

# Auswirkung Alpiner Retention auf die Hochwasserabflüsse des Inn

Im Auftrag des Amtes der Tiroler Landesregierung und der  
Wildbach- und Lawinenverbauung, Sektion Tirol

G. Blöschl, J. Komma, T. Nester, J.L. Salinas, R. Tong, A. Viglione  
TU Wien, Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie

Wien, 10. Dezember 2017



## Kurzfassung

Um den Hochwasserdurchfluss einer bestimmten Jährlichkeit, z. B. das  $HQ_{100}$ , zu reduzieren, sind Retentionsräume bzw. Retentionsbecken sinnvoll. Der Großteil der bestehenden Retentionsmaßnahmen für den Inn liegt im Dauersiedlungsraum, insbesondere im Inntal selbst. Der Dauersiedlungsraum stellt allerdings nur einen kleinen Prozentsatz der gesamten Fläche Tirols dar, die alpinen Räume überwiegen flächenmäßig bei weitem. Dennoch werden sie derzeit kaum für die Hochwasserretention genutzt, mit Ausnahme der alpinen Kraftwerksspeicher, die einen Beitrag leisten können. Es bietet sich deshalb an, alpine Räume in Tirol zur Reduktion der Hochwässer am Inn heranzuziehen. Allerdings stellt sich die Frage, wie groß deren Wirksamkeit wäre.

Die Studie *AlpRetInn* (Auswirkung Alpiner Retention auf die Hochwasserabflüsse des Inn) untersucht die Wirksamkeit von potentiellen alpinen Retentionsmaßnahmen auf den Inn. Dazu ist es notwendig, den raum-zeitlichen Niederschlag-Abflussprozess in stochastischer Weise modelltechnisch abzubilden. Mit einem stochastischen Niederschlagsmodell werden lange Zeitreihen von Niederschlagsdaten generiert, die sowohl die Statistik einzelner Niederschlagsstationen als auch räumliche Muster korrekt wieder geben. Diese meteorologischen Daten werden anschließend in einem räumlich detaillierten Niederschlag-Abfluss-Modell verwendet, um lange Zeitreihen von Abflussdaten zu generieren. Das Modell wird sorgfältig an Abflussdaten getestet, um den Niederschlag-Abflussprozess genau wiederzugeben.

Anhand von 130 potentiellen Rückhaltebecken im alpinen Raum wird die Wirksamkeit der alpinen Retention analysiert. Für alle potentiellen Becken wird die Stauhöhe mit 10 m angenommen. Das Volumen der Becken ergibt sich aufgrund der Topographie zu insgesamt 21.2 Millionen Kubikmetern. Die Grundablässe der Becken werden als nicht gesteuert angenommen und mit  $HQ_2$  dimensioniert.

Die Rechenergebnisse zeigen, dass bei den Hochwasserereignissen 1985, 1987 und 2005 die Hochwasserabflüsse des Inn nur um einen marginalen Prozentsatz verringert hätten werden können. Analoge Ergebnisse zeigen die stochastischen Simulationen. An den Pegeln Innsbruck, Brixlegg bzw. Oberaudorf könnte bei Errichtung aller Becken der Scheitel eines 100-jährlichen Hochwassers um ca. 2.0%, 1.5% bzw. 1.1% reduziert werden. Die prozentuale Scheitelreduktion ist für Ereignisse mit einer Jährlichkeit von etwa 10-100 Jahren ungefähr gleich. Die geringe Wirkung der Becken im alpinen Raum liegt daran, dass in Tirol der Niederschlag bei Hochwässern sehr uneinheitlich verteilt ist. Dadurch entstehen beim gleichen Ereignis in manchen Seitentälern große Hochwasserdurchflüsse, in anderen Tälern jedoch kleinere. Das bedeutet, dass die Becken in den Seitentälern selbst zwar eine große lokale Wirkung entfalten können, für den Inn jedoch nur ein kleiner Teil der Becken gleichzeitig wirksam ist, wodurch ihre gemeinsame Wirkung insgesamt sehr klein ausfällt.

In der Studie wird zusätzlich untersucht, inwieweit sich eine Änderung der Landnutzung auf die Hochwasserscheitel auswirken könnte. Wenn alle Grasflächen unterhalb 2000 m (das sind ca. 100.000 ha oder 11% des Einzugsgebietes) als aufgeforstet angenommen werden, reduziert sich das  $HQ_{100}$  an den Pegeln Innsbruck, Brixlegg bzw. Oberaudorf rechnerisch um ca. 2.7%, 3.0% bzw. 3.9%.



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>11</b>
1.1	Hintergrund und Kontext . . . . .	11
1.2	Ziel des Forschungsprojektes . . . . .	11
1.3	Grundsätzliche Vorgangsweise . . . . .	11
1.4	Arbeitspakete . . . . .	13
<b>2</b>	<b>Modellgebiet und Daten</b>	<b>19</b>
2.1	Modellgebiet . . . . .	19
2.2	Daten . . . . .	20
2.2.1	Hydrologische Daten . . . . .	20
2.2.2	Meteorologische Daten . . . . .	21
2.2.3	Kraftwerksdaten und Wasserfassungen . . . . .	23
2.2.4	Landnutzung und Geologie . . . . .	23
2.2.5	Rückhaltebecken . . . . .	24
2.3	Modellstruktur . . . . .	26
<b>3</b>	<b>Methodische Grundlagen</b>	<b>27</b>
3.1	Beschreibung des stochastischen Niederschlagsmodells . . . . .	27
3.1.1	Literatur und allgemeine Modelleigenschaften . . . . .	27
3.1.2	Lokale Niederschläge . . . . .	29
3.1.3	Räumliche und zeitliche Korrelationen von Niederschlägen . . . . .	29
3.2	Beschreibung des hydrologischen Modells . . . . .	30
3.2.1	Schneemodul . . . . .	31
3.2.2	Bodenfeuchtemodul . . . . .	32
3.2.3	Abflussbildung . . . . .	34
3.2.4	Abflusskonzentration . . . . .	35
3.2.5	Beschreibung des Wellenablaufmodelles . . . . .	36
3.2.6	Implementierung der Wasserfassungen . . . . .	40
3.2.7	Implementierung der alpinen Retentionsmaßnahmen . . . . .	41
3.3	Beschreibung des hydraulischen Modells . . . . .	43
3.3.1	Kontinuitätsgleichung . . . . .	43
3.3.2	Impulssatz . . . . .	44
<b>4</b>	<b>Modellkalibrierung</b>	<b>49</b>
4.1	Kalibrierung des Niederschlagsmodells . . . . .	49
4.1.1	Lokale Niederschlagskennwerte . . . . .	49
4.1.2	Räumliche und Zeitliche Korrelationsstruktur . . . . .	51
4.2	Kalibrierung des Niederschlag-Abfluss-Modells . . . . .	51
4.2.1	Räumliche Interpolation von Niederschlags- und Temperaturdaten . . . . .	53
4.2.2	Kalibrierung des hydrologischen Modells . . . . .	54
4.3	Kalibrierung des hydraulischen Modells . . . . .	60
<b>5</b>	<b>Monte-Carlo-Simulationen</b>	<b>63</b>

<b>6</b>	<b>Ergebnisse</b>	<b>65</b>
6.1	Wahl der Größe des Grundablasses . . . . .	65
6.2	Wirksamkeit der potentiellen Rückhaltebecken auf die Hochwasserabflüsse des Inns, reale Hochwasserereignisse . . . . .	68
6.2.1	Hochwasser 1985 . . . . .	68
6.2.2	Hochwasser 1987 . . . . .	69
6.2.3	Hochwasser 2005 . . . . .	69
6.2.4	Zusammenfassung Hochwässer 1985, 1987 und 2005 . . . . .	71
6.3	Auswirkung der potentiellen Rückhaltebecken auf die Hochwasserabflüsse des Inns, Monte-Carlo-Simulationen . . . . .	72
6.3.1	Innsbruck/Inn . . . . .	72
6.3.2	Brixlegg/Inn . . . . .	73
6.3.3	Oberaudorf/Inn . . . . .	74
6.3.4	Detailanalyse Oberaudorf/Inn - 10 größte Ereignisse . . . . .	75
6.3.5	Detailanalyse Oberaudorf/Inn - $HQ_{100}$ . . . . .	78
6.3.6	Zusammenfassung Monte-Carlo-Simulationen . . . . .	80
6.4	Auswirkung einer geänderten Landnutzung auf die Hochwasserabflüsse des Inns . . . . .	81
6.4.1	Zusammenfassung Änderung der Landnutzung . . . . .	82
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>83</b>
<b>A</b>	<b>Statistische Gütemaße</b>	<b>87</b>
<b>B</b>	<b>Kalibrierungsergebnisse 2005</b>	<b>89</b>
<b>C</b>	<b>Kalibrierungsergebnisse 1987</b>	<b>93</b>
<b>D</b>	<b>Kalibrierungsergebnisse 1985</b>	<b>99</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>107</b>

# Abbildungsverzeichnis

2.1	Einzugsgebiet des Inn . . . . .	19
2.2	Übersicht über die vorhandenen Pegel­daten. . . . .	21
2.3	Übersicht über die vorhandenen Niederschlagsstationen. . . . .	22
2.4	Übersicht über die vorhandenen Temperaturstationen. . . . .	22
2.5	Zuordnung der Rasterelemente – Landnutzungsdaten . . . . .	24
2.6	Zuordnung der Rasterelemente – untergrundabhängige Abflusstypen . . . . .	25
2.7	Einzugsgebiete der potentiellen Rückhaltebecken . . . . .	25
2.8	Modellstruktur des hydrologischen Modells . . . . .	26
3.1	Grenztemperaturen $T_s$ bzw. $T_r$ . . . . .	31
3.2	Bodenfeuchtehaushalt . . . . .	33
3.3	Schema des für die Abflusssimulationen verwendeten hydrologischen Modelles . . . . .	36
3.4	Prinzip Nash-Kaskade . . . . .	37
3.5	Multiplikationsfaktoren der Speicherkoeffizienten abhängig vom Durchfluss $Q$ . . . . .	39
3.6	Funktionsprinzip der Wasserfassungen . . . . .	40
3.7	Funktionsweise Rückhaltebecken . . . . .	41
3.8	Auswirkung von Retentionsbecken auf verschiedenen räumlichen Skalen . . . . .	42
3.9	Kontrollvolumen . . . . .	44
3.10	Definitionen zur Herleitung der Druckkraft . . . . .	45
4.1	Jährlichkeiten des 24-Stunden-Niederschlags, Kirchberg in Tirol . . . . .	50
4.2	Mittlere tägliche Niederschläge, Kirchberg in Tirol . . . . .	50
4.3	Monatliche und jährliche Niederschlagssummen, Kirchberg in Tirol . . . . .	50
4.4	Saisonalität der Niederschläge, Kirchberg in Tirol . . . . .	51
4.5	Räumliche Verteilung von simulierten Niederschlagsereignissen . . . . .	52
4.6	Hydrologische Simulation - Landeck/Sanna, 2005 . . . . .	56
4.7	Hochwasserstatistik Landeck/Sanna . . . . .	58
4.8	Hydrologische Simulation - Innsbruck/Inn, 2005 . . . . .	58
4.9	Hochwasserstatistik Innsbruck/Inn . . . . .	59
4.10	Hydrologische Simulation - Brixlegg/Inn, 2005 . . . . .	59
4.11	Hochwasserstatistik Brixlegg/Inn . . . . .	60
4.12	Hydrologische Simulation - Oberaudorf/Inn, 2005 . . . . .	60
4.13	Hochwasserstatistik Oberaudorf/Inn . . . . .	61
4.14	Inn mit Querschnittsprofilen . . . . .	61
4.15	Vergleich hydrologischer Wellenablauf - 1D-Modell . . . . .	62
6.1	Potentielle Scheitelreduktion bei hypothetischen optimalen Bedingungen . . . . .	66
6.2	Potentielle Scheitelreduktion bei Grundablässen in der Größenordnung $HQ_2$ . . . . .	67
6.3	Größe des Grundablasses, räumliche Verteilung im Einzugsgebiet . . . . .	67
6.4	Niederschlagsverteilung und wirksame Becken 1985 . . . . .	68
6.5	Niederschlagsverteilung und wirksame Becken 1987 . . . . .	69
6.6	Wirkung der Rückhaltebecken, Pegel Oberaudorf, Hochwasser 1987 . . . . .	70
6.7	Niederschlagsverteilung und wirksame Becken 2005 . . . . .	70

6.8	Wirkung der Rückhaltebecken, Pegel Oberaudorf, Hochwasser 2005 . . . . .	71
6.9	Jahreshöchsthochwässer aus der Monte-Carlo-Simulation, Pegel Innsbruck . . . . .	72
6.10	Jährlichkeiten: Alpine Retention, Pegel Innsbruck . . . . .	73
6.11	Jahreshöchsthochwässer aus der Monte-Carlo-Simulation, Pegel Brixlegg . . . . .	73
6.12	Jährlichkeiten: Alpine Retention, Pegel Brixlegg . . . . .	74
6.13	Jahreshöchsthochwässer aus der Monte-Carlo-Simulation, Pegel Oberaudorf . . . . .	74
6.14	Jährlichkeiten: Alpine Retention, Pegel Oberaudorf . . . . .	75
6.15	Niederschlagsverteilung Monte-Carlo-Simulation 1 . . . . .	75
6.16	Niederschlagsverteilung Monte-Carlo-Simulation 2 . . . . .	76
6.17	Niederschlagsverteilung Monte-Carlo-Simulation 3 . . . . .	76
6.18	Niederschlagsverteilung Monte-Carlo-Simulation 4 . . . . .	76
6.19	Niederschlagsverteilung Monte-Carlo-Simulation 5 . . . . .	77
6.20	Wirksamkeit der Becken für die 10 größten Ereignisse . . . . .	78
6.21	Mittlerer Niederschlag für $HQ_{100}$ -Ereignisse . . . . .	79
6.22	Wirksamkeit der Becken für Ereignisse in der Größenordnung $HQ_{100}$ . . . . .	79
6.23	Scheitelreduktion als Funktion der Jährlichkeit - Alpine Retention . . . . .	80
6.24	Scheitelreduktion in Prozent für verschiedene räumliche Skalen . . . . .	80
6.25	Vergleich tatsächliche Landnutzung vs. Szenario . . . . .	81
6.26	Scheitelreduktion als Funktion der Jährlichkeit - Landnutzungsszenario . . . . .	82
B.1	Hydrologische Simulation - Kajetansbrücke/Inn, 2005 . . . . .	89
B.2	Hydrologische Simulation - WF Wennis/Pitze, 2005 . . . . .	90
B.3	Hydrologische Simulation - Brunau/Öztaler Ache, 2005 . . . . .	90
B.4	Hydrologische Simulation - Imst/Inn, 2005 . . . . .	91
B.5	Hydrologische Simulation - Innsbruck-Reichenau/Sill, 2005 . . . . .	91
B.6	Hydrologische Simulation - Rotholz/Inn, 2005 . . . . .	92
B.7	Hydrologische Simulation - Hart i. Zillertal/Ziller, 2005 . . . . .	92
C.1	Hydrologische Simulation - Landeck/Sanna, 1987 . . . . .	93
C.2	Hydrologische Simulation - Kajetansbrücke/Inn, 1987 . . . . .	93
C.3	Hydrologische Simulation - WF Wennis/Pitze, 1987 . . . . .	94
C.4	Hydrologische Simulation - Brunau/Öztaler Ache, 1987 . . . . .	94
C.5	Hydrologische Simulation - Imst/Inn, 1987 . . . . .	95
C.6	Hydrologische Simulation - Innsbruck/Inn, 1987 . . . . .	95
C.7	Hydrologische Simulation - Innsbruck-Reichenau/Sill, 1987 . . . . .	96
C.8	Hydrologische Simulation - Rotholz/Inn, 1987 . . . . .	96
C.9	Hydrologische Simulation - Hart i. Zillertal/Ziller, 1987 . . . . .	97
C.10	Hydrologische Simulation - Brixlegg/Inn, 1987 . . . . .	97
C.11	Hydrologische Simulation - Oberaudorf/Inn, 1987 . . . . .	98
D.1	Hydrologische Simulation - Landeck/Sanna, 1985 . . . . .	99
D.2	Hydrologische Simulation - Kajetansbrücke/Inn, 1985 . . . . .	99
D.3	Hydrologische Simulation - WF Wennis/Pitze, 1985 . . . . .	100
D.4	Hydrologische Simulation - Brunau/Öztaler Ache, 1985 . . . . .	100
D.5	Hydrologische Simulation - Imst/Inn, 1985 . . . . .	101
D.6	Hydrologische Simulation - Innsbruck/Inn, 1985 . . . . .	101
D.7	Hydrologische Simulation - Innsbruck-Reichenau/Sill, 1985 . . . . .	102
D.8	Hydrologische Simulation - Rotholz/Inn, 1985 . . . . .	102
D.9	Hydrologische Simulation - Hart i. Zillertal/Ziller, 1985 . . . . .	103
D.10	Hydrologische Simulation - Brixlegg/Inn, 1985 . . . . .	103
D.11	Hydrologische Simulation - Oberaudorf/Inn, 1985 . . . . .	104



# Tabellenverzeichnis

2.1	Landnutzung im Einzugsgebiet . . . . .	23
3.1	Parameter in der Schneeroutine . . . . .	32
3.2	Parameter in der Bodenfeuchteroutine . . . . .	33
3.3	Parameter in der Abflussbildungsroutine . . . . .	35
3.4	Parameter in der Abflusskonzentrationsroutine . . . . .	38
4.1	Größenordnung der Parameter des hydrologischen Modells . . . . .	57



# 1 Einleitung

## 1.1 Hintergrund und Kontext

Um die Hochwasserdurchflüsse einer bestimmten Jährlichkeit, z. B. das  $HQ_{100}$ , zu reduzieren, sind Retentionsräume bzw. Retentionsbecken sinnvoll. Der Großteil der derzeitigen Retentionsmaßnahmen für den Inn liegt im Dauersiedlungsraum, insbesondere im Inntal selbst. Der Dauersiedlungsraum stellt nur einen kleinen Prozentsatz der gesamten Fläche Tirols dar; die alpinen Räume überwiegen flächenmäßig bei weitem. Dennoch werden sie derzeit kaum für die Hochwasserretention genutzt, mit Ausnahme der alpinen Kraftwerksspeicher, die einen Beitrag leisten können. Es bietet sich deshalb an, die alpinen Räume in Tirol zur Reduktion der Hochwässer am Inn heranzuziehen. Allerdings stellt sich die Frage, wie groß deren Wirksamkeit ist.

Insgesamt wird zur Untersuchung dieser Fragestellung eine zweistufige Vorgangsweise vorgeschlagen:

- (a) In einem ersten Schritt soll die Wirksamkeit alpiner Retentionsmaßnahmen in Tirol auf den T-jährlichen Hochwasserabfluss des Inn bestimmt werden. Zielgebiet ist ganz Tirol in Hinblick auf die Auswirkungen auf den Inn. Das ist der Gegenstand des vorliegenden Forschungsprojektes.
- (b) Je nach Ergebnis dieses Projektes könnte dann entschieden werden, welche Teilgebiete näher untersucht werden. Es ist sinnvoll, solche Detailstudien nicht zum derzeitigen Zeitpunkt durchzuführen, sondern sobald (aus den Ergebnissen des vorliegenden Forschungsprojektes) klar ist, ob Alpine Retention näher ins Auge zu fassen ist, und insbesondere in welchen Teilgebieten die Retentionsmaßnahmen den größten Einfluss auf den Inn haben. Für das vorliegende Forschungsprojekt sind derartige Detailstudien nicht erforderlich. Sie sollten gegebenenfalls nachgeschaltet werden und wären Gegenstand eines gesonderten Projektes.

## 1.2 Ziel des Forschungsprojektes

Das Ziel dieses Forschungsprojektes besteht darin, die Wirksamkeit alpiner Retentionsmaßnahmen auf den T-jährlichen Hochwasserabfluss des Inn zu bestimmen. Die Jährlichkeit T wird in einem Bereich von 10-1000 untersucht, einschließlich 100 (d. h., das  $HQ_{100}$ ). Die Wirksamkeit wird ausgedrückt als prozentmäßige Reduktion des T-jährlichen Hochwasserabflusses des Inn. Mit diesen Ergebnissen ist es möglich abzuschätzen, in welchem Ausmaß potentielle Retentionsräume im Inntal und anderen Tallagen durch Retentionsräume im alpinen Raum ersetzt werden können.

## 1.3 Grundsätzliche Vorgangsweise

Die Wirksamkeit von Rückhaltebecken im alpinen Raum hängt vor allem vom Volumen der Becken und ihrer Einzugsgebietsgröße ab. Die Rückhaltewirkung für den Inn steigt mit beiden Parametern.

Die Wirkung hängt auch von einer etwaigen Steuerung der Becken ab, wobei diese so gewählt werden sollte, dass der Volumenrückhalt im Bereich des Scheitels der Hochwasserwelle am Inn stattfindet. Eine weitere – zentrale – Einflussgröße ist die räumliche Verteilung des Niederschlags bei Extremhochwässern und die damit verbundene Abflussbildung und Abflusskonzentration. Die Bedeutung liegt darin, dass sich das  $HQ_{100}$  am Inn aus dem Zusammenwirken der Abflüsse aus den Teileinzugsgebieten ergibt, die sich je nach Ereignis in Hinblick auf Größe und zeitlichen Versatz unterscheiden.

Zur Bestimmung des Einflusses alpiner Rückhaltemaßnahmen auf das  $HQ_T$  am Inn ist es deshalb notwendig, den raum-zeitlichen Niederschlag-Abflussprozess in stochastischer Weise modelltechnisch abzubilden. Die Schwierigkeit besteht darin, dass die Wirkung auf den Inn nicht durch einzelne Szenarien bestimmt werden kann, sondern durch eine dynamische Modellierung, die das Zusammenwirken der Zubringer in Hinblick auf die Hochwasserwahrscheinlichkeiten berücksichtigt. Es geht um die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens von Hochwässern einer bestimmten Größenordnung bei den Zubringern. Für das Zusammenfließen zweier Zubringer existieren zwei Grenzfälle: (1) die Hochwasserwellen treten bei einem Ereignis mit hoher Wahrscheinlichkeit gleichzeitig auf, sodass sich die Scheitel maximal überlagern; oder sie treten (2) mit hoher Wahrscheinlichkeit so verschoben auf, dass keine Überlagerung stattfindet. Im ersten Fall addieren sich die Durchflüsse der Zubringer beim Zusammenfluss, im zweiten Fall ist nur der größere Abfluss maßgebend. Die Fälle der Realität liegen dazwischen. Diese räumlichen Abhängigkeiten auf Basis von Wahrscheinlichkeiten bedeuten, dass die Fragestellung nicht mit Szenarien (wie etwa bei Überflutungsuntersuchungen üblich) gelöst werden kann, sondern ein stochastischer Ansatz erforderlich ist, der die Wahrscheinlichkeiten der räumlichen Abhängigkeiten berücksichtigt.

Um diese komplexe Fragestellung methodisch sauber zu lösen, sind in diesem Projekt Monte-Carlo-Simulationen mit einer Modellkette geplant, die die folgenden Teilschritte umfassen:

- Stochastische Generierung von räumlichen Niederschlagszeitreihen
- Niederschlag-Abflussmodellierung zur Umlegung der Niederschläge auf Abflussbildung, Abflusskonzentration und Wellenablauf in den Teilgebieten
- Testen der simulierten Hochwasserzeitreihen mittels Pegelstatistik
- Modellmäßige Implementierung der Rückhaltemaßnahmen
- Variantenstudien zur Bestimmung der Wirksamkeit alpiner Retentionsmaßnahmen auf den Inn

Der Ansatz basiert auf den Erfahrungen mit der HOWATI-Studie, bei der bereits Monte-Carlo-Simulationen durchgeführt wurden, allerdings nur für einzelne Gebiete und nicht flächendeckend für das gesamte Inngbiet (Rogger et al. 2011). Dieses Projekt erweitert den HOWATI-Ansatz um den räumlichen Aspekt. Der räumliche Aspekt des Zusammenwirkens einzelner Vorfluter aus stochastischer Perspektive macht dieses Projekt aufwendig. Die Herausforderungen ergeben sich in zweierlei Hinsicht:

- Parameterbestimmung betreffend das räumliche Zusammenwirken
- Aufwendige flächendetaillierte Simulationen für lange Zeitreihen

Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, wird ein Forschungsansatz gewählt, der für alle Teilschritte die Güte der Modellkette sicherstellt, indem jeweils die Teilergebnisse mit den entsprechenden Daten getestet werden und gegebenenfalls die Modellparameter adaptiert werden. Damit wird sichergestellt, dass die Simulationen die in der Natur ablaufenden Prozesse zuverlässig abbilden.

## 1.4 Arbeitspakete

Das Forschungsprojekt umfasst die folgenden Arbeitspakete (AP):

### **AP1 Stochastische Generierung von räumlichen Niederschlagszeitreihen:**

Während in HOWATI ein lokales Modell zur stochastischen Simulation des Niederschlags herangezogen wurde, ist es in diesem Projekt erforderlich, die Niederschläge räumlich zu simulieren, um das Zusammenwirken der Vorfluter abzubilden. Zu diesem Zweck wird ein vorhandenes 2-dimensionales stochastisches Niederschlagsmodell an die Verhältnisse in Tirol angepasst. Während das Modell selbst vorliegt, müssen die Modellparameter festgelegt werden. Folgende Teilschritte sind vorgesehen:

**T1.1 Parameterbestimmung an einzelnen Niederschlagsstationen in Tirol.** Die Modellparameter werden so justiert, dass die jährlichen Niederschläge, die Saisonalität der Niederschläge sowie die Extremniederschläge, die an Stationen in Tirol gemessen wurden, wiedergegeben werden. Besonders wichtig ist das Testen für Extrema. Dies erfolgt mittels extremwertstatistischer Auswertungen langer Beobachtungsreihen der Tagesniederschläge, ergänzt durch Beobachtungsreihen von Stundenniederschlägen. Das Ergebnis dieses Schrittes ist ein Parametersatz, mit dem das Niederschlagsmodell an einzelnen Stationen die Extremniederschläge korrekt wiedergibt.

**T1.2 Parameterbestimmung betreffend die räumlichen Zusammenhänge.** Hier geht es darum, die Gleichzeitigkeit des Niederschlagsgeschehens richtig abzubilden. Der Schwerpunkt liegt auf großräumigen Ereignissen, wie etwa die Hochwässer 1985, 1987 und 2005. Die Parameterbestimmung erfolgt auf Basis von räumlichen Korrelationen der Niederschläge für einzelne Zeitschritte, wobei die Korrelationen im Modell und in den Beobachtungen übereinstimmen sollen, sowie auf Basis von bedingten Wahrscheinlichkeiten, d.h. die Wahrscheinlichkeiten, dass ein Niederschlag einer gewissen Größe in einem bestimmten Gebiet auftritt, sofern in einem anderen Gebiet (z.B. einem Nachbargebiet) auch ein Niederschlag einer bestimmten Größe auftritt (siehe z. B. Burton et al. 2008). Das Ergebnis dieses Schrittes ist ein stochastisches Niederschlagsmodell, das in der Lage ist, die räumliche Niederschlagverteilung für große Hochwasserereignisse im Inneinzugsgebiet statistisch richtig wiederzugeben.

**T1.3 Stochastische Simulation langer räumlicher Zeitreihen des Niederschlags.** Mit dem zuvor für Tiroler Verhältnisse angepassten Niederschlagsmodell wird nun die raumzeitliche Verteilung des Niederschlags stochastisch generiert. Zeitreihen von mehreren hundert Jahren werden erstellt, um stochastisch repräsentative Realisationen zu erhalten. Es werden dabei große Datenmengen generiert, deswegen muss dieser Schritt rechentechnisch sehr effizient erfolgen. Das Ergebnis dieses Schrittes sind synthetische Niederschlagsreihen für das Inneinzugsgebiet, die in das Niederschlag-Abflussmodell einfließen können.

### **AP2 Niederschlag-Abflussmodellierung zur Umlegung der Niederschläge auf Abflussbildung, Abflusskonzentration und Wellenablauf in den Teilgebieten**

Ähnlich wie in HOWATI für einzelne Gebiete wird nun für das gesamte Inneinzugsgebiet ein Niederschlag-Abflussmodell an die Tiroler Verhältnisse angepasst. Es geht darum, möglichst genau die Ist-Situation modelltechnisch abzubilden. Dabei ist es wichtig, räumlich detaillierte Informationen heranzuziehen. Wie in HOWATI ist der Ausgangspunkt ein GIS-Datensatz des Gewässernetzes und ein digitales Geländemodell. Das gesamte Inneinzugsgebiet wird dann als Raster mit hoher räumlicher Auflösung im Modell abgebildet und die einzelnen Teilprozesse der

Hochwasserentstehung simuliert. Das in HOWATI verwendete Modell wird an die spezifischen Gegebenheiten in diesem Projekt adaptiert (Rogger et al. 2011).

**T2.1 Naturräumliche Gegebenheiten und Abflussbildung.** Der wichtigste Aspekt bei der Modellierung des Hochwassergeschehens ist, welcher Anteil des Niederschlags tatsächlich zum Abfluss kommt und welcher Anteil versickert. Dies hängt von den lokalen naturräumlichen Gegebenheiten (Geologie, Landnutzung, Geländeform, Gerinnenähe), der Vorbefeuchtung des Bodens und den Niederschlagseigenschaften ab. Wie in HOWATI gezeigt wurde, ist das Speichervermögen des Untergrunds eine Schlüsselgröße. Deswegen wird – wie in HOWATI – auf die geologische Expertise von Dr. Herbert Pirkl zurückgegriffen, um auf Kartenbasis die Wahl der Modellparameter zu unterstützen. Auch die anderen naturräumlichen Gegebenheiten fließen in das Modell ein. Schnee und Verdunstung werden nach Maßgabe der Erfordernisse berücksichtigt.

**T2.2: Abflusskonzentration und Wellenablauf.** Der lokal gebildete Abfluss wird sodann räumlich in der Landschaft und im Gerinne übertragen. Wiederum fließen hier die Erfahrungen mit ähnlichen Modellierungen ein, um die Situation im Inngbiet möglichst genau zu beschreiben. Der Wellenablauf in den Gerinnen wird, je nach Erfordernissen, entweder hydrodynamisch mittels hydraulischer Modelle bzw. hydrologisch simuliert. In diesem Schritt werden auch die wichtigsten alpinen Kraftwerksspeicher abgebildet.

**T2.3: Parameterjustierung anhand beobachteter Abflussganglinien.** Schließlich wird das Gesamtmodell mittels beobachteter Abflussganglinien an mehreren Pegeln getestet und gegebenenfalls die Modellparameter nachgestellt. Die Vorgangsweise ist schrittweise, von den jährlichen Abflüssen zu den saisonalen Abflüssen und dann zu den Einzelereignissen wie die Hochwässer 1985, 1987 und 2005.

### AP3 Testen der simulierten Hochwasserzeitreihen mittels Pegelstatistik

Während Niederschlag-Abflussmodelle üblicherweise auf Basis von Einzelereignissen oder mehrjährigen Abflussganglinien getestet werden (siehe T2.3), ist es hier zusätzlich erforderlich, dass das Modell auch die hochwasserstatistischen Kenngrößen gut abbildet. Deswegen werden in diesem Schritt die simulierten Hochwasserkenngößen der Hochwasserstatistik an vielen Pegeln in Tirol gegenübergestellt.

**T3.1 Test der statistischen Hochwasserkenngößen zufolge beobachteter Niederschläge.** Als erster Schritt werden die Parameter aus T2.3 überprüft, ob sie auch aus hochwasserstatistischer Sicht zutreffen. Die Ergebnisse in HOWATI haben gezeigt, dass das wegen des Einflusses der Vorbefeuchtung und der Ereigniseigenschaften nicht immer der Fall ist. Gegebenenfalls werden die Parameter des Niederschlag-Abflussmodells nachjustiert. Ein wichtiger Teil dieses Schrittes ist die Überprüfung, ob beim Zusammenfluss zweier Vorfluter die simulierte Hochwasserstatistik sowohl oberhalb als auch unterhalb des Zusammenflusses mit der Pegelstatistik übereinstimmt. Hier wird das Zusammenwirken der Zubringer in Hinblick auf die Hochwasserwahrscheinlichkeiten deutlich. Deshalb ist eine genaue Wiedergabe der Pegelstatistik essentiell. Der Vorteil gegenüber der alleinigen Betrachtung der Pegelstatistik besteht aber darin, dass nun bekannt ist, von welchen Niederschlägen z. B. ein  $HQ_{100}$  ausgelöst wird, und die Möglichkeit den Niederschlag-Abflussprozess vollständig abzubilden.

**T3.2 Test der statistischen Hochwasserkenngößen zufolge stochastisch generierter Niederschläge.** Hier wird die Beurteilung bzw. Parameterjustierung aus dem vorherigen Schritt für den Fall Abflusssimulation mittels stochastisch generierter Nieder-

schläge wiederholt. Die Vorgangsweise ist ähnlich. Dieser Schritt ist notwendig, um sicherzustellen, dass auch für diesen Fall die Pegelstatistik gut wiedergegeben wird.

#### **AP4 Modellmäßige Implementierung der Rückhaltemaßnahmen**

In diesem zentralen Teil des Projektes werden die alpinen Retentionsmaßnahmen festgelegt. Aus arbeitstechnischen Gründen werden die Retentionsmaßnahmen in zwei Gruppen unterteilt: größere Maßnahmen, die mit expliziter Lage (verortet) in das Modell aufgenommen werden; und kleinere Maßnahmen, die pauschaliert in das Modell aufgenommen werden.

**T4.1 Implementierung der größeren Rückhaltemaßnahmen.** Der Auftraggeber wählt ca. 100 Standorte möglicher Rückhaltebecken (bzw. Flächen) im Inneinzugsgebiet in alpinen Lagen aus. Die Auswahl erfolgt dabei alleine auf Basis der technischen Machbarkeit, nicht jedoch auf Basis ihrer Wirkung auf das Hochwassergeschehen oder ökonomischer Aspekte. Als größere Maßnahmen sind Becken anzusehen, die Einzugsgebietsflächen von mehreren (bis 100) km<sup>2</sup> besitzen. Die Standorte sollten vor allem im alpinen Raum sein. Zu diesen Becken werden auch überschlägige Kenngrößen bekanntgeben, insbesondere Volumina und Auslasscharakteristika. Diese Angaben werden sodann im Rahmen des Projektes in das Niederschlag-Abflussmodell implementiert und einzeln verortet. Die Verformung der Hochwasserwelle beim Durchlaufen jedes einzelnen Beckens wird explizit im Modell nachgebildet. Ein wichtiger Aspekt der Auslaufcharakteristik ist, ob die Becken gesteuert sind bzw. bei welchen Durchflüssen sie gefüllt werden. Anzustreben sind Auslaufcharakteristika, die den maximalen Rückhalt dann aufweisen, wenn im Inntal der Scheitel eines  $HQ_{100}$  erreicht ist. Retentionsräume am Inn werden in diesem Projekt nicht betrachtet, da es um die Wirkung der Zubringer auf den Inn geht.

**T4.2 Implementierung der kleineren Rückhaltemaßnahmen.** Zur Ergänzung der größeren Becken werden auch kleinere Becken berücksichtigt. Diese werden nicht individuell, sondern pauschaliert für die verschiedenen Innzubringer betrachtet. Die Pauschalisierung erfolgt dabei nach Anzahl der Becken, Gesamtvolumen, typischer Auslaufcharakteristik und typischer Lage im Vergleich zum Hauptvorfluter (Zubringer zum Inn). Als kleinere Becken sind solche anzusehen, die Einzugsgebietsflächen von mehreren (bis 100) ha besitzen. Diese Angaben werden sodann im Rahmen des Projektes in das Niederschlag-Abflussmodell pauschaliert für jeden Hauptvorfluter implementiert. Ebenso wie bei den größeren Becken wird die Verformung der Hochwasserwelle nachgebildet, in diesem Fall aber summarisch.

**T4.3 Landnutzung.** Zudem wird ein Szenario veränderter Landnutzung betrachtet. Durch Aufforstung könnte im alpinen Raum, zusätzlich zu Rückhaltebecken, Hochwasserabfluss retendiert werden. Das Landnutzungsszenario wird gemeinsam mit dem Auftraggeber gewählt. Diese Angaben werden sodann im Rahmen des Projektes in das Niederschlag-Abflussmodell als Landnutzungsszenario implementiert. Die Parameterwahl erfolgt dabei auf Basis der Erfahrungen in HOWATI mit dem Vergleich zwischen dem gewählten Abflussmodell und Zemokost.

#### **AP5 Variantenstudien zur Bestimmung der Wirksamkeit Alpiner Retentionsmaßnahmen auf den Inn**

In diesem Arbeitspaket werden alle zuvor entwickelten Informationen und Modellteile zusammengeführt. Die grundsätzliche Vorgangsweise besteht darin, Monte-Carlo-Simulationen durchzuführen, zum einen für die Ist-Situation, zum anderen für Situationen mit alpinem

Rückhalt. Die Differenz der Hochwasserabflüsse am Inn, die jeweils einem  $HQ_{100}$  entsprechen, ergibt sich dann zu

$$R = \frac{HQ_T^{Ist} - HQ_T^{AlpRet}}{HQ_T^{Ist}} \cdot 100 \quad (1.1)$$

wobei  $R$  die prozentuale Reduktion des Abflusses für das  $HQ_{100}$  am Inn ist und die  $HQ$ -Werte aus den Monte-Carlo-Simulationen bestimmt werden. In ähnlicher Weise wird für die anderen Jährlichkeiten  $T$  vorgegangen. Neben Situationen mit dem technisch möglichen Rückhaltepotenzial im alpinen Raum werden auch differenzierte Situationen mittels Varianten betrachtet sowie Landnutzungsänderungen.

**T5.1 Ist-Situation.** Mittels der stochastischen, räumlichen Niederschlagszeitreihen und dem Niederschlag-Abflussmodell werden die Hochwasserwahrscheinlichkeiten für alle Gewässer und insbesondere den Inn ohne Retention (bzw. bestehende Retention) berechnet. Es werden  $HQ_{100}$  und Durchflüsse mit anderen Jährlichkeiten ausgewiesen. Diese Durchflüsse setzen sich aus dem kombinierten Einfluss vieler Ereignisse zusammen, sowohl kleiner Ereignisse, als auch Ereignisse, die Durchflüsse größer als ein  $HQ_{100}$  besitzen.

**T5.2 Auswirkung des technisch möglichen Rückhaltepotenzials im alpinen Raum.**

Die stochastischen Simulationen werden wiederholt, nun aber unter Berücksichtigung der Alpen Retention. Wegen der Länge des Simulationszeitraumes und der räumlichen Detaillierung wird ein außerordentlicher Datenumfang generiert. Die Auswirkungen alpiner Retention auf den T-jährlichen Hochwasserabfluss des Inn werden wie oben angeführt ermittelt.

**T5.3 Auswirkungen Varianten.** Zur genaueren Beurteilung der einzelnen Aspekte der alpinen Retention werden nun verschiedene Varianten gerechnet. Diese unterscheiden sich durch die Berücksichtigung nur kleiner bzw. nur großer Retentionsbecken, Berücksichtigung von Retentionsbecken nur in den höchsten Lagen, und unterschiedlicher Auslasscharakteristik der Rückhaltebecken. Beim letzteren steht die Frage im Vordergrund, ob die Becken am Anfang des Ereignisses schon gefüllt sind oder erst dann, wenn am Inn der Scheitel auftritt. Wiederum sind die Simulationen aufwendig und das generierte Datenvolumen groß. Die prozentuale Reduktion des Abflusses für das  $HQ_{100}$  am Inn (und andere Jährlichkeiten) wird wie oben ermittelt.

**T5.4 Auswirkung von Landnutzungsänderungen.** In ähnlicher Weise werden die Monte Carlo Simulationen für das Landnutzungsszenario (T4.3) durchgeführt, sowohl mit als auch ohne Retentionsbecken (T5.2), und die Auswirkungen auf den Inn ausgewertet.

## AP6 Arbeitsgespräche und Berichtslegung

Es ist geplant, das Projekt in einer iterativen Weise zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer abzuwickeln. Das bedeutet, dass zusätzlich zu den regelmäßigen Projektspräsentationen Arbeitsgespräche in Innsbruck durchgeführt werden, bei denen die Eckpfeiler des Projektes gemeinsam erarbeitet werden.

**T6.1 Arbeitsgespräche.** Die Arbeitsgespräche betreffen insbesondere die Annahmen über die Rückhaltemaßnahmen sowie die Landnutzungsänderungen, die zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer besprochen und abgestimmt werden. Damit soll sichergestellt werden, dass alle Maßnahmen grundsätzlich realistisch sind. Ökonomische Aspekte



dieser Maßnahmen werden nicht betrachtet, sondern deren technische Machbarkeit. Bei den anderen Projektteilen wird der Auftraggeber ebenfalls eng eingebunden.

**T6.2 Berichtslegung.** Alle Ergebnisse werden dem Auftraggeber sowohl als Bericht als auch elektronisch auf Datenträgern zur Verfügung gestellt. Die Ergebnisse werden so dargestellt, dass sie sowohl für Experten als auch für ein breites Publikum im Grundsatz nachvollziehbar sind. Die Zwischenergebnisse werden regelmäßig kommuniziert sowie als Präsentationen in Innsbruck vorgestellt.



## 2 Modellgebiet und Daten

### 2.1 Modellgebiet

Das Untersuchungsgebiet im Projekt AlpRetInn ist das Einzugsgebiet des Inns bis zum Pegel Oberaudorf. In Abbildung 2.1 ist das Projektgebiet dargestellt. Pegel des Hydrographischen Dienstes, die im Projekt AlpRetInn berücksichtigt wurden, sind mit roten Dreiecken dargestellt. Niederschlagsstationen, für die Datenreihen kürzer als 30 Jahre vorliegen, sind mit gelben Punkten dargestellt; Niederschlagsstationen mit Datenreihen länger als 30 Jahre mit grünen Punkten. Ableitungen zu Speichern sind mit blauen Punkten dargestellt, die im Modell berücksichtigten Speicher mit hellblauen Vierecken.

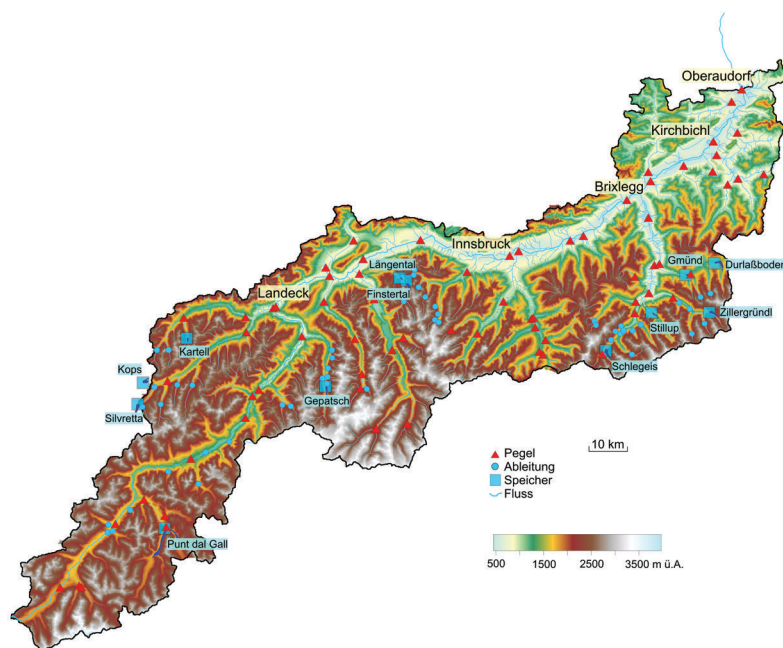


Abbildung 2.1: Einzugsgebiet des Inn

Der Inn entspringt in rund 2500 Metern Höhe beim Malojapass im Engadin in der Schweiz und fließt 104 km in Richtung Nordosten bis zur schweizerisch-österreichischen Grenze. Das in der Schweiz liegende Einzugsgebiet des Inns beträgt rund 1940 km<sup>2</sup>, der mittlere Abfluss beträgt rund 48 m<sup>3</sup>/s. Wichtigster Zubringer zum Inn in der Schweiz ist der Spöl mit einem mittleren Abfluss von etwa 10 m<sup>3</sup>/s; der Spöl fließt auf seinem Weg zum Inn durch die zwei Stauseen Lago di Livigno und Lai da Ova Spin. Der größte Abfluss am Pegel Martina an der schweizerisch-österreichischen Grenze wurde am 19. Juli 1987 mit 481 m<sup>3</sup>/s beobachtet (BAFU 2017).

Die Länge des Inns in Österreich beträgt 193 km, die Einzugsgebietsfläche an der österreichisch-deutschen Grenze beträgt rund 9710 km<sup>2</sup>. Der mittlere Abfluss am Pegel Oberaudorf beträgt rund

305 m<sup>3</sup>/s, wobei der mittlere Abfluss im Sommer mit 450 m<sup>3</sup>/s deutlich größer ist als im Winter mit 160 m<sup>3</sup>/s. Wichtige Zubringer sind

- der Faggenbach (MQ ~2.8 m<sup>3</sup>/s);
- die Sanna (MQ ~20 m<sup>3</sup>/s), deren Einzugsgebiet durch Überleitungen in den Silvretta- und Kopsspeicher deutlich verringert wird;
- die Pitze (MQ ~10 m<sup>3</sup>/s);
- die Ötztaler Ache (MQ ~31 m<sup>3</sup>/s);
- die Sill (MQ ~24.5 m<sup>3</sup>/s);
- der Ziller (MQ ~44.4 m<sup>3</sup>/s);
- die Brandenberger Ache (MQ ~10.4 m<sup>3</sup>/s)
- die Brixentaler Ache (MQ ~10.9 m<sup>3</sup>/s)

Der größte Abfluss am Pegel Oberaudorf wurde am 23. August 2005 mit einem Hochwasserscheitel von 2340 m<sup>3</sup>/s beobachtet (HND Bayern 2017).

Im Tiroler Einzugsgebiet liegen die Speicher Kartell, Gepatsch, Längental, Finstertal, Schlegeis, Stillup, Zilligründl, Durlassboden und Gmünd. Im Norden des Einzugsgebietes sind hauptsächlich Karbonatgesteine zu finden, die teilweise verkarstet sind, im Süden des Einzugsgebietes Pyhllite, Glimmerschiefer, Gneis und Granite und entlang des Inns klastische Sedimente.

## 2.2 Daten

Für die Bearbeitung des Projektes wurden vom Land Tirol bzw. der Wildbach- und Lawinenverbauung folgende Datensätze und Informationen zur Verfügung gestellt:

- hydrologische Daten (→ Abschnitt 2.2.1),
- meteorologische Daten (→ Abschnitt 2.2.2),
- Kraftwerksdaten, Wasserfassungen und Beileitungen (→ Abschnitt 2.2.3), sowie
- Landnutzungsdaten (→ Abschnitt 2.2.4).

### 2.2.1 Hydrologische Daten

Für 58 Pegel in Tirol wurden vom Hydrographischen Dienst Tirol Jahresmaximalwerte des Abflusses bereitgestellt. Die längste Zeitreihe ist hierbei 171 Jahre lang, der Median liegt bei 51 Jahren.

Vom Hydrographischen Dienst wurden stündliche Abflusszeitreihen für 71 Pegel in der Schweiz (9 Pegel) und in Tirol zur Verfügung gestellt. Die Länge der Zeitreihen variiert zwischen 4 und 45 Jahren, wobei der Median bei etwa 39 Jahren liegt. Abbildung 2.2 gibt einen Überblick über die zur Verfügung stehenden stündlichen Zeitreihen. Die Pegel sind mit Dreiecken gekennzeichnet, wobei die verschiedenen Farben die Länge der Zeitreihe kennzeichnen.

Die Abflussdaten wurden auf Plausibilität und Fehler überprüft und diese gegebenenfalls korrigiert. Anschließend wurden die Daten bearbeitet, sodass das im hydrologischen Modell benötigte Format vorlag.

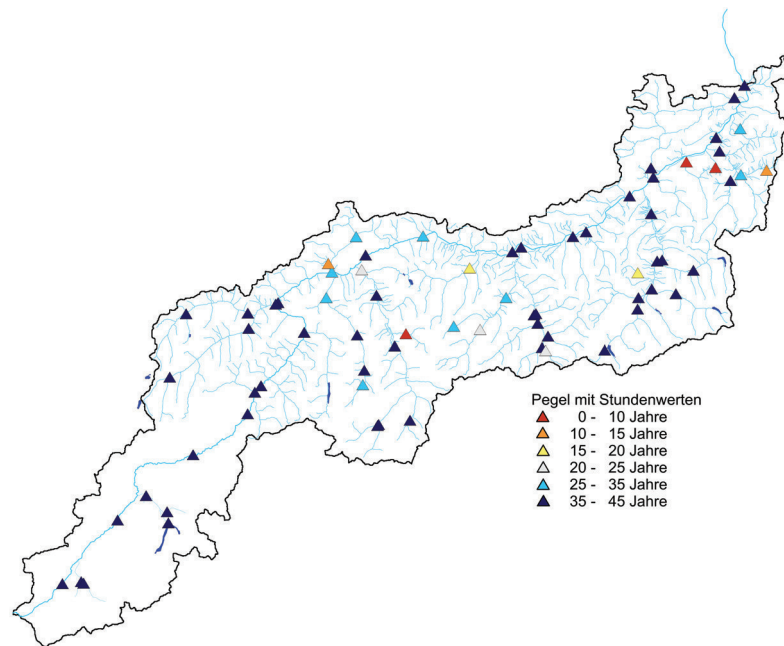


Abbildung 2.2: Übersicht über die vorhandenen Pegeldata. Die unterschiedlichen Farben kennzeichnen die Länge der Zeitreihen.

### 2.2.2 Meteorologische Daten

Für 134 Stationen liegen Niederschlagsstationen in stündlicher Auflösung vor, wobei die Zeitreihenlänge zwischen 0.7 Jahren und 67 Jahren liegt (Median 11.6 Jahre). Tagesniederschläge liegen für 163 Stationen vor, hier liegt die Länge der Zeitreihe zwischen 5 und 120 Jahren (Median 54.3 Jahre). Für viele Stationen liegen sowohl Stunden- als auch Tagesniederschläge vor, wobei die Länge der Tagesniederschlagszeitreihen i. A. größer ist. Die Stationsdichte ist im Schweizer Teil des Einzugsgebietes deutlich niedriger (5 Stationen). Abbildung 2.3 zeigt die räumliche Verteilung der Niederschlagsstationen.

Für das Projekt wurden vom HD Tirol Temperaturstationen mit kontinuierlichen stündlichen Zeitreihen (133 Stationen) sowie Terminwerten (127 Stationen) zur Verfügung gestellt. Teilweise liegen die Stationen in unmittelbarer Nähe zueinander. Die Länge der Zeitreihen variiert stark zwischen 0.6 Jahren und 120 Jahren bei den Reihen mit Terminwerten (Median 28.8 Jahre), und 2 bis 34 Jahren bei den Reihen mit stündlichen Werten (Median 14.3 Jahre). Im Schweizer Teil des Einzugsgebietes sind Daten von nur 5 Stationen mit kontinuierlicher Messung vorhanden. Abbildung 2.4 zeigt die räumliche Verteilung der Temperaturstationen.

Die Niederschlags- und Temperaturdaten wurden auf Plausibilität und Fehler überprüft und diese gegebenenfalls korrigiert. Tagesniederschläge wurden mit dem Ansatz von Grebner (1995) auf Stundenwerte disaggregiert, um auf ein dichteres Stationsnetz zurückgreifen zu können. Bei dieser Methode wird die zeitliche Verteilung des Niederschlags innerhalb eines Tages an einer Tagesstation abgeschätzt, indem die zeitlichen Niederschlagsverteilungen an vier relevanten Stationen mit stündlichen Niederschlägen distanzabhängig gewichtet werden. Als relevante Stationen werden hierbei die von der Tagesstation ausgehend in jedem Quadranten am nächsten liegenden Stationen angesehen. Anschließend wurden die Daten bearbeitet, sodass das im hydrologischen Modell benötigte Format vorlag. Weiters wurde eine Liste erstellt, in der für jede Station die Koordinaten hinterlegt sind.

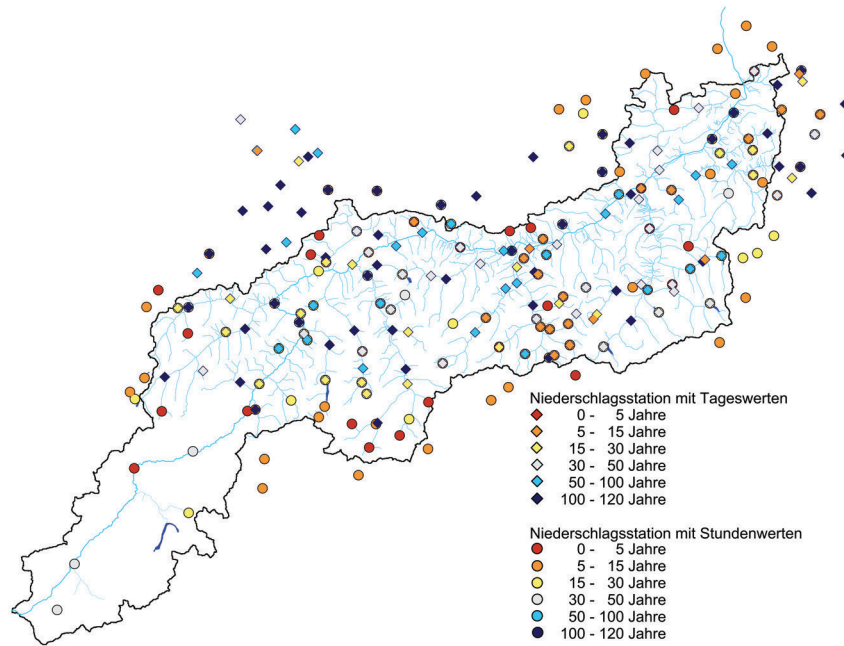


Abbildung 2.3: Übersicht über die vorhandenen Niederschlagsstationen. Kreise kennzeichnen Niederschlagsstationen mit kontinuierlichen stündlichen Daten, Karos Stationen mit Tageswerten. Die unterschiedlichen Farben kennzeichnen die Länge der Zeitreihen.

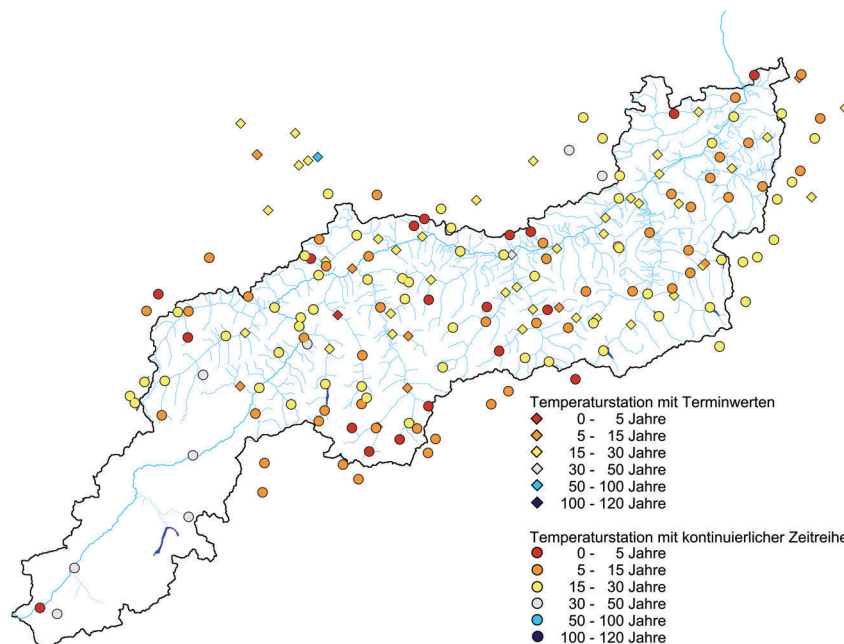


Abbildung 2.4: Übersicht über die vorhandenen Temperaturstationen. Kreise kennzeichnen Temperaturstationen mit kontinuierlichen stündlichen Daten, Karos Stationen mit Terminwerten. Die unterschiedlichen Farben kennzeichnen die Länge der Zeitreihen.

### 2.2.3 Kraftwerksdaten und Wasserfassungen

Informationen über Kraftwerke, Speicher und deren Einzugsgebiete sowie Wasserfassungen und Beileitungen wurden vom Auftraggeber als ArcGIS-Shapefile zur Verfügung gestellt. Dieses Shapefile beinhaltet die Lage der einzelnen Talsperren bzw. Dämme, sowie bei Wasserfassungen und Beileitungen auch Informationen über die Wassermengen, die abgeleitet werden.

Die Einzugsgebiete der Kraftwerke Pradella, Martina und Ova Spin in der Schweiz, des Speichers Kops in Vorarlberg sowie der Speicher Kartell, Gepatsch, Längental, Finstertal, Schlegeis, Stillup, Zillergründl, Durlaßboden und Gmünd wurden ausgewiesen. Diese sollen im Projekt AlpRetInn als nicht abflusswirksam betrachtet werden, d. h., die Speicher sind immer ausreichend groß, um das zufließende Wasser vollständig aufnehmen zu können.

Weiters liegen Information über die Ausbauwassermenge und kritische Durchflüsse von 55 Wasserfassungen vor; über die Restwassermenge liegen keine Informationen vor, da es sich um alte Anlagen handeln, bei denen eine Restwassermenge nicht vorgeschrieben wurde (Raffener, persönliche Kommunikation, August 2016). Für die Wasserfassungen in der Schweiz wurden zusätzlich Informationen über die Restwassermenge aus dem Internet bezogen.

### 2.2.4 Landnutzung und Geologie

Die Wildbach- und Lawinenverbauung, Sektion Tirol, stellte Landnutzungsdaten als ArcGIS-Shapefile zur Verfügungen. Dieser Datensatz beinhaltet die Landnutzung in Tirol nach Seger (2001). Weiters wurde der frei verfügbare Corine Land Cover Datensatz (European Environmental Agency 2000) der Europäischen Kommission herangezogen; dabei zeigte sich, dass die beiden Datensätze i. A. gut übereinstimmen und nur in Details unterschiedlich waren. Für den Schweizer Teil des Einzugsgebietes wurde auf den Corine Land Cover Datensatz zurückgegriffen.

Jedem Pixel (Rasterelement) (1x1 km) im Modellgebiet wurde eine 14 verschiedenen Landnutzungsklassen zugeordnet, wobei die maßgebliche Landnutzungsklasse in jedem Element den größten Flächenanteil hat.

Tabelle 2.1: Verteilung der Landnutzung im Einzugsgebiet des Pegels Oberaudorf, basierend auf den Datensätzen nach Seger (2001) und European Environmental Agency (2000)

	Landnutzung	Anz. Pixel	%
1	Urbane bebaute Flächen	246	2.53%
2	Urbanes Grünland	3	0.03%
3	Wasserflächen	54	0.56%
4	Laubwald	25	0.26%
5	Nadelwald	2317	23.87%
6	Mischwald	618	6.37%
7	Sumpf- und Mooregebiete	8	0.08%
8	Wiesen und Weiden	614	6.33%
9	Nicht bewässertes Ackerland	115	1.18%
10	Komplexe Parzellenstruktur	3	0.03%
11	Obstanbauflächen	1	0.01%
12	Natürliches Grasland	2882	29.70%
13	Felsflächen und Flächen mit spärlicher Vegetation	2445	25.19%
14	Gletscher	374	3.85%

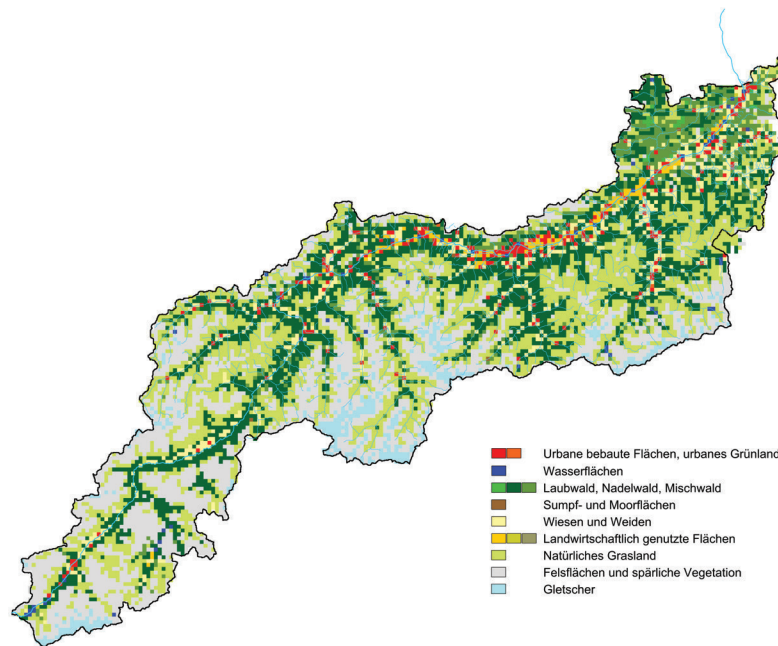


Abbildung 2.5: Zuordnung der Rasterelemente – Landnutzungsdaten nach Seger (2001) und Corine Land Cover (European Environmental Agency 2000). Vereinfachte Darstellung.

Für das Projekt AlpRetInn wurden von der Geologischen Bundesanstalt die Lockergesteinskarten für das Einzugsgebiet des Inn in Tirol adaptiert und ergänzt, sowie eine qualitative Interpretation hinsichtlich untergrundabhängiger Abflusstypen bereitgestellt (Posch-Trözmüller et al. 2016). Abbildung 2.6 zeigt die auf das verwendete Raster umgerechneten Abflusstypen. Für den Schweizer Teil sowie einige Rasterelemente im Norden des Einzugsgebietes sind keine Informationen über untergrundabhängige Abflusstypen vorhanden.

### 2.2.5 Rückhaltebecken

Für die Untersuchung des Wirkungsgrades von alpinen Retentionsmaßnahmen auf den Hochwasserscheitel am Inn wurde von der Wildbach- und Lawinerverbauung, Sektion Tirol, Retentionsbereiche in den alpinen Bereichen des Einzugsgebietes ausgewählt, die als potentielle Standorte für Rückhaltebecken in Frage kommen. Als Kriterien für die Auswahl wurden dabei gewählt:

- Wildbacheinzugsgebiete größer 9 km<sup>2</sup>,
- spezifisches Volumen (Volumen Rückhaltebecken durch Einzugsgebietsfläche) größer 5 mm,
- Stauhöhe generell 10 m,
- Neigungsklasse für Tallängenschnitt 0 bis 15°,
- keine Rücksicht auf sozioökonomische Bedingungen, Erschließung und Geologie,
- ausgenommen wurden dauerbesiedelte Flächen,
- Berechnung der Kubatur der Rückhaltebecken erfolgte auf Basis eines digitalen Geländemodells mit 5 m Auflösung,
- Abschätzung der Einzugsgebiete der Rückhaltebecken erfolgte aus einer Abschätzung von Orthofotos und Höhenschichtenlinien.



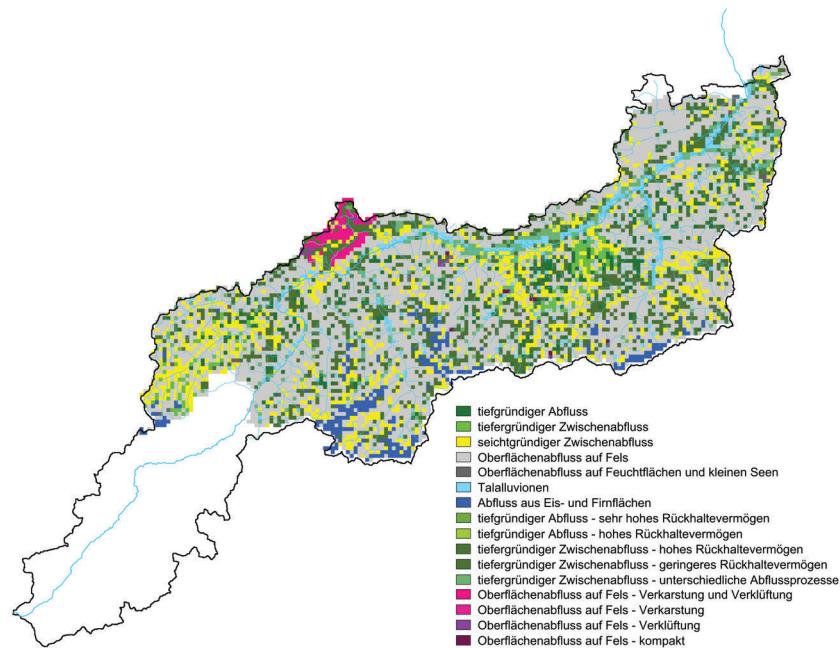


Abbildung 2.6: Zuordnung der Rasterelemente – untergrundabhängige Abflusstypen nach Posch-Trözmüller et al. (2016). Vereinfachte Darstellung.

Insgesamt wurde auf diese Weise 126 potentielle Standorte für Rückhaltebecken identifiziert. Bei einer generellen Stauhöhe von 10 m für jedes Becken ergibt sich ein Gesamtvolumen von 21.2 Millionen  $m^3$ , die Einzugsgebietsfläche der Rückhaltebecken umfasst ein Viertel der gesamten Einzugsgebietsfläche des Pegels Oberaudorf. Abbildung 2.7 gibt einen Überblick über die Rückhaltebecken bzw. deren Standorte und das Volumen der Becken.

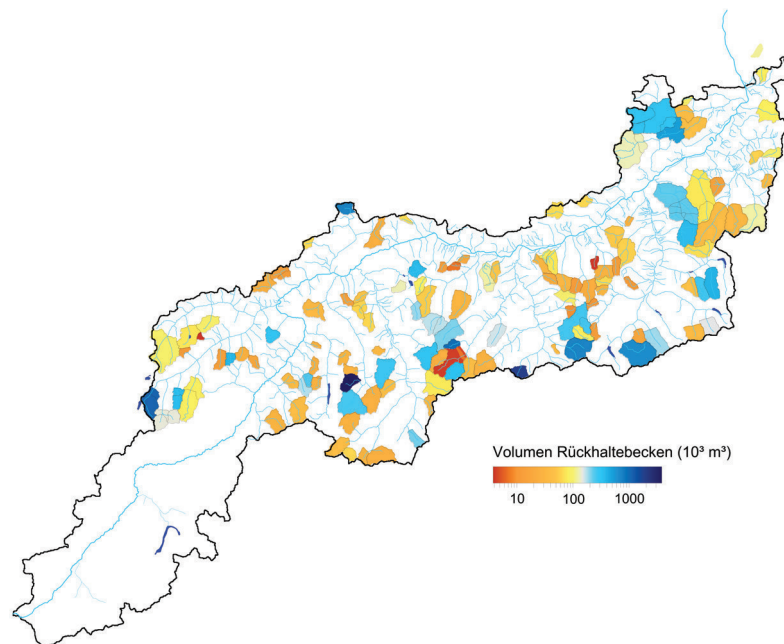


Abbildung 2.7: Einzugsgebiete der potentiellen Rückhaltebecken. Die Farben kennzeichnen das Volumen der Rückhaltebecken (logarithmischer Massstab)

Von der Bundwasserbauverwaltung wurden weitere 4 potentielle Rückhaltebecken an der Ruetz identifiziert, wobei hier die Stauhöhe zwischen 5 und 10 m variiert.

## 2.3 Modellstruktur

Da in einem Modell nicht alle Details berücksichtigt werden können, muss das Einzugsgebiet im hydrologischen Modell vereinfacht abgebildet werden. Dabei wurde auf eine ausreichend genaue Abbildung von Gewässern, Speichern und Rückhaltebecken geachtet.

Über das Einzugsgebiet wurde ein 1x1 km-Raster gelegt, in jedem Rasterelement wird das hydrologische Modell gerechnet. Mehrere Rasterelemente werden an Berechnungsknoten zu einem Teileinzugsgebiet zusammengefasst. Berechnungsknoten sind an jedem Pegel mit Abflussdaten, Wasserfassungen, Speichern (Zu- und Abfluss), an Zusammenflüssen von 2 oder mehreren Bächen bzw. Flüssen sowie an den potentiellen alpinen Retentionsmaßnahmen definiert. Insgesamt wurden im Modell für das Projekt AlpRetInn 71 Pegel, 50 Wasserfassungen, 14 Speicher sowie 130 potentielle Rückhaltebecken berücksichtigt. Die Gesamtzahl der Berechnungsknoten ist 392. Jedem Berechnungsknoten wurde das oberhalb des Knotens liegende Teileinzugsgebiet zugeordnet, insgesamt wurden 390 Teileinzugsgebiete mit einer Gesamtgröße von ca. 9700 km<sup>2</sup> definiert. Die Berechnungsknoten sind über 346 Wellenablaufmodelle verknüpft.

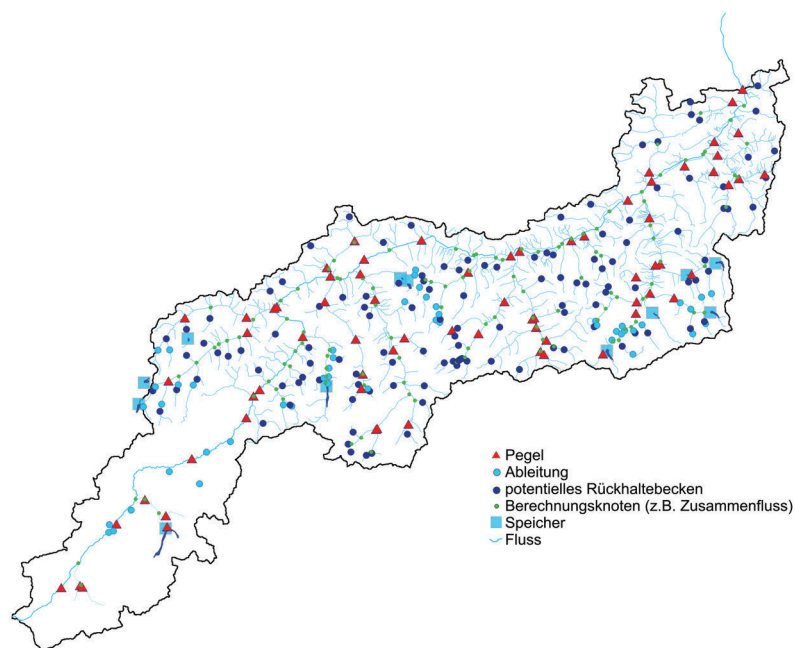


Abbildung 2.8: Modellstruktur des hydrologischen Modells

Abbildung 2.8 zeigt einen Überblick über die verwendete Modellstruktur. Rote Dreiecke kennzeichnen die Pegel, hellblaue Kreise die Wasserfassungen, dunkelblaue Kreise die potentiellen Retentionsbecken, grüne Kreise Berechnungsknoten, hellblaue Quadrate die Speicher. Zur besseren Übersicht wurde auf eine Beschriftung der Pegel und der Wellenabläufe verzichtet.

# 3 Methodische Grundlagen

## 3.1 Beschreibung des stochastischen Niederschlagsmodells

In AP1 werden lange Niederschlagszeitreihen (10.000 Jahre) mittels stochastischer Niederschlagsmodellierung erzeugt. Das Ziel ist es, synthetische kontinuierliche Niederschlagszeitreihen zu erzeugen, sodass die jährlichen Niederschläge, die Saisonalität der Niederschläge sowie die Extremniederschläge, die an Stationen im Einzugsgebiet gemessen wurden, wiedergegeben werden.

### 3.1.1 Literatur und allgemeine Modelleigenschaften

Häufig benutzte stochastische Niederschlagsmodelle sind sogenannte Alternate Renewal oder Neyman-Scott-Punkt-Prozesse (siehe z. B. Rogger et al. 2012; Viglione et al. 2012). Diese Modellstruktur eignet sich gut für die Simulation von Niederschlägen an einer Messstelle und wird daher für kleine Einzugsgebiete (bis ca. 50-100 km<sup>2</sup>) verwendet. Allerdings ist bei dieser Art von Modellen eine Integration von räumlichen Korrelationsstrukturen schwierig. Als Alternative bieten sich Modellstrukturen wie jene von Matalas (1967), Richardson (1981) sowie Bardossy und Plate (1992) an.

In der vorliegenden Studie wird eine modifizierte Version des Modells von Bardossy und Plate (1992) verwendet, in dem Niederschlagszeitreihen an verschiedenen Messstellen als multivariater Zufallsprozess modelliert werden.

Folgende Bearbeitungsschritte werden bei der Simulation der synthetischen Niederschlagszeitreihen durchgeführt:

1. Simulation eines multivariaten autoregressiven (mAr) Prozesses im Normalraum (Dimension entspricht der Anzahl der Messstationen, Zeitreihenlänge 10.000 Jahre)
2. Transformation des Normal-verteilten Niederschlages in einen Gamma-verteilten Niederschlag
3. *Downscaling* zu stündlichen Niederschlägen und Generierung der Temperaturzeitreihen

Die Eichung der Modellparameter für die Schritte (1) und (2) wird im Detail in Kapitel 4.3 beschrieben.

### Eigenschaften des mAr Prozesses

Mathematisch ist der multivariate autoregressive (mAr) Prozess im Normalraum für jeden Zeitschritt definiert als

$$X_t = \mathbf{B} \cdot X_{t-1} + \mathbf{C} \cdot \psi_t \quad (3.1)$$

wobei die Vektoren  $X_t$  und  $X_{t-1}$  die Werte des normalen mAr-Prozesses zum Zeitschritt  $t$  bzw.  $t - 1$  und der Vektor  $\psi_t$  unabhängige Zufallsvariablen zwischen 0 und 1 enthalten. Die Matrix  $\mathbf{B}$  enthält Informationen über die zeitliche und die räumliche Korrelation des mAr-Prozesses,  $\mathbf{C}$  ist eine Matrix mit Information über die räumliche Korrelation des mAr-Prozesses. Die Dimension der Vektoren ist  $n \times 1$ , jene der Matrizen  $n \times n$ , wobei  $n$  die Anzahl der simulierten Niederschlagsstationen ist.

Die Struktur und Schätzung der Matrizen  $\mathbf{B}$  und  $\mathbf{C}$  werden in Abschnitt 3.1.3 im Detail beschrieben.

Während der Simulationszeitschritt bei Bardossy und Plate (1992) ein Tag ist, beträgt die zeitliche Auflösung im Projekt `AlpRetInn` 6 Stunden. Dies hat mehrere Vorteile: die höhere zeitliche Auflösung erlaubt eine höhere Detailliertheit bei der Modellierung der regionalen Niederschlagsdynamik und zusätzlich werden charakteristische, zu Hochwasser führende Niederschlagsereignisse in den kleinen Einzugsgebieten besser abgebildet.

### Transformation in einen Gamma-verteilten Raum

Die  $x$  Werte des normalen mAr-Prozesses werden dann in einen  $Z$  Gamma-Raum transformiert, d. h., die 6-Stunden-Niederschlagssummen (mit Niederschlagshöhe größer als 0) werden mit einer 2-Parameter Gamma-Verteilung beschrieben. Die Transformation erfolgt mit der Gleichsetzung der Normal- und Gamma-Quantile:

$$F_{6h}(z) = \frac{\Phi(x) - (1 - p_w)}{p_w} \quad (3.2)$$

wobei  $F_{6h}(z)$  die Gamma-Verteilungsfunktion der 6 Stunden Niederschlagssummen  $z$  ist,  $\Phi(x)$  die Verteilungsfunktion der normalverteilten Zufallsvariablen  $X$  des mAr-Prozesses und  $p_w$  die Wahrscheinlichkeit von Tagen mit Niederschlag.

Die Werte der Wahrscheinlichkeit von Tagen mit Niederschlag  $p_w$  werden anhand von Niederschlagsmessungen unabhängig für jede Station für jeden Monat berechnet. Die Schätzung der Parametern der für jede Messstelle spezifischen Gamma-Parameter wird in Abschnitt 3.1.2 beschrieben.

### Postprocessing – stündliche Niederschläge und Lufttemperatur

Nach der Generierung der 6-Stunden-Niederschlagsblöcke wird ein multiplikatives *random Cascade*-Schema angewendet, um stündliche Niederschläge zu erhalten. Diese statische *downscaling*-Methode ist massenerhaltend, d. h., die 6-Stunden-Niederschlagssummen ändern sich nicht. Zeitliche Niederschlagsmuster werden korrekt wieder gegeben (Menabde und Sivapalan 2000).

Anschließend werden analog zu Bardossy und Plate (1992) bzw. Hundecha und Merz (2012) Zeitreihen von Lufttemperatur generiert, wobei die nach Niederschlägen auftretenden Temperaturrückgänge in den simulierten Zeitreihen enthalten sind. Durch eine Sinus-Funktion wird der Jahresverlauf der Temperaturen vereinfacht abgebildet, der Mittelwert und die Amplitude der Temperaturen werden dabei aus den gemessenen Daten geschätzt.

### 3.1.2 Lokale Niederschläge

Die 6-Stunden-Niederschlagssummen werden für Zeitschritte mit Niederschlagssummen größer als 0 für jede Messstelle mit einer 2-parametrischen Gamma-Verteilung beschrieben:

$$f(z) = \frac{1}{\Gamma(\alpha) \cdot \beta^\alpha} z^{\alpha-1} \cdot e^{-z/\beta} \quad (3.3)$$

wobei  $f(z)$  die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der Gamma-Verteilung ist, die die 6-Stunden-Niederschlagssummen  $z$  beschreibt und  $\alpha$  und  $\beta$  Form- ( $\alpha$ ) bzw. Skalenparameter ( $\beta$ ) der Gamma-Verteilung sind.

Aufgrund der starken Saisonalität des Niederschlages im Modellgebiet werden die Parameter  $\alpha$  und  $\beta$  für jede Messstation monatsweise über das Jahr variiert, wobei die Variation durch eine Sinus-Funktion beschrieben wird.

$$\begin{aligned} \alpha(u) &= \mu_\alpha + \sigma_\alpha \cdot \sin\left(\frac{u}{T} - \theta_\alpha\right) \\ \beta(u) &= \mu_\beta + \sigma_\beta \cdot \sin\left(\frac{u}{T} - \theta_\beta\right) \end{aligned} \quad (3.4)$$

mit den Form- bzw. Skalenparametern der Gamma-Verteilung  $\alpha(u)$  und  $\beta(u)$ , die für jeden Monat unterschiedlich sind,  $u$  als Tagesmittelpunkt der 12 Monate als *Day of Year*,  $T$  als Periode der Sinusfunktion und  $\mu_i, \sigma_i, \theta_i$  als Meta-Parameter des saisonalen Verlaufes der Parameter  $i$ .

### 3.1.3 Räumliche und zeitliche Korrelationen von Niederschlägen

Bei den Niederschlagssimulationen ist es wichtig, beobachtete räumliche und zeitliche Strukturen von Extremereignissen korrekt wieder zu geben. Die zeitliche Korrelation kontrolliert die Verteilung der Niederschlagsdauer, während die räumliche Korrelation das räumliche Ausmaß der Ereignisse kontrolliert.

Die Matrizen  $\mathbf{B}$  und  $\mathbf{C}$  beinhalten Informationen über die räumliche und zeitliche Korrelationsstruktur des Modells. Es gelten die folgenden Beziehungen:

$$\begin{aligned} \mathbf{C} \cdot \mathbf{C}^T &= M_0 - M_1 M_0^{-1} M_1^T \\ \mathbf{B} &= M_1 M_0^{-1} \end{aligned} \quad (3.5)$$

mit  $M_0$  als räumlicher Korrelationsmatrix (Dimensionen  $n \times n$ ) und  $M_1$  als Lag 1 (6 Stunden) zeitlich-räumliche Korrelationsmatrix (Dimensionen  $n \times n$ ).

Aus beobachteten Niederschlagsdaten können für die Stichprobe räumliche und zeitliche Korrelationen berechnet werden, die aber aufgrund strenger Bedingungen für die Matrizen (Symmetrie, positiv definit) nicht direkt für  $M_0$  und  $M_1$  verwendet werden können. Ein wichtiger Unterschied zum Modell von Bardossy und Plate (1992) ist, dass die zeitliche Korrelation für jede Station unterschiedlich ist. Dadurch können regionale Änderungen bei der charakteristischen Niederschlagsdauer und konvektive Prozesse besser repräsentiert werden. Um alle algebraische Bedingungen für die Matrizen  $M_0$ ,  $M_1$ ,  $\mathbf{B}$  und  $\mathbf{C}$  gleichzeitig zu erfüllen, werden die folgenden Korrelationsstrukturen auferlegt:

$$\begin{aligned} [\mathbf{C} \cdot \mathbf{C}^T]_{i,j} &= e^{-\frac{d_{i,j}}{D}} \\ \mathbf{B} &= \text{diag}(\mathbf{k}) \end{aligned} \quad (3.6)$$

wobei  $d_{i,j}$  der Abstand zwischen den Messtellen  $i$  und  $j$  ist,  $D$  der räumliche Korrelationsparameter,  $\text{diag}(\mathbf{k})$  eine Diagonalmatrix mit dem Vektor  $\mathbf{k}$  als Hauptdiagonale und  $\mathbf{k}$  als Vektor  $(k_1, k_2, \dots, k_n)$  mit Lag 1 (6 Stunden) zeitlichen Korrelationen. Für  $\mathbf{C} \cdot \mathbf{C}^T$  wird eine exponentielle räumliche Modellstruktur definiert.

Die zeitliche Korrelationsstruktur ist bei einem Lag 1 autoregressiven Prozess per Definition exponentiell. In diesem Fall hat jede Station  $j$  einen eigenen Autokorrelationsparameter  $k_j$ . Eine exponentielle räumliche Modellstruktur wird auch für  $\mathbf{C} \cdot \mathbf{C}^T$  definiert. Die Matrix  $\mathbf{C} \cdot \mathbf{C}^T$  spielt hier die Rolle der Varianz-Kovarianz-Matrix der Fehlergröße im Normalraum (siehe Gleichung 3.2).

Die räumliche Korrelationsstruktur des normalen Niederschlagsprozesses ergibt sich zu

$$[M_0]_{i,j} = e^{-\frac{d_{i,j}}{D}} \cdot \sqrt{1 - \left( \frac{k_i - k_j}{1 - k_i \cdot k_j} \right)^2} \quad (3.7)$$

Der normale mAr Niederschlagsprozess hat eine quasi-exponentielle räumliche Korrelationsstruktur, wobei der Korrekturterm von der zeitlichen Autokorrelationen abhängig ist.

## 3.2 Beschreibung des hydrologischen Modells

Das hydrologische Modell, das für die Simulationen im Projekt AlpRetInn verwendet wird, ist ein konzeptionelles kontinuierlich rechnendes Wasserhaushaltsmodell. Es basiert auf dem Niederschlag-Abfluss-Modell HBV, das Anfang der 70er Jahre am schwedischen SMHI (Swedish Meteorological and Hydrological Institute) unter der Leitung von Bergström (1995) entwickelt worden ist. Das Modell beinhaltet Routinen zur Simulation der *Schneeakkumulation und -schmelze*, des *Bodenfeuchtehaushalts* sowie des *Abflusses am Hang und im Gerinne*. Das Modell ist modular aufgebaut, d. h., es verfügt über verschiedene Module (z. B.: Einlesen, Bodenwasserhaushalts- und Abflussentstehungsmodell, Schreiben der Ergebnisse, ...) und kann relativ einfach adaptiert werden.

Die Bilanzierung des Wasserhaushalts kann durch Gleichung 3.8 beschrieben werden.

$$P - E - Q = \frac{d}{dt} [SP + SM + UZ + LZ + lakes] \quad (3.8)$$

mit Niederschlag  $P$ , Evapotranspiration  $E$ , Abfluss  $Q$ , Schneedecke  $SP$ , Bodenfeuchte  $SM$ , Wasser in der oberen Bodenzone  $UZ$ , Wasser in der unteren Bodenzone und das in Seen gespeicherte Wasservolumen  $lakes$ .

Nach ersten Anwendungen in Schweden wurde das hydrologische Modell dank seiner Einfachheit und Stabilität immer häufiger auch im Ausland eingesetzt. Dabei fand es Verwendung in Ländern mit sehr unterschiedlichen klimatischen Bedingungen (z. B. Schweden, Deutschland, Zimbabwe, Indien und Kolumbien) und wurde auch für einen sehr weiten Bereich an räumlichen Skalen (z. B. Modellierung von Lysimetern, Wasserhaushaltsmodell des Einzugsgebietes des Baltischen Meeres) eingesetzt.

Entsprechend den unterschiedlichen Untersuchungszielen wurde das ursprüngliche Modell häufig modifiziert und erweitert, es sind daher eine Vielzahl von Varianten zu finden. Für die Modellierung im Rahmen des Projektes AlpRetInn kommt eine am Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie der TU Wien adaptierte und erweiterte Version mit einer räumlichen Auflösung von 1x1 km sowie einer zeitlichen Auflösung von 1 Stunde zum Einsatz (Blöschl et al. 2008).

### 3.2.1 Schneemodul

Die Schneeschmelz-Routine des hydrologischen Modells ist ein Ansatz nach dem einfachen und weitverbreiteten *Gradtagverfahren*. Der Aggregatzustand des Niederschlages wird durch eine Grenztemperatur bestimmt.

Wird die Grenztemperatur  $T_s$  unterschritten, fällt der gesamte Niederschlag als Schnee; wird die Grenztemperatur  $T_r$  überschritten, besteht der gesamte Niederschlag aus Regen. Da die Grenztemperaturen in der Regel nicht identisch sind, werden die Anteile von flüssigem und gefrorenem Niederschlag zwischen den beiden Temperaturen linear interpoliert (Abbildung 3.1).

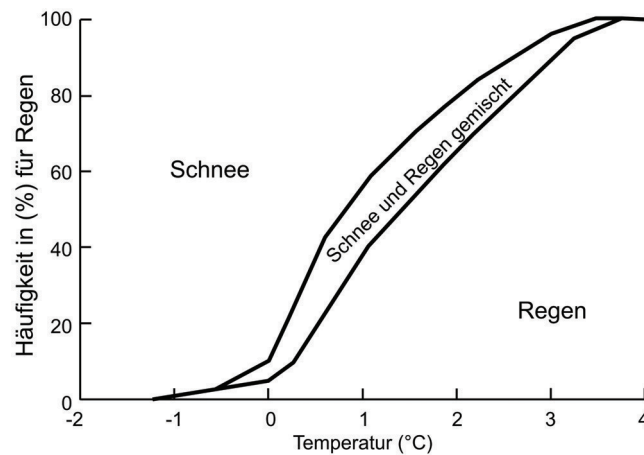


Abbildung 3.1: Grenztemperaturen  $T_s$  bzw.  $T_r$ .

$$P_s = x \cdot P \quad (3.9)$$

$$P_r = P - P_s \quad (3.10)$$

mit

$$\begin{aligned} x &= 0 && \text{für } T > T_r \\ x &= 1 && \text{für } T < T_s \end{aligned}$$

bzw. für Temperaturen zwischen den Grenzwerten

$$x = \frac{T_a - T_s}{T_r - T_s} \quad (3.11)$$

Die Schneeschmelze  $M$  setzt mit dem Erreichen der Schmelztemperatur  $T_m$  ein. Gegenüber der Basisversion des Modells wurde der Schneemodul modifiziert:

- um „Regen-auf-Schnee“-Situationen im Alpenvorland in den Wintermonaten besser erfassen zu können, wird der Gradtagfaktor  $D$  mit dem Faktor 2 multipliziert, wenn aufgrund der Temperaturen sowie des Niederschlages angenommen werden kann, dass die Situation „Regen auf Schnee“ auftritt.
- um die in den Sommermonaten erhöhten Schmelzraten aus den höchsten Gebietsteilen besser erfassen zu können, wird der Gradtagfaktor  $D$  in den Sommermonaten um einen Faktor  $f$  erhöht. Dieser Faktor ist als Parameter definiert und kann somit je nach Gebiet unterschiedlich gesetzt werden.

$$M = D \cdot (T_a - T_m) \quad (3.12)$$

Fehler bei der Messung von gefrorenem Niederschlag werden durch den Schneekorrekturfaktor  $C_S$  kompensiert.

Das Schneewasseräquivalent  $SWE$  zum Zeitpunkt  $i$  setzt sich damit zusammen aus:

$$SWE_i = SWE_{i-1} + C_S \cdot P_s - M \quad (3.13)$$

Tabelle 3.1: Parameter in der Schneeroutine

Variable	Einheit	Beschreibung
$T_s$	[°C]	Grenztemperatur für Schneefall
$T_r$	[°C]	Grenztemperatur für Regen
$C_S$	[1]	Schneekorrekturfaktor
$T_m$	[°C]	Schmelztemperatur
$D$	[mm/d/°C]	Gradtagfaktor pro Zeiteinheit

### 3.2.2 Bodenfeuchtemodul

Diese Subroutine berechnet in Abhängigkeit der aktuellen Bodenfeuchte, zu welchem Teil Regen und Schmelzwasser die Bodenfeuchte erhöhen bzw. zu welchem Teil Regen und Schmelzwasser zum Abfluss kommen.

Drei Parameter bestimmen den Bodenfeuchtehaushalt:

- Die maximale Bodenfeuchte, die im Einzugsgebiet erreicht werden kann, wird durch den Parameter  $FC$  beschrieben. Wird dieser Wert erreicht, ist der Boden gesättigt; es kann kein Wasser mehr gespeichert werden und der anfallende Regen bzw. das anfallende Schmelzwasser kommen zum Abfluss.
- Der Parameter  $\beta$  kontrolliert den Beitrag eines Millimeters Regen bzw. Schmelzwasser zur Antwortfunktion bzw. zur Erhöhung der Bodenfeuchte.  $\beta$  ist ein Maß für die Nichtlinearität der Abflussbildung.
- Der Parameter  $L_P$  bestimmt die Form der Abminderungskurve für die potentielle Evapotranspiration (Eingangsgröße). Bei Bodenfeuchtwerten ab  $L_P$  erreicht die Evapotranspiration den potentiellen Wert, unter  $L_P$  wird die Evapotranspiration abgemindert (Abbildung 3.2 rechts).

Mit  $S_{s,i}$  als Bodenfeuchte zum Zeitpunkt  $i$ ,  $S_{s,i-1}$  als Bodenfeuchte zum Zeitpunkt  $i-1$ ,  $P_{inp}$  als Input in den Bodenfeuchtemodul und  $E_a$  als aktueller Evapotranspiration wird die Bodenfeuchte bilanziert.

$$S_{s,i} = S_{s,i-1} + P_{inp} - E_a = S_{s,i-1} + P_{rain} + M - E_a \quad (3.14)$$

Der Input  $P_{inp}$  in den Bodenfeuchtemodul setzt sich aus Regen  $P_r$  und Schmelzwasser  $M$  zusammen.

$$P_{inp} = P_r + M \quad (3.15)$$



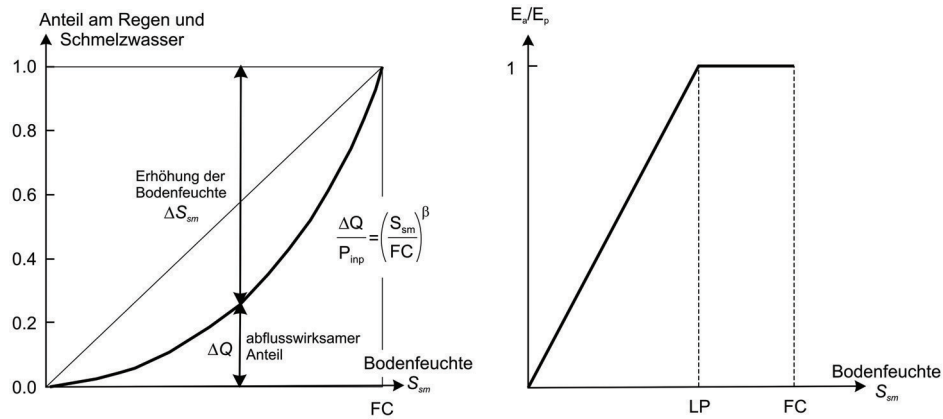


Abbildung 3.2: Bodenfeuchtehaushalt

Im Bodenfeuchtemodul wird dieser Input in zwei Anteile unterteilt. Der Anteil  $\Delta Q$  kommt zum Abfluss, der Anteil  $\Delta S_s$  wird im Boden gespeichert und erhöht somit die Bodenfeuchte. Die Abnahme der Bodenfeuchte ist nur über die Evapotranspiration möglich.

$$P_{inp} = \Delta Q + \Delta S_s \quad (3.16)$$

$$\Delta Q = \left( \frac{S_s}{FC} \right)^\beta \cdot P_{inp} \quad (3.17)$$

$$\Delta S_s = P_{inp} - \left( \frac{S_s}{FC} \right)^\beta \cdot P_{inp} \quad (3.18)$$

Mit zunehmender Bodenfeuchte nimmt auch der abflusswirksame Anteil am Niederschlag zu, wie in Abbildung 3.2 links zu erkennen ist.

Die Berechnung der potentiellen Evapotranspiration erfolgt nach einem von *Schrödter* modifizierten Ansatz von *Blaney-Criddle*. Dieser Ansatz hat sich in einer Studie (Parajka et al. 2003) als der für Österreich am besten geeignete erwiesen. Dabei ist  $E_p$  die potentielle Evapotranspiration,  $S_{day}$  die potentielle tägliche Sonnenscheindauer in Stunden,  $S_{year}$  die mittlere jährliche Summe der potentiellen täglichen Sonnenscheindauer und  $T$  die mittlere tägliche Lufttemperatur in Grad Celsius.

$$E_p = -1.55 + 0.96 \cdot (8.128 + 0.457 \cdot T) \cdot \frac{S_{day} \cdot 100}{S_{year}} \quad (3.19)$$

Tabelle 3.2: Parameter in der Bodenfeuchteroutine

Variable	Einheit	Beschreibung
$FC$	[mm]	maximale Bodenfeuchte
$\beta$	[1]	Maß für die Nichtlinearität
$L_P$	[1]	Wert, ab dem die $E_a = E_p$

### 3.2.3 Abflussbildung

Diese Routine transformiert den abflusswirksamen Anteil des Niederschlages aus dem Bodenfeuchtemodul ( $\Delta Q$ ) in den Abfluss.

Der abflusswirksame Teil des Niederschlages und der Schmelze  $\Delta Q$  wird zunächst in den oberen Speicher (obere Bodenzone, *SUZ*) geleitet. Durch die Speicherwirkung wird der Abfluss mit dem Rezessionskoeffizienten  $k_1$  zurückgehalten, ein Teil sickert gleichzeitig mit der konstanten Filtrationsrate  $c_p$  in den tiefer gelegenen zweiten (linearen) Speicher, welcher die untere Bodenzone repräsentiert (*SLZ*). Dieser Speicher läuft mit dem Rezessionskoeffizienten  $k_2$  aus. Ist der obere (lineare) Speicher bis zum Grenzwert  $L_S$  gefüllt, springt der Überlauf mit dem Rezessionskoeffizienten  $k_0$  an.

Es ist sinnvoll,  $k_1$  und  $k_2$  als Funktion der relativen Bodenfeuchte  $S_s$  anzusetzen. Es wird ein linearer Zusammenhang gewählt, wobei  $\delta_1$  ein Eichparameter ist. Der Zusammenhang für  $k_2$  ist analog.

$$k_1 = k_1^* \cdot \left( 1 + \frac{\delta_1 \cdot S_s}{FC} \right) \quad (3.20)$$

Um stark verwitterten und zerklüfteten Granitgebieten und auch den Grundwasserleitern Rechnung zu tragen, wurde ein Bypass  $Q_{by}$  in den Bodenfeuchtemodul eingeführt. Hintergrund ist die Vorstellung, dass über Klüfte und Risse im verwitterten Gestein bzw. über grobkörnige Böden ein Teil des Niederschlags direkt in die unteren Bodenbereiche gelangt, die Matrix der obersten Bodenzone wird also umgangen. Im Modell stellt der  $Q_{by}$  einen Prozentsatz jenes Anteiles dar, der zur Erhöhung der Bodenfeuchte beiträgt – dieser gelangt direkt in den unteren Speicher *SLZ*. Der Bypass tritt erst ab einer bestimmten relativen Bodenfeuchte  $S_s/FC$  auf (zwischen 0.1 und 0.95) und ist nach oben begrenzt (0.05 mm/h) (Reszler et al. 2005).

$$Q_{by} = \alpha_{by} \cdot \Delta Q \quad (3.21)$$

Ist der Füllstand des oberen Speichers *SUZ* kleiner als die konstante Perkolationsrate  $c_p$ , dann wird der untere Speicher *SLZ* *nicht* mehr mit  $c_p$  gefüllt.

Die Perkolationsrate  $c_p$  zwischen dem oberen und den unteren Speichern wird von der relativen Bodenfeuchte  $S_s$  abhängig gemacht, um Nichtlinearitäten zu berücksichtigen.

$$c_p = (S_s/FC)^\gamma \cdot l_{cp} \quad (3.22)$$

Bei sehr feuchtem Gebietszustand kann mehr Wasser in die unteren Bodenbereiche gelangen als bei trockenen Bedingungen. Bei trockenem Gebietszustand ist die Perkolationsrate gering bzw. nicht vorhanden, erst wenn genügend Wasser im Boden vorhanden ist, werden unterirdische Fließwege aktiviert. Die implementierte Formel ist von ähnlicher Gestalt wie im Bodenfeuchtemodul mit  $l_{cp}$  als maximale Perkolationsrate sowie  $\gamma$  als zusätzlichen Eichparameter (Reszler et al. 2005).

Im Rahmen der Entwicklung eines Hochwasservorhersagesystems für das Kampeinzugsgebiet in Niederösterreich wurde die Modellstruktur des bisher verwendeten HBV-Modells erweitert. Eine Analyse von beobachteten Abflussganglinien der Pegel im Kamptal zeigte, dass v. a. nach feuchten Perioden im Frühjahr das Niveau des Abflusses über mehrere Monate sehr hoch bleibt. Diese Eigenschaft konnte mit dem ursprünglichen HBV-Konzept nicht nachgebildet werden.

Aus diesem Grund wurde ein zusätzlicher Speicher *SGZ* in das Modellkonzept aufgenommen, der den regionalen Grundwasserhaushalt simulieren soll und durch den Rezessionskoeffizienten  $k_3$  beschrieben wird. Der Speicher *SGZ* wurde parallel zum bereits vorhandenen Speicher *SLZ* in das Modell aufgenommen. Die Speisung des zusätzlichen Grundwasserspeichers erfolgt über einen prozentuellen Anteil an der Perkolationsrate  $c_p$ . Dieser Anteil ist zeitlich konstant und wird als Grundwasserversickerung  $\alpha_{cp}$  im Modell eingebunden (Reszler et al. 2005).

Die vier Abflussanteile  $Q_0$ ,  $Q_1$ ,  $Q_2$  und  $Q_3$  können näherungsweise als Abflusskomponenten interpretiert werden.  $Q_0$  ist der schnellste Abflussanteil und steht für den Oberflächenabfluss.  $Q_1$  ist ein mittlerer Abflussanteil und steht für den Interflow.  $Q_2$  ist der langsame Abflussanteil aus den unteren Bodenschichten.  $Q_3$  ist die langsame Grundwasserkomponente. Für Situationen, in denen der Pegel in einem Grundwassergebiet angeordnet ist, und ein Teil des im Gebiet gebildeten Grundwassers nicht am Pegel erfasst wird, kann die langsame Grundwasserkomponente für den Vergleich mit Pegelmessungen mit einem Faktor  $f_{gw} < 1$  abgemindert werden. Der gesamte Abfluss für ein Pixel setzt sich nun zusammen aus

$$Q_g = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 \cdot f_{gw} \quad (3.23)$$

Tabelle 3.3: Parameter in der Abflussbildungsroutine

Variable	Einheit	Beschreibung
$Q_{by}$	[mm/h]	Bypass
$k_0, k_1, k_2, k_3$	[h]	Speicherkoefizienten der einzelnen Abflusskomponenten
$L_S$	[mm]	Grenzwert für Anspringen des Überlaufes
$c_p$	[mm]	Perkolationsrate
$l_{cp}$	[mm]	maximale Perkolationsrate
$\gamma$	[mm]	Nichtlinearitätsfaktor
$\alpha_{by}$	[1]	Anteil von $\Delta Q$ , der direkt in <i>SLZ</i> bzw. <i>SGZ</i> geleitet wird
$\alpha_{cp}$	[1]	Anteil der Perkolation in <i>SGZ</i>
$\delta_1, \delta_2$	[1]	Faktor für Speicherkoefizienten in Abhängigkeit der Bodenfeuchte
$f_{gw}$	[1]	Faktor für Grundwasserkomponente

### 3.2.4 Abflusskonzentration

Der Abfluss  $Q_g$  wird im Abflussmodul für jedes Pixel berechnet und entspricht dem Abfluss am Hang. Die Berechnung des durch den Flussschlauch transformierten Abflusses erfolgt auf Teilgebietsbasis, d. h., der Abfluss aus den Pixeln eines Teilgebietes wird zusammengefasst und dieser zusammengefasste Abfluss an den Gebietsauslass transformiert.

Als Modellkonzept wurde wie für den Wellenablauf im Gerinne das Konzept einer im Zustandsraum formulierten Speicherkaskade verwendet, mit den Parametern  $n$  (Anzahl der Speicher) und  $k$  (Speicherkonstante) mit der Einheit [Zeit] der einzelnen Speicher (siehe Kapitel 3.2.5). Die Parameter werden für alle Pixel innerhalb eines Teilgebietes als konstant angesehen. Im Falle einer Transformation des Abflusses in einem Teilgebiet (akkumulierter Pixelabfluss) entspricht das Produkt der Verzögerungszeit des Schwerpunktes bis zum Auslass des Einzugsgebietes.

Um etwaige Nichtlinearitäten in der Abflusskonzentration zu berücksichtigen, wird  $k$  ab einem Schwellenwert  $Q_A$  von  $Q_g$  um einen Faktor  $f$  verkleinert. Zusätzlich wird eine aus den Abflussdaten erkennbare Totzeit eingeführt. Unter einem Schwellenwert des Durchflusses  $Q_{min}$  (kleine

Durchflüsse, vor allem am Beginn eines Ereignisses) wird die Speicherkonstante  $k$  um einen Betrag  $lag$  vergrößert.

Abbildung 3.3 zeigt ein Schema des hydrologischen Modells.

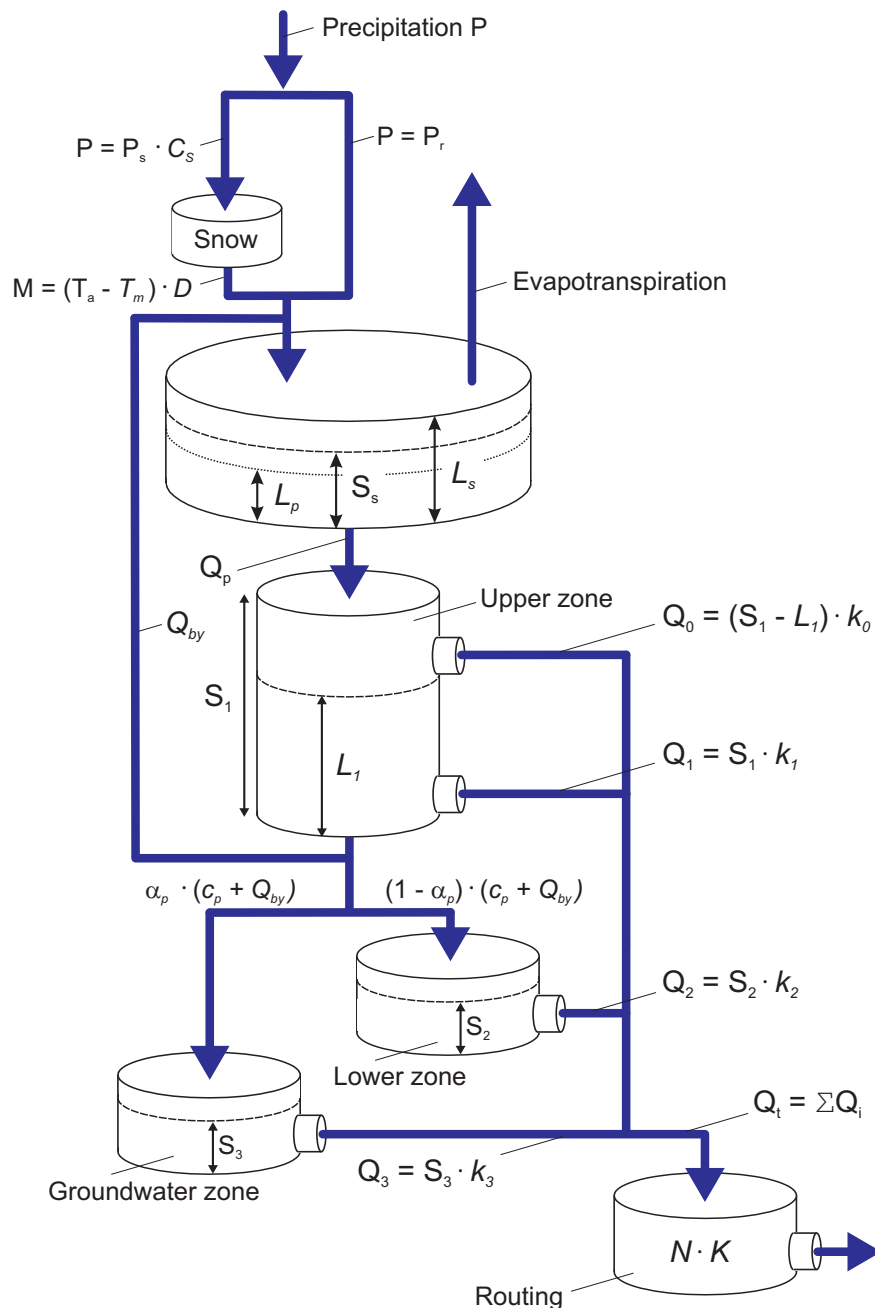


Abbildung 3.3: Schema des für die Abflusssimulationen verwendeten hydrologischen Modelles (aus Nester et al. 2011)

### 3.2.5 Beschreibung des Wellenablaufmodelles

Für die Beschreibung des Wellenablaufs im Gerinne wurde ein Ansatz auf Basis einer linearen Speicherkaskade mit durchflussabhängigen Parametern gewählt. Dieser Ansatz erlaubt es, die

Änderung der Wellenlaufzeiten mit dem Durchfluss zu beschreiben. Gegenüber der hydraulischen Modellierung besitzt dieser Ansatz den Vorteil, dass er rechentechnisch sehr effizient ist, und damit für eine große Anzahl von Fällen mit vertretbarer Rechenzeit gerechnet werden kann.

Als Modellkonzept wurde das Konzept der linearen Speicherkaskade verwendet, dessen Modellvorstellung und Anwendung auf natürliche Einzugsgebiete auf Nash (1957) zurückgeht. Dabei wird das Einzugsgebiet als eine Serie von gleichen, hintereinandergeschalteten Einzelspeichern angesehen; der Ausfluss aus dem ersten Speicher wird einem zweiten Speicher gleicher Art zugeleitet und dieser wieder dem dritten, etc. (Abbildung 3.4).

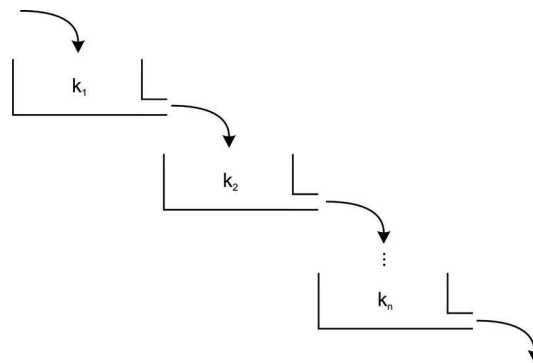


Abbildung 3.4: Prinzip Nash-Kaskade

Die Parameter der Kaskade sind die Anzahl der Speicher  $n$  und die Speicherkonstanten  $k$  mit der Einheit [Zeit] der einzelnen Speicher.  $k$  entspricht der mittleren Aufenthaltszeit des Abflusses im Speicher und wird für alle Speicher gleich angesetzt.

Die Änderung des Speicherinhaltes  $\frac{dS}{dt}$  kann mit dem Zufluss zum Speicher  $Q_{zu}$  und dem Abfluss aus dem Speicher  $Q_{ab}$  kann für einen Speicher ( $n = 1$ ) über

$$\frac{dS}{dt} = Q_{zu}(t) - Q_{ab}(t) \quad (3.24)$$

beschrieben werden. In erster Näherung kann der Ausfluss als dem Speicherinhalt proportional angesetzt werden, d. h. mit  $S = k \cdot Q_{ab}(t)$  kann Gleichung (3.24) umgeformt werden zu

$$\frac{dS}{dt} = Q_{zu}(t) - \frac{1}{k}S \rightarrow \frac{dS}{dt} + \frac{1}{k}S = Q_{zu}(t) \quad (3.25)$$

mit der Lösung

$$Q_{ab}(t) = \frac{1}{k} \cdot S(t) = \frac{1}{k} \cdot S_0 \cdot e^{-\frac{1}{k}(t-t_0)} + \frac{1}{k} \cdot \int_0^{\infty} Q_{zu}(\tau) \cdot e^{-\frac{1}{k}(t-\tau)} d\tau \quad (3.26)$$

Mit  $S_0 = 0$  und  $Q_{zu}(t) = 1 \cdot \delta(t)$  erhält man die Gleichung der Momentan-Einheitsganglinie.

$$Q_{ab}(t) = u(t, n = 1) = 1 \cdot \frac{1}{k} \cdot e^{-t/k} \quad (3.27)$$

Für  $n$  Speicher ergibt sich mit den Speicherkonstanten  $k_i, i = 1, n$  der Ausfluss aus dem letzten Speicher zu

$$Q_{ab}(t) = u(t, n) = \frac{1}{k} \cdot S_n = \frac{1}{k^n \cdot (n-1)!} \cdot t^{n-1} \cdot e^{-t/k} \quad (3.28)$$

Im vorliegenden Modell ist die lineare Speicherkaskade in Form der Zustandsraumformulierung umgesetzt (Szolgay 2004). Diese Formulierung gibt keine direkte Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Ursache und Wirkung wieder, sondern stellt das System durch eine zeitliche Abfolge der Zustände dar. Das bedeutet, dass das gesamte Systemgedächtnis in den Zustandsgrößen eines Zeitpunktes enthalten ist. Der zukünftige Abfluss hängt nur von diesen Zustandsgrößen ab, Größen aus der Vergangenheit gehen nicht direkt ein. Im Fall der Speicherkaskade sind das die Speicherinhalte der einzelnen Speicher, die als Speicherstände in mm angegeben werden. Ferner erlaubt die Formulierung einen externen Input  $I_i$  in jeden Speicher  $i$ .

$$\frac{dS_i}{dt} = Q_{i-1} + I_i - Q_i \quad (3.29)$$

Ist dieser externe Input  $I$  konstant über die Zeit  $t = (a+1) - a$ , können die Gleichungen für den Speicher sowie den Abfluss in der Zustandsraumformulierung geschrieben werden als

$$\begin{aligned} S(a+1) &= \mathbf{F}(a+1, a) \cdot S(a) + \mathbf{G}(a+1, a) \cdot I(a+1, a) \\ Q(a+1) &= \mathbf{H}(a+1) \cdot S(a+1) \end{aligned} \quad (3.30)$$

$S$  und  $Q$  sind  $(n \cdot 1)$  Zustandsvektoren, die den Speicherinhalt sowie den Abfluss beinhalten.  $\mathbf{H}$  ist eine  $(n \cdot n)$ -Matrix, die in der Diagonale die Inversen der Speicherkonstante enthält.

$$\mathbf{H} = (1/k, 1/k, \dots, 1/k) \cdot \mathbf{I} \quad (3.31)$$

Die Übergangsmatrizen  $\mathbf{F}$  und  $\mathbf{G}$  (Dimension  $(n \times n)$ ) sind definiert als

$$\begin{aligned} F(i, j) &= \frac{T^{i-j} \cdot e^{-T/k}}{(i-j)! \cdot k^{(i-j)}} \\ G(i, j) &= k - \sum_{f=0}^{i-j} \frac{T^f \cdot e^{-T/k}}{f! \cdot k^{f-1}} \end{aligned} \quad (3.32)$$

für  $i$  größer gleich  $j$  und 0 für  $i$  kleiner  $j$ .

Tabelle 3.4: Parameter in der Abflusskonzentrationsroutine

Variable	Einheit	Beschreibung
$n$	[1]	Anzahl der Speicher
$k$	[h]	mittlere Aufenthaltszeit im Speicher
$t$	[h]	$= n \cdot k$ Laufzeit

Die Beschleunigung der Abflusswelle bei größer werdenden Durchflüssen wird im Modell berücksichtigt, indem der Speicherkoeffizient  $k$  vom Zufluss zur Speicherkaskade, also vom Durchfluss am oberen Knoten, abhängig gemacht wird. In der Zustandsraumformulierung der Nash-Kaskade geht in die Berechnung der Übertragungsmatrizen von einem Zeitpunkt zum nächsten nur der aktuelle Zufluss zur Kaskade ein; vergangene Zuflüsse gehen nicht ein. Die Matrizen werden zu

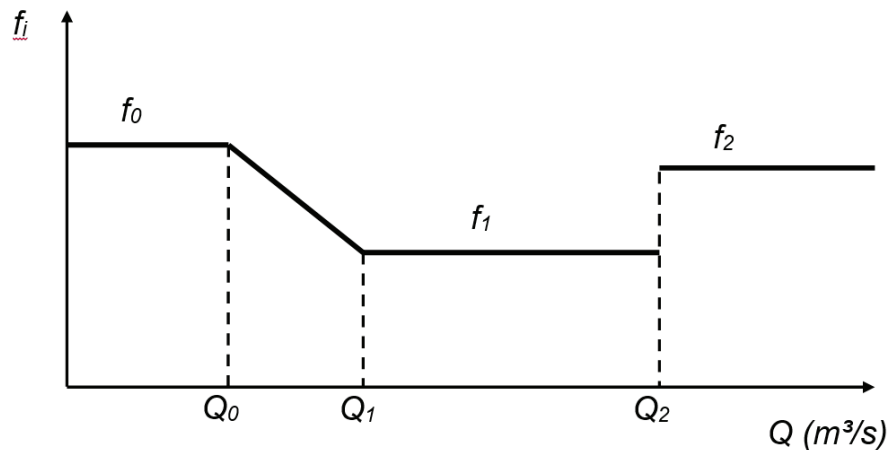


Abbildung 3.5: Verlauf der Multiplikationsfaktoren der Speicherkoefizienten abhängig vom Durchfluss  $Q$  (Zufluss zur Speicherkaskade).

jedem Zeitpunkt gerechnet. Dadurch kann die Wellenverzögerungszeit zur Beschreibung der Matrizen sehr einfach vom aktuellen Zufluss zur Kaskade abhängig gemacht werden. Die numerische Berechnung ist stabil. Das Produkt wird verändert, indem die Speicherkonstante  $k$  verändert wird. Die Speicheranzahl beschreibt die Dimensionalität der Matrizen und muss konstant gehalten werden.

Zur Beschreibung der Nichtlinearität werden drei Schwellenwerte des Durchflusses parametrisiert. Abbildung 3.5 zeigt den Verlauf des Multiplikationsfaktors abhängig vom Zufluss zur Speicherkaskade schematisch.

- unterer Grenzwert  $Q_0$ : Für kleine Durchflüsse wird angenommen, dass der Wellenablauf sehr langsam vor sich geht. Im Modell wird dies folgendermaßen berücksichtigt: Ist der Zufluss zur Speicherkaskade kleiner als der untere Grenzwert, wird die Speicherkonstante  $k$  groß angesetzt ( $f_0 = 1$ ).

Steigen die Durchflüsse, nehmen die Laufzeiten ab. Hydraulisch ergibt sich bei größer werdendem Durchfluss, dass die Geschwindigkeiten wegen der größeren Fließtiefe steigen und somit auch die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit vergrößert wird. Im Modell wird dies durch eine lineare Abnahme der Speicherkonstante  $k$  und somit der Verzögerungszeit berücksichtigt.

- oberer Grenzwert  $Q_1$ : Die lineare Reduktion der Laufzeiten mit dem Zufluss zur Kaskade erfolgt bis zu einem oberen Grenzwert  $Q_1$  des Zuflusses. Die Speicherkonstante ergibt sich für Zuflüsse zur Speicherkaskade größer dem oberen Grenzwert aus einer Multiplikation mit einem Faktor  $f_1$  kleiner 1 und bleibt konstant.

Ab einer bestimmten Marke wird angenommen, dass Ausuferungen auftreten. Diese Marke für den Beginn der Ausuferung wird durch einen Durchflusswert  $Q_2$  beschrieben, ab welchen die Speicherkonstante durch einen Faktor  $f_2$  erhöht wird. Die aktuelle Speicherkonstante  $k$  errechnet sich aus der Multiplikation der parametrisierten Speicherkonstante  $k^*$  mit dem Faktor  $f_i$ .

$$k = k^* \cdot f_i \quad (3.33)$$

Im hydrologischen Modell ist es durch die Änderung eines Parameters möglich, im Wellenablauf entweder die simulierten Abflussdaten zu verwenden oder aber die beobachteten Abflussdaten. Für die Kalibrierung des Wellenablaufmodells werden im hydrologischen Modell die beobachteten Abflussdaten verwendet, d. h., die in den Einzugsgebieten berechneten Abflüsse werden an Pegeln mit vorhandenen Abflussdaten verglichen. Der Abfluss aus Zwischeneinzugsgebieten wird im hydrologischen Modell abgeschätzt.

### 3.2.6 Implementierung der Wasserfassungen

Für die Wasserfassungen und Beileitungen liegen folgende Informationen vor:

- Lage und Name der Wasserfassung,
- Speicher, in den das Wasser geleitet wird,
- Ausbauwassermenge  $Q_{AWM}$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),
- maximale Entnahmemenge  $Q_{krit}$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) sowie
- Restwassermenge  $Q_{RWM}$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) für die Anlagen in der Schweiz.

In den meisten Fällen sind die  $Q_{AWM}$  und  $Q_{krit}$  identisch, lediglich für 3 Wasserfassungen sind diese Werte unterschiedlich, Informationen über die Restwassermenge liegen nur für die Wasserfassungen in der Schweiz vor. Im hydrologischen Modell wurden die Wasserfassungen wie in Abbildung 3.6 dargestellt implementiert.

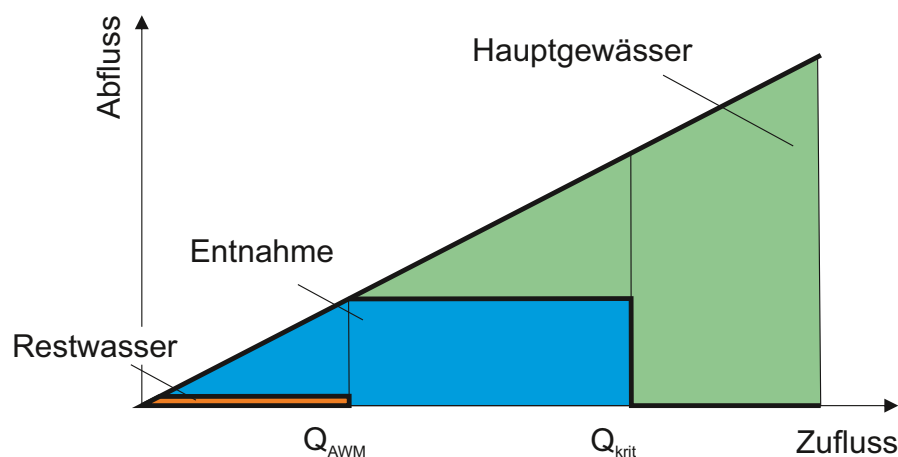


Abbildung 3.6: Funktionsprinzip der Wasserfassungen

1. Ist der Zufluss zur Wasserfassung kleiner als die Ausbauwassermenge, so wird bis auf die Restwassermenge das gesamte Wasser entnommen. Für die Wasserfassungen in Tirol gilt dabei, dass die Restwassermenge 0 ist, da keine Pflichtwasserabgabe vorgeschrieben ist.

$$Q_{Zufluss} < Q_{AWM} \rightarrow Q_{Entnahme} = Q_{Zufluss} - Q_{RWM} \quad (3.34)$$

2. Ist die Ausbauwassermenge kleiner als der Zufluss und dieser kleiner als die maximale Entnahmemenge, so wird dem Gerinne die Ausbauwassermenge entnommen und der um diese Ausbauwassermenge verminderte Abfluss bleibt im Gerinne.

$$Q_{AWM} < Q_{Zufluss} < Q_{krit} \rightarrow Q_{Entnahme} = Q_{Zufluss} - Q_{AWM} \quad (3.35)$$



3. Ist der Zufluss größer als die maximale Entnahmemenge, wird dem Gerinne kein Wasser entnommen und die gesamte Wassermenge bleibt im Hauptgerinne.

$$Q_{krit} < Q_{Zufluss} \rightarrow Q_{Entnahme} = 0 \quad (3.36)$$

Bei Wasserfassungen, für die  $Q_{AWM}$  und  $Q_{krit}$  identisch sind, entfällt der zweite Punkt und es wird entweder das gesamte Wasser eingezogen oder es verbleibt das gesamte Wasser im Hauptgerinne.

### 3.2.7 Implementierung der alpinen Retentionsmaßnahmen

Die potentiellen Hochwasserrückhaltebecken werden maßgeblich durch 2 Parameter beschrieben:

1. der Beckenstauraum ( $m^3$ ), der sich bei einer Dammhöhe von 10 m und dem Geländemodell ergibt sowie
2. die Größe des Grundablasses, dessen Geometrie entscheidend ist für die Wirksamkeit des Rückhaltebeckens.

Abbildung 3.7 zeigt das Verhalten eines Retentionsbeckens bei einer optimalen Wahl des Grundablasses. Im unteren Teil der Abbildung sind die Zuflussganglinie zum Becken (rot) sowie die Abflussganglinie vom Becken (blau) dargestellt. Der konstante Abfluss aus dem Becken durch den Grundablass ist durch eine dünne horizontale Linie gekennzeichnet. Im oberen Teil der Abbildung ist der aktuelle Füllstand (rot) sowie der maximale Füllstand (blau) dargestellt. Optimal ist der Grundablass dann gewählt, wenn das maximale Volumen des Beckens gerade ausgenutzt wird. Wird der Grundablass zu groß gewählt, so wird das Volumen des Beckens nicht optimal ausgenutzt; ist der Grundablass zu klein gewählt, so ist das gesamte Volumen des Beckens zu früh ausgenutzt.

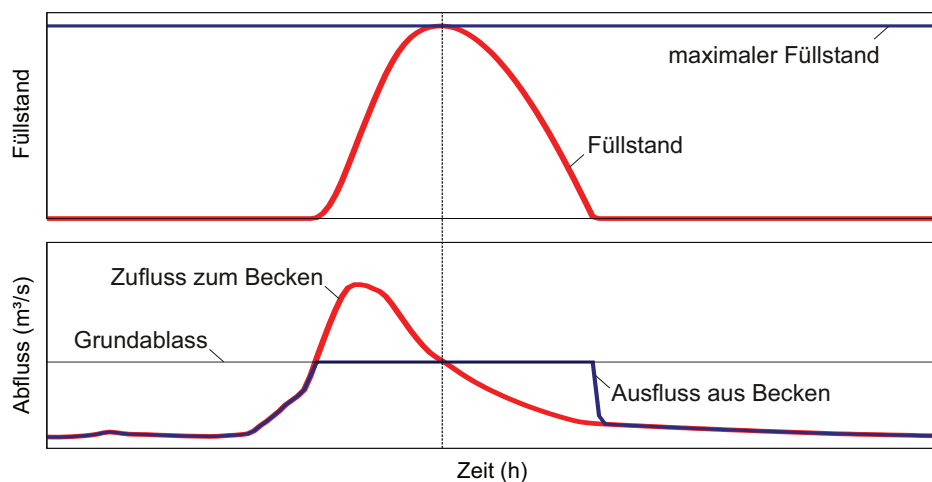


Abbildung 3.7: Schemaskizze der Funktionsweise der Rückhaltebecken. Erläuterung siehe Text.

Im hydrologischen Modell sind die Rückhaltebecken wie folgt implementiert:  $dV$  ist die Differenz zwischen dem Zufluss zum Becken  $Q_{zu}$  und dem Abfluss aus dem Becken durch den Grundablass  $Q_{Grundablass}$ .

$$dV = Q_{zu} - Q_{Grundablass} \quad (3.37)$$

Es werden nun folgende 2 Fälle unterschieden:

$$dV \leq 0 \quad (3.38)$$

$$dV > 0 \quad (3.39)$$

Im ersten Fall ist der Zufluss zum Becken  $Q_{zu}$  kleiner als der maximale Ausfluss aus dem Becken durch den Grundablass  $Q_{Grundablass}$ . Ist das Becken leer, so entspricht der Abfluss  $Q_{ab}$  dem Zufluss  $Q_{zu}$ . Ist das Becken teilweise gefüllt, so entspricht der Abfluss  $Q_{ab}$  dem durch den Grundablass abfließenden  $Q_{Grundablass}$ . Die Stauhöhe (d. h., das aktive Volumen) im Becken verringert sich bzw. bleibt konstant.

Im zweiten Fall ist der Zufluss  $Q_{zu}$  größer als der Ausfluss aus dem Becken  $Q_{Grundablass}$ . Durch den Grundablass fließt der maximal mögliche Abfluss aus dem Becken, die Differenz verbleibt im Becken. Die Stauhöhe bzw. das aktive Volumen im Becken steigen an. Ist das aktive Volumen kleiner als der Beckenstauraum, so ist nur der Grundablass aktiv; übersteigt das aktive Volumen den Beckenstauraum, fließt Wasser durch den Grundablass und die Hochwasserentlastung ab.

Abbildung 3.8 zeigt das Prinzip der Wirkung von Rückhaltebecken auf unterschiedlichen räumlichen Skalen und für unterschiedlich große Rückhaltebecken, wobei zu Beginn des Simulationszeitraumes die Becken immer vollständig geleert sind. Mit einer roten Linie ist der Abfluss ohne Retentionswirkung dargestellt, mit einer schwarzen Linie der Abfluss mit Retentionswirkung.

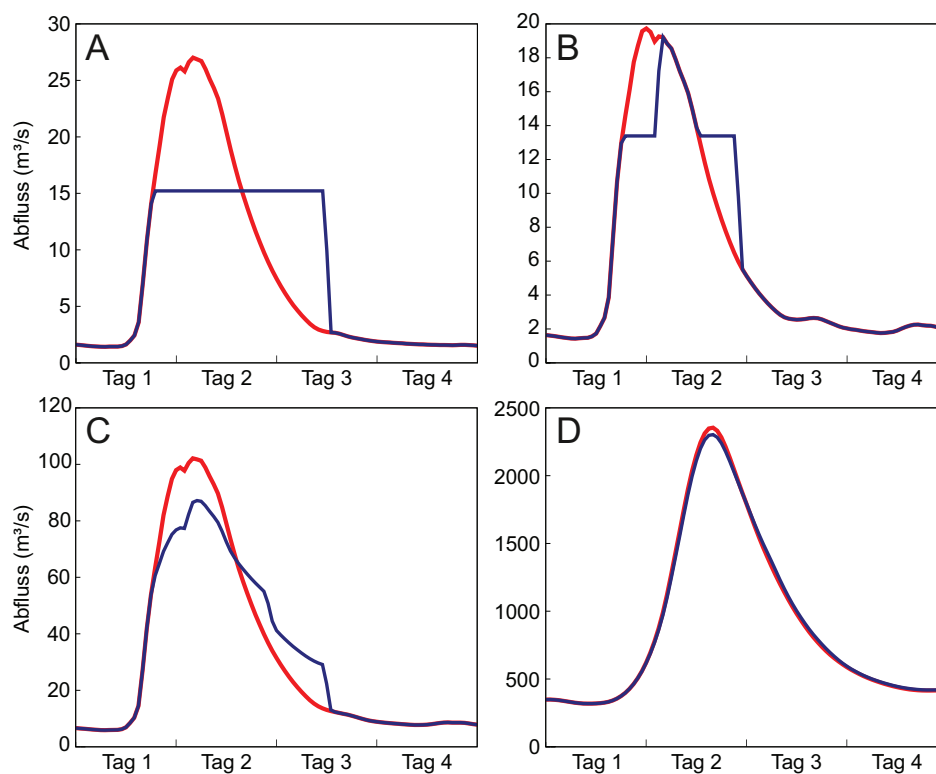


Abbildung 3.8: Auswirkung von Retentionsbecken auf verschiedenen räumlichen Skalen

Abbildung 3.8 (A) zeigt die Auswirkung eines einzelnen Beckens auf den lokalen Abfluss. Das Becken hat ein Volumen von  $1.1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  und eine Einzugsgebietsfläche von  $27 \text{ km}^2$ . Das Becken füllt sich, gleichzeitig fließt Wasser durch den Grundablass ab. In diesem Fall ist das Becken ausreichend groß, das Becken wird nicht vollständig gefüllt. Der Scheitel wird von  $27 \text{ m}^3/\text{s}$  auf etwa  $15 \text{ m}^3/\text{s}$  reduziert. Im Gegensatz dazu zeigt Abbildung 3.8 (B) das Beispiel eines deutlich kleineren Rückhaltebeckens mit einem Volumen von  $0.1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  und einer Einzugsgebietsfläche von

28 km<sup>2</sup>. Ist das gesamte Becken gefüllt, so steigt der Abfluss plötzlich wieder auf die ursprüngliche unretentierende Ganglinie. Die Scheitelreduktion ist in diesem Fall vernachlässigbar.

Für das gezeigte Beispiel ergibt sich auf einer etwas größeren räumlichen Skale (100 km<sup>2</sup>) ein Scheitelreduktionspotential wie in Abbildung 3.8 (C) dargestellt. Durch die Becken (A) und (B) wird der Scheitel von durch Becken unbeeinflussten knapp über 100 m<sup>3</sup>/s auf etwa 85 m<sup>3</sup>/s reduziert, was ziemlich genau der Reduktion durch das Becken (A) entspricht.

Auf der regionalen Skale (9700 km<sup>2</sup>) schließlich lässt sich – bei der Berücksichtigung aller Becken mit einem Gesamtvolumen von 21.2·10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> – ein kleines Scheitelreduktionspotential erkennen (Abbildung 3.8 (D)).

### 3.3 Beschreibung des hydraulischen Modells

Im hydrologischen Modell wird der Wellenablauf mit einer Nash-Kaskade (Nash 1957) abgebildet. Um die Güte des hydrologischen Wellenablaufmodells beurteilen zu können, wird für den Inn ein hydraulisches Modell konfiguriert und die Ergebnisse des hydraulischen Modells mit dem hydrologischen Wellenablaufmodell verglichen. Die hydraulischen Simulationen wurden mit dem frei verfügbaren und weit verbreiteten 1-dimensionalen HEC-RAS-Modell (Brunner 2016) durchgeführt. Mit HEC-RAS können sowohl stationäre als auch instationäre Berechnungen durchgeführt werden, wobei für dieses Projekt nur instationäre Berechnungen durchgeführt wurden.

Die physikalischen Gesetze, die einen Abfluss in einem Gewässer bestimmen, sind

1. das Prinzip der Massenerhaltung (*Kontinuitätsgleichung*) und
2. das Prinzip der Impulserhaltung (*Impulssatz*).

Das mathematische Modell wird durch ein System partieller Differentialgleichungen gebildet, die erstmals von (de Saint-Venant 1871) formuliert wurden.

#### 3.3.1 Kontinuitätsgleichung

**Definition:** Die Änderung der Flüssigkeitsmasse in einem von Flüssigkeit durchströmten Raum innerhalb eines Zeitabschnitts muss gleich sein der Differenz der in diesem Zeitabschnitt in den Raum einströmenden und aus dem Raum ausströmenden Flüssigkeitsmassen.

Zufluss zum Kontrollvolumen

$$Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{s} \quad (3.40)$$

Abfluss aus Kontrollvolumen

$$Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{s} \quad (3.41)$$

Inhaltsänderung im Kontrollvolumen

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} \Delta x \quad (3.42)$$

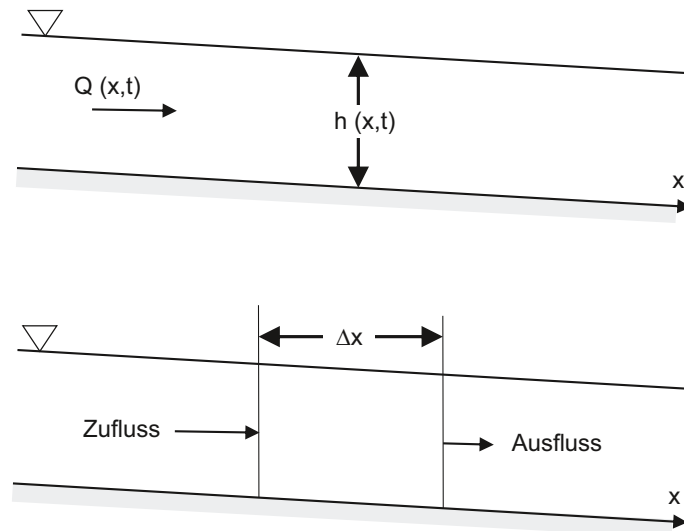


Abbildung 3.9: Kontrollvolumen

Unter der Annahme, dass  $\Delta x$  sehr klein ist, kann die Änderung der Masse im Kontrollvolumen durch Gleichung 3.43 beschrieben werden.

$$\rho \cdot \frac{\partial A_T}{\partial t} \Delta x = \rho \cdot \left[ \left( Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{s} \right) - \left( Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{s} \right) + Q_l \right] \quad (3.43)$$

$Q_l$  beschreibt den lateralen Zufluss zum Kontrollvolumen.  $A_T$  ist die Summe aus Speicherfläche  $S$  außerhalb des Flussbettes und des Fließquerschnittes  $A$ . Durch Vereinfachen und Dividieren durch Dichte  $\rho$  und  $\Delta x$  erhält man die folgende Formulierung der Kontinuitätsgleichung ( $q_l$  ist der laterale Zufluss je Längeneinheit):

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (3.44)$$

### 3.3.2 Impulssatz

**Definition:** Die geometrische Summe aller an einer Flüssigkeitsmasse angreifenden Kräfte ist gleich der Änderung des Impulsflusses dieser Masse. Voraussetzung für die Anwendung des Impulssatzes in der Hydromechanik ist die Festlegung eines geeigneten endlichen, von Flüssigkeit durchströmten Raumes  $V$ , eines „Kontrollvolumens“.

$$\sum F_x = \frac{d\vec{M}}{dt} \quad (3.45)$$

$$dF_i = dm_i \cdot \frac{d\vec{v}_i}{dt} = \frac{d}{dt} \cdot (dm_i \cdot \vec{v}_i) \quad (3.46)$$

Die Erhaltung des Impulses wird durch das zweite Newton'sche Axiom beschrieben. Das Produkt  $(dm_i \cdot \vec{v}_i) = d\vec{M}$  ist der Impuls oder die Bewegungsgröße der differentiellen Masse  $dm_i$ .

Beim Durchströmen des Kontrollvolumens ändert die Flüssigkeitsmasse ihren Bewegungszustand (d. h. ihre Geschwindigkeit  $V$  nach Betrag und/oder Richtung) nur, wenn auf sie von der Umgebung her Kräfte ausgeübt werden. Folgende Kräfte werden berücksichtigt:

- Druckkräfte,
- Gewichtskraft und
- Reibungskräfte

### Druckkräfte

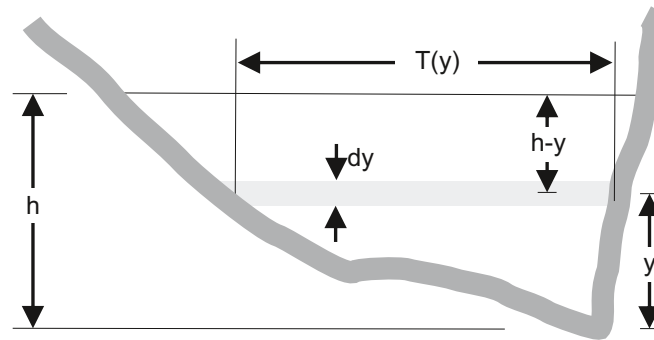


Abbildung 3.10: Definitionen zur Herleitung der Druckkraft

Abbildung 3.10 zeigt den allgemeinen Fall eines Flussprofils. Die Druckverteilung wird als hydrostatisch angenommen. Die resultierende Druckkraft ist das Integral des Produktes Fläche mal Druck über das Profil.

$$F_P = \int_0^h \rho \cdot g \cdot (h - y) \cdot T(y) \cdot dy \quad (3.47)$$

Unter der Annahme, dass  $F_P$  die Druckkraft in  $x$ -Richtung im Mittelpunkt des Kontrollvolumens ist, können die Kräfte am oberen unter Ende des Kontrollvolumens wie in den Gleichungen 3.48 und 3.49 geschrieben werden.

$$F_P - \frac{\partial F_P}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (3.48)$$

$$F_P + \frac{\partial F_P}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (3.49)$$

Die Summe der Druckkräfte für das Kontrollvolumen kann nach Gleichung 3.50 angeschrieben werden.

$$F_{Pn} = \left| F_P - \frac{\partial F_P}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right| - \left| F_P + \frac{\partial F_P}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right| + F_B \quad (3.50)$$

Durch Umformen ergibt sich Gleichung 3.51.

$$F_{Pn} = -\frac{\partial F_P}{\partial x} + F_B \quad (3.51)$$

$F_B$  ist jene Kraft, die von den Ufern auf die Flüssigkeit in x-Richtung ausgeübt wird. Durch Differenzieren der Gleichung 3.47 unter Verwendung der Leibnitz-Regel und Einsetzen in Gleichung 3.51 ergibt sich Gleichung 3.52.

$$F_{Pn} = -\rho \cdot g \cdot \Delta x \cdot \left[ \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \int_0^h T(y) \cdot dy + \int_0^h (h-y) \cdot \frac{\partial T(y)}{\partial x} \cdot dy \right] + F_B \quad (3.52)$$

Das erste Integral ist die Querschnittsfläche  $A$ . Das zweite Integral entspricht der Kraft, die von der Flüssigkeit auf die Ufer ausgeübt wird. Diese ist gleich groß wie  $F_B$ , allerdings mit anderem Vorzeichen. Damit kann die Gleichung folgendermaßen vereinfacht werden:

$$F_{Pn} = -\rho \cdot g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \Delta x \quad (3.53)$$

### Gewichtskraft

Die Gewichtskraft in x-Richtung auf die Flüssigkeit im Kontrollvolumen ist

$$F_g = \rho \cdot g \cdot A \cdot \sin \theta \cdot \Delta x \quad (3.54)$$

$\theta$  ist der Winkel zwischen Flusssohle und horizontaler Ebene. Da das Sohlgefälle in der Regel klein ist, kann die Annahme getroffen werden, dass  $\sin \theta \approx \tan \theta = -\frac{\partial z_0}{\partial x}$ , wobei  $z_0$  die Sohlhöhe ist. Damit kann die Gewichtskraft folgendermaßen angeschrieben werden:

$$F_g = \rho \cdot g \cdot A \cdot \frac{\partial z_0}{\partial x} \cdot \Delta x \quad (3.55)$$

### Reibungskräfte

Reibungskräfte zwischen dem Flussbett und dem strömenden Wasser können in folgender Schreibweise dargestellt werden, wobei  $\tau_0$  die gemittelte Scherspannung, welche auf die Flüssigkeit wirkt, beschreibt.

$$F_f = -\tau_0 \cdot P \cdot \Delta x \quad (3.56)$$

Der benetzte Umfang wird mit  $P$  bezeichnet. Das negative Vorzeichen zeigt, dass die Reibungskraft der Fließrichtung entgegenwirkt.

$\tau_0$  kann auch durch den Widerstandsbeiwert  $C_D$  ausgedrückt werden.

$$\tau_0 = \rho \cdot C_D \cdot V^2 \quad (3.57)$$

Der Zusammenhang des Widerstandsbeiwertes  $C_D$  mit dem Chezy-Koeffizienten wird durch Formel 3.58 beschrieben.

$$C_D = \frac{g}{C^2} \quad (3.58)$$

Weiters kann die Chezy-Formel folgendermaßen angeschrieben werden:

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot S_f} \quad (3.59)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen 3.57, 3.58 und 3.59 in Gleichung 3.56 ergibt sich die folgende Formulierung für die Reibungskraft:

$$F_f = -\rho \cdot g \cdot A \cdot S_f \cdot \Delta x \quad (3.60)$$

$S_f$  ist das Reibungsgefälle, welches in Fließrichtung positiv ist. Die Beziehung zwischen Reibungsgefälle, Durchfluss und Abflusshöhe wird in HEC-RAS durch die Manning-Gleichung (Gleichung 3.61) erfasst.

$$S_f = \frac{Q \cdot |Q| \cdot n^2}{2.208 \cdot R^{4/3} \cdot A^2} \quad (3.61)$$

$R$  ist dabei der hydraulische Radius,  $n$  der Manningsche Reibungsbeiwert.

Hiermit sind die drei wirkenden Kräfte (Druckkraft, Gewichtskraft und Reibungskraft) definiert.

### Impulsfluss

Impulsfluss in das Kontrollvolumen:

$$\rho \left[ QV - \frac{\partial QV}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right] \quad (3.62)$$

Impulsfluss aus dem Kontrollvolumen:

$$\rho \left[ QV + \frac{\partial QV}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right] \quad (3.63)$$

Damit ergibt sich die Zunahme im Kontrollvolumen zu:

$$-\rho \cdot \frac{\partial QV}{\partial x} \cdot \Delta x \quad (3.64)$$

Der Impuls im Kontrollvolumen ist  $\rho \cdot Q \cdot \Delta x$ , die Zunahme des Impulses ist dann:

$$\frac{\partial}{\partial t} \cdot (\rho \cdot Q \cdot \Delta x) = \rho \cdot \Delta x \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (3.65)$$

Nun kann der Impulssatz angeschrieben werden (Gleichung 3.66).

$$\rho \cdot \Delta x \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} = -\rho \cdot \frac{\partial QV}{\partial x} \cdot \Delta x - \rho \cdot g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \Delta x - \rho \cdot g \cdot A \cdot \frac{\partial z_0}{\partial x} \cdot \Delta x - \rho \cdot g \cdot A \cdot S_f \cdot \Delta x \quad (3.66)$$

Die Höhe des Wasserspiegels  $z$  ist gleich  $z_0 + h$ . Dies führt zu Gleichung 3.67 ( $\frac{\partial z}{\partial x}$  ist das Wasserspiegelgefälle)

$$\frac{\partial z}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z_0}{\partial x} \quad (3.67)$$

Setzt man abschließend Gleichung 3.67 in Gleichung 3.66 ein und dividiert durch  $\rho \cdot \Delta x$ , so erhält man die folgende Form des Impulssatzes (Gleichung 3.68):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + g \cdot A \cdot \left( \frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (3.68)$$



# 4 Modellkalibrierung

## 4.1 Kalibrierung des Niederschlagsmodells

Für die Kalibrierung des stochastischen Niederschlagsmodells wurde zunächst ein umfangreiches Pre-Processing durchgeführt. Dieses umfasste u. a. die Datenkontrolle und -aufbereitung (siehe Abschnitt 2.2).

### 4.1.1 Lokale Niederschlagskennwerte

Für jede Messstelle werden die 6 Meta-Parameter  $\mu_\alpha$ ,  $\sigma_\alpha$ ,  $\theta_\alpha$ ,  $\mu_\beta$ ,  $\sigma_\beta$  und  $\theta_\beta$  in einem Optimierungsschema mittels einer multivariaten Zielfunktion kalibriert. Hochwasser entsteht in der Modellregion hauptsächlich durch Niederschlagsextreme im Sommer, weshalb  $\theta_\alpha$  und  $\theta_\beta$  so gewählt wurden, sodass die maximalen Niederschlagssummen der Grundgesamtheit hauptsächlich zwischen dem 1. Juli und dem 31. August liegen.

In der Zielfunktion werden folgende Differenzen zwischen beobachteten und modellierten Niederschlagskenngrößen berücksichtigt:

1. Mittelwert des Tagesniederschlags
2. Standardabweichung des Tagesniederschlags
3. Monatsniederschlagssummen
4. Jahresniederschlagssummen
5. 24-Stunden-Niederschlagsspende

Um möglichst robuste Parameter zu schätzen, werden bei der Parameterkalibrierung nur Niederschlagsmessstationen mit einer Datenreihenlänge von mehr als 30 Jahren verwendet. Dies ist besonders für die Extremereignisse wichtig.

Die Abbildungen 4.1 bis 4.4 zeigen Kalibrierungsergebnisse des Niederschlagsmodells für die Station Kirchberg. In grüner Farbe werden jeweils die Auswertungen für die beobachteten Niederschläge dargestellt, lila die Auswertungen der simulierten Niederschläge.

Abbildung 4.1 zeigt die Jährlichkeiten des 24-Stunden-Niederschlags für die beobachteten sowie die simulierten Tagesniederschläge. Abbildung 4.2 links zeigt die mittleren täglichen Niederschläge für jeden Monat, sowohl für die beobachteten Tagesniederschläge als auch die simulierten Tagesniederschläge. Der rechte Teil der Abbildung 4.2 zeigt die Standardabweichungen für die täglichen Niederschlagssummen. Abbildung 4.3 zeigt monatliche sowie jährliche Niederschlagssummen. Abbildung 4.4 zeigt schließlich die Saisonalität der Niederschläge. Jeder Punkt in dieser Abbildung repräsentiert ein Niederschlagsereignis, die Farbe kennzeichnet den Tag des Jahres, an dem dieser Extremniederschlag fällt. Die Größe der Punkte ist proportional zur Niederschlagssumme, der Pfeil zeigt die mittlere Saisonalität. Aus allen Abbildungen ist ersichtlich, dass das Niederschlagsmodell die jährlichen Niederschläge, die Saisonalität der Niederschläge sowie die Extremniederschläge, die an Stationen im Einzugsgebiet gemessen wurden, wiedergeben kann.

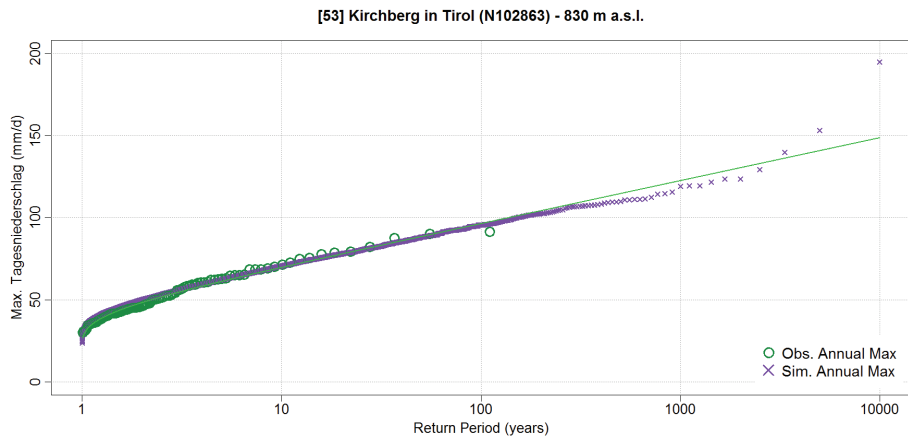


Abbildung 4.1: Jährlichkeiten des 24-Stunden-Niederschlags für die beobachteten sowie die simulierten Tagesniederschläge, Kirchberg in Tirol

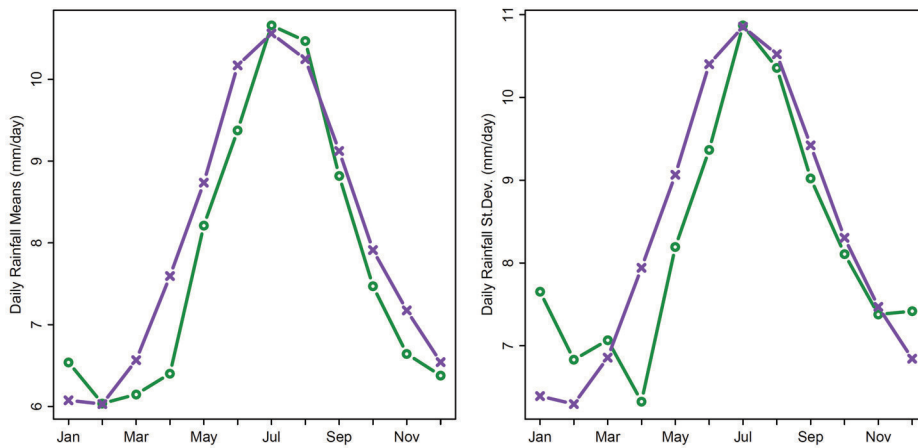


Abbildung 4.2: Links: mittlere tägliche Niederschläge, rechts: mittlere tägliche Standardabweichung der Niederschläge, Kirchberg in Tirol

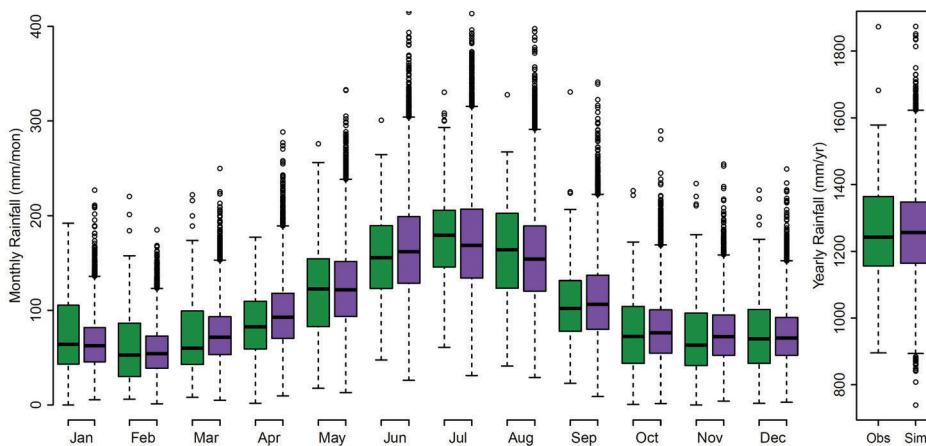


Abbildung 4.3: Monatliche und jährliche Niederschlagssummen, Kirchberg in Tirol

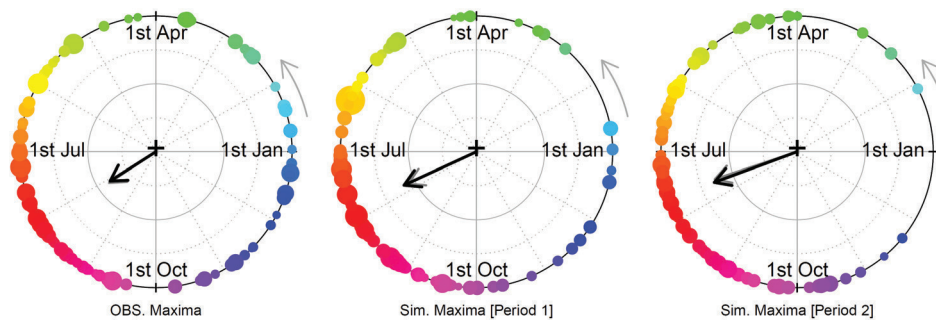


Abbildung 4.4: Saisonalität der Niederschläge. Links: Beobachtete Daten, Mitte und Rechts: Simulationen, Kirchberg in Tirol

#### 4.1.2 Räumliche und Zeitliche Korrelationsstruktur

Für die Kalibrierung der Parameter  $k$  und  $D$  wird eine Analyse der räumlich-zeitlichen Verteilungen von relevanten Niederschlagsereignissen im Modellgebiet durchgeführt und die Variogramme verglichen. Abbildung 4.5 zeigt die räumliche Verteilung eines beobachteten Niederschlagsereignisses (oben links) im Vergleich zu simulierten Niederschlagsereignissen (unten links und rechts) mit einer ähnlichen Niederschlagssumme. Die Graphik oben rechts zeigt die Variogramme, die die räumliche Struktur des beobachteten Ereignisses beschreiben (grün) sowie die Variogramme der simulierten Ereignisse (blau bzw. lila). Die Abbildung zeigt, dass das Niederschlagsmodell die räumliche Struktur (Variogramme) für Extremereignisse in der Größenordnung des Hochwassers 2013 plausibel wiedergeben kann.

## 4.2 Kalibrierung des Niederschlag-Abfluss-Modells

Auch für die Kalibrierung des hydrologischen Modells wurde zunächst ein umfangreiches Pre-Processing durchgeführt. Dieses umfasste u. a. die Datenkontrolle und -aufbereitung (siehe Abschnitt 2.2), das Definieren der Modellstruktur (siehe Abschnitt 2.3) und das Erstellen der Parameterfiles.

Im nächsten Schritt werden die im hydrologischen Modell benötigten Eingangsfiles (Abfluss, Niederschlag, Temperatur) erstellt. Dabei handelt es sich um große Matrizen, die neben einem Zeitstempel (Jahr, Monat, Tag, Stunde) auch die Daten der einzelnen Stationen in einer der Modellstruktur angepassten Reihenfolge beinhalten.

Da das hydrologische Modell als rasterbasiertes Modell konfiguriert ist, werden auch für jedes Rasterelement Niederschlags- und Temperaturdaten benötigt. Dafür ist es notwendig, diese Daten räumlich zu interpolieren. Die Erfahrung vergangener Projekte hat gezeigt, dass das Einlesen von Zeitreihen als Rasterdaten sehr viel Zeit in Anspruch nimmt. Daher wird in `AlpRetInn` eine andere Vorgangsweise gewählt:

1. Einlesen der Stationskoordinaten (Länge, Breite, Höhe)
2. Einlesen der Stationsdaten
3. Räumliche Interpolation von Niederschlags- und Temperaturdaten innerhalb des hydrologischen Modells (siehe Abschnitt 4.2.1)

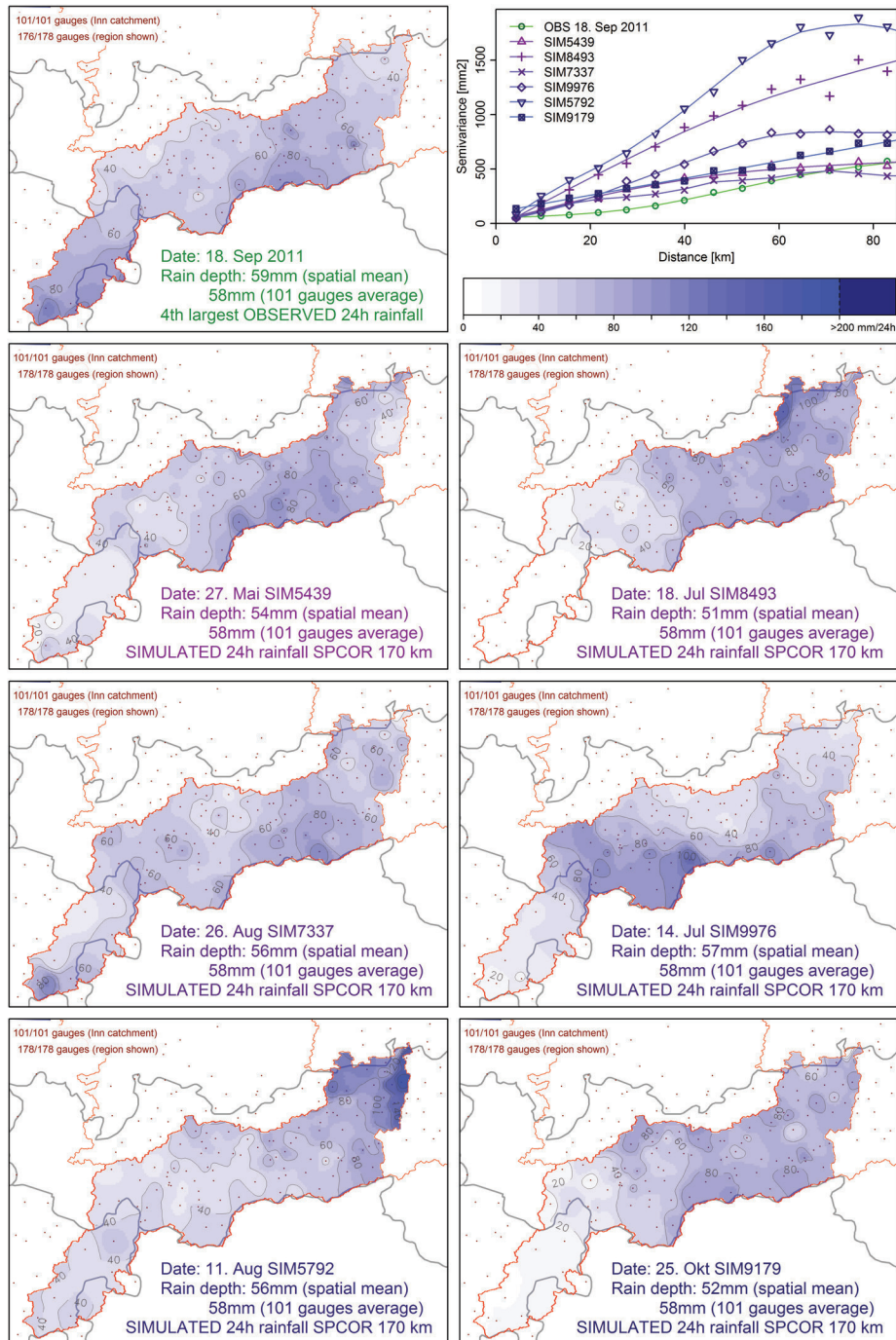


Abbildung 4.5: Räumliche Verteilung von beobachteten (oben links), simulierten Niederschlagsereignissen sowie den dazugehörigen Variogrammen (oben rechts)

### 4.2.1 Räumliche Interpolation von Niederschlags- und Temperaturdaten

Das Einzugsgebiet wird im hydrologischen Modell mit einer räumlichen Auflösung von 1x1 km abgebildet. Für jedes Rasterelement sind meteorologische Eingangsdaten notwendig, um den Abfluss in den einzelnen Rasterelementen zu berechnen. Die meteorologischen Daten liegen als Zeitreihen für etwa 300 Stationen im Einzugsgebiet vor, zusätzlich liegen die Koordinaten der meteorologischen Stationen vor.

Die räumliche Interpolation der meteorologischen Daten wurde direkt im hydrologischen Modell implementiert, was mehrere Vorteile hat:

- Flexibilität hinsichtlich der Interpolationsmethode,
- Daten müssen nicht für jede Interpolationsmethode aufbereitet werden,
- Einlesen der Daten als Zeitreihe ist wesentlich schneller als Einlesen der Daten als Rasterkarten.

Es wurden verschiedene Interpolationsmethoden (Inverse Distance, Nearest Neighbour, höhenabhängige Regression, lokale höhenabhängige Regression) getestet, wobei sich für die Interpolation des Niederschlags die Inverse Distance Weighting Methode und für die Interpolation der Temperatur die lokale höhenabhängige Regression als die am besten geeigneten Methoden herausgestellt haben.

#### Interpolation des Niederschlags mittels Inverse Distance Weighting

Inverse Distance Weighting (IDW) bezeichnet eine nichtstatistische Interpolationsmethode, der die Annahme zugrunde liegt, dass die punktuell gemessenen georeferenzierten Daten in Abhängigkeit von der Distanz im Raum gewisse Ähnlichkeiten in den Werten aufweisen. Bei der IDW wird der Wert an einem nicht beobachteten Punkt – in diesem Fall dem Rasterelement – durch ein gewichtetes Mittel der benachbarten gemessenen Werte der Beobachtungsvariable geschätzt. Die Gewichte des dabei verwendeten linearen Schätzers sind proportional zu den Inversen des Abstands zwischen dem unbekanntem Punkt und dem verwendeten gemessenen Punkt. Die Formel zur Berechnung des Schätzwertes lautet:

$$z(u_0) = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{d_i^p} \cdot z(u_i)}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{d_i^p}} \quad (4.1)$$

wobei  $z(u_0)$  der Schätzwert am nicht beobachteten Punkt,  $z(u_i)$  der gemessene Wert der Station  $i$ ,  $d$  die Distanz zwischen nicht beobachtetem und beobachtetem Punkt,  $n$  die Anzahl der Stationen und  $p$  die Potenz ist. Je höher die Potenz ist, desto weniger nehmen entfernte Punkte Einfluss auf das Ergebnis.

Für AlpRetInn werden bei der Interpolation der Niederschlagsdaten maximal 10 Stationen in einem Radius von 120 km um das Rasterelement herangezogen, als Wert für die Potenz wird  $p = 2$  gewählt.

## Interpolation der Temperatur mittels lokaler höhenabhängiger Regression

In einem ersten Schritt wird mit einer höhenabhängigen linearen Regression ein Raster von Temperaturdaten erzeugt, wobei die Rasterwerte der Topographie des Geländemodell entsprechen. Als Eingangsdaten in die Regression dienen dabei die gemessenen Temperaturdaten an den Stationen.

$$\hat{t}(u_0) = A + B \cdot h(u_0) \quad (4.2)$$

wobei  $\hat{t}(u_0)$  die geschätzte Temperatur am unbeobachteten Punkt ist,  $A$  und  $B$  die Regressionskoeffizienten sind und  $h(u_0)$  der Meereshöhe des Rasterelementes entspricht.

In einem zweiten Schritt wird eine Methode angewandt, die in der Statistik als Jackknife bekannt ist. Dabei wird aus den vorhandenen Stationsdaten jeweils eine Station weggelassen und für diese Station wird eine höhenabhängige lineare Regression angepasst.

$$\hat{T}_{Regr}(u_0) = A + B \cdot T(u_i) \quad (4.3)$$

wobei  $\hat{T}_{Regr}(u_0)$  der mittels Regression ermittelte Temperaturwert an der weggelassenen Station ist,  $T(u_i)$  die Temperaturwerte an den anderen bei der Regression berücksichtigten Stationen und  $A$  und  $B$  die Regressionskoeffizienten.

Anschließend wird für jede Station das Residuum, d. h. die Abweichung, zwischen dem beobachteten Wert an der Station  $T(u_i)$  und dem mit der Regression bestimmten Wert  $Regr(u_0)$  berechnet.

$$Res(u_i) = T(u_i) - \hat{T}_{Regr}(u_0) \quad (4.4)$$

Diese Residuen werden dann räumlich interpoliert, wobei wie bei der Interpolation des Niederschlags die Inverse Distance Methode zur Anwendung kommt. Das Ergebnis dieses Schrittes ist ein räumlich interpoliertes Raster von Residuen, das nun im letzten Schritt mit dem Raster der Temperaturdaten überlagert wird:

$$t(u_0) = \hat{t}(u_0) + Res(u_0) \quad (4.5)$$

Für `AlpRetInn` werden bei der Interpolation der Temperaturdaten Stationen in einem Radius von maximal 40 km um das Rasterelement herangezogen, als Wert für die Potenz wird  $p = 2$  gewählt.

### 4.2.2 Kalibrierung des hydrologischen Modells

Für die Kalibrierung des hydrologischen Modells wurde der Zeitraum 1980-2015 herangezogen, was sich aus den zur Verfügung stehenden Datensätzen ergab. Abflussdaten standen ab 1976 zur Verfügung, jedoch standen Stundendaten des Niederschlags erst ab 1978 für 3 Stationen im Gebiet zur Verfügung. Im Laufe der Jahre standen dann immer mehr Niederschlagsstationen zur Verfügung. Ähnlich war die Situation bei den Temperaturdaten, hier standen die ersten Stundendaten ebenfalls ab 1978 für 3 Stationen zur Verfügung.

Der nicht homogene Datensatz in den ersten Jahren des Kalibrierungszeitraumes stellte eine Schwierigkeit bei der Kalibrierung des hydrologischen Modells dar. Vor allem im alpinen Raum lagen deutlich weniger Daten und kürzere Datenreihen vor (siehe Abbildungen 2.3 und 2.4), was auf die Interpolation der meteorologischen Daten Auswirkungen hatte. Zudem war im Schweizer Teil des Einzugsgebietes die Stationsdichte im Vergleich mit dem Tiroler Teil deutlich geringer, was die Interpolation der meteorologischen Daten ebenfalls deutlich erschwerte. Daher wurde bei der Kalibrierung darauf geachtet, dass v. a. das letzte große Ereignis im Jahr 2005 mit dem hydrologischen Modell gut abgebildet werden konnte, und mit Abstrichen bei der Simulationsgüte die Ereignisse 1985 und 1987. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die ersten Jahre des Kalibrierungszeitraumes weniger gut mit dem hydrologischen Modell abgebildet werden können als die letzten Jahre des Kalibrierungszeitraumes.

Neben der korrekten Abbildung der Abflüsse musste das hydrologische Modell auch die Statistik an den Pegeln korrekt wiedergeben. Die Statistik wurde anhand der Jahreshöchsthochwässer überprüft, wobei die simulierten und beobachteten Scheitel miteinander verglichen wurden, sowie die Jährlichkeiten der Jahreshöchsthochwässer.

Die Kalibrierung des hydrologischen Modells erfolgt in mehreren Schritten:

1. Zunächst werden die Parameter des hydrologischen Wellenablaufmodells bestimmt. Dazu werden mit dem Modell Simulationen durchgeführt, wobei im Wellenablaufmodell beobachtete Durchflussganglinien an den Pegeln berücksichtigt werden. Das Gerinnerouting wird im Modell mit einer Nash-Kaskade (siehe Abschnitt 3.2.5) durchgeführt. A priori Parameter der Nash-Kaskade (Anzahl der Speicher  $n$  und Speicherkonstante  $k$ ) werden in Abhängigkeit der Fließlänge zwischen zwei Berechnungsknoten und einer angenommenen Fließgeschwindigkeit von 5-10 km/h angesetzt. Diese Parameter werden in mehreren Simulationsläufen variiert, die Ergebnisse graphisch dargestellt und für große Hochwassereignisse mit den beobachteten Daten verglichen. Sind die Differenzen zwischen den simulierten und den beobachteten Daten klein (v. a. Zeitpunkt des Wellenanstieges und des Hochwasserscheitels), so werden die Parameter nicht weiter verändert. Im Hochwasserfall kann es zu Ausuferungen kommen, was durch die vereinfachte Abbildung des Wellenablaufes mit der Nash-Kaskade nicht vollständig abgebildet werden kann.
2. Auf Basis der vorliegenden Landnutzungs- und Geologiedaten (Seger 2001; Posch-Trözmüller et al. 2016) wird jedem Rasterelement im Untersuchungsgebiet die vorherrschende Landnutzung bzw. Geologie zugeordnet. Auf Basis dieser Klassifizierungen werden a priori Parameter aus vergleichbaren hydrologischen Modellierungen übernommen. Die Landnutzung wird für die Parameter der Bodenfeuchteroutine (Abschnitt 3.2.2) herangezogen, die Geologie für die Parameter der Abflussbildung und -konzentration (Abschnitt 3.2.3 und 3.2.4). In Abbildung 2.5 sind die verwendeten Landnutzungsklassen auf Rasterbasis dargestellt, Abbildung 2.6 zeigt die untergrundabhängigen Abflusstypen.

In jedem (Teil-)Einzugsgebiet wurde für jede Landnutzungs- und Abflusstypenklasse ein Parametersatz verwendet, d. h., es werden die selben Parameter für alle Rasterelemente in einem Gebiet z. B. für die Landnutzung Gletscher verwendet. Da davon ausgegangen werden kann, dass die Parameter in benachbarten Gebieten ähnlich sind, wurde dies bei der Wahl der Parameter berücksichtigt.

3. Die Feinabstimmung der Parameter erfolgte für jedes Teileinzugsgebiet durch den Vergleich von Simulationsergebnissen mit den beobachteten Abflussganglinien. Dabei wurden die Ergebnisse auf jährlicher Basis sowohl visuell als auch mit statistischen Gütemaßen (Nash-Sutcliffe-Koeffizient und *bias*) ausgewertet. Auch wurden die Einzelereignisse 1985, 1987

und 2005 besonders beachtet, wobei der Fokus auf dem Ereignis 2005 lag. In Tabelle 4.1 sind die Größenordnungen der Parameter je Landnutzungs-kategorie aufgelistet.

In den Abbildungen 4.6, 4.8 sowie in den Anhängen B, C und D sind exemplarisch die Simulationsergebnisse einiger Pegel dargestellt. Im obersten Teil der Abbildung ist der simulierte Schnee-Wasser-Wert *SWE* (mm) dargestellt; es folgt die simulierte relative Bodenfeuchte (%) in grün sowie der Mittelwert der Temperatur (°C) in diesem Gebiet mit einer roten Linie. Der Niederschlag (mm/h) ist mit dunkelblauen Balken dargestellt, die Niederschlagssumme (mm) mit einer blauen Linie, die beobachtete Abflusssumme (mm) in rot, die simulierte Abflusssumme (mm) in schwarz. Im untersten Teil der Abbildung ist schließlich die beobachtete Abflussganglinie ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) mit einer roten Linie, die simulierte Abflussganglinie mit einer schwarzen Ganglinie dargestellt. Zusätzlich sind noch Gebietsgröße, minimale, mittlere und maximale Gebietshöhe sowie der *bias* und der Nash-Sutcliffe-Koeffizient (*nsme*) angeführt (Definition der Gütemaße *bias* und *nsme* in Anhang A).

Abbildung 4.6 zeigt den Vergleich der beobachteten und simulierten Abflüsse am Pegel Landeck/Sanna. Der systematische Fehler *bias* ist mit  $-0.025 \text{ m}^3/\text{s}$  vernachlässigbar klein, der Wert des Nash-Sutcliffe-Koeffizienten *nsme* ist mit 0.862 ebenfalls gut. Der Scheitel des Hochwassers im August 2005 wird um etwa  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  überschätzt, die Schneeschmelze Ende Juni wird etwas unterschätzt.

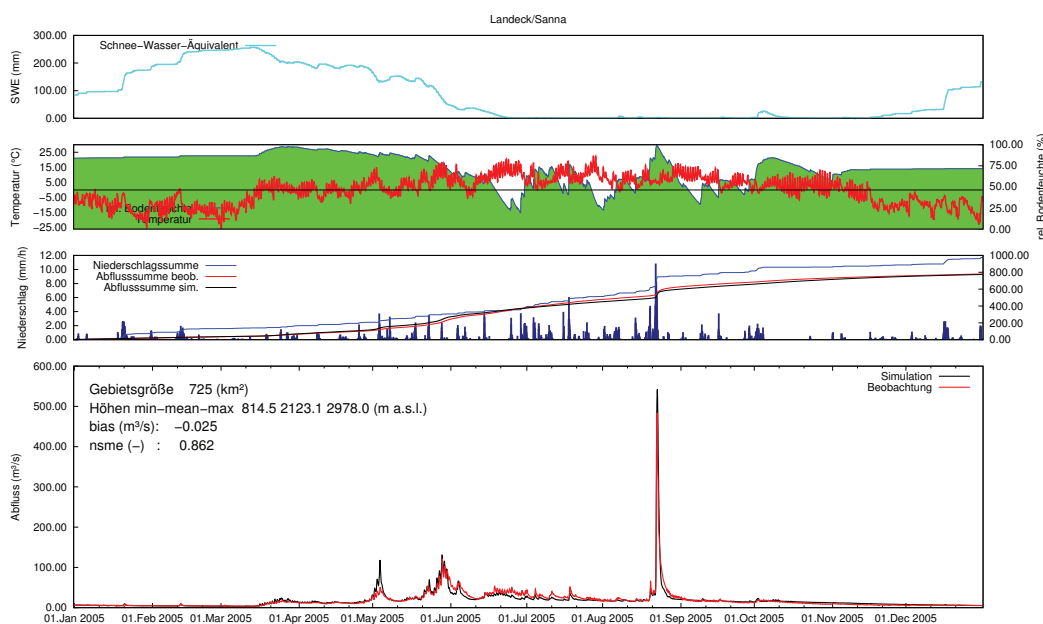


Abbildung 4.6: Hydrologische Simulation - Landeck/Sanna, 2005

Bei der Gegenüberstellung der simulierten und beobachteten Jahreshöchsthochwässer der Jahre 1980-2015 am Pegel Landeck/Sanna fällt auf, dass die Jahreshöchsthochwässer eher überschätzt werden (Abbildung 4.7). Im oberen Teil der Abbildung sind die Hochwasserspitzen dargestellt (Simulation schwarz, Beobachtung rot). Der untere linke Teil der Abbildung beinhaltet die selbe Information in einer anderen Darstellung. Sind die Punkte tendenziell über der 1:1-Geraden, so werden die Jahreshöchsthochwässer überschätzt, liegen sie unter der 1:1-Geraden, so werden sie unterschätzt. Im rechten unteren Teil der Abbildung sind die Plotting-Positionen der beobachteten und der simulierten Jahreshöchsthochwässer (rot bzw. schwarz) sowie die Jährlichkeiten nach HOWATI (grün) dargestellt. Das größte Ereignis im Jahr 2005 wird um etwa  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  überschätzt. In diesem Einzugsgebiet waren bei diesem Ereignis nur wenige Niederschlagsstationen vorhanden, was die Simulation dieses Ereignisses erschwerte (siehe Abbildung 2.3). So ist im Einzugsgebiet



Tabelle 4.1: Größenordnung der Parameter des hydrologischen Modells. Angeführt sind nur jene Landnutzungsklassen mit mehr als 25 Rasterelementen im Gesamtgebiet. Laub-, Nadel- und Mischwald sind in einer Landnutzungsklasse zusammengefasst.

	Urbane Flächen (2.5%)		Wasserflächen (0.6%)		Wald (30.5%)		Wiesen und Weiden (6.3%)		Ackerland (1.2%)		Grasland (29.7%)		Felsflächen (25.2%)		Gletscher (3.9%)	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
$C_S$	1.20	1.60	1.10	1.30	1.00	1.80	1.00	1.60	1.40	1.60	1.00	2.30	1.10	3.00	1.10	2.40
$D$	1.20	1.60	1.05	1.60	1.05	1.90	1.10	1.60	1.20	1.60	1.00	1.90	1.00	1.90	1.00	1.70
$T_s$	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-1.10	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-0.90	-1.10	-0.90	-0.70	-0.40	-0.50	0.00
$T_r$	2.50	2.90	2.60	2.80	2.50	2.90	2.50	2.90	2.60	2.80	2.50	2.90	2.50	2.90	2.50	2.90
$T_m$	0.30	0.60	0.40	0.55	0.30	0.60	0.30	0.60	0.40	0.50	0.30	0.60	0.30	0.60	0.30	1.15
$Q_{by}$	0.00	0.60	0.30	0.40	0.10	0.60	0.10	0.60	0.30	0.40	0.10	0.85	0.00	0.85	0.00	0.30
$L_P$	0.20	0.40	0.25	0.30	0.20	0.50	0.20	0.50	0.40	0.40	0.20	0.50	0.20	0.50	0.25	0.40
$FC$	4.00	5.00	999.00	999.00	27.00	85.00	27.00	60.00	50.00	60.00	22.00	75.00	10.00	40.00	5.00	15.00
$\beta$	1.90	3.00	2.70	3.40	1.90	3.70	1.90	3.30	2.00	3.30	1.90	3.70	1.90	4.20	2.00	3.70
$k_0$	3.00	6.00	100.00	110.00	7.00	80.00	7.00	50.00	20.00	25.00	7.00	75.00	12.00	42.00	3.00	15.00
$k_1$	17.00	40.00	500.00	550.00	120.00	300.00	87.00	400.00	160.00	160.00	87.00	400.00	110.00	290.00	20.00	75.00
$k_2$	250.00	250.00	1000.00	1450.00	700.00	2000.00	700.00	2000.00	1500.00	2000.00	700.00	2000.00	700.00	2000.00	55.00	100.00
$k_3$	750.00	750.00	2500.00	3000.00	1600.00	4000.00	1600.00	4000.00	3000.00	3200.00	1600.00	4000.00	1600.00	4000.00	150.00	350.00
$L_S$	5.00	15.00	110.00	120.00	18.00	55.00	18.00	75.00	40.00	40.00	10.00	85.00	7.00	65.00	5.00	25.00
$c_p$	1.00	1.00	5.50	6.50	4.50	8.50	4.50	46.50	4.50	7.50	3.50	8.50	3.50	8.50	2.00	4.00
$\gamma$	0.00	2.00	0.00	2.00	0.00	2.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	2.00	0.00	2.00
$\alpha_{cp}$	0.00	0.50	0.30	0.80	0.10	0.80	0.25	0.50	0.40	0.50	0.10	0.80	0.10	0.80	0.20	0.80

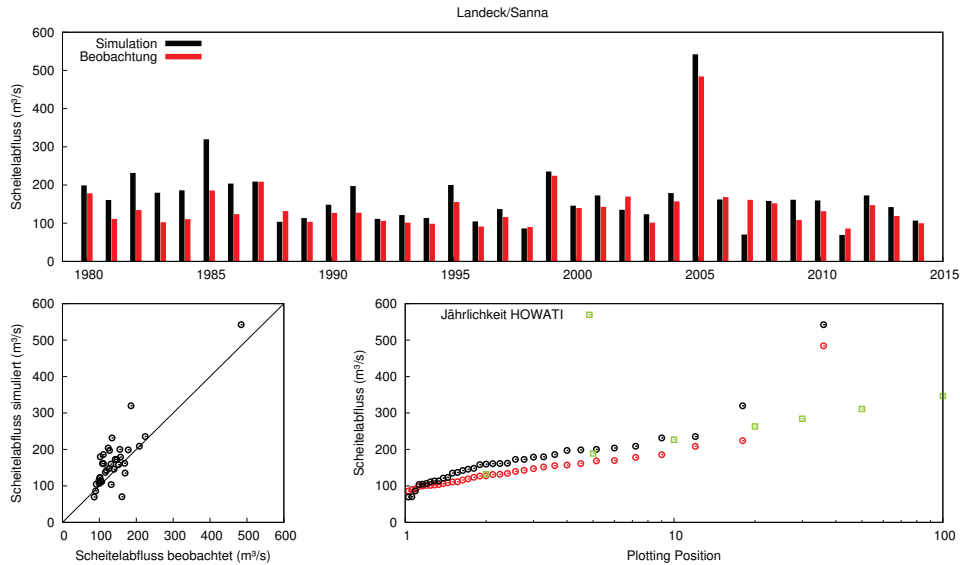


Abbildung 4.7: Hochwasserstatistik - Landeck/Sanna

des Pegels Galtür, der 2005 besonders stark von Hochwasser betroffen war, nur die Station 197091 Jamtalhütte vorhanden, deren Datenreihe erst im Oktober 2013 beginnt.

Abbildung 4.8 zeigt den Vergleich der beobachteten und simulierten Abflüsse am Pegel Innsbruck/Inn. Der systematische Fehler *bias* ist  $-23.71 \text{ m}^3/\text{s}$ , der Wert des Nash-Sutcliffe-Koeffizienten *nsme* ist 0.787. Der im Vergleich zum Pegel Landeck/Sanna kleinere *nsme*-Wert ist auf den Einfluss der Kraftwerke zurückzuführen, deren Einfluss auf den Abfluss im hydrologischen Modell im Niederwasserbereich nicht im Detail abgebildet wird.

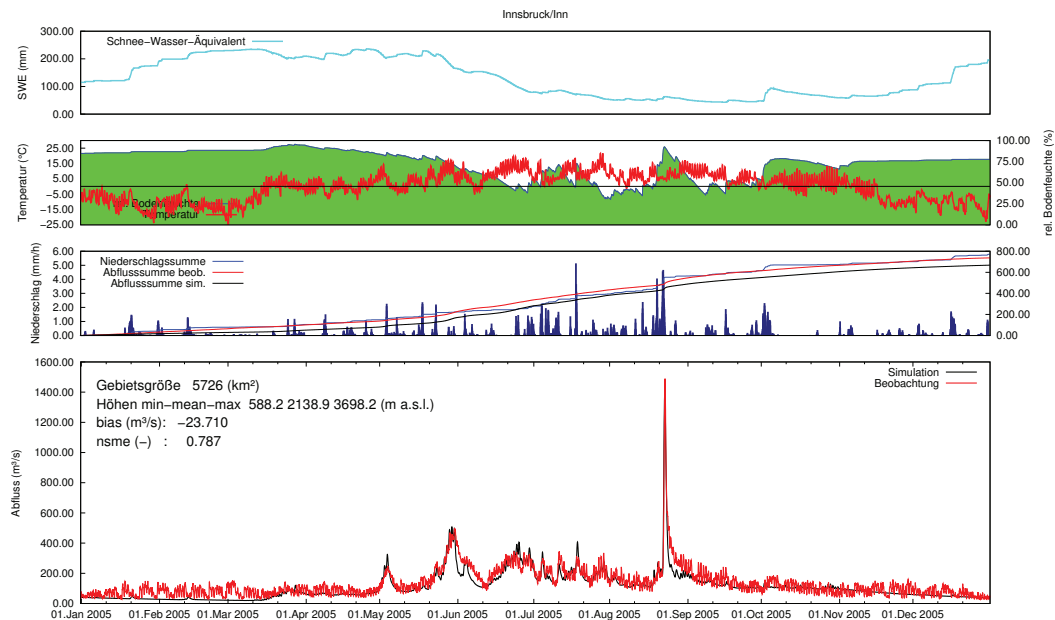


Abbildung 4.8: Hydrologische Simulation - Innsbruck/Inn, 2005

Bei der Gegenüberstellung der simulieren und beobachteten Jahreshöchsthochwässer der Jahre 1980-2015 am Pegel Innsbruck/Inn wird deutlich, dass die Jahreshöchsthochwässer tendentiell überschätzt werden, v. a. in den ersten Jahren der Simulationsperiode (besonders die Hochwässer

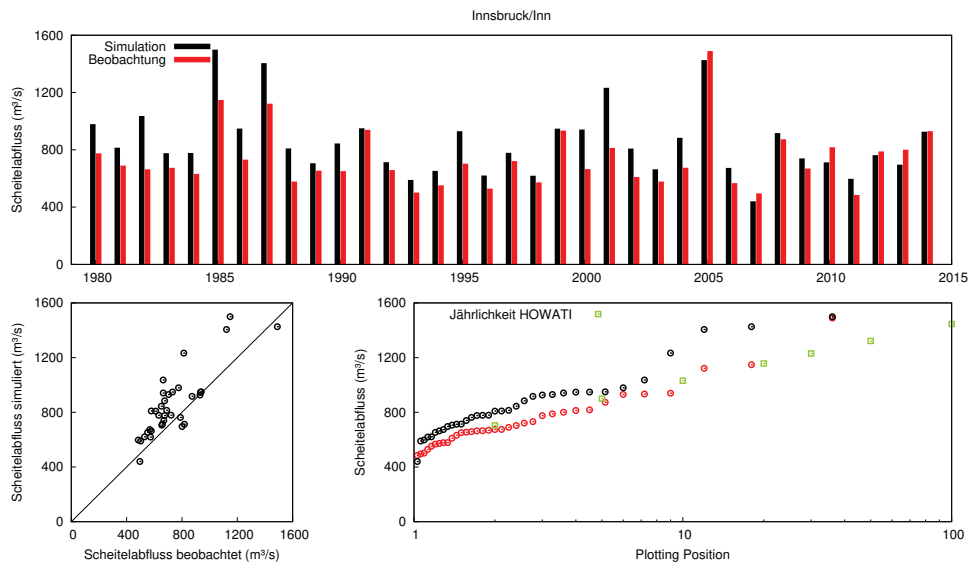


Abbildung 4.9: Hochwasserstatistik - Innsbruck/Inn

1985 und 1987, Abbildung 4.9). Vor allem Hochwässer mit Jährlichkeiten bis 10 werden deutlich überschätzt, während das Hochwasser 2005 etwas unterschätzt wird.

Am Pegel Brixlegg (Abbildungen 4.10 ist der systematische Fehler bei  $-43.93 \text{ m}^3/\text{s}$ , der Wert des Nash-Sutcliffe-Koeffizients *nsmc* ist 0.771. Das Hochwasser im August 2005 wird gut simuliert, die Auslauflinie des Hochwassers wird allerdings deutlich unterschätzt. Der Einfluss der Kraftwerke, der v. a. im Frühjahr und im Herbst gut zu erkennen ist, kann mit dem hydrologischen Modell nicht simuliert werden.

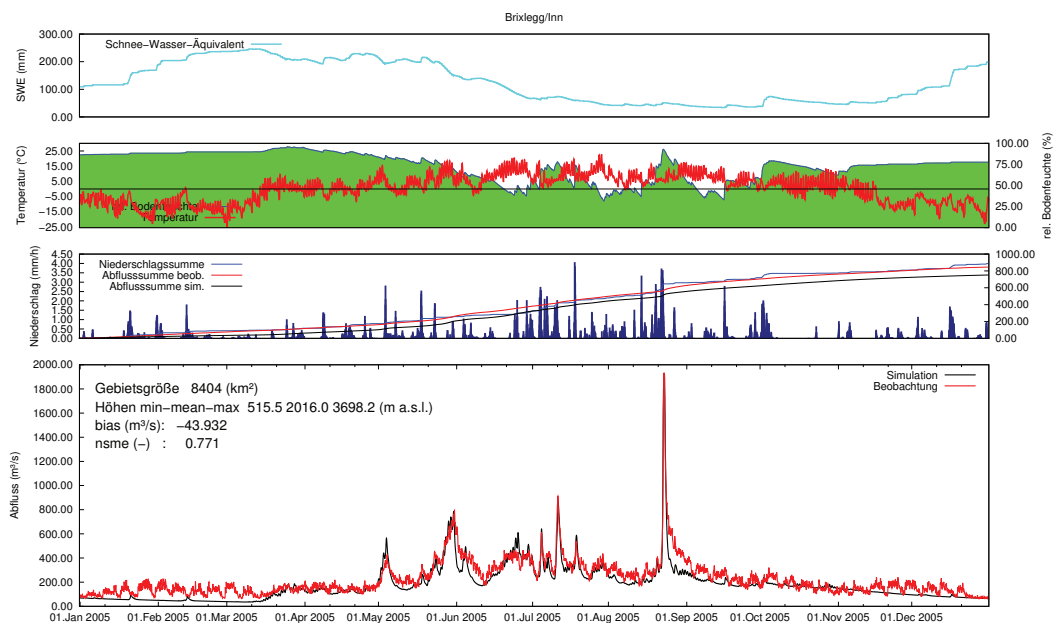


Abbildung 4.10: Hydrologische Simulation - Brixlegg/Inn, 2005

Die Ergebnisse für den Pegel Oberaudorf sind ähnlich zu jenen vom Pegel Brixlegg (Abbildung 4.12 und 4.13). Der systematische Fehler *bias* ist  $-48.16 \text{ m}^3/\text{s}$ , der *nsmc* ist bei etwa 0.723.

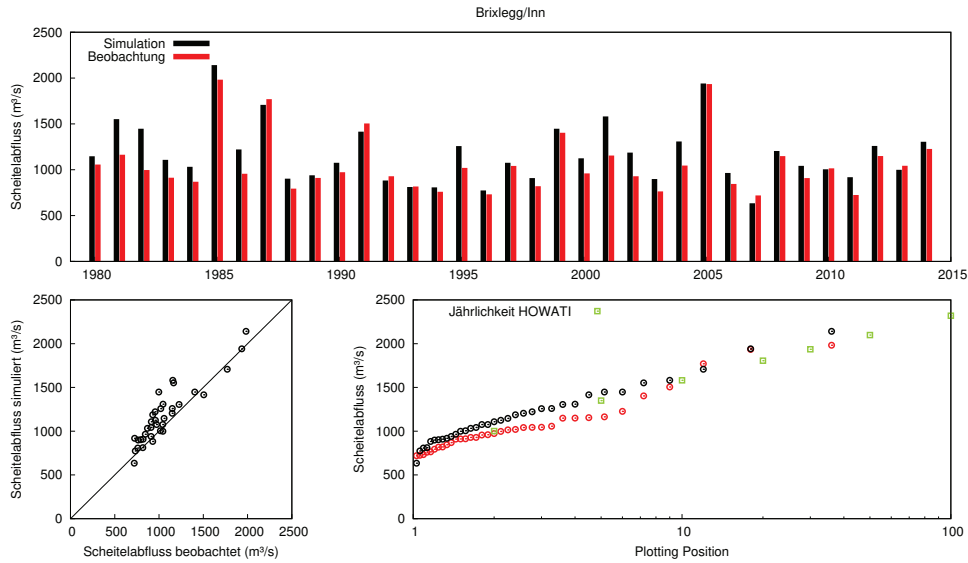


Abbildung 4.11: Hochwasserstatistik - Brixlegg/Inn

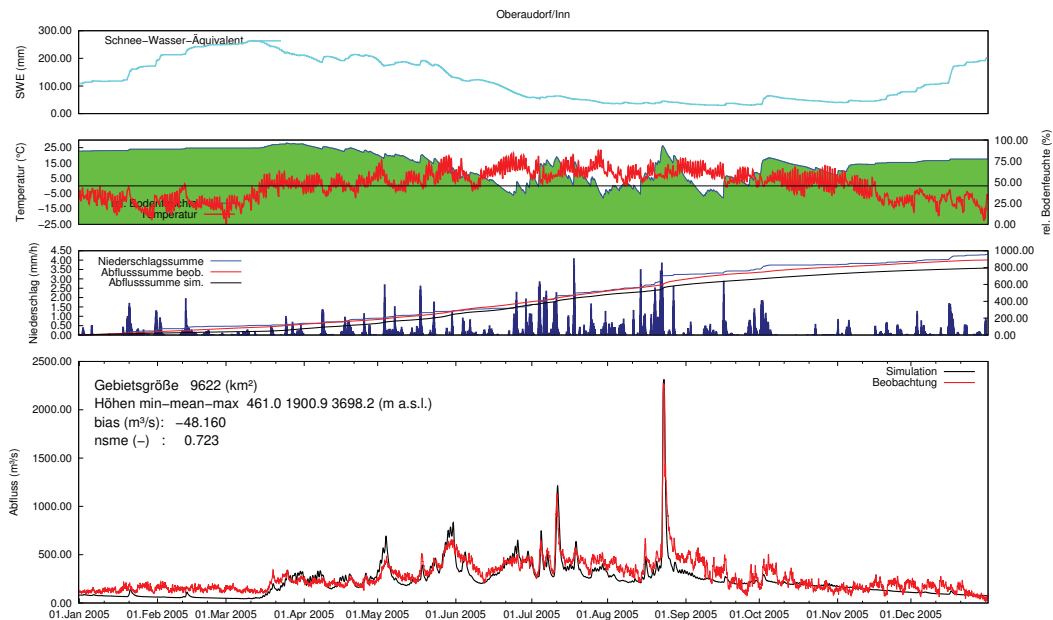


Abbildung 4.12: Hydrologische Simulation - Oberaudorf/Inn, 2005

### 4.3 Kalibrierung des hydraulischen Modells

Für die hydraulische Simulation wurden vom Auftraggeber ein hochaufgelöstes digitales Geländemodell für das Gebiet zwischen den Pegeln Kajetansbrücke und Brixlegg (Fließlänge 153.8 km) zur Verfügung gestellt. Aus diesem Geländemodell wurden 1580 Querschnittsprofile extrahiert, die im hydraulischen Modell verwendet wurden. Der Abstand zwischen 2 Querprofilen beträgt in der Regel 100 Meter, bei Richtungsänderungen wurden zusätzliche Profile eingefügt. Abbildung 4.14 zeigt den Verlauf des Inns vom Pegel Kajetansbrücke bis zum Pegel Brixlegg in der Oberfläche des hydraulischen Modells HEC-RAS mit den eingetragenen Querschnitten. In der rechten unteren Ecke ist exemplarisch das Querschnittsprofil beim Pegel Innsbruck dargestellt. Das Gesamtmodell wurde an den am Inn vorhandenen Abflusspegeln in 8 Teilmodelle unterteilt (Kajetansbrücke-Prutz, Prutz-

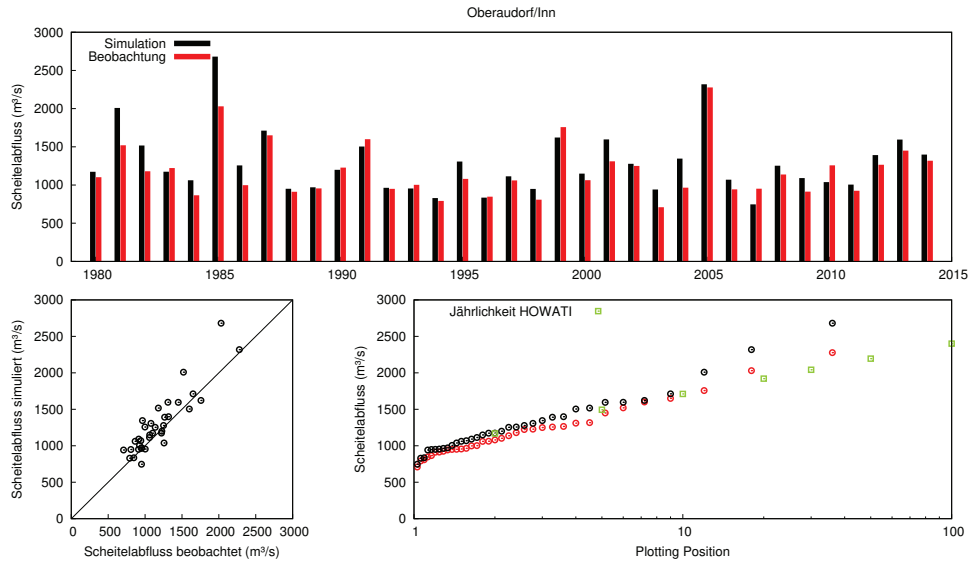


Abbildung 4.13: Hochwasserstatistik - Oberaudorf/Inn

Landeck, Landeck-Imst, Imst-Magerbach, Magerbach-Telfs, Telfs-Innsbruck, Innsbruck-Rotholz, Rotholz-Brixlegg).

Für die hydraulische Simulationen wurde auf die bei der hydrologischen Simulation verwendeten Abflussdaten der Jahre 1980-2015 an den Pegeln des Inns sowie der Zubringer zurückgegriffen; laterale Zuflüsse wurden aus den Ergebnissen der hydrologischen Simulationsrechnungen abgeschätzt. Eingangsdaten liegen in einer zeitlichen Auflösung von 1 Stunde vor; die hydraulische Berechnung wurde in einem 1-Minuten-Intervall durchgeführt.

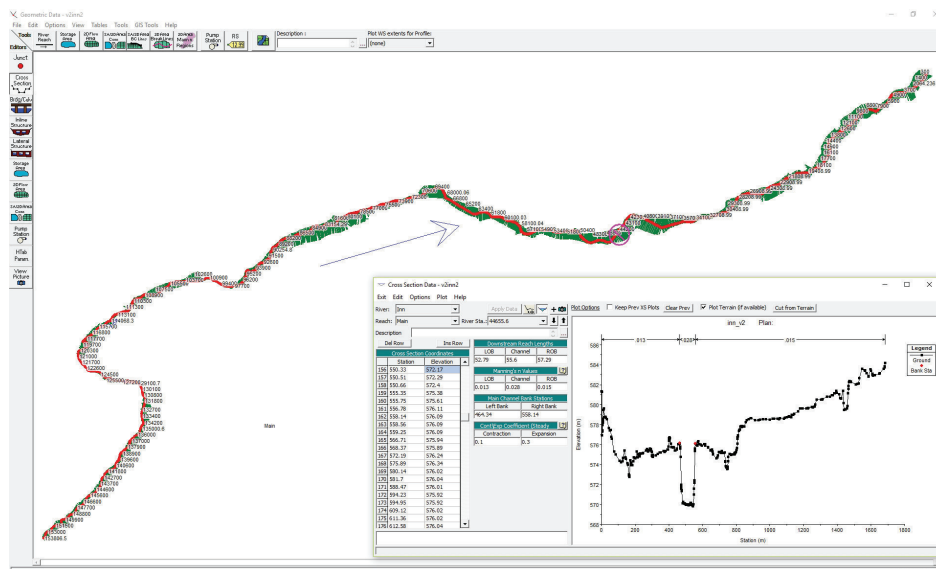


Abbildung 4.14: Hydraulisches Modell: Inn mit Querschnittsprofilen vom Pegel Kajetansbrücke bis Pegel Brixlegg

A priori Rauigkeitsparameter wurden aus den bestehenden 2D-Strömungsmodellen abgeleitet und mit Werten aus der Literatur (Chow 1964) plausibilisiert. In einem weiteren Schritt erfolgte die Feinabstimmung der Rauigkeiten und der lateralen Zuflüsse mit Hilfe eines automatischen Optimierungsalgorithmus (Shuffled Complex Evolution-University of Arizona, SCE-UA) (Duan et al.

1992).

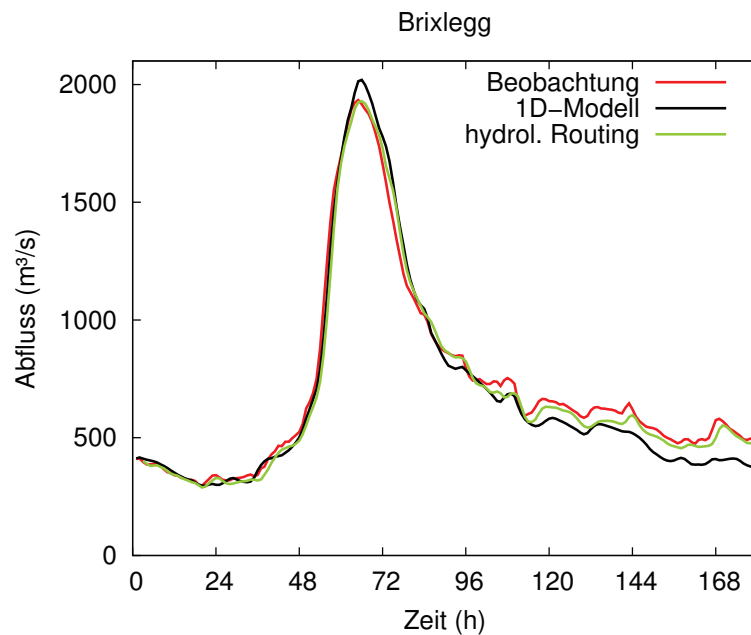


Abbildung 4.15: Vergleich hydrologischer Wellenablauf - 1D-Modell am Pegel Brixlegg für das Ereignis im Jahr 2005.

Abbildung 4.15 zeigt für das Hochwasser 2005 einen Vergleich des hydrologischen Wellenablaufmodells (grüne Linie) und des hydraulischen 1D-Modells (schwarze Linie). Der ansteigende Ast wird bei beiden Modellen gut getroffen, das hydraulische Modell überschätzt den Scheitel etwas.

Es zeigt sich, dass der Wellenablauf am Inn mit dem hydrologischen Wellenablaufmodell ausreichend gut abgebildet werden kann.

## 5 Monte-Carlo-Simulationen

Als Monte-Carlo-Methoden (MC-Methoden) werden Verfahren mit einer Basis aus sehr vielen gleichartigen Zufallsexperimenten bezeichnet. Die grundlegende Idee der Monte-Carlo-Methode ist es, für zufällig gewählte Parameter über die entsprechenden Zusammenhänge (Ursache-Wirkungsgeflecht) die zugehörigen Ergebnis- oder Zielgrößen zu ermitteln. Es wird dabei versucht, mathematische, physikalische, biologische, technische oder ökonomische Systemen mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitstheorie numerisch zu lösen, insbesondere wenn deterministische Algorithmen zu aufwendig oder vielleicht gar nicht möglich sind.

Im Projekt AlpRetInn werden für die Monte-Carlo-Simulation die Niederschläge aus dem stochastischen Niederschlagsmodell (siehe Kapitel 3.1) als Eingangsdaten in das hydrologische Modell (Kapitel 3.2) verwendet. Auf diese Weise werden für 10.000 Jahre Abflüsse mit einer stündlichen Auflösung generiert. Die zufälligen Parameter sind die Niederschläge, die Zielgröße der daraus resultierende Abfluss.

Zur Beurteilung der Wirksamkeit der potentiellen Retentionsmaßnahmen bzw. einer geänderten Landnutzung werden 3 verschiedene Situationen betrachtet, wobei die Eingangsdaten in allen drei Situationen identisch sind und das hydrologische Modell in verschiedenen Konfigurationen verwendet wird. Bei allen Simulationen werden jeweils 10.000 Jahre simuliert und die Jahreshöchsthochwässer für jeden Pegel bestimmt, um die Jährlichkeiten zu bestimmen.

**Ist-Zustand** Mittels der stochastischen räumlichen Niederschlagszeitreihen und dem Niederschlag-Abflussmodell werden die Hochwasserwahrscheinlichkeiten für alle Gewässer und insbesondere den Inn ohne alpine Retentionsmaßnahmen berechnet. Es werden  $HQ_{100}$  und Durchflüsse mit anderen Jährlichkeiten ausgewiesen. Diese Durchflüsse setzen sich aus dem kombinierten Einfluss vieler Ereignisse zusammen, sowohl kleine Ereignisse, als auch Ereignisse, die Durchflüsse größer als ein  $HQ_{100}$  besitzen.

**Auswirkung des technisch möglichen Rückhaltepotentials im alpinen Raum (AlpRet)** Die stochastischen Simulationen werden wiederholt, nun aber unter Berücksichtigung der Alpen Retention. Wegen der Länge des Simulationszeitraumes und der räumlichen Detaillierung wird ein außerordentlicher Datenumfang generiert. Die Auswirkungen Alpiner Retention auf den T-jährlichen Hochwasserabfluss des Inn werden ermittelt.

**Landnutzungsänderung** In einer weiteren Wiederholung der stochastischen Simulationen wird eine veränderte Landnutzung angenommen. Alle Rasterelemente, die als Landnutzung „Natürliches Grasland“ eingestuft sind und deren Meereshöhe unter 2000 m (Waldgrenze) liegt, werden „aufgeforstet“, d. h., die Elemente werden als „Wald“ klassifiziert. Als Parameter werden dabei für diese Rasterelemente ein Mittelwert der Parameter der Landnutzungs-klassen Laubwald, Nadelwald und Mischwald verwendet.

Die Wirksamkeit der alpinen Retentionsmaßnahmen auf den Inn wird für verschiedene Jährlichkeiten  $T$  bestimmt. Die prozentuale Reduktion  $R$  des Abflusses für das  $HQ_T$  am Inn ergibt sich aus der

Differenz der Hochwasserabflüsse am Inn aus den beiden Situationen (Ist-Zustand, AlpRet) zu

$$R = \frac{HQ_T^{Ist} - HQ_T^{AlpRet}}{HQ_T^{Ist}} \cdot 100 \quad (5.1)$$

mit  $HQ_T^{Ist}$  als  $HQ_T$  aus der Monte-Carlo-Simulation des Ist-Zustandes ohne alpine Retention und  $HQ_T^{AlpRet}$  als  $HQ_T$  aus der Monte-Carlo-Simulation des technisch möglichen Rückhaltepotentials mit alpiner Retention. In ähnlicher Weise wird für die anderen Jährlichkeiten  $T$  vorgegangen. Analog wird die Änderung auf den Hochwasserscheitel für das Landnutzungsszenario durchgeführt.



## 5 Monte-Carlo-Simulationen

Als Monte-Carlo-Methoden (MC-Methoden) werden Verfahren mit einer Basis aus sehr vielen gleichartigen Zufallsexperimenten bezeichnet. Die grundlegende Idee der Monte-Carlo-Methode ist es, für zufällig gewählte Parameter über die entsprechenden Zusammenhänge (Ursache-Wirkungsgeflecht) die zugehörigen Ergebnis- oder Zielgrößen zu ermitteln. Es wird dabei versucht, mathematische, physikalische, biologische, technische oder ökonomische Systemen mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitstheorie numerisch zu lösen, insbesondere wenn deterministische Algorithmen zu aufwendig oder vielleicht gar nicht möglich sind.

Im Projekt AlpRetInn werden für die Monte-Carlo-Simulation die Niederschläge aus dem stochastischen Niederschlagsmodell (siehe Kapitel 3.1) als Eingangsdaten in das hydrologische Modell (Kapitel 3.2) verwendet. Auf diese Weise werden für 10.000 Jahre Abflüsse mit einer stündlichen Auflösung generiert. Die zufälligen Parameter sind die Niederschläge, die Zielgröße der daraus resultierende Abfluss.

Zur Beurteilung der Wirksamkeit der potentiellen Retentionsmaßnahmen bzw. einer geänderten Landnutzung werden 3 verschiedene Situationen betrachtet, wobei die Eingangsdaten in allen drei Situationen identisch sind und das hydrologische Modell in verschiedenen Konfigurationen verwendet wird. Bei allen Simulationen werden jeweils 10.000 Jahre simuliert und die Jahreshöchsthochwässer für jeden Pegel bestimmt, um die Jährlichkeiten zu bestimmen.

**Ist-Zustand** Mittels der stochastischen räumlichen Niederschlagszeitreihen und dem Niederschlag-Abflussmodell werden die Hochwasserwahrscheinlichkeiten für alle Gewässer und insbesondere den Inn ohne alpine Retentionsmaßnahmen berechnet. Es werden  $HQ_{100}$  und Durchflüsse mit anderen Jährlichkeiten ausgewiesen. Diese Durchflüsse setzen sich aus dem kombinierten Einfluss vieler Ereignisse zusammen, sowohl kleine Ereignisse, als auch Ereignisse, die Durchflüsse größer als ein  $HQ_{100}$  besitzen.

**Auswirkung des technisch möglichen Rückhaltepotentials im alpinen Raum (AlpRet)** Die stochastischen Simulationen werden wiederholt, nun aber unter Berücksichtigung der Alpinen Retention. Wegen der Länge des Simulationszeitraumes und der räumlichen Detaillierung wird ein außerordentlicher Datenumfang generiert. Die Auswirkungen Alpiner Retention auf den T-jährlichen Hochwasserabfluss des Inn werden ermittelt.

**Landnutzungsänderung** In einer weiteren Wiederholung der stochastischen Simulationen wird eine veränderte Landnutzung angenommen. Alle Rasterelemente, die als Landnutzung „Natürliches Grasland“ eingestuft sind und deren Meereshöhe unter 2000 m (Waldgrenze) liegt, werden „aufgeforstet“, d. h., die Elemente werden als „Wald“ klassifiziert. Als Parameter werden dabei für diese Rasterelemente ein Mittelwert der Parameter der Landnutzungs-klassen Laubwald, Nadelwald und Mischwald verwendet.

Die Wirksamkeit der alpinen Retentionsmaßnahmen auf den Inn wird für verschiedene Jährlichkeiten  $T$  bestimmt. Die prozentuale Reduktion  $R$  des Abflusses für das  $HQ_T$  am Inn ergibt sich aus der

Differenz der Hochwasserabflüsse am Inn aus den beiden Situationen (Ist-Zustand, AlpRet) zu

$$R = \frac{HQ_T^{Ist} - HQ_T^{AlpRet}}{HQ_T^{Ist}} \cdot 100 \quad (5.1)$$

mit  $HQ_T^{Ist}$  als  $HQ_T$  aus der Monte-Carlo-Simulation des Ist-Zustandes ohne alpine Retention und  $HQ_T^{AlpRet}$  als  $HQ_T$  aus der Monte-Carlo-Simulation des technisch möglichen Rückhaltepotentials mit alpiner Retention. In ähnlicher Weise wird für die anderen Jährlichkeiten  $T$  vorgegangen. Analog wird die Änderung auf den Hochwasserscheitel für das Landnutzungsszenario durchgeführt.

# 6 Ergebnisse

Die Analysen in den Kapiteln 6.2 bis 6.4 wurden mit der Modellkette aus kalibriertem Niederschlags- und hydrologischem Modell durchgeführt.

Ein wesentlicher Unterschied zwischen den Ergebnissen in Kapitel 6.2 zu den Ergebnissen in den Kapiteln 6.3 und 6.4 ist, dass in Kapitel 6.2 die zur Vergütung stehenden beobachteten Niederschlags- und Temperaturdaten für die Auswertung herangezogen worden sind im Gegensatz zu den mit dem stochastischen Niederschlagsmodell generierten Daten über 10.000 Jahre.

Alle Analysen wurden mit den in Kapitel 2.2.5 dargestellten Rückhaltebecken mit einer Stauhöhe von 10 Metern durchgeführt.

## 6.1 Wahl der Größe des Grundablasses

Wie in Kapitel 3.2.7 dargestellt, werden die potentiellen Rückhaltebecken maßgeblich durch 2 Parameter beschrieben:

1. der Beckenstauraum ( $m^3$ ), der sich bei einer Dammhöhe von 10 m und dem Geländemodell ergibt sowie
2. die Größe des Grundablasses.

Der Beckenstauraum ist durch die Dammhöhe von 10 m sowie die Topographie vorgegeben. Die Größe des Grundablasses hingegen kann frei gewählt werden und ist entscheidend für die Wirksamkeit des Rückhaltebeckens. Um eine optimale Größe des Grundablasses zu wählen, wurden für die drei großen Hochwasserereignisse in den Jahren 1985, 1987 sowie 2005 verschiedene Szenarien analysiert:

**Variation des beobachteten Niederschlags:** Der Niederschlag wird zwischen 50% und 150% der beobachteten Werte variiert.

**Variation der räumlichen Verteilung des Niederschlags:** An Stelle der aufgetretenen Niederschlagsverteilung wird eine homogene Niederschlagsverteilung angenommen. Dabei wird der größte Niederschlagswert der beobachteten Verteilung konstant auf das gesamte Gebiet übertragen. Außerdem wird der Niederschlag zwischen 50% und 150% variiert.

**Variation der Größe des Grundablasses:** Der Grundablass wird für jedes Becken und jedes Ereignis optimiert. Dabei wird der Basisabfluss so weit reduziert, bis das Volumen des Beckens optimal ausgenutzt wird (siehe Abbildung 3.7).

Durch eine Kombination der unterschiedlichen Niederschläge mit den unterschiedlichen Grundablassgrößen entsteht eine Vielzahl von Szenarien, sowohl für die beobachteten Niederschlagsverteilungen als auch die für die homogene Niederschlagsverteilung. Für jedes Szenario wird die Differenz zwischen Hochwasserscheitel ohne Rückhaltebecken und Hochwasserscheitel mit Rückhaltebecken berechnet.

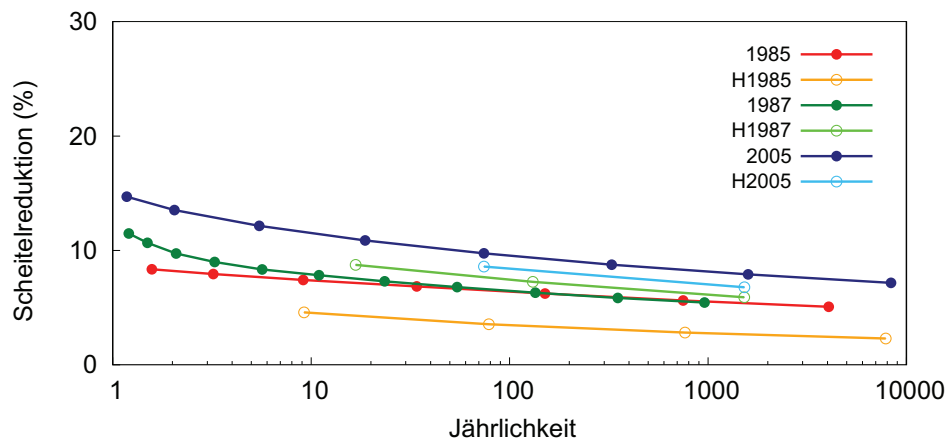


Abbildung 6.1: Potentielle Scheitelreduktion in Oberaudorf bei hypothetischen optimalen Bedingungen: einzeln steuerbare Rückhaltebecken, beliebige Größe der Grundablässe, perfekte Zuflussprognose für jedes Becken. Hochwasserereignisse 1985, 1987 und 2005, jeweils tatsächliche Niederschlagsverteilung sowie homogene Niederschlagsverteilung.

Abbildung 6.1 zeigt das Ergebnis dieser Auswertung. Auf der y-Achse ist die Scheitelreduktion in Prozent dargestellt, auf der x-Achse sind die Hochwasserscheitel (umgerechnet auf Jährlichkeiten) darstellt. In der Abbildung wurde der Grundablass für jedes Ereignis für alle Niederschlagsverteilungen für jedes Becken optimiert.

Für Ereignisse mit einer Niederschlagsverteilung wie während des Ereignisses 1985 ist bei optimalen Randbedingungen für Ereignisse in der Größenordnung von 10-1000 Jahren eine Scheitelreduktion von 6-8% möglich (rote Linie). Für Ereignisse mit einer homogenen Niederschlagsverteilung basierend auf dem Hochwasser 1985 (orange Linie, H1985) ist für Ereignisse in der Größenordnung von 10-1000 Jahren eine Scheitelreduktion zwischen 3-5% möglich. Die größtmögliche Scheitelreduktion ist für Ereignisse basierend auf dem Hochwasser 2005 möglich (blaue Linie), mit Scheitelreduktion von 10 bis 12% für Ereignisse in der Größenordnung von 10-1000 Jahren. Bei der Optimierung des Grundablasses kann die Größe des Grundablasses je nach Becken und Ereignis zwischen 0.0 und 3.5 m<sup>3</sup>/s, aber auch zwischen 3.7 und 163 m<sup>3</sup>/s liegen.

Scheitelreduktionen in dieser Größenordnung sind erreichbar unter folgenden Bedingungen:

- die Rückhaltebecken sind einzeln steuerbar,
- die Grundablässe sind beliebig groß bzw. klein wählbar,
- für jedes Becken ist eine perfekte Zuflussprognose vorhanden.

Da die Grundablässe nicht beliebig klein sein können (Verklauungsgefahr!), wurde in Absprache mit den Auftraggebern schließlich für jedes Becken ein Grundablass vorgesehen, der ungehindert ein lokales  $HQ_2$  ableiten kann. Dies soll gewährleisten, dass die Verklauungsgefahr minimiert wird.

Abbildung 6.2 zeigt die potentiellen Scheitelreduktionen für die 3 großen Hochwasserereignisse, die mit Grundablässen in der Größenordnung eines  $HQ_2$  möglich sind – eine perfekte Zuflussprognose zu jedem Becken vorausgesetzt. Es ist deutlich zu erkennen, dass im Vergleich zu den Simulationen mit den optimierten Grundablässen eine wesentlich geringere Scheitelreduktion erreicht werden kann. Diese liegt für Hochwasserereignisse mit einer Jährlichkeit von 10-1000 Jahren bei etwa 2-3%.

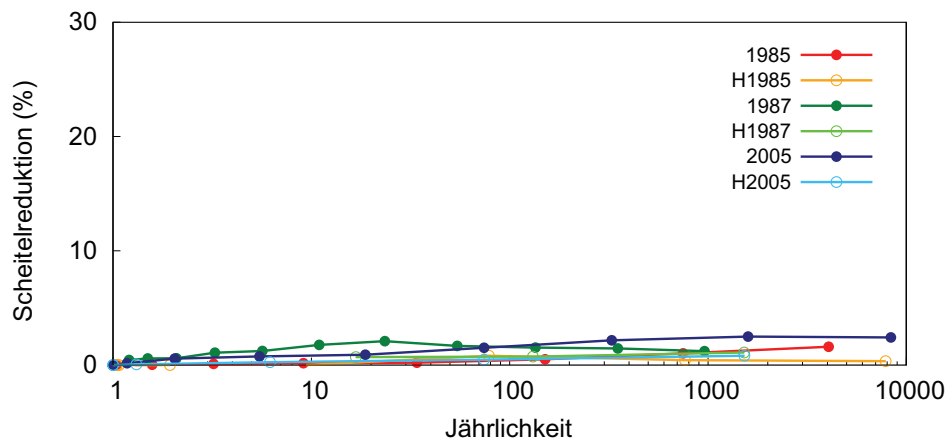


Abbildung 6.2: Potentielle Scheitelreduktion bei Grundablässen in der Größenordnung  $HQ_2$ . Hochwasserereignisse 1985, 1987 und 2005, jeweils tatsächliche Niederschlagsverteilung (1985, 1987, 2005) sowie homogene Niederschlagsverteilung (H1985, H1987, H2005).

In Abbildung 6.3 ist die räumliche Verteilung der  $HQ_2$ -Werte, die der Größe der Grundablässe entsprechen, dargestellt. Im östlichen Teil des Einzugsgebietes nahe des Pegels Oberaudorf sind die größten Grundablässe zu finden.

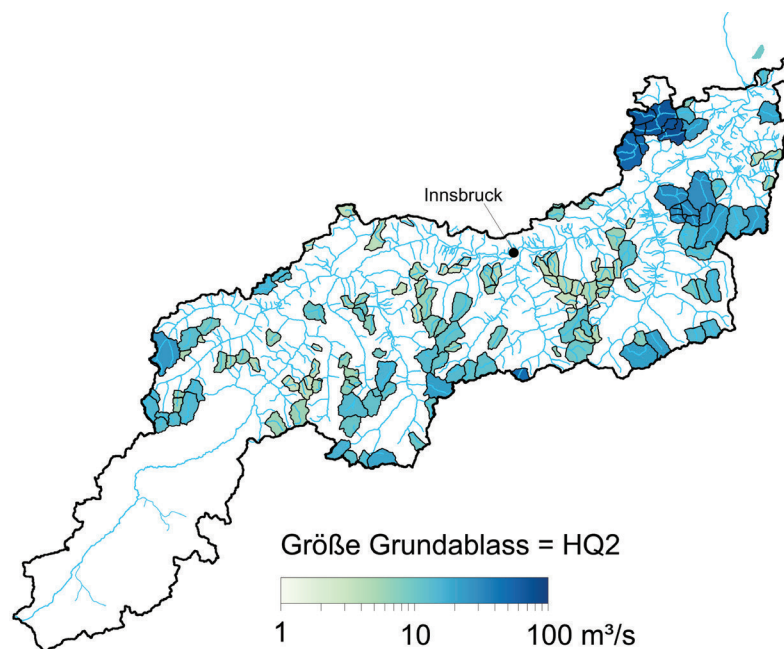


Abbildung 6.3: Größe des Grundablasses, räumliche Verteilung im Einzugsgebiet

## 6.2 Wirksamkeit der potentiellen Rückhaltebecken auf die Hochwasserabflüsse des Inns, reale Hochwasserereignisse

Die Wirksamkeit der potentiellen Rückhaltebecken wird zunächst für die drei historischen Hochwasserereignisse 1985, 1987 und 2005 analysiert. Dabei wird, wie in Kapitel 6.1 dargestellt, der Grundablass aller Rückhaltebecken in der Größenordnung eines  $HQ_2$  dimensioniert. Die weiteren Auswertungen beziehen sich auf den Pegel Oberaudorf/Inn; bei allen Simulationen wurde davon ausgegangen, dass alle Becken zu Beginn der Auswertung vollständig leer waren.

### 6.2.1 Hochwasser 1985

Ein Tief über den Britischen Inseln steuert an seiner Vorderseite subtropische Warmluft gegen die Alpen. Bei einer anfänglichen Nullgradgrenze um 4000 m fallen in der Nacht von 5. auf 6. August in Nordtirol 40 — 80 mm Niederschlag, die am 6. August weiter andauerten. Nach Durchzug der Kaltfront fiel am 6. August nachmittags Schnee bis Matrei am Brenner. Besonders die Zubringer aus dem Alpenhauptkammbereich haben das Hochwasser des Inn gefährlich verschärft. Am Pegel Kajetansbrücke führte der Inn ein 5-jährliches Hochwasser ( $409 \text{ m}^3/\text{s}$ ), in Innsbruck ein 30-jährliches ( $1140 \text{ m}^3/\text{s}$ ) und ab Kirchbichl ein 100-jährliches Hochwasser ( $2198 \text{ m}^3/\text{s}$ ) (Gattermayr 2006).

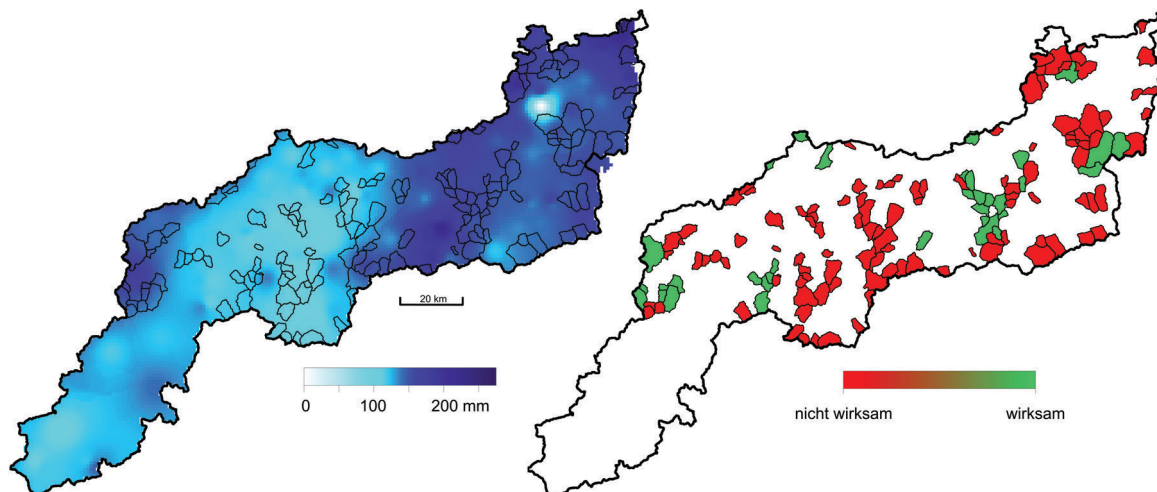


Abbildung 6.4: Links: Niederschlagsverteilung 4. bis 10. August 1985, rechts: grün - wirksame Becken für den Pegel Oberaudorf, rot - nicht wirksame Becken, Hochwasser 1985

Abbildung 6.4 (links) zeigt die Niederschlagsverteilung für den Zeitraum 4. August bis 10. August 1985 auf Basis der beobachteten Werte an den zur Verfügung stehenden Niederschlagsstationen. Besonders stark betroffen war das Gebiet der Sill und östlich davon. Die grün dargestellten Becken in Abbildung 6.4 (rechts) tragen, wenn auch nur geringfügig, zur Reduktion des Scheitels bei, die rot dargestellten Becken überhaupt nicht. Die Abflussganglinien der grün dargestellten Becken könnten also in etwa der Ganglinie A in Abbildung 3.8 entsprechen, die Abflussganglinien der rot dargestellten Becken könnten ähnlich der Ganglinie B in Abbildung 3.8 sein.

Das hydrologische Modell überschätzt das Hochwasser 1985 deutlich. Die Ursachen dieser Überschätzung kann zum einen auf die verfügbaren Niederschlagsdaten zurückzuführen sein (deutlich weniger Stationen in einer wesentlich größerem räumlichen Abstand), aber auch auf die Speicher der Kraftwerke im Einzugsgebiet (keine Information über die Wirkung der Speicher bei

Hochwässern vorhanden). Die simulierte Scheitelreduktion für das Ereignis 1985 beträgt etwa 0.6%.

### 6.2.2 Hochwasser 1987

Ähnlich wie im Juli 1987 und im August 1985 führten anhaltende Niederschläge aus Südwesten mit bis zu 150 mm im Bereich des Alpenhauptkammes bei gleichzeitig hochliegender Nullgradgrenze regional zu verheerendem Hochwasser. In der Folge bildete sich auch am Inn eine Hochwasserwelle aus, die aber kleiner war als im Juli 1987. Sie hat mit  $980 \text{ m}^3/\text{s}$  in Innsbruck eine Wiederkehrzeit von 10 Jahren. Die Hochwasserscheiteldurchflüsse erreichten in Rotholz  $1590 \text{ m}^3/\text{s}$ , in Brixlegg  $2005 \text{ m}^3/\text{s}$  und in Kirchbichl  $1855 \text{ m}^3/\text{s}$  und lagen damit im Bereich eines 100-jährlichen Hochwassers (Gattermayr 2006).

Abbildung 6.5 (links) zeigt die Niederschlagsverteilung für den Zeitraum 23.-29. August 1987. Die Zentren der Niederschlagsverteilung lagen über dem Wipptal sowie dem Zillertal im Südosten des Inneinzugsgebietes sowie in der Schweiz. Abbildung 6.5 (rechts) zeigt, welche potentiellen Rückhaltebecken wirksam gewesen wären.

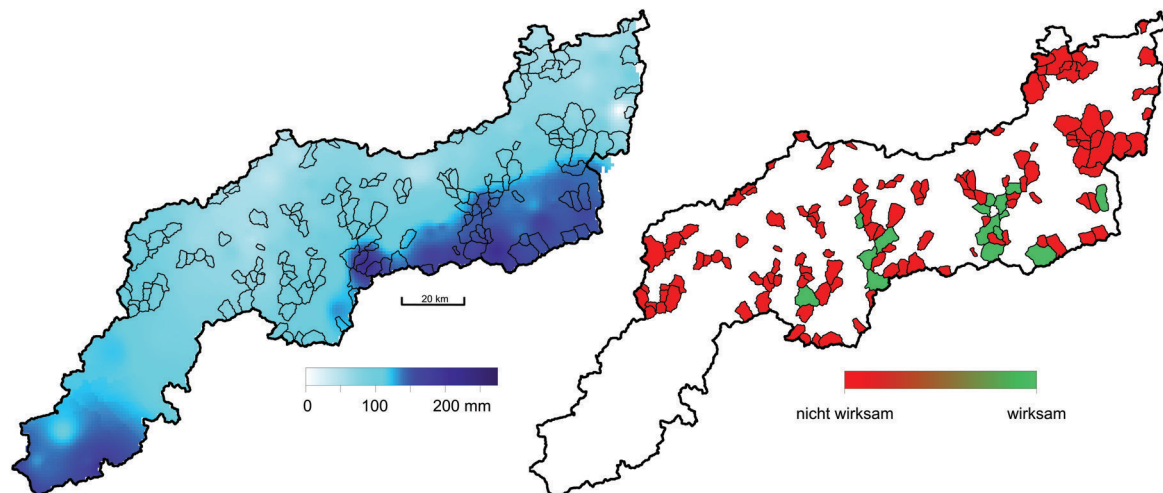


Abbildung 6.5: Links: Niederschlagsverteilung 23. bis 29. August 1987, rechts: grün - wirksame Becken für den Pegel Oberaudorf, rot - nicht wirksame Becken, Hochwasser 1987

Abbildung 6.6 zeigt die Abflussganglinien. Die beobachteten Werte sind als gestrichelte Linie dargestellt, die Modellsimulation ohne Rückhaltebecken mit einer blauen Linie. Der Scheitel liegt bei  $1695 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Simulation mit Berücksichtigung der Rückhaltebecken ist mit einer roten Linie dargestellt, hier ergibt sich der Scheitel zu  $1661 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Reduktion ist  $34 \text{ m}^3/\text{s}$  oder 2.0% im Bereich des Hochwasserscheitels.

### 6.2.3 Hochwasser 2005

Im Zuge einer „Vb-Wetterlage“ wird eine Okklusion von Nordosten gegen die westlichen Nordalpen gesteuert. In der Folge kommt es zu anhaltendem Regen besonders im Einzugsgebiet des Lech sowie der Rosanna und Trisanna im Oberland. Das verheerende Hochwasser in diesen Einzugsgebieten (größte jeweils gemessene Hochwasserscheitel) hat ab Einmündung der Sanna in Landeck den Inn in einen hochwasserführenden Wildfluss verwandelt (Gattermayr 2006).

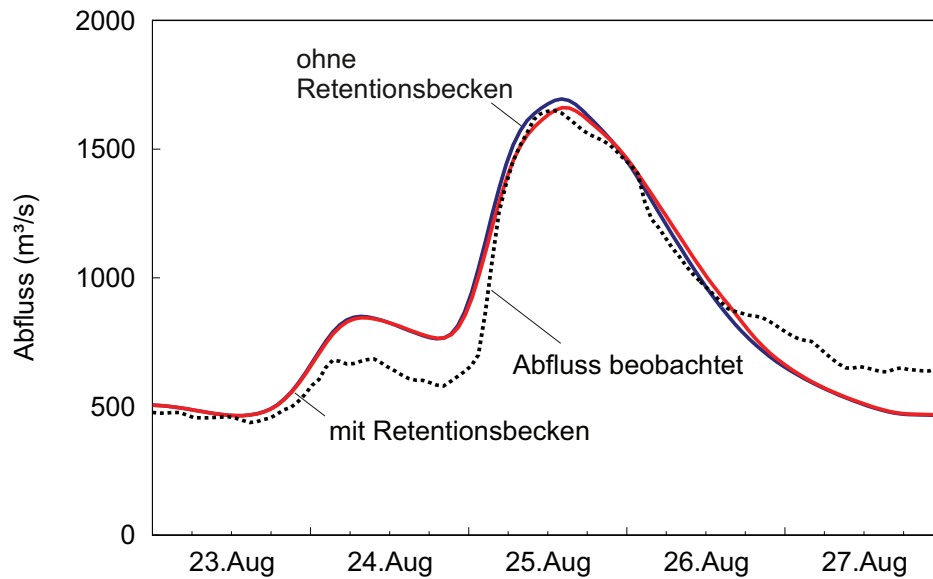


Abbildung 6.6: Wirkung der Rückhaltebecken, Pegel Oberaudorf, Hochwasser 1987

Abbildung 6.7 (links) zeigt die Niederschlagsverteilung für den Zeitraum 21. August bis 27. August 2005 auf Basis der beobachteten Werte an den zur Verfügung stehenden Niederschlagsstationen. Besonders stark betroffen war das Gebiet der Sanna, aber auch entlang des Nordstaus wurden beträchtliche Niederschlagsmengen registriert. So wurden am 22. August 2005 an der Messstelle Kappl-Oberhaus 117 mm Niederschlag gemessen (BMLFUW 2006).

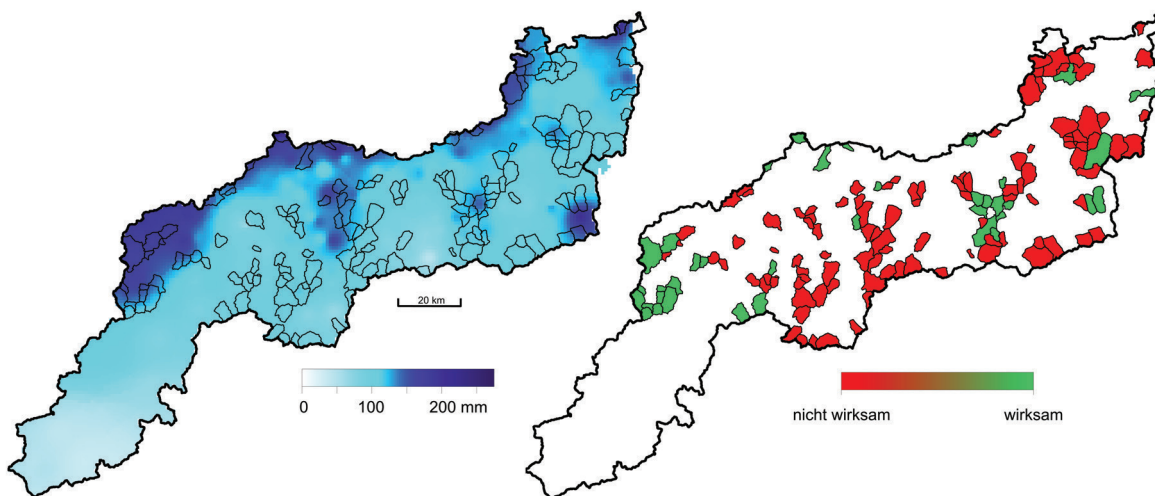


Abbildung 6.7: Links: Niederschlagsverteilung 21. bis 27. August 2005, rechts: grün - wirksame Becken für den Pegel Oberaudorf, rot - nicht wirksame Becken, Hochwasser 2005

Die grün dargestellten Becken in Abbildung 6.7 (rechts) tragen zur Reduktion des Scheitels bei, die rot dargestellten Becken nicht.

Am Pegel Landeck/Sanna wurde ein Scheitelwert von  $514 \text{ m}^3/\text{s}$  registriert, was mehr als doppelt so hoch wie der seit 1971 gemessene höchste Wert von  $230 \text{ m}^3/\text{s}$  ist. Aus der Schweiz brachte der Inn eine Wasserführung im Bereich eines  $HQ_1$ , ab dem Pegel Landeck/Inn führte der Inn dann ein mehr als 100-jährliches Hochwasser (BMLFUW 2006).

Das Hochwasser im August 2005 erreichte in Innsbruck einen Scheitel von  $1525 \text{ m}^3/\text{s}$ , was ei-



ner Jährlichkeit von etwa 150 Jahren entspricht. Am Pegel Kirchbichl-Bichlwang wurde es mit  $2195 \text{ m}^3/\text{s}$  abgeschätzt (ursprünglich  $2454 \text{ m}^3/\text{s}$ ), was einer Jährlichkeit von etwa 55 Jahren entspricht. In Oberaudorf wurden ein Scheitel von  $2340 \text{ m}^3/\text{s}$  erreicht, was in etwa einem  $HQ_{100}$  entspricht.

Abbildung 6.8 zeigt die beobachtete Ganglinie des Hochwassers 2005 als gestrichelte Linie. Die blaue Linie kennzeichnet die Simulation mit dem kalibrierten hydrologischen Modell ohne Berücksichtigung der potentiellen Rückhaltebecken. Der Scheitelabfluss beträgt  $2586 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die rote Linie zeigt die Simulation mit dem hydrologischen Modell, wobei hier die potentiellen Rückhaltebecken berücksichtigt wurden. Hier beträgt der Scheitelabfluss  $2496 \text{ m}^3/\text{s}$ , was einer Reduktion von  $90 \text{ m}^3/\text{s}$  oder 3.5% im Bereich des Hochwasserscheitels entspricht.

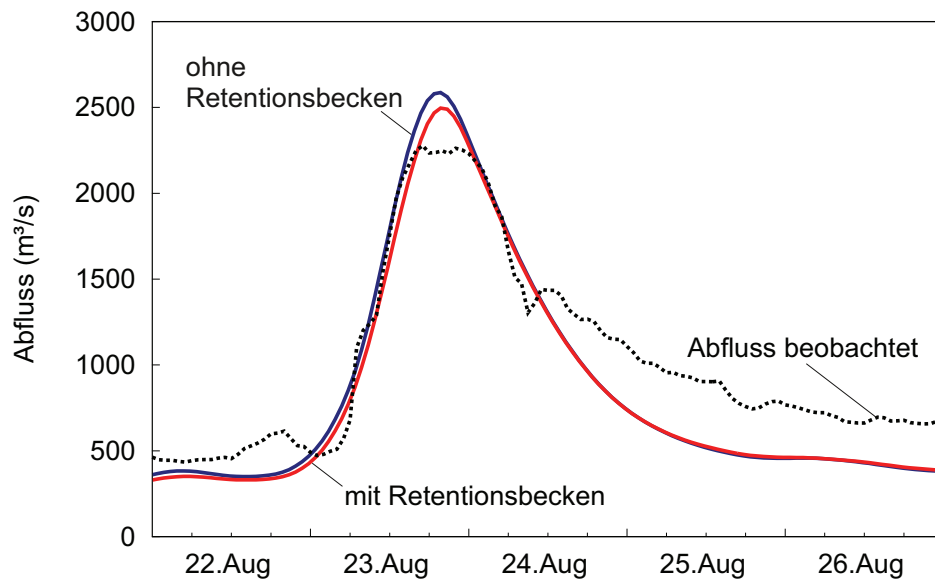


Abbildung 6.8: Wirkung der Rückhaltebecken, Pegel Oberaudorf, Hochwasser 2005

#### 6.2.4 Zusammenfassung Hochwässer 1985, 1987 und 2005

Die vorigen Abschnitte zeigen deutlich, dass die potentiellen Rückhaltebecken nur eine geringe Auswirkung auf die Scheitelreduktion haben. Das in der Simulation deutlich überschätzte Hochwasser 1985 wäre um 0.6% reduziert worden, die ungleich besser simulierten Hochwasserereignisse im August 1987 um 2.0% bzw. 2005 um 3.5%.

Ob ein Becken zur Scheitelreduktion beiträgt oder nicht, hängt maßgeblich von folgenden Faktoren ab:

1. Das Einzugsgebiet des Beckens wird überregnet.
2. Das Volumen des Beckens ist groß genug, um einen Teil des im Einzugsgebiet entstehenden Abflusses zurück zu halten.
3. Das Volumen des Beckens ist nicht zu klein, da das Becken ansonsten noch vor Auftreten des Scheitels voll ist und der folgende Abfluss somit direkt ohne Retention an das Gerinne abgegeben wird.

In Absprache mit den Auftraggebern wurde nach der Präsentation der ersten Zwischenergebnisse darauf verzichtet, die im Arbeitspaket 4.2 vorgesehenen kleineren Rückhaltemaßnahmen im Modell zu implementieren.

## 6.3 Auswirkung der potentiellen Rückhaltebecken auf die Hochwasserabflüsse des Inns, Monte-Carlo-Simulationen

Wie in Kapitel 5 beschrieben, werden bei der Monte-Carlo-Simulation verschiedene Szenarien analysiert. Die Modellkette aus stochastischem Niederschlagsmodell und hydrologischem Modell ist dabei identisch, lediglich die Konfiguration des hydrologischen Modells wird geändert (ohne Rückhaltebecken, mit Rückhaltebecken). In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Monte-Carlo-Simulationen ohne und mit Rückhaltebecken analysiert und die Wirksamkeit der Becken gemäß Formel 5.1 berechnet.

Die Reduktion der Hochwasserscheitel, die durch die Rückhaltebecken erreicht werden kann, wird für die Pegel Innsbruck/Inn, Brixlegg/Inn und Oberaudorf/Inn dargestellt. Für den Pegel Oberaudorf/Inn werden zusätzliche Analysen durchgeführt und dargestellt.

### 6.3.1 Innsbruck/Inn

Im Einzugsgebiet des Pegels Innsbruck/Inn liegen 61 der potentiellen Rückhaltebecken. Abbildung 6.9 zeigt für die simulierten 10.000 Jahre ohne Rückhaltebecken die Jahreshöchsthochwässer, wobei jeweils 3 Tage vor und 4 Tage nach dem Scheitel dargestellt werden. Der Hochwasserscheitel ist immer in der Stunde 73, unabhängig davon, wann genau das Ereignis stattgefunden hat. Als Vergleich sind die 3 großen Hochwässer 1985, 1987 und 2005 als blaue, grüne und rote Linien dargestellt. Die Ereignisse aus der Monte-Carlo-Simulation sind sehr unterschiedlich hinsichtlich der Wellenform: Doppelereignisse mit einem Scheitel vor dem eigentlichen Ereignis; Doppelereignisse mit einem zweiten Scheitel nach dem Hauptereignis; Ereignisse mit sowohl einem niedrigen als auch hohem Abfluss drei Tage vor dem Scheitel; breitere Wellen und schmale Wellen ... Der ansteigende und abfallende Ast des jeweils höchsten Ereignisses ist bei sehr vielen Ereignissen ähnlich dem Ereignis 2005, die Scheitel liegen zwischen etwa  $340 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $3200 \text{ m}^3/\text{s}$ .

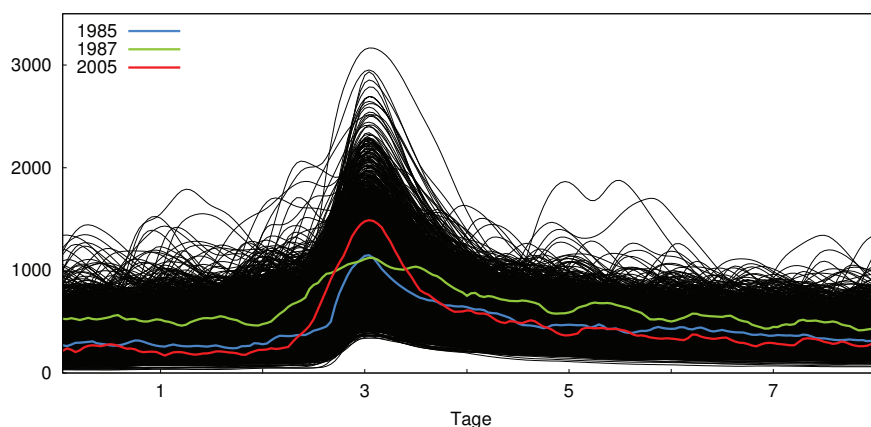


Abbildung 6.9: Jahreshöchsthochwässer aus der Monte-Carlo-Simulation, Pegel Innsbruck

Die Ganglinien der Ereignisse mit Berücksichtigung der Hochwasserrückhaltebecken sind sehr ähnlich zu den in Abbildung 6.9 gezeigten, wobei die Unterschiede in den Scheiteln nur gering sind. Daher wird auf eine Darstellung verzichtet.

Abbildung 6.10 zeigt die Jährlichkeiten der 10.000 Ereignisse der Monte-Carlo-Simulation. Rote Punkte kennzeichnen die Jährlichkeiten der Simulationen ohne potentielle Rückhaltebecken, grüne Punkte die Jährlichkeiten der Simulationen mit potentiellen Rückhaltebecken, wobei die

Jährlichkeiten einer *bias*-Korrektur unterzogen worden sind, um die Werte genau an die HOWATI-Werte (blaue Punkte) anzugleichen. Bei der *bias*-Korrektur wurden die Hochwasserscheitel nicht verändert, es wurden lediglich die geschätzten Jährlichkeiten korrigiert.

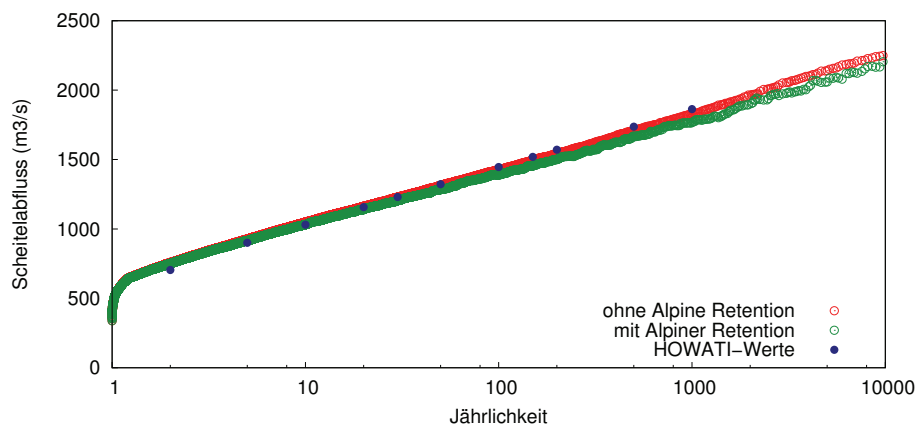


Abbildung 6.10: Jährlichkeiten der 10.000 Jahre Monte-Carlo-Simulation, Pegel Innsbruck. Rote Punkte - ohne alpine Retention, grüne Punkte - mit alpiner Retention, blaue Punkte - HOWATI-Jährlichkeiten

Aus Abbildung 6.10 wird deutlich sichtbar, dass die potentiellen Rückhaltebecken geringe Auswirkungen auf die Hochwasserscheitel haben. Für ein 50-jährliches Ereignis liegt die Scheitelreduktion in der Größenordnung von 1.6%, bei einem 100-jährlichen Ereignis sind es 2.0%, bei einem 500-jährlichen 1.7% und bei einem 1000-jährlichen 2.3%.

### 6.3.2 Brixlegg/Inn

Im Einzugsgebiet des Pegels Brixlegg/Inn liegen 111 der potentiellen Rückhaltebecken. Abbildung 6.11 zeigt für die simulierten 10.000 Jahre die Jahreshöchsthochwässer. Die Scheitel der Hochwässer liegen zwischen etwa 470 m<sup>3</sup>/s und 4200 m<sup>3</sup>/s, die Wellenformen der beobachteten Ereignisse sind im Vergleich zum Pegel Innsbruck etwas anders. Das Ereignis 1985 nimmt etwa im Volumen deutlich zu und der maximale Abfluss ist in einer ähnlichen Größenordnung wie das Ereignis 2005.

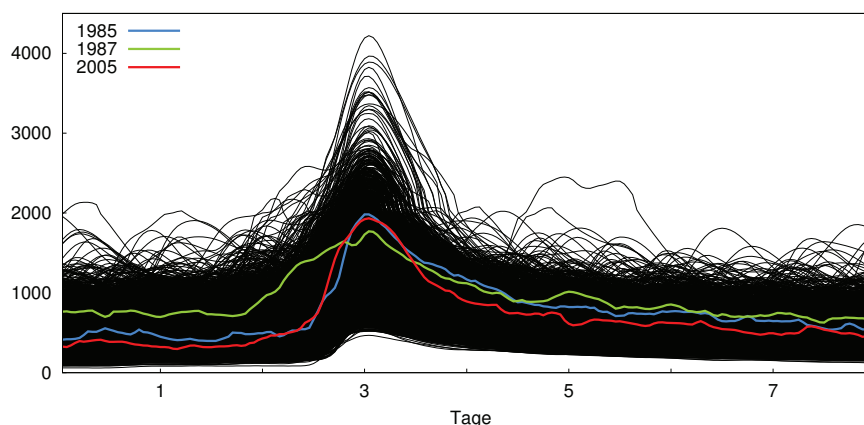


Abbildung 6.11: Jahreshöchsthochwässer aus der Monte-Carlo-Simulation, Pegel Brixlegg