



Bayerisches Landesamt
für Wasserwirtschaft

A large, stylized blue brushstroke graphic that starts from the bottom left and extends diagonally towards the top right, ending in a rounded shape. It has a textured, hand-painted appearance.

**Einfluss von Maßnahmen
der Gewässerentwicklung
auf den Hochwasserabfluss**

Materialien Nr. 122 (Juni 2005)

Einfluss von Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf den Hochwasserabfluss

Materialien Nr. 122 (Juni 2005)

Herausgeber Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, Lazarettstraße 67, D-80636 München,
eine Behörde im Geschäftsbereich des Bayerischen Staatsministerium für Umwelt, Gesundheit
und Verbraucherschutz

Autoren: Dr. Gabriele Schwaller, Ute Tölle

Bildnachweis: Abb. 3.7, 3.9: Dr. Schwaller, 2004

Nachdruck und Wiedergabe – auch auszugsweise – nur mit Genehmigung des Herausgebers

Vorwort

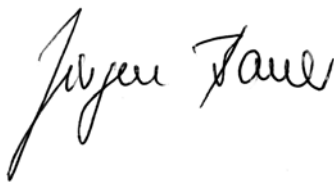
Das Programm „Nachhaltiger Hochwasserschutz in Bayern“ besteht aus den Teilkomponenten natürlicher Rückhalt/vorbeugender Hochwasserschutz, technischer Hochwasserschutz und weitergehende Hochwasservorsorge. Einen wesentlichen Beitrag zum vorbeugenden Hochwasserschutz leistet die Gewässerentwicklungsplanung. Der Schutz und die Wiederherstellung ökologisch funktionsfähiger und naturnaher Gewässer sind eine wesentliche Aufgabe der Wasserwirtschaft, wobei neben der ökologischen Aufwertung der Gewässer auch die Verbesserung des Hochwasserschutzes durch Maßnahmen zur Vergleichmäßigung und Verzögerung des Abflusses angestrebt wird.

Bisherige wissenschaftliche Arbeiten zum Thema Hochwasserschutz durch Retention wurden auf der Basis hydrologischer Modelle oder eindimensionaler hydraulischer Modelle durchgeführt. Zusätzlich zur stark vereinfachten Betrachtungsweise der Realität in diesen Modellen wurde bei diesen vergleichenden Untersuchungen festgestellt, dass verschiedene hydrologische Modelle sehr unterschiedliche Ergebnisse erbrachten. Für die bisher durchgeführten Untersuchungen zur Retention war ein instationäres hydraulisches zweidimensionales (2d) Modell zwar erwünscht, jedoch nicht verfügbar.

In dieser Studie wird nun erstmals ausschließlich auf der Basis eines instationären hydraulischen 2d-Modells nachgewiesen, wie sich Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf das Abfluss- und insbesondere das Retentionsverhalten entlang einer Gewässerstrecke auswirken. Durch die Simulation der differenzierten Strömungsvorgänge beim Überfluten von Auen können die Retentions- und Translationsvorgänge zeitgenau und quantitativ zutreffend modelliert werden.

München, im Juni 2005

i.A.



Jürgen Bauer

Ltd. Baudirektor

Leiter der Abteilung Gewässerentwicklung und Wasserbau

Kurzfassung

In der Studie „Einfluss von Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf den Hochwasserabfluss“ wird quantitativ nachgewiesen, wie sich Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf das Abfluss- und insbesondere das Retentionsverhalten entlang einer Gewässerstrecke auswirken. Bisherige wissenschaftliche Untersuchungen zu dieser Thematik wurden mit hydrologischen oder hydraulischen eindimensionalen Modellen durchgeführt, die für diese Aufgabenstellung nur bedingt geeignet sind. Nun wurde ein Forschungsprojekt bearbeitet, in dem erstmals ausschließlich ein zweidimensionales instationäres hydrodynamisch-numerisches Modell eingesetzt wird. Das Modell HYDRO_AS-2D ist seit mehreren Jahren in der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung etabliert. Damit existiert ein zuverlässiges Instrument, mit dem Abflussprozesse mit ihren Translations- und Retentionsvorgängen auch in größeren Talabschnitten mit entsprechend großen Datenmengen zeitgenau und quantitativ zutreffend modelliert werden können.

In der ersten Projektphase werden systematische Grundsatzuntersuchungen über die Auswirkung von flussbaulichen Maßnahmen sowie Vorlandveränderungen auf den Hochwasserabfluss an einem synthetischen Gebiet durchgeführt. Dadurch können flussgebietspezifische Einflussfaktoren der Realität wie seitliche Zuflüsse, kleinräumige Flächennutzungsänderungen oder Geländeunregelmäßigkeiten ausgeschlossen werden. Das Modellgebiet ist 20 km lang, und das Modellgewässer besitzt im Ausgangszustand einen geradlinigen Verlauf bei einer Sohlbreite von 12 m und einer beidseitigen Bedeichung im Abstand von 50 m. Dieses Gebiet wird für vier Gefällewerte von 0,5-4 ‰ variiert. Vier Zuflusssganglinien haben eine Dauer von 36 h und Scheitelwerte von 40-100 m³/s. Das Modellgebiet wird im Hinblick auf mehrere mögliche Gewässerentwicklungsmaßnahmen in 14 Varianten modifiziert. Die Varianten betreffen Maßnahmen im Vorland wie Änderungen der Flächennutzung und Deichrückverlegung, flussbauliche Maßnahmen wie Sohlhebung, Aufweitung und Laufverlängerung sowie verschiedene Kombinationen.

Die Ergebnisse zeigen, dass grundsätzlich mit zunehmendem Abfluss und steigendem Gefälle die Laufzeit einer Hochwasserwelle kürzer und die Scheitelabminderung geringer werden. Als am wirkungsvollsten zur Laufzeitverlängerung sowie zur Scheitelreduktion erweist sich die Bewaldung der Vorländer bei gleichzeitiger Unterbrechung der geradlinigen Fließwege durch Mäandrierung. Voraussetzung ist ein möglichst großer Raum, der in den Vorländern zur Verfügung stehen muss. Mit Hilfe der Multiplen Regressionsanalyse lässt sich statistisch nachweisen, dass neben dem als Gebietskenngröße unbeeinflussbaren Talgefälle die Faktoren Bewaldungsgrad, durchströmbare Talbreite und Windungsgrad einen signifikanten Einfluss auf die Retentionswirkung besitzen. Flussbauliche Maßnahmen wie Sohlaufrhöhung oder Aufweitung haben lediglich eine indirekte Wirkung auf das Retentionsverhalten, sofern sie das Verhältnis von Vorlandabfluss zu Gerinneabfluss verändern. Die Höhe des Scheitelabflusses am Ende der 20 km langen Strecke wird vor allem durch Menge und Geschwindigkeit des Vorlandabflusses geprägt.

In der zweiten Projektphase wird an einem 30 km langen Gewässerabschnitt der Glonn (Einzugsgebiet der Amper) untersucht, welche Auswirkungen konkrete Schritte der Gewässerentwicklung auf das Retentionsverhalten besitzen. Neben dem Istzustand werden 5 Varianten untersucht, die

eine maximale Bewaldung, eine Bewaldung in Uferstreifen, eine Laufverlängerung durch Anbindung von Altarmen und Kombinationen daraus beinhalten.

Eine großflächige Bewaldung zeigt auch am Beispiel der Glonn effektive Auswirkungen auf Scheitelabminderung und Laufzeitverzögerung, während eine Laufverlängerung vor allem eine Vergleichmäßigung des Abflusses im ansteigenden und abfallenden Ast einer Hochwasserwelle bewirkt. Konkret können Laufzeitverzögerungen bis zu 8,5 Stunden und Scheitelabminderungen bis zu 10 % erreicht werden. Bereits durch eine Bewaldung in Uferstreifen wird bei kleineren, nicht talraumfüllenden Hochwasserereignissen eine Scheitelreduktion von etwa 4 % erzielt, bei großen Hochwasserereignissen beträgt die Größenordnung jedoch nur mehr etwa 2-3 %.

Ein bedeutender Unterschied der Ergebnisse an der Glonn zu denen am synthetischen Modellgebiet ist die Erzielung von etwa gleich hohen Werten für Scheitelabminderung und Laufzeitverzögerung bei kleinen wie bei großen Hochwasserabflüssen. Die Ursache ist in den zahlreichen Zuflüssen zur Glonn zu suchen. Durch die Maßnahmenplanungen kann die Hochwasserwelle der Glonn verzögert werden, so dass deren Scheitelabfluss nicht mehr mit den Wellenscheiteln der Zuflüsse zusammentrifft. Zusätzlich zur individuellen Niederschlag-Abflusscharakteristik eines Flussgebiets sind auch morphologische Gegebenheiten der Flusstäler für die Ausprägung von Hochwasserwellen zu berücksichtigen. Im Talraum der Glonn wirken zahlreiche querende Straßendämme bei Hochwasser stauend und damit abflusshemmend.

Die Studie gibt einen Überblick über Größenordnungen von Retentionswirkungen, die durch unterschiedliche Gewässerentwicklungsmaßnahmen erreichbar sind. Wegen vieler flussgebietspezifischer Eigenschaften ist eine quantitative Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Flussabschnitte jedoch nur bedingt möglich. Für eine genauere Quantifizierung der Retentionswirkung an einem bestimmten Gewässer ist wegen der vielen unterschiedlichen Einflüsse hydrologischer und morphologischer Randbedingungen eine individuelle Betrachtung mit einem geeigneten hydraulischen Modell, das die Abflussgrößen volumentreu und zeitgenau ermittelt, unbedingt nötig.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort		
Kurzfassung		
Inhaltsverzeichnis	7	
Abbildungsverzeichnis	9	
Tabellenverzeichnis	10	
1	Einleitung	11
1.1	Zielsetzung	11
1.2	Bisherige Untersuchungen zum Thema Gewässerentwicklung und Retention	13
1.3	Zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Abflussmodellierung mit HYDRO_AS-2D	15
2	Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet	19
2.1	Modellaufbau	19
2.2	Variantenuntersuchungen	21
2.2.1	Maßnahmen im Vorland	21
2.2.2	Flussbauliche Maßnahmen	21
2.2.3	Kombinationsmaßnahmen	27
2.3	Ergebnisse	28
2.3.1	Variantenbezogene Ergebnisse	28
2.3.2	Ganglinienform und Laufzeit	33
2.3.3	Scheitelabminderung	36
2.3.4	Wasserstandsänderungen	39
2.3.5	Retentionsvolumina	41
2.3.6	Zusammenfassung der Ergebnisse	44
2.4	Statistische Beziehungen zwischen Gebietseigenschaften und Hochwasserretention	45
2.4.1	Zusammenhang zwischen Laufzeit und Scheitelabminderung	45
2.4.2	Vorgehensweise bei der Multiplen Regressionsanalyse	46
2.4.3	Multiple Regressionsbeziehungen für Laufzeit und Scheitelabminderung	47
3	Untersuchungen an der Glonn	51
3.1	Einleitung	51
3.2	Gebietsbeschreibung	51
3.2.1	Räumliche Abgrenzung des Untersuchungsgebiets	51
3.2.2	Flussbauliche Umgestaltung der Glonn	53
3.2.3	Hydrologie	56
3.2.4	Landnutzung	59
3.3	Modellaufbau und Eichung	60
3.3.1	Berechnungsnetz	60
3.3.2	Bauwerke	61
3.3.3	Modellanpassung	62
3.4	Varianten	65
3.4.1	Maximale Bewaldung	65
3.4.2	Bewaldung in Uferstreifen	66
3.4.3	Laufverlängerung durch Anbindung von Altarmen	66
3.5	Ergebnisse	68
3.5.1	Ergebnisse im Istzustand	68
3.5.2	Ganglinienform und Laufzeit im Vergleich der Varianten	71
3.5.3	Scheitelabminderung im Vergleich der Varianten	78
3.5.4	Wasserstandsänderung im Vergleich der Varianten	78

3.5.5	Überflutungsflächen im Vergleich der Varianten	82
3.5.6	Retentionsvolumina im Vergleich der Varianten	83
3.6	Folgerungen	85
4	Zusammenfassung	87
	Literatur	91
	Anhang	93

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1	Schematische Darstellung des Zusammenhangs zwischen Gewässerentwicklung und Retention	12
Abb. 2.1	Querschnitt des Trapezgerinnes	19
Abb. 2.2	Ausschnitt des Berechnungsnetzes im Ausgangszustand beim Gefälle 2 ‰	20
Abb. 2.3	Sohlage bei 2 ‰ Gefälle im Ausgangszustand und mit Rampen	22
Abb. 2.4	Abgrenzung von verzweigten und gewundenen Flüssen (nach Leopold & Wolmann 1957, aus Mangelsdorf & Scheuermann 1980)	24
Abb. 2.5	Konstruktion der Laufverlängerung 1,6	25
Abb. 2.6	Konstruktion der Laufverlängerung 3,6	26
Abb. 2.7	Ausschnitt des Berechnungsnetzes mit Kreismäandern	27
Abb. 2.8	Abflussganglinien aller Varianten bei den Randbedingungen: Gefälle 0,5 ‰; Abfluss 40 m ³ /s	34
Abb. 2.9	Scheitelabminderung nach Maßnahmen im Vorland	37
Abb. 2.10	Scheitelabminderung nach flussbaulichen und kombinierten Maßnahmen	38
Abb. 2.11	Einfluss des Retentionsvolumens auf Laufzeit und Scheitelabminderung	42
Abb. 2.12	Korrelationen zwischen Laufzeit und Scheitelabminderung von Hochwasserwellen	45
Abb. 2.13	Vergleich der gemessenen und der berechneten Werte für die Laufzeit der Hochwasserwelle	48
Abb. 2.14	Vergleich der gemessenen und der berechneten Werte für die Scheitelabminderung	50
Abb. 3.1	Einzugsgebiet der Glonn	52
Abb. 3.2	Historische Glonn bei Odelzhausen und heutiger Verlauf	54
Abb. 3.3	Historische Glonn zwischen Weichs und Asbach und heutiger Verlauf	54
Abb. 3.4	Querprofile der Glonn mit Wasserspiegel bei Mittelwasser	55
Abb. 3.5	Zuflüsse zur Glonn im Untersuchungsgebiet	57
Abb. 3.6	Ganglinien der Hauptzuflüsse bei HQ ₂ und HQ ₁₀₀	58
Abb. 3.7	Landwirtschaftliche Nutzung des Glonnals bei Fkm 33,4 - Blick flussaufwärts Richtung Roßbach	59
Abb. 3.8	Flächennutzung in prozentualen Anteilen im Untersuchungsgebiet	60
Abb. 3.9	Wehr bei Asbach (Fkm 13,5)	62
Abb. 3.10	Abflussganglinien des Hochwasserereignisses vom April 1994 an der Glonn	63
Abb. 3.11	Laufverlängerung im Abschnitt Weichs-Asbach als Höhenschichtendarstellung im 2d-Modell	67
Abb. 3.12	Entwicklung des Wellenscheitels entlang der Glonn im Istzustand	69
Abb. 3.13	Längsprofil der Glonn mit Wasserständen von HQ ₂ bis HQ ₁₀₀ und Eintrag der Wehranlagen	70
Abb. 3.14	Abflussganglinien bei Hohenkammer (Fkm 6,0) für alle Varianten bei HQ ₂ und HQ ₅	73
Abb. 3.15	Abflussganglinien bei Hohenkammer (Fkm 6,0) für alle Varianten bei HQ ₁₀ und HQ ₅₀	74
Abb. 3.16	Abflussganglinien bei Hohenkammer (Fkm 6,0) für alle Varianten bei HQ ₁₀₀	75
Abb. 3.17	Laufzeitänderung der Scheitelabflüsse HQ ₂ und HQ ₁₀₀ entlang der Glonn bei 5 Varianten	76
Abb. 3.18	Einfluss des Rothbachs auf die Wellenentwicklung im Istzustand und bei der Variante „Wald“	77
Abb. 3.19	Abminderung der Scheitelabflüsse HQ ₂ und HQ ₁₀₀ entlang der Glonn bei 5 Varianten	79
Abb. 3.20	Wasserstandsänderungen bei HQ ₂ und HQ ₁₀₀ entlang der Glonn bei 5 Varianten	81
Abb. 3.21	Überschwemmungsflächen an der Glonn im Istzustand und bei 5 Varianten	83
Abb. 3.22	Einfluss des Retentionsvolumens auf Laufzeit und Scheitelabminderung	84

Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1	Anordnung der Rampen bei unterschiedlichem Gefälle auf 20 km Länge	22
Tab. 2.2	Zusammenstellung der untersuchten Varianten	28
Tab. 2.3	Scheitelabminderung und Laufzeit der Hochwasserwellen	32
Tab. 2.4	Wasserstandsänderungen im Vergleich zum Ausgangszustand	40
Tab. 2.5	Retentionsvolumina bei allen Varianten	41
Tab. 2.6	Korrelationsmatrix der Abfluss- und Gebietseigenschaften	47
Tab. 3.1	Triebwerke im Untersuchungsgebiet	55
Tab. 3.2	Statistische Hochwasserwahrscheinlichkeiten an den Glonnpegeln Odelzhausen und Hohenkammer	56
Tab. 3.3	Scheitelwerte der Zuflüsse, ermittelt durch ein Niederschlag-Abfluss-Modell (nach Blasy & Øverland 2004)	57
Tab. 3.4	Zuordnung von Rauheitsbeiwerten zu den Flächennutzungen	61
Tab. 3.5	Wasserspiegelfixierungen während des Hochwassers 1994	63
Tab. 3.6	Laufverlängerung durch Anbindung von Altarmen	67
Tab. 3.7	Laufzeit und Scheitelabfluss der Glonn für den Istzustand und 5 Varianten	72
Tab. 3.8	Flächenhafte Verteilung der Wasserspiegeldifferenzen zwischen Variante „Altarme&Wald“ und Istzustand	80
Tab. 3.9	Überschwemmungsflächen im Vergleich	82
Tab. 3.10	Retentionsvolumina im Vergleich	85

1 Einleitung

1.1 Zielsetzung

Die Förderung des natürlichen Rückhalts von Hochwasserabflüssen ist eine der drei Komponenten des Programms „Nachhaltiger Hochwasserschutz in Bayern“. Das Programm besteht aus den Teilkomponenten natürlicher Rückhalt/vorbeugender Hochwasserschutz, technischer Hochwasserschutz und weitergehende Hochwasservorsorge. Einen wesentlichen Beitrag zum vorbeugenden Hochwasserschutz leistet die Gewässerentwicklungsplanung. Der Schutz und die Wiederherstellung ökologisch funktionsfähiger und naturnaher Gewässer sind eine wesentliche Aufgabe der Wasserwirtschaft, wobei neben der ökologischen Aufwertung der Gewässer auch die Verbesserung des Hochwasserschutzes durch Maßnahmen zur Vergleichmäßigung und Verzögerung des Abflusses angestrebt wird.

Der Hochwasserrückhalt wird auch als Retention bezeichnet. Unter Retention versteht man die Verzögerung und Abminderung einer Hochwasserwelle. Sie wird nach DIN 4949, Teil 1 definiert als „Abflusshemmung und –verzögerung durch natürliche Gegebenheiten oder künstliche Maßnahmen“ (DIN 1979). Unterschieden wird zwischen stehender und fließender Retention. Mit stehender Retention wird der Rückhalt in natürlichen oder künstlichen Speicherbecken, die durch quer zum Tal verlaufende Dämme entstehen, bezeichnet. Fließende Retention ist die Retention, deren Wirkung durch die Reibung bei der Wasserbewegung im offenen Gerinne entsteht (Haider 1994).

Die Einzugsgebietsgröße ist entscheidend für eine mögliche Beeinflussung der Laufzeit und Scheitelhöhe von Hochwasserwellen durch Maßnahmen der Gewässerentwicklung. An Flüssen mit einem Einzugsgebiet von mehreren 1000 km² und entsprechen großen Abflüssen von unter Umständen mehr als 1000 m³/s sind durch natürliche Rückhaltmaßnahmen in den Flusstälern nur geringe Effekte zu erzielen. Gewöhnlich wird hierdurch lediglich die Form des ansteigenden und abfallenden Astes beeinflusst. Ausnahmen können nur durch sehr großflächige Deichrückverlegungen auftreten. Die Auswirkungen von Gewässerentwicklungsmaßnahmen auf den Hochwasserabfluss werden umso deutlicher, je kleiner das Einzugsgebiet ist. In der vorliegenden Studie wird von Einzugsgebietsgrößen bis etwa 500 km² ausgegangen.

Im ersten Teil der Studie werden durch systematische Untersuchungen von Maßnahmen wie Laufverlängerung, Sohlhebung, Rückverlegung von Deichen und Landnutzungsänderungen die Auswirkungen auf den Hochwasserabfluss, dabei insbesondere auf das Retentionsverhalten nachgewiesen. Die prinzipielle Wirkungsweise ist allgemein bekannt und wird schematisch in Abb. 1.1 dargestellt. Die quantitative Belegung der Wirkung mit Zahlenwerten erfolgte jedoch bisher lediglich an einzelnen Fallbeispielen oder mit für diese Aufgabenstellung weniger geeigneten Instrumenten. Durch die Wahl verschiedener Randbedingungen (Gefälle, Abflussmenge) sollen die Untersuchungsergebnisse im Hinblick auf Gewässerlandschaften mit unterschiedlicher Naturraumausstattung verallgemeinerungsfähig werden. Die Untersuchung beschränkt sich dabei

Einleitung

auf die fließende Retention; die stehende Retention als Wirkung von Maßnahmen wie Speicherbecken, Rückhalteräumen oder Flutpoldern ist nicht Gegenstand der Untersuchung. Der Nachweis, wie sich Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf das Abfluss- und insbesondere das Retentionsverhalten entlang einer Gewässerstrecke auswirken können, erfolgt auf der Basis eines zweidimensionalen (2d) instationären hydraulischen Modells. Erst durch die Simulation der differenzierten Strömungsvorgänge beim Überfluten von Auen durch ein 2d-Modell können Retentions- und Translationsvorgänge zeitgenau und quantitativ zutreffend modelliert werden. Durch die Aufstellung von multiplen Regressionsbeziehungen soll eine allgemeine Aussage zum Einfluss von Gewässerparametern bzw. Aueigenschaften auf die Retentionswirkung von Hochwasserwellen möglich werden.

Im zweiten Teil der Studie wird am Beispiel der Glonn im Einzugsgebiet der Amper (Einzugsgebietsgröße 405 km²) untersucht, welche Auswirkungen einzelne Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf Überschwemmungsflächen und Abflussganglinien von Hochwasserereignissen ausgewählter Wiederkehrperioden besitzen und wie sich ein reales Beispiel in die zuvor aufgestellte Systematik einordnen lässt.

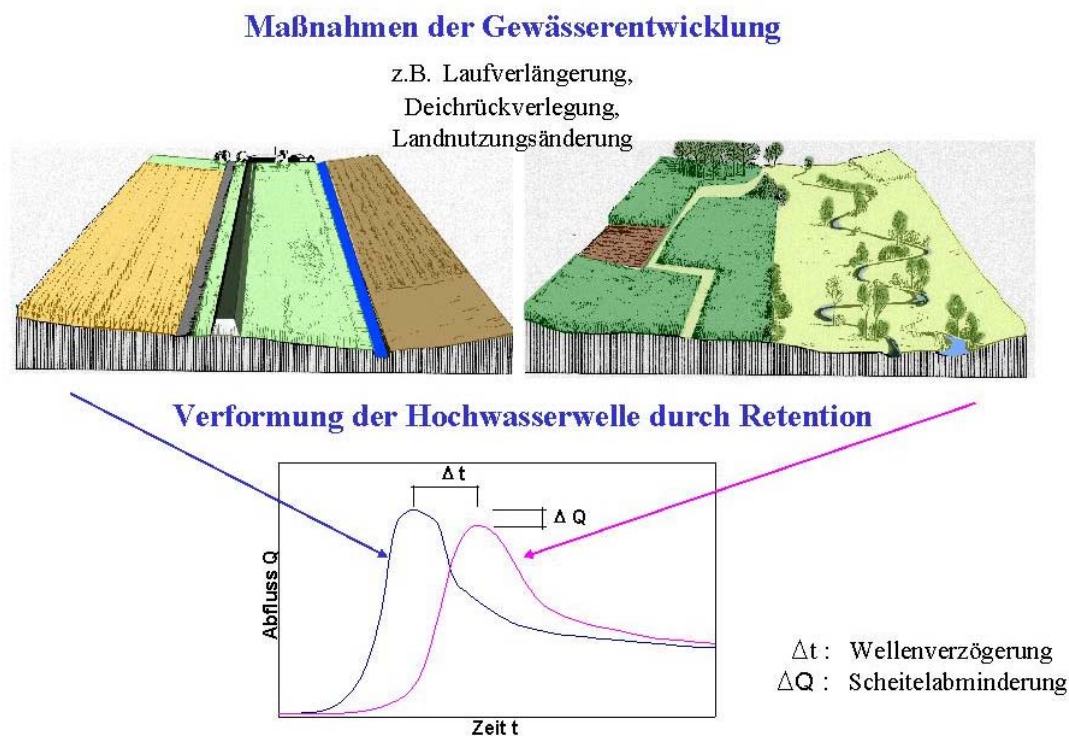


Abb. 1.1 Schematische Darstellung des Zusammenhangs zwischen Gewässerentwicklung und Retention

1.2 Bisherige Untersuchungen zum Thema Gewässerentwicklung und Retention

Bisherige Untersuchungen zur Thematik Gewässerentwicklung und Retention wurden mit hydrologischen Modellen (Niederschlag-Abfluss-Modellen) oder mit eindimensionalen (1d) hydraulischen Modellen durchgeführt, da zuverlässige zweidimensionale (2d) Modelle erst seit relativ kurzer Zeit zur Verfügung stehen. Hydrologische Modelle arbeiten mit einer räumlichen Auflösung der Untersuchungsgebiete in Teileinzugsgebiete und Fließstrecken mit pauschaler Wertebelugung. Hydraulische 1d-Modelle verwenden zur Gebietsbeschreibung Talquerprofile. Durch die geringe räumliche Auflösung beider Modelltypen können wichtige Maßnahmen der Gewässerentwicklung, etwa die Laufverlängerung durch Mäandrierung oder lokale Änderung der Landnutzung, nicht zutreffend modelliert werden. Zudem lieferten verschiedene hydrologische Modelle bisher sehr unterschiedliche Ergebnisse (Köhler 2000).

Mehrere wissenschaftliche Arbeiten beschäftigen sich mit dem Vergleich der mathematischen Ansätze zur Berechnung der Retention (z.B. Köhler 2000, Marenbach 2002). Daher wird zunächst die Vorgehensweise bei der hydrologischen Modellierung kurz erläutert. Bei der Simulation des Abflusses mit hydrologischen Modellen werden Gebietseigenschaften und Planungsmaßnahmen auf der Basis der räumlichen Auflösung in Teileinzugsgebiete und Fließstrecken von meist einigen Quadratkilometern Größe bzw. mehreren Kilometern Länge angenommen. Pro Teilgebiet / -strecke werden pauschale Gebietseigenschaften wie Rauheitsbeiwert und ein mittlerer Gefällewert verwendet. Die Gewässerteilstrecken werden als typisierte Gewässer- und Talprofile in Form von Doppeltrapezprofilen (jeweils einheitliches Profil pro Teilstrecke) modelliert. Als natürliches Retentionspotential durch die Gewässerentwicklung werden z. B. in der Studie von Köhler (2000) folgende Maßnahmen angenommen, die im hydrologischen Modell durch pauschale Variationen der Gebietsparameter pro Teileinzugsgebiet und Fließstrecke dargestellt werden:

- Fließwegverlängerung durch Mäandrierung: Verringerung des Gefällewerts, Erhöhung der Rauheitsbeiwerte im Hauptgerinne,
- Sohlhebung: Änderung des Doppeltrapezprofils,
- Rückverlegung von Deichen: Erhöhung der Vorlandbreiten z.B. von „real“ auf doppelt, dabei heißt real: eine gemittelte Breite, die über das gesamte Berechnungsgebiet gleich bleibt,
- Änderung der Landnutzung: pauschale Rauheitserhöhung im Vorland.

Die Abbildung von Maßnahmen der Gewässerentwicklung in einem hydrologischen Modell bereitet Probleme. Vor allem die Fließwegverlängerung durch Mäandrierung ist im hydrologischen Modell nicht korrekt abzubilden. Das Problem besteht darin, dass hydrologische Modelle nur gemeinsame Fließlängen für Vorland und Hauptgerinne simulieren können. Da bei einer Laufverlängerung des Flusses der Fließweg im Vorland jedoch gleich lang bleibt, behilft sich Köhler (2000) mit einer Verringerung der Breite des Vorlands entsprechend dem Grad der Mäandrierung, um das Volumenverhältnis Fluss/Vorland den neuen Bedingungen anzupassen. Blasy et al. (2000)

Einleitung

berücksichtigen aufgrund dieses Problems Laufverlängerungen als mögliche Renaturierungsmaßnahme zur Berechnung in einem hydrologischen Modell generell nicht. Auch in einem hydraulischen 1d-Modell, das mit Talquerprofilen arbeitet, gelingt die Abbildung einer Fließwegverlängerung nicht.

Neben den Maßnahmen der Gewässerentwicklung am Fluss selbst, z.B. Aufweitung und Laufverlängerung, wird der Wiederentwicklung von Auwald generell ein großer Stellenwert eingeräumt. Beispielsweise wurden zur Erhöhung des Retentionspotentials der unteren Blies im Saarland (Kautenburger et al. 2002) Auwaldanpflanzung vorgenommen mit dem Ziel: „Die so erhöhte hydraulische Rauheit soll

- höhere Wasserspiegellagen (bei gleichen Abflüssen) generieren, wodurch zusätzliche Retentionseffekte und Scheitelabminderungen der Hochwasserwellen bewirkt werden sowie
- den Hochwasserabfluss verlangsamen, wodurch bei Seitenzuflüssen zum Teil ein günstigeres Überlagerungsverhalten (zeitliche Entzerrung) von Teilwellen erreicht werden kann“ (Kautenburger et al. 2002).

Die praktischen Arbeiten wurden durch einen rechnerischen Nachweis begleitet, der sich in einen hydrologischen Teil zur Quantifizierung der Scheitelabminderung und einen hydraulischen Teil für die Berechnung der zu erwartenden stationären Wasserspiegellagen gliederte. Wegen der zeitlich engen Befristung konnten allerdings anstelle einer vollständigen Bewaldung der Bliesauen nur 2 % der Auwaldfläche realisiert werden. Die erwartete Scheitelabminderung blieb damit mit unter 1 % unter der Nachweisgrenze. Eine Berechnung mit vollständiger Bewaldung wurde nicht durchgeführt.

Auch in aktuellen Arbeiten der Universität Kassel (Bauer 2004) wird in Ermangelung geeigneter hydraulischer 2d-Modelle immer noch zumindest eine Kombination aus hydrologischen und hydraulischen Modellen eingesetzt. Die Berechnung von Wasserständen und Retentionsvolumina wurde mit stationären, hydraulischen Modellen entweder eindimensional oder – für ausgewählte Abschnitte - zweidimensional durchgeführt; Effekte der Wellenverformung und Überlagerungseffekte werden mit dem hydrologischen Modell abgebildet. Wasserstände und Retentionsvolumen sind jedoch abhängig vom jeweiligen Abfluss, der durch die Wellenverformung entlang einer Untersuchungsstrecke nicht konstant ist. Durch eine entkoppelte Berechnung der Vorgänge wird die Ermittlung der Werte also immer ungenau sein. Weiterhin weist Bauer (2004) darauf hin, dass bei einem an der Lahn eingesetzten Niederschlag-Abfluss-Modell keine Trennung zwischen den Rauheitsbeiwerten des Flussbettes und der Vorländer möglich war. Diese Tatsache sowie die vereinfachte Erfassung der Talgeometrie durch Trapez- oder Doppeltrapezprofile werden als Ursache dafür genannt, dass an der Lahn bei seltenen Hochwasserabflüssen (HQ_{100}) die größten Scheitelreduzierungen auftreten, während hydraulische Modelle in der Regel einen umgekehrten Zusammenhang nachweisen.

Die Grundaussagen zur Retentionswirkung durch Gewässerentwicklungsmaßnahmen sind – unabhängig von der eingesetzten Methodik (Bauer 2004): Die besten Retentionseigenschaften natürlicher Gewässer wurden bei einer Kombination aus kleinem Einzugsgebiet, geringem Sohlgefälle und breiter Aue berechnet. Mögliche Verbesserungspotentiale sind vor allem an Gewässern mit diesen Randbedingungen möglich. Das Speichervermögen kann vor allem im Abflussbereich mit häufigen Wiederkehrintervallen (HQ_1 bis HQ_{10}) erhöht werden. Überlagerungseffekte beim Zusammenfluss von Gewässern besitzen einen großen Einfluss. Während Scheitelreduzierungen einzelner Gewässerstrecken oft nicht sonderlich hoch sind, können erhebliche Scheitelreduzierungen aus unterschiedlich starken zeitlichen Verzögerungen der Hochwasserscheitel resultieren. Dieser Effekt nimmt mit zunehmender Einzugsgebietsgröße ab, da die Form des Wellenscheitels mit zunehmender Gebietsgröße flacher wird und die Verschiebung der Scheitel an Bedeutung verliert.

Um die Effekte der Retention wirklichkeitsgetreu zu erfassen, ist ein geeignetes Instrument nötig. Erst ein hydraulisches zweidimensionales Strömungsmodell ist in der Lage, ein Gebiet durch ein hochauflösendes Berechnungsnetz physikalisch zutreffend wiederzugeben und Strömungsprozesse kleinräumig und realitätsnah nachzuvollziehen. Wichtige Voraussetzungen an ein geeignetes 2d-Modell sind - neben einer genügend großen Kapazität an Berechnungsknoten und -elementen zur Modellierung längerer Talabschnitte - die volumentreue und zeitvariable (instationäre) Ermittlung des Abflusses über das gesamte Modellierungsgebiet hinweg bei einer entsprechenden Stabilität des Berechnungsverfahrens. Nur durch die Simulation der differenzierten Strömungsvorgänge beim Überfluten von Auen können Retentions- und Translationsvorgänge zeitgenau und quantitativ zutreffend modelliert werden.

1.3 Zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Abflussmodellierung mit HYDRO_AS-2D

Zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Simulationsmodelle sind heute ein unentbehrliches Hilfsmittel für verschiedene wasserwirtschaftliche Untersuchungen geworden. Für diese Studie wurde das seit 1999 in der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung eingesetzte Modell HYDRO_AS-2D verwendet (Nujić 1999). HYDRO_AS-2D wurde ursprünglich für die Simulation von Damm- und Deichbruchwellen konzipiert und stellt – um diesen Anforderungen gerecht werden zu können - ein robustes und hochgenaues Verfahren zur Modellierung instationärer Strömungen auf beliebig strukturiertem Gelände dar.

Die zweidimensionale (2d) Abflussmodellierung basiert auf einem flächendeckenden Berechnungsnetz, in dem für jeden Netzknoten die Wassertiefe und die Fließgeschwindigkeit in zwei Richtungskomponenten berechnet werden. Die Geschwindigkeit wird über die Wassertiefe gemittelt. Im Gegensatz dazu berechnen eindimensionale (1d) Modelle den Wasserspiegel und die Fließgeschwindigkeit gemittelt über einen gesamten Fließquerschnitt. Die Fließrichtung wird nur in eine Richtung, senkrecht zum Querschnitt, berücksichtigt, Differenzierungen quer dazu werden

Einleitung

vernachlässigt. Entsprechend kann eine 1d-Modellierung nur dann zuverlässige Ergebnisse erbringen, wenn auch in der Realität die Strömung im wesentlichen eindimensional ist. Die Grenzen sind bei Ausuferungen in Vorländer mit Rückströmung und Querströmungen, Einengungen und Aufweitungen schnell erreicht.

Ausgangspunkt für die zweidimensionale Modellierung sowohl von Strömungsvorgängen in natürlichen Fließgewässern als auch für die Wasserspiegellagenberechnung sind die 2d-tiefen-gemittelten Strömungsgleichungen, die auch Flachwassergleichungen genannt werden. Diese entstehen durch die Integration der dreidimensionalen Kontinuitätsgleichung und der Reynolds- bzw. Navier-Stokes-Gleichungen für inkompressible Fluide über die Wassertiefe und unter Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung.

In kompakter Vektorform lauten die 2d- Strömungsgleichungen:

$$\frac{\partial \mathbf{w}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial y} + \mathbf{s} = \mathbf{0}$$

wobei

$$\mathbf{w} = \begin{bmatrix} H \\ uh \\ vh \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{f} = \begin{bmatrix} uh \\ u^2h + 0.5gh^2 - v h \frac{\partial u}{\partial x} \\ uvh - v h \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{g} = \begin{bmatrix} vh \\ uvh - v h \frac{\partial u}{\partial y} \\ v^2h + 0.5gh^2 - v h \frac{\partial v}{\partial y} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{s} = \begin{bmatrix} 0 \\ gh(I_{Rx} - I_{Sx}) \\ gh(I_{Ry} - I_{Sy}) \end{bmatrix}$$

Hierbei bezeichnet $H = h + z$ den Wasserspiegel über einem Bezugsniveau, u und v sind die Geschwindigkeitskomponenten in x - und y - Richtung.

Der Quellterm \mathbf{s} beinhaltet Ausdrücke für das Reibungsgefälle \mathbf{I}_R (mit den Komponenten I_{Rx} und I_{Ry}) und für die Sohlenneigung (I_{Sx} , I_{Sy}). Die Sohlenneigung in x - und in y - Richtung ist durch den jeweiligen Gradienten des Sohlenniveaus z definiert:

$$I_{Sx} = \frac{\partial z}{\partial x}, \dots, I_{Sy} = \frac{\partial z}{\partial y}$$

Die Berechnung des Reibungsgefälles erfolgt nach dem Verlustgesetz (Darcy-Weisbach-Formel):

$$I_R = \frac{\lambda v |v|}{2gD}$$

Die Bestimmung des Widerstandsbeiwertes λ erfolgt über die Manning-Strickler-Formel:

$$\lambda = 6,34 \cdot \frac{2 \cdot g \cdot n^2}{h^{1/3}}$$

Hierbei stellt n den Manning-Reibungskoeffizienten als Kehrwert des Strickler-Beiwerts k_{St} dar.

Zur numerischen Simulation wird das Berechnungsgebiet in diskrete Elemente aufgeteilt. Für HYDRO_AS-2D besteht das Berechnungsnetz aus einem kombinierten Vierecks- und Dreiecksnetz. Die Verwendung eines kombinierten Netzes ermöglicht eine bessere Anpassung an topographische und hydrodynamische Gegebenheiten.

Das in HYDRO_AS-2D integrierte Verfahren basiert auf der numerischen Lösung der 2d-tiefengemittelten Strömungsgleichungen mit der räumlichen Diskretisierung nach der Finite-Volumen-Methode (FV). Die Zeitdiskretisierung entspricht dem expliziten Runge-Kutta-Verfahren zweiter Ordnung. Eine stabile Lösung, die frei von numerischen Oszillationen ist, wurde mit Hilfe der sogenannten ENO-Interpolation (essentially non oscillatory) unter Anwendung des numerischen Flusses nach Lax-Friedrich-Donnor-Cell erreicht. Die ENO-Interpolation ermöglicht die genaue Erfassung von Strömungsdiskontinuitäten und anderer Unstetigkeiten in der numerischen Lösung mit nur ein bis zwei Gitterpunkten. Damit erhält man eine hohe Genauigkeit sowohl für das breite Spektrum von Fließverhältnissen als auch für stark variierende Geländeoberflächen. Es können somit Wirbelbildung, Impulsaustausch zwischen dem Flussschlauch und dem Vorland, Wechselsprünge, Sohlensprünge, örtliche Verluste, Querschnittseinengungen und -aufweitungen, Strömung unter Druckabfluss, steile Geländeneigungen (Wildbäche) usw. problemlos und genau modelliert werden.

Weitere wichtige Eigenschaften des Modells sind die Massen- und Impulserhaltung (konservative Eigenschaft), die zeitgenaue Simulation des Wellenablaufs auf trockener Sohle sowie die Behandlung sehr kleiner Wassertiefen beim Benetzen und Trockenfallen von Teilgebieten.

Im Untersuchungsgebiet befinden sich oft auch verschiedene Bauwerke. Größere Brückenöffnungen können zweidimensional modelliert werden. Solange die Wasserspiegelhöhe die konstruktive Unterkante der Brücke nicht erreicht hat, ändert sich in der Berechnung grundsätzlich nichts. Andernfalls läuft der Brückenquerschnitt voll, und die Strömung erfolgt unter der Brücke als Druckabfluss. Diese Art der Strömung kann zu einem bedeutenden Anstieg der Wasserspiegellage oberhalb der Brücke führen. HYDRO_AS-2D erfasst die Strömung unter Druckabfluss durch entsprechende Modifizierung der Grundgleichungen und modelliert den Wasserspiegelanstieg

Einleitung

somit direkt zweidimensional. Andere Bauwerke erfordern, da an diesen Stellen häufig wichtige Voraussetzungen der Flachwassergleichungen verletzt werden, eine spezielle Behandlung im Modell. Hier werden anstelle Flachwassergleichungen empirische Ansätze für die überströmten bzw. für die durchströmten Bauwerke eingesetzt.

2 Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

Die systematischen Grundsatzuntersuchungen über die Auswirkungen von flussbaulichen Gewässerentwicklungsmaßnahmen sowie Vorlandveränderungen auf den Hochwasserabfluss werden an einem synthetischen Modellgebiet durchgeführt. Dadurch können gebietspezifische Einflüsse, wie sie an realen Gewässerabschnitten auftreten können, z.B. kleinräumiges Auerelief, mehrere, unterschiedlich verteilte Zuflüsse im Gebiet, kleinräumige Flächennutzungsänderungen und künstliche Einflüsse wie Rückhaltebecken, Überleitungen und Querriegel in Form von Straßendämmen, ausgeschlossen werden. Die Untersuchungen umfassen

- Maßnahmen in den Vorländern wie Landnutzungsänderung und Rückverlegung von Deichen,
- Maßnahmen am Gewässer wie Laufverlängerung, Sohlanhebung und Aufweitung sowie
- Kombinationsmaßnahmen in den Vorländern und am Gewässer.

Durch die Wahl unterschiedlicher Randbedingungen (Gefälle, Abfluss) beim Aufbau des synthetischen Modells sollen die Untersuchungsergebnisse im Hinblick auf Gewässerlandschaften mit unterschiedlicher Naturraumausstattung und verschiedenen hydrologischen Gegebenheiten verallgemeinerungsfähig werden. Aus den Ergebnissen dieser ersten Projektphase, die der Quantifizierung der Auswirkungen einzelner Maßnahmen dient, soll eine Systematik abgeleitet werden, die ihren Ausdruck in multiplen Regressionsbeziehungen findet.

2.1 Modellaufbau

Das fiktive Modellgewässer besitzt im Ausgangszustand der Modellierung einen geradlinigen Verlauf mit regelmäßigem Trapezquerschnitt. Die Tiefe beträgt 2 m, die Sohlbreite 12 m bei einer Böschungsneigung von 1:2 (Abb. 2.1). Das untersuchte Gebiet ist 20 km lang und 620 m breit. Das Vorland ist links- sowie rechtsseitig je 300 m breit und mit einem Gefälle von 0,5 ‰ zum Fluss hin geneigt. Das Untersuchungsgebiet umfasst somit eine Fläche von insgesamt 1240 ha. Im Ausgangszustand ist das Gewässer beidseitig eingedeicht, wobei der Abstand der Deiche vom Fluss 50 m beträgt.

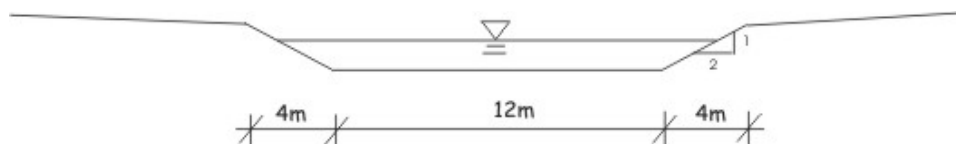


Abb. 2.1 Querschnitt des Trapezgerinnes

Die Untersuchungen wurden bei unterschiedlichen Randbedingungen bezüglich Gefälle und Abfluss durchgeführt. Das Modellgebiet wird in der Höhenlage für vier verschiedene Gefällewerte variiert. Das Gefälle des Gebietes verdoppelt sich von jeweils 0,5 auf 1, 2 und 4 ‰. Die simulierten Zuflussganglinien wurden synthetisch erzeugt, sind sinusförmig (0 , π , halbe Periode) und

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

besitzen Scheitelwerte von je 40, 60, 80 und 100 m³/s. Das Hochwasserereignis dauert jeweils 36 Stunden, wobei der Scheitel der Welle nach 18 Stunden erreicht wird. Da es sich um kein reales Gewässer handelt, können diesen Abflüssen keine statistischen Wiederkehrzeiten zugeordnet werden. Die Form des Wellenscheitels übt ebenfalls einen wichtigen Einfluss auf die Retentionswirkung aus. Je breiter die Wellenform, desto geringer ist die zu erwartende Retention. Die verwendete Sinusform kann jedoch als repräsentativer mittlerer Zustand möglicher Hochwasserganglinien in Einzugsgebieten bis ca. 500 km² Größe betrachtet werden.

Das Berechnungsnetz besteht im Ausgangszustand aus rund 71.000 Knoten und 71.500 Elementen. Dabei besteht das Netz im Flussschlauch aus einem Raster mit 8 m Knotenabstand in Fließrichtung und 3 m Abstand senkrecht dazu. Einschließlich der Böschungen ist es 20 m breit. Im Vorlandbereich ist das Netz konstruiert aus einem beidseitig jeweils 200 m breiten flussfernen Bereich mit regelmäßigem Raster, in dem der Punktabstand 20 m in beiden Richtungen beträgt und einem jeweils 100 m breiten gewässernahen Bereich, auf das 11 Netzknoten so verteilt wurden, dass der Knotenabstand vom Fluss in Richtung flussfernes Vorland von 8 m auf 20 m zunimmt. Der Fluss ist beidseitig eingedeicht, wobei der Abstand der Deichkrone zur Böschungsoberkante des Flusses jeweils 50 m beträgt. Die Deichkrone liegt 2 m über der Geländehöhe. Einen Ausschnitt des Berechnungsnetzes mit Höhendarstellung bei einem Gefälle von 2 ‰ zeigt Abb. 2.2.. Die Landnutzung im Ausgangszustand wurde im gesamten Vorland zu 100 % Grünland angenommen, mit einem Rauheitsbeiwert nach Manning-Strickler von $k_{st} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Der Rauheitsbeiwert der Flusssohle wurde mit $k_{st} = 31,25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angesetzt.

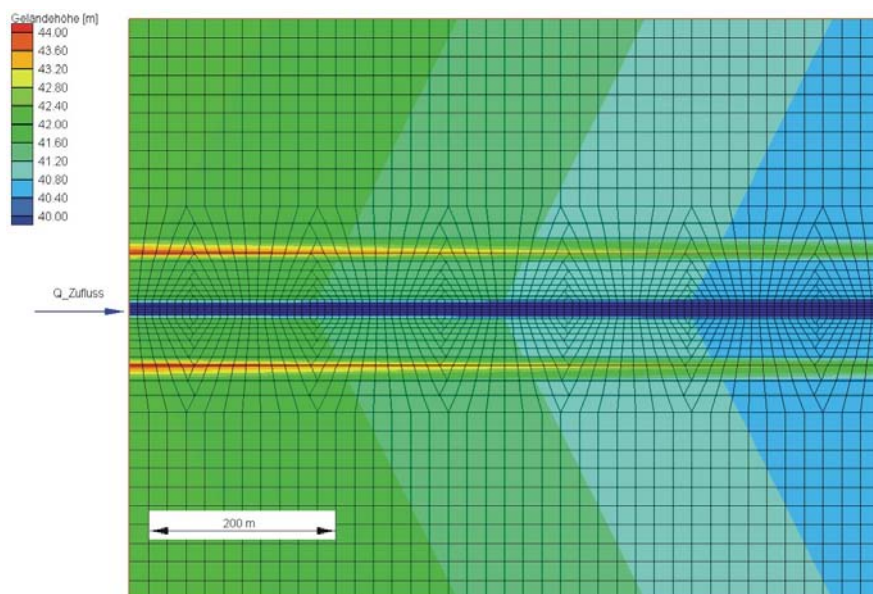


Abb. 2.2 Ausschnitt des Berechnungsnetzes im Ausgangszustand beim Gefälle 2 ‰

2.2 Varianten

Der Grundzustand des Modellgebietes wurde im Hinblick auf mögliche Gewässerentwicklungsmaßnahmen variiert. Die untersuchten Maßnahmen betreffen die Vorländer, das Gewässer selbst sowie Kombinationen aus beidem.

2.2.1 Maßnahmen im Vorland

(1) 100% Bewaldung in den Deichvorländern

Die gesamte eingedeichte Fläche wurde bewaldet und der Rauheitsbeiwert im Deichvorland einschließlich der Uferböschungen dementsprechend auf einen Strickler-Beiwert von $k_{st} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ gesetzt. Das der Berechnung zugrunde liegende Netz entspricht dem oben beschriebenen.

(2) Deichrückverlegung

In dieser Variante wurde der Deich entfernt, sodass sich die Vorlandbreite von 50 auf je 300 m erhöht. Die flächendeckende Grünlandnutzung im Vorland bleibt bestehen.

(3) Deichrückverlegung und 100% Bewaldung

Diese Variante beinhaltet die Kombination der o. g. Maßnahmen. Die Landnutzung wurde für das gesamte Vorland von Grünland in Auwald umgewandelt. Der Rauheitsbeiwert im Vorland einschließlich der Böschungen beträgt nun $k_{st} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

(4) Deichrückverlegung und 25% Bewaldung

Da die vollständige Bewaldung ganzer Talräume in der Regel nicht realisierbar ist, wird nach Empfehlungen in „Ökologisch begründete Sanierungskonzepte kleiner Fließgewässer, Fallbeispiel Vils/Oberpfalz“ (Bayr. Landesamt für Wasserwirtschaft 1996) eine Bewaldung zu 25 % angestrebt. Aus ökologischen Gründen ist hierbei wichtig, dass ein Auwaldbereich zusammenhängend und kompakt ist und eine Flächengröße von mindestens 2-5 ha umfasst. Es wurde daher im Modell eine Landnutzungsänderung in der Weise durchgeführt, dass das Vorland mit seiner Gesamtfläche von 1216 ha zu einem Viertel aus Auwald (304 ha), zu den restlichen 75 % aus Grünland besteht. Hierbei wurden zwei Varianten untersucht: In der ersten Variante wurde der Auwald in zusammenhängenden Blöcken mit einer Größe von 4,2 bis ca. 5,6 ha links und rechts des Flusses angeordnet. Die Auwald-Blöcke sind quer zum Fluss angelegt und wechseln sich mit Grünlandflächen ab. In der zweiten Variante wurde ein Bewaldungsstreifen mit einer Breite von ca. 75 m jeweils links und rechts parallel zum Flussschlauch modelliert. Hierbei wurden die Böschungen ebenfalls komplett bewaldet.

2.2.2 Flussbauliche Maßnahmen

Alle flussbaulichen Maßnahmen werden ohne Deiche, d.h. mit Vorlandbreiten von jeweils 300 m untersucht. Die Flächennutzung im Vorland einschließlich der Böschungen wurde zu 100 % Grünland angenommen.

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

(1) Sohlanhebung

Die Sohlanhebung wurde mittels Rampen realisiert, die jeweils eine Höhe von einem halben Meter besitzen. Das Ziel dieser Maßnahme ist, das ursprüngliche Sohlgefälle im Fluss durch die regelmäßige Anordnung von Rampen zu halbieren. Tab. 2.1 zeigt für jedes Gefälle die Anzahl der dafür notwendigen Rampen auf der Gesamtlänge des Modells von 20 km. Hierbei bedeutet beispielsweise, dass der Flussschlauch mit dem ursprünglichen Sohlgefälle von 0,5 ‰ mit Hilfe von 10 Rampen auf ein Gefälle von 0,25 ‰ geändert wurde. Diese 10 Rampen wurden gleichmäßig auf die Strecke verteilt, so dass alle 2 km eine Rampe platziert wurde.

Tab. 2.1 Anordnung der Rampen bei unterschiedlichem Gefälle auf 20 km Länge

Sohlgefälle im Ausgangszustand [‰]	Sohlanhebung um [m]	Anzahl der Rampen	Verteilung der Rampen
0,5	5	10	1 Rampe je 2 km
1,0	10	20	1 Rampe je 1 km
2,0	20	40	1 Rampe je 0,5 km
4,0	40	80	1 Rampe je 0,25 km

Der Rauheit der Rampen wurde durch einen gegenüber dem Fluss verminderten Stricklerwert von $k_{st} = 26,31 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ Rechnung getragen. Die Rauheit im Fluss selbst wurde unverändert beibehalten. Der Längsschnitt durch das Modellgerinne (Abb. 2.3) zeigt beispielhaft die Sohlage für den Ausgangszustand für 2 ‰ Gefälle und die durch die Rampen veränderte Sohlage. Hierin ist die Rampenhöhe von 0,5 m sowie die Halbierung des mittleren Gefälles zwischen zwei Rampen deutlich zu erkennen. Die Gerinnetiefe beträgt zwischen 1,50 m und 2 m.

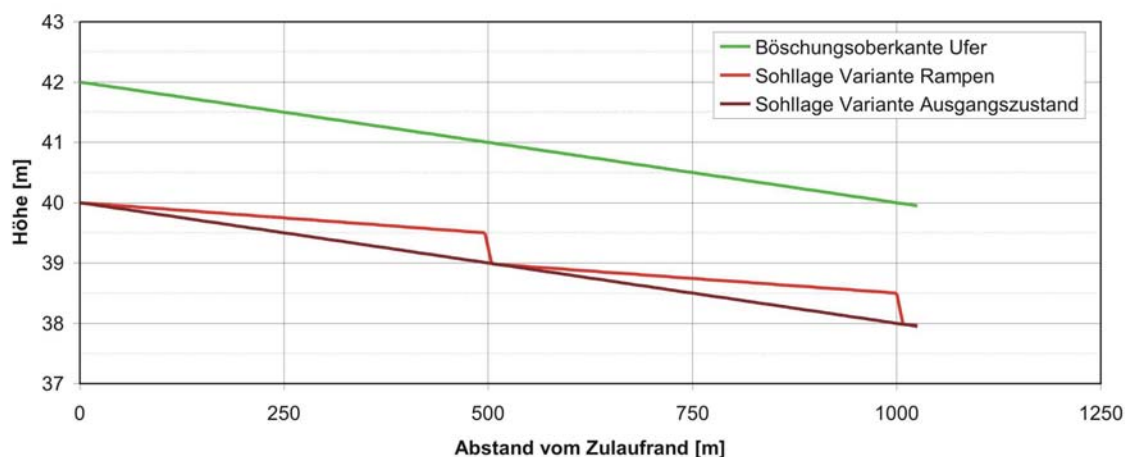


Abb. 2.3 Sohlage bei 2 ‰ Gefälle im Ausgangszustand und mit Rampen

(2) Flussaufweitung

Diese Maßnahme beinhaltet die Verbreiterung des Flussquerschnitts auf die doppelte Breite des Originalzustandes, d.h. von 12 auf 24 m Sohlbreite. Hierbei wird davon ausgegangen, dass das durch die Aufweitung gewonnene Material gleichmäßig über die Flusssohle verteilt werden kann. Dies führt zu einer konstanten Aufhöhung der Sohle um 1 m. Der Fliessquerschnitt wird durch diese Maßnahme allerdings von vormals 32 m² auf 29 m² verringert. Die Rauheit des Flusses wurde entsprechend den veränderten hydraulischen Bedingungen gegenüber dem Ausgangszustand erhöht und beträgt $k_{st} = 28,57 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Das Gewässerbett besitzt eine leicht pendelnde Linienführung. Die Breite des Vorlandes variiert entsprechend der Flussbettgestaltung zwischen 285 und 300 m auf jeder Seite.

(3) Laufverlängerung

Um für die Modellbildung eine „sinnvolle“ Laufverlängerung in Form von Mäandern zu konstruieren, ist es nötig, sich näher mit der Theorie der Mäanderbildung zu befassen. Es sind Fragen zu klären, unter welchen Bedingungen Mäanderbildung stattfindet und mit welchen Größenverhältnissen unter natürlichen Bedingungen zu rechnen ist.

Ein Maß für die Intensität des Mäandrierens eines Flusses ist seine Sinuosität. Die Sinuosität ist der Windungsgrad eines Gewässers und bezeichnet das Verhältnis von Gewässer- zu Tallänge. Als Mäander werden Gewässerformen mit einer Sinuosität $> 1,5$ definiert. Nach Zeller (1967) unterscheidet man verschiedene Typen von gewundenen Gerinnen:

- Vollständig entwickelter Typ (in Alluvionen)
- Eingengter bzw. eingeschränkter Typ, der sich z. B. wegen mangelnder Talbreite nur ungenügend in die Breite entwickeln kann
- Eingeschnittener Typ, der seine ursprüngliche Form auch nach schluchtartiger Eintiefung bewahrt hat
- Aktiver Typ, der die Eigenschaft besitzt, seine Lage und eventuell seine Form ständig zu ändern
- Inaktiver Typ, der ortsfest bleibt und seine Gestalt über lange Zeit kaum ändert

Da flussmorphologische Veränderungen wie Geschiebetransport und Lage- bzw. Gestaltänderung des Gerinnes nicht Gegenstand dieser Untersuchung sind und zudem mit den heutigen Modellen noch nicht zuverlässig zweidimensional abgebildet werden können, kommt für die Abflusssimulation nur ein vollständig entwickelter, inaktiver Typ in Frage. Das entspricht einem ortsfesten, voll ausgebildeten Mäandrieren in eigener Alluvion (bewegliche Lockersedimentsohle).

Die Physik des Feststofftransportes und der damit verbundenen Gerinnegeometrie ist noch nicht in allen Einzelheiten verstanden. Deshalb behilft man sich empirischer Regeln, die durch viele Naturbeobachtungen und bei Modellversuchen gewonnen worden sind. Auf diese Weise konnten einige Parameter festgestellt werden, welche die Mäander in Form und Größe maßgeblich beein-

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

flussen. Dies sind die Abflusswassermenge Q , das Talgefälle I_T und der Geschiebetrieb. Dabei sind andere Größen wie die Mäanderwellenlänge λ , -amplitude A , Gerinnebreite b , -tiefe h u.a. von oben aufgeführten Parametern abhängig (Zeller 1967).

Der Übergang zwischen verzweigtem und gewundenem Flusstyp ist schwierig exakt festzulegen. In dem nach Leopold & Wolman (1957) empirisch gefundenen Diagramm (Abb. 2.4) ergibt sich eine Abgrenzung zwischen diesen Bereichen. Die Grenze wird durch das Sohlgefälle als Funktion des gerinnefüllenden Abflusses bestimmt. Für die Grenzlinie gilt folgende Beziehung:

$$I_s = 0,012 * Q^{-0,44} \text{ [‰]}$$

Beispiel: für $Q = 40 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow I_s = 2 * 10^{-3} = 2 \text{ ‰}$

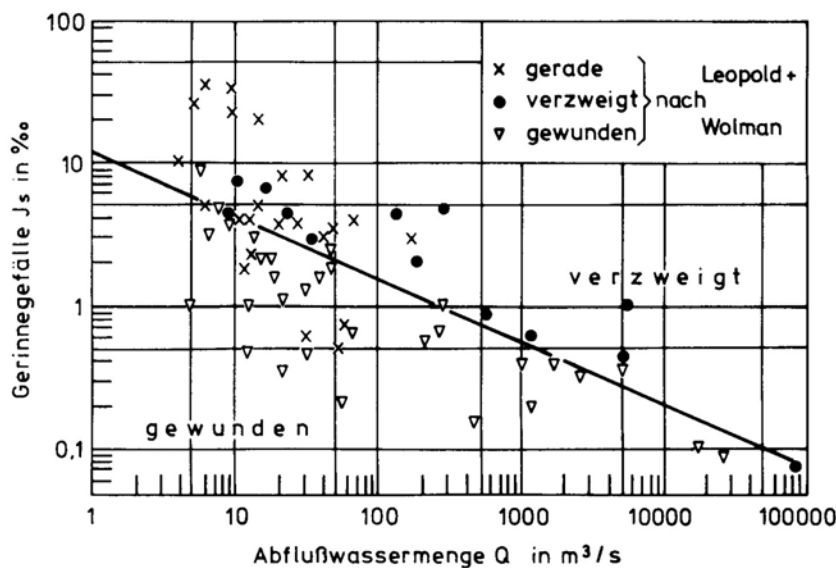


Abb. 2.4 Abgrenzung von verzweigten und gewundenen Flüssen (nach Leopold & Wolman 1957, aus Mangelsdorf & Scheuermann 1980)

Ist das vorhandene Gefälle größer als die mit obiger Gleichung errechnete Zahl, ist mit Verzweigung, andernfalls mit gewundenem Lauf zu rechnen. Selbstverständlich gibt es in dem durch die Gleichung beschriebenen Grenzbereich fließende Übergänge, worauf auch die starke Streuung der Messpunkte für gerade Gerinne schließen lässt (s. Abb. 2.4). Allerdings ist zu beachten, dass Leopold & Wolman statt des eigentlich gerinnebildend wirksamen Talgefälles das Gerinne- bzw. Sohlgefälle als Parameter gewählt haben, das immer kleiner ist als das Talgefälle; in verzweigten Gerinnen nur etwa um den Faktor 0,95 bis 0,80, in gewundenen Gerinnen jedoch je nach Sinuosität z.B. um den Faktor 0,62 (Sinuosität 1,6) bis 0,28 (Sinuosität 3,6). Für die Konstruktion einer potenziell natürlichen Gerinneform ist es dennoch eine Hilfe.

Aus diesen Erkenntnissen lässt sich ableiten, dass eine Mäandrierung bei einem bordvollen Abfluss von $40 \text{ m}^3/\text{s}$ und einem Gefälle von 4 ‰ , nicht entstehen kann und auch bei einem Gefälle von 2 ‰ sehr unwahrscheinlich ist. Deshalb wird ein Gefälle von 2 ‰ und 4 ‰ aus der Mäandersimulation ausgeschlossen.

Es werden zwei Varianten untersucht, zum einen ein schwaches Mäandrieren mit einer Laufverlängerung um den Faktor 1,6, zum anderen eine starke Mäandrierung mit einer Sinuosität von 3,6; im folgenden als Mäander bzw. Kreismäander bezeichnet.

(3a) Schwache Mäandrierung (1,6fache Laufverlängerung)

Die Konstruktion der Mäander mit der Sinuosität 1,6 erfolgte anhand empirischer Formeln nach Leopold & Wolman 1960 (Hey 1983):

$$\text{Wellenlänge: } \lambda = 10,9 * w^{1,01}$$

$$\text{Amplitude: } A = 2,7 * w^{1,1}$$

$$\text{Krümmungsradius: } r = \left(\frac{\lambda}{4,7} \right)^{1,02}$$

Für eine Gewässerbreite bei bordvollem Abfluss von $w = 12 \text{ m}$ folgt mit obigen Formeln:

$$\lambda = 135 \text{ m; } A = 41,5 \text{ m; } r = 30 \text{ m}$$

In einem ersten Konstruktionsversuch erwies sich, dass eine Amplitude von $41,5 \text{ m}$ einen leicht gewundenen, jedoch keinen mäandrierenden Gewässerverlauf bewirkt. Nur wenn die Amplitude größer ist als die halbe Wellenlänge entstehen Mäander; ansonsten ist das Gewässer nur gewunden. Deshalb wurde die Konstruktion dieser Erkenntnis angeglichen und eine Amplitude von 77 m gewählt. Die auf diese Weise konstruierten Mäander sind in Abb. 2.5 dargestellt. Zu sehen ist hier neben der Gewässermittellinie die Uferlinien und die Böschungsoberkanten, die in 2 m Entfernung ca. $1,79 \text{ m}$ über der Gerinnesohle liegen. Das Berechnungsnetz für diese Variante besteht aus rund 94.000 Elementen und ca. 75.000 Knoten.

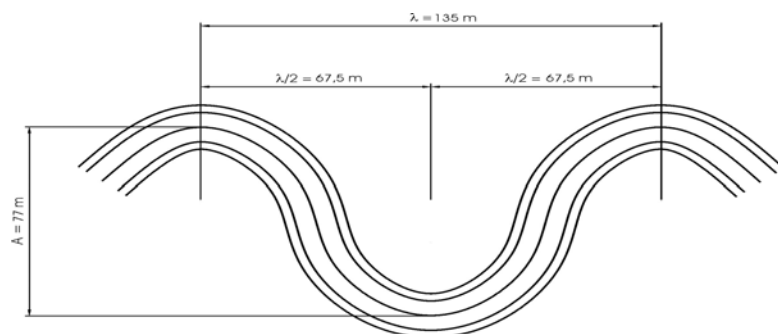


Abb. 2.5 Konstruktion der Laufverlängerung 1,6

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

(3b) Starke Mäandrierung (3,6-fache Laufverlängerung)

Um eine derart starke Mäandrierung zu generieren, wurde diese Variante nach dem Prinzip der Aufeinanderfolge von Kreisen, die sich in die gestreckte Bahn des Flusses einschalten, konstruiert. Diese Aufeinanderfolge ist durch die Punkte A, B, C und D dargestellt, die gleichweit voneinander entfernt sind. Die Kreise wurden anschließend über AB, BC usw. als Sehnen gelegt und miteinander verbunden. Es ist allerdings zu beachten, dass das Fließen entlang der Kreise nur so lange dauern kann, bis zwei Kreise sich berühren (grau gezeichnete Kreise), denn dann findet ein Durchbruch statt. Abb. 2.6 zeigt, dass der Radius dieser Grenzkreise gleich $AB = BC = CD$ sein muss, und dass diese Strecken mit den Mittelpunkten der Kreise gleichseitige Dreiecke bilden. Da der Verlauf dieser Kreise allerdings nur einen Grenzfall darstellt, wird der Normalverlauf erhalten, indem man von den Grenzkreisen etwas einwärts geht und kleinere Kreise zeichnet (schwarze Kreise). Auf diese Weise entstanden Mäander mit einer Laufverlängerung um den Faktor 3,6.

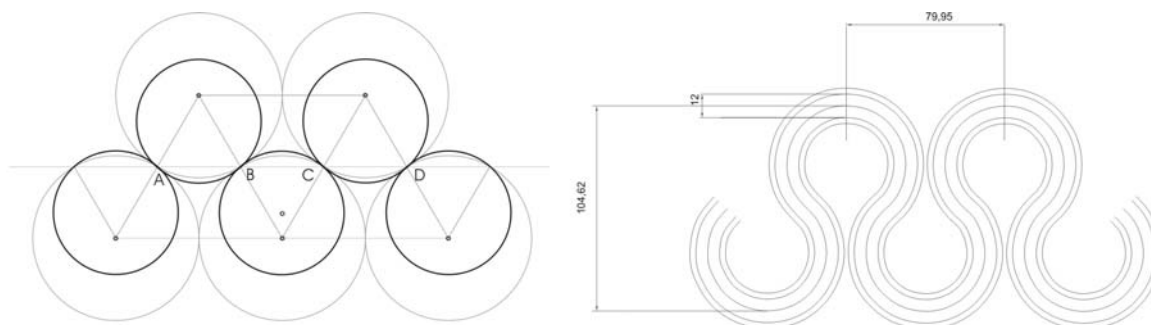


Abb. 2.6 Konstruktion der Laufverlängerung 3,6

Allgemein bekannt ist, dass auf der Kurvenaußenseite das Mäandergerinne tief erodiert und das Ufer an der Außenseite ausgekolkt wird. In Kurven ist das Gerinne eher schmal, in Übergangsstrecken zwischen zwei Krümmungen breit und seicht (Furt). Die Kurvenaußenseite ist umso tiefer, je gekrümmter eine Mäanderschleife ist. Die tiefsten Sohlenpunkte liegen in der Nähe des Außenufers einer Krümmung kurz unterhalb des Scheitels, die flachsten in der Furt.

Diese Tatsachen der Gerinnegeometrie wurden soweit möglich auch bei der Netzgenerierung der Kreismäander beachtet und umgesetzt. So wurde das Prallufer um einen halben Meter abgesenkt, das Gleitufer dagegen um einen halben Meter angehoben und in den Übergangsstrecken zwischen zwei entgegengesetzten Krümmungen eine Furt ausgebildet. Abb. 2.7 zeigt einen Ausschnitt aus dem Berechnungsnetz mit Geländehöhen. Deutlich erkennbar am Farbverlauf sind hier die Furten mit über die Gewässerbreite gleicher Farbe und damit gleicher Geländehöhe sowie die Prall- und Gleithänge in den Krümmungen mit den tiefsten Sohlenpunkten im Außenscheitel, den höchsten am Gleitufer. Die mittlere Gerinnetiefe beträgt 1,55 m.

Die auf diese Weise konstruierten Mäander besitzen eine Wellenlänge von ca. 80 m und eine Amplitude von ca. 105 m. Das Berechnungsnetz umfasst rund 173.000 Elemente und 126.000 Knoten.

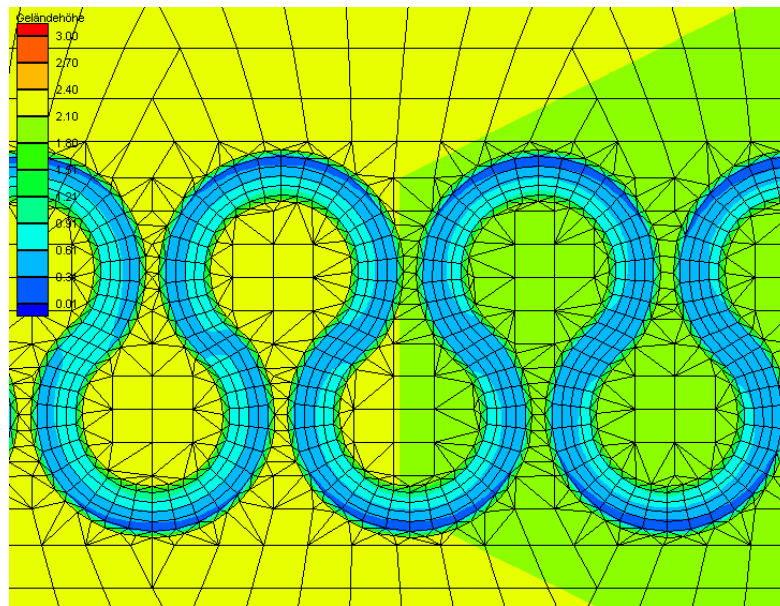


Abb. 2.7 Ausschnitt des Berechnungsnetzes mit Kreismäandern

2.2.3 Kombinationsmaßnahmen

Die kombinierten Maßnahmen setzen sich zusammen aus den flussbaulichen Maßnahmen in Verbindung mit einer Bewaldung zu 100 % in den Vorländern. In Tab. 2.2 sind diese Varianten mit dem Buchstaben a gekennzeichnet. Die Simulationen der Kombinationsmaßnahmen wurden ebenfalls für die verschiedenen Gefälle und Hochwasserabflussscheitel durchgeführt.

Insgesamt wurden im Rahmen des Projekts 14 verschiedene Varianten untersucht. Diese Varianten wurden für jeweils vier Gefälleverhältnisse und 4 unterschiedlich hohe Abflüsse berechnet. Eine Zusammenstellung aller untersuchten Maßnahmen findet sich in Tab. 2.2. Dabei wurden in der Simulation unrealistische Fälle wie Mäanderbildung bei 2 und 4 ‰ Gefälle sowie Varianten mit nicht ausufernden Abflüssen nicht gesondert berechnet, da hierbei keine Laufzeit- und Scheiteländerung entsteht.

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

Tab. 2.2 Zusammenstellung der untersuchten Varianten

Variante	Beschreibung
1	Ausgangszustand, eingedeichte Flussstrecke
1a	wie 1 und 100 % Bewaldung im (eingedeichten) Vorland
2	Deichrückverlegung
2a	Deichrückverlegung und 100 % Bewaldung im Vorland
3	Deichrückverlegung und 25 % Bewaldung im Vorland in zusammenhängenden Blöcken
3a	Deichrückverlegung und 25 % Bewaldung in gewässerparallelen Streifen
4	Sohlanhebung durch Rampen
4a	Sohlanhebung und 100 % Bewaldung im Vorland
5	Flussaufweitung
5a	Flussaufweitung und 100 % Bewaldung im Vorland
6	Mäander (Laufverlängerung um Faktor 1,6)
6a	Mäander und 100 % Bewaldung im Vorland
7	Kreismäander (Laufverlängerung um Faktor 3,6)
7a	Kreismäander und 100 % Bewaldung im Vorland

2.3 Ergebnisse

Neben der ökologischen Aufwertung der Gewässer wird von Maßnahmen der Strukturverbesserung und Aktivierung des natürlichen Rückhalts erwartet, dass sie die Hochwassergefahr verringern. Über die Größe der hochwasserdämpfenden Wirkung dieser Maßnahmen soll diese Untersuchung Aufschluss geben.

Die Ergebnisse aller Simulationsvarianten werden nach den Kriterien Laufzeit des Scheitels, Scheitelabminderung, Verhältnis Vorlandabfluss zu Gesamtabfluss, Wasserstand und Retentionsvolumen ausgewertet. In Tab. 2.3 sind die Ergebnisse aller untersuchter Varianten hinsichtlich Verformung der Hochwasserwelle, d.h. Wellenverzögerung und Reduktion des Hochwasserscheitels aufgelistet. Zudem ist über das Verhältnis von Vorland- zu Gesamtabfluss ersichtlich, ob es zu einer Ausuferung kommt und wie groß der Anteil des Vorlandabflusses ist. Die Auswertungen bezüglich der Wasserstände im Gebiet finden sich in Kapitel 2.4.4 und im Anhang (A1.2). Außerdem sind im Anhang die Ganglinien der untersuchten Varianten nach einer Fließlänge von 20 km in Form von Diagrammen abgebildet (A1.1).

2.3.1 Variantenbezogene Ergebnisse

Im Folgenden wird ein allgemeiner Überblick über die Ergebnisse der verschiedenen Simulationsvarianten nach einer Fließstrecke von 20 km am Auslauftrand gegeben.

Mit geradem Gerinneverlauf wird bei den Sohlgefällen 1, 2 und 4 ‰ der bordvolle Abfluss bei einem maximalen Zuflusswert von 40 m³/s nicht überschritten, so dass es zu keiner Ausuferung kommt. Gleiches gilt für 60 m³/s bei einem Gefälle von 2 bzw. 4 ‰ und für 80 m³/s bei 4 ‰ Sohlgefälle. Daher bleiben Vorlandmaßnahmen ohne Wirkung und deren Berechnungen für diese Randbedingungen entfallen.

Eingedeichte Flusstrecke (Variante 1)

Durch die beidseitige Eindeichung kann sich der Fluss beim Ausuferern nicht weit ausbreiten. Innerhalb der eingedeichten Fläche steigt der Wasserstand an, was eine Erhöhung der Fließgeschwindigkeit zur Folge hat. Dadurch werden sehr kurze Laufzeiten des Hochwasserscheitels zwischen 4,67 h und 6,33 h bei einem Scheitelwert von 100 m³/s erreicht (s. Tab 2.3). Der Scheitel wird zudem fast gar nicht reduziert, da die Bremsung des Wassers im Vorland aufgrund des erhöhten Wasserstandes und der damit verbundenen höheren Geschwindigkeiten minimal ist.

100% Bewaldung im Deichvorland (Variante 1a)

Der bordvolle Abfluss ist infolge der Bewaldung der Böschungen geringer, es kommt also früher zur Ausuferung. Die Form der Ganglinie und insbesondere des Scheitels entspricht in etwa derjenigen der Variante 1. Allerdings ist der Abflussscheitel etwas verzögert und abgemindert. Diese Tendenz nimmt mit abnehmendem Gefälle zu.

Deichrückverlegung (Variante 2)

Der bordvolle Abfluss dieser Variante entspricht dem des eingedeichten Flusses (Variante 1), da in der Landnutzung der Uferbereiche und des Flusses keine Änderungen vorgenommen wurden. Infolge der Verbreiterung der Vorländer auf je 300 m kann der Fluss weiträumiger ausuferern. Die Wasserstände sind infolgedessen gegenüber der Eindeichung geringer und damit auch die Fließgeschwindigkeiten, was eine Wellenverzögerung und Scheiteldämpfung zur Folge hat. Der Vorlandabfluss erfährt eine weitere Bremsung wegen der größeren Rauheit des Grünlandes (Strickler-Wert $k_{st} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) gegenüber dem Flussschlauch $k_{st} = 31,25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, wodurch es zu einer, wenn auch teilweise nur geringfügig höheren Scheitelreduktion verglichen mit der Deichvariante kommt (s. Tab 2.3).

Deichrückverlegung und 100% Bewaldung (Variante 2a)

Die Nutzungsänderung im Vorland sowie der Böschungen und die damit verbundene Rauheitsänderung (von Grünland mit $k_{st} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ in Wald mit $k_{st} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) bewirkt eine Vergrößerung des Strömungswiderstandes und somit eine Verringerung der Fließgeschwindigkeit. Aufgrund des Bewuchses wird der bordvolle Abfluss gegenüber dem Ausgangszustand (Variante 1) reduziert und eine Ausuferung beginnt früher. Der Abfluss wird stark gebremst und es kommt unter gewissen Gefälle-Abfluss-Bedingungen zu erheblicher Retention. So z.B. erfährt ein Abfluss von 40 m³/s bei einem Sohlgefälle von 0,5 ‰ eine Scheitelabminderung von rund 38 ‰ (s. Tab 2.3). Selbst bei größeren Hochwasserscheitelwerten beträgt die Scheitelabminderung noch knapp 14 ‰. Der Scheitel wird abgeflacht, die Laufzeit der Hochwasserwelle nimmt gegenüber der Variante 1 enorm zu und liegt zwischen 15 und 23 Stunden für einen Scheitelabfluss von 100 m³/s.

Deichrückverlegung und 25% Bewaldung in Blöcken (Variante 3)

Da die Bewaldung nicht überall vorhanden ist, sondern nur in Blöcken entlang des Flusses, liegt zum einen der bordvolle Abfluss aufgrund der Rauheitsverhältnisse über dem der Variante 2a (Deichrückverlegung und 100 % Bewaldung). Zum anderen wird der Abfluss nicht so stark ge-

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

bremst wie im Falle der 100%igen Bewaldung. Dennoch lässt sich auch hier eine Scheitelabminderung und eine Laufzeitverlängerung und somit eine Verbesserung gegenüber dem Ausgangszustand feststellen.

Deichrückverlegung und 25% Bewaldung in Streifen (Variante 3a)

Eine uferparallele Bewaldung auf der gesamten Fließstrecke bewirkt denselben bordvollen Abfluss wie eine durchgängige Bewaldung des Vorlandes. Auch die Form der Ganglinien dieser beiden Varianten ist sehr ähnlich. Die Blockbewaldung erweist sich bei größeren Abflüssen als effektiver, da der Abfluss durch die Riegelbildung der Blöcke bei größerer Ausuferung besser verlangsamt wird. Bei mittleren und kleinen Abflüssen dagegen ist die Streifenbewaldung besser, da keine große Ausuferung vorhanden ist und der Abfluss durch diese Anordnung der Bewaldung optimal gebremst wird.

Sohlanhebung (Variante 4)

Für die ursprünglichen Gefälle von 2 sowie 4 ‰ uferfodert das Gewässer bei einem Abflussscheitelwert von 40 m³/s nicht aus. Gleiches gilt für 60 m³/s beim ursprünglichen Gefälle von 4 ‰. Wie in Tab. 2.3 ersichtlich, ist unter diesen Randbedingungen das Verhältnis von Vorland- zu Gesamtabfluss Null. Der bordvolle Abfluss ist unter den Gefälleverhältnissen 2 bzw. 4 ‰ nicht so ausgeprägt sichtbar, da die Ganglinie nur über kurze Zeit, d.h. maximal ein paar Stunden, konstant bleibt und sehr bald weiter ansteigt. Verglichen mit Variante 1 ist er außerdem reduziert. Durch die Sohlanhebung mittels rauer Rampen wird das Gefälle halbiert und der Fluss uferfodert früher und weiträumiger aus. Allerdings steigen die Wasserstände im Vorland an, so dass sich im Vorland größere Fließgeschwindigkeiten ergeben, das Wasser schneller abfließt und den Auslaufrand nach 20 km früher erreicht als beispielsweise bei der Deichrückverlegung (Variante 2). Bei großem Gefälle von 4 ‰ haben die Rampen zudem keinerlei verbessernde Wirkung hinsichtlich Scheitelabminderung und Laufzeit. Für die Simulationen, in denen sowohl Variante 2 (Deichrückverlegung) als auch Variante 5 (Sohlanhebung) ausuferfodert, sind die Laufzeiten verglichen mit Variante 2 verkürzt und die Scheitelabminderung fällt ebenfalls geringer aus (s. Tab. 2.3).

Sohlanhebung und 100% Bewaldung (Variante 4a)

Verglichen mit der Sohlanhebung ist der bordvolle Abfluss in dieser Untersuchungsvariante reduziert, da durch die Bewaldung die Rauheit der Böschungen und der Vorländer erhöht wurde. Das führt zu einem früheren Ausuferfodern in die Vorländer, wo das Wasser durch den Wald gebremst und verlangsamt wird und somit den Auslaufrand später erreicht. Durch diese Variantenkombination wird eine höhere Scheitelreduktion als bei Variante *Sohlanhebung* bzw. Variante *Deichrückverlegung* erreicht (Tab. 2.3), außer unter den Bedingungen Sohlgefälle 2 ‰ und Abfluss 100 m³/s unter denen Variante 2 eine marginal bessere Auswirkung erzielt.

Flussaufweitung (Variante 5)

Die Verbreiterung des Gerinnequerschnitts ist mit einer Verringerung der Gewässertiefe um 1 m verbunden. Der bordvolle Abfluss ist direkt vom hydraulischen Radius und damit von der Gerinnetiefe h abhängig (bei konstanter Rauheit und Gefälle) und infolgedessen gegenüber den vorhergehenden Varianten verringert. Das damit einhergehende frühere Ausuferen in die Vorländer bewirkt eine Vergrößerung der Wassertiefe gegenüber der Deichrückverlegung (Variante 2). Die höheren Fließgeschwindigkeiten im Vorland führen zu ähnlichen Laufzeiten wie infolge der Sohlanhebung (s. Tab. 2.3) Analog zur Variante „Sohlanhebung“ ist bei den Gefälleverhältnissen von 2 bzw. 4 ‰ kein ausgeprägt langanhaltender bordvoller Abfluss am Auslaufrand erkennbar.

Flussaufweitung und 100% Bewaldung (Variante 5a)

Verglichen mit der Flussaufweitung ist die Wellenlaufzeit für jegliche Randbedingungen verlängert. Der Hochwasserscheitel fällt geringer aus, allerdings zeigt die Bewaldung bei einem Gefälle von 2 bzw. 4 ‰ bei großen Hochwasserereignissen bezüglich Scheitelwert nur geringfügige bis kaum verbessernde Auswirkung. Je größer das Gefälle, umso geringer ist die verlangsamende und scheitelreduzierende Wirkung des Waldes auf den Hochwasserabfluss.

Laufverlängerung um den Faktor 1,6 (Mäander) (Variante 6)

Wie bereits in Kapitel 2.2.2 erläutert, bleiben hohe Gefälleverhältnisse unberücksichtigt, da sie in Verbindung mit Mäandern unrealistisch sind. Da der geradlinige Fließweg zunächst unterbrochen ist, erreichen die Ganglinien erst nach vielen Stunden den Auslaufrand. Diese Zeitspanne erstreckt sich von 10,7 Stunden (2 ‰ Gefälle, 60 m³/s) bis 16,8 Stunden (0,5 ‰ Gefälle, 40 m³/s). Nach der Ausuferung allerdings fließt das Wasser bald großflächig über die Vorländer ab. Statt den Mäanderschlingen zu folgen, fließt das Wasser geradlinig entlang der Talgeometrie. Dadurch fallen die Scheitelreduktion und die Wellenverzögerung nicht sehr hoch aus.

Mäander und 100% Bewaldung (Variante 6a)

Aufgrund der Bewaldung erreicht die Welle noch später das Gebietsende als in Variante 7. Ebenso wie in der Variante ohne Bewaldung fließt das Wasser nach dem Ausuferen weiträumig über das Vorland ab. Durch die Bewaldung erfährt es aber eine gute Dämpfung, was sich in der höheren Scheitelabminderung und der Laufzeitverlängerung widerspiegelt.

Laufverlängerung um den Faktor 3,6 (Kreismäander) (Variante 7)

Durch die enorme Verlängerung des Fließweges mit ausgeprägten Rückströmungsbereichen erreichen die Ganglinien sehr spät den Auslaufrand. Die längste Dauer, bis die Welle das Gebietsende erreicht, beträgt 39 Stunden ($I_s = 0,5$ ‰, $Q = 40$ m³/s), am schnellsten geht es mit 24,5 Stunden unter den Randbedingungen 1 ‰ Gefälle und 100 m³/s. Sobald das Wasser ausufert, bleibt es nicht mehr in den Mäandern, sondern strömt entlang des Talwegs. Außerdem kommt es bereits wenige Stunden nach Beginn des Hochwasserereignisses zur Ausuferung, sodass der Abflussanteil des Gewässers und des Vorlandes das Gebietsende nahezu zeitgleich erreichen. Es ergeben sich hohe Wasserstände und damit geringe Fließwiderstände und große Geschwindig-

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

keiten im Vorland. Deshalb steigt die Ganglinie nach Erreichen des Auslaufrandes steil an und die Scheitelabminderung fällt selbst bei kleinen Hochwasserereignissen und geringem Sohlgefälle gering aus.

Kreismäander und 100% Bewaldung (Variante 7a)

Durch die Unterbrechung des geradlinigen Fließwegs bei gleichzeitiger Böschungs- und Vorlandbewaldung wird mit ca. 48 h das späteste Eintreffen der Hochwasserwellen am Auslaufrand erreicht. Die beiden Kreismäandervarianten sind die einzigen Varianten, in denen der Gerinneabfluss nicht früher als der Vorlandabfluss den Auslaufrand erreicht (Abb. 2.8).

Tab. 2.3 Scheitelabminderung und Laufzeit der Hochwasserwellen

Vorlandmaßnahmen

Q [m³/s]	Gefälle [‰]	1: Ausgangszustand Deich 50 m vom Ufer				1a: 100 % Bewaldung im Deichvorland				2: Deichrückverlegung Vorlandbreite je 300 m			
		Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]	Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]	Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]
40	0,5	14,33	3,25	8,13	10,30	17,00	4,42	11,05	19,38	18,34	9,14	22,85	12,43
	1,0	2,50	0,21	0,53	0,00	2,50	0,21	0,53	0,00	2,50	0,21	0,53	0,00
	2,0	2,00	0,12	0,29	0,00	2,00	0,12	0,29	0,00	2,00	0,12	0,29	0,00
	4,0	1,67	0,06	0,15	0,00	1,67	0,06	0,15	0,00	1,67	0,06	0,15	0,00
60	0,5	8,83	1,83	3,05	26,69	12,50	4,30	7,17	33,67	22,50	5,43	9,04	36,13
	1,0	8,17	1,00	1,67	13,25	10,50	1,60	2,67	22,40	17,83	3,60	6,00	17,25
	2,0	1,83	0,16	0,27	0,00	1,83	0,16	0,27	1,83	1,83	0,16	0,27	0,00
	4,0	1,50	0,09	0,15	0,00	1,50	0,09	0,15	1,50	1,50	0,09	0,15	0,00
80	0,5	7,17	1,82	2,27	36,46	10,50	4,53	5,66	42,03	17,00	4,42	5,52	49,09
	1,0	6,00	0,91	1,14	24,76	8,50	1,63	2,03	32,33	15,17	2,02	2,52	33,37
	2,0	5,84	0,62	0,77	10,80	7,33	0,86	1,07	20,31	12,67	1,69	2,11	13,51
	4,0	1,33	0,11	0,14	0,00	1,33	0,11	0,14	1,33	1,33	0,11	0,14	0,00
100	0,5	6,33	2,00	2,00	42,91	9,33	4,87	4,87	47,59	14,17	3,87	3,87	57,17
	1,0	5,33	1,00	1,00	32,66	7,50	1,81	1,81	39,06	11,83	1,59	1,59	44,01
	2,0	4,67	0,62	0,62	19,95	6,33	0,95	0,95	28,32	11,17	2,07	2,07	26,21
	4,0	4,83	0,52	0,52	5,53	5,67	0,61	0,61	15,42	8,67	1,45	1,45	6,28

Kombinierte Vorlandmaßnahmen

Q [m³/s]	Gefälle [‰]	2a: Deichrückverlegung und 100 % Bewaldung				3: Deichrückverlegung und 25 % Bewaldung in Blöcken				3a: Deichrückverlegung und 25 % Bewaldung in Uferstreifen			
		Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]	Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]	Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]
40	0,5	28,34	15,22	38,04	25,24	21,17	10,50	26,25	17,70	28,00	13,25	33,13	29,18
	1,0	2,50	0,21	0,53	0,00	2,50	0,21	0,53	0,00	2,50	0,21	0,53	0,00
	2,0	2,00	0,12	0,29	0,00	2,00	0,12	0,29	0,00	2,00	0,12	0,29	0,00
	4,0	1,67	0,06	0,15	0,00	1,67	0,06	0,15	0,00	1,67	0,06	0,15	0,00
60	0,5	32,67	13,37	22,29	46,35	25,17	7,12	11,86	40,74	23,33	6,60	11,00	49,83
	1,0	26,67	8,96	14,94	31,44	20,33	4,62	7,71	23,24	20,17	2,62	4,37	33,59
	2,0	1,83	0,16	0,27	0,00	1,83	0,16	0,27	0,00	1,83	0,16	0,27	0,00
	4,0	1,50	0,09	0,15	0,00	1,50	0,09	0,15	0,00	1,50	0,09	0,15	0,00
80	0,5	26,67	13,59	16,98	57,10	19,33	6,22	7,78	52,98	18,17	5,50	6,88	60,31
	1,0	21,50	5,00	6,25	45,03	16,33	2,30	2,88	38,61	14,50	1,69	2,11	47,51
	2,0	19,33	2,66	3,33	28,25	15,00	2,30	2,87	19,74	13,83	1,25	1,56	29,80
	4,0	1,33	0,11	0,14	0,00	1,33	0,11	0,14	0,00	1,33	0,11	0,14	0,00
100	0,5	23,00	13,84	13,84	63,67	16,17	5,66	5,66	60,69	15,33	4,89	4,89	66,78
	1,0	17,83	4,22	4,22	53,57	13,17	1,90	1,90	48,48	12,00	1,55	1,55	56,21
	2,0	14,83	1,73	1,73	39,42	12,17	1,38	1,38	32,05	10,67	0,98	0,98	41,39
	4,0	15,00	3,15	3,15	19,84	10,67	2,02	2,02	11,46	10,17	1,39	1,39	21,37

Tab. 2.3 - Fortsetzung

Flussbauliche Maßnahmen

Q [m³/s]	Gefälle [‰]	4: Sohlenerhebung (Gefällehälfierung)				5: Aufweitung auf doppelte Breite				6: Mäander 1,6 fache Laufverlängerung				7: Kreismäander 3,6 fache Laufverlängerung			
		Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]	Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]	Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]	Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]
40	0,5	23,33	5,63	14,08	22,51	23,50	3,14	7,86	30,01	25,33	4,11	10,28	45,47	25,00	5,73	14,32	100
	1,0	14,83	3,92	9,79	3,69	18,00	1,50	3,74	14,29	20,83	1,62	4,04	31,69	18,00	1,15	2,87	100
	2,0	2,17	0,10	0,25	0,00	9,83	1,00	2,51	1,23	--	--	--	--	--	--	--	--
	4,0	1,67	0,06	0,15	0,00	2,17	0,06	0,15	0,00	--	--	--	--	--	--	--	--
60	0,5	20,00	3,88	6,46	45,67	17,67	2,73	4,55	46,21	18,33	3,45	5,75	57,32	18,67	4,91	8,19	100
	1,0	17,00	2,15	3,58	28,64	15,50	1,67	2,78	32,59	14,17	1,00	1,66	47,38	13,33	0,97	1,61	100
	2,0	13,00	1,59	2,65	8,73	12,33	1,06	1,77	16,59	--	--	--	--	--	--	--	--
	4,0	1,50	0,11	0,18	0,00	8,00	0,97	1,61	2,44	--	--	--	--	--	--	--	--
80	0,5	15,50	3,37	4,21	57,36	14,33	2,61	3,27	55,18	14,83	3,06	3,82	63,42	15,00	3,96	4,95	100
	1,0	13,33	1,41	1,77	43,99	12,00	1,21	1,51	44,00	11,67	1,08	1,36	55,75	10,83	0,95	1,19	100
	2,0	11,50	1,30	1,62	25,89	11,50	1,34	1,68	29,45	--	--	--	--	--	--	--	--
	4,0	8,50	0,98	1,23	6,79	8,50	1,05	1,31	12,91	--	--	--	--	--	--	--	--
100	0,5	13,33	3,24	3,24	64,38	12,67	2,75	2,75	60,92	12,67	2,97	2,97	67,10	12,83	3,41	3,41	100
	1,0	11,17	1,39	1,39	53,44	10,50	1,31	1,31	51,44	10,33	1,24	1,24	60,90	9,50	1,09	1,09	100
	2,0	10,17	1,13	1,13	38,09	9,17	0,87	0,87	38,77	--	--	--	--	--	--	--	--
	4,0	8,17	1,06	1,06	19,02	7,83	1,12	1,12	22,66	--	--	--	--	--	--	--	--

Kombinierte Vorland- und flussbauliche Maßnahmen

Q [m³/s]	Gefälle [‰]	4a: Sohlenerhebung und 100 % Bewaldung				5a: Aufweitung und 100 % Bewaldung				6a: Mäander und 100 % Bewaldung				7a: Kreismäander und 100 % Bewaldung			
		Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]	Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]	Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]	Laufzeit [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Q _v /Q _{ges} [%]
40	0,5	34,67	14,44	36,10	34,04	34,00	9,00	22,50	30,78	40,50	10,77	26,92	47,65	38,17	11,42	28,55	100
	1,0	23,67	10,42	26,06	17,04	24,50	5,57	13,93	16,65	32,00	4,51	11,27	36,04	27,67	3,80	9,49	100
	2,0	12,00	3,33	8,32	1,15	14,83	2,81	7,02	3,55	--	--	--	--	--	--	--	--
	4,0	2,17	0,09	0,22	0,00	2,33	0,09	0,22	0,00	--	--	--	--	--	--	--	--
60	0,5	30,84	11,25	18,75	53,09	27,67	8,66	14,44	45,54	30,67	12,05	20,09	58,73	29,67	13,48	22,46	100
	1,0	25,00	4,49	7,48	39,99	22,33	3,26	5,43	33,93	23,17	4,02	6,70	50,14	21,50	4,06	6,76	100
	2,0	20,83	3,87	6,46	21,90	19,50	2,77	4,61	19,10	--	--	--	--	--	--	--	--
	4,0	12,33	3,45	5,75	2,96	12,83	2,16	3,60	15,12	--	--	--	--	--	--	--	--
80	0,5	25,33	12,02	15,03	62,67	23,17	9,26	11,58	53,67	25,67	12,89	16,12	64,39	24,83	13,92	17,40	100
	1,0	19,67	3,75	4,69	52,20	17,83	2,83	3,53	44,04	18,83	3,53	5,23	57,70	18,00	3,67	4,59	100
	2,0	16,67	1,66	2,08	37,54	15,33	1,45	1,81	31,30	--	--	--	--	--	--	--	--
	4,0	15,17	2,46	3,07	18,76	13,33	2,36	2,95	25,17	--	--	--	--	--	--	--	--
100	0,5	22,17	12,42	12,42	68,44	20,33	9,79	9,79	58,92	22,33	13,41	13,41	67,82	21,67	13,91	13,91	100
	1,0	16,67	3,41	3,41	59,76	15,50	2,81	2,81	50,65	16,50	3,38	3,38	62,38	15,50	3,24	3,24	100
	2,0	13,83	1,53	1,53	47,57	13,00	1,30	1,30	39,61	--	--	--	--	--	--	--	--
	4,0	12,83	1,68	1,68	30,99	12,00	1,69	1,69	25,25	--	--	--	--	--	--	--	--

Abkürzungen:

- ΔQ Scheitelabminderung absolut
- ΔQ/Q Scheitelabminderung prozentual
- Q_v/Q_{ges} Verhältnis Vorlandabfluss zu Gesamtabfluss bei Fkm 4

2.3.2 Ganglinienform und Laufzeit

Ein Vergleich aller simulierter Varianten untereinander zeigt, dass sich die Laufzeit des Hochwasserscheitels nach 20 km Fließstrecke je nach modellierter Variante erheblich ändert. In Abb. 2.8 sind Ganglinien aller Varianten unter den Randbedingungen 0,5 ‰ Gefälle und 40 m³/s Abfluss dargestellt. Die Ergebnisdiagramme aller untersuchten Randbedingungen, unter denen Ausuferung stattfindet, sind im Anhang A1 dargestellt.

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

Auffällig ist die unterschiedliche Verformung der Ganglinien: Bei Varianten mit geradlinigem Flussverlauf erreicht die Welle zunächst rasch den Auslaufrand, bleibt dann über längere Zeit konstant auf dem Niveau des bordvollen Abflusses, bis schließlich auch der Vorlandabfluss den Auslaufrand erreicht. Bei der Variante „Kreismäander“, bei der der geradlinige Fließweg unterbrochen ist, ist kein ausgeprägter bordvoller Abfluss erkennbar.

Allgemein lässt sich aus den Ergebnisdiagrammen ablesen, dass bei allen Varianten außer den Kreismäandern die Ganglinien nach 20 km Fließstrecke bis zum Erreichen des bordvollen Abflusses steil ansteigen und daraufhin über mehrere Stunden auf diesem Niveau konstant bleiben. Der erneute Anstieg der Ganglinie mit Erreichen des Scheitels erklärt sich dadurch, dass der Fluss ausufernd, das Wasser im Vorland aufgrund der höheren Rauheit des Bewuchses gebremst wird und den Auslaufquerschnitt später erreicht. Das heißt, die Höhe des Scheitelabflusses wird durch den Vorlandabfluss bestimmt.

Auffällig ist die davon abweichende Verformung der Ganglinien bei einer 3,6fachen Laufverlängerung (Kreismäander). Hier ist zunächst der geradlinige Fließweg unterbrochen und es kommt zu Rückströmungen. Dadurch erreicht die Hochwasserwelle sehr spät den Auslaufrand, steigt dann jedoch innerhalb kürzester Zeit bis zum Scheitelwert an. Dieser enorm schnelle Anstieg resultiert aus der Ausuferung und dem großflächigen Abfluss entlang des Talwegs über die Mäanderschlingen hinweg.

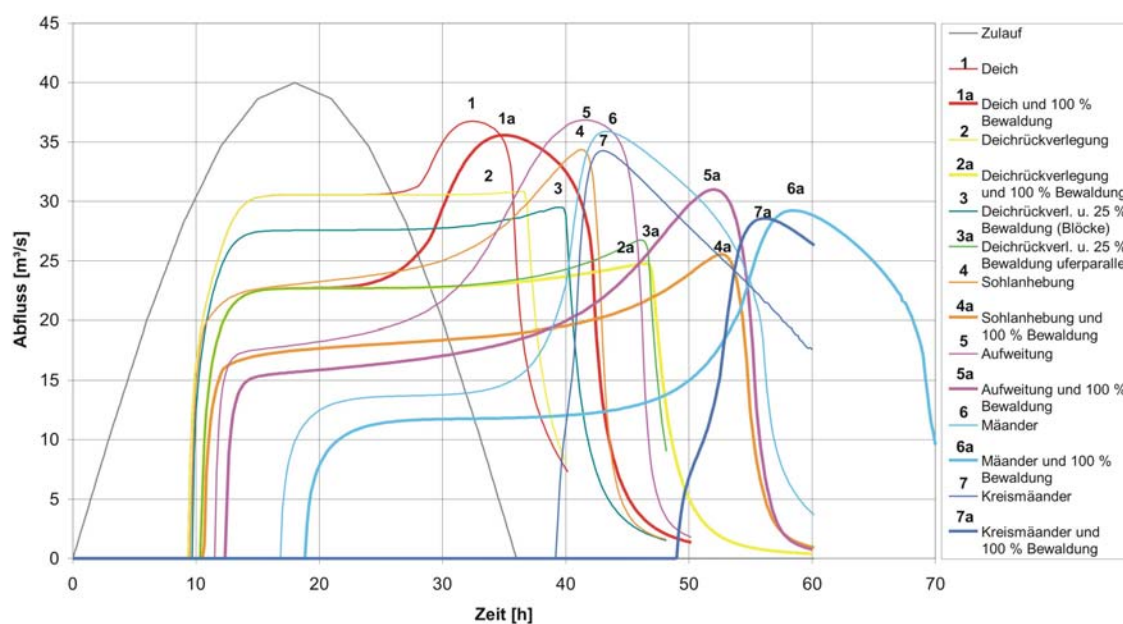


Abb. 2.8 Abflussganglinien aller Varianten bei den Randbedingungen: Gefälle 0,5 ‰; Abfluss 40 m³/s

Während bei Ganglinie 1 (Ausgangszustand) dem bordvollen Abfluss ein kurzer, steiler Scheitel aufgesetzt ist, kann dieser bei Ganglinie 2 (Deichrückverlegung) infolge der größeren Vorlandbreite vollständig gedämpft werden. Bei Ganglinie 1a (Bewaldung im Deichvorland) findet durch die gleichzeitige Bewaldung der Böschungen eine frühere Ausuferung statt, d.h. der bordvolle Abfluss ist geringer. Die erhöhte Abflussmenge im Vorland kann jedoch bei Eindeichung durch die Bewaldung nicht vollständig gedämpft werden; das gelingt erst bei gleichzeitiger Deichrückverlegung (Ganglinie 2a). Eine ähnliche Ganglinie bei noch früherer Ausuferung bewirkt eine Sohlhebung mit gleichzeitiger Bewaldung und Deichrückverlegung (Ganglinie 4a). Durch die Sohlhebung kommt es früher und weiträumiger zur Ausuferung. Der Hochwasserscheitel kann aber erst bei gleichzeitiger Bewaldung merklich gedämpft werden (Ganglinien 4a). Eine Bewaldung, die uferparallel angelegt ist (Ganglinie 3a), zeigt unter den gegebenen Randbedingungen bessere Auswirkungen auf die Dämpfung des Hochwasserscheitels als die Blockbewaldung (Ganglinie 3). Ganglinie 5 zeigt, dass die Aufweitung des Gerinnes zwar die Laufzeit der Hochwasserwelle verlängert, jedoch hinsichtlich der Scheitelabminderung schlechter abschneidet als der Ausgangszustand. Aufweitung mit Bewaldung (Ganglinie 5a) dagegen dämpft die Welle besser, aber nicht so stark wie die Bewaldungsmaßnahmen ohne flussbauliche Varianten (Ganglinien 2a, 3a).

Mäander (Ganglinien 6, 6a) bewirken durch die Verlängerung des Fließweges ein deutlich späteres Eintreffen der Welle am Auslaufrand. Nach der Ausuferung fließt der Vorlandabfluss großflächig entlang des Talwegs über die Mäanderschlingen hinweg, sodass die Scheiteldämpfung gering ist (Ganglinie 6). Die Bewaldung des Vorlands und der Uferböschungen (Ganglinie 6a) verlangsamt den Scheitelabfluss enorm, kann aber aufgrund des erhöhten Vorlandabflusses keine so gute Dämpfung erreichen wie Ganglinien 2a, 3a oder 4a.

Kreismäander mit gleichzeitiger Bewaldung (Ganglinie 7a) bewirken das späteste Eintreffen des Scheitelabflusses, da hier bis zum Ausuferen die geradlinige Fließstrecke unterbrochen, der Fließweg enorm verlängert ist, und die Bewaldung die Geschwindigkeit der Welle verringert. Die Scheiteldämpfung ist sehr gut, erreicht jedoch durch den höheren Vorlandabfluss nicht die Maximalwerte anderer Varianten (Ganglinien 2a, 3a, 4a).

Die Form des abfallenden Astes der Ganglinien an den Kontrollquerschnitten sowie am Auslaufrand ist ungewöhnlich steil, oftmals steiler als der ansteigende Ast, und wurde zunächst dadurch erklärt, dass die simulierten Zuflussganglinien wieder auf den Wert Null zurück gehen, keinen Basisabfluss besitzen und somit im Laufe der Simulation kein Wasser von oberstrom mehr nachströmt. Die nachfolgenden Untersuchungen an der Glonn (Kapitel 3) zeigten jedoch, dass auch an realen Gewässern derartige Ganglinienformen beobachtet werden können (Abb. 3.9). Eine kanalisierte Gerinneform bewirkt die rasche Entwässerung des Gebietes. Je größer der Windungsgrad eines Gewässers, desto langsamer fällt die Abflussganglinie ab.

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

Das Sohlgefälle beeinflusst die Fließgeschwindigkeiten am stärksten und daher die Entwicklung einer Hochwasserganglinie. Größere Gefälle bewirken höhere Fließgeschwindigkeiten. Je größer das Gefälle, umso steiler und schneller steigt die Ganglinie an und umso früher erreicht das Wasser den Auslaufquerschnitt (umso mehr verkürzt sich die Laufzeit des Wellenscheitels). Kleinere Gefälle und damit auch geringere Fließgeschwindigkeiten verursachen bei gleichem Durchfluss dagegen höhere Wasserstände. Dadurch tritt die Vorlandüberflutung früher ein und die Retentionswirkung ist größer. Je größer der Unterschied der Fließgeschwindigkeiten (Fluss - Vorland) durch die Verzögerung im Vorland ist, desto stärker wird die Hochwasserwelle entlang eines Gewässerabschnittes gedämpft.

2.3.3 Scheitelabminderung

In vier Diagrammen stellt Abb. 2.9 für die vier simulierten Abflüsse 40, 60, 80 und 100 m³/s die Scheitelabminderung in Abhängigkeit vom Gebietsgefälle infolge der modellierten Vorlandmaßnahmen dar. Grundsätzlich nimmt die Retentionswirkung mit zunehmendem Abfluss und steigendem Gefälle ab. Ein Abfluss von 40 m³/s ufer nur bei einem Gefälle von 0,5 ‰ aus (vgl. Tab. 2.3, Variable Q_V/Q_{ges}), daher bleiben bei größerem Gefälle Vorlandmaßnahmen ohne Wirkung. Gegenüber dem Ausgangszustand wird bei allen Maßnahmen – Ausuferung vorausgesetzt – eine Erhöhung der Scheitelabminderung erzielt. Bei allen Abflüssen ist eine Deichrückverlegung mit gleichzeitiger 100-prozentiger Bewaldung am wirkungsvollsten. Beim Abfluss 40 m³/s wirkt sich eine Bewaldung zu 25 % in Form von uferparallelen Streifen günstiger als eine Bewaldung in Blöcken aus, jedoch bei allen größeren Abflüssen tritt eine größere abflusddämpfende Wirkung bei der riegelartigen Bewaldung in Blöcken auf, die eine größere Talbreite abdeckt.

In Abb. 2.10 werden in gleicher Form die Ergebnisse der flussbaulichen und kombinierten Fluss/Vorland-Maßnahmen dargestellt. Als Vergleichszustand ist hier mit fetter Linie der Zustand Deichrückverlegung, auf den alle anderen Maßnahmen aufbauen, dargestellt. Auffällig ist hier, dass die rein flussbaulichen Maßnahmen bei einem Gefälle von 0,5 ‰ zunächst eine Verschlechterung mit geringerer Scheitelabminderung gegenüber dem Vergleichszustand bedeutet, da mehr Wasser im Vorland eine Erhöhung der Fließgeschwindigkeit bewirkt. Eine deutliche Verbesserung ist hingegen bei Gefälleverhältnissen und Abflüssen zu beobachten, bei denen durch flussbauliche Maßnahmen erstmals eine Ausuferung stattfindet. Die größte Scheitelreduktion wird stets bei hohem Bewaldungsanteil erzielt. Bei großen Abflüssen und geringem Gefälle wirkt eine Laufverlängerung positiv. Die Ergebniswerte der Simulationen sind in Tab. 2.3 abzulesen.

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

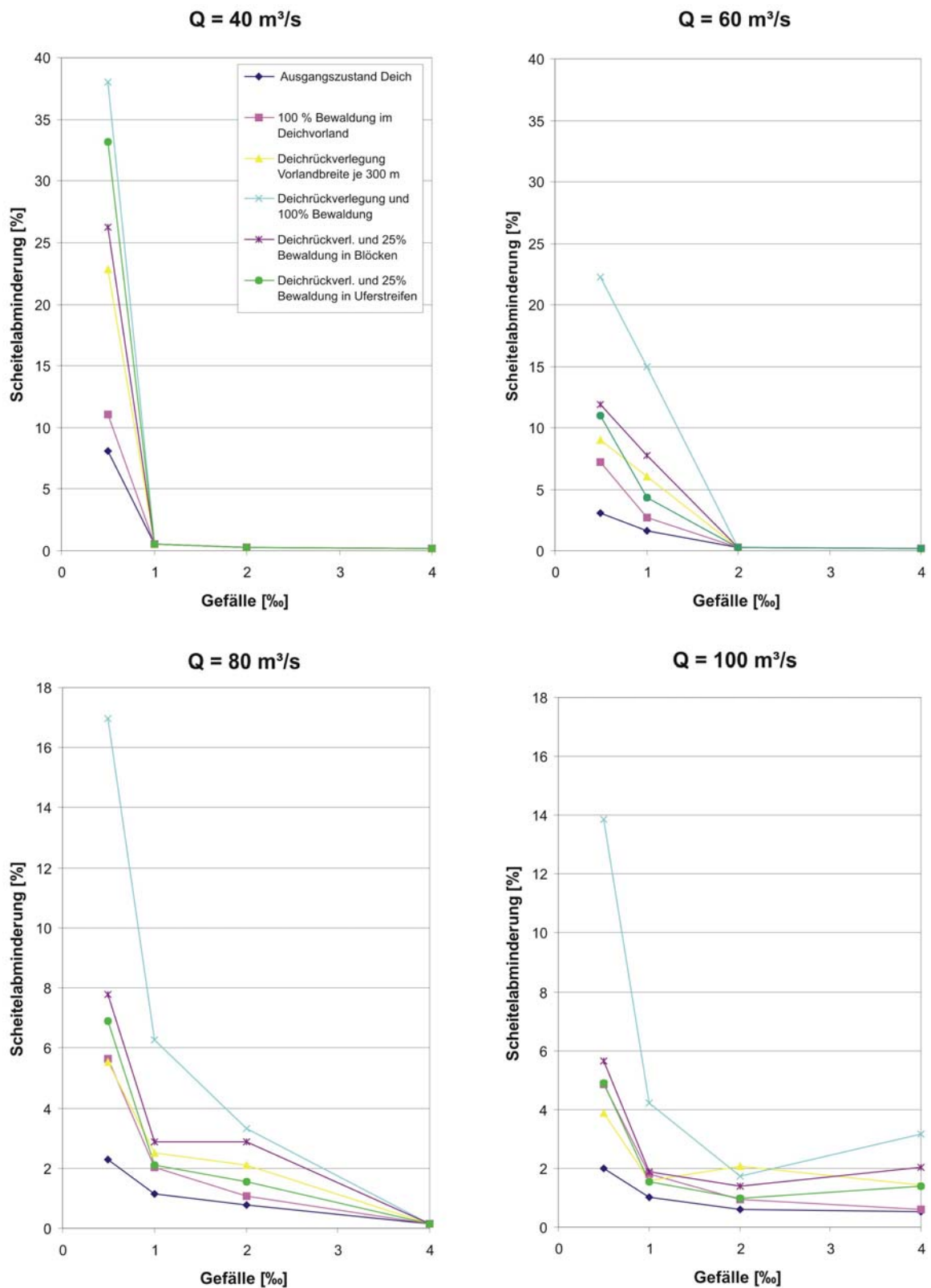


Abb. 2.9 Scheitelabminderung nach Maßnahmen im Vorland

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

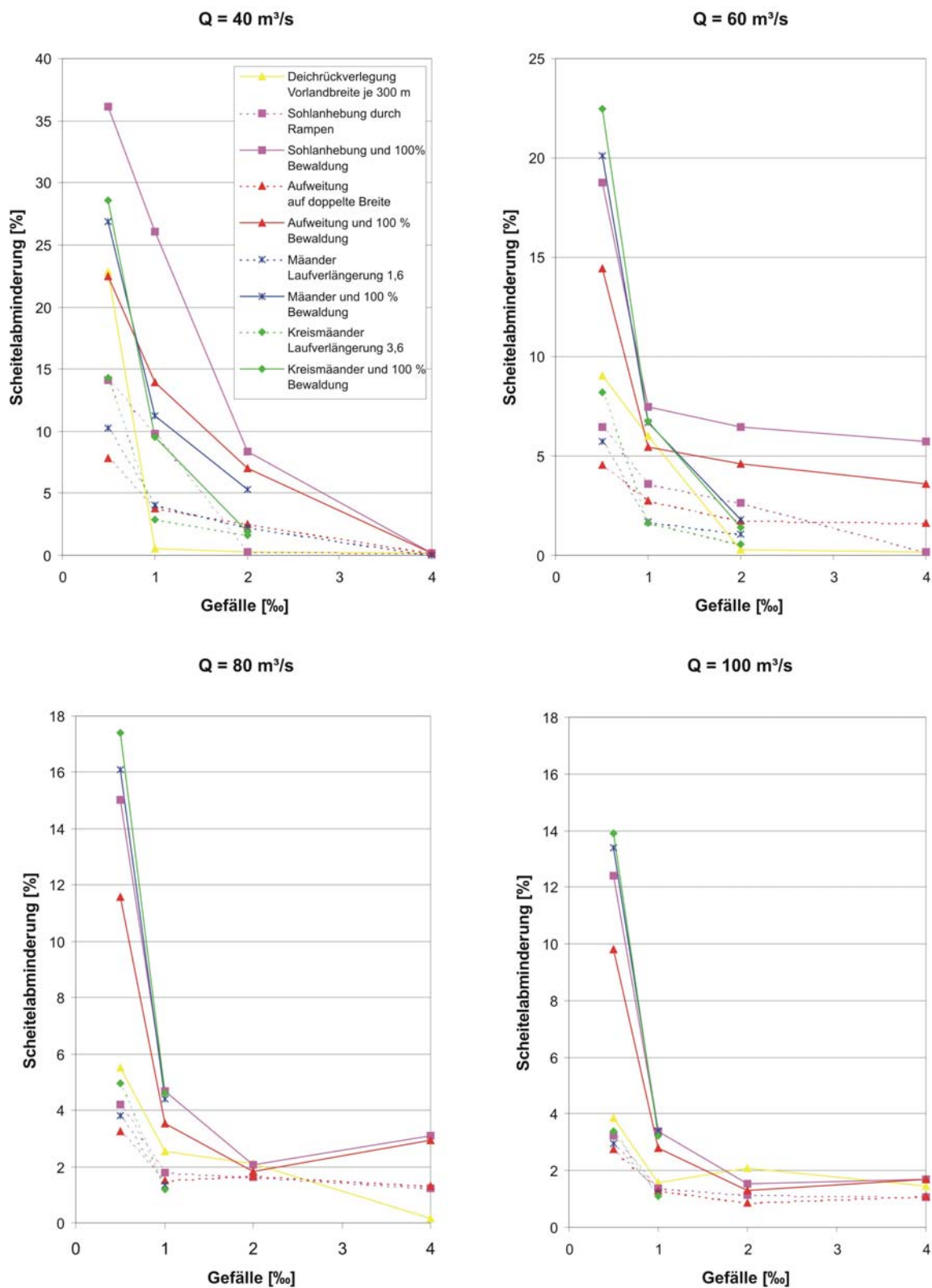


Abb. 2.10 Scheitelabminderung nach flussbaulichen und kombinierten Maßnahmen

2.3.4 Wasserstandsänderungen

Retentionswirkungen, die durch eine Verminderung der Fließgeschwindigkeit erzielt werden, gehen mit einer Erhöhung des Wasserstands einher, die in vielen Bereichen aus Hochwasserschutzgründen unerwünscht ist. Um beurteilen zu können, mit welchen Wasserstandsänderungen bei den vorgestellten Varianten zu rechnen ist, wurden für alle untersuchten Fälle die Wasserstände jeweils in der Mitte (km 10) und am Ende des Untersuchungsgebiets (km 20) in Tab. A1.2 im Anhang aufgelistet. In Tab. 2.4 sind die jeweiligen Wasserstandsänderungen angegeben.

Bewaldung bewirkt stets eine Aufhöhung des Wasserspiegels. Die Aufhöhung fällt umso größer aus, je kleiner der Abflussquerschnitt, je geringer das Talgefälle und je größer der Abfluss ist (vgl. Var. 1a). Der Maximalwert beträgt am Gebietsende 37 cm bei einem Abfluss von 100 m³/s und einem Gefälle von 0,5 ‰. Dagegen kann durch Aufweitung generell eine Wasserspiegelabsenkung erzielt werden (vgl. Var. 2). Der Maximalwert beträgt am Gebietsende -45 cm bei einem Abfluss von 100 m³/s und einem Gefälle von 0,5 ‰.

Die Entwicklung des Wasserstands entlang der Fließstrecke von 20 km zeigt bei gleichzeitiger Bewaldung des durch Deichrückverlegung aufgeweiteten Vorlands folgende Effekte (Var 2a, 3 und 3a): Während in der Mitte des Untersuchungsgebiets bei km 10 noch geringere Wasserspiegelabsenkungen als ohne Bewaldung (Var. 2) auftreten, sind diese am Ende des Gebiets bei km 20 größer. Die Dämpfung des Abflussscheitels bewirkt hier eine damit einhergehende Wasserspiegelabsenkung.

Bei allen flussbaulichen Maßnahmen (Var. 4-7) treten nur bei größeren Abflüssen Wasserspiegelabsenkungen auf, bei kleineren Abflüssen findet hingegen eine Aufhöhung statt. Ursache ist die Reduzierung der Gerinnetiefe bei allen flussbaulichen Varianten (vgl. Kap. 2.2.2). Die beiden Varianten zur Sohlanhebung (Var. 4, 4a) weisen zum Auslaufrand hin höhere Wasserspiegeldifferenzen auf als in der Gebietsmitte, weil kurz vor Gebietsende nochmals eine Sohlrampe gesetzt wurde.

Alle Planungsmaßnahmen, die ein erstmaliges Ausuferen bewirken, also bei kleineren Abflüssen und bei größerem Gefälle, haben zum Teil sehr hohe Wasserstandsaufhöhungen zur Folge. Da im Istzustand noch keine Ausuferung stattfand – die Wassertiefe bleibt unter 2 m - steigt der Wasserstand nach flussbaulichen Maßnahmen zunächst im Gerinne stark an und führt folglich zu einer sehr großen Gesamtaufhöhung. Die Vorlandüberflutungshöhe ist jedoch entsprechend geringer anzusetzen. Die Extremwerte betragen 70 cm bei der Variante „Aufweitung und Bewaldung“ (Var.5a), bei einem Abfluss von 40³/s und einem Gefälle von 4 ‰.

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

Tab. 2.4 Wasserstandsänderungen im Vergleich zum Ausgangszustand

Abfluss [m³/s]		40				60				80				100			
Gefälle [%]		0,5	1,0	2,0	4,0	0,5	1,0	2,0	4,0	0,5	1,0	2,0	4,0	0,5	1,0	2,0	4,0
Wasserstand [m] bei Variante 1 (Ausgangszustand)																	
Var. 1	km 0	12,27	21,91	41,55	81,25	12,58	22,32	41,98	81,60	12,83	22,54	42,28	81,91	13,05	22,73	42,46	82,19
	km 10	7,25	11,91	21,55	41,25	7,58	12,32	21,98	41,60	7,82	12,54	22,28	41,91	8,03	12,72	22,45	42,18
	km 20	2,16	1,90	1,55	1,25	2,51	2,26	1,95	1,59	2,75	2,48	2,22	1,89	2,95	2,65	2,38	2,11
Wasserspiegeldifferenz zum Ausgangszustand [m]																	
Vorlandmaßnahmen																	
Var. 1a	km 10	0,27	k.A.	k.A.	k.A.	0,37	0,31	k.A.	k.A.	0,47	0,38	0,30	k.A.	0,56	0,45	0,35	0,28
	km 20	0,16	k.A.	k.A.	k.A.	0,22	0,20	k.A.	k.A.	0,30	0,25	0,20	k.A.	0,37	0,30	0,23	0,18
Var. 2	km 10	-0,07	k.A.	k.A.	k.A.	-0,23	-0,09	k.A.	k.A.	-0,37	-0,20	-0,07	k.A.	-0,50	-0,31	-0,16	-0,03
	km 20	-0,17	k.A.	k.A.	k.A.	-0,20	-0,08	k.A.	k.A.	-0,33	-0,18	-0,06	k.A.	-0,45	-0,27	-0,12	-0,03
Kombinierte Vorlandmaßnahmen																	
Var. 2a	km 10	0,04	k.A.	k.A.	k.A.	-0,08	0,06	k.A.	k.A.	-0,18	-0,03	0,09	k.A.	-0,28	-0,12	0,01	0,12
	km 20	-0,22	k.A.	k.A.	k.A.	-0,14	-0,01	k.A.	k.A.	-0,23	-0,07	0,03	k.A.	-0,31	-0,14	-0,03	0,05
Var. 3	km 10	-0,02	k.A.	k.A.	k.A.	-0,18	-0,02	k.A.	k.A.	-0,31	-0,14	0,01	k.A.	-0,43	-0,24	-0,07	0,07
	km 20	-0,23	k.A.	k.A.	k.A.	-0,21	-0,09	k.A.	k.A.	-0,34	-0,18	-0,08	k.A.	-0,46	-0,28	-0,15	-0,06
Var. 3a	km 10	0,04	k.A.	k.A.	k.A.	-0,14	0,02	k.A.	k.A.	-0,28	-0,11	0,04	k.A.	-0,41	-0,22	-0,06	0,09
	km 20	-0,11	k.A.	k.A.	k.A.	-0,15	0,00	k.A.	k.A.	-0,28	-0,12	0,00	k.A.	-0,39	-0,22	-0,09	0,02
Flussbauliche Maßnahmen																	
Var. 4	km 10	-0,06	0,11	0,12	0,11	-0,23	-0,11	0,04	0,09	-0,38	-0,23	-0,12	0,03	-0,51	-0,33	-0,21	-0,13
	km 20	0,09	0,26	0,49	0,49	-0,12	0,05	0,26	0,49	-0,27	-0,09	0,09	0,32	-0,39	-0,20	-0,01	0,17
Var. 5	km 10	0,04	0,29	0,53	0,63	-0,17	-0,01	0,24	0,50	-0,33	-0,15	0,02	0,28	-0,47	-0,27	-0,09	0,07
	km 20	0,12	0,29	0,52	0,63	-0,11	0,05	0,26	0,51	-0,26	-0,09	0,08	0,31	-0,39	-0,20	-0,02	0,15
Var. 6	km 10	0,13	0,39	n.b.	n.b.	-0,09	0,08	n.b.	n.b.	-0,25	-0,07	n.b.	n.b.	-0,39	-0,19	n.b.	n.b.
	km 20	0,00	0,09	n.b.	n.b.	-0,22	-0,13	n.b.	n.b.	-0,36	-0,26	n.b.	n.b.	-0,49	-0,37	n.b.	n.b.
Var. 7	km 10	0,16	0,43	n.b.	n.b.	-0,07	0,10	n.b.	n.b.	-0,24	-0,05	n.b.	n.b.	-0,38	-0,17	n.b.	n.b.
	km 20	0,01	0,13	n.b.	n.b.	-0,21	-0,12	n.b.	n.b.	-0,35	-0,26	n.b.	n.b.	-0,48	-0,36	n.b.	n.b.
Kombinierte Vorland- und flussbauliche Maßnahmen																	
Var. 4a	km 10	0,06	0,27	0,40	0,33	-0,08	0,05	0,21	0,36	-0,18	-0,05	0,04	0,22	-0,27	-0,13	-0,03	0,04
	km 20	0,10	0,28	0,57	0,64	-0,02	0,15	0,34	0,59	-0,13	0,04	0,18	0,40	-0,22	-0,04	0,10	0,25
Var. 5a	km 10	0,12	0,36	0,59	0,70	-0,05	0,09	0,31	0,56	-0,17	-0,02	0,12	0,36	-0,27	-0,11	0,03	0,16
	km 20	0,14	0,32	0,56	0,70	-0,03	0,13	0,32	0,56	-0,14	0,03	0,16	0,37	-0,24	-0,06	0,08	0,22
Var. 6a	km 10	0,22	0,48	n.b.	n.b.	0,05	0,21	n.b.	n.b.	-0,06	0,09	n.b.	n.b.	-0,16	0,00	n.b.	n.b.
	km 20	0,02	0,15	n.b.	n.b.	-0,13	-0,02	n.b.	n.b.	-0,24	-0,12	n.b.	n.b.	-0,32	-0,20	n.b.	n.b.
Var. 7a	km 10	0,26	0,53	n.b.	n.b.	0,08	0,23	n.b.	n.b.	-0,05	0,11	n.b.	n.b.	-0,16	0,01	n.b.	n.b.
	km 20	0,06	0,21	n.b.	n.b.	-0,11	0,01	n.b.	n.b.	-0,21	-0,09	n.b.	n.b.	-0,29	-0,17	n.b.	n.b.

Erläuterung: Var. 1 Deich im 50 m Abstand
 Var. 2 Deichrückverlegung
 Var. 3 Deichrückverlegung & 25% Bewaldung in Blöcken
 Var. 4 Sohlhebung
 Var. 5 Aufweitung
 Var. 6 Mäander
 Var. 7 Kreismäander
 Var. 1a wie 1 & Bewaldung
 Var. 2a wie 2 & Bewaldung
 Var. 3a Deichrückverlegung & 25% Bewaldung in Uferstreifen
 Var. 4a wie 4 & Bewaldung
 Var. 5a wie 5 & Bewaldung
 Var. 6a wie 6 & Bewaldung
 Var. 7a wie 7 & Bewaldung

Abkürzungen: k.A. keine Ausuferung n.b. nicht berechnet

Anmerkung: Die Geländehöhe 0 wird von der Flusssohle am Auslauftrand erreicht. Zu Berechnungsbeginn 20 km stromaufwärts beträgt die Geländehöhe je nach Gefälle 10, 20, 40 oder 80 m)

2.3.5 Retentionsvolumina

Der Zusammenhang zwischen dem in einem Talraum zur Verfügung stehenden Retentionsvolumen und einer möglichen Scheitelabminderung ist zunächst offensichtlich. „Je größer der Zuwachs an Retentionsvolumen als Funktion des Abflusses in einem Gewässerabschnitt ist, desto stärker werden die Hochwasserscheitel gemindert. Durch die Umsetzung einer Maßnahme kann somit nur eine Scheitelreduzierung erreicht werden, wenn dadurch die Speicherkonstante gegenüber dem Ausgangszustand erhöht wird“ (Bauer 2004: 138).

Um diesen Zusammenhang näher zu untersuchen, wurde für alle Varianten und Randbedingungen das Retentionsvolumen in der Weise bestimmt, dass das maximale Wasservolumen über dem Gesamtgebiet während des Hochwasserwellendurchlaufs zeitunabhängig ermittelt wurde. Die Ergebnisse sind in Tab. 2.5 aufgelistet und in Abb. 2.11 im Zusammenhang mit Laufzeit und Scheitelabminderung dargestellt.

Tab. 2.5 Retentionsvolumina bei allen Varianten

Abfluss [m³/s]	40				60				80				100			
	0,5	1,0	2,0	4,0	0,5	1,0	2,0	4,0	0,5	1,0	2,0	4,0	0,5	1,0	2,0	4,0
Gefälle [%]	Retentionsvolumen [Mio. m³]															
Var. 1	1,119	0,605	0,460	0,341	1,794	1,263	0,633	0,481	2,299	1,717	1,177	0,604	2,735	2,092	1,523	0,977
Vorlandmaßnahmen																
Var. 1a	1,670	k.A.	k.A.	k.A.	2,547	1,888	k.A.	k.A.	3,329	2,494	1,790	k.A.	4,042	3,055	2,242	1,551
Var. 2	1,266	k.A.	k.A.	k.A.	3,166	1,813	k.A.	k.A.	4,433	3,031	1,611	k.A.	5,453	3,962	2,477	1,152
Kombinierte Vorlandmaßnahmen																
Var. 2a	2,267	k.A.	k.A.	k.A.	4,951	3,489	k.A.	k.A.	6,712	5,093	3,326	k.A.	8,188	6,359	4,492	2,597
Var. 3	1,583	k.A.	k.A.	k.A.	3,694	2,281	k.A.	k.A.	5,082	3,613	2,073	k.A.	6,218	4,614	3,066	1,533
Var. 3a	2,378	k.A.	k.A.	k.A.	4,269	3,026	k.A.	k.A.	5,533	4,160	2,789	k.A.	6,591	5,073	3,648	2,218
Flussbauliche Maßnahmen																
Var. 4	1,957	0,959	0,498	0,382	3,548	2,309	1,193	0,522	4,707	3,390	2,104	1,040	5,678	4,245	2,909	1,661
Var. 5	2,434	1,487	0,735	0,540	3,834	2,682	1,640	0,834	4,910	3,648	2,471	1,443	5,835	4,445	3,205	2,024
Var. 6	3,575	2,632	n.b.	n.b.	4,898	3,820	n.b.	n.b.	5,958	4,731	n.b.	n.b.	6,878	5,512	n.b.	n.b.
Var. 7	4,758	3,960	n.b.	n.b.	5,962	4,980	n.b.	n.b.	6,957	5,810	n.b.	n.b.	7,828	6,535	n.b.	n.b.
Kombinierte Vorland- und flussbauliche Maßnahmen																
Var. 4a	3,106	1,837	0,747	0,462	5,388	4,007	2,409	0,990	7,042	5,445	3,793	2,121	8,464	6,646	4,851	3,140
Var. 5a	3,328	2,086	1,018	0,553	5,300	3,903	2,429	1,188	6,855	5,241	3,695	2,157	8,203	6,378	4,691	3,086
Var. 6a	4,736	3,732	n.b.	n.b.	6,696	5,416	n.b.	n.b.	8,267	6,756	n.b.	n.b.	9,674	7,914	n.b.	n.b.
Var. 7a	6,014	5,132	n.b.	n.b.	7,751	6,588	n.b.	n.b.	9,916	7,796	n.b.	n.b.	10,51	8,856	n.b.	n.b.

Erläuterung: Var. 1 Deich im 50 m Abstand
 Var. 2 Deichrückverlegung
 Var. 3 Deichrückverlegung & 25% Bewaldung in Blöcken
 Var. 4 Sohlhebung
 Var. 5 Aufweitung
 Var. 6 Mäander
 Var. 7 Kreismäander
 Var. 1a wie 1 & Bewaldung
 Var. 2a wie 2 & Bewaldung
 Var. 3a Deichrückverlegung & 25% Bewaldung in Uferstreifen
 Var. 4a wie 4 & Bewaldung
 Var. 5a wie 5 & Bewaldung
 Var. 6a wie 6 & Bewaldung
 Var. 7a wie 7 & Bewaldung

Abkürzungen: k.A. keine Ausuferung n.b. nicht berechnet

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

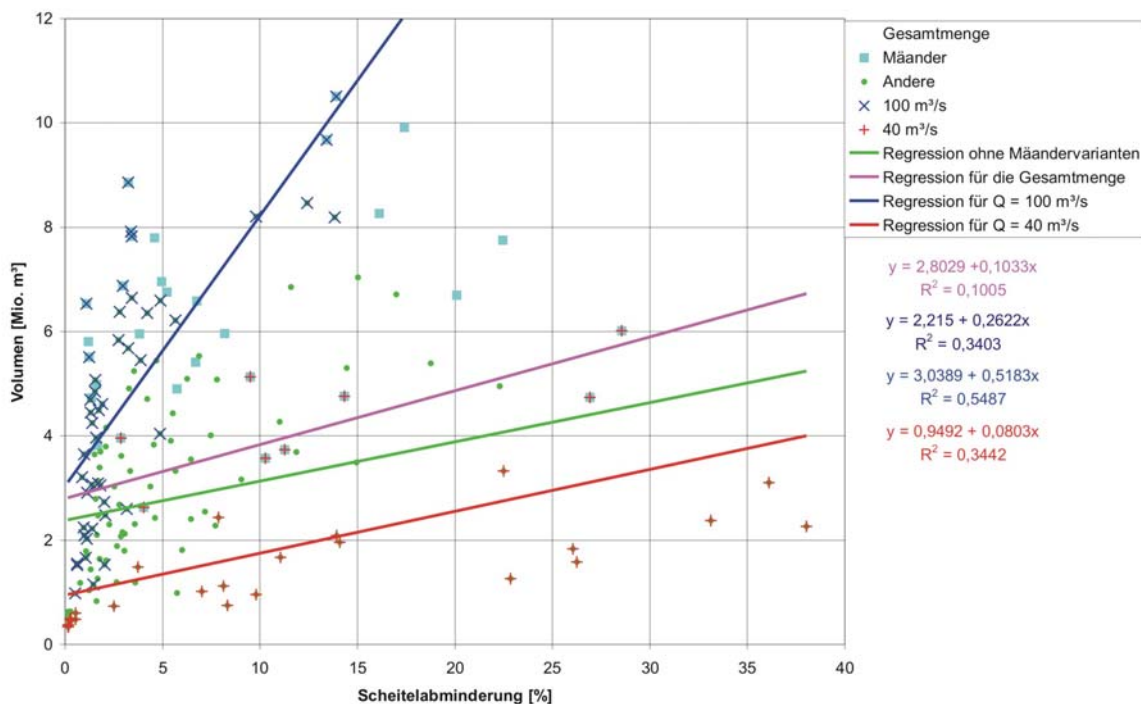
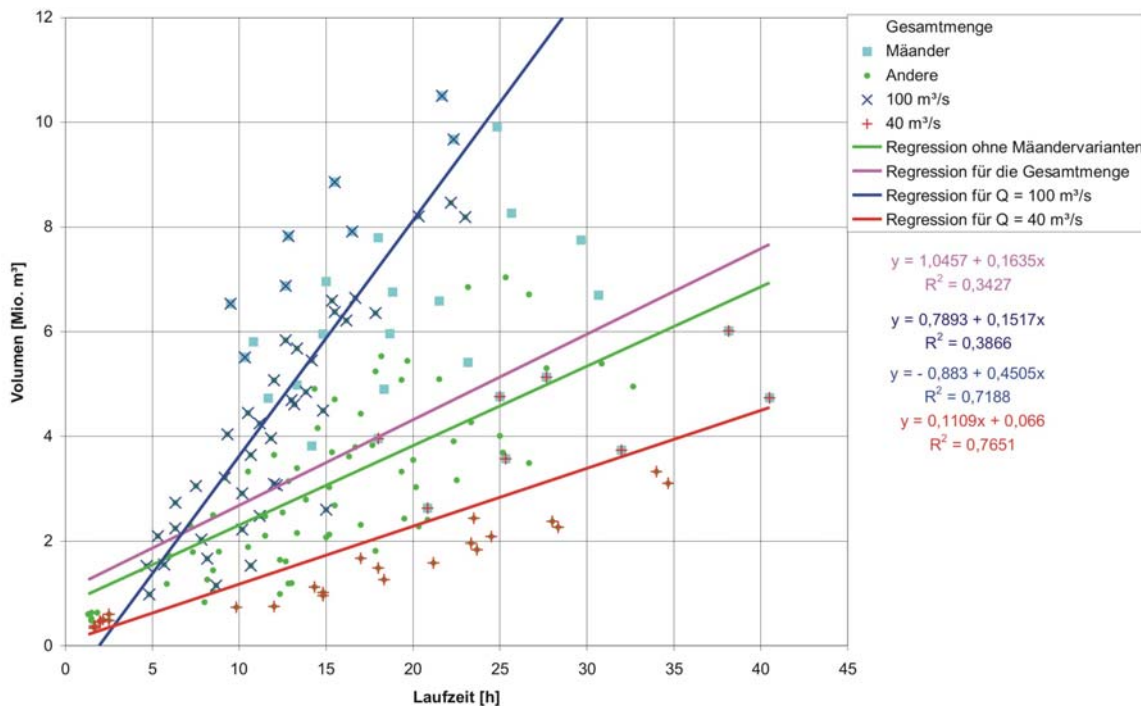


Abb. 2.11 Einfluss des Retentionsvolumens auf Laufzeit und Scheitelabminderung

Abb. 2.11 zeigt für beide Zusammenhänge Volumen und Laufzeit sowie wie für Volumen und Scheitelabminderung eine sehr starke Streuung der Ergebniswerte. Der statistische Zusammenhang, ausgedrückt durch das Bestimmtheitsmaß r^2 (quadrierter Korrelationskoeffizient), beträgt für die Gesamtmenge der Werte lediglich $r^2 = 0,34$ für Volumen und Laufzeit und nur $r^2 = 0,10$ für Volumen und Scheitelabminderung. Ein Zusammenhang ist also zunächst nicht eindeutig statistisch belegbar.

Im wesentlichen sind zwei Ursachen für die niedrige Korrelation verantwortlich: Zunächst ist bedeutend, dass es sich bei den im Berechnungsgebiet ermittelten Retentionsvolumina um fließende Retention handelt, das heißt, im Gegensatz zu Poldern oder anderen Becken, in denen das Wasser während des Hochwasserscheiteldurchgangs stehen bleibt, bewegt sich hier die Welle mit geringerer Geschwindigkeit als im Flussbett talabwärts weiter. Wird durch flussbauliche Maßnahmen der Vorlandabfluss mengenmäßig erhöht, so nimmt mit steigendem Wasserstand im Vorland auch die Fließgeschwindigkeit zu. Laufzeit und Scheitelabminderung fallen entsprechend geringer aus. Der Anteil des Vorlandabflusses am Gesamtabfluss ist bei den Varianten mit Laufverlängerung (Mäander) am größten (vgl. Tab. 2.3). In Abb. 2.11 wurden deshalb die Ergebniswerte für die Mäandervarianten in Form von blauen Quadraten gesondert gekennzeichnet. Diese Werte bewegen sich überwiegend in der linken oberen Hälfte der Diagramme. Bei sehr großem Retentionsvolumen wird hier also nur eine geringe bis mittlere Laufzeit und Scheitelabminderung erreicht. Werden diese Werte aus der Regression ausgeschlossen, verbessert sich das Bestimmtheitsmaß geringfügig auf $r^2 = 0,39$ für Volumen und Laufzeit und auf $r^2 = 0,34$ für Volumen und Scheitelabminderung.

Die zweite Ursache für die niedrige Korrelation zwischen Retentionsvolumen und –wirkung ist in der bereits eingetretenen Retentionswirkung auf 20 km Länge selbst zu sehen. Insbesondere bei kleinen Abflüssen wird am Ende der Untersuchungsstrecke ein wesentlich geringerer Wasserstand erreicht als am Anfang der Strecke (vgl. Tab. 2.4). Das Retentionsvolumen auf der Gesamtstrecke wird infolge der eingetretenen Retentionswirkung geringer berechnet. Eine Trennung der Ergebniswerte nach berechnetem Abfluss ist deshalb zweckmäßig. Während die Laufzeit einer Welle für große ($100 \text{ m}^3/\text{s}$) und kleine Abflüsse ($40 \text{ m}^3/\text{s}$) nun mit einem Bestimmtheitsmaß von $r^2 > 0,7$ mit dem Retentionsvolumen korreliert, ist für kleine Abflüsse aufgrund der zuvor erläuterten Retentionseffekte die Scheitelabminderung mit $r^2 = 0,34$ immer noch sehr gering, für große Abflüsse jedoch nun mit $r^2 = 0,55$ relativ gut erklärt.

Schließlich wird aus den Diagrammen deutlich, dass bei großen Hochwasserabflüssen ein wesentlich größeres Retentionsvolumen zur Verfügung stehen muss, um annähernd gleiche Werte für Laufzeit und Scheitelabminderung zu erreichen wie bei kleineren Abflüssen.

2.3.6 Zusammenfassung der Ergebnisse

Infolge der fließenden Retention verformt sich eine Hochwasserwelle entlang eines Gewässerabschnittes. Der Wellenscheitel wird mehr oder weniger stark abgemindert und die Anstiegszeit des Wellenscheitels verlängert. Dieser Effekt tritt besonders dann auf, wenn die Abflussmenge den bordvollen Abfluss überschreitet und das Vorland zur fließenden Retention beiträgt. Für die Vorlandretention sind zum einen die unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten im Flussschlauch und Vorland und zum anderen die Verbreiterung des Fließquerschnitts verantwortlich. Je größer der Unterschied der Fließgeschwindigkeiten durch die Verzögerung im Vorland ist, desto stärker wird die Hochwasserwelle entlang eines Gewässerabschnittes gedämpft.

Das Sohlgefälle beeinflusst die Fließgeschwindigkeiten am stärksten und daher die Entwicklung einer Hochwasserganglinie. Größere Gefälle bewirken höhere Fließgeschwindigkeiten. Je größer das Gefälle, umso steiler und schneller steigt die Ganglinie an und umso früher erreicht das Wasser den Auslaufquerschnitt. Kleinere Gefälle und damit auch geringere Fließgeschwindigkeiten verursachen bei gleichem Durchfluss dagegen höhere Wasserstände. Dadurch tritt die Vorlandüberflutung früher ein und die Retentionswirkung ist größer. Allgemein lässt sich festhalten: Je größer das Sohlgefälle, umso steiler steigt die Ganglinie an und umso früher erreicht die Ganglinie den Auslauftrand.

Größe und Form des Scheitels wird durch den Vorlandabfluss geprägt. Wichtige Faktoren für Scheitelabminderung und Laufzeitverzögerung sind Abflussaufteilung Fluss/Vorland, die Vorlandeigenschaften Breite und Landnutzung sowie der Windungsgrad des Gewässers. Mit zunehmendem Gefälle und steigendem Abfluss wird die Laufzeit kürzer und die Scheitelabminderung geringer. Die effektivste Maßnahme ist generell eine großflächige Bewaldung der Vorländer. Besonders für kleine und mittlere Hochwasserabflüsse wirkt eine Laufverlängerung zur Unterbrechung der geradlinigen Fließwege abflusssäufend.

Durch Gewässerentwicklungsmaßnahmen kann der Wasserrückhalt im Einzugsgebiet von Flussgebieten gesteigert werden. Vor allem bei kleineren und mittleren Hochwasserereignissen können so die Wellenscheitel wesentlich gedämpft und verzögert werden. Bei extremen Hochwasserereignissen und einem Gefälle größer 1 ‰ ist allerdings die Retentionswirkung durch Erhöhung des natürlichen Wasserrückhalts zumeist vernachlässigbar gering.

2.4 Statistische Beziehungen zwischen Gebietseigenschaften und Hochwasserretention

Verallgemeinerungsfähige Aussagen im Hinblick auf die Wirkung unterschiedlicher Gebietseigenschaften auf die Hochwasserretention lassen sich durch die Aufstellung statistischer Beziehungen treffen. Hierfür wurde das Verfahren der multiplen Regressionsanalyse gewählt. Die Zielgrößen Scheitelabminderung und Laufzeitänderung werden dabei als abhängige Variablen in Beziehung zu unabhängigen Gebiets- und Abflusskenngrößen gesetzt. Die empirisch hergeleiteten Regressionsgleichungen können dann zur Berechnung derselben Zielgrößen im selben Rahmen betreffend Länge der Fließstrecke (20 km) und Abflussmengen (40-100 m³/s) herangezogen werden. Im Interesse der praktischen Anwendung empfiehlt es sich, die Anzahl der steuernden Variablen auf nur wenige prinzipiell einflussnehmende Parameter zu reduzieren. Die in die Regression einbezogenen Variablen sollen den Korrelationskoeffizienten signifikant verbessern. Parameter, die weniger als 1 % der Varianz der Zielgröße erklären, sollen nicht berücksichtigt werden. Bei annähernd gleicher Erklärungskraft zweier ähnlicher Variablen wird diejenige Variable bevorzugt, die leichter quantifizierbar ist. Alle statistischen Untersuchungen wurden mit der Statistik-Software SPSS für Windows, Version 11.5 vorgenommen (SPSS Inc. 2002).

2.4.1 Zusammenhang zwischen Laufzeit und Scheitelabminderung

Die beiden Variablen Laufzeit und Scheitelabminderung sind miteinander hoch korreliert. Je länger die Laufzeit einer Hochwasserwelle ist, desto größer ist in der Regel die Scheitelabminderung. In Abb. 2.12 ist die Korrelation der Laufzeit mit der prozentualen bzw. der absoluten Scheitelabminderung dargestellt. Dabei wird ein Bestimmtheitsmaß von $r^2 = 0,79$ bzw. $0,75$ erreicht.

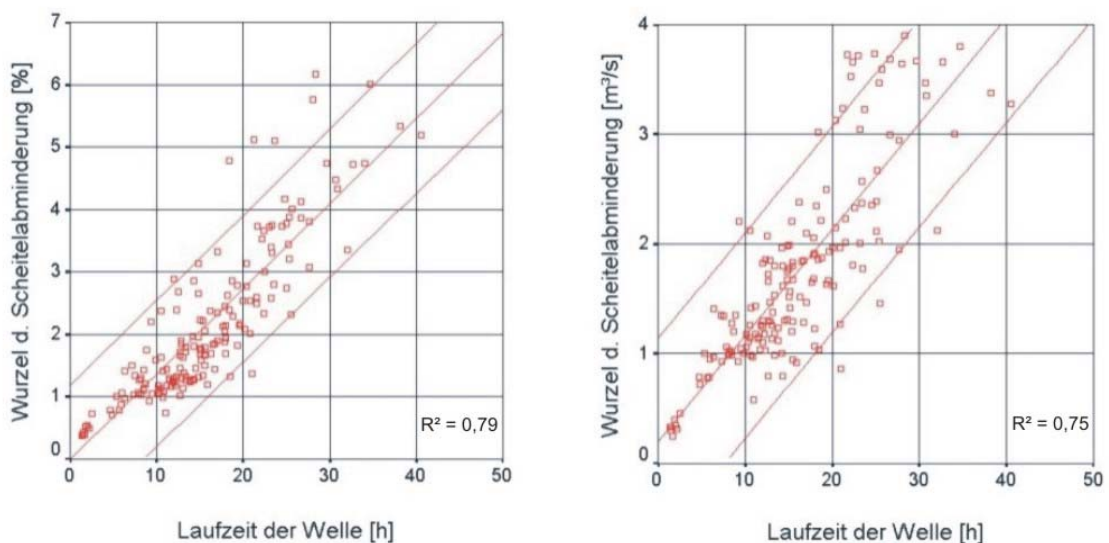


Abb. 2.12 Korrelationen zwischen Laufzeit und Scheitelabminderung von Hochwasserwellen

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

Die mittlere Gerade stellt die Regressionsgerade dar, die beiden parallelen Geraden markieren ein Konfidenzintervall von 95 %.

Die Regressionsbeziehungen zwischen Scheitelabminderung und Laufzeit der Welle lauten:

$$\Delta Q_{\text{proz}} = (0,006 + 0,136 t)^2 \quad [\%]$$

bzw.

$$\Delta Q_{\text{abs}} = (0,198 + 0,097 t)^2 \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Daraus kann gefolgert werden: Wenn durch Gewässerentwicklungsmaßnahmen die Laufzeit einer Hochwasserwelle verlängert werden kann, so können zugleich positive Effekte im Hinblick auf die Abminderung des Wellenscheitels erwartet werden.

2.4.2 Vorgehensweise bei der Multiplen Regressionsanalyse

Die Aufstellung der Regressionsmodelle als lineare multiple Regressionsgleichungen in der Form

$$Y = a_0 + a_1X_1 + a_2X_2 + \dots + a_jX_j$$

erfolgt durch das Verfahren der schrittweisen (stepwise) Regression. Hierbei werden die unabhängigen Variablen nacheinander in die Regressionsgleichung einbezogen. Im ersten Schritt wird eine Regression mit derjenigen Variablen durchgeführt, die die höchste Korrelation mit der abhängigen Variablen aufweist. In den folgenden Schritten wird jeweils diejenige Variable mit der höchsten partiellen Korrelation ausgewählt, d.h., durch die die Reststreuung der Zielgröße am meisten verringert wird. Die Güte der Anpassung wird durch den quadrierten Korrelationskoeffizienten, das Bestimmtheitsmaß, angegeben. Das Bestimmtheitsmaß r^2 trifft eine Aussage darüber, wie gut sich die Regressionsgleichung an die empirische Punkteverteilung anpasst, in dem es das Verhältnis von erklärter Streuung zur Gesamtstreuung angibt. Je geringer der Anteil der nicht erklärten Streuung – der Residuen – an der Gesamtstreuung ist, desto größer ist das Bestimmtheitsmaß. Im Extremfall wird $r^2 = 1$. Bei der Durchführung der multiplen Regression sind einige Grundsätze zu beachten (vgl. Backhaus et al. 1989):

Zwischen den unabhängigen Variablen darf keine starke Abhängigkeit auftreten. Daher muss in einem ersten Schritt festgestellt werden, welche Variablen von einer Interkorrelation betroffen sind. Einen Anhaltspunkt hierfür liefert die Korrelationsmatrix der erhobenen Kenngrößen (Tab. 2.6). Weisen Kenngrößen untereinander hohe Korrelationskoeffizienten auf, so dürfen diese nicht zusammen in eine Regressionsgleichung einbezogen werden.

Der Zusammenhang zwischen unabhängigen und abhängigen Variablen sollte linear sein. Gegebenenfalls müssen die Kenngrößen durch geeignete Funktionen, z.B. natürlicher Logarithmus, Quadratwurzel oder Quadrat, transformiert werden.

Tab. 2.6 Korrelationsmatrix der Abfluss- und Gebietsigenschaften

		Q _{max} [m ³ /s]	Q _{bordvoll} [m ³ /s]	Q _{max} / Q _{bordvoll} [-]	Sohl- gefälle [‰]	Tal- gefälle [‰]	Vorland- breite [m]	Bewal- dung [0-1]	Win- dungsgrad [-]
Q _{max} [m ³ /s]	Korrelation n. Pearson	1	0,032	0,423	0,003	0,022	-0,020	0,017	-0,082
	Signifikanz (2-seitig)		0,663	0,000	0,965	0,767	0,786	0,821	0,269
	N	185	185	185	185	185	185	185	185
Q _{bordvoll} [m ³ /s]	Korrelation n. Pearson	0,032	1	-0,705	0,872	0,812	-0,306	-0,260	-0,482
	Signifikanz (2-seitig)	0,663		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	N	185	185	185	185	185	185	185	185
Q _{max} /Q _{bordvoll} [-]	Korrelation n. Pearson	0,423	-0,705	1	-0,587	-0,529	0,252	0,208	0,620
	Signifikanz (2-seitig)	0,000	0,000		0,000	0,000	0,001	0,005	0,000
	N	185	185	185	185	185	185	185	185
Sohlgefälle [‰]	Korrelation n. Pearson	0,003	0,872	-0,587	1	0,917	-0,174	-0,075	-0,355
	Signifikanz (2-seitig)	0,965	0,000	0,000		0,000	0,018	0,307	0,000
	N	185	185	185	185	185	185	185	185
Talgefälle [‰]	Korrelation n. Pearson	0,022	0,812	-0,529	0,917	1	-0,095	-0,019	-0,210
	Signifikanz (2-seitig)	0,767	0,000	0,000	0,000		0,197	0,793	0,004
	N	185	185	185	185	185	185	185	185
Vorlandbreite [m]	Korrelation n. Pearson	-0,020	-0,306	0,252	-0,174	-0,095	1	-0,001	0,226
	Signifikanz (2-seitig)	0,786	0,000	0,001	0,018	0,197		0,991	0,002
	N	185	185	185	185	185	185	185	185
Bewaldungsgrad [0-1]	Korrelation n. Pearson	0,017	-0,260	0,208	-0,075	-0,019	-0,001	1	0,049
	Signifikanz (2-seitig)	0,821	0,000	0,005	0,307	0,793	0,991		0,505
	N	185	185	185	185	185	185	185	185
Windungsgrad [-]	Korrelation n. Pearson	-0,082	-0,482	0,620	-0,355	-0,210	0,226	0,049	1
	Signifikanz (2-seitig)	0,269	0,000	0,000	0,000	0,004	0,002	0,505	
	N	185	185	185	185	185	185	185	185

Die Korrelationsmatrix (Tab. 2.6) zeigt für den Stichprobenumfang von N = 185 die Abfluss- und Gebietskenngrößen, die zur Erklärung der Retentionsvariablen Laufzeit und Scheitelabminderung relevant sein können. In vorangegangenen Schritten wurden zusätzlich ähnliche Variablen mit untersucht, z.B. der durchschnittliche Manning-Strickler-Rauheitsbeiwert des Vorlands und das Verhältnis Vorlandabfluss/ Gesamtabfluss. Diese erwiesen sich jedoch gegenüber dem Bewaldungsgrad und den anderen Abflussparametern als weniger signifikant. Die Matrix zeigt, dass das Sohlgefälle sowohl mit dem Talgefälle als auch mit dem bordvollen Abfluss sehr hoch korreliert ist. Unter Beachtung des Grundsatzes, dass zwischen den unabhängigen Variablen keine starke Abhängigkeit auftreten darf, muss im Falle der gleichzeitigen Einbeziehung aller Variablen das Talgefälle ausgeschlossen werden.

2.4.3 Multiple Regressionsbeziehungen für Laufzeit und Scheitelabminderung

Zur Berechnung der Laufzeit einer Hochwasserwelle konnte eine multiple Regressionsgleichung unter Einbeziehung der Variablen bordvoller Abfluss, Abflussmaximum, Bewaldungsgrad, Vorlandbreite, Talgefälle und Windungsgrad, d.h. das Verhältnis von Gewässerlänge zu Tallänge, aufgestellt werden. Das Sohlgefälle wurde aufgrund seiner hohen Interkorrelation ausgeschlossen und konnte mit annähernd gleicher Erklärungskraft durch den Windungsgrad ersetzt werden. Zur

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

besseren Erzielung eines linearen Zusammenhangs mit der Laufzeit wurde die Vorlandbreite quadriert sowie der natürliche Logarithmus des Talgefälles gebildet. Von der gesamten Stichprobe von $N = 185$ mussten 28 Fälle ausgeschlossen werden, da die Regressionsbeziehungen nur für Abflüsse Gültigkeit besitzt, die entlang des Großteils der untersuchten Fließstrecke ausufernd sind. Das Bestimmtheitsmaß, das mit der aufgestellten Regressionsbeziehung erreicht wurde, beträgt $r^2 = 0,89$. Die Regressionsgleichung zur Berechnung der Laufzeit lautet:

$$t = 6,981 + 0,204 Q_{\text{bord}} - 0,150 Q_{\text{max}} + 8,260 \text{ Wald} + 3,218 \cdot 10^{-5} b^2 - 7,579 \ln(I_T) + 0,665 W \quad [\text{h}]$$

wobei: t Laufzeit [h]
 Q_{bord} bordvoller Abfluss [m^3/s]
 Q_{max} Abflussmaximum [m^3/s]
 Wald Bewaldungsgrad [-], gemessen von 0-1
 b Vorlandbreite [m]
 I_T Talgefälle [%]
 W Windungsgrad [-]

Die abhängige Variable Laufzeit wird bereits durch die ersten vier in der Gleichung genannten Variablen mit einem Bestimmtheitsmaß von $r^2 = 0,70$ erklärt, das Talgefälle verringert die Reststreuung auf ein Bestimmtheitsmaß von $r^2 = 0,88$ und der Windungsgrad auf $r^2 = 0,89$. Dabei bedeuten positive Vorzeichen, dass die Laufzeit umso länger andauert, je größer der bordvolle Abfluss, der Bewaldungsgrad, die Talbreite und der Windungsgrad sind. Demgegenüber verkürzt sich die Laufzeit, je größer der maximale Abfluss und das Talgefälle sind.

Die Übereinstimmung der durch die Regression errechneten Werte mit den durch die Abflusssimulationen ermittelten Werten ist in Abb. 2.13 dargestellt. Die Geraden geben die Regressionsgerade sowie das Konfidenzintervall von 95 % wider.

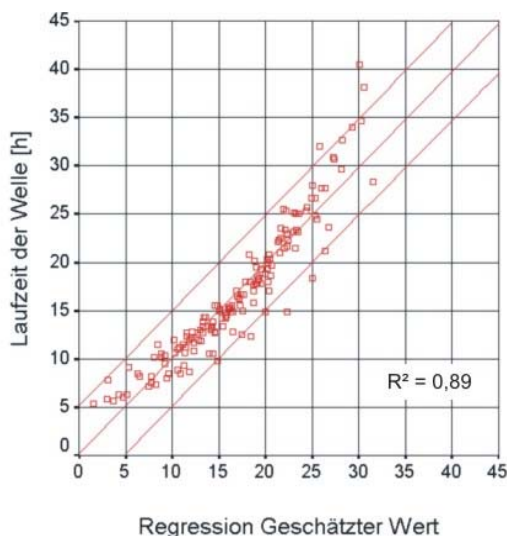


Abb. 2.13 Vergleich der gemessenen und der berechneten Werte für die Laufzeit der Hochwasserwelle

Zur Berechnung der Scheitelabminderung einer Hochwasserwelle konnte eine multiple Regressionsgleichung unter Einbeziehung derselben Variablen wie zur Laufzeitberechnung aufgestellt werden, nämlich bordvoller Abfluss, Abflussmaximum, Bewaldungsgrad, Vorlandbreite, Talgefälle und Windungsgrad. Zur besseren Erzielung eines linearen Zusammenhangs zwischen abhängigen und unabhängigen Variablen wurde einerseits die Scheitelabminderung in Form der Quadratwurzel berücksichtigt, andererseits wurde sowohl zur Berechnung der prozentualen wie der absoluten Scheitelabminderung der natürliche Logarithmus des Talgefälles, des Abflussmaximums sowie der Talbreite gebildet. Von der gesamten Stichprobe von $N = 185$ wurden wiederum 28 Fälle ausgeschlossen, da die Regressionsbeziehungen nur für Abflüsse Gültigkeit besitzen, die entlang des Großteils der untersuchten Fließstrecke ausufern. Das Bestimmtheitsmaß, das mit den aufgestellten Regressionsbeziehungen erreicht wurde, beträgt $r^2 = 0,85$ für die prozentuale und $r^2 = 0,83$ für die absolute Scheitelabminderung. Die Regressionsgleichungen zur Berechnung der Scheitelabminderung einer Hochwasserwelle in Prozent bzw. absolut lauten:

$$\Delta Q_{\text{proz}} = (3,209 - 1,827 \ln(I_T) - 1,884 \ln(Q_{\text{max}}) + 1,401 \text{ Wald} + 0,056 Q_{\text{bord}} + 0,732 \ln(b) + 0,183 W)^2 \quad [\%]$$

bzw.

$$\Delta Q_{\text{abs}} = (-1,627 - 1,412 \ln(I_T) + 1,106 \text{ Wald} + 0,584 \ln(b) + 0,040 Q_{\text{bord}} - 0,476 \ln(Q_{\text{max}}) + 0,144 W)^2 \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

wobei: ΔQ_{proz} prozentuale Scheitelabminderung [%]
 ΔQ_{abs} absolute Scheitelabminderung [m^3/s]
 Q_{bord} bordvoller Abfluss [m^3/s]
 Q_{max} Abflussmaximum [m^3/s]
Wald Bewaldungsgrad [-], gemessen von 0-1
b Vorlandbreite [m]
 I_T Talgefälle [‰]
W Windungsgrad [-]

Die prozentuale Scheitelabminderung wird bereits unter Einbezug der ersten drei Variablen Talgefälle, maximaler Abfluss und Bewaldungsgrad mit einem Bestimmtheitsmaß von $r^2 = 0,69$ erklärt. Durch den bordvollen Abfluss wird das Bestimmtheitsmaß auf $r^2 = 0,74$ erhöht, durch die Talbreite auf $r^2 = 0,84$ und durch den Windungsgrad auf $r^2 = 0,85$.

Die absolute Scheitelabminderung wird mit einem Bestimmtheitsmaß von $r^2 = 0,70$ durch die ersten drei Variablen Talgefälle, Bewaldungsgrad und Talbreite erklärt. Durch den bordvollen Abfluss wird das Bestimmtheitsmaß auf $r^2 = 0,79$ erhöht, durch den maximalen Abfluss auf $r^2 = 0,82$ und durch den Windungsgrad auf $r^2 = 0,83$.

Die Übereinstimmung der durch die Regression errechneten Werte mit den durch die Abflusssimulationen ermittelten Werten ist in Abb. 2.14 dargestellt. Die Geraden geben die Regressionsgerade sowie das Konfidenzintervall von 95 % wider.

Systematische Untersuchungen am synthetischen Modellgebiet

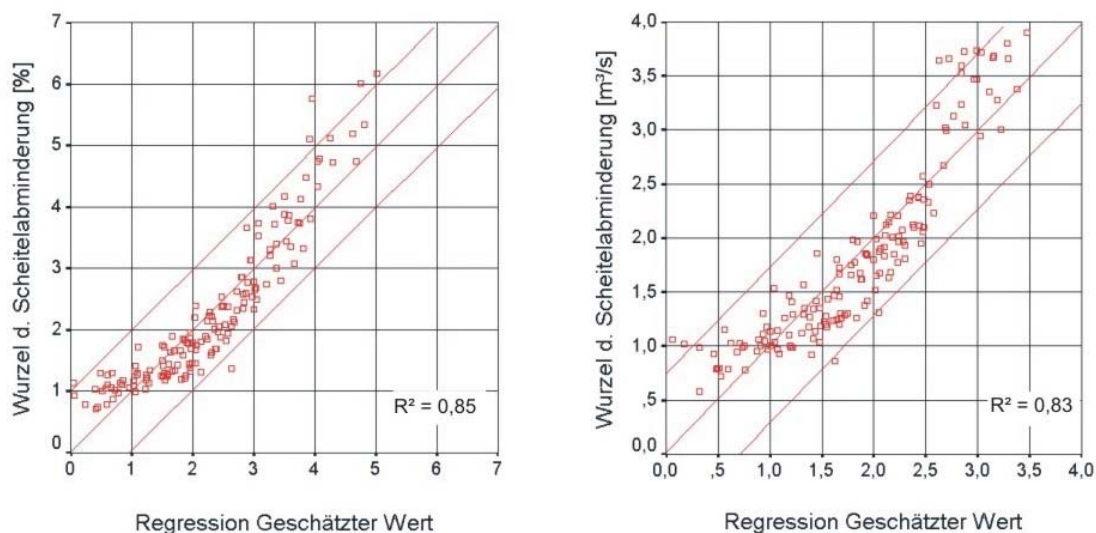


Abb. 2.14 Vergleich der gemessenen und der berechneten Werte für die Scheitelabminderung

Mit Hilfe der multiplen Regressionsbeziehungen gelingt es, die Auswirkungen von Abflussparametern und Gebietseigenschaften auf das Retentionsverhalten eines Gewässers quantitativ darzustellen. Wie bereits im vorangegangenen Kapitel der Ergebnisbeschreibung qualitativ erläutert, können die Effekte des Talgefälles, der Vorlandbreite, der Landnutzung und des Windungsgrads bei verschiedenen Abflussverhältnissen hiermit quantitativ nachgewiesen werden.

Während einige Naturraumausstattungen wie das Talgefälle natürliche, unveränderliche Gebiets-eigenschaften sind, können andere Parameter durch anthropogene Eingriffe verändert werden. Prinzipiell kann auch das Talgefälle durch den Einbau von Querriegeln, die stauende Wirkungen auf den Abfluss ausüben, beeinflusst werden. Dies ist jedoch nicht Aufgabe der Gewässerentwicklung. Im Zuge der Gewässerentwicklung lassen sich durch Deichrückverlegung, Bewaldung der Auen sowie durch Laufverlängerung positive Effekte auf die Verzögerung der Laufzeit und die Abminderung des Scheitelabflusses einer Hochwasserwelle erzielen.

3 Untersuchungen an der Glonn

3.1 Einleitung

In einer zweiten Projektphase werden Untersuchungen an einem realen Gewässerabschnitt durchgeführt. Für die Auswahl eines für diese Studie geeigneten Gewässers waren mehreren Kriterien relevant. Das Gewässer sollte ähnliche Dimensionen wie das Modellgerinne aus der ersten Projektphase sowie eine ähnliche Abflusscharakteristik wie die untersuchte Bandbreite am Modellgerinne besitzen. Zudem sollte der Talraum des Gewässers stark verändert sein, um mögliche Renaturierungs- bzw. Gewässerentwicklungsmaßnahmen in ihren Auswirkungen auf den Hochwasserabfluss untersuchen zu können.

Ein für diese Fragestellungen geeignetes Gewässer ist die Glonn im Einzugsgebiet der Amper. Die Glonn besitzt zum einen ähnliche Dimensionen wie das Modellgerinne aus Projektphase 1 hinsichtlich Gewässerbreite und -tiefe (Kap. 3.2.2). Zum anderen gibt es eine gute Übereinstimmung der Hochwasserwahrscheinlichkeiten am Pegel Hohenkammer/Glonn (Kap. 3.2.3) mit den Scheitelwerten der generierten sinusförmigen Abflussganglinien, die in Phase 1 verwendet wurden. Ein Abfluss von $40 \text{ m}^3/\text{s}$ entspricht am Pegel Hohenkammer einem mittleren Hochwasserabfluss (MHQ). Der zehnjährliche Abfluss übersteigt gering den simulierten Scheitelwert von $60 \text{ m}^3/\text{s}$, das zwanzigjährige Ereignis entspricht $80 \text{ m}^3/\text{s}$ und ein HQ_{100} liegt mit $115 \text{ m}^3/\text{s}$ etwas über dem höchsten simulierten Scheitelwert aus der Projektphase 1. Die Glonn wurde zu Beginn des 20. Jahrhunderts auf ihrer gesamten Länge reguliert (Kapitel 3.2.2). Der Talraum wird vorwiegend landwirtschaftlich genutzt. Ackerflächen reichen oftmals bis unmittelbar an den Fluss (Kap. 3.2.4).

Bei der Wahl zu untersuchender Varianten bezüglich der Wirkung von Gewässerentwicklungsmaßnahmen auf den Hochwasserabfluss wird von einem vorhandenen Gewässerentwicklungsplan sowie von Maximallösungen ausgegangen (Kap. 3.4). Hierbei muss betont werden, dass in der heutigen Kulturlandschaft die dargestellten Maximallösungen nicht in diesem Umfang zu realisieren sind. Die Maximallösungen betreffen vor allem eine weitgehende Bewaldung des Untersuchungsgebiets und sollen eine Aussage ermöglichen, welche maximalen Auswirkungen bezüglich Laufzeitverzögerung und Scheitelabminderung möglich sein können.

3.2 Gebietsbeschreibung

3.2.1 Räumliche Abgrenzung des Untersuchungsgebiets

Das Einzugsgebiet der Glonn umfasst eine Fläche von 405 km^2 . Innerhalb des Dreiecks zwischen den Städten München, Augsburg und Freising liegend, befindet sich der überwiegende Teil des Einzugsgebiets im Landkreis Dachau, kleinere Teile im Westen des Gebietes reichen in die Landkreise Fürstenfeldbruck und Aichach-Friedberg hinein. Der Mündungsbereich im Osten liegt

Untersuchungen an der Glonn

im Landkreis Freising. Ein kleiner Bereich im Nordosten des Einzugsgebietes reicht in den Landkreis Pfaffenhofen an der Ilm.

Das Glonngebiet ist Teil des bayerischen Tertiärhügellandes, das großräumig durch die Donau im Norden, den Inn im Osten und Südosten, die Münchner Schotterebene im Süden und den Unterlauf des Lechs im Westen begrenzt wird. Es ist durch sanft geschwungene Hügelzüge und ein engmaschiges, fein verzweigtes Talnetz gekennzeichnet.

Die Glonn ist ein Gewässer zweiter Ordnung mit einer Lauflänge von ca. 50 km. Ihre drei Quellbäche entspringen im Südwesten des Gebietes und vereinigen sich bei Mittelstetten zur Glonn. Von Westen nach Osten durchfließt die Glonn die Orte Odelzhausen, Erdweg, Markt Indersdorf, Petershausen und Hohenkammer und mündet schließlich bei Allershausen in die Amper. Abb. 3.1 zeigt eine Übersicht des Einzugsgebietes der Glonn und des darin liegenden Untersuchungsgebietes.

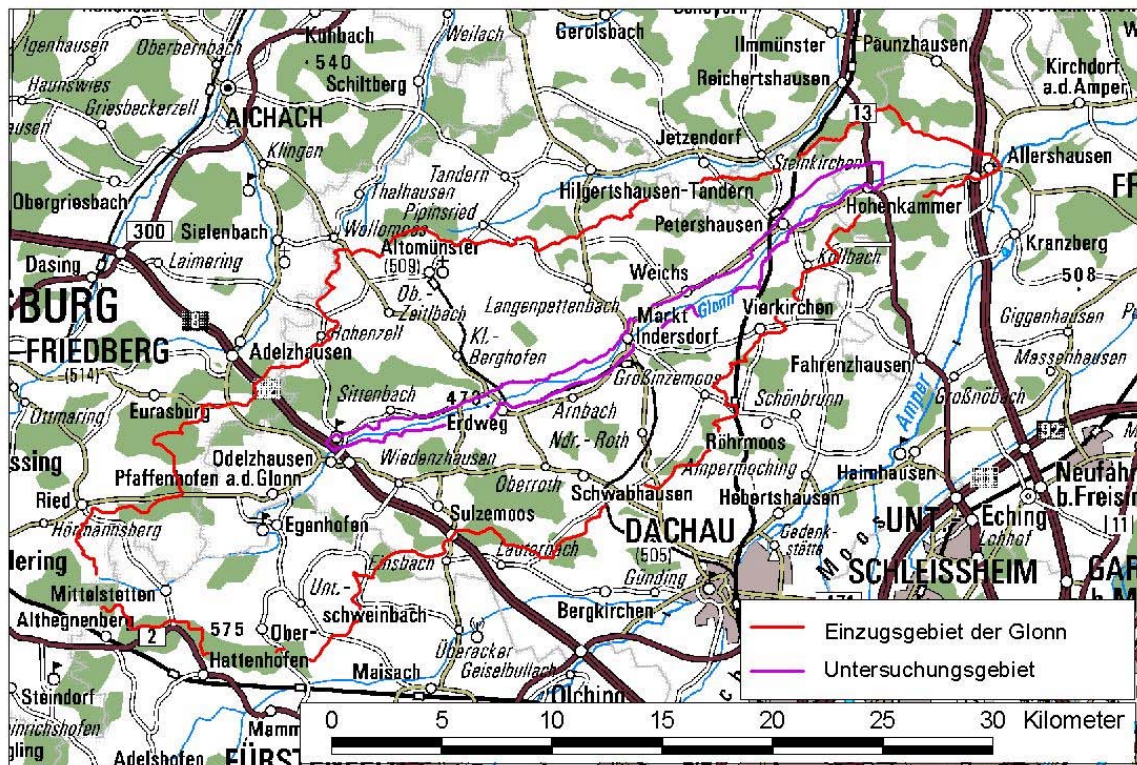


Abb. 3.1 Einzugsgebiet der Glonn

Das Untersuchungsgebiet bezieht sich auf den Talraum der Glonn auf einem Abschnitt von 30 km. Die Begrenzung liegt im Westen bei der Querung des Glonntals durch die Autobahn A8 München-Stuttgart bei Odelzhausen (Flusskilometer 36,0), und im Osten bei Hohenkammer (Flusskilometer 6,0). Die Fläche dieses Gebiets beträgt 24,7 km². Die Höhenlage der Glonn erreicht dabei Werte von 483,3 m ü.NN bei Odelzhausen bis 448,1 m ü.NN bei Hohenkammer. Die

Glonn überwindet damit auf einer Fließstrecke von 30 km einen Höhenunterschied von ca. 35 m. Daraus leitet sich ein mittleres Gebietsgefälle von 1,2 ‰ ab.

3.2.2 Flussbauliche Umgestaltung der Glonn

Die Glonn wurde von 1919 bis 1924 reguliert. Der ehemals mäandrierende Fluss wurde begradigt und zur Wasserkraftnutzung ausgebaut. Durch die Begradigungen wurden die Auen trockengelegt und für eine intensive Landwirtschaft nutzbar gemacht. In einem Faltblatt des Wasserwirtschaftsamts Freising (2003b) wird die Glonn-Regulierung beschrieben:

Wie an vielen anderen Flüssen auch bezweckte die Regulierung der Glonn die Verhütung der ständigen Hochwasser- und Überschwemmungsgefahr und die Beseitigung der weitreichenden Versumpfung des Geländes zur Erhöhung der Agrarproduktion. Ein Großteil der Bauarbeiten erfolgte noch in Handarbeit, jedoch wurden für den Ausbau zum Kanal auch erstmals dampfgetriebene Schürfbagger eingesetzt. Damit wurden komplett neue Flussrinnen gegraben. Der kanalartige Ausbau sorgte für eine schnelle Hochwasserabfuhr. Der Grundwasserstand ging zurück, die Aue wurde über Entwässerungsgräben trocken gelegt. Abgetrennte Fluss Schleifen verblieben an einigen Stellen als Altwasser. Die landwirtschaftlichen Flächen reichten nun bis an das Wasser heran. Entlang der Glonn wurden 13 neue Wehranlagen gebaut – davon 10 im Untersuchungsgebiet von Flusskilometer 36 bis 6. An den Wehranlagen wird das Wasser gestaut und über Mühlbäche zu den Kraftwerken geleitet. Viele kleine wasserradgetriebene Mühlen wurden durch turbinengetriebene Triebwerke ersetzt. Mehr als 30 Stahlbetonbrücken ersetzen die vorher verbreiteten Holzkonstruktionen über die Glonn und deren Mühlbäche.

Die Abbildungen 3.2 und 3.3 zeigen einen Vergleich des historischen Glonnverlaufs, dargestellt in Kartenaufnahmen von 1865 mit den heutigen, begradigten Strecken. Die Regelquerschnitte der ausgebauten Glonn weisen bei einer durchschnittlichen Tiefe von 2 Meter eine Breite der Uferlinien von 6 Meter bei Odelzhausen bis zu 18 Meter vor dem Wehr Hohenkammer auf. Abb. 3.4 zeigt Profile der Glonn alle 5 Kilometer. Vor Wehranlagen sind die Profile breiter und flacher in das Gelände eingeschnitten, z.B. bei Fkm 25,0, nach Wehranlagen schmaler und tiefer, z.B. bei Fkm 20,0. Hier ist auch die geringe Restwasserführung bei Mittelwasser erkennbar. Die Ufer sind auf weiten Strecken mit Holzverbau befestigt.

Die Wehranlagen mit den anschließenden Mühlkanälen und Triebwerken prägen den Verlauf der Glonn stark. In Tab. 3.1 sind die 10 im Untersuchungsgebiet liegenden Triebwerke aufgelistet. Der Höhenunterschied der Glonn im Untersuchungsgebiet von 35 m (vgl. Kap. 3.2.1) wird zu etwa zwei Drittel durch die Wehranlagen überwunden. Auf etwas mehr als einem Sechstel ihrer Lauflänge, auf einer Strecke von 5,4 km wird die Glonn durch Mühlkanäle begleitet.

Untersuchungen an der Glonn

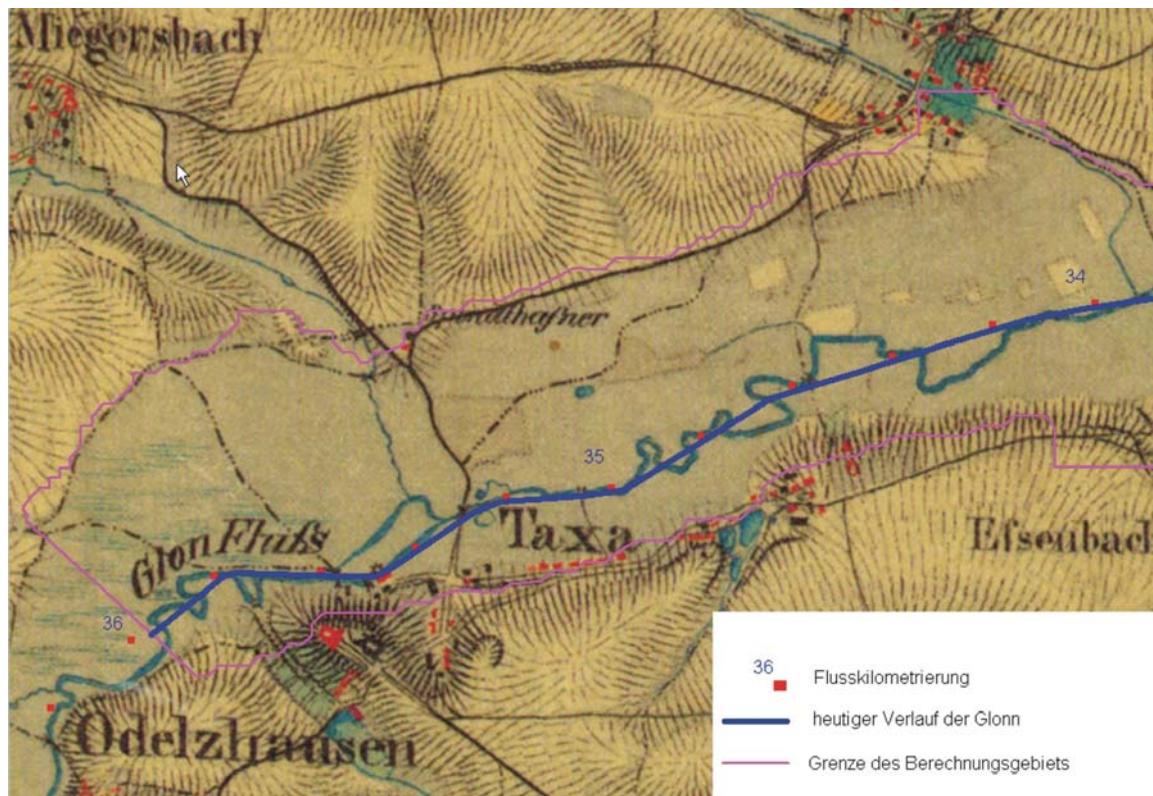


Abb. 3.2 Historische Glonn bei Odelzhausen und heutiger Verlauf

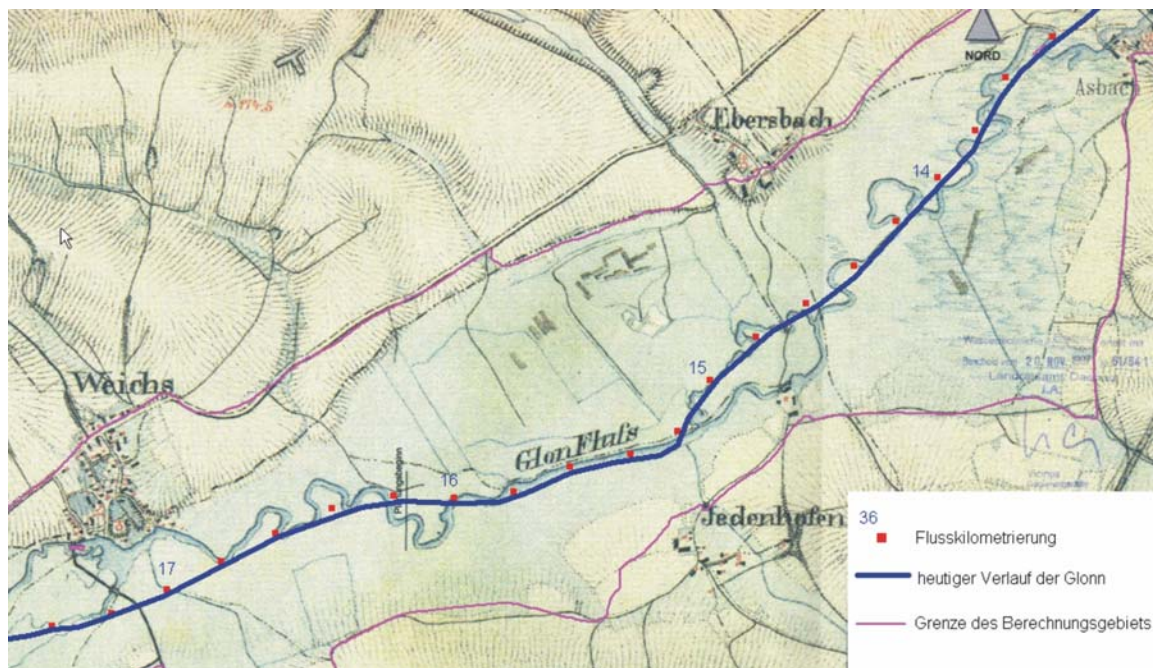


Abb. 3.3 Historische Glonn zwischen Weichs und Asbach und heutiger Verlauf

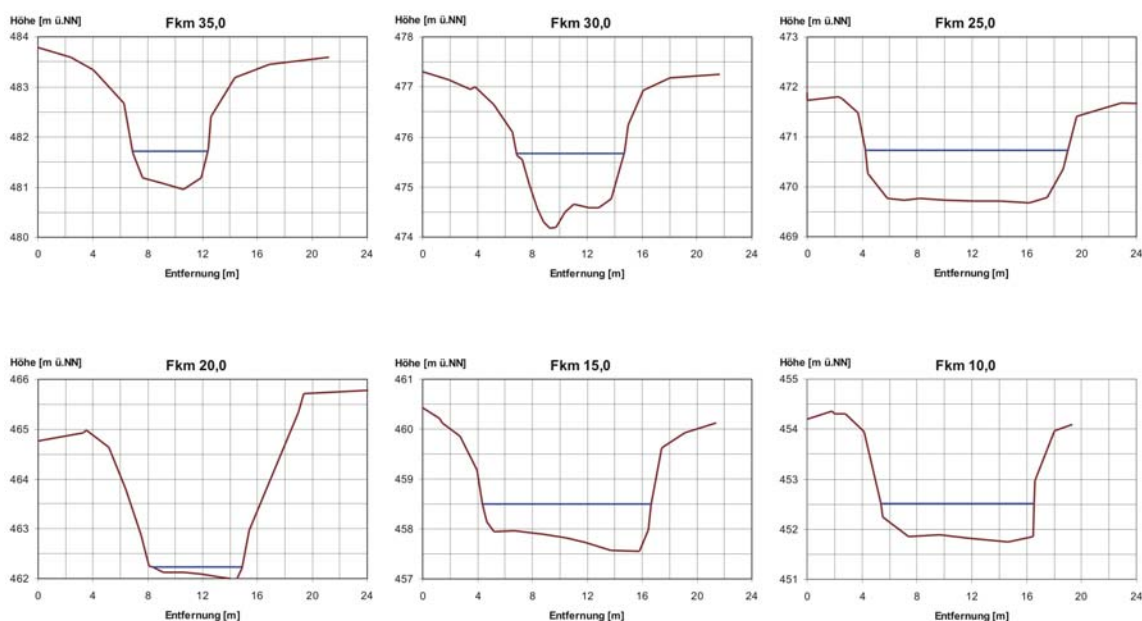


Abb. 3.4 Querprofile der Glonn mit Wasserspiegel bei Mittelwasser

Die durch die Regulierung begründete Glonn verursacht jedoch Probleme. Bei Hochwasser fließt das Wasser ohne Rückhalt schnell ab und verschärft die Situation im Mündungsgebiet. Die Fluss-
 aue hat sich zu einer intensiv genutzten Agrarfläche gewandelt. Durch die Wehre zur Wasser-
 kraftnutzung ist die Glonn ständig in ihrem Lauf unterbrochen. Die typische Flora und Fauna am
 Gewässer sind teilweise verloren gegangen.

Tab. 3.1 Triebwerke im Untersuchungsgebiet

Lfd. Nr.	Name	Lage [Fkm]	Wehr- höhe [m]	Mühlkanal		
				Wehr – Mündung [Fkm]	Länge [km]	
1	Oberhandenzhofen	32,2	1,0	32,8	31,8	1,0
2	Erdweg	27,5	2,3	27,5	27,3	0,2
3	Arnbach	24,0	2,7	24,4	23,8	0,6
4	Untermoosmühle	22,0	2,7	22,1	21,8	0,3
5	Glonn „Hohenester-Mühle“	19,7	2,1	20,1	18,9	1,2
6	Weichs	17,4	2,3	17,7	16,8	0,5
7	Asbach	13,2	2,2	13,5	13,0	0,5
8	Petershausen	11,4	2,6	11,6	11,1	0,5
9	Herschenhofen	8,2	2,1	8,2	7,9	0,3
10	Hohenkammer	6,7	2,6	6,7	6,4	0,3
		Summe:	22,6	Summe:		5,4

Untersuchungen an der Glonn

Seit den neunziger Jahren werden lokale Renaturierungsmaßnahmen an der Glonn durchgeführt (Wasserwirtschaftsamt Freising 2001, 2002, 2003a). Durch den Bau von Fischtreppe wird versucht, die Durchgängigkeit der Glonn für Fische und andere Lebewesen wiederherzustellen. So wurde 1999 eine Fischtreppe bei Markt Indersdorf fertiggestellt, in den nächsten Jahren sollen weitere folgen. Im Rahmen der Gewässergestaltung und –pflege werden an geeigneten Stellen Uferbefestigungen zurückgenommen und die Ufer mit einheimischen Gehölzen bepflanzt. Bestehende Altwässer werden entschlammt und neue Seitenarme geschaffen.

Die Renaturierungsmaßnahmen sind in ihrem Umfang durch mehrere Faktoren begrenzt: Die bei der Regulierung gebauten Wasserkraftanlagen sind nach wie vor mit unbefristetem Nutzungsrecht in Betrieb. Da der Großteil der Glonnaue intensiv landwirtschaftlich genutzt wird, sind Veränderungen zugunsten einer natürlichen Aueentwicklung schwer durchsetzbar.

3.2.3 Hydrologie

Das 30 km lange Untersuchungsgebiet der Glonn liegt zwischen den Pegeln Odelzhausen und Hohenkammer. Die hydrologischen Werte der beiden Pegel sind in Tab. 3.2 angegeben. Danach nimmt der Abfluss zwischen Odelzhausen und Hohenkammer durch mehrere Zuflüsse im Zwischeneinzugsgebiet etwa um das Dreifache zu.

Tab. 3.2 Statistische Hochwasserwahrscheinlichkeiten an den Glonnpegeln Odelzhausen und Hohenkammer

Pegelname	Fkm	PNP [m ü.NN]	A _{E0} [km ²]	Zeitreihe von - bis	MQ [m ³ /s]	MHQ [m ³ /s]	Hochwasserwahrscheinlichkeiten						
							HQ ₁ [m ³ /s]	HQ ₂ [m ³ /s]	HQ ₅ [m ³ /s]	HQ ₁₀ [m ³ /s]	HQ ₂₀ [m ³ /s]	HQ ₅₀ [m ³ /s]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]
Odelzhausen	35,7	482,6	97,3	1962- 1999	1,0	12,5	10	13	17,5	22	27	33	38
Hohenkammer	6,4	447,0	390	1936- 1999	3,0	40	33	41	52	66	80	100	115

Für instationäre Berechnungen des Abflusses mit einem hydraulischen Modell werden Zuflussganglinien für einzelne Abschnitte der Glonn benötigt. Diese wurden mit Hilfe eines Niederschlag-Abfluss-Modells ermittelt (Blasy & Øverland 2004). Aus diesen Ergebnissen wurden im hydraulischen Modell insgesamt 16 Zuflüsse definiert, die in Tab. 3.3 mit den Scheitelwerten der Abflussganglinien aufgelistet sind und deren Lage in Abb. 3.5 dargestellt ist. Das Berechnungsgebiet im hydraulischen Modell umfasst die gelb markierte Fläche; die Zugabestelle der Zuflussganglinien ist jeweils durch einen blauen Pfeil markiert. Die Zuflüsse konnten weitgehend einem jeweils dominanten Bach pro Teileinzugsgebiet zugeordnet werden, die ebenfalls in Abb.3.5 benannt sind. Neben der Glonn selbst, die als Zufluss 1 bezeichnet ist, sind der Rothbach (Zufluss 11) und der Zeitlbach (Zufluss 7) dominierend. Allein diese beiden Zuflüsse bewirken mehr als eine Verdoppelung des Abflusses (vgl. Tab. 3.3). Danach folgen nach der Menge ihrer Abflussführung Steindlbach (Zufluss 6), Möslbach (Zufluss 16) und Kollbach (Zufluss 15). Die Ganglinien dieser Zuflüsse sind für HQ₂ und HQ₁₀₀ in Abb. 3.6 dargestellt. Ganglinien kleinerer Teileinzugsgebiete ohne dominantes Gewässer wurden als „Abflussbildung“ (Zuflüsse 5 und 14) berücksichtigt.

Tab. 3.3 Scheitelwerte der Zuflüsse, ermittelt durch ein Niederschlag-Abfluss-Modell (nach Blasy & Øverland 2004)

	Zufluss	Mündung bei Glonn-Fkm	HQ ₂ [m ³ /s]	HQ ₅ [m ³ /s]	HQ ₁₀ [m ³ /s]	HQ ₅₀ [m ³ /s]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]
1	Glonn, Odelzhausen	Berechnungsbeginn, 36,0	13,02	17,50	22,04	33,04	38,02
2	Roßbach	33,8	2,16	2,74	3,61	5,76	6,76
3	Rohrbach	33,4	1,70	2,17	2,86	4,59	5,40
4	Steinfurter Bach	33,0	1,30	1,67	2,21	3,56	4,18
5	Abflussbildung	30,4	3,08	3,91	5,11	7,92	9,22
6	Steindlbach	27,8	4,80	6,09	7,90	12,21	14,21
7	Zeitlbach	26,4	5,37	6,87	9,00	14,32	16,78
8	Dorfbach	24,0	2,57	3,29	4,33	6,89	8,03
9	Eichhofner Bach	23,0	1,70	2,18	2,88	4,67	5,48
10	Kultur-Kanal	21,6	1,50	1,91	2,51	3,95	4,59
11	Rothbach	20,4	9,00	11,52	15,19	23,01	26,84
12	Langenpettenbach	19,6	2,39	3,06	4,03	6,47	7,57
13	Erlbach	17,4	2,15	2,74	3,61	5,76	6,74
14	Abflussbildung	15,2	1,73	2,21	2,92	4,66	5,45
15	Kollbach	11,4	3,68	4,73	6,27	9,96	11,64
16	Möslbach	8,8	3,83	5,06	6,78	10,91	12,78

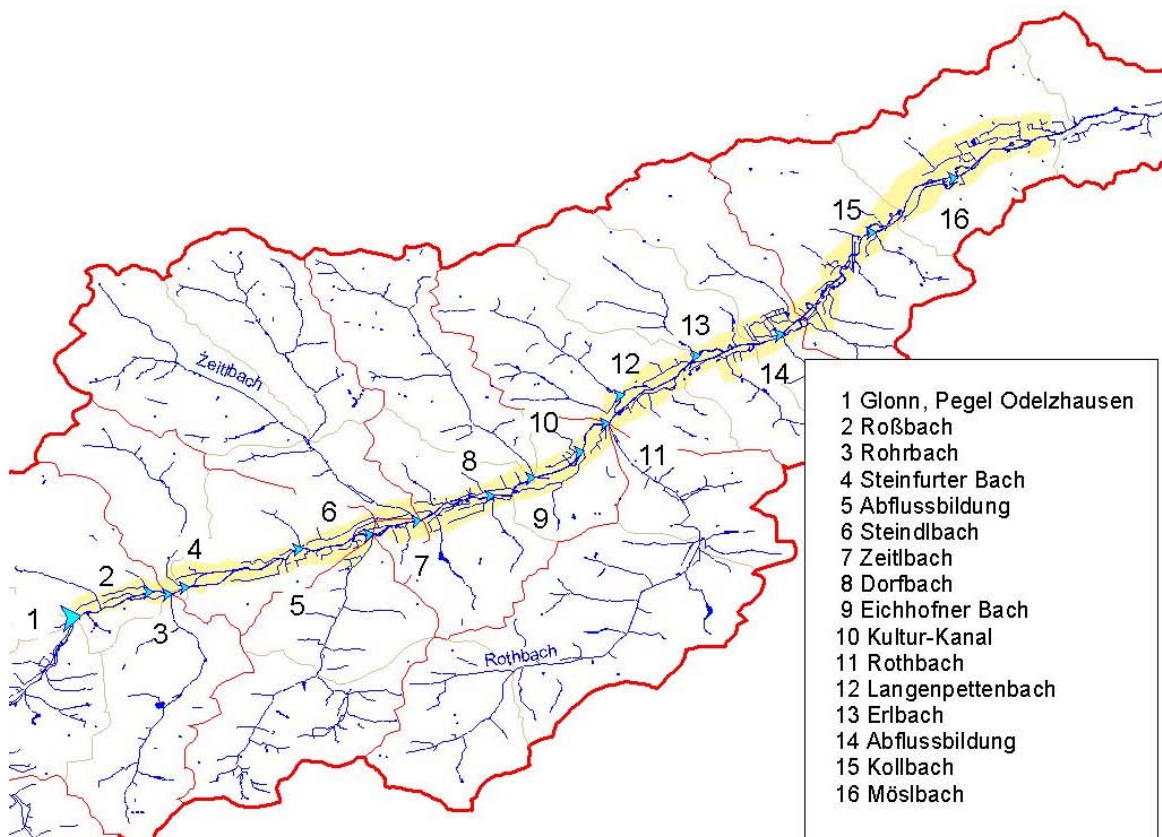


Abb. 3.5 Zuflüsse zur Glonn im Untersuchungsgebiet

Untersuchungen an der Glonn

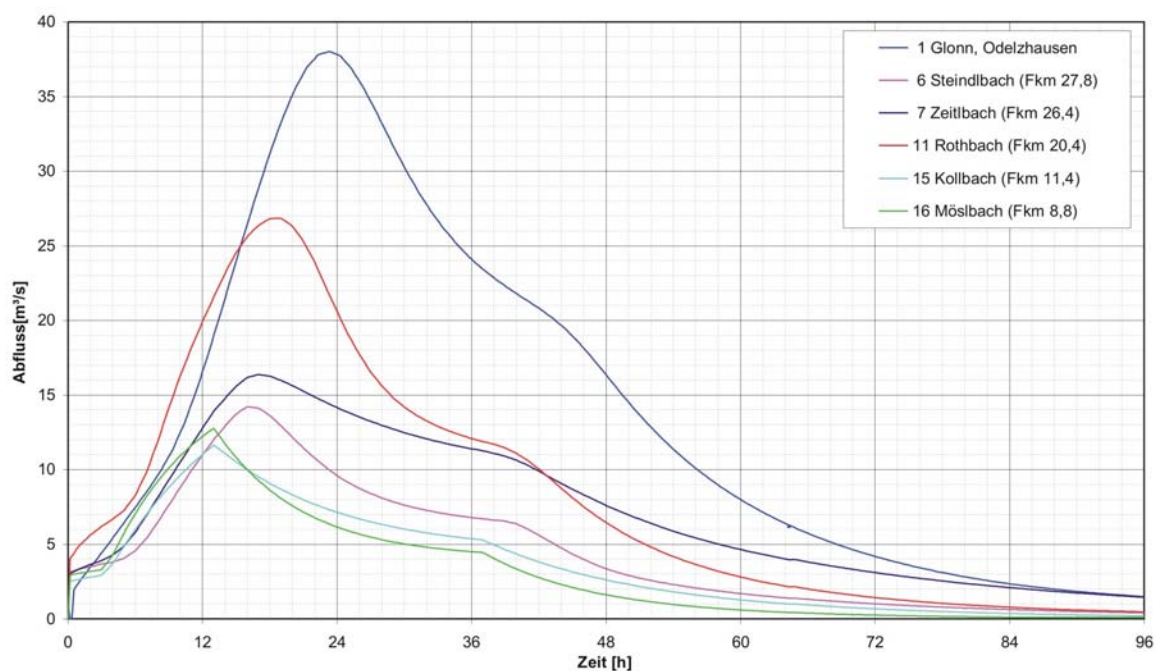
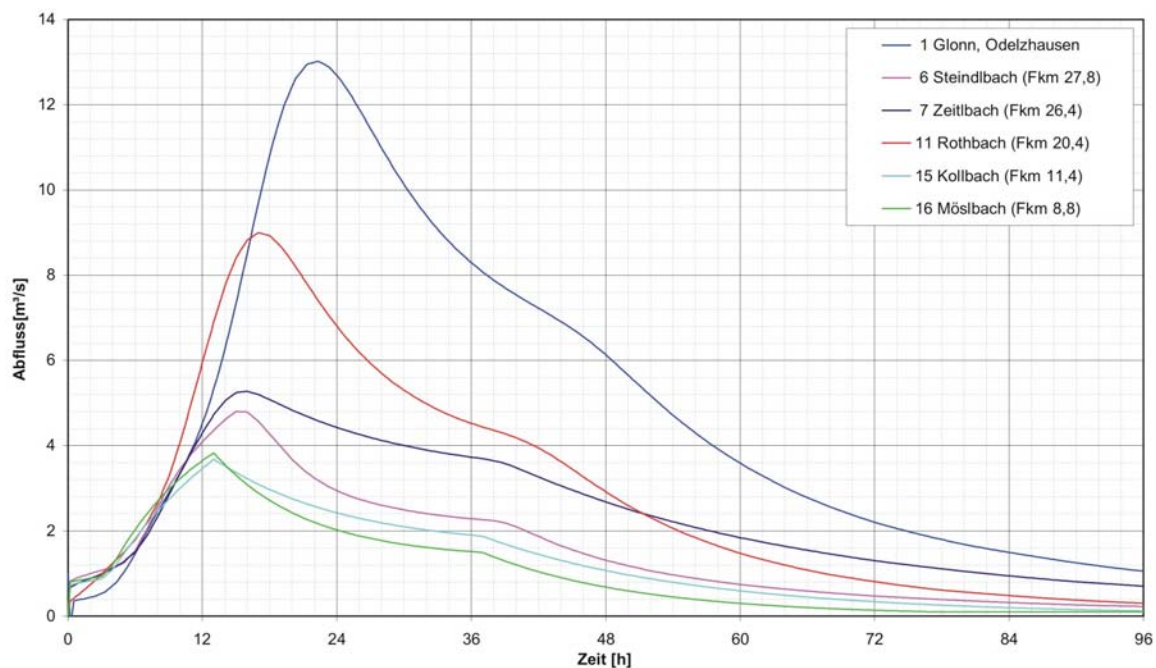


Abb. 3.6 Ganglinien der Hauptzuflüsse bei HQ_2 und HQ_{100}

3.2.4 Landnutzung

Die Glonn durchfließt stark agrarisch genutztes Gebiet, wobei die landwirtschaftliche Acker- und Grünlandnutzung in vielen Abschnitten bis unmittelbar an die Uferböschung der Gewässer heranreicht. Einen typischen Eindruck vom Charakter des Glonntals vermittelt Abb. 3.7.



Abb. 3.7 Landwirtschaftliche Nutzung des Glonntals bei Fkm 33,4 - Blick flussaufwärts Richtung Roßbach

Die Landnutzung wurde parallel zur Erstellung eines Digitalen Geländemodells im Jahr 2003 durch eine Luftbilddauswertung klassifiziert. Danach wird die Gesamtfläche des Untersuchungsgebiets von 24,7 km² mit einem Anteil von 77,1 % von Acker- und Grünlandflächen eingenommen. Danach folgen nach ihrer Häufigkeit Sukzessionsflächen (6,7 %), Siedlungsflächen (4,9 %), Verkehrsflächen (3,0 %), Sonderkulturen, v.a. Gartenland (2,7 %), Wald und Gebüsch (2,4 %), Gewässer (2,3 %), Röhricht und Hochstauden (0,1 %) und Sonstige Nutzungen (0,8 %). Die prozentuale Aufteilung der Landnutzung ist in Abb. 3.8 dargestellt. Neben der dominierenden landwirtschaftlichen Nutzung ist der hohe Anteil an Siedlungs- und Verkehrsflächen auffallend. Während die Siedlungsflächen vorwiegend am Talrand liegen, müssen die Verkehrsflächen einer näheren Betrachtung unterzogen werden, da besonders die talraumquerenden Straßen- und Eisenbahndämme abflussrelevant sind.

Den Talraum der Glonn queren zwischen dem oberen Gebietsrand bei Odelzhausen und dem unteren Gebietsrand bei Hohenkammer 21 Straßendämme und 2 kombinierte Straßen- und Eisen-

Untersuchungen an der Glonn

bahndämme bei Erdweg und Petershausen. Im Schnitt wird der Talraum damit alle 1,3 Kilometer abgeriegelt. Niedrigere Straßendämme werden bei größeren Hochwasserabflüssen überströmt. Die meisten Dämme jedoch, insbesondere die Bahndämme und größeren Verbindungsstraßen zwischen Ortschaften, bilden Abflussbarrieren. Neben den Brückenöffnungen bei der Glonn und ihren Mühlbächen sind Durchlässe nur an wenigen Straßendämmen vorgesehen, wenn Querungen über größere Bäche vorhanden sind.

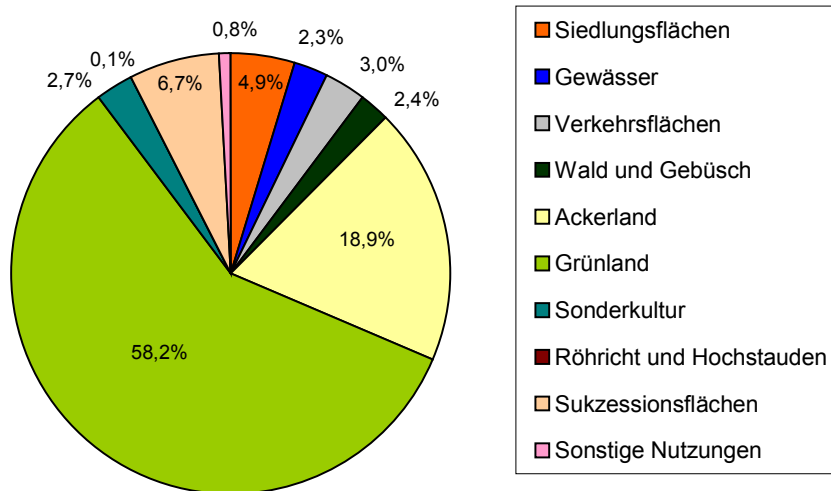


Abb. 3.8 Flächennutzung in prozentualen Anteilen im Untersuchungsgebiet

3.3 Modellaufbau und Eichung

3.3.1 Berechnungsnetz

Die hydraulische Modellierung der Glonn baut auf einem Berechnungsnetz auf, das aus rund 162.000 Knoten und 225.000 Dreiecks- und Vierecks-Elementen besteht. Dem Berechnungsnetz liegen Geländedaten eines photogrammetrisch erstellten Digitalen Geländemodells sowie von Flussquerprofilaufnahmen an Hektometersteinen im 200-m-Abstand aus dem Jahr 2003 zugrunde. Zusätzlich wurden Sonderprofile und Bauwerksdaten an allen Brückenbauwerken und Wehren vermessen.

Den Elementen des Berechnungsnetzes werden Rauheitsbeiwerte nach Manning-Strickler zugeordnet, die aus der Landnutzung abgeleitet werden und sich an Erfahrungswerten aus der bisherigen hydraulischen Berechnungspraxis orientieren. In Tab. 3.4 sind die verwendeten Manning-Strickler-Werte und ihre Zuordnung zur jeweiligen Landnutzung zusammengestellt. Einzelgebäude im flussnahen Bereich, bis zu einer Entfernung von ca. 200 m wurden dabei als nicht durchströmte Flächen modelliert.

Tab. 3.4 Zuordnung von Rauheitsbeiwerten zu den Flächennutzungen

Nutzung	$k_{St} [m^{1/3}/s]$	Nutzung	$k_{St} [m^{1/3}/s]$
Gewässerbett	28	Gewerbegebiet	13
Sonstige Fließgewässer	27	Wald	10
Stehende Gewässer	30	Gebüsch	9
Sohlrampe	25	Ackerland	15
Bebauung dicht	10	Grünland	20
Bebauung locker	17	Sonderkultur	19
Einzelgebäude	disable	Röhricht und Hochstaudenflur	11
Verkehrsfläche befestigt	40	Moor- und Sukzessionsflächen	17
Verkehrsfläche unbefestigt	36	Sonstige Nutzungen	17

3.3.2 Bauwerke

Der Abfluss durch Brückenbauwerke wird zweidimensional modelliert. Dabei wird die Flusssohle unter der Brücke nach Profilmessungen in das Berechnungsnetz übernommen. Die Maschen des Netzes werden an die Brückengeometrie angepasst, so dass die Widerlager annähernd senkrecht abgebildet werden. Größere Brückenpfeiler werden als nicht durchflossene Netzelemente modelliert. Die konstruktive Unterkante eines Brückenbauwerks wird den entsprechenden Netzknoten als Attribut zugewiesen. Der Abflussquerschnitt wird damit nach oben begrenzt. Wird die Brücke eingestaut, so wird der Abfluss unter Druck berechnet. Der überströmte Anteil wurde in der Regel – bis auf die Ausnahme einer sehr tief liegenden horizontalen Brücke bei Fkm 33,7 nicht berücksichtigt, da im Fall des Überströmens der Hauptabflussanteil über die Vorländer abfließt. Insbesondere bei Bogenbrücken und Brücken mit weit über die Geländehöhe ragenden Geländern ist der überströmte Anteil vernachlässigbar. An der Glonn und ihren Mühlbächen wurden insgesamt 31 Brückenbauwerke mit ihrer Geometrie und Unterkante in das hydraulische Modell integriert.

Wehrüberfälle werden nach der allgemeinen Wehrformel nach Poleni modelliert (Nujić 2003). Im Untersuchungsgebiet der Glonn befinden sich 10 Wehranlagen (vgl. Tab. 3.1). In der Regel bestehen die Wehranlagen aus einem festen und einem beweglichen Teil, an einigen Wehren sind Fischtreppe vorhanden. Der Abfluss in die abgeleiteten Mühlbäche wird durch Drosselbauwerke reguliert. Abb. 3.9 zeigt als Beispiel das neue Glonn-Wehr bei Asbach (Fkm 13,5). Die Wehrkronenhöhen sowie die Unterkanten der Drosselbauwerke wurden nach terrestrischen Vermessungsdaten in das Modell integriert. Zur Wehranlage Herschenhofen (Fkm 6,7) fehlten Vermessungsdaten. Die Absturzhöhe wurde hier anhand der benachbarten Flussquerprofile und der Uferlinie des Digitalen Geländemodells in Form einer Sohlrampe modelliert.

Mühlbäche sowie die zugehörigen Triebwerke wurden in Abstimmung mit dem Wasserwirtschaftsamt Freising bei Oberhandenzhofen, Erdweg, Glonn, Weichs und Hohenkammer mit Querprofilen und Bauwerksdaten in das Modell integriert, da es sich bei diesen Ausleitungen um überflutungsrelevante Bereiche handelt, in die teils Zuflüsse münden und deren Brücken neben der Glonn selbst die einzigen Durchlässe in talraumquerenden Straßendämmen darstellen. Kleinere Mühlbäche (Arnbach, Untermoosmühle, Asbach, Petershausen und Herschenhofen) wurden

Untersuchungen an der Glonn

nicht explizit durch Querprofile, sondern nur durch die Uferlinien des Digitalen Geländemodells abgebildet.

Durchlässe sind im Gegensatz zu Brücken wesentlich kleinere Bauwerke, die mit Hilfe empirischer Formeln erfasst werden (Nujić 2003). Eine zu starke Verfeinerung des 2d-Berechnungsnetzes im Bereich der Durchlässe kann damit vermieden werden. Durch terrestrische Aufnahmen vermessen sind lediglich zwei Durchlässe bei Hohenkammer als Unterquerung der B13, alle übrigen Durchlässe wurden mit angenommenen Querschnitten versehen, die vor allem der Verbindung von Fließwegen und wegen der geringen Relevanz auf den Gesamtabfluss weniger der Wiedergabe einer exakten Abflussleistung dienen.



Abb. 3.9 Wehr bei Asbach (Fkm 13,5)

3.3.3 Modellanpassung

Zur Eichung des Modells standen Wasserspiegelfixierungen des Hochwasserereignisses vom April 1994 zur Verfügung. Die gemessenen Abflussganglinien an den Pegeln Odelzhausen und Hohenkammer sind in Abb. 3.10 dargestellt. Mit einem Scheitelabfluss von $26,12 \text{ m}^3/\text{s}$ in Odelzhausen und $79,25 \text{ m}^3/\text{s}$ in Hohenkammer entspricht das Ereignis auf der gesamten Strecke laut Hochwasserstatistik einem 20-jährlichen Hochwasser (vgl. Tab. 3.2).

Wasserspiegelfixierungen während des Hochwasserereignisses wurden an insgesamt 17 Stellen im Bereich von Flusskilometer 0,2 bis 22,0 vorgenommen. Davon liegen nur 8 Fixierungen im Untersuchungsraum, 5 Fixierungen liegen im mündungsnahen Bereich bei Allershausen und somit unterhalb des Untersuchungsgebiets, 4 Fixierungen wurden an Zuflüssen zur Glonn abgesteckt, die außerhalb des Gebiets liegen. Die 8 verbleibenden Fixierungen sind in Tab. 3.5 aufgeführt und in Vergleich zu den Berechnungen des Hochwassers 1994 und des HQ₁₀₀ gesetzt.

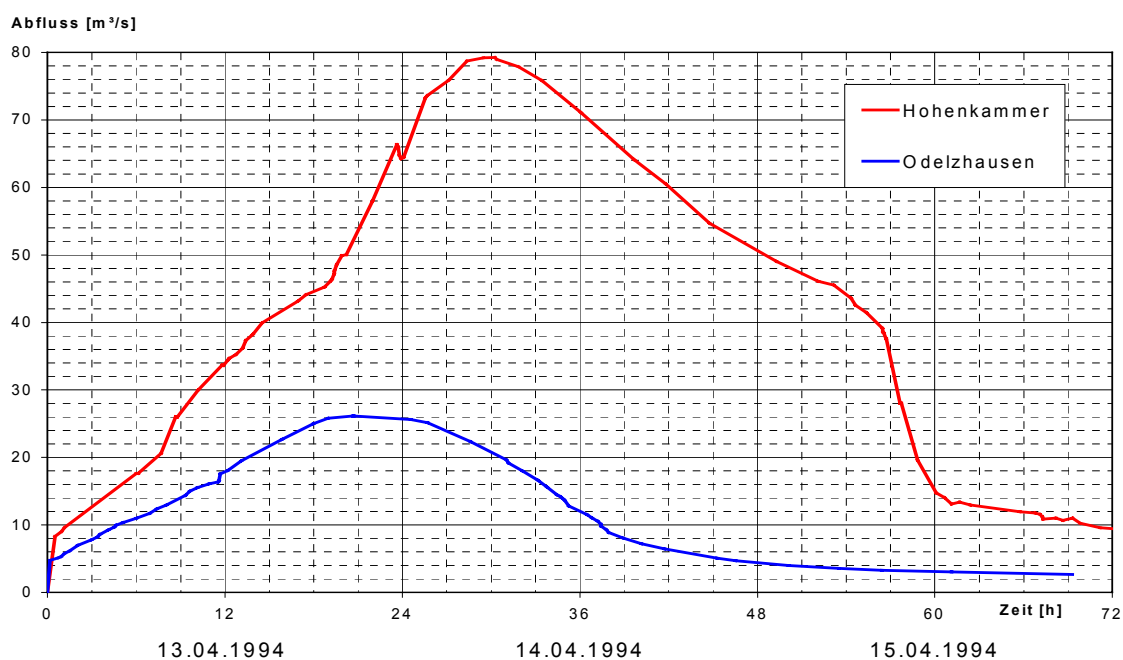


Abb. 3.10 Abflussganglinien des Hochwasserereignisses vom April 1994 an der Glonn

Tab. 3.5 Wasserspiegelfixierungen während des Hochwassers 1994

Nr.	Lage [Fkm]	Beschreibung	Fixierungs- Berechnung Differenz			HQ ₁₀₀ - Differenz		
			höhe			Berechnung		
			[m ü.NN]	[m ü.NN]	[m]	[m ü.NN]	[m]	
1	6,60	Glonn	Hohenkammer, Glonnbrücke	451,43	450,82	0,61	451,46	-0,03
2	11,00	Glonn	Petershausen, Glonnbrücke	456,64	455,97	0,67	456,41	0,23
3	11,40	Mühlkanal	Petershausen, Brücke unterhalb Triebwerk	456,41	456,19	0,22	456,78	-0,37
4	13,40	Glonn	Asbach, mittig der Glonnbrücke	459,35	458,52	0,83	458,79	0,56
5	19,60	Mühlkanal	Glonn, mittig der Glonnbrücke	466,57	465,34	1,23	466,18	0,39
6	20,40	Glonn	M. Indersdorf, Mündung Rothbach/Glonn	467,30	466,48	0,82	467,06	0,24
7	21,00	Glonn	M. Indersdorf, 20 m unterhalb Steg	467,36	466,82	0,54	467,21	0,15
8	22,00	Mühlkanal	Untermoosmühle, Markie- rung vor dem Wehr	468,66	468,20	0,46	468,32	0,34

Untersuchungen an der Glonn

Generell ist festzustellen, dass eine sehr schlechte Übereinstimmung der Wasserspiegellagen der Modellierung mit den Fixierungswasserspiegelhöhen erreicht wird. Der berechnete Wasserspiegel liegt durchwegs mehrere Dezimeter zu niedrig. Zur Erläuterung der schlechten Übereinstimmung muss auf mehrere mögliche Ursachen hingewiesen werden. Zunächst sind einige Unstimmigkeiten bei den Fixierungsdaten aufzuführen:

- Die Fixierung bei Fkm 11,4 im Mühlkanal (Tab. 3.5, Nr. 3) liegt um 23 cm tiefer als die unterhalb der Einmündung in die Glonn liegende Glonn-Fixierung (Tab. 3.5, Nr. 2).
- Der fixierte Wasserspiegel am Rothbach, ca. 280 m vor der Mündung in die Glonn (in Tab. 3.5 nicht aufgeführt), ist mit 467,16 m ü.NN 14 cm niedriger als an der Rothbachmündung (Tab. 3.5, Nr. 6).
- Die Fixierungsdaten wurden größtenteils an Brückenbauwerken genommen. Hier kann eine Beeinflussung durch Staueffekte und Wellenschlag vorliegen.

Das der Berechnung zu Grunde liegende photogrammetrische Digitale Geländemodell (DGM) wurde vom Wasserwirtschaftsamt Freising geprüft und an einigen Stellen mit terrestrischen Vermessungsdaten verglichen. Es konnten in der Regel keine größeren Abweichungen festgestellt werden. Im Bereich von Fkm 18 bis Fkm 20 konnte das DGM mit einem am Bayerischen Landesvermessungsamt vorliegenden DGM aus Laser-Scanner-Messungen verglichen werden. Hier zeigte sich, dass in Teilbereichen offenbar Verkippungen bei der Luftbildeinpassung vorkommen können. Eine Stichprobe von 180 Punkten im Talquerschnitt bei Fkm 18 (ohne Flussquerschnitt) wies eine im Mittel 16 cm höhere Lage des Laser-DGMs gegenüber dem photogrammetrischen DGM auf, während eine Stichprobe von 320 Punkten im Talquerschnitt bei Fkm 20 nur eine 2 cm höhere Lage aufwies.

Der Pegel Hohenkammer ist umläufig. Größere Hochwasserabflüsse, größer als HQ_{10} , können nicht mehr im Messquerschnitt erfasst werden (vgl. Karte A 2.1 im Anhang). Unter Umständen werden deshalb Extremhochwasser wie HQ_{50} und HQ_{100} mit zu geringen Abflusswerten extrapoliert.

Aufgrund der Unstimmigkeiten zwischen Fixierung und Berechnung wurden die hydraulischen Modellannahmen mehrfach überprüft. Sowohl die Angaben zu den Flussbauwerken als auch die Rauheitsangaben, insbesondere der k_{Sf} -Wert von $28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für das Flussbett der Glonn wurden variiert. Eine Testberechnung wurde an einigen Wehren mit geschlossenen Wehrklappen durchgeführt, und der Wert der Flussbettraueheit wurde geringfügig rauer gesetzt. Beide Maßnahmen brachten nur geringfügige Wasserspiegelerhöhungen um maximal 5 cm. Die geschlossenen Wehrklappen bewirkten lediglich lokale Erhöhungen um ebenfalls maximal 5 cm, da in diesem Fall ein größerer Abflussanteil über die feste Wehrschwelle abfließt. Da generell im Hochwasserfall Wehrklappen zu ziehen sind, wurden die Berechnungen dementsprechend mit der Höhenlage der Unterkante des beweglichen Wehrteils durchgeführt. Da die wenigen und in sich teils unstimmen Fixierungsdaten sowie mehrere Unsicherheiten, insbesondere bezüglich der Pegeldata-

ten, für eine zuverlässige Modelleichung nicht ausreichend waren, wurde auf die langjährig praxiserprobten Modellannahmen als Grundlage für die nachfolgenden Berechnungen vertraut.

3.4 Varianten

Bei der Gestaltung von Variantenberechnungen an der Glonn wurde von mehreren Überlegungen ausgegangen. Aus den Ergebnissen der ersten Untersuchungsphase am synthetischen Modellgebiet konnte gefolgert werden, welche Maßnahmen maximale Effekte erzielen. Danach wurden die Varianten maximale Bewaldung und Laufverlängerung konzipiert. Aus einem Gewässerentwicklungsplan für die Glonn (Büro für Landschaftsökologie Otto Abmann 2003) konnten konkrete Maßnahmen zur Gestaltung der Varianten entnommen werden. Dabei wurden nur hydraulisch relevante Aspekte berücksichtigt. Insbesondere wurde die Auwaldentwicklung in beidseitig der Glonn verlaufenden 15-20 m breiten Uferstreifen in die Variantengestaltung aufgenommen. Aus den Grundvarianten maximale Bewaldung, Laufverlängerung und Uferstreifenbewaldung wurden fünf Varianten gebildet, für die jeweils im Vergleich zum bestehenden Zustand (Istzustand) fünf Hochwasserereignisse (HQ₂, HQ₅, HQ₁₀, HQ₅₀ und HQ₁₀₀) simuliert wurden. Die fünf Varianten sind:

- Maximale Bewaldung,
- Bewaldung in Uferstreifen,
- Laufverlängerung durch Anbindung von Altarmen,
- Laufverlängerung durch Anbindung von Altarmen und maximale Bewaldung,
- Laufverlängerung durch Anbindung von Altarmen und Bewaldung in Uferstreifen.

3.4.1 Maximale Bewaldung

Die Variante „Maximale Bewaldung“ ist als Kontrollvariante zu verstehen. Diese Variante soll darüber Aufschluss geben, in welcher Größenordnung Effekte bei Fließzeitverlängerung und Scheitelabminderung maximal möglich sind. Es ist offensichtlich, dass die Variante aufgrund mehrerer Aspekte unrealistisch im Sinne einer konkreten Umsetzung ist. Zu dominant ist der Anspruch der landwirtschaftlichen Nutzung im Glonnatal. Siedlungsgebiete und Verkehrswege bleiben bestehen und werden nicht rückgebaut. Ebenso müssen naturschutzfachliche Gesichtspunkte wie die Erhaltung bzw. Entwicklungsmöglichkeit von offenen Wiesenflächen als Wiesenbrüterbiotope berücksichtigt werden.

Bei der Gestaltung der Variante wurde nicht das gesamte Untersuchungsgebiet in die Flächennutzung Wald überführt, sondern lediglich die beiden dominanten Nutzungen Ackerland und Grünland. Verkehrswege und Siedlungen sowie Sukzessionsflächen, Röhricht und Hochstauden sowie alle übrigen Nutzungen bleiben unverändert erhalten. Mit der Umwandlung von Acker- und Grünland in Waldflächen erhöht sich der Anteil der Waldflächen von 2,4 % auf 79,5 % (vgl.

Untersuchungen an der Glonn

Abb. 3.8). Für die hydraulische Modellierung bedeutet diese Variante konkret eine Änderung des Rauheitsbeiwerts nach Strickler von 15 (Acker) bzw. 20 (Grünland) auf $10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (Wald).

3.4.2 Bewaldung in Uferstreifen

Die Variante „Bewaldung in Uferstreifen“ richtet sich nach den Vorgaben des Gewässerentwicklungsplans für die Glonn (Büro für Landschaftsökologie Otto Aßmann 2003). Ein wichtiges Kriterium für die Wiederherstellung eines natürlichen Gewässerverlaufs ist ein durchgängiger, ausreichend breiter Uferstrandstreifen, der eine Mindestbreite von 15-20 m aufweisen sollte. Ein Uferstrandstreifen ist gerade in landwirtschaftlich intensiv genutzten Gebieten ein wirksamer Schutz vor Stoffeinträgen und trägt außerdem zur Beschattung und somit erwünschten Temperatursenkung im Gewässer bei. Für eine natürliche Wiederentwicklung des Uferstreifens werden Eingriffe der Gewässerunterhaltung stark reduziert und jede intensive Nutzung der Uferzonen (Ackernutzung, Intensivgrünland) unterbunden, so dass sich die Vegetation durch Sukzession weitgehend selbst entwickelt. Um die Biotopvielfalt zu erhöhen, sind jedoch auch besonnte Uferabschnitte zu belassen. In Restriktionsbereichen (Siedlungen und Brücken) müssen Gehölzsäume – sofern überhaupt möglich - gepflegt werden. Abseits dieser Bereiche soll angelandetes Treibholz bzw. umgefallene und ins Wasser ragende Gehölze als Strukturanreicherung belassen werden.

Im hydraulischen Modell wurde diese Variante in der Form umgesetzt, dass außerhalb der im Kartenwerk des Gewässerentwicklungsplans angegebenen Restriktionsbereiche alle Netzelemente bis zu einer beidseitigen Entfernung von jeweils ca. 20 m von den Uferlinien von den jeweiligen Nutzungen des bestehenden Zustands auf die Nutzung Wald (Rauheitsbeiwert $k_{St} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) abgeändert wurde. Auch die Böschungen wurden im Sinne des Gewässerentwicklungsplans in diese Änderung mit einbezogen. Dies hat zur Folge, dass der Abflussquerschnitt durch den Bewuchs etwas eingengt wird, wodurch bei Hochwasserabflüssen eine frühere Ausuferung stattfindet. Von dieser Änderung der Nutzung betroffen ist eine Gewässerlänge von etwa 80-90 % der Gesamtstrecke. Die übrigen Strecken werden durch Siedlungsbereiche oder gehölzfreie Nasswiesen eingenommen.

3.4.3 Laufverlängerung durch Anbindung von Altarmen

Der Gewässerentwicklungsplan sieht vor, Auegewässer anzulegen, die unterstromig oder beiderseits an die Glonn angeschlossen werden sollen. Vorgeschlagen wird, zwei Maßnahmen pro Jahr zu planen und durchzuführen.

Änderungen im hydraulischen Verhalten eines Flusses können nur durch beidseitig angeschlossene Altarme erzielt werden, die sich zu einem Hauptfließgewässer entwickeln. Somit wird eine Laufverlängerung erreicht. Lediglich einseitig angeschlossene Altarme füllen sich sehr rasch während des ansteigenden Astes einer Hochwasserwelle auf und tragen somit weder zur Laufzeitverzögerung noch zur Reduzierung des Wellenscheitels bei.

Tab. 3.6 Laufverlängerung durch Anbindung von Altarmen

	Bereich von – bis [Fkm]	Altwasserarme		
		Streckenlänge Glonn im Istzustand [m]	Streckenlänge Mäander [m]	Differenz [m]
Odelzhausen	35,8 - 35,7	60	175	+ 115
Erdweg	28,6 - 28,5	100	135	+ 35
	28,4 - 28,2	110	180	+ 70
	28,0 - 27,8	75	110	+ 35
	27,8 - 27,6	130	210	+ 80
Hörgenbach	25,4 - 24,9	425	700	+ 275
	18,7 - 18,3	420	670	+ 250
Weichs	18,0 - 17,7	245	445	+ 200
	16,7 - 16,5	80	185	+ 105
	16,2 - 16,0	130	445	+ 315
	15,9 - 15,7	160	245	+ 85
Jedenhofen	15,2 - 14,5	585	855	+ 270
	14,2 - 14,0	140	455	+ 315
Asbach	13,9 - 13,6	240	460	+ 220
Petershausen	10,8 - 10,4	205	275	+ 70
	9,4 - 9,2	190	285	+ 95
Mühdorf	9,1 - 8,2	855	1540	+ 685
Summe [m]:		4150	7370	+ 3220
Verlängerung [%]:				+ 78

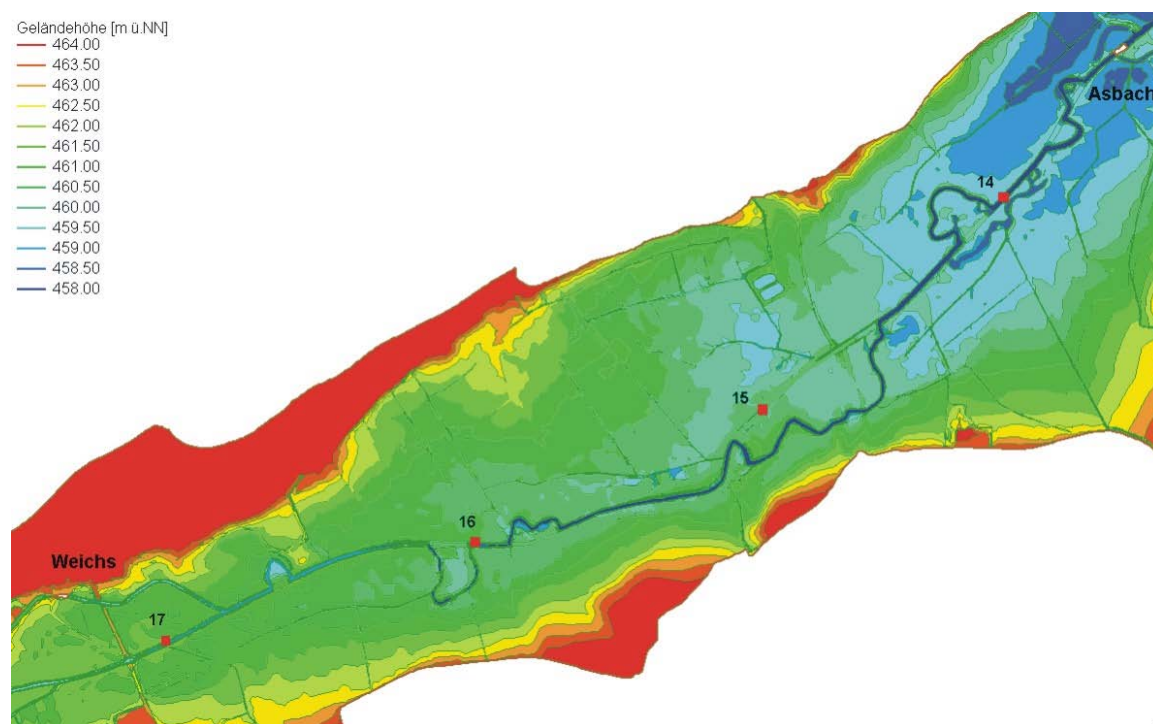


Abb. 3.11 Laufverlängerung im Abschnitt Weichs-Asbach als Höhenschichtendarstellung im 2d-Modell

Untersuchungen an der Glonn

Im hydraulischen Modell wurden im Sinne einer Laufverlängerung alle Altarme, die im Digitalen Geländemodell erkennbar waren, beidseitig an die Glonn angebunden, und die heutige, geradlinige Glonn in den Zwischenbereichen auf das Niveau der Uferhöhe, mindestens jedoch auf das Niveau des Wasserspiegels angehoben. In 17 Bereichen entlang der Glonn konnte auf diese Weise eine Laufverlängerung erreicht werden (Tab. 3.6). Insgesamt konnte eine Glonnstrecke von 4,15 Kilometern durch Umleitung in die Altarme auf 7,37 Kilometer verlängert werden. Dies entspricht einer Laufverlängerung um 78 %. Bezogen auf die gesamte Untersuchungsstrecke der Glonn von 30 km beträgt die Laufverlängerung 9 %. Der Windungsgrad erhöht sich damit von 1,04 auf 1,11, d.h. die Linienführung des Flusses ändert sich laut Definition vom gestreckten in einen gewundenen Typ (vgl. LAWA 2004). Von einer Laufverlängerung ausgenommen wurden alle Ausleitungsstrecken zu den Triebwerken sowie die zugehörigen Restwasserstrecken der Glonn, die in der Summe eine Länge von 5,4 km ergeben (vgl. Tab. 3.1).

Im Abschnitt zwischen Weichs und Asbach sind noch besonders viele Altarme im Digitalen Geländemodell erkennbar. In Abb 3.11 sind die sechs Bereiche dieses Abschnitts zu sehen, in denen Altarme mit dem Ziel der Laufverlängerung angebunden wurden.

Die Laufverlängerung wurde in drei Varianten simuliert. Eine Variante belässt die bisherige Flächennutzung bei. In Bereichen der aufgefüllten Glonnstrecken wurde eine Auwaldsukzession angenommen. In einer weiteren Variante wird die Laufverlängerung mit der maximalen Bewaldung kombiniert, d.h. alle Acker- und Grünlandflächen werden in Wald umgewandelt. Die dritte Variante berücksichtigt eine Kombination von Laufverlängerung und Bewaldung in Uferstreifen.

3.5 Ergebnisse

Für das Untersuchungsgebiet der Glonn wurden fünf Hochwasserabflüsse vom zweijährlichen bis hin zum hundertjährigen Ereignis sowohl im Istzustand als auch für die fünf Planungsvarianten berechnet. Die Ergebnisse wurden anhand der Kriterien Laufzeit und Ganglinienform – hier insbesondere die Scheitelabminderung, Wasserstand und Überschwemmungsflächen analysiert und verglichen. Zunächst wird eine kurze Darstellung der Ergebnisse im Istzustand gegeben.

3.5.1 Ergebnisse im Istzustand

Ein Hochwasser an der Glonn baut sich durch viele im Gebiet zufließende Bäche auf und erreicht am Ende der Berechnungsstrecke beim Pegel Hohenkammer etwa den dreifachen Wert des Beginns der Berechnungsstrecke beim Pegel Odelzhausen (vgl. Tab. 3.2). In Abb. 3.12 ist die Entwicklung des Wellenscheitels von Odelzhausen bis Hohenkammer für alle fünf simulierten Hochwasserjährlichkeiten dargestellt. Neben dem Glonn-Zufluss bei Odelzhausen sind die 15 weiteren simulierten Zuflüsse in der Abbildung vermerkt. Die abflussstärksten Zuflüsse, Rothbach, Zeitlbach, Steindlbach, Möslbach und Kollbach, deren Ganglinien bereits in Abb. 3.6 dargestellt sind, verursachen teils deutliche Sprünge in der Wellenentwicklung.

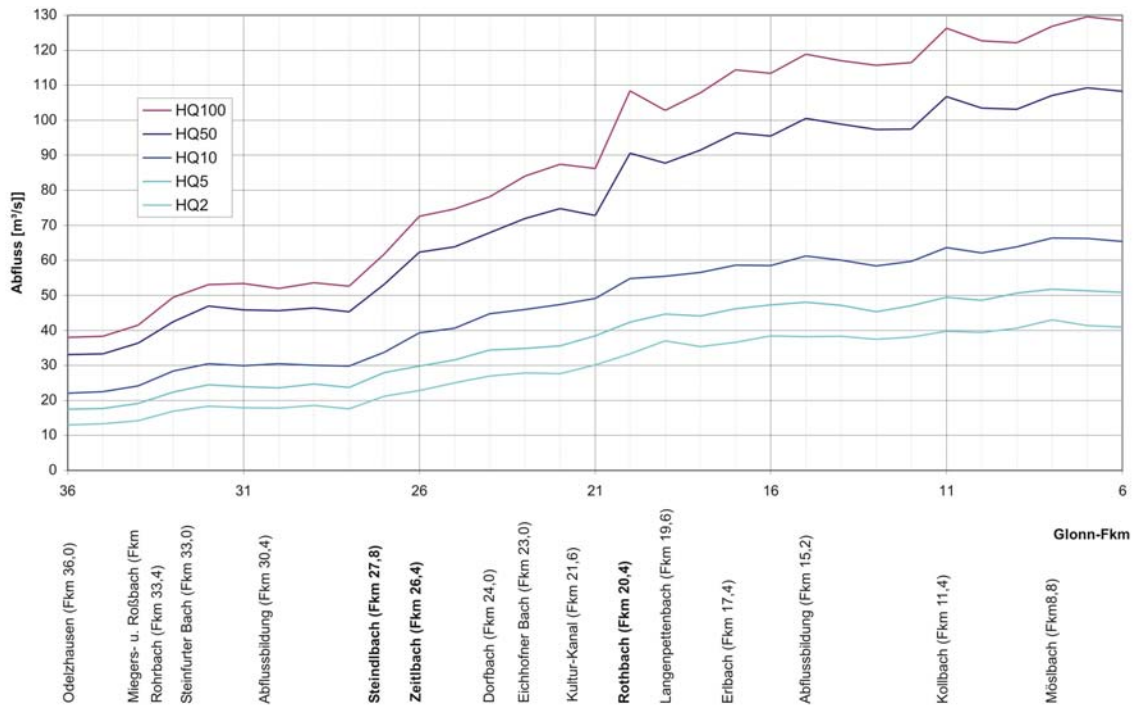


Abb. 3.12 Entwicklung des Wellenscheitels entlang der Glonn im Istzustand

Durch die hydraulische Abflussmodellierung, die sowohl die Fließbewegung als auch Geländestrukturen genauer erfasst als ein hydrologisches Modell, mit dem die Zuflussganglinien ermittelt wurden, werden für HQ₅₀ und HQ₁₀₀ etwas größere Abflusswerte in Hohenkammer erreicht, als die statistischen Werte vorgeben: Für HQ₁₀₀ werden 128 statt 115 m³/s erreicht, für HQ₅₀ sind es 108 statt 100 m³/s. Die Abweichungen betragen ca. 10 % und können akzeptiert werden. Für die kleineren Hochwasserabflüsse HQ₁₀ bis HQ₂ stimmen hydraulisch berechnete und hydrologisch ermittelte Abflusswerte überein.

Abb. 3.13 zeigt ein Längsprofil der Glonn in starker Überhöhung, um die Wasserstände der fünf Hochwasserjährlichkeiten differenziert darstellen zu können. Die starken Geländesprünge im Längsschnitt sind bedingt durch Wehranlagen, die ergänzend entlang der Profilachse mit ihrem Namen angegeben sind.

Die flächige Ausdehnung der Überschwemmungen von HQ₂ bis HQ₁₀₀ ist in Anlage 2.1 im Anhang dargestellt. Dabei sind die Überschwemmungen mit der flächenmäßig geringsten Ausdehnung bei HQ₂ in hellblau gekennzeichnet, Überschwemmungen bei größeren Hochwasserereignissen sind ergänzend in dunkleren Farbabstufungen markiert. Die Größe der Überschwemmungsflächen in Hektar ist im Vergleich mit den Variantenberechnungen in Tab. 3.8 angegeben.

Untersuchungen an der Glonn

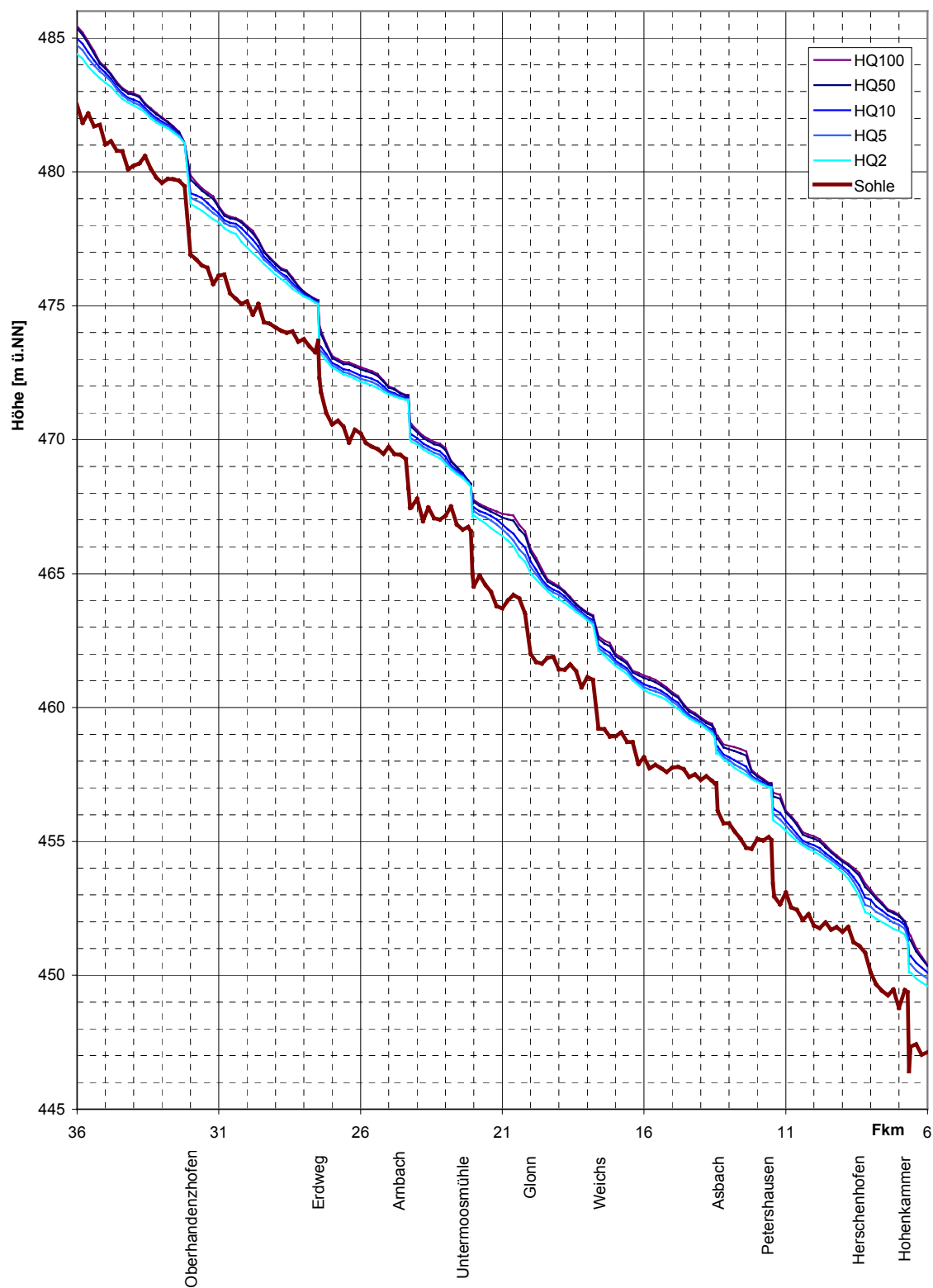


Abb. 3.13 Längsprofil der Glonn mit Wasserständen von HQ₂ bis HQ₁₀₀ und Eintrag der Wehranlagen

3.5.2 Ganglinienform und Laufzeit im Vergleich der Varianten

Die Ergebnisse aller Simulationen an der Glonn sind in Tab. 3.7 nach den Kriterien Laufzeit und Höhe des Wellenscheitels aufgelistet. Für die 5 Maßnahmenvarianten sind im Vergleich zum Istzustand die Laufzeitänderung in Stunden sowie die Scheiteländerung in absoluten und prozentualen Beträgen angegeben. Die Werte werden am Modellende bei Hohenkammer (Fkm 6,0) und in der Mitte des Berechnungsgebiets, vor der Einmündung des Rothbachs (Fkm 21,0) aufgeführt. Der Rothbach ist der abflussstärkste Zufluss (vgl. Tab. 3.3) und beeinflusst das Hochwasserge-schehen wesentlich, wie die nachfolgenden Ausführungen zeigen.

Die Abbildungen 3.14 bis 3.16 zeigen die Abflussganglinien bei HQ₂ bis HQ₁₀₀ am Modellende bei Hohenkammer für alle Varianten. Zusätzlich ist die Glonn-Zuflussganglinie bei Odelzhausen eingetragen. In roter Farbe sind die Abflussganglinien bei Hohenkammer im Istzustand dargestellt. Die Form der Ganglinie besitzt mehrere Kennzeichen: Der ansteigende Ast steigt bis zu einem Abfluss von etwa 35 m³/s sehr steil an, weist dann eine 6 bis 8 h andauernde Verflachung auf und steigt dann beinahe ebenso steil bis zum Erreichen des jeweiligen Scheitelabflusses an. Der abfallende Ast der Welle ist annähernd gleich steil wie der ansteigende Ast und flacht sich erst nach der Unterschreitung eines Abflusses von etwa 20 m³/s ab. Lediglich die großen Hochwasserabflüsse HQ₅₀ und HQ₁₀₀ weisen einen etwas flacheren abfallenden Ast auf.

Die Ganglinienform der Maßnahmenvarianten weist je nach Variante mehrere Charakteristika auf:

- Der ansteigende Ast bis zur ersten Verflachung wird durch reine Vorlandmaßnahmen, z.B. Nutzungsänderung, nicht verändert. Durch die drei Varianten mit angebundenen Altarmen, die eine Laufverlängerung um 9 % bedeuten, wird dieser Teil der Ganglinie um etwa 2 Stunden verzögert. Hierbei handelt es sich um den Abflussanteil, der im Gerinnebett der Glonn abfließt und den unteren Gebietsrand durch die Laufverlängerung später erreicht. Ein Knick in der Ganglinie mit darauf folgendem flacheren Anstieg ist bei diesen Varianten bereits bei einem Abfluss von ca. 25 m³/s zu beobachten. Eine mehrere Stunden andauernde Phase mit annähernd gleichem oder nur schwach ansteigendem Abfluss fehlt bei den Varianten mit Laufverlängerung.
- Der obere Teil des ansteigenden Astes bis hin zum Scheitelabfluss wird vor allem durch Maßnahmen in den Vorländern beeinflusst. Der Waldanteil an der Flächennutzung ist sowohl für die Verzögerung als auch für die Dämpfung des Scheitelabflusses entscheidend. Je höher der Waldanteil, desto höher fallen Verzögerung und Dämpfung der Welle aus.
- Der abfallende Ast wird ähnlich wie der erste Teil des ansteigenden Astes am meisten durch gewässermorphologische Eigenschaften beeinflusst. Durch Laufverlängerung findet ein langsames Abfallen des Abflusses statt.

Generell lässt sich ableiten: Flussbauliche Maßnahmen wie die Laufverlängerung bewirken eine Vergleichmäßigung des Abflusses, Vorlandmaßnahmen wie Bewaldung haben dämpfende und verzögernde Wirkungen auf den Scheitelabfluss.

Untersuchungen an der Glonn

Tab. 3.7 Laufzeit und Scheitelabfluss der Glonn für den Istzustand und 5 Varianten

	Ergebnisse bis Modellende (Fkm 36,0 - 6,0)					Ergebnisse bis Rothbach (Fkm 36,0 - 21,0)				
	Laufzeit t [h]	Scheitel Q [m³/s]	Δt [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]	Laufzeit t [h]	Scheitel Q [m³/s]	Δt [h]	ΔQ [m³/s]	ΔQ/Q [%]
Istzustand										
HQ ₂	15,67	40,89				9,50	30,16			
HQ ₅	17,17	50,82				13,67	38,41			
HQ ₁₀	17,83	65,34				10,17	49,07			
HQ ₅₀	10,33	108,23				7,67	72,81			
HQ ₁₀₀	9,17	128,44				6,67	86,18			
Wald										
HQ ₂	20,50	38,11	4,83	-2,78	-6,80	15,00	28,59	5,50	-1,57	-5,21
HQ ₅	21,17	46,35	4,00	-4,48	-8,81	19,17	36,12	5,50	-2,28	-5,94
HQ ₁₀	25,00	59,57	7,17	-5,76	-8,82	15,67	45,04	5,50	-4,03	-8,21
HQ ₅₀	18,83	99,20	8,50	-9,03	-8,35	11,67	71,60	4,00	-1,21	-1,66
HQ ₁₀₀	16,33	117,84	7,17	-10,60	-8,25	11,17	83,85	4,50	-2,33	-2,70
Uferstreifen										
HQ ₂	16,00	39,48	0,33	-1,42	-3,46	12,50	29,54	3,00	-0,62	-2,06
HQ ₅	19,17	49,04	2,00	-1,79	-3,52	16,33	37,61	2,67	-0,79	-2,06
HQ ₁₀	19,83	63,66	2,00	-1,67	-2,56	12,17	48,16	2,00	-0,91	-1,85
HQ ₅₀	12,67	105,53	2,33	-2,70	-2,49	8,17	72,48	0,50	-0,33	-0,45
HQ ₁₀₀	10,17	126,20	1,00	-2,24	-1,74	7,67	85,35	1,00	-0,82	-0,95
Altarme										
HQ ₂	17,33	40,45	1,67	-0,44	-1,08	11,00	30,05	1,50	-0,11	-0,36
HQ ₅	16,83	50,72	-0,33	-0,11	-0,21	13,67	38,42	0,00	0,02	0,04
HQ ₁₀	18,50	65,51	0,67	0,17	0,26	10,33	49,05	0,17	-0,02	-0,03
HQ ₅₀	10,00	108,21	-0,33	-0,02	-0,02	7,67	72,80	0,00	0,00	0,01
HQ ₁₀₀	9,00	128,38	-0,17	-0,06	-0,05	6,83	86,21	0,17	0,03	0,04
Altarme und Wald										
HQ ₂	20,83	37,73	5,17	-3,16	-7,74	15,83	28,18	6,33	-1,98	-6,57
HQ ₅	21,33	45,83	4,17	-4,99	-9,82	19,33	36,29	5,67	-2,12	-5,51
HQ ₁₀	25,83	59,79	8,00	-5,55	-8,49	15,67	45,08	5,50	-3,98	-8,12
HQ ₅₀	18,83	99,22	8,50	-9,01	-8,33	11,50	71,60	3,83	-1,21	-1,66
HQ ₁₀₀	16,33	117,93	7,17	-10,51	-8,18	11,17	83,82	4,50	-2,36	-2,74
Altarme und Uferstreifen										
HQ ₂	19,00	39,42	3,33	-1,48	-3,61	12,83	29,32	3,33	-0,84	-2,79
HQ ₅	17,67	49,13	0,50	-1,69	-3,32	16,50	37,34	2,83	-1,07	-2,79
HQ ₁₀	19,67	63,71	1,83	-1,62	-2,48	11,83	47,87	1,67	-1,20	-2,45
HQ ₅₀	12,00	105,46	1,67	-2,77	-2,56	8,17	72,41	0,50	-0,40	-0,55
HQ ₁₀₀	9,83	126,14	0,67	-2,30	-1,79	7,67	85,29	1,00	-0,88	-1,02

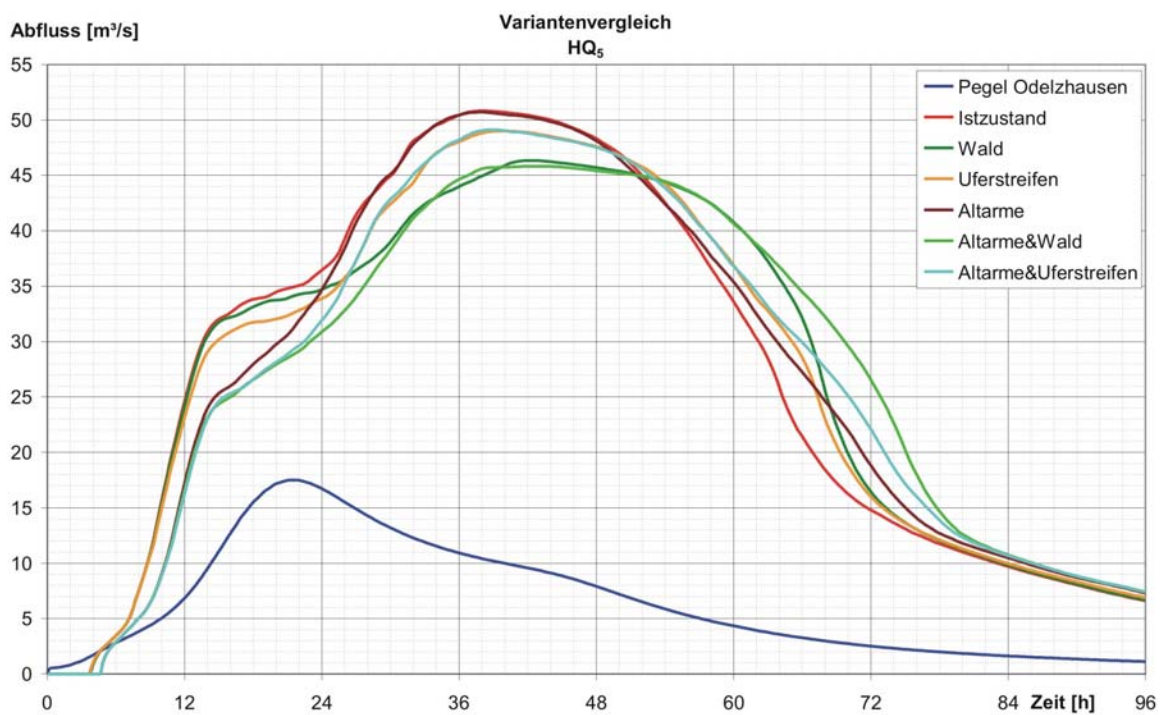
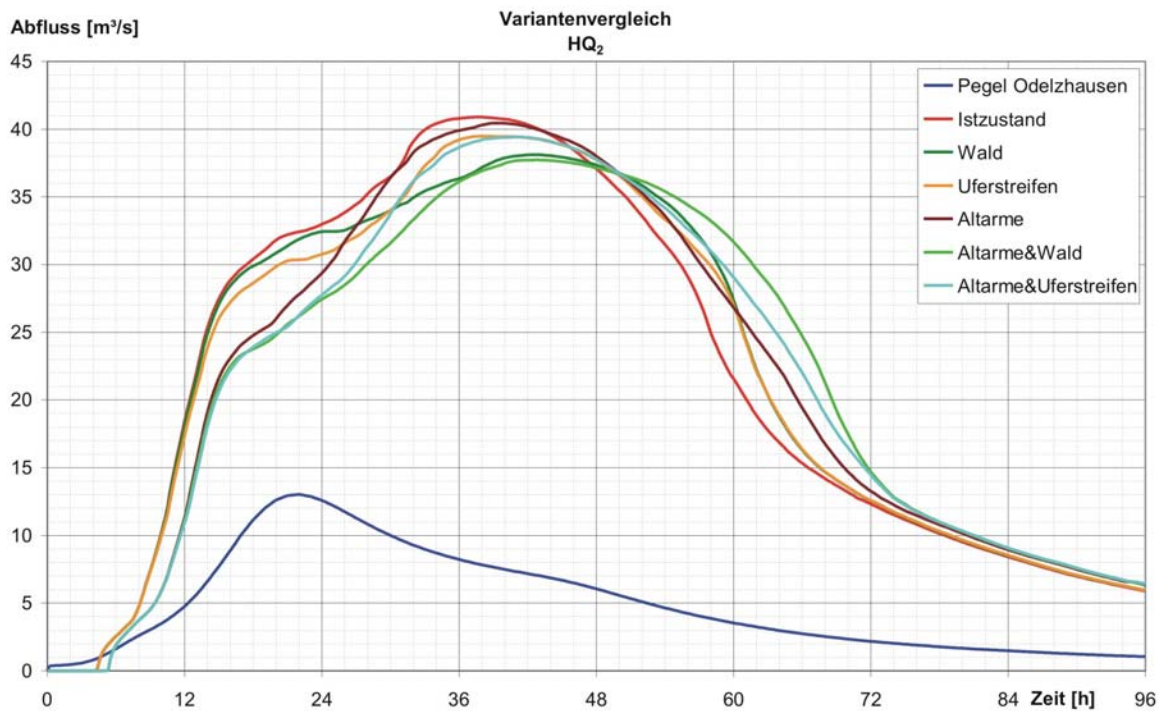


Abb. 3.14 Abflussganglinien bei Hohenkammer (Fkm 6,0) für alle Varianten bei HQ₂ und HQ₅

Untersuchungen an der Glonn

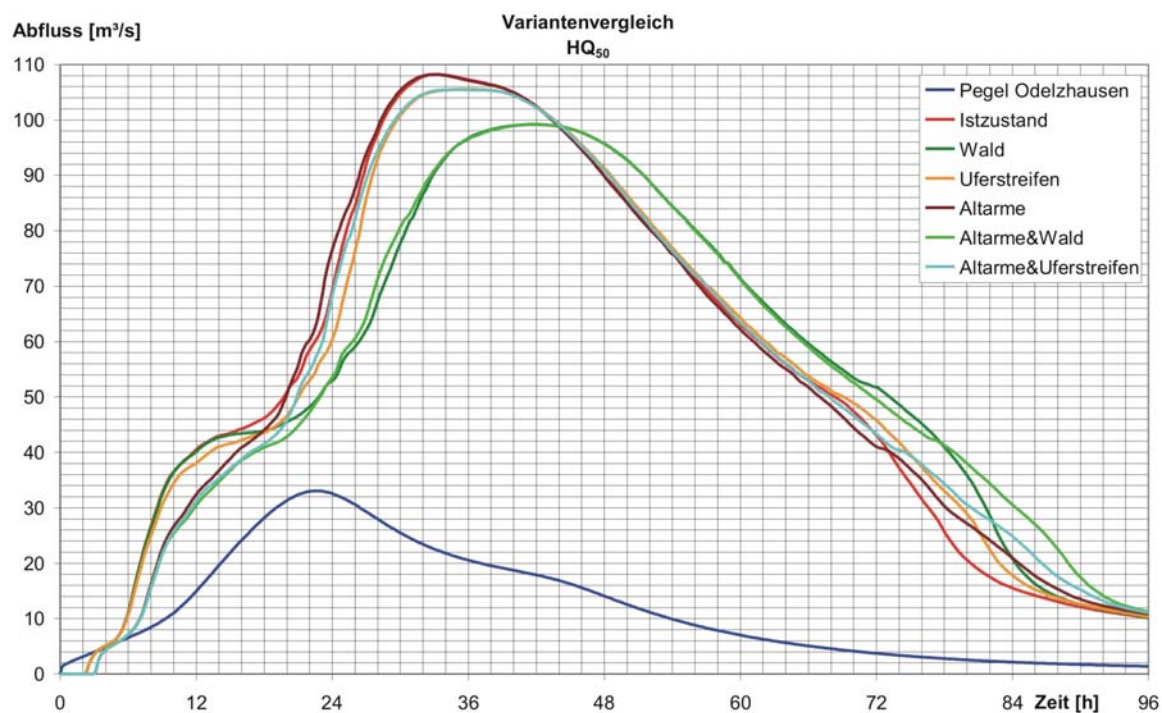
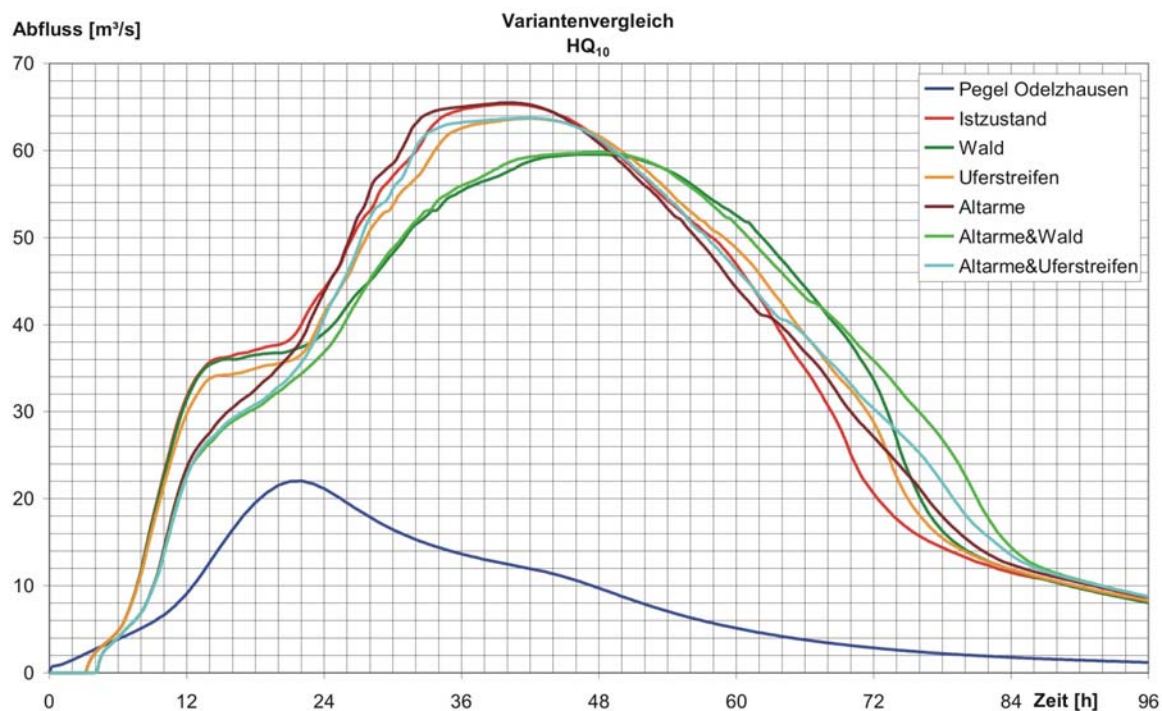


Abb. 3.15 Abflussganglinien bei Hohenkammer (Fkm 6,0) für alle Varianten bei HQ₁₀ und HQ₅₀

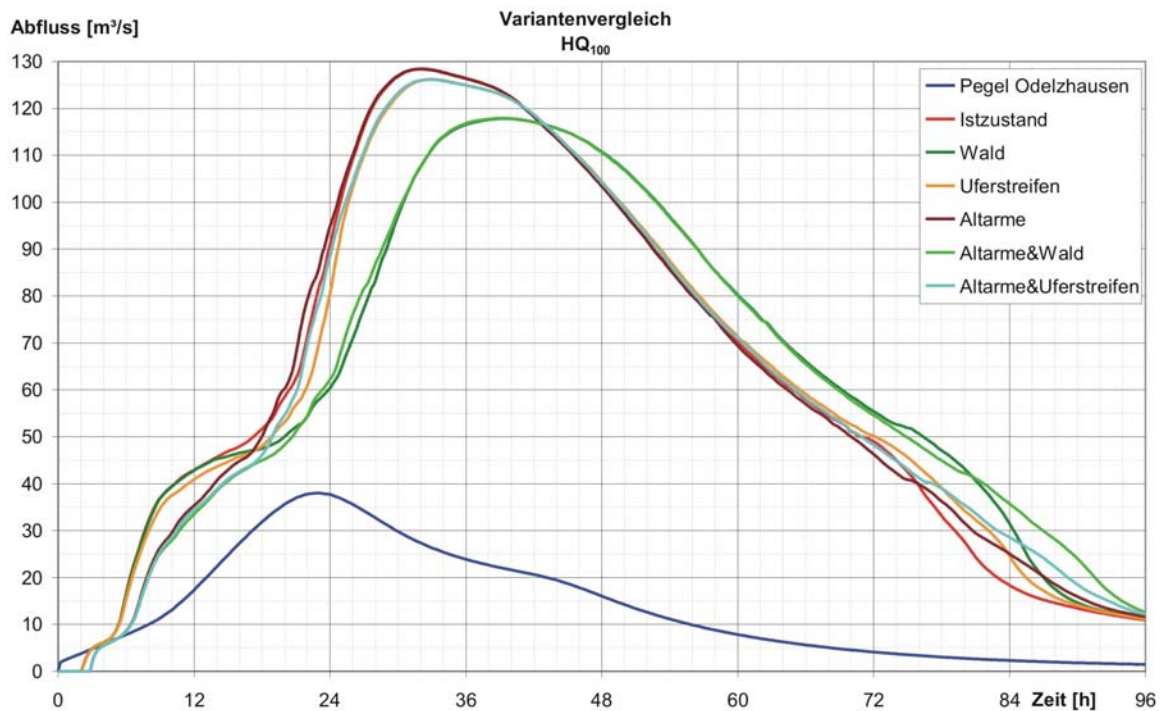


Abb. 3.16 Abflussganglinien bei Hohenkammer (Fkm 6,0) für alle Varianten bei HQ₁₀₀

Die Laufzeit des Wellenscheitels beträgt im Istzustand nach Tab. 3.7 zwischen 15 und 18 Stunden bei kleinen Hochwasserereignissen bis zu einem HQ₁₀ und etwa 9 Stunden für ein HQ₁₀₀. Im Fall der Glonn gilt es jedoch zu beachten, dass die Wellenscheitel einiger Zuflüsse nicht immer mit dem des Hauptflusses zeitlich zusammentreffen. Insbesondere der größte Zufluss, der Rothbach, trifft mit seinem Scheitel vor dem der Glonn am Zusammenfluss ein und bewirkt durch die Abflussaddition eine zeitliche Vorverlegung des Wellenscheitels und dadurch eine Reduzierung der Laufzeit (Abb. 3.17). Besonders bei HQ₁₀₀ ist dadurch die Gesamtlaufzeit der Welle bis zum Gebietsende mit 9,17 h nur unwesentlich länger als bis zur Mitte des Gebiets vor der Einmündung des Rothbachs mit 6,67 h (vgl. Tab. 3.7).

Die Maßnahmenvarianten beeinflussen die Laufzeit des Wellenscheitels in unterschiedlicher Weise. Die Laufverlängerung durch die Anbindung von Altarmen bewirkt lediglich bei kleinen Hochwasserabflüssen (HQ₂) eine geringe Verzögerung mit 1,67 h, bei größeren Abflüssen zeigt sich keine Wirkung. Großflächige Bewaldung der Vorländer hat die stärkste Verzögerung zur Folge. Während jedoch gewöhnlich die Laufzeit mit zunehmendem Abfluss, d.h. bei größeren Hochwasserereignissen abnimmt (vgl. Kapitel 2), können an der Glonn auch bei großen Abflüssen längere Laufzeiten erzielt werden. Zur Erklärung ist hier wiederum auf das unterschiedliche Zusammentreffen der Wellenscheitel aus Rothbach und Glonn hinzuweisen. Ein hoher Waldanteil

Untersuchungen an der Glonn

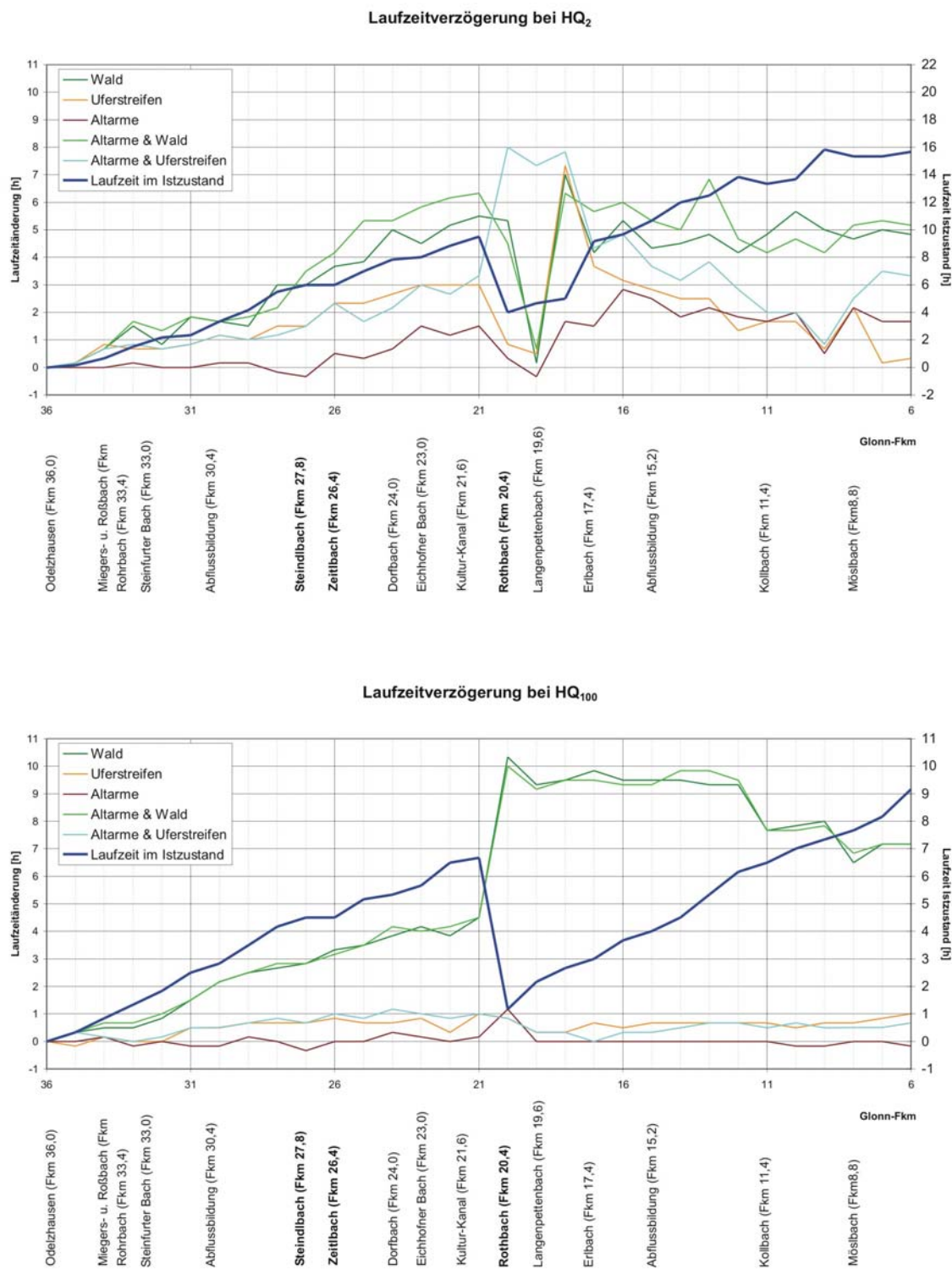


Abb. 3.17 Laufzeitänderung der Scheitelabflüsse HQ₂ und HQ₁₀₀ entlang der Glonn bei 5 Varianten

bewirkt bei einem HQ_{100} eine Laufzeitverzögerung bis zum Rothbach um 4,5 h. Dies hat zur Folge, dass der Wellenscheitel des Rothbachs zeitlich so weit vor dem Wellenscheitel der Glonn eintrifft, dass in der Addition der Wellen der später eintreffende Glonn-Wellenscheitel der höchste Gesamtwellenscheitel bleibt. Abb. 3.18 zeigt die Entwicklung des Wellenscheitels unter dem Einfluss des Rothbachs im Istzustand und bei der Variante „Wald“ während eines HQ_{100} . Dargestellt sind neben den Zuflussganglinien der Glonn (Pegel Odelzhausen) und des Rothbachs die Ganglinien für den Istzustand (in roten Farbtönen) und für die Variante „Wald“ (in grünen Farbtönen) bei den Flusskilometern 21 (vor der Rothbachmündung), 20 (nach der Rothbachmündung) und 6 (Ende der Untersuchungsstrecke). Mit gestrichelten Linien ist die Entwicklung des Wellenscheitels für die beiden Varianten über die Fließstrecke dargestellt.

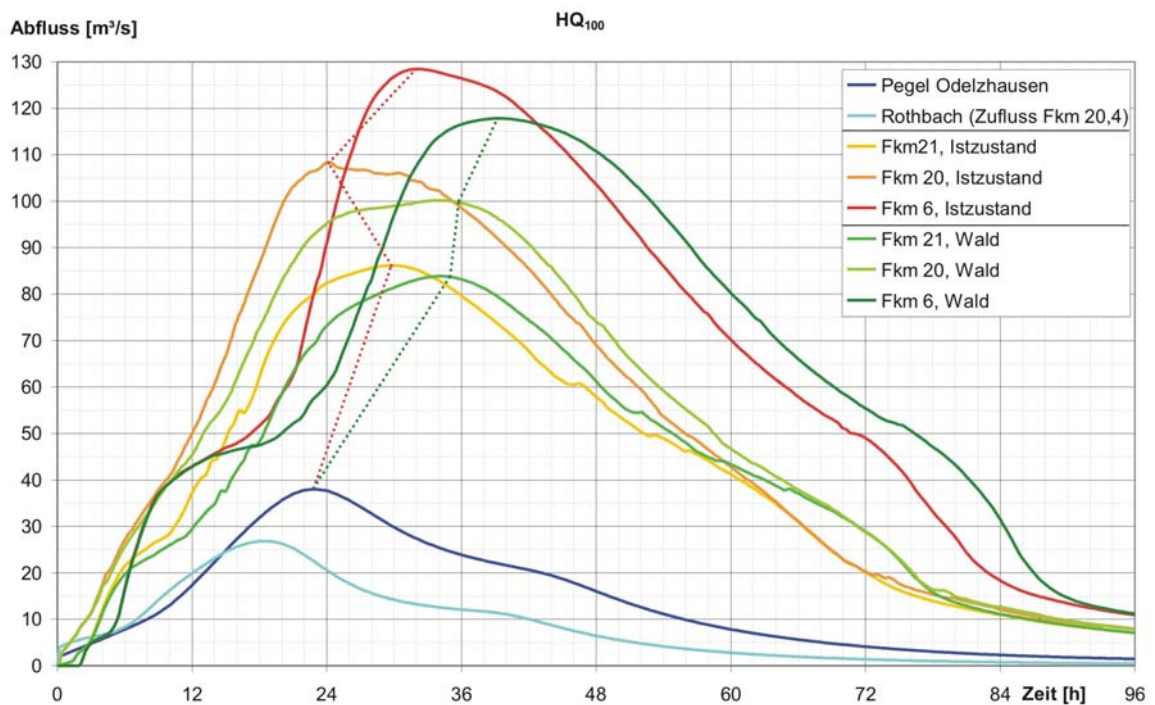


Abb. 3.18 Einfluss des Rothbachs auf die Wellenentwicklung im Istzustand und bei der Variante „Wald“

Die größten Laufzeitverzögerungen betragen auf 15 km Fließstrecke bis zur Einmündung des Rothbachs für kleinere und mittlere Hochwasserereignisse 5,5 h, für große Ereignisse (HQ_{50} und HQ_{100}) 4 bis 4,5 h. Nach 30 km Fließstrecke bis Hohenkammer ergibt sich bei kleinen Hochwasserereignissen keine zusätzliche Verzögerung, bei mittleren und großen Ereignissen hingegen eine Verzögerung von insgesamt 7 bis 8 h. Hierbei ist vor allem die großflächige Bewaldung maßgebend, nur bei kleinen Abflüssen wirkt eine Laufverlängerung geringfügig (1,5 h) verzögert.

3.5.3 Scheitelabminderung im Vergleich der Varianten

Ähnlich wie die Laufzeit des Wellenscheitels ist auch die Scheitelabminderung umso größer, je höher der Bewaldungsgrad ist. Alle fünf simulierten Hochwasserabflüsse von HQ₂ bis HQ₁₀₀ weisen bezüglich der Scheitelabminderung eine ähnliche Reaktion auf die fünf Maßnahmenvarianten auf (vgl. Tab. 3.7). Die Varianten „Wald“ sowie „Altarme & Wald“ erzielen gleichermaßen eine Scheitelabminderung um 8 bis 9 % bei mittleren und großen Abflüssen von HQ₁₀ bis HQ₁₀₀. Kleinere Hochwasser erreichen bei zusätzlicher Laufverlängerung etwas größere Abminderungsbeträge als ohne Laufverlängerung. Der Maximalwert beträgt 9,8 % bei HQ₅ und 7,7 % bei HQ₂.

Eine Bewaldung in Uferstreifen, wobei beidseitig der Glonn bis zu maximal 20 m Entfernung vom Ufer mit Ausnahme von wenigen im Gewässerentwicklungsplan ausgewiesenen Strecken eine Bewaldung vorgesehen ist, zeigt ebenfalls bereits Auswirkungen auf die Scheitelreduktion. Die Reduktion beträgt bei HQ₂ und HQ₅ 3,3 bis 3,6 % und nimmt bis HQ₁₀₀ auf 1,8 % ab. Die Unterschiede zwischen den Varianten mit und ohne Laufverlängerung sind dabei mit < 0,2 % vernachlässigbar gering.

Die Variante „Altarme“ ohne Änderung der Flächennutzung bewirkt lediglich bei kleinen Hochwasserabflüssen (HQ₂) eine geringe Scheitelabminderung von 1,1 %, bei größeren Abflüssen zeigt sich keine Auswirkung.

Wie bereits im vorangegangenen Kapitel zur Laufzeitänderung erläutert, sind auch die zum Teil sehr hohen Beträge der Scheitelreduktion von über 8 % bei großen Hochwasserabflüssen zu erklären durch das zeitlich unterschiedliche Aufeinandertreffen der Wellenscheitel von Zuflüssen auf den durch die Bewaldungsmaßnahmen verlangsamten Wellenscheitel der Glonn. Abb. 3.19 zeigt die Scheitelabminderung entlang der gesamten Fließstrecke der Glonn für HQ₂ und HQ₁₀₀. Hier ist bei HQ₁₀₀ deutlich der sprunghafte Anstieg der Scheitelabminderung nach dem Zufluss des Rothbachs für die beiden Varianten mit Bewaldung sämtlicher Acker- und Grünlandflächen zu erkennen.

3.5.4 Wasserstandsänderung im Vergleich der Varianten

Retentionswirkungen, die durch eine Verminderung der Fließgeschwindigkeit erzielt werden, gehen mit einer Erhöhung des Wasserstands einher, die in vielen Bereichen aus Hochwasserschutzgründen unerwünscht ist. Um beurteilen zu können, mit welchen Wasserstandsänderungen bei den vorgestellten Varianten an der Glonn zu rechnen ist, wurden die Wasserstandsdifferenzen zum Istzustand sowohl bei HQ₂ als auch bei HQ₁₀₀ im Längsschnitt der Glonn in Abb. 3.19 dargestellt.

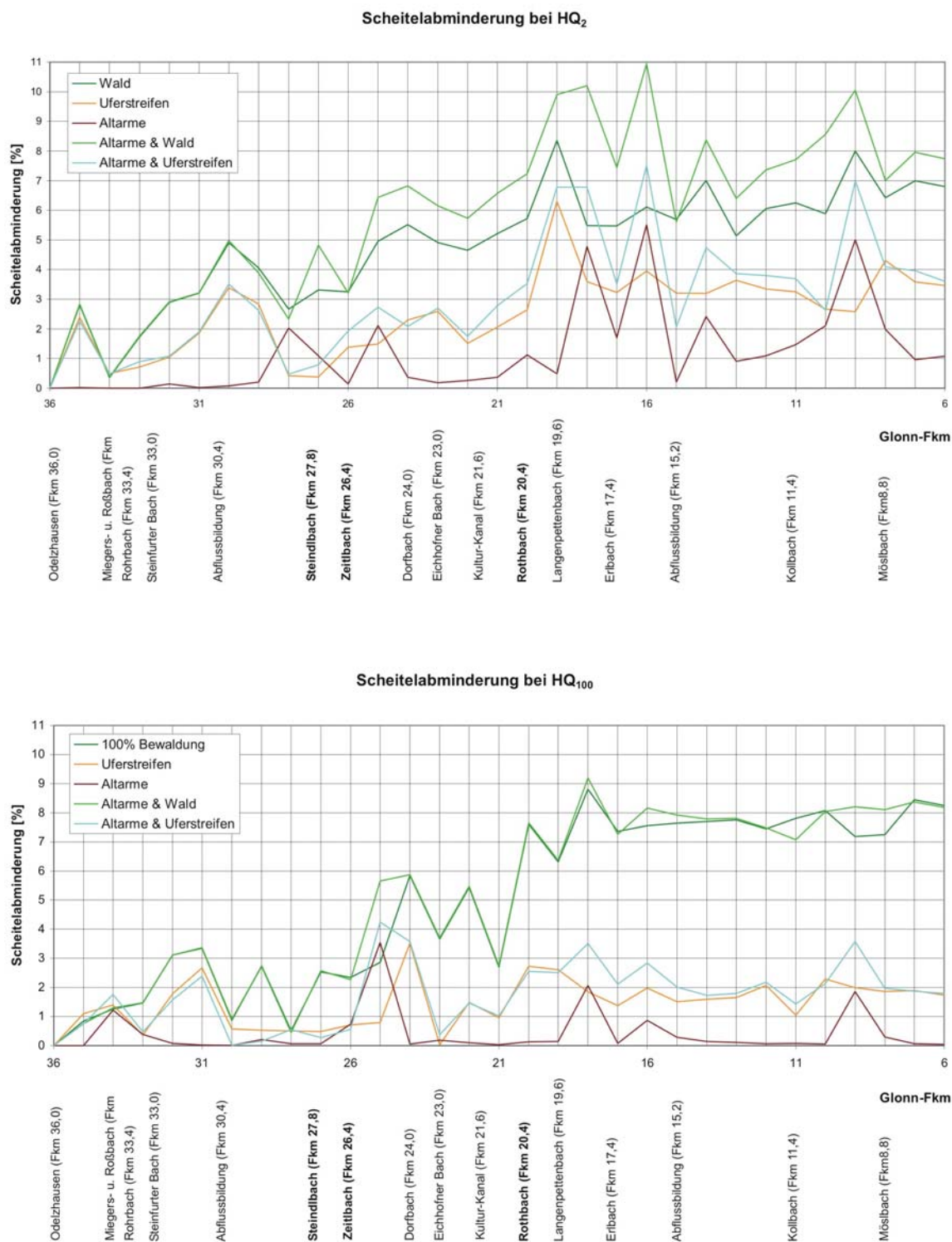


Abb. 3.19 Abminderung der Scheitelabflüsse HQ₂ und HQ₁₀₀ entlang der Glonn bei 5 Varianten

Untersuchungen an der Glonn

Änderungen des Wasserstands werden zum einen durch lokale Änderungen (Altarmbindung, Bewaldung) verursacht, zum anderen durch morphologische Gegebenheiten (Querriegel) verstärkt. In Abb. 3.20 sind daher bezogen auf den Längsschnitt der Glonn die Bereiche markiert, in denen eine Laufverlängerung durch Altarmbindung vorgenommen wurde. Außerdem ist die Lage von 23 talraumquerenden Straßendämmen sowie die Lage der 10 Wehranlagen eingetragen. Talraumquerende Dämme befinden sich bei Fkm 36,0 (Odelzhausen, Autobahn), 35,3 34,6 33,7 32,8 32,2 31,0 29,6, 27,4 (Erdweg, Straße/Eisenbahn), 25,7 24,0 22,0 20,8 20,4 (Markt Indersdorf), 19,5 17,8 17,1 14,7 13,4, 12,3 (Petershausen, Straße/Eisenbahn) 11,1 8,1 und 6,6.

Aus Abb. 3.20 und den Karten im Anhang (A2.2, A2.3) sind folgende Ergebnisse bezüglich der Wasserstandsänderungen abzuleiten:

- Die Altarmbindung hat lokale Auswirkungen in den Bereichen der Anbindung selbst. Im Bereich der Anbindung sind die Wasserstände leicht erhöht, unterhalb sind sie bei kleinen Abflüssen erniedrigt (Fkm 27,8, 24,8, 12,6, 7,0).
- Bewaldung führt bei kleinen Hochwasserabflüssen zu einer Absenkung des Wasserspiegels am Ende der Untersuchungsstrecke, bei der Variante „Wald“ bereits ab Fkm 12, bei der Variante „Altarme & Wald“ erst ab der letzten Laufverlängerung nach Fkm 8.
- Fkm 18: alle Altarm-Varianten weisen im Längsschnitt bis zu 10 cm niedrigere Wasserstände auf, da hier der Hauptabfluss durch eine Laufverlagerung bis nahe an den rechten Talrand geleitet wird, wo etwa 20 cm höhere Wasserstände entstehen.
- Talraumquerende Dämme, die bei Hochwasser nicht überströmt werden, verstärken lokal erhöhte Wasserstände. Beispiele sind die Dämme bei Erdweg (Fkm 27,4) und Weichs (17,8).

Quantitativ betrachtet werden bei der Variante „Altarme & Wald“ bei einem HQ₂ 718,6 ha überschwemmt und bei HQ₁₀₀ 1422,2 ha (Tab. 3.8; Vergleichswerte für andere Varianten und im Istzustand siehe Tab. 3.9). Die Wasserstandsänderungen fallen dabei moderat aus: Bei HQ₂ werden 11 % der Überschwemmungsfläche mehr als 20 cm höher überstaut, 77 % werden 1-20 cm höher überstaut und 12 % der Fläche sind gleichbleibend oder geringer überstaut. Bei großen Abflüssen wie HQ₁₀₀ ergibt sich eine ähnliche Verteilung: 14 % der Fläche werden mehr als 20 cm höher überstaut, 79 % werden 1-20 cm höher überstaut und 8 % sind gleichbleibend oder geringer überstaut.

Tab. 3.8 Flächenhafte Verteilung der Wasserspiegeldifferenzen zwischen Variante „Altarme&Wald“ und Istzustand

W _{diff} [cm]	Fläche bei HQ ₂		Fläche bei HQ ₁₀₀	
	[ha]	[%]	[ha]	[%]
< -1	52,26	7	80,52	6
-1 bis +1	31,52	5	23,02	2
> 1 bis 10	351,30	49	382,15	27
> 10 bis 20	201,67	28	744,28	52
> 20	81,86	11	192,24	14
gesamt	718,61	100	1422,21	100

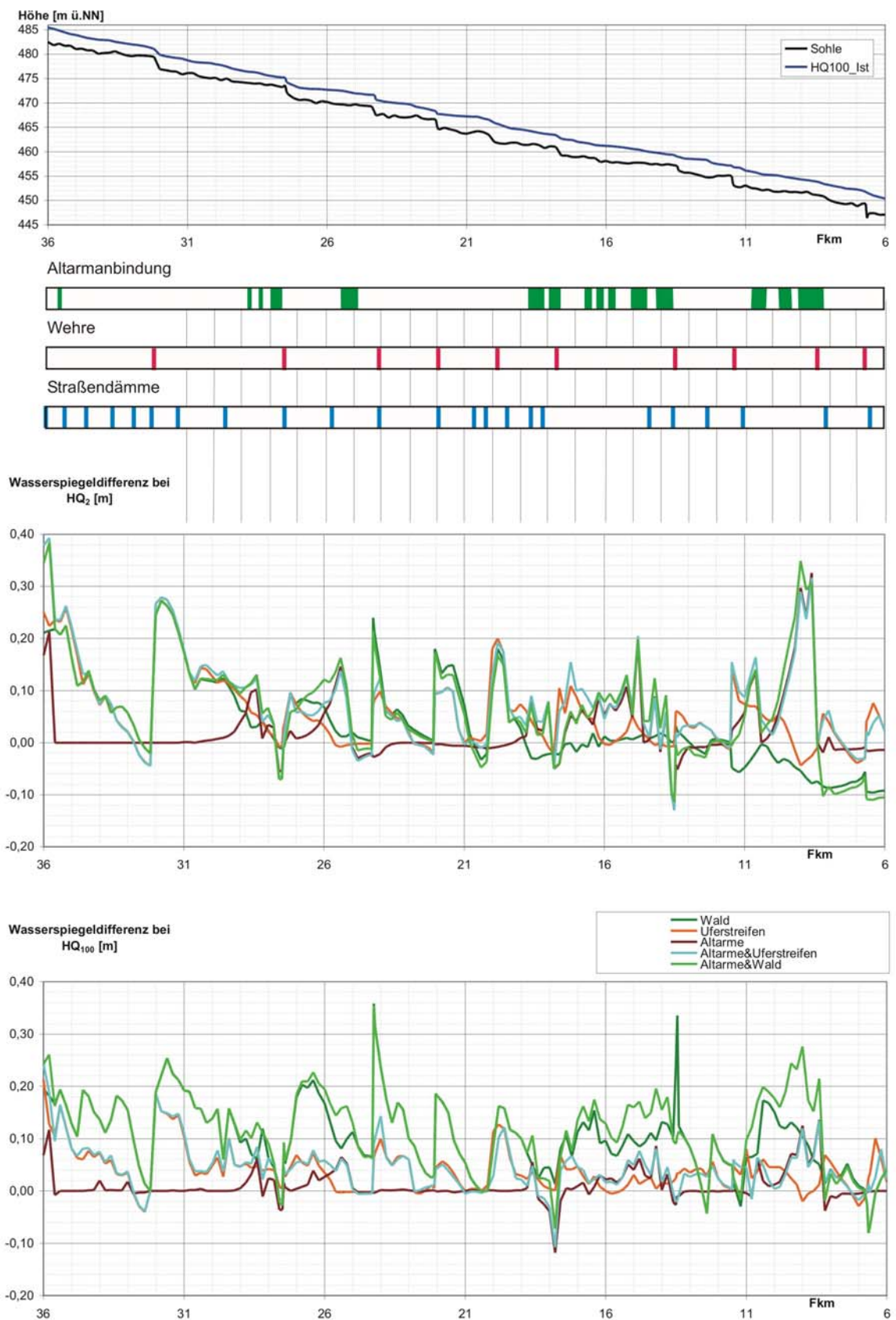


Abb. 3.20 Wasserstandsänderungen bei HQ₂ und HQ₁₀₀ entlang der Glonn bei 5 Varianten

3.5.5 Überflutungsflächen im Vergleich der Varianten

Retentionswirkungen haben durch Verminderung der Fließgeschwindigkeit bereichsweise Erhöhungen des Wasserstands zur Folge wie im vorangegangenen Kapitel beschrieben. Eine Erhöhung des Wasserstands wiederum bewirkt größere Überschwemmungsflächen, sofern der zur Verfügung stehende Talraum nicht durch steile Talränder oder Eindeichungen begrenzt ist.

Die Ergebnisse der Auswertung von Überschwemmungsflächen sind in Tab. 3.9 aufgelistet und in Abb. 3.21 graphisch dargestellt. Danach werden im Istzustand bei HQ₂ 604 ha überschwemmt. Bei HQ₅ und HQ₁₀ nehmen die Überflutungsflächen um jeweils 200 ha zu. Bei HQ₅₀ betragen sie 1249 ha und bei HQ₁₀₀ 1312 ha.

Tab. 3.9 Überschwemmungsflächen im Vergleich

Variante	Überschwemmungsfläche [ha]				
	HQ ₂	HQ ₅	HQ ₁₀	HQ ₅₀	HQ ₁₀₀
Istzustand	604,41	804,86	1008,78	1248,67	1312,43
Wald	629,23	846,92	1074,31	1333,88	1401,56
Uferstreifen	643,87	851,37	1063,53	1282,53	1342,49
Altarme	671,89	856,80	1035,49	1262,09	1323,49
Altarme & Wald	718,61	908,67	1108,31	1351,71	1422,21
Altarme & Uferstreifen	700,06	896,33	1079,82	1291,71	1351,22

Die flächenmäßig größte Erweiterung der Überschwemmungsflächen ist entsprechend der größten Erhöhungen des Wasserstands bei der Variante „Altarme & Wald“ zu finden. Daher ist diese Variante mit ihren Überschwemmungsgrenzen und Wasserstandsänderungen im Vergleich zum Istzustand im Anhang (Anlage 2.2 und 2.3) dargestellt. Sowohl bei kleinen als auch bei großen Hochwasserabflüssen beträgt die Zunahme der Überschwemmungsflächen etwa 100 ha.

Bei kleinen Hochwasserereignissen bringt eine großflächige Bewaldung die geringsten Erweiterungen der Überschwemmungsflächen. Größere Erweiterungen hat eine Bewaldung in Uferstreifen zur Folge, da hier auch Röhricht und anderer Uferbewuchs in die Nutzung Wald überführt wurde, während bei der großflächigen Bewaldung nur Acker- und Grünlandflächen in den Vorländern in Wald umgewandelt wurden. Die erhöhte Uferrauheit bewirkt ein früheres Ausufer. Weiterhin bewirkt bei kleinen Hochwasserabflüssen die Laufverlängerung eine größere Zunahme der Überschwemmungsflächen als eine Nutzungsänderung. Durch die Gefällereduktion und die veränderte Gerinnegeometrie wird eine frühere Ausuferung erzielt.

Etwa ab einem 10-jährlichen Hochwasserabfluss tritt der Einfluss der Laufverlängerung gegenüber der reinen Nutzungsänderung zurück. In Kombination mit einer großflächigen Bewaldung werden jedoch stets die größten Flächenzunahmen erzielt.

Bei großen Hochwasserereignissen wie HQ₁₀₀ werden die Unterschiede zwischen einer reinen Nutzungsänderung und einer zusätzlichen Laufverlängerung immer geringer, da der Abfluss nur noch zu einem geringeren Anteil im Gerinne und der Großteil flächig über die Vorländer abfließt. Hier sind die abflussbremsenden Effekte einer erhöhten Vorlandrauheit dominant.

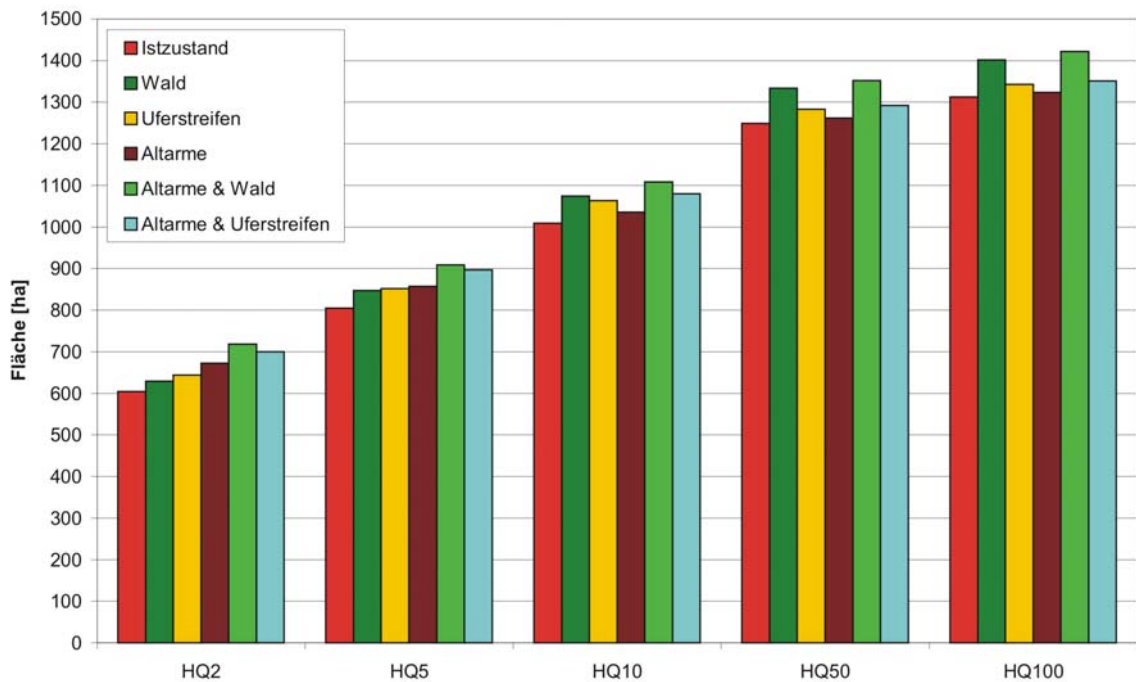


Abb. 3.21 Überschwemmungsflächen an der Glonn im Istzustand und bei 5 Varianten

3.5.6 Retentionsvolumina im Vergleich der Varianten

Das Retentionsvolumen der Untersuchungsstrecke an der Glonn ist für die fünf simulierten Hochwasserjährlichkeiten und alle berechneten Varianten in Tab. 3.10 angegeben. Die Zunahme des Volumens nach Jährlichkeit und Variante erfolgt analog zur Zunahme der Überschwemmungsflächen und zur Erhöhung des Wasserstands. Deshalb wird hier auf eine ausführliche Darstellung verzichtet. Eine höhere Aussagekraft des Retentionsvolumens bezüglich der Retentionswirkung in Form von Scheitelabminderung und Laufzeitverzögerung kann an eingedeichten Flüssen erwartet werden.

Untersuchungen an der Glonn

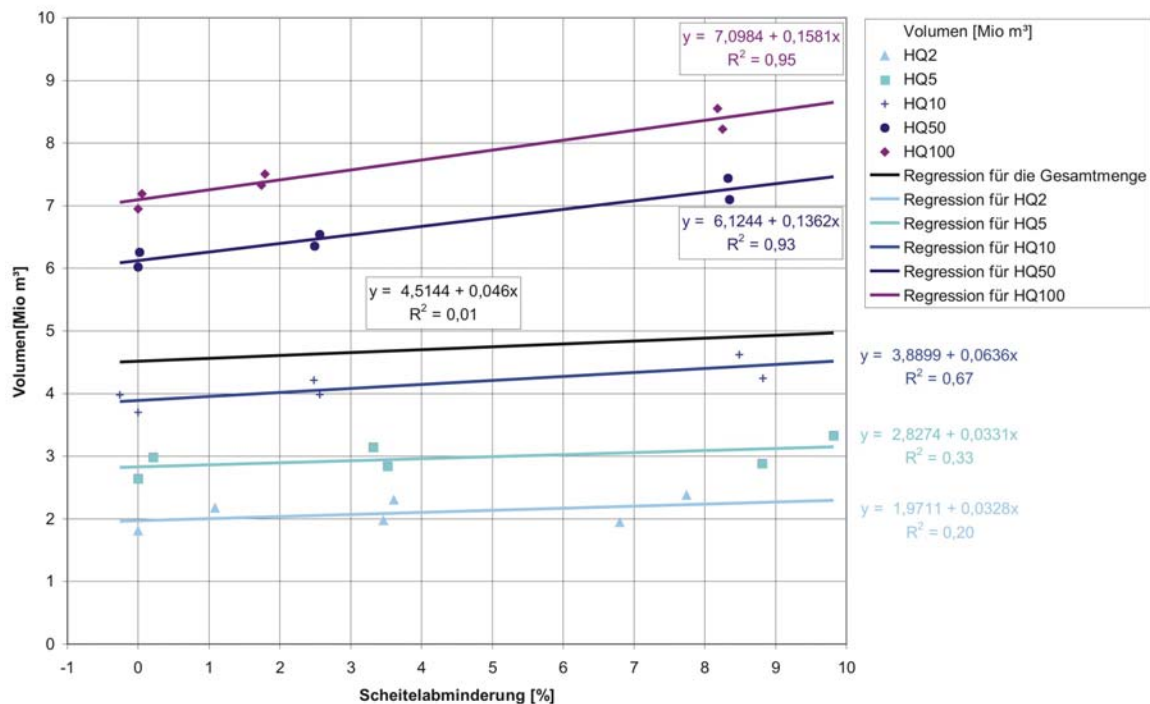
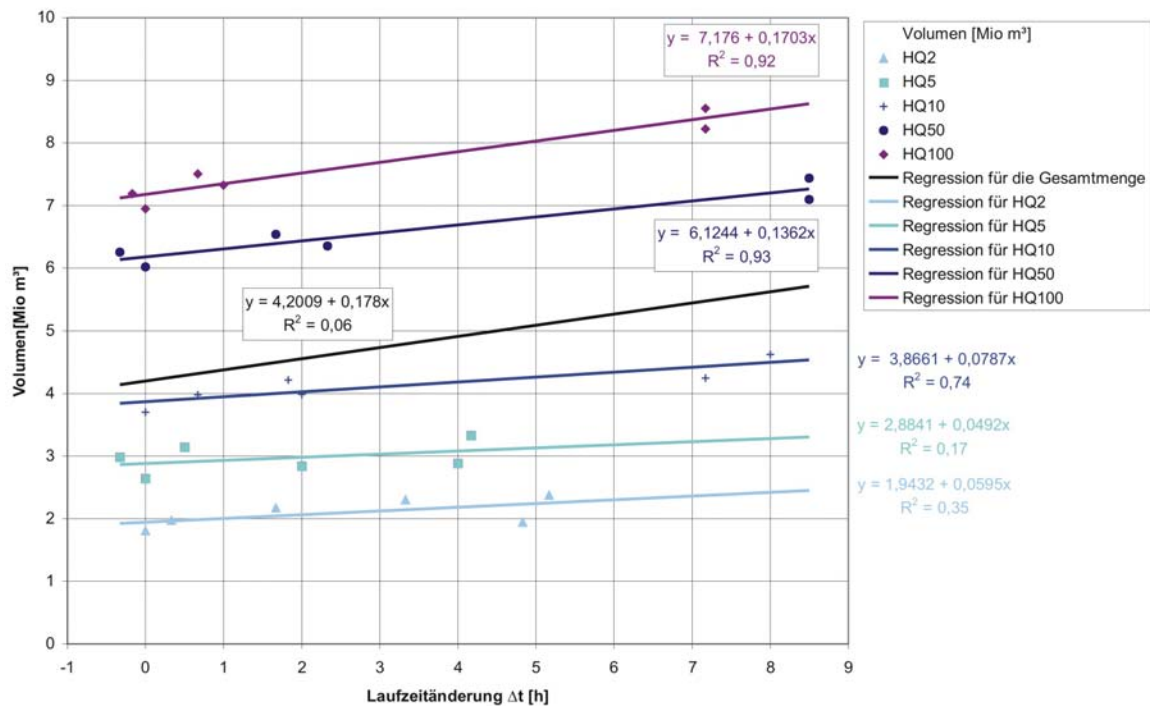


Abb. 3.22 Einfluss des Retentionsvolumens auf Laufzeit und Scheitelabminderung

Tab. 3.10 Retentionsvolumina im Vergleich

Variante	Retentionsvolumen [Mio m ³]				
	HQ ₂	HQ ₅	HQ ₁₀	HQ ₅₀	HQ ₁₀₀
Istzustand	1,808	2,642	3,701	6,019	6,952
Wald	1,940	2,885	4,242	7,095	8,224
Uferstreifen	1,973	2,838	3,985	6,357	7,327
Altarme	2,172	2,980	3,981	6,259	7,191
Altarme & Wald	2,376	3,328	4,622	7,437	8,554
Altarme & Uferstreifen	2,302	3,141	4,213	6,543	7,506

Ein Zusammenhang zwischen Retentionsvolumen und Laufzeitänderung bzw. Abminderung des Wellenscheitels erschließt sich erst bei getrennter Betrachtung nach unterschiedlichen Jährlichkeiten (Abb. 3.22). Doch auch dann ist eine eindeutige Korrelation nur bei großen und mittleren Hochwasserabflüssen erkennbar. Bei HQ₂ und HQ₅ bleibt das Bestimmtheitsmaß unter $r^2=0,4$. Zu beachten ist weiterhin, dass die großen Laufzeit- und Scheiteländerungen bei großen Hochwasserereignissen an der Glonn vor allem durch den zeitlichen Versatz des Glonn-Wellenscheitels gegenüber den Wellenscheiteln der Zuflüsse erzielt werden (vgl. Kap. 3.5.2). Die hohe Korrelation bei großen Hochwasserabflüssen ist daher nicht durch den unmittelbaren Effekt des erhöhten Retentionsvolumens auf Laufzeitverlängerung und Scheitelabminderung zu erklären.

3.6 Folgerungen

Die Variantenberechnungen an dem 30 km langen Untersuchungsabschnitt der Glonn lassen im Vergleich zu den theoretischen Betrachtungen (Kapitel 2) folgende Schlüsse auf die Wirksamkeit von Gewässerentwicklungsmaßnahmen zu:

Die dominante Rolle einer großflächigen Bewaldung, die bereits in der theoretischen Betrachtung die größten Beträge der Laufzeitverlängerung und Scheitelabminderung erzielt hat, bestätigt sich am realen Beispiel. Es können auf der 30 km langen Untersuchungsstrecke Laufzeitverzögerungen bis zu 8,5 Stunden und Scheitelabminderungen bis zu ca. 9 % erreicht werden.

Bereits eine Bewaldung in beidseitig angelegten ca. 20 m breiten Uferstreifen zeigt effektive Auswirkungen. Bei kleineren, nicht traumfüllenden Hochwasserereignissen kann hierdurch etwa die Hälfte der bei großflächiger Bewaldung erzielbaren Laufzeitverlängerung und Scheitelreduktion erreicht werden, bei großen Hochwasserereignissen beträgt die Größenordnung etwa $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$ dieser Beträge.

Die Wirkung der Laufverlängerung durch die Anbindung von Altarmen (im Beispiel der Glonn 9 % Laufverlängerung) auf Laufzeitverlängerung und Scheitelabminderung ist als gering einzu-

Untersuchungen an der Glonn

stufen. Während bei kleinen Ereignissen (HQ_2) noch geringe Verzögerungen von ca. 1-2 Stunden und Abminderungsbeträge in der Größenordnung von 1 % verzeichnet werden können, ist dieser Effekt bei größeren und großen Ereignissen nicht mehr nachweisbar. Der flächige Abfluss über die Vorländer ist hier gegenüber einem geringfügig verzögerten Gerinneabfluss dominant. Eine eindeutige Wirkung der Laufverlängerung ist jedoch eine Vergleichmäßigung des Abflusses im Bereich des ansteigenden und abfallenden Astes einer Hochwasserwelle.

Eine Kombination aus Laufverlängerung und Bewaldung hat bei kleineren Hochwasserereignissen die größten Abminderungsbeträge zur Folge (maximal 9,8 % bei einem fünfjährlichen Hochwasser). Wie im theoretischen Teil (Kapitel 2) beschrieben, kann hier die Unterbrechung des geradlinigen Fließwegs entlang des Talgefälles durch Einbringen von Fließhindernissen in Form von Bewaldung abflussbremsend wirken.

In Ergänzung zu den theoretischen Betrachtungen (Kapitel 2) ist im realen Beispiel der Glonn eine große Anzahl talraumquerender Straßendämme vorhanden. Diese wirken durch ihre Abriegelung des Abflussraums abflussbremsend und tragen im Fall von nicht überströmten Dämmen erheblich zur Erhöhung des Retentionsraums bei. Gewässerentwicklungsmaßnahmen, die erhöhte Ausuferungsbeträge vor Straßendämmen zur Folge haben, gehen mit erhöhten Wasserständen einher, die durch abriegelnde Dämme verstärkt werden. Da Dämme jedoch keine unmittelbare Maßnahme der Gewässerentwicklung sind, wurden sie in dieser Studie nicht explizit untersucht.

Eine entscheidende Rolle - ebenfalls in Ergänzung zu den theoretischen Betrachtungen - nehmen die unterschiedlich im Gebiet verteilten Zuflüsse ein. Im Fall der Glonn verdreifacht sich der Abfluss vom Gebietsanfang bei Odelzhausen bis zum Gebietsende bei Hohenkammer. Bei angenommener gleichzeitiger Überregnung des Gebiets gelingt es durch Verzögerung des Abflusses in der Glonn, das Zusammentreffen der Wellenscheitel, insbesondere mit dem abflussstarken Rothbach, zu entzerren. Der hierdurch später eintreffende Glonn-Wellenscheitel bleibt somit der höchste Gesamtabfluss, während der kleinere Scheitel des Rothbachs nun in der Summierung mit der erst ansteigenden Glonnwelle nicht mehr zum höchsten Gesamtwellenscheitel beiträgt. So können im Gegensatz zu den theoretischen Betrachtungen ohne seitliche Zuflüsse selbst bei großen Hochwasserereignissen unter Umständen noch beachtliche Beträge der Scheitelabminderung erzielt werden.

4 Zusammenfassung

In der vorliegenden Studie zur Thematik „Einfluss von Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf den Hochwasserabfluss“ wird quantitativ nachgewiesen, wie sich Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf das Abfluss- und insbesondere das Retentionsverhalten entlang einer Gewässerstrecke auswirken. Unter Retention versteht man die Verzögerung und Dämpfung einer Hochwasserwelle. Dabei beschränkt sich die Studie auf die fließende Retention, die stehende Retention als Wirkung von Rückhalteräumen ist nicht Projektgegenstand. Die Untersuchungen wurden erstmals ausschließlich mit Hilfe der zweidimensionalen instationären hydrodynamisch-numerischen Abflussmodellierung durchgeführt, die seit mehreren Jahren in der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung eingesetzt wird. Mit dem Modell HYDRO_AS-2D existiert ein zuverlässiges, robustes Instrument, mit dem Abflussprozesse mit ihren Translations- und Retentionsvorgängen auch in größeren Gebieten mit entsprechend großen Datenmengen zeitgenau und quantitativ zutreffend modelliert werden können.

Bisherige wissenschaftliche Arbeiten zu dieser Thematik wurden mit hydrologischen Modellen oder mit eindimensionalen (1d) hydraulischen Modellen durchgeführt, da zuverlässige 2d-Modelle erst seit relativ kurzer Zeit zur Verfügung stehen. Hydrologische Modelle arbeiten mit einer räumlichen Auflösung der Untersuchungsgebiete in Teileinzugsgebiete und Fließstrecken von meist einigen Quadratkilometern Größe bzw. mehreren Kilometern Länge. Hydraulische 1d-Modelle verwenden zur Gebietsbeschreibung Talquerprofile. Wichtige Maßnahmen der Gewässerentwicklung, etwa die Laufverlängerung durch Mäandrierung, können dadurch nicht modelliert werden. Erst ein hydraulisches 2d-Modell ist in der Lage, ein Gebiet durch ein hochauflösendes Berechnungsnetz physikalisch zutreffend wiederzugeben und differenzierte Strömungsvorgänge beim Überfluten von Auen kleinräumig und realitätsnah nachzuvollziehen.

In der ersten Projektphase wurden systematische Grundsatzuntersuchungen über die Auswirkung von flussbaulichen Maßnahmen sowie Vorlandveränderungen auf den Hochwasserabfluss an einem synthetischen Gebiet durchgeführt. Dadurch konnten verschiedene flussgebietspezifische Einflussfaktoren der Realität wie Veränderung des Abflusses durch seitliche Zuflüsse, kleinräumige Flächennutzungsänderungen oder Geländeunregelmäßigkeiten ausgeschlossen werden. Das Modellgewässer besitzt im Ausgangszustand einen geradlinigen Verlauf mit Trapezquerschnitt. Die Sohlbreite beträgt 12 m, die Tiefe 2 m und die Böschungsneigung 1:2. Das Gebiet ist 20 km lang. Die Vorländer sind mit einem Gefälle von 0,5 ‰ zum Fluss hin geneigt. Im Ausgangszustand ist der Fluss beidseitig bedeiht, wobei der Abstand der Deiche jeweils 50 m zum Fluss beträgt. Die Flächennutzung wurde zu 100 % Grünland angenommen. Dieses Modellgebiet wird in der Höhenlage für vier verschiedene Gefällewerte von 0,5 bis 4 ‰, variiert. Die simulierten Zuflussganglinien sind sinusförmig mit 36 h Dauer. Der Scheitelwert wird nach 18 h erreicht und beträgt jeweils 40, 60, 80 und 100 m³/s. Beim geringsten Gefälle von 0,5 ‰ ufer bereits der kleinste Abfluss aus, und ein Abfluss von 60 m³/s wirkt talraumfüllend, während beim größten Gefälle von 4 ‰ erst ein Abfluss von 100 m³/s ausufer.

Zusammenfassung

Das Modellgebiet wurde im Hinblick auf mehrere mögliche Gewässerentwicklungsmaßnahmen in 14 Varianten modifiziert:

- **Vorlandmaßnahmen**

- 100 % Bewaldung in den Deichvorländern
- Deichrückverlegung: Die Vorlandbreite wird von jeweils 50 m auf jeweils 300 m erhöht. Die Grünlandnutzung bleibt bestehen.
- Deichrückverlegung und 100 % Bewaldung: Kombination der o. g. Maßnahmen.
- Deichrückverlegung und 25 % Bewaldung: zwei Varianten, Bewaldung in Blöcken von etwa 5 ha Flächengröße und Bewaldung in uferparallelen Streifen.

- **Flussbauliche Maßnahmen**

Alle flussbaulichen Maßnahmen werden ohne Deiche, d.h. mit Vorlandbreiten von jeweils 300 m untersucht. Die Flächennutzung besteht zu 100 % aus Grünland.

- Sohlhebung: Gefällehalbierung durch Anordnung von Rampen mit einer Höhe von 0,5 m in regelmäßigen Abständen.
- Aufweitung: Gewässerverbreiterung auf die doppelte Breite und Sohlaufhöhung um 1 m.
- Laufverlängerung: Es wird sowohl eine Laufverlängerung von 1,6 mit schwacher Mäandrierung, als auch eine starke Mäandrierung von 3,6 (Kreismäander) modelliert.

- **Kombinationsmaßnahmen**

- Alle flussbaulichen Maßnahmen werden in Kombination mit einer Bewaldung zu 100 % in den Vorländern berechnet.

Die Laufzeit des Hochwasserscheitels nach 20 km Fließstrecke ändert sich je nach modellierter Variante erheblich. Bei den Randbedingungen Gefälle 0,5 ‰ und Abfluss 40 m³/s liegen die Extreme der Laufzeit bei 14,3 h für den Ausgangszustand (Eindeichung) und 38,2 h für die Variante Kreismäander mit 100 % Bewaldung. Auffällig ist auch die unterschiedliche Verformung der Ganglinien. Bei Varianten mit geradlinigem Flussverlauf erreicht der Abfluss zunächst rasch den Auslaufrand, bleibt dann über längere Zeit konstant (bordvoller Abfluss), bis schließlich auch der Vorlandabfluss den Auslaufrand erreicht. Die Höhe des Scheitelabflusses am Ende der 20 km langen Strecke wird vor allem durch die Menge und die Geschwindigkeit des Vorlandabflusses geprägt. Während beim Ausgangszustand dem bordvollen Abfluss ein kurzer, steiler Scheitel aufgesetzt ist, kann dieser bei der Variante Deichrückverlegung durch die größere Vorlandbreite vollständig gedämpft werden. Bei der Variante Bewaldung im Deichvorland findet durch die gleichzeitige Bewaldung der Uferböschungen eine frühere Ausuferung statt, d.h. der bordvolle Abfluss wird geringer. Die erhöhte Abflussmenge im Vorland kann bei Eindeichung durch die Bewaldung nicht vollständig gedämpft werden; dies gelingt erst bei gleichzeitiger Deichrückverlegung. Bei kleineren Hochwasserabflüssen wirkt sich eine Bewaldung zu 25 % in Form von Uferstreifen günstiger als eine Bewaldung in Blöcken aus, jedoch bei allen größeren Abflüssen tritt eine größere abflussdämpfende Wirkung bei der riegelartigen Bewaldung in Blöcken auf, die eine größere Talbreite abdeckt. Eine Laufverlängerung mit gleichzeitiger Bewaldung bewirkt besonders bei kleineren Hochwasserabflüssen das späteste Eintreffen des Scheitelabflusses sowie generell sehr hohe Scheitelabminderungen, da hier die geradlinige Fließstrecke unterbrochen ist.

Die Größenordnung der Laufzeitverlängerung kann im untersuchten Fallbeispiel bei geringem Gefälle und kleineren Hochwasserabflüssen, die etwa einem MHQ entsprechen, bis zum Faktor 2,7 betragen, und die Scheitelabminderung kann im Extremfall bis zu 38 % erreichen. Bei großen Abflüssen, die etwa einem HQ₁₀₀ entsprechen, kann – bedingt durch die extrem kurze Laufzeit im Istzustand - sogar maximal eine 3,6fache Laufzeitverlängerung erreicht werden, während die Scheitelabminderung maximal knapp 14 % beträgt. Voraussetzung für diese Werte sind eine Vergrößerung der durchströmbaren Vorlandbreite um das 6fache und eine 100-prozentige Bewaldung. Im Vergleich gleich breiter Vorländer werden maximal eine 2,1fache Laufzeitverlängerung und 15 % Scheitelabminderung bei geringem Gefälle und kleineren Hochwasserabflüssen und eine 1,5fache Laufzeitverlängerung und 10 % Scheitelabminderung bei großen Abflüssen erzielt.

Grundsätzlich werden mit zunehmendem Abfluss und steigendem Gefälle die Laufzeiten kürzer und die Scheitelabminderung geringer. Als am wirkungsvollsten zur Laufzeitverlängerung sowie zur Scheitelreduktion erwies sich die Bewaldung der Vorländer bei gleichzeitiger Unterbrechung der geradlinigen Fließwege durch Mäandrierung. Voraussetzung ist ein möglichst großer Raum, der in den Vorländern zur Verfügung stehen muss. Mit Hilfe der Multiplen Regressionsanalyse lässt sich statistisch nachweisen, dass neben dem als Gebietskenngröße unbeeinflussbaren Talgefälle die Faktoren Bewaldungsgrad, durchströmbare Talbreite und Windungsgrad einen signifikanten Einfluss auf die Retentionswirkung besitzen. Flussbauliche Maßnahmen wie Sohlaufhöhung oder Aufweitung haben lediglich eine indirekte Wirkung auf das Retentionsverhalten, sofern sie das Verhältnis von Vorlandabfluss zu Gerinneabfluss verändern.

In der zweiten Projektphase wurde an einem realen Flussabschnitt untersucht, welche Auswirkungen konkrete Schritte der Gewässerentwicklung auf Abflussganglinien und Überschwemmungsflächen besitzen. Ausgewählt wurde ein 30 km langer Gewässerabschnitt der Glonn im Einzugsgebiet der Amper zwischen den Pegeln Odelzhausen und Hohenkammer. Die Glonn entspricht sowohl von den Dimensionen des Gewässers als auch der Hochwasserabflüsse den Größenordnungen des Modellgerinnes der ersten Projektphase. Im Unterschied zu diesem Modellgerinne, in dem lediglich ein Hauptzufluss auf der gesamten Strecke vorhanden war, wurden an der Glonn außer dem Hauptfluss insgesamt 15 Zuflüsse modelliert; der Gesamtabfluss steigt damit von Odelzhausen bis Hohenkammer um das 3fache an. Im Untersuchungsgebiet befinden sich 10 Wehranlagen. Eine nennenswerte Eindeichung über größere Strecken ist nicht vorhanden. Die Landnutzung besteht zu 77 % aus Acker- und Grünlandflächen.

Neben dem Istzustand wurden 5 Varianten untersucht:

- Maximale Bewaldung (Umwandlung aller Acker- und Grünlandflächen in Wald),
- Bewaldung in Uferstreifen (beidseitig je 15-20 m breit, nach Gewässerentwicklungsplan),
- Laufverlängerung durch Anbindung von Altarmen um ca. 9 %,
- Laufverlängerung und maximale Bewaldung,
- Laufverlängerung und Bewaldung in Uferstreifen.

Zusammenfassung

Eine großflächige Bewaldung zeigt auch am Beispiel der Glonn effektive Auswirkungen auf Scheitelabminderung und Laufzeitverzögerung, während eine Laufverlängerung vor allem eine Vergleichmäßigung des Abflusses im ansteigenden und abfallenden Ast einer Hochwasserwelle bewirkt. Konkret können an der Glonn Laufzeitverzögerungen bis zu 8,5 Stunden und Scheitelabminderungen bis zu 10 % erreicht werden. Bereits durch eine Bewaldung in Uferstreifen wird bei kleineren, nicht talraumfüllenden Hochwasserereignissen eine Scheitelreduktion von etwa 4 % erzielt, bei großen Hochwasserereignissen beträgt die Größenordnung jedoch nur mehr 2-3 %.

Ein bedeutender Unterschied der Ergebnisse an der Glonn zu denen am synthetischen Modellgebiet ist die Erzielung von etwa gleich hohen Werten für Scheitelabminderung und Laufzeitverzögerung bei kleinen wie bei großen Hochwasserabflüssen. Die Ursache hierfür ist in den zahlreichen Zuflüssen zur Glonn zu suchen. Durch die verschiedenen Maßnahmenplanungen kann die Hochwasserwelle der Glonn verzögert werden, so dass deren Scheitelabfluss nicht mehr mit den Wellenscheiteln der Zuflüsse zusammentrifft.

Zusätzlich zur individuellen Niederschlag-Abflusscharakteristik eines Flussgebiets sind auch morphologische Gegebenheiten der Flusstäler für die Ausprägung von Hochwasserwellen zu berücksichtigen. Im Talraum der Glonn wirken zahlreiche querende Straßendämme bei Hochwasser stauend und damit abflussbremsend.

Die Studie gibt einen Überblick über Größenordnungen von Retentionswirkungen, die durch unterschiedliche Gewässerentwicklungsmaßnahmen erreichbar sind. Durch den Einsatz einer geeigneten Modelltechnik, der zweidimensionalen instationären Abflussmodellierung mit dem Modell HYDRO_AS-2D, können die Ergebnisse volumentreu und zeitgenau ermittelt werden. Wegen vieler flussgebietspezifischer Eigenschaften hydrologischer und morphologischer Art ist eine quantitative Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Flussabschnitte jedoch nur bedingt möglich. Für eine genauere Quantifizierung der Retentionswirkung an einem bestimmten Gewässer ist eine individuelle Betrachtung mit einem geeigneten hydraulischen Modell, das die Abflussgrößen volumentreu und zeitgenau ermittelt, unbedingt nötig.

Literatur

- Backhaus, K., B. Erichson, W. Plinke, C. Schuchard-Fischer & R. Weiber (1989): Multivariate Analysemethoden. – 5. Aufl.; Berlin
- Bauer, C. (2004): Bestimmung der Retentionspotenziale naturnaher Maßnahmen in Gewässer und Aue mit hydraulischen Methoden. – Kasseler Wasserbau-Mitteilungen, H. 16
- Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (1996) (Hrsg.): Ökologisch begründete Sanierungskonzepte kleiner Fließgewässer, Fallbeispiel Vils/Oberpfalz. - Schriftenreihe des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft Heft 26; München
- Büro für Landschaftsökologie Otto Aßmann (2003): Gewässerentwicklungsplan Glonn. – Oberzell [unveröffentlicht]
- Blasy, L., H. Muster, H. & H. Øverland (2000): Konzepte für einen vorbeugenden Hochwasserschutz an der Ilm. – Bericht, Eching [unveröffentlicht]
- Blasy, L & H. Øverland (2004): Ermittlung von Bemessungsabflüssen an der Glonn. – Eching a. Ammersee [unveröffentlicht]
- Deutsches Institut für Normung (1979): DIN 4049 Teil 1 Hydrologie, Begriffe, quantitativ. - Berlin
- Haider, S. (1994): Der Beitrag von Vorlandüberflutungen zur Verformung von Hochwasserwellen. - Universität für Bodenkultur; Wien
- Hey, R. (1983): Plan Geometry of River Meanders. - in: ASCE (Hrsg.): River Meandering, Proceeding of the Conference Rivers '83, 30-43; New Orleans
- Kautenburger, J., T. Kreiter & J. Sartor (2002): Hochwasserrückhalt durch die Wiederentwicklung von Auwald. – in: Wasserwirtschaft, 11/2002, 21-25
- Koehler, G. (2000) Hochwasserschutz durch natürliche und künstliche Retention. – Forschungs- und Entwicklungsvorhaben im Auftrag des Deutschen Verbands für Wasserwirtschaft und Kulturbau (DVWK), Kaiserslautern
- Koehler, G. (2005) Vorbeugender Hochwasserschutz durch Maßnahmen in der Fläche. – in: DWA (Hrsg.) Internationales Symposium „Wasserwirtschaft in der Fläche“ am 27./28. Januar 2005, 117-122; München
- Leopold, L. B. & M. G. Wolman (1957): River channel patterns – braided, meandering and straight. - United States Geological Survey, Professional Paper 282B
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (2004): Gewässerstrukturkartierung in der Bundesrepublik Deutschland, Übersichtsverfahren; Berlin
- Mangelsdorf, J. & K. Scheurmann (1980): Flussmorphologie – Ein Leitfaden für Naturwissenschaftler und Ingenieure. - München
- Marenbach, B. (2002): Der Beitrag naturnaher Retentionsmaßnahmen in den Talauen zur Hochwasserdämpfung. – Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Bericht 13; Kaiserslautern

- Nujić, M. (1999): Praktischer Einsatz eines hochgenauen Verfahrens für die Berechnung von tiefengemittelten Strömungen, Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München, 64; München
- Nujić, M. (2003): HYDRO_AS-2D, Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis. – Benutzerhandbuch, Version 1.3. [unveröffentlicht]
- SPSS Inc. (2002): SPSS 11.5 Schneller Einstieg. - München
- Wasserwirtschaftsamt Freising (2001) (Hrsg.): Fischtreppe an der Glonn-. – Faltblatt des Wasserwirtschaftsamt Freising
- Wasserwirtschaftsamt Freising (2002) (Hrsg.): Urtümliche Glonn- bei Weichs. – Faltblatt des Wasserwirtschaftsamt Freising
- Wasserwirtschaftsamt Freising (2003a) (Hrsg.): Die Glonn- ein Fluss im Wandel. – Faltblatt des Wasserwirtschaftsamt Freising
- Wasserwirtschaftsamt Freising (2003b) (Hrsg.): Die Glonn-Regulierung von 1919-1924. – Faltblatt des Wasserwirtschaftsamt Freising
- Zeller, J. (1967): Flussmorphologische Studie zum Mäanderproblem. - Sonderdruck aus Geographica Helvetica, Jahrgang 22, Nr.2, S.58