivation meiner Arbeit darin, die Rückhaltewirkung von gesteuerten und ungesteuerten Retentionsräumen zu untersuchen und in einem realistischen Maß zu verallgemeinern. Die Ergebnisse sollen zum einen eine Entscheidungsgrundlage bei einer konzeptionellen Vorplanung einer technischen Retentionsmaßnahme in einem Fließgewässer ähnlicher Geometrie und Abflussverhaltens wie an der bayerischen Donau und zum anderen eine Unterstützung der Hochwasservorhersage bei Gewässerabschnitten mit Retentionseinfluss darstellen.

1.2 Untersuchungsgebiet

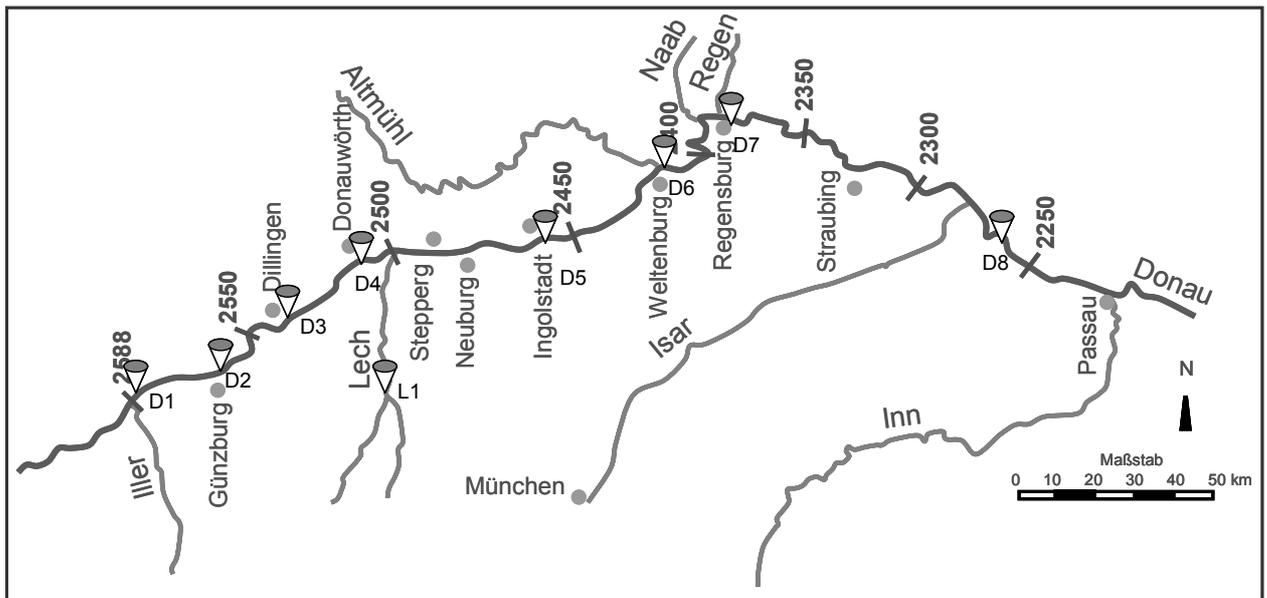
In der vorliegenden Arbeit wird die ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern am Beispiel der bayerischen Donau größtenteils aus dem Bereich zwischen Neu-Ulm und Kelheim erläutert. In diesem Gebiet sind die wichtigsten Typen an Retentionsräumen vorhanden, seien es beispielsweise Rückströmungen in Deichhinterländer, seitliche Ausuferungen an Überlaufstrecken von Staustufen, geplante gesteuerte Flutpolder, klassische Fluss-Vorland-Bereiche, hydraulisch getrennte Vorländer etc.. Die Ergebnisse können anhand durchgeführter Parameterstudien zum Teil auf die restliche Fließstrecke der bayerischen Donau oder auch auf Fließgewässer mit ähnlichem Abflussregime weitestgehend übertragen werden.

In dem schematischen Übersichtslageplan in Abb. 1-1 ist die bayerische Donau mit ihren wichtigsten seitlichen Zuflüssen sowie die für die vorliegende Arbeit relevanten Pegelstandorte des Bayerischen Landesamtes für Umwelt (LfU Bayern) dargestellt. Die hydraulischen Untersuchungen wurden größtenteils zwischen Pegel D1 Bad Held (Neu-Ulm) und Pegel D6 Kelheim durchgeführt. Die Fließstrecke der bayerischen Donau beträgt in diesem Abschnitt etwa 185 km. In der Strecke befinden sich 16 Staustufen (zum Teil mit Überlaufstrecken), 2 geplante gesteuerte Flutpolder sowie mehrere ungesteuerte Ausuferungsbereiche in zum Teil landwirtschaftlich genutztes Gebiet oder in Auwaldbereiche. Die wichtigsten Zuflüsse innerhalb des vorwiegend untersuchten Gebiets zwischen Neu-Ulm und Kelheim sind die Iller und der Lech.

Ein großer Teil der bayerischen Donau führt durch große Talniederungen, welche ehemalige Seen darstellten. Durch zunehmende Verlandung wurden diese mit der Zeit zusedimentiert. Wie die Oberste Baubehörde Bayern (1927) beschreibt, teilen die beiden Donaudurchbruchstellen bei Stepperg (etwa 10 km unterhalb des Lechzuflusses) und bei Weltenburg (etwa 5 km oberhalb des Pegels Kelheim) die bayerische Donau in drei Teile: die obere, die mittlere und die untere Donauebene.

Des Weiteren wird beschrieben, dass in der oberen Donauebene, zwischen Neu-Ulm und Stepperg, was einer Fließstrecke von etwa 100 km entspricht, ein letzter Rest aus dem ursprünglichen Seeboden zu erkennen sei, das sogenannte Donauried. In diesem Abschnitt fließen auch die beiden seitlichen Zuflüsse Iller und Lech zu. Die mittlere Donauebene zwischen Stepperg und Weltenburg ist ein ehemaliges Mooregebiet und ist heute in weiten Teilen als Donaumoos bekannt. In diesem Bereich durchbricht die Donauebene Ausläufer des Fränkischen Juras, welcher die Donau auf ihrer nördlichen Seite bis etwa Regensburg begleitet. Die untere Donau-

ebene bis etwa Vilshofen ist eine sehr fruchtbare Gegend. Hier fließt die Donau am südlichen Ausläufer des aus Urgestein aufgebauten Mittelgebirges Bayerischer Wald entlang (Strobel 1977). Die seitlichen Zuflüsse Naab und Regen fließen der Donau kurz oberhalb Regensburg und in Regensburg zu, die Isar fließt der Donau in Deggendorf zu. In Passau, kurz vor der Landesgrenze zu Österreich fließt der Inn der Donau zu (siehe Abb. 1-1).



D1	Pegel Neu-Ulm Donau	D5	Pegel Ingolstadt Donau	L1	Pegel Augsburg Lech
D2	Pegel Günzburg Donau	D6	Pegel Kelheim Donau		
D3	Pegel Dillingen Donau	D7	Pegel Schwabelweis Donau		
D4	Pegel Donauwörth / Schäfstall Donau	D8	Pegel Hofkirchen Donau		

Abb. 1-1: Schematischer Übersichtslageplan der bayerischen Donau (aus Fischer 2004)

Die Abflusssituation der bayerischen Donau ist stark geprägt durch die seitlichen Zuflüsse. Die Hochwasserabflüsse der größeren südlichen Zuflüsse der Donau wie Iller, Lech, Isar und Inn entstehen i. d. R. aus Schmelzwasser gekoppelt mit Regen im Winter und Starkniederschlägen im Sommer. Von Norden her kommend entwässern die Wörnitz und die Altmühl die Schwäbische und Fränkische Alb sowie Naab und Regen den Oberpfälzer und Bayerischen Wald. Im nördlichen Zuflussgebiet führen ergiebige Dauerregen und Schneeschmelze zu Hochwasserabflüssen (LfU Bayern 2004). Diese zum Teil sehr unterschiedlichen Niederschlags- und Abflusssituationen der seitlichen Zuflüsse der Donau führen schließlich dazu, dass in der Regel nie die gesamte bayerische Donau gleichstark von Hochwasserereignissen betroffen ist. In Abschnitt 3.2 wird darauf am Beispiel von bereits abgelaufenen Hochwasserereignissen noch näher eingegangen.

1.3 Historische Entwicklung

Im Verlauf der letzten Jahrhunderte wurden einige Flussbegradigungen durchgeführt. Gründe für das damalige Vorgehen waren unter anderem der Gewinn an Flächen für Landwirtschaft und Besiedelung, die Befreiung von großflächigem Sumpfland und der damit verbundenen Malariaanfälligkeit, sowie die Nutzung der Fließgewässer für die Schifffahrt. Um das durch die Flusskorrekturen größer gewordene Sohlgefälle auszugleichen, wurden Staustufen gebaut, welche gleichzeitig zur Energiegewinnung genutzt werden konnten. Zum Schutz vor Hochwasser wurden entlang der Flüsse Hochwasserschutzdeiche errichtet.

In Abb. 1-2 ist die Donau zwischen Marxheim und Stepperg in den Jahren 1823, 1903 sowie im heutigen Zustand dargestellt. Hierbei werden die Verkürzung der Flusslaufstrecken und die vermehrte Urbanisierung deutlich. Zur Verhinderung der Sohleintiefung wurde die Staustufe Bertoldsheim gebaut. Zum Erhalt der Ausuferungsbereiche besteht im Bereich von Marxheim auf der orographisch rechten Seite eine Überlaufstrecke, welche ab einem Abfluss von etwa $960 \text{ m}^3/\text{s}$ (im Bereich eines HQ_1) aktiviert wird.

Durch die Ausbaumaßnahmen wurden die Laufzeiten der Hochwasserwellen an der Donau zum Teil verkürzt. Beispielsweise hatte nach LfU Bayern (2004) eine Donau-Hochwasserwelle im 19. Jahrhundert von Regensburg nach Passau eine Laufzeit von etwa 40 Stunden, heute braucht sie nur noch etwa 30 Stunden. Langjährige Beobachtungen an der Donau zeigen aber auch, dass sich die Wellenlaufzeiten zwar etwas verkürzt haben, die Hochwasserscheitelabflüsse tendenziell aber nicht höher geworden sind. Schließlich sind heute durch gezielte Ausuferungen an den Staustufen die Scheitelabflüsse sogar in Teilbereichen niedriger als früher (LfU Bayern 2004).

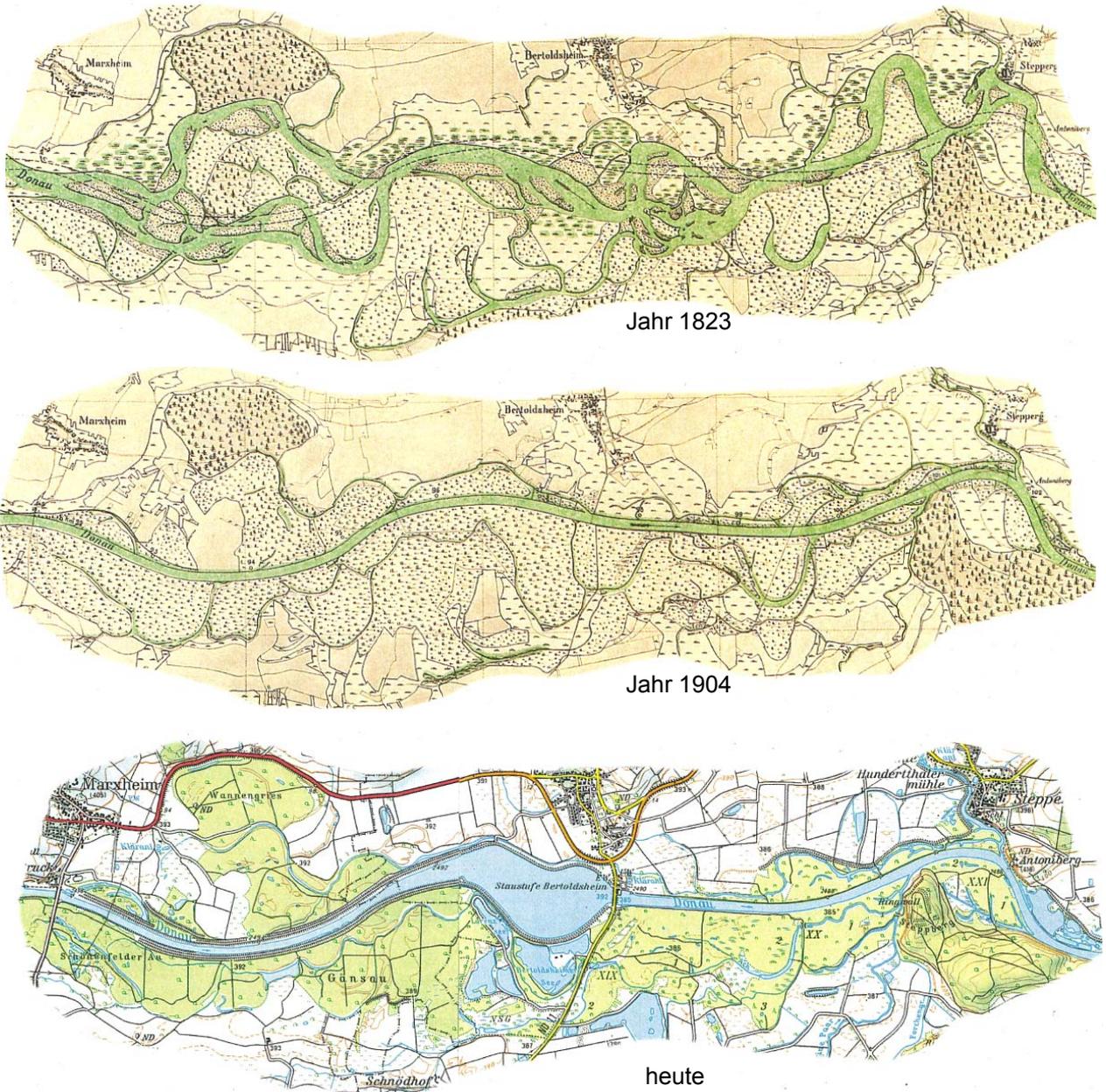


Abb. 1-2: Historische Entwicklung des Flusslaufes der Donau im Bereich zwischen Marxheim und Stepperg von 1823 bis heute (aus LfU Bayern 2004)

Ein weiterer Aspekt der historischen Entwicklung ist die veränderte Landnutzung der zum Teil sehr großflächigen Überflutungsflächen. In Abb. 1-3 ist der Donaulauf im Bereich von Dillingen dargestellt. Dabei wird deutlich, dass sich bereits in den Jahren zwischen 1823 und 1904 eine tendenzielle Entwicklung zum Ausbau der landwirtschaftlichen Nutzung einstellte.

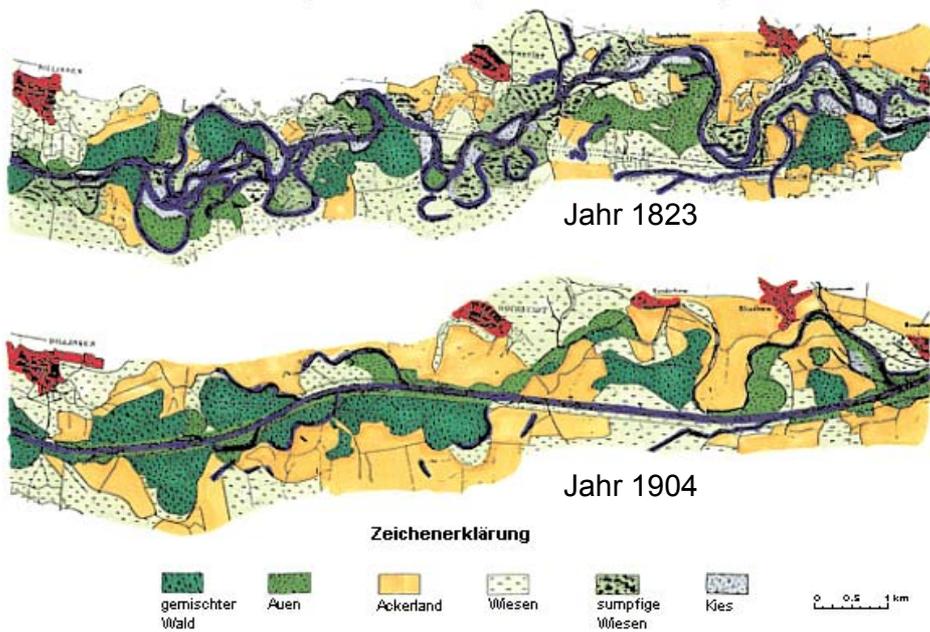


Abb. 1-3: Der Donaulauf zwischen Dillingen und Gremheim in den Jahren 1823 und 1904 (aus LfU Bayern 1999a)

Deisenhofer (1990) bestätigt die Entwicklung, dass vor allen Dingen in den letzten 50 Jahren ein deutlicher Umschwung von der Grünlandnutzung hin zur landwirtschaftlichen Nutzung zu erkennen ist (siehe Tab. 1-1). Eine derartige Entwicklung kann sich vor allem lokal auf das Abfluss- und Retentionsverhalten hinsichtlich des Infiltrationsvermögens im Vorland und hinsichtlich der stark variierenden Rauheiten zwischen Sommer und Winter auswirken.

Tab. 1-1: Veränderung des Acker-Grünlandanteils in der Gemarkung Wertingen – Teilgebiet Dillinger Ried (nach Deisenhofer 1990)

Jahr	1813	1957	1989/90
Anteil Grünland [%]	84	78	21
Anteil Ackerland [%]	12	17	70
Anteil Sonstiges [%]	4	5	9

Ein weiterer Aspekt, welcher durchaus im Kapitel der historischen Entwicklung seine Daseinsberechtigung hat, ist der beim Pfingsthochwasser 1999 aufgetretene Deichbruch bei Neustadt an der Donau. Das Hochwasserereignis hatte in diesem Donauabschnitt, wie oben bereits beschrieben, etwa einem HQ_{200} entsprochen. Die in Abb. 1-4 dargestellte Aufzeichnung der Hochwasserwelle am Pegel Kelheim zeigt die deutliche Rückhaltewirkung der ungewollten Polderfüllung im Bereich der

Ortschaft Neustadt an der Donau. Insgesamt wurde ein Volumen von etwa 23 Mio. m³ zurückgehalten, was in Kelheim einer Scheitelabsenkung von etwa 24 cm entsprach. Nicht zuletzt dieses Ereignis hat die geplanten Flutpolderstandorte Katzau, der im Nahbereich der genannten Deichbruchstelle liegt, und Riedensheim, der sich etwa 50 km oberstrom befindet, in ein anderes Licht gerückt. Schließlich wurden der Bevölkerung die Wirkungsweise und die hohe Wirksamkeit eines steuerbaren Rückhaltebeckens im Nebenschluss, welches im Scheitelbereich eines Hochwassers aktiviert werden kann, vor Augen geführt. Die beiden geplanten Flutpolder Riedensheim und Katzau besitzen zusammen ein Rückhaltepotential von etwa 15 Mio. m³.

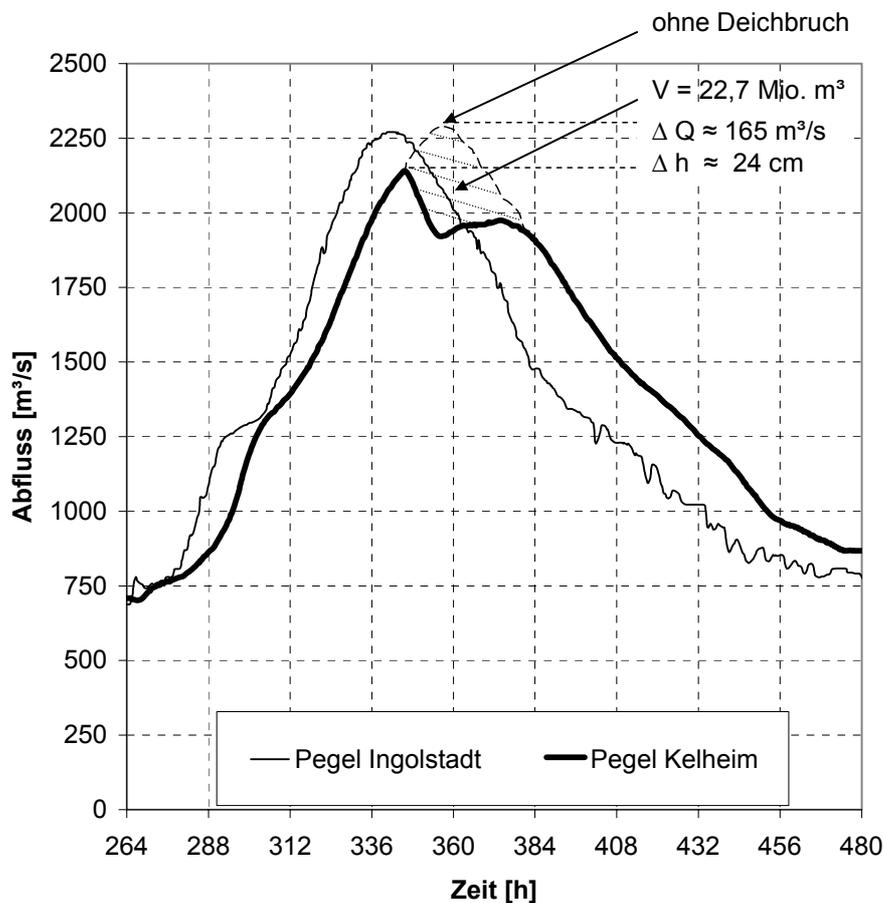


Abb. 1-4: Abfluss- und Wasserstandsreduktion am Pegel Kelheim infolge des Deichbruchs bei Neustadt an der Donau beim Pfingsthochwasser 1999 (nach LfU Bayern 2003a)

1.4 Aktionsprogramm 2020 für das Donau- und Maingebiet in Bayern

Im Mai 2001, also im Nachlauf des Pfingsthochwassers 1999, wurde das Aktionsprogramm 2020 für das Donau- und Maingebiet von der bayerischen Staastregie-

rung verabschiedet. Insgesamt will der Freistaat Bayern bis zum Jahr 2020 2,3 Mrd. Euro in den Hochwasserschutz investieren (Kumutat 2007). Im Vergleich hierzu betragen die Schäden in Bayern für die Hochwasserereignisse 1999, 2002 und 2005 etwa 600 Mio. € (Haselsteiner 2007).

Zentraler Punkt des Aktionsprogramms 2020 ist die Drei-Säulen-Strategie (Kumutat 2007):

- Natürlicher Rückhalt
- Technischer Hochwasserschutz
- Hochwasservorsorge

Die ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern tangiert dabei alle drei Säulen. Das Handlungsfeld „Natürlicher Rückhalt“ bezieht sich auf Deichrückverlegungen und Renaturierungsmaßnahmen zur Verbesserung des Rückhaltes in der Fläche. Innerhalb des Handlungsfeldes „Technischer Hochwasserschutz“ soll unter anderem der Bau von gesteuerten Flutpoldern eine zentrale Rolle übernehmen. Das Handlungsfeld „Hochwasservorsorge“ betrifft in erster Linie die Ausweisung von Überschwemmungsgebieten und letztlich die Optimierung der vorgesehenen regionalen und überregionalen Hochwasserrückhalteräume (Göttle 2007).

1.5 Hochwasservorhersage und Steuerung

Für den Katastrophenschutz bei Extremereignissen war der Hochwassernachrichtendienst schon immer ein zentrales Element in der Wasserwirtschaft. Erste Richtlinien zur Organisation eines Hochwassernachrichtendienstes in Bayern wurden bereits 1883 erlassen (LfU Bayern 2007). Mit Zunahme der steuerbaren Elemente entlang eines Flussgebietes nimmt auch die Bedeutung der Hochwasservorhersage mehr und mehr zu. Nur aus einer möglichst genauen Prognose heraus kann eine erfolgreiche Steuerung bzw. Rückhaltewirkung eines Retentionsraums, sei es eine Talsperre, ein Flutpolder etc., erfolgen. Zudem muss mit Zunahme der steuerbaren Elemente im Flussgebiet selbst, wie z. B. bei einer Polderkette oder aber auch in den seitlichen Zuflüssen die Hochwasservorhersage überregional über mehrere Einzugsgebiete hinweg organisiert sein.

Seit 1998 ist der Hochwassernachrichtendienst Bayern „online“ und meldet die aktuellen Wasserstands- und Abflussmessungen an den Pegeln (LfU Bayern 2004). Insgesamt verfügt das LfU Bayern über ca. 330 Niederschlagsmessstellen und ca.

320 Pegelmessstellen. Die Abflussvorhersagen erfolgen, je nach Flussgebietslänge, in Vorhersagezeiträumen von 6 bis 48 Stunden (LfU Bayern 2003b). Berechnet werden sie jedoch basierend auf der 72 Stunden Wettervorhersage des Deutschen Wetterdienstes (DWD) (Vogelbacher 2007).

Die Vorhersagen werden hauptsächlich mit Niederschlag–Abfluss–Modellen ermittelt, wenngleich in den größeren Flüssen wie Donau, Inn und Lech bereits eindimensionale hydraulische Modelle eingesetzt werden (Vogelbacher 2007). Grund hierfür ist neben der besseren Abbildung der Hochwasserwellenausbreitung auch die Implementierung von Steuerungsmöglichkeiten und deren Genauigkeitsanspruch in die jeweiligen Modelle. Schließlich benötigt, wie oben bereits erwähnt, eine gute Steuerung eine gute Vorhersage der Hochwasserwelle. Des Weiteren wirkt sich eben genau diese Steuerung wieder auf den Verlauf der Hochwasserwelle und deren Vorhersage nach unterstrom aus.

Einer überregionalen Hochwasservorhersage bereiten momentan sicherlich noch die jeweiligen Einzugsgebietsgrößen Probleme. Diese lassen es derzeit aufgrund der hohen Rechenzeiten nicht bzw. kaum zu, ganze Flussgebiete in 2d–hydrodynamisch numerische (2d–hn) Modelle abzubilden. Die Ausuferungen, Rückströmungen und andere zweidimensionale Effekte können ohne die Verwendung von 2d–hn Modellen i. d. R. nicht ausreichend genau abgebildet werden. Letztendlich ist es das Spannungsfeld des Genauigkeitsanspruches, der Rechnerkapazität, der Anzahl der Steuerungsmöglichkeiten mit deren Zielgrößen und schließlich auch die richtige Wahl einer vertrauenswürdigen Niederschlagsvorhersage, auf dem sich der Hochwassernachrichtendienst bewegt.

Im Folgenden sind grundsätzliche Fehler und Unsicherheiten in einem Vorhersagemodell dargestellt (Vogelbacher 2007):

- Modellstruktur (Diskretisierung der relevanten Bereiche)
- Nicht optimale Schätzung der Parameter
- Fehlerhafte Inputdaten (Messfehler, Vorhersagefehler etc.)
- Betrieb der Modelle (Optimierung etc.)

Die dominanten Unsicherheiten liegen in der Modellstruktur einerseits, in fehlerhaften Inputdaten andererseits. Große Flussgebiete können in der Regel noch nicht ausreichend genau im Sinne einer Vorhersage abgebildet werden. Fehlerhafte Inputdaten stammen in der Regel aus den teilweise sehr stark auseinandergehenden Nieder-

schlagsvorhersagen verschiedener Vorhersagemodelle. Exemplarisch für diese Problematik seien hier Niederschlagsvorhersagen am Lech verschiedener Modelle beim Auguthochwasser 2005 erwähnt. So hatten am Vormittag des 21.08.2005 für den Zeitraum bis zum Ende des Niederschlagsereignisses zwei separate Modelle des DWD eine Niederschlagssumme von 215 mm und 93 mm, ein Modell des Amerikanischen Wetterdienstes 164 mm geliefert. Gemessen wurden schließlich 169 mm (Vogelbacher 2007).

Mit der Zunahme der Einzugsgebietsgröße und der Anzahl der seitlichen Zuflüsse wird die Hochwasservorhersage schwieriger. Insbesondere bei grenzüberschreitenden Flüssen, wie zum Beispiel dem Rhein, ist eine gutkoordinierte Zusammenarbeit der Vorhersagezentralen der einzelnen Länder enorm wichtig. Am Rhein sind dies beispielsweise die Melde- und Vorhersagezentrale Bern (Schweiz), Karlsruhe (Baden-Württemberg, Deutschland), Mainz (Rheinland-Pfalz, Deutschland) und Lelystad (Niederlande). Die einzelnen Zentralen sind dabei untereinander verbunden und es bestehen zahlreiche Vereinbarungen über die Weitergabe von Informationen zwischen den einzelnen Staaten und Bundesländern, den Schifffahrtsverwaltungen und dem DWD (Bürgi und Homagk et al. 2004). Am Oberrhein soll mit Hilfe von insgesamt 22 gesteuerten Retentionsmaßnahmen mit einem Retentionsvolumen von 255 Mio. m³ der Hochwasserschutz für ein HQ₂₀₀ wiederhergestellt werden (Homagk 2007). 120 Mio. m³ Retentionsraum wurden bereits realisiert (siehe auch Abschnitt 6.3.3.1). Das Zusammenspiel der überregionalen Hochwasservorhersage mit den Entscheidungsträgern der Wasserwirtschaft für die Steuerungsvorgaben an den Einlaufbauwerken der einzelnen Retentionsräume stellt auch am Rhein eine große Herausforderung dar.

1.6 Bestehende Untersuchungen zur Wirksamkeit von Retentionsräumen

Haider (1994) hat die Auswirkung der Vorlandüberflutungen auf die Verformung von Hochwasserwellen untersucht. Er behandelte u. a. die Szenarien Wellenverformung im geliederten Querschnitt, Wellenverformung im abgetrennten Querschnitt sowie Wellenverformung durch ein Rückhaltebecken im Nebenschluss. Die Untersuchungen wurden eindimensional hydraulisch durchgeführt, wengleich durch Vernetzung von Teilmodellen ein quasi-zweidimensionaler Zustand erreicht wurde. Die lokal bei Ausuferungen auftretenden zweidimensionalen Effekte konnten somit jedoch nicht nachgebildet werden. Den hydraulischen Untersuchungen von Haider (1994) liegen synthetische Hochwasserganglinien zugrunde, welche mit der Maxwell-Verteilungsfunktion erzeugt wurden. In der vorliegenden Arbeit wird in Kapitel 3 versucht, aus einer Vielzahl von gemessenen Hochwasserabflusskurven an der

Donau mittels der Maxwell-Verteilungsfunktion charakteristische Parameter herauszufiltern. Eine Auswertungsmethode von Haider (1994), welche die mit verschiedenen Retentionsmaßnahmen erzeugten Scheitelabsenkungen in das Verhältnis mit dem Quotienten aus Gesamtscheitelabfluss und bordvollen Abfluss im Flussschlauch sowie zur jeweiligen Wellenform setzt, erschien geeignet und wurde bei der Bewertung der Ergebnisse in Kapitel 5 in Grundzügen verwendet.

Die Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) hat ebenfalls die Wirksamkeit von Hochwasservorsorge- und Hochwasserschutzmaßnahmen untersucht (LAWA 2000). Bei der Wirksamkeitsabschätzung von gesteuerten und ungesteuerten Reaktivierungsflächen wurden Modellrechnungen am Ober- und Niederrhein herangezogen. Die Ergebnisse der dortigen Untersuchungen zeigten, dass für *„ungesteuerte Retention gegenüber gesteuerter Retention für die Erzielung gleicher Wirkung auf den Scheitelabfluss ein Vielfaches des Rückhaltevolumens benötigt wird“* (LAWA 2000). Die Werte können dabei zum Teil bis weit über dem 20-fachen liegen.

Marenbach (2002) hat die Wirkung naturnaher Retentionsmaßnahmen auf den Ablauf von großen Hochwasserwellen untersucht. Die Untersuchungen sind dabei hauptsächlich auf Renaturierungsmaßnahmen und dezentrale Rückhalteräume beschränkt. In ihrer Arbeit vergleicht Marenbach (2002) hydrologische und hydraulische Modelle. Dabei zeigte sich, dass die hydrologischen Modelle bei ihren Untersuchungen die Retentionswirkung einzelner Maßnahmen gegenüber den hydraulischen Modellen überschätzt hatten. Die hydraulischen Berechnungen beschränkten sich in erster Linie auf eindimensionale Untersuchungen.

Bauer (2004) hat mittels eindimensionaler und zweidimensionaler hydraulischer Berechnungen anhand von mehreren praktischen Fallbeispielen vor allem im Lahn-Einzugsgebiet in Hessen die Auswirkung von naturnahen Retentionsmaßnahmen untersucht. Er stellt schließlich den Zusammenhang zwischen Retentionspotential und tatsächlicher Wirksamkeit einer Maßnahme dar. Bauer (2004) beschreibt, dass zwar in breiten Talauen mit geringem Gefälle das Retentionspotential sehr groß ist, dass es jedoch bei naturnahen Maßnahmen (Renaturierungen, Deichrückverlegungen etc.) nicht zu nennenswerten Scheitelabflussabsenkungen führt.

In LfU Bayern (2005) wurde ebenfalls die Wirkungsweise von Gewässerentwicklungsmaßnahmen an Fließgewässern auf den Hochwasserabfluss untersucht. Am Beispiel der Glonn (Flussbreite etwa 10 m) und anhand von mehreren Parameterstudien wurde u. a. die Wirkung von Fließwegverlängerungen sowohl im Flussschlauch als auch in möglichen Grabensystemen im Vorland, Flussaufweitungen, Deichrückverlegungen etc. mit 2d-hn Berechnungen durchgeführt. Durch großflä-

chige Bewaldungen im Vorland konnten z. B. an der Glonn Scheitelreduktionen von 9 % ermittelt werden. Hierbei wurde jedoch auf eine Strecke von ca. 30 km der Anteil an Waldflächen von 3 % auf 80 % durch Umwandlung von Acker- und Grünland erhöht. Das LfU Bayern (2005) beschreibt selbst, dass diese Variante nur als Kontrollvariante zu verstehen war und unrealistisch im Sinne einer konkreten Umsetzung ist. Die weiteren Scheitelreduzierungen waren zum Teil deutlich niedriger.

Alle hier vorgestellten Untersuchungen haben gewisse Gemeinsamkeiten hinsichtlich der Aufgabenstellung, der Methodik und der Zielsetzung. In der vorliegenden Arbeit soll gezielt die Wirkungsweise von gesteuerten und ungesteuerten Retentionsräumen am Beispiel eines Gewässers 1. Ordnung mittels großräumiger 2d-hn Berechnungen auf einer Fließlänge von etwa 190 km untersucht werden. Mit gezielten Parameterstudien zur ungesteuerten und zur gesteuerten Retention mit Berücksichtigung des Einflusses der Hochwasservorhersage, sollen aus den erzielten Ergebnissen allgemeine Hinweise und Empfehlungen für Gewässer ähnlicher Struktur wie der Donau abgeleitet werden.

1.7 Gliederung der Arbeit

Nach Abschluss der Einführung in das Thema (Kapitel 1) beginnt die vorliegende Arbeit im nun folgenden Kapitel 2 mit der Erläuterung der hydraulischen Grundgleichungen, der numerischen Lösungsverfahren und schließlich mit der Auswahl eines geeigneten hydrodynamisch-numerischen (hn) Berechnungsmodells. Zudem wird in Kapitel 2 auf die topographischen Datengrundlagen und auf die Modellentwicklung bzw. Modellierungstechnik eingegangen.

In Kapitel 3 werden die hydrologischen und meteorologischen Randbedingungen der bayerischen Donau erläutert. Zunächst wird die hydrologische Situation im Allgemeinen beschrieben, dann wird die Auswertung einer Vielzahl historischer Hochwasserereignisse bezüglich ihrer Abflussscheitel und ihrer Hochwasserwellenformen vorgestellt. Schließlich werden aus den ausgewerteten Hochwasserereignissen mehrere charakteristische, synthetische Hochwasserganglinien als Randbedingungen für die in den folgenden Kapiteln vorgestellten hydraulischen Untersuchungen vorgestellt.

In Kapitel 4 werden die Standortfaktoren, die bei einer Realisierung einer Retentionsmaßnahme in Betracht gezogen werden sollten, allgemein behandelt.

Kapitel 0 befasst sich mit der ungesteuerten Retention. Anhand von verschiedenen abstrahierten, ungesteuerten Retentionstypen und der synthetischen Abflussgangli-

nienparameter aus Kapitel 3 wird die Wirksamkeit dieser Retentionstypen bezüglich Scheitelreduktion und Scheitelverzögerung in Abhängigkeit vom Quotienten aus Hochwasserscheitel und bordvollem Abfluss im Flussschlauch sowie von der Hochwasserwellenform hydraulisch berechnet und erläutert.

Kapitel 6 erläutert die Möglichkeiten der gesteuerten Retention an Flussmittelläufen. Zunächst wird auf die stark begrenzten Möglichkeiten der Nutzung eines Staurauminhalts durch Vorabsenkung an Flusstaustrufen eingegangen. Anschließend wird das „gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss (HRBN)“ von der allgemeinen Beschreibung der Steuerung und der Standortfaktoren, über Beispiele aus der Praxis bis hin zu der Wirksamkeit von gesteuerten HRBNs in Abhängigkeit von der Hochwasservorhersage behandelt.

In Kapitel 7 werden die wesentlichen Erkenntnisse aus der vorliegenden Arbeit zusammengefasst und Empfehlungen zur Umsetzung von Retentionsmaßnahmen gegeben.

2 Grundlagen in Hydraulik und Modellierung

Vor allem bei der ungesteuerten Retention treten häufig zweidimensionale hydraulische Effekte auf, welche unter anderem durch Rückströmungen in Deichhinterländer, durch seitliche Ausuferungen in Vorländer mit deutlichen Rauheitsunterschieden zum Flussschlauch etc. entstehen können. Eine eindimensionale Betrachtung dieser Retentionsräume ist nur bedingt möglich. Eine genaue Betrachtung der Strömungsvorgänge und der damit verbundenen Ausuferungen, Verzögerungen etc. machen zweidimensionale hydraulische Berechnungen erforderlich. Dreidimensionale Effekte treten dabei i. d. R. nur lokal auf und spielen im großen Maßstab eine untergeordnete Rolle. Für die vorliegenden Untersuchungen waren großmaßstäbliche Betrachtungen erforderlich, sodass die Berechnungen zweidimensional hydraulisch mit Ansatz der Flachwassergleichungen durchgeführt wurden.

In den folgenden Kapiteln werden die hydraulischen Grundgleichungen sowie verschiedene mögliche numerische Methoden und Lösungsansätze beschrieben. Schließlich wird ein hn-Berechnungsmodell zur weiteren Verwendung ausgewählt. Abschließend wird die Modellierungstechnik für die großräumigen Untersuchungen und den jeweils zugrunde liegenden Daten erläutert. Zunächst erfolgt jedoch ein kurzer Überblick über die historische Entwicklung in der 2d-hn-Modellierung.

2.1 Historische Entwicklung in der 2d-hn-Modellierung

In der Vergangenheit haben zahlreiche Forscher zur Entwicklung von zweidimensionalen hydraulischen Modellen zur Simulation von Flussgebieten beigetragen. Zunächst wurde größtenteils an der Entwicklung von Modellen basierend auf der Finiten Differenzen Methode (FDM) und Finiten Element Methode (FEM) gearbeitet (vgl. Abschnitt 2.3).

Exemplarisch für eine Vielzahl von Entwicklungen seien hier die Arbeiten der Wissenschaftler Abbott (1979), Cunge et al. (1980), Benque et al. (1982) und Lai (1986) an der Entwicklung von Modellen mit der Finiten Differenzen Methode und die Arbeit aus Fenner (1975) an der Entwicklung von Modellen mit der Finite Element Methode erwähnt. Vor allem das von Chow und Ben-Zvi (1973) entwickelte Modell (FDM) konnte sowohl stationäre und instationäre Prozesse als auch die Ausbreitung von Dammbuchwellen und mehrere seitliche Zuflüsse abbilden. Ein Modell von Katopodes und Strelkoff (1978) konnte zusätzlich mit komplexen Topographien arbeiten sowie strömenden und schießenden Abfluss berechnen. McDonald (1971) und MacCormack und Paullay haben erstmals Modelle auf Basis der Finiten-Volumen-Methode-Ansatzes (FVM) für numerische Strömungssimulatio-

nen zur Lösung zweidimensionaler instationärer Gleichungen veröffentlicht (Hirsch 1988).

Zu den aktuell verwendeten, kommerziell vertriebenen 2d-hn Modellen zählen neben anderen die Modelle Hydro_As-2d (Nujic 2002), RMA2 (EMS-I 2007), Telemac2d (Telemac 2007), Trim-2d (BAW 1998), MIKE21 (DHI 2007) sowie BCE-2d (Krauter 2002 und BCE 2007). In Tab. 2-1 sind die oben erwähnten 2d-Modelle mit deren Lösungsmethode dargestellt. Die Methoden Finite Differenzen, Finite Elemente und Finite Volumen werden in Abschnitt 2.3 noch genauer erläutert.

Tab. 2-1: Auswahl an 2d - Modellen mit deren Lösungsmethode

2d – Modell	Methode
BCE-2d	Finite Differenzen
Hydro_As-2d	Finite Volumen
MIKE21	Finite Differenzen
RMA2	Finite Elemente
Telemac2d	Finite Elemente
Trim2d	Finite Differenzen

2.2 Hydraulische Grundgleichungen

Im Folgenden werden die hydraulischen Grundgleichungen vorgestellt. Schließlich wird der Schritt von den dreidimensionalen Navier-Stokes-Gleichungen zu den zweidimensionalen tiefengemittelten Gleichungen beschrieben.

Zunächst ist in Abb. 2-1 ein durchströmtes infinitesimales Raumelement dargestellt. Bezogen auf die Erhaltungssätze muss die Differenz zwischen den in das Raumelement ein- und ausströmenden Wasservolumens gleich Null sein. Diese Forderung wird durch die in Glg. 2-1 dargestellte Kontinuitätsgleichung beschrieben.

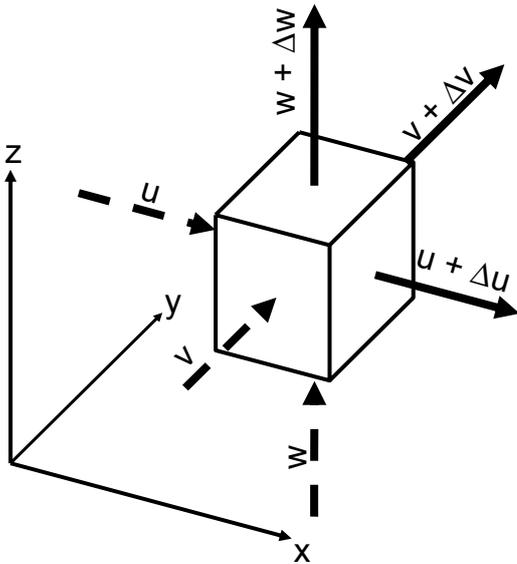


Abb. 2-1: Durchströmtes infinitesimales Raumelement

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

Glg. 2-1

mit:

u, v, w Geschwindigkeitskomponenten in x -, y -, z -Richtung

Glg. 2-2 zeigt die Bewegungsgleichung nach Navier-Stokes (z.B. aus Schröder 2003):

$$\underbrace{\frac{\partial u_i}{\partial t}}_1 + \underbrace{u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j}}_2 = -\frac{1}{\rho} \left[\underbrace{\frac{\partial p}{\partial x_i}}_3 - \underbrace{\rho \nu \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right)}_4 \right] + \underbrace{\frac{1}{\rho} f_i}_5$$

Glg. 2-2

- 1 lokale Beschleunigung
- 2 konvektive Beschleunigung
- 3 Druck
- 4 Schubspannung

5 Massenkräfte

mit:

u Geschwindigkeit in Richtung der Koordinate [m/s]

x Richtungskomponente der Strömung [-]

ρ Dichte des Fluids [kg/m³]

p hydrostatischer Druck [N/m²]

ν kinematische Viskosität [m²/s]

f Massenkräfte wie zum Beispiel Schwerkraft und Corioliskraft [kg/m²s²]

Bei der dreidimensionalen hydraulischen Modellierung werden in der Regel die vollständigen Navier-Stokes-Gleichungen verwendet. Aus praktischer Sicht ist es jedoch i. d. R. auch bei dreidimensionalen Fragestellungen nicht notwendig, die kleinsten turbulenten Strukturen aufzulösen.

Die sogenannten Reynolds-Gleichungen entstehen durch eine zeitliche Mittelung der Strömungsgleichungen, welche durch eine Zerlegung der Geschwindigkeitsvektoren in eine mittlere Geschwindigkeitskomponente und einer turbulenten Schwankungsgröße erfolgt (z. B. aus Schröder 2003). Glg. 2-3 und Glg. 2-4 zeigen die gemittelte Kontinuitätsgleichung und die Reynolds-Gleichung.

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad \text{Glg. 2-3}$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \left[\frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} - \rho \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\nu \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} - \overline{u_i u_j} \right) \right] + \frac{1}{\rho} \bar{f}_i \quad \text{Glg. 2-4}$$

mit:

$\overline{\text{Komponente}}$ zeitliche Mittelwerte

$\rho \overline{u_i u_j}$ Reynolds-Spannungsterm

Der durch die Mittelung zusätzlich entstandene „Reynolds“-Spannungsterm be-

schreibt die Reibung, die durch das Aneinanderstoßen von Wirbeln entsteht (Kinzelbach 2007). Er beinhaltet die turbulenten Schwankungen, welche jedoch nicht mit dem Strömungsmodell selbst gelöst werden können. Hierzu dienen sogenannte Turbulenzmodelle.

Ein Großteil der verwendeten Turbulenzmodelle basiert auf dem Wirbelviskositätsprinzip von Boussinesq (z. B. aus DVWK 1999 oder Kinzelbach 2007), welches die Reynoldsspannungen proportional zu den Gradienten der mittleren Strömungsgeschwindigkeiten setzt (Glg. 2-5).

$$-\overline{u_i u_j} = \nu_t \left(\frac{\partial \overline{u_i}}{\partial x_j} + \frac{\partial \overline{u_j}}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad \text{Glg. 2-5}$$

mit:

ν_t Wirbelviskosität als Proportionalitätsfaktor [m²/s]

δ_{ij} Kronecker Delta [-]

k turbulente kinetische Energie (siehe Glg. 2-6) [m²/s²]

Das in Glg. 2-5 verwendete „Kronecker Delta gewährleistet, dass die Summe der Normalspannungen mit der Definition der turbulenten kinetischen Energie k (Glg. 2-6) konform ist“ (aus DVWK 1999).

$$k = \frac{1}{2} \overline{(u_i u_i)} \quad \text{Glg. 2-6}$$

Durch das Wirbelviskositätsprinzip von Boussinesq bleibt schließlich als einzige turbulente Unbekannte der Proportionalitätsfaktor ν_t (aus Glg. 2-5) übrig, welcher entweder konstant vorgegeben, über algebraische Gesetzmäßigkeiten oder über Transportgleichungen für Turbulenzparameter ermittelt werden kann. Das Wirbelviskositätsprinzip von Boussinesq besitzt isotrope Eigenschaften und berechnet daher die Normalspannungen des Reynolds'schen Spannungstensors in alle Richtungen gleich groß. Anisotrope Turbulenzerscheinungen fallen hierbei weg. Die Spannweite von den Turbulenzmodellen reicht dabei von Nullgleichungs-, Eingleichungs-, Zweigleichungs- bis hin zu Reynolds-Spannungsmodellen (Forkel 2004). Das wohl bekannteste Turbulenzmodell in der Ingenieurpraxis ist ein Zweigleichungsmodell, das k - ϵ -Modell.

Eine Vereinfachung der hydraulischen Grundgleichungen ist die Integration der Kontinuitäts- und der Reynoldsgleichungen in vertikaler Richtung. Die resultierenden Gleichungen werden dann als sogenannte Flachwassergleichungen bezeichnet, welche dadurch gekennzeichnet sind, dass die tiefenintegrierten Größen nur noch von x- und y-Richtung abhängig sind. Die vertikale z-Komponente wird aus den Gleichungen eliminiert und die numerische Modellierung auf ein zweidimensionales Problem reduziert. In DVWK (1999) werden die 2d-tiefengemittelten Gleichungen der Kontinuität (Glg. 2-7) und Strömung (Glg. 2-8) nach Kuipers und Vreugdenhill (1973) dargestellt.

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{h} \bar{U}_i)}{\partial x_i} = 0 \quad \text{Glg. 2-7}$$

$$\begin{aligned} \frac{D}{Dt} (\bar{h} \bar{U}_i) = & \bar{h} \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial t} + \bar{h} \bar{U}_j \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} = \\ & -g \bar{h} \frac{\partial \bar{z}_{of}}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} [\bar{h} (V_{ij} + T_{ij} + D_{ij})] + \bar{h} f_i \end{aligned} \quad \text{Glg. 2-8}$$

mit:

$$\bar{U}_i = \frac{1}{h} \int_{z_{so}}^{\bar{z}_{of}} u_i dx_3 \quad \text{Glg. 2-9}$$

\bar{U}_i Tiefenmittelung

$\bar{z}_{so}, \bar{z}_{of}$ Integrationsgrenzen Sohle und Wasserspiegeloberfläche

$$V_{ij} = \rho \nu \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} \quad \text{Glg. 2-10}$$

V_{ij} Viskosität

$$T_{ij} = \frac{1}{h} \int_{z_{so}}^{\bar{z}_{of}} -\rho \overline{u_i u_j} dx_3 \quad \text{Glg. 2-11}$$

T_{ij} Turbulenz

und

$$D_{ij} = \frac{\rho}{h} \int_{z_{so}}^{z_{of}} (\bar{u}_i - \bar{U}_i)(\bar{u}_j - \bar{U}_j) dx_3 \quad \text{Glg. 2-12}$$

D_{ij} Dispersion

Die Integration in z-Richtung erfolgt unter der Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung. Die Anwendung der Flachwassergleichungen reduziert sich auf Fälle mit geringer Sekundärströmung. Bei der Auswahl des numerischen Strömungsmodells (Abschnitt 2.4) werden die tiefengemittelten zweidimensionalen Gleichungen nochmals in Vektorschreibweise vorgestellt.

2.3 Zeitliche und räumliche Diskretisierung

2.3.1 Räumliche Diskretisierung

Im folgenden Abschnitt werden die Finite-Differenzen (FDM), die Finite-Elemente (FEM) und die Finite Volumen Methode (FVM) vorgestellt. Abb. 2-2, Abb. 2-3 und Abb. 2-4 zeigen die räumliche Diskretisierung der einzelnen Methoden innerhalb eines Berechnungsnetzes (nach DVWK 1999).

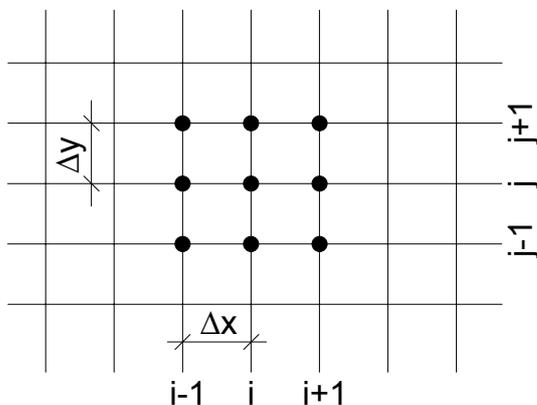


Abb. 2-2: Räumliche Diskretisierung: Finite Differenzen

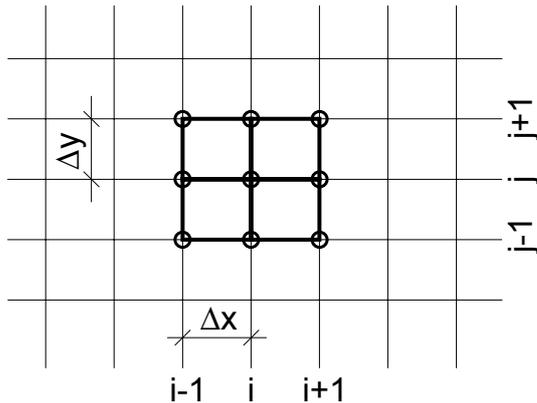


Abb. 2-3: Räumliche Diskretisierung: Finite Elemente

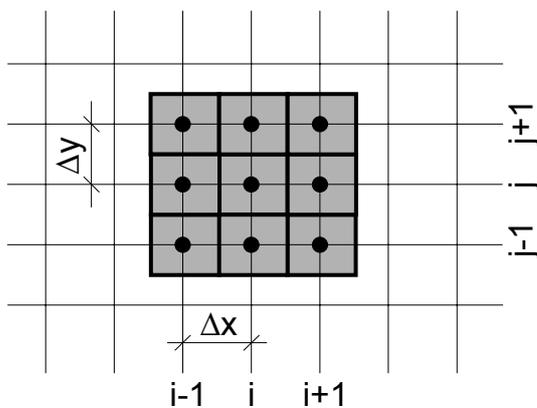


Abb. 2-4: Räumliche Diskretisierung: Finite Volumen

Bei der FDM erfolgt die räumliche Diskretisierung innerhalb eines strukturierten Gitters. Dies hat zum Vorteil, dass zum Teil sehr schnelle Rechenzeiten erzeugt werden können. Ein Nachteil ist, vor allem in der Strömungsmechanik für größere Flussabschnitte, dass geschwungene, kurvenreiche Bruchkanten wie Straßen, Deichoberkanten etc. nicht bzw. nur schwer im Modell abzubilden sind. Verfeinerungen der Gitternetzstruktur in Detailbereichen können zwar dazu führen, dass die Bruchkanten besser abgebildet werden können, jedoch wird dadurch die Rechenzeit stark angehoben. Bei dreidimensionalen detaillierten Fragestellungen kann diese Art der räumlichen Diskretisierung mittels einer Auflösung des zu untersuchenden Bereichs in z. B. gleichmäßig große Quadrate durchaus sachgemäß sein.

Die FEM hingegen kann auch auf unstrukturierte Netze angewendet werden und ist damit vor allem für großräumige Betrachtungen geeignet. Bruchkanten und wichtige Geländestrukturen können individuell in der Regel in Dreiecks- und Viereckselementen abgebildet werden. Je größer jedoch die „Unstrukturiertheit“ eines Netzes ist, desto größer wird in der Regel auch der Rechenaufwand. Grund dafür ist die Vergrößerung der Bandbreite des aufzustellenden Gleichungssystems. Bei der FEM

besteht Massen- bzw. Volumenkonstanz innerhalb des gesamten Modells. Problematisch für manche Fragestellungen in der Praxis kann jedoch die Tatsache sein, dass innerhalb der einzelnen Berechnungselemente keine Massen- bzw. Volumenkonstanz besteht. Vor allem bei instationären Berechnungen können dadurch lokal Fehler auftreten.

Nicht zuletzt die eben beschriebene Problematik der Einhaltung der lokalen Volumenkonstanz hat zur Entwicklung der FVM geführt. Wie in Abb. 2-4 zu sehen ist, werden bei dieser Methode die Flächen- (2d-Darstellung) bzw. Volumenanteile gewichtet und einem Berechnungsknoten zugewiesen. Bei unstrukturierten Netzen erfolgt dies auf die gleiche Weise wie in einem strukturierten Netz wie in Abb. 2-4 zu sehen ist. Das Kontrollvolumen wird entsprechend der jeweiligen Gradienten anhand sogenannter numerischer Flüsse entlang der Elementkanten an die Nachbarknoten weitergegeben (Abb. 2-5).

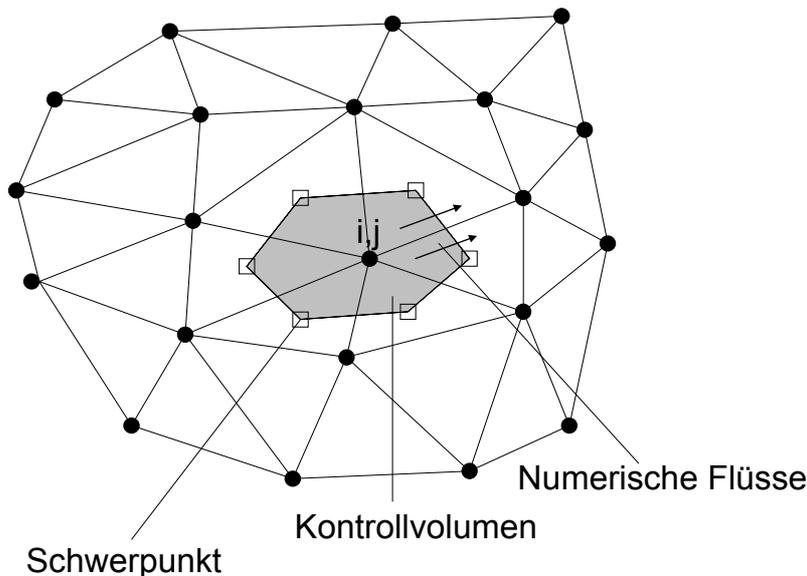


Abb. 2-5: Finite-Volumen-Methode: Kontrollvolumen und Numerische Flüsse
(nach Nujic 2002)

Grundsätzlich kann man sagen, dass die FVM die Vorzüge der FEM und der FDM enthält. Ebenso wie bei der FEM kann die FVM auf unstrukturierte Netze angewendet werden und kann somit die topographischen Gegebenheiten in einem Flussgebiet besser abbilden (Karmaker 2006). Die FVM basiert direkt auf der Bilanzierung der numerischen Flüsse, sodass innerhalb der einzelnen Berechnungselemente Massen- bzw. Volumenkonstanz besteht.

2.3.2 Zeitliche Diskretisierung

Bei der zeitlichen Diskretisierung von numerischen Modellen seien die impliziten und expliziten Verfahren erwähnt. Die expliziten Verfahren beziehen sich bei der Lösung der einzelnen Parameter an einem Knoten nur auf den vorangegangenen Zeitschritt, bei dem schließlich schon eine Lösung vorliegt. Bei impliziten Verfahren hingegen werden die einzelnen Parameter an einem Knoten anhand des vorangegangenen und des aktuellen Zeitschritts ermittelt. Schließlich erfordern die impliziten Verfahren daher einen größeren Rechenaufwand. Die zeitliche Diskretisierung soll anhand Abb. 2-6 und Abb. 2-7 veranschaulicht werden.

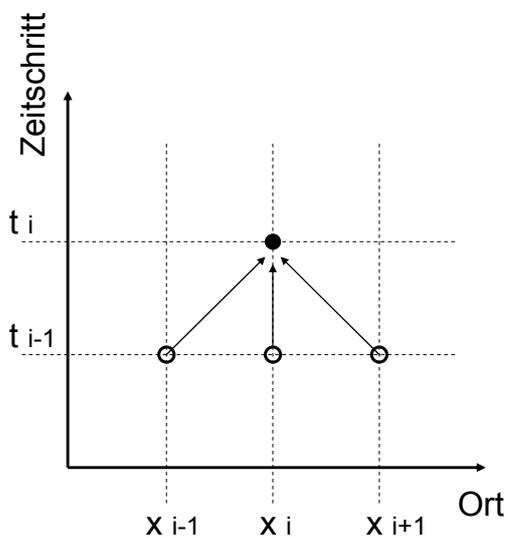


Abb. 2-6: Zeitliche Diskretisierung: Explizite Verfahren (aus LfU BW 2003)

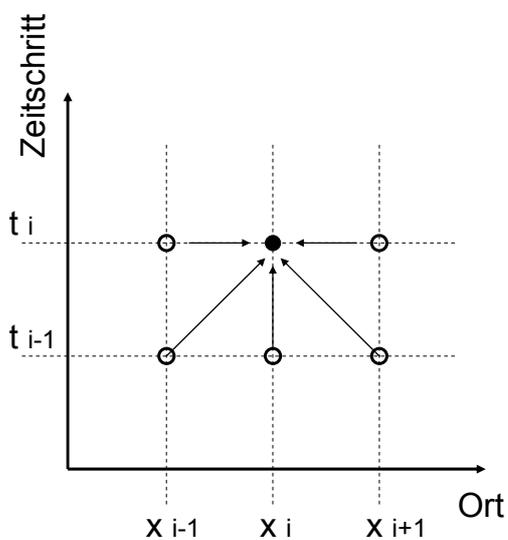


Abb. 2-7: Zeitliche Diskretisierung: Implizite Verfahren (aus LfU BW 2003)

Ebenso wird bei der zeitlichen Diskretisierung zwischen Einschritt- und Mehrschrittverfahren unterschieden. Beim Einschrittverfahren wird bei der Bestimmung der Lösung an einem neuen Zeitpunkt t^{n+1} die Zeitableitung folgendermaßen approximiert (z. B. aus Malcherek 2001):

$$\frac{\partial u}{\partial t} \cong \frac{u^{n+1} - u^n}{\Delta t} \quad \text{Glg. 2-13}$$

Zu den bekanntesten Einschrittverfahren zählen das Eulerverfahren, das Crank-Nicolson-Verfahren und das Runge-Kutta-Verfahren, welche sich vor allem in der Art der Wichtung der bekannten Lösung aus dem Zeitschritt t^n unterscheiden.

Beim Mehrschrittverfahren hingegen werden bei der Lösung der Strömungsgleichungen, wie der Name schon besagt, mehrere Zeitschritte herangezogen. Beispielsweise wird beim sogenannten Leap-Frog-Verfahren die Zeitebene t^{n-1} , also die nächste bekannte Zeitebene bei der Bestimmung der Lösung berücksichtigt. Die Zeitableitung wird dann folgendermaßen approximiert:

$$\frac{\partial u}{\partial t} \cong \frac{u^{n+1} - u^{n-1}}{2\Delta t} \quad \text{Glg. 2-14}$$

2.4 Auswahl eines hydrodynamisch-numerischen (hn) Modells

In der vorliegenden Arbeit werden 2d-hn-Berechnungen zur Bewertung von unterschiedlichen Retentionsmaßnahmen durchgeführt. Hierzu werden zweidimensionale, hydraulische, instationäre Berechnungen an der Donau sowie an akademischen Berechnungsnetzen durchgeführt. Die Modellanforderungen, sowie die Wahl eines geeigneten hn-Modells werden im Folgenden erläutert.

2.4.1 Modellanforderungen und Modellwahl

Insbesondere die Interaktion zwischen Flussschlauch und Vorland bzw. der Simulation von Schnittstellen des Flussschlauchs zum Deichhinterland, wie es zum Beispiel bei Überlaufstrecken an Staustufen gegeben ist, erfordert in der Regel eine zweidimensionale Simulation der Strömungsprozesse. Folgende Punkte sollte ein hn-Modell, das für die vorliegenden Untersuchungen verwendet wird, aufweisen können:

- Möglichkeit zur Abbildung komplexer Geländeverläufe
- Berechnung von schießenden und strömenden Abflussprozessen

- Instationäre Abflussberechnung
- Stabile Abbildung des Nass-Trocken-Algorithmusses
- Bauwerksmodellierung wie zum Beispiel Wehranlagen, Brücken, Steuerung von Ein- und Auslaufbauwerken, Durchlässen etc.
- Möglichkeit zur Abbildung von mehreren seitlichen Zuflüssen
- Volumenkonstanz bei instationären Berechnungen
- Rechenstabilität und möglichst geringe Rechenzeiten

Für die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen sind vor allen Dingen die Punkte Volumenkonstanz, Rechenstabilität, Modellierung komplexer Geometrien und Bauwerksmodellierung von großer Bedeutung. Zur Durchführung der zweidimensionalen hydraulischen Berechnungen an der Donau zwischen Neu-Ulm und Kelheim sowie an den akademischen Beispielen wurde schließlich das zweidimensionale Strömungsmodell Hydro_As-2d (Nujic 2002) ausgewählt, welches mit der Finiten-Volumen-Methode und einem expliziten Zeitschrittverfahren auf unstrukturierte Gitter angewendet werden kann. Darüber hinaus kann Hydro_As-2d Fließwechsel vom Schießen zum Strömen und umgekehrt für hydraulische Untersuchungen an größeren Fließgewässern ausreichend genau abbilden (Fischer 2002). In Abschnitt 2.4.2 wird das hn-Modell kurz in seinen wesentlichen Bestandteilen vorgestellt.

2.4.2 Das Strömungsmodell Hydro_As-2d

Das Strömungsmodell Hydro_As-2d basiert auf den zweidimensionalen, tiefenmittelten Strömungsgleichungen (Flachwassergleichungen, Abott 1979). Die verwendeten Strömungsgleichungen sind in Glg. 2-15 in Vektorform dargestellt (zum Beispiel aus Nujic 1998, 2002).

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial f}{\partial x} + \frac{\partial g}{\partial y} + s = 0 \quad \text{Glg. 2-15}$$

mit:

$$w = \begin{bmatrix} H \\ uh \\ vh \end{bmatrix} \quad \text{Glg. 2-16}$$

$$f = \begin{bmatrix} uh \\ u^2h + 0,5gh^2 - vh \frac{\partial u}{\partial x} \\ uvh - vh \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} \quad \text{Glg. 2-17}$$

$$g = \begin{bmatrix} vh \\ uvh - vh \frac{\partial u}{\partial y} \\ v^2h + 0,5gh^2 - vh \frac{\partial v}{\partial y} \end{bmatrix} \quad \text{Glg. 2-18}$$

$$s = \begin{bmatrix} 0 \\ gh(I_{Rx} - I_{Sx}) \\ gh(I_{Ry} - I_{Sy}) \end{bmatrix} \quad \text{Glg. 2-19}$$

mit:

u, v Geschwindigkeitskomponenten in x- und y-Richtung

ν Viskositätsansatz, vgl. Glg. 2-26

und:

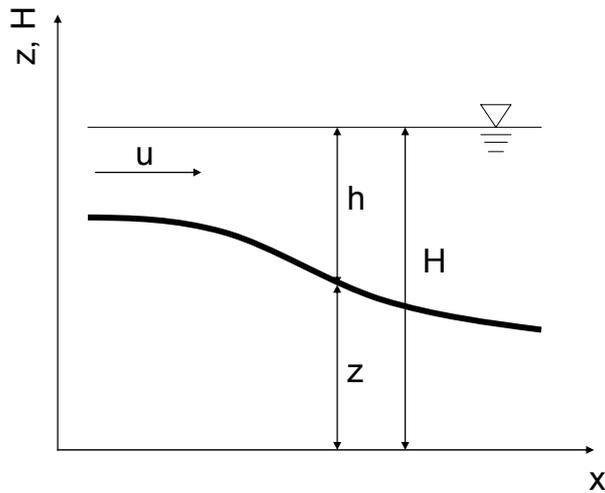


Abb. 2-8: Darstellung der Parameter aus den Gleichungen Glg. 2-16 bis Glg. 2-19

Das Sohlen- und das Reibungsgefälle aus Glg. 2-19 wird folgendermaßen definiert:

$$I_{Sx} = -\frac{\partial z}{\partial x} \quad \text{Glg. 2-20}$$

$$I_{Sy} = -\frac{\partial z}{\partial y} \quad \text{Glg. 2-21}$$

I_{Sx} , I_{Sy} Sohlengefälle in x- und y- Richtung

$$I_R = \frac{\lambda |v|}{2gD} \quad \text{Glg. 2-22}$$

mit:

$$\lambda = 6,34 \frac{2gn^2}{D^{\frac{1}{3}}} \quad \text{Glg. 2-23}$$

λ Widerstandsbeiwert

$$n = \frac{1}{k_{St}} \quad \text{Glg. 2-24}$$

k_{St} Strickler-Beiwert

$$D = 4r = 4h$$

Glg. 2-25

r hydraulischer Radius

Bei der Verwendung der zweidimensionalen Flachwassergleichungen wird, wie in Glg. 2-25 dargestellt, der hydraulische Radius der Wassertiefe h gleichgesetzt (Nujic 2002).

In Abschnitt 2.2 wurden bereits Möglichkeiten vorgestellt, die Wirbelviskosität in einem hydrodynamisch numerischen Modell anzusetzen bzw. zu lösen. In Hydro_As-2d wird hierfür eine Kombination aus einem empirischen Viskositätsansatz und dem Ansatz einer über ein Berechnungselement konstanten Viskositätsanteils verwendet. Der konstante Anteil kann hierbei für jedes Berechnungselement vorgegeben werden und schließlich in stark durchmischten Bereichen mit starker Wirbelbildung entsprechend angepasst werden (Werte zwischen 0 und 2). Der empirische Viskositätsansatz beschreibt die durch die Sohlenreibung hervorgerufene Wirbelviskosität in Abhängigkeit der Schubspannungsgeschwindigkeit, der Fließtiefe und eines empirischen Koeffizienten c_μ , welcher anhand von Versuchen im Bereich naturnaher Flüsse zwischen 0,3 und 0,9 ermittelt und in Hydro_As-2d mit 0,6 konstant voreingestellt wurde (Nujic 2002).

Der Wirbelviskositätsansatz in Hydro_As-2d wird folgendermaßen formuliert:

$$\nu = \nu_0 + c_\mu \nu^* h$$

Glg. 2-26

ν Wirbelviskosität [m²/s]

ν_0 abschnittsweiser konstanter Wert (zwischen 0 und 2, elementweise) [m²/s]

c_μ empirischer Viskositätskoeffizient (zwischen 0,3 und 0,9)

ν^* Schubspannungsgeschwindigkeit [m/s]

Die räumliche Diskretisierung wird in Hydro_As-2d über die Finite-Volumen-Methode realisiert. Die zeitliche Diskretisierung entspricht dem expliziten Runge-Kutta-Verfahren zweiter Ordnung. Die Lösung der Flachwassergleichungen w für die Zelle ij wird in Nujic (2002) wie folgt beschrieben:

$$w_{ij}^p = w_{ij}^n - \Delta t R(w_{ij}^n) \quad \text{Glg. 2-27}$$

$$w_{ij}^{n+1} = 0,5[w_{ij}^n + w_{ij}^p - \Delta t R(w_{ij}^p)] \quad \text{Glg. 2-28}$$

mit:

w_{ij}^n approximative Lösung der Flachwassergleichungen an der Zelle ij zum Zeitschritt n

$$R(w_{ij}) = \frac{1}{A_{KV}} \sum_e [(f, g) \vec{n} dl]_e + s_{ij} \quad \text{Glg. 2-29}$$

R Residuum

A_{KV} Fläche des Kontrollvolumens am Knoten ij (siehe auch Abb. 2-5)

f, g, s siehe Glg. 2-17, Glg. 2-18, Glg. 2-19

\vec{n} Normalenvektor der Zellseite e

dl Länge der jeweiligen Zellseite e

Da das Modell Hydro_As-2d zeitlich explizit diskretisiert ist, muss eine Begrenzung der Zeitschrittlänge festgelegt werden. Diese erfolgt über die sogenannte Courant-Friedrichs-Lewy-Stabilitätsbedingung, welche bei der Berechnung für jedes miteinander verbundene Netzknotenpaar seine Gültigkeit erweisen muss. Die Zeitschrittlänge wird wie folgt begrenzt:

$$\Delta t \leq \min \frac{\Delta L}{|v| + \sqrt{g \cdot h}} \quad \text{Glg. 2-30}$$

mit:

Δt Zeitschrittlänge

ΔL Knotenabstand zwischen einem Netzknotenpaar

v Komponentenvektor der tiefengemittelten Strömungsgeschwindigkeit

Wie aus Glg. 2-30 ersichtlich wird, hat der Netzknotenabstand innerhalb eines

Netzknotenpaares einen wesentlichen Einfluss auf die Zeitschrittlängenbegrenzung. Je kleiner die Zeitschritte werden, desto größer ist die Rechenzeit für die hydraulische Berechnung einer bestimmten Simulationsdauer. In der Praxis sollte daher, je nach Fragestellung, ein zu kleiner Netzknotenabstand vermieden werden, da dies zu entsprechend hohen Rechenzeiten führen kann.

Bei den hydraulischen Untersuchungen an der bayerischen Donau zwischen Neu-Ulm und Kelheim mit einer Modellgebietsfläche von etwa 1.000 km² war dies schließlich ein zentraler Punkt für die Umsetzung der zum Teil sehr detailliert vorliegenden Datengrundlagen im Modell. Die verwendeten Datengrundlagen sowie die Umsetzung durch eine entsprechende Modellierungstechnik werden im folgenden Abschnitt 2.5 erläutert.

2.5 Datengrundlagen und Modellierungstechnik

Ein Ergebnis einer numerischen Berechnung kann im Wesentlichen nur so gut sein, wie es die Datengrundlagen und die Einschränkungen in einem Modell selbst widerspiegeln. Wasserwirtschaftliche Fragestellungen stehen dabei häufig im Spannungsfeld zwischen hohem Genauigkeitsanspruch und wirtschaftlichem Einsatz von hydrodynamisch numerischen Modellen und deren zugrunde liegender Daten. Die Festlegung des Genauigkeitsanspruches am Anfang einer Untersuchung ist daher unausweichlich.

2.5.1 Von der wasserwirtschaftlichen Fragestellung zur Lösung

In Abb. 2-9 ist ein mögliches Ablaufschema von einer wasserwirtschaftlichen Fragestellung bis hin zu einer geeigneten Lösung durch numerische Berechnungen dargestellt. Das Ablaufschema soll sinnbildlich ein „Numerik-Männchen“ darstellen, welches sich zunächst die wasserwirtschaftliche Fragestellung sowie die Frage nach den vorhandenen Datengrundlagen stellt. Die Arme erledigen die „Handarbeit“ bei der Modellerstellung. Der Korpus ist das Zentrum der laufenden numerischen Prozesse sowie der Verwertung. Die Beine gehen schließlich in die angestrebte Richtung der jeweiligen Untersuchung.

Zunächst muss aus einer wasserwirtschaftlichen Fragestellung heraus, sei es eine Untersuchung der Wirksamkeit einer Hochwasserschutzmaßnahme, die Ermittlung einer Überschwemmungsgebietsgrenze für ein Ereignis bestimmter Jährlichkeit etc., die vorhandenen Datengrundlagen gesammelt sowie ein Genauigkeitsanspruch für die Untersuchung definiert werden. Der Genauigkeitsanspruch einer Überschwemmungsgebietsermittlung ist beispielsweise wesentlich höher als der einer großflächigen Simulation der Ausbreitung von Hochwasserwellen mit qualitativer und

quantitativer Ermittlung der Wirksamkeit von Rückhaltemaßnahmen, wie es schließlich bei den vorliegenden hydraulischen Untersuchungen erfolgte. Aus dem Genauigkeitsanspruch heraus verglichen mit den vorhandenen Datengrundlagen stellt sich die Frage, ob diese schon für die geplanten Untersuchungen ausreichend seien oder ob weitere Daten beschafft werden müssen (beispielsweise durch eine neue Laser-Scan-Befliegung). Der Genauigkeitsanspruch steht dabei sowohl hinsichtlich der Beschaffung der Daten als auch der Modellauswahl in Konkurrenz zur Wirtschaftlichkeit. Nach Auswahl eines geeigneten numerischen Modells und der dem hn-Modells zugrunde liegenden Daten beginnt das sogenannte *Preprocessing*, die modellierungstechnische Verarbeitung der Geometrie- und Landnutzungsdaten sowie dem Setzen geeigneter Anfangs- und Randbedingungen. Nach Fertigstellung des hn-Modells in Rohfassung erfolgt in der Regel der erste Kalibrierungsrechenlauf. Die numerische Berechnung wird dabei als sogenanntes *Processing* bezeichnet. Nach der Berechnung, welche in Abhängigkeit der Modellauswahl, der vorhandenen Rechnerkapazität sowie der räumlichen und zeitlichen Diskretisierung zwischen wenigen Sekunden und mehreren Wochen dauern kann, werden die Ergebnisse analysiert, was als *Postprocessing* bezeichnet wird. Bei der Kalibrierung werden in der Regel die berechneten Wasserspiegellagen, Abflüsse an markanten Stellen, Überschwemmungsbereichsgrenzen mit den jeweils desselben Zeitpunkts entsprechenden gemessenen bzw. beobachteten Werten verglichen. In Rückkoppelung zum Genauigkeitsgrad der Untersuchung werden die erzielten Ergebnisse hinsichtlich der im Modell angesetzten Parameter, wie Rauheit, zeitliche und räumliche Diskretisierung etc., als ausreichend genau befunden oder die Parameter in einem zweiten, dritten, bzw. n-ten Schritt angepasst. Nach einem erfolgreich kalibrierten Modell wird in der Regel eine Validierung des Modells durchgeführt. Hierbei werden die gleichen Parameter, wie sie bei der Kalibrierung erarbeitet wurden, bei einem anderen Lastfall, z. B. bei einem anderen Hochwasserereignis, für welches ebenfalls Referenzdaten vorliegen, eingesetzt. Ist auch die Validierung des Modells im Rahmen des angestrebten Genauigkeitsanspruches erfolgreich abgeschlossen, so kann sich der eigentlichen wasserwirtschaftlichen Fragestellung zugewendet werden. Bei vielen Untersuchungen ist schließlich schon die Nachbildung eines Hochwasserereignisses mittels eines numerischen Modells ein positives Ergebnis und nimmt damit Einfluss auf die Bewertung der anschließend durchzuführenden Untersuchungen. Aus den Ergebnissen der hydraulischen Untersuchungen in Istzuständen, Planungszuständen sowie in Optimierungsfragen können schließlich wieder Rückkoppelungen zu den Datengrundlagen, beispielsweise für weitere Untersuchungen oder auch neue wasserwirtschaftliche Fragestellungen resultieren.

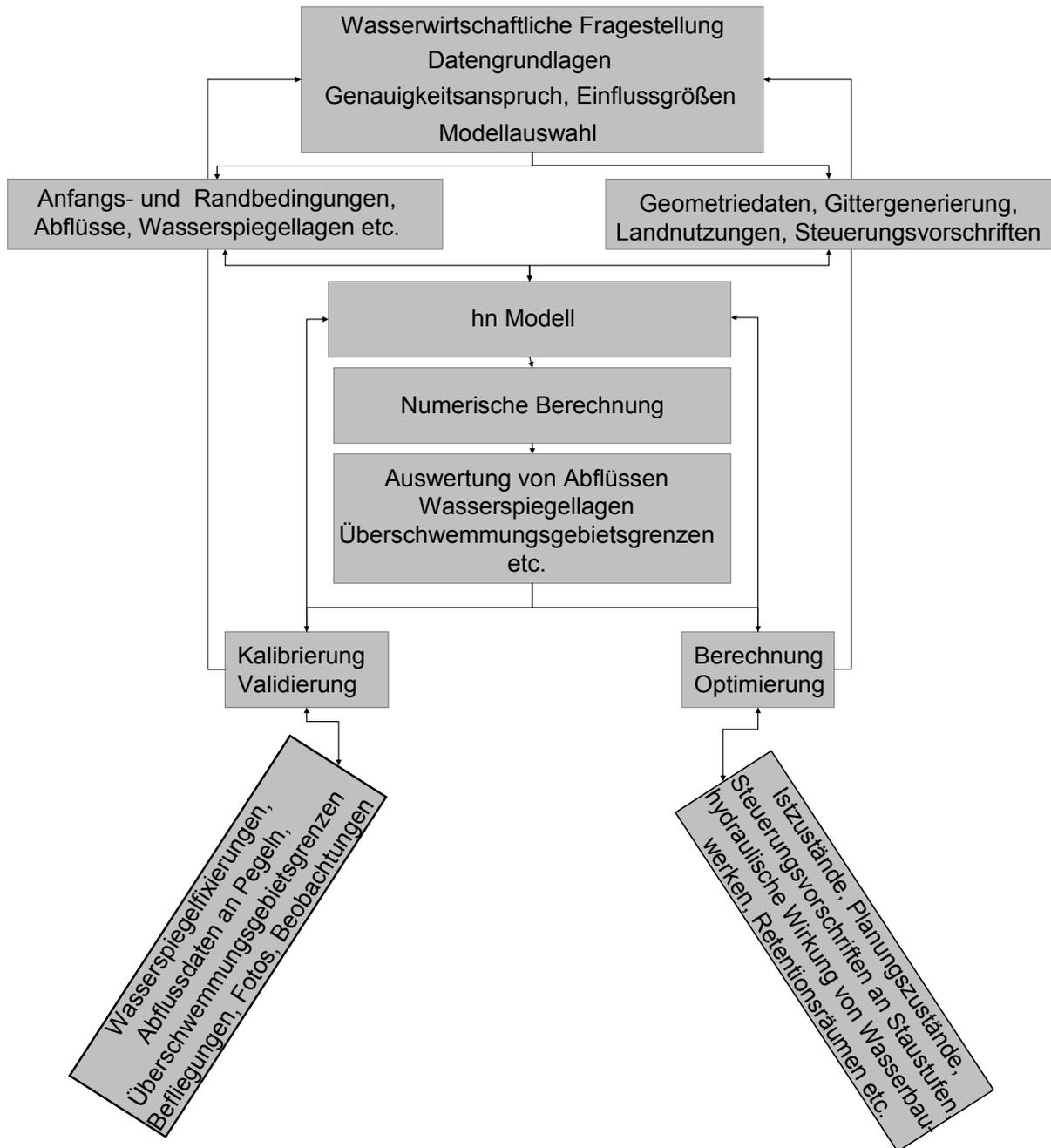


Abb. 2-9: „Numerik-Männchen“, möglicher Ablaufplan für numerische Berechnungen als Teil einer wasserwirtschaftlichen Fragestellung

2.5.2 Digitale Geländemodelle (DGM) für die wasserwirtschaftliche Praxis

Wenka (2003) zeigt die möglichen Erfassungsmethoden zur Geländeaufnahme in Abb. 2-10. Die derzeit sicherlich modernste Methode zur Beschaffung von Datengrundlagen für numerische Berechnungen wasserwirtschaftlicher Fragestellungen ist die Befliegung mit dem Laser-Scanning-Verfahren.

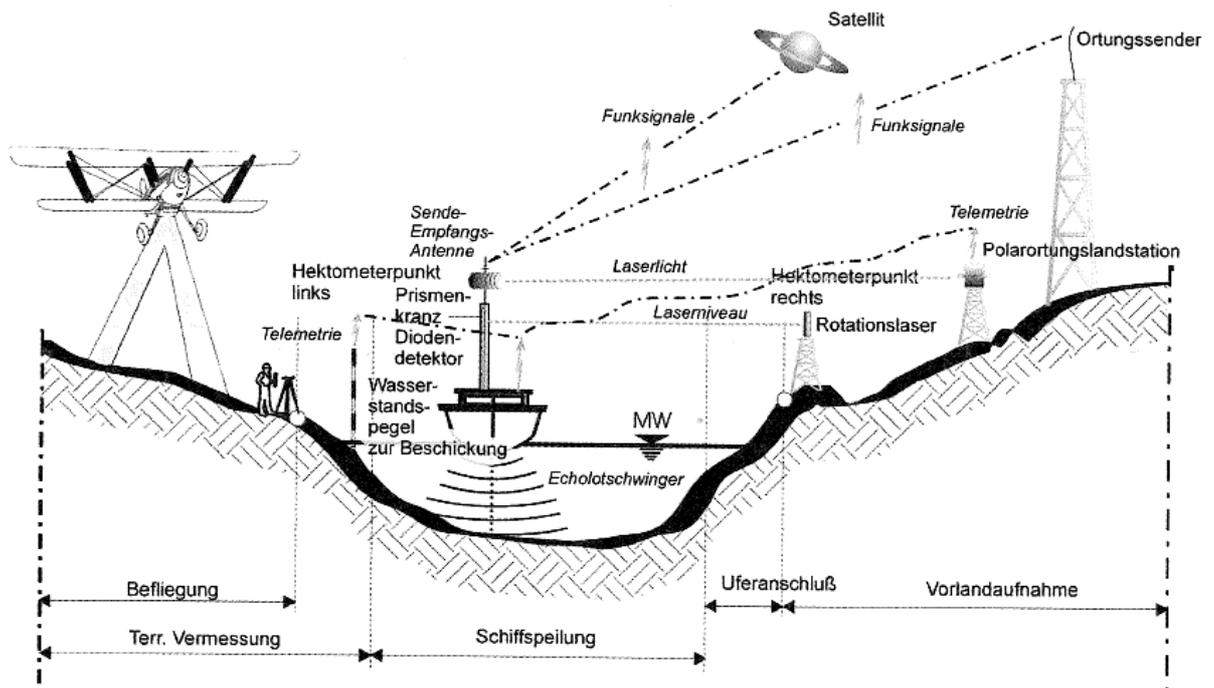


Abb. 2-10: Erfassungsmethoden zur Geländeaufnahme (aus Wenka 2003)

Den einzelnen Möglichkeiten der Geländeaufnahme werden in Tab. 2-2 überschlägige Genauigkeiten zugeführt (aus Wenka 2003, Rieger und Kistler 2007, DLR 2007).

Tab. 2-2: Ausgewählte Datengrundlagen und deren Höhengenaugigkeiten

Verfahren	Methode	Genauigkeit	Anwendung
Terrestrisch	Tachymeter	$\pm 0,05$ m	lokal
	Laser-Scanner	$\pm 0,05$ m	lokal
Flugzeug	Photogrammetrie	$\pm 0,2$ m	lokal - regional
	Laser-Scanning	$\pm 0,1$ m	lokal - regional
Satellit	SRTM ¹⁾	$\pm 6,0$ m	regional - global

¹⁾ Shuttle Radar Topography Mission

In den letzten Jahren hat sich vor allem das Laser-Scanning weiterentwickelt. Dabei sind nicht nur in der Technologie selbst Fortschritte erzielt worden auch die Handhabung, Verwaltung und Weiterverarbeitung der erzeugten Daten aufgrund der Fortschritte in der EDV-Technik hat sich wesentlich erleichtert. Bei der Laser-Scanning-Methode mittels Befliegung werden vom Flugzeug aus mehrere 1000 Lichtblitze pro Sekunde zur Erdoberfläche gesendet, auf welcher diese Strahlen reflektieren und wieder vom Flugzeug aufgenommen und verarbeitet werden. Die Zeitdifferenz zwischen Senden und Empfangen der Lichtstrahlen ergibt letztendlich die Entfernung zwischen Flugniveau und Geländeoberfläche. Es wird dabei zwischen der ersten Reflexion, welche zum Beispiel aus einer dichten Baumoberfläche resultieren kann, und der letzten Reflexion, welche beispielsweise aus der Geländeoberfläche resultiert, unterschieden (Kistler 2007). Diese Unterscheidung führt letztendlich zu dem grundsätzlich unterschiedlichen Digitalen Höhen Modell (DHM) und dem Digitalen Gelände Modell (DGM), welches ausschließlich der Geländeoberfläche entspricht. Bei wasserwirtschaftlichen Fragestellungen wie z. B. der Überschwemmungsgebietsermittlung wird in erster Linie das DGM benötigt.

In der bayerischen Vermessungsverwaltung existieren drei Arten von DGMs, das *DGM 25*, das *DGM 5 aus Höhenlinien* und das *DGM 5 aus Laser-Scanning Daten* (Rieger und Kistler 2007).

Seit 1992 existiert das *DGM 25* bayernweit (Zielmaßstab beträgt 1:25.000). Die Daten liegen als Punktraster mit einem Knotenabstand von 50 m, 100 m und 200 m vor und weisen dabei eine Höhengenaugigkeit von etwa $\pm 2,5$ m auf. Für detaillierte wasserwirtschaftliche Fragestellungen ist dies oft zu ungenau, wenngleich die Geländestruktur dieser Daten vor allem im flachen, großräumigen Gelände bereichsweise gut abgebildet wird. Erzeugt wurde das *DGM 25* durch eine photogrammetrische Auswertung von Luftbildern im Maßstab 1:12.500 und Profil- bzw. Gitterpunktaufnahmen überwiegend im Abstand von 50 m (Rieger und Kistler 2007).

Das *DGM 5 aus Höhenlinien* (Zielmaßstab beträgt 1:5.000) wurde aus Höhenlinienkarten im Maßstab 1:5000 gewonnen. Da diese Höhenlinienkarten teilweise aus der Zeit vor 1920 stammten, wurde ab 1996 die Laser-Scan-Technologie zur Erzeugung eines neuen *DGM 5* herangezogen. Für die Erzeugung von Höhenlinien war nach Rieger und Kistler (2007) ein Punktabstand beim Laser-Scanning von 3 bis 4 m ausreichend. Die Höhengenaugigkeit beim *DGM 5 aus Höhenlinien* ist sicherlich schwer zu definieren, da sie zum einen aufgrund des größeren Maßstabs deutlich besser als das *DGM 25* sein sollte, hingegen können gravierende Eingriffe oder Veränderungen im Gelände aus teilweise fast 100 Jahren nicht erfasst und damit die Genauigkeit bezüglich der aktuellen Geländesituation drastisch verändert sein.

Da das *DGM 5* meist nicht in Nahbereichen der Flussläufe existierte, wurden DGMs aus Befliegungsdaten, welche photogrammetrisch¹ ausgewertet wurden, erzeugt. In den letzten 10 Jahren war dies sicherlich der Standard-Datensatz als Grundlage für eine numerische Abflusssimulation. Die photogrammetrisch ausgewerteten Befliegungsdaten haben den Vorteil, dass zum einen auch Bruchkanten wie Deichoberkanten etc. miterfasst werden können und zum anderen bei der Erzeugung der Daten auch die Landnutzungserhebung, welche eine detaillierte Abbildung der Rauheiten in den Flussgebieten erlaubt, miterfolgen kann. Die Höhengenaugigkeit dieser Daten liegt im Bereich von $\pm 0,2$ m.

In Zusammenarbeit der Bayerischen Vermessungs- und Wasserwirtschaftsverwaltung wird den immer höher werdenden Ansprüchen der Wasserwirtschaftsverwaltung hinsichtlich genauerer Daten in den Flächen seitlich der Flussläufe durch DGM-Erstellungen mittels Laser-Scanning mit einer Punktrasterweite von 1 m Genüge getan. Die Höhengenaugigkeit liegt dabei im Bereich von etwa $\pm 0,1$ m. Der erste Abschnitt war dabei der in der vorliegenden Arbeit untersuchte Bereich zwischen Neu-Ulm und Donauwörth. 2006 wurde beschlossen, gemeinsam für ganz Bayern ein DGM auf Basis des Laser-Scannings zu erzeugen (Rieger und Kistler 2007).

Die Höhengenaugigkeit der Laser-Scanbefliegung wird in der Regel über Tachymetermessungen an möglichst ebenen, kaum bewachsenen Kontrollflächen, beispielsweise Sportplätzen, überprüft. Für die bisherigen Laser-Scanbefliegungen in Österreich wurden hierbei auch terrestrisch eingemessene Kontrollpunkte in bergigem Gelände zur Überprüfung der Genauigkeit eingesetzt. Kraus (2005) hat mit diesen Vergleichswerten eine Faustformel (siehe Glg. 2-31) für die Höhengenaugigkeit in Abhängigkeit der Punktdichte je Quadratmeter und der Geländeneigung entwickelt.

$$\sigma_H = \pm \left(\frac{6}{\sqrt{n}} + 30 \tan \alpha \right) \quad \text{Glg. 2-31}$$

mit:

σ_H Höhengenaugigkeit [cm]

¹ Bei der photogrammetrischen Auswertung von Befliegungsdaten werden zunächst Luftbilder in regelmäßigen Verbänden angeordnet. Die Luftbilder überlappen sich dabei. Nachdem die Bildverbände über sogenannte Passpunkte in ein Koordinatensystem transformiert wurden, kann aus diesen in Verbindung mit regelmäßig aufgenommenen Geländepunkten aus einer Befliegung ein DGM aus Rasterpunkten und Geländebruchkanten erstellt werden.

n Punktdichte bezogen auf 1 m² [1/m²]

α Geländeneigung [°]

In Abb. 2-11 sind die Höhengenaugigkeiten aus Glg. 2-31 grafisch ausgewertet. Bei einer Punktdichte von 1 Punkt/m² werden beispielsweise bei einer Geländeneigung von 10 ° Höhengenaugigkeiten von etwa ± 10 cm erreicht.

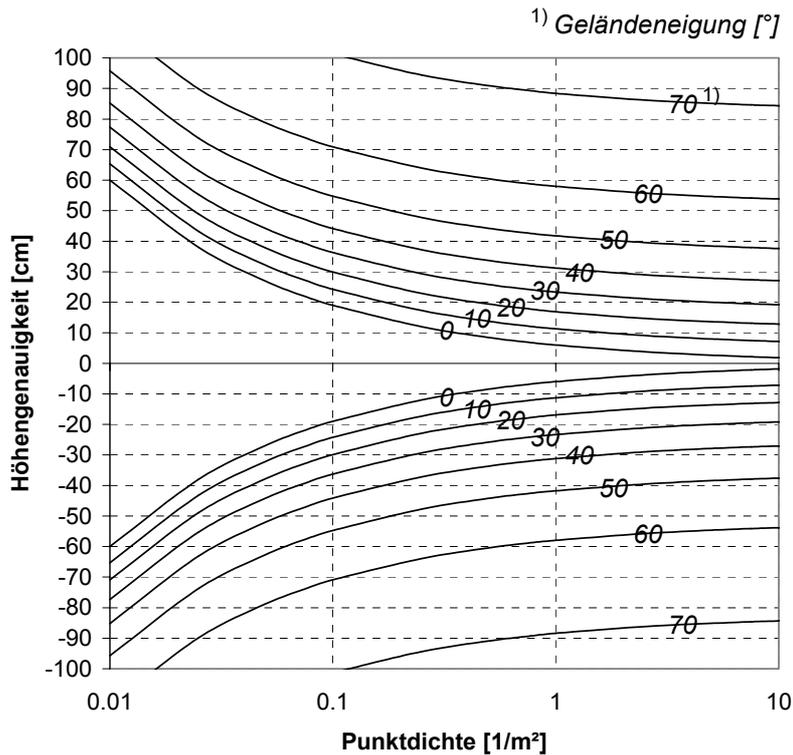


Abb. 2-11: Höhengenaugigkeiten von DGMe aus Laser-Scan-Befliegungen in Abhängigkeit der Punktdichte und der Geländeneigung nach Glg. 2-31

2.5.3 Digitale Geländedaten zwischen Neu-Ulm und Kelheim

Die zur Modellerstellung erforderlichen Daten werden zum großen Teil vom LfU Bayern zur Verfügung gestellt bzw. bei den zuständigen Behörden angefordert. In Abb. 2-12 sind die digitalen Gelände- und Landnutzungsdaten, welche bei der Modellerstellung zwischen Neu-Ulm und Kelheim zugrunde lagen, dargestellt.

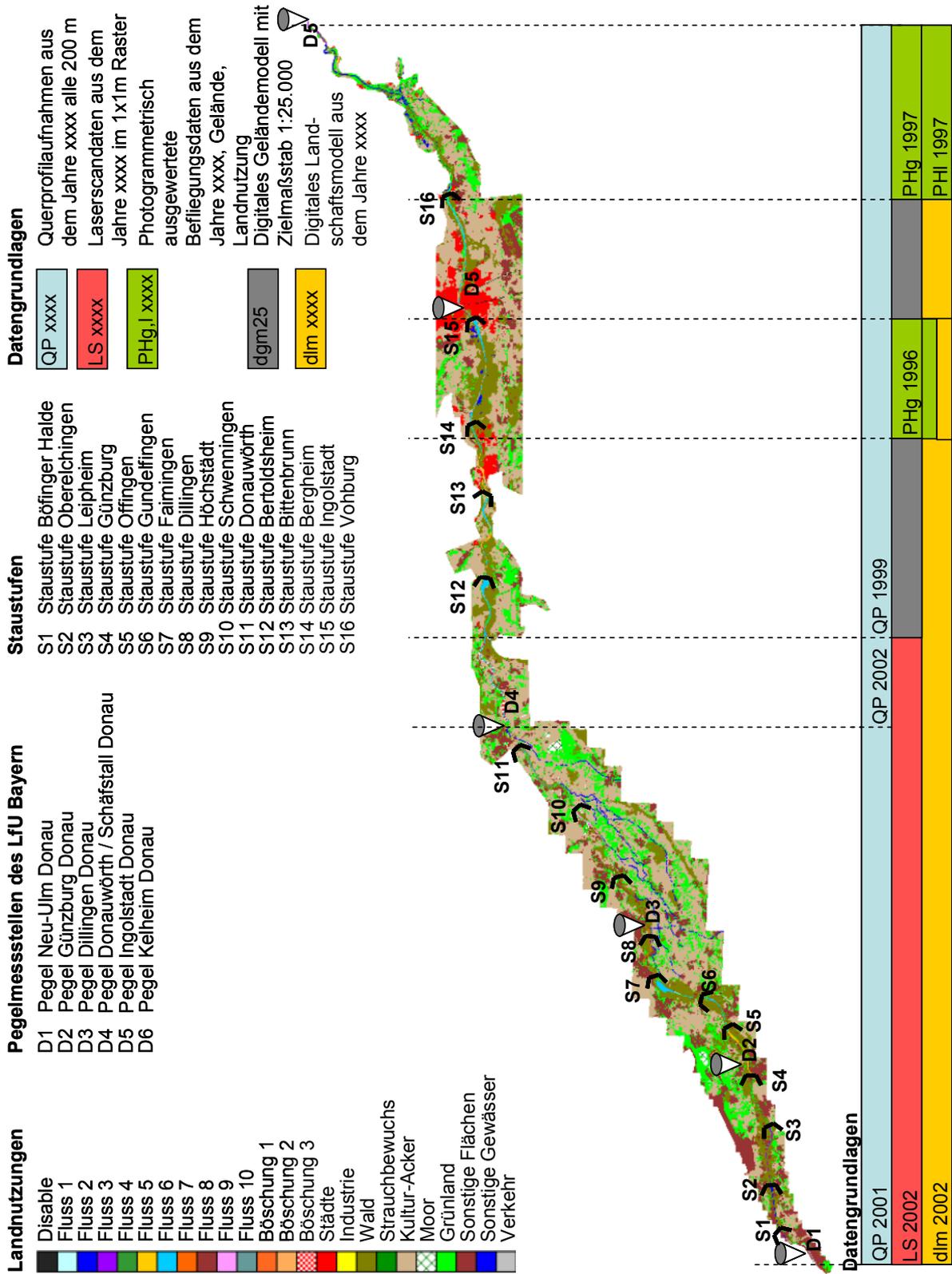


Abb. 2-12: Datengrundlagen zur Modellerstellung des 2d-hn-Modells an der Donau zwischen den Pegeln Neu-Ulm und Kelheim

2.5.4 Modellierungstechnik

Unterschiedliche Datengrundlagen erfordern i. d. R. eine unterschiedliche Modellerstellung bei der zweidimensionalen hydraulischen Modellierung. Insbesondere im Vorland sind die Datengrundlagen oft verschieden. Dabei können beispielsweise die Rasterweiten von Punktdaten verschieden sein oder auch Geländebruchkanten vorhanden oder nicht vorhanden sein. Wie in Abb. 2-12 zu sehen ist, waren bei der Modellerstellung an der Donau zwischen Neu-Ulm und Kelheim durchaus unterschiedliche Datengrundlagen für die Vorlandgeometrie vorhanden.

2.5.4.1 Flussschlauchnetzerstellung

Das Flussschlauchnetz wird aus den Querprofildaten (alle 200 m) und den Uferlinien (3d-Polylinien, falls vorhanden) generiert (siehe Abb. 2-13). In den Bereichen, in denen keine digitalen Uferlinien vorhanden sind (in der Regel im Bereich des DGM 25), werden diese aus den digitalen TK25-Karten² lagemäßig erfasst und die Höhenlage zwischen den Querprofilen linear interpoliert.

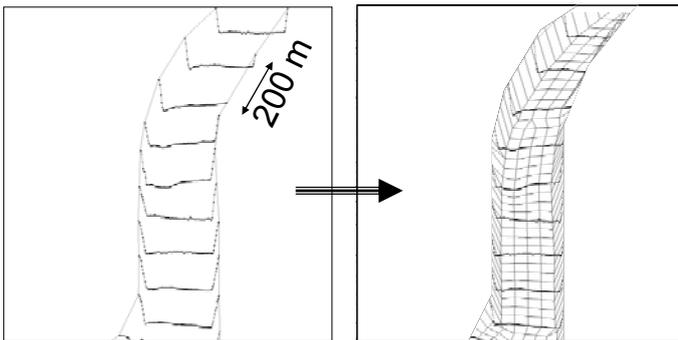


Abb. 2-13: Flussschlauchnetzgenerierung aus Querprofilen und Uferlinie (zehnfach überhöht dargestellt)

Da in den vorhandenen Querprofilen die jeweils aufgemessenen Wasserspiegelhöhen enthalten sind, können auf diese Weise die Uferlinien im Rahmen einer für die Untersuchung ausreichenden Genauigkeit in Lage und Höhe gut angenähert werden. Bei der Flussschlauchnetzgenerierung sollte schließlich eine für die jeweilige Untersuchung geeignete räumliche Diskretisierung angewendet werden. Mit dem Hintergrund einer möglichen Erhöhung der Rechenzeit durch die Verkleinerung der Zeitschrittlänge, welche aus der Wahl einer verhältnismäßig zu kleinen räumlichen Diskretisierung nach der Courant-Friedrich-Lewy-Stabilitätsbedingung (vgl. Glg.

² Digitale Topographische Karten im Maßstab 1:25.000

2-30) resultieren kann, werden in der vorliegenden Modellierung die Flussschlauchelemente an der Donau in Längsrichtung zwischen 30 m und 50 m sowie in Querrichtung zwischen 10 m und 15 m generiert. Die Vergrößerung der Berechnungselemente in Längsrichtung im Vergleich zur Querrichtung ist eine effektive Art und Weise, die Rechenzeit ohne wesentlichen Verlust an Rechengenauigkeit zu verringern.

2.5.4.2 Vorlandnetzerstellung aus DGM 25 Daten

In Bereichen des DGM 25 liegen die Daten in einem Rasterabstand von 50 m vor. Eine Erhöhung der Netzdichte (z.B. 25 m x 25 m) kann die Rechengenauigkeit bezüglich der Topographie nicht erhöhen und wird deshalb nicht durchgeführt. In den DGM 25 Daten sind in der Regel die Oberkanten der Stauhaltungsdämme sowie der Hochwasserschutzdeiche und auch anderer wichtiger Geländebruchkanten nicht erfasst. Da diese Bruchkanten für die vorliegenden Untersuchungen unbedingt notwendig sind, wurden diese Daten manuell ins Berechnungsnetz integriert. Dabei wurden in diesen Bereichen die bestehenden Rasterpunkte gelöscht, die meist terrestrisch vermessenen Oberkanten der Deiche, Dämme etc. in das Modell importiert und schließlich mit dem restlichen Berechnungsnetz vermascht (siehe Abb. 2-14).

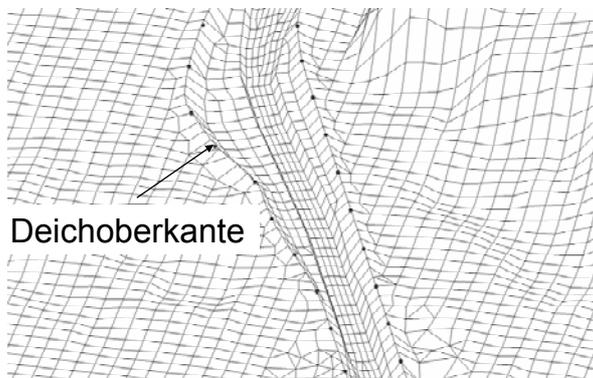


Abb. 2-14: Integration von wichtigen Geländebruchkanten im Vorland innerhalb des DGM 25

2.5.4.3 Vorlandnetzerstellung aus photogrammetrisch ausgewerteten Befliegungsdaten

Bei der Vorlandnetzerstellung aus photogrammetrisch ausgewerteten Befliegungsdaten werden in der Regel die vorhandenen Daten zunächst gemäß der Vorgaben aus der vorher festgelegten räumlichen Diskretisierung ausgedünnt. Dabei werden nur die für die Untersuchung relevanten Bruchkanten sowie Rasterpunkte selektiert und in das Modell integriert. Die hohe Datendichte an Bruchkanten, beispielsweise bei

kleinen Wegen, bei welchen die linke und rechte Begrenzung, auch bei kleinen Abständen und ähnlicher Höhenlage, als Bruchkante vorliegt, kann in der Regel nicht in vollem Umfang im Modell abgebildet werden. Eine sinnvolle Auswahl der wichtigsten Bruchkanten, beispielsweise der Auswahl der flussnäheren Bruchkante einer Deichoberkante ist beim derzeitigen Stand der Rechnerleistungen für eine wirtschaftliche Arbeitsweise unbedingt erforderlich.

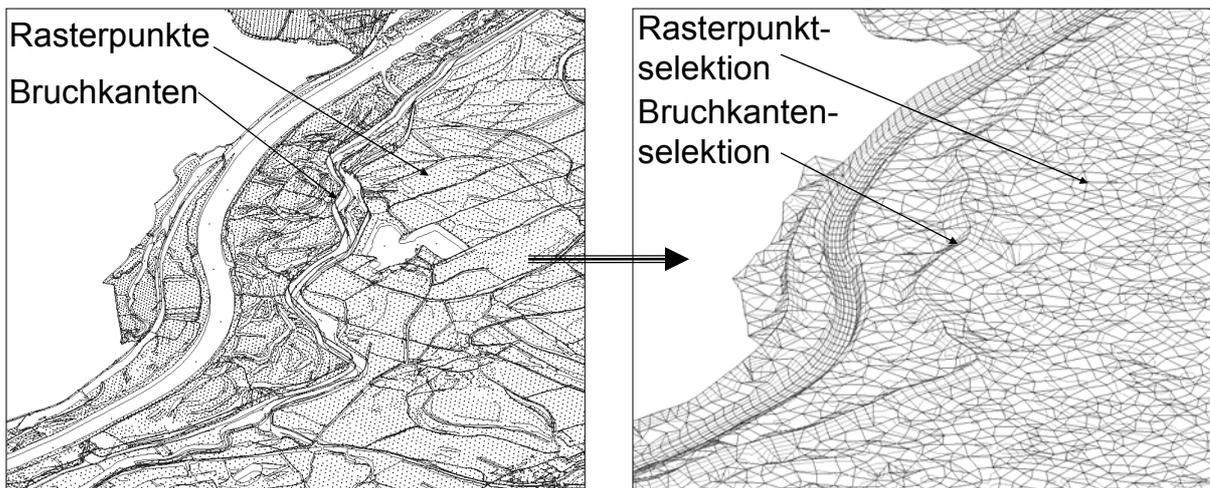


Abb. 2-15: Rasterdaten- und Bruchkantenselektion bei räumlicher Diskretisierung aus photogrammetrisch ausgewerteter Befliegungsdaten

2.5.4.4 Vorlandnetzerstellung aus Laserscandaten im Punktrasterformat

Bei der Vorlandnetzerstellung aus Laserscandaten im Punktrasterformat bereitet vor allem die hohe Datendichte an x,y,z Punktdaten Schwierigkeiten. Es gibt zwar bereits Versuche, die „Punktwolken“ automatisch auszudünnen und automatisch in Berechnungsnetze umzuwandeln (Nujic 2007), jedoch war dies für die vorliegende Modellgröße aufgrund des geringen Ausdünnungsfaktors nicht zweckmäßig. Die Geländedaten lagen in einem 1m x 1m Raster vor, was bei einer abzubildenden Modellgröße in diesem Bereich von etwa 550 km² eine ungefähre Punktzahl von 550 Mio. Punkten bedeutet. Im Bereich von Wasserflächen liegen keine Rasterpunkte vor.

In der vorliegenden Untersuchung wurde über einen Algorithmus, durch welchen innerhalb eines 50 m x 50 m Rasters der jeweils höchste Punkt selektiert und anschließend mit den jeweiligen höchsten Punkten aus den Nachbarzellen vermascht wird, eine wirtschaftliche Lösung gefunden, mit der großen Datendichte umzugehen (siehe Abb. 2-16).

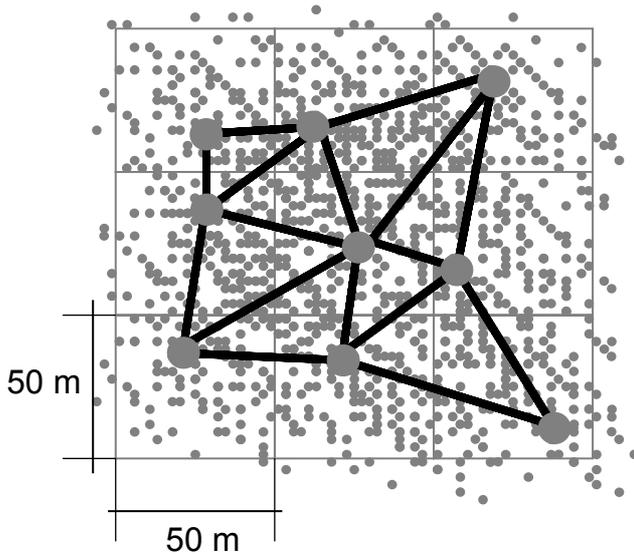


Abb. 2-16: Selektion und Vermaschung der jeweils höchsten Punkte aus einer Laserscan-Punktwolke innerhalb eines 50 m x 50 m-Gitters

Für flache Gebiete kann dieses Verfahren sicherlich empfohlen werden. Bei schmalen, Tälern mit hohen Geländesprüngen ist dieses Verfahren nicht geeignet. Beim vorliegenden Modell wurde auch in Teilbereichen händisch nachgebessert. Die Methodik hat den Vorteil, dass wichtige Bruchkanten, wie zum Beispiel Deich- oder Dammoberkanten, Straßenoberkanten etc. im Modell gut abgebildet sind. Die „Problemstellen“ dieser Methodik sind jedoch zum einen aus der Überschätzung des Geländes resultierende mögliche Retentionsraumverluste und zum anderen die Tatsache, dass Grabenstrukturen, welche vor allen Dingen in flachen Gebieten zum Abflussverhalten eines Gebietes beitragen, nicht abgebildet werden (vgl. Abb. 2-17).

Im vorliegenden Gebiet ist es teilweise der Fall, dass die Gräben bzw. die kleineren seitlichen Zuflüsse zur Donau eingedeicht sind und somit durch die selektierten Hochpunkte überhaupt nicht abgebildet werden können. Eine manuelle Nachbesserung mit einer Selektion der jeweils tiefsten Punkte aus dem 50 m x 50 m Raster, was bei der Laser-Scan-Befliegung minimal der Uferlinie im Graben entspricht, und der anschließenden Vermaschung der Punkte in das Berechnungsnetz wurde bei der vorliegenden Modellerstellung durchgeführt. Die Problematik des unterschätzten Retentionsraums wurde mit einem detaillierter aufgelösten hydraulischen Modell des LfU Bayerns verglichen, welches das Modell zur Ermittlung der Überschwemmungsgebiete erstellt hatte. Der Fehler hinsichtlich des Retentionsvolumens ist dabei zum Teil nicht unerheblich. Jedoch sind die Auswirkungen auf das Abfluss- und Retentionsverhalten nur lokal und kaum überregional zu bemerken. Vor allem in

Bereichen der Stauhaltungsdämme und der Hochwasserschutzdeiche war dieses Verfahren für die in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Hochwassersimulationen zweckmäßig.

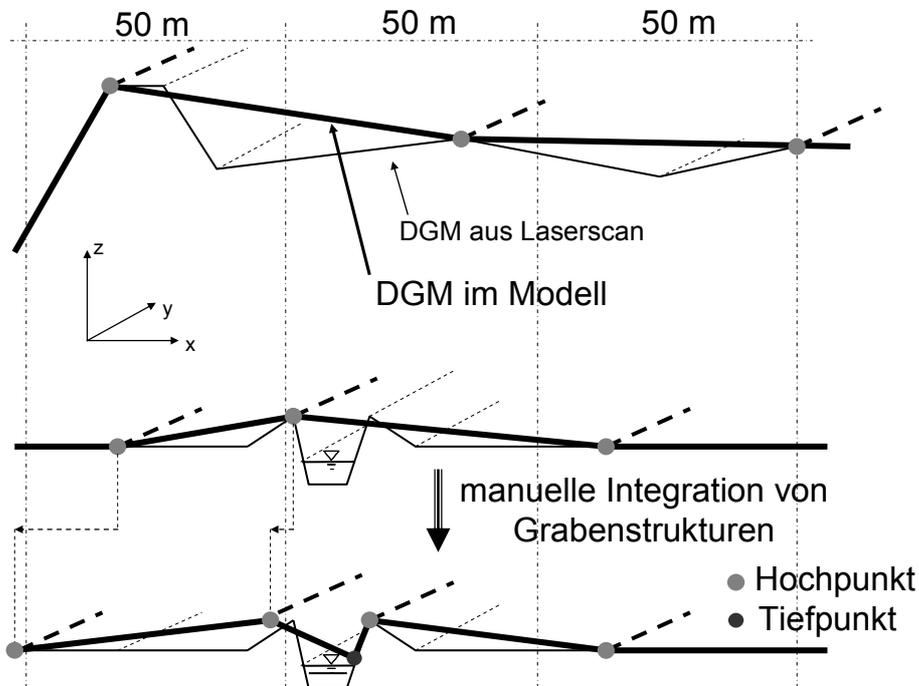
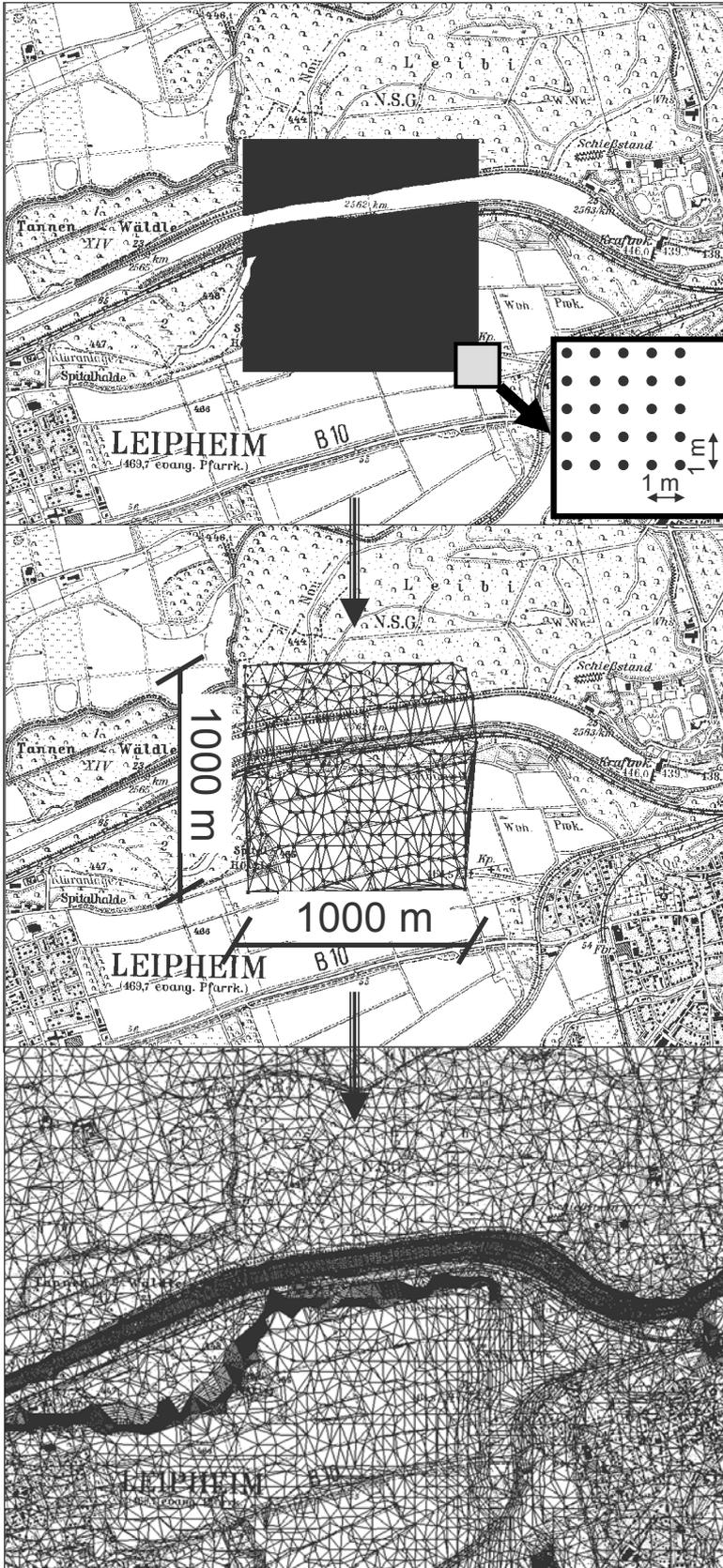


Abb. 2-17: Übertragungsverluste bei der angewendeten Modellierung und manuelle Integration von abflusswirksamen Vorlandgräben

In Abb. 2-18 ist ein Modellausschnitt im Bereich von Leipheim (siehe Staustufe Leipheim in Abb. 2-12) angegeben. Hier soll exemplarisch dargestellt werden, wie aus einem 1.000 m x 1.000 m Punktdatensatz mittels des oben beschriebenen Verfahrens eine ausgedünnte Netzstruktur erstellt werden kann. Die einzelnen ausgedünnten Berechnungsgitter wurden dann anschließend mit den Nachbarzellen verknüpft sowie an das vorher erstellte Fluss Schlauchnetz angeschlossen.



Selektion der
Hochpunkte und
Vermaschung
von $\approx 1.000.000$
auf ≈ 400 Punkte
reduziert

Zusammenschluss
der Teilmodelle

Abb. 2-18: Vom 1 m x 1 m-Punktraster (im 1 km² Datensatz) zum großräumigen Berechnungsnetz

2.5.4.5 Zuweisung der Landnutzungen

Die Landnutzungsdaten lagen für die vorliegenden Modellierungen im Polygonformat digital vor. Nach Fertigstellung der Modellgeometrie wurden diese Polygone dem Berechnungsnetz zugewiesen (siehe Abb. 2-19). Jedem einzelnen Berechnungselement innerhalb einer Polygongrenze wird dabei die entsprechende Landnutzung übertragen. Liegt die Polygonbegrenzung nicht direkt auf der Berechnungselementgrenze, was in der Regel sehr häufig der Fall ist, so wird dem Berechnungselement die Landnutzung mit dem größten Flächenanteil aus den Landnutzungspolygonen zugewiesen.

Abschließend kann den einzelnen Landnutzungen und damit theoretisch jedem einzelnen Berechnungselement eine Rauheit in Form des Rauheitsbeiwertes k_{St}^3 [$m^{1/3}/s$] nach Manning–Strickler (vgl. Glg. 2-23) sowie dem abschnittsweise konstanten Wirbelviskositätskoeffizienten ν_0^4 (vgl. Glg. 2-26) zugewiesen werden.

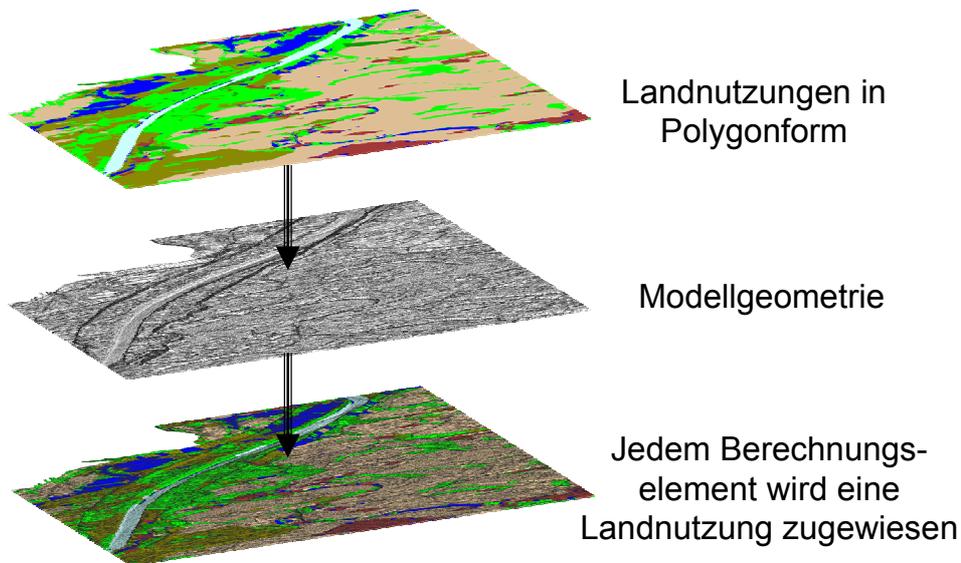


Abb. 2-19: Zuweisung von Landnutzungsinformationen auf die Modellgeometrie

³ k_{St} – Wert entspricht dem Kehrwert des Rauheitsbeiwertes n nach Manning

⁴ Der ν_0 -Wert kann zwischen 0 und 2 gewählt werden (standardmäßig 0). Bei sehr ausgeprägter lokaler Wirbelbildung kann diese durch eine Erhöhung des Wertes auf maximal 2 (Erhöhung der „turbulenten Scheinzähigkeit“) im Modell besser nachgebildet werden. Mit dem ν_0 -Wert sollte jedoch sehr sorgsam umgegangen werden, da dieser auch lokal als versteckter Kalibrierparameter eingesetzt werden könnte. Schließlich können bei hn-Berechnungen durch lokale Erhöhungen der „turbulenten Scheinzähigkeit“ lokale Anstiege der Wasserspiegellagen um bis zu 5 % erzielt werden (Fischer 2002)

2.5.4.6 Definition der äußeren Randbedingungen

Die äußeren Randbedingungen teilen sich auf in Zufluss- und Ausflussrandbedingung. In den vorliegenden Modellen dienten als Zuflussrandbedingungen die Abflussganglinien am obersten Pegel im Modell und an den jeweiligen Mündungsbereichen der relevanten seitlichen Zuflüsse. Die Ausflussrandbedingungen der beiden Teilmodelle von Neu-Ulm bis Donauwörth und Donauwörth bis Kelheim an den Pegeln Donauwörth und Kelheim können aufgrund der sich jeweils unterstromig befindlichen freien Fließstrecke mit dem unterstromigen Sohlgefälle angesetzt werden. Auf Basis eines somit fiktiven weiteren Geländeverlaufs können über die Berechnung der Normalwasserfließtiefe Ausflüsse aus dem Modellgebiet ermittelt werden.

2.5.4.7 Modellierung der Staustufen

Während der Arbeit am vorliegenden Schriftstück wurde mehrere Male das Strömungsmodell Hydro_As-2d vom Herausgeber Dr. Nujic hinsichtlich der Rechenzeit und vor allen Dingen hinsichtlich der modellierbaren inneren Randbedingungen verbessert. Während der ersten zwei Jahre der Untersuchungen war es noch nicht möglich, bewegliche Wehre an Staustufen mit Hydro_AS-2d abzubilden. Grundsätzliches Problem ist dabei die Tatsache, dass in der 2d-Hydraulik die Vorgabe eines bestimmten Wasserstandes, wie es beispielsweise beim Stauziel der Fall ist, nur durch eine Auslaufrandbedingung, beispielsweise in Form einer Wasserstands-Abfluss-Beziehung ($W-Q$), modelliert werden kann. Wie in Abb. 2-20 dargestellt, muss für eine durchgängige Simulation der Ausfluss (aus $W-Q$) im Unterwasser der Staustufe wieder zugegeben werden (Q_{ab}). Bei stationären hydraulischen Berechnungen ist dies aufgrund der bekannten Abflussmenge durchaus möglich. Bei instationären Berechnungen muss jedoch die Auslaufrandbedingung stets mit dem jeweiligen Zufluss zur Staustufe (Q_{zu}) kommunizieren. Bei den vorliegenden Untersuchungen wurden größtenteils instationäre Berechnungen durchgeführt. Bei manchen Staustufen wurden besondere Stauzielsteuerungen (mit Überstau) aus den Betriebsvorschriften im Hochwasserfall simuliert. Dies machte eine durchgängige Simulation mit automatischer Steuerung der Staustufen unumgänglich.

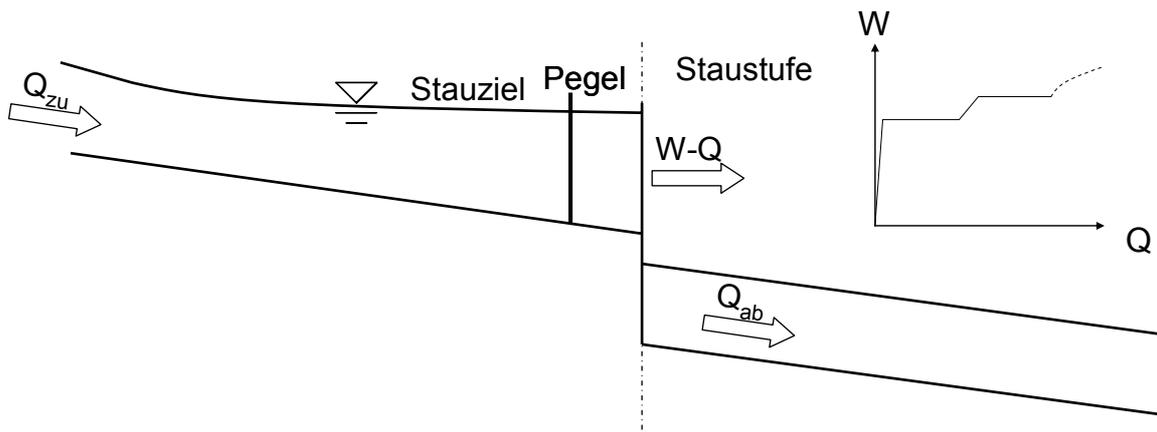


Abb. 2-20: Durchflussrandbedingung an Staustufen (aus Fischer 2006c)

Um eine durchgängige Simulation an den Staustufen mit automatischer Stauzielsteuerung simulieren zu können, wurde ein externes Steuerungsmodul programmiert. In Abb. 2-21 ist das Grundprinzip des Steuerungsmoduls dargestellt.

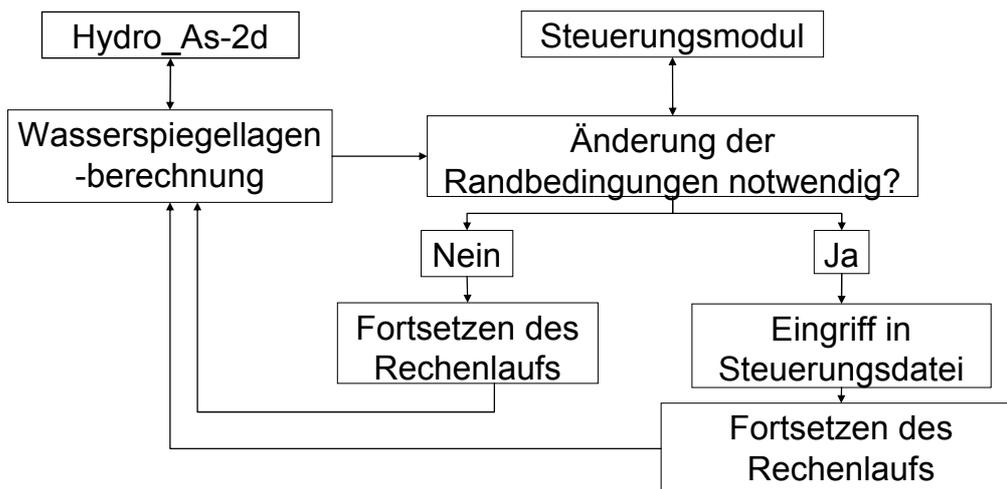


Abb. 2-21: Externes Steuerungsmodul zur Änderung von Durchflussrandbedingungen bei instationären Berechnungen (aus Fischer 2006c)

Das Strömungsmodell greift am Beginn und während der Berechnung auf die Steuerungsdatei Hydro_As-2d.inp zu. Sie enthält sämtliche Informationen der einzelnen Randbedingungen in Textform. Die Zuflüsse Q_{ab} an den Staustufen sowie mögliche Änderungen im Stauziel (aus W-Q) können hierin in Textform geändert werden. Das Steuerungsmodul bricht in regelmäßigen Abständen, beispielsweise alle 5.000 Sekunden Simulationsdauer, die Berechnung ab. Wenn es Vorgaben erfordern, eine Änderung der Randbedingungen vorzunehmen, wird die Steuerungsdatei automatisch abgeändert, abgespeichert und dann die Berechnung fortgesetzt. Je größer das Zugriffsintervall gewählt wird, desto kleiner sind die bei der Berechnung produzier-

ten Ergebnisdateien. Je kleiner die Zugriffsintervalle sind, desto genauer können die instationären Strömungsvorgänge eines Ereignisses abgebildet werden. Hier ist entsprechend des Genauigkeitsanspruches der Untersuchung ein sinnvoller Wert zu wählen. An der Donau war die Wahl der Zugriffsintervalle auf alle 5.000 Sekunden ausreichend.

Eine weitere Problemstellung bei der Steuerung ergibt sich aus der Veränderung des Zuflusses im ansteigenden oder absteigenden Ast der Hochwasserwelle. Die Zugabe im Unterwasser erfolgt im Steuerungsmodul mit dem gewählten Zugriffsintervall vorausschauend für die nächsten 5.000 Sekunden. Da man prinzipiell den weiteren Verlauf der Zuflusswelle noch nicht kennt, wird vereinfachend die gleiche Steigung des ansteigenden bzw. absteigenden Astes der Hochwasserwelle, wie sie in den letzten 5.000 Sekunden berechnet wurde, verwendet. Der dabei gemachte Fehler ist relativ gering, da sich das Modell durch die adaptive Vorgehensweise bei der Abflussmessung und Steuerung nach den nächsten 5.000 Sekunden wieder neu korrigiert. Mit der Version 2.1 von Hydro_As-2d ist die Modellierung der Staustufensteuerung in ähnlicher Form intern im Modell enthalten.

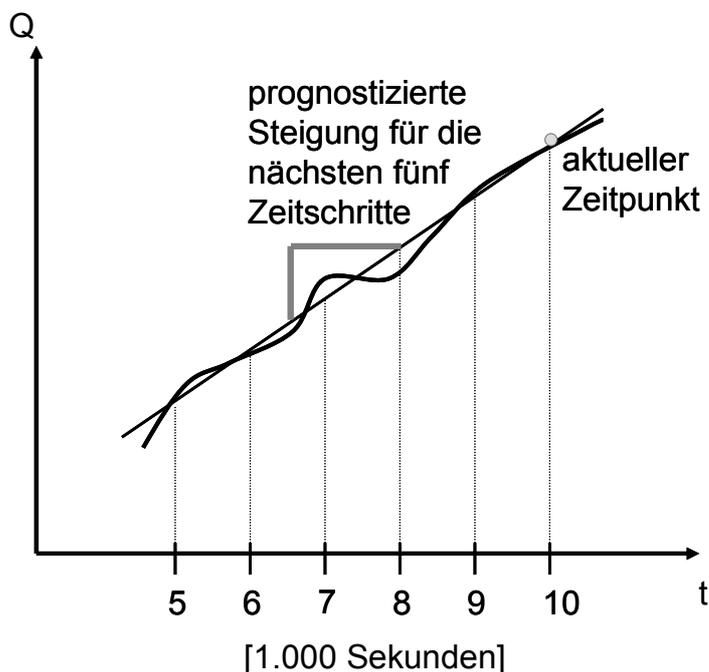


Abb. 2-22: Ermittlung der prognostizierten Steigung bis zum jeweils nächsten Zugriffsintervall am Beispiel eines ansteigenden Astes einer Hochwasserwelle (aus Fischer 2006c)

2.5.4.8 Modellierung der gesteuerten Hochwasserrückhaltebecken

Bei der Modellierung der Steuerung von Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss waren zunächst ähnliche Probleme vorhanden, wie sie in Abschnitt 2.5.4.7 beschrieben wurden. Schließlich sollte auch hier die Steuerung nach vorher festgelegten Vorschriften, beispielsweise eines maximalen Abflusses im Unterwasser des Einlaufbauwerkes zum Flutpolder, automatisch erfolgen. Die Steuerung erfolgte daher auch zunächst über das in Abschnitt 2.5.4.7 beschriebene Steuerungsmodul. In Abb. 2-23 sind die notwendigen Modellbestandteile für die numerische Simulation eines gesteuerten Flutpolders dargestellt.

Über die Abflusskontrolle A1 wird die Zuflussmenge zum Steuerungsbereich im Flussschlauch ermittelt. Dies erfolgt automatisch im Modell über einen sogenannten Kontrollquerschnitt (vgl. Nujic 2002). Erreicht dabei der Abfluss einen vorher festgelegten Schwellenwert, wird die Steuerung des Flutpolders aktiviert. Dabei wird über das Einlaufbauwerk Ef über eine Wasserstands-Abfluss-Auslaufrandbedingung in jedem Zeitschritt eine gewisse Abflussmenge aus dem Flussschlauchbereich entnommen. Die Abflussmenge bestimmt sich aus einer vorher festgelegten Steuerungsvorschrift, beispielsweise möglichst langes Halten des Schwellenabflusses (mehr dazu in Kapitel 6). Über das Einlaufbauwerk Ep wird der dem Flussschlauch entnommene Abflussanteil dem Flutpolder über eine Zuflussrandbedingung zugegeben. Über die Abflusskontrolle A2 kann schließlich das erzielte Ergebnis kontrolliert werden. Im Flutpolder selbst befindet sich ein Kontrollpegel W1. Hierbei wird der Wasserstand im Flutpolder ständig überprüft. Erreicht der Wasserstand einen Schwellenwert, beispielsweise das Stauziel des Flutpolders, so wird der Zufluss zum Flutpolder gestoppt, was schließlich einem Abschließen der regelbaren Verschlüsse eines Einlaufbauwerkes entspricht. Über das Auslaufbauwerk Ap bzw. Af kann schließlich das Entleeren des Flutpolders simuliert werden. Die Flutpolderentleerung wurde bei den später beschriebenen Untersuchungen aufgrund der Zweitrangigkeit für die wasserwirtschaftliche Fragestellung des Hochwasserrückhalts vernachlässigt und nicht simuliert.

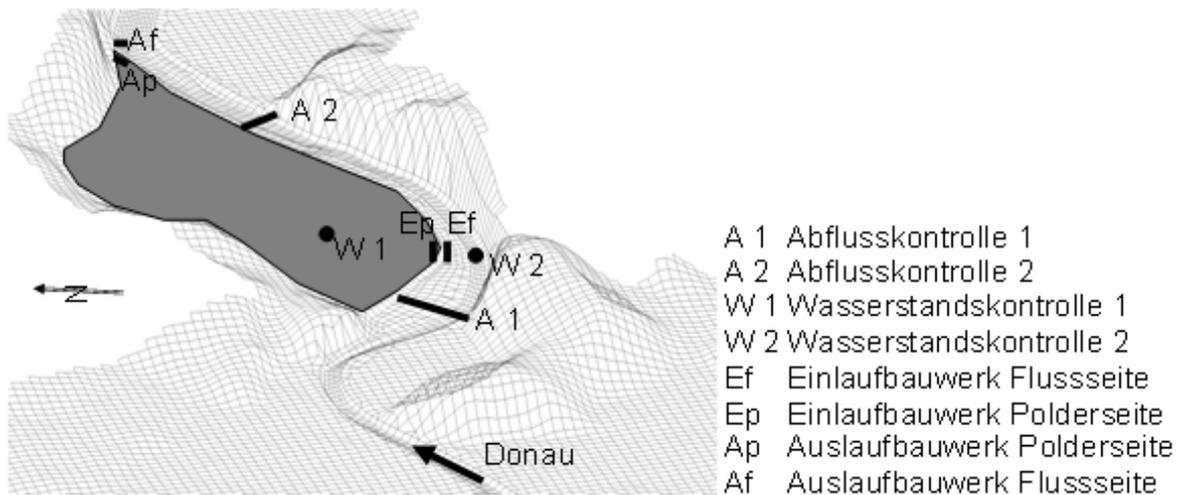


Abb. 2-23: Modellbestandteile für die numerische Simulation am Beispiel des geplanten Flutpolders Riedensheim

Bei der Version 2.1 von Hydro-As-2d ist kein externer Zugriff auf das Modell im Sinne des in Abschnitt 2.5.4.7 beschriebenen Anhaltens und Fortsetzens des Rechenlaufs mehr möglich. Die Simulation der Steuerung des Flutpolders kann jedoch ähnlich wie bei der Staustufensteuerung trotzdem vorgenommen werden. Hierbei muss die Flutpoldersteuerung nicht abflussgesteuert (durch A1) sondern wasserstandsgesteuert (durch W2) erfolgen. Die Steuerungsvorschrift könnte dabei beispielsweise das möglichst lange Halten eines Schwellen-Wasserstandes (z.B. HW_{100}^5) sein. Eine Kontrolle über einen Pegel im Flutpolder W1 kann jedoch aufgrund des fehlenden externen Zugriffs auf die Randbedingungen nicht mehr automatisch, sondern nur noch manuell erfolgen. Dadurch können mehrere Optimierungsläufe notwendig sein. Aufgrund der deutlich höheren Rechengeschwindigkeit der neuen Version 2.1 von Hydro_As-2d ist die gesamte Simulationsdauer inklusive mehrerer Optimierungsläufe jedoch trotzdem i.d.R. kürzer als mit der älteren Version.

2.5.4.9 HN-Modelle zwischen Neu-Ulm und Kelheim

Aufgrund der Modellgröße wurden die hydraulischen Berechnungen an der Beispielstrecke zwischen Neu-Ulm und Kelheim in zwei Abschnitten durchgeführt. Hierbei hat sich der Pegel Donauwörth als eine geeignete Teilungsstelle erwiesen. Die Berechnungen wurden daher getrennt zwischen den Pegeln Neu-Ulm und Donauwörth sowie Donauwörth und Kelheim durchgeführt (siehe auch Abb. 2-12).

⁵ Wasserstand bei einem HQ_{100} - Abfluss

Beide Modelle erstrecken sich dabei insgesamt über 171,9 Flusskilometer. Die Modellgebietsgröße beträgt 992,28 km². Das Gebiet wurde durch 566.778 unregelmäßig angeordnete Berechnungselemente räumlich diskretisiert. Daraus ergibt sich eine mittlere Elementgröße von etwa 1.750 m². Dabei reichen die Kantenlängen der Elemente im Flussschlauch von etwa 30 m ÷ 50 m in Längsrichtung und 10 m ÷ 15 m in Querrichtung sowie im Vorland zwischen etwa 30 m ÷ 130 m in alle Richtungen. In den beiden Modellen zwischen Neu-Ulm und Kelheim werden insgesamt 16 Staustufen sowie zwei geplante gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss (Flutpolder Riedensheim und Katzau) integriert.

3 Hydrologie

Das folgende Kapitel befasst sich mit der hydrologischen Situation der bayerischen Donau, speziell im Hochwasserfall. Anhand von abgelaufenen Hochwasserereignissen soll der Einfluss der seitlichen Zuflüsse an der Donau herausgestellt werden. Mit einer statistischen Auswertung wird abschließend versucht, die wichtigsten Parameter, wie der Hochwasserwellenform und der Anlaufzeit der Hochwasserwellen, gebiets- und intensitätsbezogen quantitativ einzugrenzen, um synthetische Hochwasserganglinien entwickeln zu können.

3.1 Donau von Neu - Ulm bis Passau

Die bayerische Donau erstreckt sich von Neu-Ulm über Donauwörth, Regensburg, Straubing bis Passau. Das mittlere Gefälle zwischen Neu-Ulm und Regensburg liegt bei etwa 0,65 ‰, ab Regensburg nimmt das mittlere Gefälle bis Pfelling auf etwa 0,1 ‰ ab. Zwischen Pfelling und Passau beträgt das mittlere Gefälle dann etwa 0,3 ‰ (Strobel 1977). Die gesamte bayerische Donau hat eine Fließlänge von insgesamt 368 km (LfU Bayern 1999b).

Wie oben bereits erwähnt, ist die Hochwasser-Abflusssituation an der bayerischen Donau sehr stark geprägt von den seitlichen Zuflüssen. Die wichtigsten seitlichen Zuflüsse stellen die Iller, der Lech, die Naab, der Regen, die Isar und schließlich der Inn dar. In Abb. 3-1 ist der Hochwasserlängsschnitt der bayerischen Donau für die Ereignisse von MHQ bis HQ_{100} dargestellt (LfU Bayern 1999b). Hier sind die deutlichen Anstiege der Abflussmengen nach den Zuflüssen des Lechs kurz unterhalb von Donauwörth, der Naab und des Regens oberhalb und in Regensburg, der Isar zwischen den Pegeln Pfelling und Hofkirchen sowie des Inns in Passau zu erkennen. Die Einzugsgebietsgrößen werden dabei beispielsweise durch den Lechzufluss von 15.204 km² auf 19.130 km² fast um ein Drittel der Einzugsgebietsgröße oberhalb des Lechs vergrößert. Die Gebietscharakteristik des Lecheinzugsgebiets führt hierbei in der Regel dazu, dass die Lechwelle der Donauwelle vorläuft. Mit Zufluss des Inns vergrößert sich das Donaueinzugsgebiet von 49.721 km² um über die Hälfte auf 76.635 km² (LfU Bayern 1999b). Die Gesamtlängsfließlängen sowie Gesamteinzugsgebiete der Donau und deren wichtigsten seitlicher Zuflüsse bis Passau sind in Tab. 3-1 aufgelistet.

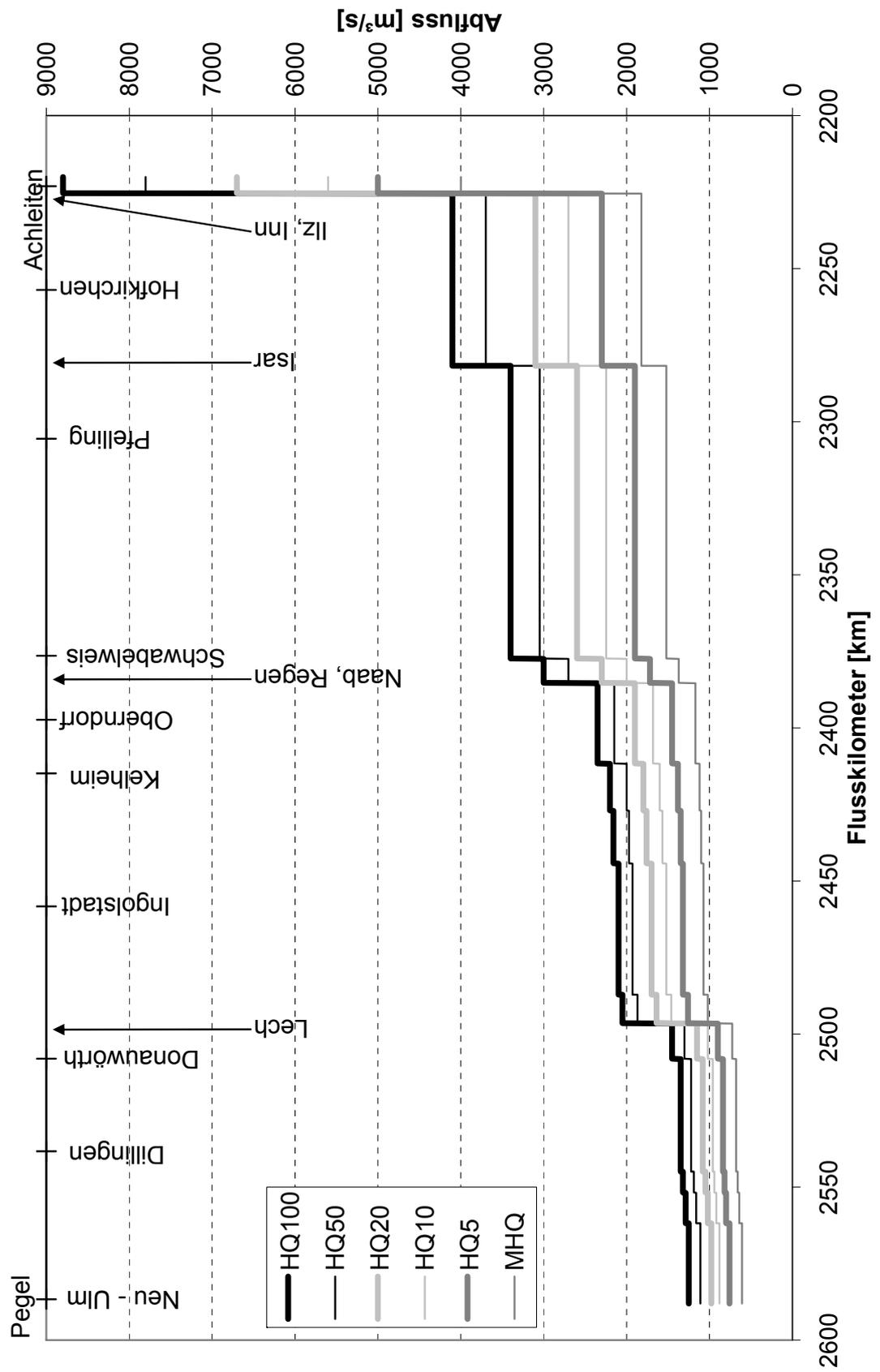


Abb. 3-1: Hochwasserlängsschnitt der bayerischen Donau (nach LfU Bayern 1999b)

Tab. 3-1: Gesamteinzugsgebiete und –fließlängen der Donau und der wichtigsten seitlichen Zuflüsse bis Passau (aus Strobel 1977)

Fluss	Fließlänge [km]	Einzugsgebietsfläche [km ²]
Donau (bis Passau)	583	77.060
Iller	147	2.150
Lech	251	4.130
Altmühl	224	3.260
Naab	191	5.510
Regen	193	2.875
Isar	279	8.960
Inn	515	26.100

3.2 Abflusscharakteristik und Atlantik-Wetterlagen

Durch die Vielzahl der seitlichen Zuflüsse mit teilweise sehr unterschiedlichen Abflusscharakteristiken ist selten die gesamte Donau von einem Hochwasserereignis gleichstark betroffen. Nur die Hochwasserereignisse von 1845 und dem Winterhochwasser von 1882/83 betrafen fast die gesamte Fließstrecke der bayerischen Donau in gleichem Maße (LfU Bayern 2004).

Am Beispiel der Hochwasserereignisse von 1954 und 1999 wird in diesem Abschnitt nochmals der Einfluss der seitlichen Zuflüsse und damit der Einfluss der Niederschlagsgebiete auf die bayerische Donau verdeutlicht. In Abb. 3-2 und Abb. 3-3 sind die räumlich verteilten Niederschlagssummen [mm] und die Wiederkehrzeiten T der daraus an der Donau resultierten Hochwasserabflüsse [a] für die Hochwasserereignisse von 1954 und 1999 dargestellt. Beim Hochwasser von 1954 waren die Niederschlagsgebiete großflächig im mittleren Donaubereich, im Regeneinzugsgebiet sowie im Inneinzugsgebiet zu finden. Die Niederschlagssummen betragen dabei im Inneinzugsgebiet bis über 300 mm. In der oberen bayerischen Donau waren daher kaum Hochwasserabflüsse zu verzeichnen. Erst im Regensburger Bereich, dann unterhalb des Isarzuflusses und vor allem in Passau mit Zusammen treffen der Donau und des Inns ist das Hochwasser an der Donau von einer Wiederkehrzeit T von etwa fünf Jahre auf eine Wiederkehrzeit T von über 100 Jahre angewachsen. Das Donauhochwasser wurde dabei sowohl von dem von Norden kommenden Regen als auch von den südlichen Zuflüssen der Isar und des Inns geprägt.

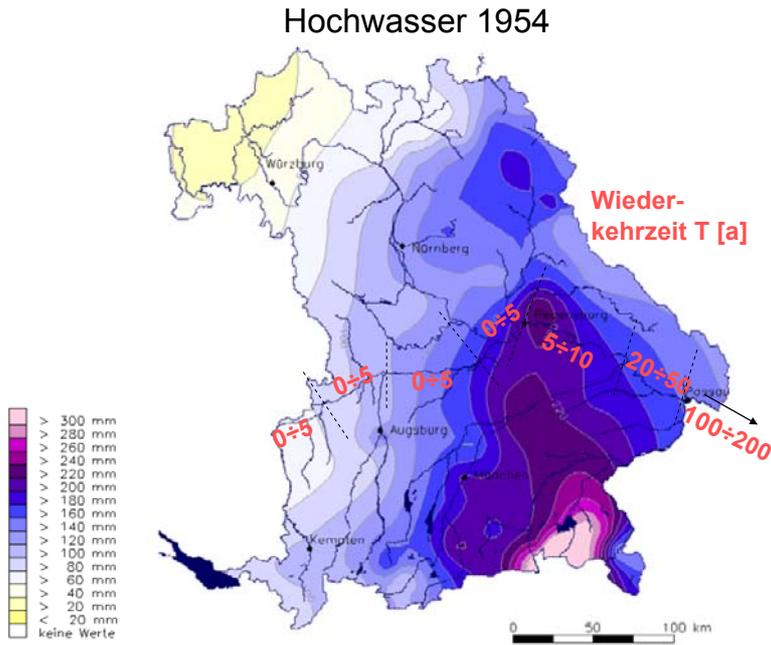


Abb. 3-2: Niederschlagssummen (5Tage) in Bayern und Wiederkehrzeiten der gemessenen Hochwasserabflüsse an der Donau beim Hochwasser 1954 (aus LfU Bayern 2003a, LfU Bayern 1999b und Unbehauen 1971)

Beim Hochwasserereignis von 1999 waren die Niederschlagsbrennpunkte im Iller-, Lech- und Isareinzugsgebiet zu finden. Die Niederschlagssummen betragen dabei lokal ebenfalls über 300 mm. Dieses Hochwasser war sehr stark durch den Lech geprägt. Die Abflussmenge von der Donau oberhalb des Lechs wurde durch einen HQ_{100} am Lech selbst mehr als verdoppelt. Das Donauhochwasser mit einer Wiederkehrzeit von $T = 10 \div 20$ Jahren am Pegel Donauwörth ist durch den Lechzufluss zu einem Hochwasser mit einer Wiederkehrzeit von $T \sim 200$ Jahren am Pegel Ingolstadt angestiegen. Vor allem durch die Konzentration der Niederschläge auf die südlichen Zuflussgebiete der Donau hatte das Hochwasser von 1999 unterhalb von Regensburg lediglich eine Wiederkehrzeit von $T = 10 \div 20$ Jahren. Durch Isarzufluss, welcher jedoch sehr stark durch den Sylvensteinspeicher am Oberlauf der Isar abgeschwächt war, wächst die Wiederkehrzeit des Hochwasserabflusses wieder auf $20 \div 50$ Jahre an. Der relativ niedrige Abfluss des Inns führte schließlich in Passau zu einem deutlich niedrigeren Hochwasserereignis als 1954 geführt.

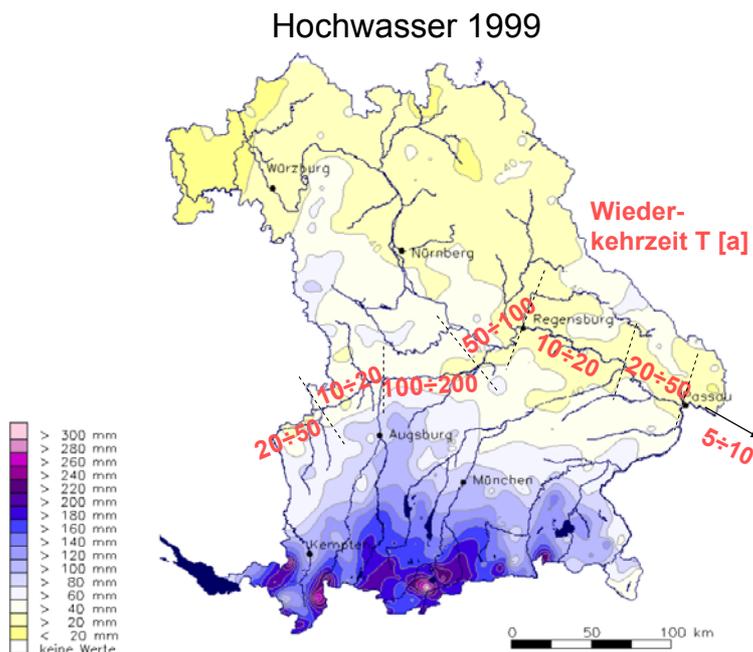


Abb. 3-3: Niederschlagssummen(3 Tage) in Bayern und Wiederkehrzeiten der gemessenen Hochwasserabflüsse an der Donau beim Hochwasser 1999 (aus LfU Bayern 2003a)

Die oben gezeigten Beispiele stellen die Abhängigkeit der Hochwassersituation aber auch der Hochwasservorhersage von den sich teilweise sehr lokal abspielenden Niederschlagsereignissen dar. Der Einfluss der seitlichen Zuflüsse Lech, Regen, Isar und Inns wird ersichtlich.

Auffällig bei den letzten größeren Hochwasserereignissen an der Donau von 1999, 2002 und 2005 ist die ähnliche Wetterlage, die sogenannte Vb-Wetterlage⁶. Für das Hochwasser von 2005 ist in Abb. 3-4 das Tiefdruckgebiet „Norbert“ mit den Tiefdruckzugbahnen nach van Bebbber dargestellt.

⁶ Eine Vb-Wetterlage ist eine vom niederländischen Meteorologen van Bebbber (1841 – 1905) ausgewertete Zugbahn atlantischer Tiefdruckgebiete. Die Vb-Wetterlage ist dabei eine Spezialform der V-Wetterlage. Sie verläuft vom Nordatlantik über Südfrankreich nach Italien und schwenkt dann nach Norden an den Ostrand der Alpen. Aus dem Mittelmeerraum nehmen diese in der Regel sehr langsam ziehenden Tiefdruckgebiete warme und sehr feuchte Luftmassen auf. Durch den linksdrehenden Wirbel werden diese Tiefdruckgebiete häufig von Norden her gegen die Alpen gedrückt (aus Hannweber 2006)

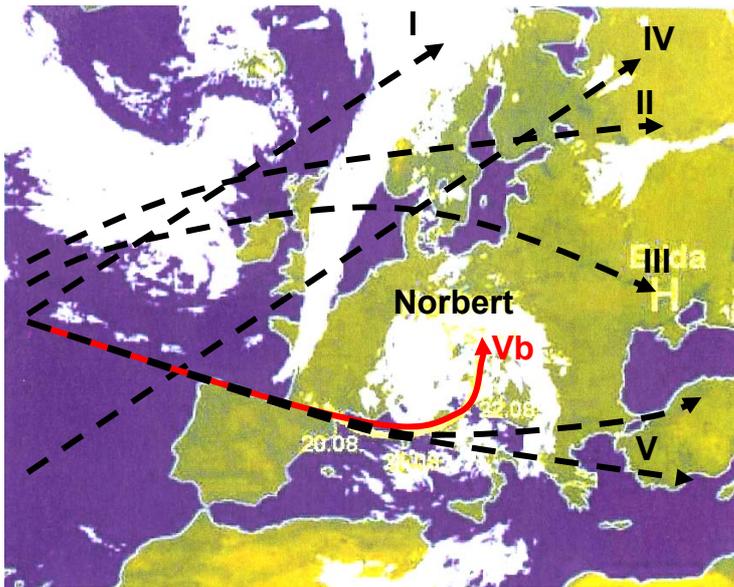


Abb. 3-4: Infrarot - Satellitenbild vom 22.08.2005 mit Tiefdruckgebiet „Norbert“ und Darstellung der Tiefdruckzugbahnen nach van Bebbber (vergleiche Hannweber 2006)

Obwohl die Hochwasserereignisse von 1999, 2002 und 2005 auf einer ähnlichen Wetterlage basieren, fielen die Hochwasserabflüsse teilweise sehr unterschiedlich aus. Dabei war das Pfingsthochwasser 1999 an der Donau sehr stark vom Lech, das Augusthochwasser 2002 vom Inn und das Augusthochwasser von 2005 von der Iller, Isar und ebenfalls vom Lech geprägt. Das sich teilweise sehr kleinräumig abspielende Abregnen der Tiefdruckzonen hat, wie sich zeigte, großen Einfluss auf die jeweilige Intensität des Abflussereignisses im Donaueinzugsgebiet in Bayern.

3.3 Statistische Betrachtung historischer Hochwasserereignisse

In Kapitel 0 und 6 werden hydraulische Untersuchungen an akademischen Beispielen durchgeführt. Die Berechnungen sollen die Wirksamkeit von ungesteuerten und gesteuerten Retentionsmaßnahmen verdeutlichen. Die Berechnungen werden dabei instationär durchgeführt. Die Zuflussrandbedingung stellen parametrisierte Hochwasserganglinien, deren Parameter nun in den folgenden Abschnitten ermittelt werden.

Die ausgewerteten Hochwasserwellen stammen zum einen von einer Zeitreihe aus den Jahren 1845 bis 1965 (aus Unbehauen 1971) und zum anderen von gemessenen Hochwasserwellen aus den in den letzten Jahren aufgetretenen Hochwasserereignissen (z. T. aus Fischer et al. 2006e). Die Hochwasserwellen aus Unbehauen 1971 wurden zunächst digitalisiert und dann bezüglich ihrer im Folgenden beschriebenen

Parameter ausgewertet. Unbehauen (1971) rekonstruierte die historischen Hochwasserereignisse aus z. T. sehr wenigen Beobachtungspunkten. Bezüglich des jeweiligen Momentanabflusses schätzt Unbehauen die möglichen Abweichungen auf maximal $\pm 6\%$. Bei den Formen der Hochwasserwellen dürften die Abweichungen jedoch deutlich höher sein.

Wie in den Abschnitten 3.1 und 3.2 deutlich gemacht wurde, können die seitlichen Zuflüsse an der bayerischen Donau einen sehr dominanten Einfluss bei der Formgebung der Hochwasserwellen haben. Bei der Auswertung der abgelaufenen Hochwasserereignisse wurde daher eine Unterteilung der bayerischen Donau in drei Teilgebiete vorgenommen (siehe Abb. 3-5). Die Donau nach dem Inn geht nicht in die Betrachtung ein, da die dortigen hydrologischen Randbedingungen nicht auf die gesamte bayerische Donau übertragbar sind (vgl. Abb. 3-1).

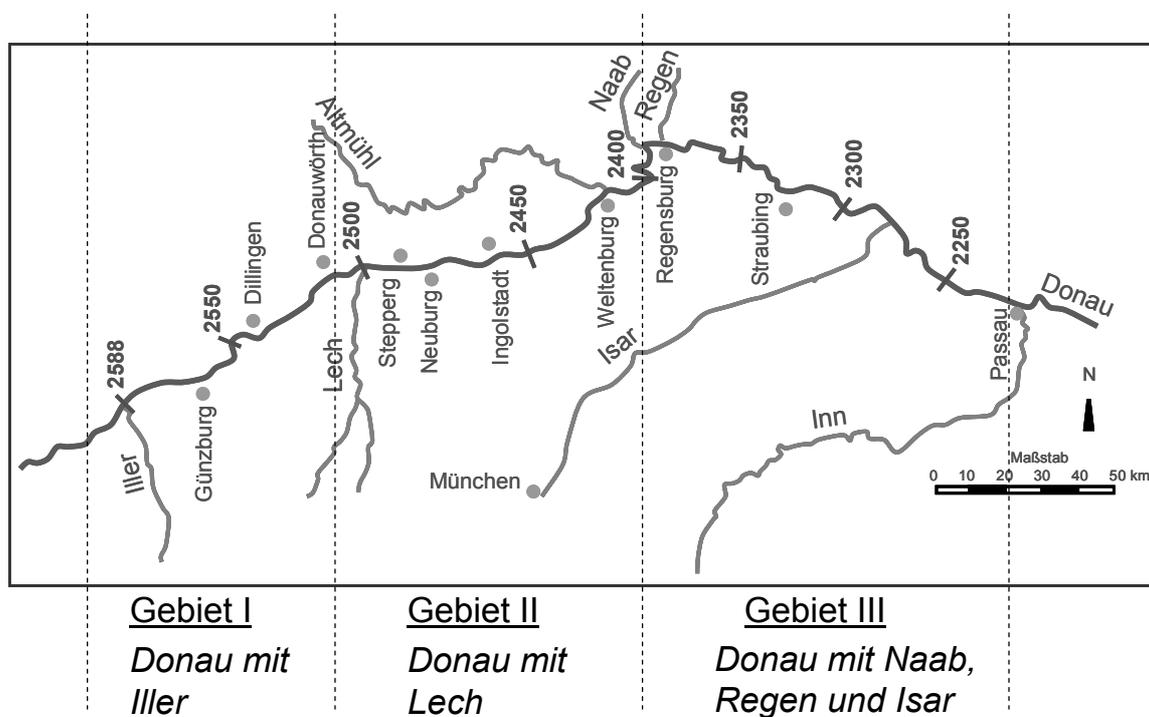


Abb. 3-5: Hydrologische Unterteilung der bayerischen Donau in drei Teilgebiete

Zur Verallgemeinerung der Wellengestalt der auszuwertenden Hochwasserwellen wird die Maxwell-Verteilung herangezogen. Sie ist aufgrund der Vielzahl der eingehenden Parameter wie Basisabfluss, Scheitelabfluss, Anlaufzeit der Welle bis zum Scheitelabfluss, Gesamtablaufzeit der Hochwasserwelle sowie insbesondere einem Formbeiwert besonders geeignet, Ganglinien unterschiedlicher Form abzubilden. Die Wirksamkeit eines Retentionsraums bei schlanken bzw. breiten Hochwasserwellen kann somit nachvollzogen werden (Haider und Vischer 1994, Hager und Sinniger 1985). Die Funktionsgleichung der Maxwell-Verteilung lautet (aus

Fischer 2006d):

$$Q(t) = \left(\frac{t}{t_A} e^{\left(1 - \frac{t}{t_A}\right)} \right)^r Q_S + Q_B \quad \text{Glg. 3-1}$$

$Q(t)$ Funktion des Abflusses [m^3/s] über die Zeit t [s]

Q_B Basisabfluss [m^3/s]

Q_S Scheitelabfluss abzüglich des Basisabflusses [m^3/s]

t Laufvariable der Zeit [s]

t_A Anlaufzeit der Hochwasserwelle bis zum Scheitelabfluss [s]

r Formbeiwert [-]

Wie oben beschrieben wird mit Hilfe der Maxwell–Verteilung (siehe Glg. 3-1) versucht, historische Abflussganglinien parametrisiert wiederzugeben. In Abb. 3-6 wird am Beispiel des Hochwassers von 1954 am Pegel Ingolstadt dieser iterative Prozess erläutert.

Zunächst wird dabei die gemessene Hochwasserwelle derart auf der Zeitachse verschoben, dass das eigentliche Hochwasserereignis zum Zeitpunkt $t = 0$ h beginnt. Durchaus häufig aufgetretene Vorwellenereignisse fließen bei der Auswertung nicht ein. Bei mehreren Teilereignissen eines großen Hochwasserereignisses wird stets dasjenige Teilereignis mit dem höchsten Scheitelabfluss isoliert betrachtet. Als zweiter Schritt wird der Basisabfluss Q_B , der Scheitelabfluss Q_S , die Anlaufzeit t_A sowie die Gesamtzeit t_G festgelegt und in die Gleichung der Maxwell–Verteilung eingegeben. Der Beginn des Hochwasserereignisses wird wie bei Haselsteiner (2007a) durch einen markanten Anstieg des Abflusses festgelegt. Das Ende des Ereignisses, und damit die Abgrenzung für die Gesamtzeit t_G , wird ebenfalls durch einen signifikanten Rückgang der Abstiegsgeschwindigkeit der Hochwasserwelle, bestenfalls im Bereich des Basisabflusses, festgelegt. Bei sehr lang auslaufenden Hochwasserereignissen wird hierbei ein ereignisbezogener Schnitt gemacht. Bei den in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen ist ohnehin der auslaufende Ast beim Hochwasserwellenabstieg zweitrangig. Anhand des Formbeiwertes r kann schließlich in einem letzten Schritt die Hochwasserwellenform festgelegt werden. Bei der Auswertung wurde versucht, die Maxwell–Verteilung in erster Linie in

der oberen Hälfte der Hochwasserwelle möglichst gut anzupassen. Häufig mussten dadurch in der unteren Hälfte der Hochwasserwelle, wie in Abb. 3-6 zu sehen ist, Abstriche gemacht werden.

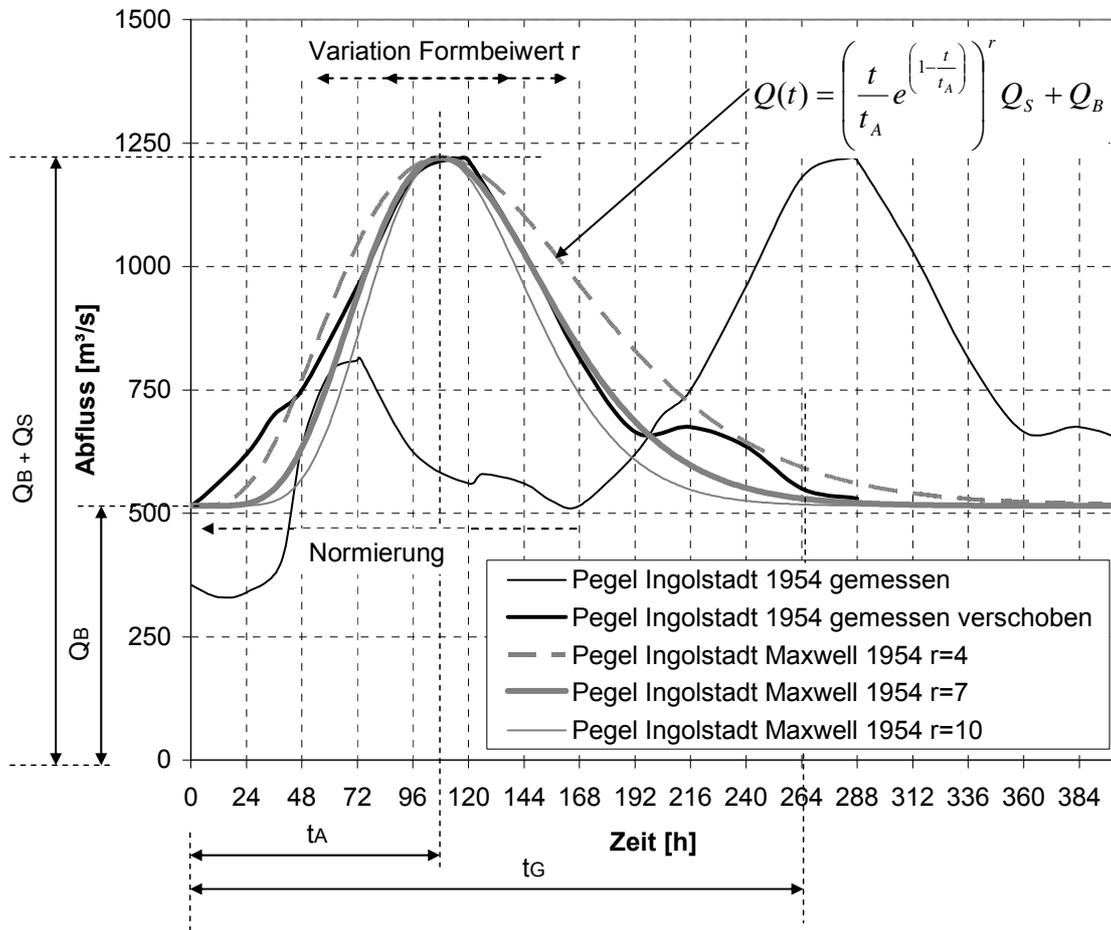


Abb. 3-6: Anpassung der Maxwell-Verteilung an ein historisches Hochwasser (1954 am Pegel Ingolstadt) mit Darstellung der Parameter

Auf diese Art und Weise wurden insgesamt 25 Hochwasserereignisse an jeweils acht Pegeln ausgewertet. Die Ergebnisse hinsichtlich der Hochwasserwellenform sowie dem Verhältnis der Anlaufzeit zur Gesamtzeit der untersuchten Ganglinien wird in den nun folgenden Kapiteln erläutert.

3.3.1 Hochwasserwellenformen

In der Hochwasserstatistik findet in erster Linie der Hochwasserscheitel Eingang. Daraus werden, wie in Abb. 3-1 schon für die bayerische Donau gezeigt wurde, Spitzenabflüsse für verschiedene Wiederkehrzeiten statistisch ermittelt. Der Hochwasserscheitelabfluss an einem bestimmten Pegel gibt zwar in der Regel einen guten Aufschluss darüber, welche Belastungen lokal an einem bestimmten Flussab-

schnitt auftreten werden. Jedoch kann auch sehr häufig, und dabei vor allen Dingen in Flussgebieten mit Rückhalteräumen, seien sie ungesteuert oder gesteuert, die Hochwasserwellenform, und damit die Anstiegs- und Abstiegszeit sowie die Fülle der Hochwasserwelle für das Abfluss- und Retentionsverhalten lokal und überregional entscheidend sein. In Abb. 3-7 sind die über die oben beschriebene Vorgehensweise ermittelten Formbeiwerte r zeitlich verteilt über die jeweiligen Jahre des Hochwasserauftretens sowie unterteilt in die oben festgelegten Gebiete I bis III dargestellt.

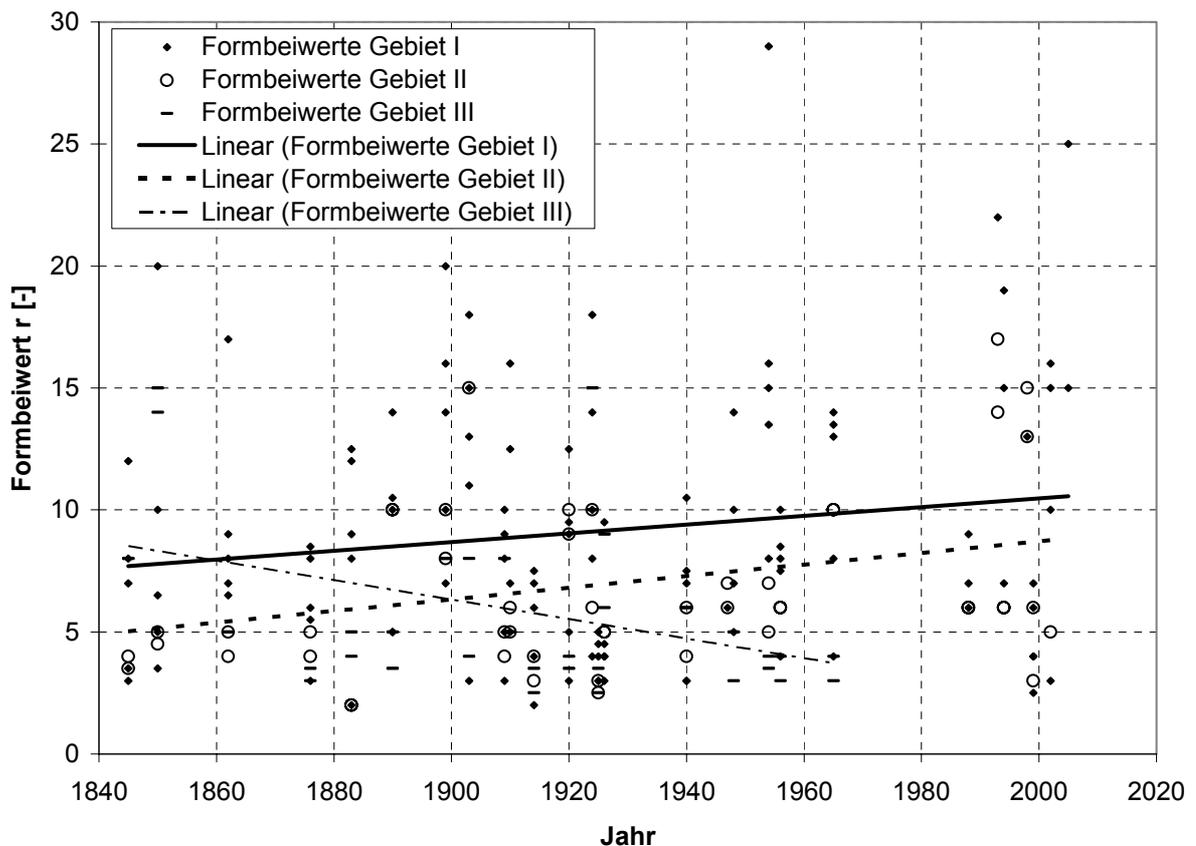


Abb. 3-7: Ermittelte Formbeiwerte r [-] aus der Maxwell – Verteilung bei den Hochwasserereignissen zwischen 1845 und 2005 (25 Hochwasserereignisse an 8 Pegeln)

Die Formbeiwerte in Gebiet I von Neu-Ulm bis Donauwörth weisen dabei eine sehr breite Streuung auf. Die ermittelten Werte reichen dabei von 2 (sehr breite Welle) bis über 25 (sehr schlanke Welle). Tendenziell wurden die Hochwasserwellen über die Jahre in Gebiet I etwas schlanker. In Gebiet II von Donauwörth bis Kelheim trifft diese Tendenz ebenfalls zu, wenngleich die Formbeiwerte hier generell eine geringere Streuung und auch kleinere Werte, sprich breitere Hochwasserwellen

aufweisen. Verantwortlich ist hier vermutlich der dominante Einfluss des Lechzuflusses unterhalb des Pegels Donauwörth, welcher bei lechgeprägten Hochwasserereignissen in der Regel der Donauwelle etwas vorläuft und damit die Hochwasserwelle unterhalb verbreitert. In Gebiet III lagen dem Autor zum Zeitpunkt der Erstellung der vorliegenden Arbeit lediglich die historischen Daten bis 1965 vor. Hier ist eine tendenzielle Verbreiterung der Hochwasserwellen über die Jahre zu bemerken. Die ermittelten Formbeiwerte können jedoch generell nur Anhaltswerte darstellen, da wie in den vorangegangenen Kapiteln erläutert, die Hochwasserwellen i. d. R. abhängig von lokalen Niederschlagsereignissen teileinzugsgebietsspezifisch ablaufen.

Die in Abb. 3-7 dargestellten Formbeiwerte haben noch keine Aussagekraft über die Intensität der jeweiligen Hochwasserereignisse. Für eine Bewertung der Ergebnisse aus den in den Kapiteln 4 und 6 dargestellten Untersuchungen bezüglich der Wirksamkeit von ungesteuerten und gesteuerten Retentionsräumen ist eine Unterteilung der ausgewerteten Hochwasserereignisse Intensitätsstufen erforderlich. Die Unterteilung erfolgt schließlich über die Eintretenswahrscheinlichkeit an den jeweiligen Pegelstandorten aus dem Hochwasserlängsschnitt der bayerischen Donau (siehe Abb. 3-1).

Die Unterteilung der Auswertung der Formbeiwerte erfolgt in Hochwasserereignisse mit einem Scheitelabfluss kleiner HQ_5 , in Ereignisse zwischen HQ_5 und HQ_{20} , in Ereignisse zwischen HQ_{20} und HQ_{50} , in Ereignisse zwischen HQ_{50} und HQ_{100} sowie in Hochwasserereignisse mit einem Scheitelabfluss größer HQ_{100} .

Die ausgewerteten Formbeiwerte entlang der bayerischen Donau (vor Passau) aufgeteilt in die einzelnen Intensitätsklassen sind in den Abb. 3-8 bis Abb. 3-12 dargestellt. Zunächst sind in Abb. 3-8 die Werte für die Hochwasserereignisse mit einer Wiederkehrzeit von $T = 5$ Jahren (HQ_5) dargestellt. Hier wird deutlich, dass vor allem der Bereich zwischen Neu-Ulm und Donauwörth bei kleinen Hochwasserereignissen stark von der ereignisbezogenen Hydrologie der seitlichen Zuflüsse gekennzeichnet ist. Die Zuflüsse Günz (bei Günzburg), Mindel (zwischen den Stautufen Gundelfingen und Faimingen) sowie Zusam und Wörnitz in Donauwörth sorgen hierbei je nach Zusammentreffen mit der entsprechenden Hochwasserwelle an der Donau selbst zu breiteren oder schlankeren Hochwasserereignissen.

Die breite Streuung der Formbeiwerte in Neu-Ulm kann durch das für die Wellenform und der Abflussscheitelhöhe entscheidende Zusammenspiel der oberen Donau und des Illerzuflusses kurz oberhalb des Pegels erklärt werden. Wie in Abb. 3-8 zu sehen ist, werden die Hochwasserwellen in der Intensitätsklasse Hochwasser kleiner

HQ₅ im weiteren Verlauf in den Gebieten II und III tendenziell breiter.

Die in Abb. 3-9 dargestellte Entwicklung der Formbeiwerte für die Intensitätsklasse Hochwasserereignisse zwischen HQ₅ und HQ₂₀ stimmt tendenziell mit den oben dargestellten Werten für Hochwasserereignisse kleiner HQ₅ überein. Die Hochwasserwellen nehmen mit zunehmendem Fließweg an Breite zu. Die mittleren Formbeiwerte sind dabei jedoch etwas niedriger, sprich die Wellenform ist dort breiter. Am Pegel Kelheim ist, wie auch bei den Hochwasserereignissen kleiner HQ₅ schon erkennbar war, eine breitere Streuung der Hochwasserwellenformen zu erkennen. Die zwischen den Pegeln Ingolstadt und Kelheim liegenden seitlichen Zuflüsse Paar (von Südwesten kommend), Ilm und Abens (von Süden kommend) sowie der Altmühl (von Nordwesten kommend) mit aus hydrologischer Sicht deutlich unterschiedlicher Einzugsgebietscharakteristik ist im Bereich von Hochwasserereignissen kleiner HQ₂₀ sehr einflussreich.

Je höher die Intensitätsklasse wird, desto weniger gemessene Hochwasserabflusskurven liegen vor. Die in Abb. 3-10 dargestellten ermittelten Formbeiwerte für Hochwasserereignisse zwischen HQ₂₀ und HQ₅₀ weisen daher schon eine relativ dünne Datengrundlage auf. Es ist jedoch auffällig, dass die Streuung der ermittelten Formbeiwerte für diese Hochwasserereignisse abnimmt. In dieser Intensitätsklasse wird der Einfluss des Lechzuflusses zwischen den Pegeln Donauwörth und Ingolstadt deutlich. Dabei ist die Tendenz festzustellen, dass die Hochwasserwellen ab dem Pegel Donauwörth wieder schlanker werden. Die Aussagekraft für das Gebiet III ist jedoch aufgrund der wenigen Werte fragwürdig.

Umso mehr trifft dies für die folgenden Intensitätsklassen für Hochwasserereignisse zwischen HQ₅₀ und HQ₁₀₀ sowie größer HQ₁₀₀ zu (Abb. 3-11 und Abb. 3-12). Am Pegel Schwabelweis sind dort Werte zwischen 4 und 15 ermittelt worden. Eine Verallgemeinerung ist hier durch die bereits oben erläuterte diffizile Zuflussabhängigkeit nicht mehr möglich. Dennoch sind bei diesen hohen Abflussereignissen keine größeren „Ausreißer“ zu verzeichnen. Die ermittelten Formbeiwerte liegen dabei durchgängig etwa im Bereich zwischen 5 und 10.

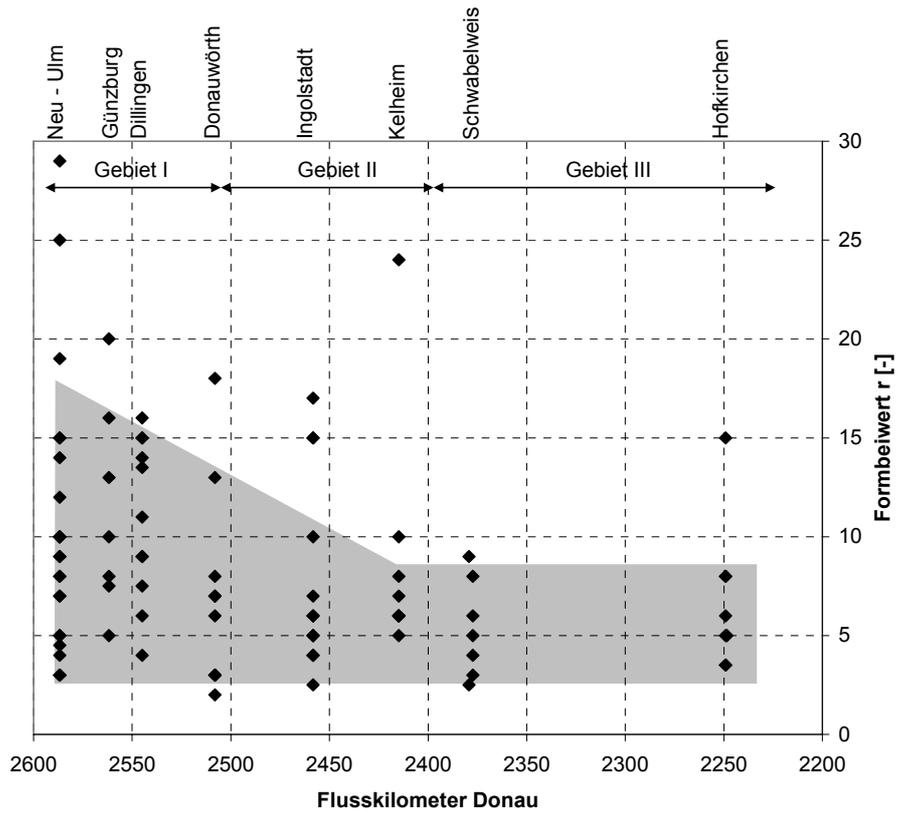


Abb. 3-8: Formbeiwerte r [-] für Hochwasserereignisse kleiner HQ_5

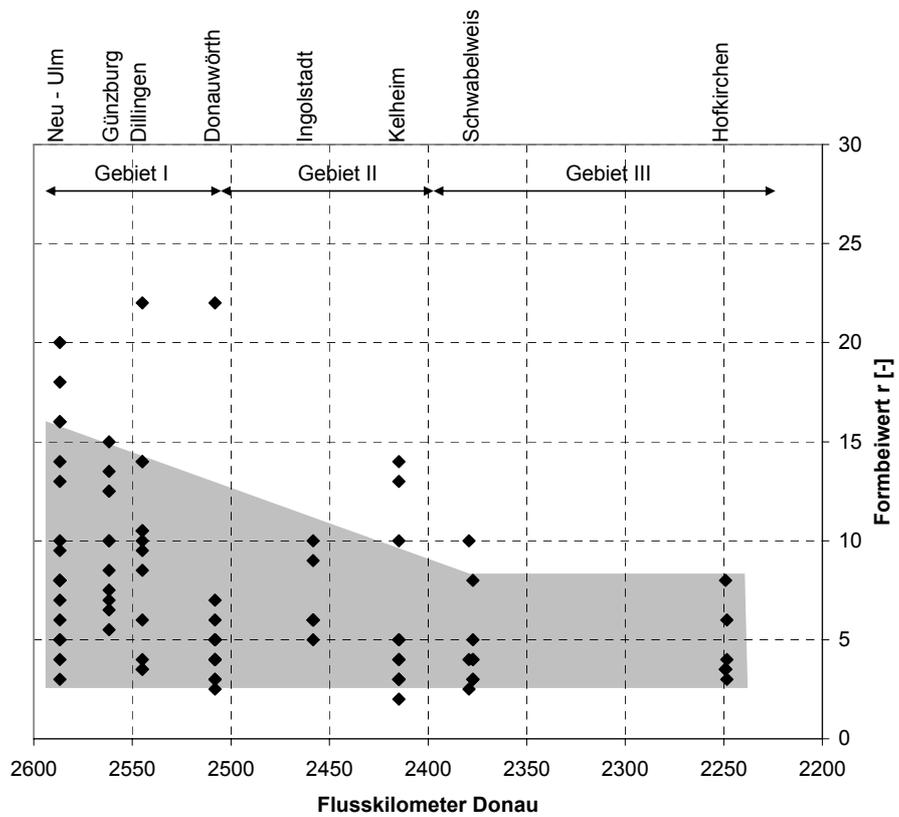


Abb. 3-9: Formbeiwerte r [-] für Hochwasserereignisse von HQ_5 bis HQ_{20}

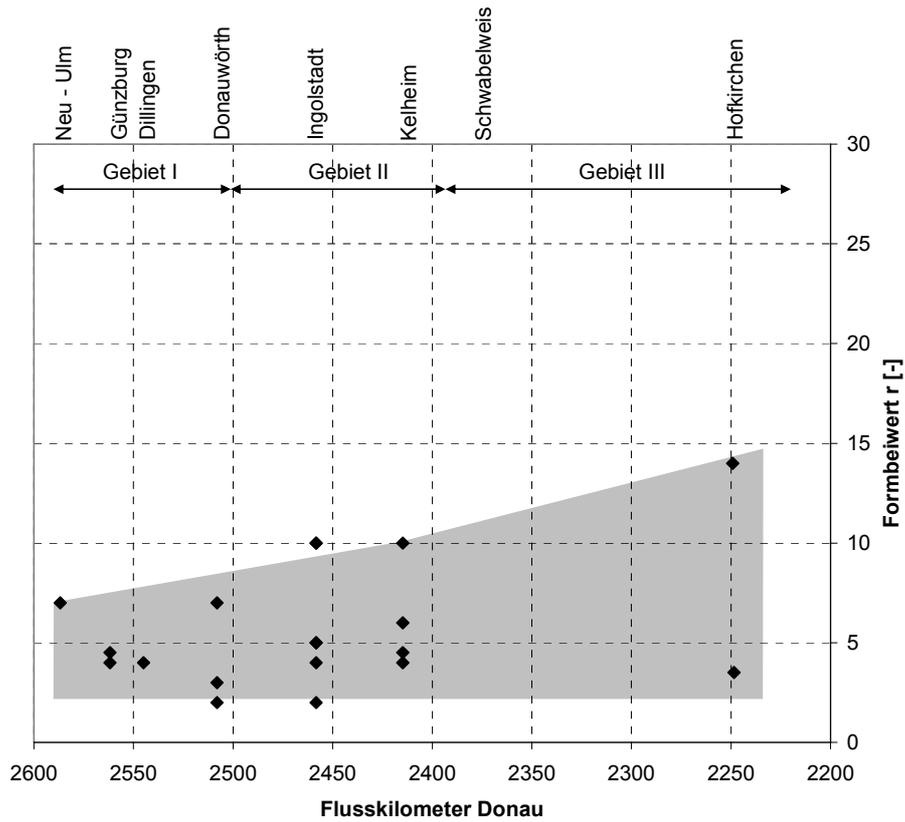


Abb. 3-10: Formbeiwerte r [-] für Hochwasserereignisse von HQ_{20} bis HQ_{50}

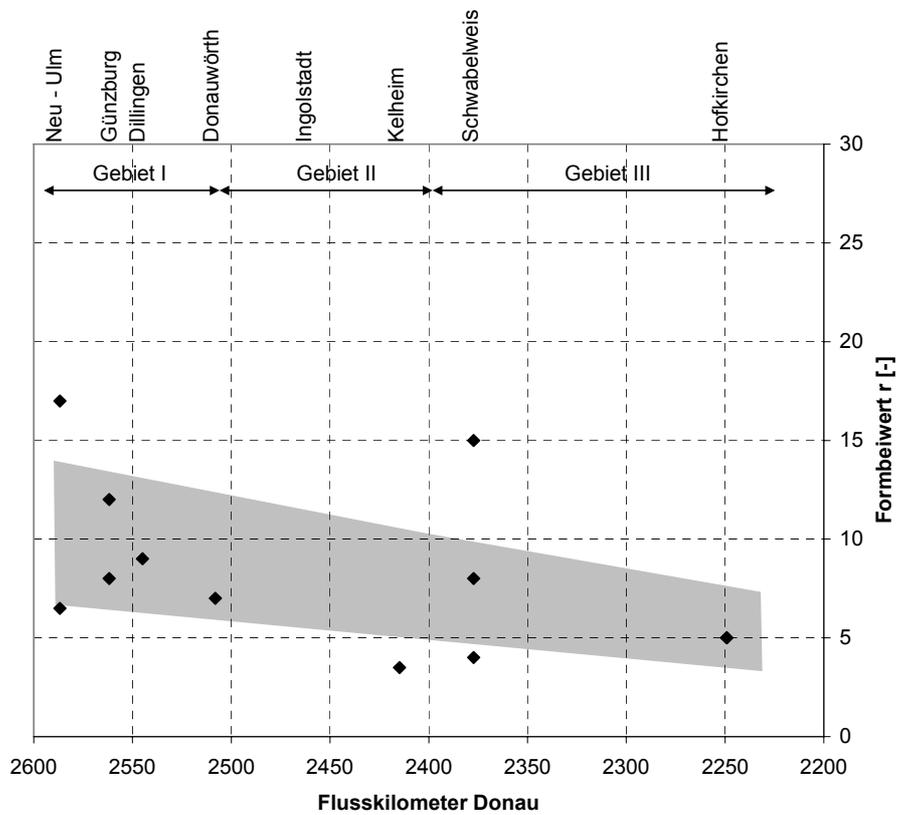


Abb. 3-11: Formbeiwerte r [-] für Hochwasserereignisse von HQ_{50} bis HQ_{100}

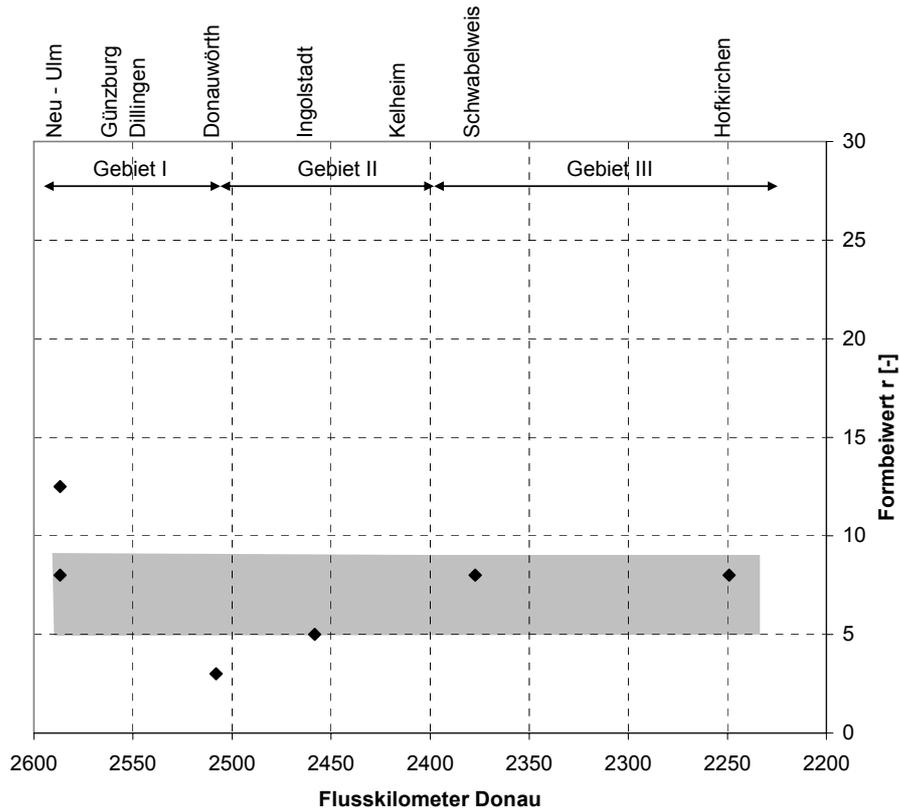


Abb. 3-12: Formbeiwerte r [-] für Hochwasserereignisse größer HQ_{100}

3.3.2 Anlaufzeiten der Hochwasserereignisse

Die Auswertung der Wellenanlaufzeiten t_A wurde ähnlich wie die der Hochwasserwellenform durchgeführt. Um eine allgemeine Beurteilung der Werte zulassen zu können, werden die Anlaufzeiten ins Verhältnis zur Gesamtzeit des Hochwasserereignisses t_G gesetzt. In Abb. 3-13 sind die Werte t_A/t_G zeitlich verteilt über die jeweiligen Jahre des Hochwasserauftretens sowie unterteilt in die oben festgelegten Gebiete I bis III dargestellt. Hier ist zu erkennen, dass das Verhältnis von t_A/t_G etwa im Bereich zwischen 0,3 und 0,5 liegt. Über die Jahre hat sich an dieser Situation, wie es scheint im Mittel nicht viel geändert. Tendenziell liegen dabei die Werte in Gebiet I konstant über die Jahre im Mittel bei etwa 0,35. Bei diesem Wert beträgt also die Anlaufzeit etwa die Hälfte der Ablaufzeit der untersuchten Hochwasserwellen. Ähnliche Werte konnte Haselsteiner (2007a) bei seiner Auswertung von Hochwasserstandsganglinien an verschiedenen Flüssen in Bayern feststellen. Haselsteiner (2007a) hatte dabei u.a. Hochwasserereignisse am Inn, an der Mangfall und auch an der Donau betrachtet.

In Gebiet II steigen die Werte von etwa 0,30 bis etwa 0,40 über die Jahre an, wo-

hingegen die Werte in Gebiet III von etwa 0,45 auf etwa 0,35 abnehmen. Über die Jahre nahm somit die Anlaufdauer im Verhältnis zur Gesamtdauer der Hochwasserereignisse in diesem Gebiet leicht ab.

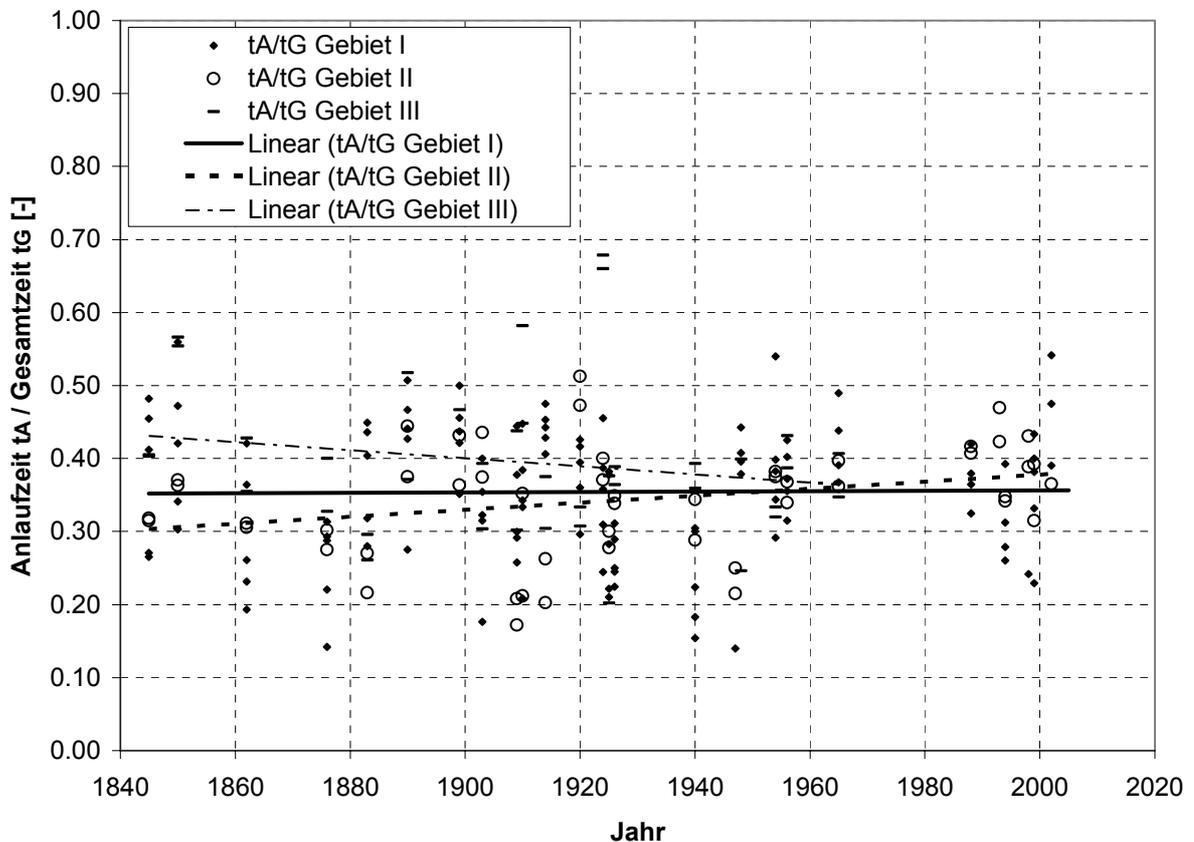


Abb. 3-13: Verhältnis Anlaufzeit zur Gesamtzeit der Hochwasserereignisse zwischen 1845 und 2005 (25 Hochwasserereignisse an 8 Pegeln)

Ebenso wie in Abschnitt 3.3.1 werden die ermittelten Werte für t_A/t_G in verschiedenen Intensitätsklassen der jeweils aufgetretenden Hochwasserereignisse ausgewertet und dargestellt.

In den Abb. 3-14 und Abb. 3-15 sind die Werte für Hochwasserereignisse kleiner HQ_5 sowie zwischen HQ_5 und HQ_{20} dargestellt. Bei diesen kleinen Hochwasserereignissen liegen die Werte zwischen 0,30 und 0,40 und sind dabei über die Teilgebiete im Mittel vergleichsweise konstant. Bei den größer werdenden Ereignissen von HQ_{20} bis HQ_{100} (Abb. 3-16 und Abb. 3-17) und größer (Abb. 3-18) tritt bezüglich der Datenknappheit logischerweise eine ähnliche Problematik wie bei der Auswertung der Hochwasserwellenformen auf. Es kann daher nur darauf eingegangen werden, wie die historischen Ereignisse in diesen Abflussbereichen abgelaufen sein mussten. Eine Verallgemeinerung der Werte ist jedoch nur schwer und mit größeren

Unsicherheiten möglich. Bei den Hochwasserereignissen zwischen HQ₂₀ und HQ₅₀ nehmen die Werte für t_A/t_G von Neu-Ulm bis Hofkirchen von etwa 0,25 bis etwa 0,45 im Mittel zu. Diese starken Unterschiede in der Anlaufzeit der abgelaufenen Hochwasserereignisse sind wohl in diesem Abflussregime wieder auf den starken Einfluss der seitlichen Zuflüsse zurückzuführen. Vor allem im Abflussbereich zwischen HQ₂₀ und HQ₅₀ sind sehr selten Hochwasserereignisse desselben Jahres über die Gesamtstrecke mit ähnlicher Jährlichkeit wiederzufinden.

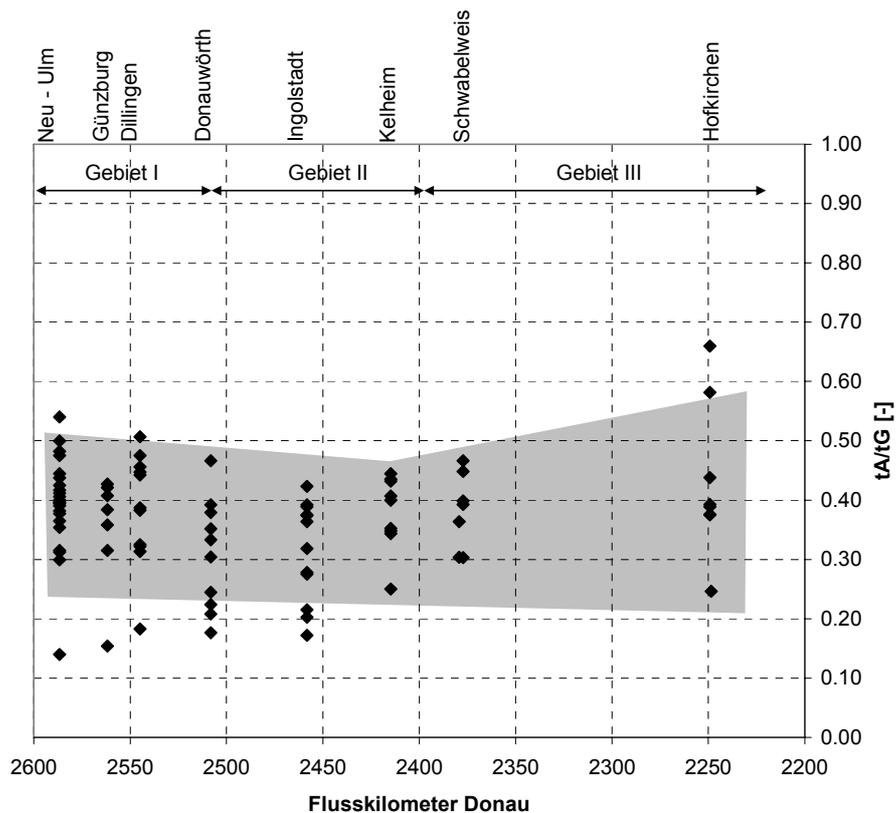


Abb. 3-14: Anlaufzeit zu Gesamtzeit für Hochwasserereignisse kleiner HQ₅

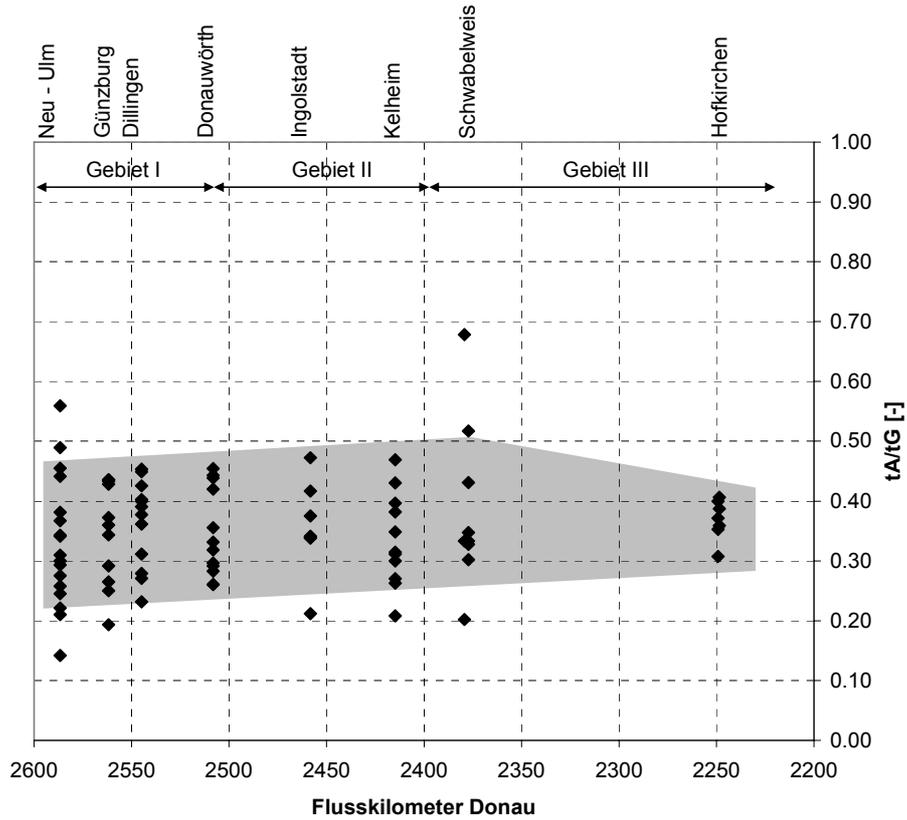


Abb. 3-15: Anlaufzeit zu Gesamtzeit für Hochwasserereignisse von HQ_5 bis HQ_{20}

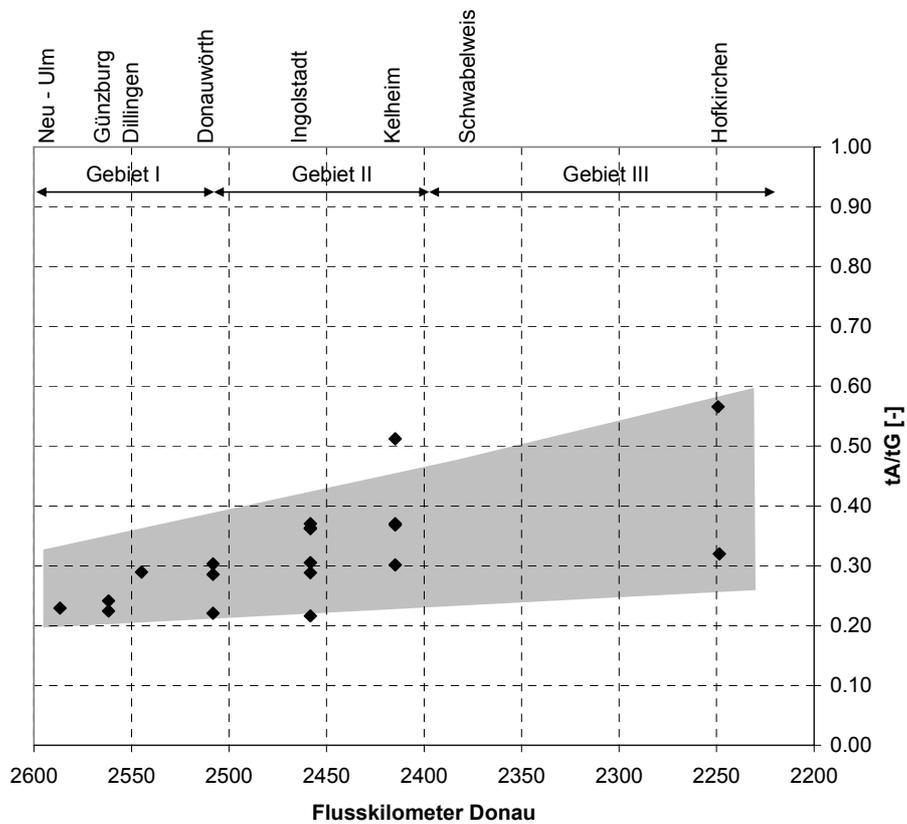


Abb. 3-16: Anlaufzeit zu Gesamtzeit für Hochwasserereignisse von HQ_{20} bis HQ_{50}

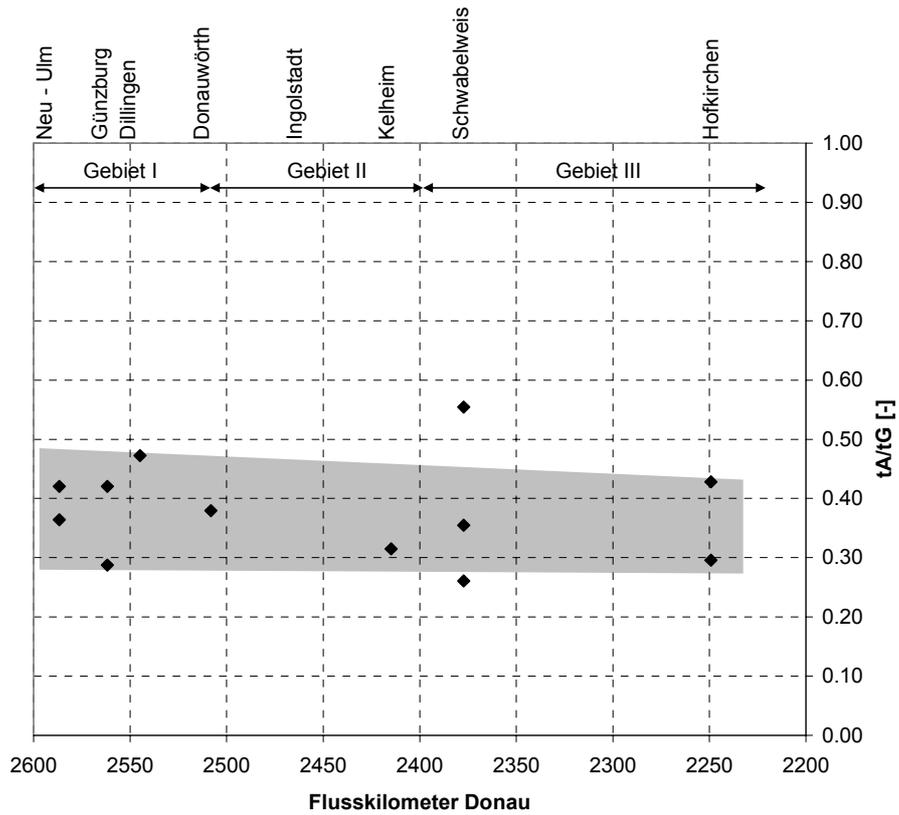


Abb. 3-17: Anlaufzeit zu Gesamtzeit für Hochwasserereignisse von HQ_{50} bis HQ_{100}

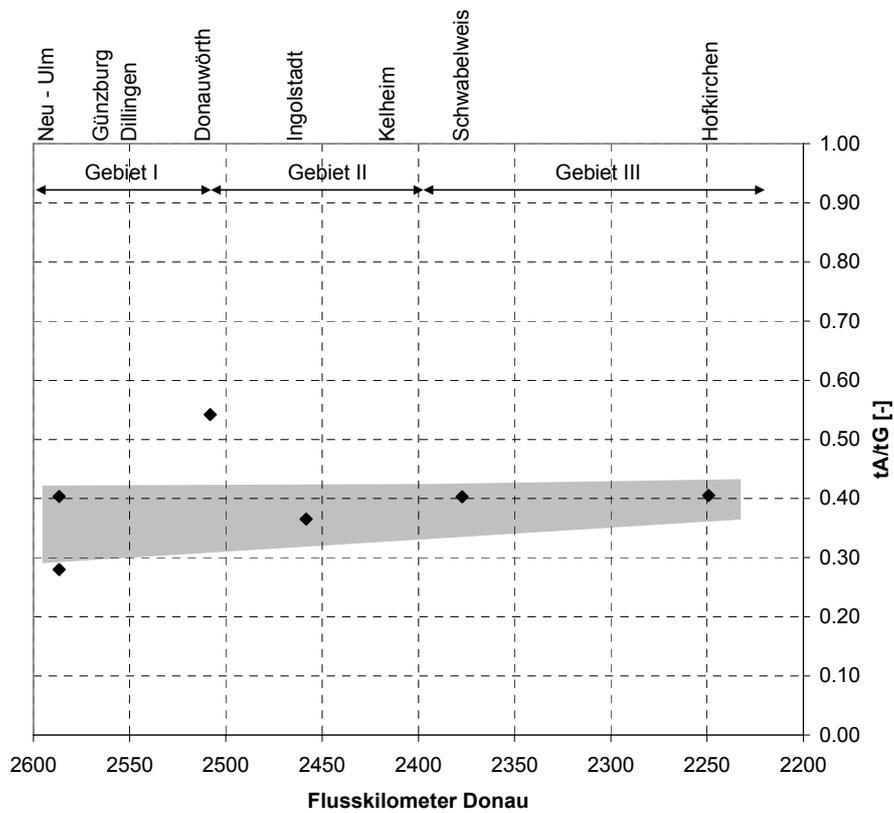


Abb. 3-18: Anlaufzeit zu Gesamtzeit für Hochwasserereignisse größer HQ_{100}

3.3.3 Mittelwerte und Standardabweichungen

Zusammenfassend werden die ermittelten Parameter aus den Abschnitten 3.3.1 und 3.3.2 für die oben festgelegten Teilgebiete I, II und III sowie für Hochwasserintensitätsklassen von Hochwasserereignissen kleiner HQ₅ bis größer HQ₁₀₀ statistisch ausgewertet. Dabei werden für die Parameter r und t_A/t_G wie in Glg. 3-2 dargestellt Mittelwerte und über Glg. 3-3 die jeweiligen Standardabweichungen ermittelt. Mit zunehmender Wiederkehrzeit nimmt dabei der Stichprobenumfang n ab und kann dabei zu Interpretationsschwierigkeiten führen.

$$\mu_x = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n} \quad \text{Glg. 3-2}$$

μ_x Mittelwerte mit $X = r, t_A/t_G$

n Stichprobenumfang [-]

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \mu_x)^2}{(n-1)}} \quad \text{Glg. 3-3}$$

σ_x Standardabweichung mit $X = r, t_A/t_G$

In Tab. 3-2 sind die auf diese Weise ermittelten Mittelwerte und Standardabweichungen der Formbeiwerte und dem Verhältnis der Anlaufzeit zur Gesamtzeit der ausgewerteten Hochwasserereignisse an der bayerischen Donau dargestellt. Diese dienen schließlich als Datengrundlage für die in den folgenden Kapiteln durchgeführten Parameterstudien zur ungesteuerten und gesteuerten Retention und als Informationsgrundlage für die spätere Bewertung der Retentionswirksamkeit.

Im Teilgebiet I zwischen Neu-Ulm und Donauwörth liegen dabei die mittleren Formbeiwerte je nach Hochwasserintensität im Bereich zwischen etwa $r = 5 \div 10$. In Gebiet II zwischen Donauwörth und Regensburg liegen die Formbeiwerte im Bereich zwischen etwa $r = 4 \div 9$. Für die Ereignisse größer HQ₁₀₀ war hierbei jedoch der Stichprobenumfang $n = 1$, sodass die Aussagekraft des dabei ermittelten Formbeiwertes von $r = 3,5$ auf der Beschreibung eines Einzelereignisses basiert und keinerlei Prognosefähigkeit aufweisen kann. Der Bereich der Mittelwerte der Formbeiwerte zwischen $r = 4 \div 9$ wird ebenso in Teilgebiet III zwischen Regensburg und Hofkirchen erreicht. Mit Einbeziehung der jeweiligen Standardabweichungen wer-

den insgesamt Formbeiwerte von etwa $r = 2 \div 15$ ermittelt.

Das Verhältnis der Anlaufzeiten zur Gesamtzeit der Hochwasserereignisse nimmt bei den ausgewerteten Ereignissen in allen drei Teilgebieten Werte von etwa 0,30 bis 0,50 an. Tendenziell lässt sich jedoch feststellen, dass mit Zunahme der Wiederkehrzeit auch die Anlaufzeit im Verhältnis zur Gesamtlaufzeit zunimmt. Dies ist in erster Linie wiederum auf das Zusammenspiel der seitlichen Zuflüsse und der Überlagerung der einzelnen Zuflusswellen zurückzuführen.

Über den betrachteten Zeitraum werden die Hochwasserwellen an der oberen Donau von Neu-Ulm bis Regensburg etwas schlanker, von Regensburg bis Passau etwas breiter. Das Verhältnis Anlaufzeit zu Gesamtzeit bleibt über den betrachteten Zeitraum für die gesamte bayerische Donau im Mittel gleich. Eine tendenzielle Entwicklung der Hochwasserwellenformen und der Anlaufzeiten der Hochwasserereignisse über den betrachteten Zeitraum ist nur schwer möglich. Es hat sich zwar die Abflussgeometrie der Donau mit deren Vorländern in vielen Bereichen verändert, inwieweit diese Veränderungen jedoch einen signifikanten Einfluss auf das Abfluss- und Retentionsverhalten haben, bleibt fraglich. Zudem sind die hydrologischen Randbedingungen der einzelnen Hochwasserereignisse nicht miteinander vergleichbar. Auch die Häufung der extremen Hochwasserereignisse der letzten zehn Jahre muss nicht zwangsläufig dem Klimawandel zugesprochen werden, sie war jedoch auffällig.

Inwieweit die Veränderungen der Abflussgeometrie Einfluss auf das Retentionsverhalten der Donau haben, kann nur durch einen direkten Vergleich zwischen hydraulischen Berechnungen von historischen und aktuellen Geometrien erfolgen. Dabei sollte dann bei beiden Geometrien dasselbe hydrologische Ereignis als Berechnungsgrundlage dienen. Die möglichen Änderungen in den hydrologischen Ereignissen über die Zeit sollten jedoch separat betrachtet werden.

Inwieweit also die tendenziellen Entwicklungen der ausgewerteten Formbeiwerte und der Verhältnisse Anlaufzeit zu Gesamtzeit eher auf hydrologische oder hydraulische Veränderungen zurückzuführen ist, konnte anhand der oben beschriebenen Auswertung nicht geklärt werden. Vielmehr sollte die Auswertung die Bandbreite der Formbeiwerte und der Anlaufzeiten der Hochwasserwellen an der bayerischen Donau wiedergeben, um diese als Grundlage für die im Weiteren beschriebenen hydraulischen Untersuchungen zu verwenden.

Tab. 3-2: Mittelwerte und Standardabweichungen der Hochwasserwellenformen sowie aus dem Verhältnis der Wellenlaufzeiten zu den Wellengesamtzeiten der ausgewerteten historischen Hochwasserereignisse an der bayerischen Donau für verschiedene Wiederkehrzeiten:

Parameter	$Q < HQ_5$	$HQ_5 < Q < HQ_{10}$	$HQ_{10} < Q < HQ_{20}$	$HQ_{20} < Q < HQ_{50}$	$HQ_{50} < Q < HQ_{100}$	$Q > HQ_{100}$
Gebiet I						
μ_{rI}	9,9	9,3	7,9	4,8	9,4	6,6
σ_{rI}	5,3	5,6	3,3	1,5	5,1	3,2
$\mu_{tA/GI}$	0,36	0,35	0,32	0,26	0,4	0,44
$\sigma_{tA/GI}$	0,09	0,09	0,06	0,03	0,07	0,09
Gebiet II						
μ_{rII}	8,5	6,0	7,3	5,8	4,5	3,5
σ_{rII}	6,0	2,0	2,4	3,4	-	-
$\mu_{tA/GII}$	0,33	0,38	0,34	0,33	0,37	0,32
$\sigma_{tA/GII}$	0,09	0,07	0,08	0,06	-	-
Gebiet III						
μ_{rIII}	5,7	5,9	3,9	8,8	7,0	8,0
σ_{rIII}	3,5	3,2	0,7	7,4	2,8	0,0
$\mu_{tA/GIII}$	0,36	0,38	0,38	0,44	0,38	0,40
$\sigma_{tA/GIII}$	0,07	0,14	0,09	0,17	0,12	0,00

4 Standortfaktoren

Die vorliegende Arbeit befasst sich in erster Linie mit der Wirksamkeit ungesteuerter und gesteuerter Hochwasserrückhalteräume. Dabei steht die wasserwirtschaftliche Wirksamkeit im Vordergrund. Dennoch sind für die Realisierung von wasserwirtschaftlichen Maßnahmen Standortfaktoren wie die jeweils vorherrschende Ökologie, Landnutzung etc. zu beachten.

4.1 Ökologie

Bei der Reaktivierung von seitlich gelegenen Retentionsräumen, die häufig ehemalige Auwaldflächen darstellen, steht neben dem wasserwirtschaftlichem Nutzen vor allem die Ökologie im Vordergrund.

Als erstes sei dabei die ökologische Durchgängigkeit von seitlichen Zuflüssen, welche durch den Hochwasserrückhalteraum fließen, erwähnt. Da die HRBN Trockenbecken darstellen, ist die Durchgängigkeit lediglich während des Flutungsvorgangs und der jeweiligen Einstaudauer gefährdet. Da dies, je nach Steuerungsstrategie des HRBN, sehr selten eintritt, kann die Durchgängigkeit der seitlich zufließenden Gewässer durch konstruktive Vorkehrungen am Auslaufbauwerk oder durch separate Auslaufbauwerke mit ausreichender Belichtung (z. B. Sielbauwerke) im Regelfall gewährleistet werden.

Wie Homagk (2007) erläutert, sind am Oberrhein seitens der Ökologie u.a. folgende Forderungen an die geplanten bzw. zum Teil schon realisierten Rückhaltmaßnahmen gestellt:

- Die Hochwasserrückhalteräume sind durchflossen auszubilden (Gefahr der Sauerstoffzehrung im stehenden Gewässer).
- Die Einstauhöhe über mittlerem Gefälle darf maximal 2,5 m betragen (bei nicht adaptierten Baumarten Gefahr des Pflanzensterbens, Bronstert 2004).
- Regelmäßige ökologische Flutung des Retentionsraumes zur Anpassung der Vegetation an regelmäßig wiederkehrende Überflutungen.

Die Ausbildung eines durchflossenen Rückhalteriums kann durch konstruktive Maßnahmen erfolgen. Dabei sollte das Einlaufbauwerk möglichst am oberstromigen Ende und das Auslaufbauwerk am unterstromigen Ende des Rückhalteriums ange-

ordnet werden. Bei der Füllung des Hochwasserrückhalteraumes bilden sich in der Regel zunächst keine stehenden Gewässer aus, da sich die einzelnen Gräben und deren jeweiligen Vorländer langsam füllen und dabei entsprechend des vorhandenen Fließgefälles im Vorland durchflossen werden. Nimmt der Einstaugrad zu, so nehmen auch die Fließvorgänge im Rückhalteraum ab. Durch entsprechende Steuerung des Ein- und Auslaufbauwerkes kann der Rückhalteraum auch ohne Wirksamkeitsverlust für die Unterlieger durchflossen ausgebildet werden. Hierbei kann beispielsweise der Zufluss am Einlaufbauwerk zum Ende des Füllvorgangs hin erhöht und gleichzeitig der entsprechende Ausfluss am Auslaufbauwerk zurück in den Fluss geleitet werden. Nach Beendigung des Flutungsvorganges aus wasserwirtschaftlicher Sicht kann die Zu- und Abführung des zusätzlich aus ökologischer Sicht notwendigen Abflusses unter Einhaltung des Stauziels und des Freibordes im Rückhalteraum durch entsprechende Steuerung des Ein- und Auslaufbauwerkes fortgesetzt werden (vgl. Strobl et al. 2005). Sobald der wasserwirtschaftliche Entleerungsvorgang einsetzt kann auf die zusätzliche Beaufschlagung verzichtet werden. Die jeweils zusätzlichen, ökologisch notwendigen Ausleitungsmengen in den Retentionsraum sind von den dortigen lokalen Verhältnissen abhängig. Mittels zweidimensionaler hydrodynamisch-numerischer Berechnungen kann beispielsweise die Ausbreitung des Füllvorganges im Rückhalteraum untersucht und nachgewiesen werden.

Die Forderung nach einer maximalen Einstauhöhe über mittlerem Gefälle von 2,5 m kann nach Homagk (1990) eine Unterteilung des Rückhalteraumes in zwei oder mehrere Teilflächen mit sich bringen. Dies kann durch Querriegel (z. B. Deiche), die durch ein gesteuertes oder ungesteuertes Regelorgan die jeweiligen Teilflächen miteinander verbindet, gewährleistet werden. Die Verbindung zweier Teilflächen kann auch mittels überströmbar ausgebildeter Deiche erfolgen. Aus hochwasserschutztechnischer Sicht für die Unterlieger wird dadurch die theoretisch mögliche maximale Rückhaltekapazität je nach Anzahl der Unterteilungen mehr oder weniger eingeschränkt. Die Abwägung der ökologischen und ökonomischen Belange im Hinblick auf das Gefährdungspotential für die Unterlieger sowie der grundsätzlichen Intention des Rückhaltebauwerkes (lokal-überregional) ist in einem solchen Fall durchaus erforderlich. Teilweise bereits gebaute und auch teilweise derzeit in der Planung befindliche HRBN zeigen, dass in dieser Fragestellung Kompromissbereitschaft gezeigt werden muss (vgl. auch Abschnitt 6.3.3).

Handelt es sich bei dem zu planenden Hochwasserrückhalteraum um eine ehemalige Auwaldfläche, so kann durch gezielte ökologische Flutungen versucht werden,

die autotypische Fauna und Flora weitestgehend wiederherzustellen (vgl. Pfarr 2001). Ökologische Flutungen sind dabei so durchzuführen, dass sie dem ehemaligen Abflussregime im Auwald möglichst nahe kommen (Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein 2000). Die ökologischen Flutungen werden dabei i. d. R. unabhängig von der wasserwirtschaftlichen Steuerungsstrategie vollzogen. Im Falle eines größeren Hochwasserereignisses soll jedoch auf ökologische Flutungen aufgrund eines möglichen Retentionsraumverlustes verzichtet werden. Wurde dennoch am Beginn eines Hochwasserereignisses, bei dem der Hochwasserrückhalteraum aus wasserwirtschaftlicher Sicht aktiviert werden muss, mit einer ökologischen Flutung begonnen, so ist diese sofort abzubrechen und der Rückhalteraum möglichst rasch zu entleeren (vgl. Homagk 2007).



Abb. 4-1: Gewässer im Flutpolder Altenheim vor (links) und während (rechts) einer ökologischen Flutung (aus Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein 2000)

Bei landwirtschaftlich genutzten Flächen sind ökologische Flutungen nicht erforderlich. Hierbei steht eher die Frage nach dem Eingriff in die Nutzung der jeweiligen Flächen und der damit möglicherweise verbundenen Ernteschäden.

4.2 Landnutzung

Die Wahl eines geeigneten Standortes für einen gesteuerten oder auch ungesteuerten Hochwasserrückhalteraum geht eigentlich immer, abgesehen von dem wasserwirtschaftlichem Nutzen, mit der Frage nach der vorherrschenden Landnutzung einher. Der gesteuerte Hochwasserrückhalteraum hat diesbezüglich den Vorteil, dass er i. d. R. einen höheren Grundschatz aufweist, als der ungesteuerte Rückhalteraum. Die ungesteuerte Retention beginnt bereits dann, sobald der Wasserspiegel im Flussschlauch die Vorlandhöhe erreicht hat. Dies entspricht etwa Hochwasserereig-

nissen mit einer Wiederkehrzeit von $T = 1-2$ Jahren. Eine regelmäßige Flutung des Vorlandes, auch bei kleineren Hochwasserereignissen, ist damit die Folge. Wenngleich dies in Auwaldbereichen für die dortige Entwicklung der Fauna und Flora ökologisch wertvoll ist, so sind alle weiteren Landnutzungen in diesen Bereichen je nach Schadenpotential weitestgehend uninteressant. Bei der gesteuerten Flutung eines seitlich gelegenen Hochwasserrückhalteraumes (HRBN) wird jedoch, je nach Steuerstrategie, der Retentionsraum erst im Scheitelbereich einer Hochwasserwelle mit einer i. d. R. größeren Wiederkehrzeit (z.B. ab $T = 20$ Jahre) in Anspruch genommen. Prinzipiell können daher in einem HRBN Landnutzungen ökologischer, landwirtschaftlicher und auch freizeitbezogener Natur Aufrecht erhalten werden. Die Rückhalteräume am Oberrhein (vgl. Abschnitt 6.3.3) werden derzeit zu etwa 70 % forstwirtschaftlich und zu 10% landwirtschaftlich genutzt. Die restlichen 20 % stellen Altrheinarme, sonstige Gewässer sowie Infrastrukturanlagen dar (aus Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein 2001).

Wie in Abschnitt 4.1 beschrieben, kann beispielsweise die Strukturvielfalt eines ehemaligen Auwaldes durch die Reaktivierung des Retentionsraumes und der Durchführung regelmäßiger ökologischer Flutungen wiederhergestellt werden. Die Auwaldflächen werden i. d. R. von den zuständigen Ländern aufgekauft. Daher kann deren Einsatz unter Berücksichtigung der naturschutz- und forstwirtschaftlich relevanten Erfordernisse sowie der vorherrschenden hydrologischen Situation prinzipiell jederzeit erfolgen. In Auwaldbereichen treten meistens keine schwerwiegenden Schäden auf. Während der Flutungszeiten kann in den Auwäldern jedoch beispielsweise keine Jagd erfolgen. Die Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein (2001) weist auch darauf hin, dass die Dämme und Deiche während einer Flutung des HRBN von Schaulustigen freizuhalten sind, damit das Wild ungestört in das Binnenland laufen kann. Bei den ersten Flutungen habe sich gezeigt, dass das Wild durch die auf den Dämmen stehenden „Hochwasser-Touristen“ verschreckt wurde und zum Teil während der Flutung des HRBN umgekommen ist.

Im Bereich der Landwirtschaft ist die Frage nach der Nutzung der Flächen zum Hochwasserrückhalt durchaus etwas komplizierter. Bei landwirtschaftlich genutzten Flächen hängt eine Schädigung der Ackerflächen etc. u. a. von der jeweiligen Jahreszeit ab. Wenn noch bei einer Flutung im Winter mit keinen Schäden zu rechnen ist, so ist bei einer Flutung des HRBN im Sommer mit Ernteeinbußen bzw. einem Teil- oder Totalausfall der Ernte zu rechnen (Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein 2001). In Abschnitt 4.3 wird die Entschädigung der Ernteauffälle etc. behandelt. Grundsätzlich ist jedoch ratsam, intensiv landwirtschaftlich genutzte Flä-

chen innerhalb eines HRBN in extensive Flächen umzuwandeln bzw. mit außerhalb des HRBN liegenden Flächen zu tauschen (Göttle 2007).

Da die Bereiche innerhalb eines HRBN während eines Flutungsereignisses von Personen freigehalten werden muss, ist die dortige Freizeitnutzung zu diesen Zeiten nicht möglich. Durch den HRBN führende Infrastruktur, wie z.B. Straßen etc., muss während der Flutung gesperrt werden. Entsprechende Einsatzpläne bezüglich des Katastrophenschutzes sind von den zuständigen Behörden zu erarbeiten. Außerhalb des Flutungszeitraumes können die Infrastruktur und Freizeiteinrichtungen etc. u. a. aufgrund des hohen Grundschutzes eines gesteuerten HRBN problemlos genutzt werden.

4.3 Entschädigungen für land- und forstwirtschaftliche Flächen

Bei der gezielten Flutung eines HRBN können u.a. private, forst- oder landwirtschaftlich genutzte Flächen beaufschlagt werden. Nach einer Flutung stellt sich dabei die Frage nach einem angemessenen Ausgleich der entstehenden Nachteile. In Bayern wurden daher Rahmenkriterien für die Entschädigung der Inanspruchnahme von Flächen für den Hochwasserrückhalt in Zusammenarbeit der Ministerien für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz, Landwirtschaft und Forsten sowie der Finanzen gemeinsam mit dem Bauernverband erarbeitet. Aus Kumutat (2007) werden hier die wesentlichen Kriterien zusammengefasst:

- Entschädigungen werden geleistet, wenn land- oder forstwirtschaftliche Flächen für bauliche Hochwasserschutzvorhaben (Deichrückverlegungen, HRBN etc.) in Anspruch genommen werden.
- Die Höhe der Ausgleichszahlung für die Grunddienstbarkeit beträgt prinzipiell 20 % des Verkehrswertes (maximal jedoch 0,5 €/m² bei forstwirtschaftlichen und 1,40 €/m² bei landwirtschaftlichen Flächen).
- Die Höhe der Entschädigung für Ernteschäden oder -ausfälle wird nach der Flutung durch land- oder forstwirtschaftliche Gutachter im Einzelfall festgelegt.
- Der Freistaat Bayern verpflichtet sich, Grundstücke, bei welchen durch eine Flutung nachhaltige Bodenbelastungen z.B. durch Ablagerungen von Schwermetallen eingetreten sind, zu erwerben.

4.4 Beeinflussung der Grundwasserverhältnisse

Im Regelfall steigen bei einem Hochwasserereignis nicht nur die Wasserstände im Flussschlauch sowie im Vorland, sondern auch die seitlich des Flusses verlaufenden Grundwasserstände an. Dabei werden die Fließverhältnisse des Grundwassers umgekehrt. Bei Mittelwasserverhältnissen im Flussschlauch strömt das Grundwasser im Regelfall dem Flussschlauch zu. Bei Hochwasser hingegen steigen die Wasserspiegellagen im Flussschlauch je nach Abflussintensität bis weit über die Geländeoberkante des Vorlandes an, sodass vor allem in flachen Gebieten die veränderten Gradienten eine Fließbewegung des Grundwassers vom Flussschlauch weg ins seitlich gelegene Hinterland hervorrufen. Je größer dabei die Entfernung vom Flussschlauch ist, desto kleiner ist die Beeinflussung der dortigen Grundwasserverhältnisse. Gauch (1994) benennt die Begrenzung des Hochwassereinflusses auf die Grundwasserspiegellagen im Vorland als Ausbreitungstiefe und definiert diese wie folgt: *„Die Ausbreitungstiefe eines Hochwassers ist die maximale Entfernung vom Ufer, in der die Standrohrspiegelhöhe um einen Wert ansteigt, der 10 % der Hochwasseramplitude entspricht“* (aus Gauch 1994). Im Rahmen einer zweidimensionalen numerischen Parameterstudie hatte Gauch (1994) u. a. die Ausbreitungstiefe der Grundwasserströmung je nach hydrologischem Ereignis (Dauer, Höhe und Anlaufzeit der Hochwasserwelle) und Aquiferdurchlässigkeit quantifiziert. Das Ausgangsgefälle der Grundwasserströmung in Richtung des Flussschlauches lag bei etwa 2,5 ‰. Bei einer maximalen Hochwasseramplitude von 3 m, was bei der Untersuchung etwa einem Anstieg vom Mittelwasserspiegel zum mittleren Hochwasserspiegel entsprach, wurden Ausbreitungstiefen von 200 m bis 600 m ins Vorland ermittelt. Der Abfluss hatte sich dabei lediglich im Flussschlauch bewegt, sodass Ausuferungen ins Vorland sowie mögliche Infiltrationsprozesse im Vorland bei dieser Auswertung unberücksichtigt blieben. Größere Wasserspiegelanstiege wurden ebenso nicht untersucht.

In Abb. 4-2 sind mögliche, durch Hochwasser beeinflusste, Veränderungen der Grundwasserverhältnisse im Querschnitt skizziert. Dabei werden 5 verschiedene Situationen dargestellt. In Situation 1 sei der Wasserspiegel im Flussschlauch im Bereich des Mittelwasserspiegels. In diesem Fall fließt i. d. R. das Grundwasser dem Flussschlauch zu. Bei einem staugeregelten Fluss würde das Grundwasser in Situation 1 i. d. R. einem Sickergraben (landseitig des Stauhaltungsdammes) bzw. einem Vorfluter im Vorland zufließen. Die Grundwasserverhältnisse sind in Situation 1 vom Hochwasser unbeeinflusst. In Situation 2 ist ein Anstieg vom Mittelwasserspiegel zu einem mittleren Hochwasserspiegel (MHW) dargestellt. Durch den

Druckaufbau im Flussschlauch kann das Grundwasser dem Flussschlauch nicht mehr zufließen und es entsteht ein Rückstau, welcher sich, je nach Dauer der Hochwasserwelle, mehr oder weniger weit ins Vorland bewegen kann, maximal jedoch bis auf die Höhe des MHW im Flussschlauch. In Situation 3 ist ein Extremhochwasserereignis dargestellt, das hier exemplarisch Wasserspiegellagen, welche größer als die eines Hochwasserereignisses mit einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ Jahre haben soll. Die Ausuferungen reichen dabei bis in bebaute Gebiete, der Rückstau des Grundwassers ebenso. Im Bereich von Lücken in der Deckschicht treten Infiltrationen auf. Geschlossene Auelehmdeckschichten können in dieser Fragestellung praktisch als dicht angenommen werden. In Situation 4 ist ein für einen definierten Bemessungsabfluss hochwasserfreigelegter Vorlandraum mit einer dahinterliegenden Ortschaft dargestellt. Die hohen Wasserstände im Flussschlauch bewirken ebenso wie in Situation 3, je nach Dauer des Hochwasserereignisses, Rückstauwirkungen bis weit ins Vorland hinein. In Bereichen, wo lückenhafte Auelehmschichten vorhanden sind, und welche niedriger sind als die durch den Rückstau erzeugten Grundwasserstände, können Exfiltrationen in das Vorland auftreten. Solche Exfiltrationen können auch in Situation 5 von Bedeutung sein. Bei vergleichsweise langen Hochwasseranlaufzeiten bzw. sehr breiten Hochwasserwellen, können diese Exfiltrationen schließlich dazu führen, dass ein Teil der Rückhaltekapazität k des HRBN bereits vor der oberflächigen Flutung durch das Einlaufbauwerk in Anspruch genommen wird. Der wasserwirtschaftliche Nutzen kann dadurch je nachdem mehr oder weniger eingeschränkt werden. Während des Füllvorgangs des HRBN können in den angesprochenen Bereichen wieder Infiltrationen auftreten. Bei Abklingen des Hochwasserereignisses kann eine Grundwasserströmung sowohl in Richtung des Flussschlauches als auch in die entgegengesetzte Richtung ins weitere Vorland auftreten.

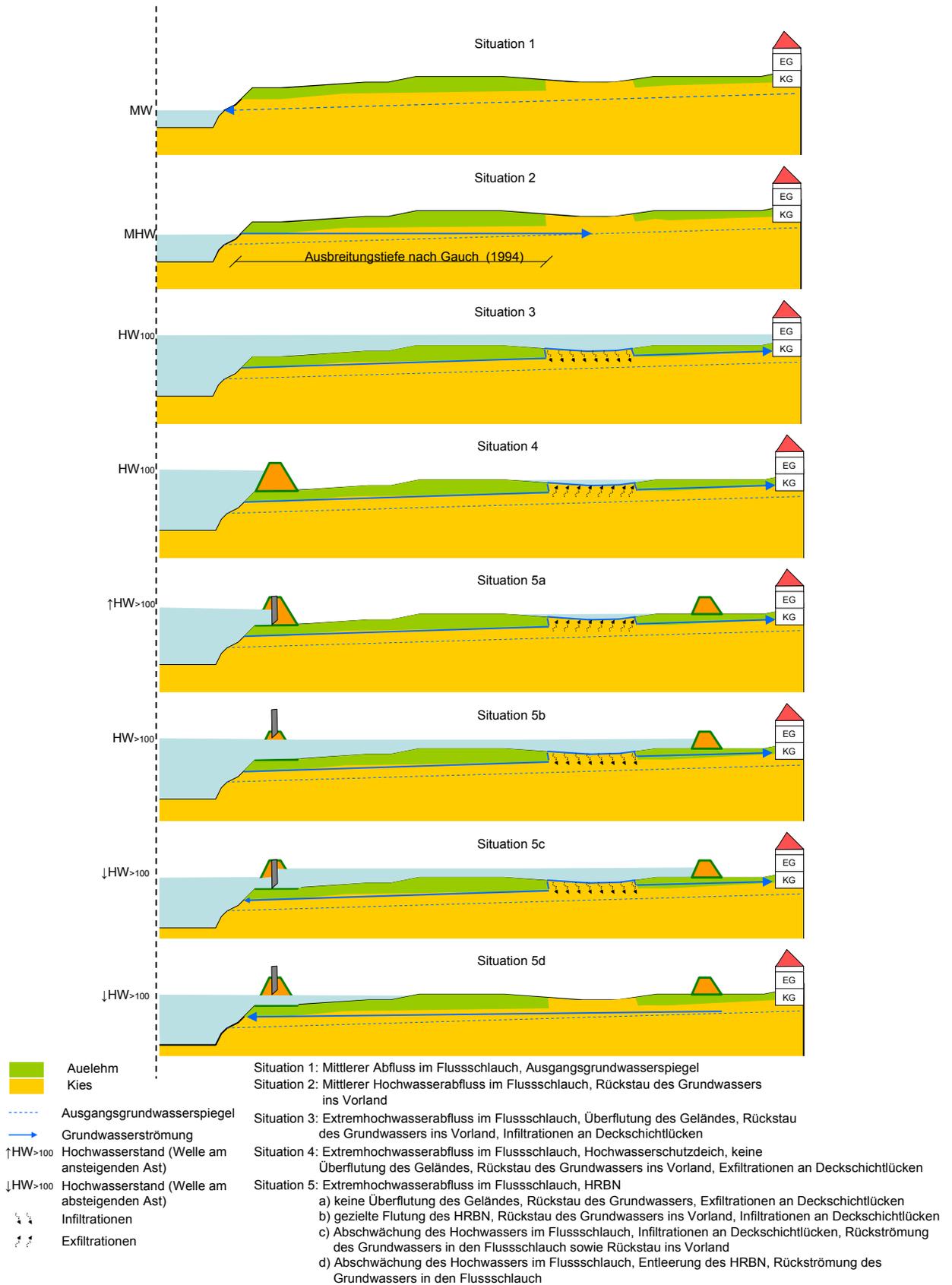


Abb. 4-2: Mögliche Situationen kurzzeitiger Veränderungen der lokalen Grundwasserhältnisse durch Hochwassereinfluss

Wie die Auswahl an Beispielen gezeigt hat, ist der Einfluss eines Hochwasserereignisses auf die Grundwasserspiegellagen meistens bereits im Istzustand auch ohne Flutung eines HRBN vorhanden. Im Gegensatz zu Situation 4 wandern jedoch bei Situation 5 die hohen Wasserspiegellagen näher an besiedelte Gebiete, Industriegebiete etc., heran. Bei einer durchgängig geschlossenen Auelehmschicht führt dies zwar zu keiner relevanten Verschlechterung der Grundwasserverhältnisse, bei einer stark durchbrochenen Auelehmschicht können hingegen großflächige Infiltrationen auftreten. Nachdem bei einer innerhalb eines wasserwirtschaftlichen Planungsprozesses umgesetzten Reaktivierung eines seitlich gelegenen Retentionsraumes auch dafür Sorge zu tragen ist, dass die Grundwasserverhältnisse während Hochwasser bei Einstau des Retentionsraumes keine nachteiligen Veränderungen gegenüber dem Zustand vor Umsetzung der Planungen erfahren, ist die Kenntnis der vorherrschenden Geologie, der Grundwasserströmungs- und der Oberflächenströmungsprozesse für die Planung der konstruktiven Vorkehrungen von entscheidender Bedeutung. Für die Grundlagenermittlung eignet sich in einer ersten Näherung eine Volumenbetrachtung der zusätzlichen Speicherkapazität im Untergrund sowie eine Auswertung der geologischen Verhältnisse im Bereich des Rückhalteriums. Detailliertere Betrachtungen können durch großflächige Grundwassermodelle, die in vertikaler Richtung mindestens zwei Schichten abbilden können, angestrebt werden (vgl. z. B. Schätzl 2004). Konstruktive Vorkehrungen für die Gewährleistung der jeweils vorherrschenden Grundwassersituation können vollkommene oder unvollkommene Dichtungen an den Trenn- bzw. Absperrbauwerken und/oder landseitige Brunnengalerien mit Anschluss an ausreichend große Pumpwerke sein (Strobl et al. 2005). Die Beweissicherung im Nachlauf einer Flutung kann durch Grundwassermessstellen, welche an geeigneten Stellen installiert werden, erfolgen.

Der Einfluss des Grundwassers kann im Einzelfall auch positiv sein. Die Ergebnisse aus Simulationen des Hochwasserereignisses August 2002 an der Elbe von Kaden (2007) zeigen, dass die insgesamt sieben Havelpolder bei einer Flutung der Havelniederung (Zuflussbereich zur Elbe) durch großflächige Infiltrationen in den Untergrund ihre Retentionskapazität k um etwa 6,5 % erhöhen konnten. Dies entspricht einem zusätzlichen Volumen von etwa 10 Mio. m^3 , das nach Kaden (2007) durch die Speicherung im Grundwasser aktiviert werden kann. Kaden weist jedoch daraufhin, dass eine spürbare Wirkung der Grundwasserinfiltration in der Havelniederung für die Unterlieger an der Elbe (Sachsen-Anhalt, Brandenburg) nur bei sehr langen Hochwasserereignissen zu erwarten sei. Schließlich laufen die Infiltrationsprozesse i. d. R. deutlich langsamer ab als die oberflächige Flutung der Retentionsräume.

5 Ungesteuerte Retention entlang von Fließgewässern

Die ungesteuerte Retention kam vor allem wieder durch die Frage nach der Wirksamkeit von Deichrückverlegungen ins Gespräch. Bei dieser Art der sogenannten „fließenden Retention“ (Haider und Vischer 1994) wird beispielsweise durch höhere Rauheiten im Vorland im Vergleich zum Hauptgerinne der Gesamtabfluss verzögert und die Hochwasserwelle bestenfalls gedämpft. Zu der ungesteuerten Retention an Fließgewässern zählen auch hydraulische Trennungen von Flussschlauch und Vorland, welche beispielsweise von oberstrom mit anschließendem Zurückströmen in den Flussschlauch oder nur am unterstromigen Ende des seitlich gelegenen Retentionsraums aktiviert werden. Dabei liegen die Ausuferungsbereiche und Rückströmbereiche auf dem Geländeniveau des Vorlandes. An der bayerischen Donau existieren bereits mehrere Facetten dieser ungesteuerten Retentionsarten und sind im Rahmen der Forschungstätigkeit am Lehrstuhl für Wasserbau an der TU München untersucht worden (Fischer und Strobl et al. 2006e). In den folgenden Kapiteln wird zunächst anhand von Beispielen für diese Retentionsarten aus den zweidimensionalen hydraulischen Berechnungen für das Gebiet zwischen Neu-Ulm und Kelheim die Wirkungsweise der ungesteuerten Retention bei abgelaufenen Hochwasserereignissen veranschaulicht. Die anschließend vorgestellten Ergebnisse aus einer im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Parameterstudie zur ungesteuerten Retention sollen die erzielten Ergebnisse verdeutlichen und eine Verallgemeinerung zulassen.

5.1 Beispiele zur ungesteuerten Retention aus der Fließstrecke der Donau zwischen Neu-Ulm und Kelheim

Am Beispiel der freien Fließstrecke der Donau zwischen Donauwörth und Lechzufluss wird die wohl bekannteste Form der ungesteuerten Retention, eine Fließstrecke mit beidseitig vorhandenen Ausuferungsbereichen ins Vorland, dargestellt (siehe Abb. 5-1). Bei der isometrischen Ansicht sind die berechneten Fließvektoren im Scheitelbereich der Donau-Hochwasserwelle bei der Simulation des Hochwasserereignisses von Pfingsten 1999 mit den im hydraulischen Modell implementierten Rauheits-Beiwerten nach Manning-Strickler zu sehen.

Im Vorlandbereich werden hier in erster Linie landwirtschaftlich genutzte Flächen überflutet. Im Zuflussbereich des Lechs in die Donau gehen die landwirtschaftlichen Flächen in Auwaldflächen mit deutlich niedrigeren Rauheitsbeiwerten nach Manning-Strickler (k_{St}) über. In den vorliegenden Berechnungen wurden für die Auwaldbereiche Rauheitsbeiwerte von $k_{St} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und für die landwirtschaftlich

genutzten Flächen ein mittlerer Rauheitswert von $k_{St} = 17 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angesetzt. Vor allem bei landwirtschaftlich genutzten Flächen kann die jeweilige Wachstumsperiode der angebauten Pflanzensorten entscheidend für die Wahl der Rauheitswerte sein. Letztendlich können beispielweise bei Maisfeldern im Bereich der Erntezeit Rauheitswerte von bis zu $k_{St} = 1 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (Hartlieb 2006) und im Winter im abgeernteten Zustand mit Eisoberfläche sicherlich Rauheitswerte von über $k_{St} = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ erreicht werden.

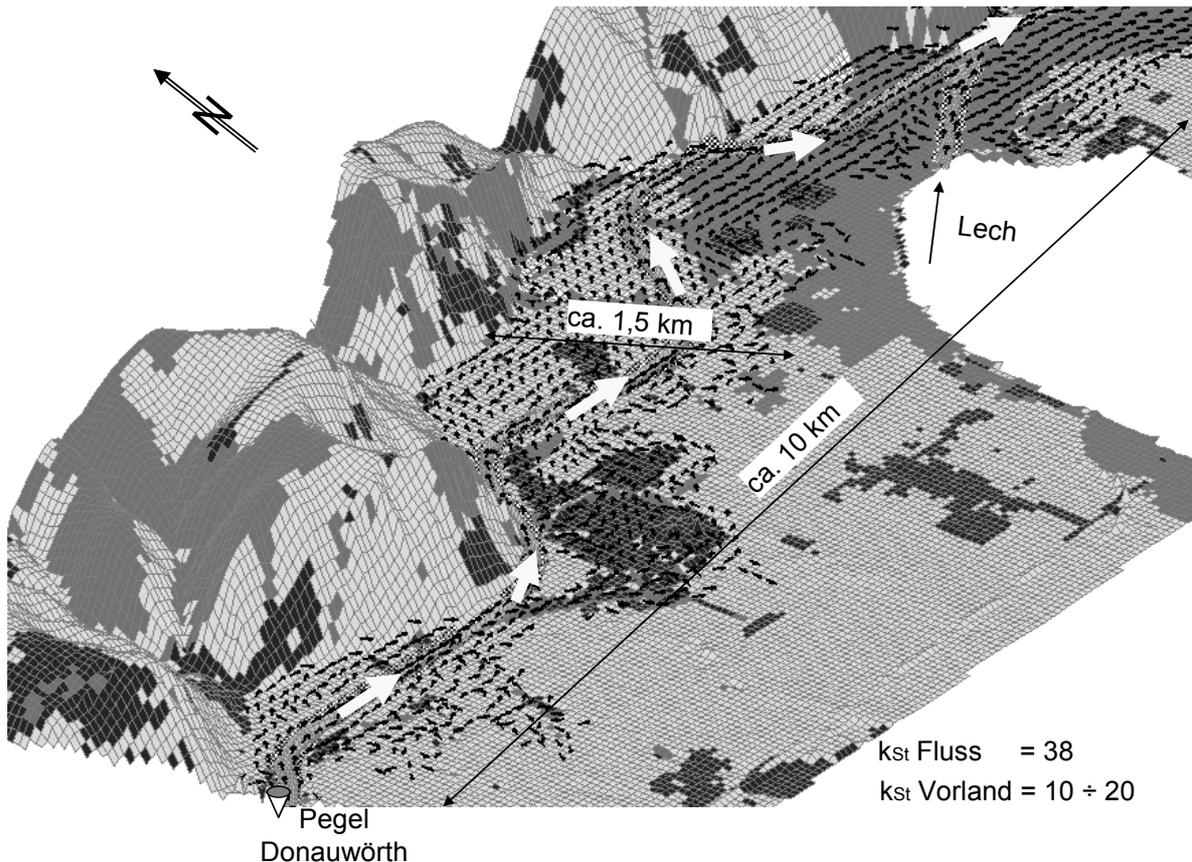


Abb. 5-1: Isometrische Ansicht des Teilabschnitts der Donau zwischen Pegel Donauwörth und Lechzufluss mit Darstellung der berechneten Fließvektoren bei der Simulation des Pfingsthochwassers 1999 im Scheitelbereich der Hochwasserwelle, Gelände 10-fach überhöht dargestellt

In Abb. 5-2 ist die berechnete Abflussganglinie der in Abb. 5-1 dargestellten Simulationsergebnisse für das Pfingsthochwasser 1999 im Bereich der Donau vor dem Lechzufluss sowie die gemessene Abflussganglinie am Pegel Donauwörth, welche schließlich eine Randbedingung bei der Simulation darstellte, zu sehen. Die vergleichsweise großflächigen Ausuferungen mit einer maximalen Breite quer zur Fließrichtung von etwa 1.500 m führen zu einer Scheitelreduktion von etwa $12 \text{ m}^3/\text{s}$

($\sim 1\%$) und einer Verzögerung im Scheitelbereich der Hochwasserwelle von etwa 5 h. Die Retentionswirkung ist trotz der großen Vorlandbeaufschlagung gering und praktisch nicht relevant. Die Verzögerung der Hochwasserwelle beginnt ab Erreichen des bordvollen Abflusses von etwa $600\text{ m}^3/\text{s}$, was am Pegel Donauwörth einem Hochwasserereignis mit einer Wiederkehrzeit von 1 – 2 Jahre entspricht. Es wird ebenso deutlich, dass bei Erreichen des Scheitelabflusses die Retentionsräume bereits gefüllt sind und der Abfluss durch die erhöhte Rauheit im Vorland auf den Flussschlauch konzentriert abgeführt wird. In Abschnitt 5.2 werden die an diesem Beispiel aufgezeigten Tendenzen im Retentionsverhalten und der Retentionswirkung nochmals durch eine Parameterstudie deutlich gemacht.

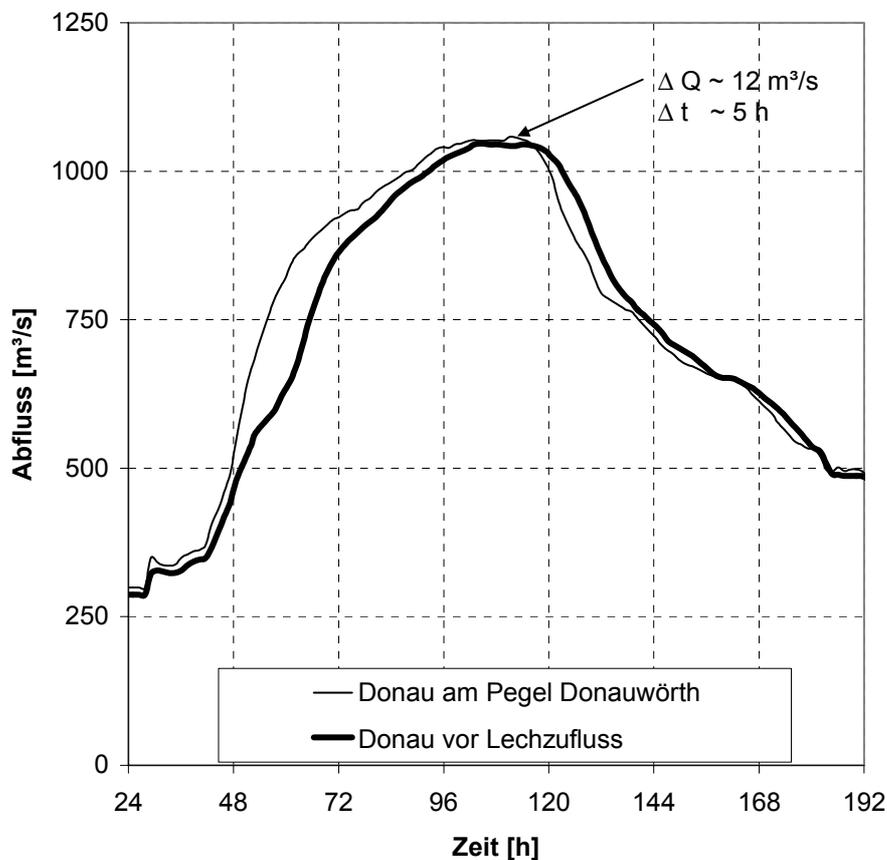


Abb. 5-2: Berechnete Abflussganglinie an der Donau vor dem Lechzufluss mit Zuflussganglinie am Pegel Donauwörth (Pfingsthochwasser 1999)

Das nächste Beispiel erläutert die Wirkungsweise eines hydraulisch abgetrennten Vorlandes mit ungesteuerter Flutung von Unterstrom hinsichtlich der Scheitelreduktion und –verzögerung. Derartige Rückströmbereiche sind in der Regel in jedem Flussgebiet bei seitlichen Zuflüssen zu finden. Ist in diesem Zuflussbereich noch ein ausreichend großer Retentionsraum vorhanden, so kann sich diese ungesteuerte Re-

tentionsart doch etwas deutlicher als im vorigen Beispiel auf den Scheitelabfluss unterstromig des Retentionsraumes auswirken. Das Beispiel befindet sich an der Donau im Bereich der Staustufe Vohburg und des Pegels Kelheim (siehe Abb. 5-3 und vgl. Abb. 2-12). Die Fließstrecke der Donau beträgt in diesem Abschnitt etwa 5 km. Bei der Simulation des Augusthochwassers 2002, das am unterhalb liegenden Pegel Kelheim etwa einem HQ_{10} entsprach, aktivierten die dargestellten Überflutungsbereiche ein Retentionsvolumen von etwa 6 Mio. m^3 im Deichhinterland.

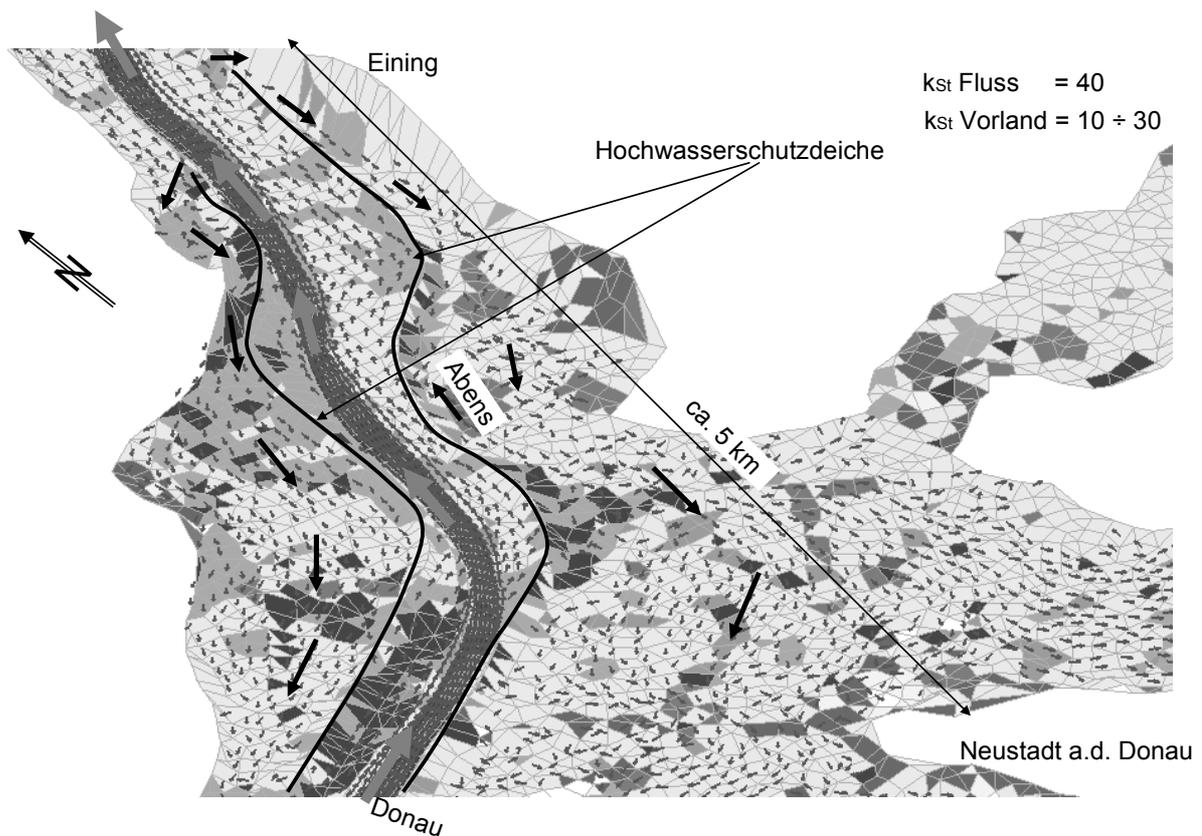


Abb. 5-3: Isometrische Ansicht eines Teilabschnitts der Donau im Bereich Neustadt an der Donau mit Darstellung der berechneten Fließvektoren bei der Simulation des Augusthochwassers 2002 im Scheitelbereich der Hochwasserwelle, Gelände 10-fach überhöht dargestellt

In Abb. 5-4 sind die berechneten Abflussganglinien an der Donau oberhalb und unterhalb der Schnittstelle zwischen Donau und Deichhinterländern (Rückströmungsbereichen) zu sehen. Die Scheitelreduktion beträgt in diesem Fallbeispiel $60 \text{ m}^3/\text{s}$, also etwa 3,5 %. Die Scheitelverzögerung liegt bei etwa 3 Stunden. Diese Retentionsart wird ebenso bei der Parameterstudie in Abschnitt 5.2 genauer betrachtet.

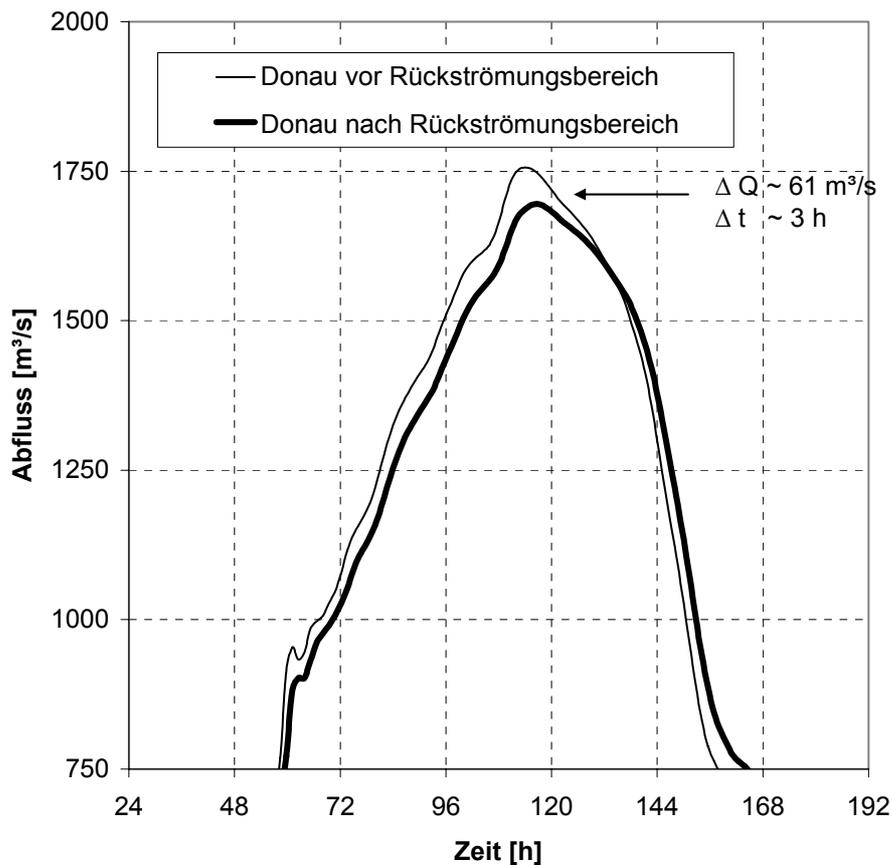


Abb. 5-4: Berechnete Abflussganglinie an der Donau vor und nach der Rückströmung bei Eining bei der Simulation des Augusthochwassers 2002 (vgl. Abb. 5-3)

In diesem Abschnitt wird abschließend ein Beispiel zur ungesteuerten Retention durch ein hydraulisch abgetrenntes Vorland mit ungesteuerter Flutung am oberstromigen Ende des Retentionsraumes und anschließender Rückströmung in den Fluss am unterstromigen Ende, dem sogenannten Riedstrom, aufgeführt.

Der Riedstrom ist ein parallel zur Donau verlaufendes, natürliches Vorlandgerinne, das derzeit größtenteils mit landwirtschaftlicher Nutzung belegt ist. Der Riedstrom besitzt etwa eine Ausdehnung von 30 km Länge und 4 km maximaler Breite. Im Hauptflussschlauch der Donau befinden sich dort die Staustufen Faimingen, Dillingen, Höchstädt, Schwenningen und Donauwörth. Durch vereinzelte Gräben, welche aus dem verzweigten Grabensystem des Riedstroms in die Donau zurückfließen, sowie insbesondere durch die orographisch rechts liegenden Überlaufbereiche oberhalb der Staustufen Faimingen und Dillingen besteht entlang dieser Strecke immer wieder eine Verbindung zwischen Donau und Riedstrom. Man kann also nicht von

einem komplett abgetrennten Vorland sprechen, wenngleich der Großteil des Abflusses im Riedstrom aus den genannten Überlaufbereichen ab etwa einem HQ_2 aktiviert wird und vor Donauwörth wieder in die Donau zurückfließt. In Abb. 5-5 ist der Riedstrombereich zwischen Faimingen und Donauwörth mit den berechneten Fließvektoren bei der Simulation des Pfingsthochwassers 1999 dargestellt.

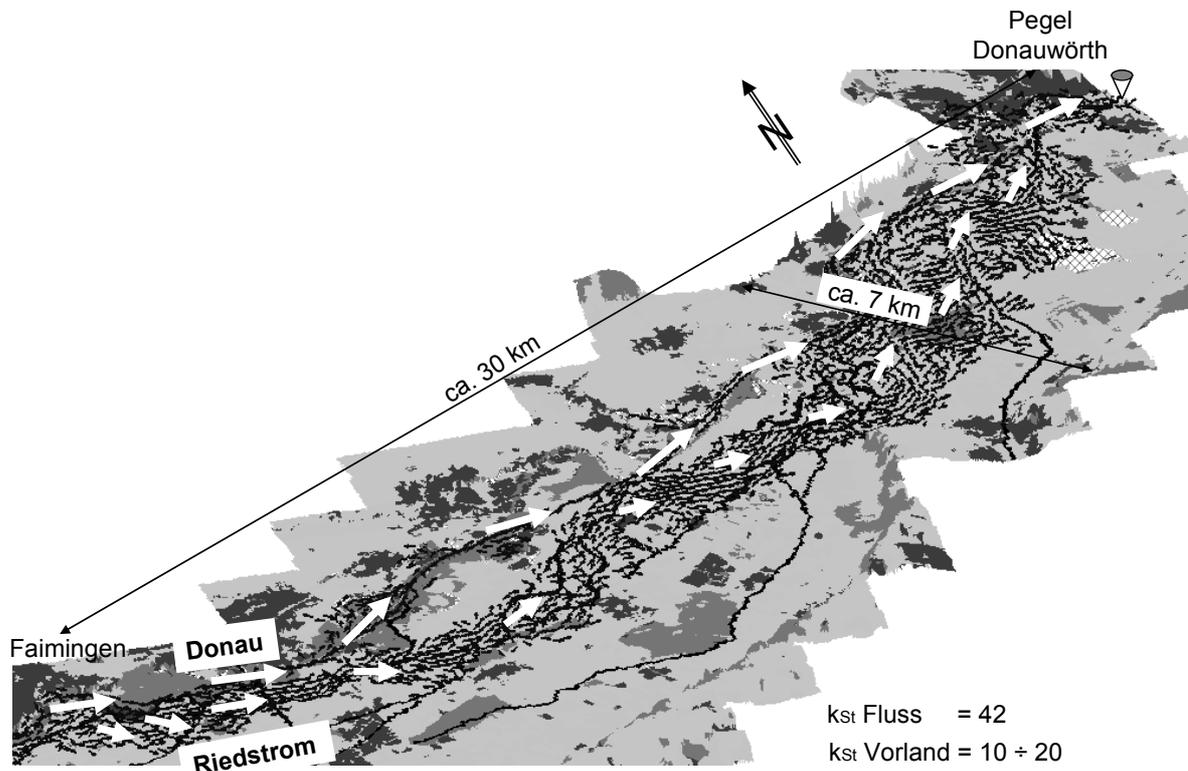


Abb. 5-5: Isometrische Ansicht eines Teilabschnitts der Donau zwischen Faimingen und Pegel Donauwörth mit Darstellung der berechneten Fließvektoren bei der Simulation des Pfingsthochwassers 1999 im Scheitelbereich der Hochwasserwelle, Gelände 10-fach überhöht dargestellt

Die Wirksamkeit des Riedstromes mit seiner großen Ausdehnung kann anhand einer Berechnung jeweils mit und ohne Riedstrom bei der Simulation des Hochwassers von Pfingsten 1999 deutlich gemacht werden. Die jeweils berechneten Abflussganglinien sowie die tatsächlich gemessene Ganglinie am Pegel Donauwörth sind in Abb. 5-6 dargestellt. Die Wirksamkeit des Riedstroms ist dabei mit einer Scheitelreduktion von etwa 8 % und einer Scheitelverzögerung von etwa 15 Stunden für einen ungesteuerten Retentionsraum vergleichsweise hoch. Das Pfingsthochwasser 1999 entsprach in diesem Bereich etwa einem HQ_{10} .

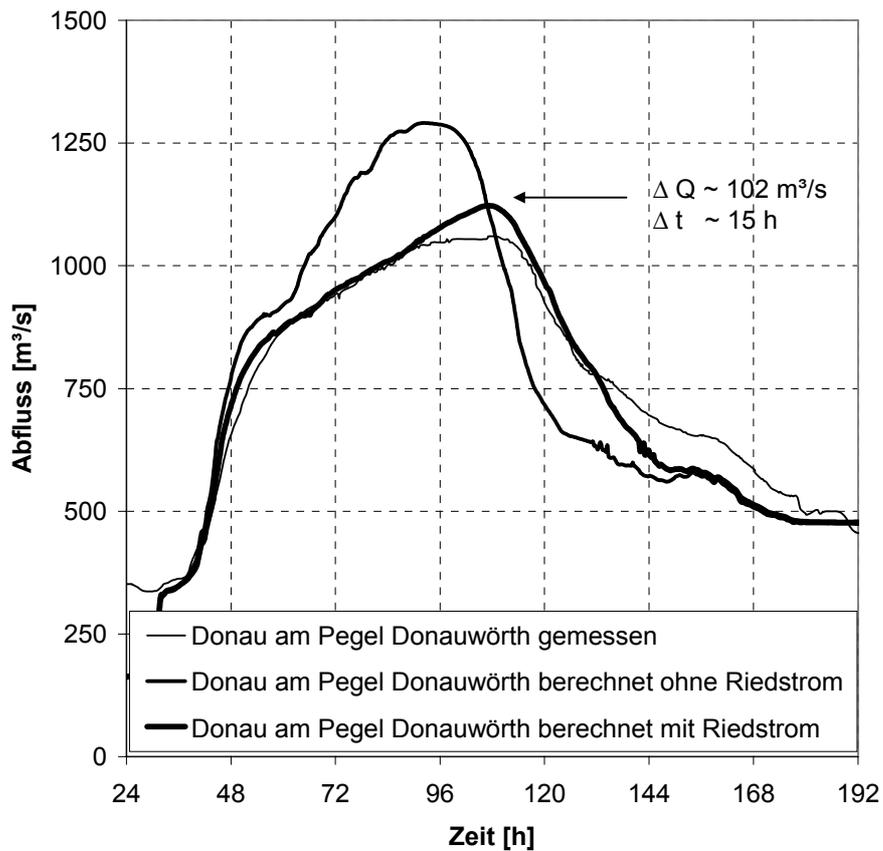


Abb. 5-6: Berechnete Abflussganglinien an der Donau am Pegel Donauwörth mit und ohne Berücksichtigung des Riedstromes bei der Simulation des Pfingsthochwassers 1999

5.2 Parameterstudie zur Ermittlung der Wirksamkeit von ungesteuerten Retentionsräumen entlang von Fließgewässern

Die in Abschnitt 5.1 beispielhaft dargestellten Simulationsergebnisse von ungesteuerten Retentionsräumen an der bayerischen Donau sollen nun anhand einer geeigneten Parameterstudie in ihrer Aussagekraft untermauert werden. Im Folgenden werden die untersuchten Retentionstypen, deren Modellgeometrie, die hydrologischen und hydraulischen Randbedingungen, das Auswerteschema sowie die erzielten Ergebnisse vorgestellt.

5.2.1 Untersuchte Retentionstypen

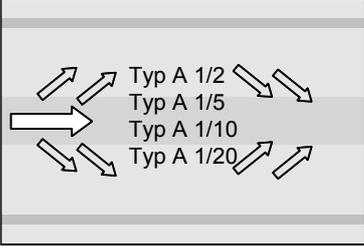
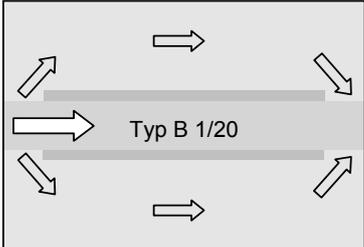
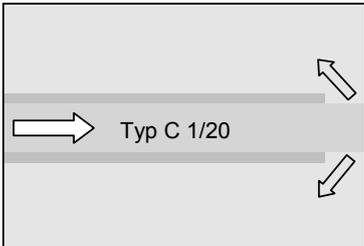
	Breite Fluss/Breite Vorland	Länge Vorland/Breite Vorland	k_{St} Fluss / k_{St} Vorland
 <p>vgl. Abb. 5.1</p>	100/200	2.000/200	
	100/500	2.000/500	
	100/1.000	2.000/1.000	40/20
	100/2.000	2.000/2.000	
 <p>vgl. Abb. 5.5</p>	100/2.000	2.000/2.000	40/20
 <p>vgl. Abb. 5.3</p>	100/2.000	2.000/2.000	40/20

Abb. 5-7: Untersuchte Retentionstypen zur Ermittlung der Wirksamkeit der ungesteuerten Retention (Breite [m], Länge [m], k_{St} [$m^{1/3}/s$])

5.2.2 Auswerteschema

Die Ergebnisse der Parameterstudie werden in Abhängigkeit des bordvollen Abflusses ausgewertet. Eine Verallgemeinerung der Ergebnisse auf Fließstrecken ähnlicher Topographie und ähnlicher Gefälle- und Rauheitsparameter ist durch eine solche Auswertung möglich. Der bordvolle Abfluss des theoretischen Gerinnes (siehe Abb. 5-8) wird zu $1.240 \text{ m}^3/\text{s}$ berechnet.

Ein möglicher Parameter für eine Verallgemeinerung der Ergebnisse ist nach Haider und Vischer (1994) das Verhältnis des Abflussanteils, welcher größer ist als der bordvolle Abfluss im Flussschlauch, zum Gesamtabfluss. Dieses Verhältnis wird wie folgt definiert:

$$Q_{VA} = \frac{Q_{S1} - Q_{bv}}{Q_{S1}} \quad \text{Glg. 5-1}$$

mit:

Q_{VA} Verhältnis des Vorlandabflusses (mit Abfluss im Flussschlauch größer des bordvollen Abflusses) zum Gesamtabfluss [-]

Q_{bv} bordvoller Abfluss [m^3/s]

Q_{S1} Scheitelabfluss der Hochwasserwelle im theoretischen Gerinne am Kontrollquerschnitt 1 (siehe Abb. 5-8) [m^3/s]

Die bezüglich des Rückhaltevermögens eines bestimmten Retentionsraumes relevanten Parameter stellen die Scheitelreduktion und die Scheitelverzögerung dar. Die Scheitelreduktion bezieht sich jeweils auf den Spitzenabfluss vor und nach den jeweils untersuchten Retentionsräumen, die Scheitelverzögerung auf die zusätzlich benötigte Zeit in der Hochwasserwellenausbreitung des Spitzenabflusses von vor bis nach dem jeweiligen Retentionsraum im Vergleich zu einem Nichtvorhandensein des Retentionsraumes.

Die Scheitelreduktion wird wie folgt definiert:

$$\Delta Q = 100 \cdot \left(\frac{Q_{S1} - Q_{S2}}{Q_{S1}} \right) \quad \text{Glg. 5-2}$$

ΔQ Scheitelreduktion [%]

Q_{S2} Scheitelabfluss der Hochwasserwelle im akademischen Gerinne am Kontrollquerschnitt 2 (siehe Abb. 5-8) [m^3/s]

Die Scheitelverzögerung ist wie folgt definiert:

$$\Delta t = \frac{t_s}{t_{s_0}} \quad \text{Glg. 5-3}$$

Δt Scheitelverzögerung [-]

t_s Ausbreitungszeit des Durchgangs des Scheitelabflusses der Hochwas-

serwelle zwischen den Kontrollquerschnitten 1 und 2 (siehe Abb. 5-8) bei der jeweils untersuchten Hochwasserwelle mit Flutung der jeweils untersuchten Retentionsräume [h]

t_{s_0} Ausbreitungszeit des Durchgangs des Scheitelabflusses der Hochwasserwelle zwischen den Kontrollquerschnitten 1 und 2 (siehe Abb. 5-8) bei der jeweils untersuchten Hochwasserwelle ohne Flutung der jeweils untersuchten Retentionsräume [h]

5.2.3 Topographie

Die Parameterstudie wird an einem theoretischen Gerinne mit folgender Geometrie durchgeführt (siehe Abb. 5-8).

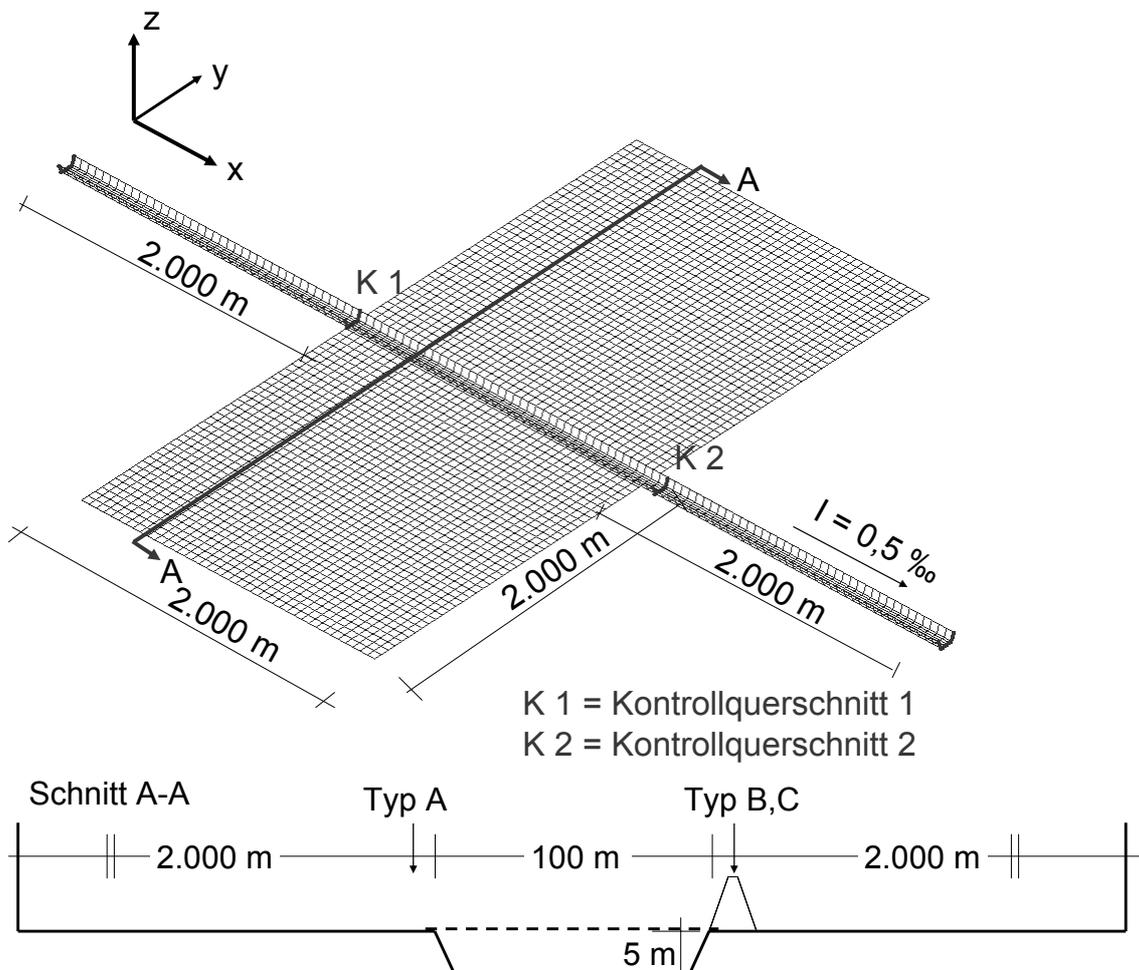


Abb. 5-8: Isometrische Ansicht des theoretischen Untersuchungsgebiets und Querschnitt (Schnitt A - A) durch das theoretische Untersuchungsgebiet, nicht maßstäblich

Das theoretische Gerinne hat eine Länge von 6.000 m, wobei hierbei ein Zufluss- und Abflussbereich von jeweils 2.000 m zur Verhinderung von Zufluss- und Ausflusseinflüssen auf die Ergebnisse enthalten sind. Die untersuchten Vorlandbreiten liegen zwischen 0 m und maximal 2.000 m (siehe Abb. 5-8). Die Wahl der Geometrie des Flussschlauchs resultiert aus einer Auswertung aller dem Autor vorliegenden Querprofilaten entlang der bayerischen Donau (Neu-Ulm bis Kelheim, Regensburg bis Straubing), die nicht innerhalb einer Stauhaltung liegen. Im Mittel ergab sich dabei eine Fließbreite zwischen den Uferbereichen von etwa 100 m und eine Fließtiefe von der Sohle bis zum Beginn der Ausuferungen ins Vorland von etwa 5 m. Der bordvolle Abfluss im Flussschlauch, der den Beginn der Ausuferungen ins Vorland darstellt, lag in den untersuchten Querschnitten etwa zwischen einem HQ_1 und HQ_2 . Die Rauheitsbeiwerte nach Manning Strickler werden im Flussschlauch zu $k_{St} = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und im Vorland zunächst zu $k_{St} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ gesetzt. Mit der Wahl des Sohlgefälles im akademischen Modell von $I = 0,5 \text{ ‰}$ ergibt sich ein bordvoller Abfluss im Flussschlauch von $1.240 \text{ m}^3/\text{s}$. Dieser Abfluss entspricht etwa einem HQ_2 am Pegel Kelheim.

5.2.4 Hydrologie

Die äußeren Randbedingungen bei den hydraulischen Berechnungen in der vorliegenden Parameterstudie stellen der Zulauf und der Auslauf dar. Der Auslauftrand wird dabei über die Eingabe des Energieliniengefälles entsprechend des Sohlgefälles $I = 0,5 \text{ ‰}$ definiert. Am Zulauftrand werden die zu untersuchenden Hochwasserganglinien zugegeben. Bei der Auswertung der abgelaufenen Hochwasserereignisse an der bayerischen Donau in Abschnitt 3.3 wurden die Parameter t_A/t_G sowie der Formbeiwert r jeweils in Abhängigkeit der Hochwasserintensität betrachtet. Bei der im Folgenden beschriebenen Parameterstudie werden mit der Beabsichtigung einer möglichst guten Verallgemeinerung der Ergebnisse parametrisierte Ganglinien erzeugt. Das Verhältnis t_A/t_G wird dabei zunächst konstant zu 0,4 gesetzt. Die Formbeiwerte werden in einer Bandbreite von 2 bis 14, insbesondere 2, 6, 10 und 14, verwendet. Die Scheitelabflüsse der einzelnen Hochwasserwellen liegen in einem Abflussbereich zwischen dem bordvollen Abfluss im Flussschlauch mit einer Wiederkehrzeit von etwa 1 bis 2 Jahren bis zu Hochwasserabflüssen mit einer Wiederkehrzeit von etwa $T = 1.000$ Jahren. Die Werte des in Abschnitt 5.2.2 vorgestellten Parameters Q_{VA} liegen somit für die an der bayerischen Donau vorliegenden Abflussverhältnisse zwischen 0 und 0,7. In Abb. 5-9 sind die bei der Untersuchung der Wirksamkeit der einzelnen Retentionstypen (vgl. Abb. 5-7) herangezogenen Abflussganglinien dargestellt.

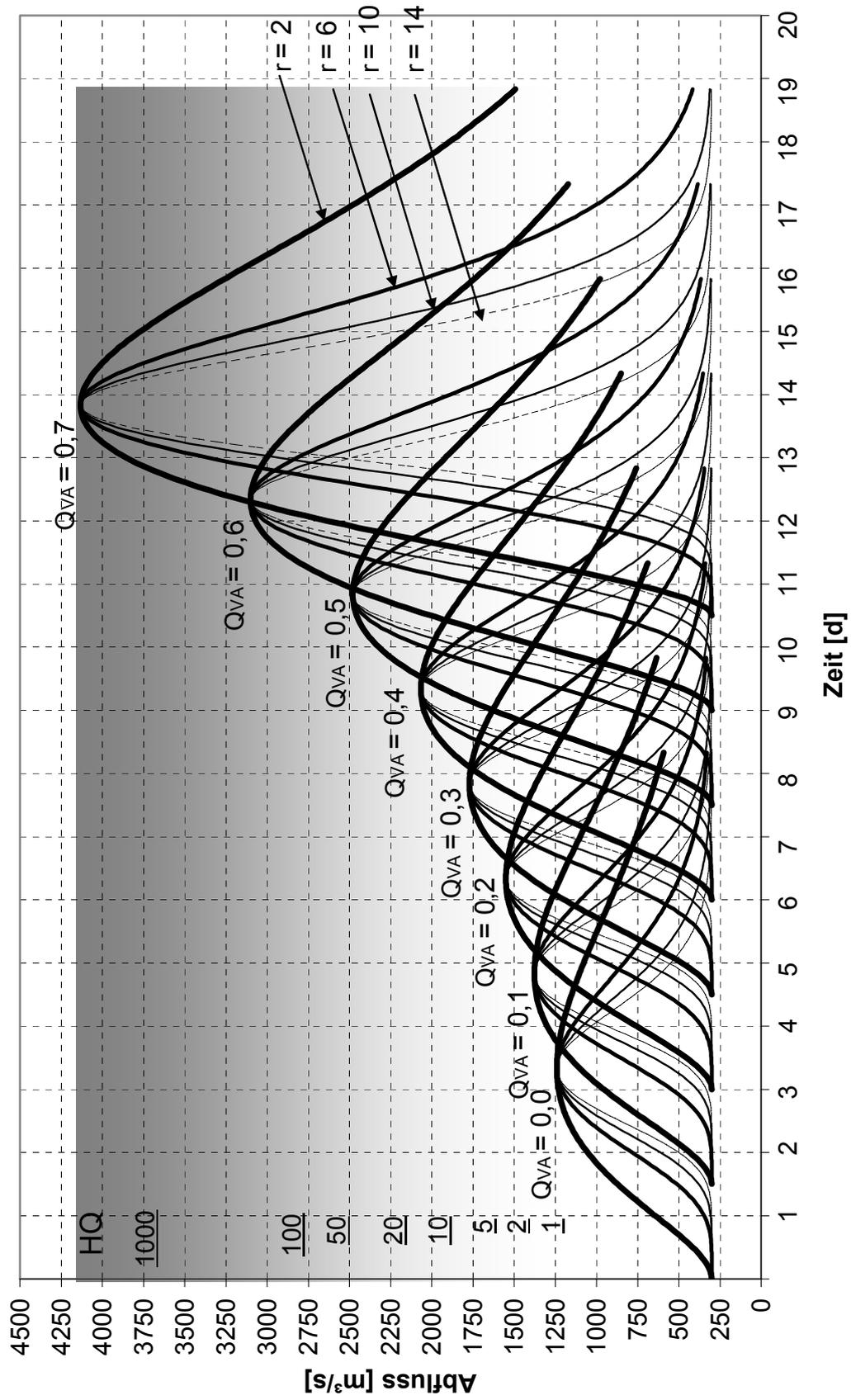


Abb. 5-9: Abflussspektrum der Parameterstudie

5.2.5 Ergebnisse der Parameterstudie

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Parameterstudie hinsichtlich der Wirksamkeit der einzelnen Retentionstypen vorgestellt. Die Wirksamkeit wird dabei über die Scheitelreduktion ΔQ und die Scheitelverzögerung Δt bestimmt (vgl. Glg. 5-2 und Glg. 5-3). Die hydraulischen Berechnungen werden instationär gemäß der oben vorgestellten Hydrologie und ungleichförmig gemäß der oben beschriebenen Topographie durchgeführt.

5.2.5.1 Wirksamkeit einer Deichrückverlegung

Zunächst wird die Wirksamkeit einer Deichrückverlegung betrachtet (Retentionstypen A1/2, A1/5, A1/10 und A1/20, vgl. Abschnitt 5.2.1). Die Vorlandbreiten betragen dabei beidseitig jeweils 200 m, 500 m, 1.000 m und 2.000 m. In Abb. 5-10 und Abb. 5-11 sind exemplarisch die berechneten Fließgeschwindigkeiten an den Retentionstypen A1/2 und A 1/20 jeweils bei $Q_{VA} = 0,2$ und $r = 14$ (vgl. Abb. 5-9) für die Zeitschritte $t = 48$ h, 72 h, 96 h und 120 h zu sehen. Die Füllung der Retentionsräume erfolgt erwartungsgemäß ab Erreichen des bordvollen Abflusses im Flussschlauch. Eine Retentionswirkung kann lediglich durch die niedrigeren Fließgeschwindigkeiten im Vorland und dem dabei verzögerten Abflussvolumen erreicht werden.

Abb. 5-13 zeigt exemplarisch die berechneten Abflussganglinien an den Kontrollquerschnitten K1 und K2 (vgl. Abb. 5-8) bei $Q_{VA} = 0,2$ sowie $r = 2$ und 14 beim Retentionstyp A 1/20. Die Wirkung der Retentionsräume ist ab Erreichen des bordvollen Abflusses im Flussschlauch von $Q = 1.240 \text{ m}^3/\text{s}$ zu erkennen. Das ausgeprägtere Scheitelreduktionsvermögen bei schlankeren Hochwasserwellen ist auf den deutlichen Unterschied in der Volumenbeaufschlagung des Vorlandes hinsichtlich Menge und Einstauzeit zurückzuführen.

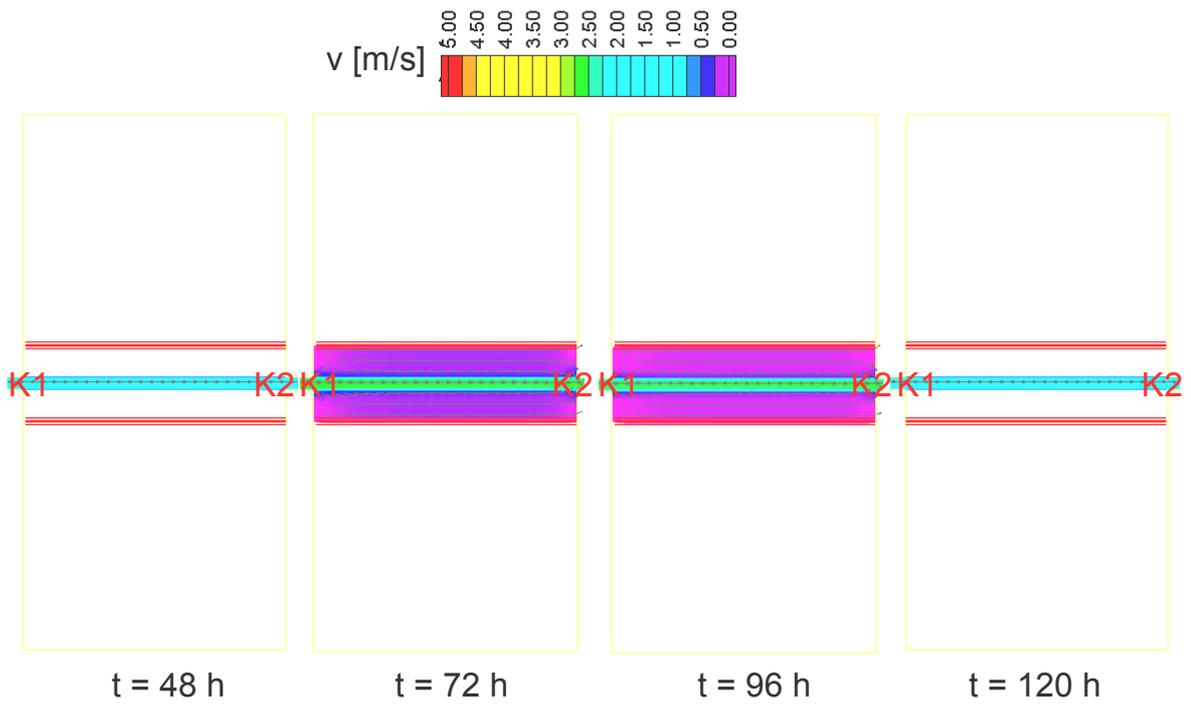


Abb. 5-10: Berechnete Fließgeschwindigkeiten bei der Simulation am Retentionstyp A 1/2 bei $Q_{VA} = 0,2$ und $r = 14$

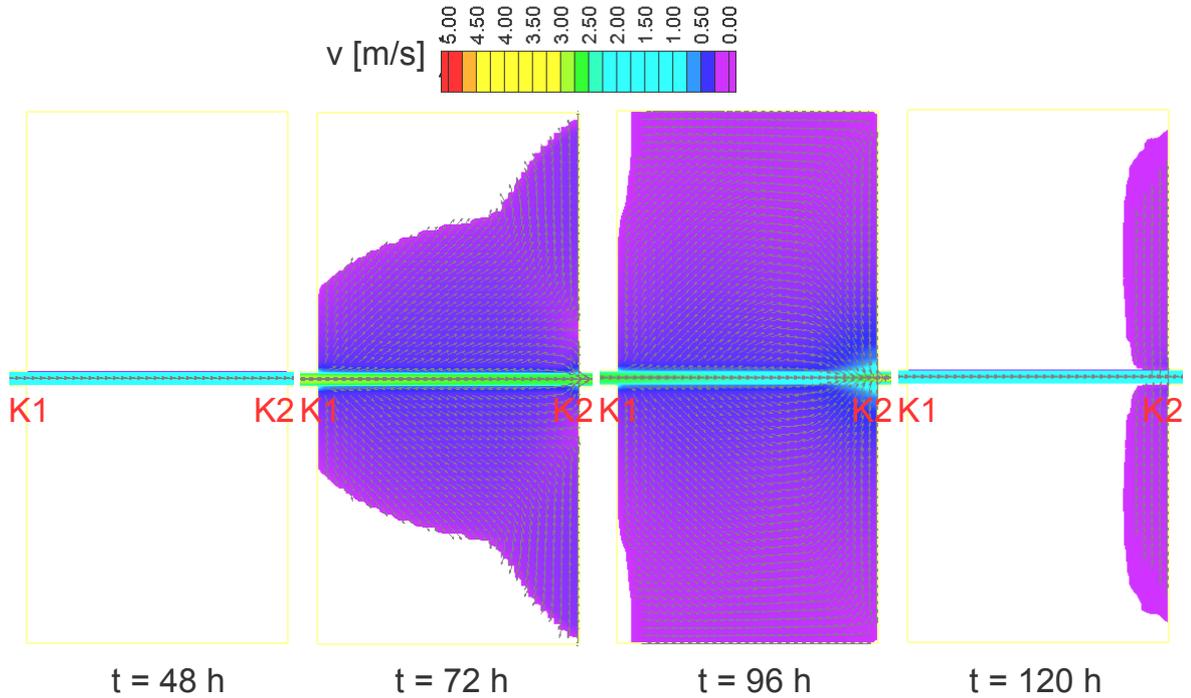


Abb. 5-11: Berechnete Fließgeschwindigkeiten bei der Simulation am Retentionstyp A 1/20 bei $Q_{VA} = 0,2$ und $r = 14$

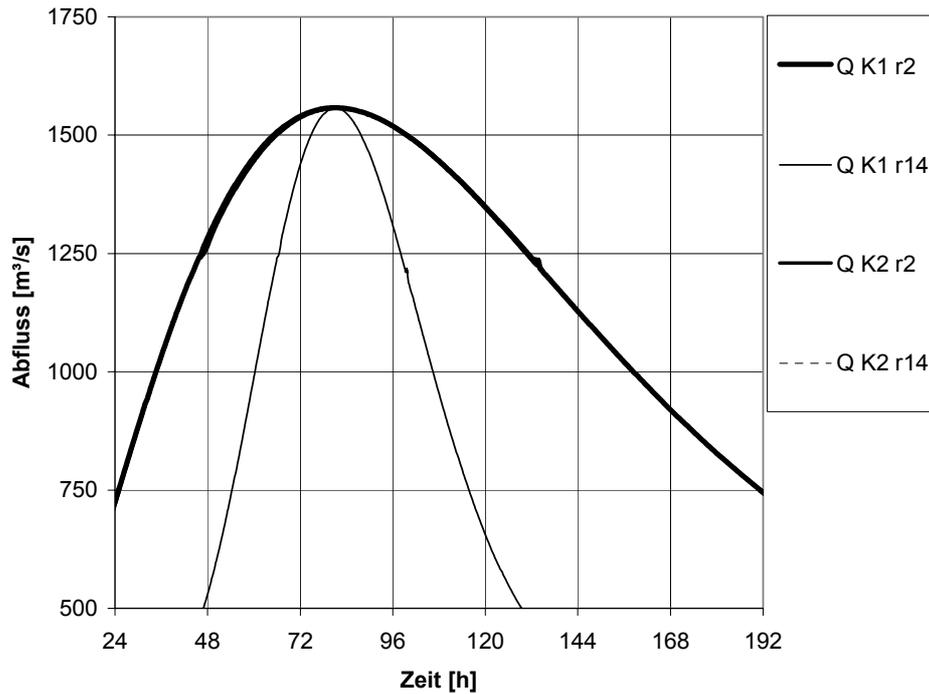


Abb. 5-12: Retentionstyp A 1/2: Berechnete Abflussganglinien an den Kontrollquerschnitten K1 und K2 bei $Q_{VA} = 0,2$ und $r = 2, 14$

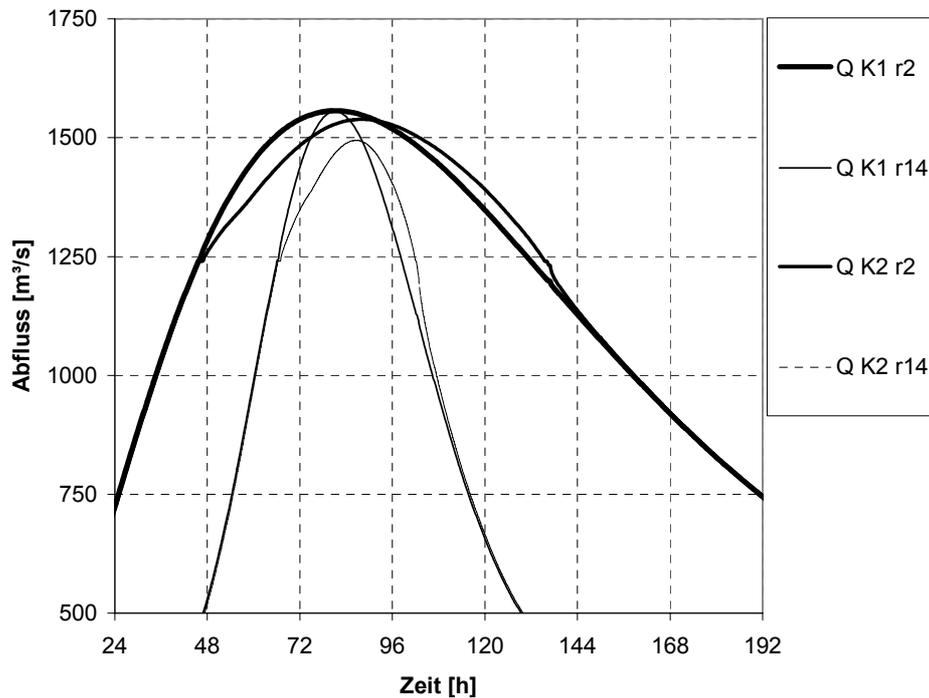


Abb. 5-13: Retentionstyp A 1/20: Berechnete Abflussganglinien an den Kontrollquerschnitten K1 und K2 bei $Q_{VA} = 0,2$ und $r = 2, 14$

In den Abb. 5-14, Abb. 5-15 und Abb. 5-16 sind die hydraulisch berechneten Scheitelreduktionen und Scheitelverzögerungen nach Glg. 5-2 und Glg. 5-3 in Abhängigkeit der jeweiligen Scheitelabflusshöhe im Zuflussbereich nach Glg. 5-1 für die Retentionstypen A 1/2, A 1/5, A 1/10 und A 1/20 (vgl. Abb. 5-7) dargestellt.

Grundsätzlich ist bei diesem Retentionstyp festzustellen, dass die erzielten Scheitelreduktionen vergleichsweise gering sind. Das Scheitelreduktionsvermögen nimmt mit Zunahme der Abflussintensität bis zu einem maximalen Wert von etwa 2,5 % leicht zu. Die obere Begrenzung von $Q_{VA} = 0,7$ liegt im Bereich eines Hochwasserereignisses mit einer Wiederkehrzeit von $T > 1.000$ Jahren. Bei diesen Abflussintensitäten ist fraglich, ob die den jeweiligen Retentionsraum begrenzenden Hochwasserschutzdeiche nicht überströmt und möglicherweise brechen. Bei den Berechnungen wurde angenommen, dass die Deiche nicht brechen. Mögliche Verformungen der Hochwasserwellen aufgrund von möglichen Deichbrüchen gehen in die Untersuchung nicht ein. Bei den Berechnungen wird zudem deutlich, dass der vorliegende Retentionstyp hinsichtlich der Scheitelverzögerung ein Maximum bei einem Vorlandabflussanteil $Q_{VA} = 0,1$ (bei A 1/2, A 1/5 und A 1/10) und $Q_{VA} = 0,2$ (bei A 1/20), also bei vergleichsweise kleinen Hochwasserereignissen, besitzt. Bei der Parameterstudie werden Fließzeiten der Hochwasserscheitel von maximal bis zu 25 Mal so lang wie ohne Flutung der Retentionsräume errechnet ($25 t_{s-0}$).

Die Scheitelverzögerung ist dabei im Gegensatz zur Scheitelreduktion umso größer, je breiter die Hochwasserwellen sind, wenngleich bei sehr breiten Hochwasserwellen die Scheitelverzögerungen aufgrund der langen Abflussdauern im Scheitelbereich tendenziell einen geringeren Einfluss auf das Gesamtabflussgeschehen haben. Erst ab einem Verhältnis von Länge zu Breite des Retentionsraums von $l/b = 4/1$ können überhaupt nennenswerte Scheitelverzögerungen erzielt werden. Bei $l/b = 1/1$ werden bei der Untersuchung die maximal errechneten Scheitelverzögerungen erzielt.

Auf eine weitere Verbreiterung des Vorlandes wurde verzichtet, da die Retentionsräume ansonsten sehr unrealistische Formen annehmen. Bei einer weiteren Verbreiterung sind nur geringfügige zusätzliche Scheitelreduktionen zu erwarten, wohingegen die Scheitelverzögerungen durch das zusätzlich aktivierbare, mit sehr niedrigen Fließgeschwindigkeiten abfließende Retentionsvolumen noch deutlich zunehmen können.

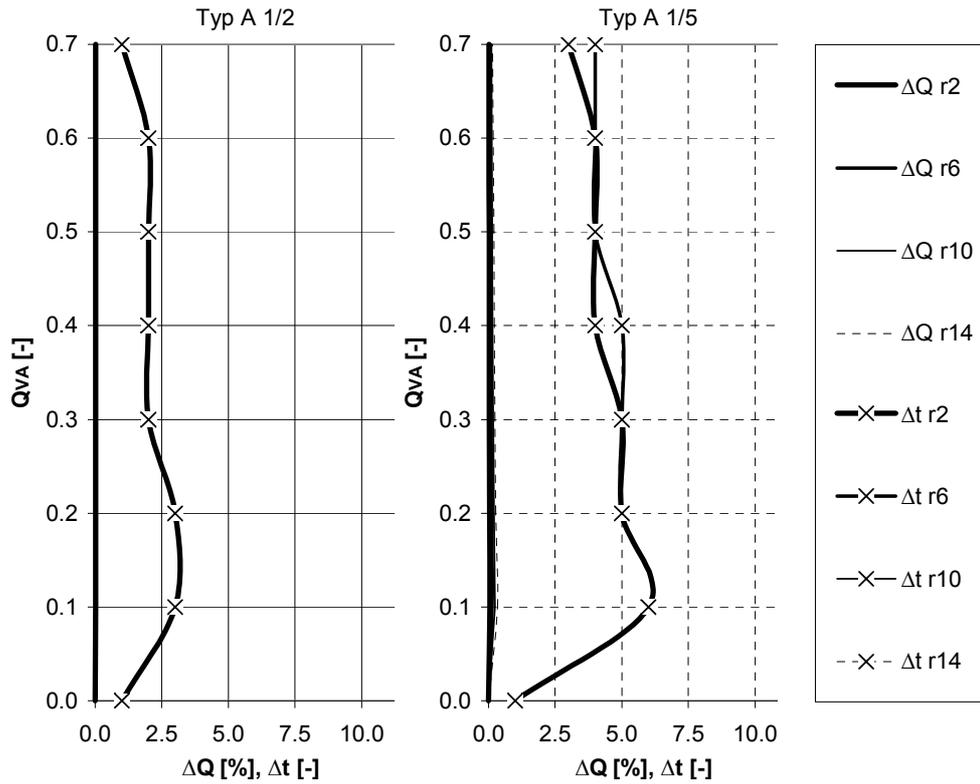


Abb. 5-14: Retentionstypen A 1/2 und A 1/5: Berechnete Scheitelreduktionen und – verzögerungen in Abhängigkeit von r und Q_{VA}

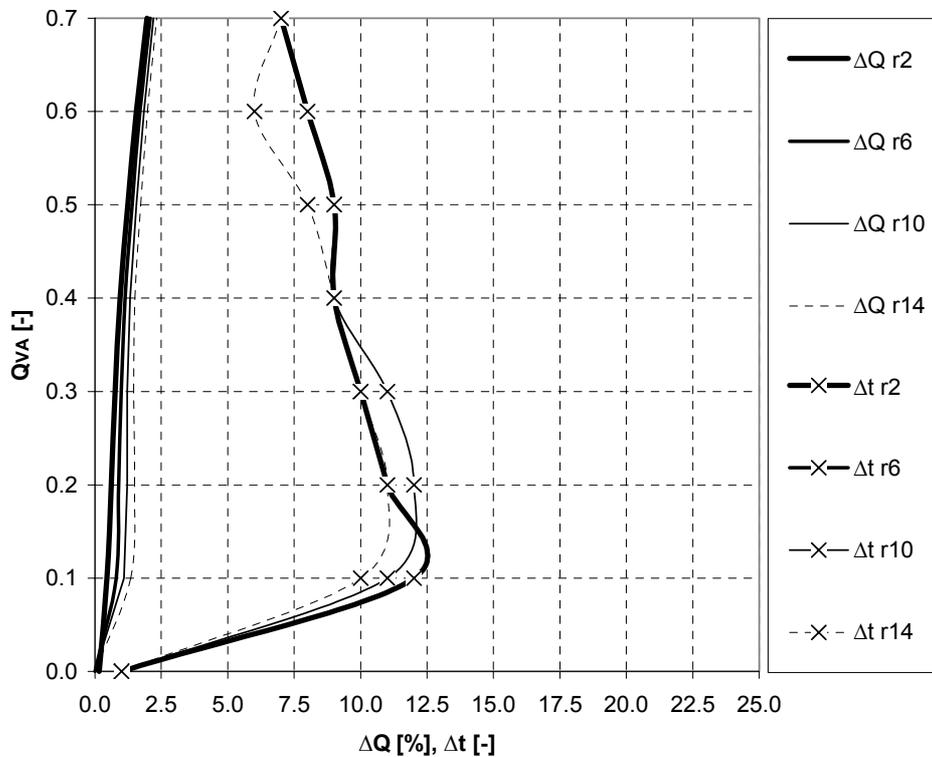


Abb. 5-15: Retentionstyp A 1/10: Berechnete Scheitelreduktionen und – verzögerungen in Abhängigkeit von r und Q_{VA}

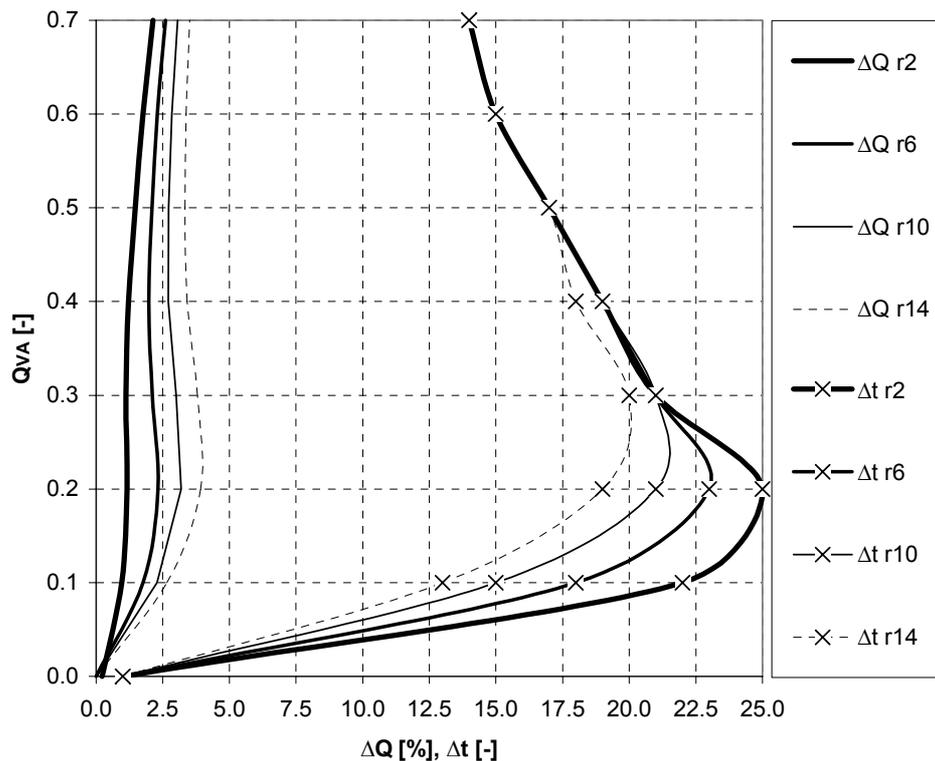


Abb. 5-16: Retentionstyp A 1/20: Berechnete Scheitelreduktionen und – verzögerungen in Abhängigkeit von r und Q_{VA}

5.2.5.2 Wirksamkeit eines hydraulisch abgetrennten Vorlandes mit Flutung von Oberstrom

Ein hydraulisch abgetrenntes Vorland mit Flutung von Oberstrom und anschließendem Zurückströmen in den Flussschlauch am unteren Ende des Retentionsraumes entspricht dem Retentionstyp B 1/20 (vgl. Abb. 5-7 und Abb. 5-8). Als Beispiel war der Riedstrom in Abschnitt 5.1 erläutert. In Abb. 5-17 sind exemplarisch die berechneten Fließgeschwindigkeiten am Retentionstyp B 1/20 bei $Q_{VA} = 0,3$ und $r = 14$ (vgl. Abb. 5-9) für die Zeitschritte $t = 48$ h, 72 h, 96 h und 120 h zu sehen. Die beidseitigen Retentionsräume werden über die jeweils 150 m langen Überlaufbereiche am oberstromigen Ende geflutet. Die Höhe der Überlaufbereiche entspricht analog zu den weiteren Retentionstypen der Vorlandhöhenlage im Uferbereich. Die Längen der Überlaufbereiche entsprechen etwa einem Verhältnis von $1/13$ der Gesamtlänge der jeweiligen Retentionsräume. Am Ende des Retentionsraumes fließt der Vorlandabflussanteil wieder in den Hauptflussschlauch zurück.

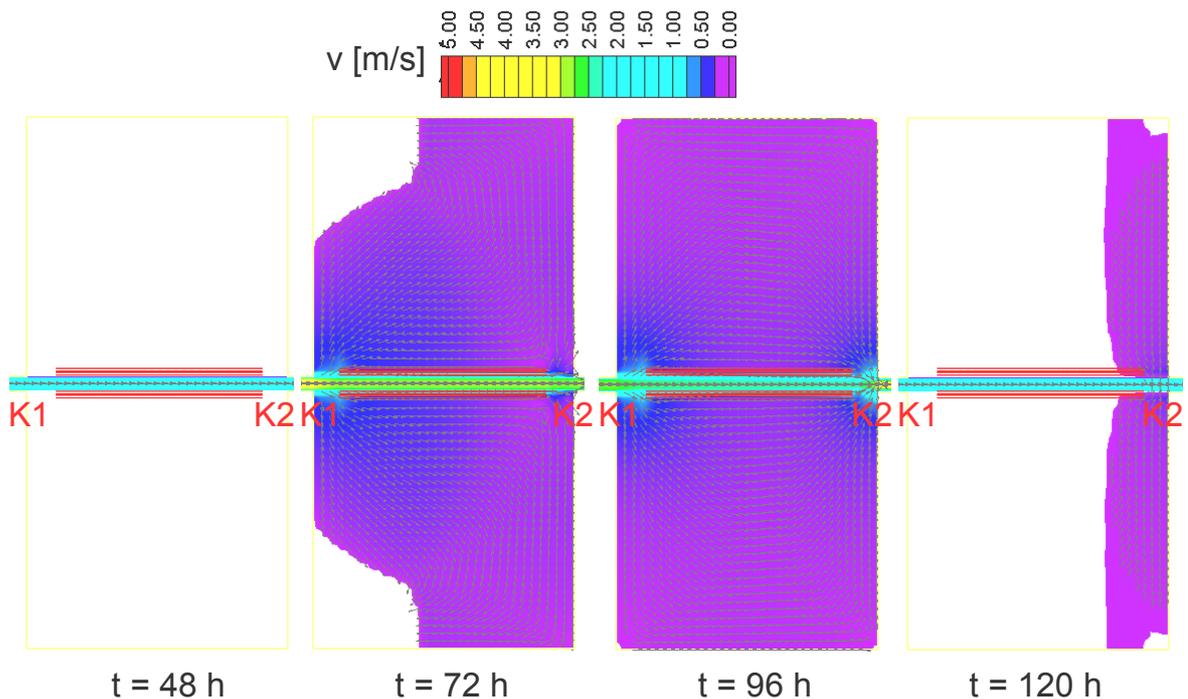


Abb. 5-17: Berechnete Fließgeschwindigkeiten bei der Simulation am Retentionstyp B 1/20 bei $Q_{VA} = 0,3$ und $r = 14$

Abb. 5-18 zeigt exemplarisch die berechneten Abflussganglinien an den Kontrollquerschnitten K1 und K2 (vgl. Abb. 5-8) bei $Q_{VA} = 0,3$ sowie $r = 2$ und 14 beim Retentionstyp B 1/20. In den Abb. 5-19 sind die berechneten Scheitelreduktionen und Scheitelverzögerungen nach Glg. 5-2 und Glg. 5-3 in Abhängigkeit der jeweiligen Scheitelabflusshöhe im Zuflussbereich nach Glg. 5-1 für den Retentionstyp B 1/20 (vgl. Abb. 5-7) dargestellt. Die optimale Wirksamkeit bezüglich der Scheitelverzögerung verschiebt sich im Vergleich zu den im vorigen Abschnitt beschriebenen Deichrückverlegungen in ein höheres Abflussspektrum mit $Q_{VA} = 0,3 \div 0,4$. Das Optimum hinsichtlich der Scheitelreduktion wird ebenfalls in diesem Abflussspektrum erreicht und nimmt Werte von maximal $\Delta Q \sim 4,5 \%$ an. Ebenso wie bei der untersuchten Deichrückverlegung im vorigen Abschnitt nimmt hier das Scheitelverzögerungsvermögen im Gegensatz zum Scheitelreduktionsvermögen mit der Zunahme der Hochwasserwellenbreite zu.

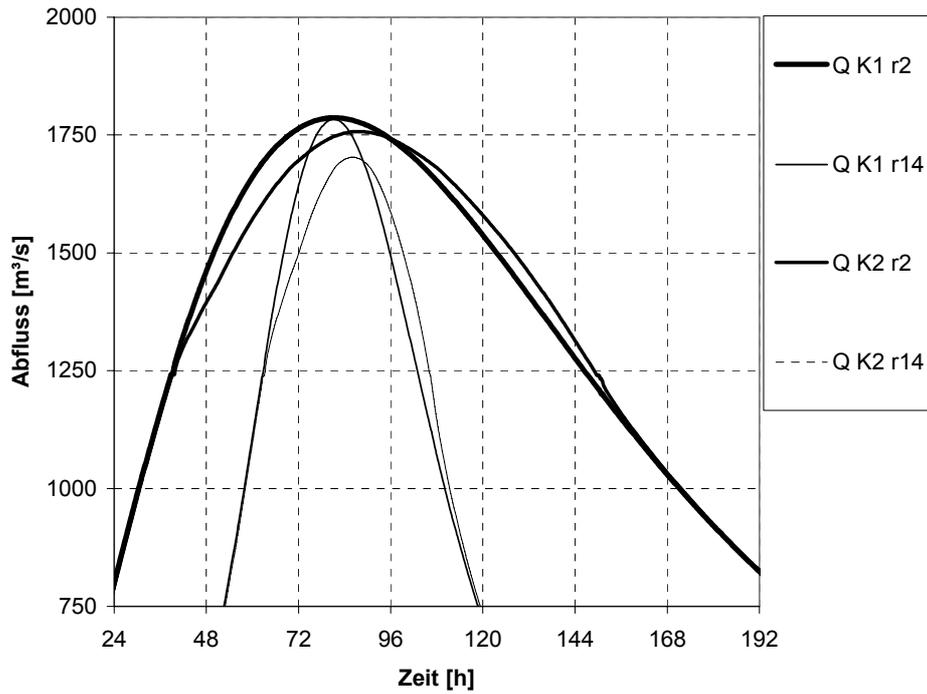


Abb. 5-18: Retentionstyp B 1/20: Berechnete Abflussganglinien an den Kontrollquerschnitten K1 und K2 bei $Q_{VA} = 0,3$ und $r = 2, 14$

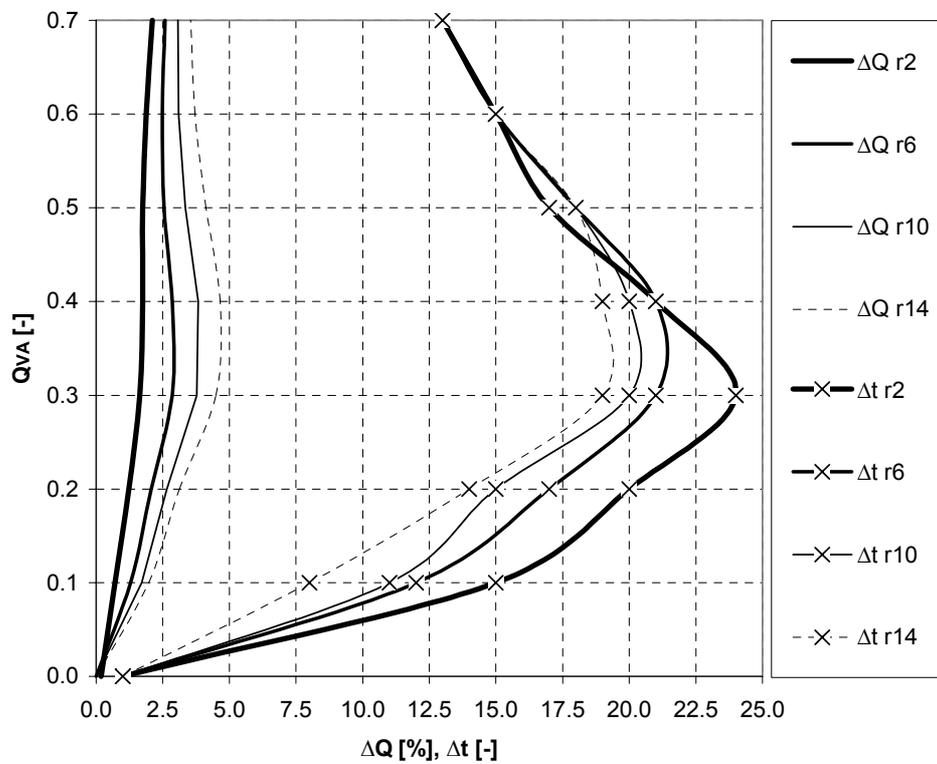


Abb. 5-19: Retentionstyp B 1/20: Berechnete Scheitelreduktionen und – verzögerungen in Abhängigkeit von r und Q_{VA}

5.2.5.3 Wirksamkeit eines hydraulisch abgetrennten Vorlandes mit Flutung von Unterstrom

Der folgende Retentionstyp C 1/20 ist grundsätzlich von seinem Aufbau her ähnlich wie das eben vorgestellte hydraulisch abgetrennte Vorland mit Aktivierung von Oberstrom (vgl. Abb. 5-7). Hier werden jedoch die Retentionsräume von Unterstrom beaufschlagt. Dieser Retentionstyp tritt vor allem bei Zuflussbereichen seitlicher Zubringer auf. Die Retentionswirkung bei einer Rückströmung hat dabei den Vorteil, dass diese zum Einen direkt vom jeweiligen Wasserstand des Hauptflusses am Ausuferungsbereich abhängig ist und der Füllvorgang des Retentionsraumes selbst im Scheitelbereich einer Hochwasserwelle noch wirksam ist und zum Anderen, dass die Fließgeschwindigkeiten im Retentionsraum gegen Null gehen. Anders als bei Typ A nimmt der Retentionsraum nicht direkt am Gesamtabflussgeschehen teil, sondern erfüllt in erster Linie eine Speicherfunktion. Die Wirksamkeit dieses Retentionstyps ist dabei in erster Linie von dem zur Verfügung stehenden Retentionsraum abhängig. In Abb. 5-20 sind exemplarisch die berechneten Fließgeschwindigkeiten am Retentionstyp C 1/20 für den Lastfall $Q_{VA} = 0,3$ und $r = 14$ (vgl. Abb. 5-9) für die Zeitschritte $t = 48$ h, 72 h, 96 h und 120 h zu sehen.

Abb. 5-21 zeigt exemplarisch die berechneten Abflussganglinien an den Kontrollquerschnitten K1 und K2 (vgl. Abb. 5-8) bei $Q_{VA} = 0,3$ sowie $r = 2$ und 14 beim Retentionstyp B 1/20. In Abb. 5-22 sind die hydraulisch berechneten Scheitelreduktionen und Scheitelverzögerungen nach Glg. 5-2 und Glg. 5-3 in Abhängigkeit der jeweiligen Scheitelabflusshöhe im Zuflussbereich nach Glg. 5-1 für den Retentionstyp C 1/20 (vgl. Abb. 5-7) dargestellt. Die Scheitelreduktionen ΔQ liegen hier in einem Bereich zwischen 0,5 % und 3 %. Der optimale Bereich bezüglich der Scheitelreduktionen und der Scheitelverzögerungen liegt bei Abflüssen mit $Q_{VA} = 0,3$.

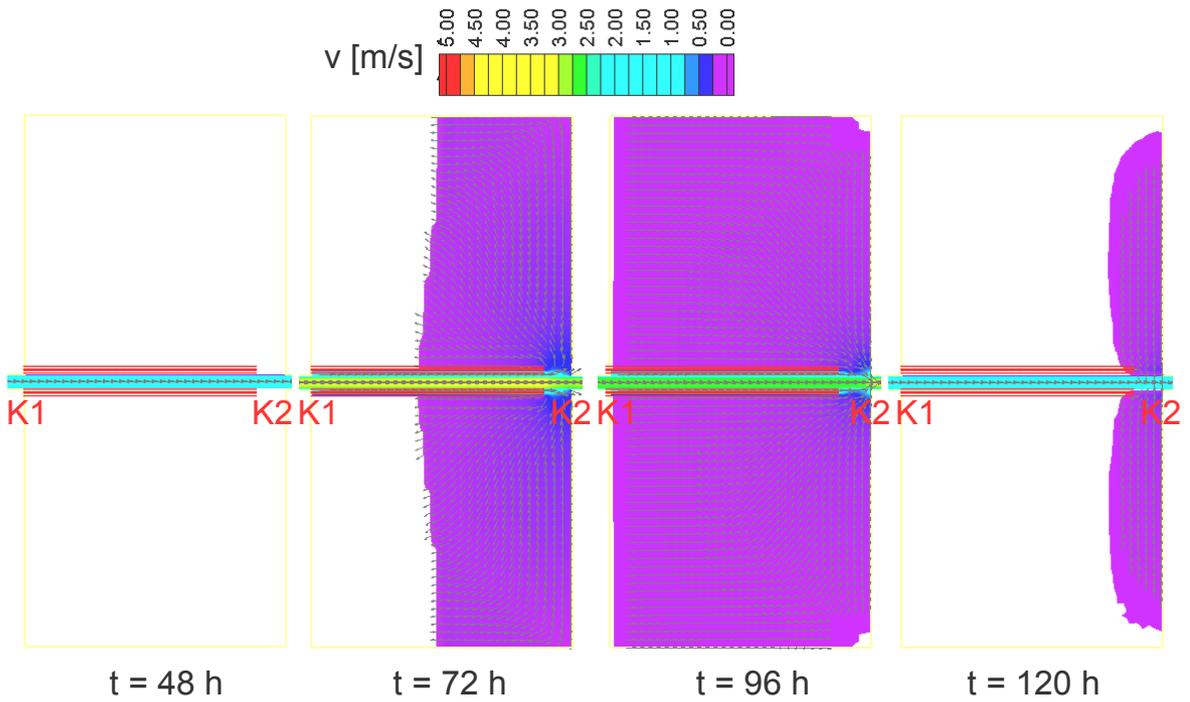


Abb. 5-20: Berechnete Fließgeschwindigkeiten bei der Simulation am Retentionstyp C 1/20 bei $Q_{VA} = 0,3$ und $r = 14$

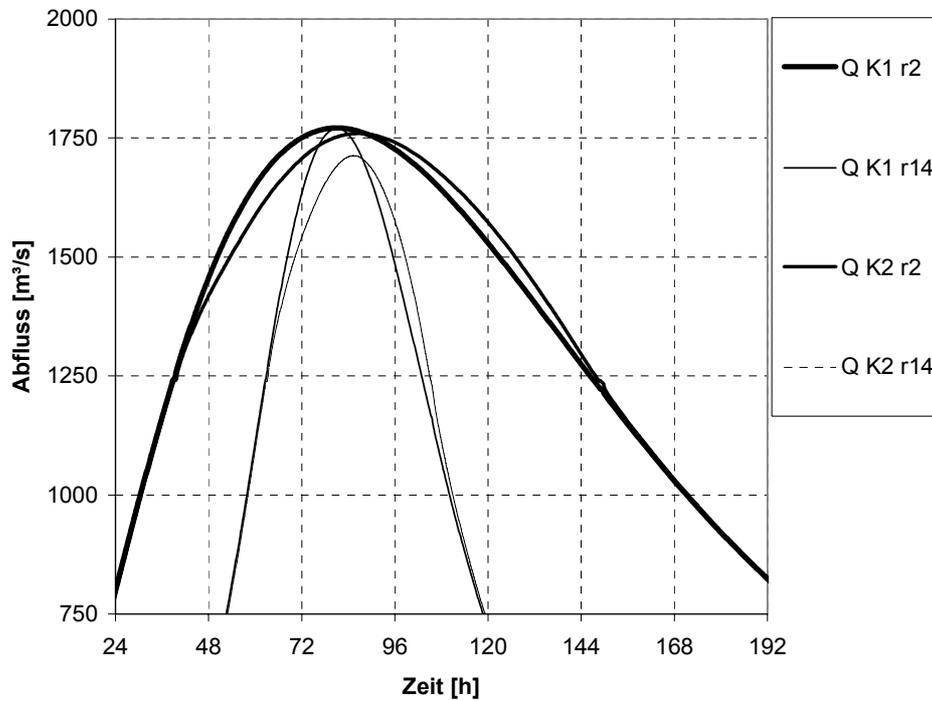


Abb. 5-21: Retentionstyp C 1/20: Berechnete Abflussganglinien an den Kontrollquerschnitten K1 und K2 bei $Q_{VA} = 0,3$ und $r = 2, 14$

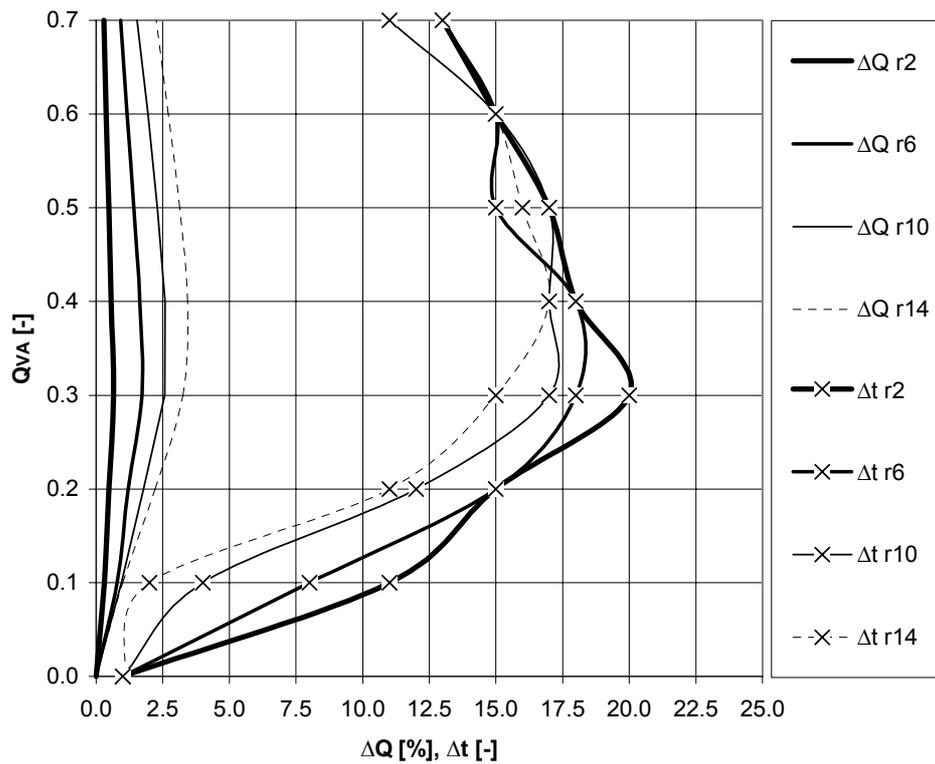


Abb. 5-22: Retentionstyp C 1/20: Berechnete Scheitelreduktionen und – verzögerungen in Abhängigkeit r und Q_{VA}

5.2.5.4 Einfluss der vorgegebenen Randbedingungen

Um den Einfluss der vorgegebenen Randbedingungen abschätzen zu können, wurden für jeden Retentionstyp aus Abb. 5-7 für die jeweils maximal ermittelten Scheitelreduktionen bzw. Scheitelverzögerungen folgende Randbedingungen verändert und die Auswirkungen hinsichtlich Scheitelreduktion und Scheitelverzögerung ermittelt:

- Variante I: Einseitige Beaufschlagung der Retentionsräume
- Variante II: 1,5- fache Vorlandlänge (in Fließrichtung)
- Variante III: 2- fache Vorlandlänge (in Fließrichtung)
- Variante IV: 2- fache Vorlandrauheit (von $k_{St} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ auf $k_{St} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$)
- Variante V: Verkürzung der Wellenanlaufzeit (von $t_A/t_G = 0,4$ auf $t_A/t_G = 0,3$)

Die Veränderungen hinsichtlich der Scheitelreduktion und der Scheitelverzögerung aus den veränderten Randbedingungen der oben beschriebenen Parameterstudie sind wie folgt definiert:

$$\Delta Q_{Var} = \Delta\Delta Q \cdot \Delta Q_{Par} \quad \text{Glg. 5-4}$$

mit:

ΔQ_{Var} Scheitelreduktion der untersuchten Variante [%]

ΔQ_{Par} Scheitelreduktion aus der Parameterstudie aus den Abschnitten 5.2.5.1, 5.2.5.2 und 5.2.5.3 [%]

$\Delta\Delta Q$ Faktor zur Abschätzung der veränderten Wirksamkeit bezüglich der Scheitelreduktion in der untersuchten Variante im entsprechenden Retentionstyp [-]

$$\Delta t_{Var} = \Delta\Delta t \cdot \Delta t_{Par} \quad \text{Glg. 5-5}$$

mit:

Δt_{Var} Scheitelverzögerung der untersuchten Variante [%]

Δt_{Par} Scheitelverzögerung aus der Parameterstudie aus den Abschnitten 5.2.5.1, 5.2.5.2 und 5.2.5.3 [%]

$\Delta\Delta t$ Faktor zur Abschätzung der veränderten Wirksamkeit bezüglich der Scheitelverzögerung in der untersuchten Variante im entsprechenden Retentionstyp [-]

Die ermittelten Faktoren hinsichtlich der veränderten Scheitelreduktionen und - verzögerungen sind in Tab. 5-1 und Tab. 5-2 aufgeführt.

Bei allen untersuchten Retentionstypen führt eine einseitige Beaufschlagung der Retentionsräume zu einer Verringerung der Scheitelreduktion um etwa 50 – 60 %. Die Fließzeiten der Hochwasserscheitel verkürzen sich dabei um etwa 35 – 45 %. Die 1,5-fache Vorlandlänge bei beidseitiger Vorlandbeaufschlagung führt zu einer Erhöhung der Scheitelreduktion um 4 – 17 %, eine Verdopplung der Vorlandlänge um 5 bis 32 %. Eine Verdopplung der Vorlandlänge aller untersuchten ungesteuer-

ten Retentionsräume führt also nicht zu einer Verdopplung des Retentionsvermögens hinsichtlich der Scheitelreduktion. Die Fließzeiten der Hochwasserscheitel werden vor allem bei den simulierten Deichrückverlegungen (Typ A 1/10, Typ A 1/20) zum Teil sehr deutlich erhöht. Die Fließzeit erhöht sich dabei beim Typ A 1/10 um 45 % von der 12-fachen Fließzeit auf etwa die 17-fache Fließzeit im Vergleich zum Ausgangszustand (komplett abgetrenntes Vorland). Beim Lastfall Rückströmung (Typ C 1/20) ist dabei in erster Linie die Geländehöhe im Vorland entscheidend. Eine Verdopplung der Fließlänge hatte in diesem Fall bei den untersuchten Hochwasserganglinien keinen Einfluss, da die Wasserspiegellagen an den beiden Ausuferungsstellen niedriger waren als die Geländehöhen der zusätzlich gewonnenen Vorlandbereiche. Eine Erhöhung des Retentionspotenzials war somit nicht gegeben.

Eine Verdopplung der Vorlandrauheit (Halbierung der Rauheitsbeiwerte nach Manning – Strickler) hat gegenüber den in der Parameterstudie durchgeführten Berechnungen zu Erhöhungen der Scheitelreduktion um bis zu 29 % geführt. Beim hydraulisch abgetrennten Vorland mit Flutung von Oberstrom (Typ B1/20) ist hingegen keine Änderung in der Scheitelreduktion festzustellen. Der Effekt der größeren Verzögerung durch den Vorlandabfluss ist zwar im vorliegenden Fall gegeben, jedoch ist auch die Flutung der Vorlandbereiche durch die höhere Rauheit in den Ausuferungsbereichen schwerfälliger und die Ausflussmengen damit geringer. Die Fließzeit des Hochwasserscheitels zwischen den Kontrollquerschnitten hat sich dabei sogar aufgrund der höheren Beaufschlagung des Flussschlauchs um bis zu 15 % verringert. Ein weiterer Rechenlauf zu Typ B zeigte jedoch, dass bei einer Gestaltung des Ausuferungsbereiches mit einer glatteren Vorlandrauheit ($k_{St} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) durch die damit verbundene Erhöhung der Leistungsfähigkeit gegenüber $k_{St} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ein deutlich höheres Retentionsvermögen erzielt werden kann ($\Delta\Delta Q = 1,22$ und $\Delta\Delta t = 1,05$).

Auffällige Erhöhungen der Scheitelreduktionen konnten durch die Veränderung des Verhältnisses der Anlaufzeit zur Gesamtzeit der Hochwasserwellen t_A/t_G festgestellt werden. Die Verkürzung der Anlaufzeit und der damit verbundenen Verringerung des Abflussvolumens in der Hochwasserwelle über dem bordvollen Abfluss im Flussschlauch bei gleich bleibendem Formbeiwert hatte dabei Erhöhungen der Scheitelreduktion von bis zu 52 % mit sich gebracht. Die Wirkungsweise ungesteuerter Retentionsräume steigt also enorm, je steiler die Hochwasserwellenanstiege und je schlanker die Hochwasserwellen sind. Die in Homagk 2007 beschriebenen Ergebnisse der Untersuchungen zur ungesteuerten Retention am Oberrhein, wo

Homagk eine Erhöhung des Retentionsvermögens durch die Erhöhung der Instationarität der hydrologischen Randbedingungen herausstellte, untermauern diese Tendenz. Die Verkürzung der Fließzeiten der Hochwasserscheitel zwischen den Kontrollquerschnitten im Vergleich zum Ausgangszustand ergibt sich aus den schlankeren Hochwasserwellen.

Tab. 5-1: Ermittelte Faktoren zur Abschätzung der veränderten Wirksamkeit bezüglich der Scheitelreduktion der untersuchten Varianten im entsprechenden Retentionstyp

Variante	Typ A 1/10 $\Delta\Delta Q$ [-]	Typ A 1/20 $\Delta\Delta Q$ [-]	Typ B 1/20 $\Delta\Delta Q$ [-]	Typ C 1/20 $\Delta\Delta Q$ [-]
I	0,44	0,43	0,44	0,40
II	1,17	1,10	1,04	1,06
III	1,32	1,12	1,05	1,06
IV	1,13	1,09	1,00	1,29
V	1,45	1,39	1,34	1,52

Tab. 5-2: Ermittelte Faktoren zur Abschätzung der veränderten Wirksamkeit bezüglich der Scheitelverzögerung der untersuchten Varianten im entsprechenden Retentionstyp

Variante	Typ A 1/10 $\Delta\Delta t$ [-]	Typ A 1/20 $\Delta\Delta t$ [-]	Typ B 1/20 $\Delta\Delta t$ [-]	Typ C 1/20 $\Delta\Delta t$ [-]
I	0,55	0,57	0,55	0,65
II	1,27	1,14	1,05	1,00
III	1,45	1,24	1,10	1,00
IV	1,00	0,90	0,85	1,00
V	0,91	0,86	0,90	0,82

5.3 Zusammenfassung der Ergebnisse und Ausblick

Die Wirkungsweise verschiedener ungesteuerter Retentionstypen wurde anhand von praktischen Beispielen und Ergebnissen einer durchgeführten Parameterstudie vorgestellt. Die Wirksamkeit einzelner Maßnahmen hinsichtlich des Retentionsvermögens (Scheitelreduktion und Scheitelverzögerung) wurde in Abhängigkeit der Ab-

flusshöhe verschiedener Hochwasserwellen und deren Form analysiert. Die Untersuchungen sind zwar bezüglich Topographie und Hydrologie an die Situation der bayerischen Donau angepasst worden, deren Ergebnisse können jedoch auf Flüsse ähnlicher Abflussverhältnisse tendenziell übertragen werden. Folgende Erkenntnisse zu den untersuchten ungesteuerten Retentionsmaßnahmen haben sich ergeben:

- Deichrückverlegungen:
 - Deichrückverlegungen bewirken in erster Linie Scheitelabflussverzögerungen. In den Untersuchungen haben sich bei sehr großen Vorlandbreiten (Retentionsraum Länge/Breite = 1/1) bis zu 25-fache Verzögerungen des Hochwasserscheitels ergeben. Die berechneten Verzögerungen beziehen sich dabei immer auf den Scheitelabfluss. Die Wirksamkeit der Scheitelabflussverzögerung auf das Gesamtabflussgeschehen aufgrund der Verformung der Hochwasserwelle und möglicher Überlagerungen mit seitlichen Zuflusswellen kann dabei deutlich niedriger sein und sollte im Einzelfall geprüft werden.
 - Die Wirksamkeit ist dabei bei kleinen Hochwasserereignissen mit etwa 10 – 30 % Vorlandabfluss ($Q_{VA} = 0,1$ bis $0,3$) am größten. An der bayerischen Donau sind dies Hochwasserabflüsse mit Wiederkehrzeiten von etwa $T \sim 2 - 5$ Jahren. Bei größeren Hochwasserereignissen nimmt die Wirksamkeit wieder deutlich ab. Eine Erhöhung der Vorlandrauheit hat keine höheren Scheitelabflussverzögerungen bewirkt. Im Einzelfall waren sogar aufgrund der dadurch erschwerten Ausuferung Beschleunigungen des Hochwasserscheitels festzustellen. Eine Verdoppelung der Vorlandbreite führte etwa zu einer Verdoppelung der Scheitelabflussverzögerung.
 - Die berechneten Scheitelreduktionen betragen maximal 3 %. Da bei der fließenden Retention bereits bei Anlaufen der Hochwasserwellen die Retentionsräume gefüllt werden, besteht im Bereich der jeweiligen Hochwasserwellenscheitel lediglich die Möglichkeit, durch die höhere Vorlandrauheit den Abfluss zu verzögern.
- Hydraulisch abgetrenntes Vorland mit Flutung von Oberstrom:
 - In den Untersuchungen zu den hydraulisch abgetrennten Vorländern mit deren Flutung von Oberstrom haben sich analog zu den Deich-

rückverlegungen bis zu 25-fach höhere Fließzeiten des Scheitelabflusses ergeben. Der optimale Wirkungsbereich liegt dabei jedoch etwas höher bei etwa 20 – 40 % Vorlandabfluss ($Q_{VA} = 0,2$ bis $0,4$). An der bayerischen Donau sind dies Hochwasserabflüsse mit Wiederkehrzeiten von etwa $T \sim 3 - 20$ Jahren.

- Die Scheitelreduktionen lagen im Vergleich zu den Untersuchungen der Deichrückverlegungen mit Werten von maximal ca. 5 % etwas höher.
 - Höhere Vorlandrauheiten in den Ausuferungsbereichen haben zu Abminderungen des Retentionsvermögens bezüglich Scheitelreduktion und –verzögerung geführt. Grund hierfür ist die Abnahme der Leistungsfähigkeit der Ausuferungsbereiche und die damit verbundene höhere Konzentrierung des Abflusses im Hauptflussschlauch. Geringe Vorlandrauheiten in den Ausuferungsbereichen selbst kombiniert mit höheren Rauheiten im übrigen Vorland haben hingegen zu Erhöhungen des Retentionsvermögens im Bereich von etwa 5 – 20 % gegenüber den in der Parameterstudie untersuchten Fällen geführt.
- Hydraulisch abgetrenntes Vorland mit Flutung von Unterstrom:
- Die ermittelte maximale Verzögerung des Scheitelabflusses ist im Vergleich zu den oben beschriebenen weiteren ungesteuerten Retentionstypen mit einer 20-fachen Verzögerung etwas geringer.
 - Die Flutung von hydraulisch abgetrennten Vorländern ist ähnlich wie bei der gesteuerten Retention (vgl. Kapitel 6) in erster Linie abhängig vom zur Verfügung stehenden Retentionsraum und von der Leistungsfähigkeit der Ausuferungsbereiche. In der vorliegenden Parameterstudie konnten Scheitelreduktionen von bis zu 3 % erzielt werden. Bei ausreichend großem Retentionspotential kann diese Art der ungesteuerten Retention auch bei sehr großen Hochwasserereignissen noch vergleichsweise großes Retentionsvermögen aufweisen.
- Allgemeine Erkenntnisse aus den Untersuchungen:
- Die Retentionswirkung hinsichtlich der Scheitelreduktion ist bei schlanken Hochwasserwellen mit schnellen Hochwasserscheitelan-

stiegen deutlich größer als bei sehr breiten Hochwasserwellen.

- Die Retentionswirkung hinsichtlich der Verzögerung des Scheitelabflusses ist bei sehr breiten Hochwasserwellen mit langsamen Hochwasserscheitelanstiegen am größten.
- Nur wenn die Ausuferungsbereiche ausreichend leistungsfähig sind, können die ungesteuerten Retentionsräume ihren optimalen Wirkungsbereich erreichen.
- Die untersuchten ungesteuerten Retentionsräume wirken in erster Linie scheidelabflussverzögernd. Der optimale Wirkungsbereich liegt dabei im Abflussspektrum von $Q_{VA} = 0,1$ bis $0,4$. Dies entspricht an der bayerischen Donau Abflusserereignissen von etwa HQ_2 bis HQ_{20} .
- Je breiter die ungesteuerten Retentionsräume gegenüber deren Länge sind, desto größere Verzögerungen der Scheitelabflüsse konnten erzielt werden. Dabei konnten erst bei einem Verhältnis $l/b \leq 4/1$ nennenswerte Verzögerungen erzielt werden.

6 Gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern

Bei der gesteuerten Retention wird versucht, einen zur Verfügung stehenden Retentionsraum durch gezielte Beaufschlagung möglichst optimal zu nutzen. In Flussoberläufen können diese Retentionsräume beispielsweise durch Talsperren oder durch gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken im Hauptschluss realisiert werden. In Flussmittelläufen hingegen sind i. d. R. die Geländevoraussetzungen für die Schaffung von Retentionsräumen mit spürbarer Wirksamkeit im Hauptschluss nicht gegeben. Daher sind dort die gesteuerten Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss (HRBN), in der Literatur auch häufig als gesteuerter Flutpolder (FP) bezeichnet, eine Möglichkeit, zur Verfügung stehende Retentionsflächen gezielt für den Hochwasserrückhalt einzusetzen. Auch die gezielte Steuerung von Wehranlagen an Staustufen (z. B. Vorabsenkung) kann theoretisch zusätzlichen Retentionsraum in ausgebauten Fließgewässern schaffen. In den folgenden Abschnitten werden die Möglichkeiten und die Wirksamkeit der gesteuerten Retention anhand von bereits realisierten Beispielen und theoretischen Untersuchungen erläutert.

6.1 Grundlagen und theoretische Wirksamkeit

Der optimale Einsatz eines zur Verfügung stehenden Retentionsraumes für den lokalen Hochwasserrückhalt erfolgt durch eine horizontale Kappung der Hochwasserwelle und gleichzeitig einer kompletten Ausnutzung des zur Verfügung stehenden Retentionsvolumens (Retentionskapazität k).

Um im Rahmen einer konzeptionellen Vorplanung einer gesteuerten Retentionsmaßnahme hinsichtlich Standortwahl, Ermittlung der Anzahl notwendiger Einzelmaßnahmen etc. die theoretische Hochwasserscheitelreduktion überschlägig bestimmen zu können, wurde die im Folgenden beschriebene Auswertung durchgeführt.

Hierbei wurden mehrere, optimal gesteuerte Retentionsräume bezüglich ihrer theoretischen Wirksamkeit hinsichtlich der Scheitelreduktion untersucht. Als hydrologische Datengrundlage dienen dabei die synthetischen Hochwasserereignisse aus Abschnitt 5.2.4 mit $Q_{VA} = 0,1$ bis $0,7$ und $r = 2$ bis 14 . Die untersuchten Retentionskapazitäten k waren $2,5 \text{ Mio. m}^3$, 5 Mio. m^3 , 10 Mio. m^3 , 20 Mio. m^3 , 40 Mio. m^3 und 80 Mio. m^3 . Die mit der theoretisch angesetzten, optimalen Steuerung erzielten Scheitelreduktionen wurden, wie in Abb. 6-1 dargestellt, in das Verhältnis zum Quotienten aus Volumen Rückhalteraum und Volumen Hochwasserwelle

(V_{RR}/V_{HW}) gesetzt. In Abb. 6-1 stellt jeder Punkt eine untersuchte Scheitelreduktion dar. Die Streuung der Werte ergibt sich schließlich aus den unterschiedlichen Hochwasserwellenformen und den unterschiedlichen Scheitelabflusshöhen. Grundsätzlich ist diese Gleichung bei Hochwasserwellen sämtlicher Fließgewässer anwendbar. Bedingung ist dabei jedoch ein halbwegs stetiger An- und Abstieg der Abflusskurve zum Hochwasserscheitel hin und vom Hochwasserscheitel weg, sowie die isolierte Betrachtung einer Hochwasserwelle während eines Hochwasserereignisses, bzw. keine Miteinbeziehung von Vor- oder Nachwellen.

Um im optimal gesteuerten Fall beispielsweise eine 10 %-ige Reduktion des Hochwasserscheitels (ΔQ) erreichen zu können, wird ein Hochwasserrückhalteraum mit einem Volumen von etwa 2 % der gesamten Hochwasserwelle benötigt. Um eine 40 %-ige Hochwasserscheitelreduktion erreichen zu können, muss bereits ein Hochwasserrückhalteraum mit einem Volumen im Bereich von 20 % der gesamten Hochwasserwelle eingesetzt werden.

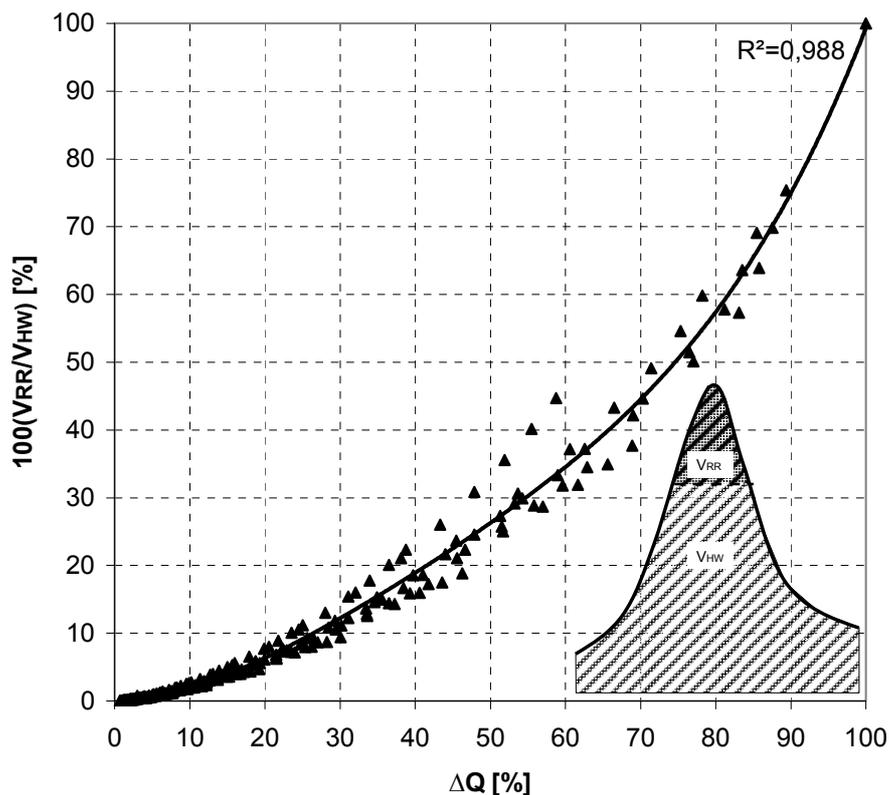


Abb. 6-1: Verhältnis optimale Scheitelreduktion ΔQ [%] zu Volumen Rückhalteraum / Volumen Hochwasserwelle V_{RR}/V_{HW} [%]

6.2 Nutzung von Staustufen zum Hochwasserrückhalt

Auch die Nutzung von Staurauminhalten an Fließgewässern hat in den gegenwärtig geführten Diskussionen zum Hochwasserrückhalt Einklang gefunden. Sicherlich hat eine derartige Nutzung von Staustufen dahingehend den Vorteil, dass die Anlagen bereits bestehen und keine weiteren Flächen mehr in die Diskussion miteinbezogen werden müssen. Dabei wird jedoch meist die Wirksamkeit einer solchen Maßnahme deutlich überschätzt und die Machbarkeit der Steuerungsvorgänge nicht berücksichtigt. Um einen Rückhalteraum in einer Stauhaltung zu erzeugen, bedarf es, im Gegensatz zu einem gesteuerten Hochwasserrückhalteraum im Nebenschluss (i. d. R. Trockenbecken), einer vorherigen teilweisen Entleerung des Stauraumes durch eine Vorabsenkung. Die Schwierigkeit besteht zunächst darin, auf eine ausreichend genaue Hochwasservorhersage mit ausreichend langem Vorhersagehorizont zurückgreifen zu können. In der Regel ist eine derartig genaue Prognose heutzutage noch nicht möglich. Ein weiterer Aspekt ist die technische Machbarkeit einer Vorabsenkung. Grundsätzlich sind die Wehranlagen an Staustufen derartig konzipiert, dass mit den beweglichen Wehrverschlüssen Vorabsenkungen durchgeführt werden können. Bei Hochwasserabflüssen können jedoch die Unterwasserstände der Wehranlagen so hoch werden, dass eine Vorabsenkung im Scheitelbereich der Hochwasserwelle nicht mehr möglich ist. Falls doch, bleibt immer noch die Frage nach den Auswirkungen der mit der Vorabsenkung erzeugten Abflusserhöhung auf die Unterlieger und deren lokalen Hochwasserschutzeinrichtungen.

Die Besonderheit im Vergleich zu der gesteuerten Aktivierung seitlich gelegener Retentionsflächen (vgl. Abb. 6-4) ist hier u. a. eine Verlängerung des notwendigen Prognosehorizonts. Hierbei muss, wie oben bereits beschrieben, der Retentionsraum erst durch eine Vorabsenkung erzeugt werden. Der notwendige Prognosehorizont wird dadurch länger und rückt auf der Zeitachse näher in die Gegenwart. Durch die Vorabsenkung wird der Abfluss im ansteigenden Ast einer Hochwasserwelle für die Unterlieger zunächst erhöht. Die Hochwasserwelle verbreitert sich dadurch. Dies geschieht dabei nicht im Nachlauf des Hochwasserscheitels sondern bereits vor dessen Eintreffen. Abb. 6-2 zeigt das Prinzip einer gesteuerten Retention in einer Flusstauhaltung durch Vorabsenkung. Bereits zum Zeitpunkt t_1 muss der Verlauf der Hochwasserwelle bis zum Zeitpunkt t_3 durch eine gesicherte Prognose bekannt sein. Es folgt eine Vorabsenkung des Stauraums (soweit möglich) mit der Erzeugung eines Retentionsraums k_1 , welcher ab dem Zeitpunkt t_2 durch gezielte Steuerung der Wehranlage wieder gefüllt werden kann. Im Optimalfall ist dabei zum Zeitpunkt t_3 das maximal mögliche Retentionsvolumen k_1 voll ausgenutzt.

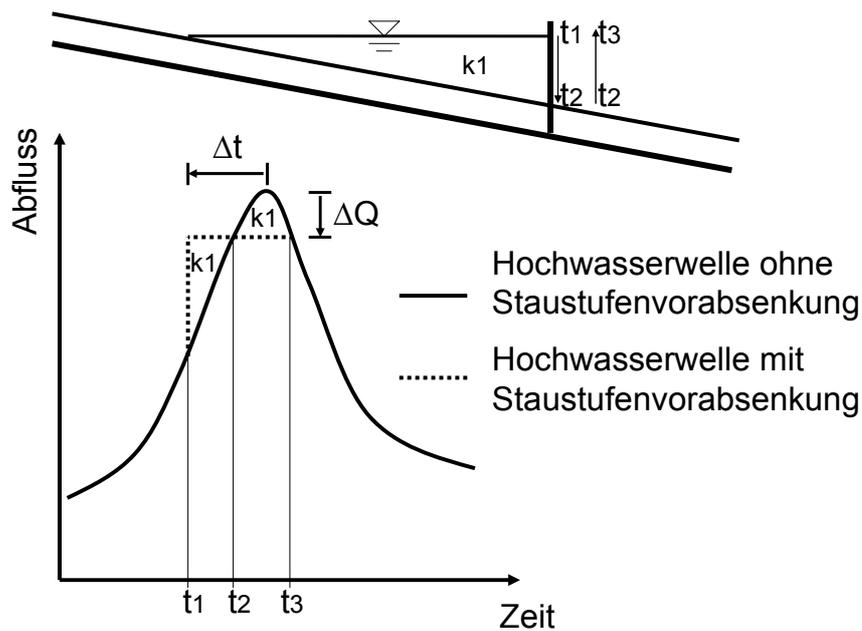


Abb. 6-2: Prinzip einer gesteuerten Retention in einer Flussstauhaltung durch Vorabsenkung

In Abb. 6-3 ist am Beispiel der Staustufe Faimingen, die sich an der Donau im Gebiet I (aus Abschnitt 3.2) zwischen Neu-Ulm und Donauwörth befindet (vgl. Abb. 2-12), das Ergebnis einer $2d-h_n$ -Berechnung eines HQ_{10} einer Vorabsenkung zur Erzeugung zusätzlichen Retentionsraums dargestellt. Hierbei müsste mit der Vorabsenkung spätestens etwa einen Tag vor Eintreffen des Hochwasserscheitels begonnen werden. Eine genaue Prognose mit Kenntnis der Abflussganglinie wäre dabei über einen Prognosehorizont von etwa 1,5 Tagen notwendig. Derzeit ist eine solche zielgenaue Prognose noch nicht realistisch, sodass dieses Beispiel nur als eine Veranschaulichung der theoretischen Prozesse dienen soll.

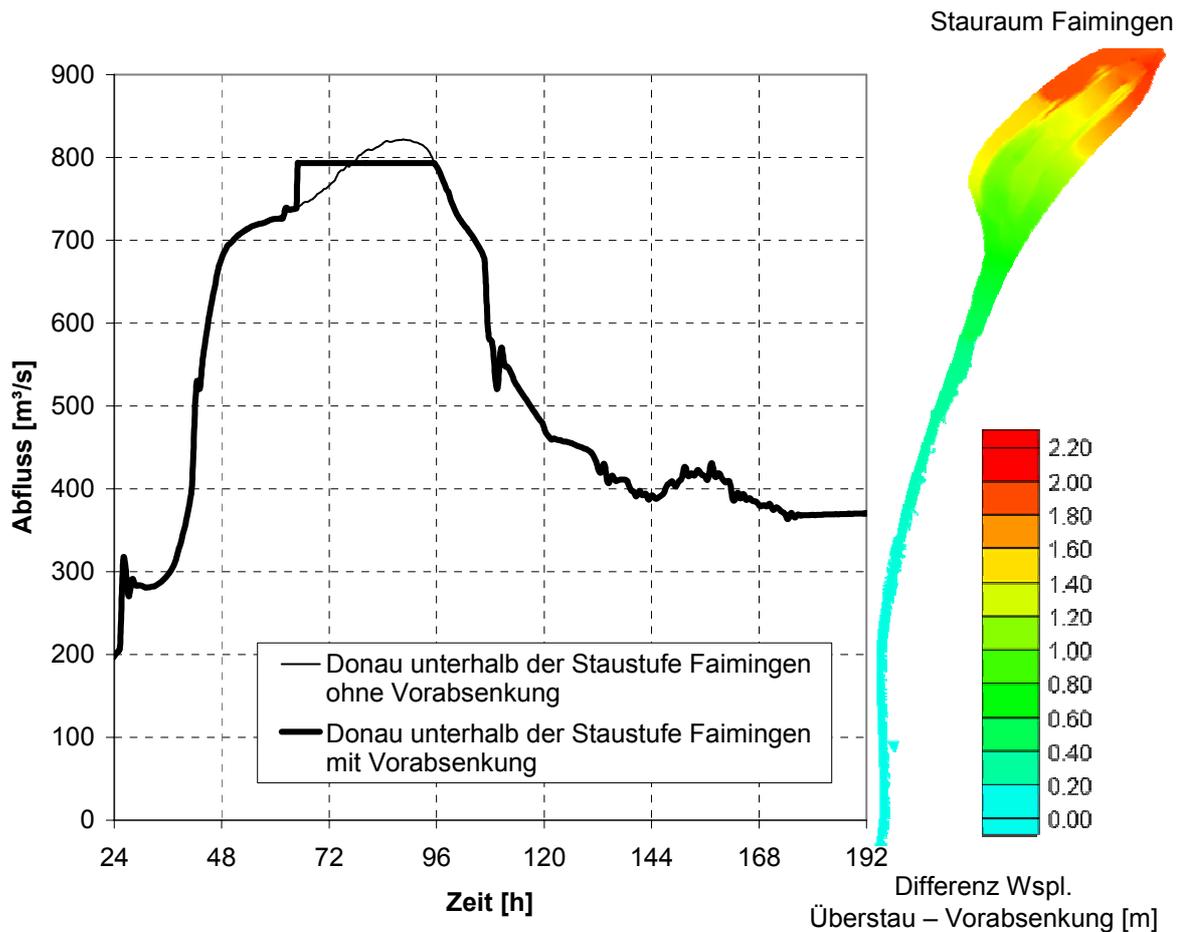


Abb. 6-3: Ermittelte Hochwasserganglinien unterhalb der Staustufe Faimingen mit und ohne Vorabsenkung bei einem HQ_{10} mit optimaler Ausnutzung des Retentionsraums und dabei minimal möglichem Prognosehorizont

Bei der Simulation wurde die maximal mögliche Vorabsenkung von etwa 1,40 m bei Steuerung aller drei vorhandenen Wehrfelder sowie eine anschließende Rückführung zum Stauziel mit einem zusätzlichen Überstau von 0,70 m durchgeführt. Der Überstau von 0,70 m wird derzeit ohnehin gemäß der dortigen Betriebsvorschriften zur zusätzlichen Aktivierung oberstromig gelegener Ausuferungsbereiche ab einem Abfluss von $700 \text{ m}^3/\text{s}$ eingestellt. Durch eine solche Steuerung kann im Optimalfall ein zusätzlicher Retentionsraum von etwa 1,3 Mio m^3 erzeugt werden. Die theoretisch erzielbare Scheitelreduktion beträgt etwa $30 \text{ m}^3/\text{s}$. Als weiteres Beispiel für die theoretische Wirksamkeit einer Vorabsenkung mit einem vergleichsweise großen Stauraum soll die Staustufe Geisling dienen. Sie befindet sich im Gebiet III aus Abschnitt 3.2 und hat durch eine Vorabsenkung bei einem HQ_{100} ein aktivierbares Rückhaltevolumen von etwa 4 Mio. m^3 . Das Verhältnis Volumen Rückhalteraum zu Volumen Hochwasserwelle ist jedoch aufgrund der vorherrschenden Hydrologie kleiner als bei der oben beschriebenen Staustufe Faimingen.

Das Retentionsvermögen bezüglich der Scheitelreduktion wird dadurch ebenfalls kleiner. In Tab. 6-1 sind die theoretisch erzielbaren Hochwasserscheitelreduktionen sowie die Verhältnisse Hochwasserrückhalteraum zu den Volumina der Hochwasserwellen am Beispiel der Staustufen Faimingen und Geisling dargestellt. Vorausgesetzt wird dabei eine exakte Hochwasservorhersage mit ausreichend langem Vorhersagehorizont sowie die praktische Durchführbarkeit der Vorabsenkung.

Tab. 6-1: Theoretisch erzielbare Hochwasserscheitelreduktionen durch gezielte Vorabsenkung mit optimaler Ausnutzung des gewonnenen Retentionsraums am Beispiel der Staustufen Faimingen (Gebiet I) und Geisling (Gebiet III)

	Faimingen	Geisling
V_{RR} [Mio. m ³]	1,3	4,0
$V_{HW_HQ_{10}}$ [Mio. m ³]	264	1363
$V_{HW_HQ_{100}}$ [Mio. m ³]	320	1997
$V_{RR}/V_{HW_HQ_{10}}$ [%]	0,49	0,29
$V_{RR}/V_{HW_HQ_{100}}$ [%]	0,40	0,20
$\Delta Q_{HQ_{10}}$ [%]	3,6* (3,3**)	1,3* (3,1**)
$\Delta Q_{HQ_{100}}$ [%]	2,8* (2,5**)	0,0* (2,4**)

* gemäß Abb. 6-1 ** gemäß Abb. 6-2

Wie auch die LAWA (2000) in Ihren Untersuchungen zur Wirksamkeit von Hochwasservorsorge- und Hochwasserschutzmaßnahmen im Rheingebiet feststellte, nimmt die Wirksamkeit der Nutzung von Staurauminhalten zum Hochwasserrückhalt bei größer werdenden Hochwasserereignissen deutlich ab. Bei Hochwasserabflüssen größer HQ₁₀₀ geht die Wirksamkeit auf Null zurück. Mit Berücksichtigung der derzeitigen Möglichkeiten in der Hochwasservorhersage geht die Wahrscheinlichkeit der Erzielung von signifikanten Scheitelreduktionen ebenso deutlich zurück. Schlimmstenfalls wird eine Hochwasserwelle durch die Durchführung einer Vorabsenkung beschleunigt und der Hochwasserscheitel wird verpasst.

6.3 Gesteuerter Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss

6.3.1 Prinzip

In Abb. 6-4 ist die Funktionsweise und grundlegende Konzeption eines gesteuerten Flutpolders (FP) bzw. eines Hochwasserrückhaltebeckens im Nebenschluss (HRBN) dargestellt. An einem Fluss F befindet sich ein Flutpolder FP, welcher durch einen Trenndeich TD (bestehender Deich BD i. d. R. nicht beidseitig einstau-bar) sowie durch den Absperrdeich AD begrenzt ist.

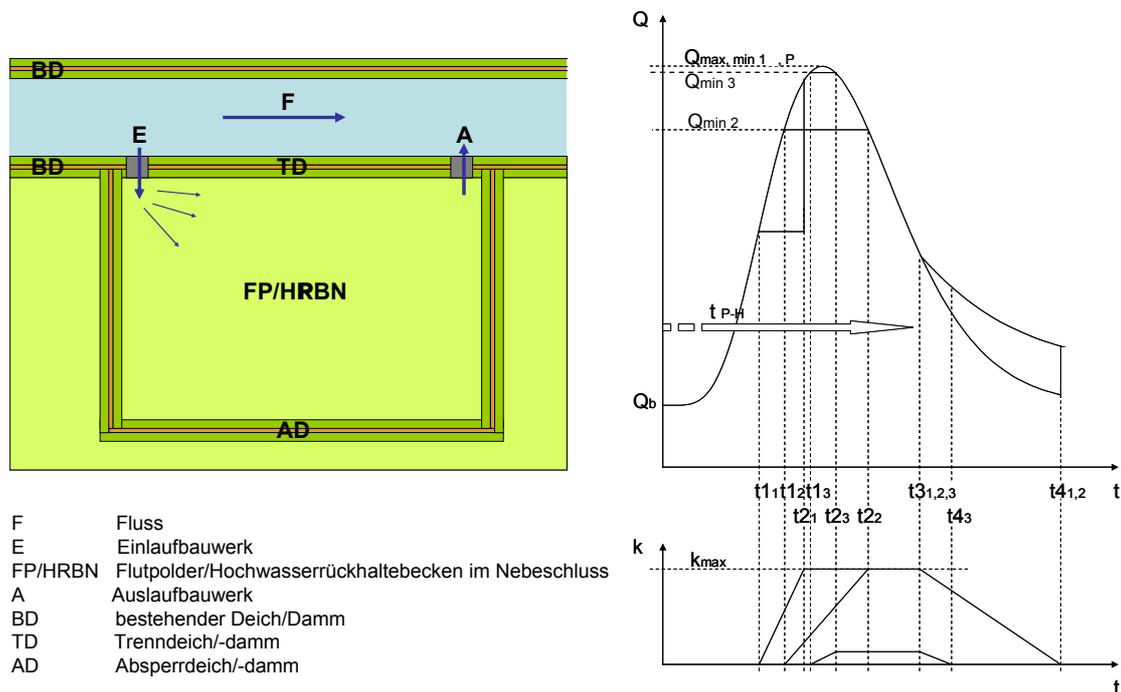


Abb. 6-4: Schematische Darstellung der Konzeption und Funktionsweise eines gesteuerten Flutpolders (aus Fischer 2007)

Der Flutpolder FP wird ab einem bestimmten Abfluss zum Zeitpunkt t_1 über ein Einlaufbauwerk E gefüllt (drei Varianten mit Indizes 1, 2, 3 sind dargestellt). Mit einem oder mehreren steuerbaren Elementen, z. B. Schützen, wird der Zufluss zum Polder je nach Steuerstrategie und Prognosehorizont P-H meist so reguliert, dass der Abfluss im Fluss F ab diesem Zeitpunkt möglichst lange konstant gehalten wird und nicht weiter ansteigt. Wie oben beschrieben spricht man von einer optimalen Steuerung, wenn der Flutpolder so gesteuert wird, dass mit dem zur Verfügung stehenden Retentionsvolumen k ein minimal erzielbarer Abfluss Q_{\min} im Fluss F im Unterwasser des Flutpolders erzielt wird. Der Prognosehorizont P-H sollte dabei mindestens bis zum Zeitpunkt t_2 reichen, da ansonsten die Prognosewelle $Q_P(t)$ nicht bis zum

Ende der Flutpolderbeaufschlagung bekannt ist. Nach bzw. während des Abklingens des jeweiligen Hochwasserereignisses wird der Flutpolder zum Zeitpunkt t_3 wieder über das Auslaufbauwerk A bis zum Zeitpunkt t_4 entleert. Das Auslaufbauwerk sollte so angeordnet sein, dass eine völlige Entleerung des HRBNs möglich ist. Bei einer abweichenden Abflussprognose von der tatsächlich ablaufenden Hochwasserwelle und den damit verbundenen Abweichungen vom optimalen Steuerungsprozess kann die Wirksamkeit des HRBNs je nach Prognosefehler mehr oder weniger stark abgeschwächt werden (vgl. Abschnitt 6.4.2).

6.3.2 Bauwerke

Wie in Abschnitt 6.3.1 erläutert, sind das Einlaufbauwerk und das Auslaufbauwerk zwei wichtige Komponenten eines gesteuerten HRBN. Das Einlaufbauwerk stellt durch die innerhalb eines Planungsprozesses festgelegte Leistungsfähigkeit einen begrenzenden Faktor für die Wirksamkeit eines HRBN dar. Das Auslaufbauwerk ist für die Entleerung des Hochwasserrückhalteriums notwendig. Weitere konstruktive wasserbauliche Elemente eines HRBN sind der Trenndeich/-damm sowie der Absperrdeich/-damm. Im Folgenden wird auf die einzelnen Bauelemente eines HRBN und deren grundsätzlich notwendigen Eigenschaften eingegangen.

6.3.2.1 Einlaufbauwerk

Grundsätzlich soll bei einem gesteuerten HRBN in einem bestimmten Abflussregime die Möglichkeit bestehen, in das Hochwasserabflussgeschehen einzugreifen. Das Abflussregime ist dabei direkt abhängig von der hydrologischen Situation im oberhalb liegenden Einzugsgebiet sowie vom unterhalb des Rückhalteriums liegenden lokalen Hochwasserschutzgrad oder der überregionalen hydrologischen Situation. Aus den Überlegungen des Schutzgrades bzw. der gewünschten Rückhaltewirkung des zu planenden HRBN in Kombination mit der Auswertung der Hydrologie des Einzugsgebietes ergibt sich eine erforderliche Leistungsfähigkeit des gesteuerten Einlaufbauwerkes. Die erforderliche Leistungsfähigkeit muss dabei im Einzelfall, je nach Zielsetzung des Hochwasserrückhalteriums, bestimmt werden. Die bauliche Durchführung des Einlaufbauwerks kann dabei offen oder geschlossen ausgebildet werden (vgl. Abb. 6-5 und Abb. 6-6). Bei einer geschlossenen Ausbildung wird das HRBN über einen oder mehrere Rohrdurchlässe mit Regelungsorganen geflutet. Bei offener Ausbildung erfolgt die Flutung bei kompletter Öffnung der Regelungsorgane (z. B. Gleitschütz) im Freispiegelabfluss. In beiden Fällen sind Vorkehrungen zur Energieumwandlung zu treffen.

Schnitt A-A

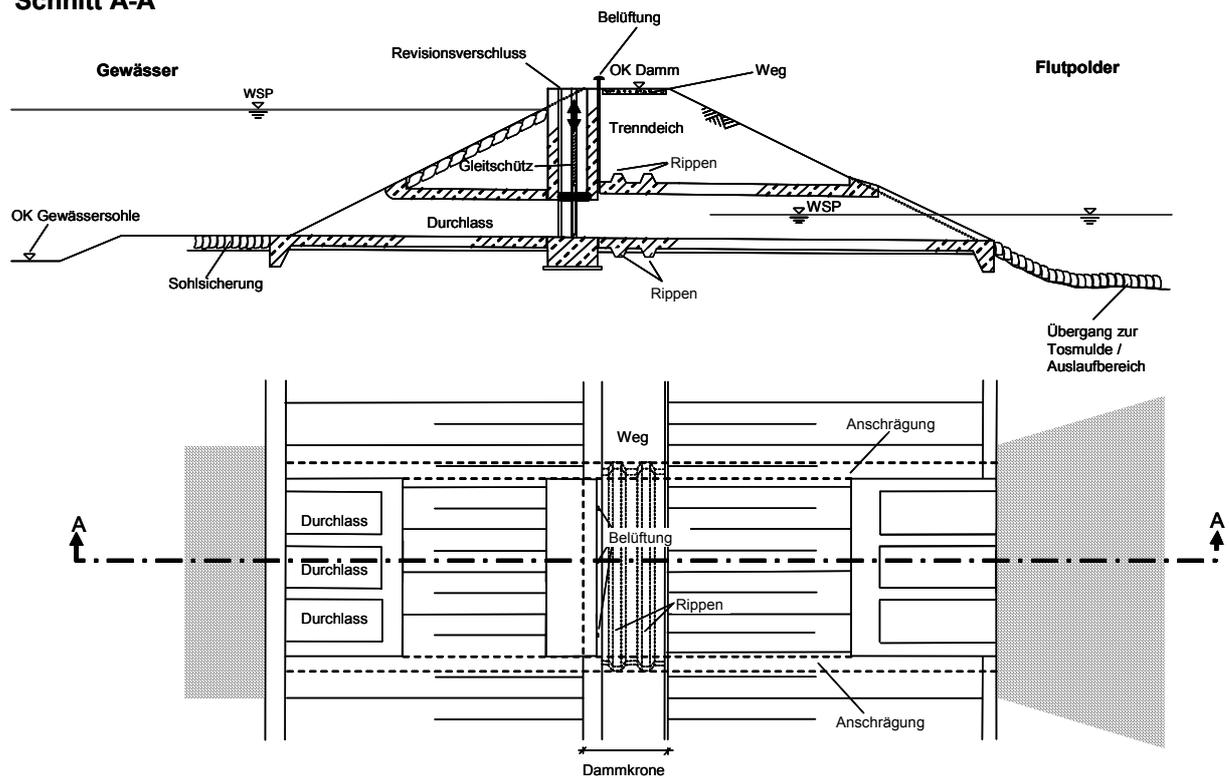


Abb. 6-5: Prinzipskizze eines geschlossenen Einlaufbauwerks, Durchlass mit Gleitschütz, aus Strobl et al. (2005)

In einem staugeregelten Fluss kann, je nach Entfernung des oberstromig der Wehranlage gelegenen Einlaufbauwerks eines seitlich gelegenen Rückhalteraums, das Wirkungsspektrum des Einlaufbauwerks mehr oder weniger stark unterstützt werden. In nicht staugeregelten Flussabschnitten kann ein Einlaufbauwerk i. d. R. erst ab einem bestimmten Hochwasserabfluss eingesetzt werden. Die Kombination Aufstau im Fluss und seitlich gelegenes Einlaufbauwerk des HRBN oberstromig der Wehranlage o. Ä. stellt diesbezüglich eine sehr günstige Kombination dar. Je näher dabei das Einlaufbauwerk des HRBN oberstromig einer Wehranlage liegt, desto größer wird die Unabhängigkeit von der Abflusshöhe im Flussschlauch zur Flutung des Retentionsraums. Vor allem bei gesteuerten HRBNs, welche Teil eines überregionalen Hochwassermanagement-Konzeptes sind und nicht nur lokal als „Not-speicher“ im Extremhochwasserfall eingesetzt werden sollen, bringt ein oberstromig möglichst nah an einem Stau erzeugenden Querbauwerk (Wehranlage, Rampe etc.) gelegenes Einlaufbauwerk ein erhöhtes Maß an Flexibilität bei der Steuerung.

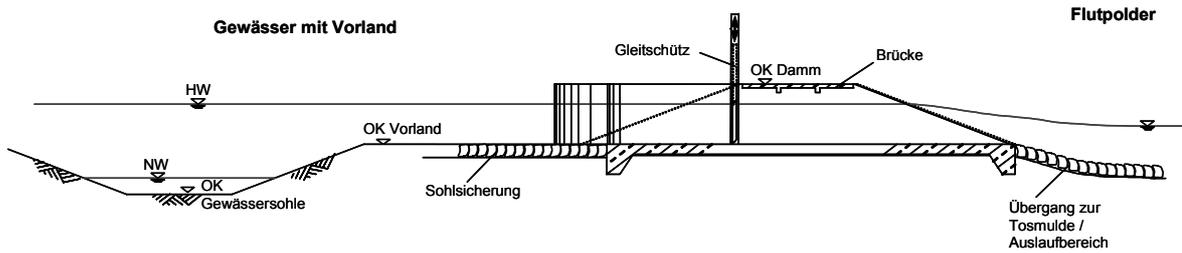
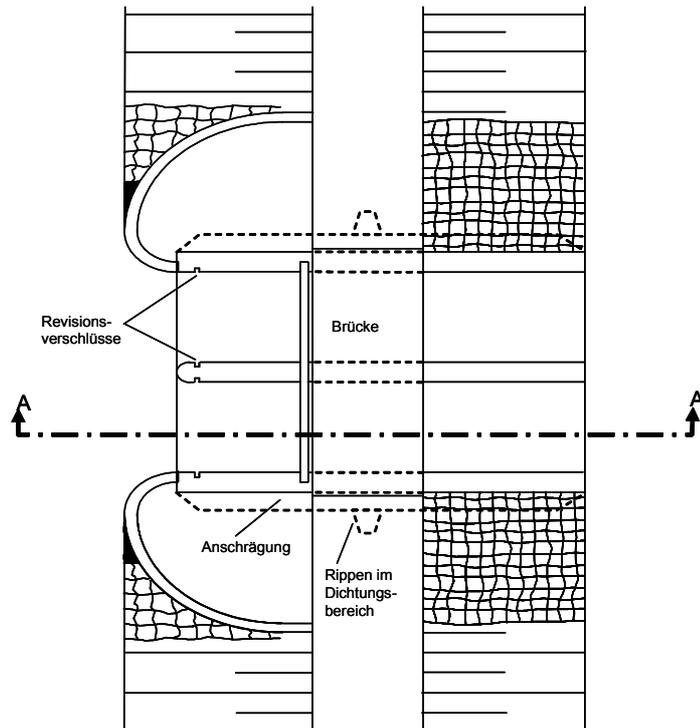
Schnitt A-A**Draufsicht**

Abb. 6-6: Prinzipskizze eines offenen Einlaufbauwerkes, Schützenwehr, aus Strobl et al. (2005)

Grundsätzlich sind bei der konzeptionellen Planung von Einlaufbauwerken zu seitlich gelegenen Hochwasserrückhaltebecken folgende Punkte zu beachten, welche u. a. aus Strobl et al. (2005), Mosonyi (2000) und Hartlieb (2007) zusammengefasst werden:

- Maßgebend für die Bemessung des Einlaufbauwerkes ist je nach Zielsetzung des geplanten Flutpolders der maximale Zufluss zum Flutpolder.
- Grundsätzlich ist die Berücksichtigung der n-1 Regel hinsichtlich der Bauwerkssicherheit am Einlaufbauwerk des Flutpolders nicht erforderlich. Sie erhöht jedoch die Sicherheit bezüglich der erzielbaren Wirksamkeit des Rückhaltereaumes. Zum einen kann bei Ausfall eines Verschlussorgans der Rückhalteraum trotzdem voll genutzt werden und zum anderen kann in Ein-

zelfällen bei größeren erforderlichen Zuflüssen als die der angenommenen Bemessungszuflüsse das zusätzliche Verschlussorgan herangezogen werden, um die Leistungsfähigkeit zu erhöhen.

- Um ein möglichst breites Wirkungsspektrum zu erreichen, sollte die Sohle des Einlaufbauwerks auf der Geländeoberkante des Vorlandes liegen. Die Flexibilität im Steuerungsprozess kann durch einen gezielten Aufstau im Fluss im Unterwasser des Einlaufbauwerks erhöht werden.
- Je weiter das Einlaufbauwerk am oberstromigen Ende des HRBN liegt, desto größer ist grundsätzlich das erzielbare Rückhaltevolumen.
- Das Einlaufbauwerk sollt möglichst strömungsgünstig ausgebildet werden. Die durch eine Flutung des Rückhalteraaumes zusätzlichen hydraulischen Belastungen im Bereich des Einlaufbauwerks können beispielsweise durch numerische oder physikalische Modellierung ermittelt und durch konstruktive Lösungen weitestgehend vermieden werden. Auf eine ausreichende Energieumwandlung im Unterwasserbereich des Einlaufbauwerks ist zu achten. Um Schäden aus den hydraulischen Belastungen im Zuflussbereich des Rückhalteraaumes zu vermeiden sollte der Zufluss möglichst breitflächig ausgebildet werden.
- Die Öffnungsorgane sollten über eine elektronische Fernsteuerung durch eine zentrale Überwachungsstelle gesteuert werden können. Der Handbetrieb der Verschlüsse muss jedoch auch gewährleistet sein (z. B. bei Stromausfall).

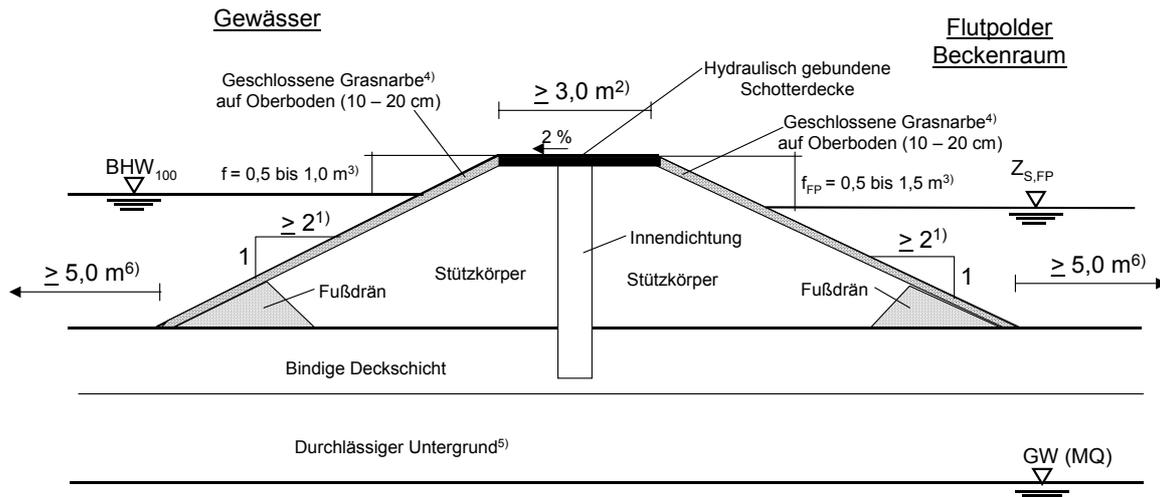
6.3.2.2 Auslaufbauwerk

Das Auslaufbauwerk (vgl. Abb. 6-4) ist zwar für die Hochwasserrückhaltewirkung auf den ersten Blick nur zweitrangig, jedoch kann eine Fehldimensionierung zu sowohl wasserwirtschaftlichen als auch ökologischen Schäden führen. Letzendllich kann durch ein nicht ausreichend groß dimensioniertes Auslaufbauwerk die Anlagensicherheit gefährdet werden. Es sei hierzu ein mögliches Schadenszenario dargestellt. Im Flussschlauch herrscht ein Extremhochwasser, das Einlaufbauwerk konnte erfolgreich nach den Steuerungsvorgaben geöffnet werden, konnte dann beispielsweise aufgrund eines Stromausfalls und/oder einer Verklausung etc. nicht mehr ordnungsgemäß geschlossen werden. Der gesteuerte Rückhalteraum wird dadurch je nach vorherrschenden Abflussverhältnissen weiterhin geflutet und das planmäßige Stauziel im HRBN möglicherweise überschritten. In diesem Fall muss

das Auslaufbauwerk geöffnet werden, um den unplanmäßigen Zufluss über das Auslaufbauwerk wieder zurück in den Flussschlauch zu leiten. Sollte dies aufgrund zu hoher Wasserspiegellagen im Flussschlauch im Bereich des Auslaufbauwerks nicht möglich sein, kann dies auch durch Schöpfwerke erfolgen, wenngleich dann die Kosten für den Bau des Rückhalteraums deutlich größer werden. Aufgrund der meist sehr unterschiedlichen Schadenpotenziale verschiedener Standorte muss dieses Schadensszenario schließlich im Einzelfall untersucht werden. Die Konstruktion des Auslaufbauwerks kann ebenso wie beim Einlaufbauwerk offen oder geschlossen erfolgen. Letztendlich müssen bei der Planung die ökologischen und wasserwirtschaftlichen Erfordernisse berücksichtigt werden. Das Auslaufbauwerk kann beispielsweise auch zur Herstellung der Durchgängigkeit möglicher Gräben, Zuflüsse etc., welche im nichteingestauten Zustand durch die Polderfläche (Trockenbecken) fließen, herangezogen werden. Die Leistungsfähigkeit des Auslaufbauwerks hat direkten Einfluss auf die Entleerungsdauer des Hochwasserrückhalteraumes. Hierbei stehen zwei wichtige Aspekte im Vordergrund. Zum einen besteht die Gefahr, dass bei Auftreten von Hochwasserereignissen mit Vorwellen der Hochwasserrückhalteraum bereits bei der häufig kleineren Vorwelle geflutet wird und dieser bis zum Eintreffen der Hauptwelle nicht mehr entleert werden kann. Die Gefahr besteht ebenso bei ökologischen Flutungen vor Extremereignissen. Hierbei kann evtl. notwendiger Retentionsraum verloren gehen (Homagk 2007). Zum anderen ist hinsichtlich der ökologischen Erfordernisse wie beispielsweise der Einstaudauer (vgl. auch Abschnitt 4.1) meist eine möglichst rasche Entleerung des Rückhalteraums erforderlich. Auf eine ausreichende Dimensionierung des Auslaufbauwerkes ist daher zu achten.

6.3.2.3 Trenndeich/ -damm

Bestehende Hochwasserschutzdeiche oder Stauhaltungsdämme müssen bei der Reaktivierung seitlich gelegener Hochwasserrückhalteräume i. d. R. in sogenannte Trenndeiche bzw. Trenndämme umgewandelt werden (vgl. Abb. 6-4). Die Besonderheit an einem Trenndeich bzw. Trenndamm liegt in der Möglichkeit des beidseitigen Einstaus, der durch konstruktive Veränderungen am Wasserbauwerk realisiert werden kann. In Abb. 6-7 ist ein exemplarischer Querschnitt für die Konstruktion eines Trenndeiches mit Innendichtung und beidseitig angeordnetem Fußdrän dargestellt (aus Haselsteiner 2007b). Die Anordnung einer Innendichtung ist aufgrund des gleichermaßen einseitigen bzw. beidseitigen Einstaus zu bevorzugen. Beispielsweise besteht bei der Anordnung einer Oberflächendichtung flussseits die Gefahr, dass bei Abklingen eines Hochwasserereignisses und gefülltem Hochwasserrückhaltebecken aufgrund des Druckhöhenunterschiedes eine Durchströmung des Trennbauwerkes von der Polderseite zum Flussschlauch hin auftritt und dabei einen Druckaufbau an der Oberflächendichtung hervorruft. Der Druckaufbau könnte dabei schließlich zu Schäden an der Dichtung bis hin zum Versagen des Bauwerkes führen. Im Falle einer bereits bestehenden Oberflächendichtung beispielsweise im Bereich einer Stauhaltung muss diese entsprechend dimensioniert bzw. umgerüstet werden. Die Auftriebssicherheit der Oberflächendichtung ist nachzuweisen und gegebenenfalls durch konstruktive Veränderungen am Bauwerk zu gewährleisten. Dies kann beispielsweise durch eine zusätzliche Auflast am Dichtelement erfolgen. Bei einem Neubau bzw. einer Umrüstung eines bestehenden Deiches ist jedoch eine Innendichtung zu bevorzugen. Der beidseitig angeordnete Fußdrän ist aufgrund der Entwässerung des Trennbauwerkes hin zur Fluss- sowie zur Polderseite notwendig. Die Rückströmung soll dabei von der Böschungsoberfläche ferngehalten und auf den Fußdrän konzentriert werden.



¹⁾ Je nach hydraulischer Belastung können auch flachere Böschungsneigungen von 1:3 und flacher notwendig werden.

²⁾ Falls die Krone im Hochwasserfall befahrbar sein soll, schlagen STROBL et al. (2004) eine Kronenbreite von mindestens 5,0 m vor.

³⁾ Die Freibordmaße sind im Gewässer und Beckenbereich i. d. R. unterschiedlich. Die absolute Kronenkote des Trenndeiches ergibt sich aus dem Maximum des Wasserstands zzgl. Freibords im Gewässer und Beckenbereich.

⁴⁾ Bei zu erwartender starker hydraulischer Beanspruchung aus Wellen und/oder Strömung ist eine Sicherung z. B. mit Steinen an Teilen oder der gesamten Böschung vorzusehen.

⁵⁾ Da der Beckenraum i. d. R. ein Feuchtgebiet darstellt, kann beim Vorhandensein einer ausreichend mächtigen Deckschicht auf eine Abdichtung des Untergrundes verzichtet werden, sofern die Standsicherheit von Trenndeich und Untergrund gewährleistet bleiben.

⁶⁾ Wie bei Hochwasserschutzdeichen ist die Einhaltung eines Schutzraumes mit beschränkter Nutzung vorteilhaft.

Abb. 6-7: Beispiel für eine konstruktive Lösung eines Trenndeiches im Querschnitt
(aus Haselsteiner 2007b)

6.3.2.4 Absperrdeich/ -damm

Die vorlandseitige Abgrenzung des HRBN zum Hinterland wird durch einen sogenannten Absperrdeich/-damm erzeugt (vgl. Abb. 6-4). Das Absperrbauwerk kann hinsichtlich der jeweils vorherrschenden Randbedingungen (z. B. Einstauzeit, vorhandene Materialien etc.) unterschiedlich ausgebildet werden. In Abb. 6-8 sind Dammbauwerke für verschiedene Randbedingungen skizzenhaft dargestellt. Im Einzelnen wird in dieser Arbeit nicht auf die Bemessung des Absperrbauwerks eingegangen. Es wird auf die DIN 19700 Stauanlagen Teil 11/12 (2004) sowie DIN 19712 (1997) verwiesen.

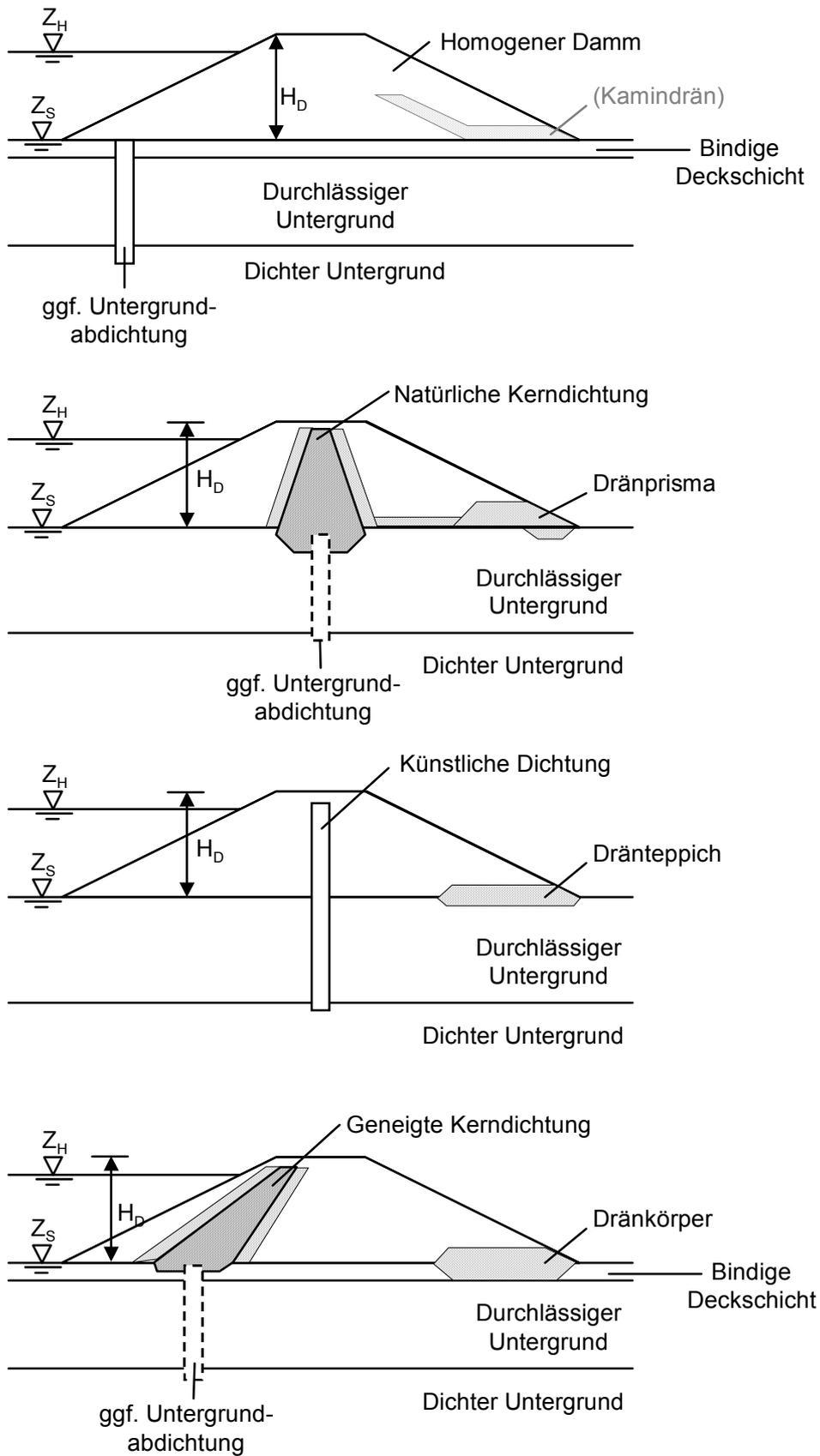


Abb. 6-8: Vorschläge für die Konstruktion von Absperrdämmen (aus Haselsteiner 2007b)

6.3.3 Beispiele

Dieser Abschnitt befasst sich mit bereits realisierten und momentan in der Planung befindlichen gesteuerten HRBN. Hierzu werden Beispiele aus Baden Württemberg, Rheinland-Pfalz und Bayern vorgestellt. Zunächst wird auf das Integrierte Rheinprogramm (IRP) eingegangen, deren Initiatoren sicherlich gewissermaßen die Vorreiterrolle bei der Reaktivierung von Rückhalteräumen entlang von Fließgewässern übernommen haben.

6.3.3.1 Integriertes Rheinprogramm (IRP)

Anhand des Integrierten Rheinprogramms (IRP) sollen am Oberrhein die vor dem Ausbau des Oberrheins vorhandenen Abflussverhältnisse wiederhergestellt werden. Dies soll mittels 22 Retentionsmaßnahmen, die teilweise ungesteuert und teilweise gesteuert ausgebildet werden, erfolgen. Die Planungen wurden 1981 von Deutschland und Frankreich beschlossen (vgl. Skublics 2007). Im Rahmen des Ausbaus des Oberrheins gingen nach Homagk (2007) in den Jahren 1945 – 1975 insgesamt 412 Mio. m³ Retentionsvolumen verloren. Vor allem wegen der anthropogenen Nutzung können nur 255 Mio. m³ wiederhergestellt werden. Um die Hochwasserrückhaltewirkung wieder zu vergrößern, müssen die Retentionsräume daher zum Teil gesteuert ausgebildet werden. Etwa 120 Mio. m³ Retentionsvolumen wurden bereits bis heute reaktiviert. Zielgröße für die Maßnahmen am Oberrhein ist u.a. der unterhalb der Staustufe Iffezheim liegende Bereich (Pegel Maxau, Karlsruhe). Die geplanten Rückhaltemaßnahmen sollen dort den Abfluss von 5.700 m³/s, was dem aktuellen HQ₂₀₀ entspricht, auf einen Abfluss von 5.000 m³/s, was einem HQ₂₀₀ vor dem Oberrheinausbau entsprochen hatte, reduzieren. In Abb. 6-9 sind die Retentionsmaßnahmen in Ihrer Lage entlang des Oberrheins dargestellt.

Auf Frankreichs Seite sind neben dem Sonderbetrieb der Rheinkraftwerke bereits zwei gesteuerte HRBN fertiggestellt. Die Rheinkraftwerke im Rheinseitenkanal und in den Rheinschlingen drosseln bei anlaufendem Hochwasser ihren Turbinendurchfluss und schaffen dadurch einen Aufstau und eine gezielte Überflutung der Vorländer. Diese Maßnahme trägt 45 Mio. m³ Retentionsvolumen bei. Außerdem sind die Flutpolder Moder (5,6 Mio. m³) und Erstein (7,8 Mio. m³) einsatzbereit.

In Rheinland-Pfalz werden insgesamt sechs HRBN umgesetzt. Die Flutpolder Daxlander Au (5,1 Mio. m³), Flozgrün (5,0 Mio. m³) und Kollerinsel (6,1 Mio. m³) sind bereits fertiggestellt. Der Flutpolder Wöth/Jockrim (ges. 16,2 Mio. m³) befindet sich im Bau, für den Flutpolder Waldsee (9,1 Mio. m³) liegt bereits der Planstellungsbe-

schluss vor und für den Flutpolder Mechtersheim (7,4 Mio. m³) steht das Planfeststellungsverfahren noch an (aus WWV RP 2006).

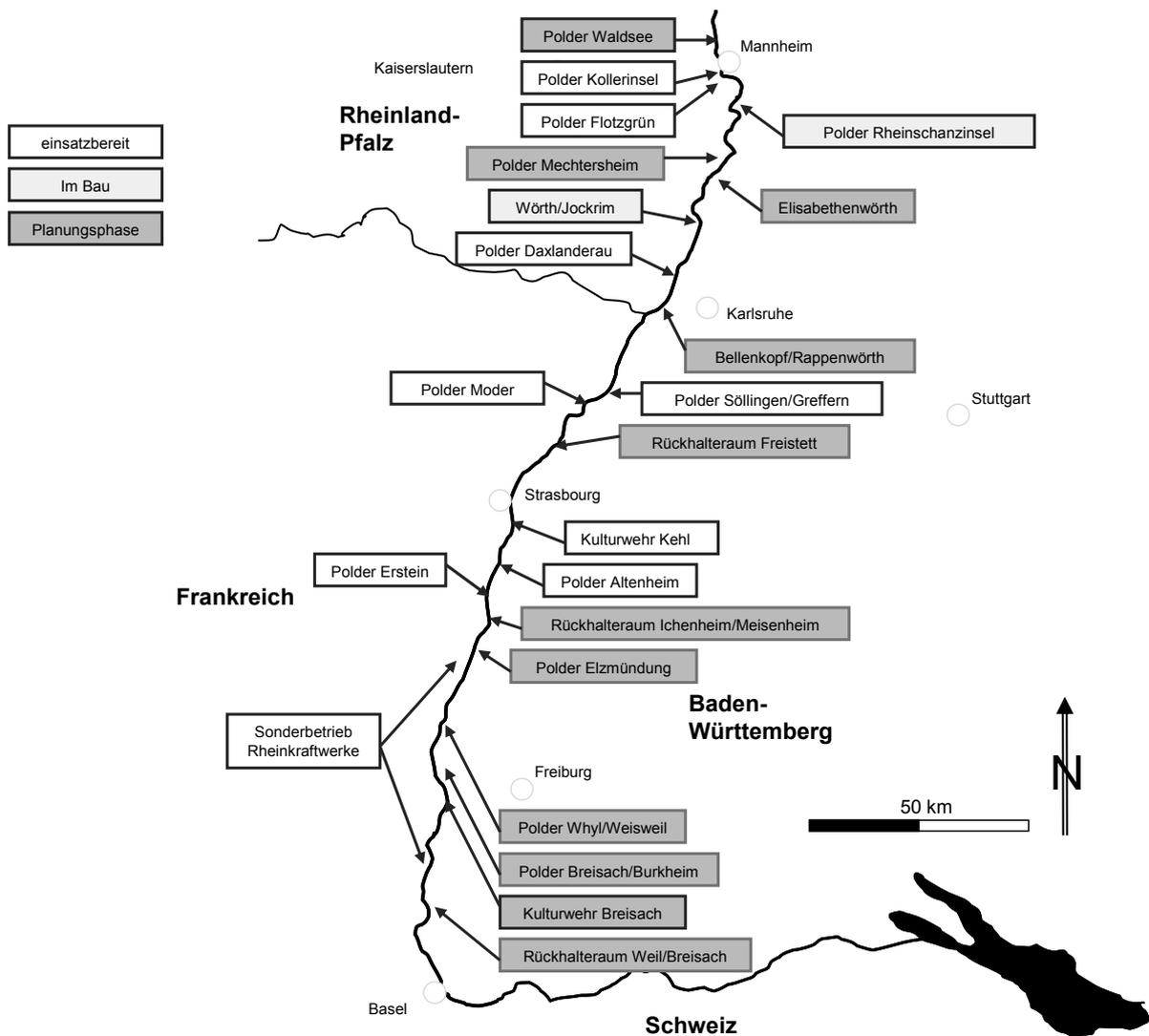


Abb. 6-9: Übersicht der Maßnahmen am Oberrhein (nach Hager 2007)

In Baden-Württemberg werden insgesamt 13 Retentionsmaßnahmen umgesetzt. Die Flutpolder Altenheim (17,6 Mio. m³) und Söllingen/Greffern (12 Mio. m³) sowie das Kulturwehr Kehl (37 Mio. m³) sind bereits im Einsatz. Die Flutpolder Weil/Breisach (25 Mio. m³), Breisach/Burkheim (6,4 Mio. m³), Wuhl/Weisweil (7,7 Mio. m³), Elzmündung (5,3 Mio. m³), Ichenheim/Meißenheim (5,8 Mio. m³) und Bellenkopf/Rappenwörth (14 Mio. m³) befinden sich in bzw. vor dem Planfeststellungsverfahren. Der Flutpolder Rheinschanzinsel (6,2 Mio. m³) ist momentan im Bau. Bisher wurden die jeweils bereits realisierten Maßnahmen bei vier großen Hochwasserereignissen eingesetzt (März 1988, Februar 1990, Februar 1999 und Mai 1999). Wie Homagk und Bremicker (2006) beschreiben, kamen im Februar

1999 der Sonderbetrieb der Rheinkraftwerke, der Polder Altenheim und das Kulturwehr Kehl erfolgreich für den Hochwasserrückhalt zum Einsatz. Der Wasserstand am Pegel Maxau konnte dabei um etwa 30 cm gesenkt werden. Der Scheitelabfluss wurde von etwa einem HQ_{20} (4.450 m³/s) auf ein HQ_{10} (4.100 m³/s) reduziert. Im Mai 1999 konnte etwa ein HQ_{50} (4.900 m³/s) auf ein HQ_{20} reduziert werden. Eingesetzt worden sind dabei etwa 60 Mio. m³ Retentionsvolumen am Oberrhein.

6.3.3.2 Planungen in Bayern

In Bayern konzentrieren sich die Planungen zur Reaktivierung von Rückhalteflächen vor allem im Donauebiet. Jedoch sind auch bei Flüssen mit kleineren Einzugsgebieten HRBNs geplant bzw. schon umgesetzt. Das Flutpolderkonzept der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung, welches ein Bestandteil des Aktionsprogramms 2020 ist (vgl. Abschnitt 1.4), sieht insgesamt zunächst sieben geeignete Standorte für gesteuerte HRBN vor. Darüberhinaus sind auch sogenannte Notüberlaufräume im Gespräch, die schließlich nur zum lokalen Hochwasserrückhalt bei deutlichem Überschreiten des Ausbauabflusses eingesetzt werden sollen (vgl. Eichenseer 2007). Das theoretisch mögliche Potential zur Reaktivierung von Retentionsräumen ist an der bayerischen Donau mit diesen Planungen nicht ausgeschöpft und könnte schließlich im Zuge von weitergehenden Überlegungen umgesetzt werden. In Abb. 6-10 sind die im Rahmen des Aktionsprogramms 2020 vorgesehenen Standorte für HRBN in einer Übersicht dargestellt. Im Einzelnen sind dies nach StMUGV Bayern (2003) die Flutpolder Seifener Becken (6,3 Mio. m³), Feldolling (5 Mio. m³), Riedensheim (8,3 Mio. m³), Katzau (9,3 Mio. m³), Öberauer Schleife (12 Mio. m³), Isarmündung (1,5 Mio. m³) und Bergtheinfeld (2 Mio. m³). Mit dem Flutpolder Seifener Becken ging im Herbst 2007 der erste gesteuerte Flutpolder in Bayern in Betrieb. Für die Flutpolder Riedensheim und Katzau ist das Raumordnungsverfahren abgeschlossen (Deindl 2007). Für den Flutpolder Feldolling wird derzeit die Entwurfs- und Genehmigungsplanung erstellt (Zanker 2007). Alle weiteren geplanten Flutpolder befinden sich noch in der konzeptionellen Vorplanungsphase.

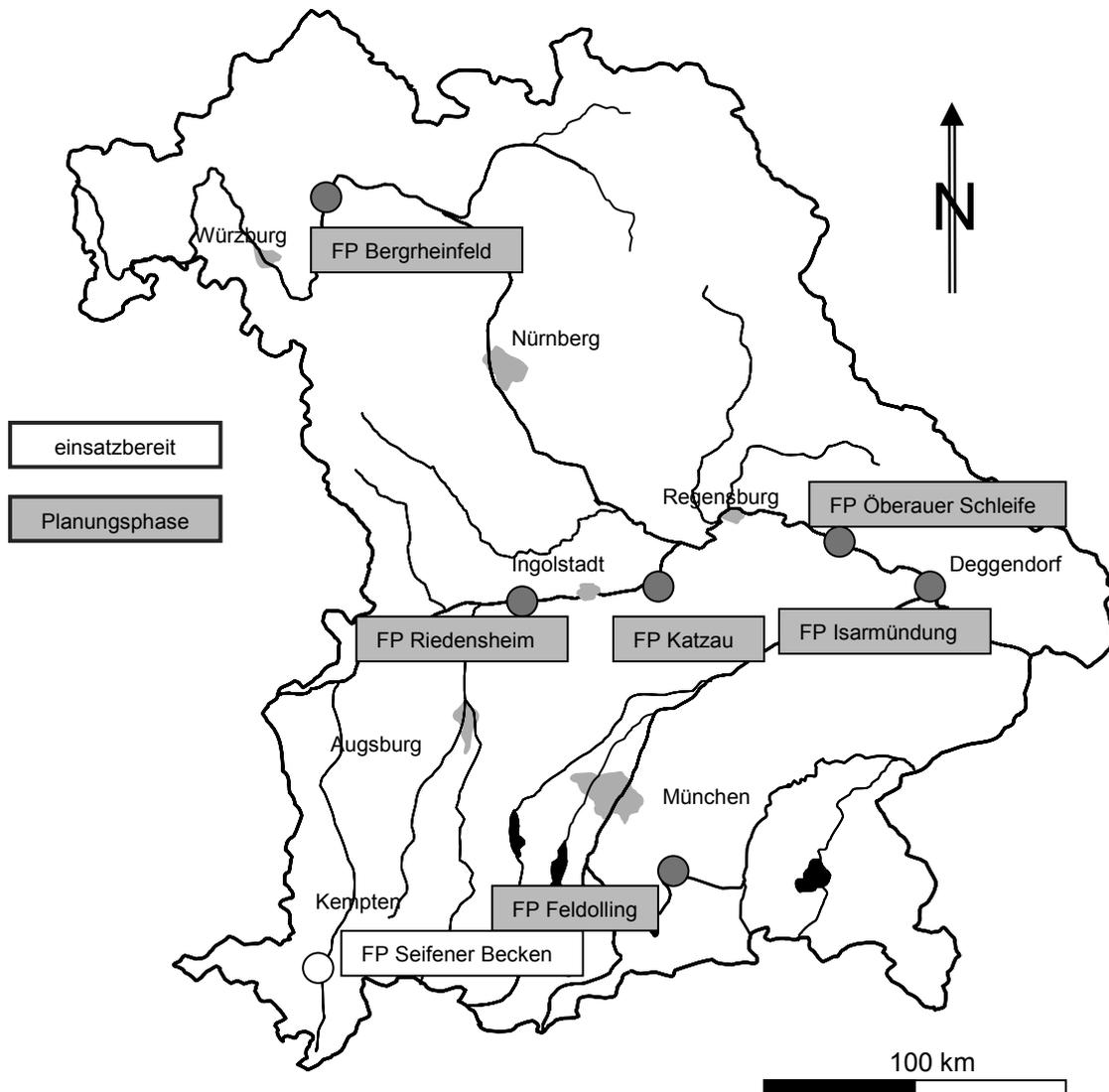


Abb. 6-10: Übersicht der im Rahmen des Aktionsprogramms 2020 geplanten Flutpolder in Bayern (nach Göttle 2007)

6.3.3.3 Theoretische Wirksamkeit der Maßnahmen

Eine überschlägige Aussage über die Wirksamkeit eines gesteuerten HRBN in Abhängigkeit des Standortes innerhalb eines Einzugsgebiets kann durch das spezifische Retentionsvolumen k_{spez} der einzelnen Maßnahmen getroffen werden. Es stellt den Verhältniswert des Retentionsvolumens k zur Einzugsgebietsfläche E_A her (STROBL et. al. 2003). Prinzipiell kann davon ausgegangen werden, dass je weiter

das HRBN stromaufwärts liegt, desto wirksamer es bezüglich der Hochwasserrückhaltung ist. In Tab. 5-2 sind die geplanten bzw. bereits umgesetzten gesteuerten Retentionsmaßnahmen am Oberrhein in Baden-Württemberg sowie an verschiedenen Flüssen in Bayern mit Ihren wichtigsten Parametern zusammengefasst.

Tab. 6-2: Geplante bzw. umgesetzte Retentionsmaßnahmen am Oberrhein in Baden Württemberg sowie in Bayern (aus RP Freiburg 2006, StMUGV Bayern 2003 und Skublics 2007):

Maßnahme [-]	A _{Ret} [ha]	k [Mio. m ³]	h _{mittel} [m]	A _E [km ²]	k _{spez} [Mio. m ³ /1000 km ²]
Weil/Breisach	600	25,0	4,2	36.881	0,68
Kulturwehr Breisach	510	9,3	1,8	37.513	0,25
Breisach/ Burkheim	605	6,4	1,1	37.671	0,17
Wyhl/ Weisweil	600	7,7	1,3	37.991	0,20
Elzmündung	463	5,3	1,1	38.350	0,14
Ichenheim/ Meißenheim	390	5,8	1,5	38.556	0,15
Altenheim	520	17,6	3,4	38.707	0,46
Kulturwehr Kehl	700	37,0	5,3	39.197	0,94
Freistett	475	9,0	1,9	41.801	0,22
Söllingen/ Greffern	580	12,0	2,1	45.145	0,27
Bellenkopf/ Rappenwörth	510	14,0	2,8	49.730	0,28
Elisabethen- wöth	400	11,9	3,0	51.718	0,23
Rheinschanz- insel	210	6,2	3,0	52.345	0,12
Seifener Becken	178	6,3	3,5	733	8,59
Riedensheim	220	8,3	3,8	18.884	0,44
Katzau	392	9,3	2,4	21.710	0,43
Öberauer Schleife	500	12,0	2,4	36.526	0,33
Isarmündung	50	1,5	3,0	38.999	0,04
Feldolling	100	5,0	5,0	756	6,61
Bergrheinfeld	80	2,0	2,5	12.752	0,16

mit:

A_{Ret}	Fläche des Retentionsraumes [ha]
k	Retentionsvolumen bei Füllung des Retentionsraumes bis zum Stauziel [Mio. m ³]
h_{mittel}	mittlere Einstauhöhe im Retentionsraum [m], Verhältniswert aus Retentionsvolumen zu Fläche des Retentionsraumes
A_E	Einzugsgebietsfläche oberhalb des jeweiligen Retentionsraumes [km ²]
k_{spez}	spezifisches Retentionsvolumen [Mio. m ³ /1.000 km ²], Verhältniswert aus Retentionsvolumen zu Einzugsgebietsfläche oberhalb des jeweiligen Retentionsraumes

In Abb. 6-11 sind die spezifischen Retentionsvolumina k_{spez} aus Tab. 6-2 in einem Diagramm veranschaulicht. Ein Großteil der Werte liegt dabei im Bereich zwischen 0,1 und 0,5. Die geplanten bayerischen HRBN an der Donau (Riedensheim, Katzau, Oberauer Schleife) liegen im Bereich der Maßnahmen am Oberrhein. Die k_{spez} -Werte von Riedensheim und Katzau sind bis auf das HRBN Altenheim sogar etwas größer als die Maßnahmen am Oberrhein. Am Oberrhein steht dabei jedoch nicht die Einzelmaßnahme im Vordergrund, sondern vielmehr die Summe der Maßnahmen. Das geplante HRBN Feldolling sowie das bereits umgesetzte HRBN Seifener Becken sind bezüglich Ihres Rückhaltevermögens im Vergleich zu den weiteren Maßnahmen als außergewöhnlich zu bezeichnen ($k_{\text{spez}} \sim 6 \div 9$). Durch das vergleichsweise relativ kleine oberhalb liegende Einzugsgebiet sowie das relativ große zur Verfügung stehende Retentionsvolumen sind hierbei sehr große Scheitelreduktionen möglich. Letztendlich ist es aber trotzdem die Steuerstrategie, die Umsetzung der Steuerung am Einlaufbauwerk sowie die Hochwasservorhersage mit ausreichend langem Prognosehorizont, was für eine möglichst große Reduktion des Hochwasserscheitels mit entscheidend ist. Kleine oberhalb des HRBN liegende Einzugsgebiete können dabei sehr instationäre Hochwasserwellen mit sehr kurzen Anlaufzeiten erzeugen. Einerseits ist zwar durch den großen k_{spez} -Wert auch bei nicht optimalem Einsatz des HRBN eine deutliche Scheitelreduktion zu erwarten, jedoch kann nur ein gutes und zeitnahe Zusammenspiel zwischen Hochwasservorhersage und Umsetzung der Steuerung wegen der schnellabfließenden Hochwasserereignisse für eine deutliche Verbesserung der Scheitelreduktion bis hin zum optimalen Hochwasserrückhalt sorgen. Als Vergleichswert für einen k_{spez} -Wert einer

Talsperre wird der Sylvensteinspeicher an der Isar in Bayern aufgeführt. Dieser hat ein oberhalb liegendes Einzugsgebiet von 1.166 km² und einen Hochwasserrückhalteraum von etwa 80 Mio. m³ und somit ein spezifisches Retentionsvolumen von $k_{\text{spez}} = 68,6 \text{ Mio. m}^3/1.000 \text{ km}^2$.

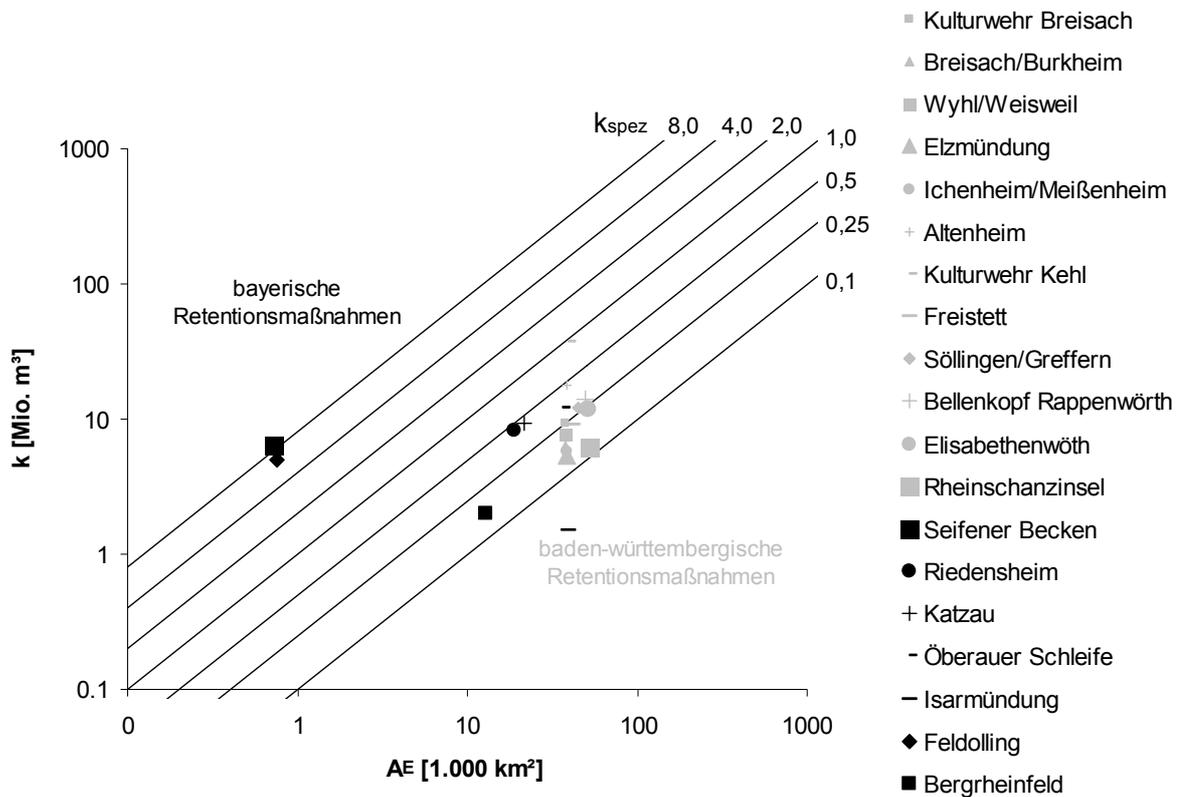


Abb. 6-11: Spezifisches Retentionsvolumen k_{spez} der gesteuerten Retentionsmaßnahmen am Oberrhein in Baden Württemberg sowie in Bayern aus den Abschnitten 6.3.3.1 und 6.3.3.2

Im Folgenden wird auf die möglichen Scheitelreduktion der geplanten HRBN Riedensheim und Katzau eingegangen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sowie der Forschungstätigkeiten am Lehrstuhl für Wasserbau wurde die Wirksamkeit der beiden HRBN bei optimalem Einsatz bei einem HQ_{20} und einem HQ_{200} 2d-hn berechnet. Verwendet wurde dabei das 2d-Modell zwischen den Pegeln Donauwörth und Kelheim (vgl. Abb. 2-12). Die hydrologischen Randbedingungen waren die entsprechenden Hochwasserganglinien an den Pegeln Donauwörth (D4) für die Donau und Augsburg (L1) für den Lechzufluss. Die Jährlichkeit des Hochwasserereignisses wurde am Pegel Ingolstadt (D5) festgelegt (vgl. Abb. 1-1). In den untenstehenden Abb. 6-12 und Abb. 6-13 sind die Lage sowie die Simulationsergebnisse der beiden optimal gesteuerten HRBN Riedensheim (HRBN Rie) und Katzau (HRBN Kat) jeweils für ein HQ_{20} und ein HQ_{200} dargestellt.

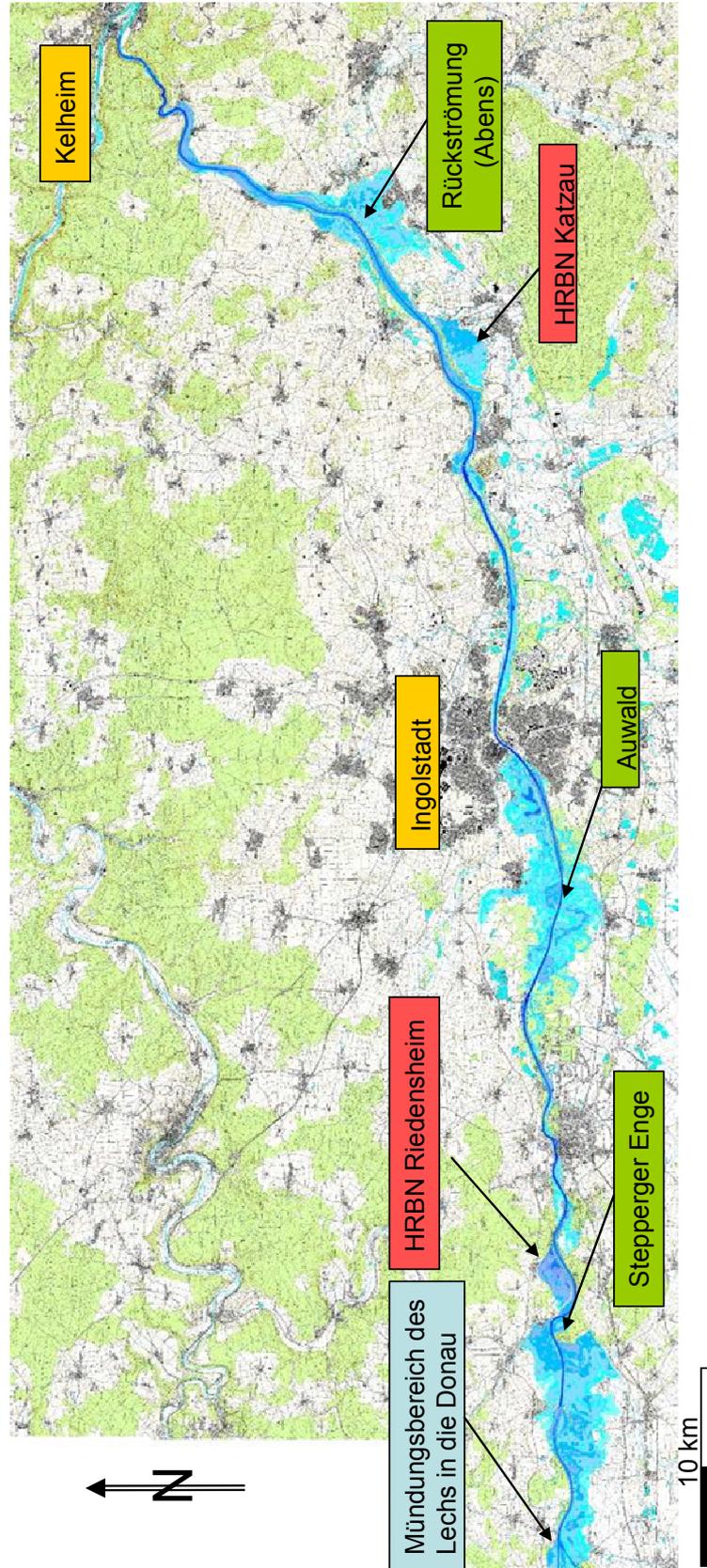


Abb. 6-12: Lage der geplanten HRBNs Riedensheim und Katzau mit Darstellung der berechneten Überflutungsflächen bei einem HQ_{200}

Die Strecke zwischen den beiden Standorten beträgt etwa 50 km. Innerhalb dieser Strecke befindet sich oberhalb von Ingolstadt ein ungesteuerter großflächiger Auwaldbereich mit einer Flächenausdehnung von etwa 30 Mio. m². Dieser verformt und schwächt die Hochwasserwelle zusätzlich (vor allem bei HQ₂₀) zwischen den beiden HRBN-Standorten ab. Die theoretische Scheitelreduktion der beiden optimal gesteuerten HRBN beträgt bei einem HQ₂₀₀ etwa 240 m³/s (entspricht 11 %), wobei hier das oberstrom liegende HRBN Riedensheim aufgrund der Kappung der Wellenspitze eine Reduktion von 7 % und das unterstrom liegende HRBN Katzau eine Scheitelreduktion von etwa 4 % bewirkt. Bei der HQ₂₀-Welle ergeben sich ähnlich Reduktionen (etwa 13 %), wenngleich diese aufgrund der größeren Wirksamkeit des Auwaldbereiches in Ingolstadt etwas größer ist.

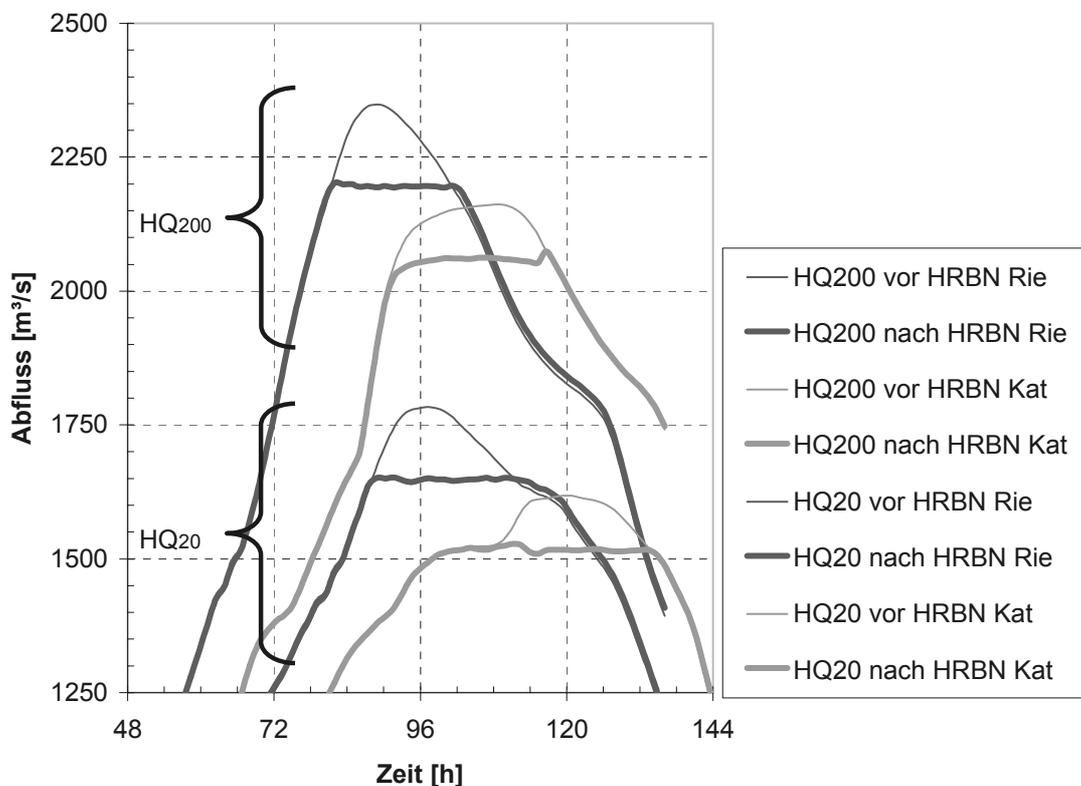


Abb. 6-13: Berechnete Abflussganglinien für ein HQ₂₀ und ein HQ₂₀₀ jeweils vor und nach dem Einlaufbauwerk der geplanten HRBN Riedensheim (Rie) und Katzau(Kat)

In Abb. 6-14 ist die Flutung des geplanten HRBN Riedensheim aus der Simulation eines HQ₂₀₀ zu sehen. Zur horizontalen Kappung der Hochwasserwelle und dem optimalen Einsatz des zur Verfügung stehenden Retentionsvolumens mussten mehrere Optimierungsrechenläufe durchgeführt werden (vgl. Abschnitt 6.3.4.3). Bei den Berechnungen wurde davon ausgegangen, dass die Hochwasservorhersage exakt

dem tatsächlichen Hochwasserwellenablauf entspricht. Die erzielten Ergebnisse sind daher lediglich als theoretische, maximal mögliche Reduktionen der Hochwasserscheitel zu betrachten.

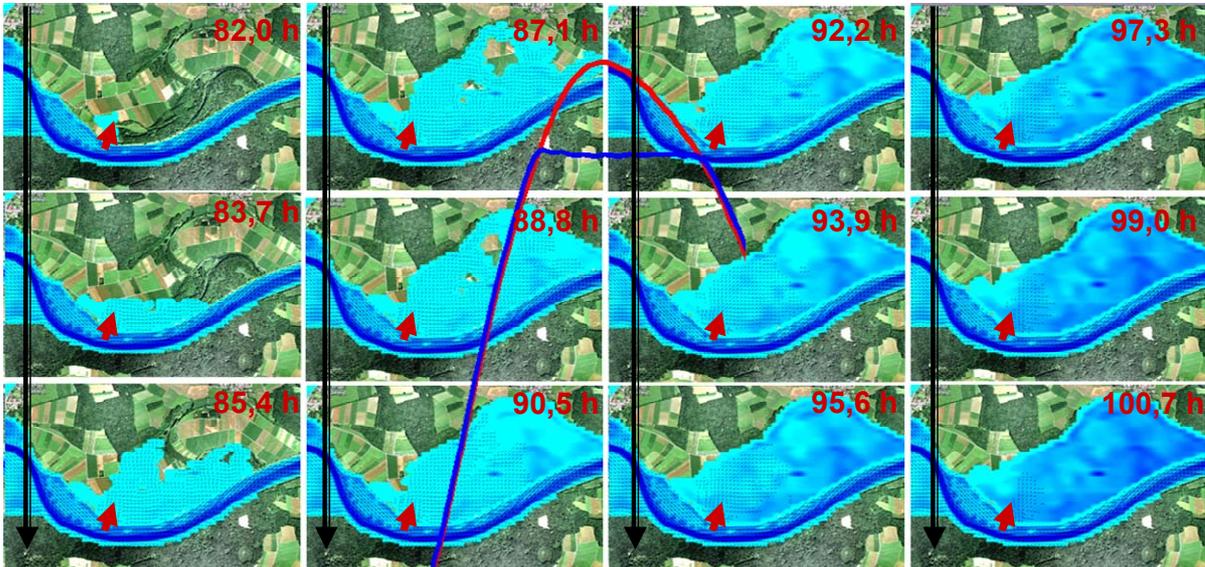


Abb. 6-14: Flutung des geplanten HRBN Riedensheim an der Donau bei der Simulation eines HQ_{200}

6.3.4 Steuerung

Die realistisch erzielbaren Wirksamkeiten beim Hochwasserrückhalt hängen vom Steuerungsprozess selbst und damit vom zeitlichen Verlauf der Aktivierung eines Retentionsraums ab. Die Festlegung einer geeigneten Steuerstrategie ist vom gewünschten Zweck der Maßnahme, von der vorherrschenden hydrologischen Situation sowie letztendlich von den Kosten der einzelnen Maßnahmen abhängig. In den folgenden Abschnitten werden verschiedene grundsätzliche Steuerstrategien, der Einfluss der Hochwasservorhersage auf den Steuerungsprozess sowie lokale Veränderungen im Abflussverhalten des Fließgewässers im Bereich eines gesteuerten HRBN vorgestellt.

6.3.4.1 Steuerstrategie

Wie bereits in den vorangegangenen Abschnitten mehrmals erwähnt, hat ein gesteuertes HRBN den Vorteil, dass es ein seitlich gelegenes Trockenbecken darstellt und gezielt während eines Hochwasserereignisses eingesetzt werden kann. Um diesen Vorteil nutzen zu können, ist es erforderlich, in Abhängigkeit der vorherrschenden Randbedingungen vorab eine geeignete Steuerstrategie festzulegen. Es kann dabei

zwischen einer Steuerung mit festen und einer Steuerung mit flexiblen Vorgaben unterschieden werden (vgl. Fischer 2007).

Steuerung nach festen Vorgaben:

Bei dieser Steuerstrategie werden vor Inbetriebnahme des HRBN die Betriebsvorschriften festgelegt. Ab einem bestimmten Abfluss im Hauptgewässer (z. B. HQ_{20}) wird das HRBN geflutet. Das HRBN kann dabei beispielsweise so gesteuert werden, dass versucht wird, den bei Steuerungsbeginn vorherrschenden Abfluss im Hauptgewässer zu halten. Das Einlaufbauwerk muss dazu entsprechend dimensioniert sein und kann somit eine einschränkende Randbedingung darstellen. In Abb. 6-15 ist exemplarisch eine Hochwasserwelle mit einer Dauer von 200 Stunden und einem Scheitelabfluss von $2.500 \text{ m}^3/\text{s}$ dargestellt.

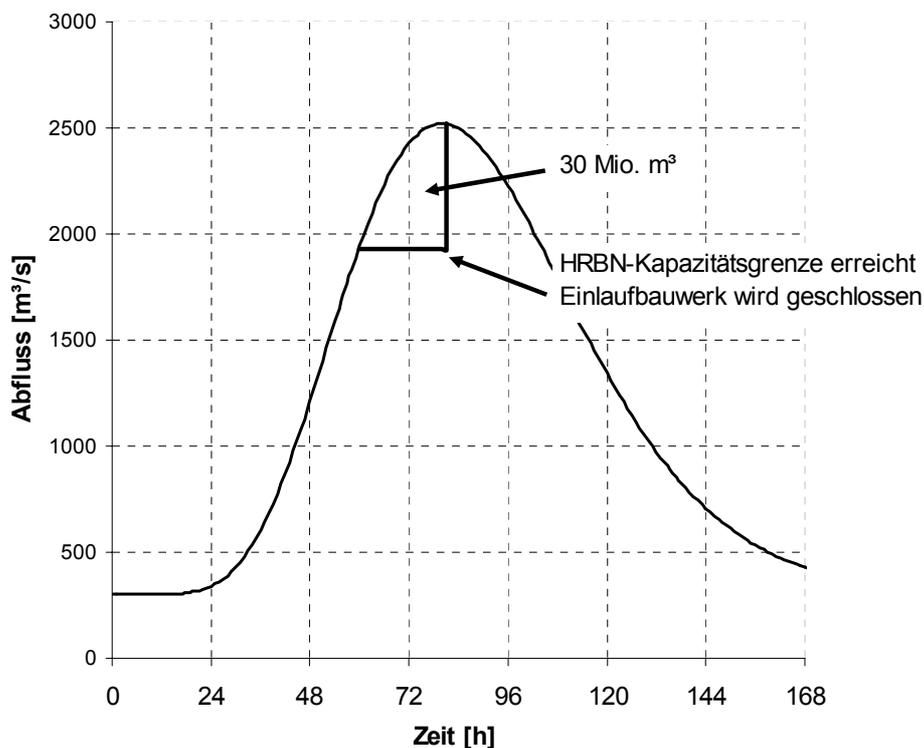


Abb. 6-15: Hochwasserwelle horizontal gekappt durch gesteuertes HRBN mit fester Vorgabe des Flutungsbeginns und Erreichung der HRBN-Kapazitätsgrenze

Ein mögliches HRBN mit einer Kapazität von 30 Mio. m^3 wird ab einem Abfluss von $1.900 \text{ m}^3/\text{s}$ geflutet. Es wird versucht, den Abfluss von $1.900 \text{ m}^3/\text{s}$ im Fluss möglichst lange zu halten. Schließlich ist bei Eintreffen des Scheitelabflusses be-

reits die Kapazitätsgrenze des HRBN erreicht und das Einlaufbauwerk muss geschlossen werden. Unter dem Begriff Kapazitätsgrenze eines HRBN soll der Zustand verstanden werden, bei welchem der Hochwasserrückhalteraum mit einer zur Verfügung stehenden Kapazität k (vgl. Abschnitt 6.3.1) komplett gefüllt ist. Theoretisch hätte nach Abschnitt 6.1 und den gegebenen Randbedingungen (V_{RR}/V_{HW}), eine theoretische Scheitelreduktion von etwa 14 % erzeugt werden können.

Die Vorteile einer solchen Steuerstrategie liegen auf der Hand. Zum einen gibt es eindeutige Vorgaben für den Steuernden bzw. den Entscheidungsträger. Zum anderen besteht keine direkte Abhängigkeit von einer zielgenauen Abflussprognose mit ausreichend langem Prognosehorizont. Lediglich die Abflussbestimmung im oberstromigen Nahbereich des Einlaufbauwerks des HRBN muss genau sein. Eine solche Vorgabe kann beispielsweise bei sogenannten Notüberlaufräumen (vgl. Eichenseer 2007) angewendet werden. Der Steuerungsbeginn erfolgt dabei ab beispielsweise dem Ausbauabfluss im Bereich eines unterhalb liegenden Flussabschnittes. Die Flächen innerhalb des HRBN besitzen dabei einen i. d. R. sehr hohen Grundschatz, welcher zudem genau festgelegt ist. Beispielsweise werden die Flächen erst ab einem Hochwasserereignis mit einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ Jahren geflutet. Die Nachteile dieser Steuerstrategie sind die geringe Eingriffsmöglichkeit in den Steuerungsprozess durch den Entscheidungsträger, die nicht vorhandene Flexibilität bezüglich eines überregionalen Hochwassermanagements sowie die Gefahr, dass bei deutlich größeren Ereignissen als dem Abfluss bei Steuerungsbeginn die Hochwasserrückhaltewirkung im Scheitelbereich gegen Null geht (vgl. Abb. 6-15).

Die oben beschriebene Steuerstrategie eignet sich daher aus wasserwirtschaftlicher Sicht vor allem für den lokalen Hochwasserrückhalt. Der Bevölkerung vor Ort ist eine solche Maßnahme auch leichter zu vermitteln. Der Hochwasserrückhalt geschieht dort bzw. im Nahbereich, wo sich auch der zu schützende Flussabschnitt befindet. Aus ökologischer Sicht sind solche Flächen aufgrund der geringen Anzahl der Flutungen weniger wertvoll. Es sei denn, es werden ökologische Flutungen angewendet (vgl. Abschnitt 4.1).

Steuerung nach flexiblen Vorgaben mit der Zielgröße einer „optimalen Steuerung“:

Für einen optimalen Einsatz gemäß Abschnitt 6.1 des zur Verfügung stehenden Retentionsvolumens k eines Flutpolders ist eine exakte Hochwasserprognose und ein Optimierungsprozess notwendig. Die Zielvorgabe eines solchen Optimierungspro-

zesses ist in der Regel der minimal erreichbare Abfluss an einem bestimmten Pegel innerhalb eines Flussregimes. Wie Rademacher (1981) und Maniak (2001) erläutern, kann die Optimierung je nach der Art der des Optimierungsproblems (linear, nicht-linear) mit einem linearen, einem dynamischen Ansatz oder mit empirischen Lösungsverfahren, wie z. B. der Evolutionstheorie, durchgeführt werden. Die Optimierungsverfahren selbst werden in der vorliegenden Arbeit nicht näher betrachtet. Sind Verformungen der Hochwasserwelle vom Prognosepegel bis zum Einlaufbauwerk des HRBN möglich, sollte diese Strecke im Rahmen der Prognosetätigkeit hydraulisch berechnet werden. Meist sind jedoch, je nach Streckenlänge und Prognosezeitraum, die Rechenzeiten für eine detaillierte 2d-Berechnung sehr hoch, was eine Verwendung von 2d-Modellen für eine online-Prognose derzeit kaum möglich macht. In Abb. 6-16 ist eine horizontale Kappung der Hochwasserwelle aus dem oben gezeigten Beispiel (vgl. Abb. 6-15) dargestellt. Die Kapazität des HRBN von 30 Mio. m³ wird dabei bezüglich der maximal möglichen Scheitelreduktion optimal ausgenutzt.

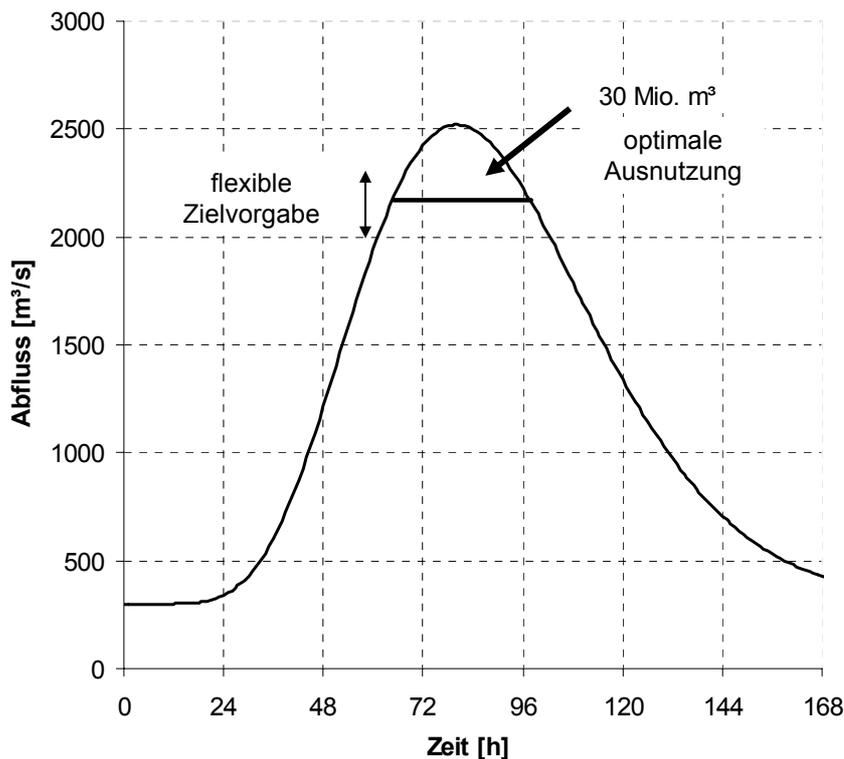


Abb. 6-16: Hochwasserwelle horizontal gekappt durch gesteuertes HRBN mit variabler Vorgabe des Flutungsbeginns und optimaler Ausnutzung der Kapazität

Bei einer detaillierten Hochwasservorhersage sind mit dieser Steuerstrategie sehr

gute Ergebnisse bis hin zur optimalen Ausnutzung des Retentionspotentials möglich. Im folgenden Abschnitt 6.3.4.2 wird der Einfluss der Hochwasservorhersage auf die Wirksamkeit von Hochwasserrückhalteräumen erläutert. Innerhalb eines überregionalen Hochwassermanagements bietet diese Steuerstrategie ein hohes Maß an Flexibilität. Nachteilig kann sich diese Flexibilität möglicherweise auf den jeweiligen Grundschutz einzelner Flächen auswirken, weil die Rückhalteflächen bei flexibler Steuerung im Vergleich zu beispielsweise den oben beschriebenen Notüberläufräumen häufiger geflutet werden. Die Gefahr besteht, dass die Hochwasserprognose nicht ausreichend genau ist, und diese somit nur sehr kleine bzw. keine Wirksamkeit eines HRBN zur Folge hat.

Steuerung nach festen Vorgaben innerhalb von Prognosezonen:

Ähnlich wie die oben beschriebene *Steuerung nach festen Vorgaben* wird hier innerhalb von Prognosezonen jeweils nach festen Vorgaben gesteuert. Die Prognosezonen wurden in der untenstehenden Abb. 6-17 exemplarisch auf Abflüsse zwischen HQ₂₀ bis HQ₅₀, von HQ₅₀ bis HQ₁₀₀, von HQ₁₀₀ bis HQ₂₀₀ und von HQ₂₀₀ bis HQ₅₀₀ festgelegt.

Innerhalb der Prognosezonen wird der jeweilige Flutungsbeginn in Abhängigkeit des Abflusses im Flussschlauch festgelegt. Die Zielvorgabe kann auch hier beispielsweise das Halten des Abflusses bei Flutungsbeginn im Flussschlauch sein, was im Idealfall einer horizontalen Kappung der Hochwasserwelle entspricht. Es empfiehlt sich, die Zielvorgabe in Abhängigkeit einer Bemessungshochwasserwelle innerhalb einer Prognosezone abzustimmen. Das Wirkungsspektrum eines HRBN kann mit einer solchen Steuerung im Vergleich zu der oben beschriebenen *Steuerung nach festen Vorgaben* durch die zusätzlich festgelegten prognosezoneabhängigen Flutungsbeginne erweitert werden. Dies ist zum einen für die Hochwassersituation der Unterlieger im Flutungsfall positiv, zum anderen kann aber auch die Wirksamkeit einer zu planenden HRBN-Maßnahme für verschiedene Hochwasserintensitäten im Vorfeld einer Realisierung von großer Bedeutung sein. Auch bei dieser Steuerstrategie ist die Abhängigkeit von einer gut funktionierenden Hochwasservorhersage gegeben. Obwohl lediglich die jeweils richtige Prognosezone vorhergesagt werden muss, so kann bei deutlicher Abweichung der tatsächlich abgelaufenen von der prognostizierten Hochwasserwelle die Wirksamkeit deutlich eingeschränkt sein. Auf die Wirksamkeit eines gesteuerten HRBN in Abhängigkeit der Hochwasserprognose wird in Abschnitt 6.4.2 eingegangen.

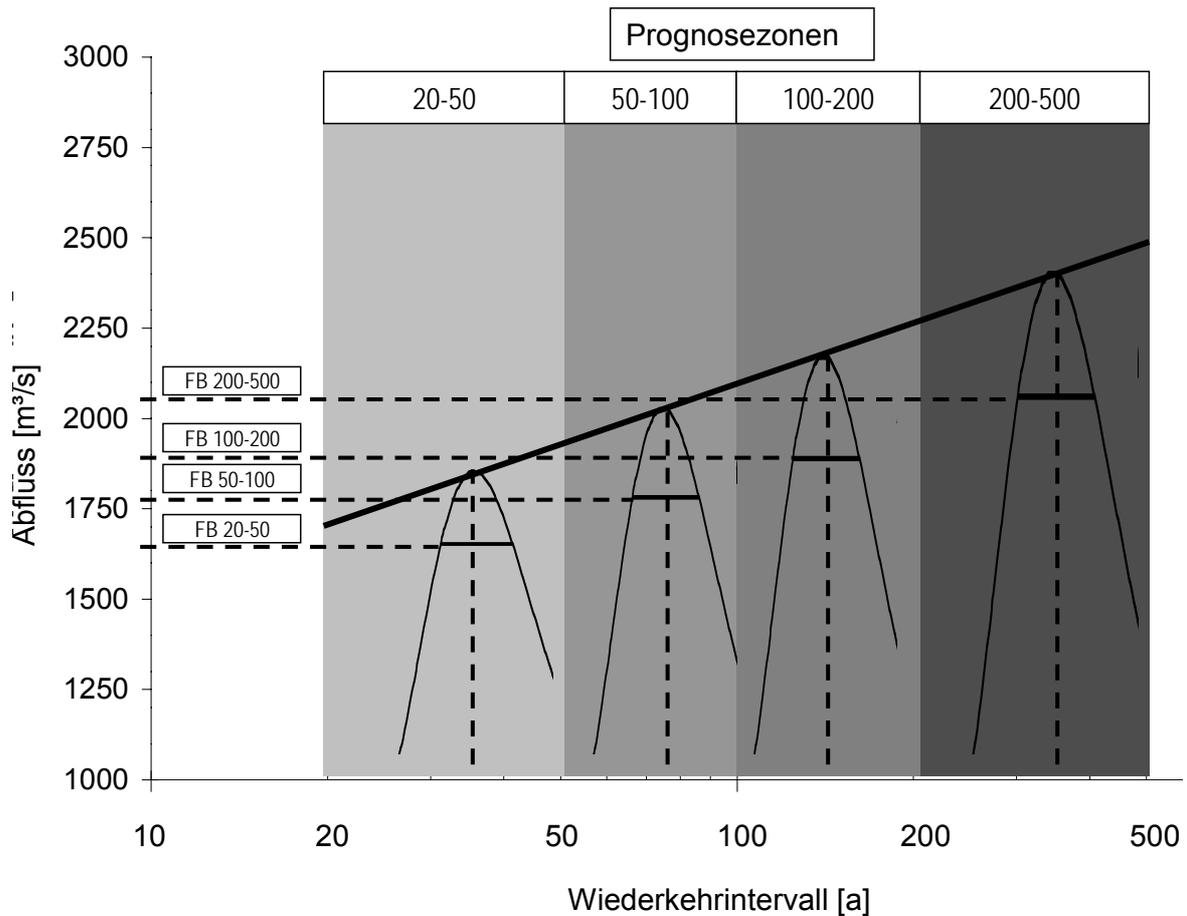


Abb. 6-17: Vorgabe des Flutungsbeginns FB eines gesteuerten HRBN in Abhängigkeit von vorher zu definierenden Prognosezonen eines Flusses

6.3.4.2 Einflussgröße Hochwasservorhersage

Bei den im vorangegangenen Abschnitt 6.3.4.1 vorgestellten Steuerstrategien ist vor allem bei der *Steuerung nach flexiblen Vorgaben* im Hinblick auf einen möglichst optimalen Einsatz des HRBN für die Hochwassersituation der Unterlieger die Hochwasservorhersage von enormer Bedeutung. Hierbei spielt die Länge des Prognosehorizonts, die Genauigkeit der Prognose sowie die Lage des HRBN im Vergleich zu den nächst oberliegenden Prognosepegeln eine entscheidende Rolle.

Prognosehorizont:

Der Prognosehorizont stellt die Zeitspanne vom Zeitpunkt der Erstellung der Prognose bis zum Zeitpunkt der jeweiligen Reichweite der Prognose dar. Um ein HRBN möglichst wirksam steuern zu können, sollte der Prognosehorizont am Einlaufbauwerk mindestens so lange sein wie die erforderliche Flutungsdauer des HRBN. Falls

der Prognosehorizont über die Hälfte der Flutungsdauer ab Flutungsbeginn hinausgeht, können mit einer Abschätzung des weiteren Verlaufs der Hochwasserwelle sehr gute Ergebnisse erzielt werden. Bei einem Einsatz von gesteuerten HRBN innerhalb eines überregionalen Hochwassermanagements sind je nach Gebietsgröße, der Anzahl von einflussreichen seitlichen Zuflüssen sowie der Anzahl der Steuerungsmöglichkeiten weitaus längere Prognosehorizonte erforderlich. In Abb. 6-18 ist der Zusammenhang zwischen Prognosehorizont und Vorgabe der Steuerung eines HRBN dargestellt.

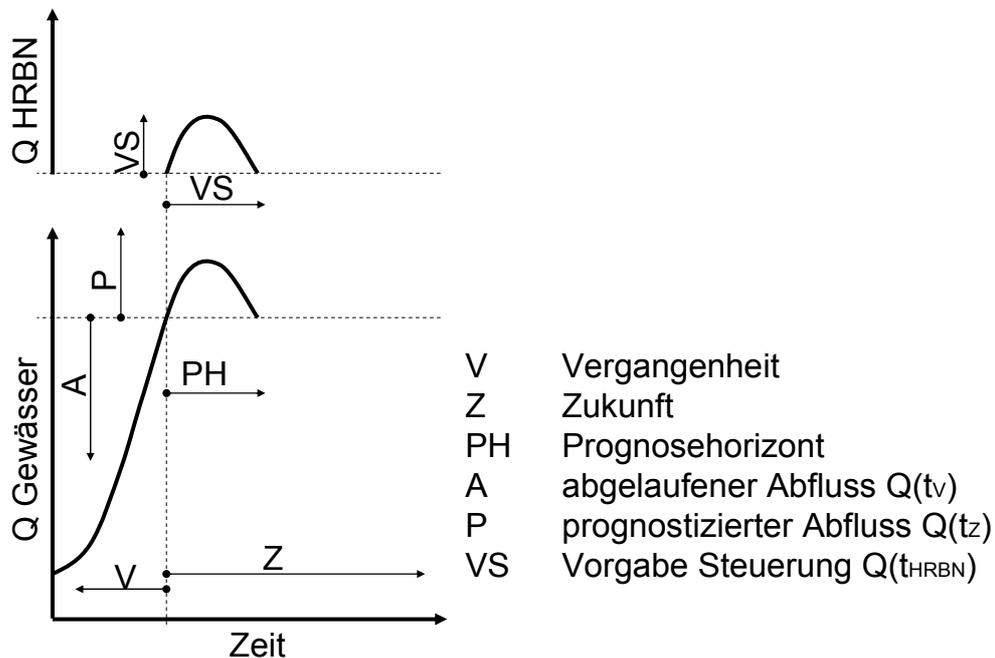


Abb. 6-18: Zusammenhang zwischen Prognosehorizont und Vorgabe der Steuerung eines HRBN

Genauigkeit der Prognose:

Bei deutlicher Abweichung der ablaufenden von der prognostizierten Hochwasserwelle können sehr große Wirksamkeitseinbußen eines gesteuerten HRBN auftreten (vgl. Abschnitt 6.4.2). Die Kenntnis der ablaufenden Hochwasserwelle ist für die Entscheidungsträger von großer Bedeutung. In Flussgebieten mit einer großen Anzahl von ungesteuerten Retentionsräumen (i. d. R. Verzögerung der Hochwasserwellen, vgl. Kapitel 0) sowie mit einer großen Anzahl von seitlichen Zuflüssen (vgl. Kapitel 3) sind die Anforderungen an die Hochwasservorhersage sehr groß. In einem Flussgebiet mit einer Reihe von gesteuerten HRBN können Fehler in der Prognose und damit in der technischen Umsetzung der Steuerung durch die jeweils unterhalb liegenden HRBN ausgeglichen werden. Die Ausnutzung der gesamten Retentionskapazität k aus der Summe der einzelnen Maßnahmen ist somit deutlich

besser als die Ausnutzung derselben Kapazität k bei nur einer Maßnahme allein.

Lage des HRBN:

Je näher die Lage des Einlaufbauwerkes eines gesteuerten HRBN an den nächst oberhalb liegenden Prognosepegeln liegt, desto genauer ist die Hochwasserwelle auf Höhe des Einlaufbauwerks zum HRBN zu prognostizieren. Dazwischen liegende ungesteuerte Retentionsflächen sowie seitliche Zuflüsse können die Prognose zusätzlich erschweren. Die Kenntnis des Abfluss- und Retentionsverhaltens zwischen den nächst oberhalb liegenden Prognosepegeln und dem Einlaufbauwerk des HRBN ist daher entscheidend. Auswertungen von Abflussmessdaten und hydraulische Modelle können darüber Aufschluss geben.

Beispiel Donautrecke zwischen Donauwörth und Bittenbrunn:

Am Beispiel der Donautrecke zwischen Donauwörth und der Staustufe Bittenbrunn (vgl. Abb. 6-19 und Abb. 2-12) wird der Einfluss der ungesteuerten Retention auf die Hochwasservorhersage sowie deren Rückkopplung auf die Vorgaben der Steuerung des geplanten HRBN Riedensheim dargestellt. Die Hochwasservorhersage für eine mögliche Steuerung des geplanten HRBN Riedensheim nach Steuerstrategie *Steuerung nach flexiblen Vorgaben mit Zielgröße einer „optimalen Steuerung“* (vgl. Abschnitt 6.3.4.1) resultiert aus den Pegeln Donauwörth (Donau) und Augsburg (Lech).

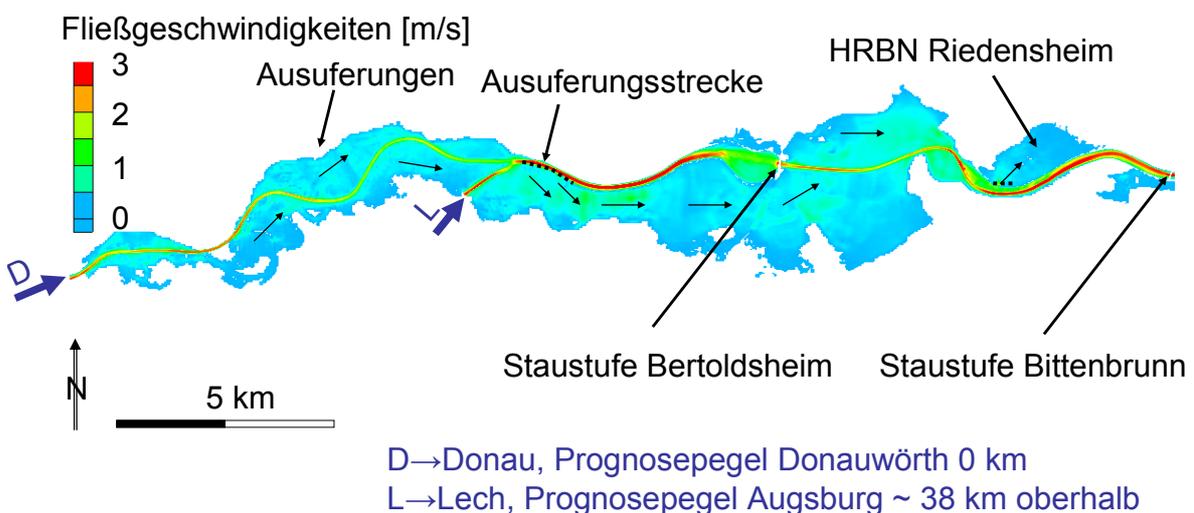


Abb. 6-19: Lage des Prognosepegels Donauwörth, Zufluss Lech und des geplanten HRBN Riedensheim mit Darstellung der simulierten Fließgeschwindigkeiten beim Hochwasserereignis August 2005 mit simulierter Flutung des HRBN Riedensheim

Die Fließstrecke vom Pegel Donauwörth bis zum HRBN Riedensheim beträgt etwa 22 km, vom Zuflussbereich des Lechs etwa 11 km. Innerhalb dieser Strecke befinden sich mehrere natürliche Ausuferungsbereiche sowie eine planmäßige ungesteuerte Ausuferungsstrecke auf der orographisch rechten Seite zwischen Zufluss Lech und Beginn der Stauhaltungsdämme der Staustufe Bertoldsheim. Wie aus Abb. 6-19 deutlich wird, herrschen an den Ausuferungsbereichen deutlich niedrigere Fließgeschwindigkeiten wie in der Donau selbst. Vom LfU Bayern wurden prognostizierte sowie gemessene Abflussdaten dieser Pegel beim Auguthochwassers 2005 zur Verfügung gestellt. Die Hochwasserprognose wird in diesem Bereich mit einem hydrologischen Modell durchgeführt. Innerhalb des hydrologischen Modells besteht die Möglichkeit, an verschiedenen Querschnitten die Abflussdaten herauszugreifen.

In Abb. 6-20 wird die mit dem hydrologischen Modell ermittelte Abflussganglinie (BIT hydrolog) am Querschnitt *Staustufe Bittenbrunn*, die etwa 4 km unterhalb des Einlaufbauwerks des HRBN Riedensheim liegt, mit der vom Autor mittels 2d-hn-Berechnungen ermittelten Abflussganglinie (BIT 2d-hn) verglichen (vgl. auch Fischer et al. 2006a). Beiden Berechnungen liegen die gemessenen Abflussganglinien an den Pegeln Donauwörth und Augsburg zugrunde. Die Translation der Abflussganglinie des Lechs zwischen Pegel Augsburg und Mündung in die Donau wurde anhand einer 2d-hn-Vergleichsrechnung des Pfingsthochwassers 1999 (Modell von RMD Consult GmbH), was in etwa einer ähnlichen Abflussintensität am Lech entsprach, um etwa 6 Stunden auf der Zeitachse verschoben.

Die Ergebnisse zeigen den deutlichen Einfluss der ungesteuerten Retentionsräume im Bereich der Donaustrecke oberhalb der Staustufe Bittenbrunn. Im Bereich oberhalb des Lechzuflusses liegt der bordvolle Abfluss im Flussschlauch der Donau Q_{bv} bei etwa $600 \text{ m}^3/\text{s}$ (vgl. Abschnitt 5.1), unterhalb des Lechzuflusses bei etwa $1.000 \text{ m}^3/\text{s}$. Im Bereich der Ausuferungen herrschen deutlich niedrigere Fließgeschwindigkeiten (vgl. Abb. 6-19) als im Flussschlauch. Diese Verzögerungseffekte schlagen sich deutlich auf die Formgebung der Hochwasserwelle unterhalb nieder. Für die Steuerung eines HRBNs kann eine solche Wellenverformung je nach Steuerstrategie von großer Bedeutung sein. Das hydrologische Modell konnte diese Verzögerungseffekte zu diesem Zeitpunkt noch nicht in der Form wie das 2d-hn-Modell nachbilden.

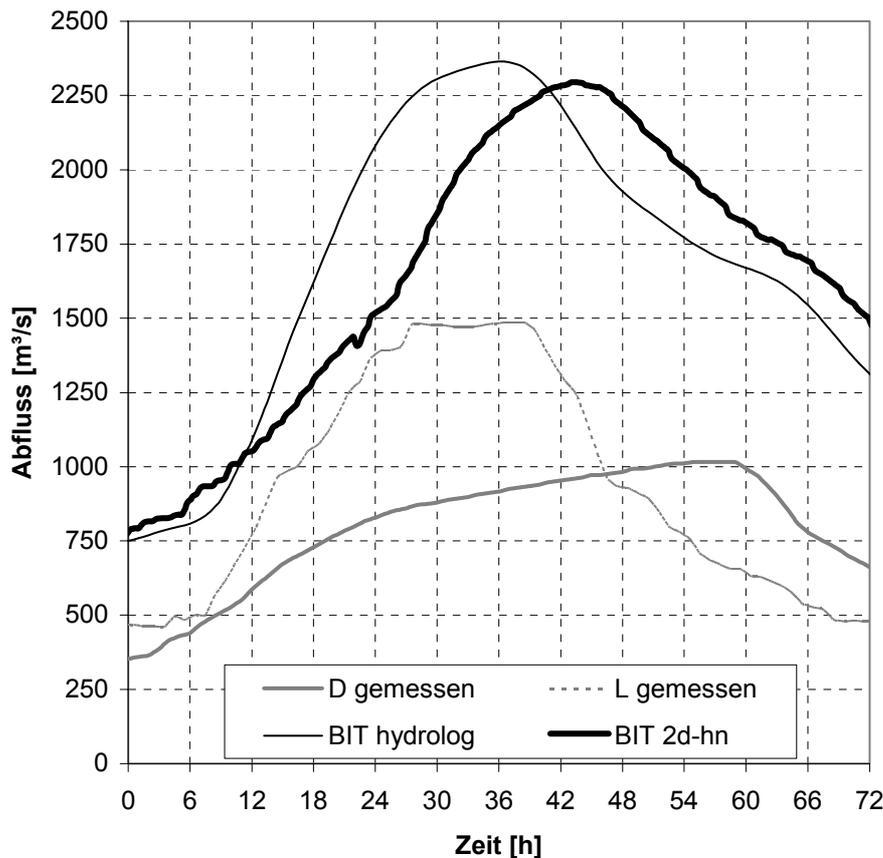


Abb. 6-20: Vergleich der berechneten Abflussganglinien am Querschnitt Staustufe Bittenbrunn unter Verwendung eines hydrologischen (hydrolog) und des hydraulischen (2d-hn) Modells beim Augusthochwasser 2005

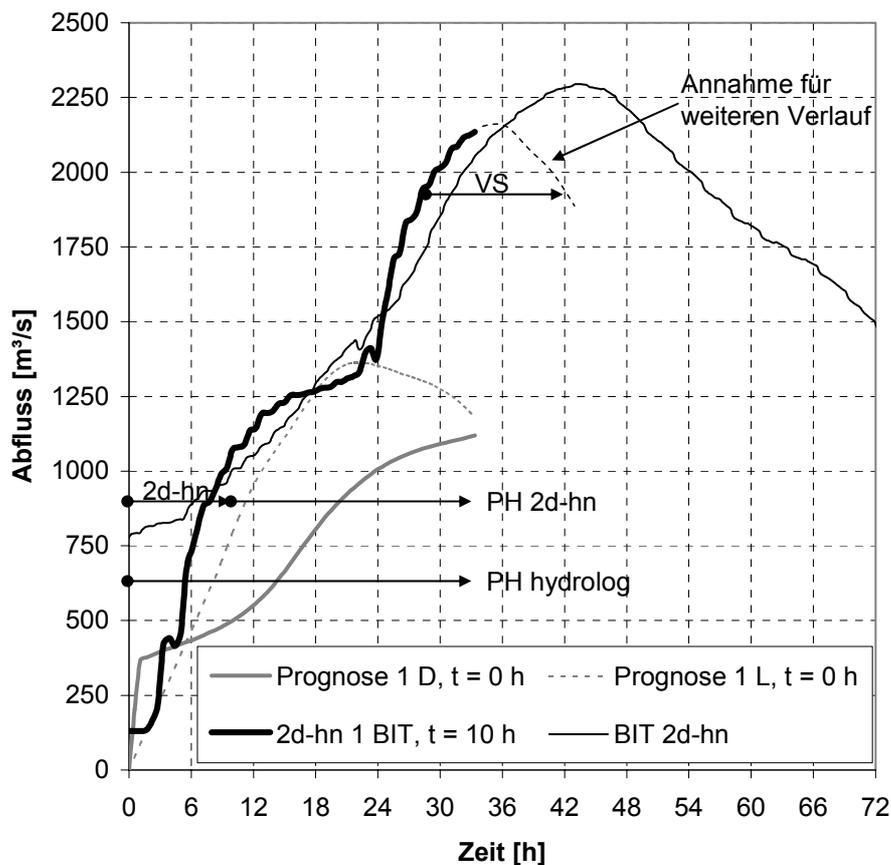
Im Zuge eines fiktiven Planspiels wurden die mit dem hydrologischen Modell ermittelten Prognosewerte an den Pegeln Donauwörth und Augsburg des Augusthochwassers 2005 im Nachlauf des Hochwasserereignisses an das 2d-hn-Modell gekoppelt.

In Echtzeit wurde dann schließlich versucht, in diesem Untersuchungsabschnitt das 2d-Modell innerhalb eines Online-Prognosemodells zu simulieren. Die 2d-hn-Berechnungen wurden dabei im Abschnitt zwischen Donauwörth und Bittenbrunn mit dem Berechnungsprogramm Hydro_As-2d (vgl. Abschnitt 2.4.2) durchgeführt. Der Hochwassernachrichtendienst Bayern gibt die Abflussprognosen i. d. R. in 10- bzw. 14-Stunden Abschnitten heraus. In dieser Häufigkeit werden die Niederschlagsprognosen aus verschiedenen Wetterdiensten in die hydrologischen Modelle eingespeist. Im Planspiel wurden drei Abflussvorhersagen jeweils an den Pegeln Donauwörth und Augsburg in das 2d-hn-Modell eingespeist.

Die 2d-hn-Berechnungen wurden dann mit einem 3-GHz-Rechner jeweils bis zur

nächsten Herausgabe der Abflussprognosen aus dem hydrologischen Modell des Hochwassernachrichtendienstes durchgeführt. Die jeweiligen Prognosehorizonte des hydrologischen Modells (PH hydrolog) und des 2d-hn-Modells (PH 2d-hn) sind in Abb. 6-21 für die drei Prognosen dargestellt. Der Prognosehorizont aus den 2d-Berechnungen beginnt jeweils erst nach Beendigung des jeweiligen Rechenlaufs (2d-hn).

Für die Flutung des geplanten HRBN Riedensheim ($k = 8,3$ Mio. m^3 , vgl. Abschnitt 6.3.3.2) wurde dann jeweils nach Beendigung der 2d-Berechnung eine Steuerungsvorgabe (VS) mit Hinblick eines optimalen Einsatzes des zur Verfügung stehenden Retentionsvolumens herausgearbeitet. Die Abflussganglinie auf Höhe des Einlaufbauwerkes wurde dabei vereinfacht als die berechnete Abflussganglinie an der Staustufe Bittenbrunn angesetzt. Der Flutungsbeginn richtet sich in der Steuerungsvorgabe nach dem jeweiligen Abfluss und nicht nach der Zeit. Die Diagramme in Abb. 6-21 zeigen die deutlichen Unterschiede der einzelnen Abflussprognosen der Donau und des Lechs in den jeweiligen Prognosezeiträumen.



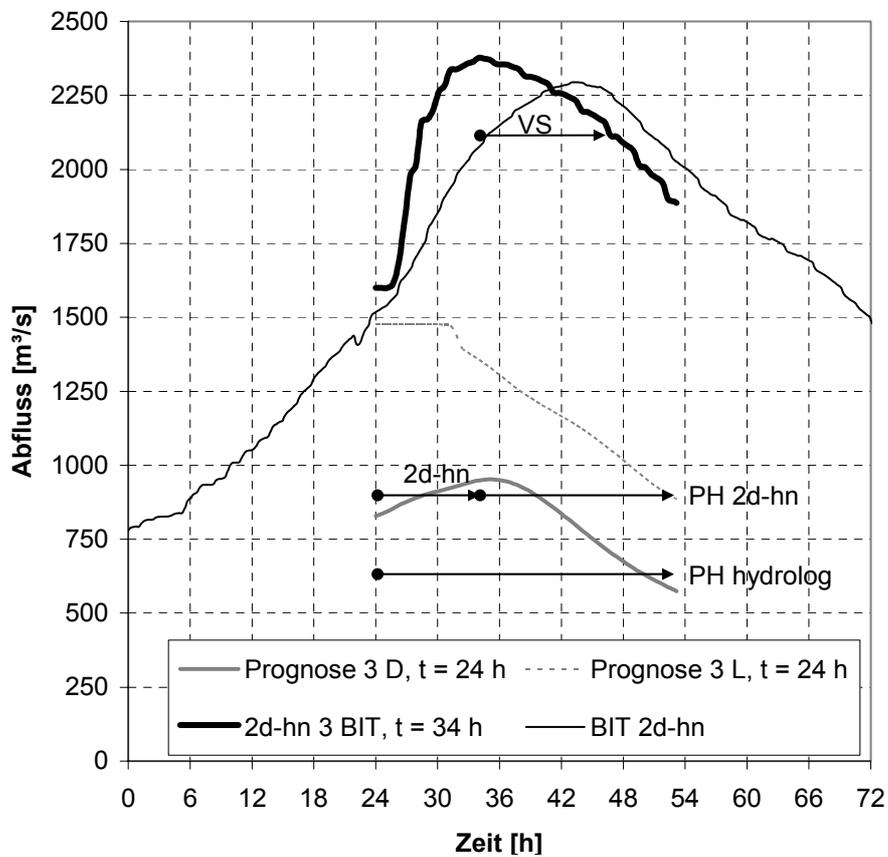
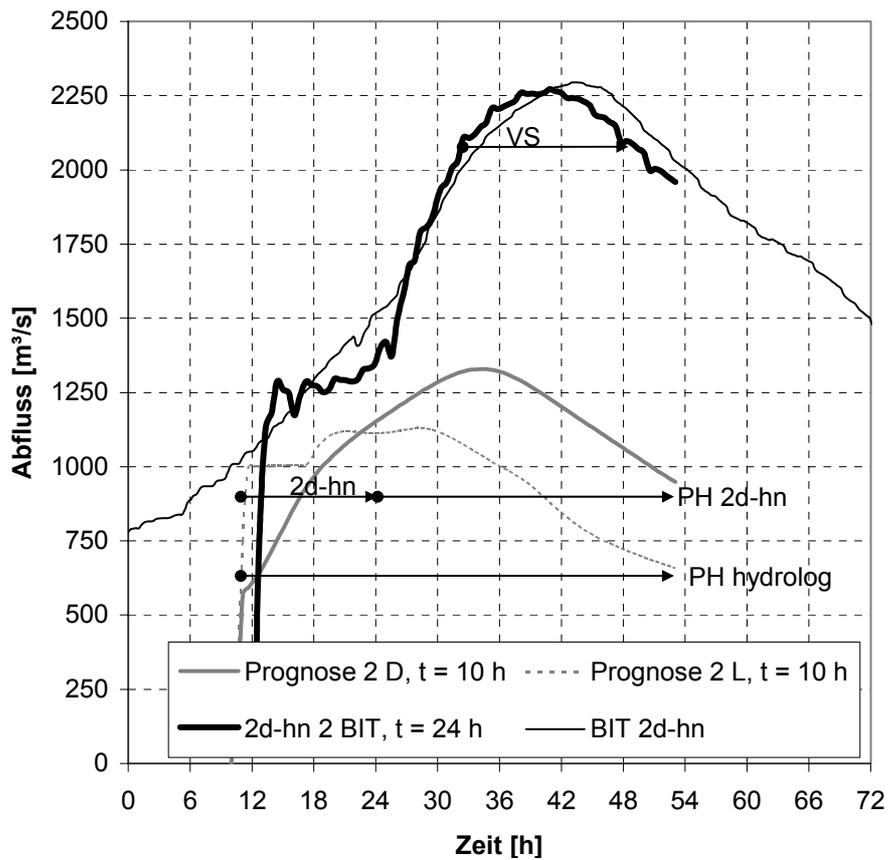


Abb. 6-21: Kopplung der Prognosemodelle hydrolog und 2d-hn, Prognosen 1 bis 3

Die berechneten Abflussganglinien in Bittenbrunn variieren dabei bezüglich Ihres Abflussscheitels zwischen etwa $2.200 \text{ m}^3/\text{s}$ und etwa $2.350 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Ankunft des Hochwasserscheitels variiert zwischen ungefähr $t = 34 \text{ h}$ und $t = 40 \text{ Stunden}$. Der Steuerungsbeginn variiert zwischen $1.950 \text{ m}^3/\text{s}$ und $2.120 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Werte zeigen, dass trotz Kopplung eines genauen 2d-hn-Modells an ein hydrologisches Modell die Abweichungen zwischen den einzelnen Abflussprognosen für eine optimale Steuerung eines HRBN sehr deutlich sind. Die Unsicherheiten der Niederschlagsprognose, welche als Randbedingungen in die hydrologischen Vorhersagemodelle einfließen, sind derzeit noch zu groß um auf optimale Steuerungen eines HRBN vertrauen zu können.

In Abschnitt 6.4.2 wird die Wirksamkeit von HRBN in Abhängigkeit von Prognosefehlern in der Hochwasservorhersage anhand einer theoretischen Parameterstudie behandelt. Die hohen Rechenzeiten der drei oben dargestellten Prognoserechenläufe des 2d-hn-Modells haben gezeigt, dass der Einsatz eines 2d-Modells in der Online-Prognose in dieser Form noch nicht etablierbar ist. Hierbei wären sowohl weitere Vereinfachungen in der Modellgeometrie als auch in den Gleichungen des numerischen Programms notwendig. Bei Prognose 3 hätte schließlich auf Grundlage der Prognosedaten mit der Flutung bereits bei etwa einem Drittel der 2d-hn-Rechenzeit begonnen werden müssen.

Da die tatsächlich ablaufende Hochwasserwelle jedoch aufgrund der oberstromigen Ausuferungen deutlich verzögert wurde, wäre der Steuerungsbeginn bei Prognose 3 in der Realität per Zufall annähernd korrekt gewesen. Da die Optimierung des Steuerungsprozesses und die Ermittlung der Auswirkungen nach unterstrom i. d. R. eine Vielzahl von Rechenläufen benötigt ist derzeit der Einsatz des vorliegenden Modells noch nicht zweckmäßig. Die Ergebnisse der im Rahmen der Forschungstätigkeiten am Lehrstuhl für Wasserbau der TU München durchgeführten 2d-hn-Simulationen im Donauabschnitt zwischen Donauwörth und Kelheim wurden jedoch erfolgreich in das hydrologische Modell des Hochwassernachrichtendienstes des LfU Bayern eingearbeitet, sodass die abflussverzögernden Prozesse besser nachgebildet werden können.

6.3.4.3 Beeinflussung des lokalen Abflussgeschehens

Die Steuerung eines HRBN wird i. d. R. mit dem Ziel verfolgt, den maximalen Hochwasserabfluss und damit den maximalen Hochwasserstand für die Unterlieger zu reduzieren. Ist das Einlaufbauwerk des HRBN nicht in einem staugeregelten Fließgewässer, so senkt sich auch im Bereich des Einlaufbauwerkes der Wasserspiegel entsprechend der Ausleitungsmengen ab. Diese kann sich wiederum je nach

Größe der Absenkung und Größe des Abflusses sowie des Fließgefälles mehr oder weniger weit nach oberstrom auswirken (vgl. Abb. 6-22).

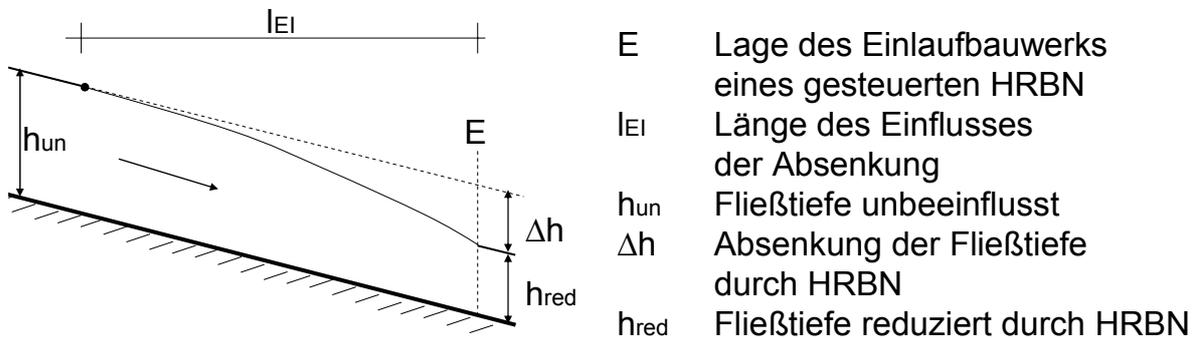


Abb. 6-22: Erzeugung einer Absenkungskurve nach oberstrom durch eine Wasserspiegelreduktion am Einlaufbauwerk eines gesteuerten Hochwasserrückhaltebeckens im Nebenschluss (HRBN) in einem ungestauten Fließgewässer

Wie weit sich die Wasserspiegelreduktion im Fließgewässer im Bereich des Einlaufbauwerkes des HRBN nach oberstrom auswirkt, kann vereinfacht mit der Berechnung der Senkungslinie (z. B. aus Press und Schröder 1966) in einem Rechteckgerinne nachvollzogen werden. Die Längenausdehnung l_{EI} der Senkungslinie nach oberstrom berechnet sich in einem Rechteckgerinne wie folgt:

$$l_{EI} = \frac{h_{un}}{I_S} \left[\frac{h_{red}}{h_{un}} - 1 + \left(1 - \frac{h_{gr}^3}{h_{un}^3}\right) \cdot (2,319 - \rho_0) \right] \quad \text{Glg. 6-1}$$

mit:

l_{EI} , h_{un} , h_{red} aus Abb. 6-22

I_S Sohlgefälle [-]

ρ_0 Funktionswerte in Abhängigkeit von h_{un} und h_{red} (z. B. aus Press und Schröder 1966)

sowie:

$$h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \quad \text{Glg. 6-2}$$

mit:

h_{gr} Grenztiefe [m]

b Breite des Fließquerschnittes [m]

Um den Einflussbereich von Absenkungen der Wasserspiegellagen durch gesteuerte HRBN abzugrenzen, wurden obige Gleichungen Glg. 6-1 und Glg. 6-2 auf die theoretische Flussgeometrie und den hydrologischen Randbedingungen aus der Parameterstudie zur ungesteuerten Retention (vgl. Abschnitt 5.2.3 und 5.2.4) angewendet. In Abb. 6-23 sind die dabei ermittelten Einflusslängen l_{EI} in Abhängigkeit der Abflusshöhe Q_{VA} und der Absenkung am Einlaufbauwerk eines HRBNs dargestellt. Die Ergebnisse sind als überschlägige Einflussgrenzen nach oberstrom zu betrachten. Schließlich wird hierbei eine gleichförmige Geometrie angenommen. Ausuferungsbereiche sowie Gefälleschwankungen im Fließgewässer finden in dieser Auswertung keine Berücksichtigung. Die Ergebnisse zeigen jedoch, dass beispielsweise bei Scheitelreduktionen von 20 cm der Einflussbereich der Absenkung der Wasserspiegellagen immerhin bis zu etwa 4 km nach oberstrom reicht. Bei größeren Scheitelreduktionen ist dieser Einfluss noch deutlich größer. Bei sehr großen Ereignissen wie beispielsweise $Q_{VA}=0,7$ (vgl. Abschnitt 5.2.4) wirkt sich eine vergleichsweise kleine Wasserspiegelabsenkung von 10 cm nicht mehr nach oberstrom aus. Bei kleinen Hochwasserereignissen hingegen ist bei einer Absenkung von 10 cm noch eine geringe Auswirkung nach oberstrom erkennbar.

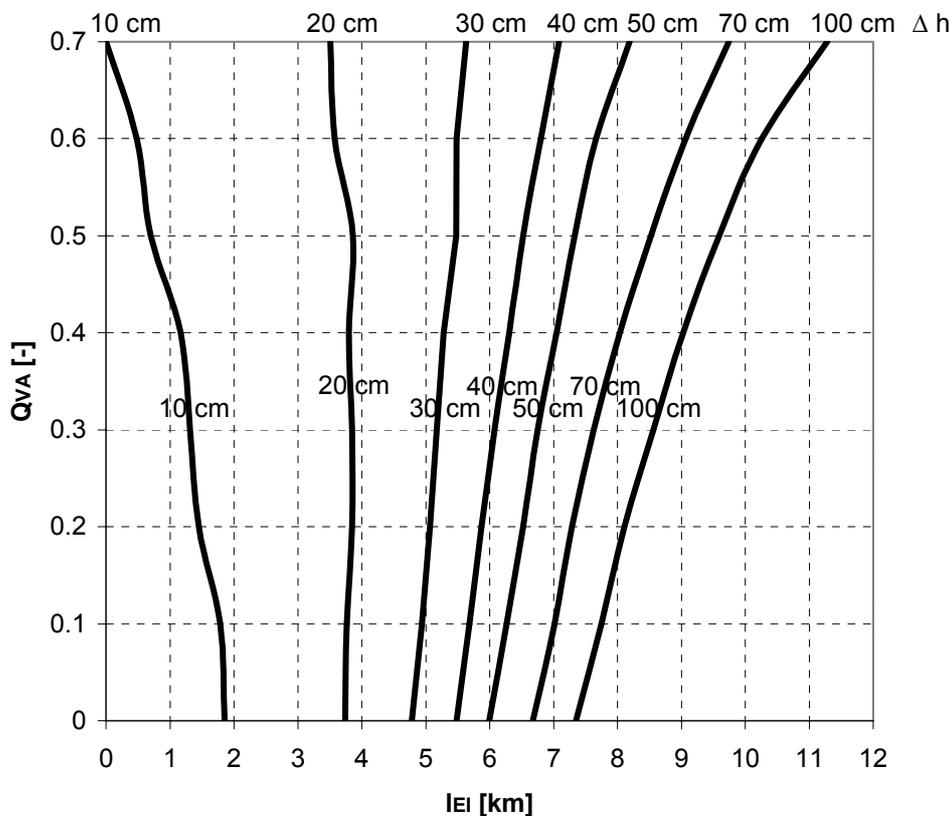


Abb. 6-23: Ermittelte Einflusslängen der l_{EI} in Abhängigkeit der Abflusshöhe Q_{VA} und der Absenkung durch ein HRBN Δh (nach Press und Schröder 1966)

Grundsätzlich hat eine Wasserspiegelabsenkung, die sich nach oberstrom auswirkt, einen positiven Effekt für den dortigen lokalen Hochwasserschutz. Eine Miteinbeziehung dieses Effektes wäre jedoch aufgrund der je nach Steuerstrategie kleineren oder größeren Unsicherheiten in der Wirksamkeit des HRBN nicht zweckmäßig.

Die Ausbildung einer Absenkungskurve nach oberstrom verändert lokal die Abflussverhältnisse im Vergleich zu einem Zustand ohne Steuerung eines HRBNs, welcher zweckmäßigerweise in der Hochwasserprognose verwendet wird. Die Veränderung der lokalen Abflussverhältnisse oberstromig eines gesteuerten HRBN kann im Einzelfall zu nicht unerheblichen Veränderungen in der im Fließgewässer ankommenden Hochwasserwelle führen. Die Problematik soll anhand der beim Pfingsthochwasser 1999 simulierten Abflussverhältnisse an der Donau im Bereich des geplanten HRBN Riedensheim (vgl. Abschnitt 6.3.3.2) erläutert werden. Die Situation ist im Lageplan in Abb. 6-24 dargestellt. Das geplante HRBN Riedensheim liegt im Bereich zwischen den Staustufen Bertoldsheim und Bittenbrunn. Die Staustufe Bertoldsheim besitzt auf der orographisch rechten Seite am Ende des Stauhaltungsdammes eine Überlaufstrecke, deren Ausuferungen die Überflutungsflächen vor dem Bau der Staustufe wiederherstellen sollen. Im Bereich zwischen der Staustufe Bertoldsheim und dem geplanten Einlaufbauwerks des HRBN Riedensheim wird der sehr großflächige Vorlandabfluss (etwa 5 km Breite) durch eine topographisch bedingte Einschnürung wieder in den Flussschlauch konzentriert. Der dadurch verursachte Rückstauereffekt wirkt sich auf die Wasserspiegellagen im Flussschlauch nach oberstrom bis zur Staustufe Bertoldsheim aus (vgl. Abb. 6-25). Die Untersuchungen haben gezeigt, dass beim Pfingsthochwasser 1999 im Vorlandbereich zwischen Staustufe Bertoldsheim und dem Einschnürungsbereich ein Retentionsvolumen von etwa 25 Mio. m³ zurückgestaut wird. Bei Betrachtung der jeweils berechneten Abflussganglinien (mit und ohne Flutung des HRBNs) im Nahbereich oberhalb des geplanten Einlaufbauwerks des HRBN Riedensheims (Schnitt B-B in Abb. 6-24) wird deutlich, dass sich die dort ankommende Hochwasserwelle während des Steuerungsprozesses etwas aufsteilt und der Abflussscheitel um etwa 20 m³/s ansteigt. Grund hierfür ist die während des Steuerungsprozesses verursachte Erhöhung des Energieliniengefälles I_E im Fließgewässer oberhalb des Einlaufbauwerkes. Die Veränderung der lokalen und temporären Abflusssituation ist in Abb. 6-24 anhand der berechneten Differenzen der Energiehöhe an jedem Berechnungsknoten im Bereich des Hochwasserscheitels mit und ohne Steuerung des HRBNs dargestellt. Die größten Auswirkungen sind dabei im Bereich zwischen Einlaufbauwerk des HRBN und der topographisch bedingten Einschnürung festzustellen. Oberhalb der Einschnürung schwächt sich der Einfluss aufgrund des Fließgefälle-

knicks (vgl. auch Abb. 6-25) deutlich ab. Die Energiehöhen wurden an jedem Berechnungsknoten nach Glg. 6-3 ermittelt.

$$E_{xy} = H_{xy} + \frac{|v_{x,y}|^2}{2 \cdot g} \quad \text{Glg. 6-3}$$

mit:

E_{xy} Energiehöhe am Berechnungsnetzknotten [m+NN]

H_{xy} Wasserspiegellage am Berechnungsnetzknotten [m+NN]

$v_{x,y}$ Fließvektoren in x- und y- Richtung an einem Berechnungsnetzknotten [m/s]

Differenz der Energiehöhen: oF – mF [m]

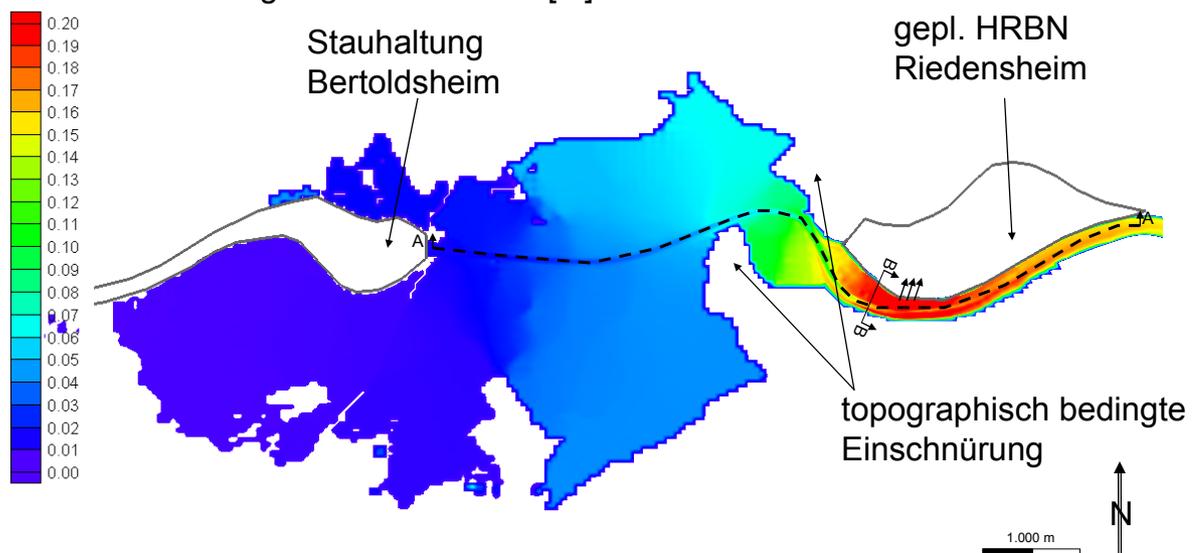


Abb. 6-24: Ermitteltes Energiehöhendifferenzenfeld (vgl. Glg. 6-3) aus den Simulationen des Pfingsthochwassers 1999 ohne (oF) und mit (mF) Flutung des geplanten HRBN Riedensheims im Bereich des Hochwasserscheitels, nur positive Werte dargestellt

Die berechneten Wasserspiegellagen im Fließgewässer mit und ohne Flutung des HRBNs sind in Abb. 6-25 in Form eines Längsschnitts (Schnitt A-A aus Abb. 6-24) dargestellt. Die Absenkungskurve ist dabei bis etwa 4 km oberhalb des Einlaufbauwerkes zu erkennen. Bei einer Ermittlung des Einflussbereiches mit Glg. 6-1 würde man bei diesem Hochwasserereignis ($\Delta h = 20 \text{ cm}$, $Q_{VA} = 0,5 \div 0,6$) in einem Bereich zwischen 3,5 km \div 4 km liegen (vgl. Abb. 6-23).

Die Absenkung des Wasserspiegels am Einlaufbauwerk sowie die damit verbundene Erhöhung des Energieliniengefälles führt schließlich gegenüber dem Istzustand zu einer zusätzlichen Aktivierung des sich oberhalb der Einschnürung befindlichen Retentionsvolumens (vgl. Abb. 6-26). Das „Ansaugen“ des zusätzlichen Wasservolumens führt zu einem lokalen Anstieg des Hochwasserscheitelabflusses.

Diese lokale Hochwasserwellenverformung kann den Steuerungsprozess, zusätzlich zu den Schwierigkeiten bei der Erzeugung einer ausreichend detaillierten Prognose, erschweren. Zudem wird in diesem Fall selbst bei optimaler Steuerung die Wirksamkeit durch den temporären Anstieg des Scheitelabflusses während der Steuerung im Vergleich zur unbeeinflussten horizontalen Kappung der unbeeinflussten Hochwasserwelle etwas eingeschränkt.

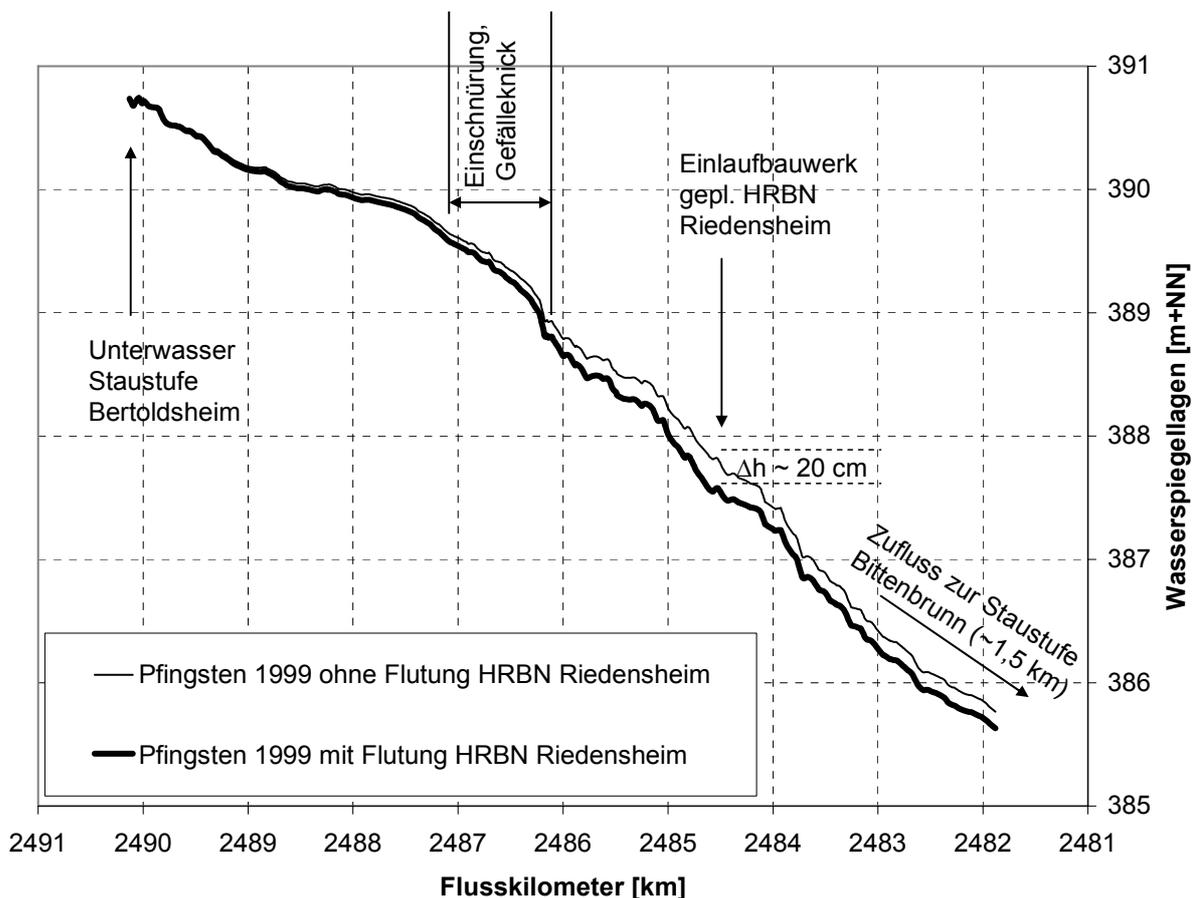


Abb. 6-25: Berechnete Wasserspiegellagen bei den Simulationen Pflingsten 1999 mit und ohne Flutung des HRBN Riedensheim, Längsschnitt A-A aus Abb. 6-24

Die Steuerungsvorgabe VS (vgl. Abb. 6-18) muss derart angepasst werden, dass mit dem Flutungsbeginn im Rahmen einer optimalen Ausnutzung der Retentionskapazität k erst ab einem höheren Abfluss im Fließgewässer begonnen werden sollte

(vgl. Fischer 2005a). Die Steuerungsvorgabe ist individuell ereignisabhängig und muss im Falle einer flexiblen Steuerstrategie (vgl. Abschnitt 6.3.4.1) für das jeweilige Hochwasserereignis neu definiert werden.

Weitere Untersuchungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit haben gezeigt, dass der oben beschriebene Effekt sehr stark von der lokalen Topographie abhängig ist. Grundsätzlich tritt die Absenkung nach oberstrom im Vergleich zum ungesteuerten Zustand immer auf. Falls jedoch kein „aktivierbares“ Wasservolumen im oberstromigen Einflussbereich der Absenkung vorhanden ist, so ist auch mit keinen lokalen Erhöhungen der Scheitelabflüsse während des Steuerungsprozesses zu rechnen. Liegt das Einlaufbauwerk im Rückstaubereich einer Stauregelung (vgl. Abschnitt 6.3.2.1), so können aufgrund der konstanten Wasserspiegellagen (z. B. Stauziel an einer Staustufe) im Bereich des Einlaufbauwerks die oben beschriebenen lokalen Abflusszunahmen ausgeschlossen werden.

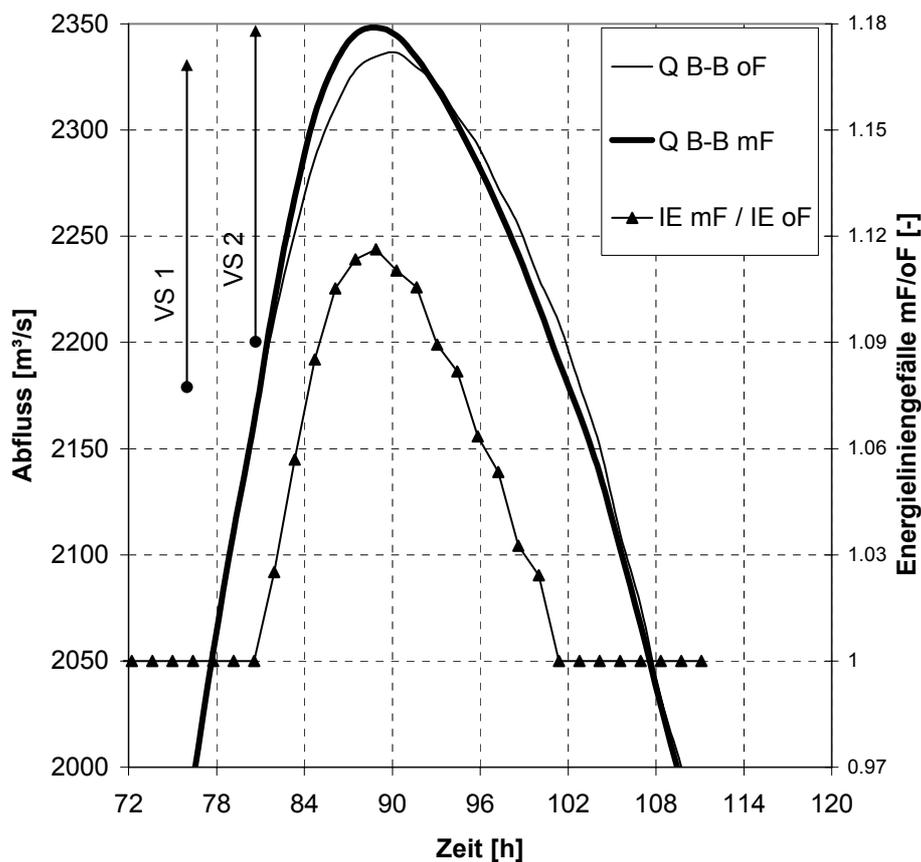


Abb. 6-26: Veränderte Vorgabe der Steuerung (VS 1 und 2) durch die lokale Abflussenerhöhung im Bereich des Einlaufbauwerkes des gepl. HRBN Riedensheim während des Steuerungsvorganges mit Darstellung der lokalen Erhöhung des Energienliniengefälleunterschieds mit Flutung (IE mF) und ohne Flutung des HRBN (IE oF)

Das Ziel einer gesteuerten Flutung eines HRBNs ist i. d. R., die Hochwassersituation für die Unterlieger zu verbessern. Im Sinne einer offenen Diskussion zum Thema Reaktivierung von Retentionsräumen muss jedoch auch der mögliche Verlust an ungesteuertem Retentionsvolumen durch die Reaktivierung von gesteuerten Retentionsräumen angesprochen werden. Das folgende Beispiel soll die Beeinflussung des lokalen Abflussgeschehens nach unterstrom erläutern. Der untersuchte Bereich liegt unterhalb der geplanten HRBN Riedensheim und Katzau (vgl. Abschnitt 6.3.3.2). Die Wirksamkeit des dortigen Rückströmungsbereiches wurde bereits anhand der Simulation des Augusthochwassers 2002 in Abschnitt 5.1 beschrieben (vgl. Abb. 5-3). Um mögliche Veränderungen aufgrund der Flutung oberstromig liegender HRBNs bezüglich der Wirksamkeit der vorhandenen Rückströmungsbereiche zu ermitteln, wurde eine weitere Simulation des Augusthochwassers 2002 mit der Flutung der beiden geplanten HRBN Riedensheim und Katzau mit optimaler Steuerung durchgeführt. Die Differenz der jeweiligen maximal berechneten Wassertiefen (mit und ohne Flutung der HRBNs) ist in Abb. 6-27 dargestellt. Es zeigt sich, dass durch den gesteuerten Hochwasserrückhalt nicht nur die Wasserspiegelagen im Fließgewässer selbst reduziert werden, sondern auch in den orographisch links und rechts liegenden Rückströmbereichen. Auch wenn dort womöglich der lokale Hochwasserschutz dadurch verbessert wird, so geht im Vergleich zum Zustand ohne Flutung ein Retentionsvolumen von etwa 1,5 Mio. m³ verloren.

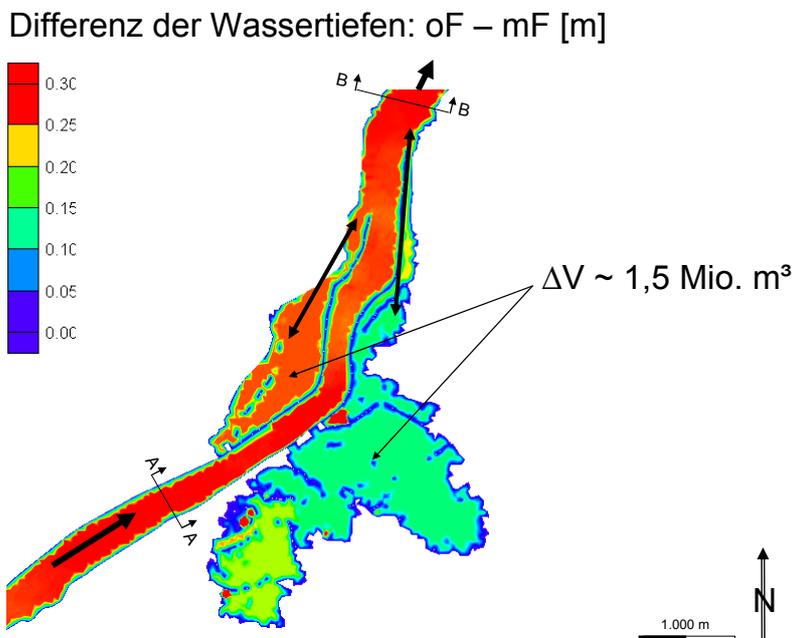


Abb. 6-27: Differenzen der hydraulisch berechneten maximalen Wassertiefen aus den Simulationen des Augusthochwassers 2002 ohne (oF) und mit (mF) Flutung der geplanten HRBN Riedensheim und Katzau

Obwohl durch neu errichtete gesteuerte HRBNs i. d. R. eine Reaktivierung von ursprünglich verlorengegangenem Retentionsraum erfolgt, so sollten bei einer Volumbilanzierung, Bereiche, in denen ungesteuert aktivierte Retentionsvolumina reduziert werden, im Vergleich zum jeweiligen Istzustand mitberücksichtigt werden. Im Vordergrund einer derartigen Betrachtung steht jedoch die Wirksamkeit eines Retentionsraums, und nicht das Retentionsvolumen. Hierbei reduziert sich zwar in obigem Beispiel die durch die Rückströmbereiche erzielte Scheitelreduktion von etwa $60 \text{ m}^3/\text{s}$ auf etwa $16 \text{ m}^3/\text{s}$, jedoch verringert sich auch der Gesamtabfluss in der Donau unterhalb der Rückströmbereiche durch die Steuerung der geplanten HRBN Riedensheim und Katzau ($k_{\text{gesamt}}=17,6 \text{ Mio. m}^3$, aus Tab. 6-2) von etwa $1.700 \text{ m}^3/\text{s}$ auf etwa $1.520 \text{ m}^3/\text{s}$.

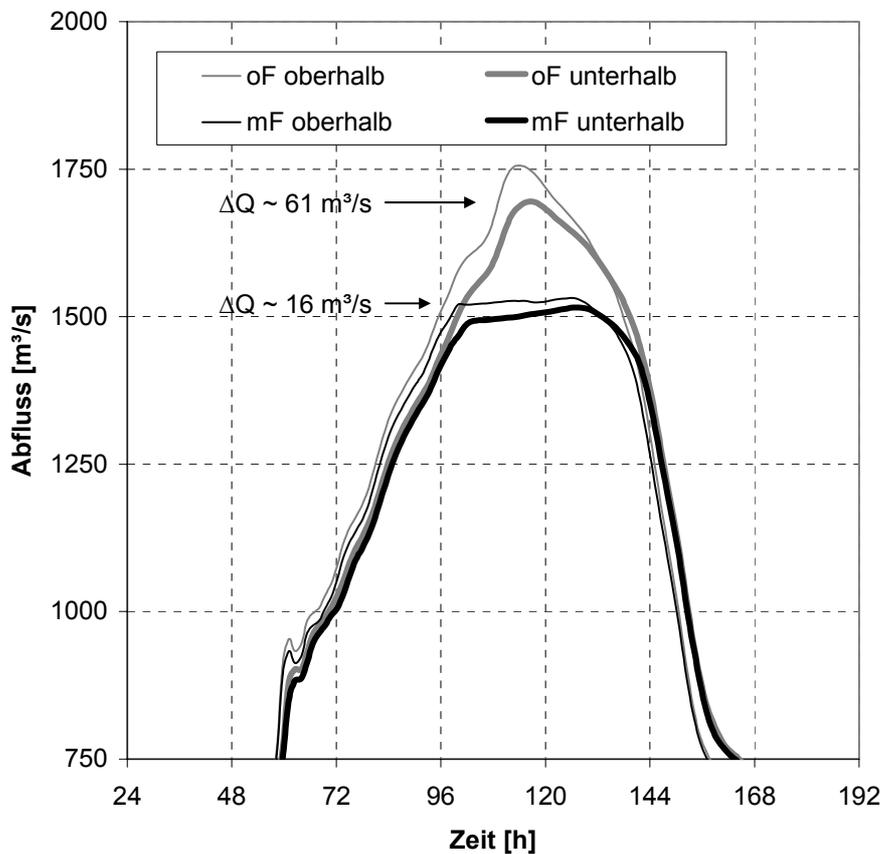


Abb. 6-28: Berechnete Abflussganglinien jeweils oberhalb und unterhalb des Rückströmungsbereiches aus Abb. 6-27 mit und ohne Flutung (mF, oF) der beiden oberhalb liegenden geplanten HRBN Riedensheim und Katzau

Die beiden Beispiele sollen zeigen, dass die Steuerung eines HRBN neben der gewünschten Hochwasserrückhaltewirkung auch das lokale Abflussgeschehen beeinflussen kann. Dabei können sich ungesteuerte und gesteuerte Retentionsräume gegenseitig beeinflussen. Die Kenntnis des Abfluss- und Retentionsverhaltens im Be-

reich einer zu planenden Retentionsmaßnahme sollte dabei im Vorfeld sowohl im Ist- als auch im Planungszustand mittels physikalischer oder numerischer hydraulischer Modelle im Detail untersucht werden.

6.4 Parameterstudie zur gesteuerten Retention

Um im Rahmen der vorliegenden Arbeit die Wirksamkeit von gesteuerten Retentionsmaßnahmen verallgemeinern zu können, werden in den folgenden beiden Abschnitten Auswertungen an theoretischen Geometrien und Randbedingungen vorgestellt. Zunächst wird am Beispiel einer Deichrückverlegung sowie einer hydraulischen Abtrennung des Vorlandes mit Flutung von oberstrom und einem gesteuerten HRBN mit gleicher Volumenbeaufschlagung die Wirksamkeit bezüglich Scheitelreduktion verglichen (siehe Abschnitt 6.4.1). In Abschnitt 6.4.2 wird die Wirksamkeit gesteuerter HRBNs in Abhängigkeit möglicher Prognosefehler bei der Hochwasservorhersage behandelt.

6.4.1 Ungesteuerte und gesteuerte Retention im direkten Vergleich

Als ungesteuerte Retentionsmaßnahme wird die Deichrückverlegung sowie die hydraulische Abtrennung des Flussvorlandes mit Aktivierung von oberstrom betrachtet (Typ A 1/20, Typ B 1/20, vgl. Abschnitt 5.2.5.1). Die Geometrie wird analog der Untersuchung aus Abschnitt 5.2 verwendet. Um einen direkten Vergleich der Wirksamkeit beider Retentionsmaßnahmen durchführen zu können, wird die Annahme getroffen, dass bei der gesteuerten Retention das jeweils bei der ungesteuerten Retention maximal aktivierte Wasservolumen im Vorland als Kapazität k angesetzt wird. Es wird davon ausgegangen, dass die Steuerung optimal erfolgen kann. Dies setzt voraus, dass die Abflussvorhersage exakt und der Steuerungsprozess am Einlaufbauwerk des HRBN durchführbar ist. Folgende Abb. 6-29 zeigt die Retentionstypen, welche bezüglich der erzielbaren Scheitelreduktionen ausgewertet wurden. Diesbezüglich wird jeweils Typ A 1/20 sowie Typ B 1/20 mit einem volumenäquivalenten HRBN verglichen. Die Auswertung erfolgt analog zur Vorgehensweise aus Abschnitt 5.2.2 in Abhängigkeit der Abflussintensität Q_{VA} und der Hochwasserwellenform r . Die Flutungen erfolgen gleichzeitig auf der orographisch linken und rechten Seite. Die hydrologischen Randbedingungen stellen die Abflussganglinien aus Abschnitt 5.2.4 dar. Die ermittelten Scheitelreduktionen sind in den Abb. 6-30 und Abb. 6-31 dargestellt. Die Verzögerung der Scheitelabflüsse wird in diesem Zusammenhang nicht betrachtet.

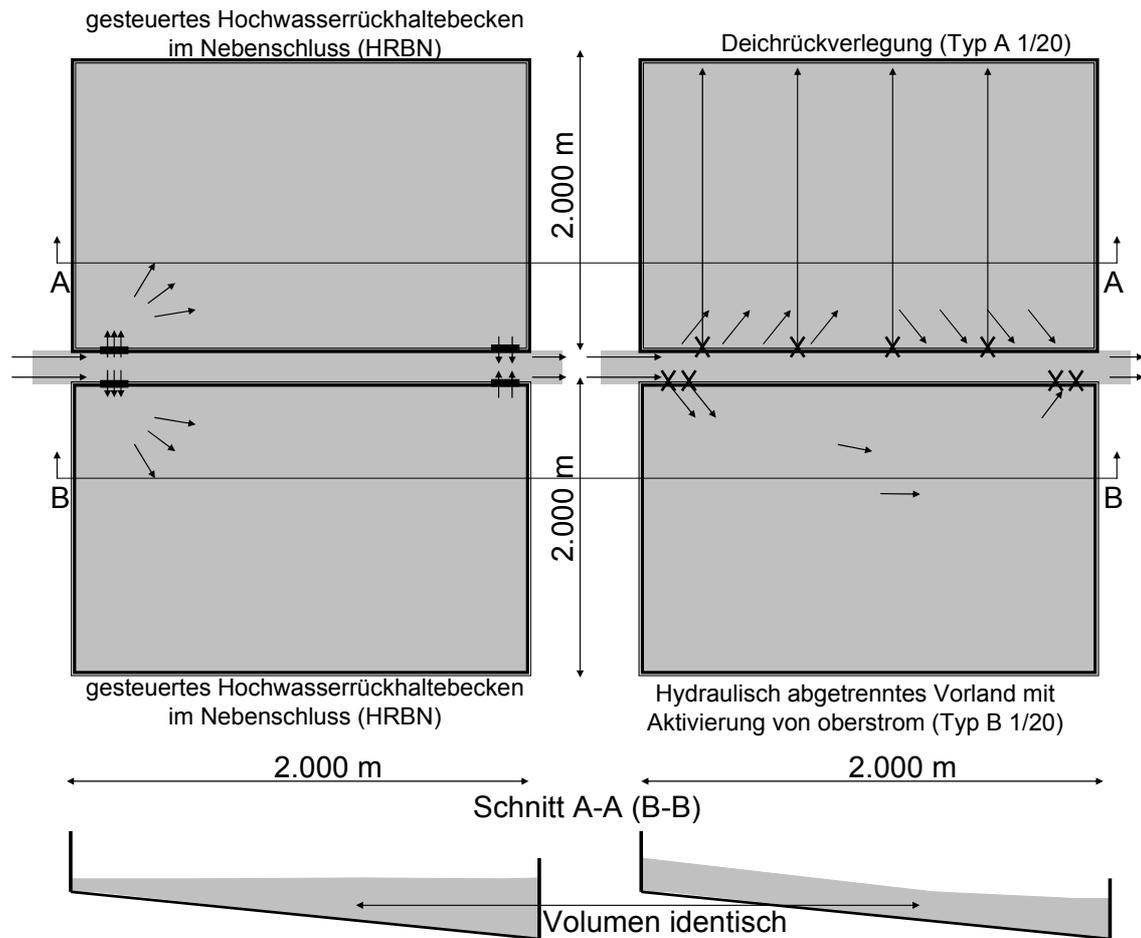


Abb. 6-29: Prinzipskizze der Retentionsmaßnahmen HRBN, Typ A 1/20 und Typ B 1/20 mit gleicher Flächenausdehnung und gleicher Volumenbeaufschlagung im Scheitelbereich der Hochwasserwelle, nicht maßstäblich

Bei den betrachteten ungesteuerten Retentionstypen A 1/20 und B1/20 wurde bereits in Abschnitt 5.2 festgestellt, dass bei größer werdenden Abflüssen die Wirksamkeit bezüglich einer Scheitelreduktion kaum bis gar nicht zunimmt. Der beanspruchte Volumenanteil nimmt jedoch aufgrund der steigenden Wasserspiegellagen zu. Beim Ansatz des Volumens als Kapazität k eines jeweils gesteuerten HRBNs nimmt die theoretisch mögliche Scheitelreduktion ΔQ mit der Abflussintensität zu. Je größer dabei das zur Verfügung stehende Volumen im HRBN wird, desto kleiner wird die Zunahme der Scheitelreduktion. Nur falls die Hochwasserganlinie theoretisch eine rechteckige Form hätte, würde hierin ein linearer Zusammenhang bestehen. Die Ergebnisse in Abb. 6-30 und Abb. 6-31 zeigen, dass sich bei der gesteuerten Aktivierung des Rückhalterums der Einfluss der Hochwasserwellenform deutlich auf die theoretische Scheitelreduktion auswirkt.

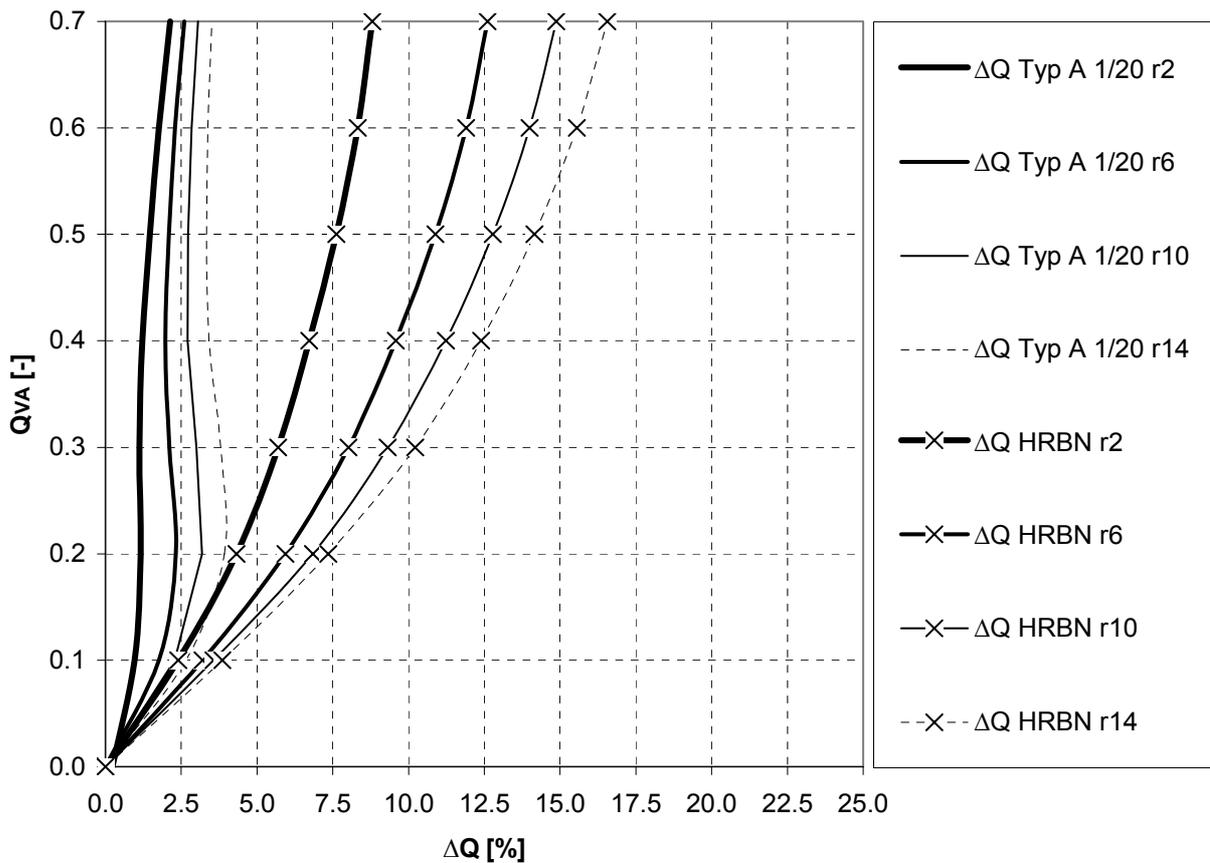


Abb. 6-30: Erzielbare Scheitelreduktion ΔQ mit einer Deichrückverlegung (Typ A 1/20) und einem optimal gesteuerten HRBN (vgl. Abb. 6-29) in Abhängigkeit der Abflussintensität Q_{VA} und der Hochwasserwellenform r

Bei sehr großen Hochwasserabflüssen ($Q_{VA}=0,6\div 0,7$, vgl. Abschnitt 5.2.4) erreicht die theoretische Scheitelreduktion bei einem gesteuerten HRBN je nach Hochwasserwellenform das Vier bis Fünffache wie bei einer Deichrückverlegung bzw. bei einem hydraulisch abgetrennten Vorland mit Flutung von oberstrom. Bei letzterer liegt jedoch der Wirkungsbereich bei den Abflussintensitäten $Q_{VA}=0,3\div 0,4$ näher bei dem eines volumenäquivalentem HRBN im Vergleich zu einer Deichrückverlegung. Die Scheitelreduktionen erreichen dabei je nach Hochwasserwellenform etwa das Zwei- bis Dreifache, wohingegen beim Vergleich mit der Deichrückverlegung ein gesteuertes HRBN etwa das Drei- bis Fünffache erreicht. Bei kleineren Hochwasserabflüssen im Bereich von $Q_{VA}=0,1$ bis 0,3 erreicht das gesteuerte HRBN in beiden Fällen etwa die doppelte Scheitelreduktion als die betrachteten ungesteuerten Retentionstypen.

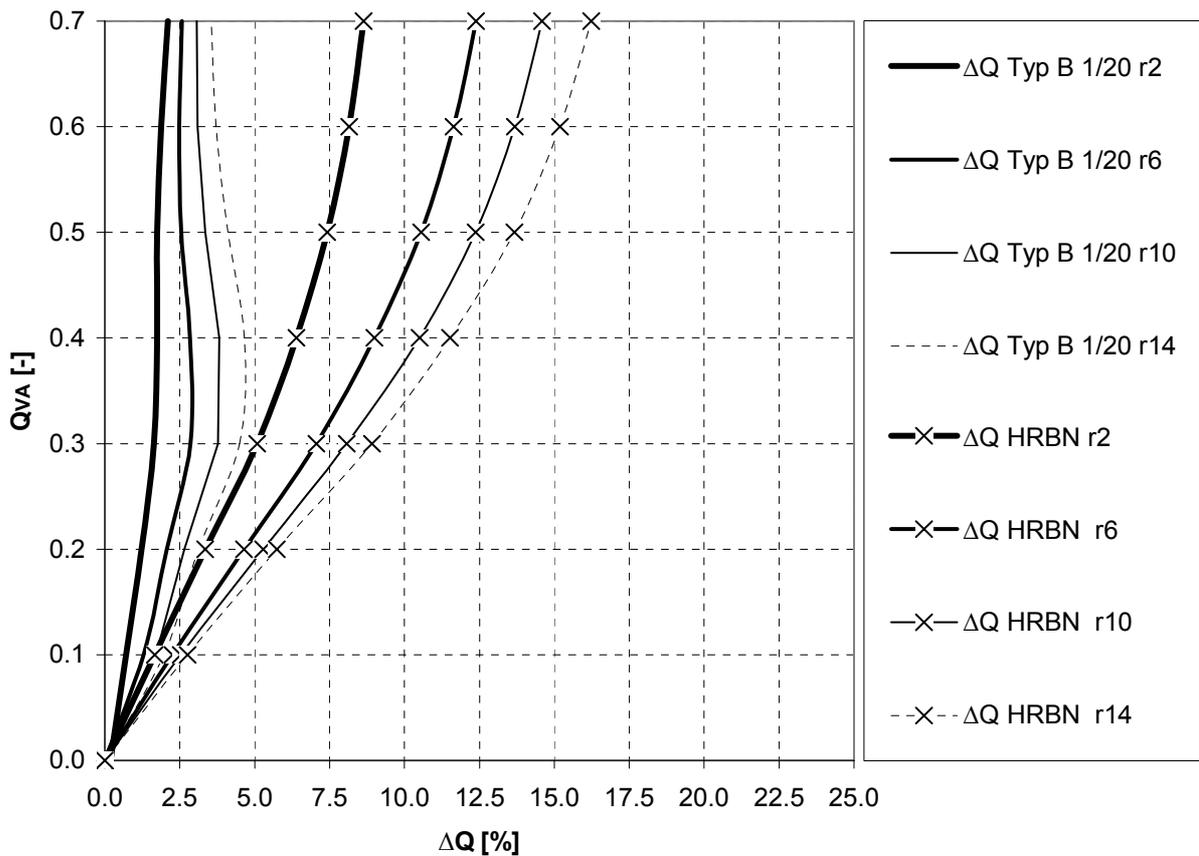


Abb. 6-31: Erzielbare Scheitelreduktion ΔQ mit einem hydraulisch abgetrennten Vorland mit ungesteuerter Aktivierung von oberstrom (Typ B 1/20) und einem optimal gesteuerten HRBN in Abhängigkeit der Abflussintensität Q_{VA} und der Hochwasserwellenform r

Die Ergebnisse zeigen, dass die Scheitelreduktionen bei kleineren Hochwasserabflüssen zwischen einer gesteuerten und einer ungesteuerten Aktivierung des Retentionsraums nicht sehr weit auseinander liegen. Bei der hydraulischen Trennung des Vorlandes mit Aktivierung von oberstrom liegt dies vor allen Dingen daran, dass die Wirkungsweise prinzipiell eine ähnliche ist, wie die eines gesteuerten HRBN. Der Retentionsraum wird dabei am oberstromigen Ende über eine Überlaufstrecke ungesteuert geflutet. Am unterstromigen Ende des Retentionsraums wird der Vorlandabfluss über einen Rücklaufbereich, welcher mit 150 m Länge in obigem Beispiel genauso lang war wie der oberstromige Ausuferungsbereich, wieder in den Flussschlauch zurückgeführt. Der Rücklaufbereich kann dabei je nach Längenausdehnung wie ein Drosselbauwerk wirken. Je kleiner die Länge des Rücklaufbereiches ist, desto größer wird der Aufstau im Rückhalteraum, und desto mehr ähnelt die Wirkungsweise einem gesteuerten HRBN. Der Unterschied liegt lediglich in den

steuerbaren Ein- und Auslaufbauwerken. Die Belastungen an Dämmen und Deichen können durch den erzeugten Aufstau vor allem am unteren Ende des Retentionsraums ähnlich groß werden wie bei einem gesteuerten HRBN.

6.4.2 Wirksamkeit in Abhängigkeit der Hochwasservorhersage

Der Vergleich der gesteuerten und ungesteuerten Retention bei gleicher Volumenaufschlagung aus Abschnitt 6.4.2 hat gezeigt, dass vor allen Dingen bei großen Hochwasserabflüssen die gesteuerte Retention deutlich höhere Scheitelreduktionen erzeugen kann als die ungesteuerte Retention. Vorausgesetzt wurde dabei jedoch eine optimale Steuerung, welche wiederum in erster Linie von der Hochwasservorhersage abhängig ist. Der Einfluss der Hochwasservorhersage auf die Steuerung wurde in Abschnitt 6.3.4.2 am Beispiel des geplanten HRBN Riedensheim erläutert. Letzendlich gilt es, die Wirksamkeit eines gesteuerten HRBNs abweichend von einer rein theoretischen Betrachtung in einem realistischen Maße abzubilden.

Um die Abschwächung der theoretischen Scheitelreduktionen infolge von Abweichungen zwischen einer prognostizierten und einer tatsächlich ablaufenden Hochwasserwelle zu quantifizieren, wurde die im Folgenden beschriebene Untersuchung durchgeführt. Zunächst wird dabei der Parameter $\mu\Delta Q$ eingeführt, welcher den Ausnutzungsgrad der theoretischen Wirksamkeit in Prozent darstellt. In Abb. 6-32 wird der Ausnutzungsgrad $\mu\Delta Q$ auf das in Abschnitt 6.1 (Abb. 6-1) ermittelte Verhältnis der Scheitelreduktion zum Quotienten aus dem Volumen des Rückhalteraums zum Volumen der Hochwasserwelle angewendet (vgl. Glg. 6-4). Beispielsweise müsste bei einer gewünschten Scheitelreduktion von $\Delta Q = 30\%$ sowie einer Machbarkeit der Steuerung mit einer 50 %-igen Ausnutzung der theoretischen Wirksamkeit das Verhältnis V_{RR}/V_{HW} von etwa 10% auf 30% angehoben werden. Oder umgekehrt reduziert sich die tatsächliche Scheitelreduktion bei $\mu\Delta Q = 50\%$ und $V_{RR}/V_{HW} = 10\%$ von etwa 28 % auf 14 % im Vergleich zur Annahme einer optimalen Ausnutzung der Kapazität k des HRBNs.

$$\Delta Q_{real} = \frac{\mu\Delta Q}{100} \cdot \Delta Q \quad \text{Glg. 6-4}$$

mit:

ΔQ theoretisch mögliche Scheitelreduktion [%]

ΔQ_{real} tatsächlich erzielbare Scheitelreduktion [%]

$\mu\Delta Q$ Ausnutzungsgrad der theoretischen Wirksamkeit [%]

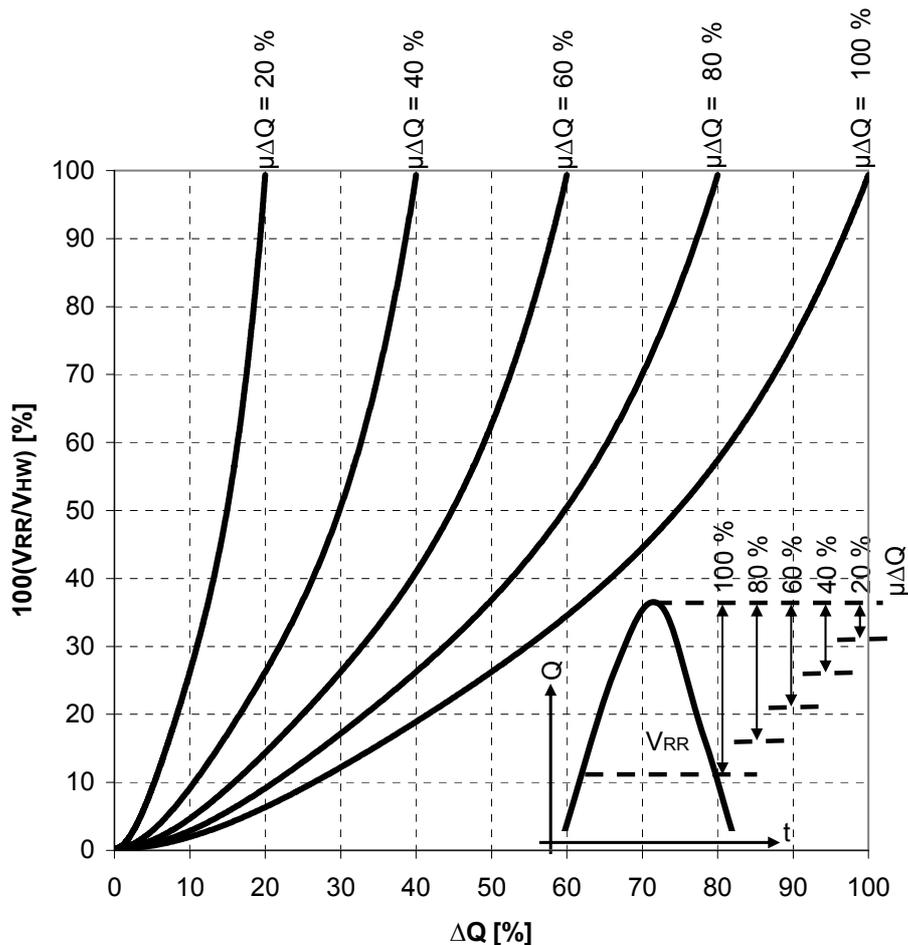


Abb. 6-32: Verhältnis der Scheitelreduktion ΔQ [%] zu Volumen Rückhalteraum / Volumen Hochwasserwelle V_{RR}/V_{HW} [%] in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades der theoretischen Wirksamkeit $\mu\Delta Q$ bei gesteuerten HRBNs

In den weitergehenden Untersuchungen wurden drei gesteuerte HRBNs betrachtet, welche eine Kapazität k von 10 Mio. m^3 , 40 Mio. m^3 und 80 Mio. m^3 haben. Die Hochwasserganglinien $Q_{VA} = 0,1$ bis $0,7$ mit $r = 2 \div 14$ stellen die hydrologische Randbedingung (vgl. Abb. 5-9). Es ergeben sich dadurch Werte für V_{RR}/V_{HW} im Bereich von 1,0 % bis 18,8 %. Das verwendete Volumen der Hochwasserwelle V_{HW} bezieht sich dabei immer auf die tatsächlich ankommende Welle (Q_{VA} Ist).

Die prognostizierten Abflussganglinien von $Q_{VA} = 0,1$ bis $0,7$ werden jeweils mit einer tatsächlich ankommenden Hochwasserwelle ($Q_{VA} = 0,1$ bis $0,7$) kombiniert (Q_{VA} Prognose und Q_{VA} Ist). Bei der Steuerung des jeweiligen HRBNs (Q_{VA} Ist) wird versucht, gemäß der jeweils prognostizierten Hochwasserwelle optimal zu steuern. Wenn der Retentionsraum vorzeitig gefüllt ist, wird die Flutung gestoppt. Falls die ankommende Hochwasserwelle deutlich kleiner ist als die prognostizierte Welle,

kann es entsprechend der vorhandenen Kapazität k sein, dass das HRBN gar nicht geflutet wird. Bei der vorliegenden Untersuchung wird davon ausgegangen, dass die Hochwasserwellenform sowohl bei der prognostizierten als auch bei der tatsächlich ablaufenden Welle identisch ist. Die untersuchten Abflusskombinationen sind in Tab. 6-3 mit den jeweiligen relativen Prognosefehlern aufgeführt. Die relativen Prognosefehler werden aus den hydrologischen Randbedingungen (vgl. Abschnitt 5.2.4) anhand von Glg. 6-5 ermittelt.

$$f = 100 \cdot \frac{Q_{\max} \text{ Ist} - Q_{\max} \text{ Prognose}}{Q_{\max} \text{ Ist}} \quad \text{Glg. 6-5}$$

mit:

f relativer Prognosefehler [%]

$Q_{\max} \text{ Ist}$ Scheitelabfluss der tatsächlich ablaufenden Hochwasserwelle
[m³/s]

$Q_{\max} \text{ Prognose}$ Scheitelabfluss der prognostizierten Hochwasserwelle [m³/s]

Tab. 6-3: Untersuchte Abflusskombinationen $Q_{VA} \text{ Prognose}$ und $Q_{VA} \text{ Ist}$ mit den jeweiligen relativen Prognosefehlern f nach Glg. 6-5:

f [%]	$Q_{VA} \text{ Ist}$ 0,1	$Q_{VA} \text{ Ist}$ 0,2	$Q_{VA} \text{ Ist}$ 0,3	$Q_{VA} \text{ Ist}$ 0,4	$Q_{VA} \text{ Ist}$ 0,5	$Q_{VA} \text{ Ist}$ 0,6	$Q_{VA} \text{ Ist}$ 0,7
$Q_{VA} \text{ Prognose}$ 0,1	0	11	22	33	44	56	67
$Q_{VA} \text{ Prognose}$ 0,2	-12	0	12	25	38	50	62
$Q_{VA} \text{ Prognose}$ 0,3	-29	-14	0	14	29	43	57
$Q_{VA} \text{ Prognose}$ 0,4	-50	-33	-17	0	17	33	50
$Q_{VA} \text{ Prognose}$ 0,5	-80	-60	-40	-20	0	20	40
$Q_{VA} \text{ Prognose}$ 0,6	-125	-100	-75	-50	-25	0	25
$Q_{VA} \text{ Prognose}$ 0,7	-200	-167	-133	-100	-67	-33	0

In Abb. 6-34 sind die ermittelten Ausnutzungsgrade $\mu\Delta Q$ der in Tab. 6-3 aufgeführten Abflusskombinationen für die drei untersuchten HRBNs mit $k = 10, 40$ und 80 Mio. m^3 graphisch dargestellt. Die dargestellten Werte $\mu\Delta Q$ sind gemittelt für die Hochwasserwellenformen $r = 10 \div 14$ ($r = 12$) dargestellt. Hierbei ergaben sich relativ ähnliche Abschwächungen der theoretischen Scheitelreduktion. Bei den Hochwasserwellenformen $r = 2$ und 6 , welche sehr breite Hochwasserwellen darstellen, nahmen bei allen ausgewerteten Abweichungen der prognostizierten Hochwasserwelle von der tatsächlich ankommenden Welle mit der verwendeten Schrittweite die Ausnutzungsgrade Werte von $\mu\Delta Q = 0\%$ an. Mit dem ermittelten Ausnutzungsgrad $\mu\Delta Q$ und dem Verhältnis V_{RR}/V_{HW} kann schließlich über Abb. 6-32 auf die tatsächlich erzielbare Scheitelreduktion ΔQ_{real} geschlossen werden. In Abb. 6-33 sind exemplarisch die Prognosefehler f (vgl. Glg. 6-5) von ausgewerteten Hochwasserereignissen an der bayerischen Donau von 2002 bis 2006 in Abhängigkeit des jeweiligen Prognosehorizonts dargestellt. Die in Abschnitt 6.3.4.2 beschriebene Einarbeitung der 2d-hn-Berechnungsergebnisse der TU München sind in dem von 2002 bis 2006 verwendeten Prognosemodell nicht enthalten.

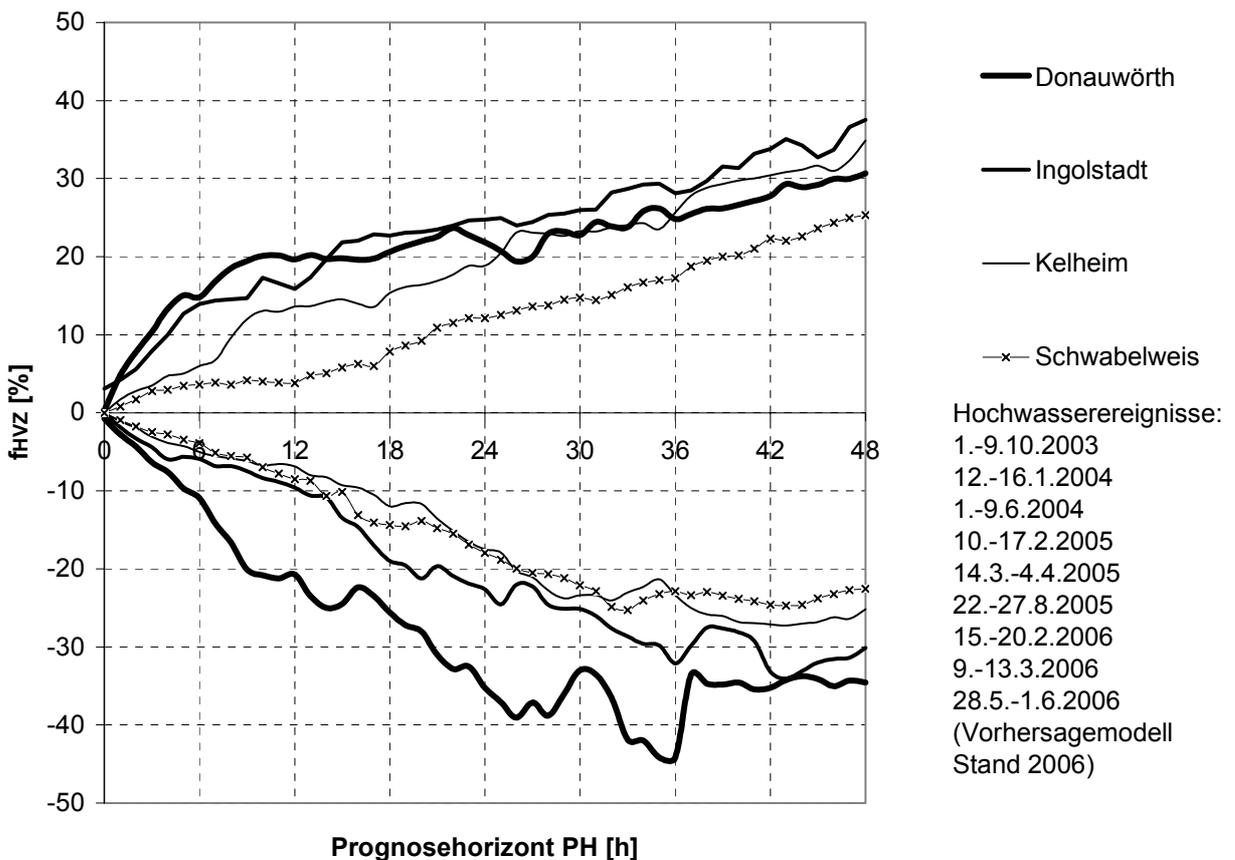
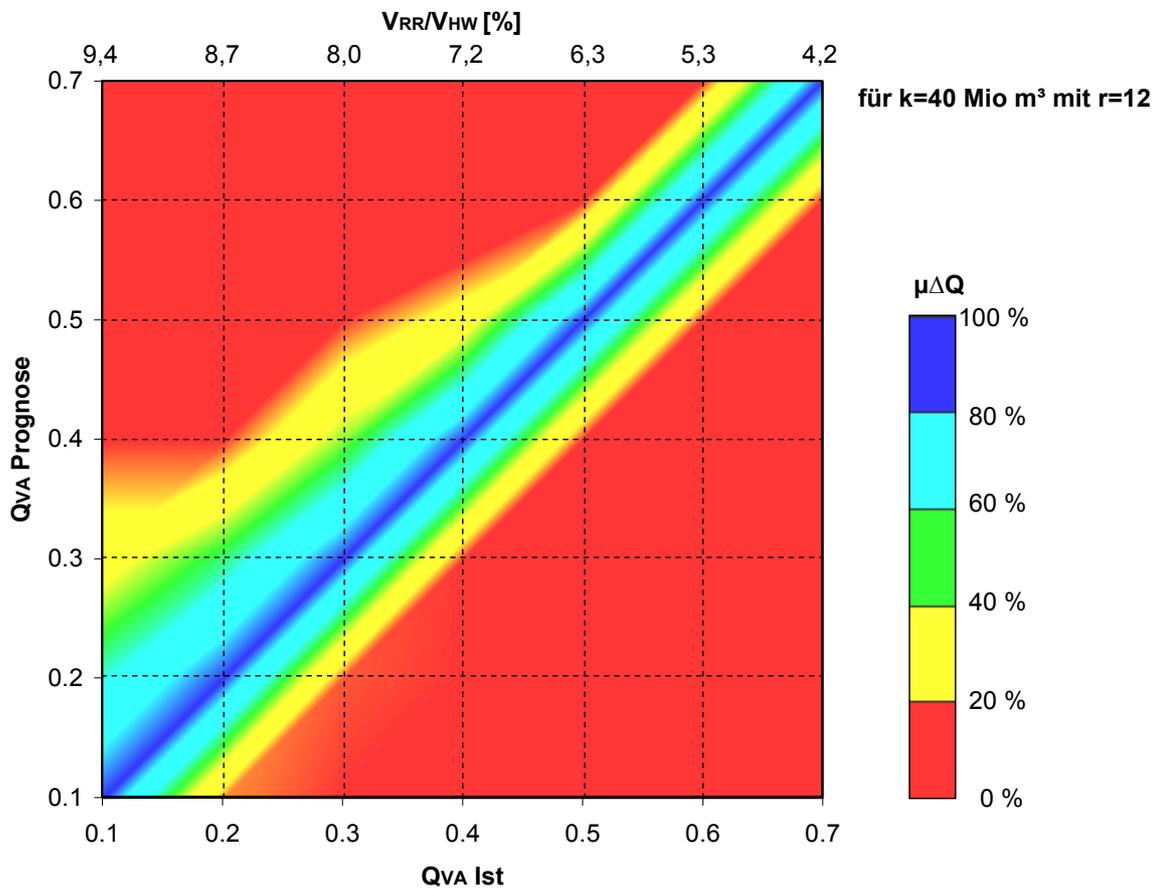
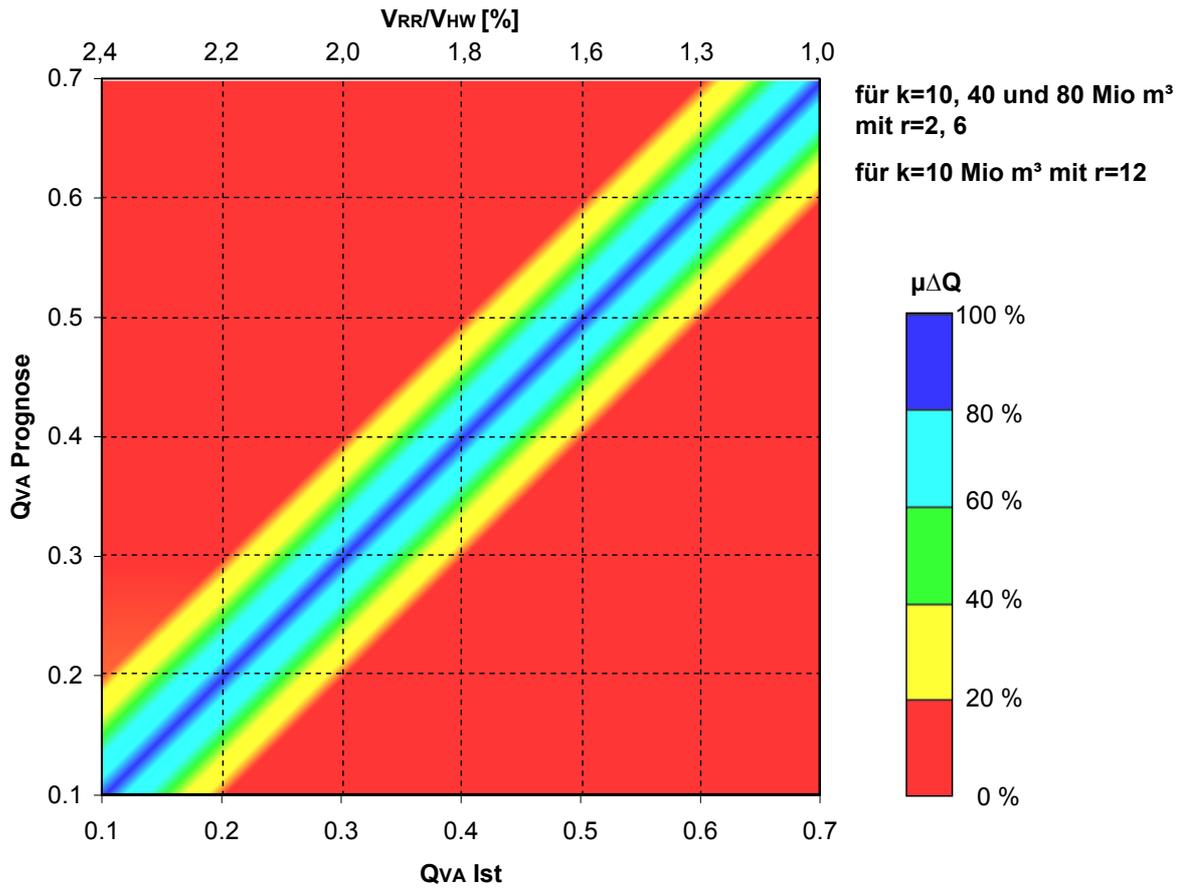


Abb. 6-33: Relative Prognosefehler f_{HVZ} an der bayerischen Donau an den Pegeln Donauwörth, Ingolstadt, Kelheim und Schwabelweis in Abhängigkeit des Prognosehorizonts (nach Vogelbacher 2007)

Die Diagramme in Abb. 6-34 zeigen, dass die Abschwächung der Ausnutzungsgrade bei abweichender Prognose zum Istzustand nach oben bzw. unten der 100 %-Linie unterschiedlich ist. Es wird deutlich, dass die Wirkungseinbußen tendenziell bei einer Überschätzung in der Prognose des Hochwasserereignisses geringer sind als bei einer Unterschätzung (vgl. Fischer 2007). Dieser Einfluss ist jedoch erst ab einem Verhältnis von $V_{RR}/V_{HW} \sim 5$ zu erkennen. Bei kleineren zur Verfügung stehenden Retentionsvolumina kann davon auszugehen werden, dass bei einem Prognosefehler f im Bereich von 10 % - 20 % bei dem Versuch einer optimalen Steuerung gemäß der prognostizierten Hochwasserwelle die Wirksamkeit des jeweiligen Rückhalteraums gegen Null geht. Der Wirkungsbereich von $\mu\Delta Q$ von 100 % bis 60 % ist dabei beispielsweise nach oben hin deutlich breiter als nach unten hin. Bei einem HRBN mit $k = 40$ Mio. m^3 ($r = 10 \div 14$) ist beispielsweise bei einem prognostizierten Abfluss von $2.070 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_{VA} = 0,4$) und einem tatsächlich ankommenden Scheitelabfluss von $1.863 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_{VA} = 0,33$, $f = -11\%$) noch ein Ausnutzungsgrad $\mu\Delta Q$ von etwa 55 %, verbunden mit einer tatsächlichen Scheitelreduktion ΔQ_{real} von etwa 12 % vorhanden. Wohingegen bei der gleichen Abflussabweichung von $207 \text{ m}^3/\text{s}$ in die entgegengesetzte Richtung, bei einem tatsächlich ankommenden Scheitelabfluss von $2.277 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_{VA} = 0,45$, $f = 10\%$) der Ausnutzungsgrad $\mu\Delta Q$ bereits nur noch 45 %, verbunden mit einer Scheitelreduktion ΔQ_{real} von etwa 8 % beträgt.

Die Ergebnisse zeigen, dass es grundsätzlich bei der Abflussprognose, welche als Grundlage für eine Steuerung herangezogen wird, besser ist, den Scheitelabfluss des Hochwasserereignisses zu überschätzen als zu unterschätzen. Grund hierfür ist die Tatsache, dass bei einer Unterschätzung eines Hochwassers in der Prognose - es tritt also ein größeres Ereignis ein als prognostiziert - die Kapazität k eines HRBN beim Eintreffen des Hochwasserscheitels möglicherweise bereits ausgenutzt ist, wohingegen bei einer geringen Überschätzung - es tritt ein kleineres Ereignis ein als prognostiziert - der Scheitelbereich der eintreffenden Welle möglicherweise gekappt werden kann, wenn auch nicht optimal. Je größer das Verhältnis V_{RR}/V_{HW} eines gesteuerten HRBN ist, desto breiter ist auch der zur Verfügung stehende Wirkungsbereich. Dies gilt auch für eine Aneinanderreihung von mehreren HRBNs innerhalb eines Flussgebietes.



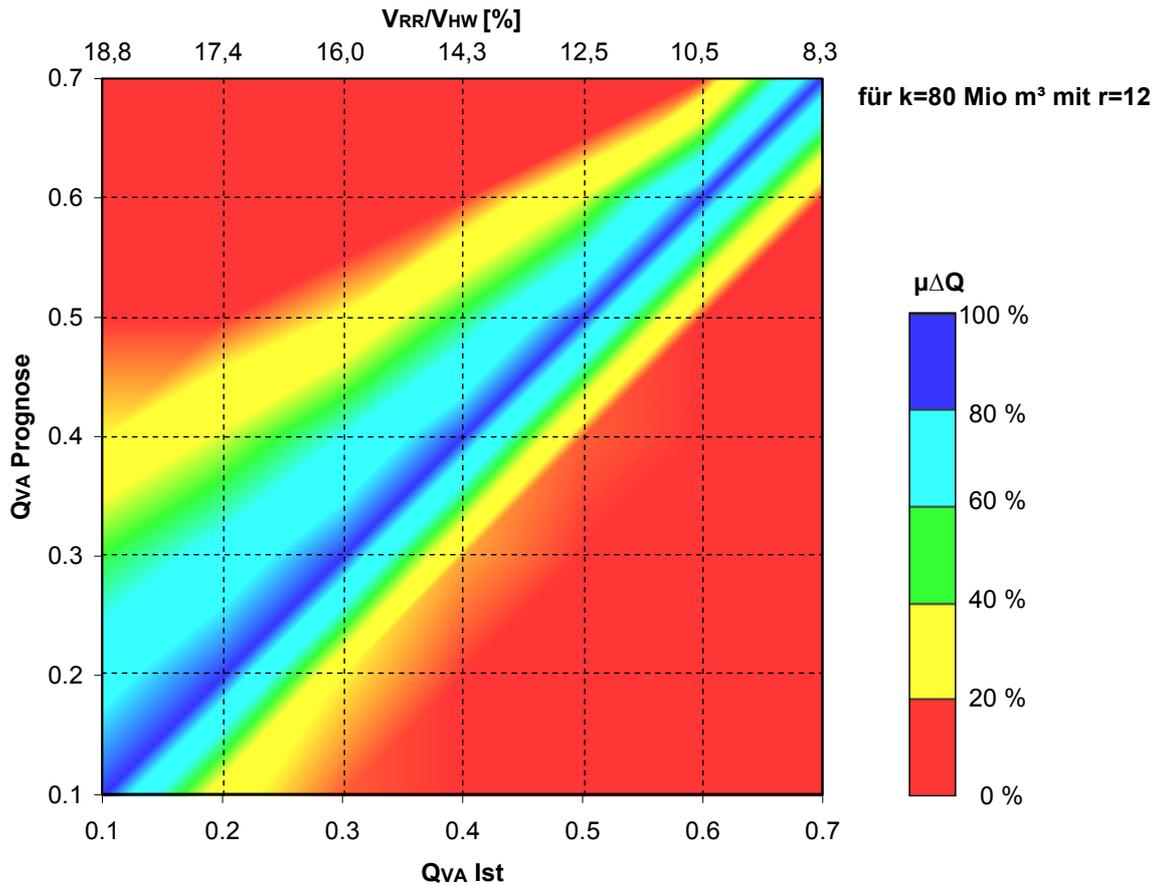


Abb. 6-34: Ausnutzungsgrade der theoretischen Scheitelreduktion $\mu\Delta Q$ (vgl. Abb. 6-32) in Abhängigkeit der prognostizierten und der tatsächlich auftretenden Hochwasserwelle (Q_{VA} Prognose und Q_{VA} Ist) an einem gesteuerten HRBN mit $k=10, 40$ und 80 Mio. m^3

6.5 Zusammenfassung der Ergebnisse und Ausblick

Im vorliegenden Kapitel wurde die gesteuerte Retention an Fließgewässern behandelt. Dabei wurde zunächst die Möglichkeit der kurzfristigen Änderung der Steuerungsvorgaben an Flussstaustrufen zur Aktivierung zusätzlichen Retentionspotentials behandelt. Im weiteren Verlauf des Kapitels wurde der gesteuerte Flutpolder bzw. das gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss behandelt. Hierbei wurden zunächst konzeptionelle Themen wie Standortfaktoren sowie die benötigten Bauwerke vorgestellt. Anschließend wurden Beispiele bereits realisierter und geplanter Maßnahmen größtenteils aus Baden-Württemberg und Bayern vorgestellt. Des Weiteren wurden verschiedene Steuerstrategien, der Einfluss der Hochwasservorhersage auf die Steuerung sowie die Beeinflussung des lokalen Abflussgesche-

hens im Bereich eines HRBNs während der Steuerung behandelt. Schließlich wurde die Wirksamkeit von zwei in Kapitel 0 beschriebenen ungesteuerten Retentionsmaßnahmen mit einem volumenäquivalentem gesteuerten HRBN verglichen, bevor das Kapitel mit den Erläuterungen zur Wirksamkeit von gesteuerten HRBNs in Abhängigkeit der Hochwasserprognose geschlossen wurde.

Folgende Erkenntnisse zu den behandelten Themen der gesteuerten Retention an Fließgewässern haben sich ergeben:

- Staustufenvorabsenkung:
 - Durch die Vorabsenkung eines Stauraums in einem Fließgewässer kann temporär ein zusätzlicher Retentionsraum geschaffen werden. Die Wirksamkeit einer Vorabsenkung hängt i. d. R. von der Größe des Hochwasserabflusses und von der Leistungsfähigkeit der Wehranlage ab und muss daher im Einzelfall geprüft werden.
 - Um einen möglichst guten Einsatz des temporären Retentionsraums zum Hochwasserrückhalt zu erreichen, muss der Prognosehorizont der Hochwasservorsorge mindestens so lange sein, wie die Absenkungsdauer des Stauraumes einschließlich der prognostizierten Kappungsdauer des Hochwasserscheitels. Zudem muss innerhalb dieses Prognosehorizonts eine exakte Vorhersage des Hochwasserwellenverlaufs gegeben sein. Derzeit sind die lokalen Hochwasservorhersagen bei den benötigten Prognosehorizonten zu ungenau, um auf einen halbwegs erfolgversprechenden Einsatz eines solchen Retentionsraums hoffen zu können.
 - Während der Durchführung einer Vorabsenkung eines Stauraumes tritt im Unterwasser eine temporäre Abflusserhöhung im Vergleich zum Zustand ohne Vorabsenkung auf. Die lokale Abflusserhöhung kann je nach den vorherrschenden hydrologischen Verhältnissen zu einer Beschleunigung der Hochwasserwelle führen. Inwieweit eine temporäre Abflusszunahme sowie die Beschleunigung der Hochwasserwelle Einfluss auf die lokale bzw. überregionale Hochwassersituation der Unterlieger hat, muss im Einzelfall überprüft werden.
 - An einigen Donaustaustufen in Bayern befinden sich am jeweils oberstromigen Ende der Stauhaltungsdämme planmäßige Überlaufstre-

cken, die das Abfluss- und Retentionsverhalten wie es vor dem Bau der Staustufen vorherrschte herstellen sollen. Vorabsenkungen an den jeweiligen Staustufen können temporär das dortige Ausuferungsvermögen einschränken.

- Die Vorabsenkung eines Stauraumes kann wirtschaftliche Einbußen für die Betreiber der Kraftwerke mit sich bringen.
- Gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss (HRBN):
- Standortfaktoren und Bauwerke:
 - Der temporäre Einfluss der Flutung eines HRBNs auf die lokalen Grundwasserverhältnisse ist sehr stark von der vorherrschenden Geologie abhängig. Ist im HRBN eine geschlossene Auelehmdeckschicht vorhanden, so ist mit keinem zusätzlichen Anstieg der Grundwasserspiegel in den angrenzenden Bereichen zu rechnen. Bei lückenhafter Deckschicht kann es erforderlich sein, Vorkehrungen zu treffen. Inwieweit jedoch dabei die Grundwasserverhältnisse durch die Flutung eines HRBNs im Vergleich zum Zustand ohne HRBN beeinflusst werden, muss im Vorfeld geprüft werden.
 - Der Einfluss des durch hohe Wasserspiegellagen im Fließgewässer verursachten Grundwasserrückstaus auf die Retentionskapazität k eines HRBNs im ansteigenden Ast einer Hochwasserwelle ist in der Vorplanungsphase zu klären. Falls die Retentionskapazität k aufgrund zu großer Exfiltrationsmengen deutlich eingeschränkt wird, sollte die Frage nach der wasserwirtschaftlichen Eignung des Standortes geprüft werden.
 - Ein HRBN ist ein Trockenbecken. Die vorherrschende Landnutzung kann i. d. R. Aufrecht erhalten werden.
 - Bei der Reaktivierung von ehemaligen Auwaldflächen können regelmäßig durchgeführte ökologische Flutungen erforderlich sein. Da die HRBNs diesbezüglich aus wasserwirtschaftlicher Sicht i. d. R. zu selten geflutet werden, kann sich durch mehrmals innerhalb eines Jahres durchgeführte ökologische Flutun-

gen atypische Fauna und Flora entwickeln. Wird ein Hochwasserereignis prognostiziert, bei welchem das HRBN aus wasserwirtschaftlicher Sicht zum Hochwasserrückhalt herangezogen werden muss, so ist auf ökologische Flutungen zu verzichten. Die Retentionskapazität des HRBNs kann durch ökologische Flutungen eingeschränkt werden.

- Das Einlaufbauwerk ist gemäß der hydrologischen Randbedingungen und der verwendeten Steuerstrategie ausreichend leistungsfähig zu dimensionieren. Die Berücksichtigung des n-1-Falles ist nicht zwingend erforderlich, sie gewährleistet jedoch die planmäßige Leistungsfähigkeit bei Ausfall eines der Regelungsbauwerke. Liegt das Einlaufbauwerk oberstromig im Einflussbereich eines aufstauerzeugenden Querbauwerks (Rampe, Wehr etc.), so besteht bei der Steuerung eines HRBN weitestgehend Unabhängigkeit von der Abflusshöhe im Fließgewässer. Vor allen Dingen bei HRBNs, welche Teil eines überregionalen Hochwassermanagement-Planes sind, sollte die Machbarkeit einer zielgenauen Flutung auch bei kleineren Hochwasserabflüssen gegeben sein.
- Die Entleerung eines HRBNs erfolgt über ein gesteuertes Auslaufbauwerk. Das Auslaufbauwerk sollte lagemäßig so angeordnet sein, dass eine vollständige Entleerung des HRBNs möglich ist. Vor allem bei Hochwasserereignissen mit Vorwellen sowie bei einer bereits gestarteten ökologischen Flutung, welche abgebrochen werden muss, spielt die Leistungsfähigkeit des Auslaufbauwerks eine wichtige Rolle bezüglich der im Planungsprozess zugrunde gelegten Retentionskapazität.

- Steuerung und Wirksamkeit:
 - Durch die gezielte Ausleitung in ein Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss verändern sich die lokalen Abflussverhältnisse sowohl nach oberstrom als auch nach unterstrom im Vergleich zum Zustand ohne Ausleitung. Die Veränderungen können sich auf die Steuerung, auf die Wasserspiegellagen und Strömungsverhältnisse oberstrom und unterstrom sowie auf die Aktivierung bestehender ungesteuerter Retentionsräume auswirken.
 - Durch die Absenkung des Wasserspiegels im Fließgewässer im Bereich des Einlaufbauwerkes stellt sich eine Absenkkurve nach oberstrom ein. Reicht diese Absenkkurve bis zu einem oberstromig gelegenen ungesteuerten Retentionsraum, welcher im Zustand ohne Flutung des HRBN bereits gefüllt ist und gleichzeitig sehr geringe Fließgeschwindigkeiten aufweist, so kann ein Teil des dort gespeicherten Wasservolumens durch die Erhöhung des Energieliniengefälles bis zum Einlaufbauwerk des HRBN hin aktiviert werden und lokal einen Anstieg des Hochwasserscheitels im Fließgewässer bewirken. Dieser Einfluss kann sich je nach Größe des oberstromig gelegenen ungesteuerten Retentionsraums mehr oder weniger auf die Steuerung des HRBN sowie auf die erzielbare Scheitelreduktion im Unterwasser auswirken.
 - Mit der Scheitelabflussreduzierung aus der Flutung eines oberstromig gelegenen HRBNs reduzieren sich i. d. R. die Wasserspiegellagen im Fließgewässer. Das entspricht prinzipiell dem gewünschten Effekt eines Hochwasserrückhaltebeckens. Die Aktivierung und Wirksamkeit ungesteuerter Retentionsräume unterhalb des HRBNs kann jedoch dadurch eingeschränkt werden. Wengleich mit der Flutung eines HRBNs sich die Hochwassersituation der Unterlieger verbessert, sollte dieser Effekt bei einer Bilanzierung des reaktivierten Retentionsvolumens nicht unberücksichtigt bleiben.

- Die Untersuchungen ergaben, dass optimal gesteuerte HRBNs bei jeweils gleicher Volumenbeaufschlagung eine bis zu 6-fach höhere Scheitelreduktion als Deichrückverlegungen bzw. hydraulisch abgetrennte Vorländer erzielen können. Dies ist vor allem bei Abflüssen größer HQ_{100} der Fall. Bei kleineren Ereignissen im Bereich von HQ_{2+10} können 2÷3-fache höhere Scheitelreduktionen erzielt werden.
- Je nach Steuerstrategie ist der Einfluss der Hochwasservorhersage auf die planmäßige Wirksamkeit entscheidend. Die Länge des Prognosehorizontes sowie die möglichen Fehler bei der Scheitelabflussprognose sind dabei die entscheidenden Parameter für die Steuerung eines oder mehrerer HRBNs. In der vorliegenden Arbeit wurden drei Steuerstrategien vorgestellt: *Steuerung nach festen Vorgaben*, *Steuerung nach flexiblen Vorgaben mit der Zielgröße einer „optimalen Steuerung“*, *Steuerung nach festen Vorgaben innerhalb von Prognosezonen*.
 - Bei der *Steuerung nach festen Vorgaben* besteht keine direkte Abhängigkeit zur Hochwasservorhersage. Hierbei ist die statistische Auswertung abgelaufener Hochwasserereignisse Grundlage der Zielvorgaben für die Steuerung (z.B. HQ_{100} bzw. HW_{100} soll an einem charakteristischen Querschnitt im Fließgewässer nicht überschritten werden). Die Randbedingungen für die Steuerung sind klar definiert, das HRBN kann jedoch nicht in einem überregionalen Hochwassermanagement aufgrund mangelnder Flexibilität eingesetzt werden.
 - Bei der *Steuerung nach flexiblen Vorgaben mit der Zielgröße einer „optimalen Steuerung“* basiert die Wirksamkeit eines HRBN auf einer exakten Hochwasservorhersage im Fließgewässer im Bereich des Einlaufbauwerks. Der Prognosehorizont sollte dabei mindestens so lang sein, wie die prognostizierte Flutungsdauer des HRBN. An der bayerischen Donau erfordern die hydrologischen Randbedingungen Prognosehorizonte im Be-

reich von mindestens ein bis zwei Tagen. Bei den Hochwasserereignissen an der Donau der letzten Jahre lag der Fehler bei der Vorhersage des Scheitelabflusses innerhalb dieser Prognosehorizonte bei etwa 10 % bis 40 % (Vorhersagemodell Stand 2006). Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit zeigen, dass bei einem Prognosefehler im Bereich von 20 % erst ab einem Verhältnis Volumen Hochwasserrückhalteraum zu Volumen der Hochwasserwelle V_{RR}/V_{HW} von etwa 6 % überhaupt Scheitelreduktionen erzielt werden können. Die Untersuchungen ergaben jedoch, dass eine geringfügige Überschätzung des prognostizierten Scheitelabflusses im Fließgewässer auf Höhe des Einlaufbauwerkes des gesteuerten HRBN den Wirksamkeitsbereich bezüglich der machbaren Scheitelreduktion verbreitern kann. Die Höhe der Überschätzung ist dabei von der jeweiligen Retentionskapazität k und vom Volumen der Hochwasserwelle abhängig und muss im Einzelfall geprüft werden. Diese Steuerstrategie kann derzeit aufgrund der vergleichsweise geringen Kapazitäten der HRBNs und der noch nicht ausreichend genauen Hochwasservorhersagen nur als Zukunftsvision betrachtet werden.

- Die Steuerstrategie *Steuerung nach festen Vorgaben innerhalb von Prognosezonen* kann als Schnittmenge der beiden oben genannten Steuerstrategien bezeichnet werden. Sie bündelt die positiven Eigenschaften der festen und der flexiblen Steuerung. Innerhalb von vorher festzulegenden Prognosezonen gelten feste Steuerungsvorgaben. Das HRBN kann so auch bei kleineren Hochwasserereignissen wirksam sein.

7 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Dissertation wurden ungesteuerte und gesteuerte Retentionsmaßnahmen hinsichtlich Ihrer Wirksamkeit im Hochwasserfall am Beispiel der bayerischen Donau untersucht. Hierzu wurden zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Berechnungen an der Donaustrecke zwischen Neu-Ulm und Kelheim sowie an einem akademischen Gerinne durchgeführt. Es wurden dabei sowohl bereits bestehende als auch geplante Maßnahmen in Ihrer Wirksamkeit untersucht und beurteilt.

Die Arbeit befasste sich zunächst mit den hydraulischen Grundlagen sowie mit der Auswahl eines geeigneten zweidimensionalen hn-Simulationsmodells. Anschließend wurde eine geeignete Modellierungstechnik basierend auf unterschiedlichen Datengrundlagen vorgestellt. Aus historischen Hochwasserereignissen an der bayerischen Donau wurden die wichtigsten Parameter wie Scheitelabfluss, Form und Anlaufzeit der Hochwasserwellen ausgewertet. Für die weiteren Untersuchungen der Dissertation wurden daraus hydrologische Randbedingungen erzeugt.

In den Kapiteln 0 und 6, welche die ungesteuerte und gesteuerte Retention an Fließgewässern behandelten, wurden die wesentlichen Ergebnisse bereits separat zusammengefasst. Beide Kapitel betreffend können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden: Grundsätzlich wird bezüglich der Wirksamkeit von Retentionsräumen an Fließgewässern die ungesteuerte Retention unterschätzt sowie die gesteuerte überschätzt. Bei kleinen Hochwasserereignissen ist die abflussreduzierende Wirkung der ungesteuerten und der gesteuerten Retention relativ ähnlich, wenngleich bei kleinen Hochwasserereignissen die gesteuerten Retentionsräume i. d. R. nicht zum Einsatz kommen. Bei größer werdenden Hochwasserereignissen bis hin zu Extremereignissen wirkt die ungesteuerte Retention in erster Linie abflussverzögernd, die gesteuerte abflussreduzierend. Durch abflussverzögernde Maßnahmen kann im Katastrophenfall Zeit gewonnen, durch abflussreduzierende Maßnahmen kann der mögliche Schaden reduziert werden. Ein Mix der Retentionsmaßnahmen ist zu empfehlen. Dabei sollten bereits bestehende ungesteuerte Retentionsmaßnahmen gesichert und gegebenenfalls optimiert sowie gesteuerte Retentionsmaßnahmen an geeigneten Stellen geschaffen werden. Je größer der Volumenanteil der gesteuerten Retentionsmaßnahmen im Verhältnis zu dem der jeweiligen Bemessungsabflussganglinien ist, desto besser können Fehler in der Abflussprognose ausgeglichen werden. Derzeit sind die Niederschlags- und Abflussvorhersagen an den Pegeln sowie den retentionsrelevanten Abflussquerschnitten zu ungenau, um auf einen opti-

malen Einsatz der gesteuerten Retentionsräume hoffen zu können. Die optimale Steuerung ist als Zukunftsvision zu betrachten, ist jedoch nicht auszuschließen. Die ständige Verbesserung der Vorhersagemodelle ist für eine optimale Steuerung unumgänglich und sollte unbedingt weiterverfolgt werden. Beim derzeitigen Stand der Vorhersagemöglichkeiten werden fest vorgegebene Steuerungsvorschriften empfohlen. Schließlich kann eine Änderung der Steuerstrategie auch nach der Umsetzung einzelner Maßnahmen durchgeführt werden. Ein Flussgebiet sollte in hydrologisch weitestgehend unabhängige Bereiche unterteilt und darin die festen Steuerungsvorgaben zunächst lokal betrachtet werden. Die hydrologische Unterteilung kann beispielsweise analog dem Hochwasserlängsschnitt erfolgen. Hierbei könnte z.B. entlang eines Flussgebietes versucht werden, mit dem Einsatz gesteuerter Retentionsmaßnahmen den Ausbauabfluss (z.B. HQ_{100}) zu halten. Ausnahmeregelungen für einen überregionalen Einsatz bei einem prognostizierten Extremereignis unterstrom des jeweiligen Hochwasserrückhaltebeckens können dafür sorgen, dass im Ausnahmefall der Rückhalteraum auch bei kleineren Hochwasserereignissen als dem der festen Steuerungsvorgabe genutzt werden kann.

Symbole und Abkürzungen

Die einzelnen Symbole und Formelzeichen sind direkt im Text oder bei den verwendeten Gleichungen, Abbildungen und Tabellen erläutert. Einige häufig verwendete Abkürzungen sind nachfolgend aufgeführt:

Großbuchstaben

A_E	Einzugsgebietsfläche	[km ²]
DGM	Digitales Geländemodell	
Fkm	Flusskilometer	
FP	Flutpolder	
HQ_x	Hochwasserabfluss mit einer Wiederkehrzeit von $T = X$ Jahren	[m ³ /s]
$HRBN$	Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss (Einzahl)	
$HRBNs$	Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss (Mehrzahl)	
PH	Prognosehorizont	[h], [s]
Q	Abfluss	[m ³ /s]
Q_{bv}	bordvoller Abfluss im Flussschlauch	[m ³ /s]
Q_B	Basisabfluss einer Hochwasserwelle	[m ³ /s]
Q_S	Scheitelabfluss einer Hochwasserwelle	[m ³ /s]
Q_{VA}	Verhältnis des Abflussanteils größer Q_{bv} zum Gesamtabfluss	[-]
T	Wiederkehrzeit eines Hochwasserereignisses	[a]
V_{HW}	Volumen der Hochwasserwelle	[m ³], [Mio. m ³]
V_{RR}	Volumen des Rückhalterumes, entspricht k (s. u.)	[m ³], [Mio. m ³]
W	Wasserstand	[m+NN]

Kleinbuchstaben

$2d$	zweidimensional	
f	relativer Prognosefehler	[%]
hn	hydrodynamisch numerisch	
k	Kapazität des Retentionsraums	[m ³], [Mio. m ³]
k_{spez}	spezifisches Retentionsvolumen	[Mio. m ³ /1.000 km ²]
k_{St}	Rauheitsbeiwert nach Manning – Strickler	[m ^{1/3} /s]
r	Formbeiwert in der Maxwell-Verteilung	[-]
t	Zeit	[h], [s]
t_A	Anlaufzeit der Hochwasserwelle	[h]
t_G	Gesamtlaufzeit der Hochwasserwelle	[h]
v	Fließgeschwindigkeit	[m/s]

Griechische Buchstaben

Δt	Scheitelverzögerung	[-], [h]
ΔQ	Scheitelreduktion	[m ³ /s]
$\mu\Delta Q$	Ausnutzungsgrad der theoretischen Wirksamkeit	[%]

Verzeichnis der Abbildungen

Abb. 1-1: Schematischer Übersichtslageplan der bayerischen Donau (aus Fischer 2004).....	12
Abb. 1-2: Historische Entwicklung des Flusslaufes der Donau im Bereich zwischen Marxheim und Stepperg von 1823 bis heute (aus LfU Bayern 2004)	14
Abb. 1-3: Der Donaulauf zwischen Dillingen und Gremheim in den Jahren 1823 und 1904 (aus LfU Bayern 1999a).....	15
Abb. 1-4: Abfluss- und Wasserstandsreduktion am Pegel Kelheim infolge des Deichbruchs bei Neustadt an der Donau beim Pfingsthochwasser 1999 (nach LfU Bayern 2003a).....	16
Abb. 2-1: Durchströmtes infinitesimales Raumelement	25
Abb. 2-2: Räumliche Diskretisierung: Finite Differenzen	29
Abb. 2-3: Räumliche Diskretisierung: Finite Elemente	30
Abb. 2-4: Räumliche Diskretisierung: Finite Volumen	30
Abb. 2-5: Finite-Volumen-Methode: Kontrollvolumen und Numerische Flüsse (nach Nujic 2002)	31
Abb. 2-6: Zeitliche Diskretisierung: Explizite Verfahren (aus LfU BW 2003).....	32
Abb. 2-7: Zeitliche Diskretisierung: Implizite Verfahren (aus LfU BW 2003).....	32
Abb. 2-8: Darstellung der Parameter aus den Gleichungen Glg. 2-16 bis Glg. 2-19	36
Abb. 2-9: „Numerik-Männchen“, möglicher Ablaufplan für numerische Berechnungen als Teil einer wasserwirtschaftlichen Fragestellung	41
Abb. 2-10: Erfassungsmethoden zur Geländeaufnahme (aus Wenka 2003).....	42
Abb. 2-11: Höhengenaugigkeiten von DGMe aus Laser-Scan-Befliegungen in Abhängigkeit der Punktdichte und der Geländeneigung nach Glg. 2-31	45

Abb. 2-12: Datengrundlagen zur Modellerstellung des 2d-hn-Modells an der Donau zwischen den Pegeln Neu-Ulm und Kelheim.....	46
Abb. 2-13: Flussschlauchnetzgenerierung aus Querprofilen und Uferlinie (zehnfach überhöht dargestellt).....	47
Abb. 2-14: Integration von wichtigen Geländebruchkanten im Vorland innerhalb des DGM 25.....	48
Abb. 2-15: Rasterdaten- und Bruchkantenselektion bei räumlicher Diskretisierung aus photogrammetrisch ausgewerteter Befliegungsdaten	49
Abb. 2-16: Selektion und Vermaschung der jeweils höchsten Punkte aus einer Laserscan-Punktwolke innerhalb eines 50 m x 50 m-Gitters	50
Abb. 2-17: Übertragungsverluste bei der angewendeten Modellierung und manuelle Integration von abflusswirksamen Vorlandgräben.....	51
Abb. 2-18: Vom 1 m x 1 m-Punktraster(im 1 km ² Datensatz) zum großräumigen Berechnungsnetz.....	52
Abb. 2-19: Zuweisung von Landnutzungsinformationen auf die Modellgeometrie	53
Abb. 2-20: Durchflussrandbedingung an Staustufen (aus Fischer 2006c).....	55
Abb. 2-21: Externes Steuerungsmodul zur Änderung von Durchflussrandbedingungen bei instationären Berechnungen (aus Fischer 2006c).....	55
Abb. 2-22: Ermittlung der prognostizierten Steigung bis zum jeweils nächsten Zugriffsintervall am Beispiel eines ansteigenden Astes einer Hochwasserwelle (aus Fischer 2006c).....	56
Abb. 2-23: Modellbestandteile für die numerische Simulation am Beispiel des geplanten Flutpolders Riedensheim	58
Abb. 3-1: Hochwasserlängsschnitt der bayerischen Donau (nach LfU Bayern 1999b).....	62
Abb. 3-2: Niederschlagssummen (5Tage) in Bayern und Wiederkehrzeiten der	

gemessenen Hochwasserabflüsse an der Donau beim Hochwasser 1954 (aus LfU Bayern 2003a, LfU Bayern 1999b und Unbehauen 1971)	64
Abb. 3-3: Niederschlagssummen(3 Tage) in Bayern und Wiederkehrzeiten der gemessenen Hochwasserabflüsse an der Donau beim Hochwasser 1999 (aus LfU Bayern 2003a).....	65
Abb. 3-4: Infrarot - Satellitenbild vom 22.08.2005 mit Tiefdruckgebiet „Norbert“ und Darstellung der Tiefdruckzugbahnen nach van Bebber (vergleiche Hannweber 2006)	66
Abb. 3-5: Hydrologische Unterteilung der bayerischen Donau in drei Teilgebiete.	67
Abb. 3-6: Anpassung der Maxwell -Verteilung an ein historisches Hochwasser (1954 am Pegel Ingolstadt) mit Darstellung der Parameter	69
Abb. 3-7: Ermittelte Formbeiwerte r [-] aus der Maxwell – Verteilung bei den Hochwasserereignissen zwischen 1845 und 2005 (25 Hochwasserereignisse an 8 Pegeln).....	70
Abb. 3-8: Formbeiwerte r [-] für Hochwasserereignisse kleiner HQ_5	73
Abb. 3-9: Formbeiwerte r [-] für Hochwasserereignisse von HQ_5 bis HQ_{20}	73
Abb. 3-10: Formbeiwerte r [-] für Hochwasserereignisse von HQ_{20} bis HQ_{50}	74
Abb. 3-11: Formbeiwerte r [-] für Hochwasserereignisse von HQ_{50} bis HQ_{100}	74
Abb. 3-12: Formbeiwerte r [-] für Hochwasserereignisse größer HQ_{100}	75
Abb. 3-13: Verhältnis Anlaufzeit zur Gesamtzeit der Hochwasserereignisse zwischen 1845 und 2005 (25 Hochwasserereignisse an 8 Pegeln)	76
Abb. 3-14: Anlaufzeit zu Gesamtzeit für Hochwasserereignisse kleiner HQ_5	77
Abb. 3-15: Anlaufzeit zu Gesamtzeit für Hochwasserereignisse von HQ_5 bis HQ_{20}	78
Abb. 3-16: Anlaufzeit zu Gesamtzeit für Hochwasserereignisse von HQ_{20} bis HQ_{50}	78

Abb. 3-17: Anlaufzeit zu Gesamtzeit für Hochwasserereignisse von HQ ₅₀ bis HQ ₁₀₀	79
Abb. 3-18: Anlaufzeit zu Gesamtzeit für Hochwasserereignisse größer HQ ₁₀₀	79
Abb. 4-1: Gewässer im Flutpolder Altenheim vor (links) und während (rechts) einer ökologischen Flutung (aus Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein 2000).....	85
Abb. 4-2: Mögliche Situationen kurzzeitiger Veränderungen der lokalen Grundwasserverhältnisse durch Hochwassereinfluss.....	90
Abb. 5-1: Isometrische Ansicht des Teilabschnitts der Donau zwischen Pegel Donauwörth und Lechzufluss mit Darstellung der berechneten Fließvektoren bei der Simulation des Pfingsthochwassers 1999 im Scheitelpbereich der Hochwasserwelle, Gelände 10 – fach überhöht dargestellt.....	94
Abb. 5-2: Berechnete Abflussganglinie an der Donau vor dem Lechzufluss mit Zuflussganglinie am Pegel Donauwörth (Pfingsthochwasser 1999).....	95
Abb. 5-3: Isometrische Ansicht eines Teilabschnitts der Donau im Bereich Neustadt an der Donau mit Darstellung der berechneten Fließvektoren bei der Simulation des Auguthochwassers 2002 im Scheitelpbereich der Hochwasserwelle, Gelände 10–fach überhöht dargestellt.....	96
Abb. 5-4: Berechnete Abflussganglinie an der Donau vor und nach der Rückströmung bei Eining bei der Simulation des Auguthochwassers 2002 (vgl. Abb. 5-3).....	97
Abb. 5-5: Isometrische Ansicht eines Teilabschnitts der Donau zwischen Faimingen und Pegel Donauwörth mit Darstellung der berechneten Fließvektoren bei der Simulation des Pfingsthochwassers 1999 im Scheitelpbereich der Hochwasserwelle, Gelände 10–fach überhöht dargestellt.....	98
Abb. 5-6: Berechnete Abflussganglinien an der Donau am Pegel Donauwörth mit und ohne Berücksichtigung des Riedstromes bei der Simulation des Pfingsthochwassers 1999.....	99
Abb. 5-7: Untersuchte Retentionstypen zur Ermittlung der Wirksamkeit der ungesteuerten Retention (Breite [m], Länge [m], k_{St} [$m^{1/3}/s$])	100

Abb. 5-8: Isometrische Ansicht des theoretischen Untersuchungsgebiets und Querschnitt (Schnitt A - A) durch das theoretische Untersuchungsgebiet, nicht maßstäblich.....	102
Abb. 5-9: Abflussspektrum der Parameterstudie	104
Abb. 5-10: Berechnete Fließgeschwindigkeiten bei der Simulation am Retentionstyp A 1/2 bei $Q_{VA} = 0,2$ und $r = 14$	106
Abb. 5-11: Berechnete Fließgeschwindigkeiten bei der Simulation am Retentionstyp A 1/20 bei $Q_{VA} = 0,2$ und $r = 14$	106
Abb. 5-12: Retentionstyp A 1/2: Berechnete Abflussganglinien an den Kontrollquerschnitten K1 und K2 bei $Q_{VA} = 0,2$ und $r = 2, 14$	107
Abb. 5-13: Retentionstyp A 1/20: Berechnete Abflussganglinien an den Kontrollquerschnitten K1 und K2 bei $Q_{VA} = 0,2$ und $r = 2, 14$	107
Abb. 5-14: Retentionstypen A 1/2 und A 1/5: Berechnete Scheitelreduktionen und – verzögerungen in Abhängigkeit von r und Q_{VA}	109
Abb. 5-15: Retentionstyp A 1/10: Berechnete Scheitelreduktionen und – verzögerungen in Abhängigkeit von r und Q_{VA}	109
Abb. 5-16: Retentionstyp A 1/20: Berechnete Scheitelreduktionen und – verzögerungen in Abhängigkeit von r und Q_{VA}	110
Abb. 5-17: Berechnete Fließgeschwindigkeiten bei der Simulation am Retentionstyp B 1/20 bei $Q_{VA} = 0,3$ und $r = 14$	111
Abb. 5-18: Retentionstyp B 1/20: Berechnete Abflussganglinien an den Kontrollquerschnitten K1 und K2 bei $Q_{VA} = 0,3$ und $r = 2, 14$	112
Abb. 5-19: Retentionstyp B 1/20: Berechnete Scheitelreduktionen und – verzögerungen in Abhängigkeit von r und Q_{VA}	112
Abb. 5-20: Berechnete Fließgeschwindigkeiten bei der Simulation am Retentionstyp C 1/20 bei $Q_{VA} = 0,3$ und $r = 14$	114
Abb. 5-21: Retentionstyp C 1/20: Berechnete Abflussganglinien an den	

Kontrollquerschnitten K1 und K2 bei $Q_{VA} = 0,3$ und $r = 2, 14$	114
Abb. 5-22: Retentionstyp C 1/20: Berechnete Scheitelreduktionen und – verzögerungen in Abhängigkeit r und Q_{VA}	115
Abb. 6-1: Verhältnis optimale Scheitelreduktion ΔQ [%] zu Volumen Rückhalteraum / Volumen Hochwasserwelle V_{RR}/V_{HW} [%].....	124
Abb. 6-2: Prinzip einer gesteuerten Retention in einer Flusstauhaltung durch Vorabsenkung.....	126
Abb. 6-3: Ermittelte Hochwasserganglinien unterhalb der Staustufe Faimingen mit und ohne Vorabsenkung bei einem HQ_{10} mit optimaler Ausnutzung des Retentionsraums und dabei minimal möglichem Prognosehorizont.....	127
Abb. 6-4: Schematische Darstellung der Konzeption und Funktionsweise eines gesteuerten Flutpolders (aus Fischer 2007).....	129
Abb. 6-5: Prinzipskizze eines geschlossenen Einlaufbauwerks, Durchlass mit Gleitschütz, aus Strobl et al. (2005)	131
Abb. 6-6: Prinzipskizze eines offenen Einlaufbauwerks, Schützenwehr, aus Strobl et al. (2005).....	132
Abb. 6-7: Beispiel für eine konstruktive Lösung eines Trenndeiches im Querschnitt (aus Haselsteiner 2007b)	136
Abb. 6-8: Vorschläge für die Konstruktion von Absperrdämmen (aus Haselsteiner 2007b).....	137
Abb. 6-9: Übersicht der Maßnahmen am Oberrhein (nach Hager 2007).....	139
Abb. 6-10: Übersicht der im Rahmen des Aktionsprogramms 2020 geplanten Flutpolder in Bayern (nach Göttle 2007)	141
Abb. 6-11: Spezifisches Retentionsvolumen k_{spez} der gesteuerten Retentionsmaßnahmen am Oberrhein in Baden Württemberg sowie in Bayern aus den Abschnitten 6.3.3.1 und 6.3.3.2.....	144
Abb. 6-12: Lage der geplanten HRBNs Riedensheim und Katzau mit Darstellung	

der berechneten Überflutungsflächen bei einem HQ ₂₀₀	145
Abb. 6-13: Berechnete Abflussganglinien für ein HQ ₂₀ und ein HQ ₂₀₀ jeweils vor und nach dem Einlaufbauwerk der geplanten HRBN Riedensheim (Rie) und Katzau(Kat)	146
Abb. 6-14: Flutung des geplanten HRBN Riedensheim an der Donau bei der Simulation eines HQ ₂₀₀	147
Abb. 6-15: Hochwasserwelle horizontal gekappt durch gesteuertes HRBN mit fester Vorgabe des Flutungsbeginns und Erreichung der HRBN-Kapazitätsgrenze	148
Abb. 6-16: Hochwasserwelle horizontal gekappt durch gesteuertes HRBN mit variabler Vorgabe des Flutungsbeginns und optimaler Ausnutzung der Kapazität.....	150
Abb. 6-17:Vorgabe des Flutungsbeginn FB eines gesteuerten HRBN in Abhängigkeit von vorher zu definierenden Prognosezonen eines Flusses	152
Abb. 6-18: Zusammenhang zwischen Prognosehorizont und Vorgabe der Steuerung eines HRBN.....	153
Abb. 6-19: Lage des Prognosepegels Donauwörth, Zufluss Lech und des geplanten HRBN Riedensheim mit Darstellung der simulierten Fließgeschwindigkeiten beim Hochwasserereignis August 2005 mit simulierter Flutung des HRBN Riedensheim	154
Abb. 6-20: Vergleich der berechneten Abflussganglinien am Querschnitt Staustufe Bittenbrunn unter Verwendung eines hydrologischen (hydrolog) und des hydraulischen (2d-hn) Modells beim Augusthochwasser 2005	156
Abb. 6-21: Kopplung der Prognosemodelle hydrolog und 2d-hn, Prognosen 1 bis 3	158
Abb. 6-22: Erzeugung einer Absenkungskurve nach oberstrom durch eine Wasserspiegelreduktion am Einlaufbauwerk eines gesteuerten Hochwasserrückhaltebeckens im Nebenschluss (HRBN) in einem ungestauten Fließgewässer	160

- Abb. 6-23: Ermittelte Einflusslängen der l_{EI} in Abhängigkeit der Abflusshöhe Q_{VA} und der Absenkung durch ein HRBN Δh (nach Press und Schröder 1966)... 161
- Abb. 6-24: Ermitteltes Energiehöhendifferenzenfeld (vgl. Glg. 6-3) aus den Simulationen des Pfingsthochwassers 1999 ohne (oF) und mit (mF) Flutung des geplanten HRBN Riedensheims im Bereich des Hochwasserscheitels, nur positive Werte dargestellt..... 163
- Abb. 6-25: Berechnete Wasserspiegellagen bei den Simulationen Pfingsten 1999 mit und ohne Flutung des HRBN Riedensheim, Längsschnitt A-A aus Abb. 6-24..... 164
- Abb. 6-26: Veränderte Vorgabe der Steuerung (VS 1 und 2) durch die lokale Abflusserhöhung im Bereich des Einlaufbauwerkes des gepl. HRBN Riedensheim während des Steuerungsvorganges mit Darstellung der lokalen Erhöhung des Energieliniengefälleunterschieds mit Flutung (IE mF) und ohne Flutung des HRBN (IE oF)..... 165
- Abb. 6-27: Differenzen der hydraulisch berechneten maximalen Wassertiefen aus den Simulationen des Augusthochwassers 2002 ohne (oF) und mit (mF) Flutung der geplanten HRBN Riedensheim und Katzau..... 166
- Abb. 6-28: Berechnete Abflussganglinien jeweils oberhalb und unterhalb des Rückströmungsbereiches aus Abb. 6-27 mit und ohne Flutung (mF, oF) der beiden oberhalb liegenden geplanten HRBN Riedensheim und Katzau..... 167
- Abb. 6-29: Prinzipskizze der Retentionsmaßnahmen HRBN, Typ A 1/20 und Typ B 1/20 mit gleicher Flächenausdehnung und gleicher Volumenbeaufschlagung im Scheitelbereich der Hochwasserwelle, nicht maßstäblich 169
- Abb. 6-30: Erzielbare Scheitelreduktion ΔQ mit einer Deichrückverlegung (Typ A 1/20) und einem optimal gesteuerten HRBN (vgl. Abb. 6-29) in Abhängigkeit der Abflussintensität Q_{VA} und der Hochwasserwellenform r 170
- Abb. 6-31: Erzielbare Scheitelreduktion ΔQ mit einem hydraulisch abgetrennten Vorland mit ungesteuerter Aktivierung von oberstrom (Typ B 1/20) und einem optimal gesteuerten HRBN in Abhängigkeit der Abflussintensität Q_{VA} und der Hochwasserwellenform r 171

- Abb. 6-32: Verhältnis der Scheitelreduktion ΔQ [%] zu Volumen Rückhalteraum / Volumen Hochwasserwelle V_{RR}/V_{HW} [%] in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades der theoretischen Wirksamkeit $\mu\Delta Q$ bei gesteuerten HRBNs..... 173
- Abb. 6-33: Relative Prognosefehler f_{HVZ} an der bayerischen Donau an den Pegeln Donauwörth, Ingolstadt, Kelheim und Schwabelweis in Abhängigkeit des Prognosehorizonts (nach Vogelbacher 2007)..... 175
- Abb. 6-34: Ausnutzungsgrade der theoretischen Scheitelreduktion $\mu\Delta Q$ (vgl. Abb. 6-32) in Abhängigkeit der prognostizierten und der tatsächlich auftretenden Hochwasserwelle (Q_{VA} Prognose und Q_{VA} Ist) an einem gesteuertem HRBN mit $k=10, 40$ und 80 Mio. m^3 178

Verzeichnis der Tabellen

Tab. 1-1: Veränderung des Acker-Grünlandanteils in der Gemarkung Wertingen – Teilgebiet Dillinger Ried (nach Deisenhofer 1990).....	15
Tab. 2-1: Auswahl an 2d - Modellen mit deren Lösungsmethode	24
Tab. 2-2: Ausgewählte Datengrundlagen und deren Höhengenaugigkeiten.....	42
Tab. 3-1: Gesamteinzugsgebiete und –fließlängen der Donau und der wichtigsten seitlichen Zuflüsse bis Passau (aus Strobel 1977).....	63
Tab. 3-2: Mittelwerte und Standardabweichungen der Hochwasserwellenformen sowie aus dem Verhältnis der Wellanlaufzeiten zu den Wellengesamtzeiten der ausgewerteten historischen Hochwasserereignisse an der bayerischen Donau für verschiedene Wiederkehrzeiten:	82
Tab. 5-1: Ermittelte Faktoren zur Abschätzung der veränderten Wirksamkeit bezüglich der Scheitelreduktion der untersuchten Varianten im entsprechenden Retentionstyp.....	118
Tab. 5-2: Ermittelte Faktoren zur Abschätzung der veränderten Wirksamkeit bezüglich der Scheitelverzögerung der untersuchten Varianten im entsprechenden Retentionstyp.....	118
Tab. 6-1: Theoretisch erzielbare Hochwasserscheitelreduktionen durch gezielte Vorabsenkung mit optimaler Ausnutzung des gewonnenen Retentionsraums am Beispiel der Staustufen Faimingen (Gebiet I) und Geisling (Gebiet III) .	128
Tab. 6-2: Geplante bzw. umgesetzte Retentionsmaßnahmen am Oberrhein in Baden Württemberg sowie in Bayern (aus RP Freiburg 2006, StMUGV Bayern 2003 und Skublics 2007):.....	142
Tab. 6-3: Untersuchte Abflusskombinationen Q_{VA} Prognose und Q_{VA} Ist mit den jeweiligen relativen Prognosefehlern f nach Glg. 6-5:.....	174

Literaturverzeichnis

Abbot, M.B. (1979): Computational hydraulics, elements of the theory of free surface flows, Pitman publishing Ltd., London, England

Bauer, C. (2004): Bestimmung der Retentionspotentiale naturnaher Maßnahmen in Gewässer und Aue mit hydraulischen Methoden, Kasseler Wasserbau Mitteilungen, Heft Nr. 16

Benque, J.P.; Cunge, J.A.; Feuillet, J.; Hauguel, A.; Holly, F.M. Jr. (1982): New Method for tidal current computation”, ASCE Band 108(3), Seiten 396-417

Björnsen Consulting Engineers, BCE (2007): Internetauftritt von Björnsen Beratende Ingenieure, www.bjoernsen.de

Bundesanstalt für Wasserbau BAW (1998): HN - Verfahren Trim - 2d, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste

Bronstert, A. (2004): Möglichkeiten zur Minderung des Hochwasserrisikos durch Nutzung von Flutpoldern an Havel und Oder, Schlussbericht zum BMBF-Projekt im Rahmen des Vorhabens „Bewirtschaftungsmöglichkeiten im Einzugsgebiet der Havel“, Brandenburgische Umwelt Berichte, Heft 15

Bürgi, T.; Homagk, P.; Prellberg, D.; Sprokkereef, E.; Wilke, K. (2004): Das internationale Hochwasservorhersagesystem am Rhein, Wasserwirtschaft 12/2004, Vieweg Verlag

Chow, V.T.; Ben-Zvi, A. (1973): Hydrodynamic Modelling of two-dimensional watershed flow, ASCE Band 99(11), Seiten 2023-2040

Cunge, J.A.; Holly, F.M.; Verwey, A. (1980): Practical aspects of computational river hydraulics, Pitman Publishers Ltd., London, England

Deindl, K. (2007): Der geplante Flutpolder Riedensheim, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

Deisenhofer, G. (1990): Historische Entwicklung und Zustand der Landschaftsstruktur, Gemarkung Wertingen, Nordteil, Diplomarbeit an der Fachhochschule Nürtingen, unveröffentlicht

DHI (2007): Internetauftritt der DHI Group www.dhigroup.com

DIN 19700-11 (2004): Stauanlagen, Talsperren, Deutsches Institut für Normung

e.V.

DIN 19700-12 (2004): Stauanlagen, Hochwasserrückhaltebecken, Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 19712 (1997): Flussdeiche, Deutsches Institut für Normung e.V.

DLR (2007): Internetauftritt des Deutschen Luft- und Raumfahrtzentrums www.dlr.de

DVWK (1982): Anthropogene Einflüsse auf das Hochwassergeschehen, DVWK Schriftenreihe Heft Nr. 53, Verlag Paul Parey

DVWK (1985): Voraussetzungen und Einschränkungen bei der Modellierung der Grundwasserströmung, DVWK Merkblatt Nr. 206/1985, Verlag Paul Parey

DVWK (1991): Hydraulische Berechnung von Fließgewässern, DVWK Merkblatt Nr. 220/1991, Verlag Paul Parey

DVWK (1999): Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern, DVWK Schriftenreihe Heft Nr. 127, ISBN 3-89554-099-4

Eichenseer, E. (2007): Notüberlaufräume – Handlungsoptionen für Extremhochwässer an der Donau östlich von Regensburg, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

Environmental Modeling Systems Inc. EMS-I (2007): Internetauftritt von EMS-I www.ems-i.com

Fenner, R.T. (1995): Finite element method for engineers, The MacMillan Press. Ltd., London, England

Fischer, M. (2002): Das Strömungsmodell Hydro_As-2d, Modelltest und Anwendungsgrenzen, Diplomarbeit am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, unveröffentlicht

Fischer, M. (2004): Retentionsanalyse an der bayerischen Donau, Tagungsband 6. JUWI-Treffen, Treffen junger Wissenschaftler von wasserbaulichen Instituten deutschsprachiger Hochschulen und Universitäten an der RWTH Aachen

Fischer, M. (2005a): Beitrag zur hydraulischen Optimierung von Flutpoldersteuerungen bei Berücksichtigung von Änderungen der Abflussverhältnisse während des Steuervorgangs, Tagungsband 7. JUWI-Treffen, Treffen junger Wissenschaftler von

wasserbaulichen Instituten deutschsprachiger Hochschulen und Universitäten an der TU Graz

Fischer, M.; Schindler M.; Strobl T. (2005b): Controlled Flood Polders – an effective method for reducing floods in middle reaches of rivers, Proceedings of XIIth World Water Congress in New Delhi, India

Fischer, M.; Schindler, M. (2006a): Einfluss der Retention auf die Abflussvorhersage, Strömungssimulation im Wasserbau, Wasserbauliche Mitteilungen der TU Dresden, Heft Nr. 32

Fischer M., Schindler M., Strobl T. (2006b): Retention zur „rechten Zeit“, Risikomanagement extremer hydrologischer Ereignisse, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Hydrologische Wissenschaften (Fachgemeinschaft in der DWA), Heft Nr. 15.06, Band 1

Fischer, M. (2006c): Durchgängige 2d-Simulation einer Staustufenkette an der Donau, Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle, Berichte des Lehrstuhls für Wasserbau und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 104

Fischer, M.; Schindler, M.; Strobl, T. (2006d): Der gesteuerte Flutpolder – ein moderner Speicher?, Wasserbau Symposium zu Stauhaltungen und Speicher – von der Tradition zur Moderne, Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft der Technischen Universität Graz, Band 46/2

Fischer, M.; Schindler, M.; Strobl, T. (2006e): Prognose der Hochwassersituation an der bayerischen Donau bei Berücksichtigung des Retentionspotentials und optimierter Steuerstrategien, Auftraggeber Bayerisches Landesamt für Umwelt, unveröffentlicht

Fischer, M. (2007): Hydrologische Bemessung von Flutpoldern, Steuerung und Wirkungsweise unter Berücksichtigung der Vorhersage, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

Forkel, C. (2004): Numerische Modelle für die Wasserbaupraxis: Grundlagen, Anwendungen, Qualitätsaspekte, Mitteilungen des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Heft Nr. 130

Gauch, C. P. (1994): Der Einfluss von Hochwässern in Flüssen auf das Grundwasser, Mitteilungen des Lehrstuhls für Hydraulik und Gewässerkunde der Technischen

Universität München, Heft Nr. 59

Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein (2000): Gesamtkonzept Ökologische Flutungen im Integrierten Rheinprogramm – Ziele, Rahmenbedingungen, Optimierungsmöglichkeiten, Materialien zum Integrierten Rheinprogramm, Band 11

Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein (2001): Integriertes Rheinprogramm, Fragen und Antworten, Broschüre der Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein/Hochrhein

Göttle, A. (2007): Flutpolder als Mittel des Hochwasserschutzes in Bayern, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

Grünewald, U. (2004): Hochwasservorsorge in Deutschland, Lernen aus der Katastrophe 2002 im Elbegebiet, Wasserwirtschaft 11/2004, Vieweg Verlag

Hager, G. (2007): Regionale Freiraumstruktur – Verhältnis zur genehmigten Planung, Regionalverband Mittlerer Oberrhein, Internetauftritt www.region-karlsruhe.de

Hager, W.H.; Sinniger, R. (1985): Flood storage in reservoirs, Journal of Irrigation and Drainage Engineering Vol. 111

Haider, S.; Vischer, D. (1994): Der Beitrag von Vorlandüberflutungen zur Verformung von Hochwasserwellen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Heft Nr. 128

Hannweber, M. (2006): Hochwasser 1999, 2002 und 2005 – Hydrologie und Ablauf, Beiträge zur Fachtagung Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 107, Seiten 148 - 157

Hartlieb, A. (2006): Modellversuche zur Rauheit durch- bzw. überströmter Maisfelder, Wasserwirtschaft, Ausgabe 3/2006

Hartlieb, A. (2007): Planungs- und Entscheidungshilfe für die Projektierung von Flutpoldern: Bemessung der Ein- und Auslassbauwerke, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

Haselsteiner, R. (2007a): Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 111

Haselsteiner, R. (2007b): Normative Neuerungen der DIN 19700-12/2004 „Hochwasserrückhaltebecken“, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

Hirsch, C. (1988): Numerical computation of internal and external flows, vol.1, John Wiley & Sons, New York

Homagk, P. (1990): Einsatz und Wirkung von Hochwasserrückhaltemaßnahmen am Oberrhein unter Beachtung ökologischer Aspekte, Wasser und Boden, Band 9

Homagk, P.; Bremicker, M. (2006): Steuerungsstrategien für die Rückhaltemaßnahmen am Oberrhein, Proceedings zum Kongress Wasser Berlin, 3.-7. April 2006

Homagk, P. (2007): Hochwasserschutzkonzept mit gesteuerten und ungesteuerten Retentionsmaßnahmen am Oberrhein, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

Kaden, S. (2007): Interaktion von gefluteten Retentionsräumen zum Grundwasser am Beispiel der Havelpolder an der Elbe, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

Karmaker, T. (2006): Modelling Flood Attenuation in a Natural Polder in a large River System, Master Arbeit am Indian Institute of Technology Guwahati und am Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, unveröffentlicht

Katopodes, N.D.; Strelkoff, R. (1978): Computing two-dimensional dam break flood waves, Journal of Hydraulic Division, ASCE Band 104(9), Seiten 1269-1288

Kautenburger, J.; Kreiter T.; Sartor, J. (2002): Hochwasserrückhalt durch die Wiederentwicklung von Auwald, Wasserwirtschaft 11-12/2002, Vieweg Verlag

Kinzelbach, W. (2007): Vorlesungsskript Hydraulik II, Lehrstuhl für Grundwasser und Hydromechanik, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Kistler, E. (2007): Digitale Geländemodelle in der Geoinformatik, Vorlesung Geoinformatik II an der Technischen Universität München, Kapitel 13

Kraus, K. (2005): Laserscanning und Photogrammetrie im Dienste der Geoinformation, „Angewandte Geoinformatik 2005 - Beiträge zum 17. AGIT-Symposium Salzburg“, Wichmann Verlag, ISBN 3-87907-422-4

Krauter, G. E. (2002): Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die Überflutung größerer Gebiete durch Deichbrüche, Wasserwirtschaft 11-12/2002, Vieweg Verlag

Kuipers, J.; Vreugdenhill, C.B. (1973): Calculations of Two-dimensional Horizontal Flow, Delft Hydraulics Laboratories, Report S 163 – 1, Netherlands

Kumutat, Claus (2007): Die Umsetzung von Flutpoldern aus der Sicht der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

Lai, Chintu (1986): Numerical modelling of unsteady open-channel flow, Adv. In Hydrosci., Vol. 14, 1986

LAWA (2000): Wirksamkeit von Hochwasservorsorge- und Hochwasserschutzmaßnahmen, Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Umweltministerium Mecklenburg-Vorpommern

LfU Bayern (Bayerisches Landesamt für Umwelt) (1999a): Gesamtökologisches Gutachten Donauried, Schwäbisches Donautal zwischen Neu – Ulm und Donauwörth, München

LfU Bayern (Bayerisches Landesamt für Umwelt) (1999b): Hochwasserlängsschnitt Bayerische Donau, München

LfU Bayern (Bayerisches Landesamt für Umwelt) (2002): Fließgewässerlandschaften in Bayern, Wasserwirtschaftsamt Deggendorf

LfU Bayern (Bayerisches Landesamt für Umwelt) (2003a): Hochwasser Mai 1999, Gewässerkundliche Beschreibung, München 2003

LfU Bayern (Bayerisches Landesamt für Umwelt) (2003b): Der Hochwassernachrichtendienst informiert, Faltbroschüre, München 2003

LfU Bayern (Bayerisches Landesamt für Umwelt) (2004): Spektrum Wasser 1, Hochwasser – Naturereignis und Gefahr, München 2004

- LfU Bayern (Bayerisches Landesamt für Umwelt) (2005):** Einfluss von Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf den Hochwasserabfluss, Materialien Nr. 122
- LfU Bayern (Bayerisches Landesamt für Umwelt) (2007):** Internetauftritt des Hochwassernachrichtendienstes, www.hnd.bayern.de
- LfU BW (Landesanstalt für Umweltschutz Baden Württemberg) (2003):** Hydraulik naturnaher Fließgewässer, Teil 4 Numerische Modelle zur Strömungssimulation, ISSN 1436-7882
- Malcherek, A. (2001):** Hydrodynamik der Oberflächengewässer, Institut für Strömungsmechanik und elektronisches Rechnen der Universität Hannover, Heft Nr. 61
- Maniak, U. (2001):** Wasserwirtschaft, Einführung in die Bewertung wasserwirtschaftlicher Vorhaben, ISBN 3-540-59206-7, Springer Verlag
- Marenbach, B. (2002):** Der Beitrag naturnaher Retentionsmaßnahmen in den Talauen zur Hochwasserdämpfung, Berichte des Fachgebiets Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Heft Nr. 13
- McDonald, P.W. (1971):** The Computation of Transonic Flow Through Two-Dimensional Gas Turbine Cascades. American Society of Mechanical Engineers, Paper 71-GT-89
- Mosonyi, E. (2000):** Untersuchungen für Ein- und Auslaufbauwerke von Hochwasserrückhaltebecken am Oberrhein, Wasserwirtschaft 12/2000, Vieweg Verlag
- Nujic, M. (1998):** Praktischer Einsatz eines hochgenauen Verfahrens für die Berechnung von tiefengemittelten Strömungen, Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Bundeswehr Universität München, Heft Nr. 62
- Nujic, M. (2002):** Hydro_As-2d, Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis, Benutzerhandbuch
- Nujic, M. (2007):** Internetauftritt des Ingenieurbüros Dr. Nujic, www.ib-nujic.de
- Oberste Baubehörde Bayern (1927):** Hochwasserschutz an der Donau in Bayern, Staatsministerium des Innern Bayern, München 1927
- Pfarr, U. (2002):** Ökologische Seite eines modernen Hochwasserschutzes am Beispiel des Integrierten Rheinprogramms Baden – Württemberg, Rundgespräche der Kommission für Ökologie, ISBN 3-89937-002-3, Band Nr. 24, Seiten 85 - 94
- Press, H.; Schröder R. (1966):** Hydromechanik im Wasserbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1966
- Rademacher, O. (1981):** Optimale Bewirtschaftung verschieden strukturierter

Mehrzweckspeicher – Verbundsysteme, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Heft Nr. 50

Rieger, D.; Kistler, E. (2007): Hochgenaue Geländemodelle für den Hochwasserschutz, Beitrag zum 12. Münchner Fortbildungsseminar Geoinformationssysteme vom 14. bis 16. März 2007 an der Technischen Universität München

RP Freiburg (2006): Internetauftritt des Regierungspräsidiums Freiburg, www.rp.baden-wuerttemberg.de

Schätzl, P. (2004): IfmHYDRO_AS - A coupled simulation system for 3-D groundwater / 2-D surface water Simulation, FEM_MODFLOW, (Proceedings of the Intern. Conference on Finite Element Models, MODFLOW, and More: Solving Groundwater Problems held at Karlovy Vary, Czech Republic, September 13-16

Schröder, P.-M. (2003): Mathematische Formulierung der physikalischen Strömungsprozesse, Numerische Simulationsmodelle für Fließgewässer, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Hydrologische Wissenschaften (Fachgemeinschaft in der DWA), Heft Nr. 03.03

Schwaller, G. (2006): Anforderungen an die Modellierung seitens der Wasserwirtschaftsverwaltung, Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle, Berichte des Lehrstuhls für Wasserbau und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 104

Skublics, D. (2007): Flutpolder am Rhein, Seminararbeit am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, unveröffentlicht

StMUGV Bayern (Bayerisches Staatsministerium für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz) (2003a): Hochwasserschutz in Bayern – Flutpolder, Daten + Fakten + Ziele, StMUGV, München, 2003

StMUGV Bayern (Bayerisches Staatsministerium für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz) (2003b): Schutz vor Hochwasser in Bayern – Strategie und Beispiele, StMUGV, München, 2003

Strobel, L. (1977): Die Abflussverhältnisse der bayerischen Gewässer unter besonderer Berücksichtigung des Donauebietes, Mitteilungen des Lehrstuhls für Hydraulik und Gewässerkunde der Technischen Universität München, Heft Nr. 23

Strobl, T.; Haimerl, G.; Huber, R. (2003): Neue Bemessungshochwasser – Gründe und Konsequenzen; Wasserkraft im Wettbewerb – Aspekte des Rechts, der Liberalisierung, des Hochwasserschutzes und der Inspiration, Selbstverlag der Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft, S. 135 – 149

Strobl, T.; Brückner, K.; Schindler, M. (2005): Planungs und Entscheidungshilfe für die Projektierung von Flutpoldern, Auftraggeber WWA Ingolstadt, unveröffentlicht

Strobl, T.; Zunic, F.; Fischer, M.; Schindler, M. (2006): Flood Protection by Large Dams and Flood Polders – Chances and Limits, Dams in the societies of the XXIth Century, Proceedings of the ICOLD Symposium, Barcelona, Spain

Telemac (2007): Internetauftritt von Telemac System www.telemacsystem.com

Unbehauen, W. (1971): Die Hochwasserabflussverhältnisse der Bayerischen Donau, Hochwasser der Jahresreihe 1845/1965, Besondere Mitteilung zum Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch Nr. 30, Bayerische Landesstelle für Gewässerkunde München

Vogelbacher, A. (2007): Unsicherheiten bei der Abflussvorhersage, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

Wenka, T. (2003): Einführung in Aufbau und Anwendung numerischer Simulationsmodelle, Numerische Simulationsmodelle für Fließgewässer, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Hydrologische Wissenschaften (Fachgemeinschaft in der DWA), Heft Nr. 03.03

WWV RP (2006): Broschüre „Hochwasserschutz“ der Wasserwirtschaftsverwaltung Rheinland Pfalz

Zanker, K. (2007): Hochwasserrückhaltebecken Feldolling – Konzept, Planung und Umsetzung, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

Danksagung

Ich möchte mich beim Bayerischen Landesamt für Umwelt (LfU Bayern) für die finanzielle und fachliche Unterstützung meiner Forschungsinteressen bedanken. Persönlich möchte ich mich hierbei ganz besonders bei den Kollegen Martin Schmid (LfU Bayern), Walter Hoferer (WWA Ingolstadt) und Stefan Raab (WWA Donauwörth/Krumbach, LfU Bayern) für die zahlreichen fachlichen und persönlichen Gespräche bedanken.

Meine Zeit als wissenschaftlicher Angestellter am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München habe ich zwar immer mit dem Ziel verfolgt, diese mit einer Dissertation abzuschließen, jedoch hat sich dieses Ziel meist in meinem Hinterkopf befunden und darauf gewartet, dass es aktiviert wird. Im Vordergrund stand für mich immer die Tatsache, mit gleichaltrigen Kollegen und Freunden in einem familiären Umfeld an einem Institut zu arbeiten und zu forschen, welches sich meiner Meinung nach vor allem durch seine Vielseitigkeit und seine Nähe zur Praxis von anderen Instituten abgrenzt.

Ich möchte mich bei meinem Doktorvater Herrn Prof. (em.) Dr.-Ing. Theodor Strobl bedanken, dass er zum Einen dieses oben beschriebene familiäre Umfeld am Lehrstuhl für Wasserbau in München und an der Versuchsanstalt in Obernach stets gefördert und weiterentwickelt hat, und dass er zum Anderen durch sein charismatisches Auftreten versuchte, seinen jungen Mitarbeitern Weitsicht und Führungsqualitäten zu vermitteln. Persönlich möchte ich ihm für meinen beruflichen Schliff und den gegenseitigen respektvollen Umgang bedanken.

Darüber hinaus möchte ich den Herren Prof. Dr.-Ing. Matthäus Schilcher und Prof. Dr.-Ing. Albert Göttle danken, dass sie sich als Zweit- bzw. Drittprüfer für diese Arbeit zur Verfügung gestellt haben. Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Rutschmann danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Ich möchte mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Markus Aufleger, welcher in meiner ersten Phase am Lehrstuhl Leiter der Versuchsanstalt in Obernach war, dafür bedanken, dass er uns jungen Kollegen eine Arbeitsweise vorgelebt hat, welche u.v.a. aus Begeisterungsfähigkeit für den Beruf, Zeitmanagement, Dynamik und freundschaftlichem Umgang bestand.

Ich möchte mich vor allem bei meinen Kollegen und Freunden für die unglaubliche und sicherlich einmalige Zeit am Lehrstuhl für Wasserbau in München und an der Versuchsanstalt in Obernach bedanken. Aus dem Kollegenkreis herausgegriffen seien meine langjährigen Zimmerkollegen Tobias Hafner und Roland Hoepffner,

vielen Dank für die Erzeugung eines durchwegs positiven Kleinklimas in unserem Büro. Des Weiteren möchte ich mich bei meinem ehemaligen Kollegen Ronald Haselsteiner für die zahlreichen konstruktiven Anmerkungen an meinen Veröffentlichungen, an meiner Dissertation, an meiner Arbeit generell und an meiner Lebensweise bedanken.

Für die tatkräftige Unterstützung meiner Arbeit am Lehrstuhl möchte ich mich bei meinen Hiwi's bzw. Diplomanden Ivan Matov, Kadir Sarac, Thomas Peter, Marina Gotseva, Franziska Hammerl, Andreas Ehstand, Weifang Xiao, Mathilde Cuchet, Vitor Carvalho Queiroz, Robert Steinwander, Daniel Skublics, bei meinen Kollegen aus Indien Mohan Rajasekar, Tapas Karmaker und Subashisa Dutta sowie bei unserer Sekretärin Dorothea Petry-Paulig recht herzlich danken.

Abschließend möchte ich mich bei meinem persönlichen Umfeld bedanken, welches mir immer Kraft und Motivation nicht nur für diese Arbeit gegeben hat. Neben meinen Freunden und Verwandten sind dies in erster Linie meine Eltern Leo und Fini, mein Bruder Thomas mit Lela, und ganz besonders meine Ehefrau Nicole. Danke.

Bisher erschienene Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München

- Nr. 1 **Häusler Erich:** Energieumwandlung bei einem frei fallenden, kreisrunden Strahl in einem Wasserpolster, 1962, *vergriffen*
- Nr. 2 **Spiekermann, Günter:** Instabile Formen des Schußstrahles beim Abfluß unter Schützen und seine Kraftwirkungen auf die Schützenkonstruktion, 1962, *vergriffen*
- Nr. 3 **Linder Gaspar:** Über die Gestaltung von Durchlaßausläufen, 1963, *vergriffen*
- Nr. 4 **Knauss Jost:** Modellversuche über die Hochwasserentlastungsanlagen an kleinen Rückhaltespeichern in Südbayern, 1963, *vergriffen*
- Nr. 5 **Mahida Vijaysinh:** Mechanismus der Schnellsandfiltration, 1964, *vergriffen*
- Nr. 6 **Rothmund, Hermann:** Energieumwandlung durch Strahlumlenkung in einer Toskammer, 1966, *vergriffen*
- Nr. 7 **Häusler Erich:** Luftsiphons für den pneumatischen Verschuß von Wassereinflöfnungen, 1966, *vergriffen*
- Nr. 8 **Seus Günther J.:** Die Anfangskavitation, 1966, *vergriffen*
- Nr. 9 **Knauss Jost:** Schießender Abfluß in offenen Gerinnen mit fächerförmiger Verengung, 1967, *vergriffen*
- Nr. 10 **Häusler Erich; Bormann Klaus:** Schießender bzw.strömender Abfluß in Bächen
Schultz Gert A.: Die Anwendung von Computer-Programmen für das Unit-Hydrograph-Verfahren am Beispiel der Iller
Bauch Wolfram: Untersuchungen über Wasserstandsvorhersagen an einem 600 m langen Modell der Donaustrücke Regensburg-Straubing, 1967, *vergriffen*
- Nr. 11 **Schultz Gert A.:** Bestimmung theoretischer Abflußganglinien durch elektronische Berechnung von Niederschlagskonzentration und Retention (Hyreun-Verfahren), 1968, *vergriffen*
- Nr. 12 **Raumer Friedrich von:** Verteilung von Bewässerungswasser in Kanälen - Eine Systematik großer Kanalsysteme zur Verteilung von Bewässerungswasser unter besonderer Berücksichtigung von Regulier- und Meßvorgängen, 1968, *vergriffen*
- Nr. 13 **Bormann Klaus:** Der Abfluß in Schußrinnen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme, 1968
- Nr. 14 **Scheuerlein Helmut:** Der Rauherinneabfluß, 1968, *vergriffen*
- Nr. 15 **Koch Kurt:** Die gegenseitige Strahlableitung auf horizontaler Sohle, 1968
- Nr. 16 **Bauch Wolfram:** Die Hochwasserwelle im ungestauten und gestauten Fluß, 1968
- Nr. 17 **Marr Gerhard:** Vergleich zweier Differenzenverfahren in einem mathematischen Modell zur Berechnung von instationären Abflußvorgängen in Flüssen, 1970, *vergriffen*
- Nr. 18 **Herbrand Karl:** Der räumliche Wechselsprung, 1970, *vergriffen*
- Nr. 19 **Seus Günther J.:** Betrachtungen zur Kontinuitätsbedingung der Hydromechanik;
Zielke Werner: Zur linearen Theorie langer Wellen in Freispiegelgerinnen, 1971
- Nr. 20 **Häusler Erich:** Entnahmetürme mit Luftsiphons, 1971, *vergriffen*
- Nr. 21 **Herbrand Karl:** Das Tosbecken mit seitlicher Aufweitung, 1971
- Nr. 22 **Knauss Jost:** Hydraulische Probleme beim Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen an großen und kleinen Staudämmen, 1971, *vergriffen*
- Nr. 23 **Zielke Werner:** Berechnung der Frequenzganglinien und Eigenschwingungen von Rohrleitungssystemen
Zielke Werner; Wylie E. Benjamin: Zwei Verfahren zur Berechnung instationärer Strömungen in Gasfernleitungen und Gasrohrnetzen, 1971
- Nr. 24 **Knauss Jost:** Wirbel an Einläufen zu Wasserkraftanlagen, 1972, *vergriffen*
- Nr. 25 **Kotoulas Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 1, 1972, *vergriffen*
- Nr. 26 **Keller Andreas:** Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Problem der modellmäßigen Behandlung von Strömungskavitation, 1973, *vergriffen*
- Nr. 27 **Horn Heinrich:** Hochwasserabfluß in automatisch geregelten Staustufen, 1973
- Nr. 28 **Bonasoundas Markos:** Strömungsvorgang und Kolkproblem am runden Brückenpfeiler, 1973
- Nr. 29 **Horn Heinrich; Zielke Werner:** Das dynamische Verhalten von Flußstauhaltungen, 1973

- Nr. 30 **Uslu Orhan:** Dynamische Optimierung der Fließbeiwerte in mathematischen Flußmodellen und Berücksichtigung der Vorlandüberströmung - Eine Anwendung des Operations Research im theoretischen Flußbau, 1974
- Nr. 31 **Kotoulas Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 2, 1975, *vergriffen*
- Nr. 32 **50 Jahre Versuchsanstalt Obernach**
Hartung Fritz: Einführung: Was treiben eigentlich die Obernacher?
Knauss Jost: Strategien und Entscheidungshilfen beim Hochwasserschutz in Städten, dargestellt am Beispiel der Hochwasserfreilegung der Stadt Harburg an der Wörnitz
Häusler Erich: Abstürze und Stützwälle in hydraulischer und konstruktiver Betrachtung (Mindestfallhöhen zur Erzielung einer genügenden hydraulischen Wirksamkeit)
Seus Günther J.; Hack Hans-Peter: Erster Vergleich der Ergebnisse des physikalischen Modells in Obernach mit denen des neuen mathematischen Modells
Uslu Orhan; Schmitz Gerd: Parameteridentifikation und Sensitivitätsanalyse bei mathematischen Modellen in der Hydrologie
Keller Andreas; Zielke Werner: Veränderung des freien Gasgehaltes in turbulenten Rohrströmungen bei plötzlichen Druckabsenkungen
Herbrand Karl: Zusammenführung von Schußstrahlen. Zwei praktische Beispiele konstruktiver Lösungen aus Modellversuchen
Zielke Werner: Grenzen der deterministischen Betrachtungsweise in der Strömungsmechanik, 1976
- Nr. 33 **Probleme der Arbeit des beratenden Ingenieurs in der Wasserwirtschaft der Entwicklungsländer.** Symposium am 13.10.1976 in Wallgau
Bauch Wolfram: Besondere Probleme bei der Planung und Ausführung der Gesamtentwässerung Busan/Korea
Bormann Klaus: Wasserkraftstudie West Kamerun und Bau der Wasserkraftanlage Batang Agam, Indonesien, zwei Entwicklungshilfe-Projekte unter extremen Bedingungen
Raumer Friedrich von: Zielvorstellungen und Verwirklichung eines wasserwirtschaftlichen Mehrzweckprojektes in Ecuador
Krombach Jürgen: Der beratende Ingenieur in Entwicklungsländern gestern und heute: Berater, Kontrolleur, Entwicklungshelfer oder Geschäftsmann? (am Beispiel wasserwirtschaftlicher Projekte), 1977
- Nr. 34 **50 Jahre Versuchsanstalt Obernach, Feierstunde am 14.10.1976 in Wallgau**
Hartung Fritz: Die Wasserbauversuchsanstalt Obernach im Strom der Zeit
Bischofsberger Wolfgang: Laudatio für Professor Dr.-Ing. E. Mosonyi
Mosonyi Emil: Wasserbau, Technik oder Kunst? 1977
- Nr. 35 **50 Jahre Versuchsanstalt Obernach,**
Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, Seminar am 15.10.1976 in Obernach
Cecen Kazim: Die Verhinderung des Geschiebeeinlaufes zu Wasserfassungsanlagen
Midgley D.C.: Abstraction of water from sediment-laden rivers in Southern Africa
Jacobsen J.C.: Geschiebefreie Triebwasserfassungen - Modellversuche am Beispiel des sogenannten Geschiebeabzuges
Scheuerlein Helmut: Die Bedeutung des wasserbaulichen Modellversuchs für die Gestaltung von Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, 1977
- Nr. 36 **Hack Hans-Peter:** Lufteinzug in Fallschächten mit ringförmiger Strömung durch turbulente Diffusion, 1977
- Nr. 37 **Csallner Klausotto:** Strömungstechnische und konstruktive Kriterien für die Wahl zwischen Druck- und Zugsegment als Wehrverschluß, 1978
- Nr. 38 **Kanzow Dietz:** Ein Finites Element Modell zur Berechnung instationärer Abflüsse in Gerinnen und seine numerischen Eigenschaften, 1978
- Nr. 39 **Keller Andreas; Prasad Rama:** Der Einfluß der Vorgeschichte des Testwassers auf den Kavitationsbeginn an umströmten Körpern - Ein Beitrag zur Frage der Rolle der Kavitationskeime bei Strömungskavitation, 1978
- Nr. 40 **Hartung Fritz:** 75 Jahre Nilstau bei Assuan - Entwicklung und Fehlentwicklung, 1979, *vergriffen*
- Nr. 41 **Knauss Jost:** Flachgeneigte Abstürze, glatte und raue Sohlrampen
Scheuerlein Helmut: Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen
Häusler Erich: Unkonventionelle neuere Stauhaltungswehre an bayerischen Flüssen als gleichzeitige Sohlsicherungsbauwerke, 1979, *vergriffen*

- Nr. 42 **Seus Günther J.; Joeres Erhard P.; Engelmann Herbert M.:** Lineare Entscheidungsregeln und stochastische Restriktionen bei Bemessung und Betrieb von Speichern, 1979, *vergriffen*
- Nr. 43 **Meier Rupert C.:** Analyse und Vorhersage von Trockenwetterabflüssen - Eine Anwendung der Systemhydrologie, 1980, *vergriffen*
- Nr. 44 **Treske Arnold:** Experimentelle Überprüfung numerischer Berechnungsverfahren von Hochwasserwellen, 1980, *vergriffen*
- Nr. 45 **Csallner Klausotto; Häusler Erich:** Abflußinduzierte Schwingungen an Zugsegmenten - Ursachen, Sanierung und allgemeine Folgerungen
Herbrand Karl; Renner Dietrich: Aufnahme und Wiedergabe der Bewegung von Schwimmkörpern mit einem Video-Meßsystem
Keller Andreas: Messungen des Kavitationskeimspektrums im Nachstrom eines Schiffes - die ersten Großausführungsmessungen mit der Laser-Streulichtmethode
Knauss Jost: Neuere Beispiele für Blocksteinrampen an Flachlandflüssen
Scheuerlein Helmut: Der gelbe Fluß - nach wie vor Chinas Sorge oder die Unerbittlichkeit der Natur gegenüber 4000 Jahren menschlicher Bemühungen
Seus Günther J.: Nochmals: Das Muskingum-Verfahren. Fingerübungen zu einem bekannten Thema als "gradus ad parnassum" sowie neue Gedanken zur Interpretation des Anwendungsbereiches und eine Lösung des Problems der Nebenflüsse
Treske Arnold: Hochwasserentlastung an Dämmen. Zwei konstruktiv ähnliche Lösungen im Modellversuch, 1981, *vergriffen*
- Nr. 46 **Schmitz Gerd:** Instationäre Eichung mathematischer Hochwasserablauf-Modelle auf der Grundlage eines neuen Lösungsprinzips für hyperbolische Differentialgleichungs-Systeme, 1981, *vergriffen*
- Nr. 47 **Scheuerlein Helmut:** Der wasserbauliche Modellversuch als Hilfsmittel bei der Bewältigung von Verlandungsproblemen in Flüssen
Knauss Jost: Rundkronige und breitkronige Wehre, hydraulischer Entwurf und bauliche Gestaltung
Keller Andreas: Maßstabeffekte bei der Anfangskavitation, 1983, *vergriffen*
- Nr. 48 **Renner Dietrich:** Schifffahrtstechnische Modellversuche für Binnenwasserstraßen - Ein neues System und neue Auswertungsmöglichkeiten, 1984, *vergriffen*
- Nr. 49 **Sonderheft: Erhaltung und Umbau alter Wehre** (Wasserbau im historischen Ensemble, drei Beispiele aus dem Hochwasserschutz bayerischer Städte), 1984, *vergriffen*
- Nr. 50 **Knauss Jost; Heinrich B.; Kalczyk H.:** Die Wasserbauten der Minyer in der Kopais - die älteste Flußregulierung Europas, 1984, *vergriffen*
- Nr. 51 **Hartung Fritz; Ertl Walter; Herbrand Karl:** Das Donaumodell Straubing als Hilfe für die Planung und Bauausführung der Staustufe Straubing, 1984
- Nr. 52 **Hahn Ulrich:** Lufteintrag, Lufttransport und Entmischungsvorgang nach einem Wechselsprung in flachgeneigten, geschlossenen Rechteckgerinnen, 1985
- Nr. 53 **Bergmann Norbert:** Entwicklung eines Verfahrens zur Messung und Auswertung von Strömungsfeldern am wasserbaulichen Modell, 1985
- Nr. 54 **Schwarz Jürgen:** Druckstollen und Druckschächte - Bemessung und Konstruktion, 1985, *vergriffen*
- Nr. 55 **Schwarz Jürgen:** Berechnung von Druckstollen - Entwicklung und Anwendung eines mathematischen Modells und Ermittlung der felsmechanischen Parameter, 1987
- Nr. 56 **Seus Günther J.; Edenhofer Johann; Czirwitzky Hans-Joachim; Kiefer Ernst-Martin; Schmitz Gerd; Zunic Franz:** Ein HN-Modellsystem für zweidimensionale, stationäre und instationäre Strömungen beim Hochwasserschutz von Städten und Siedlungen, 1987
- Nr. 57 **Knauss Jost:** Die Melioration des Kopaisbeckens durch die Minyer im 2. Jt.v.Chr. – Kopais 2 - Wasserbau und Siedlungsbedingungen im Altertum, 1987
- Nr. 58 **Mtalo Felix:** Geschiebeabzug aus Kanälen mit Hilfe von Wirbelröhren, 1988
- Nr. 59 **Yalin M. Selim; Scheuerlein Helmut:** Friction factors in alluvial rivers
Yalin M. Selim: On the formation mechanism of dunes and ripples
Keller Andreas: Cavitation investigations at one family of NACA-hydrofoils at different angles of attack, as a contribution to the clarification of scale effects at cavitation inception, 1988

- Nr. 60 **Schmitz Gerd H.:** Strömungsvorgänge auf der Oberfläche und im Bodeninneren beim Bewässerungslandbau. Grundlagen, Kritik der herkömmlichen Praxis und neue hydrodynamisch-analytische Modelle zur Oberflächenbewässerung, 1989
- Nr. 61 **Muckenthaler Peter:** Hydraulische Sicherheit von Staudämmen, 1989, *vergriffen*
- Nr. 62 **Kalenda Reinhard:** Zur Quantifizierung der hydraulischen Versagenswahrscheinlichkeit beweglicher Wehre, 1990
- Nr. 63 **Knauss Jost:** Kopais 3, Wasserbau und Geschichte, Minysche Epoche - Bayerische Zeit (vier Jahrhunderte - ein Jahrzehnt), 1990
- Nr. 64 **Kiefer Ernst-Martin, Liedl Rudolf, Schmitz Gerd H. und Seus Günther J.:** Konservative Strömungsmodelle auf der Basis krummliniger Koordinaten unter besonderer Berücksichtigung von Wasserbewegungen im ungesättigt-gesättigten Boden, 1990
- Nr. 65 **Hartung Fritz:** Der ägyptische Nil 190 Jahre im Spiel der Politik (1798-1988)
Hartung Fritz: Gedanken zur Problematik der Nilwehre
Döscher Hans-Dieter und Hartung Fritz: Kritische Betrachtungen zum Stützwehr im Toschka-Entlastungsgerinne des Assuan-Hochdammes, 1991
- Nr. 66 **Schmitz Gerd H., Seus Günther J. und Liedl Rudolf:** Ein semi-analytisches Infiltrationsmodell für Füllung und Entleerung von Erdkanälen
Keller Andreas P.: Chinese-German comparative cavitation tests in different test facilities on models of interest for hydraulic civil engineering, 1991
- Nr. 67 **Liedl Rudolf:** Funktionaldifferentialgleichungen zur Beschreibung von Wasserbewegungen in Böden natürlicher Variabilität - Beiträge zur Theorie und Entwicklung eines numerischen Lösungsverfahrens, 1991
- Nr. 68 **Zunic Franz:** Gezielte Vermaschung bestehender Kanalisationssysteme - Methodische Studien zur Aktivierung freier Rückhalteräume unter besonderer Berücksichtigung der Abflusssteuerung, 1991
- Nr. 69 **Eickmann Gerhard:** Maßstabeffekte bei der beginnenden Kavitation - Ihre gesetzmäßige Erfassung unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußgrößen, 1991
- Nr. 70 **Schmid Reinhard:** Das Tragverhalten von Erd- und Steinschüttdämmen mit Asphaltbeton-Kerndichtungen, 1991
- Nr. 71 **Kiefer Ernst-Martin:** Hydrodynamisch-numerische Simulation der Wasserbewegung im ungesättigten und gesättigten Boden unter besonderer Berücksichtigung seiner natürlichen Variabilität, 1991
- Nr. 72 **Strobl Th., Steffen H., Haug W. und Geiseler W.-D.:** Kerndichtungen aus Asphaltbeton für Erd- und Steinschüttdämme, 1992
- Nr. 73 **Symposium: Betrieb, Unterhalt und Modernisierung von Wasserbauten.**
Garmisch-Partenkirchen, 29. - 31. Oktober 1992
- Nr. 74 **Heilmair Thomas und Strobl Theodor:** Erfassung der sohnnahen Strömungen in Ausleitungsstrecken mit FST-Halbkugeln und Mikro-Flowmeter - ein Vergleich der Methoden, 1994
- Nr. 75 **Godde Dominik:** Experimentelle Untersuchungen zur Anströmung von Rohrturbinen - Ein Beitrag zur Optimierung des Turbineneinlaufs, 1994
- Nr. 76 **Knauss Jost:** Von der Oberen zur Unteren Isar
Alte und neue Wasserbauten rund um die Benediktenwand. Bachumleitungen - Treibholzfänge - durchschwallte Rohre - eine besondere Entlastungsanlage
Sohlensicherung an der Unteren Isar. Sohlstufenkonzept - Belegung der Sohle mit größeren Steinen in offener Anordnung, 1995
- Nr. 77 **Knauss Jost:** Argolische Studien: Alte Straßen - alte Wasserbauten. Talsperre von Mykene; Flußumleitung von Tiryns; Hydra von Lerna; Küstenpass Anigraia, 1996
- Nr. 78 **Aufleger Markus:** Ein Beitrag zur Auswertung von Erddruckmessungen in Staudämmen, 1996
- Nr. 79 **Heilmair Thomas:** Hydraulische und morphologische Kriterien bei der Beurteilung von Mindestabflüssen unter besonderer Berücksichtigung der sohnnahen Strömungsverhältnisse, 1997
- Nr. 80 **Maile Willibald:** Bewertung von Fließgewässer-Biozönosen im Bereich von Ausleitungskraftwerken (Schwerpunkt Makrozoobenthos), 1997
- Nr. 81 **Knauss Jost:** Olympische Studien: Herakles und der Stall des Augias. Kladeosmauer und Alpheiosdamm, die Hochwasserfreilegung von Alt-Olympia, 1998

- Nr. 82 **Symposium: Planung und Realisierung im Wasserbau - Vergleich von Zielvorstellungen mit den Ergebnissen**, Garmisch-Partenkirchen 15. – 17. Oktober 1998
- Nr. 83 **Hauger Stefan**: Verkehrssteuerung auf Binnenwasserstraßen – Ein Beitrag zur Optimierung der Schleusungsreihenfolge in Stillwasserkanälen und staugeregelten Flüssen, 1998
- Nr. 84 **Herbrand Karl**: Schiffahrtstechnische Untersuchungen der Versuchsanstalt Oberrach; Ein Rückblick auf ein traditionelles Untersuchungsgebiet der VAO, 1998
- Nr. 85 **Hartlieb Arnd**: Offene Deckwerke – Eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flußabschnitte, 1999
- Nr. 86 **Spanning Michael**: Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers – Parameterstudie an einem numerischen Modell, 1999
- Nr. 87 **Kleist Frank**: Die Systemdurchlässigkeit von Schmalwänden. Ein Beitrag zur Herstellung von Schmalwänden und zur Prognose der Systemdurchlässigkeit, 1999
- Nr. 88 **Lang Tobias**: Geometrische Kriterien zur Gestaltung von Kraftwerkseinläufen. Experimentelle Untersuchungen an Rohr-S-Turbine und Durchströmturbine, 1999
- Nr. 89 **Aufleger Markus**: Verteilte faseroptische Temperaturmessungen im Wasserbau, 2000
- Nr. 90 **Knauss Jost**: Späthelladische Wasserbauten. Erkundungen zu wasserwirtschaftlichen Infrastrukturen der mykenischen Welt, 2001
- Nr. 91 **Festschrift** aus Anlass des 75-jährigen Bestehens der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München in Oberrach – Oskar v. Miller-Institut, 2001
- Nr. 92 **Wildner Harald**: Injektion von porösem Massenbeton mit hydraulischen Bindemitteln, 2002
- Nr. 93 **Wildbach Naturversuche**
Loipersberger Anton und Sadgorski Constantin: Schwemmholz in Wildbächen – Problematik und Abhilfemaßnahmen; Geschiebeuntersuchungen; 1D und 2D Abflussmodelle in einem Wildbach
Rimböck Andreas: Naturversuch Seilnetzsperrern zum Schwemmholzurückhalt in Wildbächen – Planung, Aufbau, Versuchsdurchführung und Ergebnisse
Hübl Johannes und Pichler Andreas: Zur berührungslosen Erfassung der Fließtiefe und Fließgeschwindigkeit in einem Wildbachgerinne zum Zeitpunkt des Durchganges der Hochwasserwelle, 2002
- Nr. 94 **Rimböck Andreas**: Schwemmholzurückhalt in Wildbächen – Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperrern, 2003
- Nr. 95 **Nothhaft Sabine**: Die hydrodynamische Belastung von Störkörpern, 2003
- Nr. 96 **Schmautz Markus**: Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke – Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell, 2003
- Nr. 97 **Neuner Johann**: Ein Beitrag zur Bestimmung der horizontalen Sicherheitsabstände und Fahrrinnenbreiten für Wasserstraßen, 2004
- Nr. 98 **Göhl Christian**: Bypasseinrichtungen zum Abstieg von Aalen an Wasserkraftanlagen, 2004
- Nr. 99 **Haimerl Gerhard**: Groundwater Recharge in Wadi Channels Downstream of Dams - Efficiency and Management Strategies, 2004
- Nr. 100 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 1**; Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 101 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 2**; Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 102 **Huber Richard**: Geschwindigkeitsmaßstabeffekte bei der Kavitationserosion in der Scherschicht nach prismatischen Kavitatoren, 2004
- Nr. 103 **Exposed Thermoplastic Geomembranes for Sealing of Water Conveyance Canals**, Guidelines for Design, Supply, Installation, 2005
- Nr. 104 **Workshop „Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau“**. Wallgau, Oberbayern, 29. und 30. September 2005
- Nr. 105 **Conrad Marco**: A contribution to the thermal stress behaviour of Roller-Compacted-Concrete (RCC) gravity dams – Field and numerical investigations, 2006
- Nr. 106 **Schäfer Patrick**: Basic Research on Rehabilitation of Aged Free Flow Canals with Geomembranes, 2006

- Nr. 107 **Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern.** Beiträge zur Fachtagung am 13. und 14. Juli 2006 in Wallgau, Oberbayern, 2006
- Nr. 108 **Porras Pablo:** Fiber optic temperature measurements – Further Development of the Gradient Method for Leakage Detection and Localization in Earthen Structures, 2007
- Nr. 109 **Perzmaier Sebastian:** Verteilte Filtergeschwindigkeitsmessung in Staudämmen, 2007
- Nr. 110 **Wasserbau an der TU München** – Symposium zu Ehren von Prof. Theodor Strobl am 16. März 2007 in Wallgau, Oberbayern, 2007
- Nr. 111 **Haselsteiner Ronald:** Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung, 2007
- Nr. 112 **Schwarz Peter und Strobl Theodor:** Wasserbaukunst - Oskar von Miller und die bewegte Geschichte des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Oberrach am Walchensee (1926-1951). 120 Seiten, Preis: 9,80 €, 2007
- Nr. 113 **Flutpolder: Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss.** Beiträge zur Fachtagung am 19. und 20. Juli 2007 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-03-6, 240 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 34,80 €, 2007
- Nr. 114 **Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees.** Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD. ISBN 978-3-940476-04-3, 220 Seiten, Preis: 29,80 €, 2007
- Nr. 115 **14. Deutsches Talsperrensosymposium** (14th German Dam Symposium) and **7th ICOLD European Club Dam Symposium.** Beiträge zur Tagung am 17. bis 19. September 2007 in Freising (Contributions to the Symposium on 17 - 19 September 2007 in Freising, Germany). ISBN 978-3-940476-05-0, 570 Seiten, Preis: 49,80 €, 2007
- Nr. 116 **Niedermayr Andreas:** V-Rampen – Ökologisch weitgehend durchgängige Querbauwerke. ISBN 978-3-940476-06-7, 240 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 117 **Hafner Tobias:** Uferrückbau und eigendynamische Gewässerentwicklung – Aspekte der Modellierung und Abschätzungsmöglichkeiten in der Praxis. ISBN 978-3-940476-07-4, 206 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 118 **Wang Ruey-wen:** Aspects of Design and Monitoring of Nature-Like Fish Passes and Bottom Ramps. ISBN 978-3-940476-10-4, 280 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 119 **Fischer Markus:** Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern – Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maßnahmen unter Verwendung hydrodynamisch-numerischer Modellierung. ISBN 978-3-940476-11-1, 220 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 120 **Fiedler Katharina:** Erfassung hydromorphologischer Vorgänge in Fließgewässern mit Hilfe von ADCP-Messungen. ISBN 978-3-940476-12-8, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 121 **Hoepffner Roland:** Distributed fiber optic strain sensing in Hydraulic Engineering. ISBN 978-3-940476-13-5, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 122 **Gewässermorphologie und EU-WRRL:** Beiträge zur Fachtagung am 24. und 25. Juli 2008 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-15-9, 230 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 34,80 €, 2008