



Wasserwirtschaftliche Entwicklung in Überflutungsgebieten

Dezember 2008

Auftraggeber: Amt der Oberösterreichischen Landesregierung
Abteilung Wasserwirtschaft
Wasserwirtschaftliches Planungsorgan

DI Dr. Franz Überwimmer

OAR Helmut Schwetz

Projektleitung: o.Univ.Prof. DI Dr.Dr.h.c. Hans-Peter Nachtnebel

Bearbeiter: DI Bernhard Müller

DI Clemens Neuhold

Dr. Franz Oberleitner

DI Christian Schraml

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
Department für Wasser-Atmosphäre-Umwelt
Universität für Bodenkultur
Muthgasse 18, A-1190 Wien
Tel: +43 1 36006 5500
Fax: +43 1 36006 5549

Danksagung

Das Projektteam bedankt sich bei der Abteilung Wasserwirtschaft des Landes Oberösterreich für die gute Zusammenarbeit, Kommunikation und rasche Datenbereitstellung.

Ebenso rasch und zuverlässig erfolgte die Lieferung der Luftbilder durch das BEV. Weiters danken wir dem Hydrographischen Dienst für die Lieferung der Niederschlagsdaten, dem Technischem Büro Warnecke für die WASPI-Unterstützung und der Energie AG Oberösterreich für die Bereitstellung der Wehrbetriebsordnungen.

Einleitung

Das Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft, Aufgabenbereich Wasserwirtschaftliches Planungsorgan, beauftragte am 22.01.2007 das Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und Konstruktiven Wasserbau (IWHW) der Universität für Bodenkultur Wien, eine Hauptstudie zum Projekt „Wasserwirtschaftliche Entwicklung in Überflutungsgebieten“ zur Minderung von Hochwasserschäden zu erarbeiten.

Basierend auf den Ergebnissen der Vorstudie vom November 2006 werden in der Hauptstudie folgende Schwerpunkte behandelt:

- Modul I: Seeretention
- Modul II: Risikobewertung
- Modul III: Summenwirkung
- Modul IV: Rechtliche Beurteilung

Die Zwischenergebnisse wurden in mehreren Präsentationen beim Amt der Oberösterreichischen Landesregierung vorgestellt.

Kurzfassung

Modul I: Seeretention

Eine Verbesserung der Hochwasserretention an den Oberösterreichischen Salzkammergut-Seen kann durch die Kombination aus drei Elementen erzielt werden: eine rechtzeitig durchgeführte Vorabsenkung, eine größtmögliche Abgabe und durch einen nachfolgend längeren und auch höheren Aufstau. Umfangreiche Untersuchungen wurden für den Attersee und den Traunsee durchgeführt, wobei typische Hochwasserereignisse mit Hilfe von hydrologischen Modellen nachgebildet wurden. Ein neues Bewirtschaftungskonzept wurde entwickelt, das die Zielvorgaben (Verbesserung des Hochwasserschutzes, Minimierung der Einflüsse für die Betroffenen) erfüllt. Infolge der vielfältigen Nutzerinteressen ist eine umfangreiche Abstimmung für eine Umsetzung notwendig. Ebenso wird eine längerfristige zuverlässige meteorologische Prognose benötigt.

Modul II: Risikobewertung

Das Modul II Risikobewertung zielt darauf ab, Aussagen über die Schadenshäufigkeit und den Schadenserwartungswert infolge von Hochwasserereignissen in

Zusammenhang mit Widmung und Bebauung zu treffen. Dies schließt die Entwicklung einer allgemein anwendbaren Methodik zur Abschätzung potentieller Hochwasserschäden und deren Erprobung an zwei Fallstudien mit ein.

Die Ergebnisse erlauben eine Abschätzung, mit welchem Risiko Widmung und Bebauungen verbunden sind, und inwiefern das Risiko durch Rückwidmungen vermindert werden kann. Die Angaben zum Schadensrisiko erfolgen sowohl in unterschiedlichen Skalen als auch mittels konkreter Risikoangaben für typische private Nutzungen.

Modul III: Summenwirkung

Die für die Dämpfung von Hochwasserereignissen wichtigen Retentionsräume werden laufend durch menschliche Eingriffe reduziert, wodurch das Gefahrenpotential flussab verschärft wird. Selbst wenn der einzelne Eingriff nur örtlich erfolgt, indem durch neue Maßnahmen ein Ortsgebiet gegen Überflutungen geschützt wird, so kommt es zu einer Verschärfung des Hochwasserabflusses, wenngleich in geringstem Umfang.

In Summe bringen sie über mehrere Jahrzehnte durch den Wegfall großer Flächen eine erhebliche Verschlechterung mit sich. Bisläng fehlt es aber an Instrumenten, um diese schrittweise Reduktion des Retentionsraums zu verhindern. Die Entwicklung eines solchen Werkzeugs, das wasserrechtlich und wasserwirtschaftlich greift, ist Ziel des Moduls Summenwirkung.

Dazu werden zwei Strategien zum Erhalt der Retentionswirkung in Einzugsgebieten untersucht. Jede Maßnahme, die wasserrechtlich zu bewilligen ist und den Retentionsraum reduziert,

-) ist in „unmittelbarer Nähe“ hydraulisch gleichwertig zu kompensieren
-) ist monetär abzugelten, mit dem Ziel, damit Retentionsraum im Gebiet zu schaffen.

Modul IV: Rechtliche Beurteilung

Dieses Modul behandelt die rechtlichen Aspekte zum Thema Summenwirkung.

Dr. Oberleitner stellt darin die rechtlichen Grundlagen im Wasserrecht und Raumordnungsrecht vor und betrachtet auch die zivilrechtlichen Aspekte der Problematik. Des Weiteren wird geprüft, inwieweit eine nachhaltige Sicherung von Hochwasserabfluss- und –retentionsräumen nach derzeitiger Rechtslage möglich ist.

Modul I: Seeretention

1	Zusammenfassung	3
1.	Einführung	3
1.1.	Problemstellung und Ziele	3
2.	Datengrundlagen	5
2.1.	Morphologische Daten	5
2.2.	Hydrologische Daten	5
2.2.1.	Abflussdaten	6
2.2.2.	Wasserstandsdaten	7
2.2.3.	Jährlichkeiten	7
2.3.	Meteorologische Daten	8
2.4.	Wehrbetriebsordnungen	9
2.5.	Historische Daten	9
3.	Methodik	11
3.1.	Modellierung	11
3.1.1.	Niederschlags-Abfluss-Modell	11
3.1.2.	Stehende Retention	12
3.1.3.	Modifizierte Puls-Methode	13
3.2.	Kalibrierung	14
3.3.	Simulation	16
4.	Attersee	17
4.1.	Charakteristik	17
4.2.	Niederschlags – Abfluss – Modell	18
4.3.	Retentionsberechnung	22
4.3.1.	Speicherinhaltslinie	22
4.3.2.	Wasserstand-Abfluss-Beziehung	22
4.3.2.1.	Klauswehr	23
4.3.2.2.	Klauswehrordnung	24
4.3.2.3.	Abweichungen von der Wehrbetriebsordnung	26
4.4.	Kalibrierung	28
4.5.	Simulation von Wehrbetriebsordnungen	30
4.5.1.	Maximal möglicher Abfluss	30
4.5.2.	Dauer der Vorabsenkung bzw. Wiederbefüllung	31
4.5.3.	Szenario für eine neue Bewirtschaftungsordnung	33
4.5.4.	Ergebnisse	33
5.	Traunsee	36
5.1.	Charakteristik	36
5.2.	Retentionsberechnung	41
5.2.1.	Speicherinhaltslinie	41
5.2.2.	Wasserstands-Abfluss-Beziehung	41
5.2.2.1.	Traunkraftwerk Gmunden	43
5.2.2.2.	Wehrbetriebsordnung	43
5.2.2.3.	Traunbrücke Gmunden	45
5.3.	Kalibrierung	46
5.4.	Simulation von Wehrbetriebsordnungen	49
5.4.1.	Maximal möglicher Abfluss	49

5.4.2.	Dauer der Vorabsenkung bzw. Wiederbefüllung	50
5.4.3.	Szenario für eine neue Bewirtschaftungsordnung	51
5.4.4.	Ergebnisse	52
6.	Niederschlagsprognose (Haiden, 2004)	55
6.1.	Einleitung	55
6.2.	Prognosemodelle	55
6.2.1.	ECMWF Modell	55
6.2.2.	ALADIN Modell.....	56
6.2.3.	Nowcast-System	56
6.3.	Unsicherheiten	57
6.4.	Verbesserungen.....	57
6.5.	Zusammenfassung.....	58
7.	Betroffene Nutzungen und Interessen.....	59
7.1.	Bestandssituation für Seeanrainer	59
7.1.1.	Attersee.....	59
7.1.2.	Traunsee	59
7.2.	Bestandssituation für Unterlieger	60
7.2.1.	Ager	60
7.2.2.	Traun.....	61
7.3.	Hochwasserrisiko zonierung Austria (HORA).....	62
7.4.	Veränderungen für die Betroffenen	62
8.	Zusammenfassung und Empfehlungen	64
9.	Literaturverzeichnis	65
10.	Abbildungsverzeichnis	68
11.	Tabellenverzeichnis	71
2	Anhang	72
A.	Attersee	72
1.	Bestand.....	72
2.	Projekt.....	82
B.	Traunsee	88
1.	Bestand.....	88
2.	Projekt.....	98

Modul II: Risikobewertung

1	Einleitung	3
1.1	Problemstellung und Ziele.....	3
1.2	Definitionen	4
2	Methodik	9
2.1	Überblick über mögliche Bewertungsmethoden	9
2.1.1	Großräumige Betrachtungsskala.....	10
2.1.2	Lokale Betrachtungsskala	11
2.1.2.1	Risikobeurteilung mittels Überflutungsberechnungen	11
2.1.2.2	Risikobeurteilung mittels Gefahrenzonen.....	13
2.2	Verwendete Bewertungsgrundlagen und Ansätze	16
2.2.1	Begehung und Klassifikation der Objekte	16
2.2.2	Vernetzung der Begehung mit den Daten der Statistik Austria	17
2.2.3	Wahl der relevanten Szenarien	19
2.2.4	Berechnung der Bewertungsparameter basierend auf 1D-Modellierung.	19
2.2.4.1	Datengrundlage	19
2.2.4.2	Erstellung des hydrodynamischen Modells in HEC-RAS Vers. 3.1.3	20
2.2.4.3	Hydraulische Berechnung.....	21
2.2.4.4	Herleitung der Bewertungsgrößen	23
2.2.5	Berechnung der Bewertungsparameter basierend auf 2D-Modellierung.	24
2.2.5.1	Datengrundlage	24
2.2.5.2	Hydrodynamisches 2D Modell	24
2.2.5.3	Hydraulische Berechnung.....	24
2.2.5.4	Herleitung der Bewertungsgrößen	24
2.2.6	Schadensberechnung	25
2.2.7	Risikobestimmung.....	28
2.3	Beurteilung der Gefährdung von Personen.....	28
2.3.1	Quantifizierung der Exposition	29
3	Ergebnisse	32
3.1	Risikobeurteilung Pfaffstätt.....	33
3.1.1	Visualisierung der Bewertungsgrößen	35
3.1.1.1	Überflutungstiefen.....	35
3.1.1.2	Fließgeschwindigkeit.....	36
3.1.1.3	Überflutungstiefe x Fließgeschwindigkeit	36
3.1.2	Darstellung der Ergebnisse.....	37
3.1.2.1	Gefahrenzonen	38
3.1.2.2	Grundlage Datenlieferung Büro/Land	40
3.1.2.3	Grundlage Datenlieferung Statistik Austria	41
3.1.2.4	Grundlagen ergänzt durch Begehung und Nachdigitalisierung	42
3.1.2.5	Vernetzung der Daten	43
3.1.3	Schadensberechnung und Risikobestimmung	44
3.2	Restrisikobeurteilung Schwarzgrub, Rodl und Höflein.....	47
3.2.1	Visualisierung der Bewertungsgrößen	48

3.2.1.1	Überflutungstiefen	48
3.2.1.2	Fließgeschwindigkeiten	51
3.2.1.3	Überflutungstiefe x Fließgeschwindigkeit	51
3.2.2	Darstellung der Ergebnisse	52
3.2.2.1	Gefahrenzonen	53
3.2.2.2	Grundlage Datenlieferung Büro/Land	55
3.2.2.3	Grundlage Datenlieferung Statistik Austria	56
3.2.2.4	Grundlagen ergänzt durch Begehung und Nachdigitalisierung	58
3.2.2.5	Vernetzung der Daten	59
3.2.3	Schadensberechnung und Risikobestimmung	60
4	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	63
5	Abbildungsverzeichnis	66
6	Tabellenverzeichnis	68
7	Literatur	69

Modul III: Summenwirkung

1	Einführung	2
1.1	Problemstellung und Ziele	2
2	Methodik	4
2.1	Retentionsberechnung	5
2.2	Siedlungsentwicklung und Überflutungsbereiche	7
2.2.1	Aufbereitung historischer Überflutungsflächen und Flächen der Bemessungsereignisse	7
2.2.2	Aufbereitung und Analyse der Siedlungsentwicklung in den Überflutungsgebieten	7
2.3	Quantifizierung von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss ..	7
2.3.1	Simulation des Retentionsverhaltens	7
2.4	Kompensationsmöglichkeiten von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss	18
2.4.1	Hydraulisch ähnlich wirksame Kompensation	18
2.4.2	Monetäre Kompensation	18
3	Fallbeispiel Mattig (OÖ)	20
3.1	Mattig allgemein	20
3.2	Bach- und Verbauungsgeschichte.....	21
3.3	Datengrundlagen.....	23
3.3.1	Morphologische Daten	23
3.3.2	Hydrologische Daten	23
3.3.3	Hydrographische Daten	23
3.3.4	Projekt „Hochwasserschutz Helpfau-Uttendorf“, Ingenieurbüro Wölfle ZT-GmbH	24
3.4	Siedlungsentwicklung und Überflutungsbereiche an der Mattig	24
3.5	Quantifizierung von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss	28
3.5.1	Simulation des Retentionsverhaltens	28
3.6	Kompensationsmöglichkeiten von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss	34
3.6.1	Hydraulisch ähnlich wirksame Kompensation	34
3.6.2	Monetäre Kompensation	36
4	Zusammenfassung und Diskussion	37
5	Quellenangaben	38
5.1	Literaturverzeichnis	38
5.2	Abbildungsverzeichnis.....	40
6	Anhang	41

Modul IV: Rechtliche Beurteilung

Einleitung	1
Grundlegendes	3
Rechtslage nach dem Wasserrecht des Bundes	8
Rechtslage nach dem Raumordnungsrecht in Oberösterreich	15
Zivilrechtliche Aspekte	21
Zwischenresumé	27

MODUL I

Seeretention

DI Bernhard Müller

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	1
1 Zusammenfassung	3
1. Einführung	3
1.1. Problemstellung und Ziele	3
2. Datengrundlagen	5
2.1. Morphologische Daten	5
2.2. Hydrologische Daten	5
2.2.1. Abflussdaten	6
2.2.2. Wasserstandsdaten	7
2.2.3. Jährlichkeiten	7
2.3. Meteorologische Daten	8
2.4. Wehrbetriebsordnungen	9
2.5. Historische Daten	9
3. Methodik.....	11
3.1. Modellierung.....	11
3.1.1. Niederschlags-Abfluss-Modell.....	11
3.1.2. Stehende Retention	12
3.1.3. Modifizierte Puls-Methode.....	13
3.2. Kalibrierung	14
3.3. Simulation	16
4. Attersee	17
4.1. Charakteristik	17
4.2. Niederschlags – Abfluss – Modell	18
4.3. Retentionsberechnung	22
4.3.1. Speicherinhaltslinie	22
4.3.2. Wasserstand-Abfluss-Beziehung	22
4.3.2.1. Klauswehr.....	23
4.3.2.2. Klauswehrordnung.....	24
4.3.2.3. Abweichungen von der Wehrbetriebsordnung.....	26
4.4. Kalibrierung	28
4.5. Simulation von Wehrbetriebsordnungen	30
4.5.1. Maximal möglicher Abfluss.....	30
4.5.2. Dauer der Vorabsenkung bzw. Wiederbefüllung.....	31
4.5.3. Szenario für eine neue Bewirtschaftungsordnung.....	33
4.5.4. Ergebnisse	33
5. Traunsee	36
5.1. Charakteristik	36
5.2. Retentionsberechnung	41
5.2.1. Speicherinhaltslinie	41
5.2.2. Wasserstands-Abfluss-Beziehung	41
5.2.2.1. Traunkraftwerk Gmunden	43
5.2.2.2. Wehrbetriebsordnung	43
5.2.2.3. Traunbrücke Gmunden.....	45
5.3. Kalibrierung	46
5.4. Simulation von Wehrbetriebsordnungen	49
5.4.1. Maximal möglicher Abfluss.....	49

5.4.2.	Dauer der Vorabsenkung bzw. Wiederbefüllung	50
5.4.3.	Szenario für eine neue Bewirtschaftungsordnung	51
5.4.4.	Ergebnisse	52
6.	Niederschlagsprognose (Haiden, 2004)	55
6.1.	Einleitung	55
6.2.	Prognosemodelle	55
6.2.1.	ECMWF Modell	55
6.2.2.	ALADIN Modell.....	56
6.2.3.	Nowcast-System	56
6.3.	Unsicherheiten	57
6.4.	Verbesserungen.....	57
6.5.	Zusammenfassung.....	58
7.	Betroffene Nutzungen und Interessen.....	59
7.1.	Bestandssituation für Seeanrainer	59
7.1.1.	Attersee.....	59
7.1.2.	Traunsee	59
7.2.	Bestandssituation für Unterlieger	60
7.2.1.	Ager	60
7.2.2.	Traun.....	61
7.3.	Hochwasserrisikozonierung Austria (HORA).....	62
7.4.	Veränderungen für die Betroffenen	62
8.	Zusammenfassung und Empfehlungen	64
9.	Literaturverzeichnis	65
10.	Abbildungsverzeichnis	68
11.	Tabellenverzeichnis	71
2	Anhang	72
A.	Attersee	72
1.	Bestand.....	72
2.	Projekt.....	82
B.	Traunsee	88
1.	Bestand.....	88
2.	Projekt.....	98

1 Zusammenfassung

Eine Verbesserung der Hochwasserretention an den Oberösterreichischen Salzkammergut-Seen kann durch die Kombination aus drei Elementen erzielt werden: eine rechtzeitig durchgeführte Vorabsenkung, eine größtmögliche Abgabe und durch einen vermehrten Aufstau. Umfangreiche Untersuchungen wurden am Attersee und am Traunsee durchgeführt, wobei typische Hochwasserereignisse mit Hilfe von Modellen abgebildet werden konnten. Eine neue Bewirtschaftungsordnung wurde entwickelt, die die Zielvorgaben (Verbesserung des Hochwasserschutzes, Minimierung der Einflüsse für die Betroffenen) optimal erfüllt.

Am Attersee kann bei HQ_{10} ein Hochwasserrückhalt von 18% bzw. bei HQ_{30} von 23% erreicht werden. Der maximale Seestand wird um bis zu 10 cm gesenkt. Am Traunsee kann bei HQ_{10} ein Hochwasserrückhalt von 11% bzw. bei HQ_{30} von 17% erreicht werden. Der maximale Seestand wird bei kleineren Ereignissen bis zu 25 cm abgesenkt, während bei größeren, länger andauernden Hochwässern ein zusätzlicher Aufstau von bis zu 10 cm eintreten kann.

1. Einführung

Das Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft, Aufgabenbereich Wasserwirtschaftliches Planungsorgan, beauftragte am 22.01.2007 das Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und Konstruktiven Wasserbau (IWHW) der Universität für Bodenkultur Wien, eine Hauptstudie zum Projekt „Wasserwirtschaftliche Entwicklung in Überflutungsgebieten“ zu erarbeiten.

Basierend auf den Ergebnissen der Vorstudie vom November 2006 werden in der Hauptstudie folgende Schwerpunkte behandelt:

1. Modul: Hochwasser-Rückhalt in Seen
2. Modul: Risikobewertung
3. Modul: Summenwirkung

Dieser Bericht behandelt in weiterer Folge die Ergebnisse der Untersuchungen des ersten Moduls – Hochwasser-Rückhalt in Seen.

1.1. Problemstellung und Ziele

Die Seen des Salzkammergutes erfüllen verschiedene Funktionen, darunter die Abmilderung von Hochwässern. Da die Seeflächen recht groß sind, ergeben sich auch bei geringen Schwankungen im Seespiegel beachtlichen Rückhaltwirkungen. Zur Steigerung der Retentionswirkung existieren grundsätzlich zwei Möglichkeiten, die auch kombiniert werden können: Die Vorabsenkung zur Gewinnung von Retentionsraum und ein verstärkter Aufstau zur Dämpfung des Wellenscheitels.

Die Untersuchungen an den beiden größten Seen des Salzkammergutes – am Attersee und Traunsee – zeigen, welcher Hochwasserrückhalt durch Nutzung von

Speicherlamellen erzielt werden kann, inwiefern dies den Hochwasserschutz für die Unterlieger verbessert und welche bestehende Nutzungen und Interessen betroffen wären. Dabei sind sowohl Interessen der Seeanrainer als auch der Unterlieger zu berücksichtigen.



Abb. 1: Orthofoto Traungau

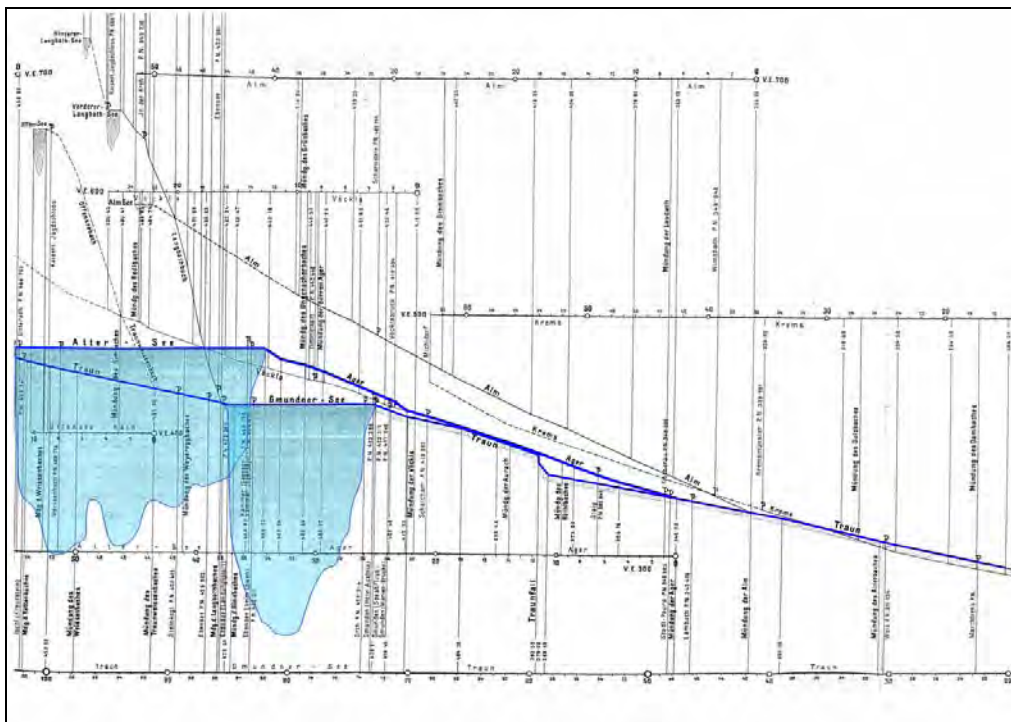


Abb. 2: Längenschnitt Traungau (Hydrographischer Dienst in Österreich, 1904)

2. Datengrundlagen

In der vorliegenden Studie wurde das Retentionsverhalten des Attersees sowie des Traunsees genauer untersucht. Für die Durchführung der Retentionsberechnungen wurden morphologische, hydrologische und meteorologische Daten, sowie Unterlagen über Wehrbetriebsordnungen benötigt. Für den Beobachtungszeitraum von 1976 bis 2005 waren Daten auf Stunden-Basis digital vorhanden. Es wurden jedoch auch historische Daten und Unterlagen über die Katastrophen-Ereignisse 1899 sowie 1959 verwendet.

2.1. Morphologische Daten

Zur Durchführung der Retentionsberechnung wurde die Wasserfläche des Attersees bzw. des Traunsees aus der digitale Katastermappe (DKM), welche vom Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, Abteilung Geoinformation und Liegenschaft, zur Verfügung gestellt wurde, ermittelt. Für den Attersee ergibt sich eine Seefläche von 46,76 km², und für den Traunsee eine Seefläche von 24,77 km².

Im Zuge der Untersuchungen lieferten verschieden Quellen sehr unterschiedliche Flächenangaben. Im „Flächenverzeichnis der Österreichischen Flussgebiete: Donaugebiet vom Inn bis zur Enns“ (2002), herausgegeben vom HZB, weist der Attersee eine Fläche von 46,3 km² und der Traunsee eine Fläche von 24,5 km² auf. Im „Österreichischen Bericht der Ist-Bestandsanalyse“ (2004), erstellt im Zuge der Untersuchungen zur EU-Wasserrahmenrichtlinie und herausgegeben vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, sind die Flächen des Attersees mit 46,20 km² und des Traunsees mit 24,35 km² beschrieben.

Für Retentionsuntersuchungen besonders wichtig ist das Verhältnis von Seefläche zu Seewasserstand, da das Ufer nicht als vertikale Wand angenommen werden kann. Recherchen haben jedoch ergeben, dass weder das Seeforschungsinstitut der Akademie der Wissenschaften in Mondsee noch sonst eine Einrichtung je eine derartige Seeinhaltslinie für die großen Salzkammergutseen bestimmt hat. Eine detaillierte Auswertung von Geländeaufnahmen im Uferbereich im Zuge der Bearbeitung des kürzlich durchgeführten Laser-Scans könnte die gewünschten Informationen liefern. Aus Mangel an weiteren Informationen wurden der Attersee sowie der Traunsee als Kegelstumpf mit einer Neigung von 1:5 und einem flächenaliquoten Durchmesser modelliert.

2.2. Hydrologische Daten

Im Projektgebiet befinden sich 12 Abflussmessstellen an der Ager, Traun sowie ihrer Zubringer, sowie 3 Wasserstandsmessstellen am Attersee bzw. Traunsee (Abb. 3). Die Messdaten dieser Pegel wurden vom Hydrographischen Dienst des Landes Oberösterreich in digitaler Form als gemittelte Stundenwerte zur Verfügung gestellt. In den folgenden Tabellen werden die verwendeten Pegelstationen mit ihrer Lage und ihren statistischen Kenngrößen beschrieben.

2.2.1. Abflussdaten

Tab. 1: Abflussmessstellen im Untersuchungsgebiet

Bezeichnung	Gewässer	Lage	Pegel-nullpunkt	Einzugsgebiet
		[km]	[m ü.A.]	[km ²]
Ebensee	Traun	86,95	422,17	1223,4
Ebensee (Unterlangbath)	Langbathbach	0,38	431,17	40,0
Theresienthal	Traun	71,00	410,00	1397,7
Roitham	Traun	57,38	362,21	1458,4
See am Mondsee (Au)	Seeache	58,04	477,35	247,4
Weißbach am Attersee	Äußerer Weißbach	0,80	473,22	31,2
Raudaschlsäge	Ager	33,53	466,31	462,9
Dürnau	Ager	25,16	434,32	497,2
Vöcklabruck	Vöckla	1,65	418,61	447,1
Schalchham	Ager	20,22	411,19	949,9
Fischerau	Ager	1,57	348,00	1256,1
Lambach (Traunbrücke)	Traun	46,59	341,45	2740,9



Abb. 3: Übersichtskarte mit den verwendeten Abflussmessstellen (●) bzw. Wasserstandsmessstellen (●).

2.2.2. Wasserstandsdaten

Tab. 2: Wasserstandsmessstellen im Untersuchungsgebiet

Bezeichnung	Gewässer	Lage	Pegel- nullpunkt	Einzugs- gebiet
		[km]	[m ü.A.]	[km ²]
Gmunden (Esplanade)	Traunsee	73,70	421,31	1395,3
Unterach	Attersee	55,04	467,55	459,7
Kammer	Attersee	35,90	467,75	459,7

2.2.3. Jährlichkeiten

Tab. 3: Übersicht über die statistischen Jährlichkeiten der Pegelstationen (Wakolbinger, 2007)

Pegelstation	Gewässer	HQ ₁	HQ ₁₀	HQ ₃₀	HQ ₁₀₀
Ebensee	Traun	410	740	900	1100
Ebensee (Unterlangbath)	Langbathbach	17	40	51	64
Theresienthal	Traun	340	580	700	850
Roitham	Traun	320	530	630	780
See am Mondsee (Au)	Seeache	40	80	100	120
Weißbach am Attersee	Äußerer Weißbach	30	65	85	105
Raudaschlsäge	Ager	43	85	110	140
Vöcklabruck	Vöckla	130	260	315	385
Schalchham	Ager	125	300	380	470
		HW ₁	HW ₁₀	HW ₃₀	HW ₁₀₀
Gmunden (Esplanade)	Traunsee	423,26	424,01	424,41	424,86
Kammer	Attersee	469,50	469,90	470,10	470,30

2.3. Meteorologische Daten

Im Projektgebiet befinden sich 9 Niederschlagsmessstellen (Abb. 4), die vom Hydrographischen Dienst des Landes Oberösterreich bzw. von der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (ZAMG) zur Verfügung gestellt wurden.

Tab. 4: Niederschlagsmessstellen im Untersuchungsgebiet

Bezeichnung	Einzugsgebiet	Höhe	Länge	Breite				
Vorderer Langbathsee	Vorderer Langbathsee	675 m	13° 40' 30"	47° 50' 04"				
Feuerkogel (ZAMG)	Traun	1618 m	13° 43' 00"	47° 49' 00"				
Ebensee (Schule)	Traun	425 m	13° 46' 38"	47° 48' 15"				
Gmunden (ZAMG)	Traunsee	426 m	13° 49' 00"	47° 55' 00"				
Gmunden (Traunleiten)	Traun	456 m	13° 48' 25"	47° 56' 13"				
Weißbach am Attersee	Attersee	476 m	13° 32' 22"	47° 47' 40"				
Weyregg	Attersee	509 m	13° 34' 19"	47° 53' 24"				
Attersee	Attersee	495 m	47° 55' 06"	Almsee (Forsthaus)	Alm	590 m	13° 57' 20"	47° 46' 03"
Almsee (Forsthaus)	Alm	590 m	13° 57' 20"	47° 46' 03"				

Für den Beobachtungszeitraum 1976 – 2005 wurden Tagewerte sowie Stundenwerte, welche von Schreibstreifen digitalisiert wurden, verwendet. Bei sämtlichen Messstationen im Untersuchungsgebiet, mit Ausnahme der Station Gmunden (ZAMG), werden im Winter (von Anfang November bis Ende April) keine kontinuierlichen Niederschlagsaufzeichnungen durchgeführt.

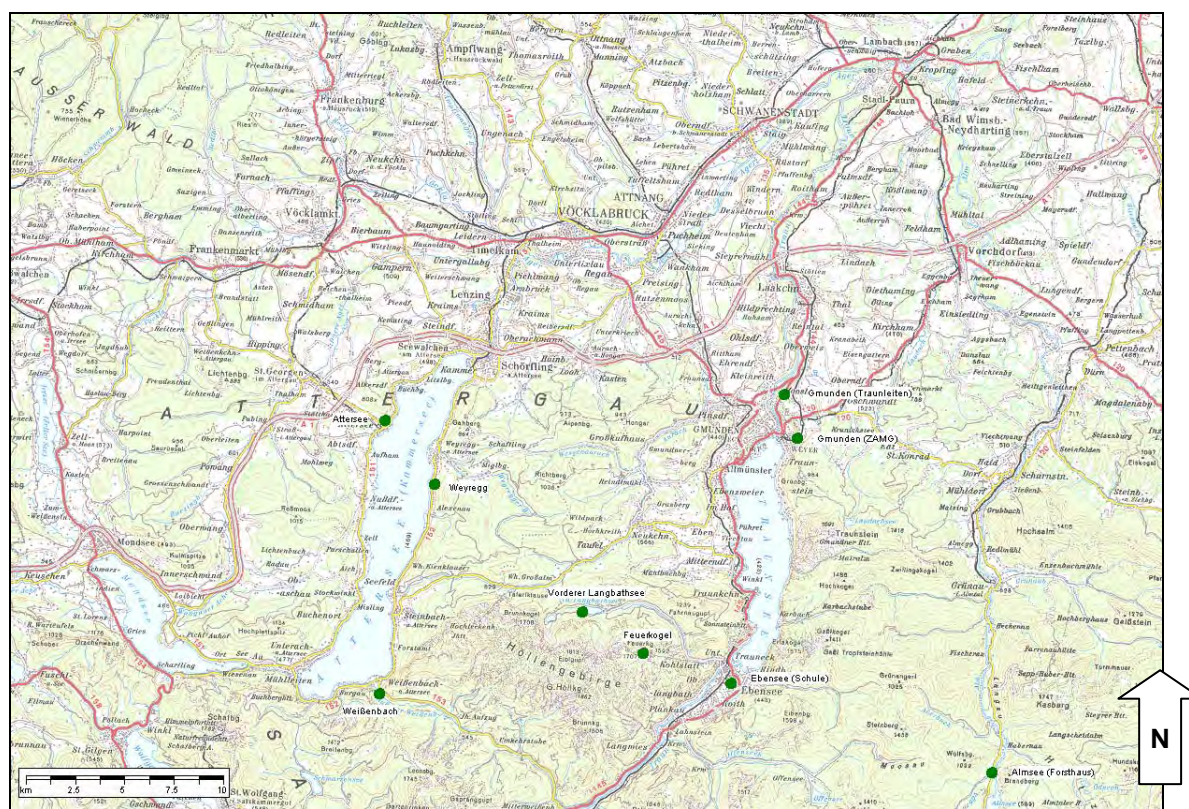


Abb. 4: Übersichtskarte mit den verwendeten Niederschlagsmessstellen.

2.4. Wehrbetriebsordnungen

In Kammer am Attersee wird vom Gewässerbezirk Gmunden die Wehranlage Klauswehr am Seeausfluss (an der Ager) betrieben. Das Klauswehr wurde mit Bescheid des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Zl. 77.190-I/1/71 vom 10.11.1971, wasserrechtlich bewilligt. Für die nun vorliegende Untersuchung wurde die letztgültige Klauswehrordnung „Atterseewehr Fassung 2000“ (Weinberger, 2000) herangezogen.

Zusätzlich zu den vorhandenen Messdaten des Hydrographischen Dienstes Oberösterreich wurden vom Gewässerbezirk Gmunden Online-Messdaten der Wehranlage (Seewasserstand I+II, Wehrklappe I+II, Unterwasserpegel) der Jahre 2002 sowie 2005 – 2007 übermittelt.

An der Traun in Gmunden wird von der Energie AG Oberösterreich das Kraftwerk Gmunden betrieben. Das Kraftwerk Gmunden wurde mit Bescheid des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Zl. 96193/3-53174/66 vom 27.07.1966, zum bevorzugten Wasserbau erklärt. Die Bewilligung zur Ausnützung der Wasserkraft der Traun zwischen Fluss-km 69,13 (Haimstockmühlwehr) und 73,20 (Traunsee-Ausfluss) sowie zur Errichtung der hierfür vorgesehenen Anlagen wurde mit Bescheid vom 21.01.1967, Zl. 96193/16-88797/66 erteilt. Die dieser vorliegenden Studie zugrunde liegende Wehrbetriebsordnung des Kraftwerks Gmunden wurde mit Bescheid Zl. 96193/215-42081/73 vom 24.04.1974 bewilligt.

Zusätzlich zu den vorhandenen Messdaten des Hydrographischen Dienstes Oberösterreich wurden von der Energie AG Oberösterreich Online-Messdaten (Zufluss Ebensee, Seewasserstand, Abfluss Theresienthal, Oberwasserpegel Kraftwerk, Wehrfeld I+II+III) von 2002 bzw. September 2007 zur Verfügung gestellt.

2.5. Historische Daten

Im Einzugsgebiet der Traun wurden seit 1899 mehrere große Hochwasserereignisse registriert, welche zu umfangreichen Studien über das Retentionsverhalten der Salzkammergutseen führte, und im Zuge der vorliegenden Untersuchung wurden diese Studien analysiert.

Die Katastrophenhochwässer vom Juli 1897 und September 1899, die im Untersuchungsgebiet große Zerstörung hervorgebracht hatten, gaben den Anlass für den Hydrographischen Dienst in Österreich 1904 eine Studie über das Traungebiet und das Retentionsvermögen der Salzkammergut-Seen zu verfassen. In dieser sehr ausführlichen Studie werden die Hochwässer 1897 bzw. 1899 untersucht und sämtliche vorhandenen hydrographischen Aufzeichnungen dargestellt (Hydrographischer Dienst in Österreich, 1904).

Der ehemalige Leiter des Hydrographischen Dienstes Oberösterreich Franz Rosenauer beschreibt in seinem Bericht aus dem Jahre 1946 ebenfalls historische Hochwässer und die Retentionswirkung sowie das Phänomen der „stehenden Welle“ oder „Seiches“ an den großen Seen. Diese periodischen Schwankungen des

Seespiegels werden nicht durch eine Änderung der Wasserführung hervorgerufen, sondern dadurch, dass Luftdruckänderungen auf einen Teil der Seefläche wirksam werden (z.B. bei böigem Wind). Die Wassermassen kommen somit in eine Schräglage, aus der sie nach einer Schwingbewegung, die Tage bis Wochen dauern kann, wieder in die horizontale Gleichgewichtslage zurückkehren. Die Höhe dieser Schwingungen, die zwischen 2 und 40 cm betragen kann, wird durch die Breite und Tiefe des Sees beeinflusst, wobei dieses Phänomen am Attersee stärker ausgeprägt ist als am Traunsee (Rosenauer, 1946).

Um den Zustand des Attersees bzw. der Ager vor Errichtung des Klauswehres zu dokumentieren, wurden anhand des Österreichischen Wasserkraft-Katasters 1951 für den Bereich zwischen See und Raudaschlsäge Längsgefälle, Wasserführung und bestehende Einbauten entnommen.

Die von Dr. Helmut Flögl zwischen 1971 und 1991 erstellten Unterlagen zum Attersee – Klauswehr bzw. zu den verschiedenen Klauswehrordnungen lieferten einen guten Überblick über die Situation am Ausfluss des Attersees.

3. Methodik

Für die Beurteilung der Retentionswirkung sind verschiedene Verfahren möglich, wobei in der vorliegenden Studie der Ansatz zur Quantifizierung der Speicherlamelle gewählt wurde. Das Produkt aus Seefläche und Speicherlamelle, d.h. der Differenz aus maximalem Seestand und mittlerem Seestand, wurde mit der Differenz aus den integrierten Flächen unter der Zufluss- bzw. Abflussganglinie verglichen. Als Beurteilungsgrößen dienten Q_{\max} am Seeauslauf sowie H_{\max} am Seepegel in Abhängigkeit vom rechnerischen Wiederkehrintervall.

Die bestehende Situation wurde anhand von Beobachtungsdaten und der Nachrechnung von historischen Hochwässern dargestellt. Die Nachrechnung erfolgte über eine Modellierung der Seen und deren Einzugsgebiete in Form eines Niederschlags-Abfluss-Modells, womit eine gute Übereinstimmung mit den Beobachtungen erzielt werden konnte.

Die kalibrierten Modelle von Attersee und Traunsee dienten in weiterer Folge als Grundlage für die Beurteilung von möglichen Bewirtschaftungsszenarien, nachdem mit mehreren Simulationen das optimale Szenario entwickelt wurde.

3.1. Modellierung

Für die Modellierung der Seeretention ist die Zuflussganglinie des Zuflusses inklusive der Zwischeneinzugsgebiete, die in den See entwässern, nötig. Weiters ist, unter Vorgabe einer Abgabestrategie, die Retention im See zu berechnen.

3.1.1. Niederschlags-Abfluss-Modell

Niederschlags-Abfluss-Modelle verbinden morphologische Informationen, wie Einzugsgebietsgröße, Bodenbedeckung, Untergrundverhältnisse und Exposition mit meteorologischen Informationen wie Temperatur und Niederschlag, um mit Hilfe von unterschiedlichen Verfahren den Oberflächenabfluss zu ermitteln (Maniak, 1997).

Das Programm „Hydrologic Modelling System HEC-HMS 2.2.2“ des US Army Corps of Engineers ermöglicht es, verschiedene Verfahren der Abflussbildung zu verwenden. In der vorliegenden Studie wurde der abflusswirksame Niederschlag mit dem SCS-Verfahren (US Soil Conservation Service) bestimmt. Dies erfolgte in Abhängigkeit von einer Gebietskenngröße CN („Curve Number“), die Bodenart, Bodennutzung, Vorregen und Jahreszeit berücksichtigt (DVWK, 1984). Aus den digital vorhandenen Karten des Hydrologischen Atlas Österreich (BMLFUW, 2007) wurden GIS-bezogene Daten zur Bodenbedeckung (Fürst & Hafner, 2003) und Bodenklasse (Peticzka & Kriz, 2005) entnommen und daraus für jedes Teileinzugsgebiet ein repräsentativer CN-Wert ermittelt. Da die Bodenfeuchte, die sich aus Vorregen und Jahreszeit ergibt, in die Ermittlung des CN-Wertes eingeht, kann die Kalibrierung verschiedener Hochwässer unterschiedliche CN-Werte ergeben.

Mit dem Einheitsganglinienverfahren nach Clark wurde zusätzlich zur Translation der Hochwasserwelle das Speicherverhalten des Einzugsgebietes als linearer Speicher berücksichtigt (HEC, 2000).

Während Messdaten der Zuflüsse vorhanden waren, wurde der Gebietsniederschlag nur auf das unmittelbare Seeinzugsgebiet und die Seefläche ermittelt. Mittels Thiessen-Methode wurde aus den vorhandenen Niederschlagsmessstationen der Gebietsniederschlag ermittelt (siehe Abb. 11). Da jeweils nur von einer Messstation (am Attersee: Weißenbach; am Traunsee: Gmunden (ZAMG)) hoch aufgelöste Stundendaten vorhanden waren, wurden die Stundenwerte für die restlichen Messstationen proportional zu den Tagessummen extrapoliert.

3.1.2. Stehende Retention

Die Seen wurden als Speicher modelliert, wobei die Wirkung eines Speichers in der Zeitverzögerung dT und in der Verkleinerung (Dämpfung) dQ des Wellenscheitels liegt (Abb. 5). Die Verformung der Welle erfolgt durch die so genannte "stehende Retention".

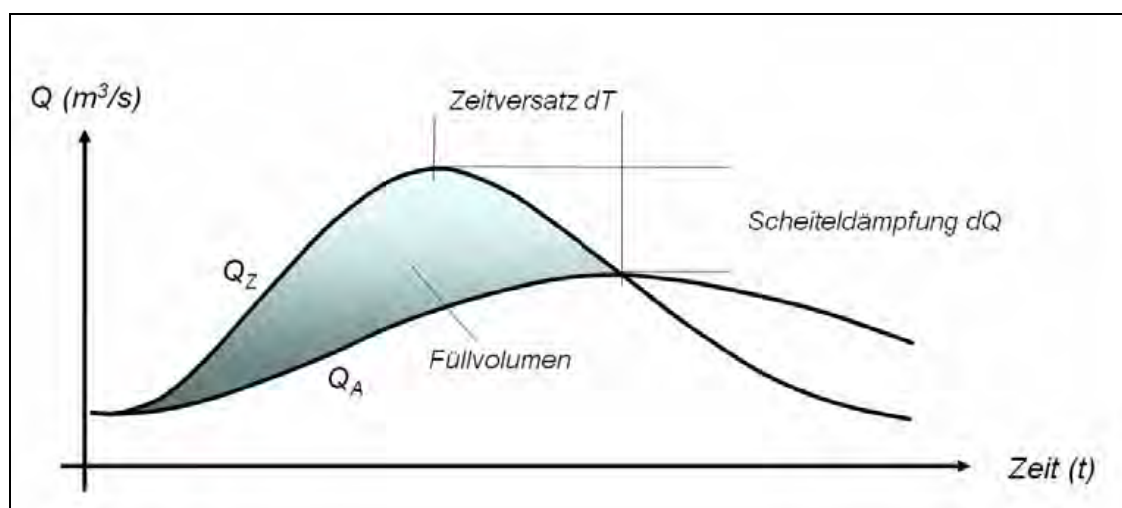


Abb. 5: Wellendämpfung bei stehender Retention

Dazu müssen folgende Informationen bekannt sein (Ludwig, 1979):

- Beckeninhaltslinie $S = f(h)$

Darunter versteht man das Volumen des Beckeninhalts in Abhängigkeit vom Wasserstand. Sie kann aus Höhenschichtenlinien einer genauen Karte oder mit einem digitalen Höhenmodell ermittelt werden.

- Abflusskurve $Q_A = f(h)$

Aus hydraulischen Berechnungen oder aus einer bekannten Wehrbetriebsordnung.

- Zuflussganglinie $Q_Z = f(t)$

Aus aktuellen Messungen oder synthetischen Ganglinien.

- Anfangswert des Abflusses Q_A oder der Speicherfüllung S_0

Eine geschlossene Lösung der Retentionsgleichung ist für praktische Anwendungen nicht möglich. Es existieren leicht handhabbare graphische und rechnerische Näherungsverfahren, wie jene von Wilson, Sørensen und Schaffernak, sowie das Puls-Verfahren.

3.1.3. Modifizierte Puls-Methode

Die Puls-Methode wurde ursprünglich als graphische Lösungsmethode der Retentionsgleichung entwickelt. Einige etablierte Softwarepakete (HEC, 2000) berechnen die stehende Retention mit der modifizierten Puls-Methode. Die Speichergleichung für endliche Zeitintervalle Δt lautet (Ludwig, 1979):

$$\frac{QZ(t) + QZ(t + \Delta t)}{2} - \frac{QA(t) + QA(t + \Delta t)}{2} = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad 3.1$$

Die Speicheränderung in einem Zeitintervall ist also die Differenz aus mittlerem Zu- und Abfluss in diesem Zeitintervall. Als vereinfachte Schreibweise werden für die Zeitpunkte t und $t + \Delta t$ die Indizes 1 bzw. 2 eingeführt:

$$\frac{QZ_1 + QZ_2}{2} - \frac{QA_1 + QA_2}{2} = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \quad 3.2$$

Speicherinhalt und Abfluss hängen über die Beckeninhaltslinie $S = f(h)$ und $QA = f(h)$ eindeutig voneinander ab. Die Speichergleichung ist daher iterativ lösbar, indem ein h am Ende des Zeitintervalls angenommen wird und die Gültigkeit der Speichergleichung überprüft wird.

Die modifizierte Puls-Methode vermeidet Iterationen, indem man die Speichergleichung (3.2) umformt, sodass die unbekannt GröÙen S_2 und QA_2 links stehen:

$$\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{QA_2}{2} = \left(\frac{S_1}{\Delta t} + \frac{QA_1}{2} \right) - QA_1 + \frac{QZ_1 + QZ_2}{2} \quad 3.3$$

Da QA und S über den Wasserstand eindeutig verknüpft sind, kann die Beziehung

$$QA = f\left(\frac{S}{\Delta t} + \frac{QA}{2}\right) \quad 3.4$$

aufgestellt und z.B. in einer Hilfsgrafik oder Tabelle dargestellt werden. Da man den Wert der linken Seite der Puls-Gleichung aus den bekannten GröÙen, die auf der rechten Seite stehen, berechnen kann, lässt sich in der Hilfsgrafik oder Tabelle das zugehörige, gesuchte QA_2 entnehmen.

3.2. Kalibrierung

Um den Ist-Zustand der Speicherbewirtschaftung beurteilen zu können, wurden für jeden See je 9 Hochwasserereignisse ausgewählt und die See-Modelle mit Hilfe vorhandener Messdaten iterativ angepasst, wobei als primäre Kalibrierungsgröße der Wasserbilanzvergleich aus Niederschlag und Abfluss herangezogen wurde. Da Zufluss, die Seehaltlinie sowie die Wehrbetriebsordnung als bekannt angenommen wurden, erfolgte die Kalibrierung des Modells für die Zwischeneinzugsgebiete ausschließlich über eine Optimierung der folgenden Parameter:

- SCS-Curve Number
- Anfangsverlust
- Basisabfluss

Ein Blick auf die Abflussganglinien der letzten 50 Jahre beim Pegel Kammer / Ager (seit 1975: Pegel Raudaschsäge / Ager) am Attersee-Ausfluss zeigt deutlich, dass seit dem Hochwasser 1959 (rechnerische Jährlichkeit: 30) keine großen Hochwasserereignisse eingetreten sind (Abb. 6). Lediglich das recht gut dokumentierte Katastrophenhochwasser 1899 hat ein rechnerisches Wiederkehrintervall von etwa 200 Jahren. Für die Kalibrierung des Bestandsmodells Attersee standen somit, neben den zwei genannten historischen Ereignissen mit geringerer Datengenauigkeit und –auflösung, lediglich mehrere Ereignisse mit einem 3-5 jährlichen Wiederkehrintervall zur Verfügung.

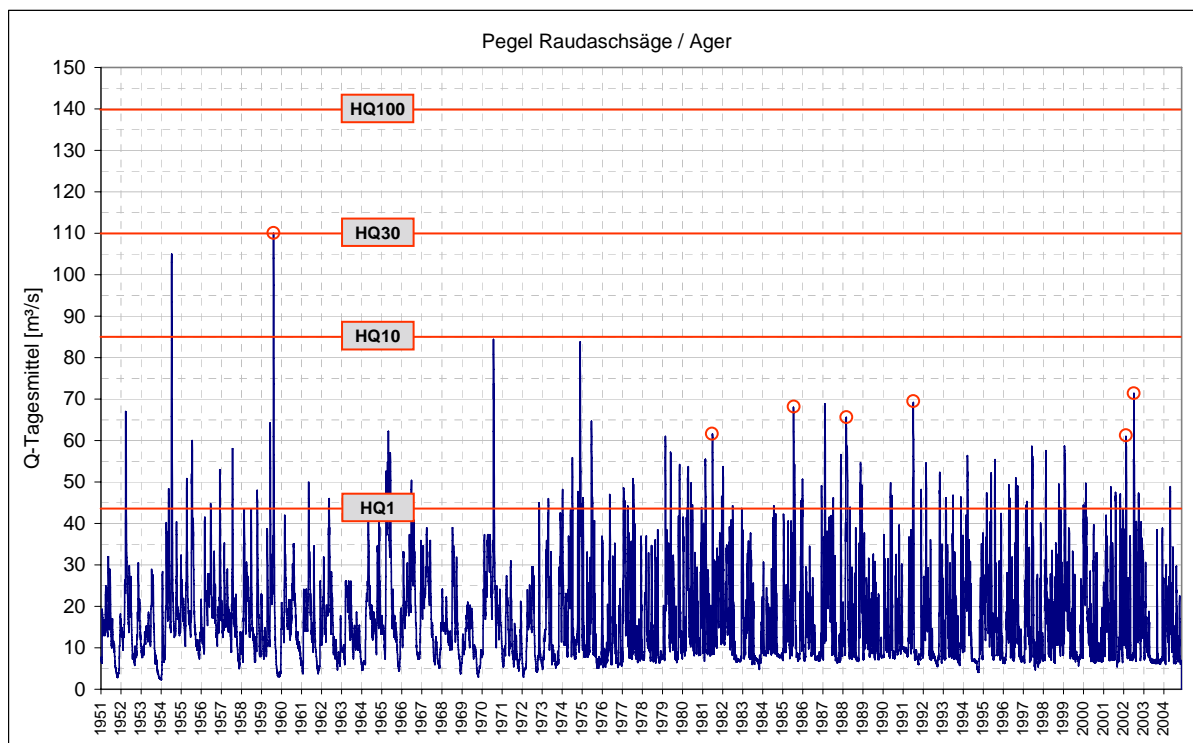


Abb. 6: Abflussganglinie am Pegel Raudaschsäge / Ager (mit gekennzeichneten in der Studie verwendeten Ereignissen)

Tab. 5: Übersicht über die verwendeten Hochwasserereignisse für die Kalibrierung des Attersee-Modells (Pegel Raudaschsäge/Ager)

Hochwasser	Q_{\max} (beobachtet)	Jährlichkeit	Jahreszeit
September 1899	189	214	Sommer
August 1959	110	30	Sommer
Juli 1981	61,9	3	Sommer
August 1985	68,6	4	Sommer
März 1988	65,7	4	Frühjahr
August 1991	70,3	5	Sommer
März 2002	61,7	3	Frühjahr
August 2002	71,9	5	Sommer
April 2006	66,7	4	Frühjahr

Die saisonale Betrachtung der Hochwasserereignisse beruht auf der Tatsache, dass am Attersee (im Gegensatz zum Traunsee) regelmäßig Frühjahrshochwässer auftreten, dass jedoch in dieser Studie auf Grund fehlender Niederschlagsaufzeichnungen (siehe oben) bei hier nicht angeführten Ereignissen keine Kalibrierung durchgeführt werden konnte.

Am Traunsee ist die Situation ähnlich (Abb. 7), sodass als einziges Extremereignis das Hochwasser 1899, mit einem rechnerischen Wiederkehrintervall von mehr als 200 Jahren, betrachtet werden kann. In den letzten 50 Jahren hat man zwei Hochwasserereignisse mit etwa 30-jährlichem (1959 und 2002), sowie ein Ereignis mit etwa 18-jährlichem (1991) Wiederkehrintervall beobachtet, während mehrere Ereignisse eine Jährlichkeit zwischen 4 und 9 aufweisen.

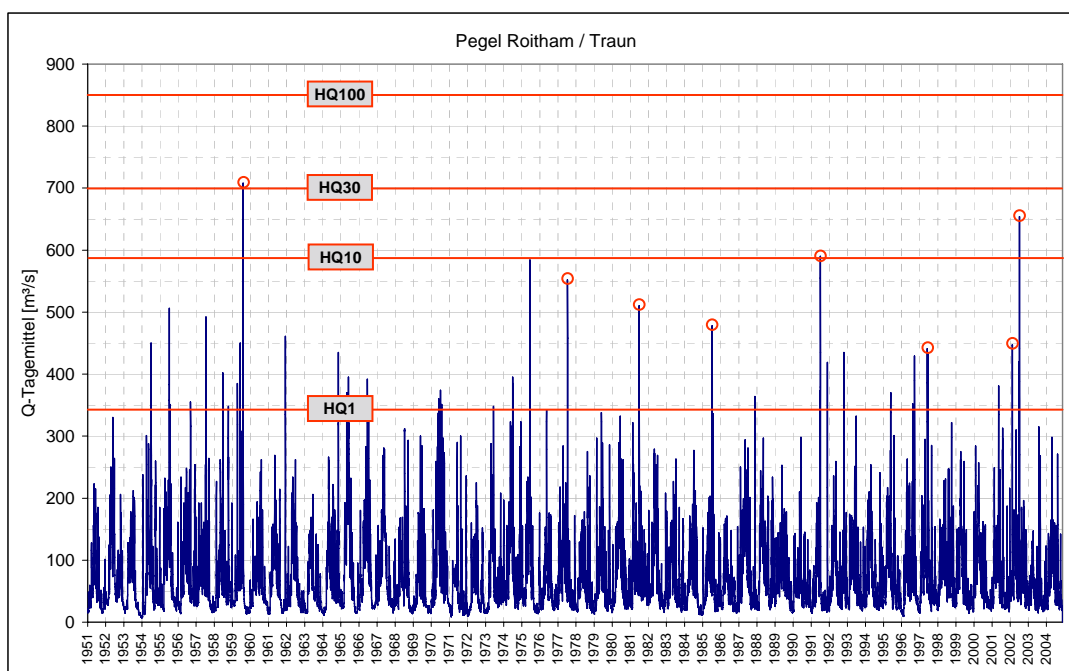


Abb. 7: Abflussganglinie am Pegel Roitham / Traun (mit gekennzeichneten in der Studie verwendeten Ereignissen)

Tab. 6: Übersicht über die verwendeten Hochwasserereignisse für die Kalibrierung des Traunsee-Modells (Pegel Roitham/Traun)

Hochwasser	Q_{\max} (beobachtet)	Jährlichkeit	Jahreszeit
September 1899	1124	228	Sommer
August 1959	708	34	Sommer
August 1977	565	9	Sommer
Juli 1981	522	6	Sommer
August 1985	502	5	Sommer
August 1991	629	18	Sommer
Oktober 1996	448	4	Herbst
März 2002	486	4	Frühjahr
August 2002	686	28	Sommer

In der vorliegenden Untersuchung wurde für die Kalibrierung des Abflusses aus dem Traunsee anstelle des etwa 13 km flussab gelegenen, langjährig beobachteten Pegel Roitham (Beobachtung seit 1919) der Pegel Theresienthal/Traun (Beobachtung seit 1976) verwendet, der unmittelbar flussab des Kraftwerkes Gmunden situiert ist.

3.3. Simulation

Nach Kalibrierung der Bestandssituation konnten verschiedene Bewirtschaftungsszenarien entwickelt und getestet werden. Als primäre limitierende Faktoren für mögliche Szenarien wurden der maximal mögliche Seeabfluss, sowie die Dauer einer Vorabsenkung definiert. Limitationen in der Praxis, wie Akzeptanz der Betroffenen oder wasserrechtliche Rahmenbedingungen, wurden erst in weiterer Folge berücksichtigt.

Der maximal mögliche Abfluss wurde aus den Wehrbetriebsordnungen bzw. aus früheren Untersuchungen (Flögl, 1971) abgeleitet. Er stellt den bei einem gegebenen Seewasserstand hydraulisch möglichen Abfluss bei vollkommener Wehröffnung dar. Dies ermöglicht die weitgehende Erhaltung des Retentionsraumes im See bis zum Eintreffen des Wellenscheitels, der gekappt werden sollte.

Die hydraulische Wirksamkeit einer Vorabsenkung ergibt sich aus der Seefläche und der Abflusscharakteristik. Die vorliegenden Untersuchungen zeigten, dass der Attersee mit seiner Größe und dem relativ geringen Abfluss im extremen Gegensatz zum kleineren Traunsee und dessen mehr als 4mal so großen Mittelwasserabfluss steht.

In weiterer Folge wurden mögliche Szenarien als Modifikationen der Wehrbetriebsordnung untersucht, die zu unterschiedlichen Auswirkungen im Retentionsverhalten führten. Das Ergebnis der Optimierung der Bewirtschaftungsszenarien sollte schließlich allen Anforderungen, sowohl der Wasserwirtschaft als auch der Seeanrainer und Unterlieger, entsprechen.

4. Attersee

- Fläche: 46,76 km²
- Maximale Tiefe: 170,6 m
- Volumen: 3.944.600.000 m³
- Einzugsgebiet am Ausrinn: 459,7 km²
- Teileinzugsgebiet: 175,2 km²
- Seestand: Pegel Kammer

MW	469,23 m ü.A.
----	---------------
- Abfluss: Pegel Raudaschlsäge / Ager

MQ	17 m ³ /s
HQ ₁	43 m ³ /s
HQ ₁₀	85 m ³ /s
HQ ₃₀	110 m ³ /s
HQ ₁₀₀	140 m ³ /s

4.1. Charakteristik

Der Attersee ist der größte zur Gänze in Österreich gelegene See. Er befindet sich in einem inneralpinen Becken in der Flyschzone des Alpenvorlandes und ist im Südosten von den Kalkalpen (Höllengebirge) begrenzt. Große Teile des Ostufers sowie das Westufer werden von Flyschbergen umrahmt, während gegen Norden hin die Seeufer immer flacher werden und in Moränenhügel auslaufen. In seiner Längsachse weist der Attersee drei Hauptbecken mit einer Tiefe von 170 m, 160 m und 130 m auf.

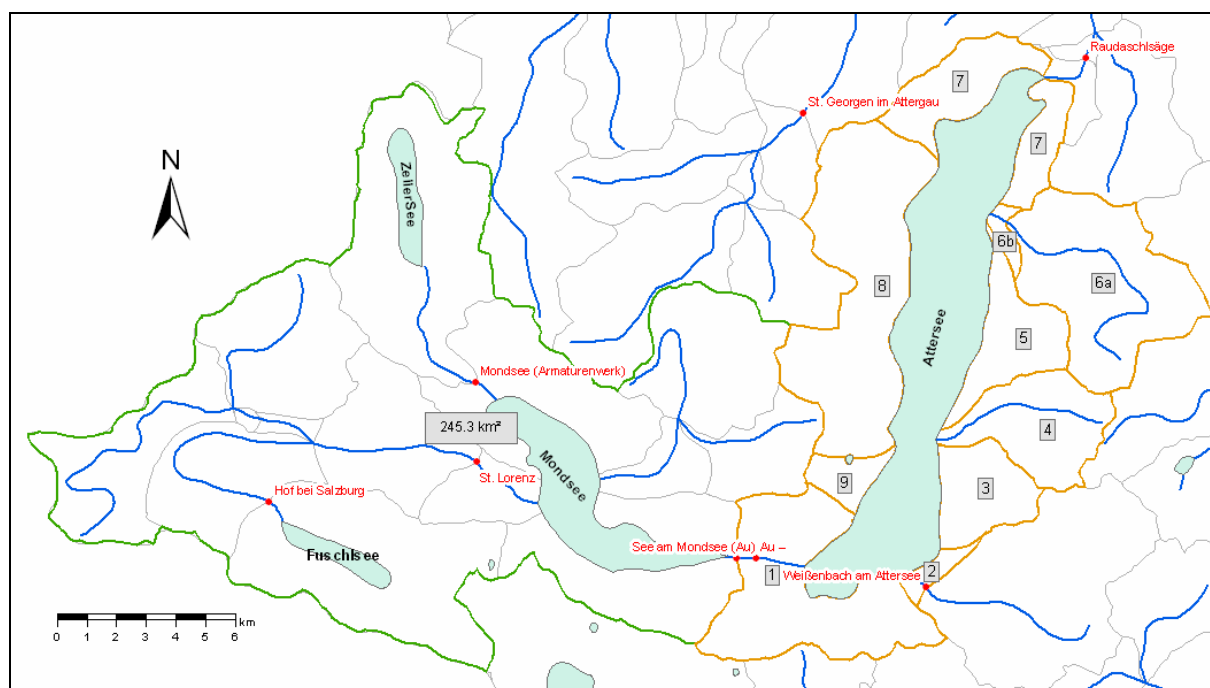


Abb. 8: Einzugsgebiet Attersee (Datengrundlage: Fürst & Hörhan, 2005)

Der Hauptzufluss ist der Abfluss des Mondsees, die Seeache, die etwa 58% des gesamten Oberflächenzuflusses bringt (Wurzer et al., 1982). Weitere nennenswerte Zuflüsse sind der Äußere Weißenbach, der Weyregger Bach sowie der Kienbach. Das gesamte Einzugsgebiet des Attersees ist mit 459,7 km² nur etwa zehnmal so groß wie die Seefläche. Die bedeutende natürliche Retentionswirkung des Attersees wird durch dieses Verhältnis maßgeblich bestimmt und zeigt in weiterer Folge den Unterschied zum Traunsee auf.



Abb. 9: Orthofoto Attersee (BMLFUW, 2004)

4.2. Niederschlags – Abfluss – Modell

Das Niederschlags-Abfluss-Modell Attersee besteht aus folgenden Elementen (Abb. 10):

- zwei Zuflüsse (Pegel See / Seeache bzw. Pegel Weißenbach / Äußerer Weißenbach),
- 10 Teileinzugsgebiete rund um den See,
- einem theoretischen Zufluss, der den Niederschlag auf die Seefläche repräsentiert,
- einem Speicherelement, das die Speicherinhaltlinie mit der Abflussbeziehung kombiniert,

- einem Abfluss, der die beobachtete Abflussganglinie mit der berechneten vergleicht.

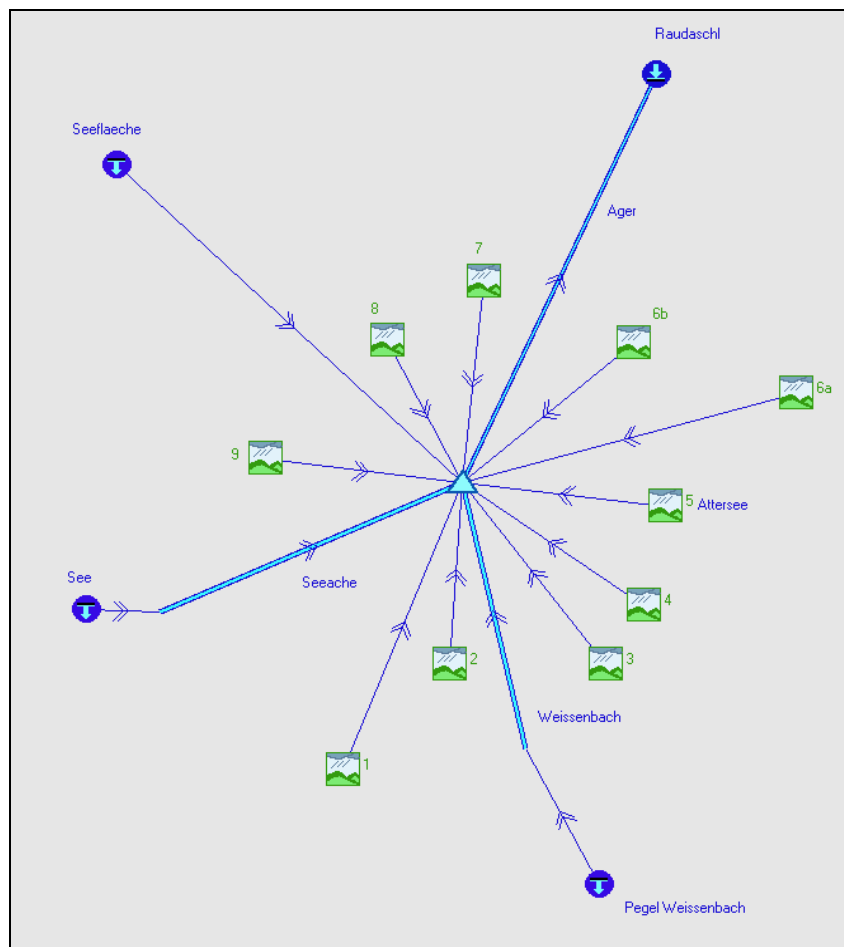


Abb. 10: Schematische Darstellung des Niederschlags-Abfluss-Modells Attersee

Die folgende Tabelle gibt einen Überblick über die 10 Teileinzugsgebiete:

Tab. 7: Übersicht über die Teileinzugsgebiete rund um den Attersee (NS-Stationen - WB: Weißenbach; LA: Langbathsee; WY: Weyregg ; AT: Attersee)

Teileinzugsgebiet	Größe [km ²]	Thiessen-Anteile			
		WB	LA	WY	AT
1	25,20	1			
2	1,91	1			
3	9,06	1			
4	13,80	0,20	0,29	0,51	
5	9,92			1	
6a	26,78		0,17	0,83	
6b	1,42			1	
7	15,15			0,13	0,87
8	33,97	0,14		0,30	0,56
9	3,34	1			
Attersee	46,76	0,34		0,37	0,29

Der gemessene Niederschlag bei den Niederschlagsstationen wurde mit der Thiessen - Methode regionalisiert, und die jeweiligen Anteile auf die Teileinzugsgebiete sowie auf die Seefläche projiziert (Abb. 11). Die hoch aufgelösten Stundendaten der Messstation Weißenbach wurden auf die restlichen Messstationen proportional zu den Tagessummen extrapoliert.

Die GIS-bezogenen Daten zur Bodenbedeckung (Fürst & Hafner, 2003) und Bodenklasse (Peticzka & Kriz, 2005) lieferten die Grundlage für die Ermittlung eines repräsentativen CN-Wertes für jedes Teileinzugsgebiet.

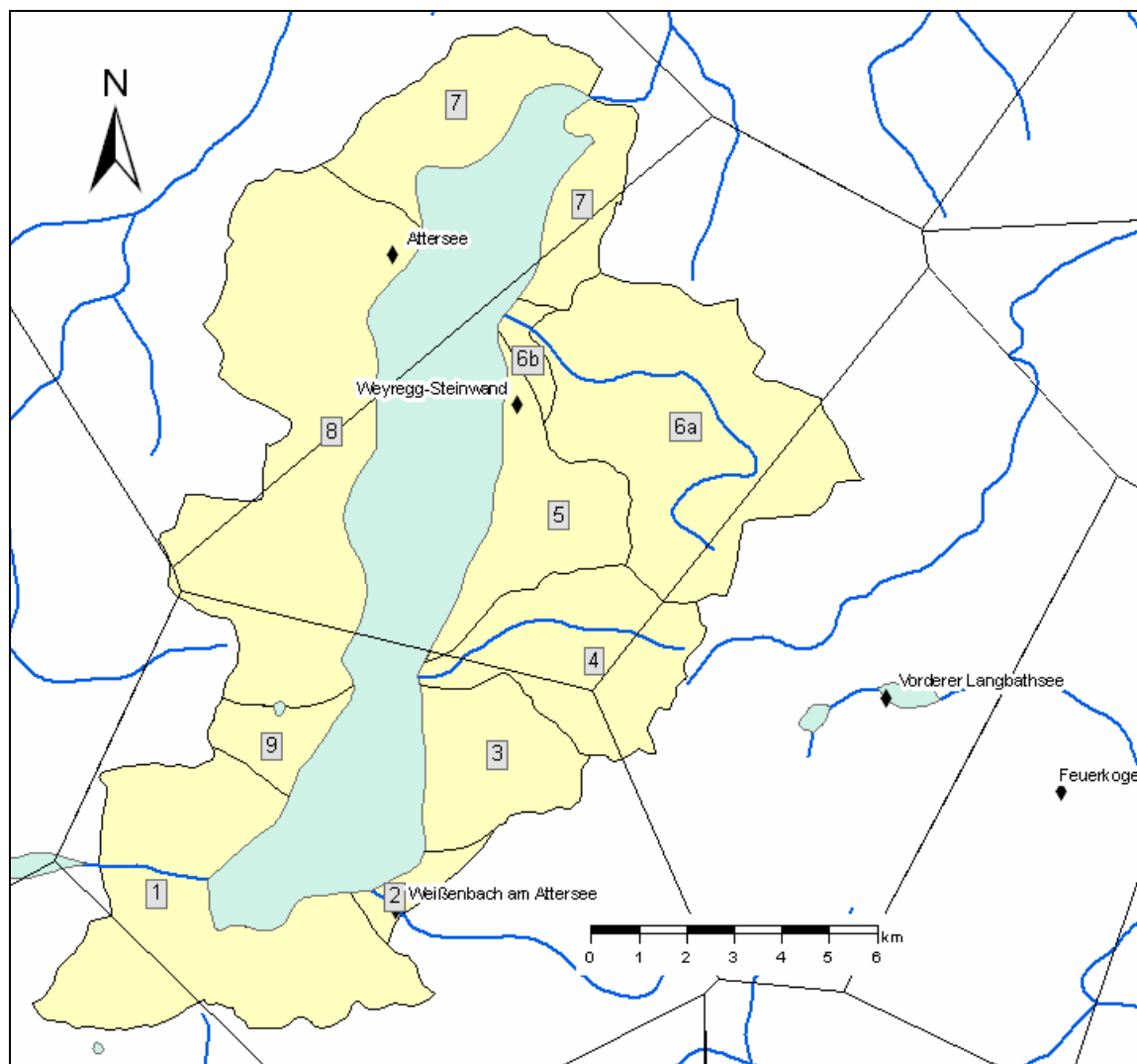


Abb. 11: Thiessen-Polygone für das Attersee-Einzugsgebiet

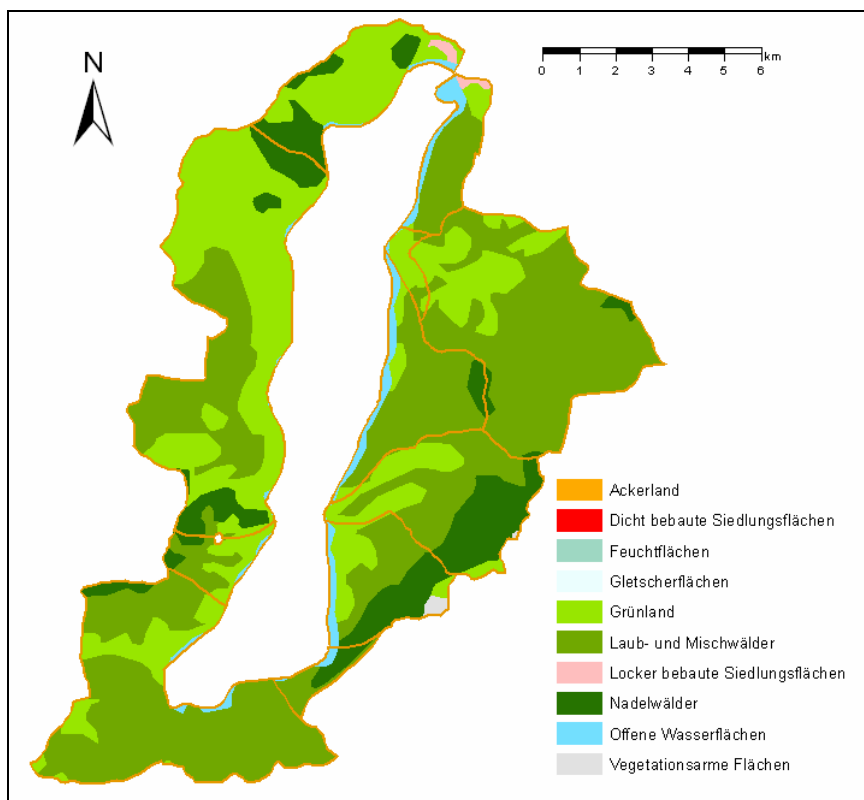


Abb. 12: Darstellung der unterschiedlichen Bodenbedeckung im Einzugsgebiet Attersee (Datengrundlage: Fürst & Hafner, 2003)

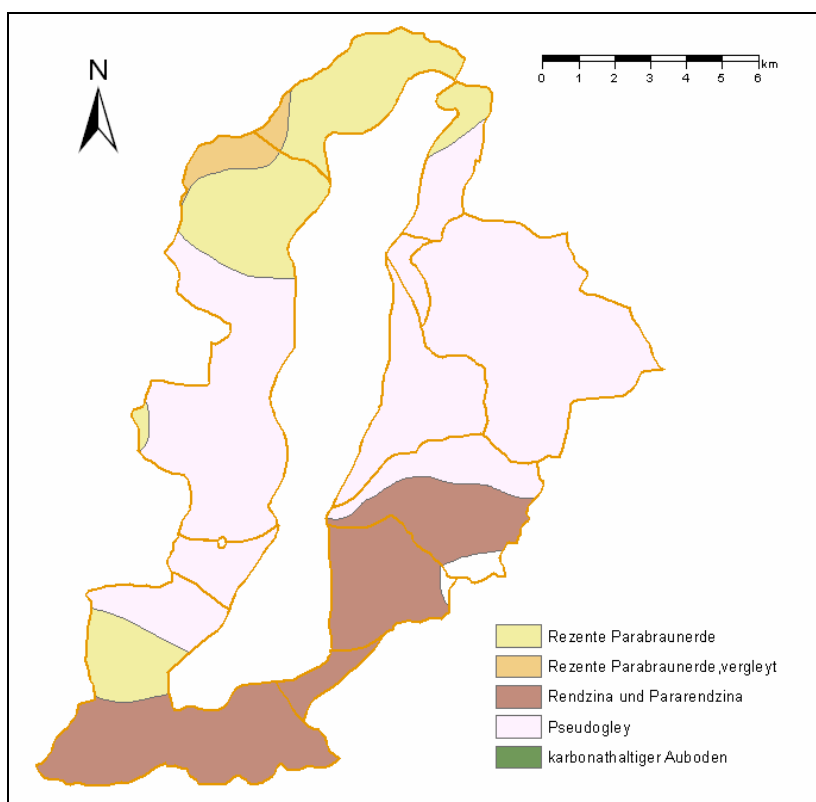


Abb. 13: Darstellung der unterschiedlichen Bodenklassen im Einzugsgebiet Attersee (Datengrundlage: Peticzka & Kriz, 2005)

4.3. Retentionsberechnung

Zur Berechnung der „Stehenden Retention“ müssen Speicherinhaltslinie, Wasserstand-Abfluss-Beziehung, sowie Zuflussganglinie und Anfangswert des Abflusses bzw. der Speicherfüllung bekannt sein.

4.3.1. Speicherinhaltslinie

Aufgrund fehlender, detaillierter Geländeinformationen wurde das unmittelbare Seeufer linear angenähert. Eine Sensitivitätsanalyse über den Einfluss der Uferböschung ergab, dass am Attersee, mit einer Fläche von 46,76 km², der Volumenunterschied einer 1m-hohen Lamelle zwischen vertikalem und 1:10-geböschten Ufer nur 0,78 % beträgt. In der vorliegenden Studie wurde daraufhin eine mittlere Uferböschung von 1:5 gewählt.

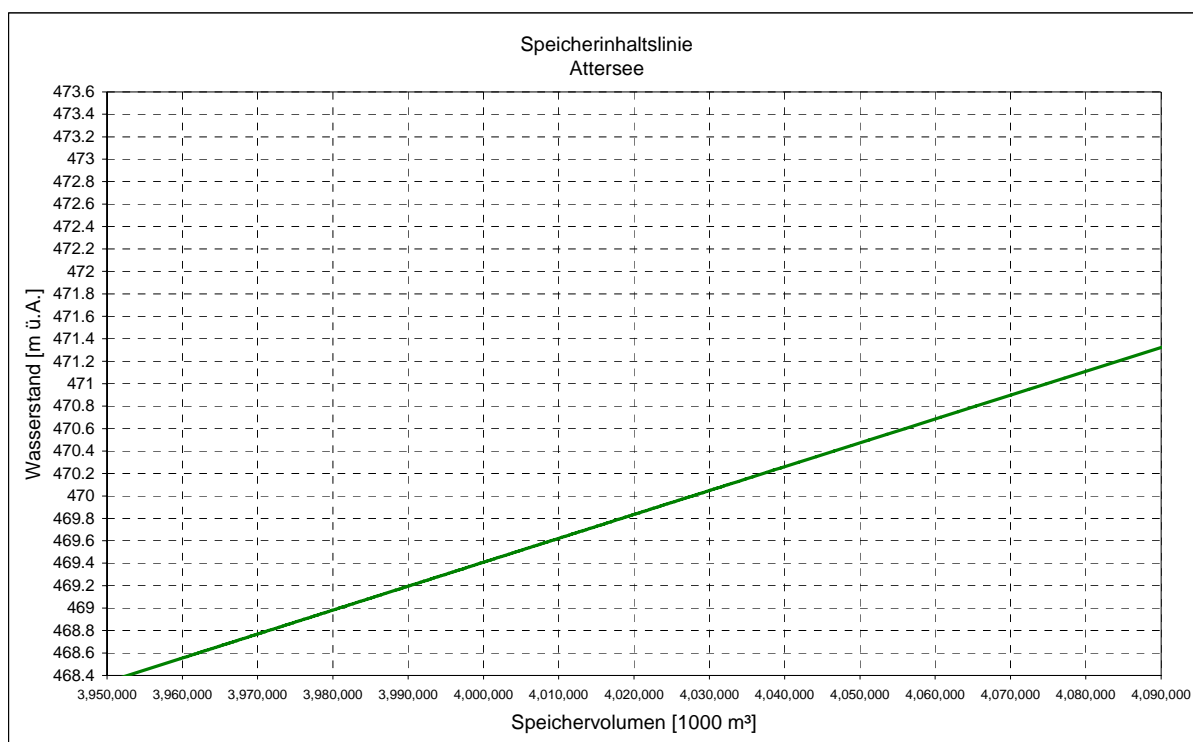


Abb. 14: Darstellung der Speicherinhaltslinie für den Attersee

4.3.2. Wasserstand-Abfluss-Beziehung

Bis zur Errichtung des Klauswehres in den 1970er Jahren wurde die Seeklause von einer etwa 300 m langen, natürlichen Seeschwelle aus festgelagerten Schottern und Sanden gebildet. Bei Niederwasser wurde der Ausfluss immer weniger vom Flussbett der Ager, sondern vom hölzernen Raudaschwehr, das etwa 1 km flussab liegt, beeinflusst.

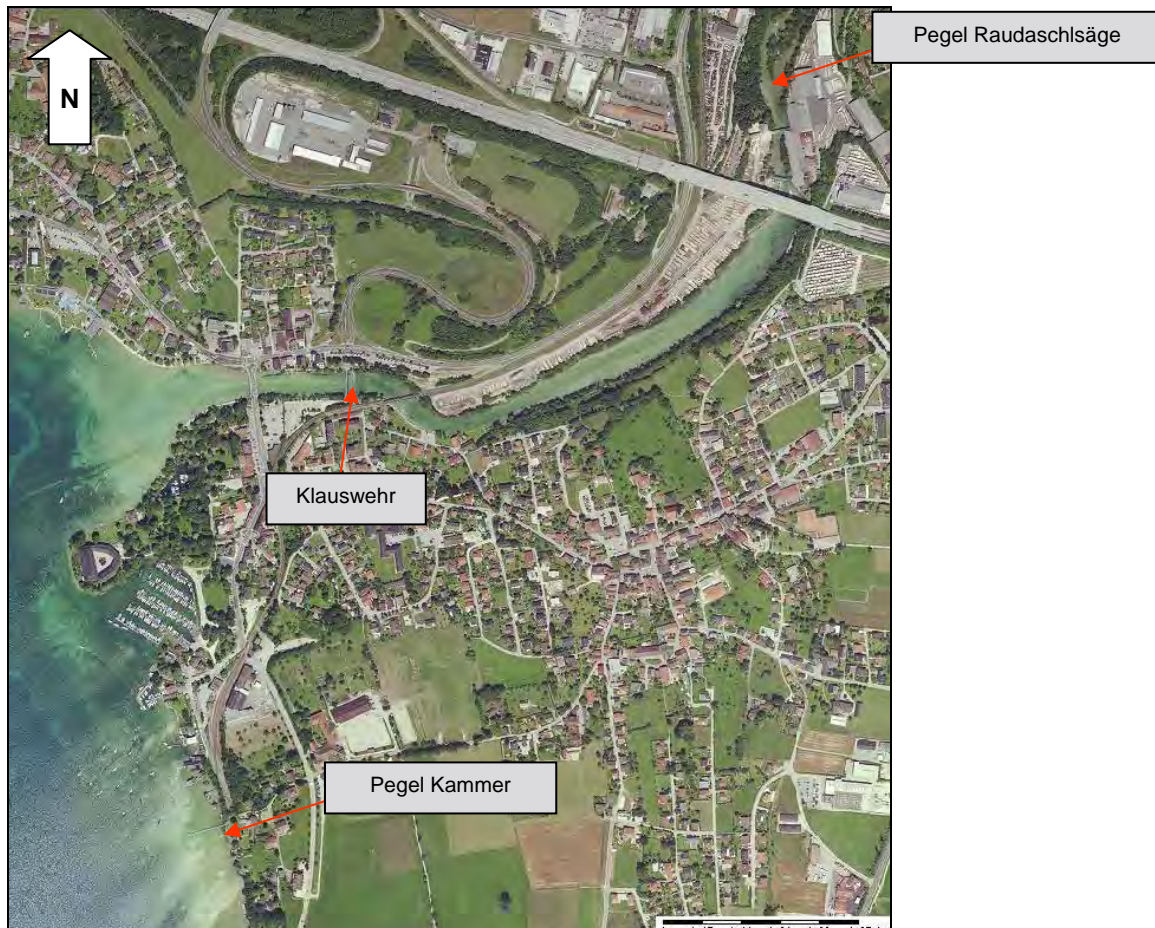


Abb. 15: Orthofoto vom Attersee-Ausfluss (BMLFUW, 2004)

Anstelle dieser natürlichen Schwelle wurde etwa 300 m flussab der Seeausmündung das zweifeldrige Klauswehr mit einer Durchflussbreite von 38 m errichtet.

4.3.2.1. Klauswehr

Das Klauswehr (Abb. 16) ist mit einer festen Wehrschwelle auf einer Höhe von 467,70 m ü.A. ausgeführt. Als Stauklappen wurden zwei Fischbauchklappen mit je 19 m lichter Weite und 1,70 m Stauhöhe mit hydraulischem Antrieb eingebaut (Flögl, 1975).

Mit dem Klauswehr soll folgendes erreicht werden (Flögl, 1971):

- Abminderung der Hochwasserspitze an der Ager und am Attersee,
- Einhaltung eines möglichst gleich hohen Wasserspiegels des Attersees während des gesamten Jahres,
- eine Verbesserung des Niederwasserabflusses in der Ager,
- Stabilisierung des Flussbettes für den Fall des Bruches des Raudaschlwehres.

Um diese Ziele zu erreichen, wurde eine Klauswehrordnung entwickelt, die die Steuerung des Klauswehres über den Seestand ermöglicht, wobei für jede Wasserspiegelhöhe eine zugehörige Stellung der Wehrklappen definiert ist. Dazu

wurde am See ein Steuerungspegel errichtet. Jede Klappe wird von einer eigenen Drucksonde, aber vollständig parallel gesteuert.

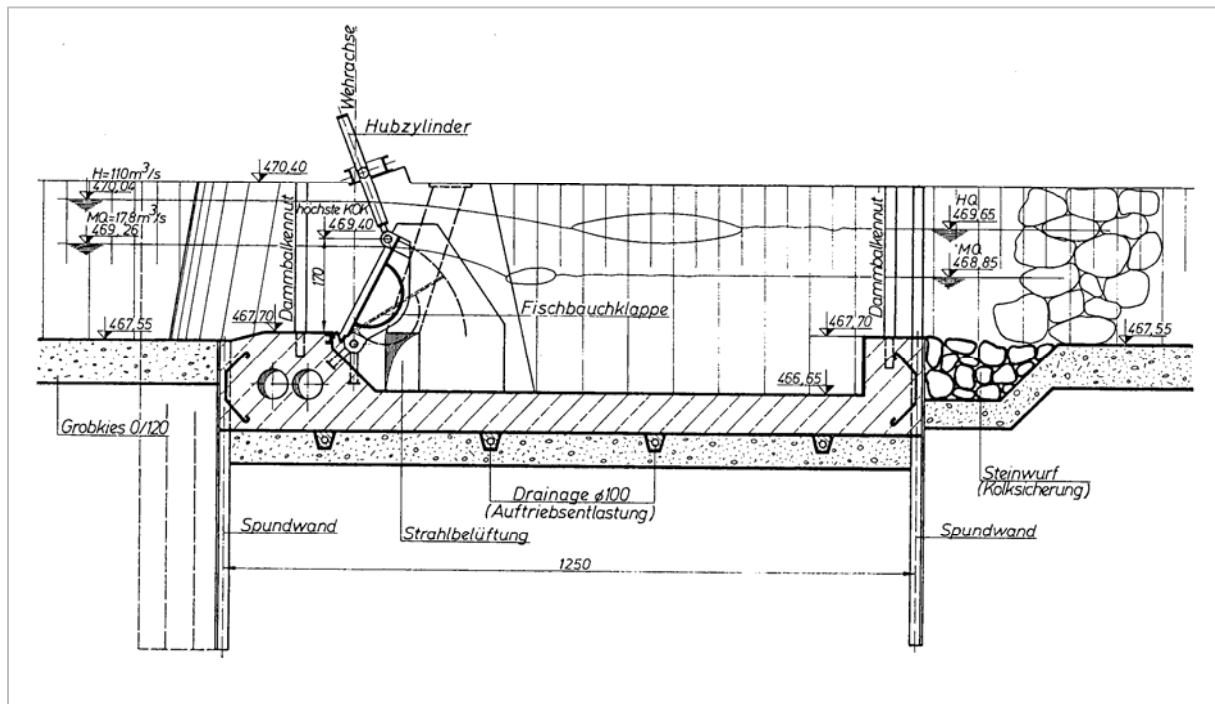


Abb. 16: Attersee-Klauswehr (Flögl & Blaschke, 1980)

4.3.2.2. Klauswehrrordnung

Die Wehrklappen wurden so bemessen, dass zwischen HQ_3 und HQ_{100} möglichst die natürliche Konsumtionslinie des Seeausflusses (vor Wehrrichtung) mit einer gleich bleibenden Klappenstellung (KOK: 85 cm über $PNP_{Kammer} = 468,60$ m ü.A.) erreicht wurde.

Für mittlere und niedere Wasserführung wurde ein Seeregulativ entwickelt, das die oben genannten Ziele optimal erfüllt:

- Einhaltung des Mindestabflusses von $7 \text{ m}^3/\text{s}$ in Trockenperioden durch ständiges Absenken der Klappen
- Aufstau des Sees bis $469,22$ m ü.A. bei Abfluss von $7 \text{ m}^3/\text{s}$, um Speicher für künftige Trockenperioden zu füllen
- Einhaltung eines nahezu konstanten Seestandes zwischen 7 und $50 \text{ m}^3/\text{s}$

Durch die Unterteilung in ein Sommerregulativ (1.Juni – 15.September) und Winterregulativ (16.September – 31.Mai) soll aus Rücksicht auf die Fremdenverkehrssaison ein extremes Absinken des Sees in Trockenperioden sowie bei Reparaturmaßnahmen verhindert werden.

Die „vorläufige Klauswehrrordnung, 1975“ zeigt einen etwas höheren Wasserstand bei gleichem Abfluss als die letztgültige Klauswehrrordnung (Flögl, 1981), was auf

Korrekturen bei den hydraulischen Berechnungen, sowie zusätzlichen Hochwasserauswertungen zurückzuführen war.

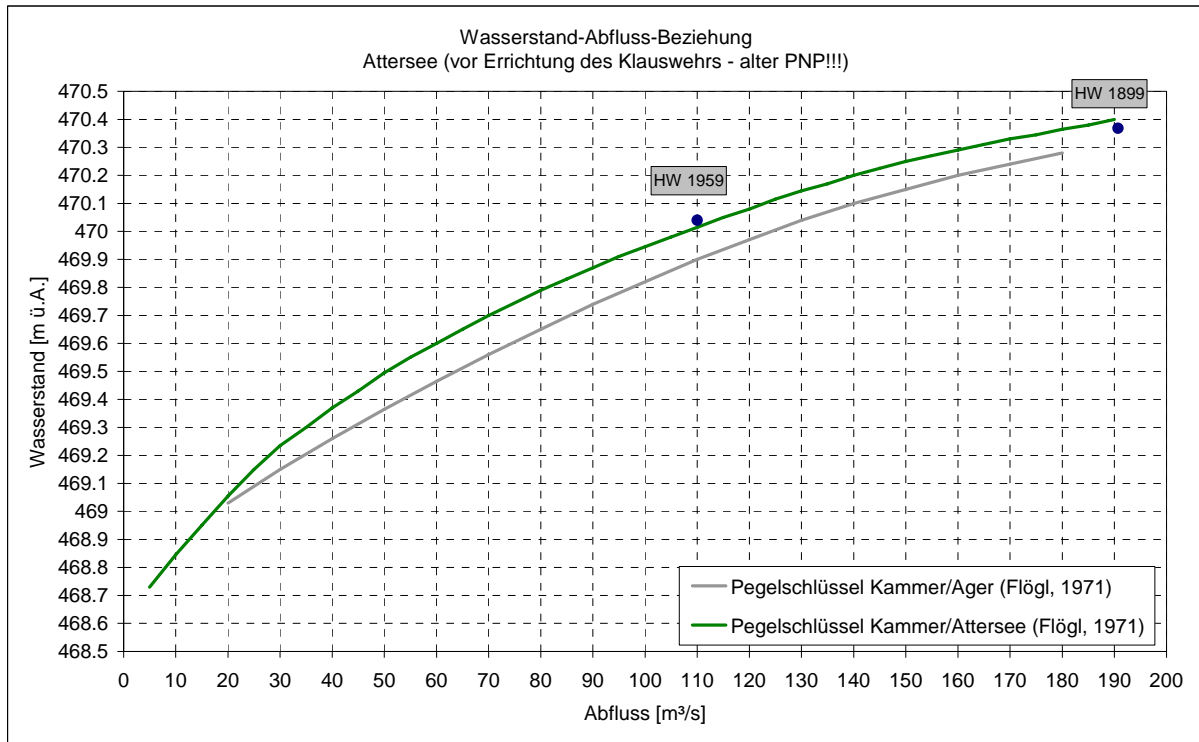


Abb. 17: Natürliche Konsumtionskurve Attersee-Abfluss

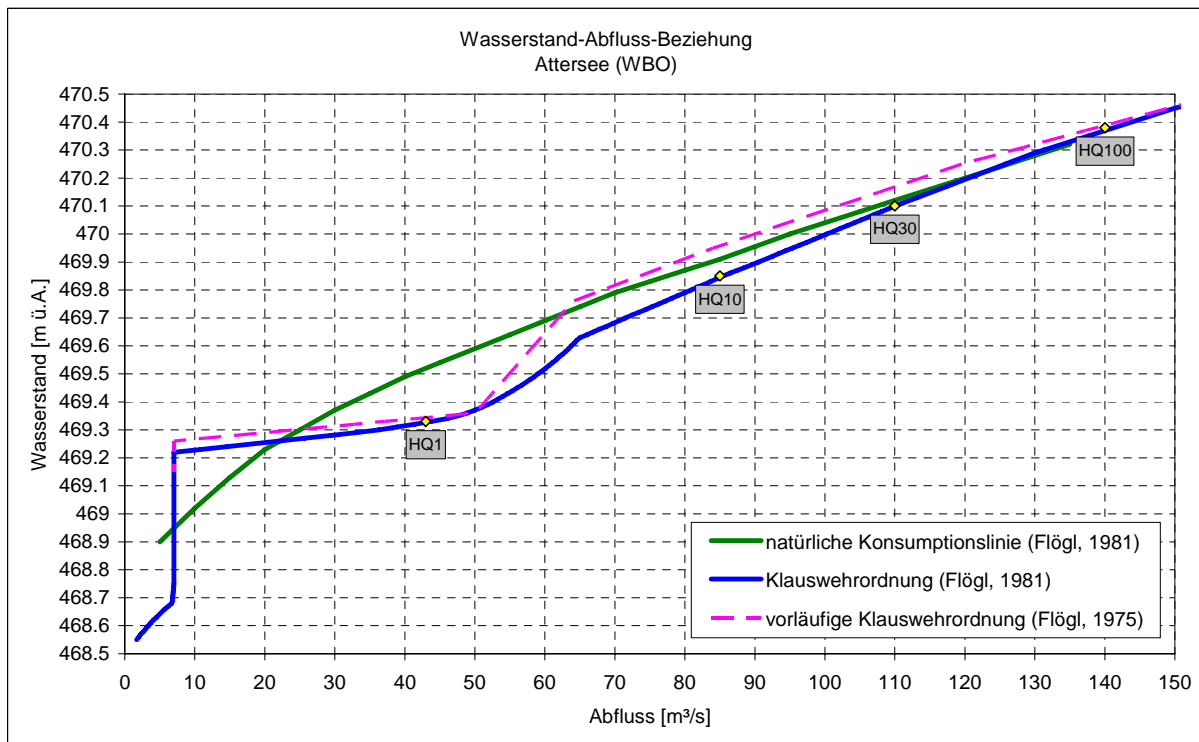


Abb. 18: Klauswehrordnung Attersee

4.3.2.3. Abweichungen von der Wehrbetriebsordnung

Im Rahmen dieser Studie wurden die Messdaten der letzten 30 Jahre herangezogen und gewisse Abweichungen von der Wehrbetriebsordnung festgestellt. In der folgenden Abbildung wurden die maximalen Seewasserstände den am Pegel Raudaschlsäge gemessenen Abflüssen gegenübergestellt. Im Vergleich mit der letztgültigen Wehrbetriebsordnung (WBO) sind Abweichungen von bis zu 20 cm zu erkennen.

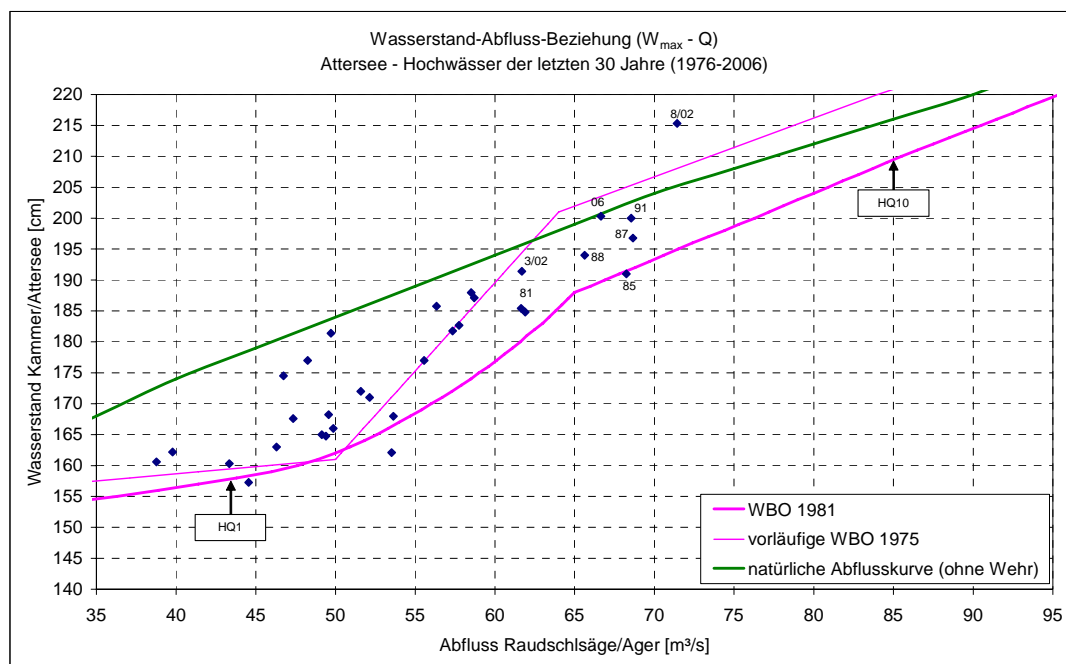


Abb. 19: Darstellung der Hochwässer der letzten 30 Jahre am Attersee

Eine Erklärung für diese konstante Überschätzung des Abflusses könnte in einer Messungenauigkeit des Pegels Raudaschlsäge liegen. Dieser Pegel ist in einem relativ breiten Querprofil stationiert, wo sich ein Fehler von wenigen Zentimetern bei der Wasserstandsmessung schon deutlich auf den daraus ermittelten Abfluss überträgt. Da der Pegel nicht mit einer Seilanlage ausgestattet ist, sind keine Geschwindigkeitsmessungen bei höheren Wasserführungen möglich, um den Pegelschlüssel besser abzusichern.

Ein weiterer Grund liegt in der Tatsache, dass gerade bei höheren Wasserführungen am Wehr ein unvollkommener Überfall gegeben ist, wobei die Abflussleistung des Wehres in diesem Fall entscheidend vom Unterwasser beeinflusst wird (Knapp, 1960). In den hydraulischen Berechnungen könnte die tatsächliche Höhe des Unterwasserspiegels unterschätzt und folglich der Abfluss überschätzt worden sein. Da bereits ein Pegel im Unterwasser des Klauswehres vorhanden ist, könnten Messdaten diese Situation besser beschreiben.

Eine genauere Betrachtung des Hochwassers vom August 2002 macht deutlich, dass zur Hochwasserspitze ein Wasserstand von 215 cm gemessen wurde (entspricht lt. WBO einem Abfluss von $90,5 m^3/s$), während beim Pegel Raudaschlsäge nur $72 m^3/s$ registriert wurden.

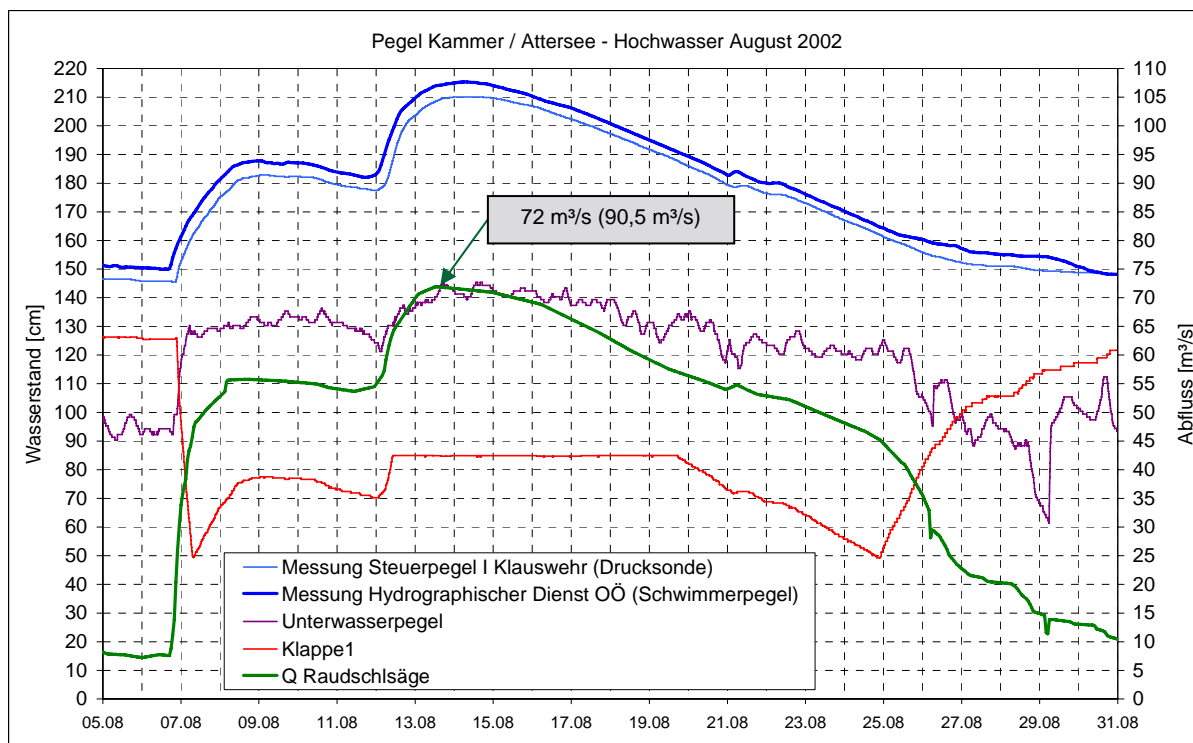


Abb. 20: Detaillierte Betrachtung der Klauswehrordnung beim Hochwasser August 2002

Eine ähnliche Situation kann auch beim Hochwasser April 2006 beobachtet werden. Ein gemessener Seestand von 200 cm entspricht lt. WBO einem Abfluss von 76,3 m³/s, während in der Ager tatsächlich nur 67 m³/s registriert wurden.

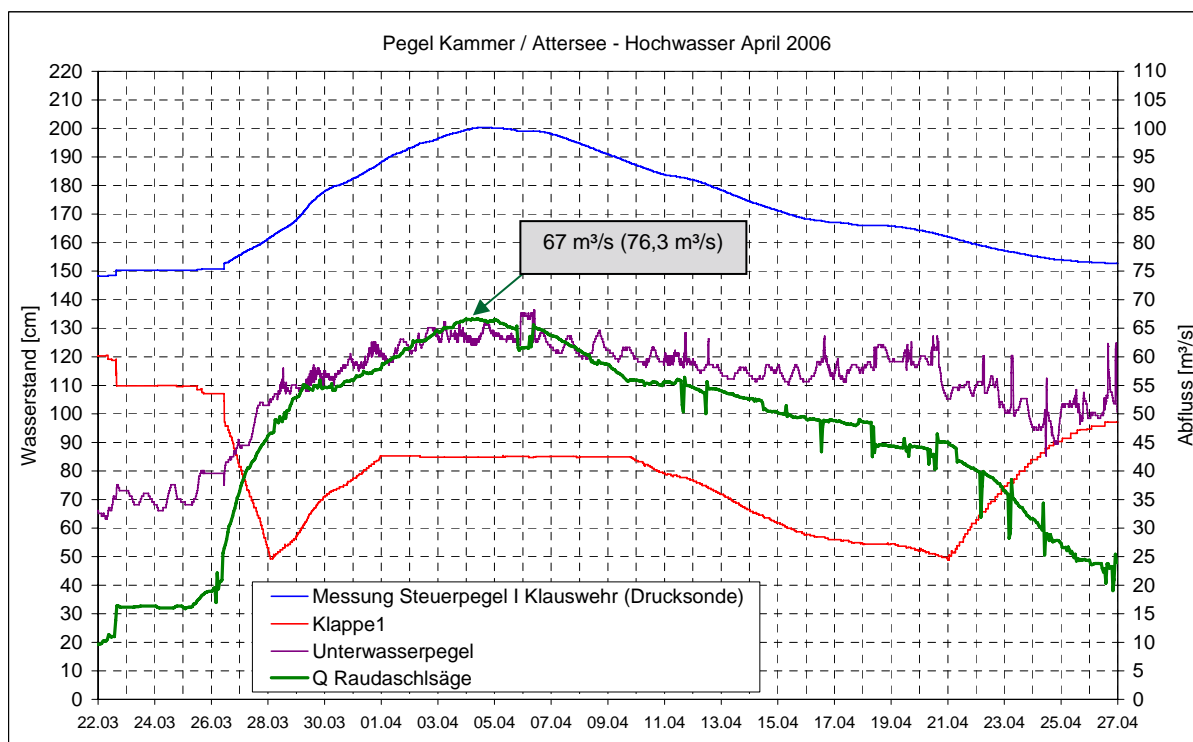


Abb. 21: Detaillierte Betrachtung der Klauswehrordnung beim Hochwasser April 2006

Für den Wehrbetrieb bedeutet ein lt. WBO überschätzter Abfluss aus dem See, dass der Wasserstand im Attersee höher gehalten wird als ursprünglich vorgesehen. In der vorliegenden Untersuchung wurde jedoch die Kalibrierung des Modells mit Hilfe der letztgültigen Wehrbetriebsordnung, d.h. mit gemessenen Seeständen, durchgeführt, wobei die Abweichungen des Abflusses beim Pegel Raudaschläge in Kauf genommen wurden.

Die erwähnten Abweichungen sollten aufzeigen, wie sensibel eine Wehranlage bei unvollkommenem Überfall reagiert bzw. wie stark sich Messungenauigkeiten in einem Pegelprofil auswirken können.

4.4. Kalibrierung

Um Veränderungen der Seeretention beurteilen zu können, benötigt man ein Modell, das den Naturzustand möglichst genau abbildet. Es wurde versucht, aus den verschiedenen Eingangsgrößen eine Seestandganglinie und - in Abhängigkeit der Wehrbetriebsordnung - eine Abflussganglinie zu generieren. Die Kalibrierung des Modells für die Zwischeneinzugsgebiete erfolgte ausschließlich über eine Optimierung der folgenden Parameter:

- SCS-Curve Number
- Anfangsverlust
- Basisabfluss

Anhand eines Beispiels soll nun das Ergebnis der Kalibrierung gezeigt werden.

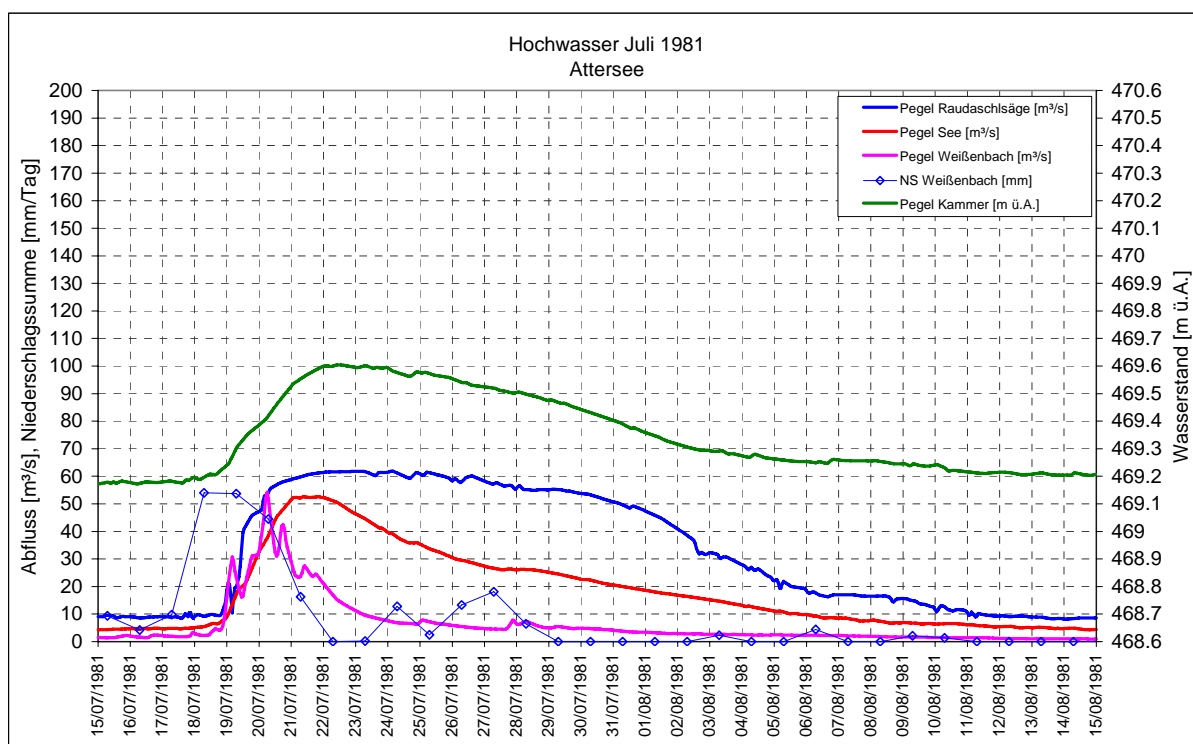


Abb. 22: Datengrundlage Hochwasser Juli 1981 am Attersee

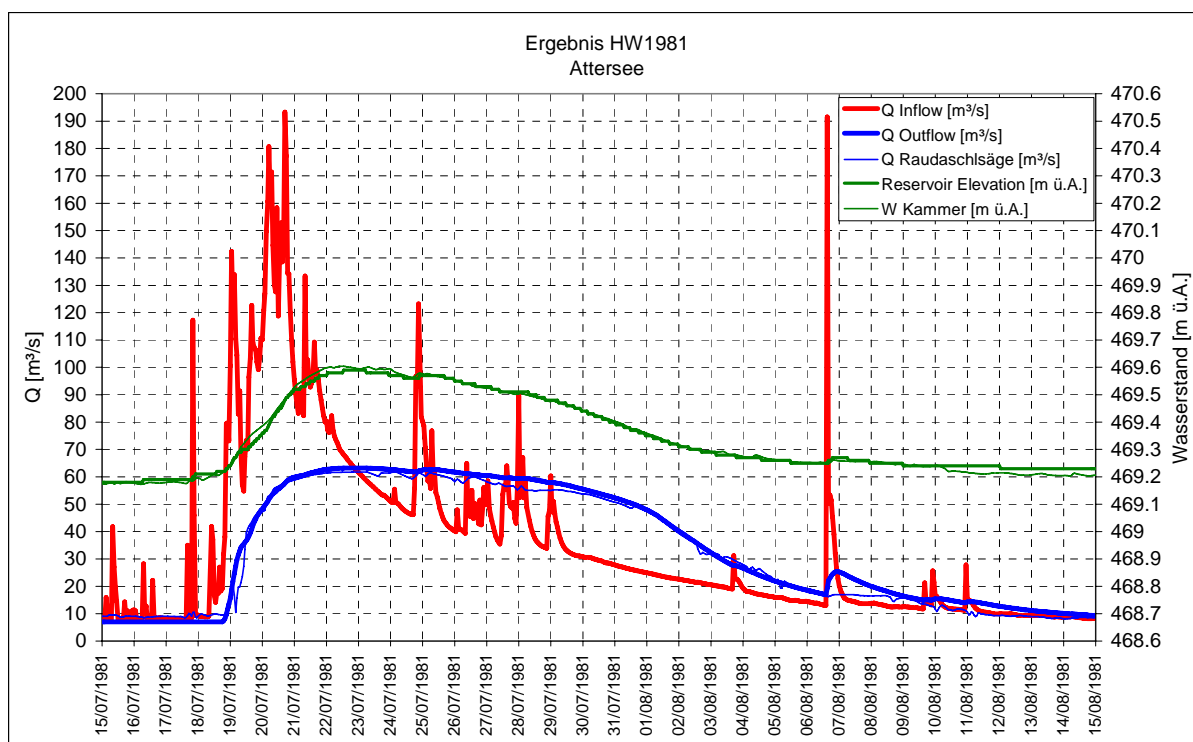


Abb. 23: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers Juli 1981 am Attersee

Als bedeutender Faktor in der Modellkalibrierung wurde der Basisabfluss charakterisiert. Die Parameter „anfänglicher Mindestabfluss“ sowie der „Schwellenwert“, ab dem der „exponentielle“ Hochwasserrückgang eintritt, haben einen großen Einfluss auf den Kalibrierungserfolg.

Das Ergebnis der Kalibrierung der Bestandssituation am Attersee anhand von 9 ausgewählten Hochwasserereignissen (siehe Anhang A.1) ist in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. 8: Übersicht über die Kalibrierung der Hochwasserereignisse am Attersee

Hochwasser	Ager / Raudaschlsäge			Attersee / Kammer		
	Q_{\max} (beob.) [m ³ /s]	Q_{\max} (calc.) [m ³ /s]	ΔQ [%]	H_{\max} (beob.) [m ü.A.]	H_{\max} (calc.) [m ü.A.]	ΔH [cm]
September 1899	189	191,5	1,3	470,37	470,40	3,2
August 1959	110	110,2	0,2	470,04	470,02	-2,0
Juli 1981	61,9	63,3	2,3	469,60	469,59	-1,4
August 1985	68,6	67,3	-1,9	469,66	469,65	-1,0
März 1988	65,7	71,8	9,4	469,69	469,70	1,0
August 1991	70,3	64,0	-9,0	469,75	469,73	-2,0
März 2002	61,7	69,2	12,1	469,66	469,67	0,6
August 2002	71,9	90,3	25,5	469,90	469,90	-0,3
April 2006	66,7	74,1	11,2	469,75	469,73	-2,3

Der kalibrierte Seestand weicht maximal +3,2 cm bzw. -2,3 cm von den beobachteten Werten ab, während die Differenz zwischen Kalibrierung und Beobachtung des Seeabflusses (Pegel Raudaschlsäge) zwischen +25,5 und -9 %

variiert. Die Abweichungen bei der Kalibrierung auf die Zielgröße „Seeausfluss – Q_{\max} “ resultieren vor allem aus den Unstimmigkeiten, welche im Kapitel 4.3.2.3 näher erläutert wurden. Aus diesem Grund wurde der Seestand H_{\max} als maßgebende Zielgröße bevorzugt. Die nachfolgende Abbildung zeigt die gewählten Beurteilungsgrößen in Abhängigkeit zum rechnerischen Wiederkehrintervall.

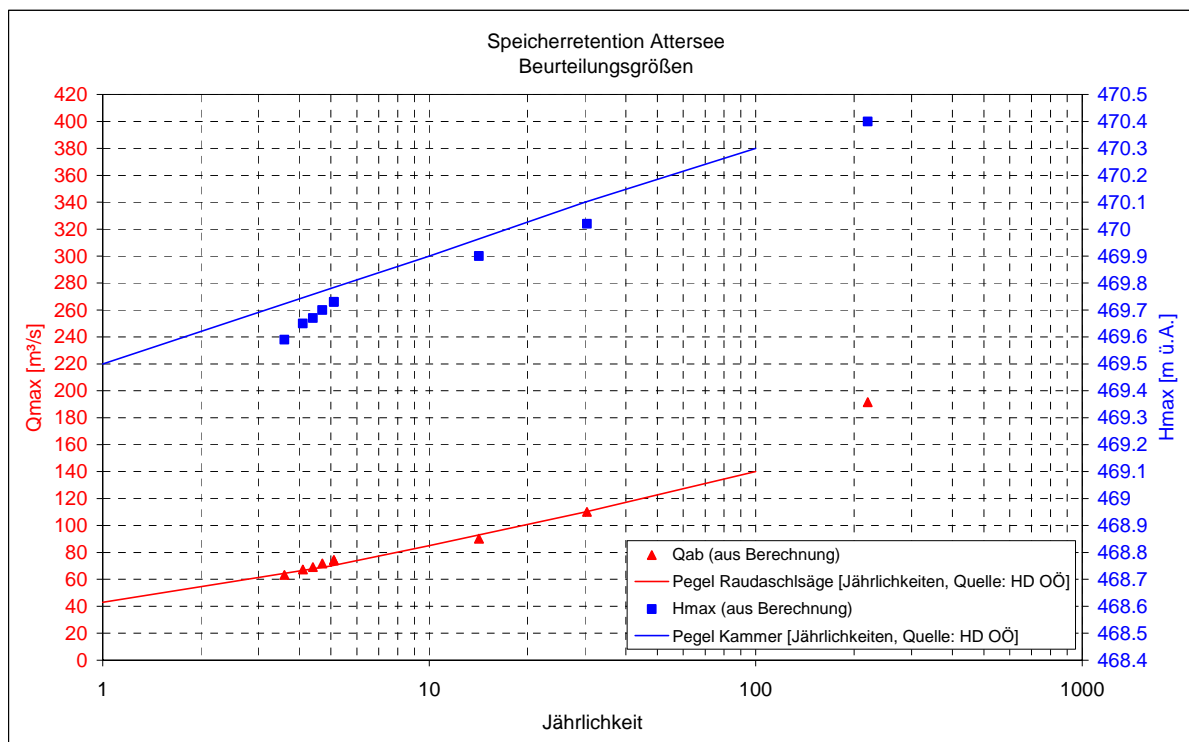


Abb. 24: Beurteilungsgrößen für die Bestandssituation Attersee

4.5. Simulation von Wehrbetriebsordnungen

Die größtmögliche Retentionswirkung am Attersee kann durch die Kombination aus Vorabsenkung und Aufstau zur Kappung des Wellenscheitels erzielt werden. Eine Vorabsenkung wird durch den maximal möglichen Abfluss bestimmt, während ein vermehrter Aufstau keine Verschlechterung des HW_{100} am See bewirken soll.

4.5.1. Maximal möglicher Abfluss

Vor Errichtung des Klauswehrs wurde untersucht (Flögl, 1971), wie sich das Raudaschlwehr auf den Seeausfluss auswirkt. Bei sinkendem Wasserspiegel am Attersee in Niederwasserperioden (unter 468,92 m ü.A.) muss auch der Stauspiegel des Raudaschlwehres stufenweise abgesenkt werden, um den konstanten Abfluss von 7 m³/s aus dem Attersee gewährleisten zu können.

Die beiden je 19 m breiten Wehrklappen des Klauswehres wurden so bemessen, dass mit 2 Klappenstellungen die natürliche Konsumtionslinie vom Seeabfluss (vor Wehrrichtung) erreicht werden kann. Im Reparatur- bzw. Störfall kann auch nur mit einer Klappe das Bemessungshochwasser von 140 m³/s sicher abgeleitet werden.

Der maximal mögliche Seeausfluss tritt ein, wenn die Wehrklappen des Klauswehres vollkommen abgesenkt und das Raudaschlwehr komplett geöffnet wird.

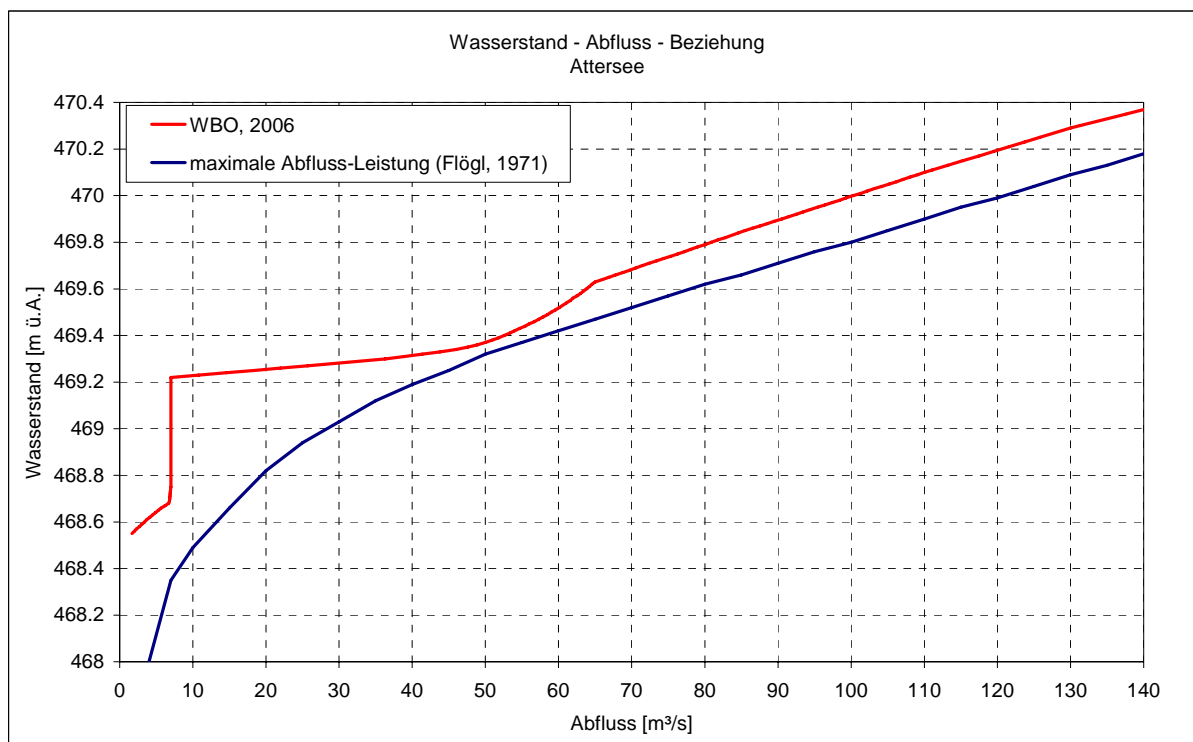


Abb. 25: Maximal möglicher Seeabfluss Attersee

4.5.2. Dauer der Vorabsenkung bzw. Wiederbefüllung

Bei einem konstanten Zufluss von etwa $17 \text{ m}^3/\text{s}$ (MQ) und vollständig geöffneten Wehrklappen des Klauswehres sowie des Raudaschlwehres kann der Attersee in etwa 7 Tagen von einem mittleren Seespiegel von $469,23 \text{ m ü.A.}$ auf $469,00 \text{ m ü.A.}$ abgesenkt werden. Der tatsächliche Seezufluss hat einen bedeutenden Einfluss auf die Absenkdauer, die zwischen 168 Std. bei $17 \text{ m}^3/\text{s}$ und 106 Std. bei $7 \text{ m}^3/\text{s}$ schwanken kann (Abb. 26). Da sich die Absenkgeschwindigkeit mit steigender Absenkdauer verringert, kann eine zufrieden stellende Wirkung einer Vorabsenkung zur Hochwasserretention am Attersee nur mit einer langfristigen Prognose der Niederschlagsituation erreicht werden.

Wird aufgrund einer ungenauen Prognose der See um etwa 20 cm abgesenkt und das erwartete Hochwasserereignis tritt nicht ein, muss der See unter Berücksichtigung der wasserrechtlichen Rahmenbedingungen einer Mindestabgabe von $7 \text{ m}^3/\text{s}$ in die Ager wieder bis zum Mittelwasserstand von $469,23 \text{ m ü.A.}$ aufgefüllt werden. Auch dieser Vorgang wird durch den Seezufluss bestimmt, wie aus der folgenden Darstellung ersichtlich ist (Abb. 27). Die Wiederbefüllung sollte wieder unter Einhaltung der letztgültigen Klauswehrordnung erfolgen.

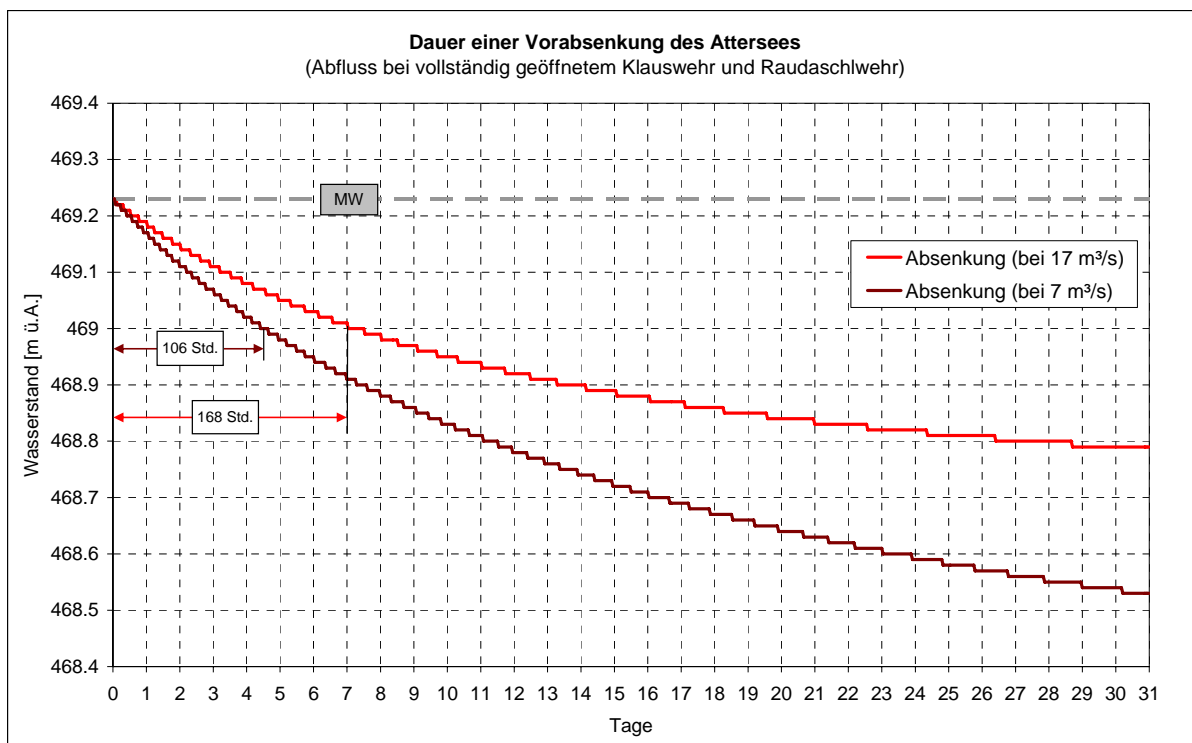


Abb. 26: Dauer einer Vorabsenkung am Attersee (bei verschiedenen Zuflüssen)

In der vorliegenden Untersuchung wurde als Absenkziel ein Wasserspiegel von 469,00 m ü.A. definiert, der mit einer Vorabsenkung in einem Zeitraum, der mit Hilfe von neuesten Modellen prognostiziert werden kann, auch erreichbar ist.

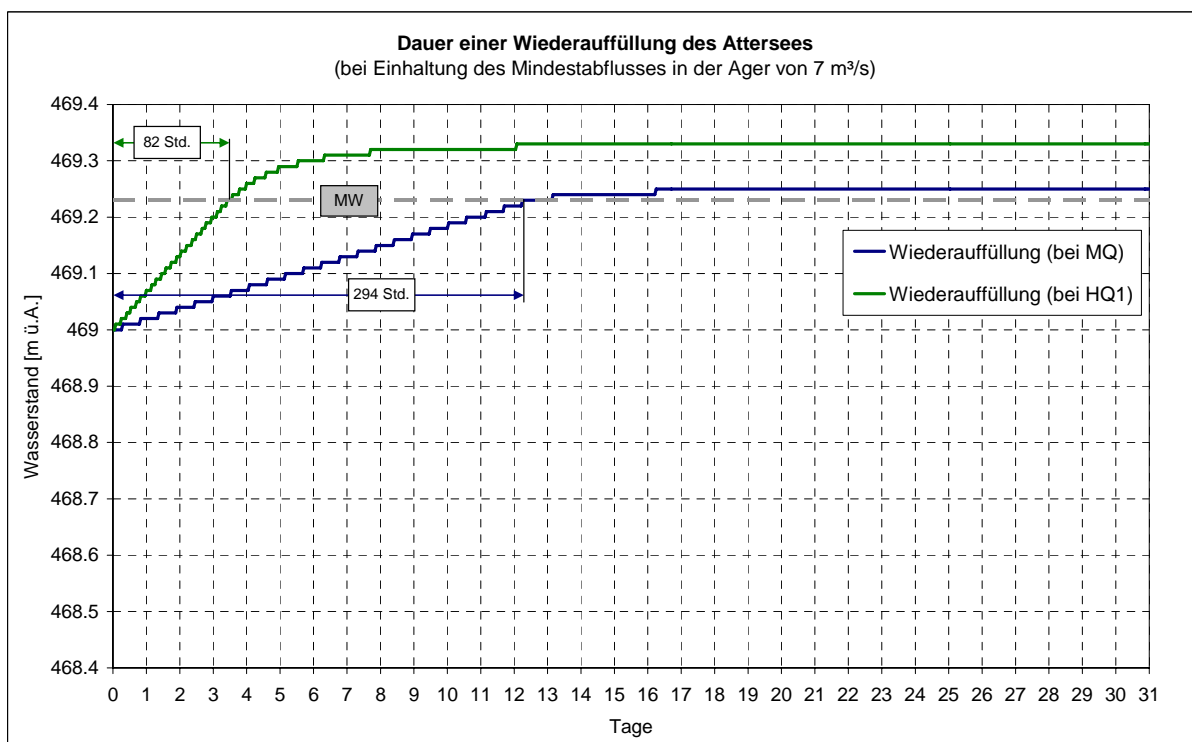


Abb. 27: Dauer einer Wiederbefüllung des Attersees (bei verschiedenen Zuflüssen)

4.5.3. Szenario für eine neue Bewirtschaftungsordnung

Die neue Bewirtschaftungsordnung gliedert sich in mehrere unterschiedliche Phasen:

- Absenkung des Seespiegels auf die Kote 469,00 m ü.A. aufgrund einer Hochwasserprognose (komplettes Öffnen der Wehrklappen)
- möglichst lange Einhaltung eines abgesenkten Seestandes und der dadurch erzeugten Retentionslamelle (bis zu einem Seeabfluss von 30 m³/s)
- Abgabe des maximal möglichen Seeabflusses bei vollkommen geöffneten Wehrklappen (zwischen 30 m³/s bis 70m³/s)
- Anheben der Wehrklappen und Beginn des Aufstaus (bei HQ₅)
- aktiver Hochwasserrückhalt durch Aufstau um bis zu 20 cm (zusätzliche Retentionslamelle)
- Absenken der Wehrklappen, um die natürliche Konsumtionslinie zu erreichen (ab HQ₃₀)
- Kein erhöhter Wasserspiegel bei HQ₁₀₀

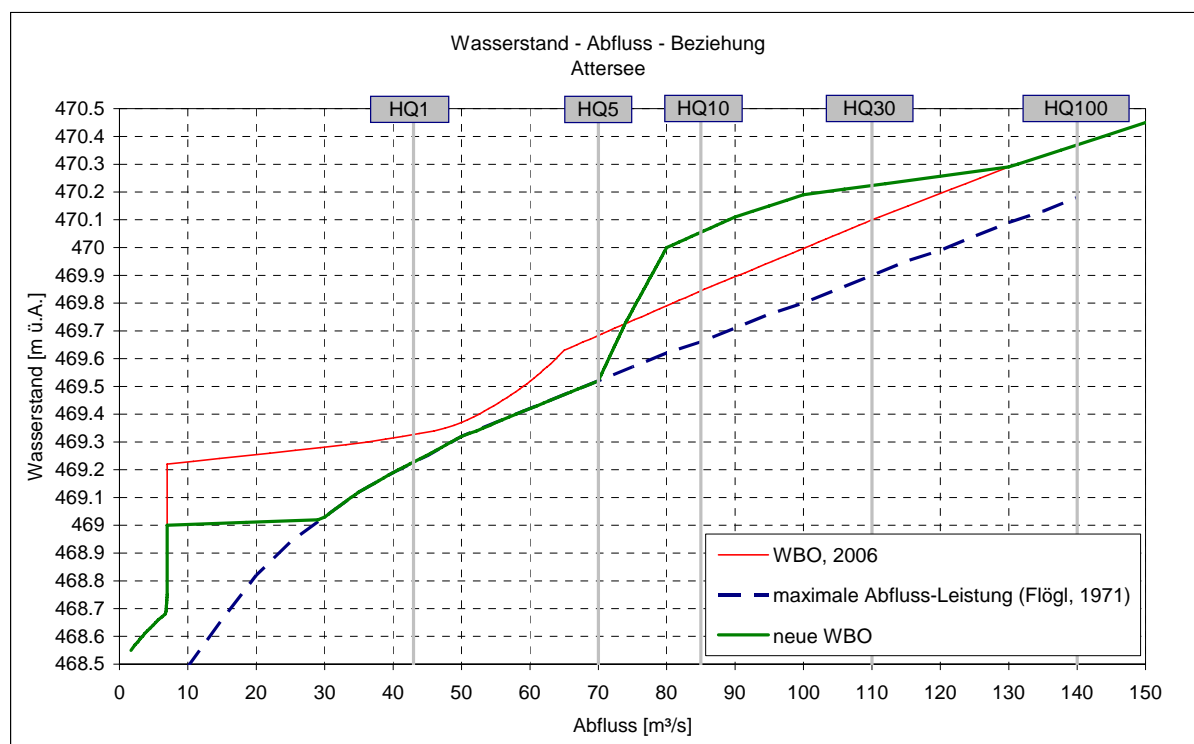


Abb. 28: Darstellung der neuen Hochwasserbewirtschaftung für den Attersee

4.5.4. Ergebnisse

Die Simulation der Hochwasserereignisse am Attersee (siehe Anhang A.2) unter Anwendung des neuen Bewirtschaftungsszenarios führte zu folgenden Ergebnissen:

Tab. 9: Übersicht über die Ergebnisse der Simulation am Attersee

Hochwasser	Q_{\max} (Best.)	Q_{\max} (Sim.)	ΔQ	H_{\max} (Best.)	H_{\max} (Sim.)	ΔH
	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ü.A.]	[m ü.A.]	[cm]
September 1899 ¹	165,3	163,4	-1,9	470,55	470,53	-2
August 1959 ¹	108,0	83,4	-24,6	470,08	470,04	-4
Juli 1981	63,3	60,9	-2,4	469,59	469,43	-16
August 1985	67,3	63,2	-4,2	469,65	469,45	-20
März 1988	71,8	71,3	-0,6	469,70	469,59	-11
August 1991	74,3	71,6	-2,7	469,73	469,61	-12
März 2002	69,2	70,8	1,7	469,67	469,56	-11
August 2002	90,3	75,4	-14,9	469,90	469,79	-11
April 2006	74,1	72,1	-2,0	469,73	469,63	-10

Am Beispiel des Hochwasser August 2002 wird deutlich, dass nach einer erfolgten Vorabsenkung der Seestand zwar rasch ansteigt, jedoch zum Zeitpunkt der Hochwasserspitze einen um etwa 10 cm geringeren Wasserstand erreicht als in der Bestandssituation. Das Ziel, den Seeabfluss möglichst lange zurückzuhalten, wird erfolgreich erfüllt. Ab einem Abfluss von etwa 75 m³/s steigt der See zwar weiter an, doch der Abfluss wird möglichst konstant gehalten.

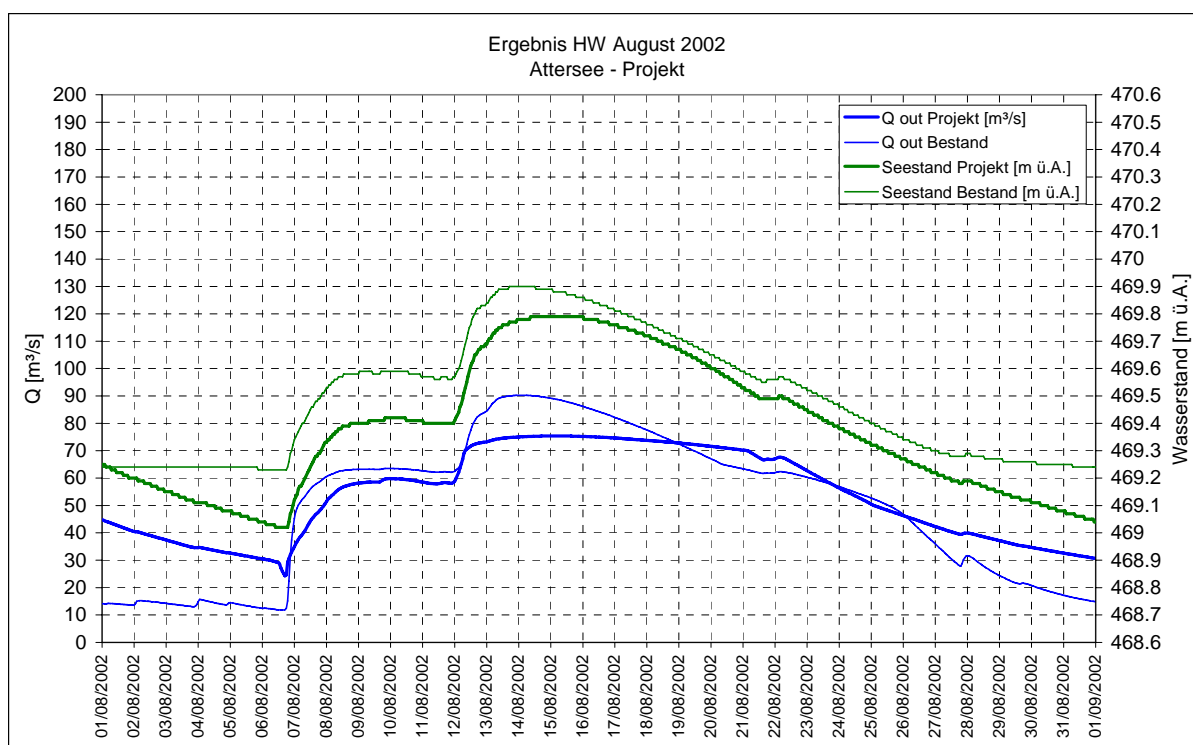


Abb. 29: Ergebnis der Simulation des Hochwassers August 2002 am Attersee

Werden nun die Ergebnisse der unterschiedlichen Hochwässer in Abhängigkeit der Jährlichkeit aufgetragen, so wird die Wirkung der neuen Hochwasserbewirtschaftung erkennbar. Bei Hochwässern bis zu einer Jährlichkeit von etwa 5 Jahren wird der

¹ Die zu vergleichende Bestandssituation auf Basis von historischen Hochwasserdaten wurde unter Berücksichtigung des Einflusses des Klauswehrs berechnet.

Abfluss nicht verändert bzw. sogar geringfügig erhöht (z.B. HW März 2002), während bei größeren Hochwässern (über HQ_5) eine Abflussreduktion bis zu $-25 \text{ m}^3/\text{s}$ erreicht werden kann. Bei Extremereignissen (z.B. HW 1899) wird die Auswirkung der Maßnahmen nur gering ausfallen.

Die Maßnahmen beeinflussen jedoch auch den Seewasserstand. Bei kleineren Ereignissen wird der höchste Seestand deutlich tiefer liegen (zwischen 10 und 20 cm) als in der Bestandssituation, während bei größeren Ereignissen die frühe Vorabsenkung als Kompensation zum späteren Aufstau gesehen werden kann (z.B. HW August 2002). Die Auswirkungen der neuen Bewirtschaftung auf den Seestand werden bei Extremereignissen zunehmend geringer.

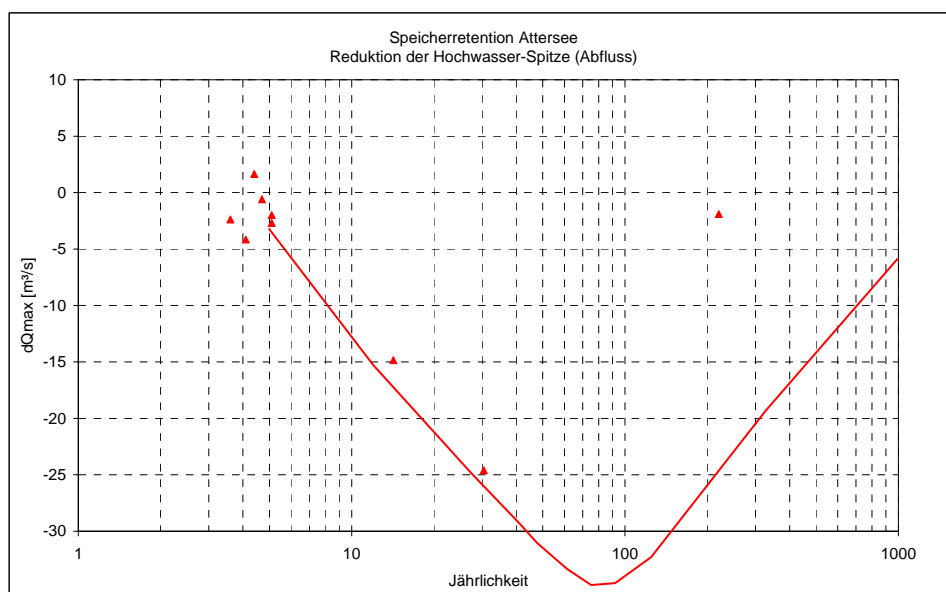


Abb. 30: Darstellung der Beurteilungsgröße dQ als Ergebnis der Simulationen am Attersee

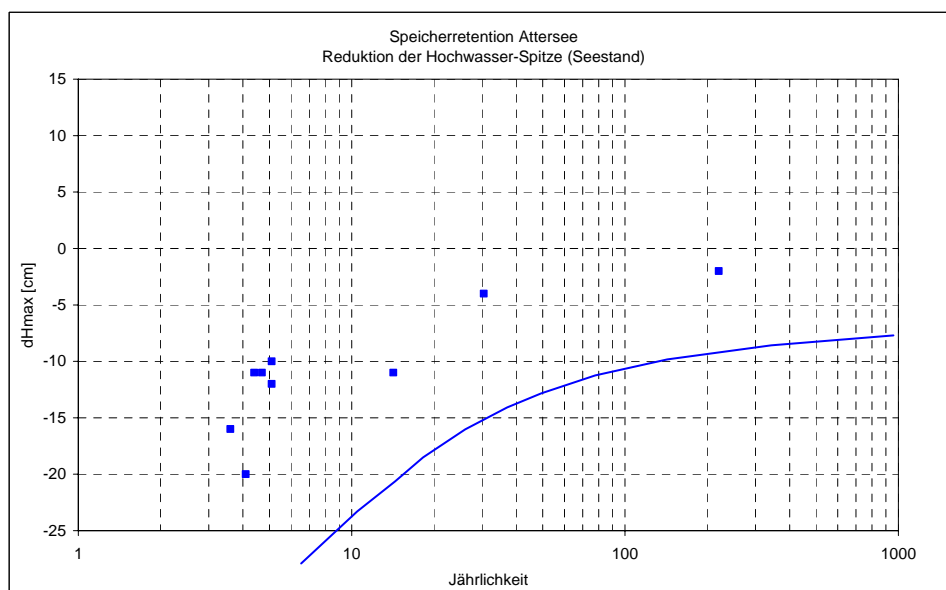


Abb. 31: Darstellung der Beurteilungsgröße dH als Ergebnis der Simulationen am Attersee

5. Traunsee

- Fläche: 24,77 km²
- Maximale Tiefe: 191 m
- Volumen: 2.302.000.000 m³
- Einzugsgebiet am Ausrinn: 1392,8 km²
- Teileinzugsgebiet: 103,7 km²
- Seestand: Pegel Gmunden (Esplanade)
MW 422,60 m ü.A.
- Abfluss: Pegel Theresienthal / Traun

MQ	70 m ³ /s
HQ ₁	320 m ³ /s
HQ ₁₀	530 m ³ /s
HQ ₃₀	630 m ³ /s
HQ ₁₀₀	780 m ³ /s

5.1. Charakteristik

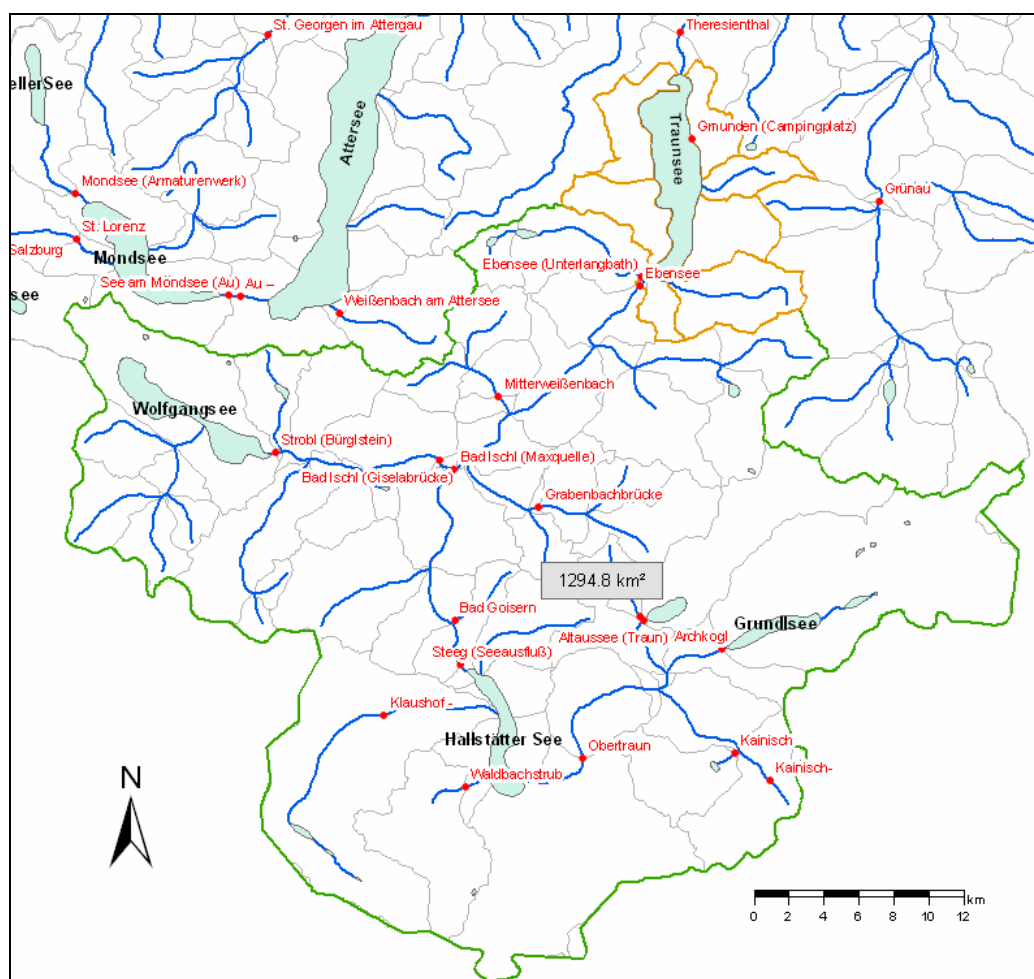


Abb. 32: Einzugsgebiet Traunsee (Datengrundlage: Fürst & Hörhan, 2005)

Der Traunsee, der zweitgrößte österreichische Alpensee, liegt am Nordrand der oberösterreichischen Kalkalpen. Im Süden fallen die felsigen Ufer steil zum See ab, während der Nordteil des Sees von Moränenhügeln umrahmt wird, die aus der jüngsten Vergletscherungsperiode der Würmeiszeit stammen (Wurzer et al., 1982). Der Traunsee ist mit 191 m der tiefste See Österreichs und weist unter allen österreichischen Seen das größte Einzugsgebiet auf. Die Traun wird aus den Ausflüssen von Grundlsee, Altausseer See und Ödensee gebildet, durchfließt im Oberlauf den Hallstätter See und nimmt bei Bad Ischl die aus dem Wolfgangsee kommende Ischler Ache auf, bevor sie mit einer mittleren Wasserführung von $70 \text{ m}^3/\text{s}$ den Traunsee speist.

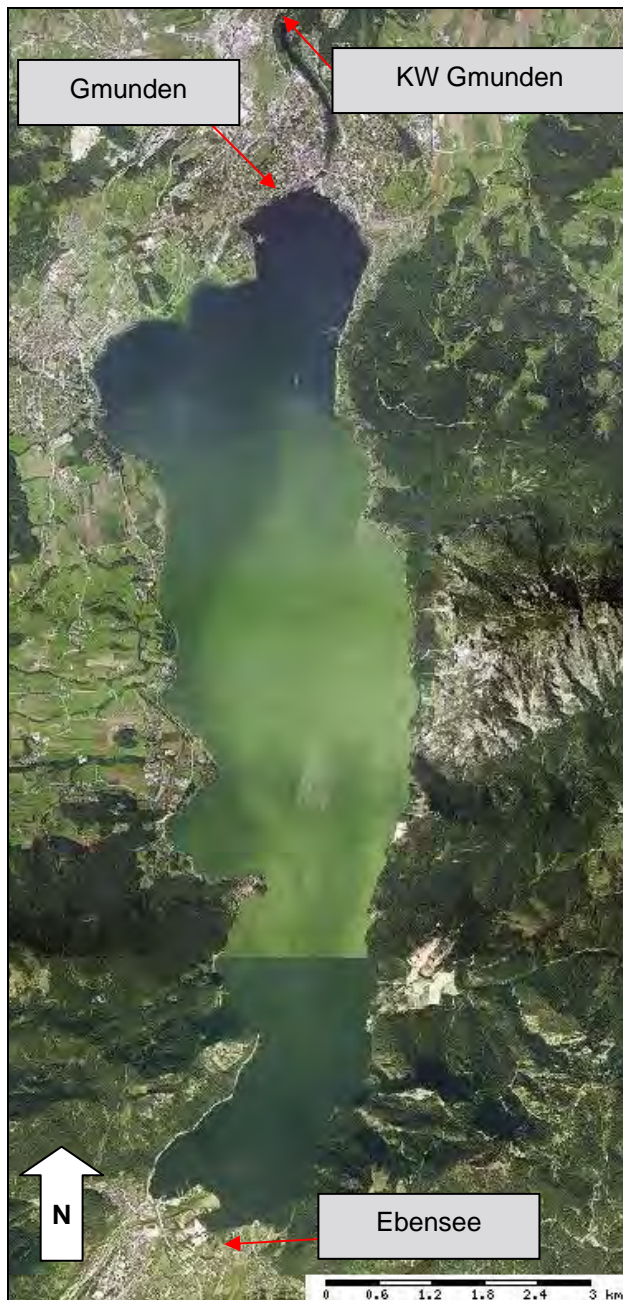


Abb. 33: Orthofoto Traunsee (BMLFUW, 2004)

Das Niederschlags-Abfluss-Modell Traunsee besteht aus folgenden Elementen:

- zwei Zuflüsse (Pegel Ebensee / Traun bzw. Pegel Ebensee (Unterlangbath) / Langbathbach),
- 7 Teileinzugsgebiete rund um den See,
- einem theoretischen Zufluss, der den Niederschlag auf die Seefläche repräsentiert,
- einem Speicherelement, das die Speicherinhaltlinie mit der Abflussbeziehung kombiniert,
- einem Ausfluss, der die beobachtete Ausflussganglinie mit der berechneten vergleicht.

Die folgende Tabelle gibt einen Überblick über die 7 Teileinzugsgebiete:

Tab. 10: Übersicht über die Teileinzugsgebiete rund um den Traunsee (NS-Stationen - EB: Ebensee; AL: Almsee; GM: Gmunden (ZAMG); LA: Langbathsee; FK: Feuerkogel)

Teileinzugsgebiet	Größe	Thiessen-Anteile				
	[km ²]	EB	AL	GM	LA	FK
1	6,67	1				
2	24,68	0,88	0,12			
3	17,57	0,99		0,01		
4	10,93	0,06		0,94		
5	11,41			1		
6	16,15			0,86		0,14
7	16,29	0,40			0,09	0,51
Traunsee						
	24,77	0,36		0,64		

Der gemessene Niederschlag bei den Niederschlagsstationen wurde mit der Thiessen - Methode regionalisiert, und die jeweiligen Anteile auf die Teileinzugsgebiete sowie auf die Seefläche projiziert (Abb. 35). Die hoch aufgelösten Stundendaten der Messstation Gmunden (ZAMG) wurden auf die restlichen Messstationen proportional zu den Tagessummen extrapoliert.

Die GIS-bezogenen Daten zur Bodenbedeckung (Fürst & Hafner, 2003) und Bodenklasse (Peticzka & Kriz, 2005) lieferten die Grundlage für die Ermittlung eines repräsentativen CN-Wertes für jedes Teileinzugsgebiet.

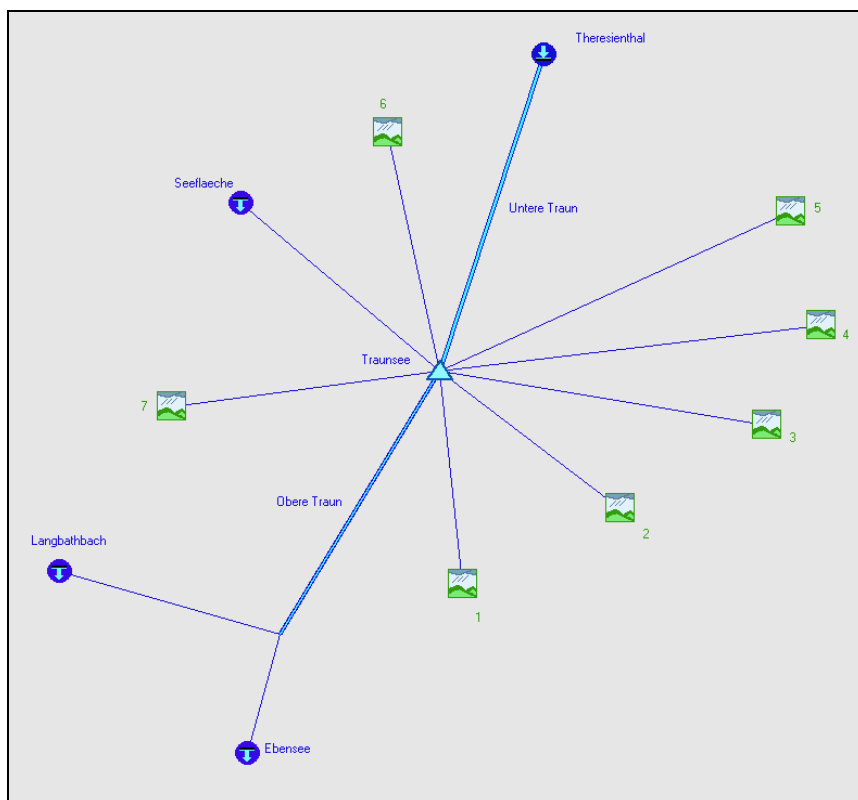


Abb. 34: Schematische Darstellung des Niederschlags-Abfluss-Modells Traunsee

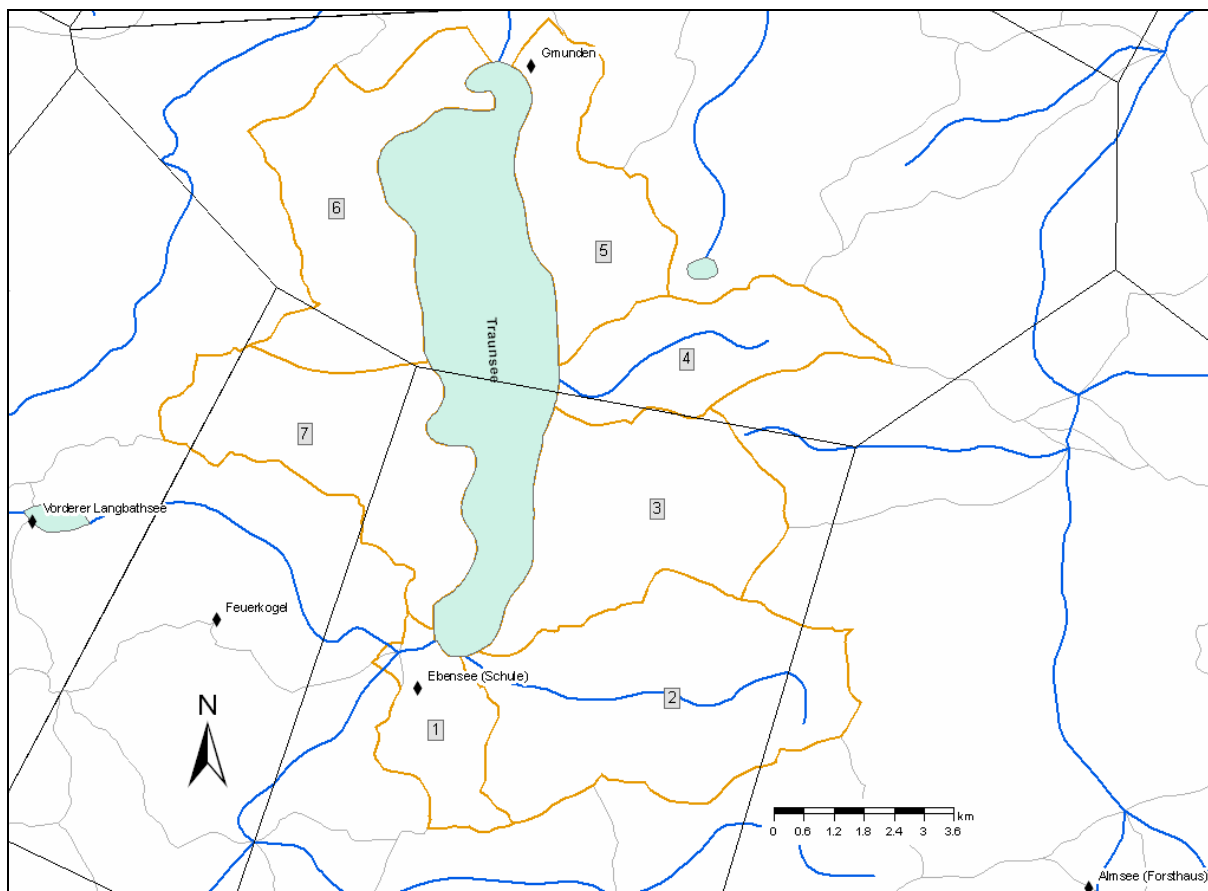


Abb. 35: Thiessen-Polygone für das Traunsee-Einzugsgebiet

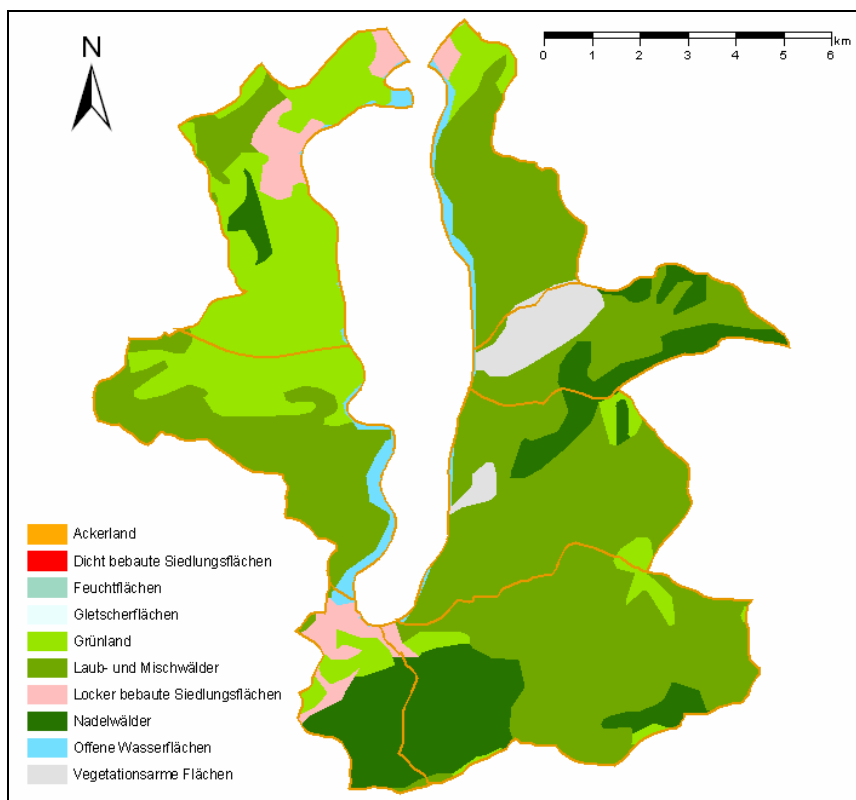


Abb. 36: Darstellung der unterschiedlichen Bodenbedeckung im Einzugsgebiet Traunsee (Datengrundlage: Fürst & Hafner, 2003)

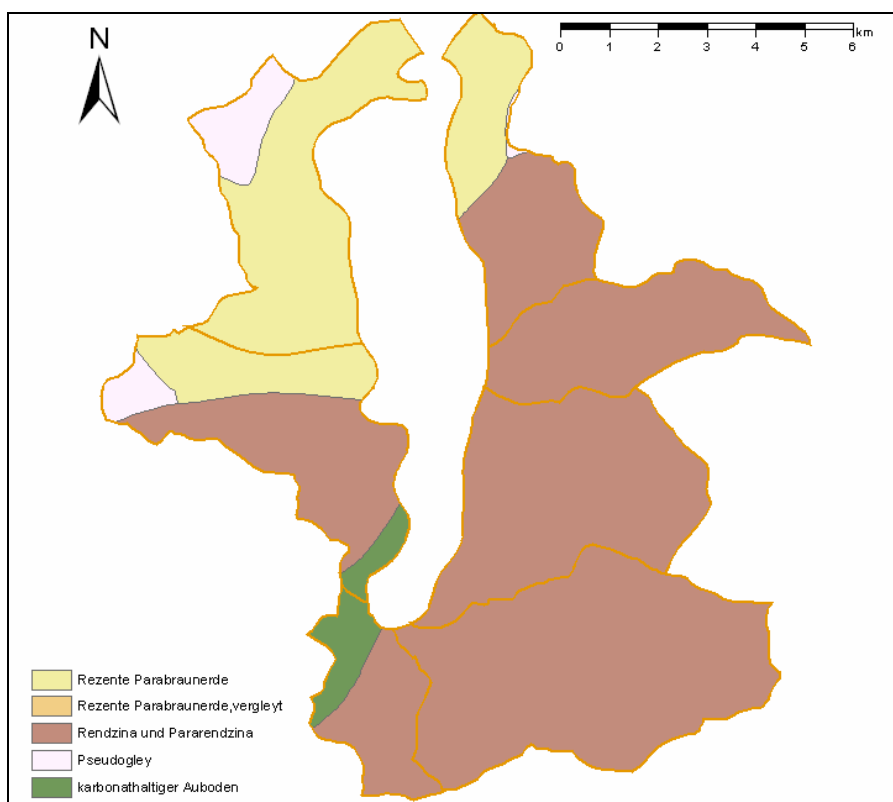


Abb. 37: Darstellung der unterschiedlichen Bodenklassen im Einzugsgebiet Traunsee (Datengrundlage: Peticzka & Kriz, 2005)

5.2. Retentionsberechnung

Zur Berechnung der „Stehenden Retention“ müssen Speicherinhaltslinie, Wasserstand-Abfluss-Beziehung, sowie Zuflussganglinie und Anfangswert des Abflusses bzw. der Speicherfüllung bekannt sein.

5.2.1. Speicherinhaltslinie

Aufgrund fehlender, detaillierter Geländeinformationen wurde das unmittelbare Seeufer des Traunsees linear angenähert. In der vorliegenden Studie wurde eine mittlere Uferböschung von 1:5 gewählt.

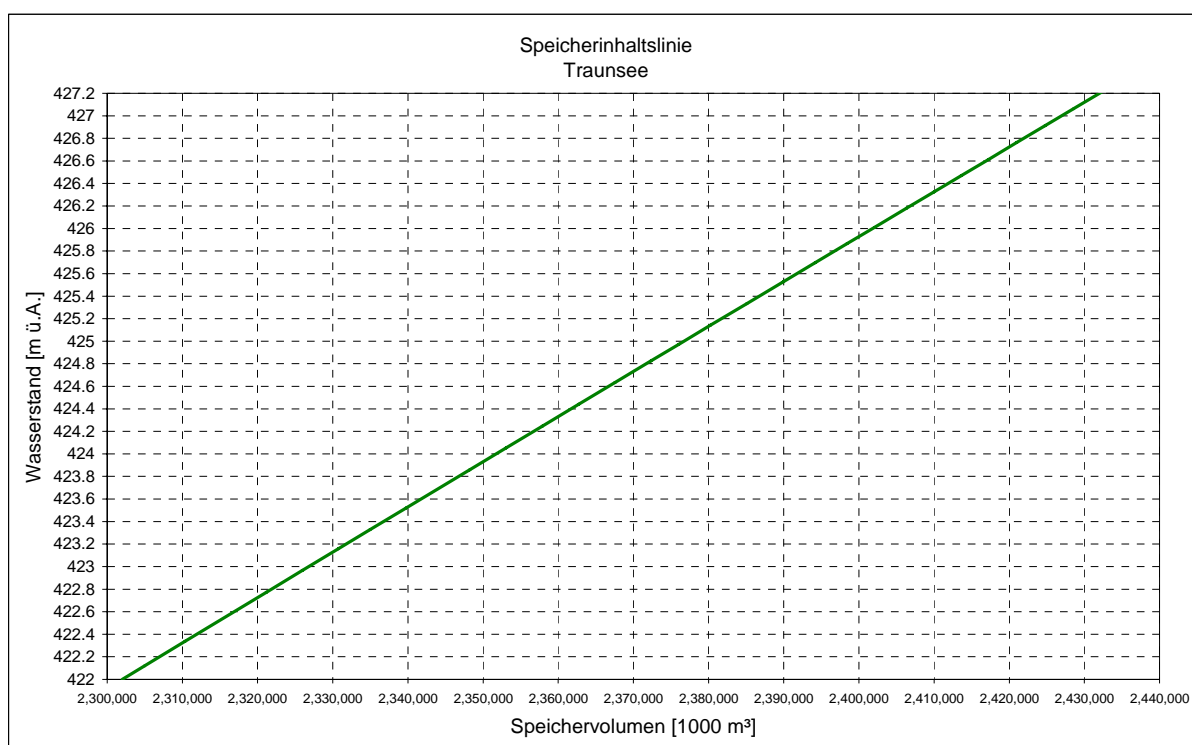


Abb. 38: Darstellung der Speicherinhaltslinie für den Traunsee

5.2.2. Wasserstands-Abfluss-Beziehung

Am Ausfluss des Traunsee befand sich schon um 1630 ein kompliziertes System von Klauswerken, die im Zuge der Salzgewinnung und dessen Transport errichtet wurden. Nach den Katastrophenhochwässern von 1899 und 1920, die im Ausflussbereich des Sees große Zerstörung bewirkten, wurde in den 1960er Jahren im Rahmen des bevorzugten Wasserbaus das Traunkraftwerk Gmunden etwa 1,8 km flussab des Seeausflusses errichtet, welches zusätzlich zur Energieproduktion auch noch die Aufgabe des Hochwasserschutzes erfüllt.



Abb. 39: Orthofoto vom Traunsee-Ausfluss (BMLFUW, 2004)

Aus den historischen Unterlagen (Hydrographischer Dienst in Österreich, 1904 & 1960) wurden Wasserstands- und Abflussdaten entnommen und als Schlüsselkurve für den Seeausfluss vor Kraftwerkerrichtung dargestellt.

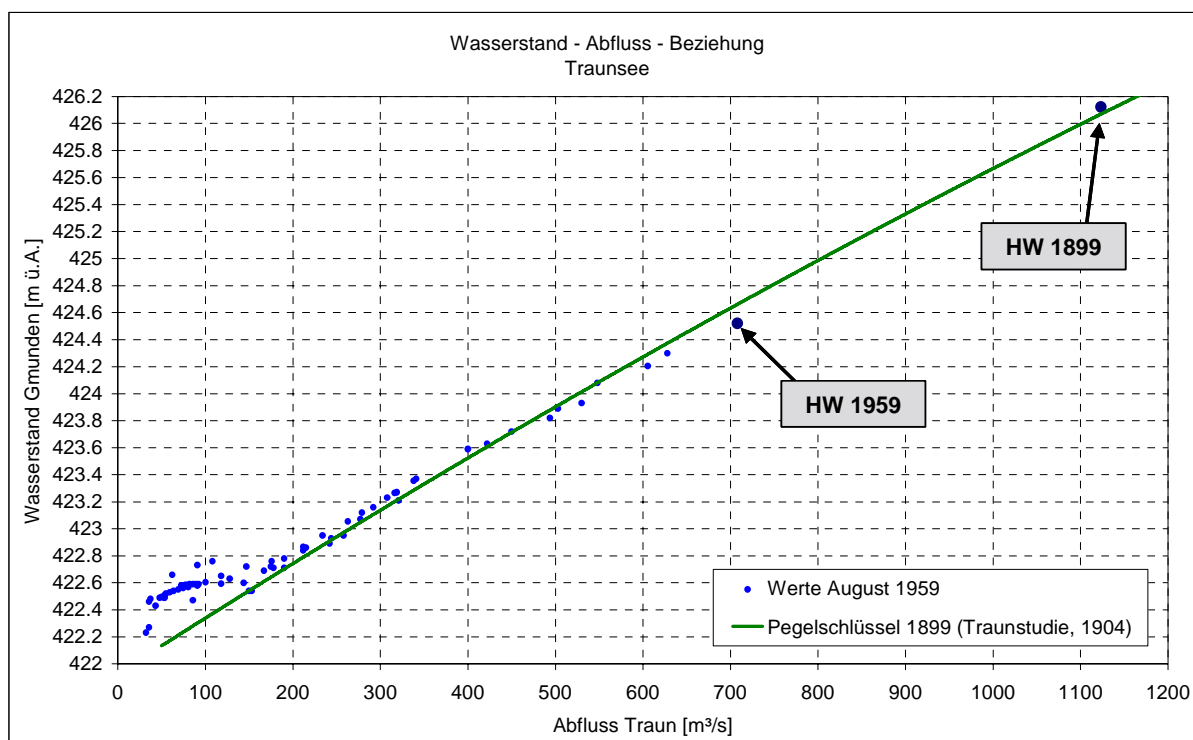


Abb. 40: Historische Schlüsselkurve Gmunden / Seeausfluss

5.2.2.1. Traunkraftwerk Gmunden

Das Kraftwerk Gmunden wurde zwischen 1966 und 1968 als Laufkraftwerk mit 2 Kaplan-Rohrturbinen errichtet, die eine maximale Abflussleistung von $150 \text{ m}^3/\text{s}$ besitzen. Die Wehrkrone des Kraftwerks liegt auf einer Höhe von $420,73 \text{ m ü.A.}$ und hat eine Länge von $67,5 \text{ m}$. Drei Wehrklappen dienen zur Regelung des Wasserabflusses. Die Oberkante der Klappen in höchster Stellung liegt auf $423,10 \text{ m ü.A.}$ (Energie AG Oberösterreich, 2007). Bei Hochwasser werden diese Klappen umgelegt, um zum Schutz der Stadt Gmunden einen größtmöglichen Abfluss über das Wehr sowie durch die Turbinen zu ermöglichen.

Als Stauziel wurde der mittlere Seepiegel von $422,60 \text{ m ü.A.} \pm 10 \text{ cm}$ bescheidgemäß festgelegt. Der Kraftwerksbetreiber, die Energie AG Oberösterreich, kann bei einer Leistung von $11,6 \text{ MW}$ durchschnittlich etwa 48 Millionen KWh elektrische Energie pro Jahr erzeugen.

5.2.2.2. Wehrbetriebsordnung

Die Wehrbetriebsordnung für das Traunkraftwerk Gmunden aus dem Jahre 1974 regelt die Wasserabgabe in Abhängigkeit vom Zufluss in Ebensee, sowie vom jeweiligen Wasserstand am Seepegel in Gmunden. Somit sollen die Witterungsverhältnisse und Wasserstandsverhältnisse im Traungebiet berücksichtigt werden (BMLF, 1974).

Bei starkem Ansteigen des Zuflusses in Ebensee wird die Abgabe unter Berücksichtigung der Schnelligkeit des Anstiegs bescheidgemäß erhöht, bis ab einem Abfluss von 260 m³/s die Wehrklappen vollständig gelegt sind und der Abfluss ausschließlich durch den Seestand bestimmt wird. Sobald beim Abklingen der Hochwasserwelle der Seestand wieder auf 422,80 m ü.A. sinkt, sind die Klappen allmählich wieder anzuheben. Sinkt der Zufluss in Ebensee unter 150 m³/s, so wird die Abgabe über das Wehr eingestellt und erfolgt ausschließlich über die Turbinen.

Das Stauziel von 422,60 m ü.A. am Seepiegel Gmunden, welches dem langjährigen Mittel der Seestände am Traunsee entspricht, soll in einem Toleranzbereich von ±10 cm eingehalten werden. Um die Bedürfnisse der Wasserkraftanlagen an der Traun, der Seeuferanrainer, der Fischerei und sonstiger Betroffenen in Einklang zu bringen, kann der Seespiegel von Mitte Juni bis Ende September bis 422,40 m ü.A. und von Anfang Oktober bis Mitte Juni bis 422,30 m ü.A. abgesenkt werden. Vor Eintritt der Schneeschmelze soll der Seespiegel auf 422,15 m ü.A. abgearbeitet werden.

Die Wasserabgabe soll stets möglichst gleichmäßig erfolgen und 12 m³/s nicht unterschreiten, ausgenommen der Zufluss in Ebensee sinkt unter 12 m³/s.

Da in der vorliegenden Untersuchung vor allem die Hochwasser-Situation (Abfluss größer als 260 m³/s) betrachtet wurde, mussten aus den Messdaten zwei Wasserstands-Abfluss-Beziehungen generiert werden, welche die Frühjahrs- bzw. Sommer-Hochwässer optimal beschreiben (Abb. 41).

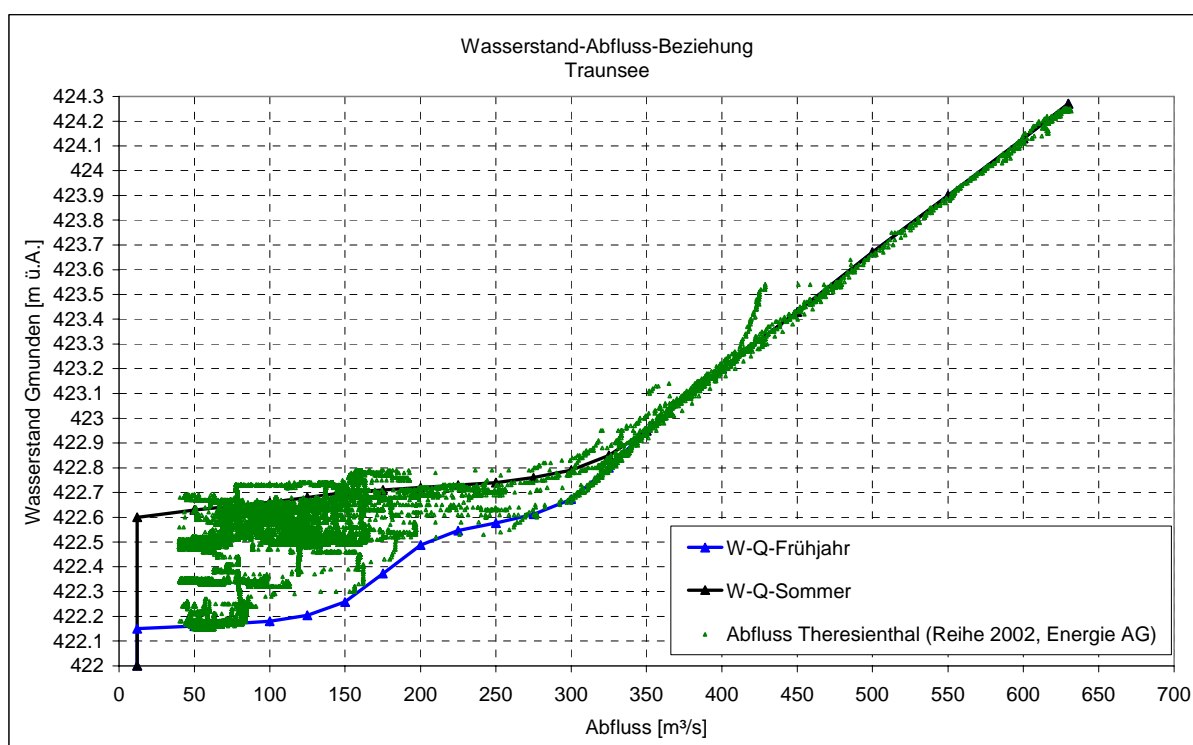


Abb. 41: Wasserstands-Abfluss-Beziehung für das Traunkraftwerk Gmunden

5.2.2.3. Traunbrücke Gmunden

Bei den Betrachtungen zur Seestands-Abfluss-Beziehung wurde deutlich, dass der Abfluss der Traun aus dem Traunsee durch die Gmündener Traunbrücke bedeutend beeinflusst wird. Die Bundesstraßenbrücke wurde 1960 Jahren mit 3 massiven Brückenpfeilern errichtet, die später mit einer Kolksicherung befestigt wurden.



Abb. 42: Orthofoto der Gmündener Traunbrücke (BMLFUW, 2004)

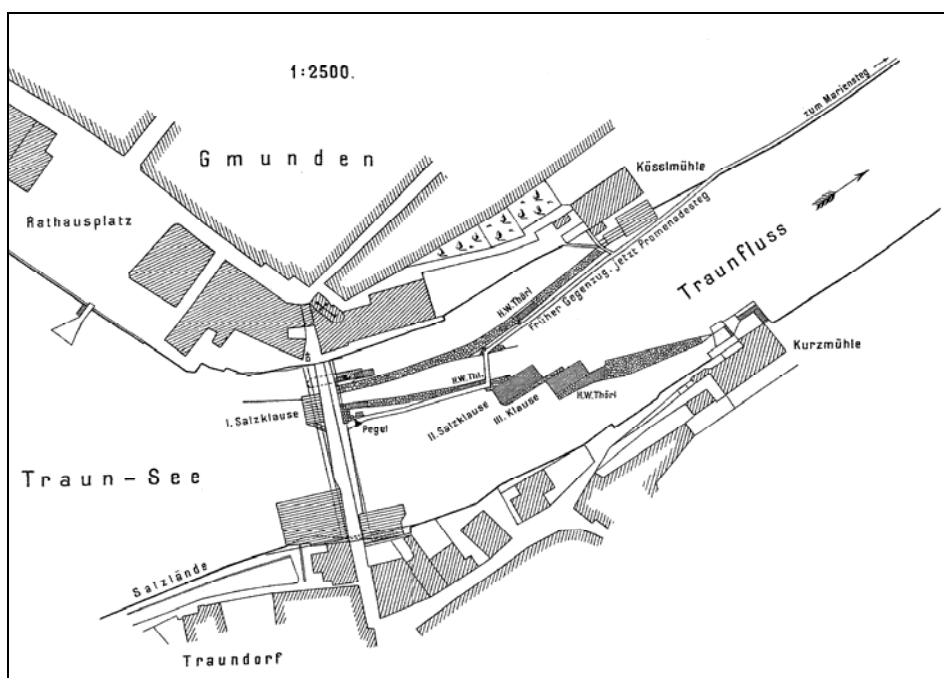


Abb. 43: Historischer Lageplan der Traunsee-Klause (Hydrographischer Dienst in Österreich, 1904)

Um 1900 war der Traunsee-Ausfluss, über den sich eine Holzbrücke spannte, zwischen Kösslmühle und Kurzmühle von mehreren Salzklausen bestimmt. Wenige Überreste dieser Anlagen befinden sich heute noch im Flussbett der Traun.

Im Zuge der Erstellung der Wehrbetriebsordnung für das Traunkraftwerk Gmunden wurde der Einfluss von Traunbrücke und Flusssohle auf den Abfluss genauer untersucht, wobei in weiterer Folge die Sohle größtenteils angepasst wurde (Buchmayr, 2007).

Dieser Einfluss tritt vor allem bei Hochwässern auf, wenn die Wehrklappen vollkommen gelegt sind und das Kraftwerk den Seestand nicht mehr beeinflussen kann. Die von der Energie AG Oberösterreich zur Verfügung gestellten Messdaten vom Hochwasser September 2007 von Seestand sowie Oberwasserstand, der von einem Betriebspegel unmittelbar oberhalb des Kraftwerks registriert wird, zeigen deutlich die Wasserstandsunterschiede zwischen See und Kraftwerk, welche sich aus sämtlichen Fließverlusten entlang der 1,8 km langen Strecke ergeben. Beobachtungen beim Hochwasser August 2002 haben gezeigt, dass bei einem Abfluss von etwa 650 m³/s allein der Brückentau bis zu 80 cm beträgt.

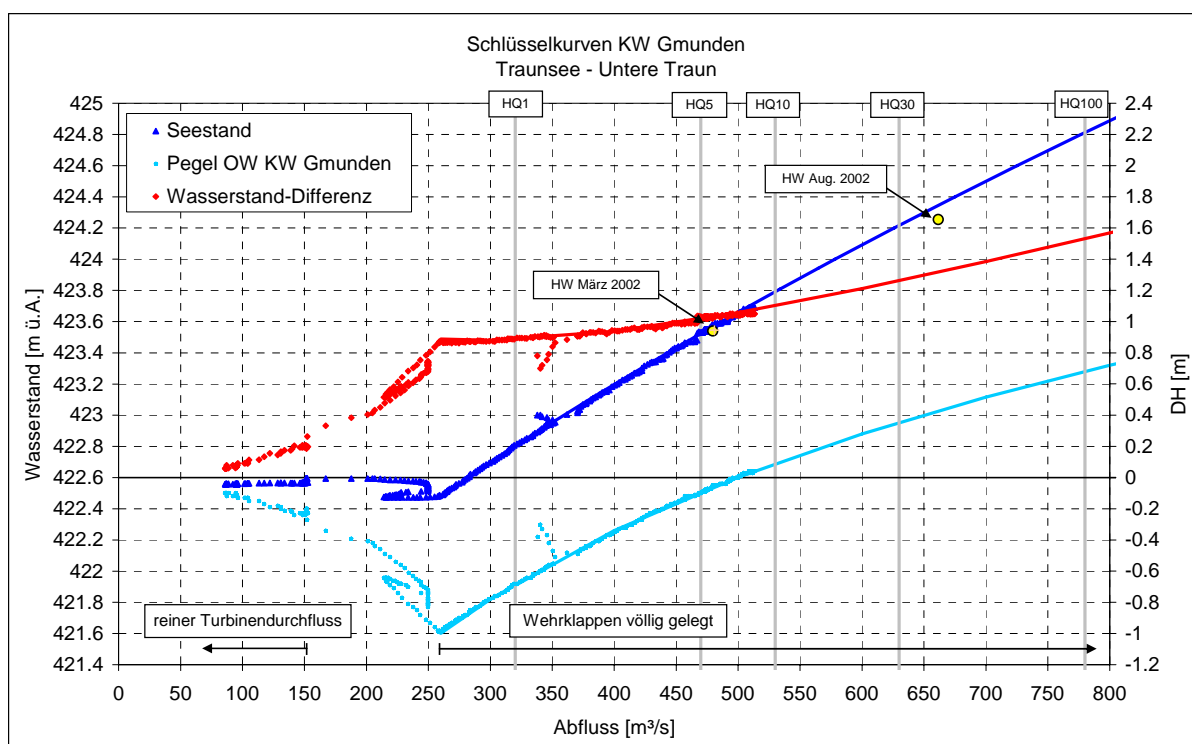


Abb. 44: Messdaten vom Hochwasser September 2007 beim Kraftwerk Gmunden

5.3. Kalibrierung

Um Veränderungen der Seeretention beurteilen zu können, benötigt man ein Modell, das den Naturzustand möglichst genau abbildet. Es wurde versucht, aus den verschiedenen Eingangsgrößen eine Seestandganglinie und - in Abhängigkeit der Wehrbetriebsordnung - eine Abflussganglinie zu generieren. Die Kalibrierung des

Modells für die Zwischeneinzugsgebiete erfolgte ausschließlich über eine Optimierung der Parameter SCS-Curve Number, Anfangsverlust und Basisabfluss.

Anhand eines Beispiels soll nun das Ergebnis der Kalibrierung gezeigt werden.

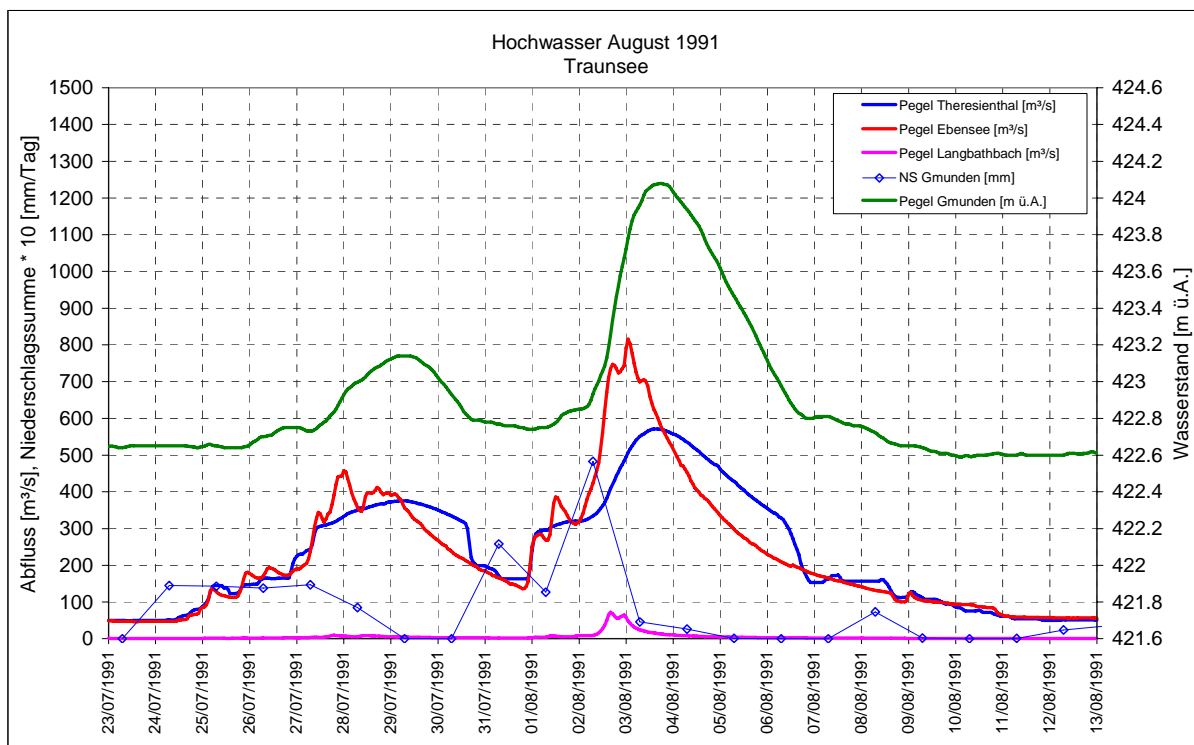


Abb. 45: Datengrundlage Hochwasser August 1991 am Traunsee

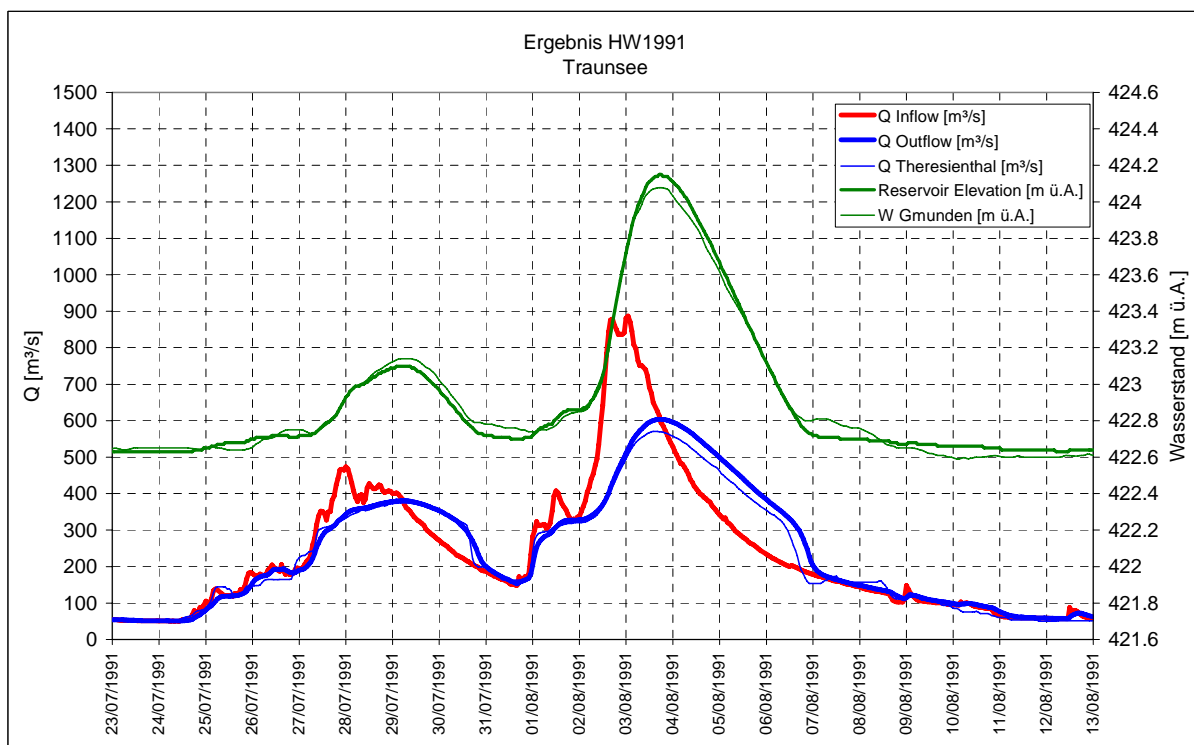


Abb. 46: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers August 1991 am Traunsee

Das Ergebnis der Kalibrierung der Bestandssituation am Traunsee ist anhand von 9 ausgewählten Hochwasserereignissen (siehe Anhang B.1) in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. 11: Übersicht über die Kalibrierung der Hochwasserereignisse am Traunsee

Hochwasser	Q_{\max} (beob.)	Q_{\max} (calc.)	ΔQ	H_{\max} (beob.)	H_{\max} (calc.)	ΔH
	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[%]	[m ü.A.]	[m ü.A.]	[cm]
September 1899	1124	1132	0,7	426,12	426,12	-0,3
(August 1959)	708	568	- 19,8	424,52	424,12	-40,0
August 1977	548	580	5,8	423,98	424,04	6,1
Juli 1981	490	531	8,3	423,80	423,81	0,8
August 1985	459	475	3,5	423,60	423,55	-4,9
August 1991	571	604	5,7	424,08	424,15	7,1
Oktober 1996	438	461	5,1	423,49	423,48	-1,0
März 2002	481	466	-3,1	423,54	423,51	-3,4
August 2002	662	641	-3,1	424,25	424,32	6,6

Die Kalibrierung des Hochwasserereignisses 1959 wurde hier der Vollständigkeit wegen angeführt, da für dieses Ereignis Messdaten nur als Tageswerte vorlagen.

Der kalibrierte Seestand weicht maximal +7,1 cm bzw. -4,9 cm von den beobachteten Werten ab, während die Differenz zwischen Kalibrierung und Beobachtung des Seeabflusses zwischen +8,3 und -3,1 % variiert.

Die nachfolgende Abbildung zeigt die gewählten Beurteilungsgrößen in Abhängigkeit zum rechnerischen Wiederkehrintervall.

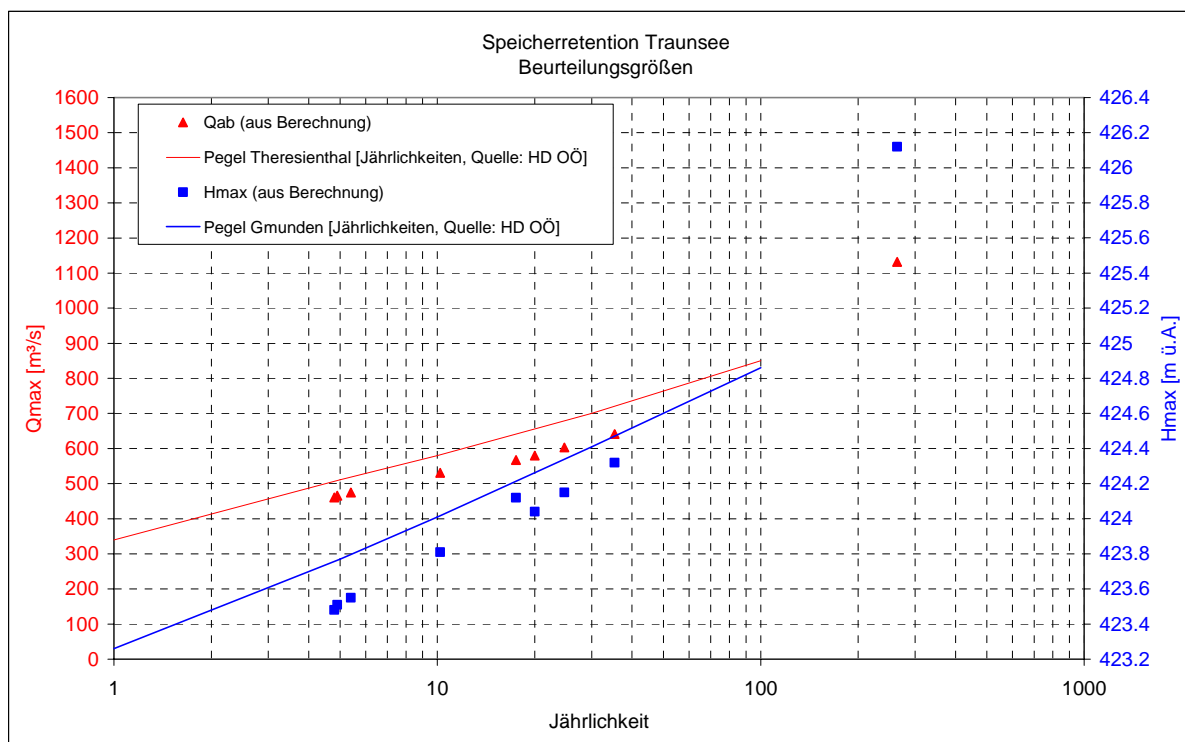


Abb. 47: Beurteilungsgrößen für die Bestandssituation Traunsee

5.4. Simulation von Wehrbetriebsordnungen

Die größtmögliche Retentionswirkung am Traunsee kann durch die Kombination aus Vorabsenkung und Aufstau zur Kappung des Wellenscheitels erzielt werden. Eine Vorabsenkung wird durch den maximal möglichen Abfluss bestimmt, während ein vermehrter Aufstau keine Verschlechterung des HW100 am See bewirken soll.

5.4.1. Maximal möglicher Abfluss

Durch das vollkommene Umlegen aller drei Wehrklappen am Traunkraftwerk Gmunden können über das Wehr und durch die Turbinen folgende Wassermengen aus dem Traunsee abgeführt werden.

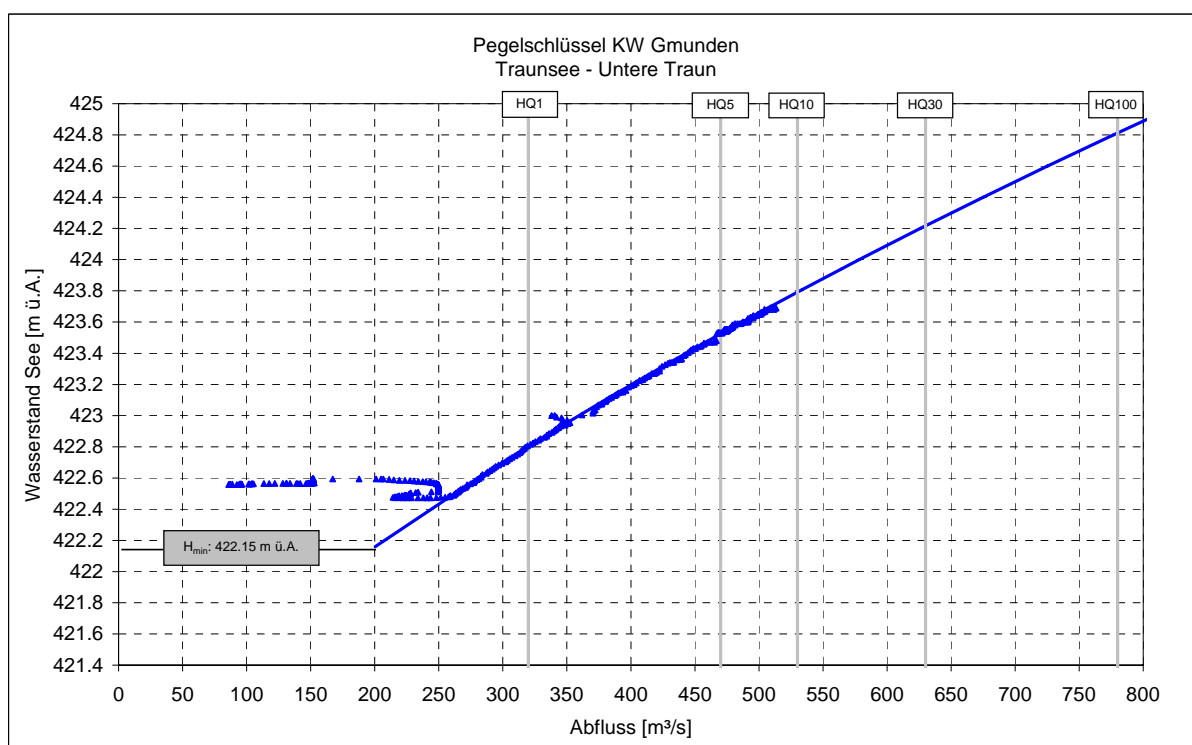


Abb. 48: Maximal möglicher Seeabfluss Traunsee

In der vorliegenden Untersuchung wurden für den Traunsee bewusst Schlüsselkurven aus vorhandenen Messdaten extrapoliert, um die für eine Retentionsuntersuchung benötigten Seestands-Abfluss-Beziehungen zu generieren, da keine detaillierten hydraulischen Berechnungen zur theoretischen Abflussleistung der Wehranlage vorhanden waren.

5.4.2. Dauer der Vorabsenkung bzw. Wiederbefüllung

Bei einem konstanten Zufluss in Ebensee von etwa $70 \text{ m}^3/\text{s}$ (MQ) und vollständig geöffneten Wehrklappen des Kraftwerks Gmunden kann der Traunsee in etwa 19 Stunden von einem mittleren Seespiegel von $422,60 \text{ m}$ ü.A. auf $422,15 \text{ m}$ ü.A. abgesenkt werden.

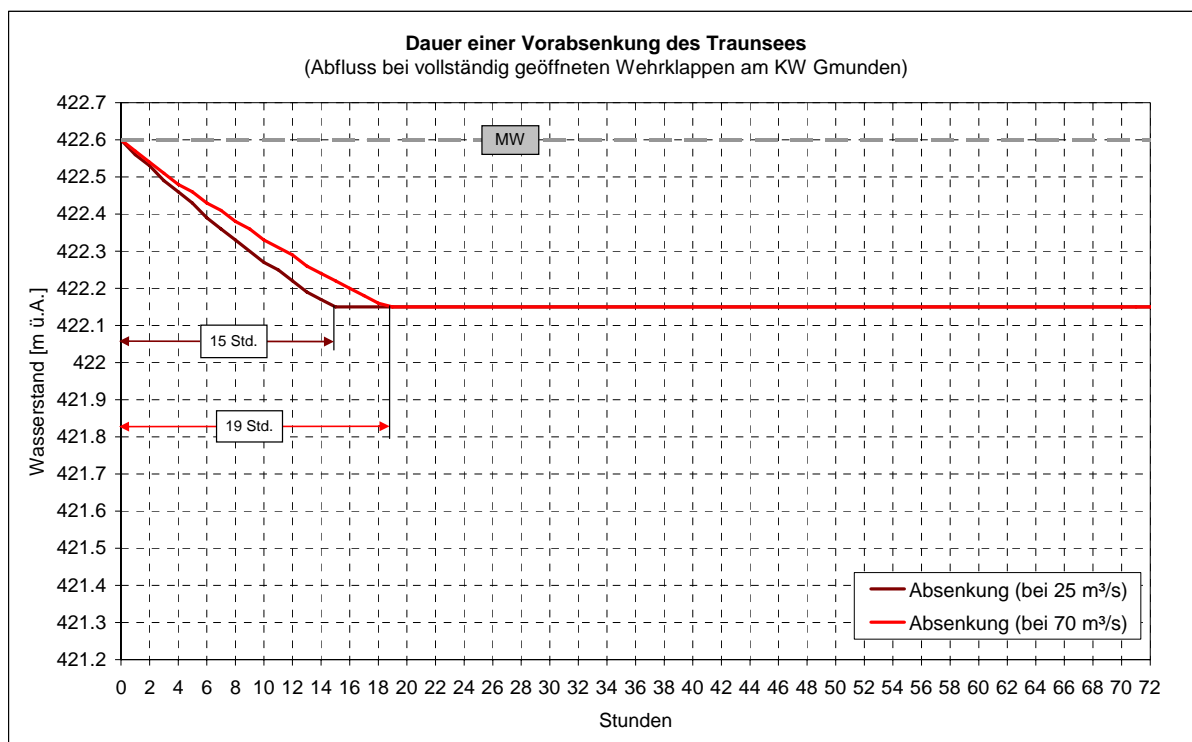


Abb. 49: Dauer einer Vorabsenkung am Traunsee (bei verschiedenen Zuflüssen)

Gemäß Wehrbetriebsordnung darf der volle Durchflussquerschnitt nicht schneller als in 3 Stunden freigegeben werden, da ein zu rasches Ansteigen des Traunabflusses (auf bis zu $280 \text{ m}^3/\text{s}$) verhindert werden soll. Die Abflussteigerung darf somit höchstens $80 \text{ m}^3/\text{s}$ je Stunde betragen. Daraus ergibt sich bei Mittelwasserführung eine Gesamtvorabsenkzeit von etwa 22 Stunden.

Wird der Traunsee aufgrund einer ungenauen Prognose bis zu 45 cm abgesenkt und das erwartete Hochwasserereignis tritt nicht ein, muss der See unter Berücksichtigung des wasserrechtlich vorgeschriebenen Mindestabflusses von $12 \text{ m}^3/\text{s}$ wieder bis zum Mittelwasserstand von $422,60 \text{ m}$ ü.A. aufgefüllt werden. Die Dauer der Wiederbefüllung wird vom tatsächlichen Zufluss in Ebensee bestimmt, wie aus der folgenden Darstellung ersichtlich ist (Abb. 50).

In der vorliegenden Untersuchung wurde als Absenkziel ein Wasserspiegel von $422,15 \text{ m}$ ü.A. definiert, da dieser bereits in der wasserrechtlich bewilligten Wehrbetriebsordnung als Mindestwasserspiegel festgelegt wurde. Eine Vorabsenkung auf diesen Wasserstand erscheint auch in einem prognostizierbaren Zeitraum als realistisch.

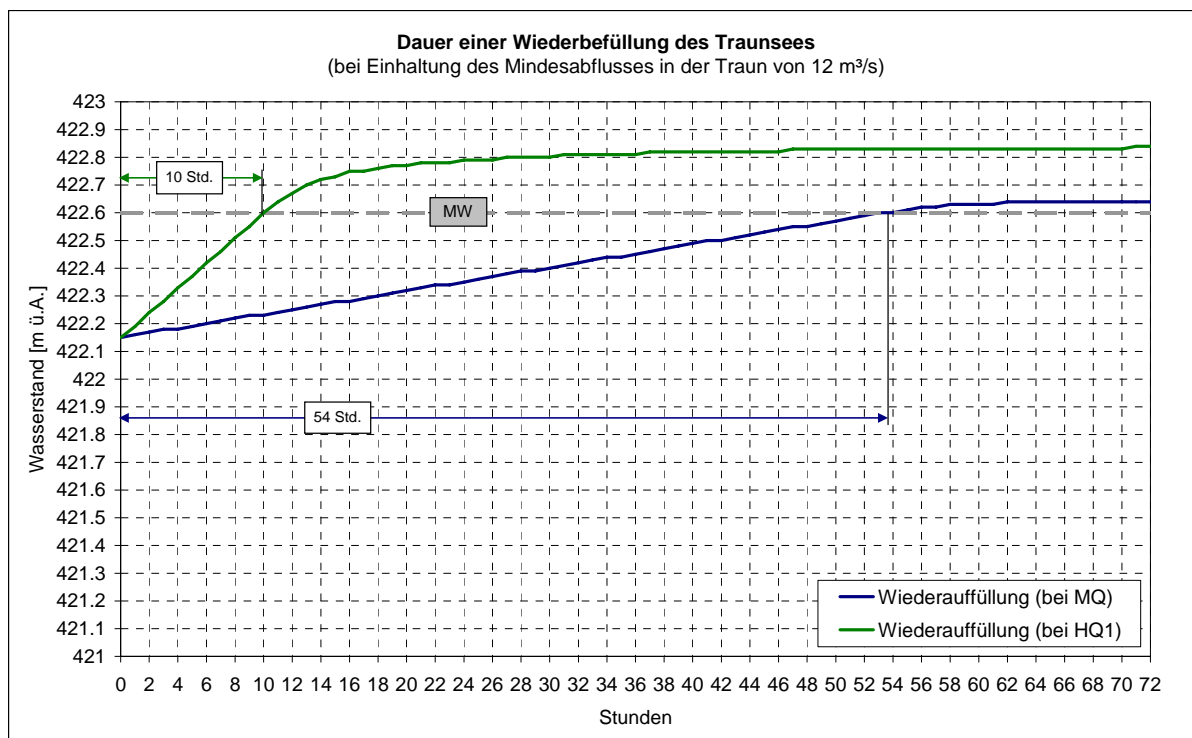


Abb. 50: Dauer einer Wiederbefüllung des Traunsees (bei verschiedenen Zuflüssen)

5.4.3. Szenario für eine neue Bewirtschaftungsordnung

Die neue Bewirtschaftungsordnung am Traunsee gliedert sich in mehrere Abschnitte:

- Absenkung des Seespiegels auf die Kote 422,15 m ü.A. aufgrund einer Hochwasserprognose (komplettes Legen der Wehrklappen)
- möglichst lange Einhaltung eines abgesenkten Seestandes und der dadurch erzeugten Retentionslamelle (bis zu einem Seeabfluss von 200 m³/s)
- Abgabe des maximal möglichen Seeabflusses bei vollkommen geöffneten Wehrklappen (zwischen 200 m³/s bis 470m³/s)
- Anheben der Wehrklappen und Beginn des Aufstaus (bei HQ₅)
- aktiver Hochwasserrückhalt durch Aufstau um bis zu 50 cm (zusätzliche Retentionslamelle)
- Absenken der Wehrklappen, um die natürliche Abflusskurve zu erreichen (ab HQ₃₀)
- Kein erhöhter Wasserspiegel bei HQ₁₀₀

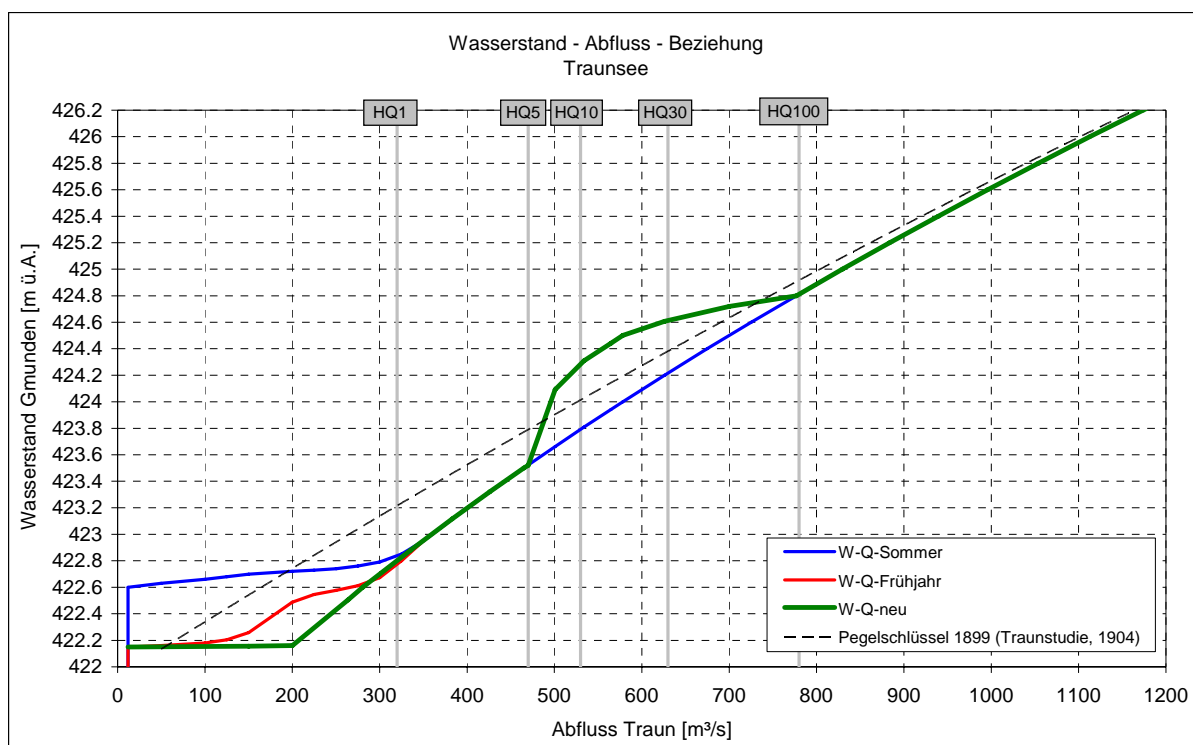


Abb. 51: Darstellung der neuen Hochwasserbewirtschaftung für den Traunsee

5.4.4. Ergebnisse

Die Simulation der Hochwasserereignisse am Traunsee (siehe Anhang B.2) unter Anwendung des neuen Bewirtschaftungsszenarios führte zu folgenden Ergebnissen:

Tab. 12: Übersicht über die Ergebnisse der Simulation am Traunsee

Hochwasser	Q_{\max} (Best.)	Q_{\max} (Sim.)	ΔQ	H_{\max} (Best.)	H_{\max} (Sim.)	ΔH
	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ü.A.]	[m ü.A.]	[cm]
September 1899 ²	1113,8	1106,6	-7,2	426,00	425,98	-2
August 1959 ²	560,8	488,0	-72,8	423,95	423,85	-10
August 1977	580,0	494,6	-85,4	424,04	423,98	-6
Juli 1981	531,0	484,8	-46,2	423,81	423,79	-2
August 1985	475,0	432,0	-43,0	423,55	423,35	-20
August 1991	603,6	525,6	-78,0	424,15	424,25	10
Oktober 1996	460,8	407,2	-53,7	423,48	423,23	-25
März 2002	465,7	458,7	-7,0	423,51	423,47	-4
August 2002	641,4	530,6	-111,9	424,32	424,29	-3

Am Beispiel des Hochwasser August 2002 wird deutlich, dass nach einer erfolgten Vorabsenkung der Seestand zwar rasch wieder ansteigt, jedoch zum Zeitpunkt der ersten Hochwasserspitze ein um etwa 20 cm geringerer Wasserstand erreicht wird als in der Bestandssituation. Bei Eintreffen der zweiten Hochwasserspitze ist die

² Die zu vergleichende Bestandssituation auf Basis von historischen Hochwasserdaten wurde unter Berücksichtigung des Einflusses des Traunkraftwerkes Gmunden berechnet.

durch die Vorabsenkung gewonnene Retentionslamelle schon fast erschöpft, und die Wasserspiegeldifferenz beträgt lediglich 3 cm. Das Ziel, den Seeabfluss möglichst lange zurückzuhalten, wird erfolgreich erfüllt. Ab einem Abfluss von etwa 475 m³/s steigt der See zwar weiter an, doch der Abfluss wird möglichst konstant gehalten. Dadurch wird eine effektive Reduktion der Abflussspitze von etwa 110 m³/s erreicht.

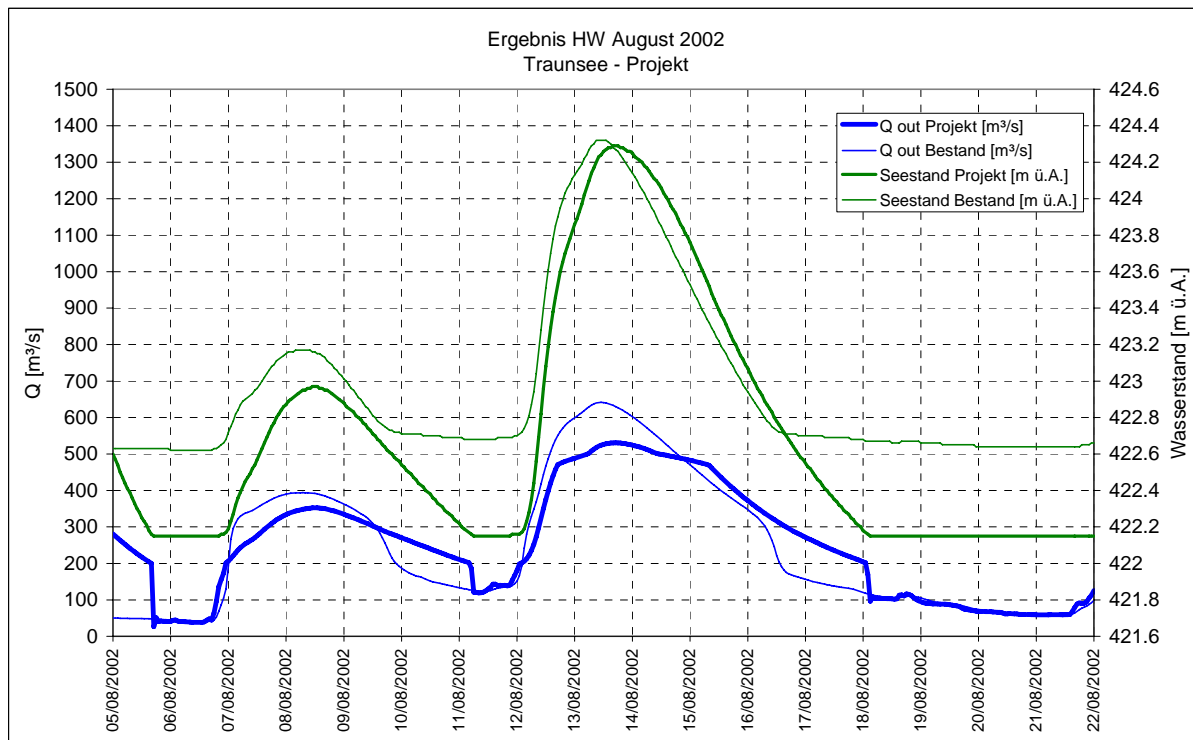


Abb. 52: Ergebnis der Simulation des Hochwassers August 2002 am Traunsee

Die folgenden Abbildungen (Abb. 53 und Abb. 54) zeigen deutlich, wie die neue Hochwasserbewirtschaftung am Traunsee die gewünschten Ziele erfüllt. Bei Hochwässern bis zu einer Jährlichkeit von etwa 5 Jahren wird der Abfluss nur geringfügig reduziert. Bei Ereignissen zwischen HQ₅ und HQ₃₀ wird die Retentionswirkung immer stärker (-40 bis -110 m³/s), während bei Extremereignissen die Dämpfung wieder nur gering ausfällt.

Die Reduktion der Hochwasserspitzen am See wird durch die vorgegebene Bewirtschaftungsordnung bei kleineren Hochwässern größer sein (bis zu -25 cm), während bei gewissen Ereignissen sogar mit einem erhöhten Wasserstand zur Hochwasserspitze zu rechnen ist, was auf den vermehrten Aufstau ab HQ₅ zurückzuführen ist. Die Wirkung der durch die Vorabsenkung erzeugten Speicherlamelle ist am Traunsee eher gering und führt bei länger anhaltenden, größeren Ereignissen (z.B. HW 1991) dazu, dass der Hochwasser-Rückhalt ausschließlich durch Aufstau erfolgt.

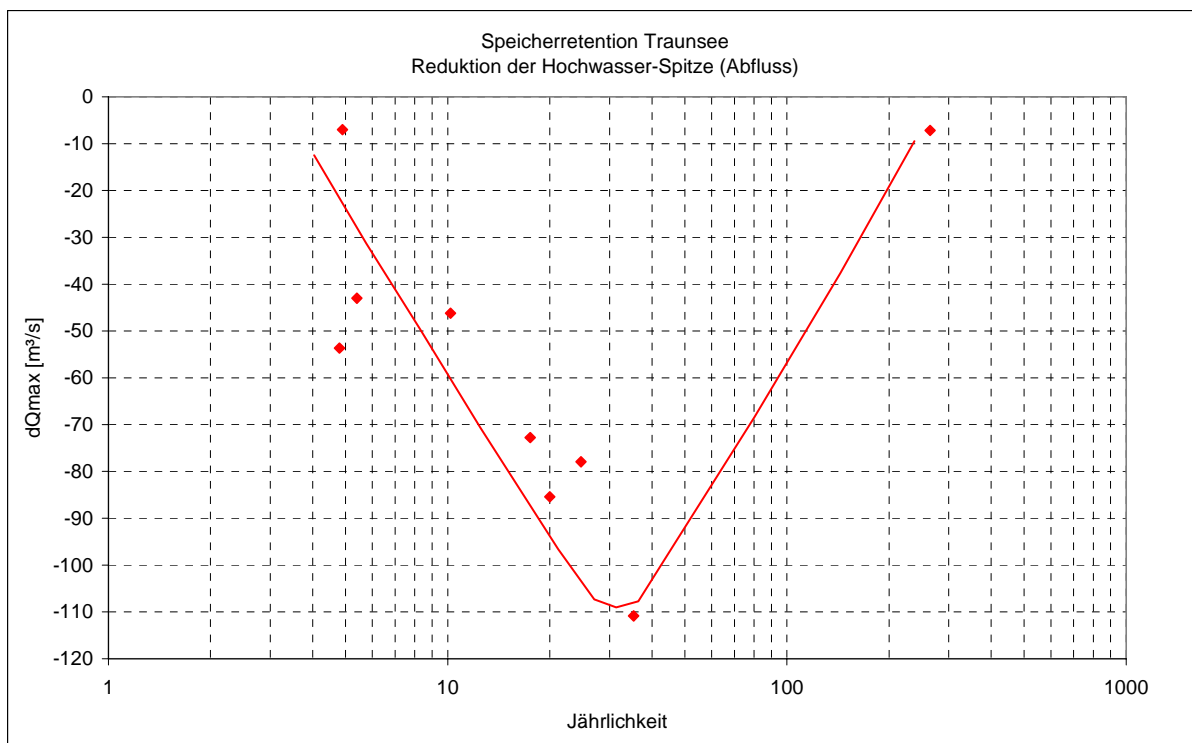


Abb. 53: Darstellung der Beurteilungsgröße dQ als Ergebnis der Simulationen am Traunsee

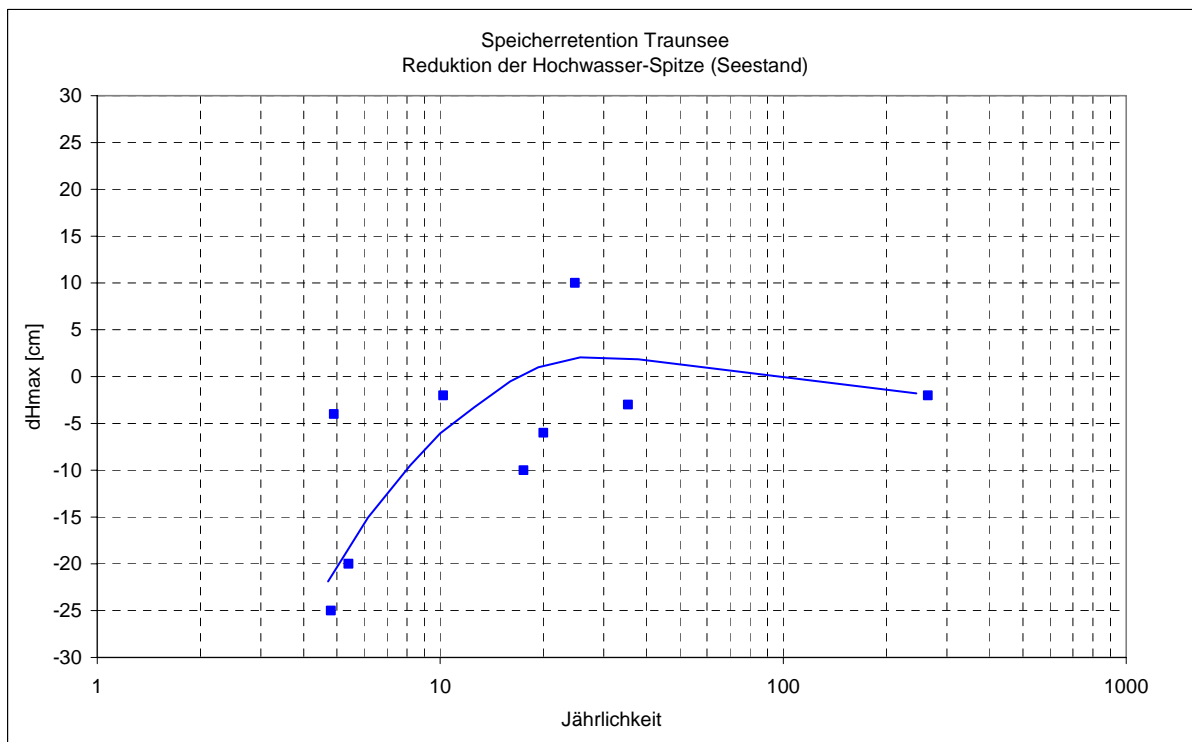


Abb. 54: Darstellung der Beurteilungsgröße dh als Ergebnis der Simulationen am Traunsee

6. Niederschlagsprognose (Haiden, 2004)

Folgende Ausführungen wurden größtenteils aus dem Beitrag „Kritische Analyse der quantitativen Niederschlagsprognose in Österreich“ von Dr. Thomas Haiden (ZAMG – Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, Wien) im Endbericht des Projektes „Flood Risk – Analyse des Hochwassers vom August 2002, Flächendeckende Hochwasserprognose und Warnung von Österreich“ entnommen.

6.1. Einleitung

Unter jenen meteorologischen Größen, die große praktische Bedeutung haben, deren Prognose aber mit großen Unsicherheiten behaftet ist, nimmt der Niederschlag eine zentrale Stellung ein. Es hat sich in der Hydrologie der Trend zu operationeller Niederschlags-Abfluss-Modellierung für Zwecke der Hochwasserprognose und Wasserwirtschaft verstärkt. In zunehmendem Maße werden die Prognosen numerischer Wettermodelle als Input für hydrologische Modelle verwendet. Dadurch ist der Bedarf an quantitativen Niederschlagsprognosen, sowie die Anforderungen an deren Qualität deutlich angestiegen.

6.2. Prognosemodelle

6.2.1. ECMWF Modell

Das ECMWF Modell ist ein globales Wettervorhersagemodell, das seit 1979 von den ECMWF Mitgliedsstaaten, darunter Österreich, am Europäischen Zentrum in Reading, UK gemeinsam entwickelt und betrieben wird. Die horizontale Auflösung des Modells beträgt gegenwärtig etwa 40 km, es hat 60 Schichten in der Vertikalen zwischen der Erdoberfläche und 65 km Höhe. Der Zeitschritt der numerischen Integration beträgt 15 Minuten. Einmal pro Tag werden Vorhersagen für einen Zeitraum von bis zu 10 Tagen in einer zeitlichen Auflösung von 6 Stunden zur Verfügung gestellt.

Bei der Berechnung des Niederschlags wird wie in allen Wettervorhersagemodellen zwischen einem stratiformen und einem konvektiven Anteil unterschieden. Stratiformer Niederschlag ist jener, der vom Modellgitter tatsächlich aufgelöst wird, der also aus Bewölkungsfeldern stammt, die zumindest durch einige Gitterpunkte repräsentiert sind. Dies trifft beispielsweise auf Niederschlag aus Warmfronten zu. Die Menge stratiformen Niederschlags wird aus der durch die Hebung und Abkühlung der Luft verursachten Kondensation unter einigen vereinfachenden Annahmen direkt berechnet.

Konvektiver Niederschlag ist jener, der vom Modell nicht explizit aufgelöst werden kann, weil die horizontale Ausdehnung der Wolken, die ihn produzieren, geringer ist als die Maschenweite des Modells. Dies trifft auf Gewitter- und Schauerzellen zu. (Beide Niederschlagsformen können auch kombiniert auftreten, z. B. in Kaltfronten)

oder bei Stauniederschlägen.) Wird vom Modell an einem Gitterpunkt konvektive Aktivität prognostiziert, dann wird die Niederschlagsmenge mit Hilfe eines vereinfachten Modells einer Schauerzelle abgeschätzt. Jede derartige Konvektionsparametrisierung enthält eine Reihe von Koeffizienten, die durch empirische Anpassung optimiert werden müssen. Die Prognose konvektiven Niederschlags ist insgesamt mit deutlich größeren Unsicherheiten behaftet als die des stratiformen Niederschlags.

6.2.2. ALADIN Modell

Um regionale Unterschiede im Wetterablauf, insbesondere im Alpenraum, besser prognostizieren zu können, betreibt die ZAMG seit 1999 ein eigenes operationelles Vorhersagemodell. Es handelt sich um das Ausschnittsmodell ALADIN (Aire Limitee Adaptation Dynamique Developpement International), das in einer europaweiten Kooperation unter der Führung Frankreichs seit Anfang der 90er Jahre entwickelt wird. Die an der ZAMG implementierte Version des Modells (ALADIN-AUSTRIA) umfasst das Gebiet von Mitteleuropa mit einer horizontalen Auflösung von 9.6 km und mit 45 Schichten in der Vertikalen. Der Zeitschritt beträgt ca. 400 Sekunden. Es werden zweimal täglich (um jeweils 00 und 12 Uhr UTC) Prognosen bis +48 Stunden berechnet und die Ergebnisfelder mit einer zeitlichen Auflösung von 1 Stunde ausgegeben. Anfangs- und Randbedingungen für das Ausschnittsmodell werden vom globalen ARPEGE Modell des französischen Wetterdienstes zur Verfügung gestellt.

Die Berechnung des Niederschlags erfolgt in ähnlicher Weise wie im ECMWF Modell, mittels Unterscheidung zwischen einem explizit aufgelösten und einem konvektiven Anteil. Die Parametrisierungen unterscheiden sich zwar im Detail von jenen des ECMWF Modells, die grundlegenden Annahmen und Vereinfachungen sind jedoch ähnlich. Unterschiede zwischen den Niederschlagsprognosen der beiden Modelle ergeben sich in erster Linie durch die unterschiedliche Auflösung. So erfasst beispielsweise das höher auflösende ALADIN Modell die räumliche Struktur von Stauniederschlägen in den Alpenrandgebieten wesentlich besser. Andererseits tendiert es bei anhaltenden Staulagen zu einer Überschätzung der Niederschlagsmengen, sodass Jahressummen besser vom ECMWF Modell wiedergegeben werden.

6.2.3. Nowcast-System

Das an der ZAMG betriebene Nowcast-System beruht auf der aktuellen Bestimmung von Verlagerungsvektoren aus aufeinander folgenden Satelliten- bzw. Radarbildern. Die Verlagerungsvektoren werden verwendet, um die Position von Niederschlagsfeldern für die jeweils nächsten 2 Stunden zu prognostizieren. Alle 30 Minuten wird die Nowcast-Prognose neu berechnet.

6.3. Unsicherheiten

Diese folgenden Beispiele sollen illustrieren, mit welchen Fehlern bei quantitativen Niederschlagsprognosen zu rechnen ist. Auf Basis vieler unterschiedlicher Verifikationen, die an der ZAMG in den letzten Jahren durchgeführt wurden, lassen sich diese recht allgemeinen Aussagen machen:

- Der mittlere relative Betragsfehler der Niederschlagsprognose hat die Größenordnung 50% (6h Summen).
- Die Prognose des Nicht-Auftretens von Niederschlag ist ziemlich sicher, d.h. es kommt sehr selten vor, dass die Modelle ein stärkeres und räumlich ausgedehntes Niederschlagsereignis „übersehen“.
- Die vorige Feststellung gilt nicht für kleinräumige Ereignisse (10-50 km), wie z. B. einzelne Gewitterzellen.
- Der umgekehrte Fall der Überwarnung in Hinblick auf starke Niederschläge kommt häufiger vor, insbesondere bei höher auflösenden Modellen.
- Sowohl der mittlere Fehler, als auch die Fähigkeit der Modelle, Starkniederschläge vorauszusagen, weist große regionale Unterschiede auf. Niederschläge in den Alpenrandgebieten werden quantitativ verlässlicher prognostiziert als jene im Alpeninneren und im Flachland.
- Die erhöhte Vorhersagbarkeit in den Alpenrandgebieten wird durch Staueffekte bewirkt, die dem Niederschlagsgeschehen eine größere deterministische Komponente verleihen. Typische Beispiel sind das Gebiet des Bregenzer Waldes, das Salzkammergut, oder die NÖ Staugebiete im Raum Lunz-Waidhofen/Ybbs.
- Eine Reduzierte Vorhersagbarkeit zeigt sich z. B. im Großraum Wien, aber auch in den flacheren Teilen der Steiermark. Hier werden Starkniederschläge vor allem durch Konvektion verursacht, die eine geringere deterministische Komponente aufweist.
- Der Prognosefehler nimmt zwischen +0 und +48 h nicht wesentlich zu, steigt jedoch bei +72 h und noch größeren Prognosezeiten stark an.
- Mit zunehmender Gebietsgröße nimmt der Prognosefehler aus zwei Gründen ab. Erstens durch den räumlichen Kompensationseffekt, zweitens aufgrund der Tatsache, dass für die größeren Gebieten großflächigere Ereignisse relevant sind, welche besser prognostizierbar sind.

6.4. Verbesserungen

Wird zunächst der Nowcasting-Bereich bis 2 h betrachtet, so besteht hier ein großes Verbesserungspotential durch die Kombination von Stationsdaten, Radardaten und Modellprognosen. Im Laufe des Jahres 2004 wurde an der ZAMG nach dem Vorbild des Nimrod Systems des britischen Wetterdienstes ein Analyse- und Prognosesystem entwickelt, das diese drei Datenquellen verknüpft (INCA = Integrated Nowcasting through Comprehensive Analysis). Dieses System arbeitet auf einer horizontalen Auflösung von 1 km und mit einer zeitlichen Update-Frequenz von 10-15 Minuten.

Für Prognosehorizonte > 12 h liefern die aktuellen Beobachtungen des Niederschlags (Stationsdaten, Radardaten) in der Regel keine prognostisch verwertbare Information mehr. In diesem Bereich kann eine Verbesserung der Prognose nur durch Weiterentwicklung der Wettermodelle selbst erreicht werden. Als Verbesserung im Laufe des Jahres 2005 wurde das diagnostische Wolkenphysik-Schema in ALADIN durch ein prognostisches ersetzt. Ein anderes Entwicklungsprojekt an der ZAMG befasst sich mit dem Problem der Auslösung lokaler Konvektion in ALADIN. Längerfristig werden Verbesserungen durch eine grundlegende Modell-Umstellung von derzeit 10 km auf 2-3 km horizontale Auflösung erwartet. Diese Umstellung wird mit größeren Änderungen der Modellphysik einhergehen, wie z. B. einer expliziten Simulation der Konvektion.

Im Bereich jenseits von +2 Tagen liegt die Verantwortung für Verbesserungen vor allem beim ECMWF (Europäisches Wetterzentrum, Reading, UK). Es ist abzusehen, dass der ECMWF vor allem auf dem Gebiet der Datenassimilation, in dem er jetzt bereits führend ist (4DVAR), weitere Fortschritte machen wird. Hinsichtlich Modellphysik wird an einer vereinheitlichten Parametrisierung der Konvektion gearbeitet. Eine aus den vergangenen Jahrzehnten abgeleitete Faustregel besagt, dass sich die Prognosequalität des ECMWF alle 10-15 Jahre um 1 Tag verbessert, d.h. heute hat eine 5-Tages Prognose etwa die gleiche Qualität wie die 4-Tages Prognose zu Beginn der 90er Jahre.

6.5. Zusammenfassung

Die quantitative Niederschlagsprognose in Österreich beruht auf einer Anzahl unterschiedlicher Modelle. Die Existenz dieser unterschiedlichen Ansätze ist auf die grundlegende Schwierigkeit zurückzuführen, Niederschläge quantitativ exakt vorherzusagen. Der typische Prognosefehler liegt beim Niederschlag in der Größenordnung von 50%, sofern Gebietsmittel betrachtet werden. Der Fehler nimmt mit zunehmender Gebietsgröße und Dauerstufe deutlich ab. In Bezug auf Vorwarnzeiten ist festzuhalten, dass Prognosen von mehr als +48 h im Allgemeinen nur Vorwarnungs-Charakter haben können. Im Bereich zwischen +12 und +48 h, in dem bereits mehrere Modellergebnisse verglichen werden können, kann diese Vorwarnung zu einer Warnung konkretisiert werden. Im Bereich $< +12$ h schließlich ergibt sich ein weiterer Qualitätssprung der Prognose durch die Zuhilfenahme aktueller Stations- und Radardaten. Derzeit wird an der Integration von Stations-, Radar- und Modelldaten in ein einheitliches Gesamtsystem gearbeitet. Dieses System (INCA) bringt eine deutliche Verbesserung der Prognosen im Nowcasting- und Kurzfristbereich (bis +12 h).

7. Betroffene Nutzungen und Interessen

Veränderungen der Hochwasserbewirtschaftung führen zu sehr unterschiedlichen Auswirkungen an den Seen sowie für die Unterlieger. Für die vorliegende Untersuchung wurden Anrainer befragt und die Bestandssituation sowohl bei Niederwasser als auch bei Hochwasser erhoben. Es sind dabei die Interessen der Anrainer sowie der Unterlieger zu berücksichtigen.

7.1. Bestandssituation für Seeanrainer

7.1.1. Attersee

Am Attersee sind bei Niederwasser vor allem die Schifffahrtsbetreiber betroffen, da ab etwa -15 cm unter Mittelwasser nicht genügend Fahrwasser zur Verfügung steht, um die Anlegestelle in Seewalchen anzufahren. Ein besonders markantes Ereignis war das Niederwasser vom Oktober 1994, als beim Pegel Kammer ein Wasserstand von 468,67 m ü.A. (56 cm unter Mittelwasser) registriert wurde. Für Segelboote stellt eine Niederwasserperiode kein besonderes Problem dar. Es wurde jedoch aus dem Jahr 1994 von Unterspülungen der Ufermauern im Bereich des Yachthafens berichtet.

Der Wasserstand des Attersees verändert sich wegen des geringen Seezuflusses und der großen Seefläche nur relativ langsam, was bei Extremereignissen zu lang andauernden Seeständen führen kann.

Bei Hochwasser (ab +30 cm über Mittelwasser) muss die Schifffahrt eingestellt werden, da die Landungsstege nicht mehr mit ausreichender Sicherheit angefahren werden können. Die großen Schiffe werden dann nicht mehr in den Bootshäusern abgestellt, sondern im Freien verankert. Die vielen Bootshäuser werden vor allem für kleinere Motorboote genutzt, weshalb in diesem Fall ein Hochwasser nur geringe Beeinträchtigungen mit sich bringt.

Betrachtet man die Gemeinden rund um den Attersee, so werden Hochwasserschäden vor allem aus der Gemeinde Unterach gemeldet, wo Ansiedlungen direkt am Seeufer bestehen. Dort tritt der See ab einem 2-jährlichen Hochwasser über die Ufer, überschwemmt die Grundstücke und führt zu Vernässungen der Häuser durch steigendes Grundwasser. Berichte aus dem Jahr 1959 zeigen Überflutungen bis in Wohnhäuser hinein (Scherthaner, 2007).

7.1.2. Traunsee

Am Traunsee wird die Schifffahrt bei Niederwasser ab einem Seestand von 422,10 m ü.A. (50 cm unter Mittelwasser) eingestellt, da nicht mehr genügend Fahrwasser zur Verfügung steht. Die im Frühjahr vorgesehene maximale Absenkung des Sees durch das Kraftwerk Gmunden beeinträchtigt die Schifffahrt noch nicht. Die Seeanlieger

nützen diesen geringen Seestand, um Reparaturen an Steganlagen oder Bootshäusern durchzuführen.

Bei Hochwasser muss die Schifffahrt ab +100 cm über Mittelwasser den Betrieb einstellen, da ein sicheres Anlegen nicht mehr möglich ist. Die Schiffe werden dann nicht mehr in den Bootshäusern, sondern im Freien verankert. Der Seestand der Traunsees steigt bei Hochwasserereignissen in wenigen Stunden rasch an, sodass ein Frühwarnsystem für die Schifffahrt eine große Hilfe wäre (Eder, 2007).

Hochwasserereignisse am Traunsees führen regelmäßig zu Überschwemmungen speziell am Traunsee-Ostufer, aber auch in Ebensee. Im Bereich Traunsteinstrasse befinden sich Wohngebäude in unmittelbarer Nähe des Sees, sodass bei größeren Hochwässern (HW August 2002) die Strasse überflutet wird und das Wasser bis in Gebäude dringt (Hammerschmid, 2007). In Gmunden überfluteten Hochwässer in der Vergangenheit immer wieder den Rathausplatz und weite Teile des Ortszentrums. Durch die Errichtung des Kraftwerkes Gmunden konnte die Situation für Gmunden verbessert werden (Wagner, 2007). Der Rathausplatz wird nun ab einem etwa 4-jährlichen Hochwasserereignis überflutet, wobei ab einem 20-jährlichen Hochwasserereignis erste Schäden bei Gebäuden auftreten.

7.2. Bestandssituation für Unterlieger

7.2.1. Ager

Der Hochwasserrückhalt des Attersees bewirkt einen sehr gleichmäßigen Abfluss in der Ager, sodass sich seit jeher entlang der Strecke zwischen Attersee und Vöcklabruck, wo die Vöckla in die Ager mündet, viele Mühlen, Wehranlagen sowie Industriebetriebe, wie Lenzing AG, ansiedelten. Bei Hochwasserereignissen (z.B. HW August 2002) überlagert sich die kurze aber bedeutende Welle der Vöckla mit der lang gezogenen, retendierten Welle der Ager. Da jedoch die Spitze der Vöckla 22 Stunden vor der Ager-Welle eintritt, stellt eine geänderte Bewirtschaftung des Klauswehres keine nachteiligen Veränderungen für die Unterlieger dar. Die Untersuchungen für den Gefahrenzonenplan - Ager (Ingenieurbüro Neukirchen, 2007) ergaben, dass zwischen See und Vöcklabruck der bordvolle Abfluss der Ager größer als HQ_{10} ist und dass bis zu diesem Abfluss keine Schäden durch Überflutungen auftreten.

Tab. 13: Zeitlicher Verlauf des Hochwassers August 2002 an der Ager

Pegel	Gewässer	Q_{\max} [m ³ /s]	Zeit
See am Mondsee	Seeache	68,1	13.08.2002 03:00
Raudaschlsäge	Ager	71,9	13.08.2002 13:00
Vöcklabruck	Vöckla	306,7	12.08.2002 15:00
Schalcham	Ager	395,2	12.08.2002 17:00

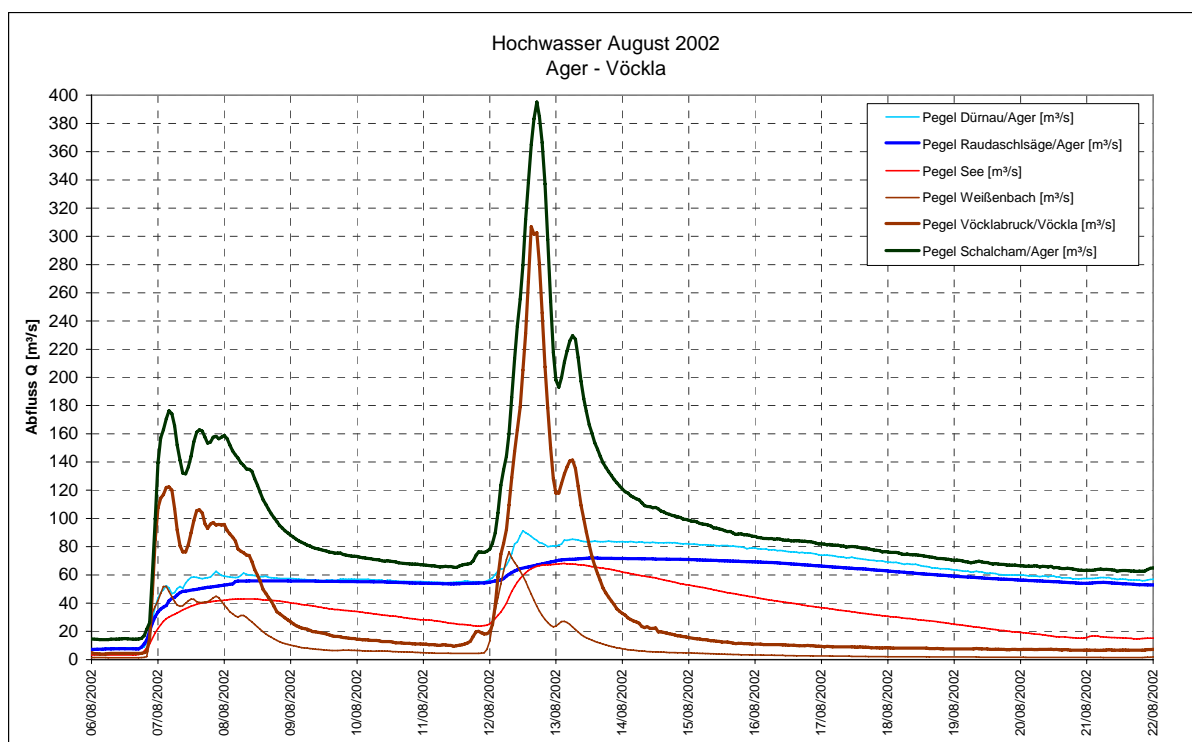


Abb. 55: Überlagerung von Ager- und Vöckla-Abfluss beim Hochwasser August 2002

7.2.2. Traun

Die Fließstrecke der Traun zwischen dem Traunsee und der Ager-Mündung ist durch eine Schluchtstrecke charakterisiert, wo mehrere Wasserkraftwerke von Industriebetrieben (SCA Laakirchen: Danzermühle, UPM Steyrmühl: Steyrmühl, Gschroff, Siebenbrunn, Kemating) sowie von der Energie AG Oberösterreich (Gmunden, Traunfall) betrieben werden. Schäden durch Überflutungen in diesem Gewässerabschnitt sind als gering einzustufen.

Die Hochwasserspitze von rasch ansteigenden Traun-Hochwässern (z.B. HW August 2002) wird durch die Retentionswirkung des Traunsees flussab erst deutlich später (28 Stunden) registriert. In Stadl-Paura, flussauf von Lambach, wo die Ager in die Traun mündet, trifft die Ager-Welle, welche durch die Vöckla entscheidend beeinflusst wird, bereits 22 Stunden vor der Traun-Welle ein.

Tab. 14: Zeitlicher Verlauf des Hochwassers August 2002 an der Traun

Pegel	Gewässer	Q_{\max} [m³/s]	Zeit
Ebensee	Traun	1022,4	12.08.2002 11:00
Theresienthal	Traun	661,6	13.08.2002 15:00
Fischerau	Ager	444,4	12.08.2002 17:00
Lambach	Traun	1008,7	12.08.2002 23:00

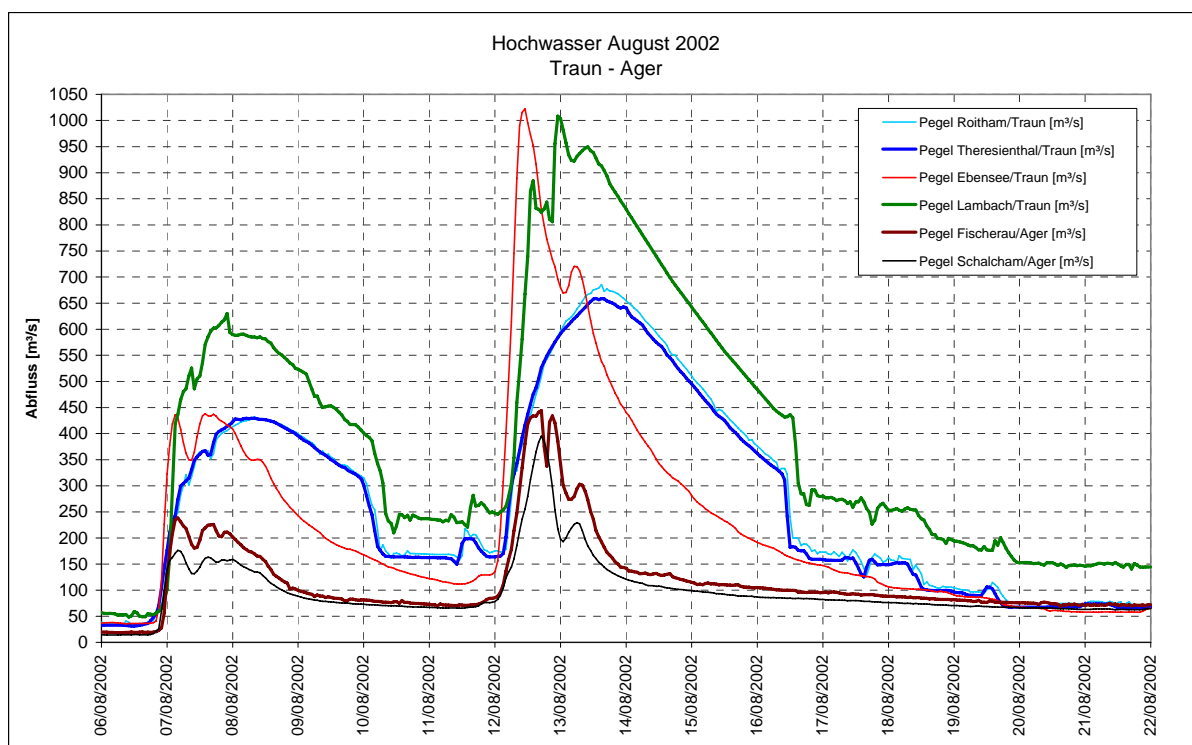


Abb. 56: Überlagerung von Traun- und Ager-Abfluss beim Hochwasser August 2002

7.3. Hochwasserrisikozonierung Austria (HORA)

Das Lebensministerium und der Verband der Versicherungsunternehmen Österreich (VVO) initiierten nach den Hochwässern im Jahr 2002 das Projekt „Hochwasserrisikozonierung Austria (HORA)“, das ein bundesweites Risikozonierungssystem für Naturkatastrophen mit besonderem Schwerpunkt auf Hochwasser darstellt (BMLFUW, 2006).

Ziel des Projektes HORA war die Visualisierung von Überschwemmungsgebieten für Hochwasserabflüsse der Jährlichkeit 30, 100 und 200, bezogen auf ein Flussnetz mit einer Gesamtlänge von etwa 26 000 km.

In der vorliegenden Studie wurden die HORA-Anschlaglinien am Attersee sowie am Traunsee nicht verwendet, da in der HORA-Modellberechnung Speicher nur annäherungsweise berücksichtigt wurden und Wehrbetriebsordnungen nicht in die hydraulischen Berechnungen eingeflossen sind.

7.4. Veränderungen für die Betroffenen

Die vorgeschlagene neue Hochwasserbewirtschaftung wirkt sich bei kleineren Ereignissen (bis etwa HQ_{10}) sehr günstig auf die Seeanrainer aus, da durch die Vorabsenkung der Seestand zum Zeitpunkt der Hochwasserspitze bis zu 25 cm tiefer gehalten werden kann als im Bestand. Bei größeren Ereignissen bewirkt die Bewirtschaftung Attersee keine Verschlechterung der Hochwassersituation am See, da der vermehrte Aufstau durch die vorher erzeugte Speicherlamelle kompensiert

wird. Am Traunsee tritt ebenfalls eine Verbesserung bei kleineren Ereignissen ein. Da jedoch die durch die Vorabsenkung erzeugte Speicherlamelle speziell bei länger andauernden, größeren Hochwässern („zwei Höcker“, z.B. HW 1991) sich rasch erschöpft, kann ein geplanter Aufstau zu einer Anhebung des Seewasserstand um bis zu 10 cm und damit zu einer Verschlechterung für die Seeanrainer führen (siehe Abb. B.2.6).

Zusammenfassend bewirkt die neue Bewirtschaftung für die Unterlieger zwar eine Verschärfung der Abflusssituation bis etwa HQ_5 durch die vermehrte Abgabe im Zuge einer raschen Vorabsenkung. Es wird jedoch der von den Seen abgegebene Hochwasserabfluss bei Ereignissen zwischen HQ_{10} und HQ_{30} deutlich reduziert. Die Gefahr der Überlagerung der Hochwasserwellen wird durch einen längeren Rückhalt in den Seen gebannt. Bei Ereignissen größer als HQ_{100} ist kein Unterschied zu erkennen.

Bei Fehlprognosen (z.B. bei Nichteintreten von Hochwässern) ist der Seewasserspiegel unter Berücksichtigung der Mindestabgaben anzuheben. Dies erfordert am Attersee 294 Stunden und am Traunsee 54 Stunden.

Veränderungen der Wasserführung an der Traun wirken sich auch auf die Energieerzeugung der Kraftwerkskette bis zur Mündung in die Donau aus. Viele dieser Kraftwerke würden durch eine plötzliche Erhöhung der Wasserführung (auf bis zu $280 \text{ m}^3/\text{s}$) bei einer Vorabsenkung Fallhöhe verlieren bzw. müssten überschüssiges Wasser nutzlos ableiten, da oft nur eine Ausbauwassermenge von 60 bis $100 \text{ m}^3/\text{s}$ vorliegt. In der abklingenden Hochwasserwelle wird der Abfluss aus dem Traunsee verzögert, wodurch zusätzliche Wassermengen zur Energieerzeugung vorhanden wären. Dies ist jedoch nur ab einer Ausbauwassermenge über $150 \text{ m}^3/\text{s}$ von Vorteil.

Besonderes Augenmerk muss auch der Möglichkeit einer Fehlprognose eingeräumt werden, da das Wiederbefüllen des Traunsees bei einer Mindestabgabe von nur $12 \text{ m}^3/\text{s}$ in der Traun zu erheblichen Beeinträchtigungen im Unterwasser führt. Neben dem Verlust für die Energieerzeugung kommen hierbei ökologische Aspekte hinzu.

8. Zusammenfassung und Empfehlungen

Ziel dieser Studie war die Beurteilung von Bewirtschaftungsstrategien zur Verbesserung der Hochwasserretention an den Oberösterreichischen Salzkammergut-Seen. Dies kann durch die Kombination aus drei Elementen erzielt werden: eine rechtzeitig durchgeführte Vorabsenkung, eine größtmögliche Abgabe und durch einen vermehrten Aufstau. Am Attersee und Traunsee wurden umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, wobei die Abflussvorgänge der größten Hochwasserereignisse der letzten 50 Jahre mit Hilfe von Niederschlags-Abfluss-Modellen abgebildet werden konnten. Eine neue Bewirtschaftungsordnung wurde entwickelt, die die Zielvorgaben (Verbesserung des Hochwasserschutzes, Minimierung der Einflüsse für die Betroffenen) optimal erfüllt.

Am Attersee kann bei HQ_{10} ein Hochwasserrückhalt von 18% bzw. bei HQ_{30} von 23% erreicht werden. Der maximale Seestand wird um bis zu 10 cm gesenkt. Am Traunsee kann bei HQ_{10} ein Hochwasserrückhalt von 11% bzw. bei HQ_{30} von 17% erreicht werden. Der maximale Seestand wird bei kleineren Ereignissen bis zu 25 cm abgesenkt, während bei größeren, länger andauernden Hochwässern ein zusätzlicher Aufstau von bis zu 10 cm eintreten kann.

Eine rechtzeitig durchgeführte Vorabsenkung kann nur auf Basis von aussagekräftigen Hochwasserprognosen erfolgen. In der Studie wurde der aktuelle Stand des Wissens aufgezeigt und in die Machbarkeitsüberlegungen einbezogen. Am Traunsee kann innerhalb von 24 Stunden der Seestand um 45 cm abgesenkt werden. Die Seeanrainer sind mit dem abgesenkten Zustand vertraut, da das Kraftwerk Gmunden jedes Frühjahr rechtzeitig vor der Schneeschmelze den See absenkt. Eine Prognose für die nächsten 24 Stunden ist heutzutage schon recht genau. Am Attersee muss man aufgrund der Seegröße und der geringen Abflussleistung der Ager mit einer längeren Absenkdauer (von 4 bis 7 Tagen) und einem entsprechenden Prognosezeitraum rechnen.

Eine Analyse der betroffenen Nutzungen und Interessen ergab, dass die Seeanrainer zum großen Teil von der neuen Hochwasserbewirtschaftung profitieren werden, da bei kleineren Hochwässern (bis HQ_5) die Vorabsenkung voll wirksam wird und der maximale Seestand deutlich niedriger gehalten werden kann. Bei größeren Hochwässern wird die Retentionswirkung (Q bzw. H) geringer ausfallen. Die Unterlieger werden bei kleineren Hochwässern einen rascheren Abflussanstieg bemerken, jedoch keine Vergrößerung des Abflusses. Bei Ereignissen größer als HQ_5 kann eine Hochwasserreduktion im Mittel zwischen 10 und 25% erwartet werden.

Die Energieerzeugungsunternehmen entlang der Traun werden von der neuen Bewirtschaftung beeinträchtigt, da bei einer Vorabsenkung ein künstlicher Schwall produziert wird, der nicht genutzt werden kann. Die zur Hochwasserspitze im Traunsee gespeicherte Wassermenge wird verzögert ins Unterwasser abgegeben, was zu einer zusätzlichen Nutzung führen kann. Bei einer Fehlprognose kommt es durch die Wiederbefüllung des Traunsees zu Verlusten, da lediglich eine Mindestwassermenge ins Unterwasser abgegeben wird.

9. Literaturverzeichnis

- Buchmayr, F. (2007): Energie AG Oberösterreich. Persönliche Mitteilungen.
- Bundesministerium für Handel und Wiederaufbau (Hrsg.) (1951): Österreichischer Wasserkraft-Kataster. Ager.
- BMLF (1974): Traunkraftwerk Gmunden. Wehrbetriebsordnung. Bescheid.
- BMLFUW (2004): eHYD - Hydrographische Messstellen (Expertenapplikation). Orthofotos.
- BMLFUW (Hrsg.) (2005): EU Wasserrahmenrichtlinie 2000/60/EG. Österreichischer Bericht über die IST – Bestandsaufnahme. Anhang – Tabellen. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien.
- BMLFUW (Hrsg.) (2006): Hochwasserrisiko zonierung Austria (HORA). Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien.
- BMLFUW (Hrsg.) (2007): Hydrologischer Atlas Österreichs. 3. Lieferung. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien.
- Bretschneider, H., Lecher, K. & Schmidt, M. (Hrsg.) (1993): Taschenbuch der Wasserwirtschaft. 7. Auflage. Parey-Verlag, Berlin.
- Chow, V.T (1959): Open-channel hydraulics. McGraw Hill, New York.
- DVWK (Hrsg.) (1984): Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlags-Abfluss-Modellen in kleinen Einzugsgebieten. Teil II: Synthese. Regeln zur Wasserwirtschaft, 113/1984. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau. Parey-Verlag, Berlin
- Eder, K. (2007): Traunsee-Schifffahrt Eder GmbH. Persönliche Mitteilungen.
- Energie AG Oberösterreich (2007): KW Gmunden. Wehrbetriebsordnung. Informationsunterlagen.
- Flögl, H. (1971): Ager – Attersee Klauswehr. Hydraulische Berechnung. Auftrag des Amtes der Oberösterr. Landesregierung, Abteilung Wasserbau, Linz.
- Flögl, H. (1971): Ager – Attersee Klauswehr. Technischer Bericht. Auftrag des Amtes der Oberösterr. Landesregierung, Abteilung Wasserbau, Linz.

- Flögl, H. (1975): Attersee – Klauswehr. Vorläufige Klauswehrordnung. Auftrag des Amtes der Oberösterr. Landesregierung, Abteilung Wasserbau, Linz.
- Flögl, H., Paplham, H. (1977): Über die wasserwirtschaftliche Nutzung der Salzkammergutseen. Österreichische Wasserwirtschaft, 29:137-148.
- Flögl, H., Blaschke, H. (1980): Die Hochwasserretention der Salzkammergutseen. In: Hochwasserabwehr. Amt der Oberösterr. Landesregierung. Linz. 127-146.
- Flögl, H., Flögl, W. (1991): Attersee – Klauswehr. Klauswehrordnung. Fassung November 1981 (Unveränderte Neufassung April 1991). Auftrag des Amtes der Oberösterr. Landesregierung, Abteilung Wasserbau, Linz.
- Fürst, J., Hafner, N. (2003): Bodenbedeckung. In: BMLFUW (Hrsg.) (2005): Hydrologischer Atlas Österreichs. 1. Lieferung. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien.
- Fürst, J., Hörhan, T.. (2005): Einzugsgebietsgliederung. In: BMLFUW (Hrsg.) (2005): Hydrologischer Atlas Österreichs. 2. Lieferung. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien.
- Glasel, E. (1960): Die Hochwasserereignisse des Jahres 1959 im Österreichischen Donaugebiet. Österreichische Wasserwirtschaft, 12:41-50.
- Haiden, T. (2004): Kritische Analyse der quantitativen Niederschlagsprognose in Österreich. In: BMLFUW (2005): FloodRisk: Analyse des Hochwassers vom August 2002. WP Hydrologie, TP#2: Flächendeckende Hochwasserprognose und Warnung von Österreich. Endbericht. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien.
- Hammerschmid, A. (2007): Hammerschmid KG. Persönliche Mitteilungen.
- Hydrographischer Dienst in Österreich (1904): Das Traungebiet und die Verwertung des Retentionsvermögens der Salzkammergut-Seen zur Milderung der Hochwassergefahren. Beiträge zur Hydrographie Österreichs. VII. Heft. Hrsg. vom k. k hydrographischen Zentral-Bureau, Wien.
- Hydrographischer Dienst in Österreich (1960): Hydrographisches Jahrbuch von Österreich 1959. 67. Band. Hrsg. vom Hydrographischen Zentralbüro im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Wien.
- Hydrographischer Dienst in Österreich (2002): Flächenverzeichnis der Österreichischen Flussgebiete. Donaugebiet vom Inn bis zur Enns. Beiträge zur Hydrographie Österreichs. Heft Nr. 58. Hrsg. von der Abteilung Wasserhaushalt (Hydrographisches Zentralbüro) im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien.
- HEC (2000): Hydrologic Modeling System – HMS. Technical Reference Manual. Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.

- HEC (2001): Hydrologic Modeling System – HMS. User's Manual. Version 2.1. Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.
- Knapp, F.H. (1960): Ausfluss, Überfall und Durchfluss im Wasserbau. Braun-Verlag, Karlsruhe.
- Ludwig, K. (1979): Hydrologische Verfahren und Beispiele für die wasserwirtschaftliche Bemessung von Hochwasserrückhaltebecken. Schriftenreihe des DVWK, Heft 44. Parey-Verlag, Berlin.
- Maniak, U. (1997): Hydrologie und Wasserwirtschaft. Eine Einführung für Ingenieure. 4. Auflage. Springer-Verlag, Berlin.
- Peticzka, R., Kriz, K. (2005): Bodenübersichtskarte. In: BMLFUW (Hrsg.) (2005): Hydrologischer Atlas Österreichs. 2. Lieferung. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien.
- Rosenauer, F. (1946): Wasser und Gewässer in Oberösterreich. Schriftenreihe der Oberösterreichischen Landesbaudirektion, Nr.1.
- Schernthaler, O. (2007): Glaserei Schernthaler. Persönliche Mitteilungen.
- Wagner, W. (2007): Energie AG Oberösterreich. Persönliche Mitteilungen.
- Wakolbinger, C. (2007): Hydrographischer Dienst Oberösterreich. Persönliche Mitteilungen.
- Weinberger, P. (2000): Klauswehrordnung Atterseeweher. Fassung 2000. Auftrag des Amtes der Oberösterreich. Landesregierung, Gewässerbezirk Gmunden.
- Wurzer, E. (Hrsg.) (1982): Seenreinhaltung in Österreich. Limnologie, Hygiene, Maßnahmen, Erfolge. Informationsschrift. Heft 6 der Schriftenreihe Wasserwirtschaft. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Wien.

10. Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Orthofoto Traungebiet	4
Abb. 2: Längenschnitt Traungebiet (Hydrographischer Dienst in Österreich, 1904) ...	4
Abb. 3: Übersichtskarte mit den verwendeten Abflussmessstellen (•) bzw. Wasserstandsmessstellen (•).	6
Abb. 4: Übersichtskarte mit den verwendeten Niederschlagsmessstellen.....	8
Abb. 5: Wellendämpfung bei stehender Retention	12
Abb. 6: Abflussganglinie am Pegel Raudaschsäge / Ager (mit gekennzeichneten in der Studie verwendeten Ereignissen).....	14
Abb. 7: Abflussganglinie am Pegel Roitham / Traun (mit gekennzeichneten in der Studie verwendeten Ereignissen)	15
Abb. 8: Einzugsgebiet Attersee (Datengrundlage: Fürst & Hörhan, 2005)	17
Abb. 9: Orthofoto Attersee (BMLFUW, 2004)	18
Abb. 10: Schematische Darstellung des Niederschlags-Abfluss-Modells Attersee...	19
Abb. 11: Thiessen-Polygone für das Attersee-Einzugsgebiet.....	20
Abb. 12: Darstellung der unterschiedlichen Bodenbedeckung im Einzugsgebiet Attersee (Datengrundlage: Fürst & Hafner, 2003)	21
Abb. 13: Darstellung der unterschiedlichen Bodenklassen im Einzugsgebiet Attersee (Datengrundlage: Peticzka & Kriz, 2005).....	21
Abb. 14: Darstellung der Speicherinhaltslinie für den Attersee.....	22
Abb. 15: Orthofoto vom Attersee-Ausfluss (BMLFUW, 2004).....	23
Abb. 16: Attersee-Klauswehr (Flögl & Blaschke, 1980)	24
Abb. 17: Natürliche Konsumtionskurve Attersee-Abfluss	25
Abb. 18: Klauswehrordnung Attersee	25
Abb. 19: Darstellung der Hochwässer der letzten 30 Jahre am Attersee	26
Abb. 20: Detaillierte Betrachtung der Klauswehrordnung beim Hochwasser August 2002	27
Abb. 21: Detaillierte Betrachtung der Klauswehrordnung beim Hochwasser April 2006	27
Abb. 22: Datengrundlage Hochwasser Juli 1981 am Attersee.....	28
Abb. 23: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers Juli 1981 am Attersee	29
Abb. 24: Beurteilungsgrößen für die Bestandssituation Attersee.....	30
Abb. 25: Maximal möglicher Seeabfluss Attersee	31
Abb. 26: Dauer einer Vorabsenkung am Attersee (bei verschiedenen Zuflüssen) ...	32
Abb. 27: Dauer einer Wiederbefüllung des Attersees (bei verschiedenen Zuflüssen)	32
Abb. 28: Darstellung der neuen Hochwasserbewirtschaftung für den Attersee	33
Abb. 29: Ergebnis der Simulation des Hochwassers August 2002 am Attersee.....	34
Abb. 30: Darstellung der Beurteilungsgröße dQ als Ergebnis der Simulationen am Attersee	35
Abb. 31: Darstellung der Beurteilungsgröße dH als Ergebnis der Simulationen am Attersee	35
Abb. 32: Einzugsgebiet Traunsee (Datengrundlage: Fürst & Hörhan, 2005).....	36
Abb. 33: Orthofoto Traunsee (BMLFUW, 2004)	37
Abb. 34: Schematische Darstellung des Niederschlags-Abfluss-Modells Traunsee.	39
Abb. 35: Thiessen-Polygone für das Traunsee-Einzugsgebiet.....	39

Abb. 36: Darstellung der unterschiedlichen Bodenbedeckung im Einzugsgebiet Traunsee (Datengrundlage: Fürst & Hafner, 2003)	40
Abb. 37: Darstellung der unterschiedlichen Bodenklassen im Einzugsgebiet Traunsee (Datengrundlage: Peticzka & Kriz, 2005).....	40
Abb. 38: Darstellung der Speicherinhaltslinie für den Traunsee	41
Abb. 39: Orthofoto vom Traunsee-Ausfluss (BMLFUW, 2004)	42
Abb. 40: Historische Schlüsselkurve Gmunden / Seeausfluss	43
Abb. 41: Wasserstands-Abfluss-Beziehung für das Traunkraftwerk Gmunden	44
Abb. 42: Orthofoto der Gmundener Traunbrücke (BMLFUW, 2004)	45
Abb. 43: Historischer Lageplan der Traunsee-Klause (Hydrographischer Dienst in Österreich, 1904).....	45
Abb. 44: Messdaten vom Hochwasser September 2007 beim Kraftwerk Gmunden	46
Abb. 45: Datengrundlage Hochwasser August 1991 am Traunsee	47
Abb. 46: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers August 1991 am Traunsee...	47
Abb. 47: Beurteilungsgrößen für die Bestandssituation Traunsee.....	48
Abb. 48: Maximal möglicher Seeabfluss Traunsee.....	49
Abb. 49: Dauer einer Vorabsenkung am Traunsee (bei verschiedenen Zuflüssen)..	50
Abb. 50: Dauer einer Wiederbefüllung des Traunsees (bei verschiedenen Zuflüssen)	51
Abb. 51: Darstellung der neuen Hochwasserbewirtschaftung für den Traunsee	52
Abb. 52: Ergebnis der Simulation des Hochwassers August 2002 am Traunsee	53
Abb. 53: Darstellung der Beurteilungsgröße dQ als Ergebnis der Simulationen am Traunsee	54
Abb. 54: Darstellung der Beurteilungsgröße dH als Ergebnis der Simulationen am Traunsee	54
Abb. 55: Überlagerung von Ager- und Vöckla-Abfluss beim Hochwasser August 2002	61
Abb. 56: Überlagerung von Traun- und Ager-Abfluss beim Hochwasser August 2002	62
Abb. A.1.1: Datengrundlage Hochwasser 1899 am Attersee	73
Abb. A.1.2: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1899 am Attersee	73
Abb. A.1.3: Datengrundlage Hochwasser 1959 am Attersee	74
Abb. A.1.4: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1959 am Attersee	74
Abb. A.1.5: Datengrundlage Hochwasser 1981 am Attersee	75
Abb. A.1.6: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1981 am Attersee	75
Abb. A.1.7: Datengrundlage Hochwasser 1985 am Attersee	76
Abb. A.1.8: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1985 am Attersee	76
Abb. A.1.9: Datengrundlage Hochwasser 1988 am Attersee	77
Abb. A.1.10: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1988 am Attersee	77
Abb. A.1.11: Datengrundlage Hochwasser 1991 am Attersee.....	78
Abb. A.1.12: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1991 am Attersee	78
Abb. A.1.13: Datengrundlage Hochwasser März 2002 am Attersee.....	79
Abb. A.1.14: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers März 2002 am Attersee .	79
Abb. A.1.15: Datengrundlage Hochwasser August 2002 am Attersee	80
Abb. A.1.16: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers August 2002 am Attersee	80
Abb. A.1.17: Datengrundlage Hochwasser 2006 am Attersee.....	81
Abb. A.1.18: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 2006 am Attersee	81
Abb. A.2.1: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1899 am Attersee	83
Abb. A.2.2: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1959 am Attersee	83

Abb. A.2.3: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1981 am Attersee	84
Abb. A.2.4: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1985 am Attersee	84
Abb. A.2.5: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1988 am Attersee	85
Abb. A.2.6: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1991 am Attersee	85
Abb. A.2.7: Ergebnis der Simulation des Hochwassers März 2002 am Attersee.....	86
Abb. A.2.8: Ergebnis der Simulation des Hochwassers August 2002 am Attersee ..	86
Abb. A.2.9: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 2006 am Attersee	87
Abb. B.1.1: Datengrundlage Hochwasser 1899 am Traunsee.....	89
Abb. B.1.2: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1899 am Traunsee	89
Abb. B.1.3: Datengrundlage Hochwasser 1959 am Traunsee.....	90
Abb. B.1.4: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1959 am Traunsee	90
Abb. B.1.5: Datengrundlage Hochwasser 1977 am Traunsee.....	91
Abb. B.1.6: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1977 am Traunsee	91
Abb. B.1.7: Datengrundlage Hochwasser 1981 am Traunsee.....	92
Abb. B.1.8: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1981 am Traunsee	92
Abb. B.1.9: Datengrundlage Hochwasser 1985 am Traunsee.....	93
Abb. B.1.10: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1985 am Traunsee	93
Abb. B.1.11: Datengrundlage Hochwasser 1991 am Traunsee.....	94
Abb. B.1.12: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1991 am Traunsee	94
Abb. B.1.13: Datengrundlage Hochwasser 1996 am Traunsee.....	95
Abb. B.1.14: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1996 am Traunsee	95
Abb. B.1.15: Datengrundlage Hochwasser März 2002 am Traunsee.....	96
Abb. B.1.16: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers März 2002 am Traunsee	96
Abb. B.1.17: Datengrundlage Hochwasser August 2002 am Traunsee.....	97
Abb. B.1.18: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers August 2002 am Traunsee	97
Abb. B.2.1: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1899 am Traunsee.....	99
Abb. B.2.2: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1959 am Traunsee.....	99
Abb. B.2.3: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1977 am Traunsee.....	100
Abb. B.2.4: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1981 am Traunsee.....	100
Abb. B.2.5: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1985 am Traunsee.....	101
Abb. B.2.6: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1991 am Traunsee.....	101
Abb. B.2.7: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1996 am Traunsee.....	102
Abb. B.2.8: Ergebnis der Simulation des Hochwassers März 2002 am Traunsee..	102
Abb. B.2.9: Ergebnis der Simulation des Hochwassers August 2002 am Traunsee	103

11. Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Abflussmessstellen im Untersuchungsgebiet	6
Tab. 2: Wasserstandsmessstellen im Untersuchungsgebiet	7
Tab. 3: Übersicht über die statistischen Jährlichkeiten der Pegelstationen (Wakolbinger, 2007)	7
Tab. 4: Niederschlagsmessstellen im Untersuchungsgebiet	8
Tab. 5: Übersicht über die verwendeten Hochwasserereignisse für die Kalibrierung des Attersee-Modells (Pegel Raudaschlsäge/Ager)	15
Tab. 6: Übersicht über die verwendeten Hochwasserereignisse für die Kalibrierung des Traunsee-Modells (Pegel Roitham/Traun)	16
Tab. 7: Übersicht über die Teileinzugsgebiete rund um den Attersee (NS-Stationen - WB: Weißenbach; LA: Langbathsee; WY: Weyregg ; AT: Attersee).....	19
Tab. 8: Übersicht über die Kalibrierung der Hochwasserereignisse am Attersee	29
Tab. 9: Übersicht über die Ergebnisse der Simulation am Attersee	34
Tab. 10: Übersicht über die Teileinzugsgebiete rund um den Traunsee (NS-Stationen - EB: Ebensee; AL: Almsee; GM: Gmunden (ZAMG); LA: Langbathsee; FK: Feuerkogel)	38
Tab. 11: Übersicht über die Kalibrierung der Hochwasserereignisse am Traunsee .	48
Tab. 12: Übersicht über die Ergebnisse der Simulation am Traunsee.....	52
Tab. 13: Zeitlicher Verlauf des Hochwassers August 2002 an der Ager.....	60
Tab. 14: Zeitlicher Verlauf des Hochwassers August 2002 an der Traun.....	61

2 Anhang

A. Attersee

1. Bestand

- HW September 1899
- HW August 1959
- HW Juli 1981
- HW August 1985
- HW März 1988
- HW August 1991
- HW März 2002
- HW August 2002
- HW April 2006

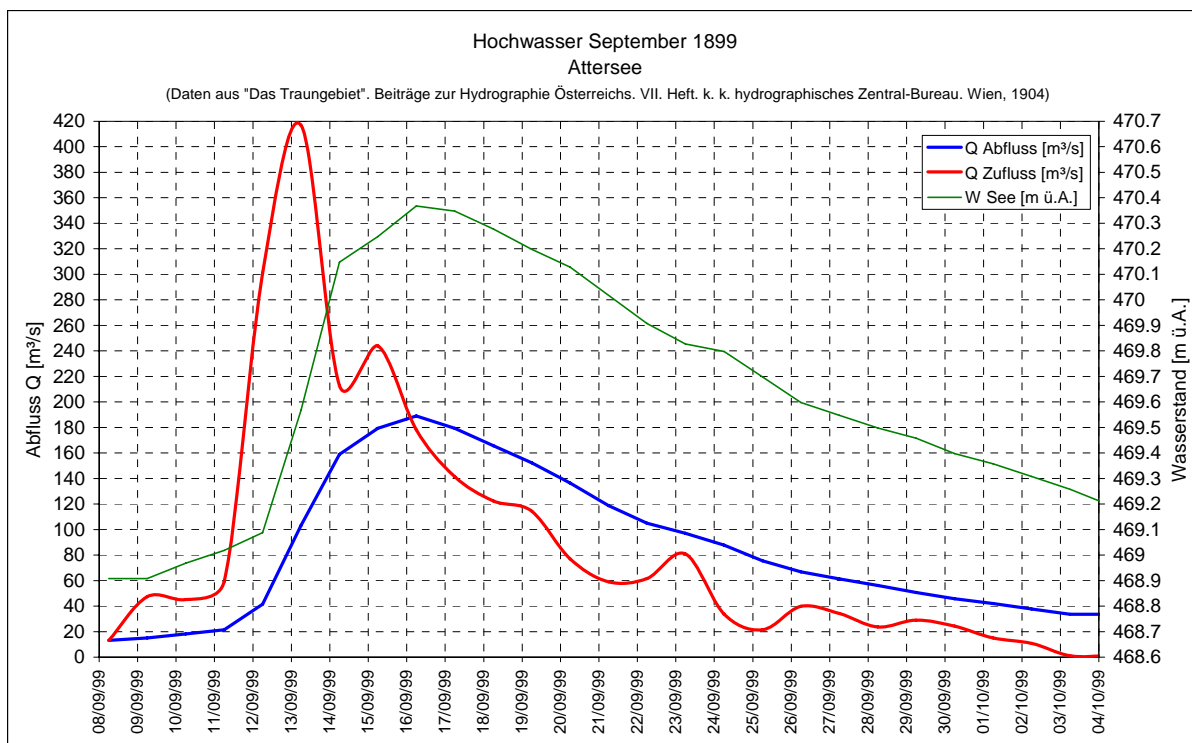


Abb. A.1.1: Datengrundlage Hochwasser 1899 am Attersee

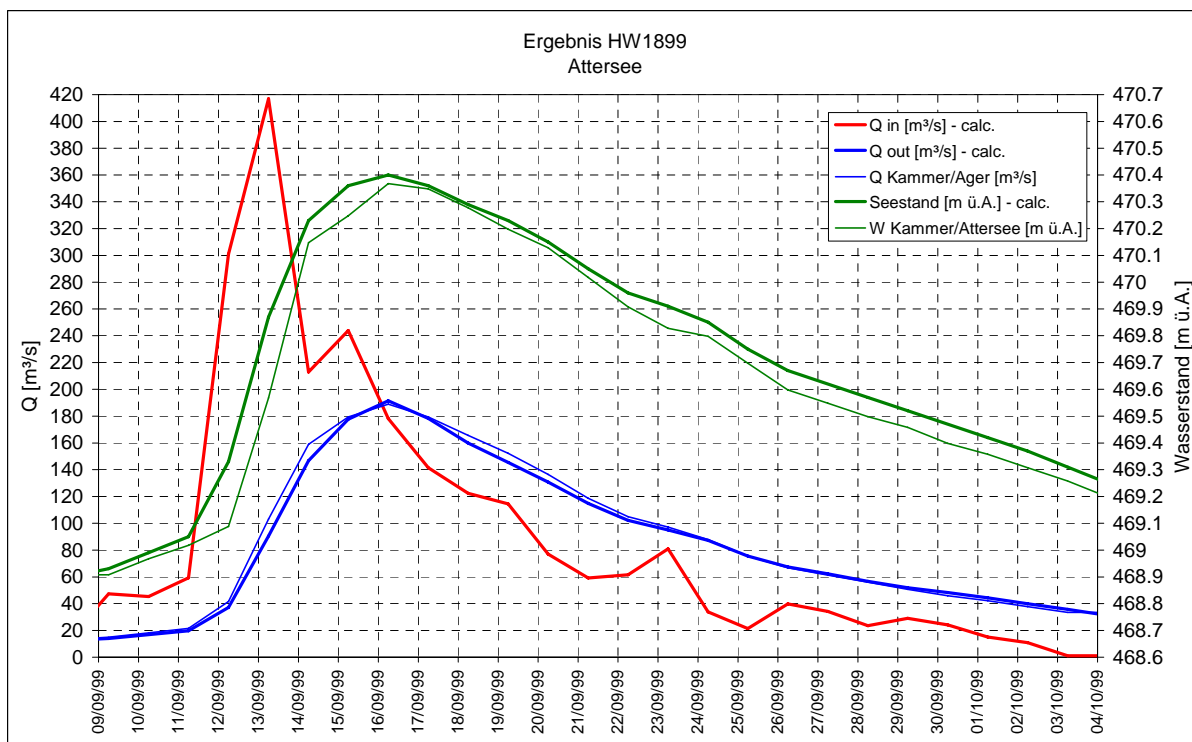


Abb. A.1.2: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1899 am Attersee

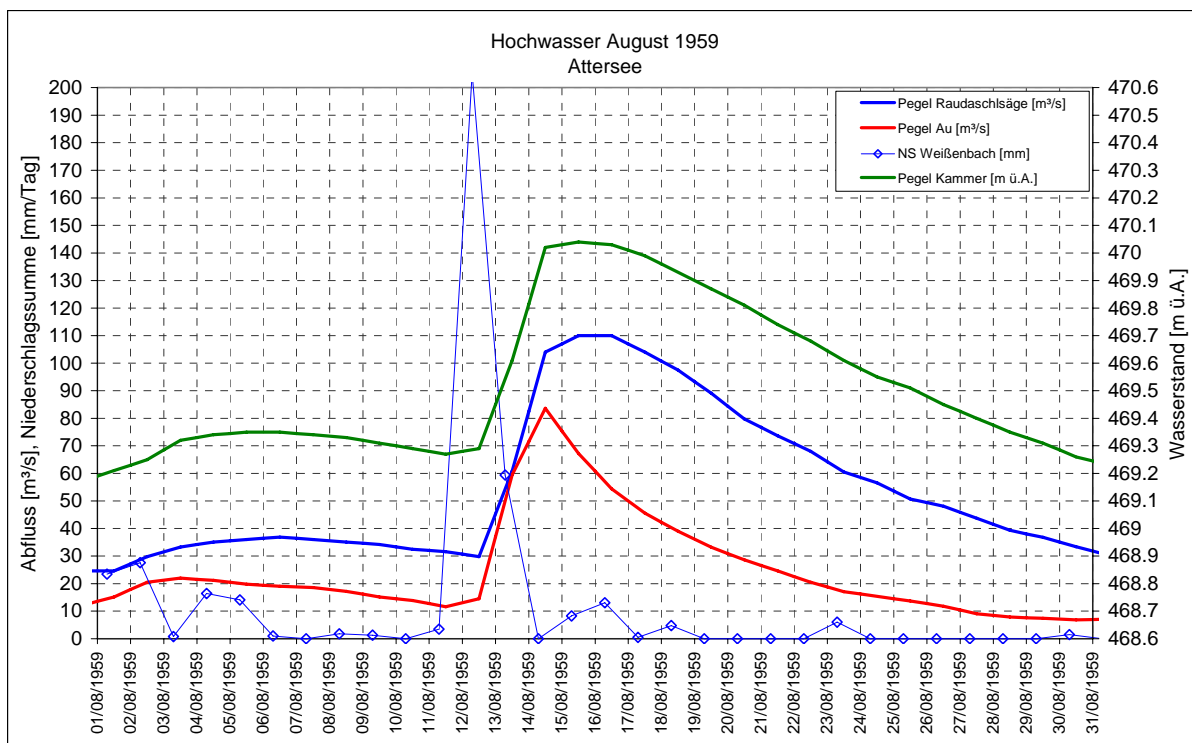


Abb. A.1.3: Datengrundlage Hochwasser 1959 am Attersee

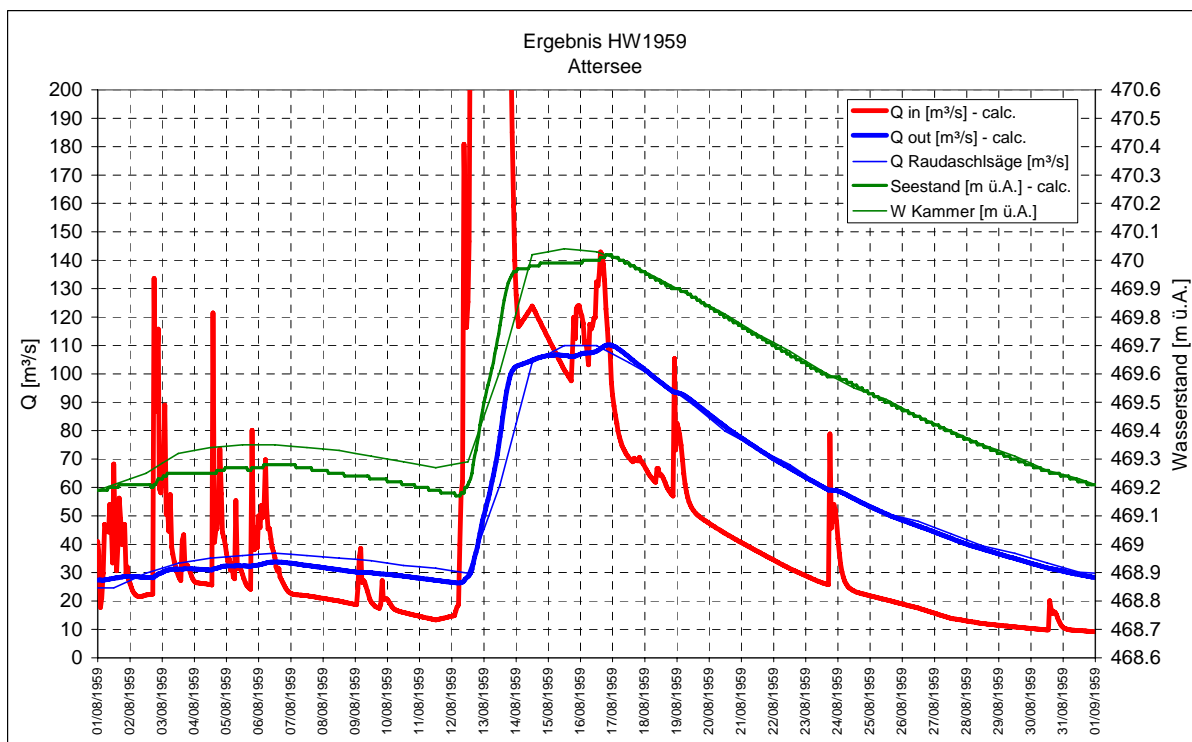


Abb. A.1.4: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1959 am Attersee

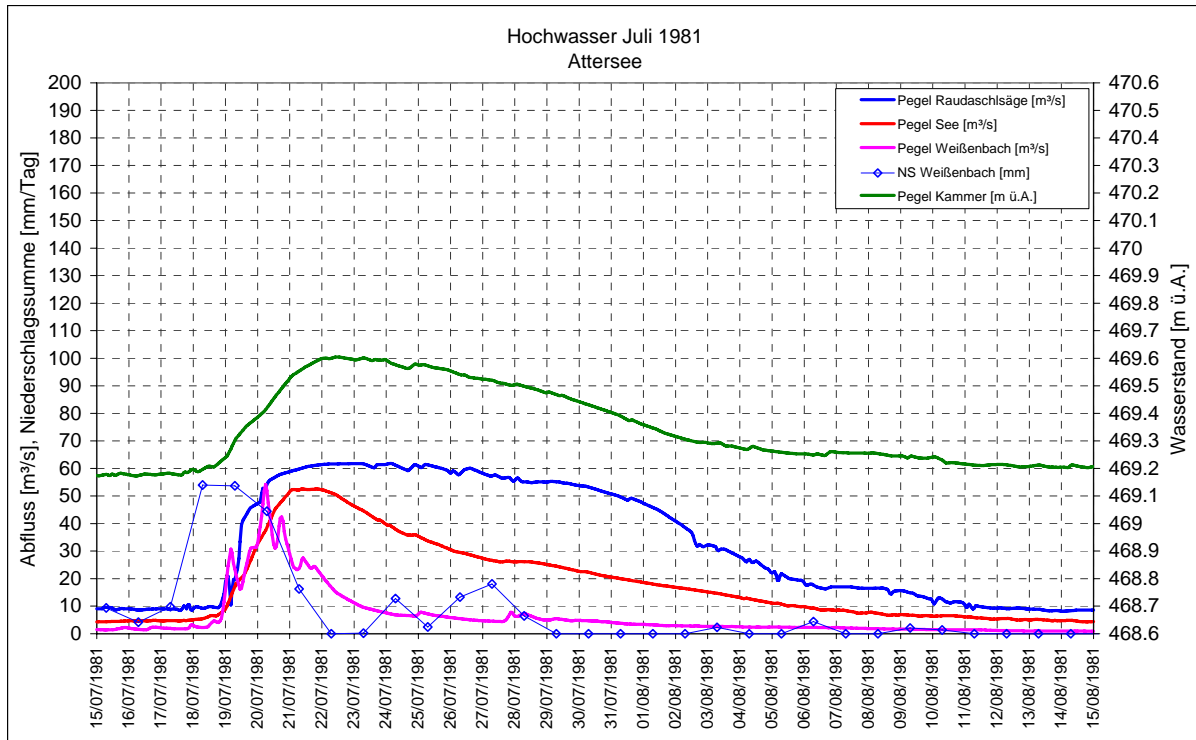


Abb. A.1.5: Datengrundlage Hochwasser 1981 am Attersee

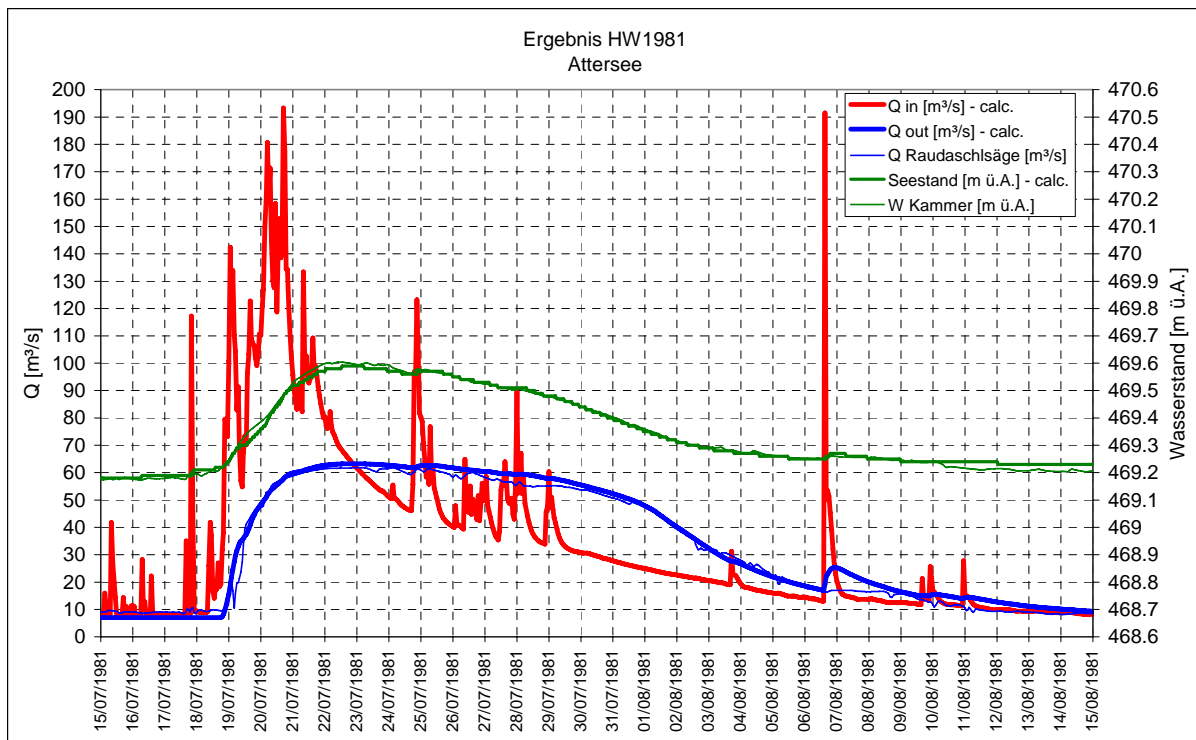


Abb. A.1.6: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1981 am Attersee

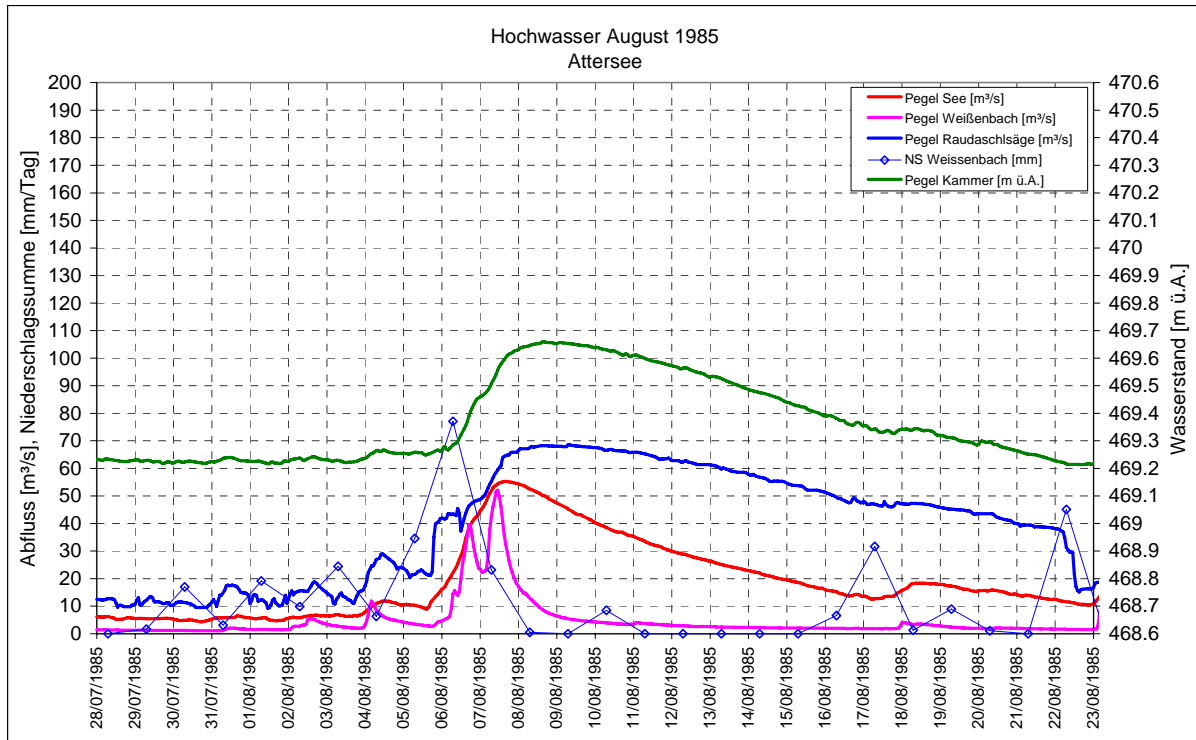


Abb. A.1.7: Datengrundlage Hochwasser 1985 am Attersee

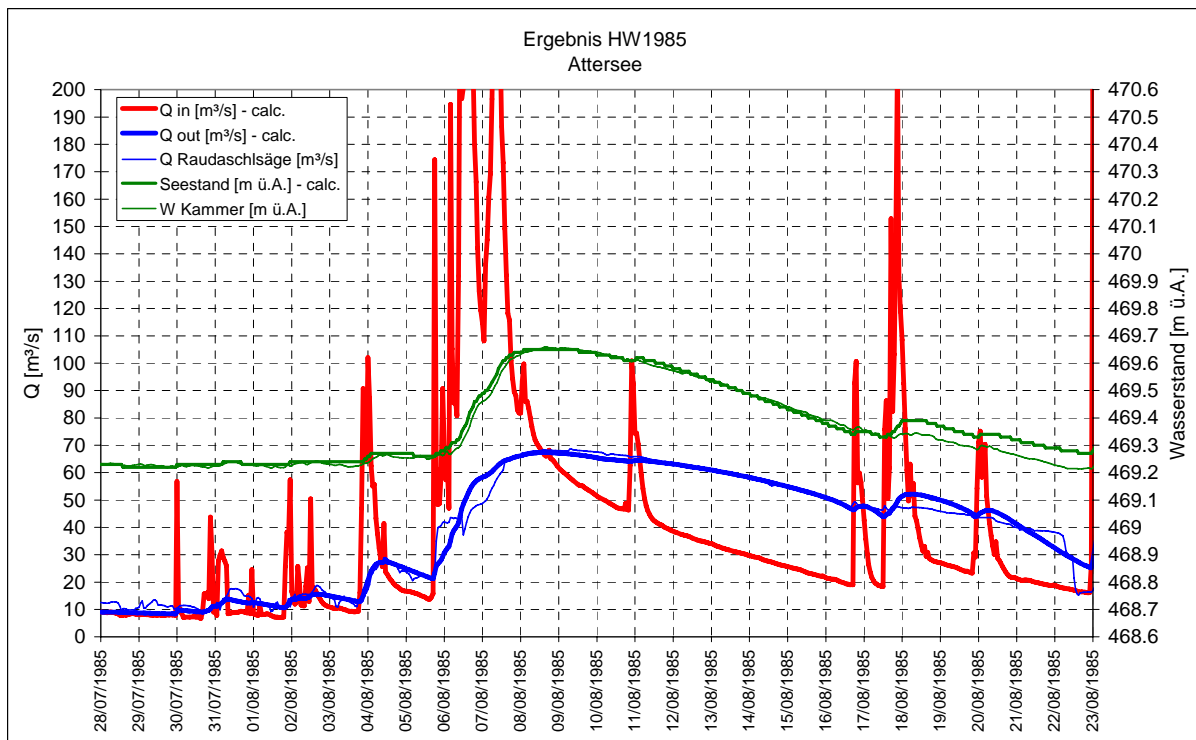


Abb. A.1.8: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1985 am Attersee

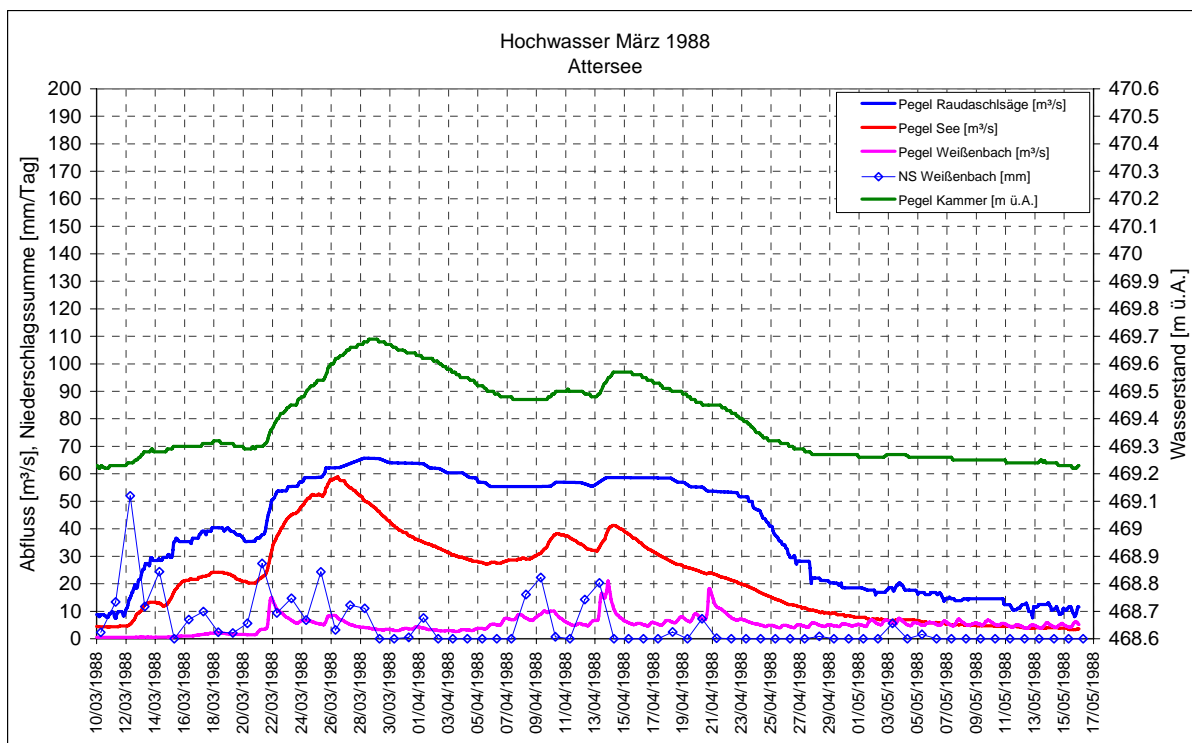


Abb. A.1.9: Datengrundlage Hochwasser 1988 am Attersee

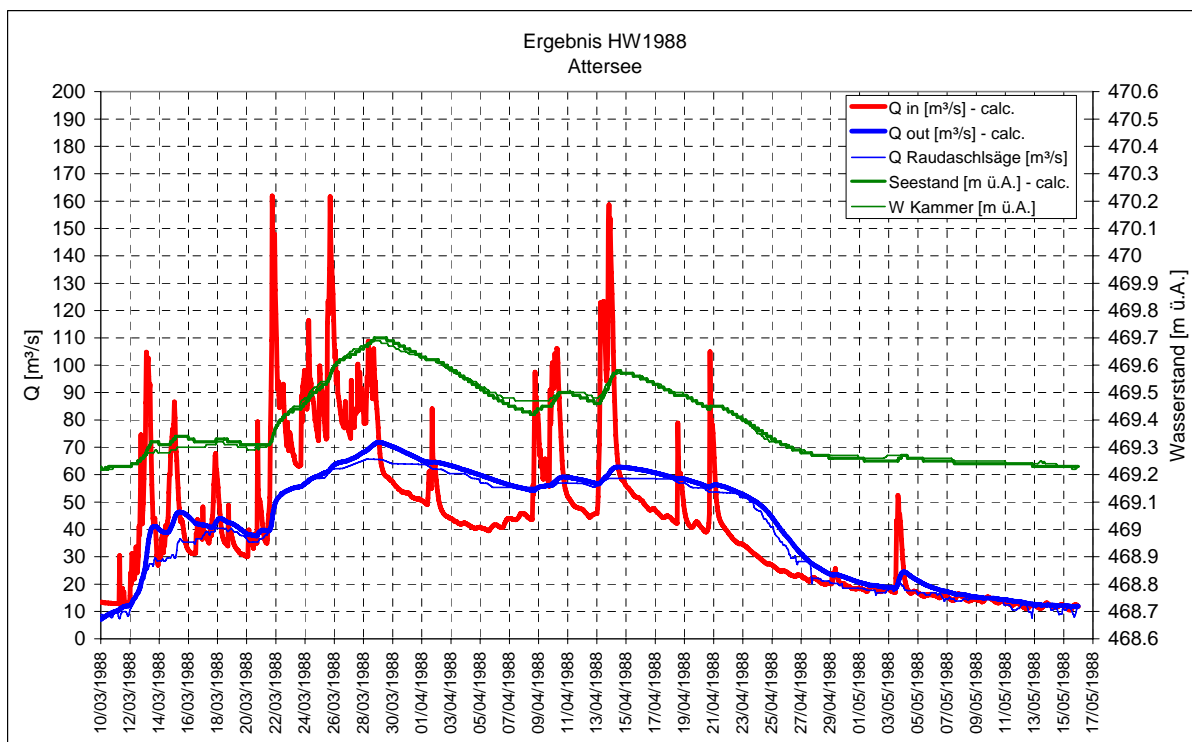


Abb. A.1.10: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1988 am Attersee

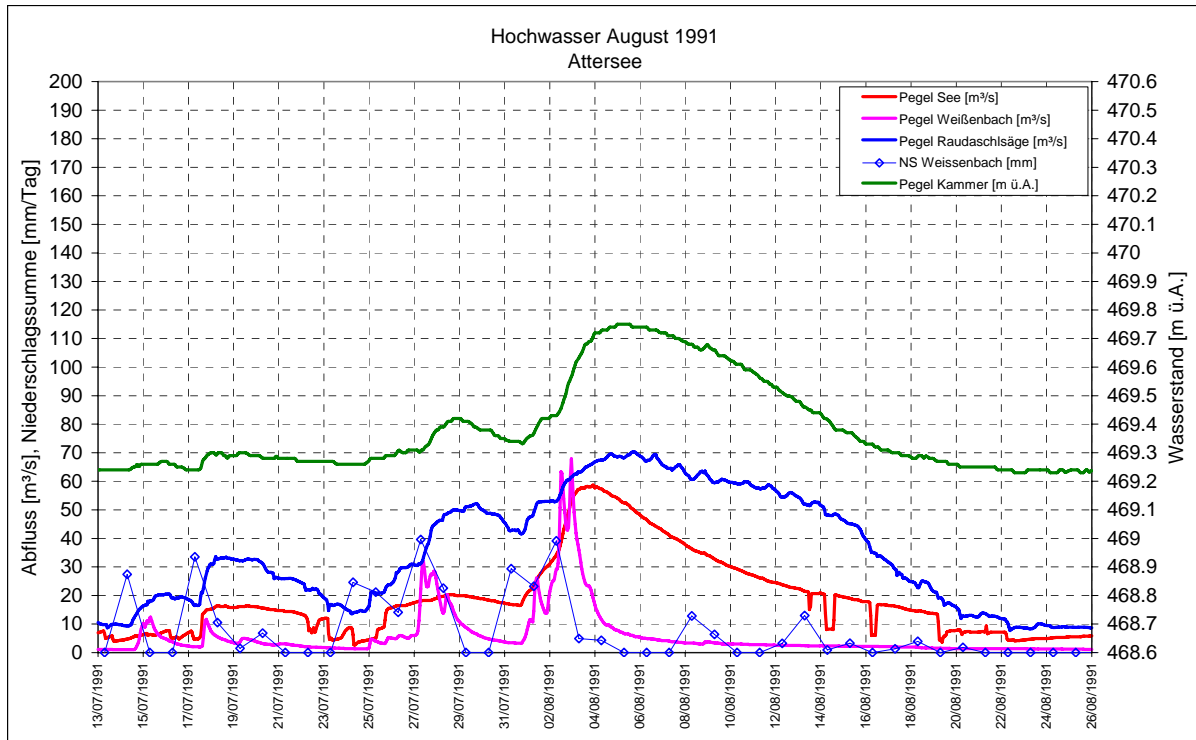


Abb. A.1.11: Datengrundlage Hochwasser 1991 am Attersee

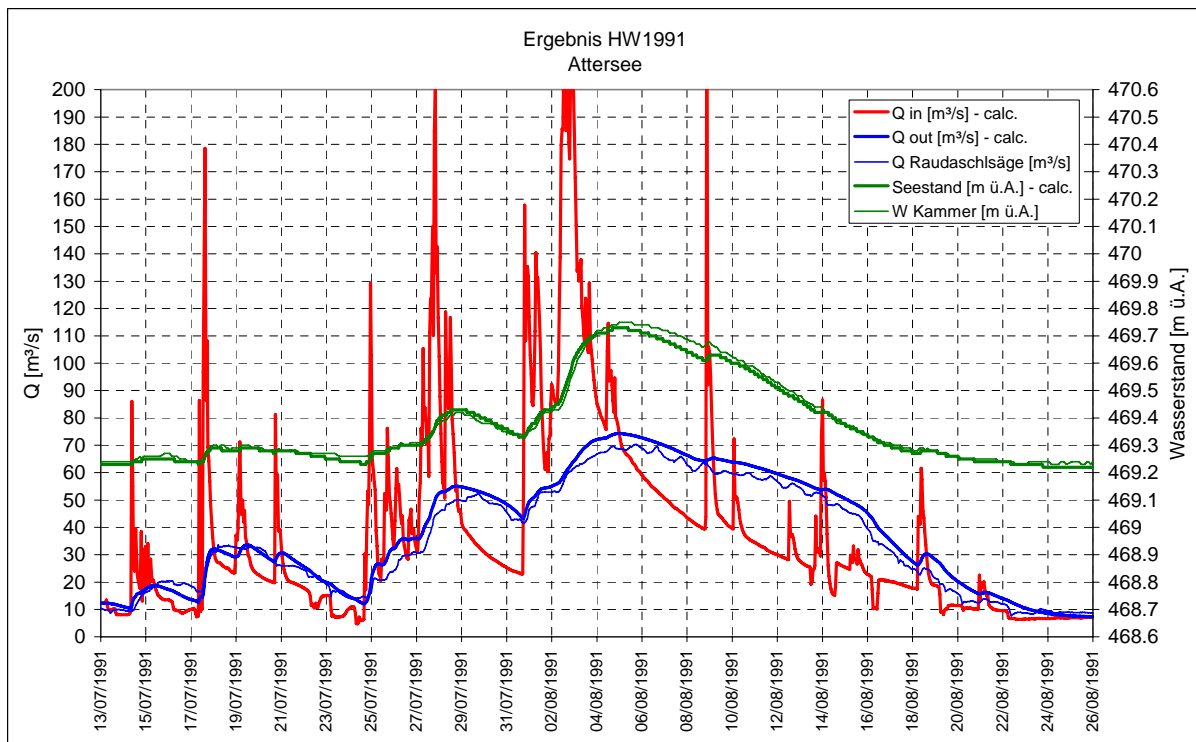


Abb. A.1.12: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1991 am Attersee

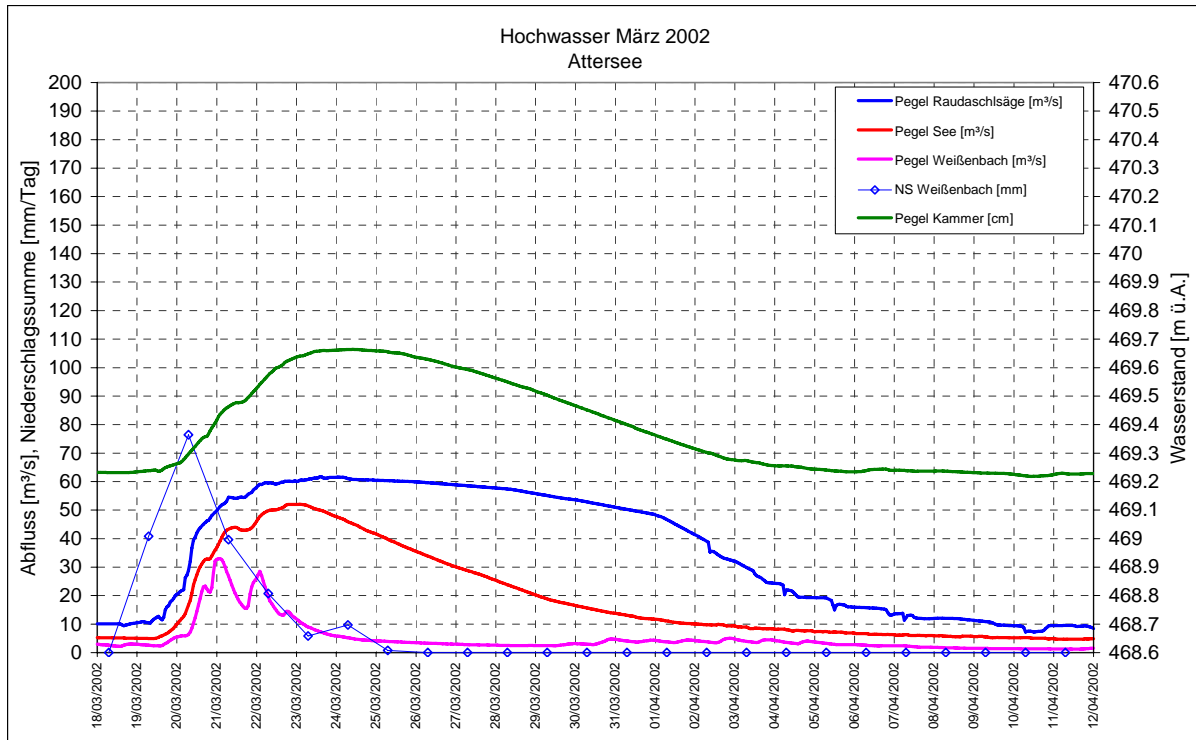


Abb. A.1.13: Datengrundlage Hochwasser März 2002 am Attersee

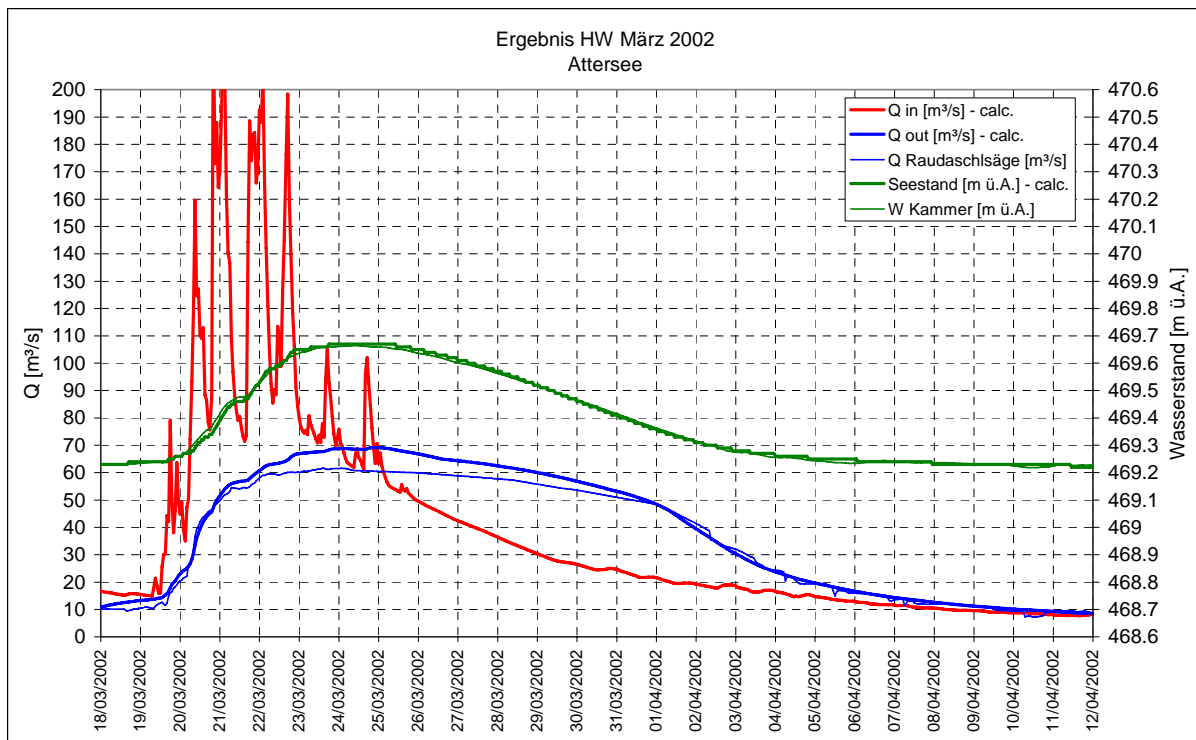


Abb. A.1.14: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers März 2002 am Attersee

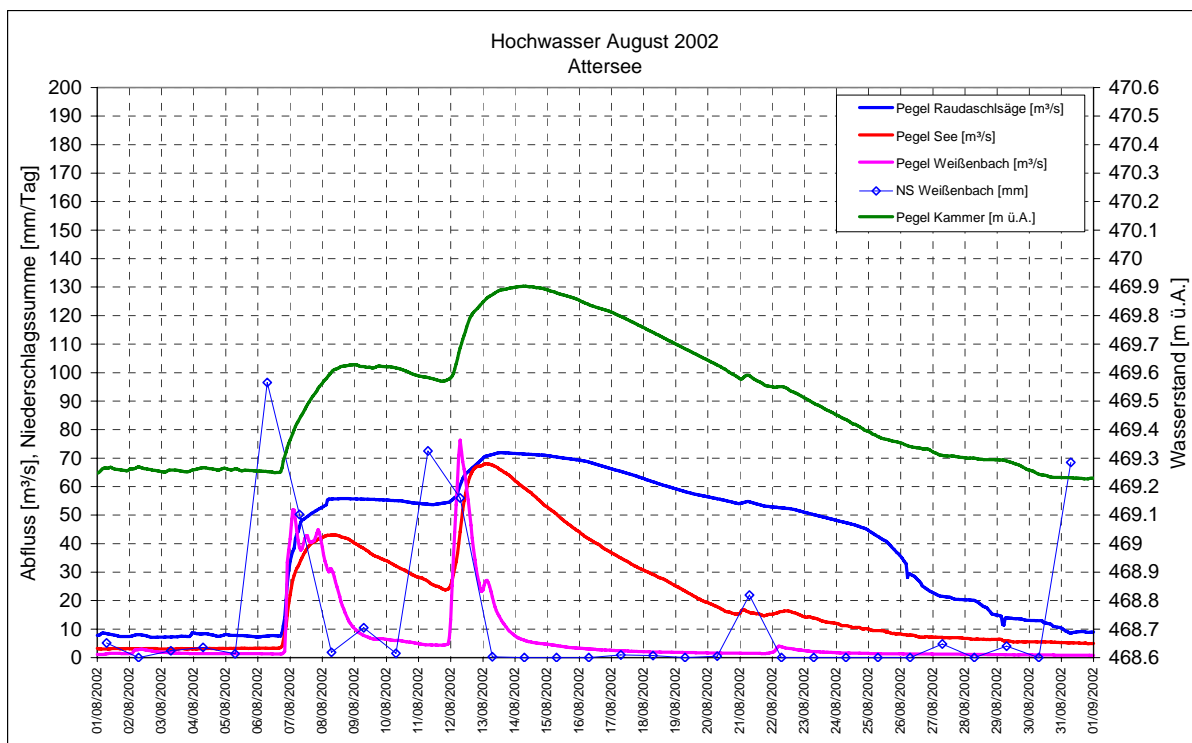


Abb. A.1.15: Datengrundlage Hochwasser August 2002 am Attersee

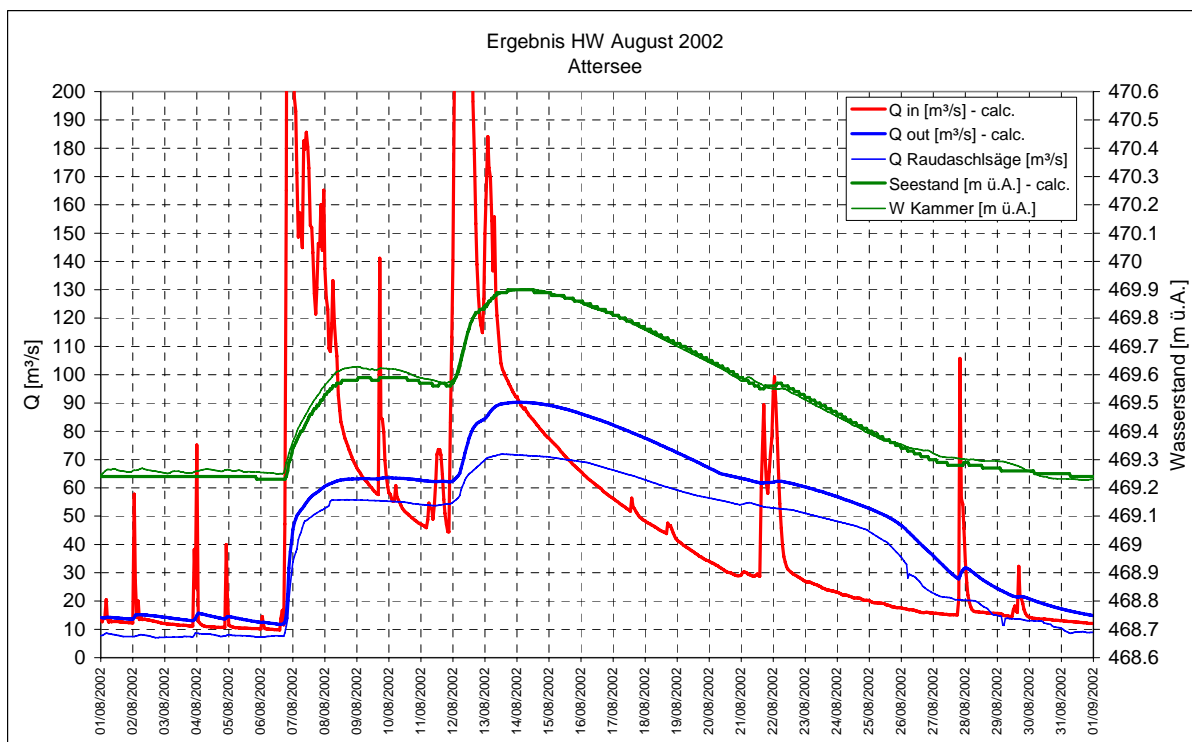


Abb. A.1.16: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers August 2002 am Attersee

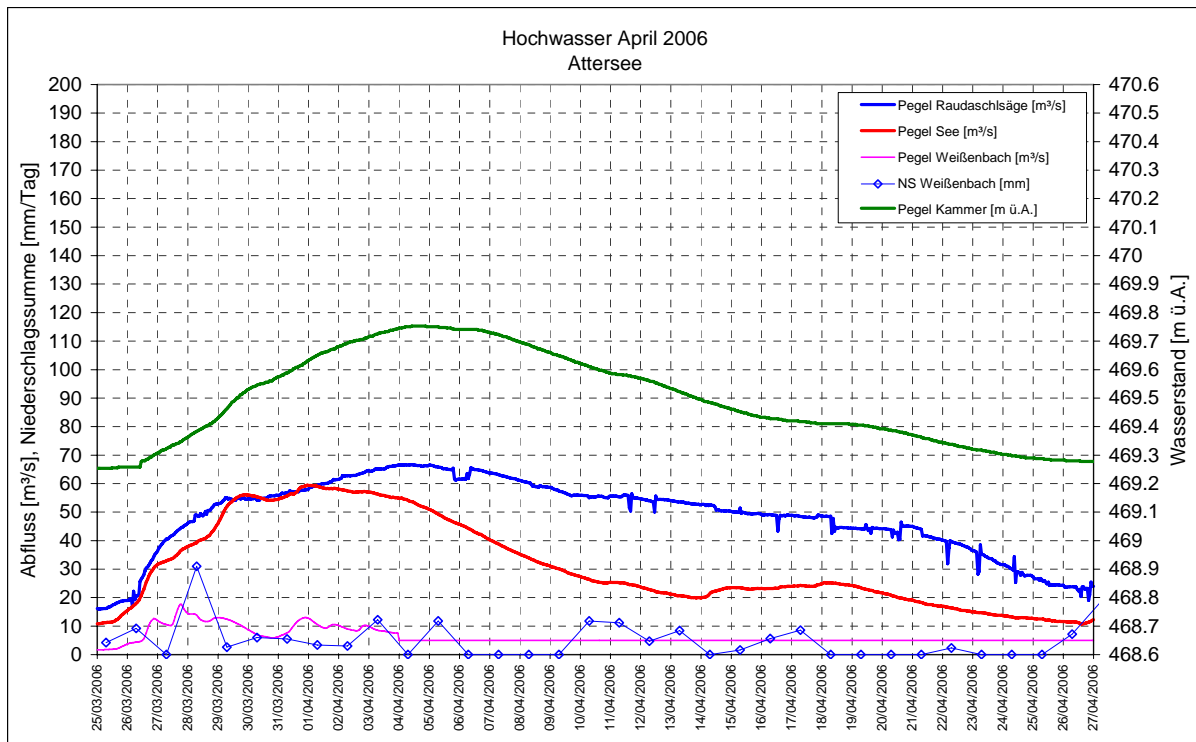


Abb. A.1.17: Datengrundlage Hochwasser 2006 am Attersee

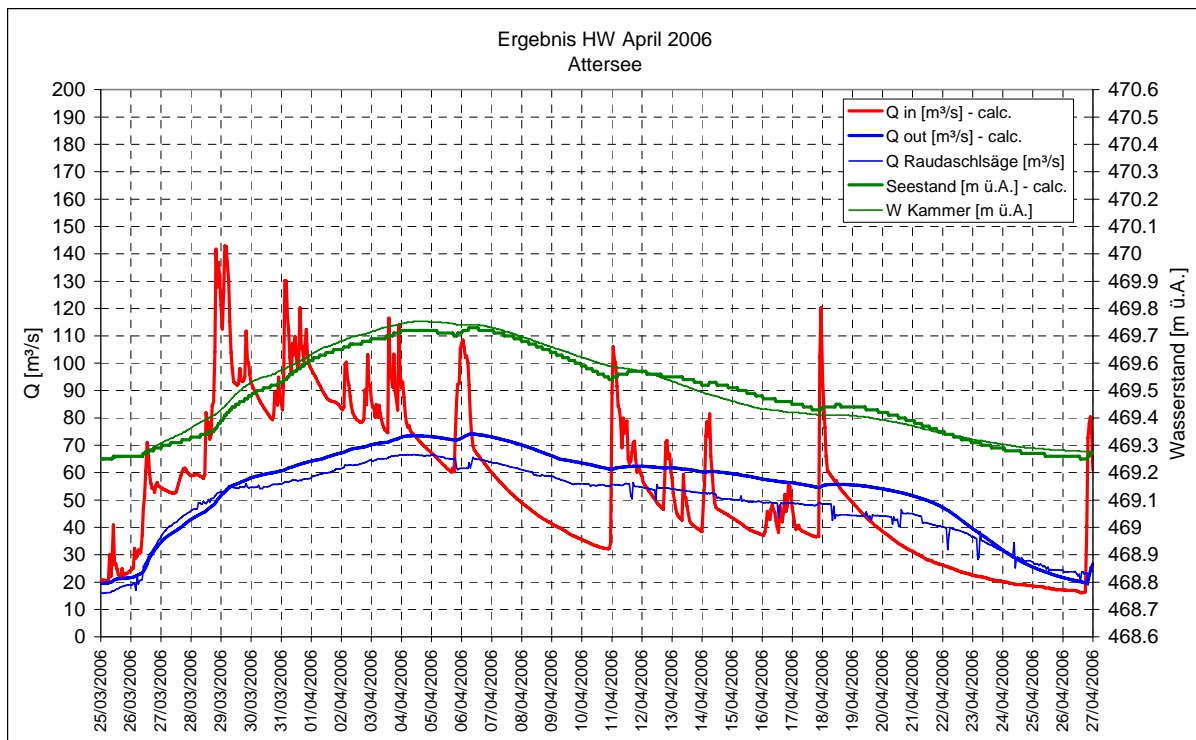


Abb. A.1.18: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 2006 am Attersee

2. Projekt

- HW September 1899
- HW August 1959
- HW Juli 1981
- HW August 1985
- HW März 1988
- HW August 1991
- HW März 2002
- HW August 2002
- HW April 2006

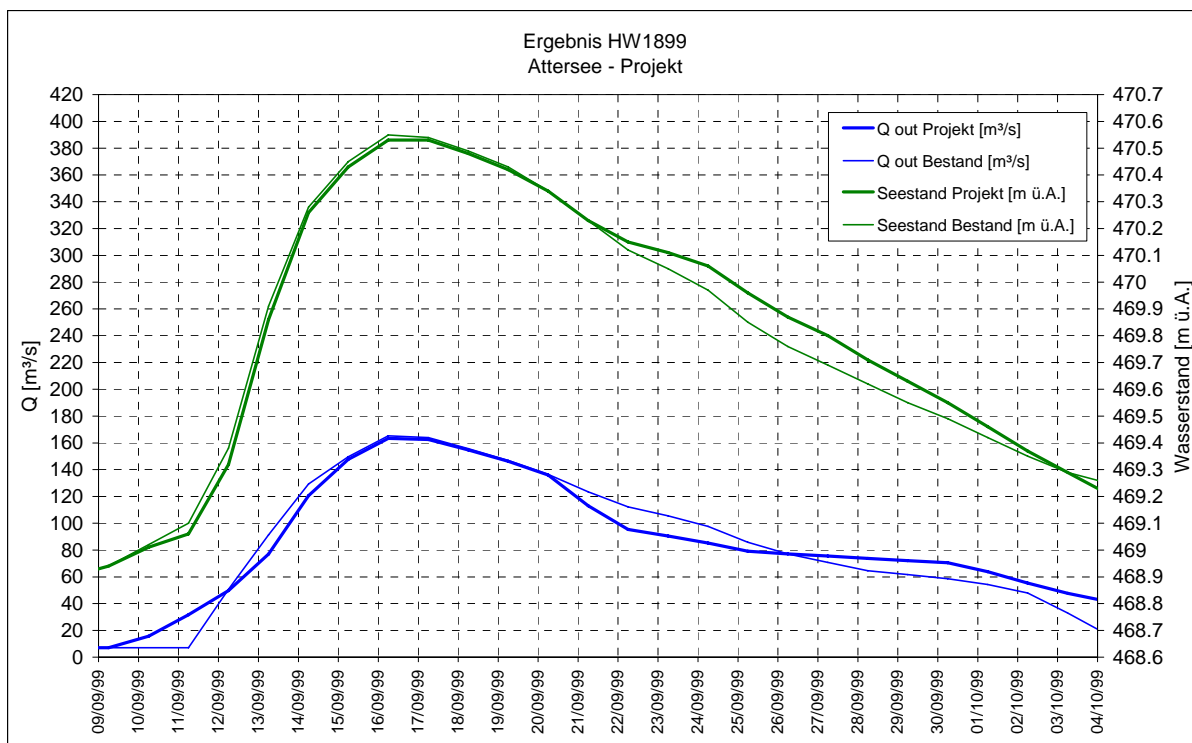


Abb. A.2.1: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1899 am Attersee

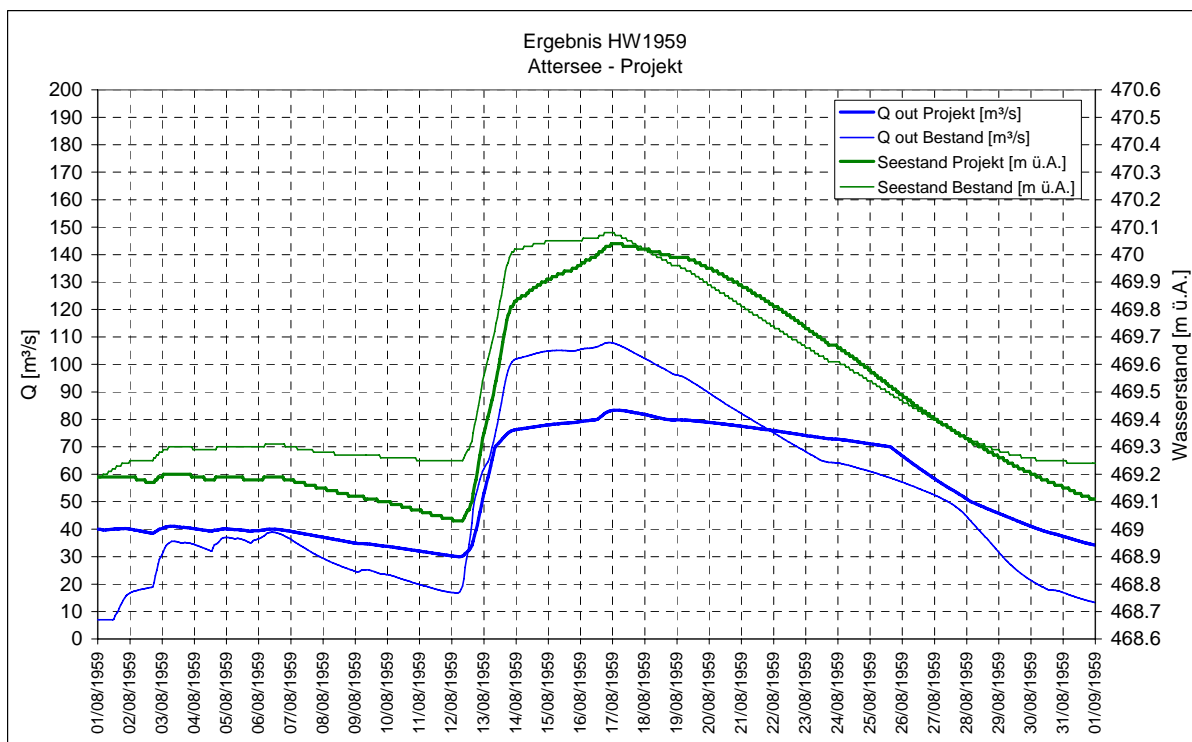


Abb. A.2.2: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1959 am Attersee

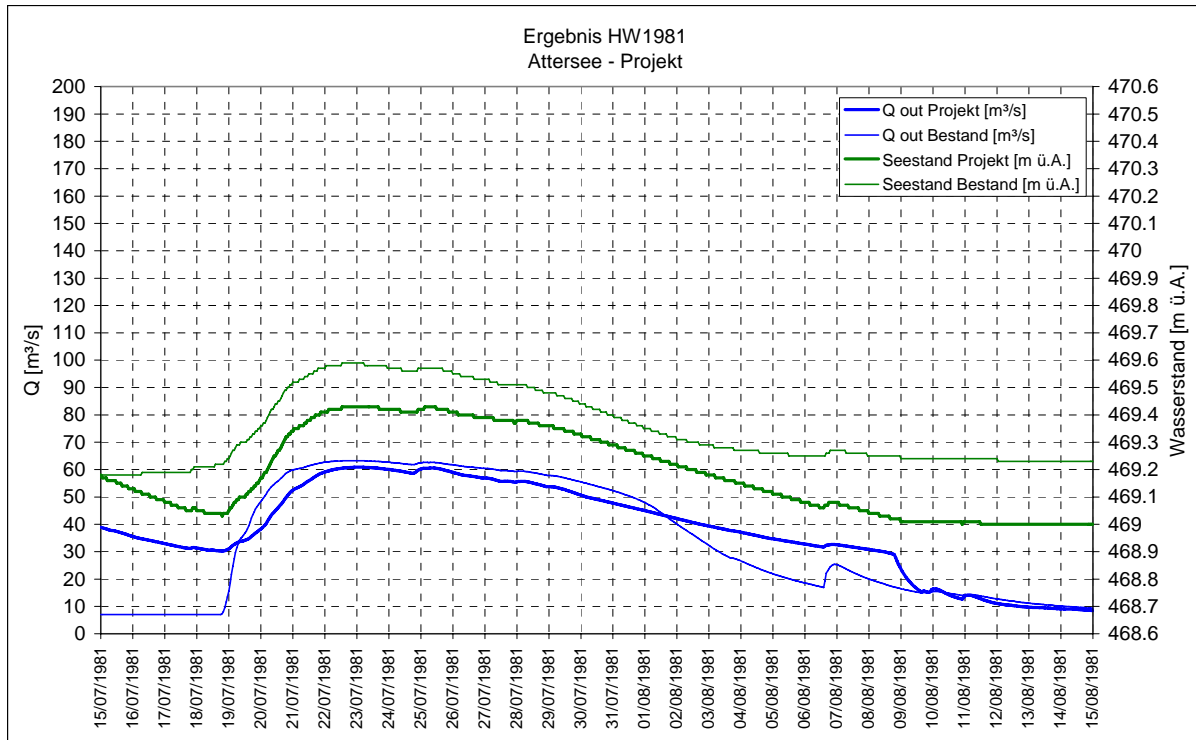


Abb. A.2.3: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1981 am Attersee

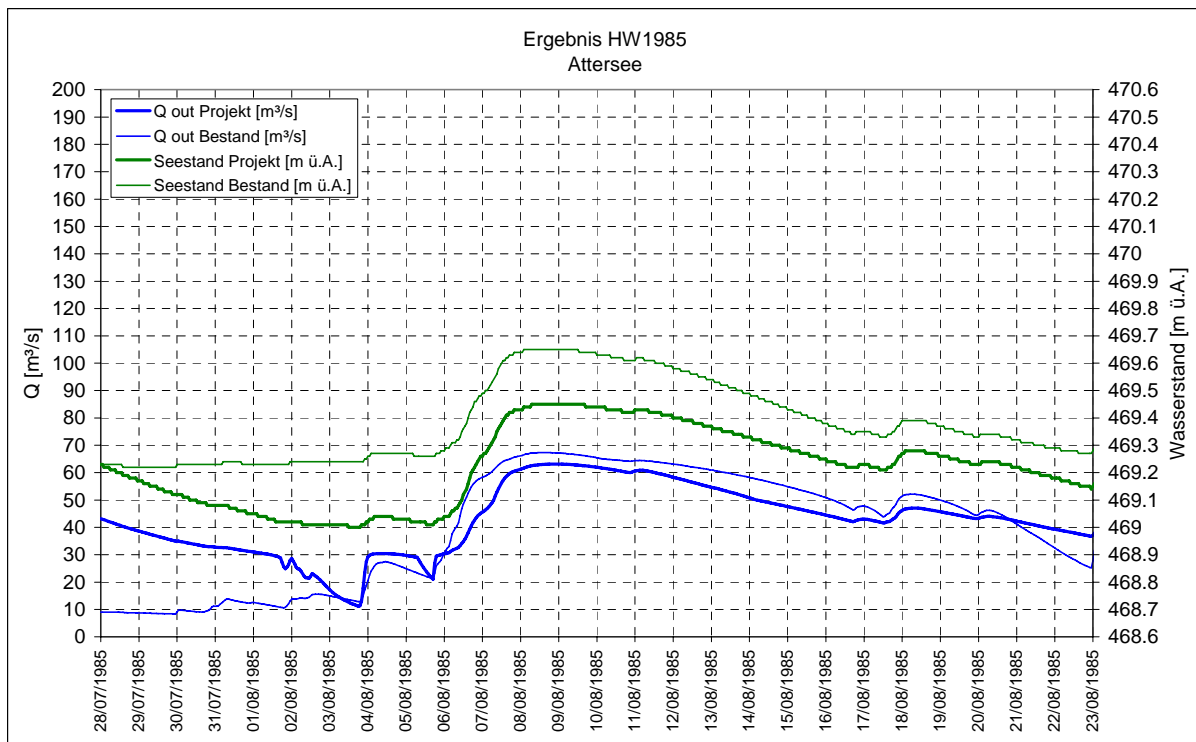


Abb. A.2.4: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1985 am Attersee

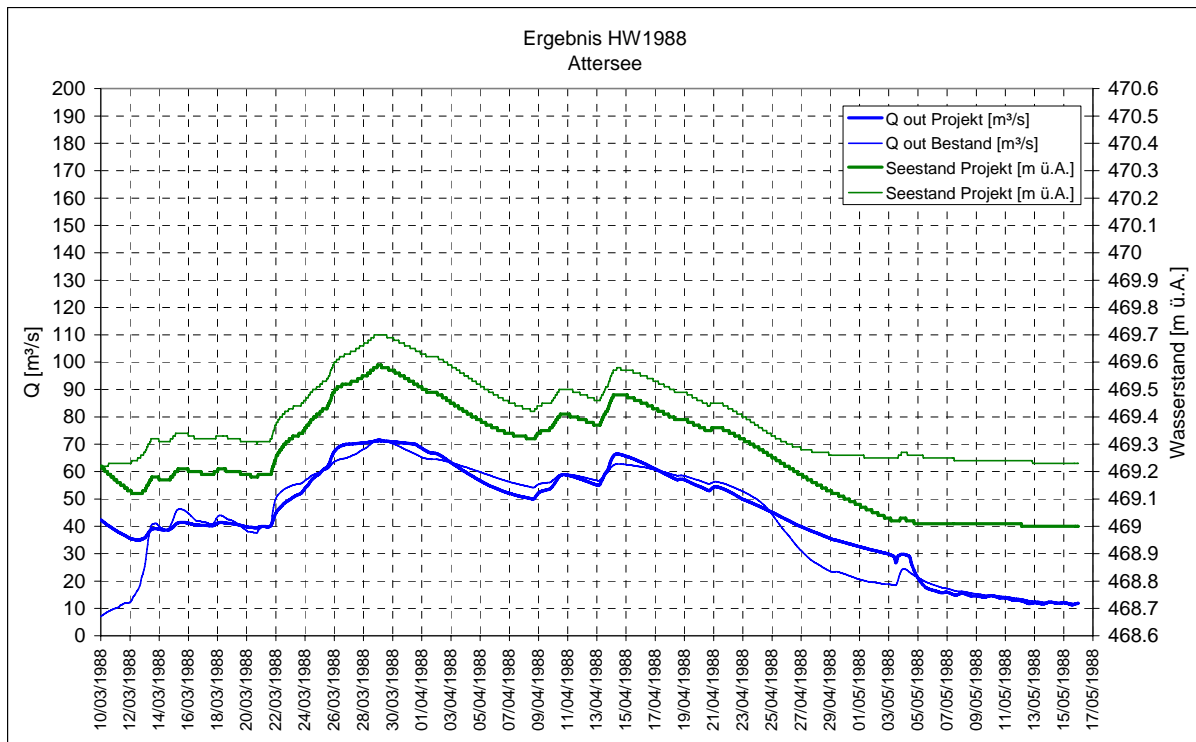


Abb. A.2.5: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1988 am Attersee

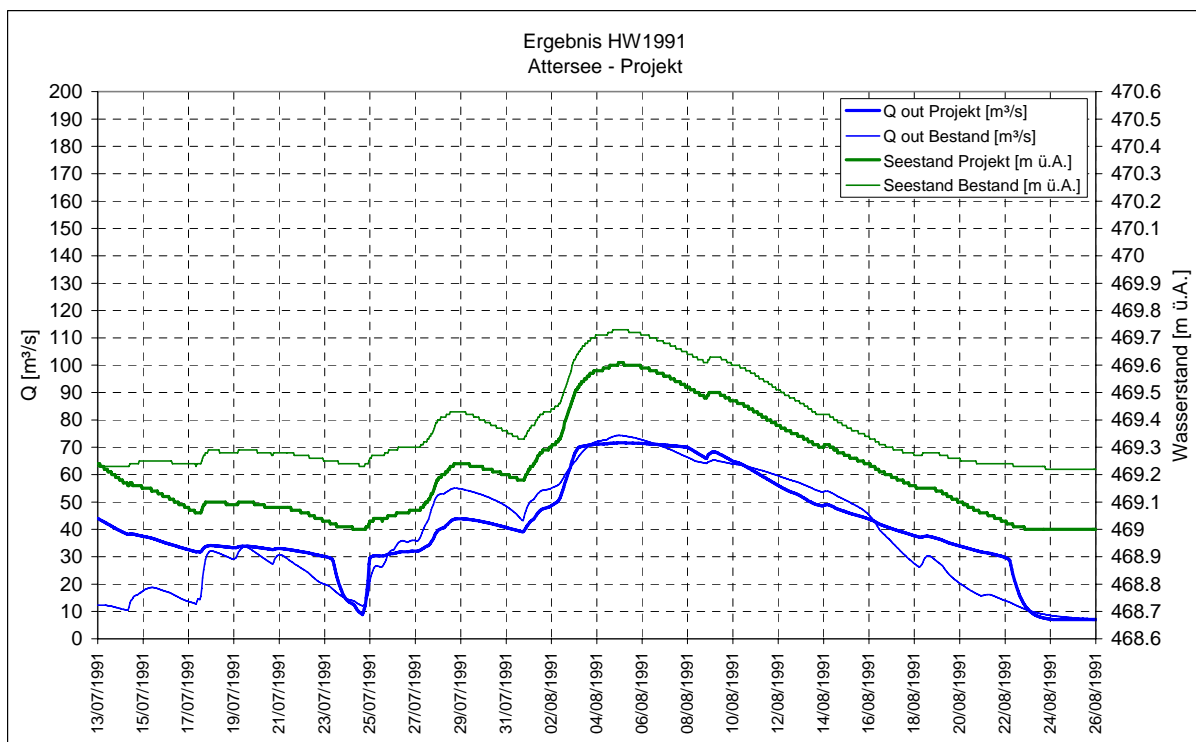


Abb. A.2.6: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1991 am Attersee

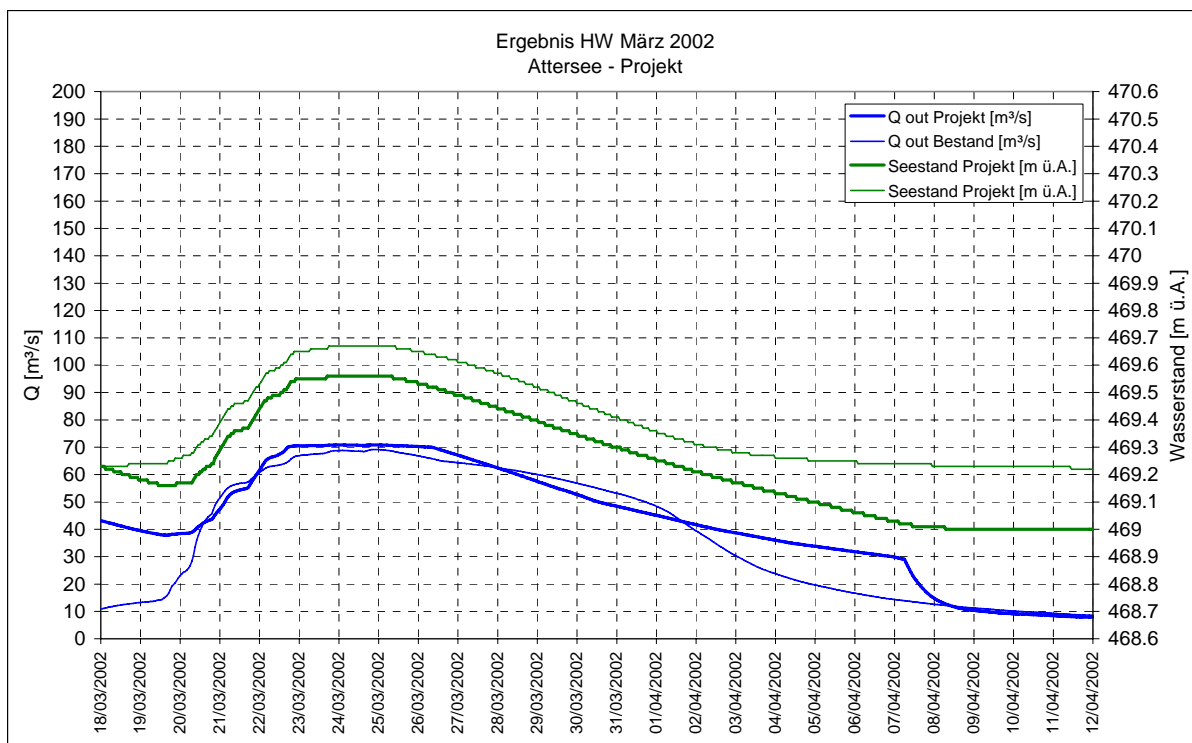


Abb. A.2.7: Ergebnis der Simulation des Hochwassers März 2002 am Attersee

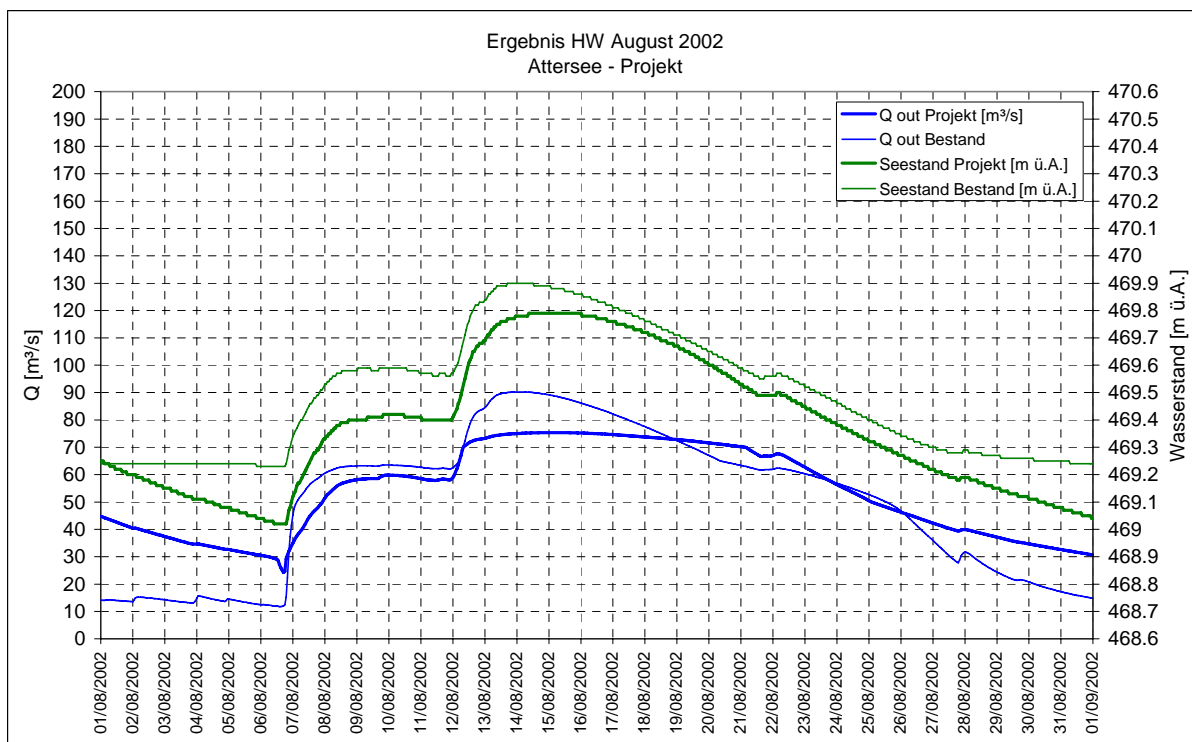


Abb. A.2.8: Ergebnis der Simulation des Hochwassers August 2002 am Attersee

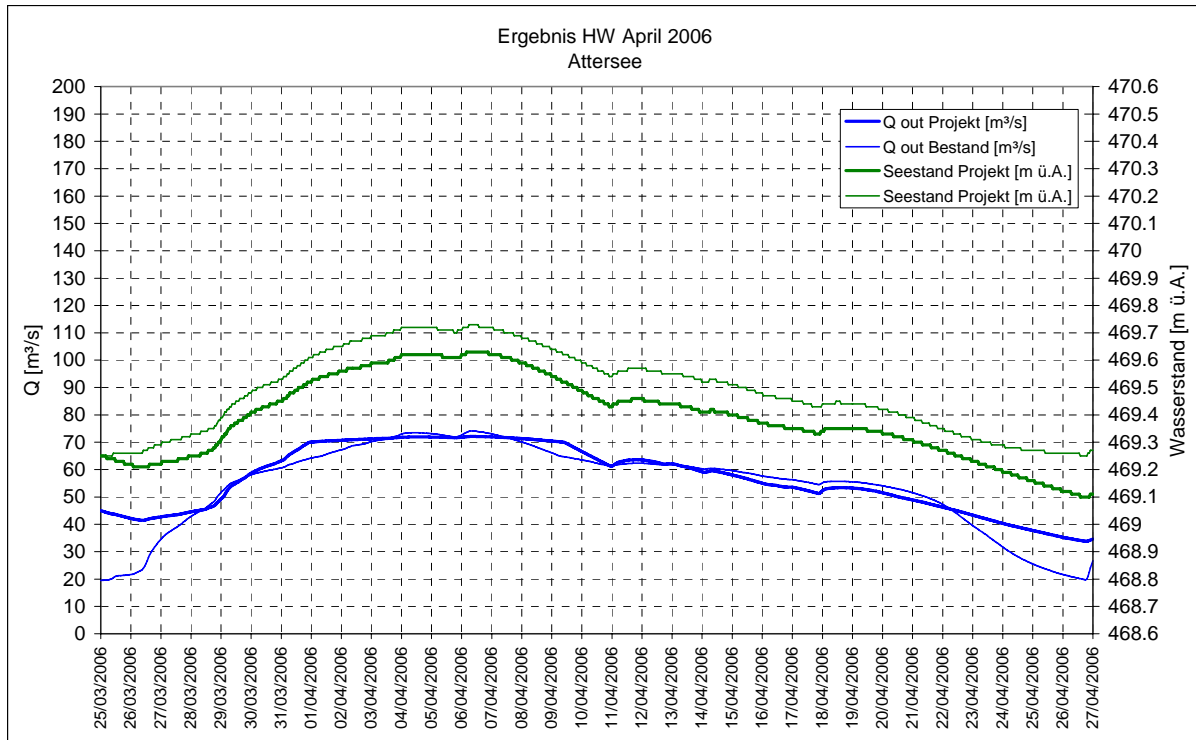


Abb. A.2.9: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 2006 am Attersee

B. Traunsee

1. Bestand

- HW September 1899
- HW August 1959
- HW August 1977
- HW Juli 1981
- HW August 1985
- HW August 1991
- HW Oktober 1996
- HW März 2002
- HW August 2002

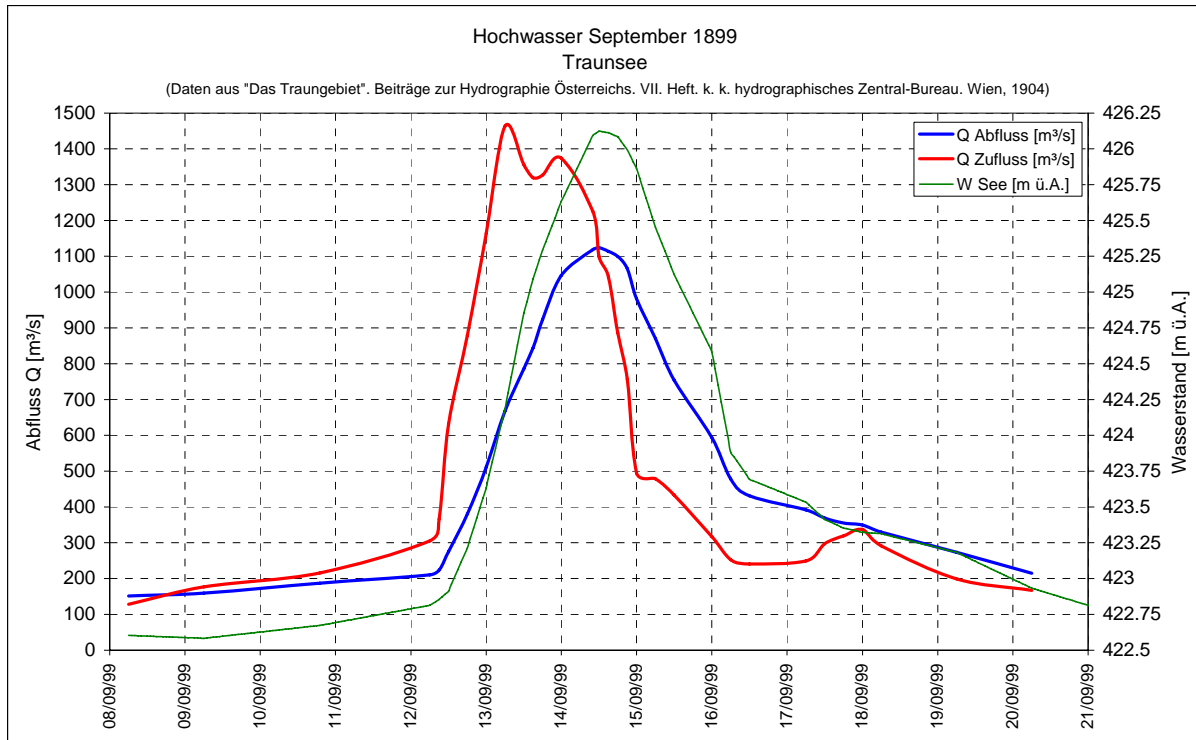


Abb. B.1.1: Datengrundlage Hochwasser 1899 am Traunsee

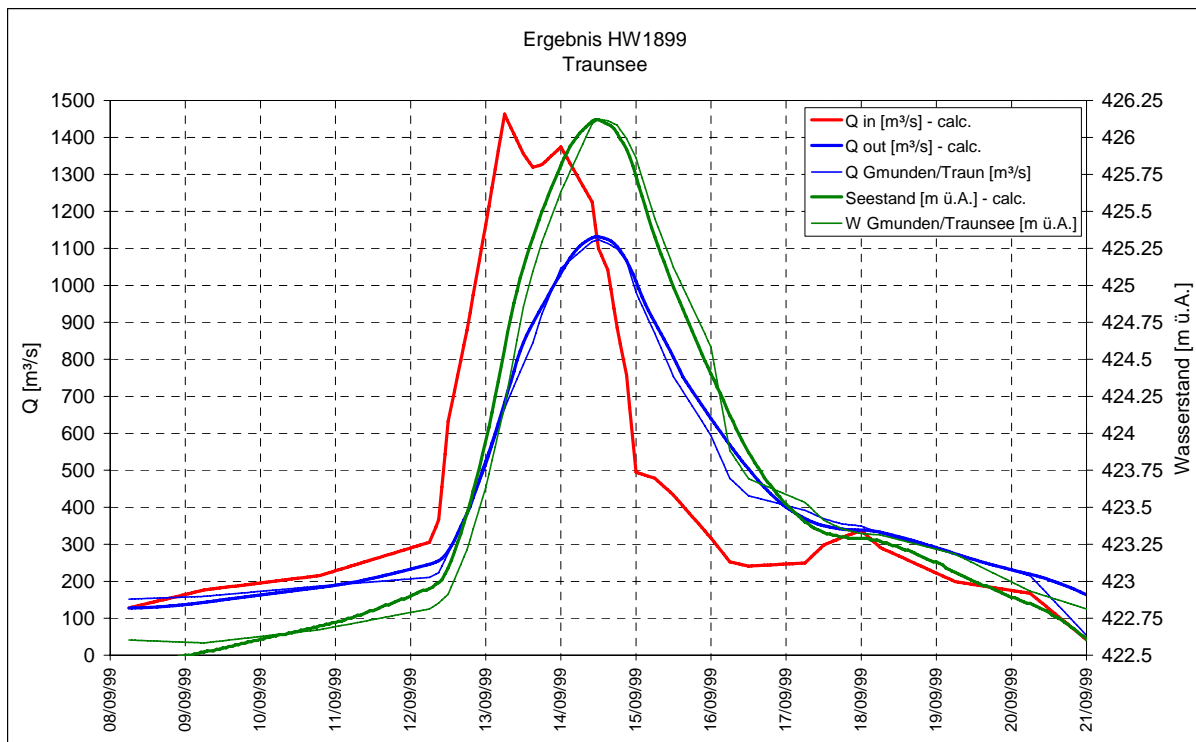


Abb. B.1.2: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1899 am Traunsee

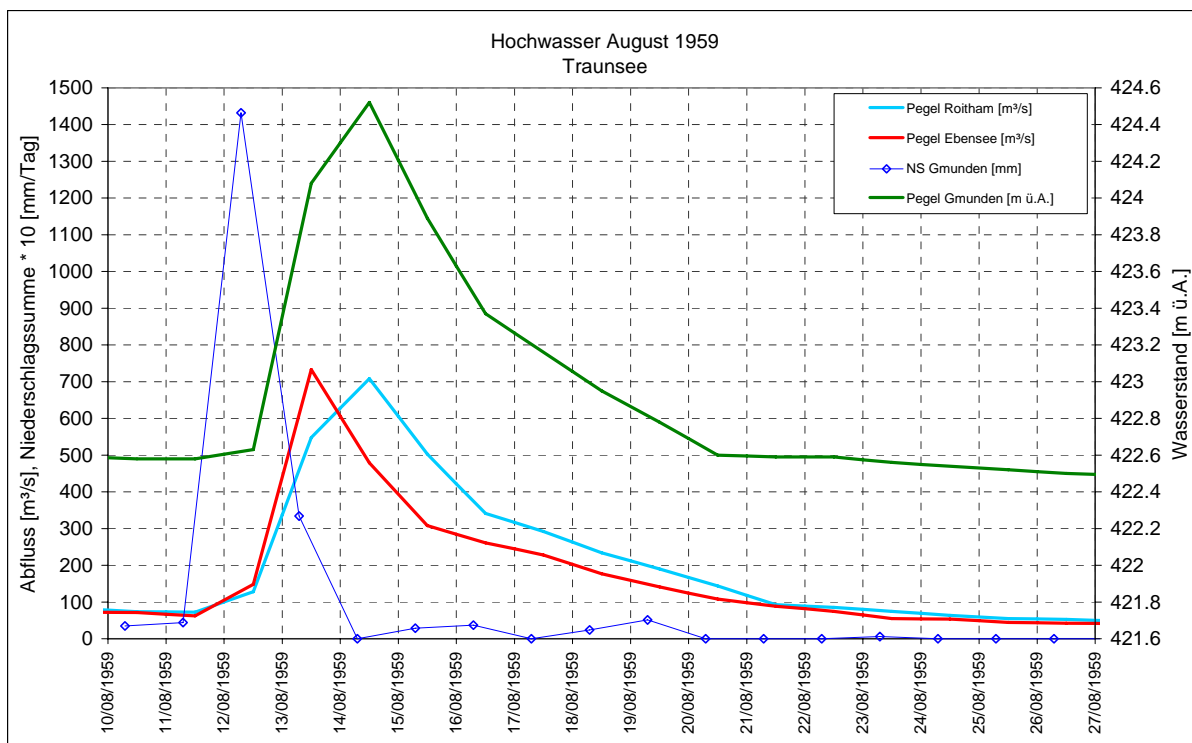


Abb. B.1.3: Datengrundlage Hochwasser 1959 am Traunsee

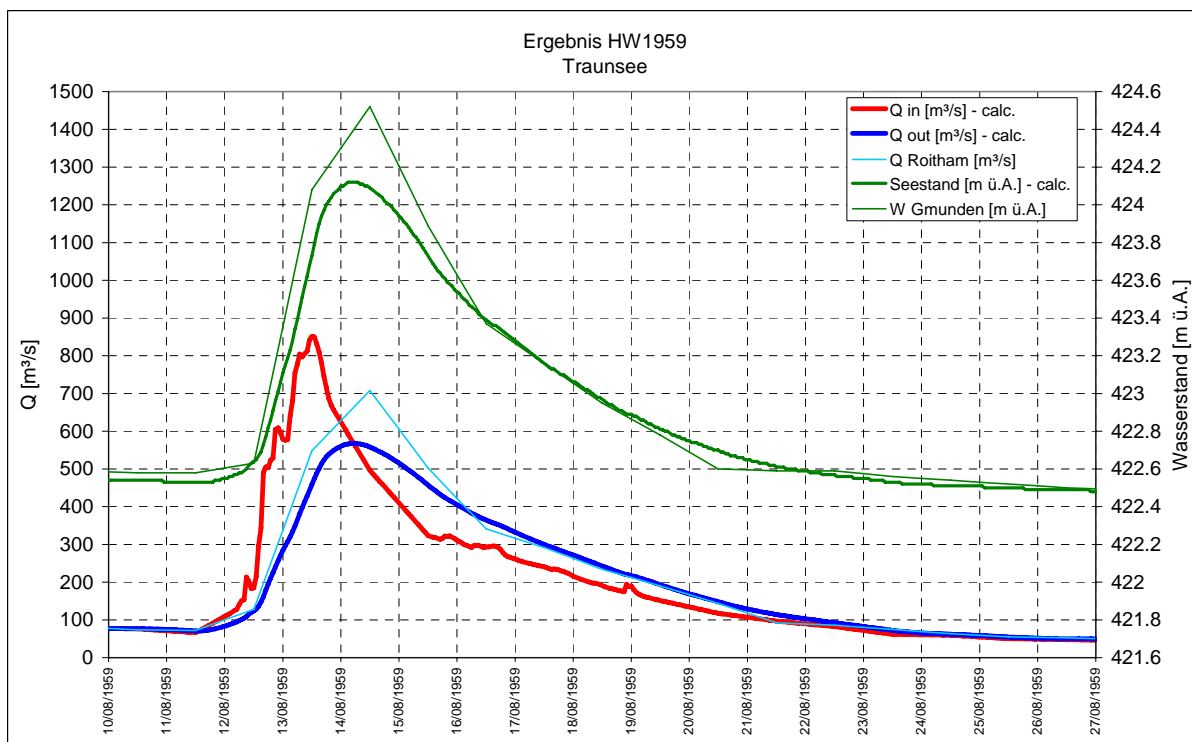


Abb. B.1.4: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1959 am Traunsee

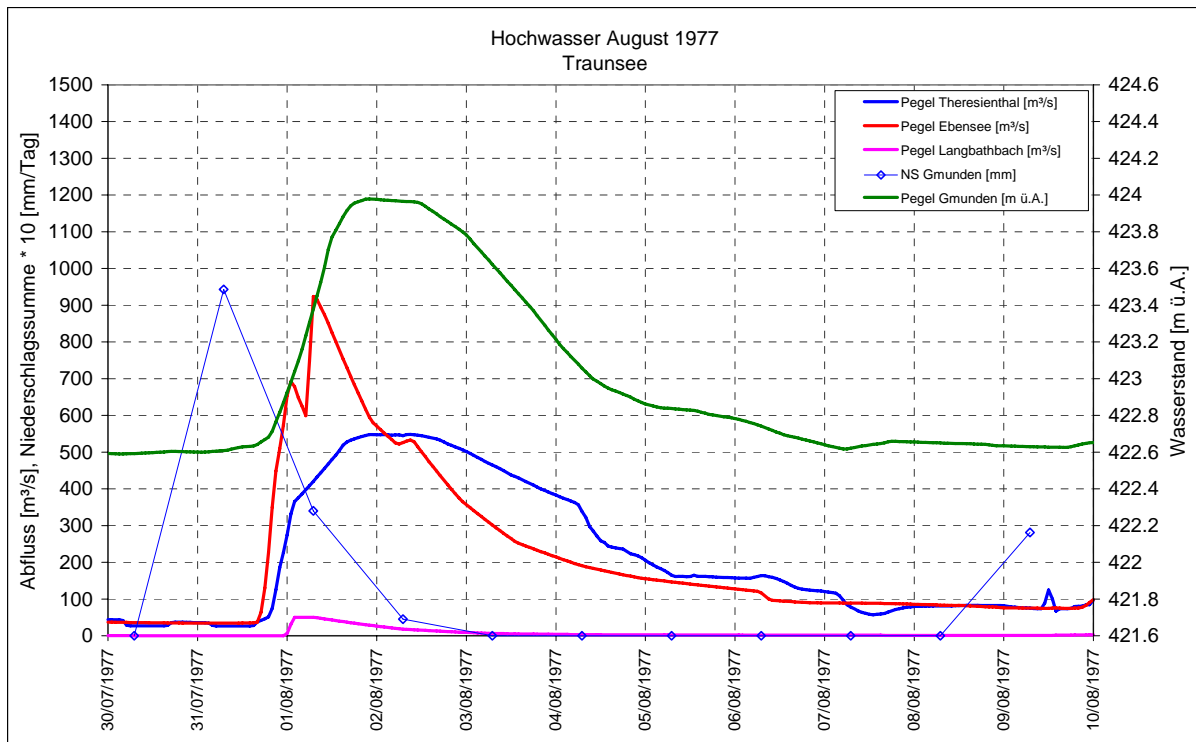


Abb. B.1.5: Datengrundlage Hochwasser 1977 am Traunsee

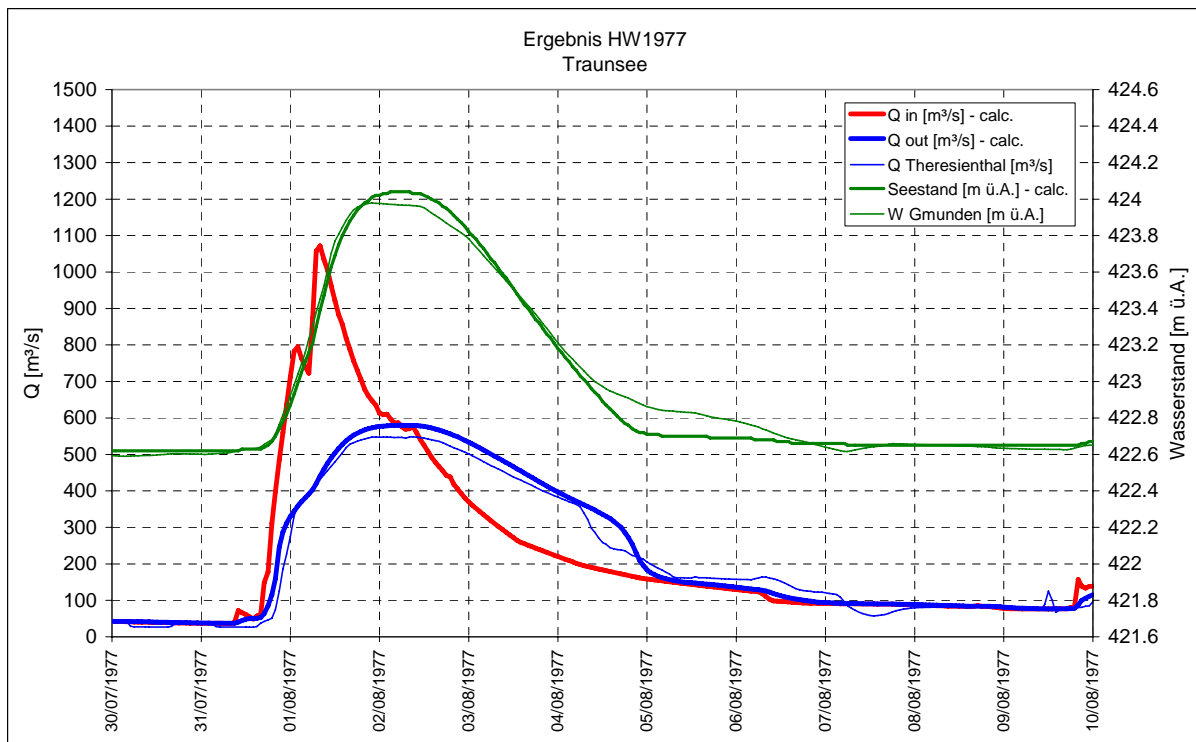


Abb. B.1.6: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1977 am Traunsee

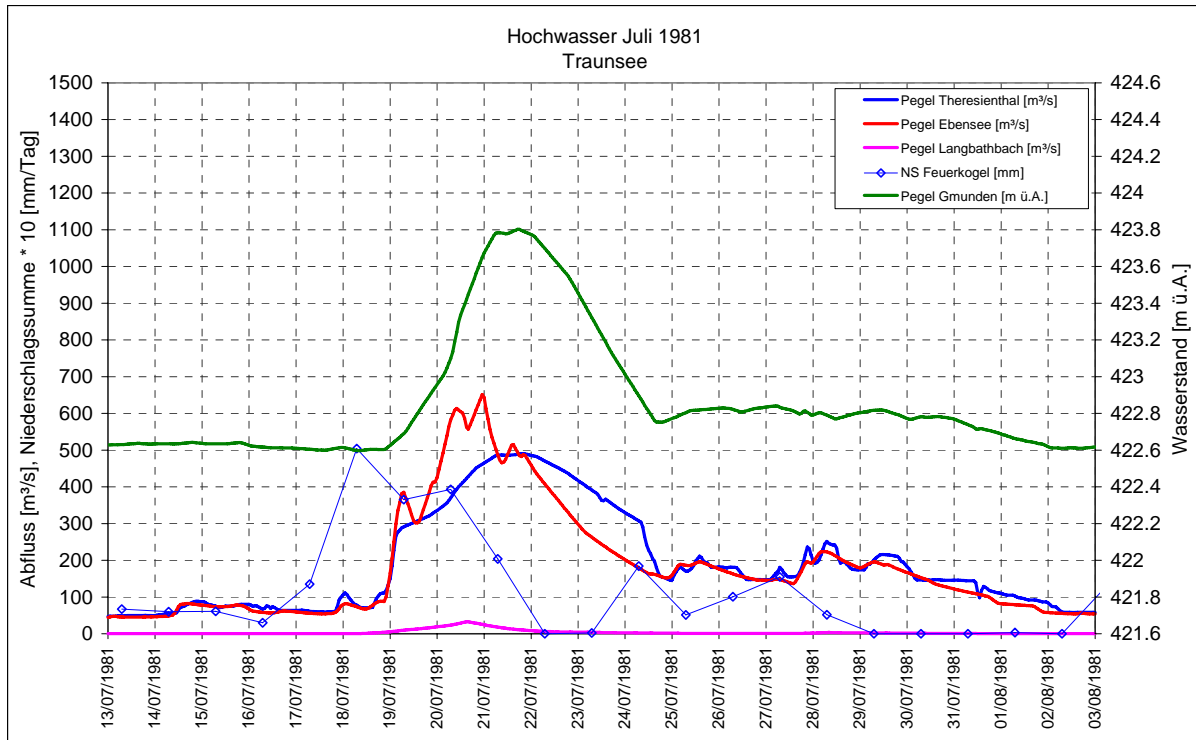


Abb. B.1.7: Datengrundlage Hochwasser 1981 am Traunsee

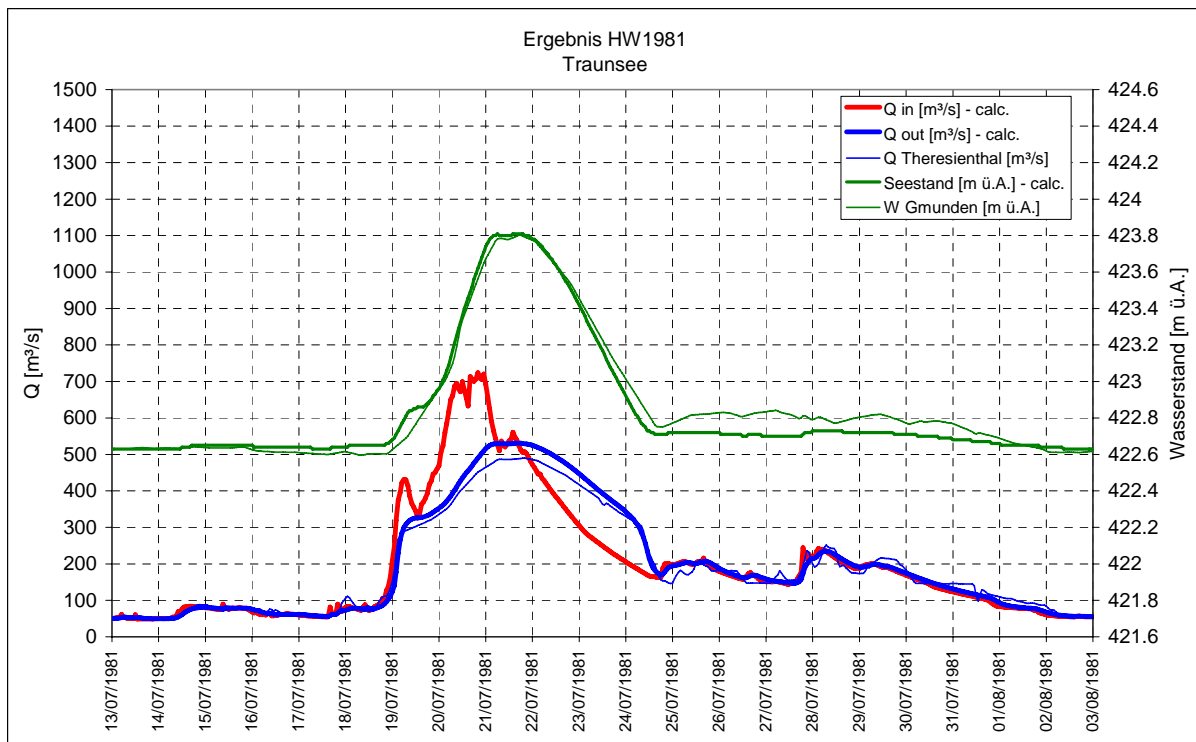


Abb. B.1.8: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1981 am Traunsee

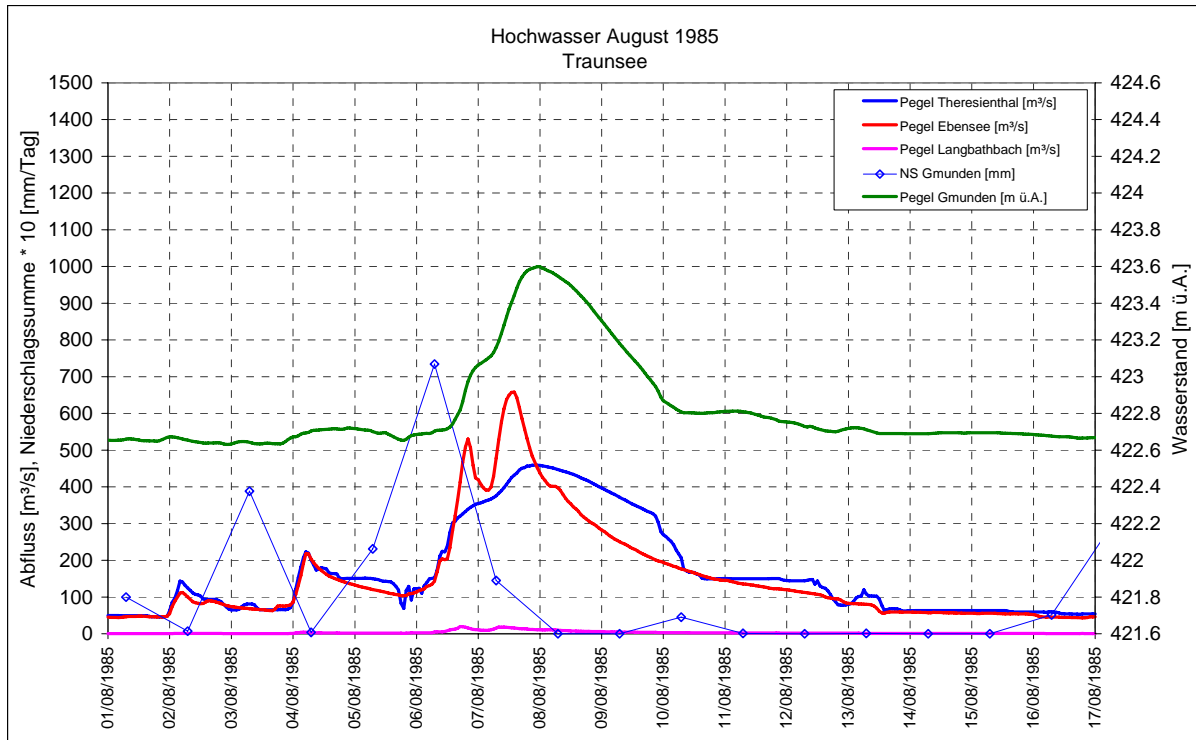


Abb. B.1.9: Datengrundlage Hochwasser 1985 am Traunsee

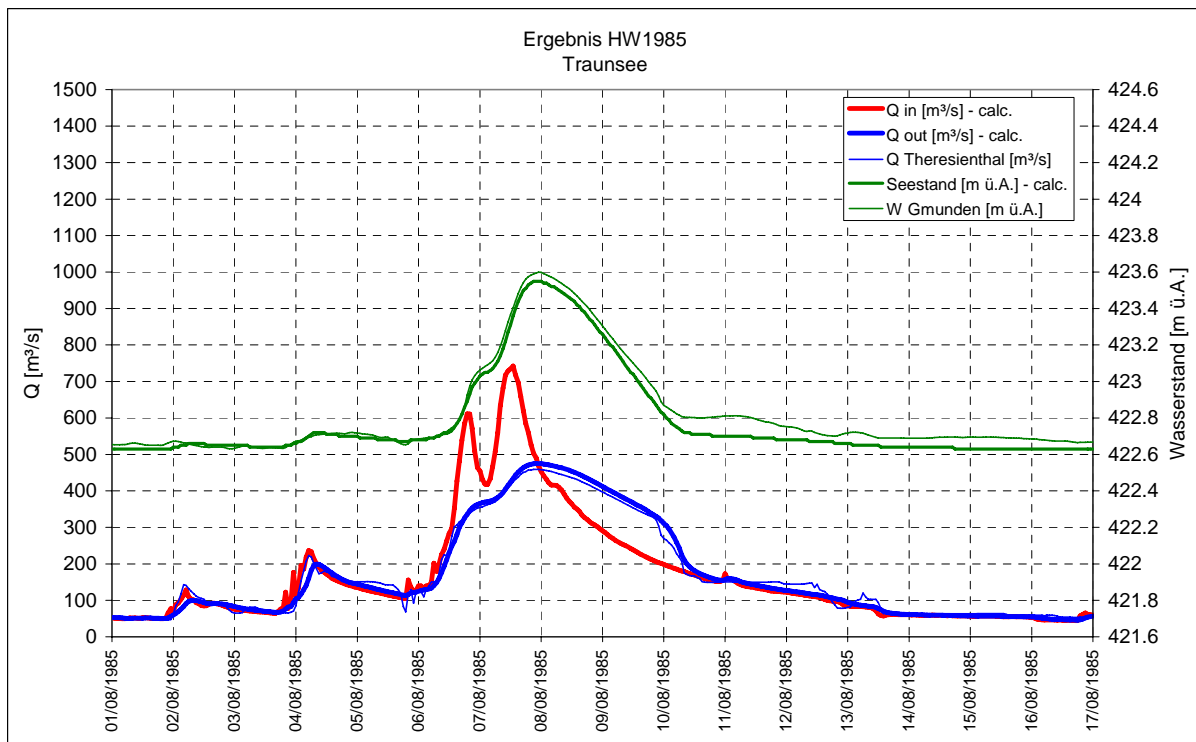


Abb. B.1.10: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1985 am Traunsee

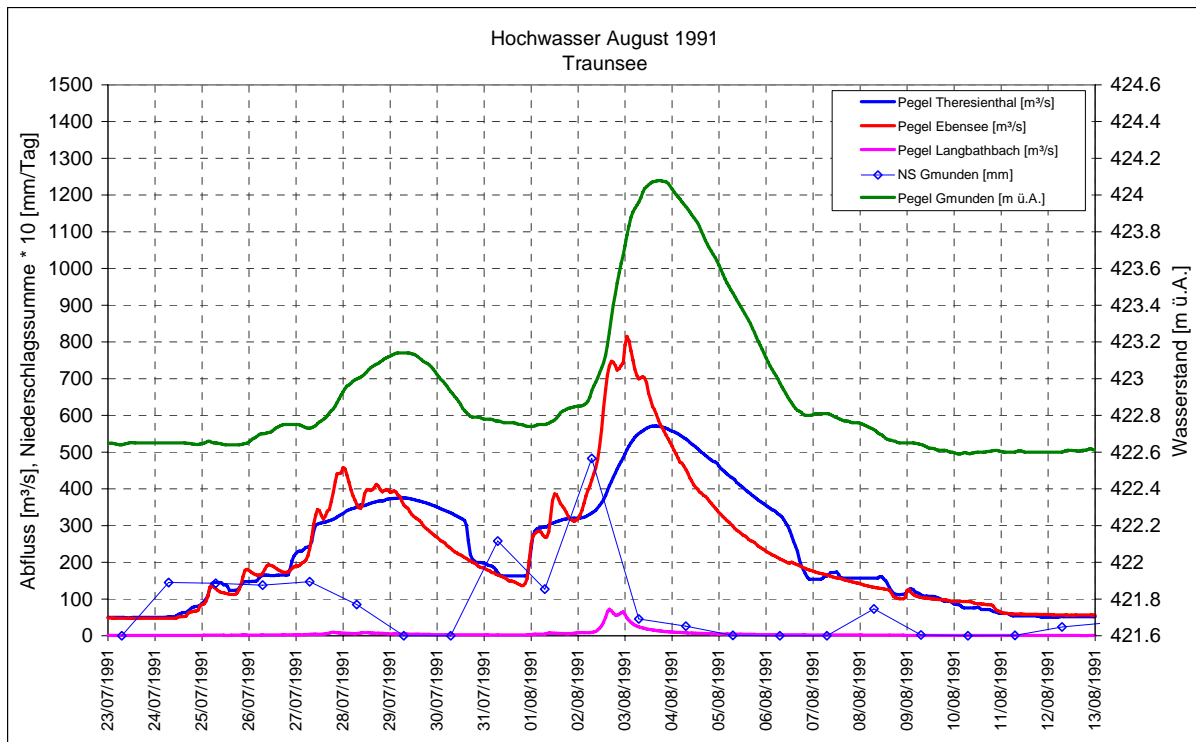


Abb. B.1.11: Datengrundlage Hochwasser 1991 am Traunsee

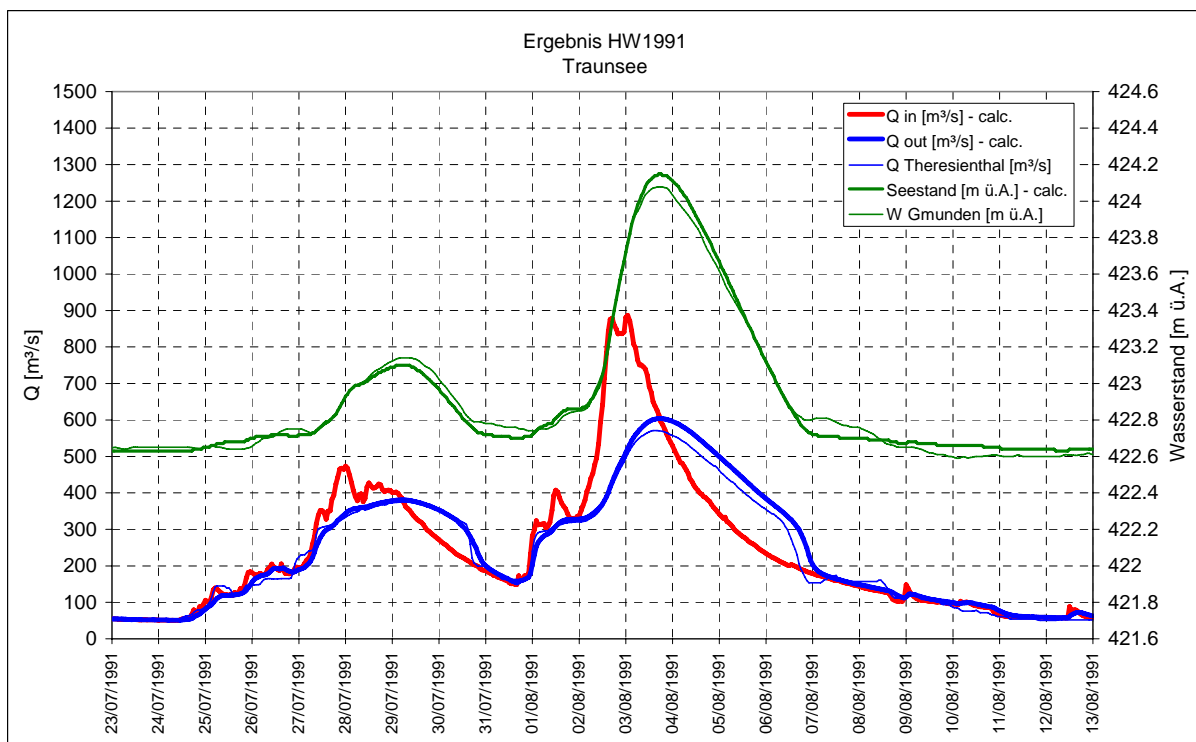


Abb. B.1.12: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1991 am Traunsee

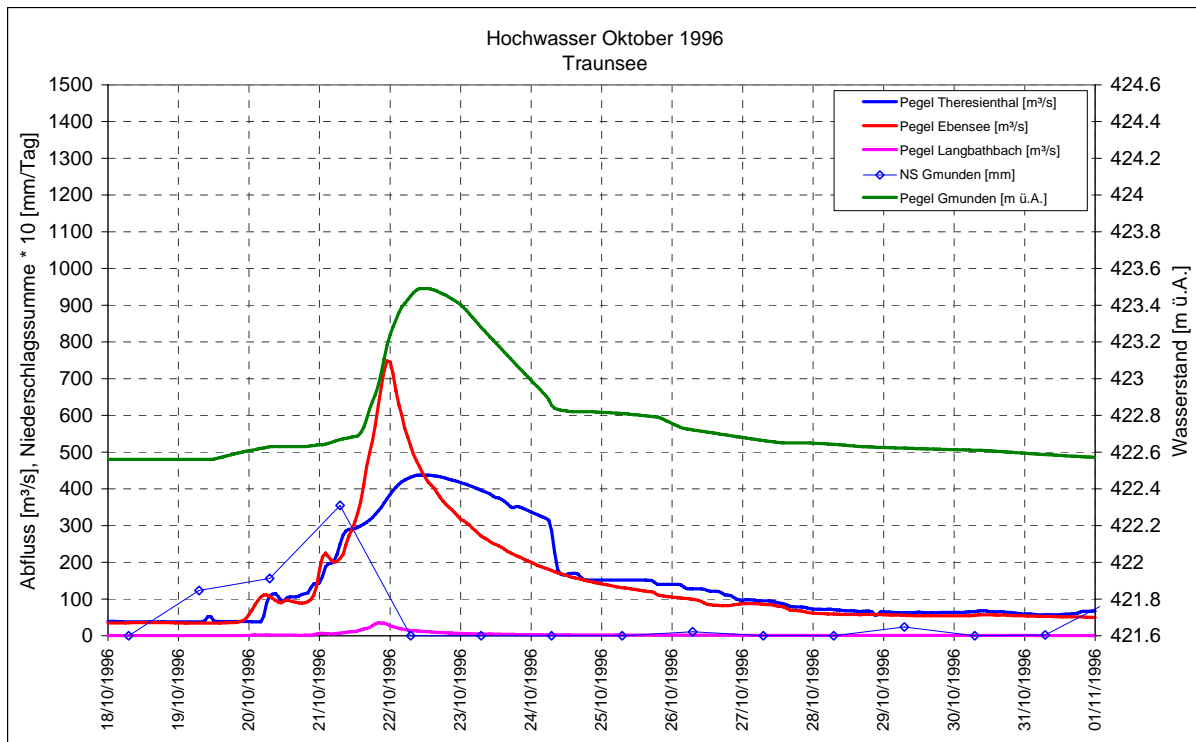


Abb. B.1.13: Datengrundlage Hochwasser 1996 am Traunsee

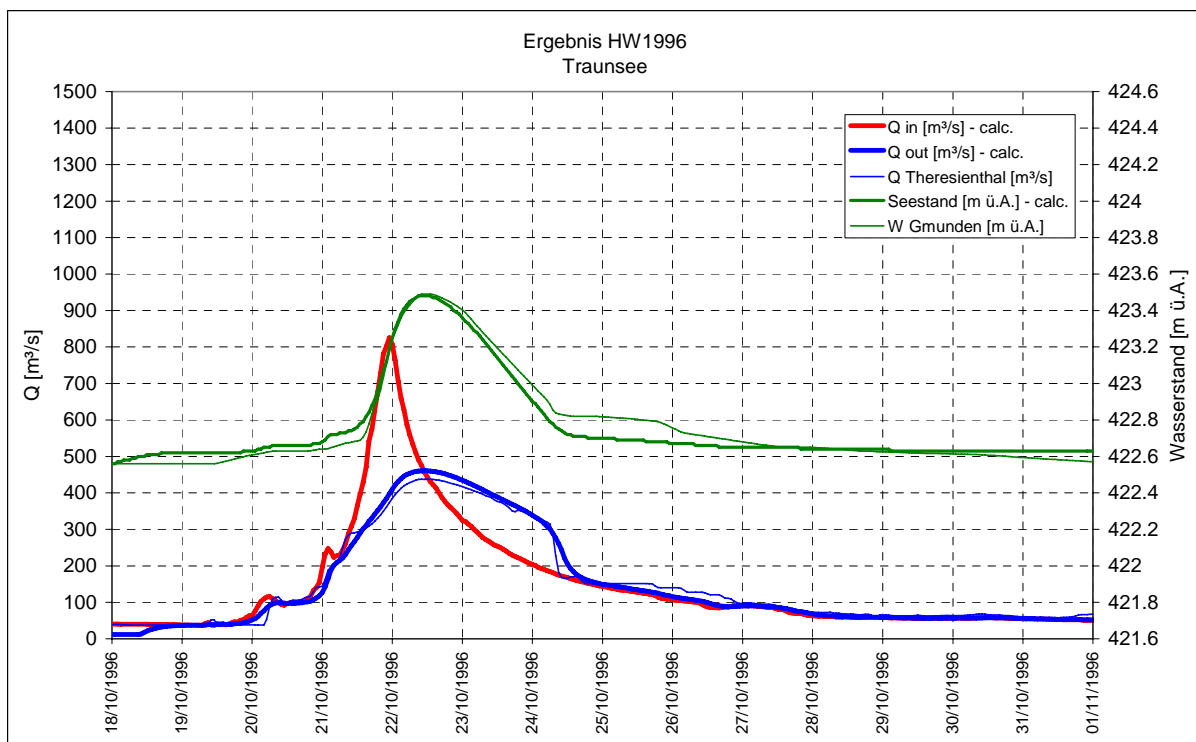


Abb. B.1.14: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers 1996 am Traunsee

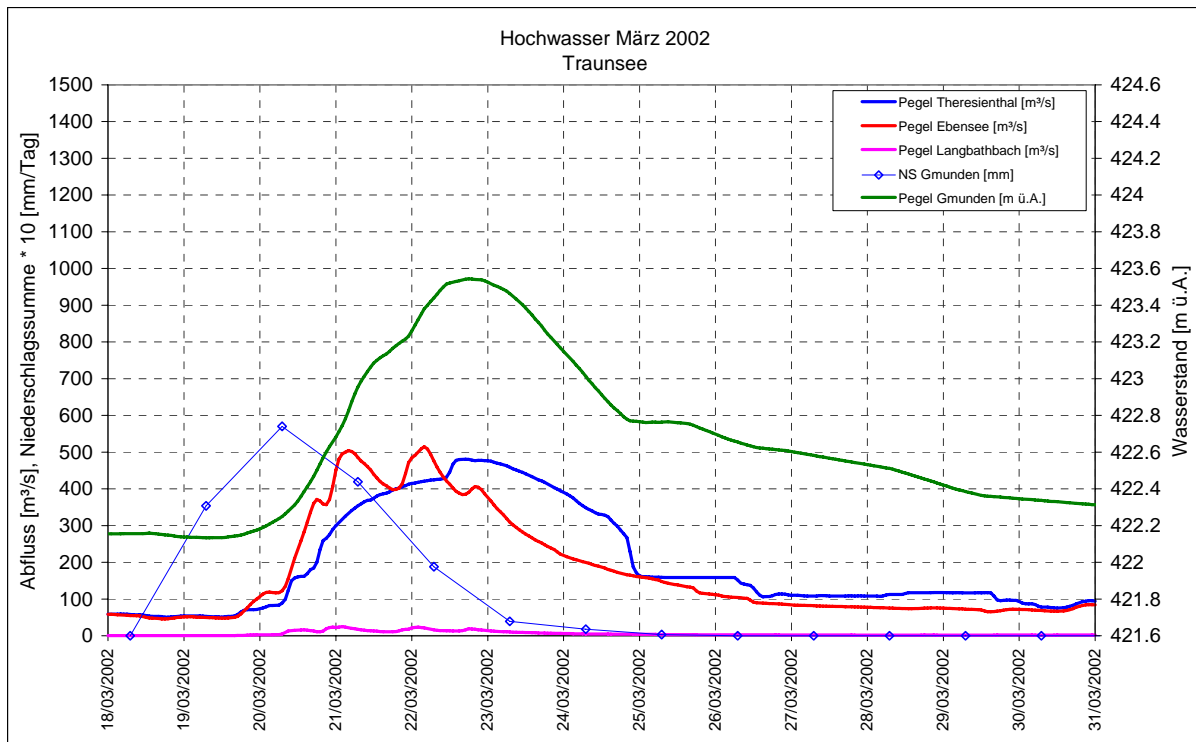


Abb. B.1.15: Datengrundlage Hochwasser März 2002 am Traunsee

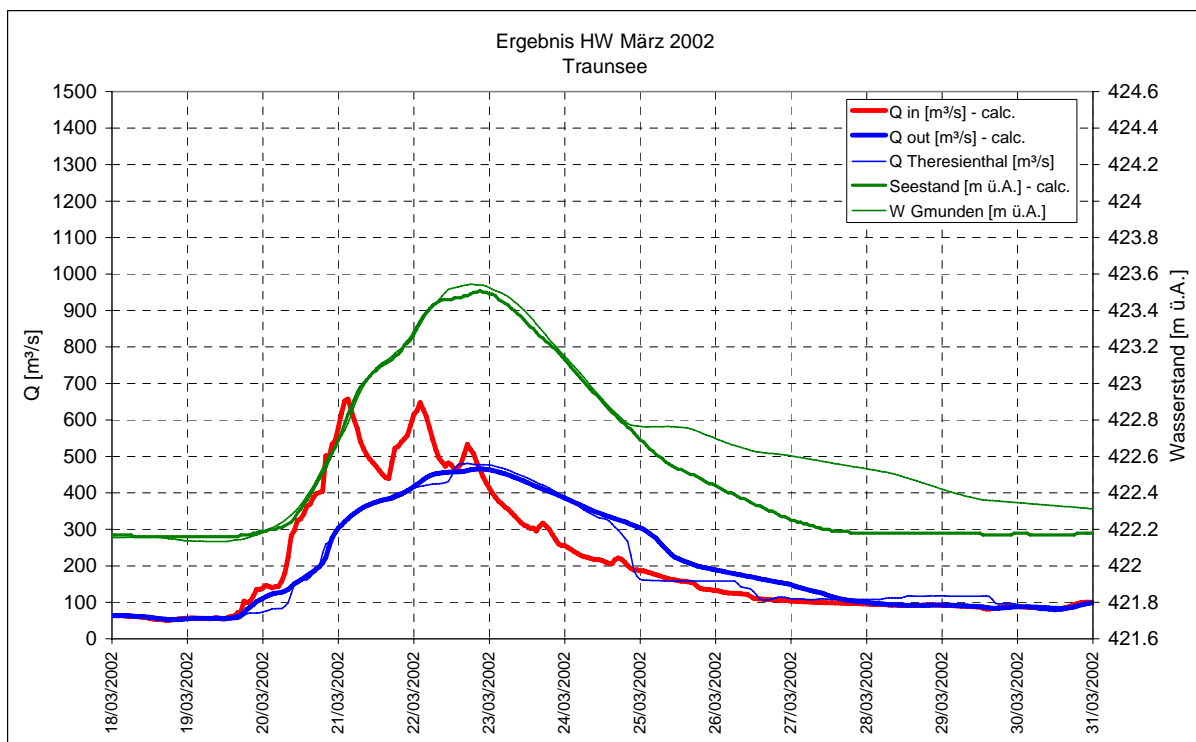


Abb. B.1.16: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers März 2002 am Traunsee

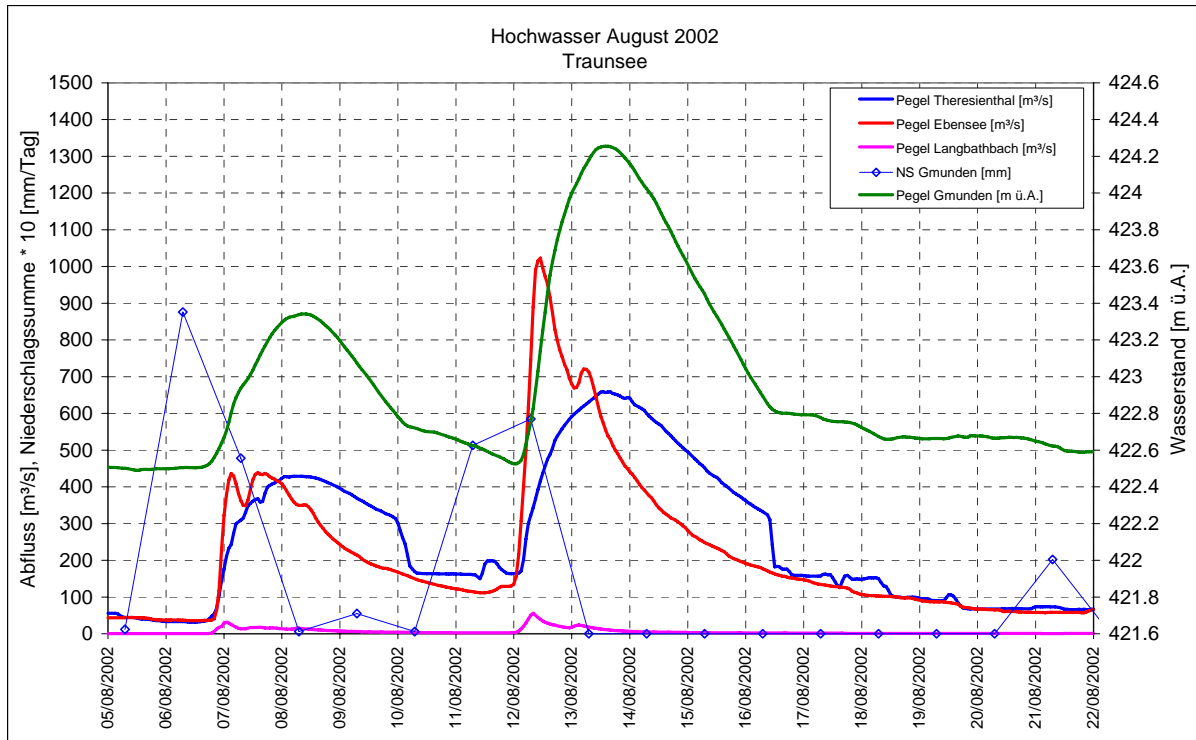


Abb. B.1.17: Datengrundlage Hochwasser August 2002 am Traunsee

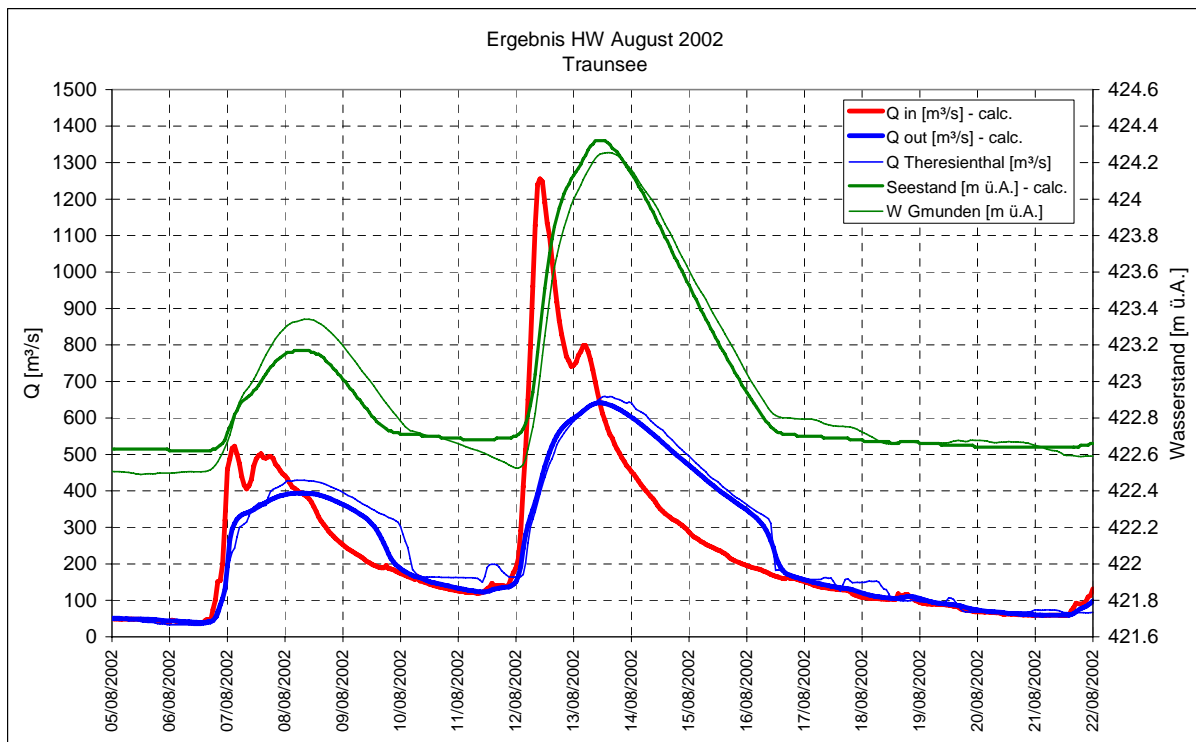


Abb. B.1.18: Ergebnis der Kalibrierung des Hochwassers August 2002 am Traunsee

2. Projekt

- HW September 1899
- HW August 1959
- HW August 1977
- HW Juli 1981
- HW August 1985
- HW August 1991
- HW Oktober 1996
- HW März 2002
- HW August 2002

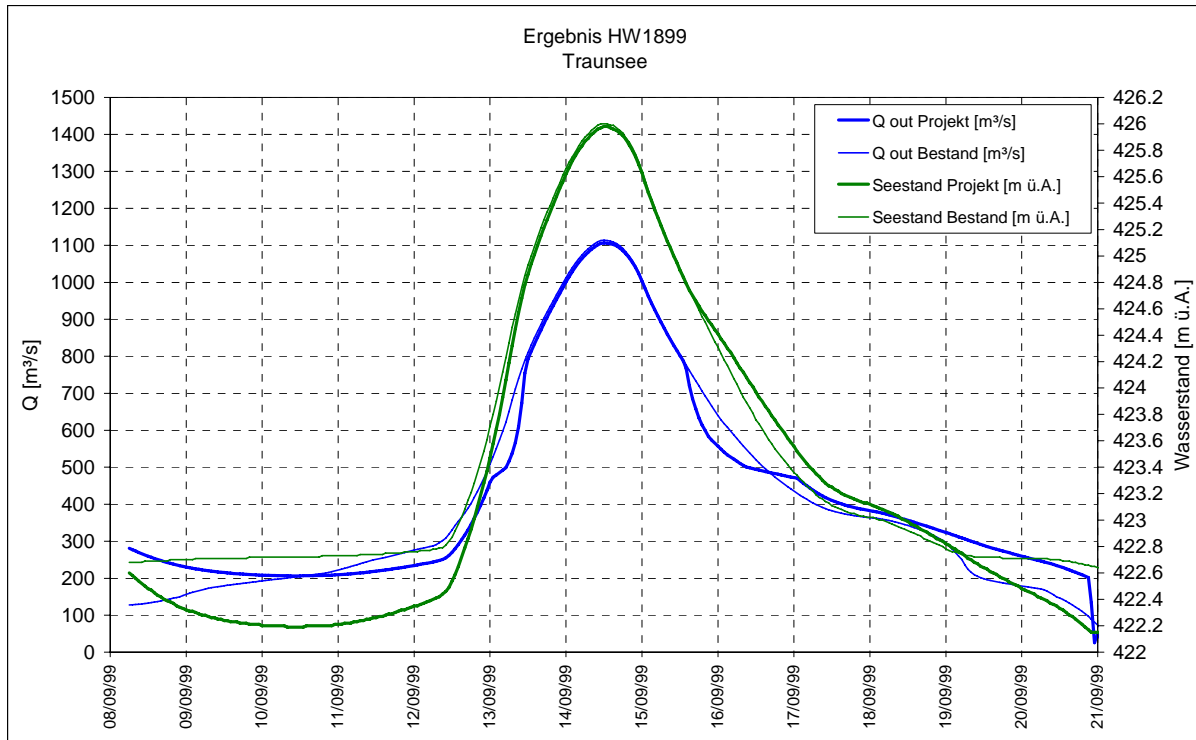


Abb. B.2.1: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1899 am Traunsee

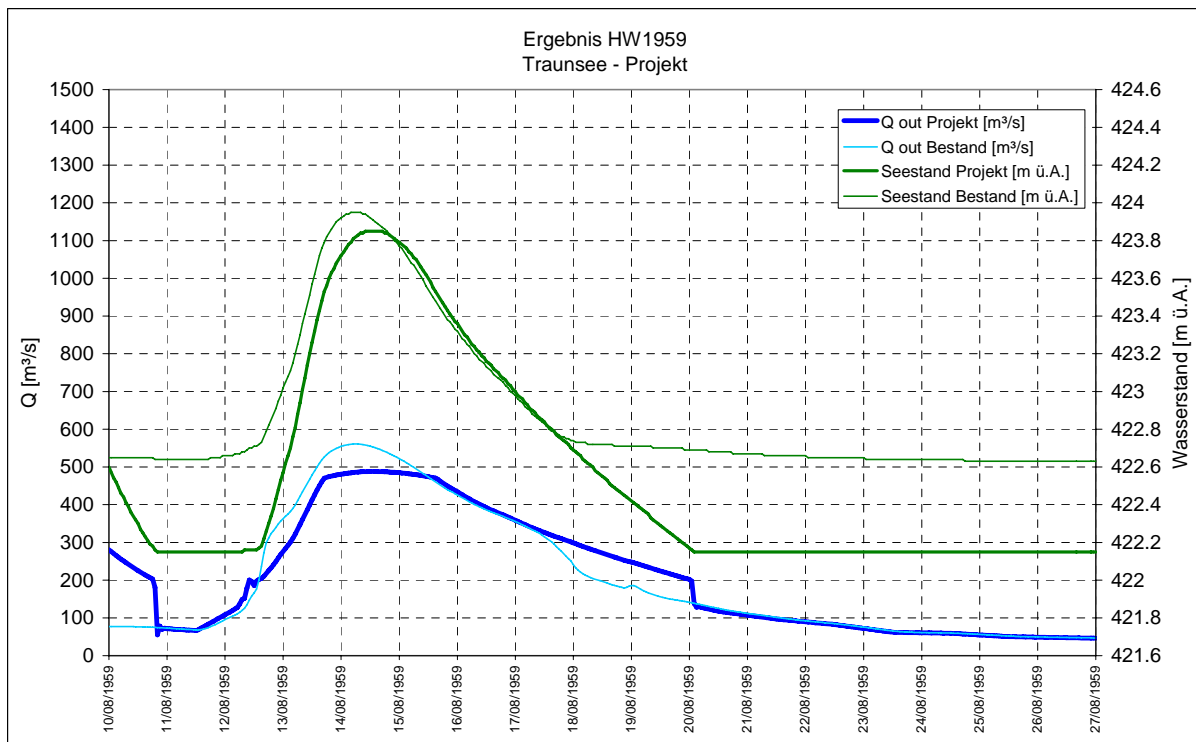


Abb. B.2.2: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1959 am Traunsee

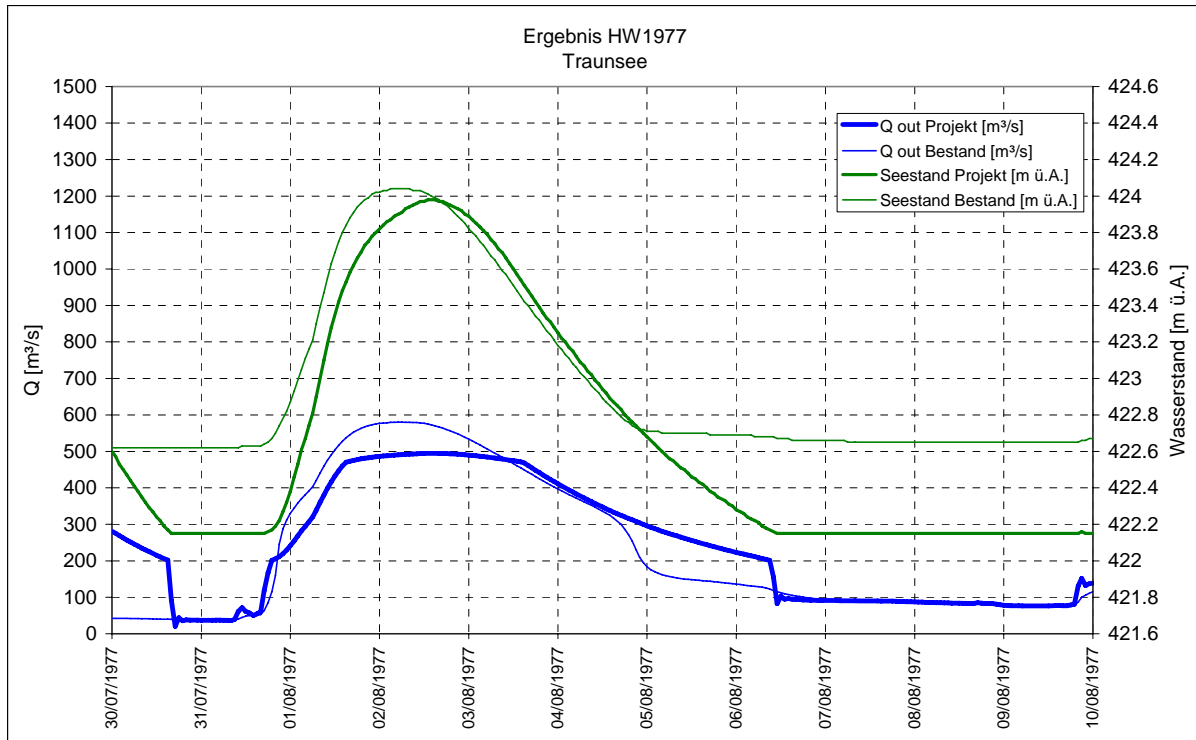


Abb. B.2.3: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1977 am Traunsee

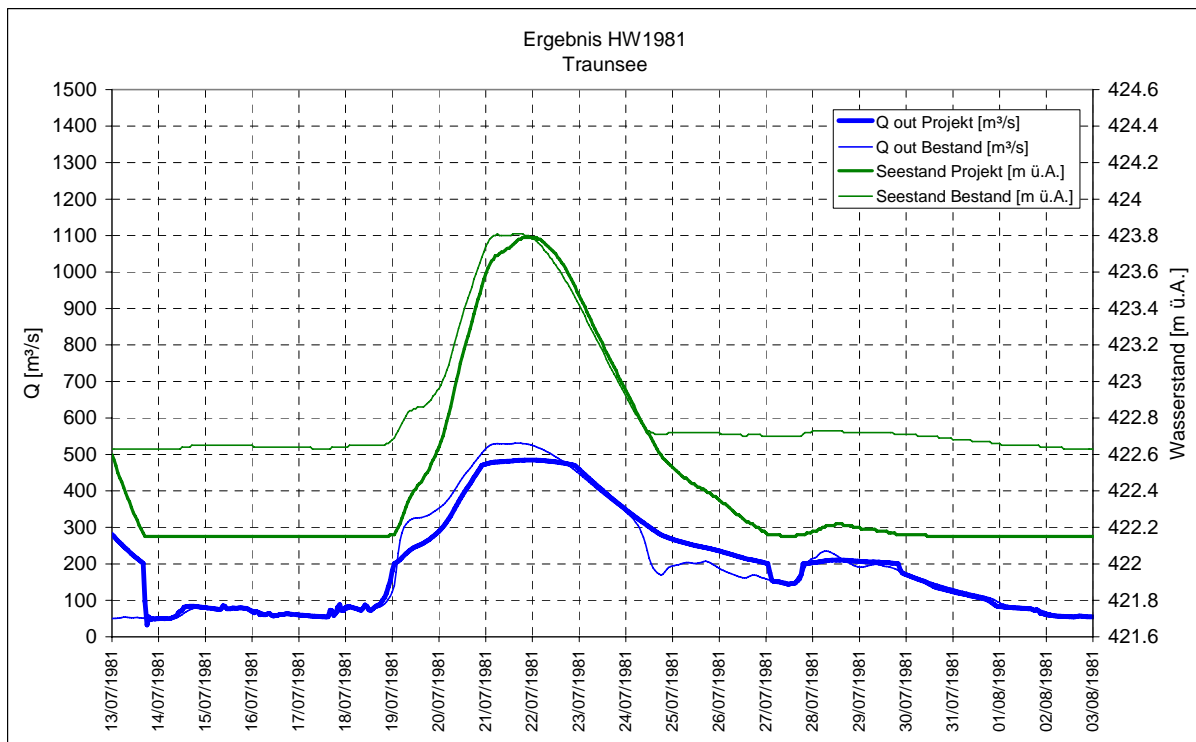


Abb. B.2.4: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1981 am Traunsee

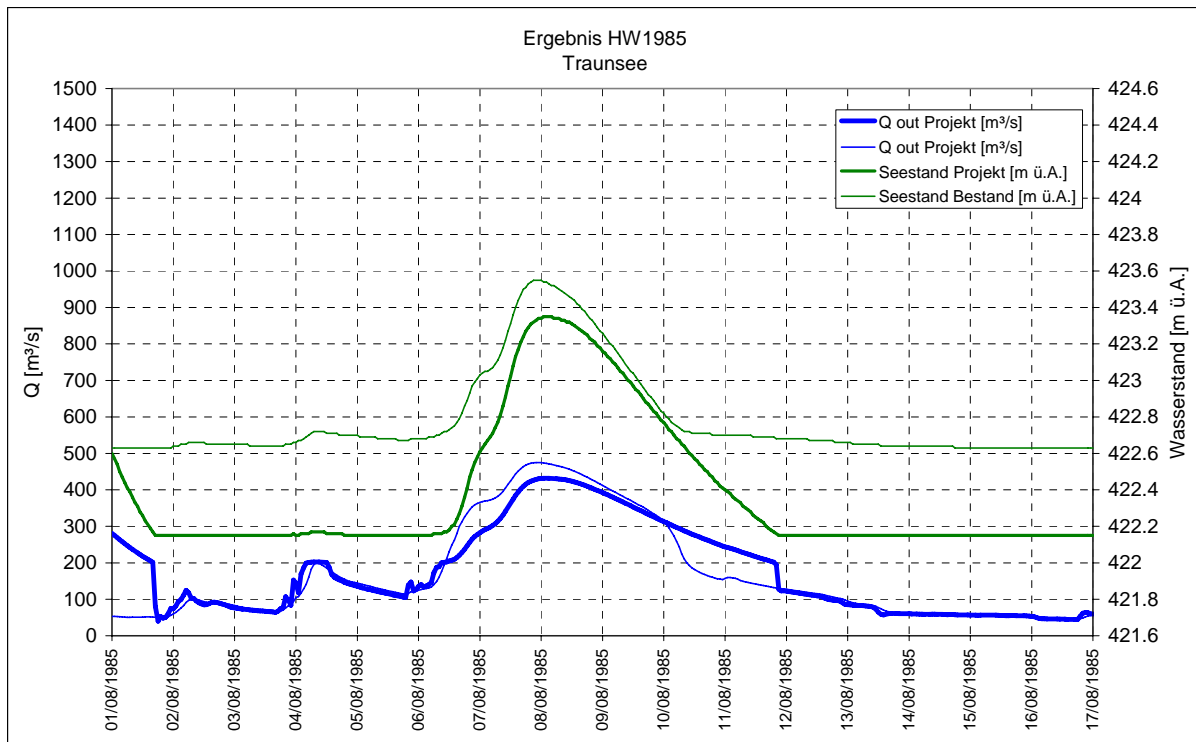


Abb. B.2.5: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1985 am Traunsee

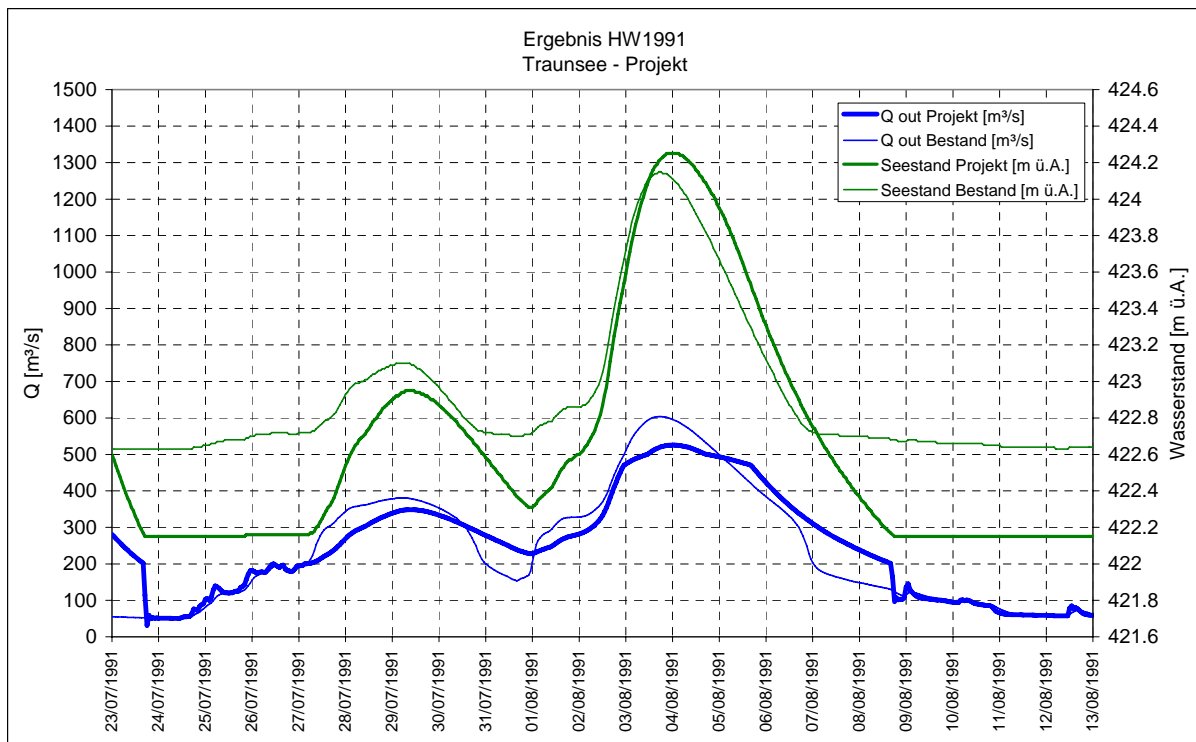


Abb. B.2.6: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1991 am Traunsee

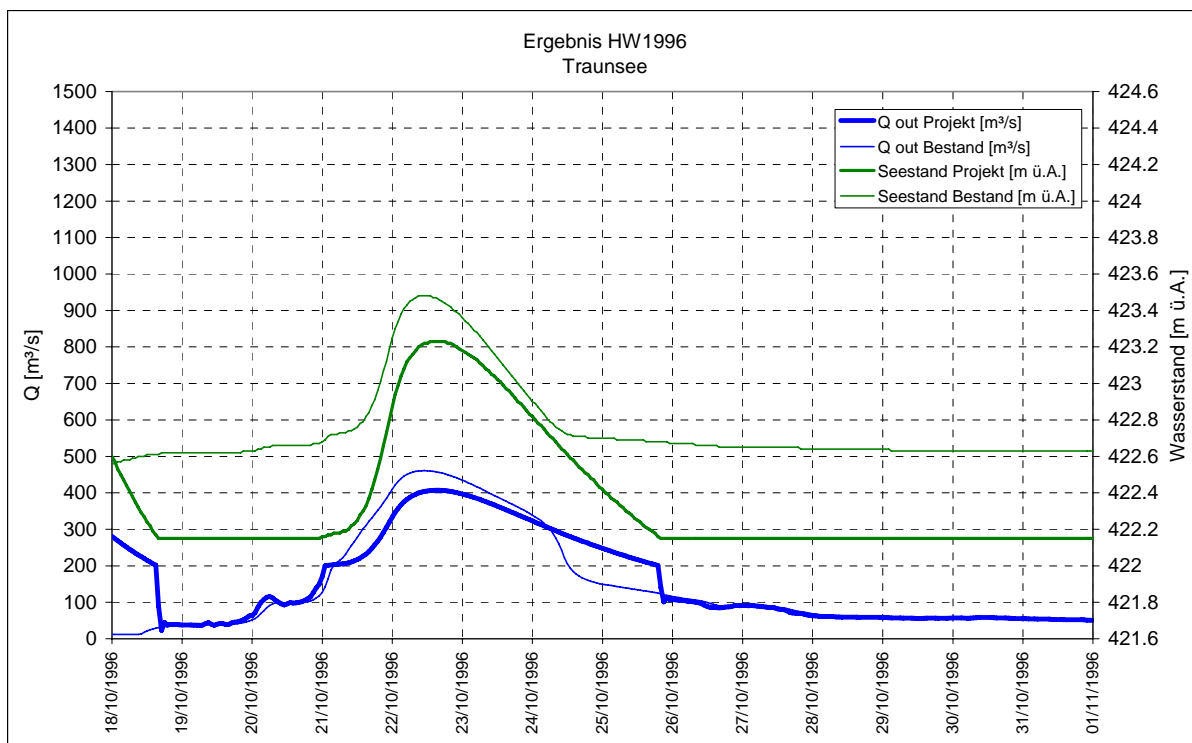


Abb. B.2.7: Ergebnis der Simulation des Hochwassers 1996 am Traunsee

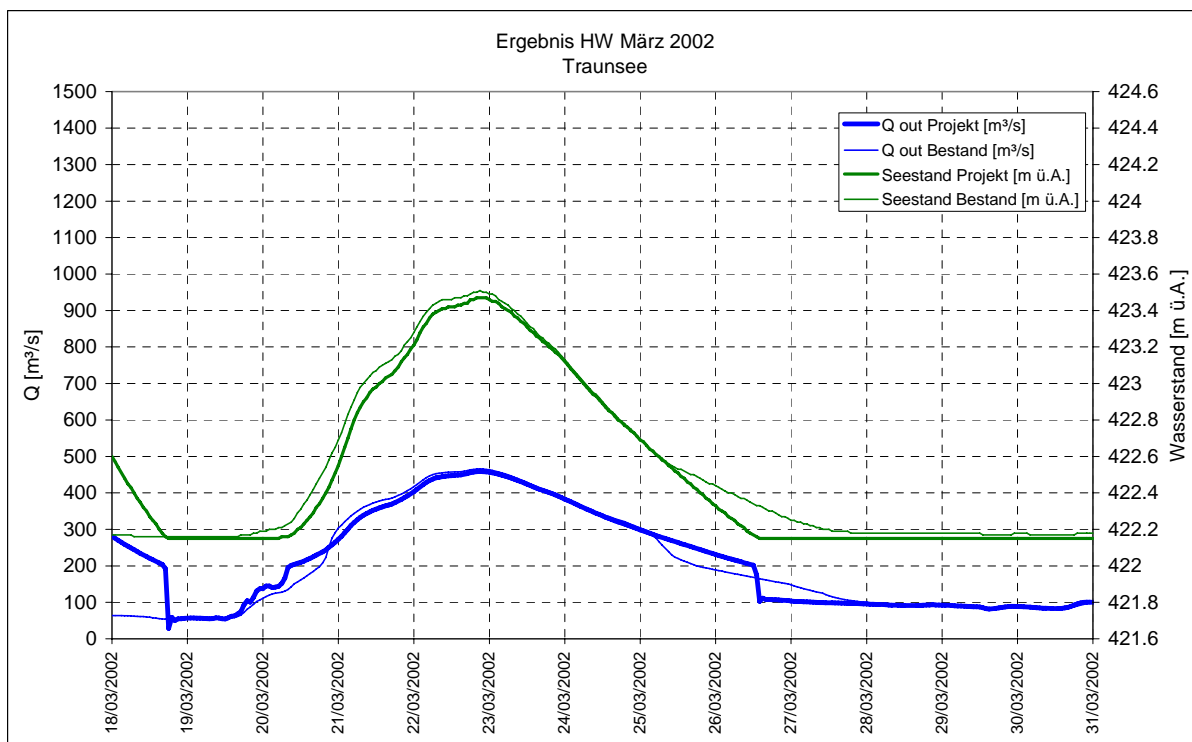


Abb. B.2.8: Ergebnis der Simulation des Hochwassers März 2002 am Traunsee

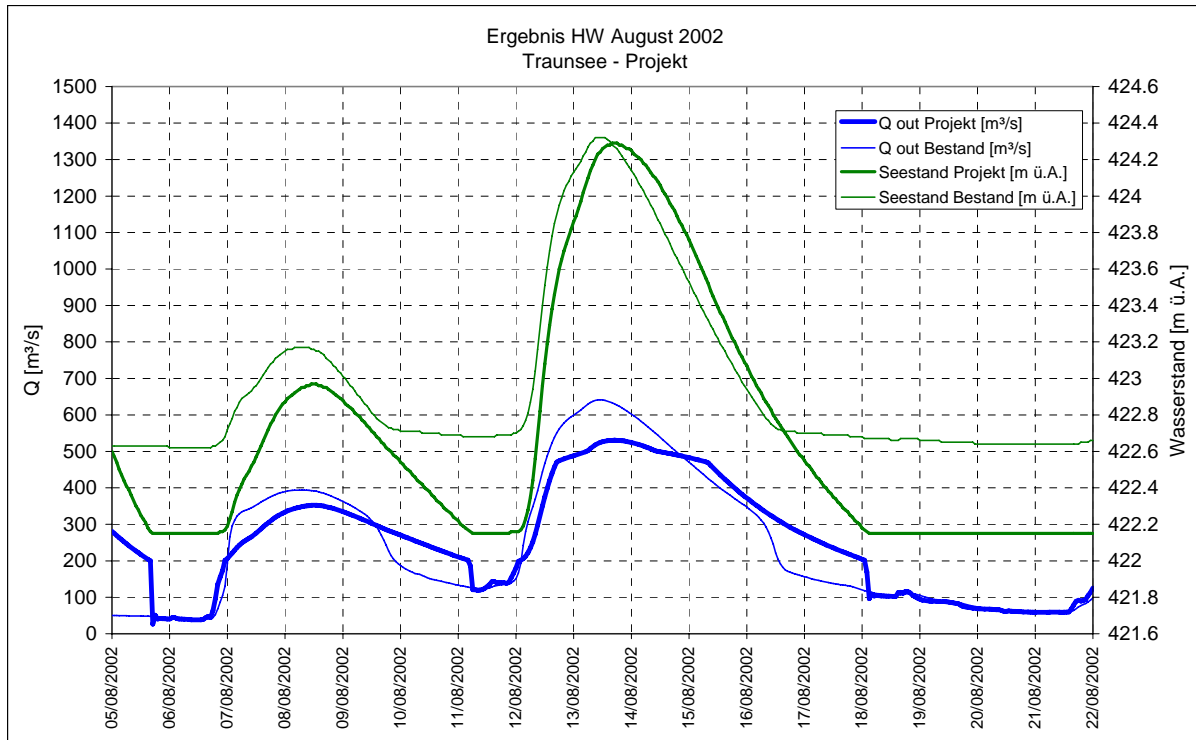


Abb. B.2.9: Ergebnis der Simulation des Hochwassers August 2002 am Traunsee

MODUL II

Risikobewertung

DI Clemens Neuhold

1	Einleitung	3
1.1	Problemstellung und Ziele	3
1.2	Definitionen.....	4
2	Methodik	8
2.1	Überblick über mögliche Bewertungsmethoden.....	8
2.1.1	Großräumige Betrachtungsskala	9
2.1.2	Lokale Betrachtungsskala	10
2.1.2.1	Risikobeurteilung mittels Überflutungsberechnungen.....	10
2.1.2.2	Risikobeurteilung mittels Gefahrenzonen.....	12
2.2	Verwendete Bewertungsgrundlagen und Ansätze	14
2.2.1	Begehung und Klassifikation der Objekte	14
2.2.2	Vernetzung der Begehung mit den Daten der Statistik Austria	15
2.2.3	Wahl der relevanten Szenarien.....	16
2.2.4	Berechnung der Bewertungsparameter basierend auf 1D-Modellierung.....	16
2.2.4.1	Datengrundlage	16
2.2.4.2	Erstellung des hydrodynamischen Modells in HEC-RAS Vers. 3.1.3.....	17
2.2.4.3	Hydraulische Berechnung	18
2.2.4.4	Herleitung der Bewertungsgrößen	19
2.2.5	Berechnung der Bewertungsparameter basierend auf 2D-Modellierung.....	19
2.2.5.1	Datengrundlage	20
2.2.5.2	Hydrodynamisches 2D Modell.....	20
2.2.5.3	Hydraulische Berechnung	20
2.2.5.4	Herleitung der Bewertungsgrößen	20
2.2.6	Schadensberechnung	21
2.2.7	Risikobestimmung.....	23
2.3	Beurteilung der Gefährdung von Personen.....	23
2.3.1	Quantifizierung der Exposition	24
3	Ergebnisse	26
3.1	Risikobeurteilung Pfaffstätt	27
3.1.1	Visualisierung der Bewertungsgrößen	28
3.1.1.1	Überflutungstiefen.....	28
3.1.1.2	Fließgeschwindigkeit	28
3.1.1.3	Überflutungstiefe x Fließgeschwindigkeit	29
3.1.2	Darstellung der Ergebnisse.....	30
3.1.2.1	Gefahrenzonen	30
3.1.2.2	Grundlage Datenlieferung Büro/Land.....	32

3.1.2.3	Grundlage Datenlieferung Statistik Austria	33
3.1.2.4	Grundlagen ergänzt durch Begehung und Nachdigitalisierung	34
3.1.2.5	Vernetzung der Daten.....	35
3.1.3	Schadensberechnung und Risikobestimmung.....	36
3.2	Restrisikobeurteilung Schwarzgrub, Rodl und Höflein	38
3.2.1	Visualisierung der Bewertungsgrößen	39
3.2.1.1	Überflutungstiefen.....	39
3.2.1.2	Fließgeschwindigkeiten.....	41
3.2.1.3	Überflutungstiefe x Fließgeschwindigkeit	41
3.2.2	Darstellung der Ergebnisse.....	42
3.2.2.1	Gefahrenzonen	43
3.2.2.2	Grundlage Datenlieferung Büro/Land.....	45
3.2.2.3	Grundlage Datenlieferung Statistik Austria	46
3.2.2.4	Grundlagen ergänzt durch Begehung und Nachdigitalisierung	48
3.2.2.5	Vernetzung der Daten.....	48
3.2.3	Schadensberechnung und Risikobestimmung.....	49
4	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	52
5	Abbildungsverzeichnis	54
6	Tabellenverzeichnis	56
7	Literatur	57

1 Einleitung

Der zweite Teil des Endberichts der Studie „Wasserwirtschaftliche Entwicklung in Überflutungsgebieten“, beauftragt von der Oberösterreichischen Landesregierung (Abteilung Wasserwirtschaft-Wasserwirtschaftliches Planungsorgan), definiert in Kapitel 1 die Problemstellung und Ziele des Moduls II. Kapitel 1.2 beinhaltet Aussagen zu Definitionen im Kontext mit Risiko und Restrisiko. Kapitel 2 befasst sich mit der verwendeten und teilweise neu entwickelten Bewertungsmethodik, sowie deren Anwendung an zwei Fallstudien. Das Kapitel 3 präsentiert die Ergebnisse, sowie daraus abgeleitete Empfehlungen, die im Kapitel 4 im Rahmen der Zusammenfassung und Schlussfolgerung eingehend analysiert werden.

1.1 Problemstellung und Ziele

Der deutlich erkennbare Anstieg der Hochwasserschäden in den vergangenen Jahrzehnten (Münchner Rück, 2004) ist auf die zunehmende Nutzung von Überflutungsbereichen zurückzuführen. Die sensible Nutzung und Bebauung von Flächen in unmittelbarer Flussnähe führen zu der Entstehung und dem Anstieg von Hochwasserrisiko. Im Spannungsfeld zwischen Hochwasserschäden, der Flächenwidmung und der Bebauung wird aufgezeigt, wie eine umsichtige Baulandausweisung und Nutzung beitragen kann Risiko zu reduzieren.

Obwohl die Hochwassergefährdung von Grundstücken als Standorteigenschaft in die Flächenwidmung Eingang finden, ist das potentielle Schadensrisiko, verursacht durch Überflutung, bei der Baulandwidmung für die Einzelnen und die öffentliche Hand weitgehend unbekannt. Das Fehlen dieser Entscheidungsgrundlagen erschwert Planung und Eigenvorsorge. Für Bereiche ohne Hochwasserschutz stellt sich die Frage nach Schaden und Risiko bei einer vorgesehenen Baulandwidmung. Von Interesse ist auch, ob, wie und wo die Rückwidmung von unbebautem Bauland volkswirtschaftliche Schäden mindern kann. Obwohl Österreich jährlich 75 Mio. € in Hochwasserschutzprojekte im engeren Sinn investiert, gilt es, das Schadenspotential deutlich zu verringern, das Risikobewusstsein zu schärfen und weitere Schutzprojekte umzusetzen (Stalzer, zitiert in Brandstetter 2005). So beeindruckend die eingesetzten Finanzmittel zum Schutz der Bevölkerung sind: „Maßnahmen die der Mensch setzt, können keinen hundertprozentigen Schutz bieten.“ So weist auch das Finanzministerium auf den Anstieg von Umfang und Häufigkeit der Hochwässer und die Zunahme von Personen und Wirtschaftsgütern in gefährdeten Bereichen hin. Ebenso auf die veranschlagten 3,55 Milliarden Euro, die für den Schutz vor Naturgefahren zwischen 2006 und 2017 vorgesehen sind (Matzinger 2006).

Struktureller Hochwasserschutz ist teuer und setzt den Erwerb von Grund und Boden voraus. Im Gegenzug zu einer Baulandwidmung stellen Grundeigentümer ihre Parzellen eher für die Errichtung von Schutzbauten zur Verfügung. Diesen offensichtlichen Kostenvorteilen für die Gemeinde und Nutzungsvorteilen für Grundbesitzer steht dadurch ein Restrisiko gegenüber, das unbekannt ist und deshalb in den Planungen und Investitionen hinter dem Damm keine Berücksichtigung findet. Von Interesse ist weiters, inwiefern in diesen Gebieten Widmungsbeschränkungen das Schadensrisiko mindern können.

Das Modul II Risikobewertung zielt darauf ab, klare Aussagen über die Schadenshäufigkeit und den Schadenserwartungswert in Zusammenhang mit Widmung und Bebauung zu treffen. Dies schließt die Entwicklung einer allgemein anwendbaren Methodik zur Abschätzung potentieller Hochwasserschäden, und deren Erprobung an zwei Fallstudien mit ein.

Die Ergebnisse erlauben eine Abschätzung, mit welchem Risiko Widmung und Bebauungen verbunden sind, und inwiefern das Risiko durch Rückwidmungen vermindert werden kann. Die Angaben zum Schadensrisiko erfolgen sowohl in unterschiedlichen Skalen als auch mittels konkreter Risikoangaben für typische private Nutzungen.

1.2 Definitionen

Die Richtlinie 2007/60/EG des europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken definiert den Begriff Hochwasserrisiko in Kapitel 1, Artikel 2, Absatz 2 mit: „*Kombination der Wahrscheinlichkeit des Eintritts eines Hochwasserereignisses und der hochwasserbedingten potenziellen nachteiligen Folgen auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das Kulturerbe und wirtschaftliche Tätigkeiten.*“

Für den Begriff Risiko liegen im Bereich der Naturgefahren teilweise leicht divergierende Definitionen vor. Den gemeinsamen Kern beschreibt Jonkman et al. (2002) mit: A risk measure is defined as a mathematical function of the probability of an event and the consequences of that event (das Maß des Risikos ist definiert als mathematische Funktion der Auftrittswahrscheinlichkeit des betrachteten Ereignisses und den durch das Ereignis resultierenden Konsequenzen).

Als adäquat für Hochwässer erscheint die Definition des Risikos als (BUWAL 1999a, Plate 2003, Merz 2004 & 2006):

Eine mögliche Naturgefahr	X
deren Wahrscheinlichkeit	$p(x)$
und den hervorgerufenen Schäden	$S(x)$

Risiko gilt hier als Synonym für Schadensrisiko. Im Gegensatz dazu beschreibt das hydrologische Risiko die Wahrscheinlichkeit des Überschreitens der Bemessungsgröße innerhalb eines betrachteten Zeithorizontes. Auch dafür findet sich mancherorts der Begriff Risiko, wie auch in der RIWA-T (BMLFUW 2006), wo Risiko als Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines Ereignisses bestimmter Größe innerhalb eines bestimmten Zeitraumes definiert ist und in Zusammenhang mit den Schadenspotentialen als Schadensrisiko bezeichnet wird.

Bei einer Situation mit technischem Schutz (Abbildung 1.2) spricht man auch vom Restrisiko, welches aber nach der Definition von Merz (2006 S.21) noch weitere Aspekte umfasst:

$$\begin{aligned} & \text{Akzeptiertes Risiko} \\ & + \text{Unbekanntes Risiko} \\ & + \text{Risiko aufgrund ungeeigneter Maßnahmen / Fehlentscheidungen} \\ & = \text{Restrisiko} \end{aligned}$$

Die RIWA-T (BMLFUW 2006) verwendet sinngemäß das quantifizierbare erhöhte Risiko und das unbekannte Restrisiko.

Den Zusammenhang von Hochwasserschäden mit Widmung und Bebauung zeigt Abbildung 1.1, wobei die Schäden hier vereinfachend nur vom Wasserstand abhängen. Auffallend ist dabei, dass durch die zusätzliche Bebauung Schäden bereits bei geringern Wasserständen und

Eintrittswahrscheinlichkeiten auftreten und sich das Schadausmaß bei einzelnen Ereignissen, etwa bei einem 100-jährlichen Wasserstand (HQ₁₀₀) vergrößert.

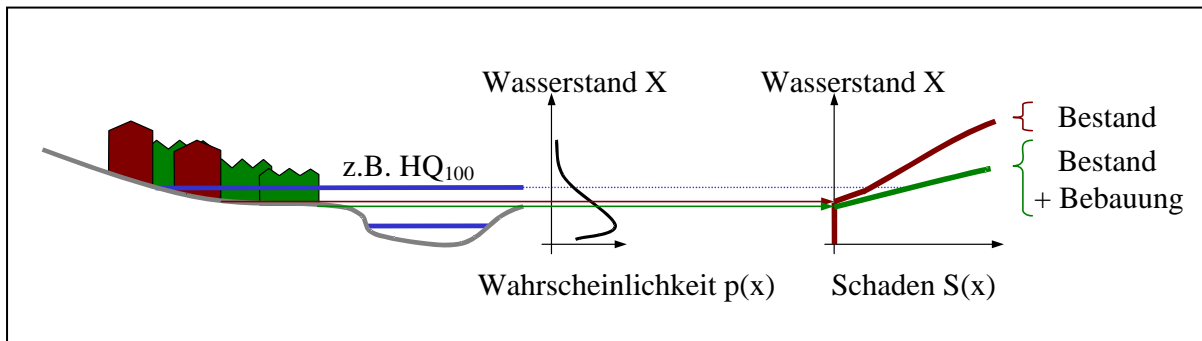


Abbildung 1.1 Schadensverlauf bei bestehender Nutzung und zusätzlicher Bebauung

Ähnliche Betrachtungen lassen sich auch für vorgesehene Deiche (Hochwasserchutzdämme) anstellen, wie Abbildung 1.2 zeigt. Funktionieren die Schutzbauten plangemäß, so treten Hochwasserschäden erst durch die Überschreitung der Bemessungsgröße auf – hier HQ₁₀₀. Vereinfachend bleibt bei unveränderter Nutzung des Hinterlandes der Schadensverlauf oberhalb des Bemessungswerts unverändert. Durch Umwidmung und zusätzliche Bebauung erhöhen sich die gefährdeten Werte hinter dem Deich und dadurch die potentiellen Hochwasserschäden.

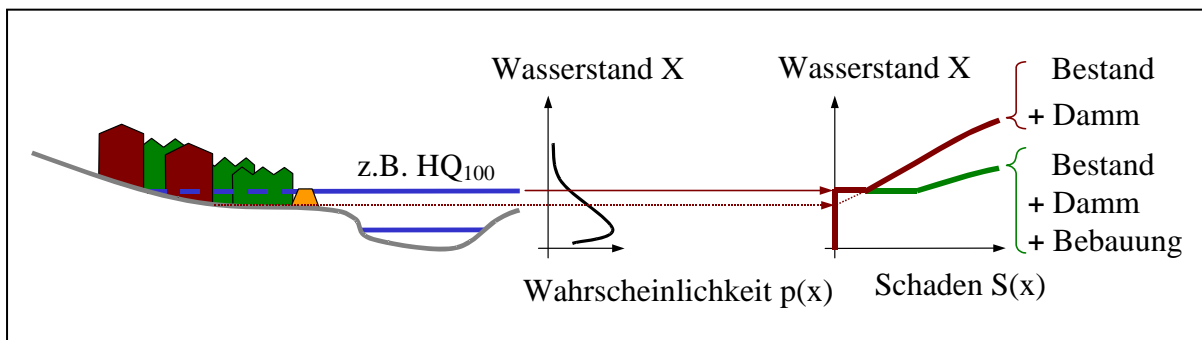


Abbildung 1.2 Schadensverlauf bei bestehender Nutzung und zusätzlicher Bebauung – mit HW-Schutz

Die Kenngrößen des Risikos sind die Schadenshäufigkeit $S(T)$ und der Schadenserwartungswert $E(S)$. Der Schadenserwartungswert gibt an, mit welcher Schadenshöhe im langjährigen Mittel zu rechnen ist. Er stellt eine wichtige gesamtwirtschaftliche Bewertungsgröße dar. Für die vorgesehene vergleichende Risikobewertung werden Schadenshäufigkeit und Schadenserwartung gegenübergestellt. Abbildung 1.3 zeigt dies für eine bestehende Nutzung und eine vorgesehene Widmung und Bebauung, wenn kein technischer Hochwasserschutz vorhanden ist.

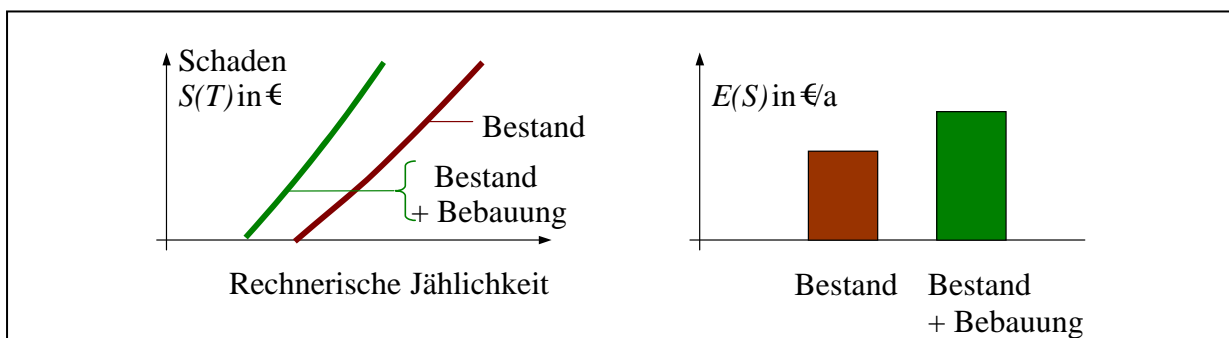


Abbildung 1.3 Schadenshäufigkeit und Schadenserwartung (schematisch für Beispiel, Abbildung 1.1)

Entsprechendes lässt sich auch für die Errichtung von Deichen und damit verbundenen Investitionen im Hinterland aufzeigen. Die verstärkte und sensible Bebauung in technisch geschützten Flächen führt zu einer Erhöhung der Schadenserwartung, deren Ausmaß sehr unterschiedlich sein kann, wie in Abbildung 1.4 schematisch dargestellt wird.

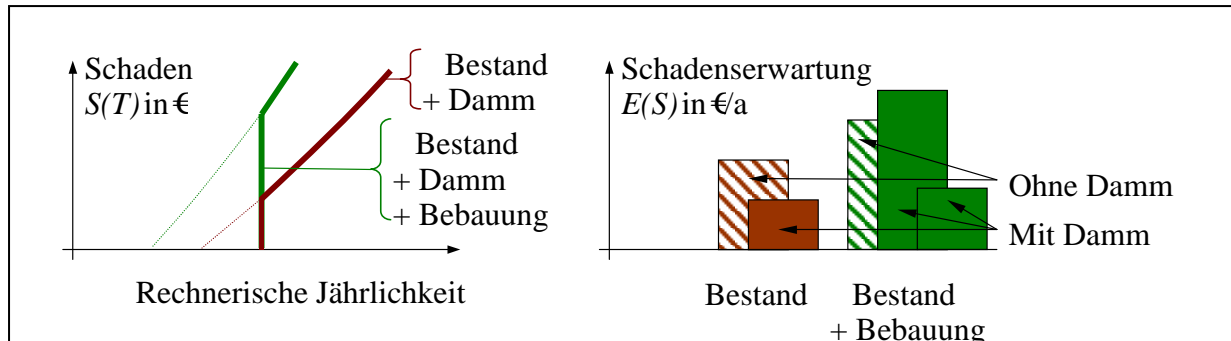


Abbildung 1.4 Schadenshäufigkeit und Schadenserwartung (schematisch für Beispiel, **Abbildung 1.2**)

Bei der Klassifizierung von Hochwasserschäden wird zwischen direkten/indirekten und tangiblen/intangiblen Effekten bzw. Schäden unterschieden. Tabelle 1.1 stellt die vorgesehenen Bewertungsgrößen zusammen, die auch weitgehend monetär bewertet werden können (vgl. BMLF 1980, BUWAL 1999b).

Tabelle 1.1 Bewertungsgrößen zur Risikobeurteilung

Monetäre Größen	Direkte Wirkungen	Besiedlung, gegliedert nach Gebäudetypen
		Transportanlagen (Straße, Schiene)
		Landwirtschaftliche Nutzflächen
		Forstwirtschaftliche Nutzflächen
		Grünflächen (Parks etc.)
		Wertänderung durch Widmungsänderung
	Indirekte Wirkungen	Gegliedert nach Wirtschaftssektoren
Intangible Größen: Gefährdung von Personen		Wohnbevölkerung in gefährdeten Bereichen, absolut und als Anteil der Gemeinde
		Direkt betroffene sensible Objekte (Krankenhäuser, Schulen etc.)
		Vorhandene Fluchtwege

Als intangible Größe wird die Gefährdung von Personen bewertet. Die in der Literatur beschriebenen Risikoanalysen behandeln in Hinsicht auf Personenschäden oft die Anzahl der Todesfälle, seltener die Anzahl der Verletzten (Merz 2006). Unterschiedliche Ansätze, basierend auf empirischen Zusammenhängen und Befragungen, existieren. Die Schwierigkeit dabei liegt in der Beschreibung der Wirkungskette von der Überflutung bis zur Einwirkung auf den Menschen. Merz (2006) präsentiert zahlreiche Methoden, zum Beispiel Verhältniszahlen von Sachschäden und Todesopfern. BUWAL (1999a) berücksichtigt die Wahrscheinlichkeit, dass sich an einem bestimmten Ort Personen aufhalten, wobei sensible Objekte wie Krankenhäuser besondere Beachtung finden. Als Indikator wird auch die Anzahl der betroffenen Wohnbevölkerung, abgestuft nach der Überflutungstiefe angegeben (IKSR 2001).

Besonders stark betroffen sind folgende Personengruppen (siehe Merz 2006, Messner et al. 2006)

- Höheres Alter (>75 Jahre)
- Personen mit schlechter Gesundheit und Mobilität
- Alleinerzieherinnen
- Personen in schlechter finanzieller Situation
- Arbeitslose
- Personen mit wenig entwickelten sozialen Netzwerken
- Personen in Gebäuden mit überdurchschnittlich hoher Bewohneranzahl
- Nicht-Eigentümer von Wohngebäuden und Autos
- Personen mit geringem Gefahrenbewusstsein
- Personen im Hochwassereinsatz

Hinsichtlich der Gefährdung von Menschenleben sind folgende Faktoren wesentlich (Messner et al. 2006):

- Geringe Frühwarnzeit
- Hohe Fließgeschwindigkeit und Wassertiefe
- Nicht verfügbare Fluchtwege
- Versagen oder Überströmen von Schutzbauwerken
- Schwemmgut
- Lange Überflutungsdauer
- Ungünstige Tages- und Jahreszeit

Die relevanten Bewertungsgrößen werden in Abhängigkeit von der Situation in den beiden Fallstudien festgelegt (Kapitel 3). Die Wirkungsgrößen aus Tabelle 1.1 sind soweit untergliedert, dass einzelnen Objekten eindeutige (monetäre) Schadensangaben in Abhängigkeit der Hochwassereinwirkung zugeordnet werden können. Entsprechend der Untergliederung wurden Schadensfunktionen für typische Objektnutzungen festgelegt, aus denen die monetären Schäden der Überflutungsszenarien abgeleitet wurden. Die intangiblen Wirkungen werden soweit möglich quantitativ, sonst qualitativ beschrieben.

2 Methodik

Das Kapitel 2 bietet einen Überblick über mögliche, verwendete und adaptierte Methodiken zur Bewertung von Hochwasserrisiko. Dabei wurde nur der Prozess der Überflutung durch Flüsse berücksichtigt. Weitere Einflussfaktoren die zu erheblichen Schäden führen können, wie Grundwasser, Kanalisation, Flächenversiegelung, uvm. wurden im Rahmen der Studie nicht behandelt.

2.1 Überblick über mögliche Bewertungsmethoden

Dieses Kapitel bietet einen Überblick über die Möglichkeiten zur Risikoanalysen bei Projekten ohne zusätzliche hydraulische und/oder hydrologische Berechnungen. Die Eignung der in Tabelle 2.1 zusammengefassten Hochwasser-Zonen zur Risikoabschätzung wird im Rahmen der folgenden Diskussion überprüft.

Tabelle 2.1: Mögliche Bewertungsgrundlagen zur Risikobeurteilung

Zonen	Entsprechende Betrachtungsskala
Rote & gelbe Zone der Gefahrenzonenplanung	Lokale Betrachtungsskala
HQ ₁₀ , HQ ₃₀ , HQ ₁₀₀ , HQ ₃₀₀ etc.	Maßstabsbereich 1:2000 - 1:5000 Entsprechend der Gefahrenzonenplanung
HORA	Großräumige Betrachtungsskala Maßstabsbereich 1:25000 - 1:50000 Untersuchungsflächen: mehrere 100 km ²

Die Eignung der Zonen zur Risikoabschätzung hängt unmittelbar von der Betrachtungsskala, dem Grad der Detaillierung und der Verfügbarkeit von Überflutungstiefen ab. Da der Schadensgrad und damit die Schadenshöhe neben Art und Nutzung der Objekte wesentlich von Tiefe, Fließgeschwindigkeit und weiteren Faktoren abhängen, die bei der rein flächigen Bearbeitung nicht berücksichtigt werden, sind Flächenangaben alleine für die monetäre Risikobewertung nicht ausreichend. Messner et al. (2006, Tab. 3.18) beschreiben im Rahmen des EU-Projektes FLOODsite (www.floodsite.net) die minimal erforderliche Information für die Bewertung direkter, tangibler Schäden als Überflutungsflächen und Überflutungstiefen.

Die anschließend beschriebenen Ansätze erlauben eine Risikoabschätzung für ein oder mehrere Szenarien unter Berücksichtigung der Tiefen und teils auch der Geschwindigkeiten. Die Berechnung mittlerer jährlicher Schäden sollte aber auf mindestens drei unterschiedlichen Szenarien beruhen von denen eines über dem HQ₁₀₀ liegt (Messner et al. 2006). Ein solches Extremereignis findet u.a. sowohl in den Richtlinien zur Durchführung der Kosten-Nutzen Untersuchung im Schutzwasserbau in Österreich (BMLFUW 2008), als auch im Schweizer System der Kosten-Nutzen Schätzung (BWG 2001) Anwendung.

Vereinfachende Risikoaussagen können basierend auf einem einzelnen Szenario, etwa als Produkt von Wahrscheinlichkeit des Bemessungsereignisses, der Gefahrenzonenplanung und den davon hervorgerufenen Schädwirkungen abgeleitet werden. Dies kann im Einzelfall ausreichen, allgemein ist davon abzuraten, da der Kurvenverlauf der Schadenshäufigkeit nicht berücksichtigt wird.

2.1.1 Großräumige Betrachtungsskala

Großräumige Risikoabschätzungen, etwa auf Bundeslandebene, lassen zwar gut vermittelbare Ergebnisse erwarten, sind aber nicht für die gegenständliche Analyse auf einer lokalen Skala anwendbar. Ein Beispiel für die großräumige Risikoabschätzung stellt der Rhein-Atlas der IKSR dar, siehe Abbildung 2.1. Da die Risikogebiete im Bundesland allgemein bekannt sind und Daten vorliegen, werden die unten angeführten Überlegungen zur Risikoabschätzung mit HORA in Rahmen des Moduls II nicht weiter verfolgt.

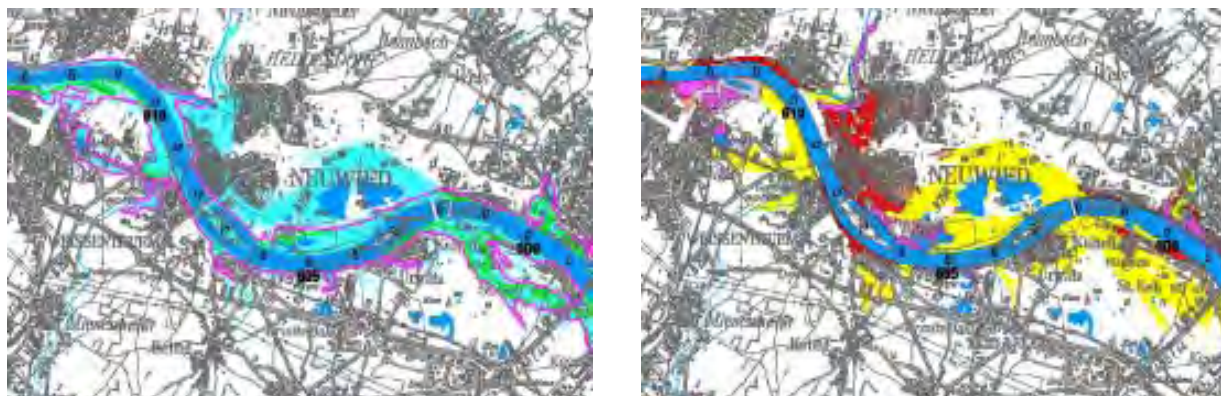


Abbildung 2.1 Ausschnitte aus dem Rhein Atlas (IKSR, 2001)

Die Endprodukte von HORA sind die allgemein zugänglichen Überflutzonen bei HQ_{30} , HQ_{100} und HQ_{200} , sowie die entsprechenden Tiefen, bei nur teilweiser Berücksichtigung von HW-Schutzeinrichtungen, mit einer Auflösung eines 10×10 m Rasters (BMLFUW 2006b). Die Daten liegen Österreichweit vor, sie erlauben aufgrund der Bearbeitungsmaßstäbe im Bereich von 1:50000, nur unter zusätzlicher Berücksichtigung der Örtlichkeit, Aussagen für die lokale Skala – und somit für die Widmung und Bebauung. Unterschiede der Abflussmengen von HORA zu den Bemessungsgrößen der hydrographischen Landesdienste sind möglich, auch können Abweichungen von genaueren Planungen aufgrund der in HORA teilweise nicht berücksichtigten Dämme auftreten.

Mögliche Nutzungen von HORA sind:

- Kommunikation des Risikos zur Bevölkerung; Aufzeigen der Gefährdungsräume, besonders hinter Schutzmassnahmen – sofern Gefahrenzonen nicht vorhanden sind. Grundlage zur Förderung des Risikotransfers und zum Erkennen möglicher Konfliktpotentiale
- Laut BMLFUW (2006c) Optimierung und Prioritätenfestlegung im Hochwasserschutz für Gemeinden, Länder und Bund
- Benennung von Gebieten mit potentiell signifikantem Hochwasserrisiko und Erstellung von Hochwasserrisikokarten im Sinne der geplanten EU-Hochwasser Richtlinie. Dies entspricht dem ersten und teilweise dem zweiten Teil der Planungsschritte zum Risikomanagement im Vorschlag der Kommission der EU von 2006.

Unter Beachtung der Güte der hydrologisch- hydraulischen Gesichtspunkte eignen sich die Flächen- und Tiefenangaben der drei Hochwasser Szenarien (HQ_{30} , HQ_{100} , HQ_{200}) grundsätzlich zur großmaßstäblichen Risikoabschätzung. Eine Plausibilitätskontrolle mit lokalen Daten und Gegebenheiten wie Gefahrenzonen, Schutzbauten und der Topographie sowie eventuelle Adaptierungen sind jedenfalls notwendig.

Die so erhaltene Gefährdungsinformation kann anschließend mit landesweit verfügbaren Daten zur Realnutzung und Schadensfunktionen kombiniert werden. Die Vorgehensweise zur Erstellung des Rhein-Atlas (Rodriguez et al. 2001), die auf den CORINE Daten zur Beschreibung der Nutzungseinheiten beruht, ließe sich dafür adaptieren. Die CORINE Flächennutzung basiert auf Satellitenbildern aus dem Jahr 2000 und berücksichtigt Einheiten von mindestens 25 ha Größe. Für das Bundesland Oberösterreich gibt es keine genaueren Geodaten zur Landnutzung, wenn man von der digitalen Katastermappe absieht, deren Anwendung auf einer derart großen Skala mit enormem Aufwand verbunden wäre.

2.1.2 Lokale Betrachtungsskala

Für die lokale Betrachtungsskala (beide Fallstudien) bieten sich zwei Varianten zur Beurteilung des Risikos an:

1. Beurteilung mittels simulierten Abflussereignissen – Überflutungsflächen
2. Beurteilung mittels ausgewiesenen Gefahrenzonen
 - Bundeswasserbauverwaltung
 - Wildbach- und Lawinenverbauung

2.1.2.1 Risikobeurteilung mittels Überflutungsberechnungen

Die Eignung von Überflutungsberechnungen zur Risikoabschätzung ist wesentlich mit der Ausweisung und Angabe von Überflutungstiefen verbunden. Die Risikoabschätzung auf der lokalen Skala erfordert eine detaillierte Beschreibung der Überflutungsgefährdung, unter Berücksichtigung von Schutzbauten und idealer Weise der räumlich verteilten Überflutungstiefen und Fließgeschwindigkeiten. Diese beiden Einflüsse werden dabei als die wichtigsten angesehen und finden in der vorgesehenen Schadensberechnung Eingang. Weitere Einflussfaktoren sind zwar nicht unwesentlich für das Schadausmaß, die Abhängigkeiten sind jedoch komplexer und weniger erforscht.

Die Art der hydraulischen Berechnungsergebnisse und die verwendeten Schadensfunktionen sind aufeinander abzustimmen. Als Schadensfunktionen beschreibt die Fachliteratur kontinuierliche und diskrete mathematische Zusammenhänge zwischen der Intensität der Hochwassereinwirkung und dem Schädigungsgrad – meist in %, bzw. einem Absolutschaden in € pro Objekt oder betroffener Grundfläche [m²]. Kontinuierliche Tiefen- und Geschwindigkeitsangaben aus der hydrodynamischen Berechnung wie sie Abbildung 2.2 zugrunde liegen, eignen sich für beide Arten von Schadensfunktionen.

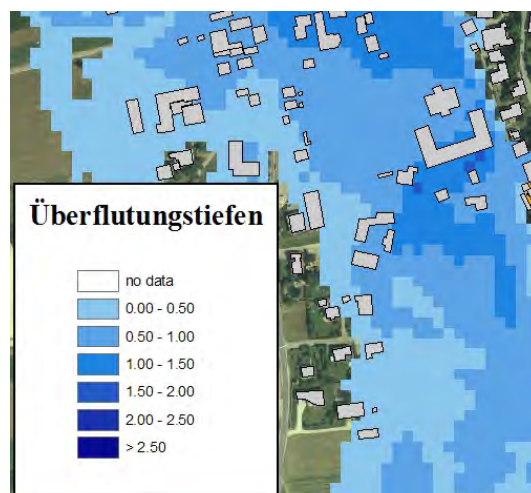


Abbildung 2.2 Überflutungstiefen erhalten aus hydrodynamischer Modellierung, dargestellt in Tiefenklassen

Wenn die Gefährdung mittels Zonen beschrieben ist, die auf einer profilweisen 1D Berechnung und zusätzlichen Beurteilungen vor Ort beruhen, so ist die Verwendung entsprechend abgestufter Schädigungsklassen passender. Für den 1D Fall wurde im Rahmen dieser Studie eine erweiterte Beurteilungsmethodik entwickelt, die in Kapitel 2.2.4 vorgestellt und dokumentiert wird.

Die Schadensabschätzung kann dann sowohl über ein GIS als auch mittels Zählverfahren der gefährdeten Objekte in den einzelnen Intensitätszonen (BWG 2001) durchgeführt werden. Der hier vorgeschlagene Ansatz basiert auf solchen Zonen und abgestuften Schadensgraden, da dies für Ergebnisse der 1D und 2D Berechnung geeignet ist. Die objektweise Zuordnung einer Hochwassereinwirkung und somit eines Schadensgrades führt in Kombination mit Schätzwerten der Gebäude- und Inhaltswerte zu den gesuchten direkten monetären Schadensschätzungen. Die Vorgehensweisen und Daten sind in BUWAL (1999a) und BWG (2001) für die Schweizer Gefahrenzonen beschrieben und wurden in der Risikoanalyse Gleisdorf (Nachtnebel et al. 2005, Schanze et al. 2008) auf österreichische Verhältnisse übertragen. Die berechneten mittleren Schadenshöhen für Wohngebäude entsprechen hinreichend genau den Schadensquantifizierungen in verschiedenen ex-post Untersuchungen, sodass die Methodik plausible Ergebnisse liefert.

Im Rahmen der Bearbeitung des Moduls II konnte die notwendige hydraulische Information aus folgenden bereits vorhandenen Ergebnissen gewonnen werden:

- Räumlich verteilte Tiefen & Geschwindigkeiten ergeben sich direkt aus der 2D Modellierung (Alle relevante Überflutungsdaten liegen somit bereits vor)
- Räumlich verteilte Tiefen und mittlere Geschwindigkeiten ergeben sich auch aus der Kombination von 1D Ergebnissen und eines genauen Höhenmodells (hauptsächlich GIS Bearbeitung)

Tiefen der 1D Profile lassen sich über GIS, Vor-Ort Bearbeitungen sowie der erweiterten Methodik auf das Untersuchungsgebiet übertragen (Kapitel 2.2.4). Die flächige Übertragung liefert Tiefenklassen und Schätzwerte der mittleren Fliessgeschwindigkeit. Genauere Angaben zur Geschwindigkeitsverteilung im Querprofil sind nur möglich, wenn Ergebnisse der Abflussverteilung in den Querprofilen vorliegen. Ist lediglich bekannt, ob das Tiefen- und Geschwindigkeitskriterium der roten Zone erfüllt ist, wie in Abbildung 2.3 so lässt sich bestenfalls eine mittlere Fliessgeschwindigkeit für den gesamten Vorlandbereich angeben.

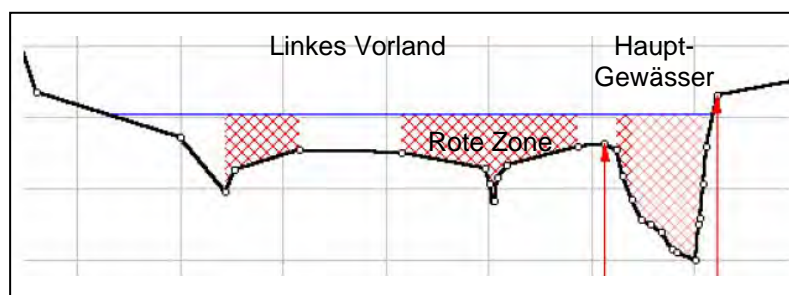


Abbildung 2.3 Abgrenzung der roten Gefahrenzone aus der 1D Berechnung (Hydroconsult-Sackl, 2000 S.94)

Aus den so ermittelten Tiefen- und Geschwindigkeiten ergibt sich eine der drei Intensitätsklassen nach BWW et al. (1997), für die tabellierte Schädigungsraten und absolute Schadenshöhen pro Objekt bzw. pro Flächeneinheit vorliegen. Diese Schadensfunktionen beschreiben unterschiedliche Objektklassen der Besiedelung, Transportanlagen, Land- und forstwirtschaftliche Flächen und Grünanlagen. Sind 2D Berechnungen bzw. ein genaues digitales Geländemodell vorhanden, so können die drei Intensitätszonen des Schweizer Systems direkt übernommen werden.

2.1.2.2 Risikobeurteilung mittels Gefahrenzonen

Die Eignung von Gefahrenzonen zur Risikoabschätzung ist begrenzt, da die Information über Hochwassergefahren

- flächig bzw. zum Teil qualitativ vorliegt
- nur ein Bemessungsszenario beschreibt
- nur grobe Rückschlüsse auf Überflutungstiefe und Fließgeschwindigkeit ermöglichen

Um diese Informationen dennoch zur Risikoabschätzung beim Bemessungsereignis zu verwenden, sind genauere Angaben zur Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit in den Überflutungsgebieten notwendig. Ziel der folgenden Überlegungen ist, die Kriterien der Gefahrenzonen der Bundeswasserbauverwaltung (BWV) und jene des Schweizer Systems zu kombinieren, und die daran gekoppelten Schadensfunktionen zu adaptieren.

Abbildung 2.4 stellt die Kriterien beider Systeme und jenes der Wildbach- und Lawinerverbauung (WLV) gegenüber.

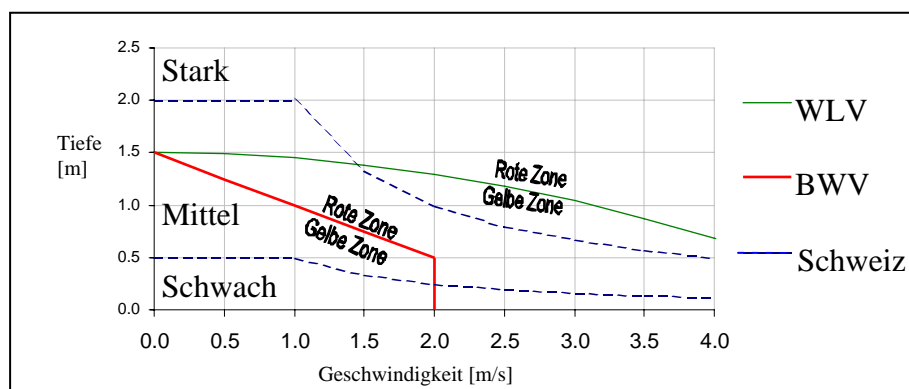


Abbildung 2.4 Abgrenzung der Gefahrenzonen und der Zonen unterschiedlicher Einwirkungsintensitäten als Funktion aus Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe

Die vorgesehene Kriterienkombination beinhaltet eine Abstufung der gelben und roten Zone in Abhängigkeit der Intensität. Tabelle 2.2 zeigt die Unterteilungen und deren Entsprechungen mit dem Schweizer System. Dafür können die Schadensgrade der schwachen und der starken Intensität direkt aus BUWAL (1999b) übernommen werden. Der mittleren Schweizer Intensitätsstufe entsprechen zwei Unterteilungen, für die Schadensgrade anhand einschlägiger Publikationen festzulegen sind. Relevante Zahlenangaben sind u.a. in BUWAL (1999b), Rodriguez et al. (2001) und MURL (2000) zu finden.

Tabelle 2.2 Unterteilung der Gefahrenzonen und Einwirkungsintensitäten zur Risikobeurteilung

Gefahrenzonen der BWV	Vorgesehene Unterteilung	Entsprechung im Schweizer System	
		Intensitätsklasse nach BWV et al. (1997)	Festlegung der Schadensgrade
Gelb	I	Schwach: $t \text{ \& } vt < 0,5$	BUWAL (1999b)
	II	Mittel:	Noch festzulegen
Rot	I	$0,5 < t \text{ \& } vt < 2,0$	festzulegen
	II	Stark: $t \text{ \& } vt > 2,0$	BUWAL (1999b)

Abbildung 2.5 stellt mögliche Kriterien zur Zonenabgrenzung anhand von Tiefe und Geschwindigkeit dar. Da sowohl die Zonenkriterien als auch die Schadensgrade und Werte Richtgrößen darstellen, sind Rückschlüsse auf Einzelobjekte mit einigen Unsicherheiten behaftet, die durch die Verwendung detaillierter Schadensfunktionen verringert werden können.

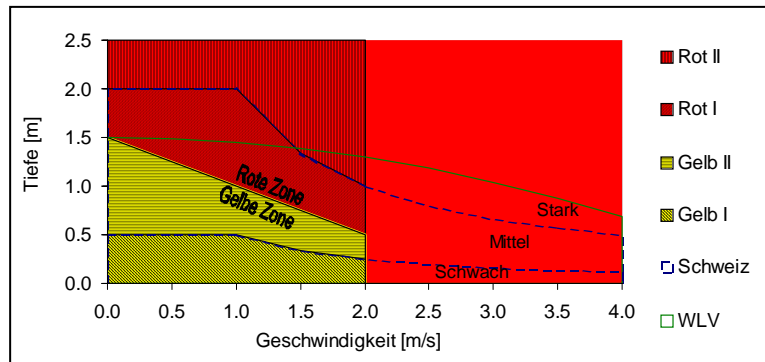


Abbildung 2.5 Mögliche Kriterien zur Gefahrenzonenabgrenzung

Bei der praktischen Anwendung erscheint die Unterteilung in die Klassen Gelb I und Gelb II als wichtigster Arbeitsschritt zur Beschreibung der Einwirkung. Darauf weisen auch die großen gelben Gebiete im Gefahrenzonenplan von Abbildung 2.6 hin. Sind zusätzlich zu den Gefahrenzonen Überflutungsberechnungen wie etwa HQ_{10} , HQ_{30} , HQ_{100} und HQ_{300} vorhanden, ist entsprechend der Abschnitte 2.1.2.1 vorzugehen.

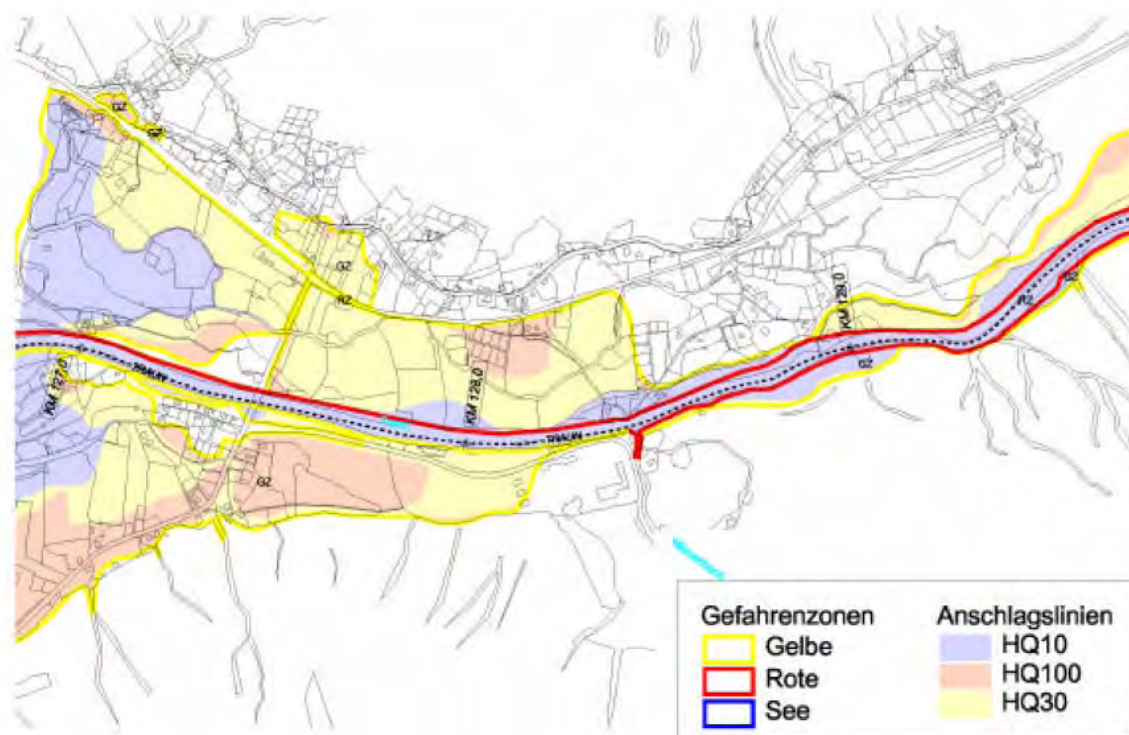


Abbildung 2.6 Ausschnitt Gefahrenzonenplan Obertraun (Michor et al., 2001)

2.2 Verwendete Bewertungsgrundlagen und Ansätze

Nach einer Darstellung der möglichen Bewertungsgrundlagen in Kapitel 2.1 werden in den folgenden Punkten die methodischen Ansätze und Überlegungen der einzelnen Aspekte der Hochwasserrisikobeurteilung behandelt. Dabei wird auf bereits bestehende Methodiken verwiesen und neue Entwicklungen mit einbezogen und diskutiert.

2.2.1 Begehung und Klassifikation der Objekte

Um eine möglichst genaue Beurteilung des Risikos zu gewährleisten, ist es von Relevanz, die potentiell betroffenen Nutzungen im Gebiet mit einem hohen Grad an Detaillierung zu erfassen. Einerseits bietet sich die Möglichkeit der Nutzung von bestehenden Unterlagen, wie Kataster, Luftbild, Gebäudezählung,... andererseits ermöglicht die Begehung des Gebiets eine eingehende Analyse aller Objekte und einer detaillierten Kategorisierung eben dieser.

Für das Modul II wurde eine mikroskalige Begehung gewählt. Im Rahmen dieser wurde jedes Einzelobjekt, das einer potentiellen Gefährdung (worst case) ausgesetzt ist, identifiziert, fotografiert und kategorisiert. Zu diesem Zweck wurden bereits vorhandene Studien zu Rate gezogen, um mögliche Überflutungsflächen auszuweisen und den Objekten, die über die digitale Katastermappe erfasst sind zuzuordnen. Anschließend wurden die Objekte vor Ort katalogisiert und anschließend, inklusive Foto, in ein Geographisches Informationssystem (GIS) eingespeist. Diese Digitalisierung ermöglicht bei späteren Auswertungen eine automatisierte Abfrage, sowie einen direkten Hyperlink zu den Fotos um im Zweifelsfall noch einmal die gewählte Kategorisierung des Objekts zu diskutieren oder zu adaptieren.

Für die Fallstudien wurden Nutzungen wie Wohngebäude, Infrastruktur und Ausweisung von landwirtschaftlich genutzten Flächen sowie unbebautem Bauland als relevant erachtet. Dabei wurden Gebäude folgenden Kategorien zugeordnet (Abbildung 2.7). Bewohnte Gebäude wurden qualitativ analysiert – sprich es wurde ein monetärer Schaden abhängig von der Kategorie zugeordnet. Unbewohnte Gebäude wurden quantitativ erfasst und aufgelistet.

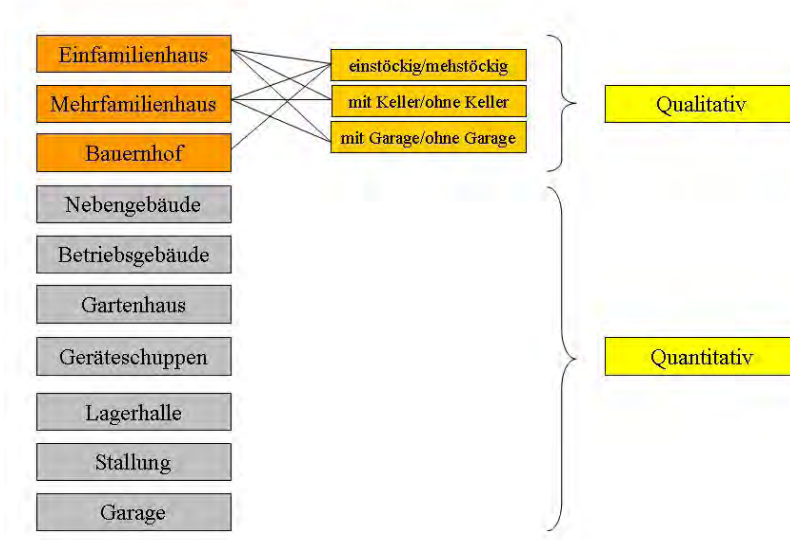


Abbildung 2.7 Kategorisierung der Gebäude zur qualitativen und quantitativen Bewertung

Weiters wurde die Lage des Eingangsbereiches, vorhandener Kellerfenster sowie Schwachpunkte, die einen Wassereintritt in das Gebäude erleichtern, erhoben. Zusätzlich zu der Erhebung und Dokumentation wurden in Kooperation mit der Statistik Austria für ausgewählte Szenarien die Daten der Volkszählung, Wohnungszählung und Arbeitsstättenzählung aus dem Jahr 2001 (im folgenden Text als Volkszählung zusammengefasst und bezeichnet) erhoben und mit dem Stand der aktuellen Nutzungen verknüpft, um wiederum eine Übertragung auf Gebiete ohne vorhandene Ausweisung der Nutzungen mittels Kartierung bzw. Begehung über die Statistik Austria Daten zu ermöglichen.

Im Rahmen der angeführten Kategorisierung, sowie bei Infrastruktureinrichtungen wurden direkte monetäre Schäden, verursacht durch Überflutung, angesetzt und bewertet.

2.2.2 Vernetzung der Begehung mit den Daten der Statistik Austria

Um einen Zusammenhang zwischen den beiden Datensätzen der Begehung und der Volkszählung, sowie der Erhebungszeiträume (2007 für die Begehung, 2001 für die Volkszählung) herzustellen, wurde folgender Ansatz entwickelt (Abbildung 2.8):

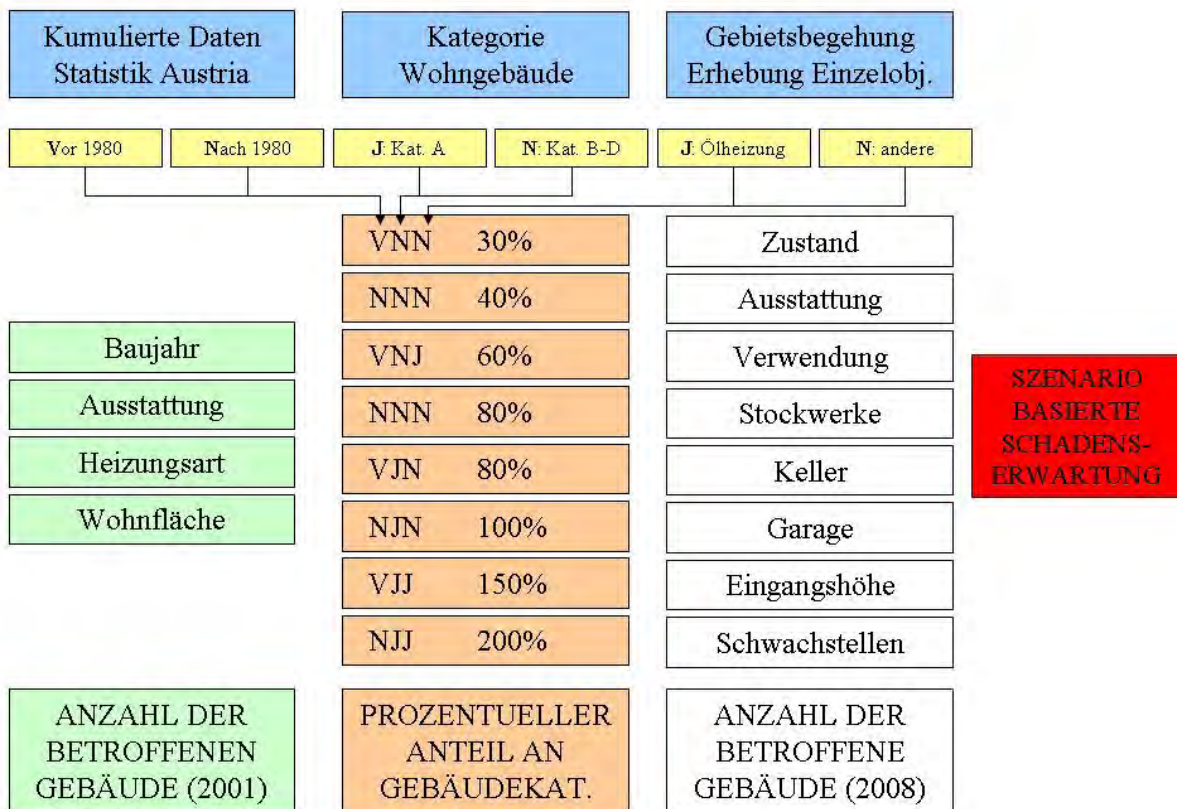


Abbildung 2.8: Verknüpfung der Daten von Statistik Austria (Erhebungsjahr 2001) und mikroskaliger Begehung (2007) (adaptiert nach Neuhold & Nachtebel, 2008)

Dabei wurde ausgehend vom Datensatz der Volkszählung eine Gewichtung der einzelnen Kombinationen der Gebäudeattribute (Baujahr, Ausstattungskategorie, Heizungssystem und Wohnfläche) vorgenommen. Die ausgewiesene prozentuelle Aufteilung der einzelnen Kategoriekombinationen wurde einerseits zum Hochrechnen auf die heutige Nutzung

herangezogen, andererseits im Rahmen der Schadensbeurteilung als Multiplikationsfaktor mit aus der Literatur bekannten Schadenswerten angewendet. Die Anzahl der Gebäudekategorien der Volkszählung wurde mit jenen der Begehung verglichen und vernetzt. Somit wurde auch ein Faktor abgeleitet, der dazu verwendet werden kann, um von Volkszählungsdaten nicht begangener Gebiete auf die Verteilung der Nutzungen zu schließen. Um die Diskrepanz der Datenausweisung von Wohnfläche (Statistik Austria) bzw. Grundfläche (Flächenwidmungsplan) zu eliminieren, wurden gebietstypische Umrechnungsfaktoren abgeleitet (Kapitel 3.1.2.5 und 3.2.2.5). Die somit klar definierten und kategorisierten potentiell betroffenen Nutzungen stellen die Grundlage zur Ermittlung der szenariobezogenen Schadenserwartungswerte dar.

2.2.3 Wahl der relevanten Szenarien

Die berechneten Szenarien wurden so gewählt, dass man einerseits feststellen konnte, ab welcher Jährlichkeit des Abflusses die ersten Schäden zu erwarten sind und andererseits, ab welcher Jährlichkeit kein markanter Anstieg des Schadens mehr zu beobachten ist – das so genannte „worst-case Szenario“. Diese Betrachtung von minimalen sowie maximalen Hochwasserschäden ermöglicht es über ein lineares Interpolationsverfahren den Schadenserwartungswert zu berechnen und somit eine Aussage über das langjährige Mittel des zu erwartenden monetären Schadens zu erhalten. Die Wahl der Jährlichkeiten der berücksichtigten Hochwässer bei Risiko- und Restrisikoanalyse konnte nicht einheitlich durchgeführt werden, da bei Restrisikoanalysen davon auszugehen ist, dass bis zum Bemessungswert kein Schaden auftritt. Maximalschäden werden in diesem Fall für Ereignisse mit einem Wiederkehrintervall von ca. 1000 bis 5000 Jahren zu erwarten sein. Ein Ereignis diesen Ausmaßes war zum Beispiel im Jahr 2002 am Kamp zu beobachten. Eine eingehende Analyse der Szenarien ist dem Kapitel 3 zu entnehmen. Für die Studie wurden folgende Stützstellen, repräsentiert durch die Jährlichkeit der Szenarien als relevant erachtet:

- Fallstudie Mattig – Risikoanalyse: HQ_{bordvoll} , HQ_{30} , HQ_{100} , HQ_{300}
- Fallstudie Gr. Rodl – Restrisikoanalyse: HQ_{30} , HQ_{100} , HQ_{300} , $HQ_{1000-5000}$: worst case

2.2.4 Berechnung der Bewertungsparameter basierend auf 1D-Modellierung

Ergebnisse einer 1D-Simulation bieten nach dem Stand der Technik keine gesicherte Datengrundlage um Einwirkungen (Überflutungstiefe, Fließgeschwindigkeit) mit der gewünschten Präzision beurteilen zu können. Damit jedoch auch ältere Studien und Ausweisungen von Überflutungsflächen zur Abschätzung des Risikos herangezogen werden können, respektive eine Vorabschätzung getätigt werden kann, wurde von Seiten des IWHW eine Methodik entwickelt, die relativ gesicherte Aussagen zulässt. Es sei jedoch ausdrücklich darauf hingewiesen, dass diese nicht der Auflösung und Aussagekraft von Ergebnissen einer hydrodynamischen 2D Modellierung entsprechen.

2.2.4.1 Datengrundlage

Als Datengrundlage benötigt man Angaben zur Geländegeometrie sowie zur Hydrologie. Das Umland sollte zumindest durch einige Höhenangaben repräsentiert sein (LaserScan, BEV Höhenraster, Orthophoto Auswertung, Punktvermessung). Für den Fluss selbst ist eine höhere Auflösung der Lage- und Höhenangaben in der Form von Profilvermessungen entscheidend. Je nach Komplexität der Gerinnemorphologie ist hier ein Mindestprofilabstand von ca. 100-300m erstrebenswert. Weiters müssen hydraulisch wirksame und meist auch Abfluss begrenzende Strukturen, wie Wehre, Sohlrampen, Brücken, ... lagemäßig bekannt sein.

2.2.4.4 Herleitung der Bewertungsgrößen

Dieses Kapitel dokumentiert die Herleitung der beiden verwendeten Bewertungsgrößen Überflutungstiefe und Fließgeschwindigkeit. Basierend auf Höhenkoten der Luftbildauswertung und der terrestrischen Vermessung wurde ein 3D-Geländemodell für den Siedlungsbereich erstellt. Die Bruchkanten, sowie die Straßenführung, wurden im AutoCAD mittels 3D Polylinien, verdichtet um sie so im Geländemodell besser repräsentieren und deren hydraulische Wirkung besser erfassen und darstellen zu können.

Die Uferbordkanten wurden aus dem ASCII file erhoben und mit der gleichen Methode verdichtet, um eine klare Abgrenzung zwischen Fluss und Vorland treffen zu können. Die aus diesen Angaben gewonnen Punktinformationen wurden mittels der TIN Methode (Trinangulated Irregular Network – Unregelmäßiges Dreiecksnetz) interpoliert und somit ein dreidimensionales kontinuierliches Feld für das Gebiet der Fallstudie geschaffen. Dieses TIN wurde im Anschluss in ein 1*1m Grid umgewandelt, um eine Verschneidung mit den Bewertungsparametern (ebenfalls auf Gridbasis) zu ermöglichen.

Um die Einwirkungsintensität an Hand der Überflutungstiefen abschätzen zu können, wurden die Wasserspiegelhöhen der einzelnen Szenarien exportiert und als Ebene dargestellt. Diese Ebene, ebenfalls durch ein TIN interpoliert, wurde im Anschluss in einen Raster umgewandelt (1*1m).

Zur Darstellung der Fließgeschwindigkeiten wurden die transformierten Koordinaten und die dazugehörigen Attribute der Fließgeschwindigkeit exportiert und analog zu der Wassertiefe verarbeitet. Um gesicherte Werte zu erlangen und keine höhere Genauigkeit als auf Grund der Rahmenbedingungen und Modellierung zu implizieren, wurden die Fließgeschwindigkeiten mittels eines 10*10m Rasters ausgewertet.

Die potentiell betroffenen Nutzungen wurden der „Digitalen Kataster Mappe“ entnommen und an Hand von mikroskaliger Begehung und vorhandenen Orthophotos aktualisiert. Die Gebäudeflächen wurden zusätzlich um Ihren Schwerpunkt ergänzt, um einerseits die betroffene Gebäudeanzahl und andererseits die betroffenen Gebäudefläche erheben zu können (BUWAL 1999a, b).

Durch die Verschneidung des Geländemodells mit den Wasserspiegelhöhen, den Fließgeschwindigkeiten, sowie der Karte der Nutzungen konnten Rückschlüsse auf die Einwirkungsintensität gezogen werden. Aus diesen Verschneidungen konnten auch zusätzlich Vorabschätzungen zur Ausweisung von Gefahrenzonen erstellt werden.

2.2.5 Berechnung der Bewertungsparameter basierend auf 2D-Modellierung

Die 2D-hydrodynamische Modellierung bietet, dem Stand-der-Technik entsprechend, die Grundlage um Hochwassereinwirkungen (Überflutungstiefe, Fließgeschwindigkeit) beurteilen zu können. Zur Erstellung eines Modells benötigt man eine Geländegeometrie in ausreichend detaillierter Auflösung (LaserScan, profilweise Vermessung des Flusses). Abhängig von der Gerinnemorphologie ist hier ein Profilabstand von 20-100m anzustreben. Von entscheidender Bedeutung ist es, hydraulisch wirksamen Strukturen, wie Wehre, Sohlrampen und Brücken zu erheben und in das Modell zu implementieren.

2.2.5.1 Datengrundlage

Die Datengrundlage bildeten die beiden Projekte „Hochwasserschutz Große Rodl“ und „Hochwasserschutz Walding“ aus dem Jahr 2008 der Ziviltechnikergesellschaft m.b.H. Warnecke Consult. Die technischen Berichte Nr. 03-310-001 und Nr. 03-311-001 (WARNECKE CONSULT, 2008) wurden ebenso wie die Berechnungsergebnisse zur Verfügung gestellt.

2.2.5.2 Hydrodynamisches 2D Modell

Das verwendete Programm Hydro_As-2D (Nujic, 2008) hat für die zweidimensionale Modellierung von Strömungsvorgängen in natürlichen Fließgewässern die 2D-tiefengemittelte Strömungsgleichung implementiert (Abbott, 1979). Diese erhält man durch die Integration der dreidimensionalen Kontinuitätsgleichung und der Reynolds- bzw. Navier-Stokes-Gleichung für inkompressible Fluide über die Wassertiefe und unter der Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung (Pironneau, 1989).

2.2.5.3 Hydraulische Berechnung

Die Rauigkeiten wurden auf Grund einer Begehung gewählt und die Ergebnisse auf Plausibilität überprüft. Die Rechengenauigkeit von +/- 1cm einer Spiegellagenberechnung bezieht sich jedoch nur auf den Vergleich zwischen dem derzeitigen Zustand und zukünftigen Zustand (WARNECKE CONSULT, 2008).

2.2.5.4 Herleitung der Bewertungsgrößen

Die Bewertungsgrößen wurden direkt aus den von Warnecke Consult gelieferten Ergebnisfiles abgeleitet (Abbildung 2.12, links). Diese wurden in ein GIS eingespeist (Abbildung 2.12, rechts) und nach den gegebenen Anforderungen adaptiert und analysiert. Die Visualisierung sowie Auswertung sind dem Kapitel 3.2 zu entnehmen.

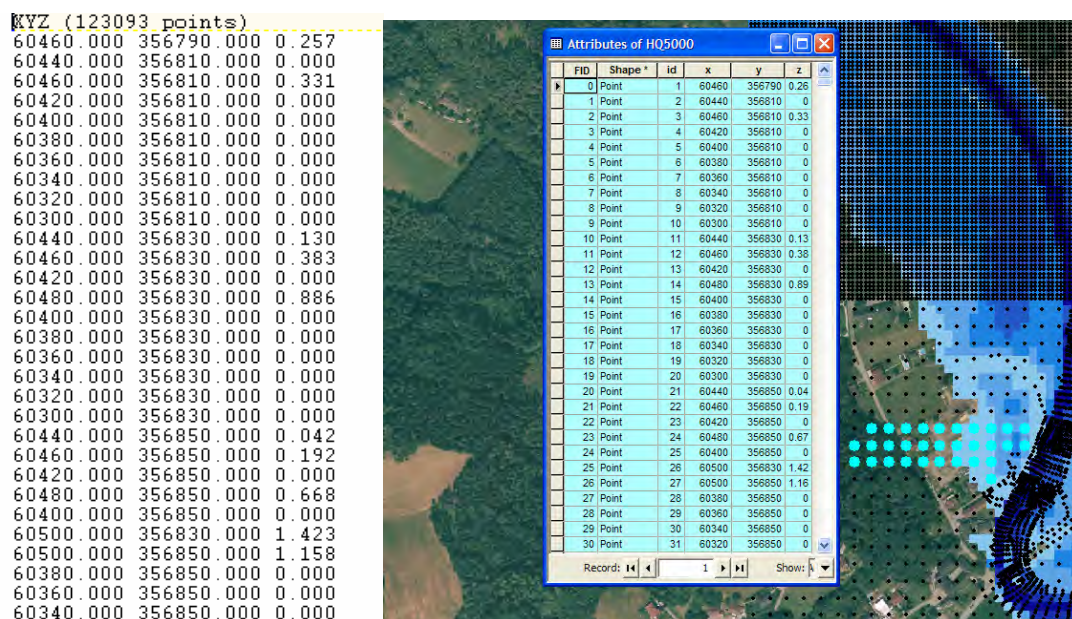


Abbildung 2.12 Übertragung der Ergebnisfiles in ein GIS

2.2.6 Schadensberechnung

Die Berechnung des Schadenserwartungswerts $E(S)$ kann auf mehrere Arten erfolgen, die im Wesentlichen von den vorhandenen Ausgangsdaten abhängt. Für das Schadausmaß S lässt entweder der Schaden an einem einzelnen Objekt S_{ij} oder der Gesamtschaden S_j heranziehen. Im einfachsten Fall berechnet sich der Schadenserwartungswert aus dem Produkt von Schaden S und dessen Eintrittswahrscheinlichkeit P (Gl. 1). Diese Vorgehensweise nimmt implizit an, dass lediglich ein Schadensszenario auftreten kann. Zieht man dazu das HQ_{100} an einem beliebigen Flussabschnitt heran, so bleiben mögliche Schadwirkungen unter- und oberhalb dieser Größe unberücksichtigt. Streng genommen ist die Gleichung also nur für das Gebiet C in Abbildung 2.13 gültig.

$$E(S) = S \times P \quad \text{Gl. 1}$$

Nach Gl. 1 ergeben alle drei Gebiete in Abbildung 2.13 dieselbe Schadenserwartung, wenn das HQ_{100} verwendet wird. Eine detaillierte Betrachtung, die auch auf steigende Schadausmaße bei größeren Ereignissen eingeht, basiert auf Gl. 2. Der kontinuierliche Ausdruck hinter dem Integral wird über mehrere diskrete Szenarien approximiert und mittels numerischer Integration gelöst, wofür sich auch Standardprogramme zur Tabellenkalkulation eignen.

$$E(S) = \int_0^{\infty} S(x)p(x)dx \quad \text{Gl. 2}$$

Die Variable x verkörpert darin den maßgeblichen Einwirkungsparameter, zumeist den Abfluss oder den Wasserstand – oder allgemeiner, ein Überflutungsszenario. Dessen Eintrittswahrscheinlichkeit ist durch die Dichtefunktion $p(x)$ beschrieben.

In der praktischen Berechnung werden etwa Schadensangaben für HQ_{10} , HQ_{30} , HQ_{100} , und $HQ_{>100}$ generiert, die durch zwei Angaben ergänzt werden: Die Jährlichkeit, bei der kein Schaden eintritt und dem Verlauf des Schadausmaßes bei Ereignissen über dem größten modellierten Schadensszenario. Die Verwendung eines konstanten Verlaufes für letztgenannte Festlegung ist zwar mathematisch am einfachsten zu lösen, sie sollte aber auf Plausibilität geprüft werden.

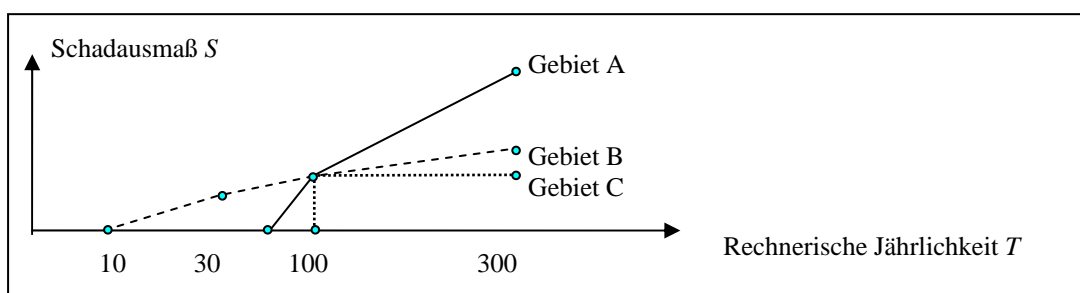


Abbildung 2.13 Häufigkeiten der Hochwasserschäden $S(T)$ der Gebiete A bis C

Unterschiedliche Schadensverläufe erfordern die Berücksichtigung mehrere Szenarien, auch wenn das Schadausmaß bei einem 100-jährlichen Ereignis gleich groß ist. Aus den Datenpunkten in Abbildung 2.13 (Schadausmaß der berechneten Szenarien) lässt sich die kontinuierliche Schadenshäufigkeit $S(T)$ mittels Interpolation gewinnen. Die lineare Interpolation des Schadausmaßes S auf der linearen oder logarithmisch skalierten Jährlichkeitsachse stellen hier zwei relativ einfache Möglichkeiten dar.

Gl. 3 nähert die Wahrscheinlichkeit $p(x)$ über die rechnerischen Jährlichkeit T an, die aus den Überflutungsszenarien hervorgeht. Als zweckmäßiges rechnerisches Inkrement der Jährlichkeit wird dabei $T = 1$ Jahr herangezogen:

$$p(x) \cong \frac{1}{T} - \frac{1}{T+1} = \frac{1}{T(T+1)} \quad \text{Gl. 3}$$

Zusammengefasst ergibt sich:

$$E(S) \cong \sum_{T=1}^{\infty} S(T)p(x) \cong \sum_{T=1}^{\infty} S(T) \frac{1}{T(T+1)} \quad \text{Gl. 4}$$

Bei der Interpretation der Schadenserwartung ist zu beachten, dass die Schadenserwartung im Allgemeinen alle Auswirkungen beschreibt, d.h. eine Trennung nach Geschädigten, etwa in privates und öffentliches Vermögen, erfolgt nicht. Entsprechendes gilt, wenn die verhinderten Schäden einer Nutzenermittlung von Schutzmaßnahmen zugrunde liegen. In diesem Fall sollten verhinderte Schadwirkungen, die nicht mehr den heutigen Schutzinteressen entsprechen, nur bedingt gegen Projektkosten aufgerechnet werden.

Die so ermittelten Risikogrößen beziehen sich auf einen bestimmten Untersuchungszeitpunkt und berücksichtigen keine künftigen Änderungen. Steigende Hochwasser-Häufigkeiten und nutzungsbedingte Erhöhungen im Schadenspotential werden etwa in Bayern und Baden-Württemberg durch spezifische Faktoren berücksichtigt. Größenordnungen des Klimafaktors für den HQ_{100} Bemessungswert liegen im Bereich von 1,15 und 1,25 (Schmidtke 2006, Nachtnebel 2007). Die Berücksichtigung der klimabedingten Verschärfung der Hochwasserhäufigkeit in der Planungsphase verursacht eine moderate Kostensteigerung, die nachträgliche Anpassung von Schutzbauten kommt wesentlich teurer (Weber & Katzenberger 2006).

Da sowohl die Schadensschätzungen, die Schadenshäufigkeit $S(T)$ als auch die hydrologisch-hydraulischen Modellierungen der Überflutungsszenarien mit einigen Unsicherheiten verbunden sind, lassen vergleichende Risikoangaben klarere Aussagen über die Risikominderung oder die Risikoerhöhung durch unterschiedliche Handlungsoptionen zu.

Katastrophale Schäden, die mit geringen Wahrscheinlichkeiten auftreten, wie etwa die Überlastung technischer Schutzmassnahmen, führen in der Regel zu relativ geringen Schadenserwartungswerten. Das Kalkül der Schadenserwartung berücksichtigt solche Katastrophen in weit geringerem Maß als sie von der Bevölkerung wahrgenommen werden. Die Fachliteratur berücksichtigt dies mittels Risikoaversionsfaktoren. Schmidtke (1982) forderte deshalb, dass der Staat neben der gesamtökonomischen Effizienz auch nach der Minimierung der maximalen Schäden trachten sollte. Die in der RIWA-T (BMLFUW 2006a) geforderten integrierten Schutzstrategien tragen dem zum Teil Rechnung. Aus diesem Grund werden Aussagen zur Schadenserwartung und zur Häufigkeit der Schäden, sowie zum Schadausmaß bei Extremereignissen, mindestens bei HQ_{300} formulieren.

2.2.7 Risikobestimmung

Die Risikoberechnung verwendet mehrere Szenarien SZ_j bestimmter Wahrscheinlichkeit, die mit den gefährdeten Objekten O_j und deren Schäden S_{ij} in der Risikomatrix (Tabelle 2.3) zusammengefasst werden. Diese, vom BUWAL (1999a) beschriebene Vorgehensweise eignet sich für Objektrisiken und Personenrisiken. Die Methode lässt sich auch für Einzelobjekte anwenden, sofern hinreichend genaue Angaben für das Schadausmaß vorliegen. Die Erstellung der Risikomatrix erfolgt über die GIS Bearbeitung von Objektdaten und Überflutungsangaben und anschließenden Berechnungen der Schadausmaße.

Tabelle 2.3 Risikomatrix (nach BUWAL 1999a)

		Szenarien SZ_j mit $j = 1 \dots m$				
		SZ1	...	SZ_j	...	SZm
Objekte O_i mit $i = 1 \dots n$	O_1					
	...					
	O_i			$S_{i,j}$		
	...					
	O_n					
Gesamtschaden der Szenarien				S_j		
Gewichtet über Wahrscheinlichkeit				G_j		
Schadenserwartungswert		$E(S) = f(S_j, G_j)$				

2.3 Beurteilung der Gefährdung von Personen

Dieses Kapitel bietet einen Überblick über aktuelle Methoden Personenschäden zu beurteilen. Europaweit kommen unterschiedlichste Ansätze zur Anwendung wobei jeder für spezielle Fragestellungen entwickelt wurde. Es soll hier gezeigt werden welche Parameter international Berücksichtigung finden und welche Ansätze für Beurteilungen herangezogen werden können oder eventuell schon an Hand von Fallstudien getestet wurden.

Hochwasserschäden können Leben und Gesundheit von Menschen schädigen bzw. zerstören, d.h. physische und psychische Schäden verursachen. Physische Schäden treten zumeist in Form von Todesfällen durch Ertrinken auf, Verletzungen sind eher selten (Egli, 1996). Als Indikator für die Schädigung der physischen Gesundheit wird häufig die Anzahl der Toten durch ein Ereignis, in wenigen Fällen auch die Anzahl der Verletzten verwendet (Merz, 2006).

Im Rückblick auf historische Hochwasserereignisse ist der Verlust an Menschenleben oft der einzige Indikator für Hochwasserschäden. Abschätzungen von Personenschäden bei Hochwasserrisikoanalysen sind eher die Ausnahmen. Dies ist vor allem durch die Komplexität solcher Abschätzungen zu erklären, da die Prognose von Personenschäden eine Prognose der menschlichen Reaktion in Extremsituationen erfordert. Damit gibt es kaum Erfahrungen, Daten und Ansätze zur Abschätzung von Personenschäden (Merz, 2006). Die wichtigsten Fragen im Rahmen der Abschätzung von Personenschäden sind nach Merz, 2006 die Quantifizierung der Exposition (beschreibt, welche Objekte und Werte gefährdet sind).

2.3.1 Quantifizierung der Exposition

Wer ist von der jeweiligen Überflutungssituation betroffen? Hierfür werden in der Regel statistische Daten benutzt (Volkszählung). Beispielsweise wurden für das Extremszenario im Rhein-Atlas eine mittlere Einwohnerdichte (Einwohner/m²) für jede betroffene Gemeinde berechnet und durch Multiplikation mit der Größe der beim Extremszenario überschwemmten Siedlungsfläche die Anzahl der betroffenen Personen abgeschätzt (IKSR, 2001).

Im Rahmen der Risikoanalyse Donau (IDP, 2003) wurde die Betroffenheit der Wohnbevölkerung mittels der durchschnittlichen Personenzahl pro Wohneinheit abgeschätzt.

BUWAL (1999a, b) beschreibt die Exposition in Abhängigkeit zur Präsenzwahrscheinlichkeit von Personen bei Eintreten einer Überflutungssituation als Wahrscheinlichkeit, dass sich eine bestimmte Anzahl von Personen während des Ereignisses in der betrachteten Fläche befindet (Verhältnis von mittlerer Aufenthaltszeit zum Betrachtungszeitraum). Ein solcher Mittelwert ist nicht geeignet, wenn das Eintreten der Überschwemmung oder der Präsenz eine ausgeprägte zeitliche Konzentration zeigt. Ein Beispiel dafür ist ein Campingplatz an einem Fluss, dessen Hochwasserabflüsse überwiegend im Winter stattfinden, während einer Periode, in der der Campingplatz wenig bis gar nicht genutzt wird. Solche Situationen können durch die zeitliche Koinzidenzwahrscheinlichkeit berücksichtigt werden, die als die Wahrscheinlichkeit für das zeitliche Zusammentreffen von Gefahrenprozess und Exposition der Personen definiert ist (BUWAL, 1999a, b).

Bei der Erfassung von Personenschäden sind Flächen und Objekte mit hohem Personenrisikopotential besonders zu beachten. Dies sind Objekte mit großen Menschenansammlungen wie:

- Schulen
- Kirchen
- Campingplätze
- Sportanlagen
- Krankenhäuser
- Altersheime
- Pflegeheime

Es besteht die Tendenz, dass ältere Menschen, Kinder, Behinderte, Frauen, ethnische Minderheiten, sowie Menschen mit geringerem Einkommen stärker und physischen und psychischen Hochwasserfolgen leiden (Morrow, 1999; Hajat et al., 2003; Tapsell et al., 2003).

Jonkman et al. (2008) erhoben zahlreiche Methoden, um das Risiko von Personenschäden zu erfassen und zeigten dabei den Zusammenhang mit unterschiedlichen Fluttypen auf. Sie definieren die Sterberate durch die Anzahl der Todesfälle dividiert durch die exponierten Personen.

Neben Methoden bezogen auf Sturmflut, Tsunami, Dambruch und Küstenhochwasser werden auch unterschiedliche Methodiken für Hochwasser bedingt durch Flüsse gezeit und eine eigene Methodik für die spezielle Situation der Niederlande entwickelt. Dabei wird der Zusammenhang zwischen Überflutung, Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit, Möglichkeiten zur Evakuierung, Vorwarnzeit und menschliche Stabilität eingehend analysiert. Zusammenfassend wurden folgende Punkte als wesentliche Einflussfaktoren auf die Gefährdung von Personen festgelegt:

- Das Ereignis mit der höchsten Anzahl an Todesfällen ereignet sich *unerwartet* und ohne substantielle *Vorwarnzeit*. Viele der Ereignisse mit beträchtlichen Todesfällen ereigneten sich bei Nacht (Niederlande und Vereintes Königreich 1953, Japan 1959), wodurch die Wahrnehmung der Überflutung sowie die Warnung der gefährdeten Personen enorm schwierig sind.
- Rechtzeitige *Warnung* und *Evakuierung* sind die wesentlichen Faktoren um die Anzahl von Todesfällen reduzieren zu können. Selbst wenn die Vorwarnzeit zu kurz ist, kann man dennoch die Anzahl der betroffenen Personen reduzieren. Gewarnte Personen haben immerhin die Möglichkeit – selbst während des Ereignisses – Schutz und Unterkunft zu finden
- Das potentielle Vorhandensein sowie die Erreichbarkeit von *Schutzunterkünften* sind ein sehr wichtiger Faktor um die Anzahl an Todesfällen zu reduzieren.
- Die *Qualität der Häuser* und Unterkünfte ist von entscheidender Bedeutung, da das Einstürzen von Bauwerken die Anzahl von Toten erheblich erhöhen kann. Wie die Ereignisse in Bangladesch 1991 und den Niederlanden 1953 gezeigt haben waren die meisten Toten in Gegenden zu beklagen, wo die Qualität der Häuser sehr niedrig war.
- Die *Wassertiefe* ist ein wichtiger Parameter, da mit steigender Tiefe die Möglichkeit sinkt, Schutzunterkünfte zu erreichen. Dabei sind nieder gelegene Gebiete, Polder und dicht besiedelte Gebiete als besonders vulnerabel anzusehen.
- Die Kombination aus großer *Wassertiefe* und schneller *Anstiegsgeschwindigkeit* ist besonders risikobehaftet. In diesem Fall haben Personen wenig Zeit um höhere Stockwerke zu erreichen oder zu Unterkünften zu fliehen, sie könnten somit innerhalb der Gebäude gefangen sein.
- Hohe *Fließgeschwindigkeiten* können zum Einsturz von Gebäuden sowie zum Stürzen von Personen führen. Viele Todesfälle ereignen sich in der unmittelbaren Umgebung von Deichbrüchen und versagenden Hochwasserschutzanlagen.
- *Kinder* und *ältere Personen* die einer unerwarteten schweren Hochwassergefährdung ausgesetzt sind, sind besonders stark betroffen

Daraus wurde der Ansatz mit den Punkten:

1. Analyse der Überflutungscharakteristik, wie Wassertiefe, Anstiegsrate und Fließgeschwindigkeit
2. Abschätzung der Anzahl an exponierten Personen (inklusive der Berücksichtigung von Vorwarnung, Evakuierung und Notunterkünften)
3. Beurteilung von Sterbewahrscheinlichkeit (Mortalität – Anzahl der Todesfälle dividiert durch die Anzahl der exponierten Personen) aller exponierten Personen

entwickelt um das Risiko von Verlust des Lebens zu quantifizieren. Diese Methode kann dazu verwendet werden, um Hochwasserrisiko zu beurteilen und Strategien zur Verminderung zu entwickeln. Methoden wurden für unterschiedliche Typen von Hochwasser und Regionen entwickelt. Generell beziehen sich die Methoden auf Verlust des Lebens in überfluteten Gebieten bezogen auf Hochwassercharakteristik und -wahrscheinlichkeit und der Möglichkeit für Evakuierung und/oder Zuflucht.

3 Ergebnisse

Das folgende Kapitel dokumentiert die Bewertungsgrößen, Teilergebnisse, sowie Endergebnisse der Risikobeurteilung beider Fallstudien. Weiters werden Möglichkeiten der Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Gebiete, Datengrundlagen und Skalen vorgestellt.

Um ein möglichst breites Spektrum an Möglichkeiten zur Übertragung der Ergebnisse der Fallstudien zu gewährleisten, war bei der Auswahl der beiden Fallstudien entscheidend, dass sie auf unterschiedlicher Datenbasis aufbauten. Einerseits sollte die Möglichkeit geboten werden auf Grund von sowohl älteren Abflussberechnungen mit dem damaligen Stand der Technik, der 1D hydraulischen Modellierung, als auch von aktuellen Wasserspiegellagenberechnungen mit dem heutigen Stand der Technik, der 2D hydrodynamischen Modellierung, Aussagen zu Risiko und Schadenserwartung zu treffen. Aus diesem Grund wurden die Fallstudien so gewählt, dass vorhandene Methodiken für beide Aspekte angewendet und verbessert werden konnten, weiters konnten dadurch auch Richtwerte und Ansätze zur Übertragung auf andere Gebiete, Skalen und Datengrundlagen abgeleitet werden. Der gleiche Ansatz ist auch bei der Auswahl der relevanten Szenarien zu sehen. Da sowohl eine Risikoanalyse als auch eine Restrisikoanalyse durchgeführt wurden, unterscheiden sich die angesetzten Jährlichkeiten der Stützstellen zu Abgrenzung „kein Schaden bis maximaler Schaden“ beträchtlich.

Die Ergebnisse und Aussagen, basierend auf eine 1D hydraulische Modellierung, sind mit größeren Unsicherheiten auf Grund der Modellansätze, Auflösung und Vereinfachungen im Modell und dem Output behaftet als die Aussagen auf Grund eines 2D hydrodynamischen Modells. Ebenso unterscheiden sich die Methodiken zum Erlangen der Bewertungsgrößen und deren Aussagen auf Grund der Dimension der Ergebnisse. Die 1D Berechnung liefert eine mittlere Fließgeschwindigkeit und Wasserspiegellage je Profil, wobei die 2D Berechnung eine Aussage über jeden vorher definierten Knotenpunkt (üblicherweise bei einer Maschenweite von ca. 1x1m bis 10x10m) zulässt. Im Rahmen der Bearbeitung wurde eine Methodik entwickelt, um an Hand der Ergebnisse von 1D Modellen eine ähnliche Güte von Bewertungsgrößen zu erlangen, wie dies mit Hilfe der 2D Modellierung möglich ist. Die Anwendbarkeit der Methodik setzt jedoch das Vorhandensein eines Modells voraus, das Fließgeschwindigkeiten quasi-2D berechnet (z.B. HEC-RAS; USACE, 2008). Ergebnisse von 2D-Modellen werden standardmäßig den Anforderungen zur Bewertung der Einwirkung und zur Beurteilung von Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit, Aufenthaltszeit, Konzentrationszeit, uvm. gerecht.

Ein wesentlicher Teil dieses Kapitels wird durch die Visualisierung der Ergebnisse und Zwischenergebnisse gebildet, um die Anwendbarkeit der verwendeten und teilweise adaptierten bzw. erweiterten Methodiken zu zeigen und nachvollziehbar zu machen. Als Bewertungsgröße wurden im Rahmen der Bearbeitung beider Fallstudien drei Ansätze angewendet, um eine Klassifizierung der Einwirkung auf die betrachteten Objekte vorzunehmen. Neben den beiden österreichischen Ansätzen der Bundeswasserbauverwaltung und der Wildbach- und Lawinerverbauung wurde, auf Grund von vorhandener Dokumentation und Anwendung in bereits abgeschlossenen Projekten, auch ein Vergleich zur Beurteilung des BUWAL (1999a, b) angestellt. Diese Betrachtung nach mehreren Methodiken lässt Schlüsse zu, die von Ausreißern größtenteils bereinigt sein sollten, wodurch die Unsicherheit des Ergebnisses reduziert werden kann. Für beide Fallstudien wurden die Kategorisierung der Einwirkung auf Grundlage der unterschiedlichen Bewertungsmethodiken ausgewiesen und graphisch dargestellt.

3.1 Risikobeurteilung Pfaffstätt

Die Beurteilung des Hochwasserrisikos, ausgehend von der Mattig im Bereich der Ortschaft Pfaffstätt (Abbildung 3.1, links), repräsentiert eine Methodik aufbauend auf eine 1D Simulation (Abbildung 3.1, rechts). Der Hochwasserschutz befindet sich derzeit im Planungszustand und wurde in der Modellierung nicht berücksichtigt. Im Bereich der Ortschaft kann es daher schon bei geringen Abflüssen zu Schäden kommen.

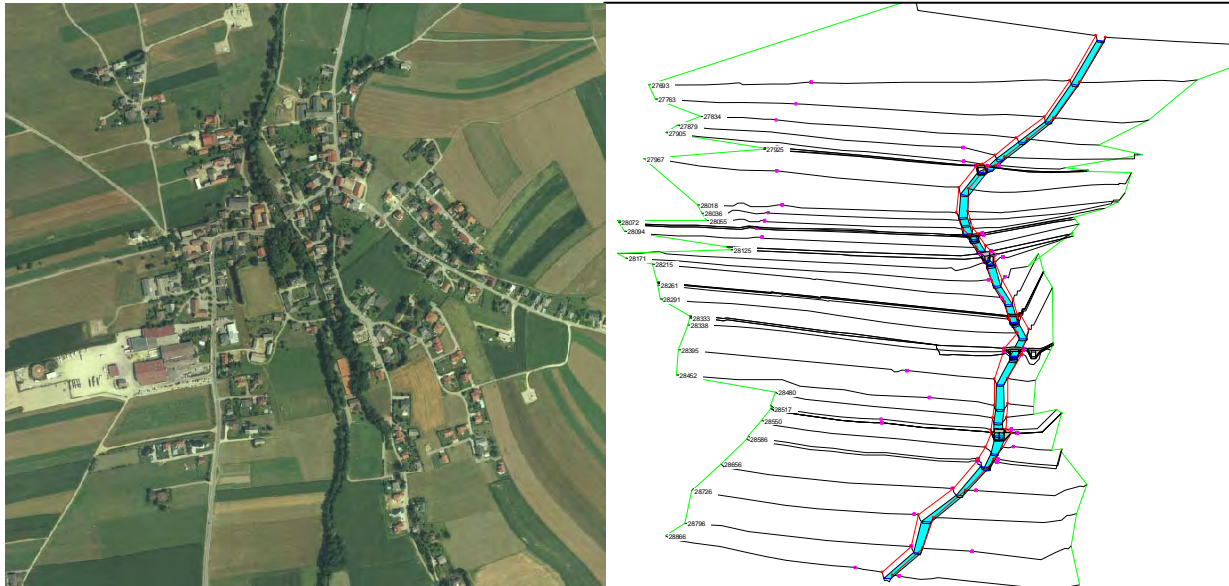


Abbildung 3.1 Fallstudie Pfaffstätt – Orthofoto (links); Mattig bei Mittelwasser – HEC-RAS Modell (rechts)

Abbildung 3.1, rechts zeigt eine Übersicht über die verwendeten Profile und die Berechnung der Mattig bei Mittelwasser. In das 1D Modell HEC-RAS wurden dabei alle vorhandenen Brücken implementiert und das Vorland in ausreichendem Ausmaße mit einbezogen, um die Auswirkungen eines worst-case Szenarios quantifizieren zu können. Gebäude wurden in diesem Modell vernachlässigt, die Böschungsoberkanten, sowie Straßendämme wurden auf Grund der vorhandenen Unterlagen so präzise wie möglich nachgebildet, um deren hydraulische Wirkung nachvollziehen zu können. Zusätzlich zur Visualisierung der Berechnung des Mittelwasserabflusses von $2.42 \text{ m}^3/\text{s}$ wurden die Ergebnisse eines HQ_{30} ($47.2 \text{ m}^3/\text{s}$), HQ_{100} ($64.4 \text{ m}^3/\text{s}$) und HQ_{300} ($80 \text{ m}^3/\text{s}$ – extrapoliert mittels halblog. Verteilung) in Form der daraus resultierenden Überflutungsflächen dargestellt (Abbildung 3.2).

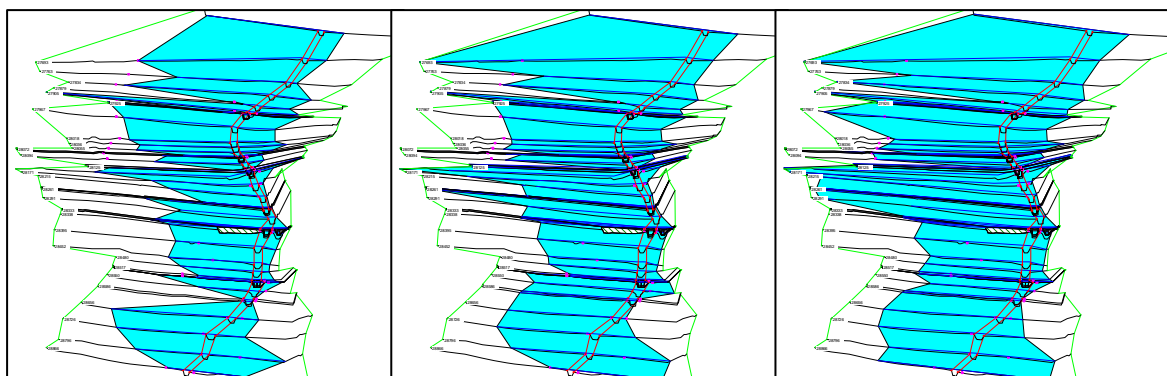


Abbildung 3.2 Ergebnisse der hydraulischen Simulation der Mattig: HQ_{30} , HQ_{100} und HQ_{300} (links nach rechts)

3.1.1 Visualisierung der Bewertungsgrößen

Zur Charakterisierung und Beurteilung der Einwirkungen auf die vorhandenen Nutzungen können mehrere Bewertungsgrößen oder Kombinationen daraus herangezogen werden. Im Rahmen der Bearbeitung wurden folgende Parameter berechnet und analysiert:

- Überflutungstiefe
- Fließgeschwindigkeit
- Überflutungstiefe x Fließgeschwindigkeit

3.1.1.1 Überflutungstiefen

Die durch Verschneidung des Wasserspiegels mit einem Geländemodell in einem GIS berechneten Überflutungstiefen werden in Abbildung 3.3 dargestellt. Diese Einstautiefen können je nach Methodik in unterschiedlichen Kategorien zur Beurteilung der Einwirkung auf die vorhandenen Nutzungen herangezogen werden. So unterscheidet z.B. das BUWAL (1999a, b) zwischen:

- schwacher Einwirkung bei Überflutungstiefen bis 0.5m
- mittlerer Einwirkung bei Überflutungstiefen von 0.5m bis 2.0m
- starker Einwirkung bei Überflutungstiefen größer als 2.0m

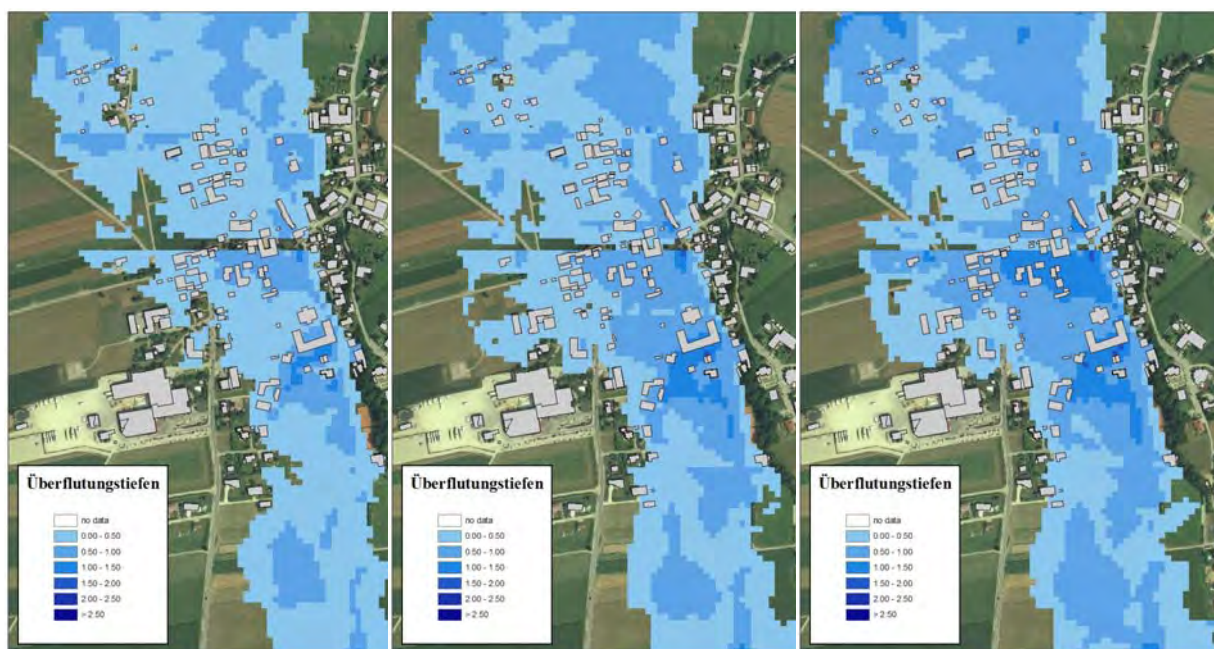


Abbildung 3.3 Visualisierung der Überflutungstiefen HQ₃₀, HQ₁₀₀ und HQ₃₀₀ (von links nach rechts)

3.1.1.2 Fließgeschwindigkeit

Die Ausweisung von Fließgeschwindigkeiten (Abbildung 3.4) kann zur Beurteilung von Bereichen mit erhöhtem Erosionspotential verwendet werden. Weiters dient sie dazu, um abschätzen zu können, ob auf Grund der erhöhten Fließgeschwindigkeit damit gerechnet werden muss, dass z.B. Fenster eingedrückt oder Türen beschädigt werden können, auch wenn keine Schwimmstoffe oder Geschiebe diese Prozesse verstärken. Diese Ausweisung kann auch dafür Verwendung finden, objektorientiert die Anordnung von nieder gelegenen Fenstern zu überdenken und diese an der strömungsabgewandten Seite anzuordnen oder gezielt Hochwasserschutzmaßnahmen am Objekt zu setzen.

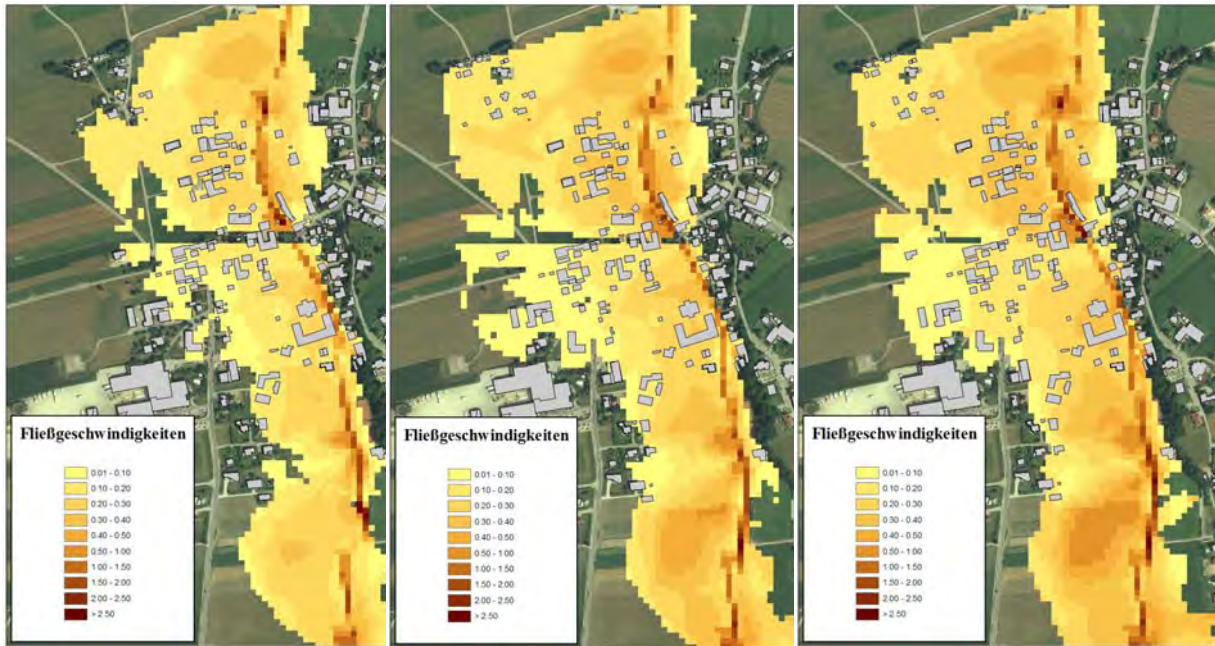


Abbildung 3.4 Visualisierung der Fließgeschwindigkeiten HQ₃₀, HQ₁₀₀ und HQ₃₀₀ (von links nach rechts)

3.1.1.3 Überflutungstiefe x Fließgeschwindigkeit

Um auf die Einwirkung auf den Menschen im Hochwasserfall zu schließen, verwendet man eine Beurteilung nach dem Produkt aus Überflutungstiefe und Fließgeschwindigkeit (RESCDAM, 2000). Im Falle von niedrigen Einstautiefen, jedoch hohen Fließgeschwindigkeiten kann es zu Instabilitäten und somit zu Verletzungen oder sogar zum Ertrinken kommen. Im Bereich von Deichbrüchen, wo hohe Fließgeschwindigkeiten, anfangs jedoch niedrige Wassertiefen zu beobachten sind, kommt es im Hochwasserfall zu den meisten Todesfällen (Merz, 2006). Im Gegensatz dazu können stehende Überflutungen, d.h. Hochwässer mit geringen Fließgeschwindigkeiten im Vorland, aber hohen Wassertiefen von größer als 1.5m, allein aus anatomischen Gründen, zum Ertrinken führen. Abbildung 3.5 zeigt dieses Beurteilungskriterium für die Fälle des HQ₃₀, HQ₁₀₀ und HQ₃₀₀.



Abbildung 3.5 Visualisierung des Produkts aus Überflutungstiefen und Fließgeschwindigkeiten HQ₃₀, HQ₁₀₀ und HQ₃₀₀ (von links nach rechts)

3.1.2 Darstellung der Ergebnisse

Verschiedene Funktionen und Zusammenhänge von Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe findet auch Eingang in Methoden zur Beurteilung der Gefahrenzonen. Abbildung 3.6 weist die Zusammenhänge der beiden Parameter nach den Ansätzen der Bundeswasserbauverwaltung (rote Linie), der Wildbach- und Lawinerverbauung (grüne Linie) und dem Schweizer System nach BUWAL (blau gestrichelte Linie) aus. Die beiden österreichischen Ansätze gehen dabei ab einer Überflutungstiefe von 1.5m bei niedriger Fließgeschwindigkeit von einer beträchtlichen Einwirkung auf die Nutzungen aus. Das Schweizer System setzt hierfür 2.0m fest, weist aber im Gegenteil zur BWV und WLW eine Stufe mit mittlerer Intensität aus.

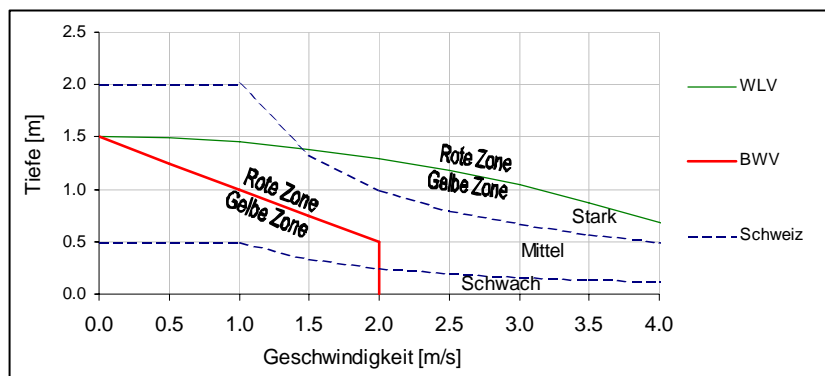


Abbildung 3.6 Abgrenzung von Gefahrenzonen (BWV, WLW) und Einwirkungsintensität (BUWAL)

3.1.2.1 Gefahrenzonen

Die nach drei Ansätzen abgeleiteten Gefahrenzonen bzw. Einwirkungsintensitäten (BUWAL) werden in den Abbildung 3.7 bis Abbildung 3.9 dargestellt.



Abbildung 3.7 Abschätzung der Gefahrenzonen nach BWV HQ₃₀, HQ₁₀₀ und HQ₃₀₀ (von links nach rechts)



Abbildung 3.8 Abschätzung der Gefahrenzonen nach WLW HQ₃₀, HQ₁₀₀ und HQ₃₀₀ (von links nach rechts)

Beim Vergleich der beiden österreichischen Ansätze fällt auf, dass eine erste Abschätzung der Gefahrenzonen aufgrund der Beurteilungsparameter Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe durchwegs gelbe Zonen ergibt, daher kein wesentlicher Unterschied festzustellen ist. Lediglich im Bereich des Flussschlauches sind bei der Methodik der Bundeswasserbauverwaltung (Abbildung 3.7) rote Zonen zu beobachten was auf eine stärker Gewichtung der Wassertiefe zurückzuführen ist. Die Methode der Wildbach- und Lawinerverbauung (Abbildung 3.8) weist nur gelbe Gefahrenzonen aus.

Die Auswertung der Einwirkungsintensität (Abbildung 3.9) ergeben ähnliche Ergebnisse wie die Methodik der Bundeswasserbauverwaltung. Es werden im Vorland, abgesehen vom HQ₃₀₀, jedoch durchwegs schwache Intensitäten berechnet



Abbildung 3.9 Ausweisung der Einwirkungsintensität nach BUWAL HQ₃₀, HQ₁₀₀ und HQ₃₀₀ (von links nach rechts)

Aus dem Vergleich der drei Methodiken kann geschlossen werden, dass jener der WLW am wenigsten sensitiv reagiert. Dieser wurde jedoch für andere Rahmenbedingungen und Einzugsgebiete entwickelt. Der Ansatz der BWV, sowie jener des BUWAL liefern vergleichbare Ergebnisse.

3.1.2.2 Grundlage Datenlieferung Büro/Land

Diese Kapitel beurteilt das Risiko auf Grund der verfügbaren Daten, die vom Land zur Verfügung gestellt werden können, ohne diese durch eine Begehung oder Abfragen der Statistik Austria zu ergänzen. Es sind dies Verschneidungen der Überflutungsflächen mit den Angaben der digitalen Katastermappe, die auf Grund der Orthofotos ergänzt wurde.

Einerseits wurde beurteilt, welche Gebäude von Hochwässern betroffen sind, in dem die Gebäudeschwerpunkte mit den Überflutungsflächen verschnitten wurden. Lag der Schwerpunkt außerhalb des überfluteten Bereichs, wurde dieses Gebäude in der Schadensermittlung nicht berücksichtigt (Abbildung 3.10 links).

Andererseits wurden die betroffenen Gebäudegrundflächen mit den berechneten Wasserspiegellagen verschnitten (Abbildung 3.10 rechts). Dabei wurden auch die Gebäude erfasst, deren Schwerpunkt außerhalb der Überflutung lagen, jedoch Teilbereiche eingestaut werden.

In der Abbildung 3.10 werden durch ein HQ_{30} betroffenen Nutzungen durch eine gelbe Färbung angezeigt. Gebäude die zusätzlich durch ein HQ_{100} oder HQ_{300} betroffen sind, werden durch die Farben orange bzw. rot ausgewiesen. Eine weitere Darstellung dieser Ergebnisse findet sich in Tabelle 3.1, wobei zusätzlich zu den Gebäuden auch die Widmungen berücksichtigt wurden, um die Entwicklung der Schadenserwartungswerte auf Grund der vorhandenen Nutzungen abschätzen zu können.

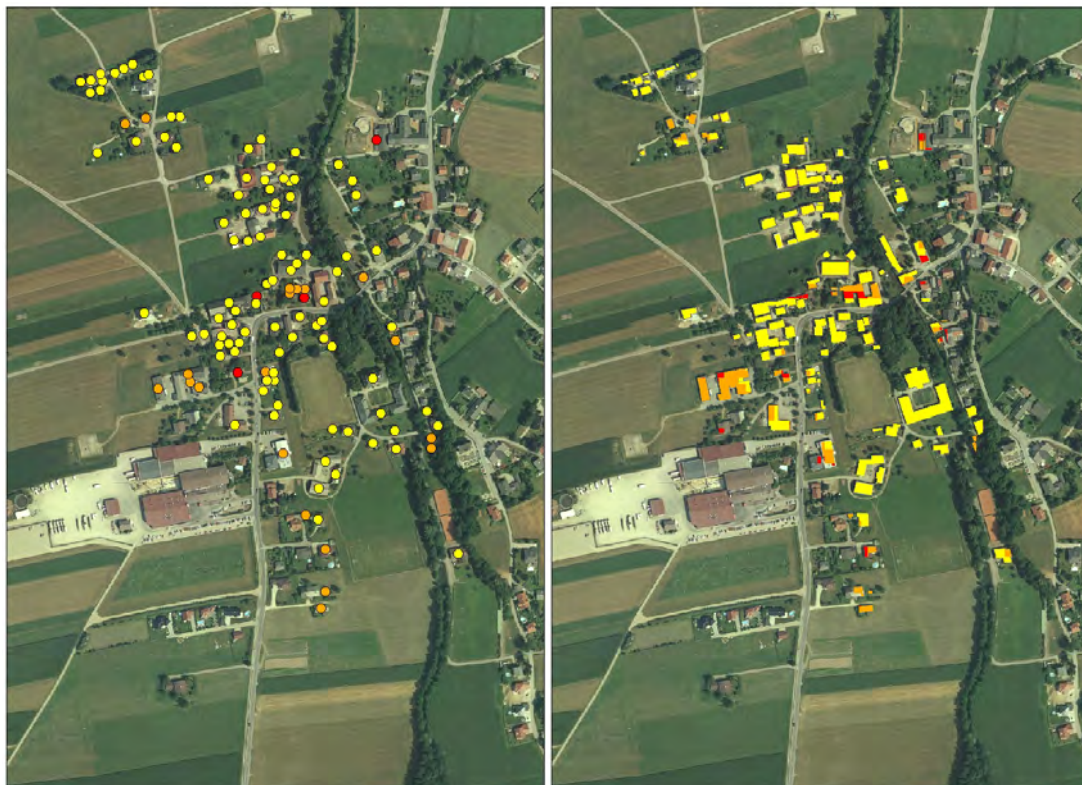


Abbildung 3.10 Betroffene Gebäude bzw. Gebäudeflächen HQ_{30} , HQ_{100} und HQ_{300} (gelb, orange und rot)

Tabelle 3.1 Durch Hochwässer unterschiedlicher Jährlichkeit betroffene Widmungen [m²]

Nutzungsform	HQ ₃₀	HQ ₁₀₀	HQ ₃₀₀
Baufläche befestigt	3733	3909	4027
Baufläche begrünt	18337	28955	30350
Gebäude	15716	19299	20219
Landwirtschaftlich genutzt	153687	189290	202479
Straßenanlage	10787	14228	15357
Streuobstwiese	38568	39314	40160
Wald	5321	5452	5486
Werksgelände	299	896	1152

Laut derzeitiger Widmung befinden sich lediglich vier Grundstücke, die als Bauland gewidmet sind und wo noch kein Gebäude errichtet wurde, im Überflutungsbereich. Mit einer Gesamtfläche von ca. 2500 m² (ca. 7% der betroffenen Baufläche) und potentiellen 4 darauf errichteten Wohngebäuden (+10 % zum derzeitigen Zustand) muss bei einer Bebauung von einer Steigerung des derzeitigen Schadenserwartungswertes von ca. 5-15% (je nach Bauausführung) ausgegangen werden. Zusätzlich befinden sich große Flächen an Streuobstwiesen im potentiellen Überflutungsgebiet, die teilweise eine Bebauung aufweisen. Sollten diese Flächen intensiver genutzt werden, oder sogar in Bauland umgewidmet werden, ist mit einer beträchtlichen Steigerung des Schadenserwartungswertes zu rechnen.

3.1.2.3 Grundlage Datenlieferung Statistik Austria

Die Auswertungen, abgebildet in Tabelle 3.2 und Tabelle 3.3, beschreiben die Ergebnisse, die an Hand der Daten, geliefert von Statistik Austria, erarbeitet wurden. Dabei wurden die Berechnungsergebnisse der Modellierung (Wassertiefen) mit den bei der Volkszählung 2001 erfassten Objekten verschnitten und in Abhängigkeit zur Überflutungstiefe ausgewertet. Neben weiteren Attributen, die im Rahmen der Kategorisierung der Gebäude einbezogen wurden, werden hier die Anzahl der betroffenen Gebäude, die darin befindlichen Wohneinheiten, sowie die potentiell betroffenen (gemeldeten) Personen ausgewiesen. Ein angeführtes „J“ bedeutet, dass diese Parameter >0 ist, die Anzahl jedoch dem Datenschutz entsprechend zu gering ist, um ihn ausweisen zu können.

Tabelle 3.2 Betroffene Gebäude in Abhängigkeit zur Einstautiefe nach dem Ansatz von BUWAL (1999). Werte repräsentieren: betroffene Gebäude/Wohnungen/Personen. Stand Volkszählung 2001.

BUWAL	<0.5	>0.5	>2.0
HQ ₃₀	32/35/83	8/10/J	0/0/0
HQ ₁₀₀	30/31/81	19/23/52	0/0/0
HQ ₃₀₀	25/25/67	28/33/77	0/0/0

Tabelle 3.3 Betroffene Gebäude in Abhängigkeit zur Einstautiefe nach Ansatz von BWV und WLW. Werte repräsentieren: betroffene Gebäude/Wohneinheiten/Personen. Stand Volkszählung 2001

BWV WLW	<1.5	>1.5
HQ ₃₀	40/45/106	0/0/0
HQ ₁₀₀	49/54/133	0/0/0
HQ ₃₀₀	53/58/144	J/0/0

Im Rahmen der Auswertung wurden die Kategorien der Überflutungstiefe entsprechend den Ansätzen von BUWAL und BWV/WLV verwendet. Vergleicht man die Auswertungen nach beiden Ansätzen, kann man darauf schließen, dass bei der Methodik nach BUWAL für das HQ₃₀ und Überflutungstiefe >0.5m 23 Personen betroffen sind. Die Anzahl der betroffenen Gebäude nach BWV/WLV >1.5m und BUWAL kann dem Datenschutz zufolge jedoch nicht vollständig erhoben werden (in beiden Fällen beträgt die Summe 53 betroffene Gebäude und 58 betroffene Wohnungen, sowie 144 potentiell betroffene Personen), wobei jedoch das zusätzliche Vorhandensein von betroffenen Gebäuden angezeigt wird. Eine Ausweisung von betroffenen Nutzungen wird nur dann gewährleistet, wenn sich in einem Raster von 250*250m zumindest vier Objekte befinden. Durch die visuelle Beurteilung der Simulationsergebnisse mit den Datengrundlagen im GIS, können diese Gebäude jedoch meist lokalisiert werden und in die Risikobeurteilung miteinbezogen werden.

3.1.2.4 Grundlagen ergänzt durch Begehung und Nachdigitalisierung

Tabelle 3.4 weist die Anzahl der betroffenen Gebäude, unterteilt nach Kategorien, aus. Diese Auswertung wurde an Hand der vorhandenen Unterlagen, ergänzt durch die Begehung, durchgeführt. Um eine automatisierte Abfrage in einem GIS gewährleisten zu können, wurden die digitalen Unterlagen mit jenen Nutzungen ergänzt, die im Rahmen der Begehung festgestellt wurden. Diese Abfrage beruht auf dem derzeitigen Stand der Nutzungen in der Ortschaft Pfaffsätt (2007).

Tabelle 3.4 Betroffene Gebäudekategorien je betrachtetem Überflutungsszenario

Kategorie	HQ ₃₀	HQ ₁₀₀	HQ ₃₀₀
Einfamilienhaus			
einstöckig (EG)	3	4	4
mehrstöckig	33	38	40
Mehrfamilienhaus			
einstöckig (EG)			
mehrstöckig	2	2	2
Bauernhof	9	10	10
Nebengebäude	1	1	1
Betriebsgebäude	2	3	3
Gartenhaus	2	3	3
Geräteschuppen	23	30	31
Lagerhalle	1	1	1
Stallung	4	4	5
Garage	20	24	24
Summe	100	120	124

Es zeigt sich, dass bei einem HQ₃₀ der Mattig zahlreiche Nutzungen betroffen sind, wodurch die Notwendigkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen, sei es passiv oder aktiv, deutlich aufgezeigt wird. Dem wird durch die abgeschlossene Variantenstudie und beginnende Planung von Schutzmaßnahmen Rechnung getragen. Die Steigerung der betroffenen Nutzungen zwischen einem HQ₃₀ (100) und einem HQ₃₀₀ (124) ist auffallend gering. Das vorab definierte worst-case Szenario weist nur einen geringen Anstieg an überfluteten Gebäuden auf. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der geschätzte Abfluss bei einem HQ₃₀₀ (80m³/s) nicht einmal doppelt so hoch ist wie jener bei einem HQ₃₀ (47.2m³/s). Dieser Fall ist besonders risikoreich, da selbst bei Hochwässern mit geringer Jährlichkeit, nahezu der maximale Schaden zu befürchten ist.

3.1.2.5 Vernetzung der Daten

Die Abfrage der Statistik Austria beinhaltet bewohnte Gebäude, sowie Gebäude für Gewerbe und Betriebe. Der Vergleich beider Abfragen – Statistik Austria und Grundlagen ergänzt durch Begehung – zeigt, dass die Ergebnisse durchaus ähnliche Ergebnisse liefern.

Tabelle 3.5 Vergleich der Abfragemethoden nach Statistik Austria und Grundlagen ergänzt durch Begehung

	Statistik Austria	ergänzte Grundlagen
HQ ₃₀	40	49
HQ ₁₀₀	49	57
HQ ₃₀₀	53	59

Die Erhebungen der Statistik Austria wurden im Jahr 2001 durchgeführt, wodurch die geringere Anzahl an betroffenen Nutzungen erklärt werden kann. Im Rahmen der Begehung und der Nachdigitalisierung der Katasterdaten wurde ebenfalls eine Entwicklung hin zur intensiveren Nutzung des betrachteten Gebiets festgestellt. Auf Grund der enormen Schadenserwartung (Kapitel 3.1.3), schon bei Ereignissen mit geringen Jährlichkeiten, sollte, bezogen auf die betroffenen Widmungen (siehe auch Kapitel 3.1.2.2), die Entwicklung und die Implementierung von Hochwasserschutzmaßnahmen mit besonderer Umsicht geplant werden.

Die beiden Datengrundlagen, auf die aufbauend die Schäden berechnet wurden, weisen eine Diskrepanz bei der räumlichen Auflösung der betroffenen Gebäude auf. Die Statistik Austria Daten basieren auf Wohnflächenangaben, können somit auch Bereiche in oberen Stockwerken mit einbeziehen, ohne dass diese betroffen sind. Ein weiteres Problem ergibt sich auch dadurch, dass bei der Auswertung der Kataster Daten nicht immer die gesamte Gebäudegrundfläche als überflutet ausgewiesen wird und somit auch nur Teile in die Schadensabschätzung mit einfließen. Für die drei ausgewiesenen Szenarien (Tabelle 3.6) zeigt sich jedoch, dass eine gute Übereinstimmung trotz unterschiedlichen Ansätzen vorhanden ist. Lediglich im HQ₃₀ Fall kann von einem erheblichen Unterschied gesprochen werden (15%). In den Fällen des HQ₁₀₀ sowie HQ₃₀₀ können die Differenzen als vernachlässigbar bezeichnet werden und somit direkt in die Schadensermittlung mit einbezogen werden.

Tabelle 3.6 Diskrepanzen in der Erhebung der flächenbezogenen Datengrundlagen

Szenario	betroffene Wohnfläche Abfrage Statistik Austria	betroffene Grundfläche Digitale Katastermappe	Differenz
HQ ₃₀	5060	5804	15%
HQ ₁₀₀	6030	6317	5%
HQ ₃₀₀	6470	6696	3%

Für das Gebiet der Mattig wird somit vorgeschlagen, einen Faktor von 1.05 bis 1.15 anzusetzen, wenn Daten der Statistik Austria die Grundlage für Schadensermittlungen darstellen, um Rückschlüsse auf die betroffenen Nutzungen zur Ermittlung der spezifischen Schäden [€/m²] ziehen zu können.

3.1.3 Schadensberechnung und Risikobestimmung

Die Ergebnisse der Abfrage der betroffenen Gebäude nach deren Gebäudeschwerpunkt wurden mit der Erhebung der Schäden des Hochwassers 2002 im Bereich Walding an der Großen Rodel (Warnecke, 2004) verknüpft. Die damals erhobenen Schadenswerte ergaben einen durchschnittlichen Schaden pro Wohngebäude von 25460 €. Dieser Wert entspricht durchwegs aktuellen Angaben in der Literatur (Nachtnebel&Faber, 2005; BUWAL, 1999). Mit einer Diskontierungsrate von 3.5% (BMFLUW, 2008a) ergibt sich somit ein durchschnittlicher Schaden von ca. 31300 € pro Gebäude für den Stand 2008.

Weiters wurde an Hand von Literaturwerten (Nachtnebel&Faber, 2005) der Schadenserwartungswert für betroffene Wohngebäude berechnet (Tabelle 3.7). Die Bezeichnung „Grundfläche ohne Attribute“ bezieht sich darauf, dass die Gebäudeeigenschaften, die durch die Volksbefragung 2001 erhoben worden sind, nicht miteinbezogen wurden und in diesem Fall die Methode nach BUWAL (1999a, b) zur Anwendung gelangte. Dabei wurde für Überflutungstiefen bis zu 0.5m ein spezifischer Schaden von 100€/m² und für Überflutungstiefen von 0.5m bis 2.0m 550€/m² angesetzt. Im Rahmen der Fallstudie waren keine höheren Einstautiefen als 2.0m festzustellen.

Tabelle 3.7 Schadenserwartungswerte nach BUWAL (1999a, b)

Szenario	Gebäudeschwerpunkt Schaden HW 2002	Grundfläche ohne Attribute
HQ ₃₀	1189400	1207250
HQ ₁₀₀	1377200	1973600
HQ ₃₀₀	1439800	2665350
Schadenserwartung	138450	153177

Die szenariobasierten Schadenswerte wurden im Anschluss linear über die Stützstellen HQ₅ (bordvoller Abfluss – noch kein Schaden) bis HQ₃₀₀ (worst case) interpoliert, um so den Schadenserwartungswert im langjährigen Mittel zu erhalten. Dabei ergeben sich bei beiden verwendeten Methoden durchaus vergleichbare Werte von durchschnittlich ca. 145000€ für Wohngebäude. Weitere Nutzungen, wie Schuppen, Garagen, Stall,... wurden in den Schadenserwartungswert nicht miteinbezogen, da hierfür keine gesicherten Literaturangaben vorhanden sind. Dies bedeutet, dass jedes betroffene Wohngebäude im Durchschnitt mit einem jährlichen Schaden von ca. 3000€ rechnen muss.

Im Rahmen der Schadenserhebung (Warnecke, 2004) wurde ebenfalls pro betroffenem m² Verkehrsfläche ein Schaden von 3€ festgestellt. Die Anwendung dieses Wertes führt zu den in Tabelle 3.8 ausgewiesenen szenariobasierten Schadenswerten: Der daraus resultierende jährliche Schadenserwartungswert von ca. 4000€ ist als gering einzustufen.

Tabelle 3.8 Schadenserwartungswert für Verkehrsflächen

Szenario	Verkehrsflächen Schaden HW 2002
HQ ₃₀	32361
HQ ₁₀₀	42684
HQ ₃₀₀	46071
Schadenserwartung	3868

Die in Kapitel 2.2 dokumentierte Methodik liefert die in Tabelle 3.9 ausgewiesenen Schadenswerte [€]. Das Ergebnis der wohnflächenbasierten Attribute der Volkszählung 2001 von ca. 75000€ wurde auf Grund der beobachteten Entwicklung auf den Stand 2008 hochgerechnet und ergibt so für Wohngebäude einen jährlichen Schadenserwartungswert von 90000€(Tabelle 3.9).

Tabelle 3.9 Wohnflächenbasierte Schadenserwartungswerte (Datengrundlage Statistik Austria)

Szenario	Wohnflächenbasiert Attribute Stat. Aust.	Wohnflächenbasiert Hochrechnung auf 08
HQ ₃₀	580356	710935
HQ ₁₀₀	1013307	1178745
HQ ₃₀₀	1310971	1459383
Schadenserwartung	74703	90085

Im Vergleich zur Methodik nach BUWAL liefert die im Rahmen dieses Projekts entwickelte Bewertungsmethodik einen um ca. 1/3 niedrigeren Schadenserwartungswert. Dies ist darauf zurückzuführen, dass zwar die Gleichen spezifischen Schäden angesetzt wurden, jedoch durch die dokumentierten Gebäudeattribute die berücksichtigten Flächenäquivalente geringer sind. Wurden für ein Gebäude z.B. die Attribute

- Baujahr nach 1980
- Gebäudekategorie A
- vorhandene Ölheizung

von der Statistik Austria ausgewiesen, so ging die betroffene Grundfläche mit 200% in die Ermittlung der Gesamtfläche mit ein, da Erhebungen gezeigt haben, dass Ölkontamination zu bis zu 2-3 fachen Schäden führen kann (BMFLUW, 2005).

Sind hingegen für ein Wohngebäude die Attribute:

- Baujahr vor 1980
- Gebäudekategorie B-D
- keine Ölheizung

ausgewiesen, wurde davon ausgegangen, dass in diesem Fall mit relativ geringen Sachschäden zu rechnen sein wird. Daher wurde diese Kategorie mit lediglich 30% in der Ermittlung der Flächenäquivalente berücksichtigt.

Es zeigt sich eine durchaus homogene Darstellung der drei Schadenserwartungswerte (90000€ bis 150000€) bei Anwendung von unterschiedlichen Methoden. Dies lässt auf gute Datensätze und eine gesicherte Aussage schließen. Bei Betrachtung der drei Methoden kann davon ausgegangen werden, dass die Objektschwerpunktorientierte Abfrage zu einer Überschätzung des Schadens führt, da die berechneten Überflutungstiefen vermutlich nicht jenen von Walding (Hochwasser 2002) entsprechen. Durch die hohe Güte der Daten der Statistik Austria kann man von einem zu erwartenden Schaden von circa 100000€ (für Wohngebäude und Verkehrsflächen) im langjährigen Mittel für die Ortschaft, verursacht durch die Hochwässer der Mattig ausgehen. Dieser Wert zeigt die Notwendigkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen in diesem Gebiet auf. Umgelegt auf die betroffenen Wohngebäude müssten jährlich Investitionen in der Höhen von ca. 2000€/Jahr getätigt werden (z.B. Versicherung) um die zu erwartenden Schäden decken zu können.

3.2 Restrisikobeurteilung Schwarzgrub, Rodl und Höflein

Für die Ortschaften Schwarzgrub, Rodl und Höflein wurde eine Restrisikoanalyse durchgeführt. Für diesen Abschnitt der Großen Rodl besteht eine umfassende Hochwasserschutzplanung mit dem Schutzziel eines HQ_{100} . Es liegt eine Variantenstudie in Form von mehreren hydrodynamischen Modellen vor. Zur Bewertung des Restrisikos wurden die Simulationsergebnisse herangezogen, die der gewählten Variante entsprechen.



Abbildung 3.11 Fallstudie Schwarzgrub, Rodl und Höflein – Orthofoto

Die orange eingezeichneten Ortsteile wurden in der Restrisikobeurteilung miteinbezogen, wobei der Einfluss eines eventuell gleichzeitig auftretenden Hochwassers in der Donau, welches zu weitreichenden Überflutungen in diesem Gebiet führen würde, vernachlässigt wurde, um die Gefährdung, die von der Großen Rodl ausgeht, beurteilen zu können.

3.2.1 Visualisierung der Bewertungsgrößen

Im Gegensatz zur 1D Modellierung können die Bewertungsgrößen bei vorhandener 2D hydrodynamisch-numerischen Modellierung direkt aus den diversen Ergebnis Dateien ausgelesen werden. Diese Dateien liefern für jeden einzelnen Knotenpunkt die relevanten und vorab definierten Parameter, die im Anschluss in ein GIS importiert und den Anforderungen entsprechend aufbereitet werden können.

Zur Charakterisierung und Beurteilung der Einwirkungen auf die vorhandenen Nutzungen können mehrere Bewertungsgrößen oder Kombinationen daraus herangezogen werden. Im Rahmen der Bearbeitung wurden folgende Parameter berechnet und analysiert:

- Überflutungstiefe
- Fließgeschwindigkeit
- Überflutungstiefe x Fließgeschwindigkeit

3.2.1.1 Überflutungstiefen

Abbildung 3.12 zeigt die berechneten Überflutungstiefen für ein HQ_{30} und ein HQ_{100} . Für diese Szenarien treten auf Grund der in das Modell implementierten Hochwasserschutzmaßnahme keine erheblichen direkten Schäden an schützenswerten Gütern auf. Trotzdem kommt es zu großflächigen Überflutungen, die zur Retention des Hochwassers beitragen und somit bei einem eventuell parallel in der Donau auftretenden Hochwasser den Hochwasserrückhalt erhöhen.

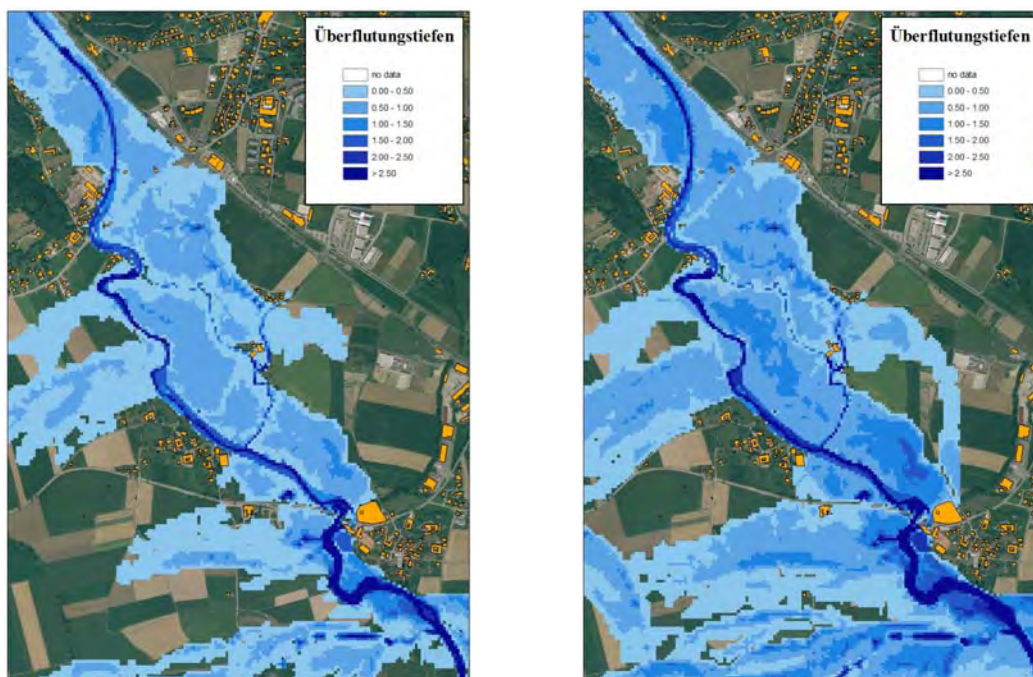


Abbildung 3.12 Visualisierung der Überflutungstiefen HQ_{30} und HQ_{100}

Abbildung 3.13 zeigt die Überflutungscharakteristik eines HQ_{300} , sowie des worst case Szenarios (ca. $HQ_{1000-5000}$). Diese beiden Szenarien werden im Folgenden eingehender analysiert. Die verwendeten Bewertungsparameter und abgeschätzten Gefahrenzonen, sowie

die Einwirkungsintensitäten, werden ausschließlich für Szenarien ausgewiesen, bei denen mit Schäden gerechnet werden muss. Die Auswirkungen auf die Widmung, sowie die Ermittlung der Schadenserwartungswerte, wird selbstverständlich für alle Szenarien durchgeführt

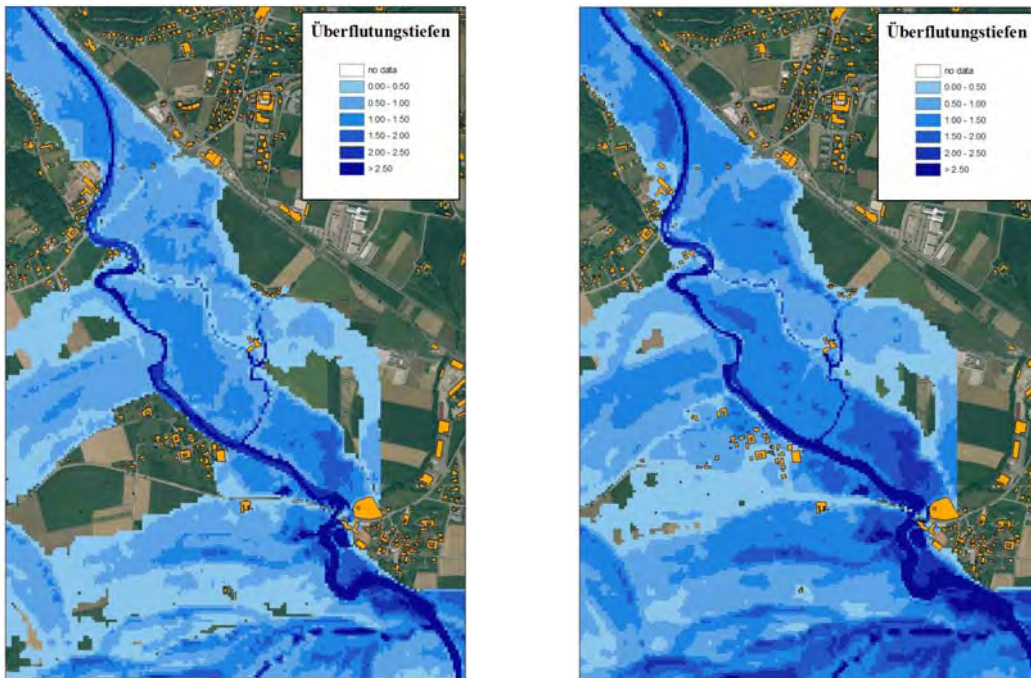


Abbildung 3.13 Visualisierung der Überflutungstiefen HQ₃₀₀ und HQ₅₀₀₀

Auf Grund der in Abbildung 3.13 ausgewiesenen Überflutungstiefen können nach dem Ansatz des BUWAL (1999) die Intensitäten der Einwirkung auf die betrachteten Nutzungen abgeleitet werden. Für den betrachteten Bereich ergeben sich durchwegs Einwirkungen der mittleren Intensität – dies bedeutet, dass die Bereiche eine Überflutungstiefe von 0.5m bis 2.0m aufweisen. Wie aus der Abbildung 3.14 hervorgeht sind nur wenige Gebäude betroffen (HQ₃₀₀). Im Falle des worst-case Szenarios ist jedoch mit erheblichen Schäden zu rechnen.

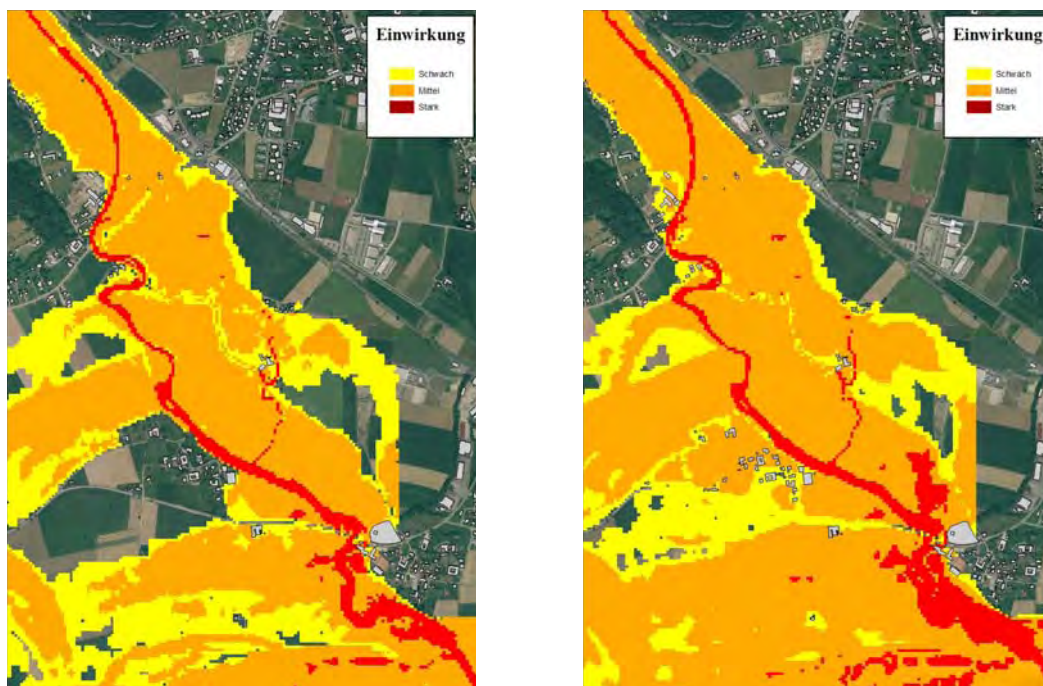


Abbildung 3.14 Visualisierung der Einwirkungsintensität nach Tiefenklassen nach BUWAL HQ₃₀₀ und HQ₅₀₀₀

3.2.1.2 Fließgeschwindigkeiten

Die Ausweisung von Fließgeschwindigkeiten (Abbildung 3.15) kann zur Beurteilung von Bereichen mit erhöhtem Erosionspotential verwendet werden. Weiters dient sie dazu um abschätzen zu können, ob auf Grund der erhöhten Fließgeschwindigkeit damit gerechnet werden muss, dass z.B. Fenster eingedrückt oder Türen beschädigt werden können, selbst wenn keine Schwimmstoffe oder Sedimentbelastungen diese Prozesse verstärken. Die Ausweisung kann auch dafür genutzt werden, objektorientiert die Anordnung von niedrig gelegenen Fenstern (z.B. Kellerfenster) zu überdenken und diese an der strömungsabgewandten Seite anzuordnen oder gezielt Hochwasserschutzmaßnahmen am Objekt zu setzen.

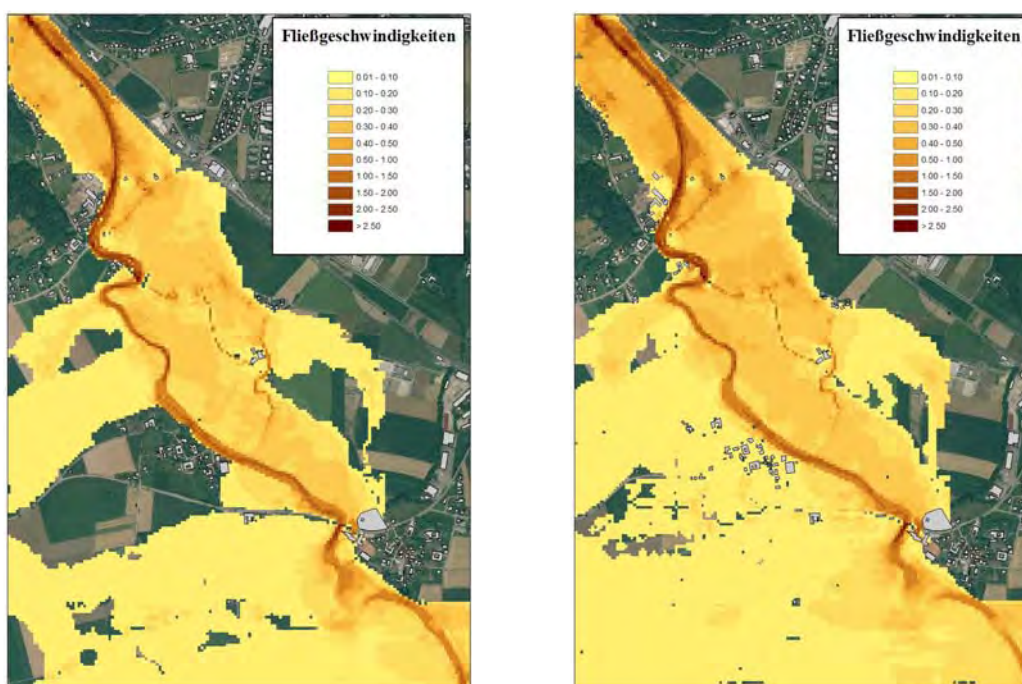


Abbildung 3.15 Visualisierung der Fließgeschwindigkeiten HQ₃₀₀ und HQ₅₀₀₀

3.2.1.3 Überflutungstiefe x Fließgeschwindigkeit

Um auf die Einwirkung auf den Menschen im Hochwasserfall zu schließen, verwendet man eine Beurteilung nach dem Produkt aus Überflutungstiefe und Fließgeschwindigkeit (RESCDAM, 2000). Im Falle von niedrigen Einstautiefen, jedoch hohen Fließgeschwindigkeiten, kann es zu Instabilitäten und somit zu Verletzungen oder sogar zum Ertrinken kommen. Im Bereich von Deichbrüchen, wo hohe Fließgeschwindigkeiten, anfangs jedoch niedrige Wassertiefen zu beobachten sind, kommt es im Hochwasserfall zu den meisten Todesfällen (Merz, 2006).

Im Gegensatz dazu können stehende Überflutungen, d.h. Hochwässer mit geringen Fließgeschwindigkeiten im Vorland, aber hohen Wassertiefen von größer als 1.5m, allein aus anatomischen Gründen, zum Ertrinken führen. Abbildung 3.16 zeigt dieses Beurteilungskriterium für die Fälle des HQ₃₀₀ und HQ₅₀₀₀.

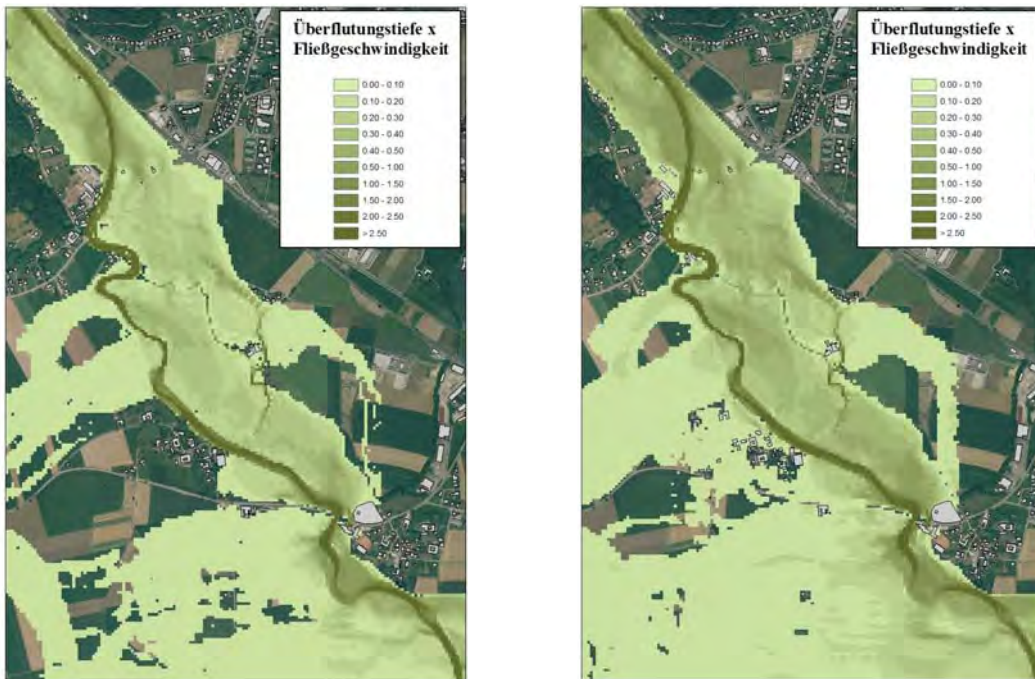


Abbildung 3.16 Visualisierung des Produkts aus Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe HQ₃₀₀ und HQ₅₀₀₀

3.2.2 Darstellung der Ergebnisse

Verschiedene Funktionen und Zusammenhänge von Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe findet auch Eingang in Methoden zur Beurteilung der Gefahrenzonen. Abbildung 3.17 weist die Zusammenhänge der beiden Parameter nach den Ansätzen der Bundeswasserbauverwaltung (rote Linie), der Wildbach- und Lawinerverbauung (grüne Linie) und dem Schweizer System nach BUWAL (blau gestrichelte Linie) aus. Die beiden österreichischen Ansätze gehen dabei ab einer Überflutungstiefe von 1.5m bei niedriger Fließgeschwindigkeit von einer beträchtlichen Einwirkung auf die Nutzungen aus. Das Schweizer System setzt hierfür 2.0m fest, weist aber im Gegenteil zur BWV und WLW eine Stufe mit mittlerer Intensität aus.

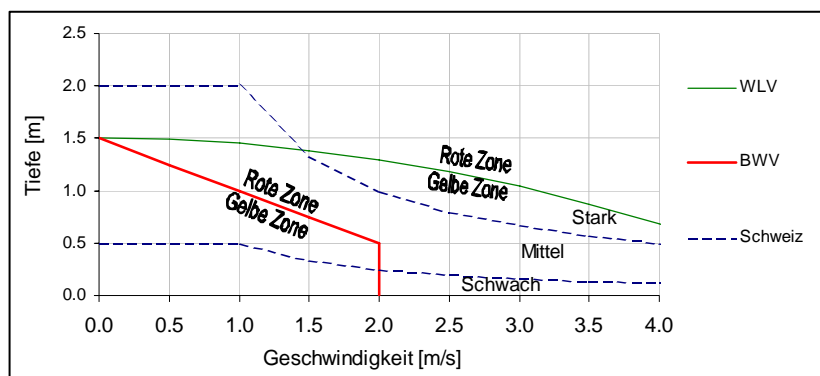


Abbildung 3.17 Abgrenzung von Gefahrenzonen (BWV, WLW) und Einwirkungsintensität (BUWAL)

3.2.2.1 Gefahrenzonen

Die nach drei Ansätzen abgeleiteten Gefahrenzonen bzw. Einwirkungsintensitäten (BUWAL) werden in den Abbildung 3.18 bis Abbildung 3.20 dargestellt.

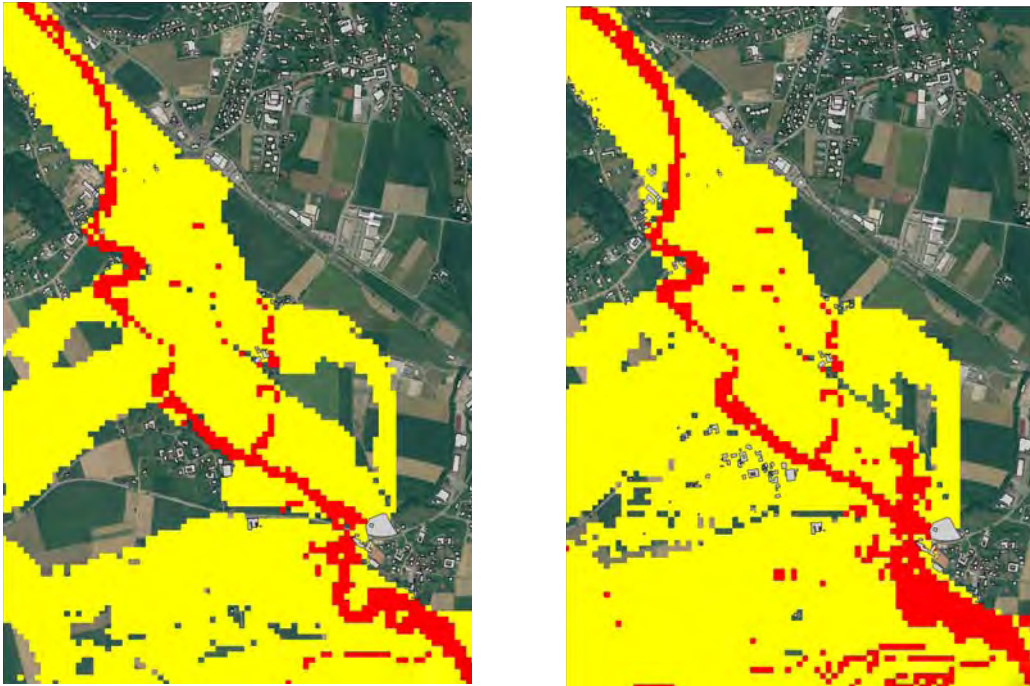


Abbildung 3.18 Visualisierung der Einwirkungsintensität nach dem Produkt aus Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe nach BWV HQ₃₀₀ und HQ₅₀₀₀



Abbildung 3.19 Visualisierung der Einwirkungsintensität nach dem Produkt aus Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe nach WLW HQ₃₀₀ und HQ₅₀₀₀

Beim Vergleich der Methoden nach BWV (Abbildung 3.18) und der Methode nach WLW (Abbildung 3.19) zeigt sich ein deutlich höherer Anteil an roten Zonen beim Ansatz des BWV. Dies ist auf einen stärkeren Einfluss der Überflutungstiefe beim Ansatz der BWV zurückzuführen. Weite Teile des Hinterlands werden jedoch einheitlich als gelbe Gefahrenzone ausgewiesen.

Der Ansatz des BUWAL zeigt ähnliche Ergebnisse wie jener der BWV. Lediglich im Oberlauf wird ein größeres Gebiet mit starker Einwirkungsintensität ausgewiesen.

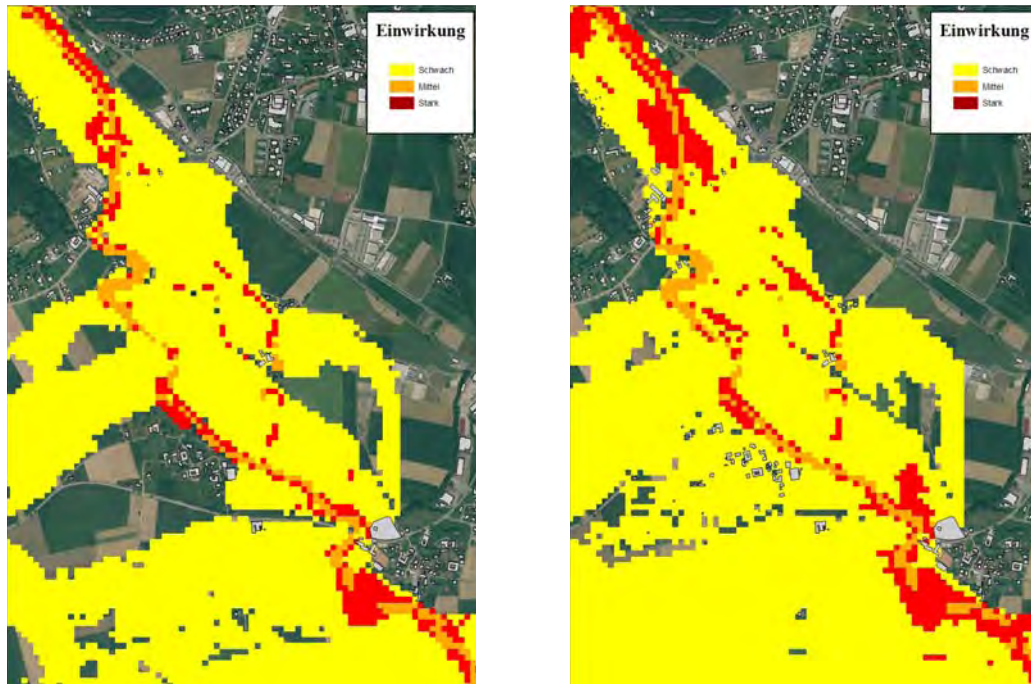


Abbildung 3.20 Visualisierung der Einwirkungsintensität nach dem Produkt aus Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe nach BUWAL HQ₃₀₀ und HQ₅₀₀₀

Aus dem Vergleich der drei Methodiken kann geschlossen werden, dass jener der WLW am wenigsten sensitiv reagiert. Dieser wurde jedoch für andere Rahmenbedingungen und Einzugsgebiete entwickelt. Der Ansatz der BWV, sowie jener des BUWAL liefern vergleichbare Ergebnisse.

3.2.2.2 Grundlage Datenlieferung Büro/Land

Diese Kapitel beurteilt das Risiko auf Grund der verfügbaren Daten die vom Land zur Verfügung gestellt werden können, ohne diese durch eine Begehung oder Abfragen der Statistik Austria zu ergänzen. Es sind dies Verschneidungen der Überflutungsflächen mit den Angaben der digitalen Katastermappe, die auf Grund der Orthofotos ergänzt wurde.

Einerseits wurde beurteilt welche Gebäude von Hochwässern betroffen sind, in dem die Gebäudeschwerpunkte mit den Überflutungsflächen verschnitten wurden. Lag der Schwerpunkt außerhalb des überfluteten Bereichs wurde dieses Gebäude in der Schadensermittlung nicht berücksichtigt (Abbildung 3.21 links).

Andererseits wurden die betroffenen Gebäudegrundflächen mit den berechneten Wasserspiegellagen verschnitten (Abbildung 3.21 rechts). Dabei wurden auch die Gebäude erfasst, deren Schwerpunkt außerhalb der Überflutung lagen, jedoch Teilbereiche eingestaut werden.

In der Abbildung 3.21 werden durch ein HQ_{30} betroffenen Nutzungen durch eine gelbe Färbung angezeigt. Gebäude, die zusätzlich durch ein HQ_{100} oder HQ_{300} betroffen sind, werden durch die Farben orange bzw. rot ausgewiesen. Jene Gebäude, die im worst-case Fall betroffen sind, sind durch die Farbe violett ausgewiesen. Eine weitere Darstellung der Ergebnisse findet sich in Tabelle 3.10, wobei zusätzlich zu den Gebäuden auch die Widmungen berücksichtigt wurden, um die Entwicklung der Schadenserwartungswerte auf Grund der vorhandenen Nutzungen abschätzen zu können.



Abbildung 3.21 Betroffene Gebäude bzw. Gebäudeflächen HQ_{30} , HQ_{100} , HQ_{300} HQ_{extrem} (gelb, orange, rot, violette)

Tabelle 3.10 Durch Hochwässer unterschiedlicher Jährlichkeit betroffene Widmungen [m²]

	HQ ₃₀	HQ ₁₀₀	HQ ₃₀₀	HQ _{extrem}
Baufläche befestigt	232	232	232	2141
Baufläche begrünt	7021	8677	10676	21880
Brachland	24	24	24	369
Gebäude	2094	3860	4497	19577
Ödland	547	621	727	861
Lagerplatz	946	946	966	9126
Landwirtschaftlich genutzt	1360078	2295433	2631285	3224128
Sonstige	8238	8238	8238	8068
Straßenanlagen	28290	46856	53782	88486
Streuobstwiese	87592	208490	229904	359275
Sumpf	259	259	259	243
Wald	16415	18186	18390	21064
Werksgelände		9	9	111

Im Fall der bewerteten Ortschaften sind alle als Bauland ausgewiesenen Flächen im HQ₃₀₀ Bereich bebaut. Es ist daher, bei gleichbleibender Widmung, mit keiner Steigerung des jährlichen Schadenserwartungswerts im Bezug auf Gebäude zu rechnen. Wirtschaftlichen Entwicklungen, Standortentwicklung und Bodenwertsteigerung können jedoch Einfluss auf potentielle monetäre Schäden haben.

Auffallend große Flächen, die landwirtschaftliche genutzt werden, sind im Hochwasserfall betroffen. Für den Fall, dass Hochwässer im Sommer auftreten, ist mit beträchtlichen Schäden, verursacht durch Ernteaufschläge, zu rechnen, da zwischen 136ha (HQ₃₀) und 322ha (worst case) betroffen sein können. Die Werte der Schadenserhebungen nach Hochwässern weisen eine beträchtliche Spannweite auf. Nach BUWAL (1999) wird der spezifische Schaden mit 3Fr/m² bei leichter Einwirkung quantifiziert (ca. 3€m² bei Preisniveau 2008).

3.2.2.3 Grundlage Datenlieferung Statistik Austria

Die Auswertungen, abgebildet in Tabelle 3.11 und

Tabelle 3.12, beschreiben die Ergebnisse, die an Hand der Daten, geliefert von Statistik Austria erarbeitet wurden. Dabei wurden die Berechnungsergebnisse der Modellierung (Wassertiefen) mit den bei der Volkszählung 2001 erfassten Objekten verschnitten und in Abhängigkeit zur Überflutungstiefe ausgewertet. Neben weiteren Attributen, die im Rahmen der Kategorisierung der Gebäude einbezogen wurden, werden hier die Anzahl der betroffenen Gebäude, die darin befindlichen Wohneinheiten, sowie die potentiell betroffenen (gemeldeten) Personen ausgewiesen. Ein angeführtes „J“ bedeutet, dass diese Parameter >0 ist, die Anzahl jedoch dem Datenschutz entsprechend zu gering ist, um ihn ausweisen zu können.

Tabelle 3.11 Betroffene Gebäude in Abhängigkeit zur Einstautiefe nach dem Ansatz von BUWAL (1999). Werte repräsentieren: betroffene Gebäude/Wohnungen/Personen. Stand Volkszählung 2001

BUWAL	<0.5	>0.5	>2.0
HQ ₃₀	J/J/J	J/4/J	0/0/0
HQ ₁₀₀	8/6/J	J/4/J	J/0/0
HQ ₃₀₀	8/6/J	4/6/J	J/0/0

HQ_{extrem}	18/21/51	20/26/59	J/0/0
----------------------------	----------	----------	-------

Tabelle 3.12 Betroffene Gebäude in Abhängigkeit zur Einstautiefe nach Ansatz von BWV und WLV. Werte repräsentieren: betroffene Gebäude/Wohnungen/Personen. Stand Volkszählung 2001

BWV WLV	<1.5	>1.5
HQ₃₀	4/6/J	J/0/0
HQ₁₀₀	10/10/J	J/0/0
HQ₃₀₀	12/12/33	J/0/0
HQ_{extrem}	38/47/110	J/0/0

Im Rahmen der Auswertung wurden die Kategorien der Überflutungstiefe entsprechend den Ansätzen von BUWAL und BWV/WLV angesetzt. Eine Ausweisung von betroffenen Nutzungen kann von Seiten der Statistik Austria nur dann gewährleistet werden, wenn sich in einem Raster von 250*250m zumindest vier Objekte befinden. Durch die visuelle Beurteilung der Simulationsergebnisse mit den Datengrundlagen im GIS, können diese Gebäude jedoch meist lokalisiert werden und in die Risikobeurteilung miteinbezogen werden.

Die im HQ₃₀ und HQ₁₀₀ Fall betroffenen Gebäude befinden sich orographisch links von der Großen Rodl. Für diesen Bereich dürften dem Augenschein nach keine Hochwasserschutzmaßnahmen vorgesehen sein. Weitere Gebäude sind im Randbereich zur Überflutungsfläche angesiedelt und werden teilweise nur minimal auf Grund der Auflösung der Bewertungsgrößen von 10*10m „überflutet“ (rote Markierung in Abbildung 3.22).

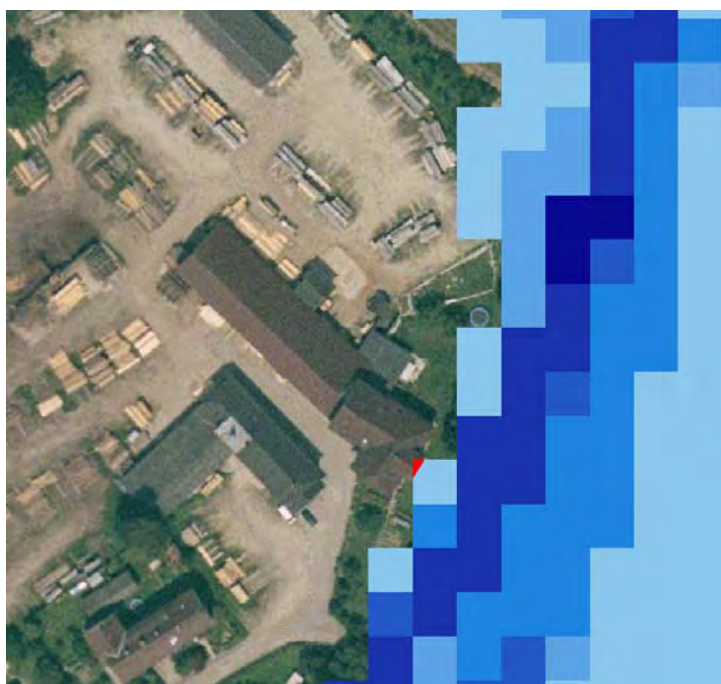


Abbildung 3.22 Überflutetes Objekt (rote Markierung) auf Grund der Auflösung des Ergebnisgrids

Diese Gebäude wurden im Rahmen der weiteren Auswertungen nicht berücksichtigt, wodurch auch die Schadenserwartung von 0€ für HQ₃₀ (siehe Kapitel 3.2.3) begründet werden kann. Zur Erweiterung der Datensätze wurden sie jedoch in allen Abfragen berücksichtigt und somit auch in den Ergebnissen ausgewiesen.

Die Ergebnisse aus

Tabelle 3.12 zeigen, dass beim Überlastfall 33 Personen der Hochwassergefährdung ausgesetzt sind. Im worst case Szenario verdreifacht sich diese Anzahl auf 110 Personen (Stand 2001)

3.2.2.4 Grundlagen ergänzt durch Begehung und Nachdigitalisierung

Tabelle 3.13 weist die Anzahl der betroffenen Gebäude unterteilt nach Kategorien aus. Diese Auswertung wurde an Hand der vorhandenen Unterlagen, ergänzt durch die Begehung, durchgeführt. Um eine automatisierte Abfrage in einem GIS gewährleisten zu können, wurden die digitalen Unterlagen mit jenen Nutzungen ergänzt, die im Rahmen der Begehung festgestellt wurden. Diese Abfrage beruht auf dem derzeitigen Stand der Nutzungen in den Ortschaften Schwarzgrub, Rodl und Höflein (2007).

Tabelle 3.13 Betroffene Gebäudekategorien je betrachtetem Überflutungsszenario

Kategorie	HQ ₃₀	HQ ₁₀₀	HQ ₃₀₀	HQ _{extrem}
Einfamilienhaus				
einstöckig (EG)	2	2	2	6
mehrstöckig	2	4	5	21
Mehrfamilienhaus				
einstöckig (EG)				
mehrstöckig				1
Bauernhof				5
Nebengebäude				
Betriebsgebäude		1	3	10
Gartenhaus		1	1	3
Geräteschuppen	4	4	4	15
Lagerhalle				
Stallung				
Garage	6	7	7	7
Sonstige/verfallen	2	2	2	2
Summe	16	21	24	70

Die Auswertung zeigt einen markanten Sprung zwischen dem HQ₃₀₀ und worst case Szenario. Die Gefährdung von maximal 70 Objekten für ein relativ weites Betrachtungsgebiet ist aber als gering einzustufen und rechtfertigt die Umsetzung von Hochwasserschutzmaßnahmen.

3.2.2.5 Vernetzung der Daten

Die Abfrage der Statistik Austria beinhaltet bewohnte Gebäude, sowie Gebäude für Gewerbe und Betriebe. Der Vergleich beider Abfragen – Statistik Austria und Grundlagen ergänzt durch Begehung – zeigt, dass die Ergebnisse ähnliche Ergebnisse liefern.

Tabelle 3.14 Vergleich der Abfragemethoden nach Statistik Austria und Grundlagen ergänzt durch Begehung

	Statistik Austria	ergänzte Grundlagen
HQ ₃₀	4	6
HQ ₁₀₀	10	10
HQ ₃₀₀	12	13
HQ _{extrem}	38	43

Die Erhebungen der Statistik Austria wurden im Jahr 2001 durchgeführt, wodurch die geringere Anzahl an betroffenen Nutzungen erklärt werden kann. Im Rahmen der Begehung und der Nachdigitalisierung der Katasterdaten wurde ebenfalls eine Entwicklung hin zur steigenden Nutzung des betrachteten Gebiets festgestellt.

Die beiden Datengrundlagen, worauf aufbauend die Schäden berechnet wurden, weisen eine Diskrepanz bei der räumlichen Auflösung der betroffenen Gebäude auf. Die Statistik Austria Daten basieren auf Wohnflächenangaben, können somit auch Bereiche in oberen Stockwerken mit einbeziehen, ohne dass diese betroffen sind.

Ein weiteres Problem ergibt sich auch dadurch, dass bei der Auswertung der Kataster Daten nicht immer die gesamte Gebäudegrundfläche als überflutet ausgewiesen wird (Abbildung 3.22) und somit auch nur Teile in die Schadensabschätzung mit einfließen. Für die ausgewiesenen Szenarien (Tabelle 3.15) zeigt sich, dass ein Trend trotz unterschiedlichen Ansätzen erkennbar ist. Das Szenario HQ₃₀₀ weist nahezu idente Flächenangaben aus, bei den restlichen Szenarien ist der Wert der digitalen Katastermappe um ca. 20 bis 30% höher.

Tabelle 3.15 Diskrepanz in der Erhebung der flächenbezogenen Datengrundlagen

Szenario	betroffene Wohnfläche Abfrage Statistik Austria	betroffene Grundfläche Digitale Katastermappe	Differenz
HQ30	630	746	18
HQ100	1080	1307	21
HQ300	1380	1399	1
HQextrem	4705	6278	33

Für das Einzugsgebiet der Großen Rodl wird somit vorgeschlagen, einen Faktor von 1.2 bis 1.3 anzusetzen, wenn Daten der Statistik Austria die Grundlage für Schadensermittlungen darstellen um Rückschlüsse auf die betroffenen Nutzungen zur Ermittlung der spezifischen Schäden [€/m²] ziehen zu können.

3.2.3 Schadensberechnung und Risikobestimmung

Die Ergebnisse der Abfrage der betroffenen Gebäude nach deren Gebäudeschwerpunkt wurden mit der Erhebung der Schäden des Hochwassers 2002 im Bereich Walding an der Großen Rodel (Warnecke, 2004) verknüpft. Die damals erhobenen Schadenswerte ergaben einen durchschnittlichen Schaden pro Wohngebäude von 25460 €. Dieser Wert entspricht durchwegs aktuellen Angaben in der Literatur (Nachtnebel&Faber, 2005; BUWAL, 1999). Mit einer Diskontierungsrate von 3.5% (BMFLUW, 2008) ergibt sich somit ein durchschnittlicher Schaden von ca. 31300 € pro Gebäude für den Stand 2008.

Weiters wurde an Hand von Literaturwerten (Nachtnebel&Faber, 2005) der Schadenserwartungswert für betroffene Wohngebäude berechnet (Tabelle 3.16). Die Bezeichnung „Grundfläche ohne Attribute“ bezieht sich darauf, dass die Gebäudeeigenschaften, die durch die Volksbefragung 2001 erhoben worden sind, nicht miteinbezogen wurden und in diesem Fall die Methode nach BUWAL (1999a, b) zur Anwendung gelangte. Dabei wurde für Überflutungstiefen bis zu 0.5m ein spezifischer Schaden von 100€/m² und für Überflutungstiefen von 0.5m bis 2.0m 550€/m² angesetzt. Im Rahmen der Fallstudie waren keine höheren Einstautiefen als 2.0m festzustellen.

Tabelle 3.16 Schadenserwartungswerte nach BUWAL (1999a, b)

Szenario	Gebäudeschwerpunkt Schaden HW 2002	Grundfläche ohne Attribute
HQ ₃₀	0	0
HQ ₁₀₀	187800	240500
HQ ₃₀₀	219100	331150
HQ _{extrem}	876400	1972850
Schadenserwartung	5264	8321

Die szenariobasierten Schadenswerte wurden im Anschluss linear über die Stützstellen HQ₃₀ (noch kein Schaden) bis HQ₁₀₀₀₋₅₀₀₀ (worst case) interpoliert um so den Schadenserwartungswert im langjährigen Mittel zu erhalten. Dabei ergeben sich durchaus vergleichbare Werte bei beiden verwendeten Methoden von durchschnittlich ca. 7000€ für Wohngebäude. Weitere Nutzungen, wie Schuppen, Garagen, Stall,... wurden in den Schadenserwartungswert nicht miteinbezogen, da hierfür keine gesicherten Literaturangaben vorhanden sind. Dies bedeutet, dass jedes betroffene Wohngebäude im Durchschnitt mit einem jährlichen Schaden von ca. 100€ rechnen muss.

Im Rahmen der Schadenserhebung (Warnecke, 2004) wurde ebenfalls pro betroffenem m² Verkehrsfläche ein Schaden von 3€ festgestellt. Die Anwendung dieses Wertes führt zu den in Tabelle 3.8 ausgewiesenen szenariobasierten Schadenswerten: Der daraus resultierende jährliche Schadenserwartungswert von ca. 7000€ ist als gering einzustufen.

Tabelle 3.17 Schadenserwartungswert für Verkehrsflächen

Szenario	Verkehrsflächen Schaden HW 2002
HQ ₃₀	84870
HQ ₁₀₀	140568
HQ ₃₀₀	161346
HQ _{extrem}	265458
Schadenserwartung	7134

Die in Kapitel 2.2 dokumentierte Methodik liefert die in Tabelle 3.9 ausgewiesenen Schadenswerte [€]. Das Ergebnis der wohnflächenbasierten Attribute der Volkszählung 2001 von ca. 3300€ wurde auf Grund der beobachteten Entwicklung auf den Stand 2008 hochgerechnet und ergibt so für Wohngebäude einen jährlichen Schadenserwartungswert von 3600€ (Tabelle 3.9).

Tabelle 3.18 Wohnflächenbasierte Schadenserwartungswerte (Datengrundlage Statistik Austria)

Szenario	Wohnflächenbasiert Attribute Stat. Aust.	Wohnflächenbasiert Hochrechnung auf 08
HQ ₃₀	0	0
HQ ₁₀₀	33917	33917
HQ ₃₀₀	277978	301143

HQ_{extrem}	921160	1042365
Schadenserwartung	3314	3617

Im Vergleich zur Methodik nach BUWAL liefert die im Rahmen dieses Projekts entwickelte Bewertungsmethodik einen um ca. 50% niedrigeren Schadenserwartungswert. Dies ist darauf zurückzuführen, dass zwar die Gleichen spezifischen Schäden angesetzt wurden, jedoch durch die dokumentierten Gebäudeattribute die berücksichtigten Flächenäquivalente geringer sind. Wurden für ein Gebäude z.B. die Attribute

- Baujahr nach 1980
- Gebäudekategorie A
- vorhandene Ölheizung

von der Statistik Austria ausgewiesen, so ging die betroffene Grundfläche mit 200% in die Ermittlung der Gesamtfläche mit ein, da Erhebungen gezeigt haben, dass Ölkontamination zu bis zu 2-3 fachen Schäden führen kann (BMFLUW, FloodRisk JAHR).

Sind hingegen für ein Wohngebäude die Attribute:

- Baujahr vor 1980
- Gebäudekategorie B-D
- keine Ölheizung

ausgewiesen, wurde davon ausgegangen, dass in diesem Fall mit relativ geringen Sachschäden zu rechnen sein wird. Daher wurde diese Kategorie mit lediglich 30% in der Ermittlung der Flächenäquivalente berücksichtigt.

Es zeigt sich eine durchaus homogene Darstellung der drei Schadenserwartungswerte (3600€ bis 8300€) bei Anwendung von unterschiedlichen Methoden. Dies lässt auf gute Datensätze und eine gesicherte Aussage schließen. Bei Betrachtung der drei Methoden kann davon ausgegangen werden, dass die Objektschwerpunktorientierte Abfrage zu einer Überschätzung des Schadens führt, da die berechneten Überflutungstiefen vermutlich nicht jenen von Walding (Hochwasser 2002) entsprechen, da in diesem Fall die Ortschaft nicht „nur“ durch die Große Rodl sondern auch durch die Donau überschwemmt worden ist. Durch die hohe Güte der Daten der Statistik Austria kann man von einem zu erwartenden Schaden von circa 10000€ (für Wohngebäude und Verkehrsflächen) im langjährigen Mittel für die Ortschaften, verursacht durch die Hochwässer der Großen Rodl ausgehen. Dieser Wert zeigt die Wirksamkeit der geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen in diesem Gebiet auf. Umgelegt auf die betroffenen Wohngebäude müssten jährlich Investitionen in der Höhen von ca. 100€/Jahr getätigt werden (z.B. Versicherung) um die zu erwartenden Schäden inklusive des Extremszenarios decken zu können.

4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Im Rahmen des Projekts „Wasserwirtschaftliche Entwicklung in Überflutungsgebieten – Modul II: Risikobewertung“, beauftragt vom Amt der oberösterreichischen Landesregierung, Abteilung für Wasserwirtschaft, Wasserwirtschaftliches Planungsorgan, wurden an Hand von zwei Fallstudien Möglichkeiten aufgezeigt, unterschiedlichste Datengrundlagen zur Risikobewertung in Oberösterreich heranzuziehen.

Der Bericht umfasst, neben einleitenden Worten und der Erläuterung der Problemstellung und Ziele, Definitionen im Kontext mit Hochwasserrisiko. Dabei wurde besonders auf die Unterscheidung zwischen Risiko und Restrisiko Wert gelegt, da diese einen wesentlichen Einfluss auf die Bearbeitung und die Wahl der relevanten Szenarien hat. Hochwasserrisiko wurde der Richtlinie 2007/60/EG des europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken entsprechend als „Kombination der Wahrscheinlichkeit des Eintritts eines Hochwasserereignisses und der hochwasserbedingten potenziellen nachteiligen Folgen auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das Kulturerbe und wirtschaftliche Tätigkeiten“ definiert.

Eine umfassende methodische Betrachtung gab einen skalenbezogenen Überblick über mögliche Bewertungsgrundlagen und Ansätze, sowie der verwendeten Bewertungsmethoden. Ein wesentlicher Punkt der Bearbeitung des Kapitels „Methodik“ war es, Möglichkeiten aufzuzeigen, die eine Beurteilung der Gefährdung von Personen zulassen. Der Analyse von:

- Hochwassercharakteristik (Wassertiefe, Anstiegs- und Fließgeschwindigkeit)
- Abschätzung der exponierten Personen (Berücksichtigung von Vorwarnung, Evakuierung und vorhandenen Notunterkünften)
- Beurteilung der Sterbewahrscheinlichkeit (Mortalität: Anzahl der Todesfälle dividiert durch die Anzahl der exponierten Personen)

kommt dabei besondere Bedeutung zu.

Um ein möglichst breites Spektrum der Risikobeurteilung zu dokumentieren, wurden zwei Fallstudien gewählt, für die unterschiedliche Datengrundlagen, sowohl in Güte als auch räumlicher Auflösung, zur Verfügung standen. Es wurden dabei Zusammenhänge zwischen

- 1D und 2D hydrodynamisch-numerischer Modellierung
- Datengrundlagen zur Verfügung gestellt vom Land Oberösterreich und Büros
- Datengrundlagen durch Abfragen der Statistik Austria
- Datengrundlagen durch Begehung

herausgearbeitet und aufgezeigt. Im Rahmen dieser Bearbeitung wurden bestehende Methoden der Problemstellung entsprechend verfeinert, weiterentwickelt und adaptiert. Wesentliches Augenmerk wurde dabei auf die Klassifikation der potentiell betroffenen Nutzungen, sowie der Vernetzung und Aktualisierung der Datengrundlagen gelegt. Dabei wurde eine deutliche Verbesserung der Datengüte durch die Gebietsbegehung festgestellt. Die mikroskalige Erhebung aller potentiell betroffenen Nutzungen vor Ort sollte deshalb Bestandteil jeder umfassenden Risikobeurteilung sein, um Kategorien wie z.B. „Wohngebäude“ differenziert berücksichtigen zu können. Weiters wurden Faktoren ermittelt, um von einer Datengrundlage auf andere schließen zu können.

Im Rahmen der Risikobeurteilung Pfaffstätt (Mattig) wurde auf Grund der erarbeiteten Bewertungsgrößen die dringende Notwendigkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen aufgezeigt. Selbst bei Hochwasserereignissen der Jährlichkeit 30 ist mit 40 betroffenen Wohngebäuden und 106 exponierten Personen (Stand 2001) zu rechnen. Die derzeitige Widmung lässt darauf schließen, dass mit einer Steigerung dieser Zahl von ca. 5-15% in den nächsten Jahren zu rechnen sein wird. Die Vernetzung der Begehung und der 1D-Simulationen hat ergeben, dass bei einem HQ_{30} bereits 100 Nutzungen (Gesamtgebäudeanzahl) betroffen sind, bei einem HQ_{300} schon 124. Dieser Fall ist besonders risikobehaftet, da selbst bei kleineren Ereignissen schon mit Schäden nahe dem worst-case Szenario zu rechnen ist. Für das betrachtete Gebiet hat sich eine sehr gute Übereinstimmung der unterschiedlichsten Datengrundlagen gezeigt, was darauf schließen lässt, dass die Schadensberechnung, sowie die Risikobeurteilung gesicherte Werte liefern. Es wurden jährliche Schadenserwartungswerte in der Größenordnung von 90000€ bis 150000€ abhängig von der Datengrundlage, berechnet. Daraus ist eine jährliche monetäre Belastung von ca. 2000-3000€ im langjährigen Mittel für jedes potentiell betroffene Wohngebäude abzuleiten, welche über Eigenleistung oder Versicherung abzudecken sein wird.

Die Restrisikoanalyse für die Ortschaften Scharzgrub, Rodl und Höflein an der Großen Rodl zeigt die gute Wirksamkeit der geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen. Es ist dabei selbst bei einem HQ_{300} nur mit geringen Schäden zu rechnen – 12 betroffene Gebäude und 33 exponierte Personen (Stand 2001). Wesentliche Gefährdungen sind aber bei einem Extremereignis (38 betroffenen Gebäude und 110 exponierte Personen), ähnlich jenem am Kamp im August 2002, zu erwarten. Bei gleichbleibender Widmung ist mit keiner wesentlichen Steigerung der Schadenserwartungswerte in den nächsten Jahren zu rechnen. Die Simulationsergebnisse weisen ab einem HQ_{100} 21 betroffene Nutzungen (Gesamtgebäudeanzahl) aus, im Falle des worst-case Szenarios wächst diese Anzahl auf 70. Die Übereinstimmung der Datengrundlagen war für diese Fallstudie nicht von der gleichen Güte, wie jene in Pfaffstätt, sie ist jedoch immer noch als gut einzustufen. Die Unterschiede sind auf ein deutlich größeres und inhomogeneres Gebiet zurückzuführen, da die Fallstudie Pfaffstätt nur einen Ortskern bewertet, die Fallstudie Gr. Rodl jedoch drei, zum Teil stark unterschiedlich geprägte Ortschaften. Für die betrachteten Bereiche entlang der Großen Rodl wurden Schadenserwartungswerte im langjährigen Mittel von 3600€ bis 8300€ berechnet. Daraus ergeben sich potentielle jährliche Belastungen von ca. 50-100€ für jedes, vom worst-case Szenario betroffene, Wohngebäude, die es zu berücksichtigen gilt.

Beide Fallstudien haben gezeigt, dass die vorhandenen Datengrundlagen von guter Qualität sind, um Risiko bzw. Restrisiko beurteilen zu können. Die methodischen Schritte:

- Begehung und Kategorisierung der Einzelobjekte
- Vernetzung mit Daten der Statistik Austria
- Aktualisierung an Hand der Datengrundlagen vom Land und Büros

haben sich als praktikabel und gut geeignet erwiesen. Es zeigt sich jedoch bei der Anwendung unterschiedlicher Bewertungsmethoden, dass die Ergebnisse dennoch mit nennenswerten Unsicherheiten behaftet sind, diese jedoch durch die umfassende Analyse und Implementierung, aller zur Verfügung stehenden Daten, auf ein akzeptables Maß reduziert werden können. Forschungsbedarf und Entwicklungspotential besteht hinsichtlich der Quantifizierung und Minimierung des vorhandenen Restrisikos und den damit verbundenen Unsicherheiten. Einerseits können hier risikobasierte Ansätze zur Anwendung gelangen oder aber auch Entwicklungsszenarien in bestehende Methodiken implementiert werden, um so fundierte Entscheidungsgrundlagen zu schaffen und die Schadenserwartung im langjährigen Mittel, und somit das Restrisiko, zu minimieren.

5 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1 Schadensverlauf bei bestehender Nutzung und zusätzlicher Bebauung	5
Abbildung 1.2 Schadensverlauf bei bestehender Nutzung und zusätzlicher Bebauung – mit HW-Schutz	5
Abbildung 1.3 Schadenshäufigkeit und Schadenserwartung (schematisch für Beispiel, Abbildung 1.1)	5
Abbildung 1.4 Schadenshäufigkeit und Schadenserwartung (schematisch für Beispiel, Abbildung 1.2)	6
Abbildung 2.1 Ausschnitte aus dem Rhein Atlas (IKSR, 2001)	9
Abbildung 2.2 Überflutungstiefen erhalten aus hydrodynamischer Modellierung, dargestellt in Tiefenklassen.....	10
Abbildung 2.3 Abgrenzung der roten Gefahrenzone aus der 1D Berechnung (Hydroconsult- Sackl, 2000 S.94)	11
Abbildung 2.4 Abgrenzung der Gefahrenzonen und der Zonen unterschiedlicher Einwirkungsintensitäten als Funktion aus Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe.	12
Abbildung 2.5 Mögliche Kriterien zur Gefahrenzonenabgrenzung	13
Abbildung 2.6 Ausschnitt Gefahrenzonenplan Obertraun (Michor et al., 2001)	13
Abbildung 2.7 Kategorisierung der Gebäude zur qualitativen und quantitativen Bewertung .	14
Abbildung 2.8: Verknüpfung der Daten von Statistik Austria (Erhebungsjahr 2001) und mikroskaliger Begehung (2007) (adaptiert nach Neuhold & Nachtnebel, 2008)	15
Abbildung 2.9 HEC-RAS Modell, Simulation 80m ³ /s, Blickrichtung flussab	18
Abbildung 2.10 Quasi-2D Berechnung der Fließgeschwindigkeiten im Querprofil	18
Abbildung 2.11 Vereinfachungen im Rahmen der Übertragung der Simulationsergebnisse ins GIS	18
Abbildung 2.12 Übertragung der Ergebnisfiles in ein GIS	20
Abbildung 2.13 Häufigkeiten der Hochwasserschäden S(T) der Gebiete A bis C	21
Abbildung 3.1 Fallstudie Pfaffstätt – Orthofoto (links); Mattig bei Mittelwasser – HEC-RAS Modell (rechts)	27
Abbildung 3.2 Ergebnisse der hydraulischen Simulation der Mattig: HQ ₃₀ , HQ ₁₀₀ und HQ ₃₀₀ (links nach rechts)	27
Abbildung 3.3 Visualisierung der Überflutungstiefen HQ ₃₀ , HQ ₁₀₀ und HQ ₃₀₀ (von links nach rechts)	28
Abbildung 3.4 Visualisierung der Fließgeschwindigkeiten HQ ₃₀ , HQ ₁₀₀ und HQ ₃₀₀ (von links nach rechts)	29
Abbildung 3.5 Visualisierung des Produkts aus Überflutungstiefen und Fließgeschwindigkeiten HQ ₃₀ , HQ ₁₀₀ und HQ ₃₀₀ (von links nach rechts)	29
Abbildung 3.6 Abgrenzung von Gefahrenzonen (BWV, WLV) und Einwirkungsintensität (BUWAL).....	30
Abbildung 3.7 Abschätzung der Gefahrenzonen nach BWV HQ ₃₀ , HQ ₁₀₀ und HQ ₃₀₀ (von links nach rechts).....	30
Abbildung 3.8 Abschätzung der Gefahrenzonen nach WLV HQ ₃₀ , HQ ₁₀₀ und HQ ₃₀₀ (von links nach rechts).....	31
Abbildung 3.9 Ausweisung der Einwirkungsintensität nach BUWAL HQ ₃₀ , HQ ₁₀₀ und HQ ₃₀₀ (von links nach rechts)	31
Abbildung 3.10 Betroffene Gebäude bzw. Gebäudeflächen HQ ₃₀ , HQ ₁₀₀ und HQ ₃₀₀ (gelb, orange und rot)	32
Abbildung 3.11 Fallstudie Schwarzgrub, Rodl und Höflein – Orthofoto	38
Abbildung 3.12 Visualisierung der Überflutungstiefen HQ ₃₀ und HQ ₁₀₀	39
Abbildung 3.13 Visualisierung der Überflutungstiefen HQ ₃₀₀ und HQ ₅₀₀₀	40

Abbildung 3.14 Visualisierung der Einwirkungsintensität nach Tiefenklassen nach BUWAL HQ ₃₀₀ und HQ ₅₀₀₀	40
Abbildung 3.15 Visualisierung der Fließgeschwindigkeiten HQ ₃₀₀ und HQ ₅₀₀₀	41
Abbildung 3.16 Visualisierung des Produkts aus Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe HQ ₃₀₀ und HQ ₅₀₀₀	42
Abbildung 3.17 Abgrenzung von Gefahrenzonen (BWV, WLW) und Einwirkungsintensität (BUWAL).....	42
Abbildung 3.18 Visualisierung der Einwirkungsintensität nach dem Produkt aus Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe nach BWV HQ ₃₀₀ und HQ ₅₀₀₀	43
Abbildung 3.19 Visualisierung der Einwirkungsintensität nach dem Produkt aus Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe nach WLW HQ ₃₀₀ und HQ ₅₀₀₀	43
Abbildung 3.20 Visualisierung der Einwirkungsintensität nach dem Produkt aus Fließgeschwindigkeit und Überflutungstiefe nach BUWAL HQ ₃₀₀ und HQ ₅₀₀₀	44
Abbildung 3.21 Betroffene Gebäude bzw. Gebäudeflächen HQ ₃₀ , HQ ₁₀₀ , HQ ₃₀₀ HQ _{extrem} (gelb, orange, rot, violette)	45
Abbildung 3.22 Überflutetes Objekt (rote Markierung) auf Grund der Auflösung des Ergebnisgrids.....	47

6 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1.1 Bewertungsgrößen zur Risikobeurteilung	6
Tabelle 2.1: Mögliche Bewertungsgrundlagen zur Risikobeurteilung.....	8
Tabelle 2.2 Unterteilung der Gefahrenzonen und Einwirkungsintensitäten zur Risikobeurteilung	12
Tabelle 2.3 Risikomatrix (nach BUWAL 1999a)	23
Tabelle 3.1 Durch Hochwässer unterschiedlicher Jährlichkeit betroffene Widmungen [m ²] ..	33
Tabelle 3.2 Betroffene Gebäude in Abhängigkeit zur Einstautiefe nach dem Ansatz von BUWAL (1999). Werte repräsentieren: betroffene Gebäude/Wohnungen/Personen. Stand Volkszählung 2001.....	33
Tabelle 3.3 Betroffene Gebäude in Abhängigkeit zur Einstautiefe nach Ansatz von BWV und WLV. Werte repräsentieren: betroffene Gebäude/Wohneinheiten/Personen. Stand Volkszählung 2001	33
Tabelle 3.4 Betroffene Gebäudekategorien je betrachtetem Überflutungsszenario.....	34
Tabelle 3.5 Vergleich der Abfragemethoden nach Statistik Austria und Grundlagen ergänzt durch Begehung.....	35
Tabelle 3.6 Diskrepanzen in der Erhebung der flächenbezogenen Datengrundlagen.....	35
Tabelle 3.7 Schadenserwartungswerte nach BUWAL (1999a, b)	36
Tabelle 3.8 Schadenserwartungswert für Verkehrsflächen.....	36
Tabelle 3.9 Wohnflächenbasierte Schadenserwartungswerte (Datengrundlage Statistik Austria).....	37
Tabelle 3.10 Durch Hochwässer unterschiedlicher Jährlichkeit betroffene Widmungen [m ²] 46	
Tabelle 3.11 Betroffene Gebäude in Abhängigkeit zur Einstautiefe nach dem Ansatz von BUWAL (1999). Werte repräsentieren: betroffene Gebäude/Wohnungen/Personen. Stand Volkszählung 2001	46
Tabelle 3.12 Betroffene Gebäude in Abhängigkeit zur Einstautiefe nach Ansatz von BWV und WLV. Werte repräsentieren: betroffene Gebäude/Wohnungen/Personen. Stand Volkszählung 2001	47
Tabelle 3.13 Betroffene Gebäudekategorien je betrachtetem Überflutungsszenario.....	48
Tabelle 3.14 Vergleich der Abfragemethoden nach Statistik Austria und Grundlagen ergänzt durch Begehung.....	48
Tabelle 3.15 Diskrepanz in der Erhebung der flächenbezogenen Datengrundlagen	49
Tabelle 3.16 Schadenserwartungswerte nach BUWAL (1999a, b)	50
Tabelle 3.17 Schadenserwartungswert für Verkehrsflächen.....	50
Tabelle 3.18 Wohnflächenbasierte Schadenserwartungswerte (Datengrundlage Statistik Austria).....	50

7 Literatur

- BMFLUW, 2005:** Analyse der Hochwasserereignisse vom August 2002 – Flood Risk
- BMLFUW, 2006a:** RIWA-T <http://www.wassernet.at/filemanager/download/16607/> (12. Sept. 2006)
- BMLFUW, 2006b:** HORA. Methodik und Darstellungsform „Hochwasser“
<http://www.wassernet.at/article/articleview/47467/1/13527/> (12. Sept. 2006)
- BMLFUW, 2006c:** Hochwasserrisiko - HORA
<http://www.wassernet.at/article/articleview/47386/1/13523> (12. Sept. 2006)
- BMLFUW, 2008:** Kosten-Nutzen-Untersuchungen im Schutzwasserbau – Richtlinie. Fassung Jänner 2008
- BMLF, 1980:** (Vorläufige) Richtlinien zur Durchführung der Kosten-Nutzen Untersuchung im Schutzwasserbau in Österreich <http://www.wassernet.at/filemanager/download/16830/> (12. Sept.2006)
- Brandstetter, 2005:** Lösungsansatz „Integriertes Hochwassermanagement“. Aqua press international 3/2005 S.20-21 <http://www.aquamedia.at/templates/index.cfm/id/17680> (20. Oktober 2006)
- BUWAL, 1999a:** Risikoanalyse bei gravitativen Naturgefahren. Methode. Umwelt-Materialien 107/I Naturgefahren. Bern. <http://www.umwelt-schweiz.ch/buwal/shop/files/pdf/phpAy8rtB.pdf> (30. Mai 2006).
- BUWAL, 1999b:** Risikoanalyse bei gravitativen Naturgefahren. Fallbeispiele und Daten. Umwelt-Materialien 107/II Naturgefahren. Bern. <http://www.umwelt-schweiz.ch/buwal/shop/files/pdf/php01As2z.pdf> (30. Mai 2006).
- BWG, 2001:** Methode BWG Schadenspotential 1.2. Biel.
<http://www.bwg.admin.ch/service/download/d/schapo/schapoah.pdf> and
<http://www.bwg.admin.ch/service/download/d/schapo/schapo.xlt> (30. Mai 2006).
- BWW/BRP/BUWAL, 1997:** Berücksichtigung der Hochwassergefahren bei raumwirksamen Tätigkeiten. Naturgefahren, Empfehlungen.
- Digitales Oberösterreichisches Raum-Informations-System (2007, 2008):** Orthophotos, Österreichische Karte, Urmappe, Digitales Höhenmodell, Digitale Katastermappe, AirborneLaserScan (Teilgebiete) (Einzugsgebiete Mattig und Große Rodl)
- Egli, 1996:** Hochwasserschutz und Raumplanung. Schutz vor Naturgefahren mit Instrumenten der Raumplanung – dargestellt am Beispiel von Hochwasser und Murgängen. ORL-Bericht 100/1996, ETH Zürich, 165pp.
- Hajat, S., Ebi, K.L., Kovats, S., Menne, B., Edwards, S. & Haines, A., 2003:** The human health consequences of flooding in Europe and the implications for public health: a review of the evidence. Applied Environmental Science and Public Health, 1(1), 13-21
- Hydroconsult-Sackl, 2000:** WASPI – HEC2 unter Windows 95/98/NT4.0 Version 2.6: Handbuch <http://www.hydroconsult.net/download/waspi2manual.zip> (18. Oktober 2006)
- IDP, 2003:** Integriertes Donau-Programm, Risikoanalyse Donau. Hochwasserschadensminderung an der baden-württembergischen Donau. Zusammenfassung der Ergebnisse. Gewässerdirektion Donau/Bodensee
- IKSR, 2001:** Rhein-Atlas <http://www.rheinatlas.de/> (18. Oktober 2006)

- Jonkman, S.N., van Gelder, P.H.A.J.M. & Vrijling, J.K., 2002:** An overview of loss of life models for sea and river floods. Proc. Flood Defence, Science Press, New York
- Jonkman, S.N., Vrijling, J.K., Vrouwenvelder, A.C.W.M., 2008:** Methods for the estimation of loss of life due to floods: a literature review and a proposal for a new method. Natural Hazards, DOI 10.1007/s11069-008-9227-5
- Lohberger, Werner; Thürriedl, Klaus (1999):** Wasserwirtschaftlicher Rahmenplan Mattig
- Lohberger, Werner; Thürriedl, Klaus; Mayr Norbert (2007):** Hochwasserschutz Pfaffstätt - Studie
- Matzinger, 2006:** Risiko immer größer, Schäden immer höher. Kommunal Nr. 5 2006
http://www.kommunal.at/kommunal/download/Ausgaben2006/KOMM_05_06_gesamt.pdf (20. Oktober 2006)
- Merz, 2004:** Risiken durch Naturkatastrophe in Deutschland. Abschlussbericht der BMBF-Verbundprojekts Deutsches Forschungsnetz Naturkatastrophen (DFNK). GeoForschungsZentrum Potsdam, Scientific Technical Report STR04/01, 339pp.
- Merz, 2006:** Hochwasserrisiken – Grenzen und Möglichkeiten der Risikoabschätzung, E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart
- Morrow, 1999:** Identifying and mapping community vulnerability. Disasters, 23, 1-18
- Münchner Rück, 2003:** topics. Jahresrückblick Naturkatastrophen 2002. Münchner Rückversicherungsgesellschaft, topics, 10. Jahrgang, München, 48 pp.
- Messner, F., Penning-Rowsell, E., Green, C., Meyer, V., Tunsall, S., van der Veen, A., 2006:** Guidelines for Socio-economic Flood Damage Evaluation.
http://www.floodsite.net/html/partner_area/project_docs/T9_06_01_Flood_damage_guidelines_D9_1_v1_0_p01.pdf (12. Sept. 2006)
- Michor et al., 2001:** Gewässerbetreuungskonzept Obere Traun: Zusammenfassender & Vernetzender Bericht. Lienz
- MURL, 2000:** Potentielle Hochwasserschäden am Rhein in NRW: Schadensfunktionen
<http://www.proaqua-gmbh.de/hws/hwsnrw/hws/sfunktion.htm> (18. Oktober 2006)
- Nachtnebel, H.P., 2007:** Cost-benefit evaluation of risk reduction options, Proceedings, European Symposium of Flood Risk Management Research (EFRM 2007), 6th – 7th February 2007, Dresden, Germany
- Nachtnebel, H.P., Faber, R., Leroch, R., 2005:** Risikoanalyse des bestehenden Hochwasserschutzes Stadt Geleisdorf und Umgebung. Wien: IWHW-BOKU
- Neuhold & Nachtnebel, 2008:** Detailed residual risk analyses for an Austrian municipality, Proceedings, EGU, Volume 10, General Assembly, 2008. ISSN 1029-7006
- Plate, 2003:** Flood Risk and Flood Management. Journal of Hydrology 267, 2-11
- RESCDAM, 2000:** The use of physical models in dam-break analysis. Final report of Helsinki Univ. of Technology, www.environment.fi/download.asp?contentid=13494
- Rodriguez, R. & Zeisler, geomer GmbH; PlanEVAL; Haskoning, 2001:** Übersichtskarten der Überschwemmungsgefährdung und der möglichen Schäden bei Extremhochwasser am Rhein - Vorgehensweise zur Ermittlung der überschwemmungsgefährdeten Flächen sowie Vorgehensweise zur Ermittlung der Vermögenswerte. Abschlußbericht für die IKSR

- Schanze, J., Hutter, G., Harries, T., Holzmann, H., Koeniger, P., Kuhlicke, C., Meyer, V., Nachtnebel, H.P., Neuhold, C., Olfert, A., Parker, D., Penning-Rowell, E., Schildt, A., Werritty, A., 2008:** Systematisation, evaluation and context conditions of structural and non-structural measures for flood risk reduction, FLOOD-ERA Joint Report, ERA-NET CRUE, London
- Schmidtke, 1982:** Kompendium Nutzen-Kosten Untersuchungen in der Wasserwirtschaft. In: Radler, S. (Hrsg.): Kompendium Nutzen-Kosten Untersuchungen in der Wasserwirtschaft. Wien: Universität für Bodenkultur
- Schmidtke, 2006:** Sozio-ökonomische Analyse von Hochwasserschadenspotenzialen. ÖWAV Seminar ‚Naturgefahr Wasser – Wahrnehmung und Management‘, Wien
- Tapsell, S.M., Penning-Rowell, E., Tunsall, S.M. & Wilson, T.L., 2003:** Vulnerability to flooding and preparedness: What can be done and how? In: Holz, K.-P. & Ehrlich, M., Flood events-are we prepared? Proc. Final Workshop of OSIRIS Project, Institut für Bauinformatik, Brandenburgische Technische Universität Cottbus, 81-98
- USACE, 2008:** U.S. Army Corps of Engineers. HEC-RAS River Analysis System – User’s Manual
- Weber & Katzenberger, 2006** Climatic Changes in Southern Germany – impacts on the regional water balance. In: DWA (2006): Internationales DWA-Symposium zur Wasserwirtschaft, 3.-7. April 2006. Klimaänderung und Folgen für die Wasserwirtschaft. Hennef. S.31-43
- Warnecke, Werner (2004)** Marktgemeinde Walding – Kosten-Nutzen Analyse Hochwasserschutz Baumschulsiedlung
- Warnecke, Werner (2004)** Marktgemeinde Walding – Hochwasserschutz Große Rodl – Baumschulsiedlung
- Warnecke, Werner (2006)** Marktgemeinde Walding – Hochwasserschutz Große Rodl
- Warnecke, Werner (2008)** Marktgemeinde Walding – Hochwasserschutz Schwarzgrub
- Wölfle ZT GmbH (2003)** Hochwasserschutz Helpfau-Uttendorf
- Wölfle ZT GmbH (2003)** Retentionsberechnung Mattig

MODUL III

Summenwirkung

DI Christian Schraml

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	1
1 Einführung	2
1.1 Problemstellung und Ziele	2
2 Methodik.....	4
2.1 Retentionsberechnung	5
2.2 Siedlungsentwicklung und Überflutungsbereiche	7
2.2.1 Aufbereitung historischer Überflutungsflächen und Flächen der Bemessungsereignisse	7
2.2.2 Aufbereitung und Analyse der Siedlungsentwicklung in den Überflutungsgebieten	7
2.3 Quantifizierung von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss ..	7
2.3.1 Simulation des Retentionsverhaltens	7
2.4 Kompensationsmöglichkeiten von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss	18
2.4.1 Hydraulisch ähnlich wirksame Kompensation	18
2.4.2 Monetäre Kompensation	18
3 Fallbeispiel Mattig (OÖ)	20
3.1 Mattig allgemein	20
3.2 Bach- und Verbauungsgeschichte.....	21
3.3 Datengrundlagen.....	23
3.3.1 Morphologische Daten	23
3.3.2 Hydrologische Daten	23
3.3.3 Hydrographische Daten	23
3.3.4 Projekt „Hochwasserschutz Helpfau-Uttendorf“, Ingenieurbüro Wölfle ZT-GmbH	24
3.4 Siedlungsentwicklung und Überflutungsbereiche an der Mattig	24
3.5 Quantifizierung von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss	28
3.5.1 Simulation des Retentionsverhaltens	28
3.6 Kompensationsmöglichkeiten von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss	34
3.6.1 Hydraulisch ähnlich wirksame Kompensation	34
3.6.2 Monetäre Kompensation	36
4 Zusammenfassung und Diskussion	37
5 Quellenangaben	38
5.1 Literaturverzeichnis	38
5.2 Abbildungsverzeichnis.....	40
6 Anhang	41

1 Einführung

Das Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft, Aufgabenbereich Wasserwirtschaftliches Planungsorgan, beauftragte am 22.01.2007 das Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und Konstruktiven Wasserbau (IWHW) der Universität für Bodenkultur Wien, eine Hauptstudie zum Projekt „Wasserwirtschaftliche Entwicklung in Überflutungsgebieten“ zu erarbeiten.

Basierend auf den Ergebnissen der Vorstudie vom November 2006 werden in der Hauptstudie folgende Schwerpunkte behandelt:

1. Modul: Beurteilung des Hochwasser-Rückhalts in den Salzkammergutseen
2. Modul: Risikobewertung
3. Modul: Summenwirkung von flussbaulichen Maßnahmen

Dieser Bericht behandelt in weiterer Folge die Ergebnisse der Untersuchungen des dritten Moduls – Summenwirkung.

1.1 Problemstellung und Ziele

Eines der Ziele der EU-Hochwasserrichtlinie (2007/60/EG) ist die Freihaltung und Aufrechterhaltung von Retentionsräumen. Gleichzeitig wird eine flussgebietsbezogene Betrachtung in der Risikoanalyse und im Risikomanagement formuliert. (Allerdings wurde diese Richtlinie noch nicht in den nationalen Gesetzesbestand aufgenommen.) Diese Retentionsräume werden durch menschliche Eingriffe reduziert, wodurch das Gefahrenpotential flussab verschärft wird. Selbst wenn der einzelne Eingriff nur örtlich erfolgt, indem durch neue Maßnahmen ein Ortsgebiet gegen Überflutungen geschützt wird, so kommt es zu einer Verschärfung des Hochwasserabflusses, wenngleich in geringstem Umfang. Die Verschärfung äußert sich in einer Erhöhung des Scheitelabflusses und einer Beschleunigung des Abflusses. Die Summe derartiger Eingriffe hat zu einer messbaren Veränderung des Abflusses geführt. Brauchte der Scheitel einer Hochwasserwelle von Ybbs bis Wien im Jahre 1956 ca. 54 Stunden, so wird diese Strecke von ca. 100 km heute in ca. 16 Stunden zurückgelegt.

Als Mitverursacher für das Ansteigen der Hochwasserschäden sind damit menschliche Eingriffe im Einzugsgebiet anzuführen. Der Einfluss von flussbaulichen Maßnahmen auf den Wellenablauf wurde in den letzten Jahrzehnten mehrfach diskutiert und evaluiert (Handel, 1982; Vieser, 1985; Helms et al. 2002; Lammersen et al., 2002; Nachtnebel und Debene, 2005). Selbst bei solchen Maßnahmen, deren Auswirkungen für sich allein betrachtet zu keiner Verschärfung der Hochwassersituation führen. In Summe bringen sie über mehrere Jahrzehnte und große Flächen eine erhebliche Verschlechterung mit sich. Kemmerling und Kaupa beschäftigten sich schon 1979 im Informationsbericht zur Durchführung von Kosten-Nutzen-Untersuchungen in der Schutzwasserwirtschaft mit dieser Problematik und wiesen auf zwei Eckpunkte hin: *Auch durch eine Reihe an sich geringfügiger Maßnahmen in einem Flusssystem können insgesamt nicht unerhebliche Schäden*

hervorgerufen werden (S.18), und die Wirkung der verminderten Retentionsflächen auf die Unterlieger ist möglichst quantitativ zu bestimmen (S.21).

Bislang fehlt es aber an Instrumenten, um diese schrittweise Reduktion des Retentionsraums zu verhindern. Die Entwicklung eines solchen Werkzeugs, das wasserrechtlich und wasserwirtschaftlich greift, ist Ziel des Moduls Summenwirkung.

In diesem Modul werden zwei Strategien zum Erhalt der Retentionswirkung in Einzugsgebieten untersucht. Jede Maßnahme, die wasserrechtlich zu bewilligen ist und den Retentionsraum reduziert,

-) ist in „unmittelbarer Nähe“ hydraulisch gleichwertig zu kompensieren
-) ist monetär abzugelten, mit dem Ziel, damit Retentionsraum im Gebiet zu schaffen.

2 Methodik

Dieses Kapitel bietet einen Überblick über die Arbeitsschritte dieser Studie (siehe Abbildung 1). Für jeden Schritt wird die methodische Vorgangsweise beschrieben und der theoretische Hintergrund erläutert.

Im Kap. 3 erfolgt daraufhin die Anwendung anhand eines Fließgewässers. In dieser Studie wurde die Mattig (Bezirk Braunau, OÖ) aufgrund der guten Datenlage gewählt.

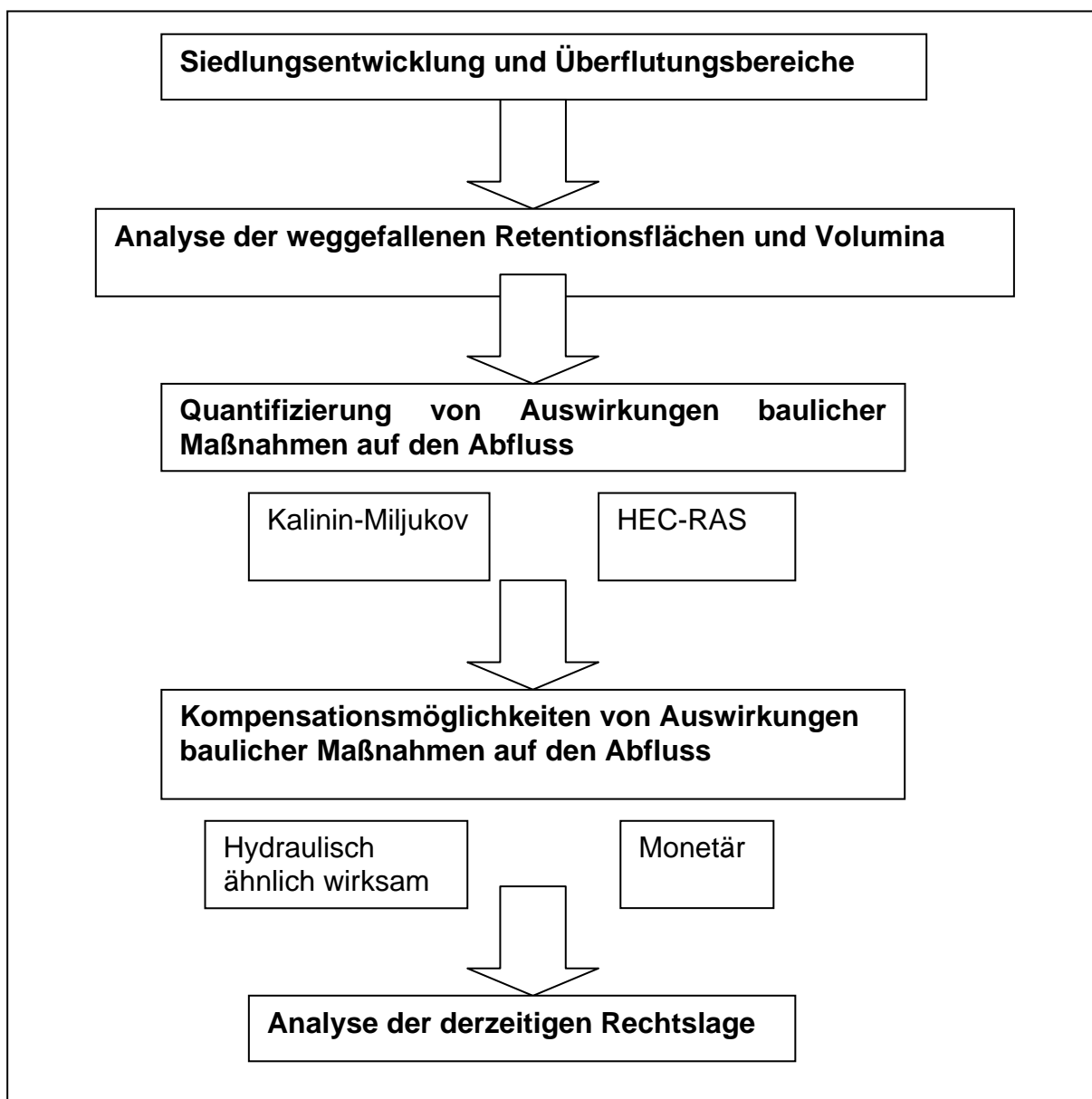


Abbildung 1: Ablauf der Arbeitsschritte

2.1 Retentionsberechnung

Unter Retention versteht man eine Dämpfung (Reduktion der Spitze) und zeitliche Verschiebung einer Abflusswelle. Retention kann in natürlichen Seen und Speichern (**stehende Retention**) und in Fließstrecken (**fließende Retention**) erfolgen. Die Gesetzmäßigkeiten und somit auch die Berechnungsverfahren von stehender und fließender Retention sind unterschiedlich. Erstere wird bei der Bemessung von Hochwasserrückhaltebecken angewandt, letztere bei der Berechnung der Wellenverformung innerhalb von Flussabschnitten unter Berücksichtigung von Überflutung sowie bei Prognoseberechnungen im Zuge von Hochwasservorhersagen. Die fließende Retention beschreibt den Abflussvorgang einer Hochwasserwelle entlang einer Fließstrecke. Dieser Vorgang ist durch Retentions- und Translationsprozesse bestimmt. Retention ergibt sich aus der Reibung und Ausuferung, Translation durch die Massenbewegung des Abflusses zwischen zwei Bezugspegel.

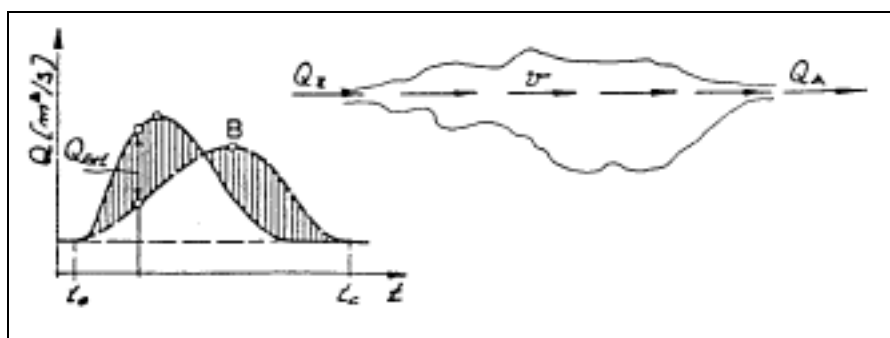


Abbildung 2: Zu- und Abflussganglinie bei fließender Retention

Der Ablauf von Hochwasserwellen ist ein instationärer Vorgang in dem sich die Parameter Fließgeschwindigkeit $v(x,t)$ und Wasserstand $h(x,t)$ als Funktionen von Ort und Zeit darstellen (Abbildung 2). Für die Berechnung des Wellenablaufs, auch als **Flood Routing** bezeichnet, sind Daten der Gerinnegeometrie, Randbedingungen $h_1(t)$ und Anfangsbedingungen $h(x=0,t=0)$ notwendig. Ziel von Flood Routing Verfahren ist die Berechnung der Abflussganglinie an einem Bezugspunkt anhand einer Abflussganglinie an einem oberliegenden Pegel. Dies ist z.B. für die Bemessung von Hochwasserschutzmaßnahmen (Deiche) oder für ein Hochwasserwarnsystem notwendig.

Die Einteilung der Berechnung der fließenden Retention erfolgt nach hydraulischen und hydrologischen Verfahren und ist in nachfolgender Abbildung 3 skizziert.

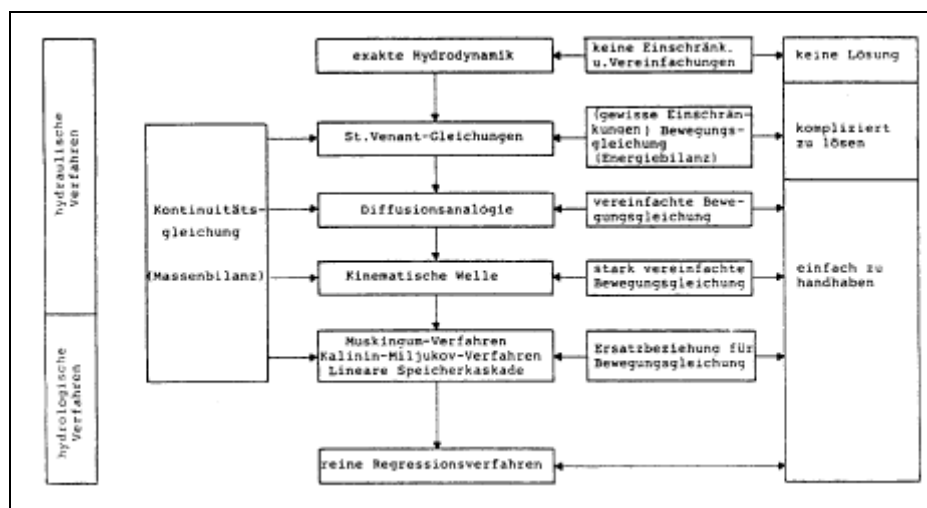


Abbildung 3: Gliederung der Verfahren zur Wellenablaufberechnung

Für ein konkretes Projekt sollte der Wegfall von Retentionsräumen durch ein 2D-Modell im Detail gerechnet werden. Für eine erste Beurteilung wird ein Verfahren entwickelt, das auf dem Kalinin-Miljukov Verfahren aufbaut. Die Vorteile des Kalinin-Miljukov Verfahrens liegen in der einfachen Handhabung und den eingeschränkten Datenerfordernissen.

2.2 Siedlungsentwicklung und Überflutungsbereiche

Mittels GIS-Analyse (ArcView) wurde ein Zusammenhang zwischen Besiedelung, Überflutungsflächen und in weiterer Folge Retentionsraum untersucht. Dazu wurden Daten wie Katasterpläne, Orthophotos, ÖK 50, technischer Bericht Wölfle (siehe Kap. 3.3.4 Projekt „Hochwasserschutz Helpfau-Uttendorf“, Ingenieurbüro Wölfle ZT-GmbH) und Dokumentationen historischer Hochwässer verwendet.

2.2.1 Aufbereitung historischer Überflutungsflächen und Flächen der Bemessungsereignisse

Die Anschlaglinien der historischen Hochwasserereignisse (HW 1954, 1974, 1991) wurden von Handskizzen und Plänen zur GIS-Analyse ins ArcView übertragen. Ebenso fanden die GIS-Daten der Studie Wölfle (Wölfle HQ10/30/100) Eingang in die GIS Analyse.

2.2.2 Aufbereitung und Analyse der Siedlungsentwicklung in den Überflutungsgebieten

Zu diesem Zweck wurden Besiedelungsdaten wie Katasterpläne, ÖK50,... mit den verschiedenen Überflutungsflächen in ArcView miteinander verschnitten. Verglichen wurden auch Besiedelungsstufen verschiedener Zeitschnitte (1825 / 2007).

2.3 Quantifizierung von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss

Um die Auswirkungen unterschiedlicher baulicher Maßnahmen auf den Abfluss und die Retention untersuchen zu können, muss zuerst die fließende Retention mit einer Hochwasserganglinie simuliert werden. Aufgrund der Differenzen der Endergebnisse unterschiedlicher Simulationen kann man dann eine Aussage über die Auswirkungen treffen. In dieser Studie wird der bauliche IST-Zustand mit dem geplanten Zustand Projekt Büro Wölfle (Wölfle-SOLL), wieder bezogen auf den Detailbereich Helpfau-Uttendorf der Mattig, verglichen.

2.3.1 Simulation des Retentionsverhaltens

Zur Simulation der fließenden Retention wurde ein Excel-Programm auf Basis des Kalinin-Miljukov Verfahrens und der Strickler-Formel (Gl.1) generiert und mittels der freien Software HEC-RAS die Ergebnisse überprüft.

Stricklerformel:

$$v = k_{st} * I^{1/2} * R_h^{2/3} \quad \text{Gl. 1}$$

k_{st} ...Rauhigkeitsbeiwert

I ...Gefälle (‰)

R_h ...hydraulischer Radius ($R_h=A/U$)

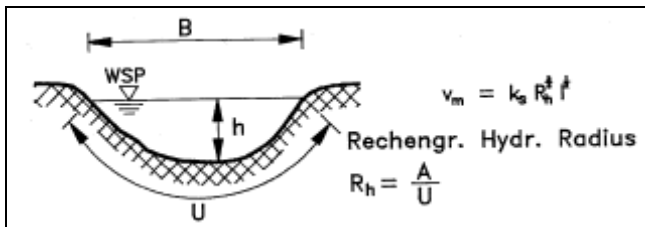


Abbildung 4: Hydraulischer Radius R_h

Natürliche Fließgewässer und Rohrleitungen verfügen über Speichereigenschaften, die zu einer Verzögerung und Dämpfung von Hochwasserwellen führen. Für die Berechnung der Abflussverformung innerhalb lokal begrenzter Gerinnestrecken können die hydrodynamischen Grundgleichungen (St.Venant-Gleichungen) angewendet werden. Diese sind aber bezüglich der erforderlichen Informationen über die Gerinnegeometrie und wegen des erheblichen numerischen Aufwands bei der näherungsweise Lösung der Gleichungen für die großskalige hydrologische Modellierung wenig geeignet.

Wie bereits mehrfach dargelegt, wird in der Hydrologie versucht, durch linearisierende Annahmen die Verfahren für die praktische Anwendung berechenbar zu halten, jedoch gleichzeitig den verwendeten Parametern eine möglichst physikalische Bedeutung zuzuweisen. Für die Berechnung der Wellentransformation stehen mehrere Verfahren zur Verfügung. Bei den hydrologischen Verfahren sind insbesondere drei Verfahren hervorzuheben; dies sind das Muskingum-Verfahren, das Kalinin-Miljukov-Verfahren und das modifizierte Puls-Verfahren.

Für alle Abflusskomponenten findet der Einzellinearspeicher und daraus zusammengesetzte komplexere Modelle Anwendung. Bei der Abbildung von Abflusskomponenten hat sich gezeigt, dass ein Einzellinearspeicher oftmals zu unscharfen Ergebnissen führt. Eine maßgebliche Verbesserung kann durch eine quasi nichtlineare Abbildung des Systems, durch so genannte Speicherkaskaden (Abbildung 5), erreicht werden. Hier wird eine Serie von n hintereinander geschalteter Einzellinearspeicher verwendet.

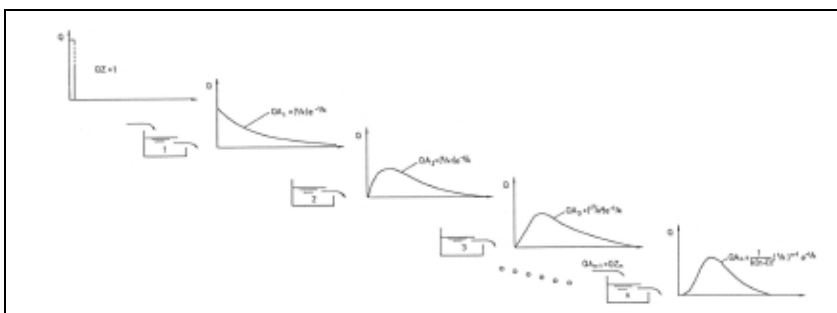


Abbildung 5: Das Prinzip einer Speicherkaskade

2.3.1.1 Kalinin-Miljukov Verfahren (Theorie)

Das Verfahren beruht auf der Annahme eines eindeutigen linearen Zusammenhangs zwischen dem Abfluss und dem Volumen eines Gerinneabschnitts. Diese Annahme trifft jedoch nur für den stationären Fall zu. Kalinin und Miljukov haben durch geschickte Annahmen für die Geometrie und durch vereinfachende Umformungen der Ausgangsgleichungen eine mathematische Beschreibung des instationären Abflussprozesses in Gerinnen durch den stationären Zusammenhang zwischen Wasserstand, Spiegelbreite, Abfluss und durch das mittlere Sohlgefälle erreicht. (ROSEMANN ET AL, 1970)

Das Grundprinzip des Kalinin-Miljukov-Verfahrens liegt in der passenden Wahl der so genannten charakteristischen Länge L der Gerinneabschnitte, d. h. diese Länge muss so bestimmt werden, dass sich die Volumenänderungen für den stationären und instationären Abfluss entsprechen. Die charakteristische Länge L ergibt sich aus der Betrachtung der Abflussschleife (Abflusshysterese), die im Folgenden kurz erläutert wird.

Beobachtet man die Wasserstände während einer Hochwasserwelle, so zeigt sich, dass lediglich im Bereich des maximalen Durchflusses der instationäre Wasserstand dem stationären Wasserstand in etwa entspricht. Ansonsten ergibt sich bei der anlaufenden Welle, bei gleicher mittlerer Fließtiefe h , ein größerer Durchfluss als im abklingenden Ast der Welle. Eine eindeutige Volumen-Abfluss-Beziehung ist somit nicht mehr vorhanden. Es zeigt sich jedoch, dass die beiden instationären Wasserstände, die bei gleichem Abfluss auftreten, in einem zeitlichen Verhältnis zum stationären Wasserstand stehen. Wie aus Abbildung 6 deutlich wird, eilt der instationäre dem stationären Abfluss, sowohl beim anlaufenden als auch beim abklingenden Ast der Welle, um ein Zeitintervall Δt voraus.

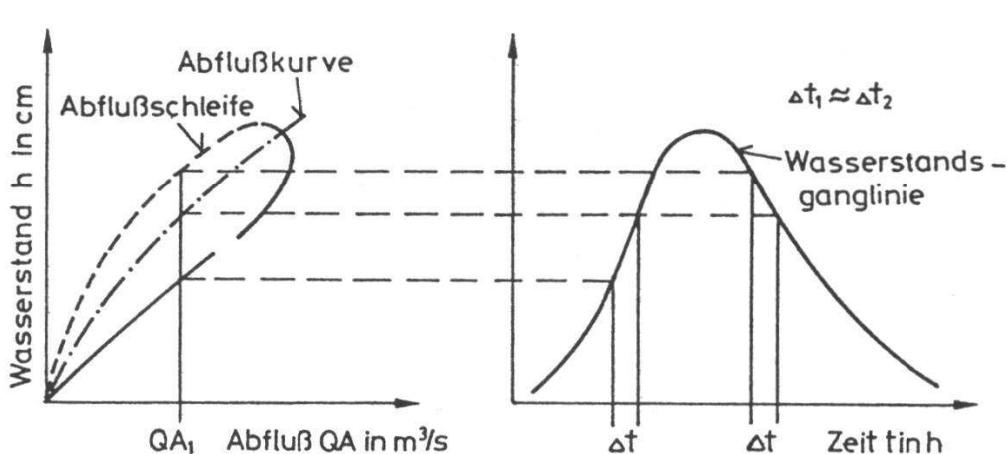


Abbildung 6: Zuordnung von Wasserstand und Abfluss für den stationären und instationären Abfluss

Eine eindeutige Volumen-Abfluss-Beziehung ist also nur gegeben, wenn die Abflüsse den um das Zeitintervall Δt später eintretenden Wasserständen zugeordnet werden. Mit Bezug auf Abbildung 7 wird dem Abfluss Q_A also nicht sein eigentlicher instationärer Wasserstand an der Stelle 'r', sondern der stationäre Wasserstand an der Stelle 'm' zugeordnet, der der zu diesem Zeitpunkt stromaufwärts in der

Entfernung l auftritt. Dies bedeutet auch, dass der stationäre Wasserstand an der Stelle 'm' nach einer Zeit Δt an der Stelle 'r' auftreten wird. Das Zeitintervall Δt kann also als eine Länge l interpretiert werden.

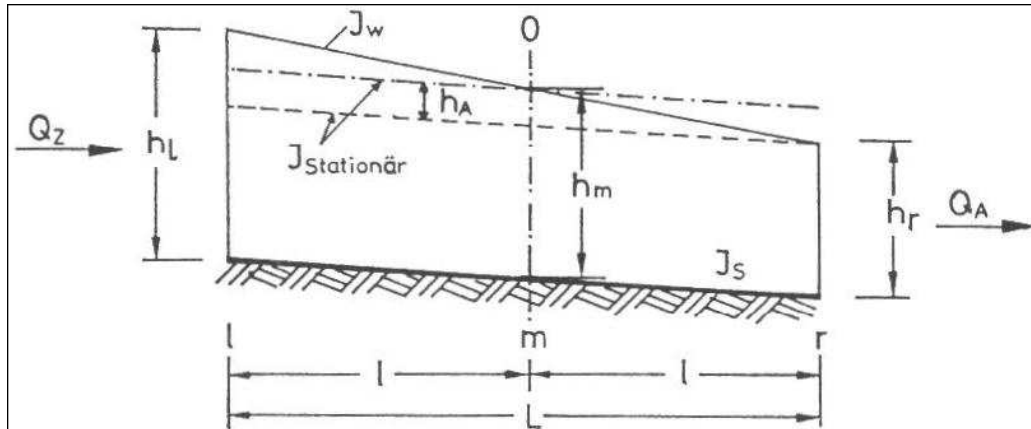


Abbildung 7: Charakteristische Länge nach Kalinin-Miljukov (MANIAK, 1993)

Das Volumen im betrachteten Gerinneabschnitt der Länge L in Abbildung 7 ist somit für stationären und instationären Abfluss identisch, d. h. in diesem Abschnitt liegt auch für instationäre Fließvorgänge ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Volumen bzw. Wasserstand und Abfluss vor. Unter dieser Voraussetzung wird nun eine Fließgerinnestrecke der Länge L_{ges} für die Berechnung der Wellentransformation in die entsprechende Anzahl Speicher der Länge L unterteilt.

$$n = \frac{L_{ges}}{L} \quad \text{Gl. 2}$$

Jeder Einzelabschnitt der Länge wird nun als linearer Einzelspeicher gerechnet, das Gesamtgerinne somit als lineare Speicherkaskade mit n Speichern. Unter der Voraussetzung, dass das Energieliniengefälle parallel zum Wasserspiegel verläuft und sich die Gerinnerauheit nicht ändert, ergibt sich die charakteristische Länge L zu

$$L = 2 * l = \frac{Q_{st}}{I_{st}} * \frac{dh_{st}}{dQ_{st}} \approx \frac{Q_{max} + Q_{min}}{2 * I_{st}} * \frac{h_{max} - h_{min}}{Q_{max} - Q_{min}} \quad \text{Gl. 3}$$

Die charakteristische Länge lässt sich somit ausschließlich aus Größen des stationären Abflusses berechnen. Der Ausdruck dh_{st}/dQ_{st} stellt die Steigung der Wasserstand-Abfluss-Beziehung dar, die im Allgemeinen nicht konstant ist. Vereinfachend wird ein über den auftretenden Abflussbereich auftretendes Mittel verwendet. Die Retentionskonstante k lässt sich nach folgender Gleichung bestimmen.

$$k = B * L * \frac{dh_{st}}{dQ_{st}} \approx B * L * \frac{h_{max} - h_{min}}{Q_{max} - Q_{min}} \quad \text{Gl. 4}$$

Als vereinfachte Arbeitsgleichung ergibt sich nach einigen Umformungen und Vereinfachungen, zu denen die Annahme eines Prismatischen Gerinnes gehört, aus der Kontinuitätsgleichung

$$\frac{dV}{dt} = Q_Z - Q_A \quad \text{Gl. 5}$$

und einer eindeutigen Volumen-Abflussbeziehung

$$Q_A = k * V \quad \text{Gl. 6}$$

die Arbeitsgleichung für das Kalinin-Miljukov-Verfahren in diskreter Form.

$$Q_A(t + \Delta t) = c_1 * (Q_Z(t + \Delta t) + Q_Z(t)) + c_2 * Q_A(t) \quad \text{Gl. 7}$$

mit

$$c_1 = \frac{\Delta t}{2k + \Delta t} \quad \text{Gl. 8}$$

und

$$c_2 = \frac{2k - \Delta t}{2k + \Delta t} \quad \text{Gl. 9}$$

Der wesentliche Vorteil dieses Verfahrens gegenüber dem Muskingum-Verfahren ist seine Anwendbarkeit auch ohne Messungen, da die Parameter L und K aus der Gerinnegeometrie gewonnen werden können. In Fällen mit Messungen hat sich gezeigt, dass das Verfahren realitätsnahe Ergebnisse liefert. (OSTROWSKI ET AL., 2007)

2.3.1.2 HEC-RAS (Theorie)

Dieses Kapitel beschreibt die Methodik der Software HEC-RAS 3.1.3, die bei der Berechnung des stationären eindimensionalen Abflusses zur Anwendung gelangt. Es werden die wichtigsten Formelansätze und deren Bestandteile präsentiert und Lösungsansätze beschrieben.

-) Wasserspiegellagen bei stationärem Abfluss

Mit Hilfe der Software ist es möglich, Wasserspiegelanschlagslinien für sich allmählich ändernden Abfluss eindimensional zu berechnen. Dabei können strömende, schießende oder gemischte Abflüsse berücksichtigt werden. Die Energiegleichung wird mit dem Standard-Step-Verfahren iterativ gelöst (Abbildung 8) und Wasserspiegel werden von einem Querprofil zum nächsten berechnet:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \text{Gl. 10}$$

Y_1, Y_2	Wassertiefe im Querprofil
Z_1, Z_2	Höhe der Sohle
V_1, V_2	Durchschnittliche Fließgeschwindigkeit
α_1, α_2	Gewichtungsfaktor der Fließgeschwindigkeit
g	Gravitation
h_e	Verlusthöhe

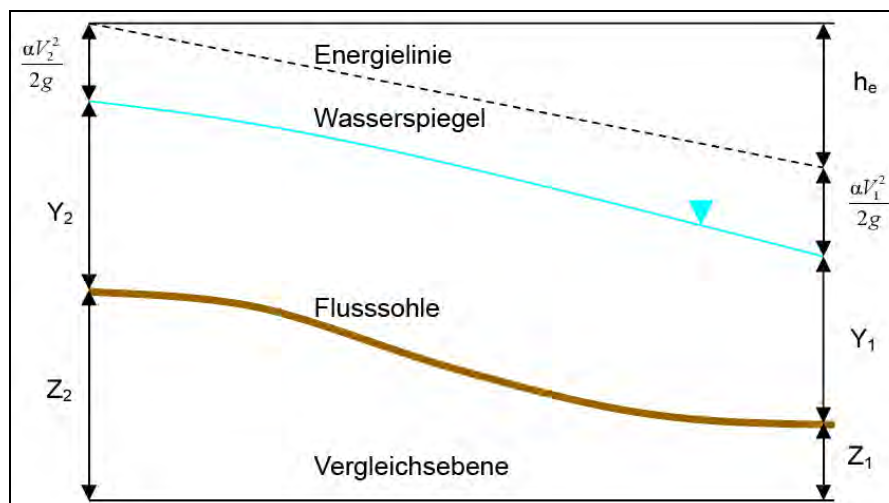


Abbildung 8: Komponenten der Energiegleichung (USACE, 2002)

Die Verlusthöhe h_e setzt sich aus den Verlusten durch Reibung und jenen bei Einschnürung und Aufweitung zusammen und kann folgendermaßen berechnet werden:

$$h_e = L\overline{S_f} + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad \text{Gl. 11}$$

L Abflussgewichtete Abschnittslänge
 $\overline{S_f}$ Repräsentatives Reibungsgefälle zwischen zwei Querprofilen
C Koeffizient für Einschnürung oder Aufweitung
 Die abflussgewichtete Abschnittslänge L erhält man aus:

$$L = \frac{L_{lob} \overline{Q_{lob}} + L_{ch} \overline{Q_{ch}} + L_{rob} \overline{Q_{rob}}}{\overline{Q_{lob}} + \overline{Q_{ch}} + \overline{Q_{rob}}} \quad \text{Gl. 12}$$

L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} Abstände der Querprofile für das linke Vorland (lob), den Flussschlauch (ch) und das rechte Vorland (rob)
 $\overline{Q_{lob}}, \overline{Q_{ch}}, \overline{Q_{rob}}$ Arithmetisches Mittel der Abflüsse der linken Vorländer (lob), des Flussschlauches (ch) und der rechten Vorländer (rob) zweier Querprofile

Die Berechnung des Abflusses und der Fließgeschwindigkeit für ein Querprofil verlangt, dass das betrachtete Profil in Teilflächen mit einheitlichen Fließgeschwindigkeiten gegliedert wird. Der Abfluss wird im Anschluss für jeden Teilabschnitt berechnet und danach aufsummiert.

$$Q = K S_f^{1/2} \quad \text{Gl. 13}$$

$$K = \frac{1.0}{n} A R^{2/3} \quad \text{Gl. 14}$$

K Abfluss der Untereinheit
n Mannigwert ($1/k_{st}$) der Untereinheit
A Abflussbereich der Untereinheit
R Hydraulischer Radius

$$\alpha = \frac{A_t^2 \left(\frac{K_{lob}^3}{A_{lob}^3} + \frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^2} + \frac{K_{rob}^3}{A_{rob}^2} \right)}{K_t^3} \quad \text{Gl. 15}$$

A_t Gesamter Abflussbereich
 K_t Gesamtabfluss des Querprofils

Die Reibungsverluste werden als Produkt aus \bar{S}_f und L ermittelt. Die dafür notwendige Bestimmung des Reibungsgefälles (Gefälle der Energielinie) für jedes Querprofil wird mit Hilfe der Manning Gleichung wie folgt durchgeführt:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad \text{Gl. 16}$$

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad \text{Gl. 17}$$

Die Verluste durch Einschnürung und Aufweitung erhält man mit:

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right| \quad \text{Gl. 18}$$

C Beiwert für Einschnürung oder Aufweitung

Das Programm nimmt an, dass eine Einschnürung auftritt, wenn die kinetische Energiehöhe (Geschwindigkeitshöhe $\alpha \bar{V}^2 / 2g$) flussab höher ist, als jene flussauf.

Die unbekannte Wasserspiegelhöhe in einem Querprofil wird iterativ aus Gleichung 10 und Gleichung 11 bestimmt. Zur Lösung wird folgender Algorithmus angewendet:

1. Annahme einer Wasserspiegelhöhe im Oberlieger- oder Unterliegerquerprofil (je nach Abflussverhalten strömen oder schießen)

2. Ermittlung des korrespondierenden Abflusses und der Geschwindigkeitshöhe
3. Mit den Werten aus Gleichung 11 Berechnung von \bar{S}_f und Lösung der Gleichung 10 für h_e
4. Mit den Werten aus Punkt 2 und 3 Lösung der Gleichung 10 für Wasserspiegel₂
5. Vergleich der Werte für Wasserspiegel₂ mit dem angenommenen Wert in Schritt 1;

Wiederholung der Schritte 1-5 bis der Wert in einem angegebenen Toleranzbereich liegt.

Die Energiegleichung alleine ist nur für sich allmählich ändernden Abfluss anwendbar, ein Fließwechsel passiert jedoch unmittelbar. Fließwechsel werden durch Änderungen im Gefälle, Brücken, Wehre, Verzweigungen u. ä. hervorgerufen. Für manche der Fälle, z.B. Wehre, können empirische Formeln angesetzt werden, für Wechselsprünge und Abflüsse im Bereich von Brücken ist es notwendig den Impulssatz zur Lösung anzuwenden.

Der Impulssatz wird vom zweiten Newton'schen Bewegungsgesetz abgeleitet:

$$\sum F_x = ma \quad \text{Gl. 19}$$

Die Umlegung des Bewegungsgesetzes auf einen Wasserkörper, der durch zwei Querprofile abgegrenzt wird, ergibt den Impulswechsel pro Zeiteinheit (Abbildung 9):

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad \text{Gl. 20}$$

P	Hydrostatische Druckkraft
W_x	Gewichtskraft des Wassers in x-Richtung
F_f	Reibungskraftverlust
Q	Abfluss
ρ	Dichte des Wassers
ΔV_x	Änderung der Fließgeschwindigkeit in x-Richtung

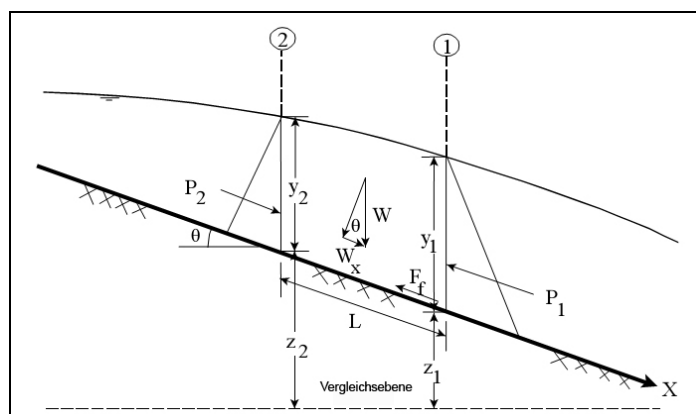


Abbildung 9: Parameter der Impulsleichung (USACE, 2002)

$$P = \gamma \bar{A} \bar{Y} \cos \theta \quad \text{Gl. 21}$$

γ	Einheitsgewicht des Wassers
A	Benetzte Fläche
\bar{Y}	Tiefe von der Wasseroberfläche zum Profilschwerpunkt

Da bei einem Gefälle von 10% der Wert $\cos \Theta = 0.995$ ergeben würde, kann dieser Wert für die Berechnung vernachlässigt werden (CHOW, 1959).

$$W_x = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 \quad \text{Gl. 22}$$

L	Profilabstand entlang der x-Achse
S_0	Gefälle, basierend auf der durchschnittlichen Sohlage

$$F_f = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \bar{S}_f L \quad \text{Gl. 23}$$

$$ma = \frac{Q\gamma}{g} (\beta_1 V_1 - \beta_2 V_2) \quad \text{Gl. 24}$$

β	Impulsbeiwert für wechselnde Fließgeschwindigkeitsverteilungen in unregelmäßigen Flussbetten
---------	--

Aus diesen Ansätzen ergibt sich die funktionelle Form der Impulsgleichung, die von HEC-RAS 3.1.3 angewendet wird:

$$\frac{Q_2 \beta_2}{g A_2} + A_2 \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_f = \frac{Q_1 \beta_1}{g A_1} + A_1 \bar{Y}_1 \quad \text{Gl. 25}$$

Die angeführte Methodik lässt sich von einer 1D Betrachtung auf eine quasi-2D Betrachtung erweitern, indem man dem Programm vorgibt, jedes Profil in eine definierte Anzahl von Abschnitten zu gliedern. Dadurch wird erreicht, dass jeder Abschnitt separat berechnet wird und für jeden Abschnitt eine gemittelte Fließgeschwindigkeit berechnet werden kann, woraus man eine Verteilung über das Profil erhält.

-) Verwendete hydraulische Parameter:

Zur Durchführung einer Abflusssimulation in HEC-RAS bedarf es einer Reihe von hydraulischen Parametern und Einstellungen. Sowohl das Flussgefälle als auch die Höhe des verwendeten Durchflusses müssen angegeben werden. Darüber hinaus können je nach Beschaffenheit der Flusssohle verschiedene Rauigkeitsbeiwerte für unterschiedliche Streckenabschnitte eingegeben werden.

2.4 Kompensationsmöglichkeiten von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss

Um negative Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss zu kompensieren, sind verschiedene Ansätze möglich. Auf der einen Seite kann man hydraulisch ähnlich wirksame bauliche Maßnahmen (zur Ersatzretention) setzen, auf der anderen Seite kann man auch eine direkte monetäre Abgeltung pro verlorenem m^3 Retentionsraum einheben. Die Kapitel 2.4.1 und 2.4.2 zeigen Grundlagen dieser zwei Ansätze, während im Kapitel 3.6 deren Umsetzung anhand eines Fallbeispiels an der Mattig gezeigt wird.

2.4.1 Hydraulisch ähnlich wirksame Kompensation

Um negative Einwirkungen auf den Abfluss kompensieren zu können, benötigt man bauliche Maßnahmen (Errichtung von Hochwasserrückhaltebecken, Wegnahme von Deichen, etc.), die wieder zu einer Vergrößerung des Retentionsraumes führen. Ob diese Maßnahmen auch hydraulisch ähnlich wirksam sind, kann man durch eine Untersuchung des Abflussgeschehens erkennen. Im Speziellen wird dabei der Scheitel einer Hochwasserwelle beobachtet. Divergieren der höchste Abfluss Q_{max} und dessen Fließzeit t_{max} nur sehr gering von den Werten vor der negativen Beeinflussung, dann sind diese Kompensationsmaßnahmen „hydraulisch ähnlich wirksam“. Die Berechnungen des Abflussgeschehens werden mit dem für diese Studie entwickeltem Excel-Programm „Retention OÖ“ durchgeführt.

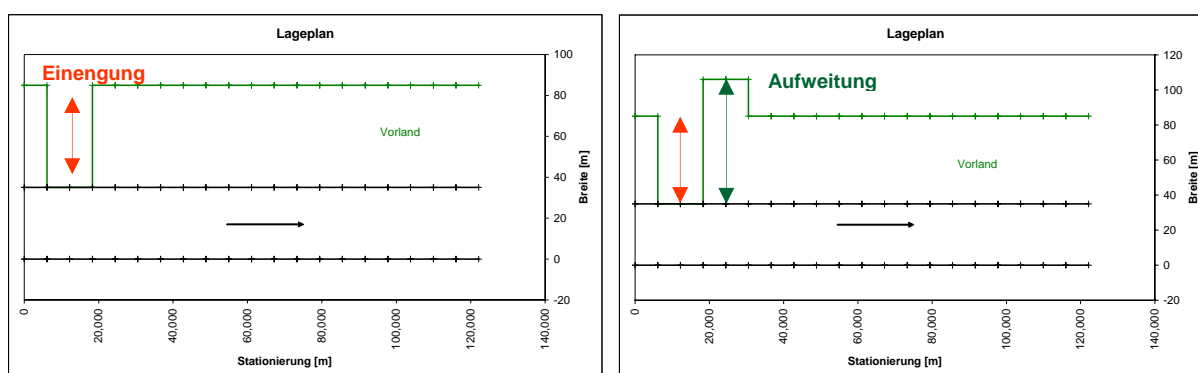


Abbildung 10: Lageplan einer Aufweitung zur hydraulischen Kompensation einer Einengung

2.4.2 Monetäre Kompensation

Ziel ist durch monetäre Abgeltung von verlorenem Retentionsraum genügend Kapital zu bilden, um Flächen für die Retention zu erschließen oder Hochwasserrückhaltebecken zu bauen. Dazu muss der verlorene Retentionsraum berechnet und pro verlorenem m^3 eine finanzielle Abgeltung eingehoben werden. Als Bemessungsgrundlage dieser Abgabe dient hier die Studie

„Hochwasserrückhaltebecken in der Steiermark“ von Martischnig (1988). Darin sind Daten wie Ausbaugröße, spezifische Kosten, Baujahr,... von 37 Hochwasserschutzprojekten in der Steiermark enthalten. Die Daten der Rückhaltebecken Teichstätt (OÖ) und Litzelsdorf (Burgenland) sind noch hinzugefügt worden. Die spezifischen Kosten wurden mit einem kalkulatorischen Zinssatz von 3,5% bis ins Jahr 2007 diskontiert und dem Speichervolumen (m^3) gegenübergestellt. Aus dieser Datensammlung wurde eine Trendkurve abgeleitet, die für jedes Speichervolumen die spezifischen Kosten pro m^3 abschätzen lässt. (siehe Abbildung 11)

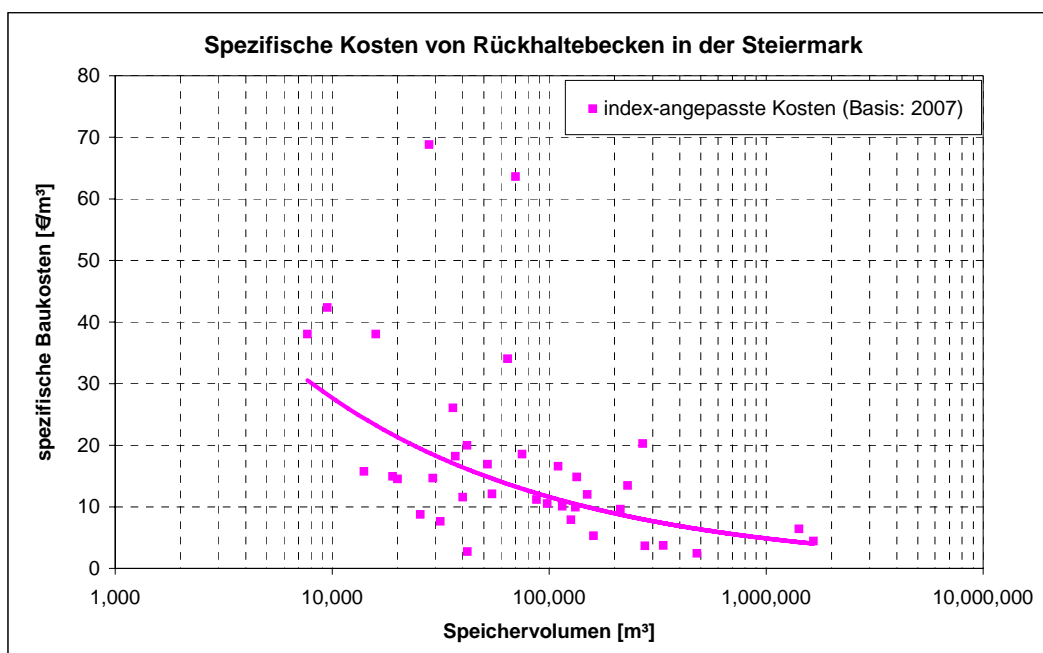


Abbildung 11: Spezifische Kosten von Rückhaltebecken (MARTISCHNIG, 1988)

Die Studie von Martischnig umfasst Rückhaltebecken in der Größenordnung von 7.700 bis 1.650.000 m^3 mit Baujahr 1976 bis 1988.

In Abbildung 11 ist gut zu erkennen, je geringer die Ausbaugröße des Rückhaltebeckens, desto höher die spezifischen Kosten €/m³. Die spezifischen Kosten sind bei einer Ausbaugröße von 8000 m^3 ca. doppelt so hoch wie bei einer Ausbaugröße von 106.000 m^3 .

3 Fallbeispiel Mattig (OÖ)

Aufgrund der guten Datenlage wurde als Fallbeispiel die Mattig im Bezirk Braunau (ÖÖ), im Speziellen der Teilabschnitt Helpfau-Uttendorf (4x2 km²), ausgewählt.

3.1 Mattig allgemein

Gemeinsam mit der Enknach entwässert die Mattig das westliche Innviertel und einen Teil des Salzburger Seensystems. Sie entspringt als Ausfluss des Grabensees und nimmt flussabwärts als wichtigster Zubringer den Schwemmbach auf, der im nördlichen Kobernaußerwald entspringt.

Im Längsverlauf legt die Mattig auf einer Länge von 38 km ca. 170 Höhenmeter zurück und zeigt insofern einen ungewöhnlichen Gefällelängsschnitt, als das größte Gefälle mit 7,9 ‰ auf die letzten 5 km entfällt. Beeinflusst wird die Mattig unter anderem durch mehrere Wehranlagen und eine Reihe von Sohlabstürzen und Sohlrampen.

Ihr Abflussregime ist infolge der Pufferwirkung der vorgelagerten Seen im Jahresverlauf teilweise auffallend konstant (Monatsmittel zwischen 4 bis 6 m³/s). Auch eine starke Versickerung in das Grundwasser ist für sie charakteristisch. Vielleicht ist dieser „gemäßigte“ Abfluss auch für die Namensgebung verantwortlich. Der Name „Mattig“ stammt aus dem Keltischen und bedeutet soviel wie die „Sanfte“. In den letzten Jahren führten verschiedene Maßnahmen zu einer Verstärkung des Oberflächenabflusses. In Bezug auf die Flussbettstruktur zeigt die Mattig im Mittel- und Unterlauf einen stark begradigten Verlauf und ist über weite Bereiche monoton trapezförmig reguliert. (HOFBAUER, 2007)

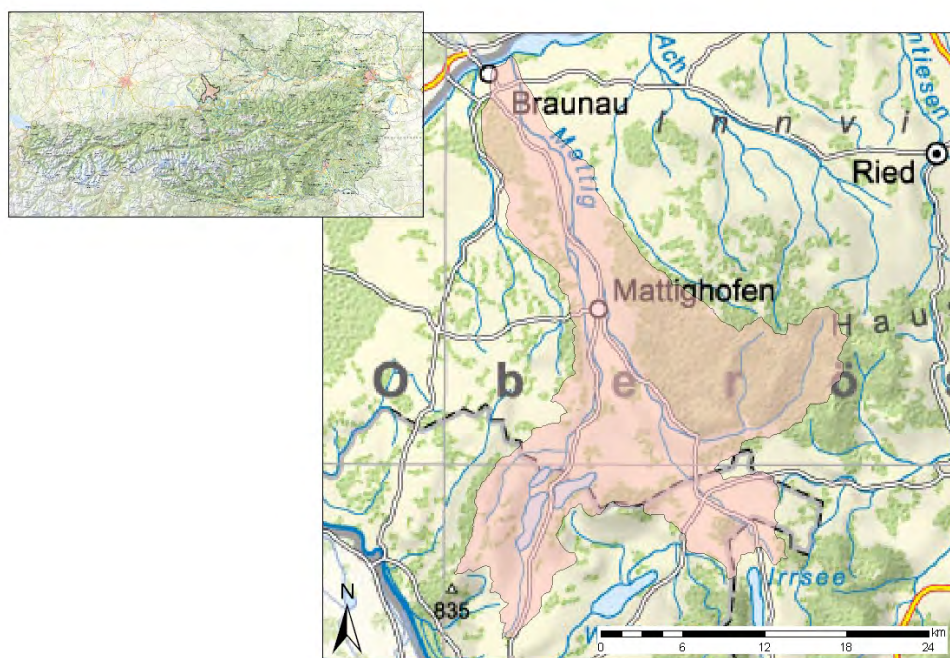


Abbildung 12: Einzugsgebiet der Mattig

3.2 Bach- und Verbauungsgeschichte

Zum Teil aus der Diplomarbeit von Paul Hemmelmayr (1991) entnommen.

6. August 1894: „Nach einem heftigen Wolkenbruch glich der Marktplatz von Uttendorf einem See und das Wasser erreichte in den meisten Häusern eine Höhe von einem halben Meter.“ aus der Chronik von Herrn Max Högl

1. August 1898: Der Bürgermeister des Bezirks fordert eine Regulierung der Mattig, um ständige Überschwemmungen zu verhindern.

11. Sept. 1899: Hochwasserkatastrophe, entsprach wahrscheinlich einem 100-jährlichen Ereignis

11. Nov. 1926: Gemeinde richtet ein Ersuchen um Regulierung an die Strombauleitung (=Gewässerbezirk Braunau)

8. Juli 1954: Unter anderem wird die Eisenbahnstrecke unterspült und unbefahrbar, 2000 ha werden überflutet, entsprach wahrscheinlich einem 30-jährlichen Ereignis. Die Aufzeichnungen der Grenzen dieses Hochwasserereignisses bildeten eine wichtige Grundlage für Regulierungsprojekte an der Mattig und dem Schwemmbach.

13. Juni 1959: 360 ha Wiesen, Äcker und Gärten stehen unter Wasser

1974: ungefähr 5-jährliches Ereignis, Anschlaglinien wurden aufgezeichnet

1991: 30-jährliches Hochwasser, Anschlaglinien wurden aufgezeichnet, HW-Rückhaltebecken Teichstätt hat größere Schäden verhindert

2002: HW-Welle großteils von Rückhaltebecken Teichstätt und Lengau abgefangen

Wichtigste Verbauungsmaßnahmen:

Lengau: für den Hainbach (mündet danach in den Schwemmbach)

2 Becken zum HW-Rückhalt und zur Versickerung

Gesamtes Fassungsvermögen: 830.000 m³

Sichert bis zu einem 50-jährlichen HW

Teichstätt: für den Schwemmbach (mündet danach in die Mattig)

2 Becken (Ost und West): Gesamtes Fassungsvermögen: 830.000 m³

Sichert bis zu einem 100-jährlichen HW

Eine wesentliche Beeinflussung der Abflussverhältnisse erfolgte durch den Bahnbau, der Auflassung der Trift, Zersiedelung des Hochwasserabflusses (Objekte in HW-

Bereich), Modernisierung des Straßennetzes und Auflösen der Wasserrechte (SCHAUR, 1990).

Geplante Verbauungsmaßnahmen: (Technisches Büro Wölfle)

Errichtung von Dämmen, um ganze Siedlungsbereiche vor Hochwässern zu schützen

Erweiterung des Retentionsbeckens Teichstätt,...

3.3 Datengrundlagen

Für die Analysen wurden folgende Datengrundlagen herangezogen:

3.3.1 Morphologische Daten

Im Längsverlauf legt die Mattig auf einer Länge von 38 km ca. 170 Höhenmeter zurück und zeigt insofern einen ungewöhnlichen Gefällelängsschnitt, als das größte Gefälle mit 7,9 ‰ auf die letzten 5 km entfällt. Die Größe des Einzugsgebiets beträgt 444,6 km².

Zur Eingabe der geometrischen Daten wie planimetrische Fläche, Längsschnitt, Querschnitte,... für GIS-Analysen und Retentionssimulationen, wurden die ÖK 50, Franziszeischer Kataster, Katasterplan 2007, Orthophotos und Vermessungsdaten von Wölfle (Profile !) verwendet.

3.3.2 Hydrologische Daten

Das Mattig- und Schwemmbachtal sind in dem Bereich des gemäßigten Klimas, das von Westwetterlagen mit starken Niederschlägen beherrscht wird und dessen Jahresniederschlagsmengen von Norden nach Süden ansteigend sind, zuzuordnen. Die jährliche Niederschlagsmenge beträgt in Braunau auf 360m Seehöhe durchschnittlich 830 mm pro Jahr, in Mattighofen auf 440 m durchschnittlich 1084 mm pro Jahr und in Straßwalchen auf 550 m 1217 mm pro Jahr. Die höchste, an dieser Messstation verzeichnete Niederschlagsmenge betrug am 30.7.1897 sogar 148 mm in 24 Stunden. Diese Niederschläge am Schwemmbach (Hydrographisches Jahrbuch von Österreich 2000) hatten das größte, jemals beobachtete Hochwasser zur Folge. (SCHAUFLER ET AL, 2005)

3.3.3 Hydrographische Daten

Die hydrographischen Daten wurden von der Ingenieurbüro Wölfle ZT-GmbH im Projekt "Hochwasserschutz Helpfau-Uttendorf" ermittelt, und vom Amt der Oberösterreichischen Landesregierung vom, Hydrographischer Dienst, überprüft. Die Abflussdaten der Mattig vor der Mündung Schwemmbach betragen:

HQ ₁₀₀	59,5 m ³ /s
HQ ₃₀	43,3 m ³ /s
HQ ₁₀	33,2 m ³ /s

3.3.4 Projekt „Hochwasserschutz Helpfau-Uttendorf“, Ingenieurbüro Wölfle ZT-GmbH

Der Wasserverband Mattig beauftragte die Ingenieurbüro Wölfle ZT-GmbH mit der Überarbeitung des Generellen Projektes Hochwasserschutz Helpfau-Uttendorf 1995 auf Grundlage der Untersuchung „Mattig–Schwemmbach, Marktgemeinde Helpfau-Uttendorf Abflusssystem, Untersuchung zusätzlicher Retentionsmöglichkeiten“ und dem Projekt „Erweiterung der Hochwasserrückhaltebecken Lengau und Teichstätt-West“.

Ziel dieses Projekts war eine Hochwasserfreilegung der bebauten Flächen im Ortsgebiet von Helpfau-Uttendorf.

Folgende Planungsvorgaben waren zu erfüllen:

-) Berücksichtigung der neuesten charakteristischen Abflussdaten
-) Festlegung eines realistischen Ausbaugrades, der nur mehr bei Flächen, die Wohn- oder Betriebszwecken dienen, mit HQ_{100} fixiert wird.
-) Weitestgehende Erhaltung des natürlichen Zustandes unter Beibehaltung der natürlichen Gewässerläufe
-) Aufrechterhaltung der noch bestehenden Wasserrechte
-) Beachtung der Grundzüge des naturnahen Wasserbaues

3.4 Siedlungsentwicklung und Überflutungsbereiche an der Mattig

Der Franziszeische Kataster 1825 und der Katasterplan 2007 des gesamten Einzugsgebiets der Mattig (444,6 km²) wurden bezogen auf den heutigen HQ_{100} -Überflutungsbereich miteinander verglichen. Im HQ_{100} -Überflutungsbereich, der im gesamten Einzugsgebiet eine Fläche von 16,1 km² ausweist, sind in diesem Zeitraum 2249 neue Gebäude mit einer Grundfläche von insgesamt 35,6 ha errichtet worden. Diese 35,6 ha entsprechen 2,2 % der HQ_{100} -Fläche im Einzugsgebiet. Die meisten dieser „neuen“ Gebäude sind durch HW-Schutzmaßnahmen wie Flussregulierungen, Dämme,... vor einem Hochwasser geschützt, wodurch weiterer Retentionsraum abgeschnitten wurde. Weitere Schutzmaßnahmen sind vom technischen Büro Wölfle in Planung, die wieder einen Verlust an Retentionsraum verursachen würden. (Abbildung 13: Unterschied Wölfle HQ_{100} IST-SOLL).

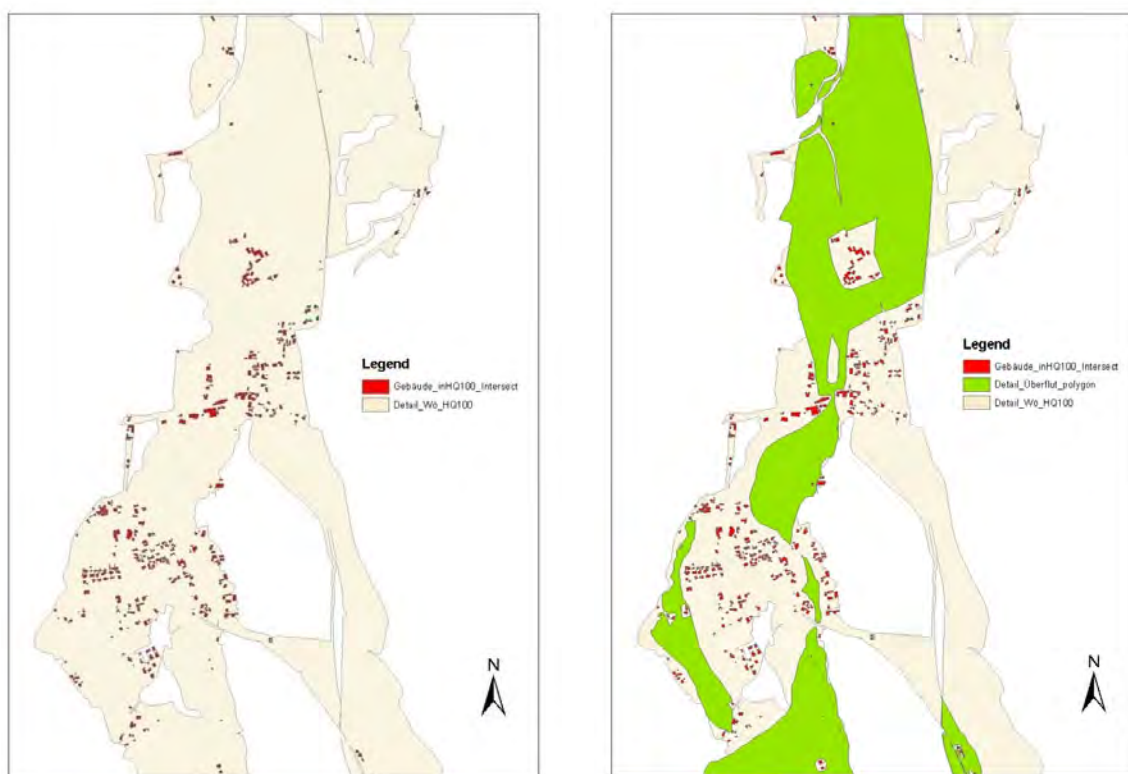


Abbildung 13: Differenz Wölfe HQ100 IST – SOLL (geplant): 2,22 ha

Zur Veranschaulichung der regen Siedlungstätigkeit dient Abbildung 14. Diese Abbildung zeigt den Detailbereich Helpfau-Uttendorf (4x2 km²) an der Mattig.



Abbildung 14: Siedlungsentwicklung 1825 und 2007 (Beispiel Helpfau-Uttendorf)

-) Vergleich der Überflutungsflächen 1954, 1991 und HQ₃₀-Wölfe:

Die gut dokumentierten historischen Überflutungsflächen der Hochwasserereignisse 1954 und 1991 entsprachen ungefähr einem 30-jährlichen Hochwasser. Deswegen kann man diese mit dem simulierten HQ₃₀ (Stand 2007) des technischen Büros Wölfe durchaus vergleichen. Dabei ist in Abbildung 15 gut zu erkennen, dass der Überflutungsraum der Hochwässer sukzessive eingeschränkt wurde.

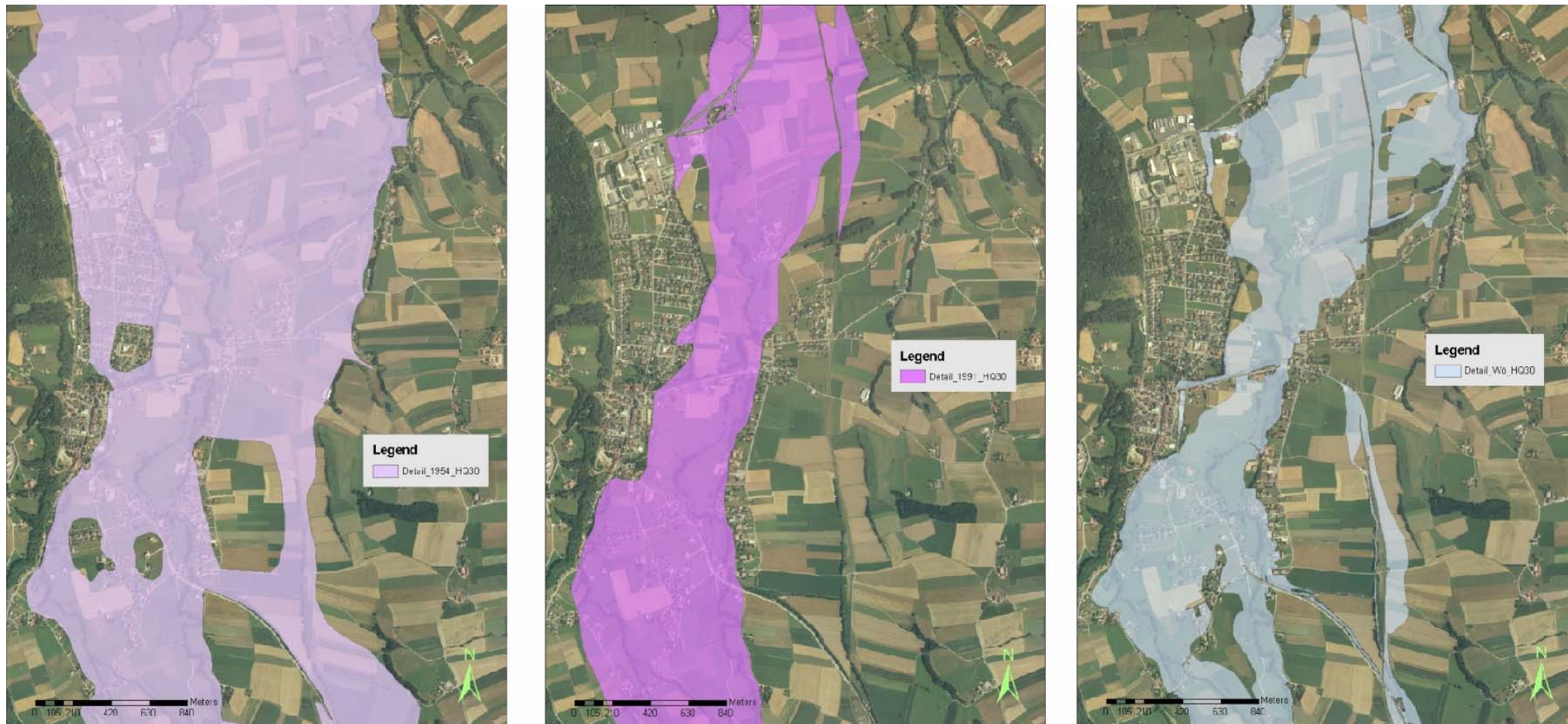


Abbildung 15: Vergleich der Flächen der Hochwasserereignisse 1954 (links), 1991 (mittig), HQ30 Wölfe (rechts) [alle HQ 30] Detailbereich Helpfau-Uttendorf

Jahr	überflutete Fläche (km ²)	Volumen (m ³)
1954	5,7	850.000
1991	2,7	410.000
2006	2,9	450.000

Abbildung 16: Daten der Hochwasserereignisse 1954, 1991, HQ30 Wölfle [alle HQ 30] Detailbereich Helfpau-Uttendorf (geschätzter Wasserstand h=0,15m)

Zusammenfassung:

Im Lauf der Zeit wuchsen die Ausmaße der Siedlungen im Bereich der Mattig ständig an. Um diese Siedlungen vor Hochwässern zu schützen, wurde der Flusslauf vielfach reguliert; um Siedlungsbereiche wurden Dämme errichtet, etc.

Diese Schutzmaßnahmen erhöhen zwar die Sicherheit der Siedlungen vor Ort, verursachen aber einen erheblichen Verlust an Retentionsraum. In den Abbildungen 15 und 16 ist gut erkennbar, wie sich von 1954 bis 2006 die Überflutungsflächen bei vergleichbaren Ereignissen halbiert haben. Inwieweit sich dieser Verlust auf den Abfluss auswirkt, zeigt Kapitel 3.5 „Quantifizierung von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss“.

3.5 Quantifizierung von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss

Das Retentionsverhalten des Detailbereichs Helfpau-Uttendorf wurde anhand des IST-Zustands und des geplanten Zustands nach Wölfle (SOLL-Zustand) untersucht.

Die Flusslänge betrug 5,5 km, unterteilt in 11 gleich lange Abschnitte mit jeweils Gerinne- und Vorlandbereich.

Die Abschätzung des Retentionsverhaltens wurde mittels des Excel-Programms „Retention OÖ“ durchgeführt, dessen Ergebnisse schließlich mittels HEC-RAS überprüft wurden.

3.5.1 Simulation des Retentionsverhaltens

Ganglinie:

Mittels einer künstlichen Ganglinie wurde für die Mattig ein $HQ_{100} = 62,97 \text{ m}^3/\text{s}$ simuliert.

$$Q_{(t)} = w * t^m * e^{ct} \quad \text{Gl. 26}$$

$$w=0,0001$$

$$m=3,96$$

$$c=-0,05$$

$$\Delta t=0,25$$

Diese Ganglinie dient als Eingangsganglinie des ersten Flussabschnittes.

3.5.1.1 Kalinin-Miljukov Verfahren

Im Excel-Programm „Retention OÖ“ wird dieses Verfahren leicht modifiziert angewandt. Auf Modifikationen, die aufgrund einiger Probleme bei diesem Verfahren nötig waren, wird später noch genauer eingegangen.

Folgende Daten sind zur Eingabe und weiteren Berechnung nötig:

-) Eingangsganglinie eines Hochwasserereignisses (hier künstlich generiert; Δt !)
-) idealisierte Flussgeometrie, d.h. vereinfachte Profile, Längenschnitte, Gefälle
-) Strickler-Rauhigkeitsbeiwerte k_{st} (siehe Abbildung 17)

Gerinnetypen	k_{st} [$m^{1/2}/s$]
Erdkanäle	
Erdkanäle in festem Material, glatt	60
Erdkanäle in festem Sand mit etwas Ton oder Schotter	50
Erdkanäle mit Sohle aus Sand und Kies mit gepflasterten Böschungen	45-50
Erdkanäle aus Feinkies, etwa 10/20/30 mm	45
Erdkanäle aus mittlerem Kies, etwa 20/40/60 mm	40
Erdkanäle aus Grobkies, etwa 50/100/150 mm	35
Erdkanäle aus scholligem Lehm	30
Erdkanäle, mit groben Steinen angelegt	25-30
Erdkanäle aus Sand, Lehm oder Kies, stark bewachsen	20-25
Felskanäle	
Mittelgrober Felsausbruch	25-30
Felsausbruch bei sorgfältiger Sprengung	20-25
Sehr grober Felsausbruch, große Unregelmäßigkeiten	15-20
Gemauerte Kanäle	
Kanäle aus Ziegelmauerwerk, Ziegel, auch Klinker, gut gefügt	80
Bruchsteinmauerwerk	70-80
Kanäle aus Mauerwerk (normal)	60
Normales (gutes) Bruchsteinmauerwerk, behauene Steine	60
Grobes Bruchsteinmauerwerk, Steine nur grob behauen	50
Bruchsteinwände, gepflasterte Böschungen mit Sohle aus Sand und Kies	45-50
Betonkanäle	
Zementglattstrich	100
Beton bei Verwendung von Stahlschalung	90-100
Glattverputz	90-95
Beton geglättet	90
Gute Verschalung, glatter unversehrter Zementputz, glatter Beton	80-90
Beton bei Verwendung von Holzschalung, ohne Verputz	65-70
Stampfbeton mit glatter Oberfläche	60-65
Alter Beton, unebene Flächen	60
Betonschalen mit 150-200 kg Zement je m^3 , je nach Alter u. Ausführung	50-60
Grobe Betonaukleidung	55
Ungleichmäßige Betonflächen	50
Holzgerinne	
Neue glatte Gerinne	95
Gehobelte, gut gefügte Bretter	90
Ungehobelte Bretter	80
Ältere Holzgerinne	65-70
Blechgerinne	
Glatte Rohre mit versenkten Nietköpfen	90-95
Neue gußeiserne Rohre	90
Gemietete Rohre, Nieten nicht versenkt, im Umfang mehrmals überlappt	65-70
Natürliche Wasserläufe	
Natürliche Flußbetten mit fester Sohle, ohne Unregelmäßigkeiten	40
Natürliche Flußbetten mit mäßigem Geschiebe	33-35
Natürliche Flußbetten, verkrautet	30-35
Natürliche Flußbetten mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	30
Natürliche Flußbetten, stark geschiebeführend	28
Wildbäche mit grobem Geröll (kopfgroße Steine) bei ruhendem Geschiebe	25-28
Wildbäche mit grobem Geröll, bei in Bewegung befindlichem Geschiebe	19-22

Abbildung 17: Strickler-Rauhigkeitsbeiwert k_{st} (nach Naudascher, 1987)

Der zu untersuchenden Flussbereich Helpfau-Uttendorf wurde in 11 gleich lange Abschnitte unterteilt (ca. 500m lang), weiters noch der Querschnitt in Gerinne und Vorland differenziert. Bei der Berechnung der charakteristischen Länge eines Abschnitts erhält man jeweils unterschiedliche Werte für das Gerinne und das Vorland, bedingt durch die unterschiedlichen Gefälle, Breiten, etc. Da zur weiteren Berechnung die Abschnittslängen von Gerinne und Vorland gleich lang sein müssen, wurde eine durchschnittliche Länge von 500 Metern pro Abschnitt angenommen um noch gute Ergebnisse zu gewährleisten.

Als Ergebnis erhält man für jeden Abschnitt eine Abflussganglinie, die beim nächsten Abschnitt wieder automatisch als Zuflussganglinie verwendet wird.

Anhand jeder Abflussganglinie kann man so den Scheitel der Hochwasserwelle (Q_{\max} und t_{\max}) ablesen.

Während für den maximalen Abfluss Q_{\max} eindeutige Ergebnisse erzielt wurden, gab es bei der Fließdauer t_{\max} Probleme. Es waren nur Zeitintervalle für t_{\max} (z.B. $2h < t_{\max} < 7h$) zu erhalten, ein eindeutiges Ergebnis war nicht möglich. Zu diesem Zweck wurde mittels der einfachen Beziehung in Gl.27 für jeden Abschnitt eine durchschnittliche Fließgeschwindigkeit berechnet.

Fließgeschwindigkeit v (m/s):

$$v = \frac{Q}{A} \quad \text{Gl. 27}$$

A...durchflossene Querschnittsfläche (m²)

Q...Abfluss (m³/s)

Aufgrund der Fließdauer $t=v \cdot l$ (Länge $l=500$) konnten die Fließzeiten der einzelnen Abschnitte berechnet werden. Um die Gesamtfließzeit t_{\max} des Hochwasserscheitels zu erhalten, wurden die Fließzeiten der einzelnen Abschnitte summiert.

Abbildung 18 und Abbildung 19 zeigen die verwendeten idealisierten Lagepläne.

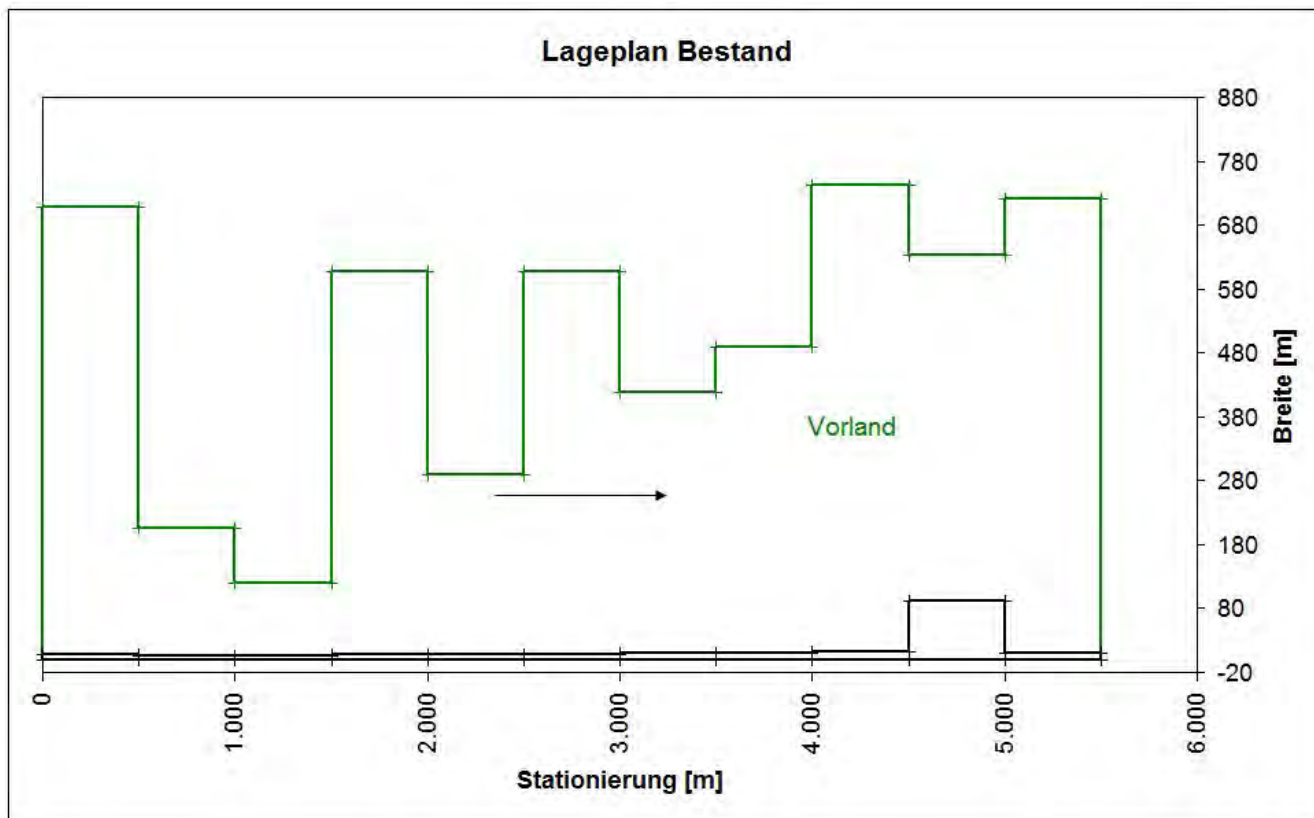


Abbildung 18: Lageplan IST-Zustand, Bereich Helpfau-Mattig (aus Excel-Programm Retention OÖ)

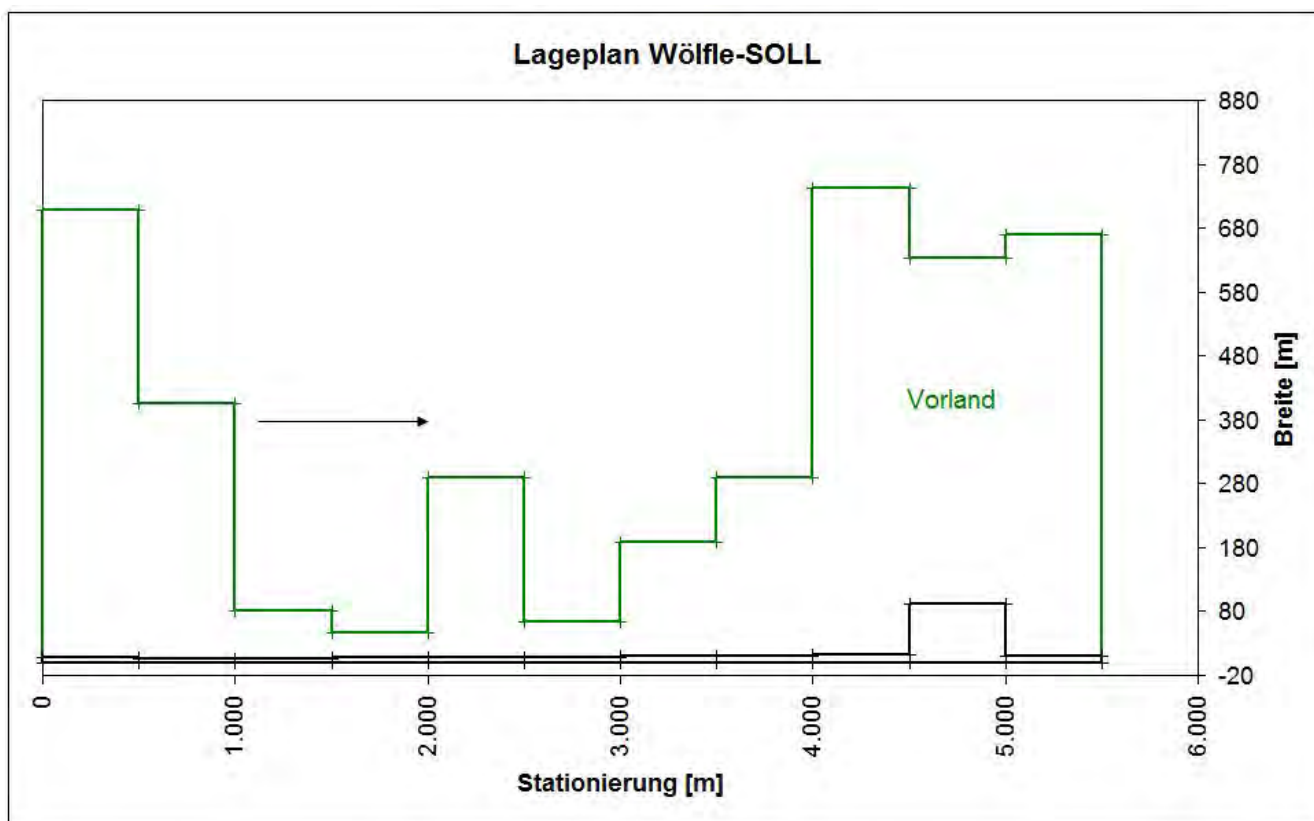


Abbildung 19: Lageplan SOLL-Zustand (Wölfle), Bereich Helpfau-Mattig (aus Excel-Programm Retention OÖ)

Bei geplantem SOLL-Zustand (Wölfle) besteht im Vergleich zum IST-Zustand ein Verlust von ca. 2,2 ha Retentionsfläche.

Abbildung 20 enthält die Ergebnisse der Simulationen:

	Retentionsfläche	Kalinin		HEC-RAS	
		Qmax	tmax	Qmax	tmax
		(m ³ /s)	(h)	(m ³ /s)	(h)
Bestand		61,51	2,74	62,98	2,5
Wölfle-SOLL		61,55	2,18	63,04	2
Differenz	2,22 ha	0,04	0,56	0,06	0,5

Abbildung 20: Ergebnisse bei Vergleich der Abflußspitzen IST-SOLL

Durch den Verlust an Retentionsflächen ist eine Erhöhung des maximalen Abflusses Q_{\max} und eine Verringerung der Fließzeit t_{\max} des Hochwasserscheitels erkennbar.

3.5.1.2 HEC-RAS

Mittels HEC-RAS wurden die Excel-Ergebnisse der Retentionssimulation überprüft. Klarerweise fanden die gleiche idealisierte Geometrie, künstliche Eingangsganglinie und Strickler-Rauhigkeitsbeiwerte Verwendung. Um numerischer Instabilität vorzubeugen wurden jeweils drei zusätzliche Profile bei der Ein- und Ausleitung vor- bzw. nachgeschaltet.

Der Strickler-Rauhigkeitsbeiwert betrug im Gerinne wieder 30, im Vorland 15.

In Abbildung 21 und Abbildung 22 sind der idealisierte Längenschnitt bzw. Lageplan dieser Simulation dargestellt.

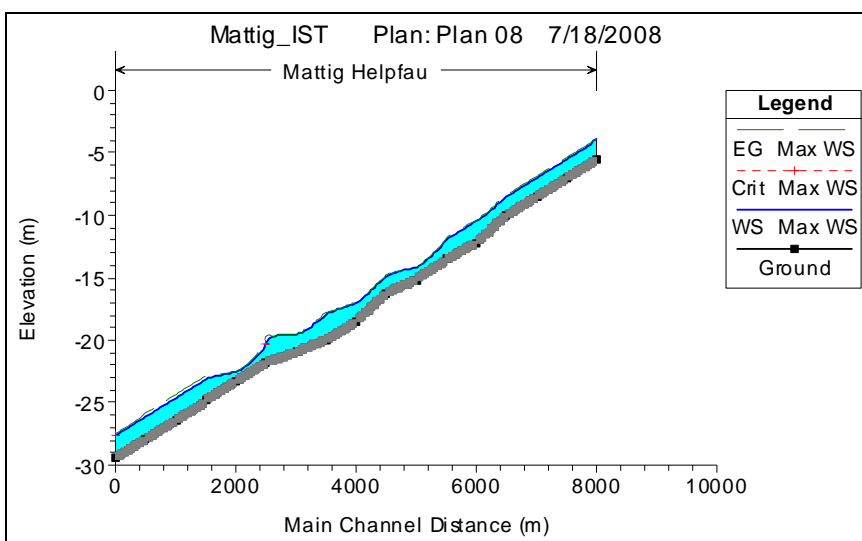


Abbildung 21: Längenschnitt aus HEC-RAS (Detailbereich Helpfau-Uttendorf)

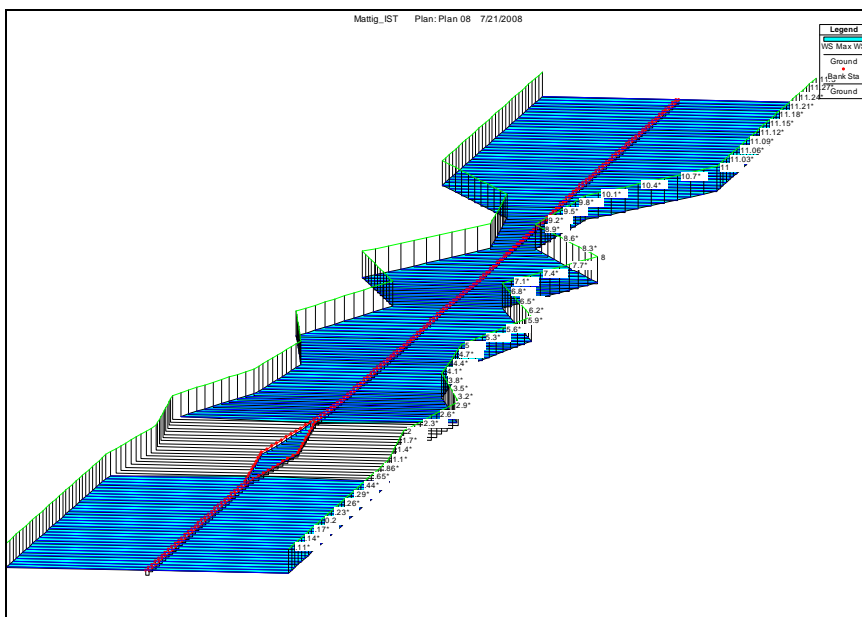


Abbildung 22: Lageplan aus HEC-RAS (Detailbereich Helpfau-Uttendorf)

Die Überprüfung der Excel-Ergebnisse durch HEC-RAS ergab eine sehr gute Übereinstimmung. Die genauen Ergebnisse sind übersichtlich in Abbildung 20 zusammengefasst.

3.6 Kompensationsmöglichkeiten von Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss

Als Fallbeispiel soll im Bereich Helpfau-Uttendorf eine Einengung des Vorlandes, die einen Verlust von 160.000 m² Retentionsfläche zur Folge hat, kompensiert werden.

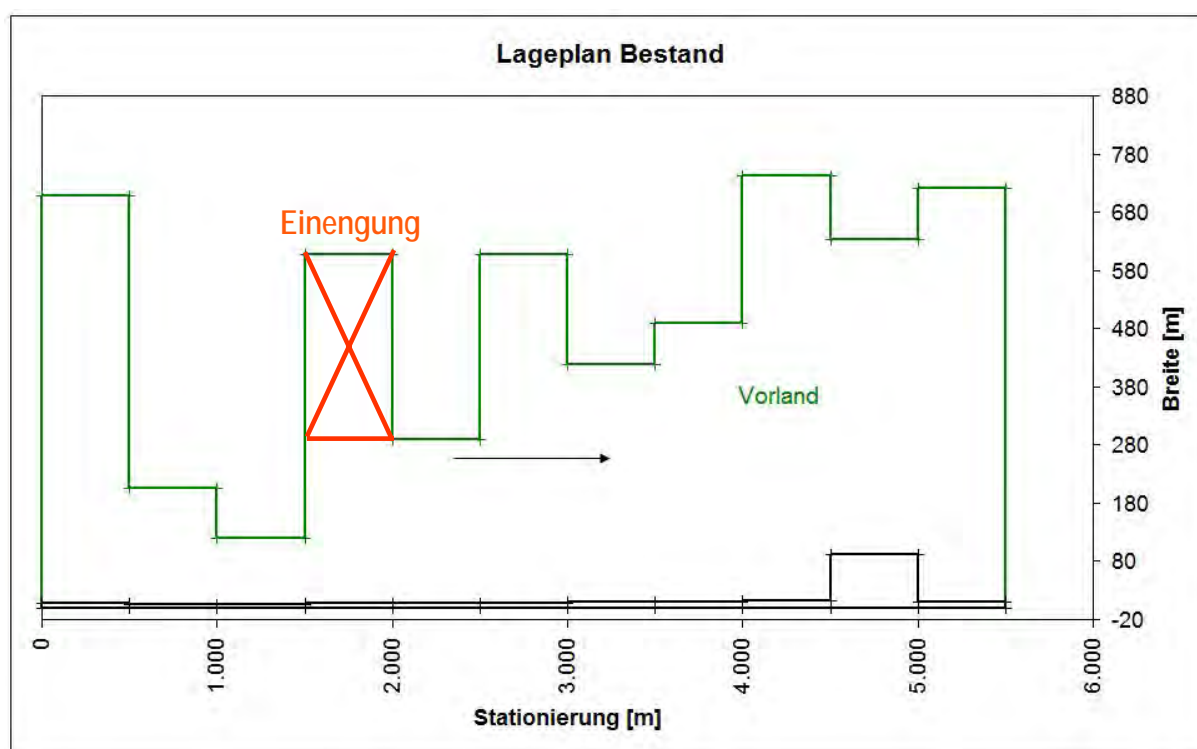


Abbildung 23: Lageplan Helpfau-Uttendorf idealisiert, mit Retentionsflächenverlust durch Einengung

3.6.1 Hydraulisch ähnlich wirksame Kompensation

Zur Kompensation wird an anderer Stelle des Fließgewässers wieder zusätzliche Retentionsfläche geschaffen; hier wieder ca. 160.000 m². Mittels des Excel-Programms „Retention OÖ“ wird eine Analyse des Hochwasserscheitels bei einem HQ₁₀₀ durchgeführt und die Werte von Q_{\max} und t_{\max} verglichen.

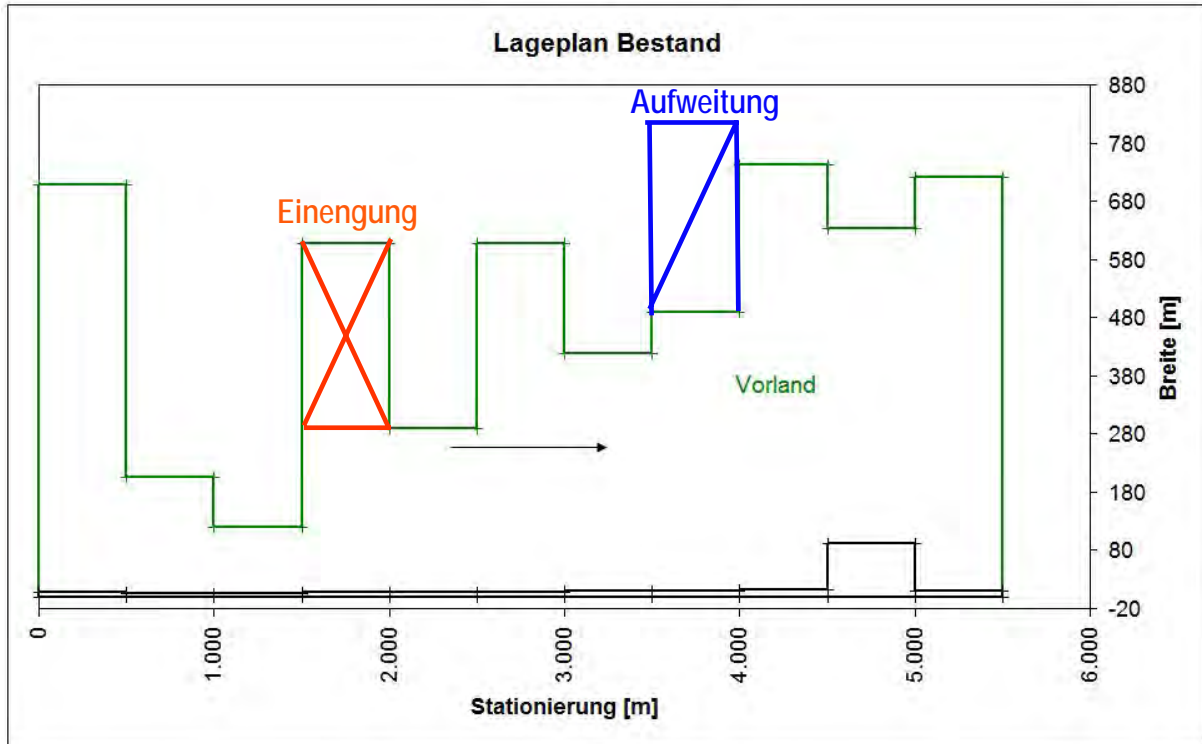


Abbildung 24: Lageplan einer Aufweitung zur hydraulischen Kompensation einer Einengung (Beispiel Detailbereich Helpfau-Uttendorf, Mattig)

In Abbildung 25 erkennt man, dass nach der Aufweitung Abfluss Q_{max} und Fließzeit t_{max} des Hochwasserscheitels ungefähr gleich groß wie vor der Einengung sind.
 → somit ähnlich hydraulisch wirksam !!!

	Kalinin	
	Q_{max}	t_{max}
	(m^3/s)	(h)
Bestand:	61,51	2,74
Einengung	61,81	2,64
Aufweitung	61,51	2,73

Abbildung 25: Vergleich von Q_{max} und t_{max} bei Bestand, nach Einengung und nach zusätzlicher Aufweitung

3.6.2 Monetäre Kompensation

Wieder soll ein Verlust an Retentionsfläche von ca. 160.000 m² kompensiert werden. Bei einem geschätzten Wasserstand von 0,3 m (z.B. bei HQ₁₀₀) ergibt sich somit ein Volumen von 50.000 m³. Zur Abschätzung der spezifischen Kosten eines Rückhaltebeckens mit einer Ausbaugröße von 50.000 m³ verwendet man die Trendkurve in Abbildung 26 (nach Martischnig, 1988).

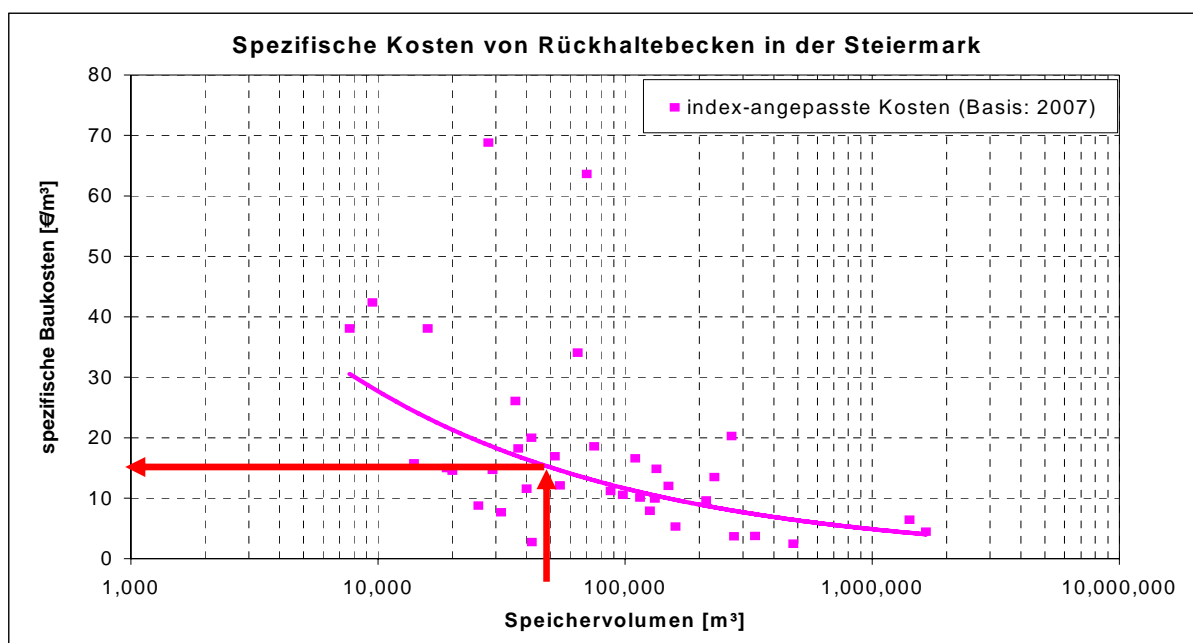


Abbildung 26: Abschätzung der spezifischen Kosten eines Retentionsraumverlustes von 50.000m³

Für eine Ausbaugröße von 50.000 m³ kann man mit spezifischen Kosten von ca. 15.-Euro/m³ Speichervolumen rechnen.

Um Retentionsraumverlust zu kompensieren, sollte dieses Kapital dem Ankauf neuer Retentionsflächen (Öffentliches Wassergut) oder dem Bau von Hochwasserschutzretentionsbecken dienen. Die Verwaltungstätigkeit kann z.B. von den Hochwasserschutzverbänden übernommen werden.

4 Zusammenfassung und Diskussion

Ziel dieser Studie war die Entwicklung von Instrumenten zur Abschätzung und Verminderung der „Summenwirkung“.

Mittels GIS-Analyse der Siedlungsentwicklung konnte nachgewiesen werden, dass Siedlungsbereiche im Lauf der Zeit angewachsen und dadurch Retentionsflächen verloren gegangen sind. Hochwasserschutzmaßnahmen wie Flussregulierungen, Dämme, etc. taten ihr Übriges, um diese Flächen weiter zu verringern. Gleichzeitig wird durch einen verbesserten Hochwasserschutz aber auch erneute Siedlungstätigkeit angeregt. Dieser Kreislauf führt zu weiterem Retentionsflächenverlust und verstärkt die Abflussproblematik im Unterliegerbereich. Diese Veränderungen des Abflusses durch bauliche Maßnahmen können mittels des Excel-Programms „Retention OÖ“ grob abgeschätzt werden. Die Ergebnisse erreichen zwar nicht die Genauigkeit 2-dimensionaler hydraulischen Berechnungen, das Programm ermöglicht aber die Berechnung ohne ein Geländemodell von sehr hoher Genauigkeit und ist einfach anzuwenden.

Mögliche Varianten der Kompensation negativer Auswirkungen baulicher Maßnahmen auf den Abfluss wurden aufgezeigt. Die Anwendung von Kompensationsmaßnahmen wird bis dato nur im OÖ ROG für Bauten im Abflussbereich 100-jährlicher Hochwässer und nur bei maßgeblicher Beeinträchtigung der Retention angeführt. Finanzielle Ausgleichsmaßnahmen sind rechtlich noch nicht verankert. Laut Dr. Oberleitner bedarf es weiterer legislatischer Maßnahmen zu einer Implementierung einer „Strategie der vollen Kompensation“.

Um die Sicherheit der Bevölkerung zu gewährleisten, müssen Veränderungen des Abflusses aufgrund baulicher Maßnahmen überregional betrachtet werden; das Abflussverhalten darf sich für die Unterlieger keinesfalls verschlechtern.

5 Quellenangaben

5.1 Literaturverzeichnis

CHOW, V. T. (1959): Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill, Inc.

HANDEL, P. (1982): Modellrechnungen über den Einfluss von Regulierungsmaßnahmen auf den Hochwasserabfluss. DVWK Schriften Bd. 53, S. 1 - 44. Paul Parey Verlag.

HELMS, M., BÜCHELE, B., MERKEL, U., IHRINGER, J. (2002): Statistical analysis of the flood situation and assessment of the impact of diking measures along the Elbe (Labe river). J. of Hydrology 267, 94 – 114.

HEMMELMAYR, P. (1991): Hochwasserschutz Uttendorf, Konstruktive Maßnahmen an der Mattig. Diplomarbeit IWHW-BOKU

HOFBAUER, M. (2007): Renaturierung der Mattig-Mündungsstrecke in Braunau, Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, Wasserwirtschaft, Gewässerbezirk Braunau, Mai 2007

KEMMERLING, W.; KAUPA, H. (1979): Wichtige Voraussetzungen für die Durchführung von Kosten-Nutzen Untersuchungen im Schutzwasserbau

LAMMERSEN, A., ENGEL, H., VAN DER LANGERNHEEN, W., BUITEVELD, H. (2002): Impact of river training and retention measures on flood peaks along the Rhine. J. of Hydrology 267, 115-124.

MANIAK, U. (1993): Hydrologie und Wasserwirtschaft – Eine Einführung für Ingenieure, Springer Verlag 1993

MARTISCHNIG (1988): Studie „Hochwasserrückhaltebecken in der Steiermark“

NACHTNEBEL, H.P und DEBENE A. (2005): Hochwassersituation unter dem Einfluss anthropogener Einwirkungen. Im Auftrag der NÖ Landesregierung. Gruppe Wasser, St. Pölten, Österreich.

NAUDASCHER, E. (1987): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke, 345 Seiten, Springer-Verlag

OBERLEITNER, F. (2008): Sicherung von Hochwasserretentionsräumen, Rechtliche Beurteilung unter besonderer Berücksichtigung von Summationseffekten und Kompensationsmöglichkeiten, Studie zum Projekt „Wasserwirtschaftliche Entwicklung in Überflutungsgebieten“ des Landes Oberösterreich

OSTROWSKI ET AL (2007): Ingenieur-Hydrogeologie II, Vorlesungsumdruck, Technische Universität Darmstadt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

ROSEMANN, H.J., VEDRAL, J. (1970): Das Kalinin-Miljukov Verfahren. Schriftenreihe der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde München. Heft 6 Uni-Druck München

SCHAUR, E. (1990): Abflussordnung für das Mattigtal. Unveröffentlichtes, internes Papier der Abteilung Wasserwirtschaft, Land OÖ

USACE (2002): U.S. Army Corps of Engineers Water Resources Planning, Planning and Engineering Competency, EC-1110-1-104

VIESER, H.-J. (1985): Hochwasserverschärfung durch Ausbau des Oberrheins. Wasserbau-Mitteilungen der Technischen Hochschule Darmstadt Nr. 24/1985.

WÖLFLE, G.: Technischer Bericht Hochwasserschutz Helpfau-Uttendorf. Ingenieurbüro Wölfle ZT-GmbH

5.2 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Ablauf der Arbeitsschritte.....	4
Abbildung 2: Zu- und Abflussganglinie bei fließender Retention	5
Abbildung 3: Gliederung der Verfahren zur Wellenablaufberechnung	6
Abbildung 4: Hydraulischer Radius R_h	8
Abbildung 5: Das Prinzip einer Speicherkaskade	8
Abbildung 6: Zuordnung von Wasserstand und Abfluss für den stationären und instationären Abfluss	9
Abbildung 7: Charakteristische Länge nach Kalinin-Miljukov (MANIAK, 1993).....	10
Abbildung 8: Komponenten der Energiegleichung (USACE, 2002)	12
Abbildung 9: Parameter der Impulsgleichung (USACE, 2002)	16
Abbildung 10: Lageplan einer Aufweitung zur hydraulischen Kompensation einer Einengung	18
Abbildung 11: Spezifische Kosten von Rückhaltebecken (MARTISCHNIG, 1988)...	19
Abbildung 12: Einzugsgebiet der Mattig	20
Abbildung 13: Differenz Wölfler HQ100 IST – SOLL (geplant): 2,22 ha	25
Abbildung 14: Siedlungsentwicklung 1825 und 2007 (Beispiel Helpfau-Uttendorf) ..	25
Abbildung 15: Vergleich der Flächen der Hochwasserereignisse 1954 (links), 1991 (mittig), HQ30 Wölfler (rechts) [alle HQ 30] Detailbereich Helpfau-Uttendorf	27
Abbildung 16: Daten der Hochwasserereignisse 1954, 1991, HQ30 Wölfler [alle HQ 30] Detailbereich Helpfau-Uttendorf (geschätzter Wasserstand $h=0,15m$).....	28
Abbildung 17: Strickler-Rauhigkeitsbeiwert k_{st} (nach Naudascher, 1987)	29
Abbildung 18: Lageplan IST-Zustand, Bereich Helpfau-Mattig (aus Excel-Programm Retention OÖ)	31
Abbildung 19: Lageplan SOLL-Zustand (Wölfler), Bereich Helpfau-Mattig (aus Excel-Programm Retention OÖ).....	31
Abbildung 20: Ergebnisse bei Vergleich der Ablußspitzen IST-SOLL	32
Abbildung 21: Längenschnitt aus HEC-RAS (Detailbereich Helpfau-Uttendorf)	33
Abbildung 22: Lageplan aus HEC-RAS (Detailbereich Helpfau-Uttendorf).....	33
Abbildung 23: Lageplan Helpfau-Uttendorf idealisiert, mit Retentionsflächenverlust durch Einengung	34
Abbildung 24: Lageplan einer Aufweitung zur hydraulischen Kompensation einer Einengung (Beispiel Detailbereich Helpfau-Uttendorf, Mattig).....	35
Abbildung 25: Vergleich von Q_{max} und t_{max} bei Bestand, nach Einengung und nach zusätzlicher Aufweitung	35
Abbildung 26: Abschätzung der spezifischen Kosten eines Retentionsraumverlustes von $50.000m^3$	36
Abbildung 27: Screenshot Datenblatt „Input-Output“ aus Excel-Programm Retention OÖ	41
Abbildung 28: Screenshot Datenblatt „Ganglinie“ aus Excel-Programm Retention OÖ	42

6 Anhang

A) Excel-Programm „Retention OÖ“ zur Abschätzung der fließenden Retention

Jeweils einmal für IST-Zustand, einmal für SOLL-Zustand Daten eingeben

Ergebnisse: Q_{max} , t_{max} ablesen

Differenzen der Ergebnisse SOLL-IST selbst berechnen

Anleitung:

- 1.) Fluss in ca. 500m lange Abschnitte unterteilen, 40 Abschnitte maximal möglich
- 2.) Eingabe der Geometrie (Längsschnitt+Profile), Strickler-Rauhigkeiten
Blatt „Input-Output“, siehe **Abbildung 27**
(farblich markierte Felder oder 0)
- 3.) Eingabe der Ganglinie + Zeitschritt Δt
Blatt „Ganglinie“, siehe **Abbildung 28**
(farblich markierte Felder)

Berechnung erfolgt sofort automatisch

- 4.) Ergebnisse einfach ablesen
Blatt „Input-Output“

EINGABE:				
	Abschnitte:	1	2	3
<u>Gerinne:</u>				
Gefälle	[‰]	0	0	0
Breite	[m]	0	0	0
Rauhigkeit	[m ^{1/3} /s]	0	0	0
bordvolle Abflußtiefe links	[m]	0	0	0
bordvolle Abflußtiefe rechts	[m]	0	0	0
<u>Vorland links:</u>				
Gefälle	[‰]	0	0	0
Breite	[m]	0	0	0
Rauhigkeit	[m ^{1/3} /s]	0	0	0
<u>Vorland rechts:</u>				
Gefälle	[‰]	0	0	0
Breite	[m]	0	0	0
Rauhigkeit	[m ^{1/3} /s]	0	0	0
<u>Abschnittslänge:</u>	[m]	500		
ERGEBNISSE:				
	Abschnitte:	1	2	3
Spitzenabfluß Q_{max}	[m ³ /s]	0,00	0,00	0,00
Fließzeit pro Abschnitt	[h]	0,00	0,00	0,00
Q_{max} Eingangsganglinie		0,00	[m³/s]	
Q_{max} letzter Abschnitt		0,00	[m³/s]	
Fließzeit gesamt		0,00	[h]	

Abbildung 27: Screenshot Datenblatt „Input-Output“ aus Excel-Programm Retention OÖ

MODUL IV

Rechtliche Beurteilung

Dr. Franz Oberleitner

Modul IV: Rechtliche Beurteilung

Einleitung.....	1
Grundlegendes	3
Rechtslage nach dem Wasserrecht des Bundes	8
Rechtslage nach dem Raumordnungsrecht in Oberösterreich	15
Zivilrechtliche Aspekte	21
Zwischenresumé	27

Sicherung von Hochwasserretentionsräumen

Rechtliche Beurteilung unter besonderer Berücksichtigung von Summationseffekten und Kompensationsmöglichkeiten

F. Oberleitner

Teil 1 - Analyse der dzt. Rechtslage (Wasserrecht, OÖ Raumordnungsrecht)

Einleitung:

Hochwasserereignisse sind natürliche Phänomene; sie treten auf, wann immer die Kapazität des natürlichen oder durch den Menschen gestalteten Abflusssystems außerstande ist, die durch Niederschläge sowie durch die Gegebenheiten im Einzugsgebiet bewirkten Wassermengen zu bewältigen, und können nicht verhindert werden. Allerdings tragen bestimmte menschliche Tätigkeiten im Nahebereich sowie im Einzugsgebiet von Gewässern (wie die Zunahme von Siedlungen und Vermögenswerten in Überschwemmungsgebieten, Veränderungen der Oberflächenabflüsse sowie der Wasserrückhaltefähigkeit des Bodens durch Flächennutzung) und Klimaänderungen dazu bei, die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Hochwasserereignissen zu erhöhen und deren nachteilige Auswirkungen zu verstärken. Zusätzlich zu wirtschaftlichem und sozialem Schaden können Überflutungen auch schwerwiegende Umweltauswirkungen haben.

Nachdem lange Zeit versucht worden war, mit linearen Hochwasserschutzmaßnahmen am Gewässer (Regulierungen, Schutzdämmen udgl.) gefährliche Wässer abzuwehren und wegzuschaffen, wurde letztlich erkannt, dass solche örtliche Hochwasserschutzmaßnahmen nachteilige Folgen für flussaufwärts und flussabwärts gelegene Bereiche haben, denen nunmehr mit Rückhaltemaßnahmen entgegengewirkt werden soll. Eine wesentliche Funktion kommt dabei der Retentionswirkung natürlicher Überflutungsbereiche zu, wo große Wassermengen mit geringen wirtschaftlichen Nachteilen zurückgehalten werden und zugleich wasserwirtschaftliche und ökologische Vorteile erzielt werden können.

Diese für den Hochwasserablauf bedeutsamen Retentionsräume werden in der Praxis aber immer noch durch menschliche Eingriffe geschmälert und damit das Gefahrenpotential von Hochwässern vergrößert. Dass in den Retentionsräumen zudem immer mehr Anlagen und Objekte von hohem Wert geschaffen werden, treibt auch die Schadenssummen bei Hochwässern massiv in die Höhe.

Die Freihaltung bzw. Aufrechterhaltung und Sicherung noch vorhandener geeigneter Überflutungsbereiche ist daher dringend geboten. Dies wird nicht zuletzt auch durch die Richtlinie 2007/60/EG vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken (HW-RL) unterstrichen, auch wenn derzeit über die nationale Umsetzung dieser Richtlinie noch keine klaren Hinweise vorliegen.

Nach einer für das Land Oberösterreich erstellten Vorstudie „Wasserwirtschaftliche Entwicklung in Überflutungsgebieten“ (*Nachtnebel*, 2008) sollte die durch menschliche Eingriffe bewirkte Reduktion der Hochwasserrückhaltekapazität an Gewässern im Rahmen einer „Strategie der vollen Kompensation“ möglichst vollständig ausgeglichen werden, indem vom Projektträger entweder Naturalersatz (Ausgleichsräume) zu schaffen oder entsprechende Ausgleichszahlungen (Beiträge zur Finanzierung von Retentionsmaßnahmen) zu leisten sein sollten.

Daran knüpft die Rechtsfrage,

- ob bzw wie die Implementierung einer solchen Strategie der vollen Kompensation für Eingriffe in Hochwasserabflussgebiete nach derzeitiger Rechtslage (va Wasserrecht, Raumordnungsrecht) möglich ist, bzw
- welche geänderten rechtlichen Voraussetzungen hierfür notwendig wären,

wobei auch das Problem der Summenwirkung zu behandeln wäre.

Grundlage der Beurteilung soll Kapitel 7 der genannten Vorstudie *Nachtnebel* bilden. Grundlage der Beurteilung bilden ferner va *Oberleitner*, WRG², (Manz 2007), sowie *Bumberger/Hinterwirth*, WRG (NWV, 2008), und die dort zitierte Rechtsprechung. Die Beurteilung konzentriert sich auf öffentlich-rechtliche Aspekte des Wasserrechts und des (OÖ) Raumordnungsrechts; zivilrechtliche Fragen werden im Zusammenhang mit dem öffentlichen Wassergut (§ 4 WRG 1959) angesprochen.

Grundlegendes

Überflutungsgebiet

Als Überflutungsgebiet wird der bei Hochwässern benetzte Teil der Erdoberfläche bezeichnet. Jener Teil des Überflutungsgebiets, der ausufernde Wässer aufnimmt und mit zeitlicher Verzögerung wieder dem Abfluss überlässt – der maW abflussdämpfend wirkt –, wird als Retentionsraum bezeichnet. Ein solcher Retentionsraum kann naturgegeben sein oder durch menschliches Zutun geschaffen werden (Schutzwasserbau).

Der Begriff „Überflutungsgebiet“ ist für sich allein nicht präzise räumlich einzugrenzen. Erst durch Bezugnahme auf eine bestimmte Abflussmenge im Gewässer (herkömmlicher Weise ausgedrückt durch Angabe eines Hochwasserereignisses bestimmter Jährlichkeit) können die Grenzen des bei einem solchen Ereignis benetzten Gebiets bestimmt werden. Maßgeblich ist dabei im Allgemeinen die nach den Grundsätzen der Hydrographie ermittelte Häufigkeit (Jährlichkeit, Dimension) von Hochwässern. Seite: 3

Aber auch diese Grenzen sind keineswegs feststehend. Das Kriterium der Jährlichkeit ist in seiner Aussagekraft nämlich von Beobachtungszeitraum und –dichte abhängig, das Ergebnis daher unscharf und wechselnd; Abflüsse gleicher Jährlichkeit sind für unterschiedliche Beobachtungszeiträume keineswegs gleich, und durch Veränderungen im Umfeld bzw Einzugsgebiet des Gewässers werden Abflussvorgänge und damit auch die Grenzen der Überflutungsgebiete laufend beeinflusst.

Wenn es um die Beurteilung der Auswirkungen einer Maßnahme auf den Hochwasserabfluss geht, kann rechtlich entscheidend grundsätzlich nur der zum jeweiligen Beurteilungszeitpunkt gegebene IST-Zustand sein; dieser muss im konkreten Fall für die als maßgeblich anzusehenden Abflussereignisse fachlich ermittelt werden. Welche Abflussereignisse in diesem Sinn als „maßgeblich“ angesehen werden, hängt von Wertungen ab und ist letztlich – soweit nicht rechtsverbindlich vorgegeben – eine Frage willentlicher (projektbezogener, politischer, etc) Entscheidung.

Seit Inkrafttreten der WRG-Nov 1990 am 1.7.1990 gilt als das für die Bewilligungspflicht iSd § 38 Abs 1 WRG maßgebliche Hochwasserabflussgebiet das bei 30-jährlichen

Hochwässern überflutete Gebiet. 30-jährliche Hochwässer sind solche, die sich im Durchschnitt alle 30 Jahre wiederholen. Unter „Hochwasserabflussgebiet“ ist dabei nicht allein der Bereich der fließenden Welle zu verstehen, sondern auch der für einen geordneten Ablauf von Hochwässern erforderliche Rückstau- und Retentionsraum, maW das bei HQ₃₀ de facto überflutete Gebiet, in dem die Errichtung von Anlagen udgl. eine öffentlichen Interessen und fremden Rechten nachteilige Beeinflussung des Hochwasserablaufes bewirken können. § 38 WRG gilt damit für das gesamte bei 30-jährlichen Hochwässern überflutete Gebiet. Ob eine bestimmte Maßnahme in einem Gebiet gesetzt wird, das bei 30-jährlichen Hochwässern überflutet wird, kann nach VwGH 29.6.1995, 94/07/0071, nur auf Grund entsprechender - durch begründete Sachverständigengutachten untermauerter - Feststellungen beurteilt werden.

Der fachlichen Beurteilung im Wasserbau sowie der Projektierung von Maßnahmen nach dem WBFG werden im Allgemeinen 30-jährliche und 100-jährliche Hochwässer, Maßnahmen der WLV auch 150-jährliche Ereignisse, zugrundegelegt. Die Wahl des „Bemessungshochwassers“ für ein konkretes Hochwasserschutzvorhaben (das Projektziel) ist aber allein Sache des Bewilligungswerbers; sie wird sich zumeist an einer Abwägung von Kosten und potentiellen Schäden für Hochwässer unterschiedlicher Häufigkeit orientieren.

Die HW-RL verlangt für ein effektives Hochwasserrisikomanagement explizit die Ausweisung bzw Beurteilung von

- a. Hochwasser mit niedriger Wahrscheinlichkeit oder Szenarien für Extremereignisse;
- b. Hochwasser mit mittlerer Wahrscheinlichkeit (voraussichtliches Wiederkehrintervall ≥ 100 Jahre);
- c. ggf Hochwasser mit hoher Wahrscheinlichkeit.

In welcher Weise dies bei Umsetzung der HW-RL nationale Geltung erlangen wird, ist derzeit offen.

Wenn also von der „Freihaltung von Retentionsräumen“ die Rede ist, ist es nötig klarzustellen, welche Abflussereignisse nach welchem Beobachtungszeitraum dabei in Betracht gezogen werden sollen.

Anzumerken ist in diesem Zusammenhang, dass das Schadenspotential von Hochwässern keineswegs in linearem Verhältnis zu ihrer Häufigkeit bzw. zur überfluteten Fläche steht, sondern maßgeblich auch von lokalen Strömungen, Fließgeschwindigkeiten, Hindernissen sowie dem Wert der gefährdeten Objekte sowie möglichen Folgeschäden (zB Austrag von Schadstoffen) beeinflusst wird. Eine Reduzierung (Einengung) der Betrachtung auf das durch eine Anlage verdrängte Wasservolumen bietet daher wohl keinen tauglichen Vergleichsmaßstab für die Beurteilung der Auswirkungen einer Anlage auf den Hochwasserabfluss. Diese Aspekte werden hier aber vorerst ausgeblendet.

Summenwirkung

Unter Berücksichtigung der „Summenwirkung“ („Summationseffekte“) versteht man den Vorgang, bei der Beurteilung einer Einzelmaßnahme nicht bloß isoliert deren mögliche Auswirkungen auf Schutzgüter zu betrachten, sondern auch die Wechselwirkung mit den Auswirkungen anderer Maßnahmen zu berücksichtigen. Dabei ist allerdings zu beachten, dass sich solche Auswirkungen mehrerer Anlagen bzw unterschiedlicher Maßnahmen nicht bloß aufsummieren, sondern noch zusätzlich, uU exponentiell, verstärken oder aber auch einander abmindern können. Ein bloßes Addieren bestimmter Mess- oder Schätzwerte reicht daher zu einer realitätsnahen Abschätzung von Summationseffekten nicht aus.

Der VwGH hat sich in seinem Erkenntnis vom 4.7.1989, Zl. 88/07/0135, mit den Auswirkungen einer größeren Zahl von Grundwasserentnahmen für landwirtschaftliche Beregnungen auseinandergesetzt und dabei richtungweisend festgehalten:

„Die für die Nutzung eines Wasservorkommens bereits erteilten wr Bewilligungen verringern die für einen Neubewerber rechtlich zur Verfügung stehende Wassermenge, soweit die angestrebte Nutzung durch Überschreitung der Summe der Auswirkungen aller bestehenden Berechtigungen Rechte Dritter zu beeinträchtigen vermag. Bei einer Mehrzahl von Grundwasserentnahmen für Beregnungszwecke muss die Beurteilung der daraus in Summe resultierenden Beeinträchtigung fremder Rechte nicht, wie sonst, das volle Ausmaß der erteilten Konsense berücksichtigen, sondern kann von einem im Hinblick auf die Vielzahl der Beregnungsrechte und deren befristete Konsensdauer, während der ein Ausgleich zwischen beregnungsintensiven und beregnungsschwachen Jahren entsprechend der im jeweiligen Jahr fallenden Niederschlagsmenge und deren zeitlicher Verteilung stattfindet, verminderten Mittelwert der tatsächlichen Gesamtentnahmemenge ausgehen. Dieser wird sich an einem ökonomischen Einsatz der Feldberegnung und dem unterschiedlichen

Beregnungsbedarf der in der Regel angebauten Feldfrüchte zu orientieren haben. Ab Erreichung eines mit hydrologischen Methoden messbaren Ausmaßes summierter Auswirkungen von Grundwasserentnahmen für Beregnungszwecke auf fremde Wasserbenutzungsrechte kann die Erteilung weiterer wr Entnahmebewilligungen nur rechtmäßig sein, wenn die Inhaber betroffener Wasserbenutzungsrechte dem zustimmen oder diese Rechte durch Einräumung von Zwangsrechten beseitigt werden.“

Diese Aussagen wurden später wie folgt ergänzt:

„Läge auf Grund des Summationseffekts ua durch andere Anlagen gerade noch keine Beeinträchtigung der Rechte des Betroffenen vor und würde diese Beeinträchtigung durch die Anlage des Bewilligungswerbers ausgelöst, so stünde dies der Erteilung einer wr Bewilligung selbst dann entgegen, wenn von der Anlage des Bewilligungswerbers „für sich allein genommen“ keine Beeinträchtigung der Rechte des Betroffenen ausginge. Dies gilt auch dann, wenn zwar von der Anlage des Bewilligungswerbers „für sich allein genommen“ keine Beeinträchtigung ausginge, aber durch die genannte Summenwirkung auch ohne die Anlage des Bewilligungswerbers bereits eine Beeinträchtigung des Wasserrechts des Betroffenen gegeben wäre, die durch die neue Anlage bestärkt würde.“ (VwGH 17.10.2002, 2001/07/0061, ua).

Für wr bewilligungspflichtige Vorhaben ergibt sich die Berücksichtigung der Summenwirkung schon aus der Notwendigkeit der Berücksichtigung der im Bewilligungszeitpunkt gegebenen aktuellen wasserwirtschaftlichen Situation (vgl. § 13 Abs 1 WRG, für Vorhaben nach § 38 WRG explizit VwGH 25.7.2002, 2001/07/0037). In die Beurteilung sind demnach die Auswirkungen aller bereits bestehenden Anlagen mit einzubeziehen, wobei es keine Rolle spielt, ob sie zu Recht bestehen oder nicht. Eine bestehende Anlage kann daher nicht etwa deshalb außer Betracht bleiben, weil sie eine eigenmächtige Neuerung darstellt; so lange sie de facto besteht und damit die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse beeinflusst, so lange ist sie Teil des für ein Vorhaben maßgeblichen Umfeldes und daher zu berücksichtigen.

Dies gilt auch in Bezug auf § 38 WRG, und zwar sowohl für die Frage der Bewilligungspflicht als auch für die Frage der Bewilligungsfähigkeit einer geplanten Anlage; in beiden Fällen ist der faktisch bestehende, dh ua durch bereits existierende Anlagen (uU negativ) veränderte – und durch jede neue Anlage wiederum veränderte - Hochwasserabfluss, keinesfalls aber ein auf einen bestimmten früheren Zeitpunkt bezogener fiktiver „natürlicher“ oder rechtlich planmäßig fixierter Ausgangszustand maßgeblich.

Die Auswirkungen bereits bestehender Anlagen sind daher als Ausgangslage mit zu berücksichtigen, wobei der Frage der Rechtmäßigkeit des Anlagenbestandes keine Bedeutung zukommt. Was der VwGH als „Summationseffekt“ bezeichnet, ist diese durch die Auswirkungen früher errichteter Anlagen bewirkte Gestaltung der aktuellen faktischen Verhältnisse.

Eine andere Frage ist die, wie die Auswirkungen bestehender Anlagen zu berücksichtigen sind. Es kann möglich sein, durch bloße Aufsummierung maßgeblicher Faktoren einen Schwellenwert für die Beurteilung der neuen Anlage zu ermitteln, etwa durch Addition der Konsensmengen bestehender Entnahmerechte und Hinzurechnung faktischer Ableitungen das für eine Neubewilligung zur Verfügung stehende Wasserdargebot abzuschätzen (vgl oben VwGH 17.10.2002, Zl. 2001/07/0061, ua). Dass dies aber nicht zwingend ist, sondern auch andere Lösungen rechtlich möglich sind, wurde im obzit. Erkenntnis des VwGH vom 4.7.1989, Zl. 88/07/0135, angedeutet. Inwieweit im Rahmen von Sicherheitszuschlägen in einem Worst-Case-Szenario vorsorglich auch künftiges Fehlverhalten von Menschen wie etwa Missachtung von Konsensbeschränkungen und – auflagen, eigenmächtige Neuerungen, Sabotageakte, Versagen von Anlagen und Schutzeinrichtungen (Störfälle) sowie natürliche Katastrophen (Erdbeben, Massenbewegungen udgl) berücksichtigt werden, ist letztlich eine Frage, die an Hand der konkreten Problemstellung zu entscheiden wäre.

Dass bestehende Anlagen zu berücksichtigen sind, ist wohl naheliegend. Unklar ist aber, inwieweit auch zukünftig erst zu erwartende Maßnahmen mit ihren potentiellen Auswirkungen in die Beurteilung einzubeziehen sind.

Das WRG bietet keine Grundlage für die Versagung einer beantragten Bewilligung aus präventiven Gründen; ein allenfalls in der Zukunft vorliegender Umstand erhöhter Bebauung und Versiegelung kann somit für die Bewilligungsfähigkeit eines Vorhabens nicht maßgeblich sein. „Fiktive künftige und daher völlig unbestimmbare Momente, wie die Verbauung und Versiegelung der Liegenschaften im Oberlauf, darf die Behörde ihrer in der konkret vorliegenden Situation zu treffenden Entscheidung hingegen nicht zu Grunde legen“ (VwGH 25.7.2002, 2001/07/0037; 17.10.2002, 2001/07/0061).

Differenziert zu sehen sind Anlagen, die bereits bewilligt sind, aber noch nicht errichtet wurden. Solche Anlagen zählen formal zum Rechtsbestand, und ihre Auswirkungen wurden im Bewilligungsverfahren geprüft und für hinnehmbar erachtet. Hier

wird es wohl darauf ankommen, ob die Bewilligung bereits in Rechtskraft erwachsen ist, ob mit dem Bau bereits begonnen wurde oder mit der Realisierung in absehbarer Zeit zu rechnen ist, oder ob der Errichtung Hindernisse wie eklatanter Geldmangel, fehlende anderweitige Bewilligungen, einschlägige Absichtserklärungen uam entgegenstehen, die eine fristgerechte Verwirklichung (§ 112 WRG) nicht erwarten lassen.

Wie die Berücksichtigung der Summenwirkung konkret zu handhaben ist, hängt also von den Verhältnissen im Einzelfall, von der jeweiligen Fragestellung sowie davon ab, welche Faktoren dabei zu betrachten sind.

Da die Summenwirkung als Richtschnur für Bewilligungsverfahren gilt, kann sie bei nicht (wr) bewilligungspflichtigen Maßnahmen nicht helfen. Die Summenwirkung solcher – je für sich geringfügiger – Maßnahmen kann aber sehr wohl für neue wr bewilligungspflichtige Vorhaben ein maßgeblicher Faktor sein. So könnten durch abflussverändernde Maßnahmen außerhalb des Abflussgebietes 30-jährlicher Hochwässer dessen Grenzen verschoben werden. Damit könnten Anlagen, die bisher außerhalb gelegen und daher wr nicht bewilligungspflichtig waren, sich nun innerhalb dieses Gebietes befinden. Sie werden damit zwar nicht nachträglich bewilligungspflichtig, de facto aber einer höheren Gefährdung ausgesetzt. Da es sich dabei zumeist um die Summenwirkung zahlreicher individuell nicht konkretisierbarer Einzelmaßnahmen handelt, dürfte eine wirksame Abwehr kaum möglich sein.

Rechtslage nach dem Wasserrecht des Bundes:

Maßgeblich für behördliche Maßnahmen ist das Wasserrechtsgesetz 1959 - WRG 1959, BGBl 1959/215 (Wv), zuletzt geändert durch BGBl I 2006/123 (Wasserrechtsgesetznovelle 2006).

In Betracht kommen grundsätzlich wasserwirtschaftliche Planungsmaßnahmen und individuelle Bewilligungspflichten.

Wasserwirtschaftliche Planungsmaßnahmen

Die wasserwirtschaftlichen Planungsinstrumente des WRG bzw dessen Verordnungsermächtigungen bieten derzeit keine taugliche Grundlage für die Freihaltung von

Retentionsräumen. Das WRG wurde zwar durch Übernahme der WRRL tendenziell ausgebaut, Schwerpunkt bleibt dabei aber die Gewässergüte. Ob und inwieweit im Zusammenhang mit der noch ausstehenden Umsetzung der Hochwasser-Richtlinie hier entsprechende neue Möglichkeiten geschaffen werden könnten, ist offen.

Indirekt wirksam können Gefahrenzonenpläne von Flussbau und Wildbach- und Lawinenverbauung sein. Es sind dies auf ForstG bzw WBFG gestützte Fachgutachten ohne unmittelbare rechtliche Verbindlichkeit, die über Hochwassergefahren – auch außerhalb der Bereiche 30-jährlicher Hochwässer – Auskunft geben, und die als Fachgrundlagen in Behördenverfahren sowie – ua - nach den Raumordnungsgesetzen der Länder im Rahmen der Flächenwidmung zu beachten sind (vgl *Hauer/Nussbaumer* [Hsg], Raum- und Fachplanungsrecht, 2006; siehe auch unten). Ihre Missachtung begründet zwar ggf Verantwortung und Haftung (vgl insbesondere OGH 28.11.2006, 1 Ob 158/06a = RdU 2007/111, und OGH 28.11.2006, 1 Ob 178/06t = RdU 2007/112), ihre Einhaltung kann aber derzeit nicht unmittelbar erzwungen werden.

Individuelle Bewilligungspflicht

Bei allen Bewilligungstatbeständen nach dem WRG – insbesondere für Wasserbenutzungen, Einwirkungen auf die Wasserbeschaffenheit sowie für Schutz- und Regulierungswasserbauten – können Auswirkungen des Vorhabens auf den Hochwasserabfluss im Rahmen des Schutzes öffentlicher Interessen (§ 105 WRG) und fremder Rechte (§ 12 Abs 2 WRG) mit behandelt werden. Soweit unmittelbare Eingriffe in Hochwasserabflussgebiete von den genannten Bewilligungstatbeständen nicht erfasst werden, werden sie in § 38 WRG behandelt, weshalb in erster Linie dieser hier näher behandelt wird.

Gem § 38 WRG ist zur Errichtung und Abänderung von Brücken, Stegen und von Bauten an Ufern, dann von anderen Anlagen innerhalb der Grenzen des Hochwasserabflusses fließender Gewässer sowie von Unterführungen unter Wasserläufen, schließlich von Einbauten in stehende öffentliche Gewässer, die nicht unter die Bestimmungen des § 127 (bezieht sich auf Eisenbahnbauten) fallen, nebst der sonst etwa erforderlichen Genehmigung auch die wasserrechtliche Bewilligung einzuholen, wenn eine solche nicht schon nach den Bestimmungen des § 9 oder § 41 dieses Bundesgesetzes erforderlich ist. Nicht von der Bewilligungspflicht nach § 38 WRG erfasst sind Maßnahmen im Rahmen von Vorhaben nach §§ 9, 32 oder 41 WRG, doch können die nach § 38 WRG relevanten

Aspekte dort mit berücksichtigt werden. Ein – hier nicht weiter behandelte – Sonderfall sind Zuständigkeitsverlagerungen und konzentrierte Genehmigungsverfahren (zB UVP, Bodenreform).

Brücken, Stege und Bauten an Ufern sowie Unterführungen unter Wasserläufen und Einbauten in stehende öffentliche Gewässer werden im Folgenden ausgeblendet, weil sich die vorliegende Fragestellung vorwiegend auf Überflutungsräume bezieht.

Die Bewilligungspflicht bezieht sich auf Anlagen innerhalb der Grenzen des Hochwasserabflusses fließender Gewässer. Nicht von der Bewilligungspflicht nach § 38 WRG erfasst sind daher Überflutungsbereiche bei stehenden Gewässern, und zwar auch dann, wenn diese Gewässer von Wasserläufen durchflossen werden (Zufluss, Abfluss, Strömung, ...) und gewisse örtlich, zeitlich, klimatisch und jahreszeitlich unterschiedliche Spiegelschwankungen aufweisen. Als stehende Gewässer sind insbesondere Seen und Teiche anzusehen.

Als das für die Bewilligungspflicht nach § 38 WRG relevante Hochwasserabflussgebiet gilt kraft ausdrücklicher gesetzlicher Anordnung das bei 30-jährlichen Hochwässern (HQ₃₀) überflutete Gebiet. Unter „Hochwasserabflussgebiet“ ist dabei nicht allein der Bereich der fließenden Welle zu verstehen, sondern auch der für einen geordneten Ablauf von Hochwässern erforderliche Rückstau- und Retentionsraum.

Nicht von der Bewilligungspflicht nach § 38 WRG erfasst sind daher Überflutungsbereiche jenseits der Anschlaglinie von 30-jährlichen Hochwässern. Bei in längeren als 30-jährlichen Zeitintervallen auftretenden Hochwässern überflutete Gebiete im Hinterland, in denen Anlagen eine nachteilige Beeinflussung des Ablaufes solcher Hochwässer bewirken können, werden wasserrechtlich nicht erfasst.

Im Bereich des Abflusses 30-jährlicher Hochwässer bei fließenden Gewässern besteht uneingeschränkte Bewilligungspflicht für alle Anlagen, wobei unter „Anlage“ alles zu verstehen ist, was durch die Hand des Menschen „angelegt“, also errichtet wird; „Anlage“ ist der weitere, „Bau“ der engere Begriff. Als „Anlagen“ wurden in der Rechtsprechung des VwGH etwa Uferanschüttungen, Holzablagerungen, Schotteranschüttungen, eine Straßenaushub-Deponie, das Aufstellen eines nicht fahrbereiten Autobusses, die Umfriedung eines Grundstücks, ein Maschendrahtzaun, eine Christbaumkultur, eine Badehütte, ein

Bootsanlegeplatz, eine Hafenanlage, eine Baugrube, eine Mauer und Betonfundament am Rand eines Gewässerbettes bezeichnet.

Alle derartigen Maßnahmen bedürfen also jedenfalls einer wr Bewilligung. Ob mit einer solchen Anlage eine Reduzierung des Retentionsraums verbunden ist, ist für die Bewilligungspflicht irrelevant, kann aber für die Erteilung der Bewilligung bedeutsam sein. Eine Versagung der Bewilligung ist aber nur für konkrete Projekte (Anlagen) und nur dann möglich, wenn eine konkrete Besorgnis einer erheblichen Beeinträchtigung des Hochwasserablaufes vorliegt.

Nicht von der Bewilligungspflicht nach § 38 WRG erfasst sind bloße Planungen und Widmungen. Fiktive künftige und daher völlig unbestimmbare Momente, wie die auf Grund der Flächenwidmung mögliche Verbauung und Versiegelung von Liegenschaften im Oberlauf darf die Behörde nicht zum Gegenstand ihrer Entscheidung machen. Die Widmung eines Grundstückes als Bauparzelle löst daher für sich allein noch kein Verfahren nach § 38 WRG aus. Erst wenn später auf der Liegenschaft konkrete Anlagen innerhalb der Grenzen des Hochwasserabflussgebietes errichtet werden, wäre nach § 38 WRG vorzugehen.

Beurteilungsgrundlage

Unter „Hochwasserabflussgebiet“ iSd § 38 WRG ist der für den Ablauf von 30-jährlichen Hochwässern in der Realität erforderliche Rückstau- und Retentionsraum, maW das bei HQ_{30} de facto überflutete Gebiet, zu verstehen. Für das Auslösen der Bewilligungspflicht nach § 38 WRG ist somit der jeweilige IST-Zustand eines Gewässers maßgeblich. Damit kann ein - allenfalls nie erreichter bzw nicht mehr bestehender – Ausbauzustand bestehender Hochwasserschutzmaßnahmen für die Bewilligungspflicht von Anlagen innerhalb der Grenzen des faktischen Hochwasserabflusses nicht maßgeblich sein. Auch der Ausweisung der Abflussgrenzen von Hochwässern bestimmter Jährlichkeit im Wasserbuch kommt nur vorläufige Aussagekraft zu. Mit Rücksicht auf die sich immer wieder ändernden Abflussverhältnisse dient die Ausweisung im Wasserbuch insbesondere einer ersten Orientierung und Information und stellt kein Präjudiz für die Beurteilung des Einzelalles dar.

Beurteilungsgrundlage ist also der faktisch bestehende, ua auch durch bereits existierende Anlagen bestimmte – und durch jede neue Anlage wiederum veränderte - Hochwasserabfluss, keinesfalls aber ein auf einen bestimmten früheren Zeitpunkt bezogener fiktiver „natürlicher“ oder rechtlich planmäßig fixierter Ausgangszustand. Daraus ergibt sich, dass die Auswirkungen bereits bestehender Anlagen auch die Bewilligungspflicht und Bewilligungsfähigkeit neuer Anlagen bestimmen, wobei der Frage der Rechtmäßigkeit des Anlagenbestandes keine Bedeutung zukommt. Diese durch die Auswirkungen früher errichteter Anlagen bewirkte Gestaltung der aktuellen faktischen Verhältnisse ist es, was der VwGH als „Summationseffekt“ bezeichnet hat.

Es ist daher stets im Einzelfall zu prüfen, ob sich eine Anlage im faktischen Abflussbereich 30-jährlicher Hochwässer befindet. Dies wird zwar in vielen Fällen außer Diskussion stehen, kann aber vor allem dann fraglich sein, wenn eine Anlage nahe der Wasseranslagslinie 30-jährlicher Hochwasserabflüsse situiert wird. Es ist in solchen Fällen keineswegs a priori mit Sicherheit zu sagen, ob sich die Anlage noch innerhalb oder bereits außerhalb des Abflussbereiches 30-jährlicher Hochwässer befindet; dies ist im Einzelfall – möglichst zeitnah zur zu treffenden Entscheidung - zu untersuchen, um klarzustellen, ob Bewilligungspflicht besteht oder nicht. Damit mangelt es insoweit an der für die Beteiligten erforderlichen Planungs- und Rechtssicherheit. Würde nämlich zu Unrecht Bewilligungsfreiheit angenommen, besteht nicht nur Strafbarkeit, sondern auch das – unter Umständen kostenträchtige - Risiko eines wasserpolizeilichen Einschreitens nach §138 WRG.

Bewilligungskriterien

Die Bewilligung von Anlagen im Hochwasserabflussbereich hat sich unter dem Aspekt von Hochwasserablauf und –retention daran zu orientieren, ob und inwieweit die geplante Anlage als solche Einwirkungen auf Gewässer zur Folge hat, durch die öffentliche Interessen durch eine erhebliche Beeinträchtigung des Hochwasserablaufs bzw Rechte Dritter durch substantielle Einwirkungen verletzt werden. Ob eine solche Beeinträchtigung bzw Verletzung vorliegt oder nicht, ist von der Behörde zu prüfen und zweifelsfrei nachzuweisen; vom Bewilligungswerber kann nicht verlangt werden, dass er selbst die Unbedenklichkeit seines Vorhabens nachweise.

Öffentliches Interesse

Unter dem Gesichtspunkt des öffentlichen Interesses kann ein Antrag auf Bewilligung ua dann als unzulässig angesehen oder nur unter entsprechenden Auflagen und Nebenbestimmungen bewilligt werden, wenn eine erhebliche Beeinträchtigung des Ablaufes der Hochwässer und des Eises zu besorgen ist (§ 105 WRG).

Eine Beeinflussung der Hochwasserabfuhr muss also, um im öffentlichen Interesse rechtlich relevant zu sein, „erheblich“ sein, weshalb keineswegs auf „jedwede negative Einwirkung“ abzustellen ist; nachteilige Auswirkungen, die die Erheblichkeitsschwelle nicht erreichen, sind unter dem Gesichtspunkt des Schutzes öffentlicher Interessen rechtlich nicht relevant. Eine solche „nicht erhebliche“ Beeinträchtigung des Hochwasserabflusses muss daher unter dem Gesichtspunkt öffentlichen Interesses hingenommen werden. Die mögliche Aufsummierung von „nicht erheblichen“ Beeinträchtigungen des Hochwasserabflusses zu einer letztlich erheblichen Beeinträchtigung ist für die Beurteilung der Einzelmaßnahme unerheblich, weil für jede Maßnahme der gegebene Bestand als Ausgangszustand anzunehmen ist.

Eine „erhebliche“ Beeinträchtigung des Hochwasserabflusses kann nach Maßgabe der der Behörde obliegenden Abwägung unterschiedlicher Aspekte des öffentlichen Interesses entweder unter Auflagen hingenommen oder als Grund für die Versagung der Bewilligung herangezogen werden; dabei ist der Grundsatz der Verhältnismäßigkeit zu beachten.

Ab welcher Intensität eine Beeinträchtigung des Hochwasserabflusses als „erheblich“ anzusehen ist, ist dem WRG und der Rechtsprechung aber nicht zu entnehmen.

Fremde Rechte

Unter dem Gesichtspunkt des Schutzes fremder Rechte (§ 12 Abs 2 WRG) ist eine Bewilligung dann zu versagen, wenn eine substanzielle Beeinträchtigung solcher Rechte durch projektsbedingte Veränderungen des Hochwasserabflusses einwandfrei hervorgekommen ist – zB Liegenschaften durch die Auswirkungen einer durch das Projekt bedingten Änderung der Hochwasserabfuhr größere Nachteile im Hochwasserfall als zuvor

erfahren würden - und der Berechtigte dieser Beeinträchtigung nicht zugestimmt hat. Als Beurteilungsmaßstab ist dabei ein 30-jährliches Hochwasser heranzuziehen.

Vom Betroffenen akzeptierte Beeinträchtigungen sind allerdings von der Behörde hinzunehmen, auch bloß mögliche sowie nicht substanzielle Beeinträchtigungen sowie Beeinträchtigungen nur im Falle seltenerer als 30-jährlicher Hochwässer vermögen eine Versagung der Bewilligung nicht zu tragen.

Der Begriff der „substanziellen Beeinträchtigung“ wurde von der Rechtsprechung des VwGH entwickelt: Mögliche sekundäre, nicht die Substanz des Grundeigentums berührende Einwirkungen können im Verfahren nach § 38 WRG nicht mit Aussicht auf Erfolg geltend gemacht werden (judiziert bzgl Uferanlandungen und Verschmutzungen sowie Sedimentablagerungen von 0,146 mm/m²).

Summationseffekt bei § 38 WRG

Beurteilungsgrundlage sowohl für die Frage der Bewilligungspflicht als auch für die Frage der Bewilligungsfähigkeit ist der faktisch bestehende, dh ua durch bereits existierende Anlagen (negativ) veränderte – und durch jede neue Anlage wiederum veränderte - Hochwasserabfluss, keinesfalls aber ein auf einen bestimmten früheren Zeitpunkt bezogener fiktiver „natürlicher“ oder rechtlich planmäßig fixierter Ausgangszustand.

Die Auswirkungen bereits bestehender Anlagen sind daher als Ausgangslage mit zu berücksichtigen, wobei der Frage der Rechtmäßigkeit des Anlagenbestandes keine Bedeutung zukommt. Die Bewilligung muss erteilt werden, wenn nicht einwandfrei hervorgekommen ist, dass durch das zur Bewilligung anstehende Vorhaben öffentliche Interessen bzw fremde Rechte verletzt werden. Umgekehrt bedeutet dies, dass Anlagen im Hochwasserabflussbereich zugelassen werden müssen, wenn sie im Einzelfall – auch unter Berücksichtigung von Summationseffekten – für sich betrachtet den Hochwasserabfluss nicht erheblich behindern bzw fremde Rechte nicht substanziell verletzen oder der Betroffene zustimmt.

Das Bewilligungsregime des § 38 WRG vermag daher keineswegs zu verhindern, dass der Hochwasserabfluss durch eine faktische Summation der – im Einzelfall geringfügigen –

Auswirkungen bewilligter Anlagen gegenüber den zu einem früheren Zeitpunkt X gegebenen Abflussverhältnissen letztlich doch erheblich verändert werden kann.

Verschärft wird dies durch je für sich marginale Veränderungen der Oberflächen-nutzung sowohl im Hochwasserabflussbereich als auch im Hinterland (Einzugsgebiet), die die ober- und unterirdischen Zuflussverhältnisse zu einem Gewässer bzw Gewässerabschnitt berühren. Solche Veränderungen außerhalb des Bereiches 30-jährlicher Hochwasserabflüsse sind – sofern sie überhaupt erkannt werden – wasserrechtlich nur erfassbar, wenn sie mit einem sonst wasserrechtlich bewilligungspflichtigen Vorhaben in Verbindung stehen.

Bewilligung

Die Bewilligung einer Anlage im Hochwasserabflussbereich kann zur Wahrung öffentlicher Interessen und fremder Rechte erforderlichenfalls unter Auflagen erteilt werden. Auflagen müssen als bedingte Polizeibefehle eindeutig und konkret formuliert und der Vollstreckung zugänglich sein. Vorschreibungen, die das Vorhaben wesentlich ändern oder ergänzen, sind unzulässig.

Kompensationsmaßnahmen für Verluste an Retentionsraum wären projektsändernd bzw –ergänzend und können daher nicht vorgeschrieben werden.

Gegen den Willen des Betroffenen kann eine Bewilligung nach § 38 WRG nicht erteilt werden; die Einräumung von Zwangsrechten ist nicht möglich.

Rechtslage nach dem Raumordnungsrecht in Oberösterreich

Dem Oö. Raumordnungsgesetz 1994, LGBl. Nr. 114/1993, sind sachbezogen folgende Regelungen zu entnehmen:

Zu den Zielen der Raumordnung gehört die Vermeidung und Verminderung des Risikos von Naturgefahren für bestehende und künftige Siedlungsräume. Daher sind in Flächenwidmungsplänen ua Gefahrenzonenpläne gemäß Forstgesetz 1975 sowie „festgelegte Hochwasserabflussgebiete“ auszuweisen (unklar ist, was unter „festgelegten

Hochwasserabflussgebieten“ zu verstehen ist, da wasserrechtlich eine solche „Festlegung“ nicht vorgesehen ist).

Als Bauland dürfen nur Flächen vorgesehen werden, die sich auf Grund der natürlichen und der infrastrukturellen Voraussetzungen für die Bebauung eignen. Flächen, die sich wegen der natürlichen Gegebenheiten (wie Grundwasserstand, Hochwassergefahr, Steinschlag, Bodenbeschaffenheit, Lawinengefahr) für eine zweckmäßige Bebauung nicht eignen, dürfen nicht als Bauland gewidmet werden (die Bezugnahme auf „natürliche Gegebenheiten“ scheint einschlägige Gefahren durch menschlich geschaffene Gegebenheiten auszuschließen, womit etwa die durch eine Anlage bewirkte Hochwassergefahr einer Baulandwidmung nicht im Wege stünde).

Flächen im 30-jährlichen Hochwasserabflussbereich dürfen nicht als Bauland gewidmet werden. Flächen im 100-jährlichen Hochwasserabflussbereich dürfen nicht als Bauland gewidmet werden, es sei denn, dass Hochwasserabfluss- und Rückhalteräume dadurch nicht maßgeblich beeinträchtigt werden und ein Ausgleich für verloren gehende Retentionsräume nachgewiesen wird sowie das Bauland dadurch nicht um Bereiche mit erheblich höherem Gefahrenpotential erweitert wird. Ausgenommen von diesen Verboten sind jeweils Flächen für Bauwerke, die auf Grund ihrer Funktion ungeachtet einer Hochwassergefährdung an bestimmten Standorten errichtet werden müssen (z.B. Schifffahrtseinrichtungen).

Alle nicht als Bauland oder Verkehrsflächen gewidmeten Flächen sind als Grünland zu widmen. Flächen des Grünlandes, die nicht für die Land- und Forstwirtschaft bestimmt sind und nicht zum Ödland gehören, sind im Flächenwidmungsplan gesondert zu widmen. Im Grünland dürfen allerdings jene Bauten und Anlagen errichtet werden, die nötig sind, um dieses bestimmungsgemäß zu nutzen. Außerdem dürfen im Grünland bestehende land- und forstwirtschaftliche Gebäude und Gebäudeteile für Wohn-, Verwaltungs-, Schulungs-, Seminar- und Lagerzwecke sowie für Klein- und Mittelbetriebe, die die Umgebung nicht wesentlich stören, unter bestimmten Voraussetzungen verwendet bzw durch Neubauten ersetzt werden. Die Beherbergung von Gästen als häusliche Nebenbeschäftigung ist nur in bestehenden Gebäuden zulässig.

Nach diesen Bestimmungen ist die absolute Freihaltung von Retentionsräumen nicht möglich. Lediglich die gebotene Bedachtnahme auf Naturgefahren – allenfalls in

Verbindung mit drohender Haftung - kann die Baubehörden zu einer gewissen Zurückhaltung bei der Zulassung von Objekten in Überflutungsgebieten anregen.

Zur Verantwortung der Gemeinde und der – ggf auch persönlichen Haftung – ihrer Amtsträger für die Beachtung der raumordnungsrechtlich normierten Ersichtlichmachung im Flächenwidmungsplan bzw überhaupt des Gefahrenpotentials von Hochwässern bei der Genehmigung von Bauvorhaben sei beispielhaft auf die jüngste Rechtsprechung des OGH verwiesen. Es heißt dort (*Hervorhebung d. Verf.*):

„Die Pflicht der Gemeinde zur Ersichtlichmachung eines Hochwasserabflussgebiets im Flächenwidmungsplan gem RO-Vorschriften ergibt sich idR bereits aus dem Vorliegen eines Hochwasserabflussgebiets und kann nicht davon abhängen, ob ein Gefahrenzonenplan iSd ForstG erstellt wurde. Ebenso wenig kann diese Verpflichtung davon abhängen, ob seitens anderer Rechtsträger (zufällig) Grundlagen für die Beurteilung als Hochwassergebiet geliefert werden. Vielmehr trifft die Gemeinde bereits bei Bestehen von konkreten Anhaltspunkten für eine Hochwassergefährdung die Verpflichtung - ggf unter Einbeziehung von Informationen und Auskünften anderer Rechtsträger -, sich Gewissheit über das Vorliegen oder Nichtvorliegen eines Hochwasserabflussgebiets zu verschaffen. Vom Schutzzweck der Raumordnungsgesetze sind jedenfalls die subjektiv-öffentlichen Rechte der Liegenschaftseigentümer und ihrer Rechtsnachfolger erfasst. Ein Bauwerber darf sich darauf verlassen, dass bei der Erstellung von Flächenwidmungsplänen die allgemeinen Anforderungen an gesunde Wohn- und Arbeitsverhältnisse berücksichtigt werden, das Gelände also zB nicht unbenützbar durch Altlasten kontaminiert ist oder in einer Gefahrenzone (zB Hochwasser- oder Lawinengefahr) liegt. Es fällt in den Verantwortungsbereich der Gemeinde, wenn sie das Hochwasserabflussgebiet im Flächenwidmungsplan nicht ersichtlich macht und die Baubewilligung erteilt, ohne diese von der Erteilung einer wr Bewilligung abhängig zu machen.

Die Eintragung des Hochwasserabflussgebiets im Wasserbuch gem § 38 Abs 3 ist keine notwendige Voraussetzung für die Ersichtlichmachung eines solchen Gebiets im Flächenwidmungsplan. Aus dem Fehlen der Eintragung eines Hochwasserabflussgebietes im Wasserbuch darf nicht geschlossen werden, es existiere ein solches Gebiet überhaupt nicht. Umfassender Schutz durch die Rechtsträger - insb zur Vorsorge gegen Schäden aus Naturkatastrophen wie Hochwasser, Lawinenabgänge, Erdbeben und Ähnlichem - kann gewiss nicht gewährt werden. Es liegt weitgehend im pflichtgemäßen Ermessen der Rechtsträger, wie die vorhandenen Mittel am zweckmäßigsten eingesetzt werden. Anderes muss allerdings gelten, wenn Gesetze den Ausweis von Gefahrenzonen in Flächenwidmungsplänen oder auf andere Weise fordern, weil dafür Geldmittel vorhanden

sein müssen.“ (OGH 28.11.2006, 1 Ob 158/06a mit Hinweis auf *Schragel*, AHG³ Rz 132 mwH und Rz 163) = RdU 2007/111 (RdU [2007] 06, 209) mit Anm. *Kleewein*)

„Nach herrschender Rsp dient das Baubewilligungsverfahren vor allem dem Zweck, den künftigen Besitzer des bewilligten Baus vor Personen-, Sach-, aber auch solchen Vermögensschäden zu bewahren, die ihm deshalb erwachsen, weil er darauf vertraute, dass der der Baubewilligung entsprechenden Ausführung des Bauvorhabens keine (öffentlich-)rechtlichen Hindernisse entgegenstehen. Die Wahrnehmung dieser - vom Bauwerber oftmals nicht überschaubaren – öffentlich-rechtlichen Rücksichten fällt nicht in seinen, sondern in den Verantwortungs- und Risikobereich der Baubehörde (SZ 72/29; SZ 68/156). Im Hinblick auf den mit der Erteilung der Baubewilligung geschaffenen Vertrauenszustand muss die Baubehörde im Zuge des Baubewilligungsverfahrens auf die Interessen des Bauwerbers Rücksicht nehmen (*Schragel* AHG³, Rz 132; SZ 72/29). Es lag daher im Verantwortungsbereich der Gemeinde, den Kläger im Rahmen des Baubewilligungsverfahrens darüber zu informieren, dass die (massive) Hochwassergefährdung des Bauplatzes erst nach Änderung der Flächenwidmung und Erteilung der Bauplatzbewilligung erkannt worden war. Gerade aus der - wenngleich nicht schuldhaft - verspätet gewonnenen Kenntnis der Hochwassergefährdung ergibt sich die besondere Schutzwürdigkeit der Interessen des Bauwerbers, der nur durch eine entsprechende Erörterung der Hochwassergefährdung Rechnung getragen hätte werden können. Der Einwand der Gemeinde, es bestehe deswegen keine Aufklärungspflicht, weil sich das Baubewilligungsverfahren auf die Prüfung zu beschränken habe, ob das Bauvorhaben den baurechtlichen Vorschriften und dem - wenngleich ohne Berücksichtigung der Hochwassergefährdung - erstellten Flächenwidmungs- und Bebauungsplan entspricht, lässt diese (spezielle) Situation und das mit Erteilung der Baubewilligung geschaffene besondere Vertrauensverhältnis außer Acht. Dass die Erkenntnis der Hochwassergefährdung bei einer Besprechung im Rahmen eines die benachbarte Liegenschaft betreffenden wr Verfahrens gewonnen wurde, ohne dass der mit der Durchführung der Bauverhandlung betraute Organwarter der Gemeinde davon informiert wurde, ist schon deshalb unmaßgeblich, weil auch der Bürgermeister der Gemeinde zu den Teilnehmern an dieser Besprechung zählte. In dessen Verantwortungsbereich lag es, den Interessen des Klägers im Baubewilligungsverfahren Rechnung zu tragen. Es wäre seine Aufgabe gewesen, sich vor Unterzeichnung des Baubewilligungsbescheids zumindest darüber zu vergewissern, dass die Hochwassergefährdung der Liegenschaft im Baubewilligungsverfahren mit dem Kläger erörtert worden war. Die schuldhafte Unterlassung dieser amtswegig zu veranlassenden Aufklärung ist rechtswidrig und führt zur Haftung der Gemeinde, sofern pflichtgemäßes Handeln den Schaden vermieden hätte.

Wenn der Kläger bei Kenntnis der Hochwassergefährdung von der Bauführung Abstand genommen hätte, dann hätte die Gemeinde für alle jene Schäden zu haften, die sich aus der

Veranlassung der Bauführung ergeben, und zwar ohne Rücksicht darauf, dass die Schäden am Wohngebäude konkret durch ein nur alle 200 Jahre auftretendes Hochwasser herbeigeführt wurden.“ (OGH 28.11.2006, 1 Ob 178/06t = RdU 2007/112 (RdU [2007] 06, 211), mit Anm. *Kleewein*)

Das OÖ ROG enthält also zwar erste Ansätze, ist aber von einer „Strategie der vollen Kompensation“ noch weit entfernt. Zwar werden auch die Abflussbereiche von 100-jährlichen Hochwässern erfasst, von den durch Widmungsbeschränkung bewirkten Bauverboten gibt es aber zahlreiche Ausnahmen, und zwar nicht nur für den Altbestand. Die Neuerrichtung von Anlagen (Bauwerken) ist daher fallbezogen durchaus zulässig. Inwieweit die Widmungs- und Baubeschränkungen des OÖ ROG im konkreten Fall ernst genommen werden, hängt nicht zuletzt auch vom Wissensstand der Baubehörden und von deren Risikoeinschätzung ab.

Eine Kompensation für verloren gegangene Retentionsräume ist nur in natura und nur für „maßgebliche“ Beeinträchtigungen der Hochwasserretention durch das konkrete Bauvorhaben vorgesehen.

An die Bestimmungen des OÖ Raumordnungsgesetzes über Widmungen und Baulandeignung knüpft die OÖ Bauordnung an, nach deren § 5 „Grundflächen, die sich wegen der natürlichen Gegebenheiten (wie Grundwasserstand, Hochwassergefahr, Steinerschlag, Bodenbeschaffenheit, Lawinengefahr) für eine zweckmäßige Bebauung nicht eignen oder deren Aufschließung unvermeidbare öffentliche Aufwendungen (für Straßenbau, Wasserversorgung, Abwasserbeseitigung, Energieversorgung und dergleichen) erforderlich machen würde, ... nicht als Bauplätze bewilligt werden“ dürfen. Soweit nicht auf Grund der natürlichen Gegebenheiten die Bauplatzbewilligung zu versagen ist, dürfen Bauplatzbewilligungen für Grundflächen im 30-jährlichen und im 100-jährlichen Hochwasserabflussbereich nur unter der Bedingung erteilt werden, dass Neu-, Zu- und Umbauten von Gebäuden hochwassergeschützt nach Maßgabe des § 27a Oö. Bautechnikgesetz ausgeführt werden können.

Der hier zitierte § 27a Oö Bautechnikgesetz behandelt die hochwassergeschützte Gestaltung von Gebäuden. Es heißt dort:

„(1) Im 30-jährlichen und im 100-jährlichen Hochwasserabflussbereich sind Neu-, Zu- und Umbauten von Gebäuden hochwassergeschützt zu planen und auszuführen.

(2) Abs. 1 gilt nicht für

1. den Neu-, Zu- und Umbau von Gebäuden, die auf Grund ihrer Funktion ungeachtet einer Hochwassergefährdung an bestimmten Standorten errichtet werden müssen (z.B. Schifffahrtseinrichtungen);

2. den Neu-, Zu- und Umbau von Nebengebäuden mit einer bebauten Fläche bis 35 m², sofern sie nicht zur Tierhaltung oder zur Lagerung wassergefährdender Stoffe bestimmt sind.

(3) Unter hochwassergeschützter Gestaltung ist eine Ausführung zu verstehen, durch die ein ausreichender Hochwasserschutz der geplanten Bebauung, soweit sie unter dem Niveau des Hochwasserabflussbereichs (Abs. 1) liegt, gegeben ist. Erforderlichenfalls ist dies auch durch Auflagen oder Bedingungen (§ 35 Abs. 2 bzw. § 25a Abs. 1a Oö. Bauordnung 1994) sicherzustellen. Entsprechende Bestimmungen können auch in einem Bebauungsplan festgelegt werden.

(4) Unter hochwassergeschützter Gestaltung im Sinn des Abs. 3 ist insbesondere zu verstehen, dass

1. der Baukörper gegenüber dem Untergrund abgedichtet oder eine aufgeständerte Bauweise gewählt wird,

2. zu Gebäudeöffnungen Abdichtungs- und Schutzmaßnahmen gegen einen Wassereintritt in das Gebäude vorgesehen und die dazu erforderlichen technischen Einrichtungen funktionsfähig bereitgehalten werden,

3. das Gebäude aus wasserbeständigen Baustoffen und auftriebssicher ausgeführt wird,

4. die Fußbodenoberkanten von Wohnräumen, Stallungen und Räumen mit wichtigen betrieblichen Einrichtungen mindestens 20 cm über dem Niveau des Hochwasserabflussbereichs (Abs. 1) liegen und

5. Räume, die zur Lagerung wassergefährdender Stoffe bestimmt sind, so ausgeführt werden, dass ein Austritt der gelagerten Stoffe verhindert wird.“

Mit den Bestimmungen von Bauordnung und Bautechnikgesetz können zwar im Sinne passiven Hochwasserschutzes schadensmindernde Maßnahmen an Gebäuden vorgesehen werden, Ausnahmen sind allerdings erlaubt; eine Freihaltung von Retentionsräumen ist so nicht möglich.

Die Freihaltung von Retentionsräumen im Wege der Widmung ist nach Raumordnungsgesetz und Bauordnung und den dort geregelten Ausnahmen keineswegs lückenlos möglich. Nicht erfasst sind auch alle Anlagen, die nicht als Bauwerk anzusehen sind, sowie jene Anlagen (Bauten), die der Landeskompetenz entzogen sind (Eisenbahnen, Bundesstraßen, Bergbauanlagen etc). Nur diese Lücke kann für den Bereich des Abflusses 30-jährlicher Hochwässer durch § 38 WRG geschlossen werden.

Zivilrechtliche Aspekte

Es ist keine Frage, dass Grundeigentum als ausschließliches Verfügungsrecht des Eigentümers von Grund und Boden es grundsätzlich diesem überlässt, wie er sein Eigentum nützen – oder eben auch nicht nützen – möchte. Hochwasserabflussgebiete können also durch Verzicht auf Baumaßnahmen oder sonst nachteilige Oberflächen-nutzungen freigehalten und der Hochwasserretention gewidmet werden. Diese Möglichkeit könnte zwar von der öffentlichen Hand (Bund, Land, Gemeinde) genutzt werden; in der Praxis überwiegen aber oft anderweitige Nutzungsinteressen.

Ein gewisser Druck zur Beachtung des Hochwasserabflusses besteht allerdings für den Bund in Bezug auf das öffentliche Wassergut. Die diesbezüglichen Vorschriften des § 4 WRG lauten auszugsweise:

„§ 4. (1) Wasserführende und verlassene Bette öffentlicher Gewässer sowie deren Hochwasserabflussgebiet (§ 38) sind öffentliches Wassergut, wenn der Bund als Eigentümer in den öffentlichen Büchern eingetragen ist. Sie gelten aber bis zum Beweis des Gegenteiles auch dann als öffentliches Wassergut, wenn sie wegen ihrer Eigenschaft als öffentliches Gut in kein öffentliches Buch aufgenommen sind oder in den öffentlichen Büchern ihre Eigenschaft als öffentliches Gut zwar ersichtlich gemacht (§ 12 des Allgemeinen Grundbuchslegungsgesetzes, BGBl. Nr. 2/1930), aber kein Eigentümer eingetragen ist.

(2) Öffentliches Wassergut dient unter Bedachtnahme auf den Gemeingebrauch (§ 8) insbesondere

- a. der Erhaltung des ökologischen Zustandes der Gewässer,
- b. dem Schutz ufernaher Grundwasservorkommen,
- c. dem Rückhalt und der Abfuhr von Hochwasser, Geschiebe und Eis,
- d. der Instandhaltung der Gewässer sowie der Errichtung und Instandhaltung von Wasserbauten und gewässerkundlicher Einrichtungen,
- e. der Erholung der Bevölkerung.

(3) Eisenbahngrundstücke sowie Grundstücke, die zu einer öffentlichen Straßen- oder Wegeanlage gehören oder in der Verwaltung eines Bundesbetriebes stehen, zählen nicht zum öffentlichen Wassergut.

(3a) Flächen gemäß Abs. 1, die die Österreichische Bundesforste AG im eigenen oder fremden Namen verwaltet, sind nicht öffentliches Wassergut. Sie sind öffentlichem Wassergut jedoch insoweit gleichzuhalten, als die Abs. 2, 6, 8 und 9 sinngemäß gelten.

(4) Wasserführende und verlassene Bette öffentlicher Gewässer sowie deren Hochwasserabflussgebiet (§ 38), die den in Abs. 2 genannten Zwecken dienlich sein können, werden öffentliches Wassergut, sobald der Bund Eigentum an diesen Flächen erwirbt; dies gilt nicht für Grundstücke nach Abs. 3.

...

(10) Für wasserführende und verlassene Bette öffentlicher Gewässer sowie deren Hochwasserabflussgebiet (§ 38), die den in Abs. 2 genannten Zwecken dienlich sein können, aber nach Abs. 3 verwaltet werden, gelten die Abs. 6, 8 und 9 sinngemäß.“

Grundstücke, die die Kriterien des Abs. 1 erfüllen, sind ex lege öffentliches Wassergut und unterliegen den Beschränkungen des § 4; auf den Willen des Bundes kommt es nicht an, eines besonderen Widmungsaktes bedarf es nicht. Auch eine Entwidmung ist nicht möglich.

§ 4 WRG sieht ausdrücklich vor, dass eine Veräußerung oder Belastung öffentlichen Wassergutes erst erfolgen darf, wenn die betreffende Fläche für die in Abs. 2 genannten Zwecke entbehrlich ist. Über die Entbehrlichkeit entscheidet aber nicht die Verwaltung des öffentlichen Wassergutes, sondern der Landeshauptmann als Wasserrechtsbehörde.

Die Bewirtschaftung öffentlichen Wassergutes erfolgt im Rahmen der Privatwirtschaftsverwaltung des Bundes; daher gelten hierfür auch privatrechtliche Grundsätze. So ist es nach der Rechtsprechung des VwGH für die Entscheidung über einen Bewilligungsantrag unerheblich, aus welchen Gründen etwa die Inanspruchnahme öffentlichen Wassergutes nicht gestattet wurde (das Bewilligungsbegehren ist diesfalls abzuweisen). [Anzumerken ist, dass es vereinzelt Stimmen gibt, nach denen auch die Verfügung über öffentliches Wassergut sich am Gleichheitsgrundsatz zu orientieren habe und daher möglicherweise Kontrahierungszwang angenommen werden könnte.]

Die Widmungen des öffentlichen Wasserguts können zwar für eine Politik der Freihaltung von Hochwasserabflussbereichen argumentativ genutzt werden. Die

Zweckwidmung des öffentlichen Wassergutes nach Abs. 2 spricht für eine grundsätzlich gegebene Nutzbarkeit des § 4 WRG für die Freihaltung von Hochwasserabflussbereichen.

Diese Möglichkeit ist aber de facto systembedingt nur begrenzt wirksam. Als Schwachpunkte sind ua zu nennen:

- Zum öffentlichen Wassergut können nur Flächen des Abflussbereiches 30-jährlicher Hochwässer bzw – der Praxis entsprechend - Grundstücke gehören, die ganz oder zum großen Teil von 30-jährlichen Hochwässern in Anspruch genommen werden. Außerhalb dieses Bereiches liegende Flächen sind auch dann, wenn sie dem Bund gehören, nicht den für öffentliches Wassergut geltenden Beschränkungen unterworfen. Dort werden idR andere Interessen des Bundes prävalieren.
- Öffentliches Wassergut verliert nach VwGH 11.7.1996, Zl. 93/07/0119, diese Eigenschaft auch dann, wenn es unter Missachtung der Bestimmungen des § 4 Abs. 8 und 9 WRG – dh ungeachtet einer fehlenden behördlichen Ausscheidung - veräußert wird. Damit werden in einem solchen Fall auch die Widmungszwecke nach Abs. 2 für die so veräußerten Flächen gegenstandslos.
- Öffentliches Wassergut ist Eigentum des Bundes, das vom Landeshauptmann – privatwirtschaftlich – zu verwalten ist (im Bereich der Donau obliegt die Verwaltung der via Donau – GmbH). Damit liegt es voll im Spannungsfeld föderalistischer Vorstellungen sowie spezieller lokaler und regionaler – nicht selten sachfremder – Interessen. In der Praxis kommen bei der Nutzung öffentlichen Wassergutes daher weitgehend die Vorstellungen des Landes zum Tragen, ein Gegensteuern durch die Zentralverwaltung ist erfahrungsgemäß schwer möglich.
- Öffentliches Wassergut wird in der Praxis nicht selten als ökonomische Bodenreserve angesehen, die für lokale oder regionale Interessen und Ziele verwendet wird; erfahrungsgemäß haben sich immer wieder Landeshauptmänner gegen Vorgaben („Einmischungen“) des Bundes als Grundeigentümer des Wasserguts ausgesprochen. Die Nutzung öffentlichen Wassergutes für wasserwirtschaftliche Ziele ist damit nur eingeschränkt möglich.
- Ökonomische Ziele kann auch der Bund verfolgen. So wurde ursprünglich öffentliches Wassergut von der Finanzverwaltung betreut und erst später zur besseren Berücksichtigung wasserwirtschaftlicher Belange dem Landwirtschaftsministerium zugewiesen. Die inzwischen erfolgte Übertragung von Teilen des öffentlichen

Wasserguts an die Österreichische Bundesforste AG dürfte wohl ebenfalls ökonomisch motiviert gewesen sein.

- Öffentliches Wassergut wird allgemein oft als stille Bodenreserve für Infrastrukturvorhaben (Straßenbauten, Gewerbeparks etc) angesehen, deren Bedeutung gegenüber jener der Zwecke des öffentlichen Wassergutes allgemein höherwertig eingeschätzt wird. Damit wächst der Druck auf die Verwaltung des öffentlichen Wassergutes, derartigen Inanspruchnahmen zuzustimmen.
- Flächen des öffentlichen Wassergutes können nur verkauft werden, wenn sie für die Zwecke des Abs. 2 dauernd entbehrlich sind; einer anderweitigen rechtlichen Zurverfügungstellung steht § 4 WRG aber nicht im Wege. In der Praxis wird Vorhaben zugestimmt und die Entscheidung über deren Zulässigkeit der Wasserrechtsbehörde überlassen.
- Die in § 4 Abs 2 WRG zum Ausdruck kommenden Ziele sind zwar auch von der Wasserrechtsbehörde im Rahmen der Wahrnehmung öffentlicher Interessen (§ 105 WRG) mit zu berücksichtigen, unterliegen dabei allerdings der behördlichen Abwägung. Die Wasserrechtsbehörde kann als Folge einer solchen Interessenabwägung nach Maßgabe der § 60 ff WRG öffentliches Wassergut sogar enteignen; damit können solche Flächen auch trotz Weigerung der Verwaltung des öffentlichen Wasserguts verbaut werden (zB bei Straßen, Eisenbahnen, Abfallbehandlungsanlagen, Gewerbeparks etc im Gewässernahbereich).
- Bedeutende Gewässerbereiche gehören nicht zu öffentlichem Wassergut, sondern werden von Eisenbahnen, Straßen bzw den ÖBF verwaltet. Dort hat der Bund praktisch keinen Einfluss auf die Verwendung einschlägiger Flächen.

Zufolge der gesetzlichen Verfügungsbeschränkungen kann öffentliches Wassergut nicht als Bodenreserve für Tauschflächen zB für Retentionsbecken herangezogen werden; dies wäre nur möglich, wenn die in Betracht kommenden Flächen für Zwecke des öffentlichen Wassergutes entbehrlich wären.

Eine „Sicherung von Hochwasserretentionsräumen“ mit Hilfe des öffentlichen Wassergutes wäre in der Praxis aber dennoch bereits jetzt zumindest teilweise möglich. Sie setzt aber voraus:

- Einigung zwischen Bund und Land, dass und wie eine solche Politik ausnahmslos verfolgt werden soll;

- Klare Vorstellungen darüber, was zu geschehen hat, wie zB:
 - Keine Zustimmung zu einer Nutzung öffentlichen Wasserguts, die den Zielen der Freihaltung von Hochwasserabflussgebieten zuwiderläuft,
 - Ausnutzung aller rechtlichen Möglichkeiten, um bestehende, insbesondere rechtswidrige Oberflächennutzungen zu beseitigen,
 - keine Veräußerung öffentlichen Wasserguts, auch wenn es für die Zwecke des Abs. 4 entbehrlich wurde (dh Schaffung einer Bodenreserve des Bundes für Tauschgeschäfte),
 - Ankauf von Fremdf Flächen, die als öffentliches Wassergut dienen können.
- Klare, verfassungskonform gestaltete Weisungen des Bundesministers an den Landeshauptmann bzw von diesem an seine mit dem öffentlichen Wassergut befassten Organe;
- Entsprechende Anweisungen an die Wasserrechtsbehörden, wie bei Inanspruchnahmen von öffentlichem Wassergut vorzugehen ist (möglichste Respektierung der Ziele des Bundes als Grundeigentümer – wie bei Privaten; Vorgaben für die Interessenabwägungen nach §§ 105 und 60 ff WRG 1959; Berücksichtigung von Summationseffekten);
- Regelmäßiges Monitoring der Befolgung und Sanktionierung der Missachtung der Vorgaben;
- Verpflichtung der Wasserbauverwaltung zur realitätsnahen Ausweisung von Hochwasserabflussgebieten, insbesondere jener für 30-jährliche Hochwässer im Wasserbuch;
- Wahrung der Belange des öffentlichen Wassergutes bei allen Planungen Dritter, sei es konkrete Vorhaben (zB Straßenbauten, Rohstoffgewinnung, Kraftwerken, Industrieanlagen, Deponien etc), sei es bei vorgelagerten Planungen von Raumordnung und Flächenwidmung;
- Sicherstellung ausreichenden und geeigneten Personals;
- Bereitstellung der erforderlichen Geldmittel.

Wie erwähnt sind die Flächen des öffentlichen Wassergutes zumeist nicht deckungsgleich mit den für den Hochwasserrückhalt benötigten Flächen. Es werden also zusätzlich noch andere Maßnahmen nötig sein, um bei der zumeist gegebenen

Gemengelage unterschiedlichster Grundeigentümer und ihrer Interessen Abflussbereiche freihalten zu können.

Beschränkungen der allgemeinen zivilrechtlichen Verfügungsmacht des Grundeigentümers ergeben sich aus dem öffentlichen Recht sowie aus der Verpflichtung zur Beobachtung nachbarrechtlicher Rücksichten. Andererseits kann im Zuge der gemeindlichen Baulandbewirtschaftung ein gewisser Druck zur Bauführung auf als Bauplatz gewidmeten Flächen bestehen; zudem können Grundflächen auch gegen den Willen ihres Eigentümers zwangsweise für Bauführungen Dritter in Anspruch genommen werden (vgl. etwa §§ 60 ff WRG 1959; Straßenrecht; Eisenbahnbauten udgl). Beides kann der Absicht der Freihaltung von Abflussgebieten zuwiderlaufen.

Soweit die öffentliche Hand selbst Grundeigentümer ist, wäre – ähnlich wie beim öffentlichen Wassergut - die Freihaltung von Retentionsräumen durch Nutzungsverzicht im Wege der Selbstbindung des Grundeigentümers bzw. in Form von Übereinkünften zwischen den beteiligten Gebietskörperschaften möglich; ob hier gleichlaufende Interessen der beteiligten Gebietskörperschaften bestehen, kann aber fallbezogen fraglich sein und nicht zuletzt von ebenso bedeutsamen Infrastrukturvorhaben abhängen (Straße, Kanal, Wasserleitung, Bahn, Tourismus etc).

Diese Kooperation von Gebietskörperschaften kann zudem wohl nur ein erster Ansatz sein, eben weil die benötigten Grundflächen in vorgesehenen Retentionsräumen kaum je einer oder mehrerer Gebietskörperschaften allein gehören. Die privaten Eigentümer der übrigen benötigten Grundflächen haben durchaus unterschiedliche Vorstellungen und Interessen, die sie im Rahmen der Rechtsordnung frei verfolgen können. Maßnahmen der Gebietskörperschaften können daher nur erfolgversprechend sein, wenn auch die privaten Grundeigentümer im angedachten Retentionsraum zu entsprechenden Nutzungsverzichten bewegt werden können.

Dies könnte grundsätzlich im Vertragsweg geschehen. Analog dem Vertragwasserschutz bei der Trinkwasserversorgung wäre es denkbar, durch Verträge zwischen der öffentlichen Hand und den privaten Grundeigentümern Hochwasserabflussbereiche freizuhalten (Ankauf, Pacht, Servitutsverträge oä., vgl.). Allerdings können die Privaten nicht in ein solches Vertragsverhältnis gezwungen werden. Es liegt daher an den Retentionsmaßnahmen interessierten Stellen, entsprechende – wohl ökonomische –

Anreize zu bieten, damit möglichst flächendeckende Übereinkünfte zustande kommen können. Grundlage dafür könnte möglicherweise das WBFG bieten.

Eine solche Lösung erfordert zu ihrer Implementierung nicht nur Kooperationsbereitschaft aller Beteiligten, sondern auch erhebliche Mittel sowie eine effiziente Kontrollorganisation; auf eine sorgfältige Vertragsgestaltung wäre ebenfalls zu achten. Inwieweit medienwirksame Aktionen wie etwa seinerzeit die „Au-Freikauf-Aktion“ des WWF im Bereich der Hainburger Donau-Auen sinnvoll sein könnten, wäre zu prüfen.

Zwischenresumé

Die bisherige Prüfung der Frage,

- ob bzw wie die Implementierung einer Strategie der vollen Kompensation für Eingriffe in Hochwasserabflussgebiete nach derzeitiger Rechtslage (va Wasserrecht, Raumordnungsrecht) möglich ist, bzw
- welche geänderten rechtlichen Voraussetzungen hierfür notwendig wären,

hat gezeigt, dass eine nachhaltige Sicherung von Hochwasserabfluss- und –retentionsräumen nach derzeitiger Rechtslage weder durch das WRG noch durch das OÖ ROG erreicht werden kann. Nach beiden Normen müssen letztlich weitere Anlagen zugelassen werden, was iZm der Lückenhaftigkeit der Regelungen eine schleichende Verminderung des Rückhaltepotentials bisheriger Überflutungsräume zur Folge hat.

Kompensationsmaßnahmen werden nur im OÖ ROG für Bauten im Abflussbereich 100-jährlicher Hochwässer und nur bei maßgeblicher Beeinträchtigung der Retention erwähnt; finanzielle Ausgleichsmaßnahmen sind nicht vorgesehen.

Im Rahmen der Privatwirtschaftsverwaltung bieten die Bestimmungen über das öffentliche Wassergut (§ 4 WRG 1959) zwar bereits jetzt einige Möglichkeiten zur Freihaltung von Abflussbereichen; ihre Wirksamkeit ist allerdings systembedingt begrenzt.

Unabhängig davon können zivilrechtliche Möglichkeiten in Verbindung mit entsprechenden Anreizen dazu genutzt werden, Retentionsräume vertraglich von nach-

teiligen Nutzungen freizuhalten; die Realisierbarkeit hängt aber von der Bereitschaft der Grundeigentümer ab, auf entsprechende Angebote einzugehen.

Eine Implementierung einer „Strategie der vollen Kompensation“ zur Freihaltung von Hochwasserretentionsräumen bedarf daher jedenfalls im Bereich hoheitsrechtlicher Grundlagen weiterer legislatischer Maßnahmen.

Reichenau, 28.8.2008

Dr. Franz Oberleitner