



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
VIENNA
UNIVERSITY OF
TECHNOLOGY



lebensministerium.at

Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren





lebensministerium.at

Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren

Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft
Österreichische Staubeckenkommission
TU Wien
Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie

IMPRESSUM

Medieninhaber und Herausgeber:

Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft
Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, TU Wien, Karlsplatz 13, 1040 Wien

Bildnachweis: Sperre Ottenstein der EVN, August 2002

Datum:
Dez. 2009

Autorenteam:

Projektleiter

o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Dr. h.c. Dieter Gutknecht

o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Dr. h.c. Helmut Drobir

Arbeitsgruppe

TU Wien Hydrologie und Wasserbau

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Günter Blöschl

Dipl.-Ing. Dr. Christian Reszler

Dipl.-Ing. Dr. Ralf Merz

Dipl.-Ing. Herbert Heindl

Dipl.-Ing. Jürgen Komma

Bundesministerium f. Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft

Abteilung VII/4: Fachliche Grundsätze der Wasserwirtschaft

MR i.R. Dipl.-Ing. Rudolf Melbinger

MR i.R. Dipl.-Ing. Dr. Peter Hochmair

MR Dipl.-Ing. Helmut Czerny

Ing. Bernhard Weichlinger

Dipl.-Ing. Ursula Wiesinger

Abteilung VII/3: Wasserhaushalt (HZB)

MR Dipl.-Ing. Reinhold Godina

OR Dipl.-Ing. Peter Lorenz

OR Dr. Viktor Weilguni

Vertreter der Stauanlagenbetreiber

Dipl.-Ing. Wilhelm Kugi (Verbund AHP)

Dipl.-Ing. Günter Moser (VIWAG)

Dipl.-Ing. Dr. Helmut Schönlaub (TIWAG)

Inhalt

Hauptteil

I Einleitung

II Hochwassersicherheit und konstruktive Gegebenheiten

III Arbeitsanleitung

IV Hintergrundinformation

Anhang

V Beispiele

VI Unterlagen und Materialien

I Einleitung

Inhalt

I.1 Zielsetzung	2
I.2 Anwendungsbereich	3
I.3 Gliederung des Leitfadens	3

I.1 Zielsetzung

Hochwasserentlastungsanlagen von Talsperren sind auf extreme Abflüsse auszulegen. In den technischen Richtlinien und Normen werden die der Bemessung zugrunde liegenden Hochwasserwerte über die Wahrscheinlichkeit definiert, mit der das Auftreten eines solchen Ereignisses erwartet werden kann. Dem mit der Aufgabenstellung verbundenen Extremcharakter der zu bestimmenden Bemessungshochwässer entsprechend wird die Überschreitungswahrscheinlichkeit dieser Ereignisse sehr klein gewählt, der Bemessungspraxis in Österreich folgend zum Beispiel über eine jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit von 1/5000.

Um zu Angaben über solche äußerst seltenen und daher auch kaum beobachtbaren Ereignisse zu gelangen, muss bei der Bestimmung der Bemessungshochwässer über den Bereich der Beobachtung extrapoliert werden. Damit verbundene „Hochrechnungen“ sind im Allgemeinen mit vielen Freiheitsgraden und vielen Unsicherheiten behaftet. Es ist daher Ziel dieses Leitfadens, eine Methodik zur Bestimmung der Bemessungs- und Nachweisgrößen vorzulegen, die eine nach einheitlichen Grundsätzen erfolgende Bearbeitung ermöglicht, die auch – so weit wie möglich – auf die mit den verwendeten Daten und Methoden verbundenen Unsicherheiten eingeht und den Unschärfbereich der Bemessungsgrößen nach Möglichkeit einengt.

Als weiterer Aspekt liegt der Konzeption des Leitfadens die Zielsetzung zugrunde, einen Arbeitsbehelf für die routinemäßige Überprüfung von bestehenden Stauanlagen im Rahmen der Prüftätigkeit der Aufsichtsbehörde bereitzustellen, die eine Vorbeurteilung nach einem rasch durchführbaren und einfach zu handhabenden „abgekürzten Verfahren“ ermöglichen soll.

Mit der Ausrichtung auf die Darstellung einer Methodik kann der vorliegende Leitfaden nur die grundlegende Vorgangsweise bei der Bearbeitung der erforderlichen hydrologischen Nachweise beschreiben und keine detaillierte Anleitung zu den hydrologischen Bearbeitungen liefern. Dementsprechend sind die hydrologischen Nachweise von Personen zu führen, die über eine vertiefte hydrologische Qualifikation verfügen. Auf die einschlägige Fachliteratur ist zurückzugreifen.

Die Empfehlungen des vorliegenden Leitfadens beruhen auf den Ergebnissen der wissenschaftlichen Untersuchungen der letzten Jahre auf Basis der derzeit verfügbaren Informationen. In den einzelnen Elementen der Bearbeitung entspricht es der Grundphilosophie des Leitfadens, die jeweils neu entstandenen Informationen einzubeziehen (z.B. längere Datenreihen, von Dienststellen ausgegebene neue Bemessungswerte). Im Bereich des

abgekürzten Verfahrens, das seinem Charakter nach wenige Freiheitsgrade hat, ist eine periodische Aktualisierung wünschenswert.

I.2 Anwendungsbereich

Der vorliegende Leitfaden gilt für alle Talsperren und Speicher

- mit einer Höhe von mehr als 15m über Gründungssohle oder
- mit einem Speichereinhalt bei Stauziel von mehr als 500.000m³

Eingeschlossen sind darin alle Arten von Nutzungen wie

- Wasserkraftnutzung,
- Trinkwasserversorgung,
- Hochwasserrückhalt oder
- Beschneigung.

Der Leitfaden kann auch auf kleinere Anlagen angewendet werden, wenn sie ein erhebliches Risiko darstellen, ebenso auf Bauwerke ähnlicher Art (z.B. Schlammteiche).

Ausgenommen vom Anwendungsbereich des Leitfadens sind:

- Speicher, die dem Geschieberückhalt dienen,
- Flusstaustrufen (Flusskraftwerke).

I.3 Gliederung des Leitfadens

Der Leitfaden gliedert sich in einen Hauptteil mit den Abschnitten II bis IV und in einen Anhang-Teil mit den Abschnitten V und VI.

Der Hauptteil beginnt mit dem Abschnitt II **Hochwasserwahrscheinlichkeit und konstruktive Gegebenheiten**, in dem die Grundsätze, die der Entwicklung der Vorgangsweise zur Führung der Nachweise der Hochwassersicherheit der Anlagen zugrunde gelegt wurden, dargestellt sind. Abschnitt III enthält die **Arbeitsanleitungen** zur konkreten Durchführung der Nachweise. Dies umfasst einerseits im hydrologischen Teil die Ermittlung des Bemessungs- und Sicherheitshochwassers und andererseits im wasserbaulichen Teil die Berechnung des Wellenfreibordes. Im Abschnitt IV ist **Hintergrundinformation** zusammengestellt, der zum Einen Hinweise auf die Beweggründe für die Wahl bestimmter Modelle und Berechnungsansätze

zu entnehmen sind, die aber zum Anderen auch Anhaltspunkte für die konkreten Bearbeitungen nach der in III beschriebenen Vorgangsweise enthalten.

Den Schwerpunkt des Anhang-Teiles bilden die in Abschnitt V enthaltenen **Beispiele**. Anhand einer ausgewählten Einzugsgebietssituation werden in drei Beispielen die Berechnungsabläufe zur Ermittlung der Hochwasserkenngößen unter Annahme dreier verschiedener Datensituationen (gut; mittel; schlecht) exemplarisch nachvollzogen. Abschnitt VI enthält schließlich einige ausgewählte **Unterlagen** wie Texte und Literaturstellen, die Ergänzungen zu der in Abschnitt IV gegebenen Hintergrundinformation enthalten.

II Hochwassersicherheit und konstruktive Gegebenheiten

Inhalt

II.1 Generelle Überlegungen zur Hochwassersicherheit	3
II.2 Stauanlagen	3
<i>II.2.1 Neuanlagen</i>	3
<i>II.2.2 Neuanlagen mit geringem Gefährdungspotential</i>	3
<i>II.2.3 Altanlagen</i>	3
II.3 Sicherheitsanforderungen (Risikobetrachtungen)	3
<i>II.3.1 Belastungen</i>	3
<i>II.3.1.1 Bemessungshochwasser BHQ</i>	4
<i>II.3.1.2 Sicherheitshochwasser SHQ</i>	4
<i>II.3.2 Hochwasserentlastungsanlagen</i>	4
<i>II.3.2.1 Überlastbare Hochwasserentlastungsanlagen</i>	5
<i>II.3.2.2 Nicht überlastbare Hochwasserentlastungsanlagen</i>	5
<i>II.3.2.3 Verschlussgesteuerte Hochwasserentlastungsanlagen</i>	5
<i>II.3.2.4 Verklausungsgefahr</i>	6
<i>II.3.3 Definitionen von Speicher- und Sperrenkoten</i>	6
<i>II.3.3.1 Stauziel</i>	6
<i>II.3.3.2 Überstau</i>	6
<i>II.3.3.3 Sicherheitsfreibord</i>	6
<i>II.3.3.4 Sicherheitskote</i>	7
II.4 Notwendige Nachweise	9
<i>II.4.1 Allgemeine Gesichtspunkte</i>	9
<i>II.4.2 Unterscheidung nach Anlagentyp</i>	10
<i>II.4.2.1 Neuanlagen</i>	10
<i>II.4.2.2 Neuanlagen mit kleinem Einzugsgebiet</i>	11
<i>II.4.2.3 Neuanlagen mit geringem Gefährdungspotential</i>	11
<i>II.4.2.4 Altanlagen</i>	11
<i>II.4.3 Nachweisbedingungen</i>	11

II.4.4 Zusätzliche Randbedingungen _____ *13*

II.1 Generelle Überlegungen zur Hochwassersicherheit

Die Hochwassersicherheit einer Talsperre ist sowohl von der Größe und der Wahrscheinlichkeit eines möglichen Hochwasserereignisses, als auch vom Typ der Talsperre beziehungsweise von der Art und Funktionsweise der Hochwasserentlastung abhängig.

Die konstruktiven Merkmale des Talsperrentyps - Staumauer oder Staudamm - und das Förderverhalten der Hochwasserentlastung bestimmen die Robustheit der Anlage und die Empfindlichkeit gegenüber Unsicherheiten bei der Abschätzung der beiden Hochwässer BHQ (Bemessungshochwasser) und SHQ (Sicherheitshochwasser), die der Bemessung zugrunde liegen.

Bei der Anwendung nachstehender Leitlinien sind auch die unter Abschnitt IV.1.3 „Betriebliche Gesichtspunkte“ zusammengefassten Punkte als Hintergrundinformation zu berücksichtigen.

II.2 Stauanlagen

II.2.1 Neuanlagen

Sind Stauanlagen, die neu errichtet werden.

II.2.2 Neuanlagen mit geringem Gefährdungspotential

Der Abschätzung des Gefährdungspotentials ist der Leitfaden der Staubeckenkommission „Mindestanforderungen an den Stauanlagenverantwortlichen von Kleinen Stauanlagen“ zugrunde zu legen. Bei Stauanlagen, die nicht höher als 15m sind und wo im Falle eines Talsperrenbruches die Flutwelle im alten, noch bestehenden Gerinnebett abläuft, kann man davon ausgehen, dass geringes Gefährdungspotential vorliegt. Fehlt das natürliche Gerinnebett, so ist das Gefährdungspotential mit der Wasserrechtsbehörde abzuklären.

II.2.3 Altanlagen

Sind bereits bestehende Stauanlagen.

II.3 Sicherheitsanforderungen (Risikobetrachtungen)

II.3.1 Belastungen

Die Hochwassersicherheit von Talsperren ist für zwei Belastungsfälle, für das sogenannte „Bemessungshochwasser“ (BHQ) und für das „Sicherheitshochwasser“ (SHQ) - jeweils unter Berück-

sichtigung der Speicherretention - nachzuweisen. Erfolgt die Speicherfüllung auch mit Hilfe von Beileitungen oder sonstigen Zuflüssen, sind diese zu berücksichtigen. Ist im Hochwasserfall der Wassereinzug der Wasserfassungen zuverlässig absperrbar, so braucht nur der noch in den Beileitungen verbleibende Restabfluss berücksichtigt werden.

II.3.1.1 Bemessungshochwasser BHQ

Als Bemessungshochwasser wird jener Hochwasserdurchfluss bezeichnet, auf den die Entlastungsanlage zu bemessen ist. Die Bemessung hat sich dabei auf alle Teile der Entlastungsanlage, insbesondere auch auf die Energieumwandlung, zu beziehen.

In hydrologischer Hinsicht wird das Bemessungshochwasser über einen Hochwasserscheitelabfluss mit einer jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{u}}(\text{BHQ}) = 2 \cdot 10^{-4}$, entsprechend einem Wiederkehrintervall von 5000 Jahren (HQ_{5000}), definiert.

Für das Bemessungshochwasser ist sowohl der Scheitelwert als auch die Form der Hochwasserganglinie zu bestimmen.

In sicherheitstechnischer Hinsicht bezeichnet das Bemessungshochwasser einen Lastfall, bei dessen Abfuhr keine Schäden an der Sperre oder an den Entlastungseinrichtungen auftreten dürfen und bei dem die volle Stand- und Betriebssicherheit gegeben sein muss.

II.3.1.2 Sicherheitshochwasser SHQ

Die Ausweisung eines Sicherheitshochwassers dient der Überprüfung der Sicherheit der Anlage bei Überlastung (Überschreitung des Bemessungshochwasserzuflusses). Es entspricht demjenigen Hochwasser, das die Anlage unter Extrembedingungen bewältigen muss (extremer Lastfall).

Unter hydrologischem Aspekt entspricht es dem international als „Probable Maximum Flood“ (PMF) („Vermutlich größtes Hochwasser“) bezeichneten Extremfall. In vieler Hinsicht gleicht es auch dem in früheren Regelwerken als RHHQ (Rechnerisch höchstes Hochwasser) bezeichneten extremen Bemessungsereignis.

Bei Abfuhr des Sicherheitshochwassers können begrenzte Schäden an der Sperre und den Entlastungsanlagen in Kauf genommen werden, die Standsicherheit der Sperre und das Funktionieren der Betriebseinrichtungen müssen gegeben sein.

II.3.2 Hochwasserentlastungsanlagen

Grundsätzlich müssen bei Hochwasser die durch die Stauanlage nicht mehr rückhaltbaren Wassermengen von der Hochwasserentlastungsanlage allein schadlos abgeführt werden. Nur im Extremfall „Sicherheitshochwasser“ (SHQ) darf man neben der Hochwasserentlastung zum Teil

auch die vorhandenen Betriebseinrichtungen wie Grundablässe, Zwischenauslässe und Triebwasserwege zur Hochwasserabfuhr mit heranziehen. Dabei ist anzunehmen, dass die Betriebseinrichtung mit dem größten Fördervermögen nicht zur Verfügung steht.

Die verbleibenden Betriebseinrichtungen dürfen im ansteigenden Bereich der Hochwasserwelle erst dann rechnerisch zur Entlastung herangezogen werden, wenn der Wasserspiegel im Speicher die Überfallskante der Hochwasserentlastung erreicht hat. Dabei darf es durch den Einsatz der Betriebseinrichtungen zu keiner Spiegelabsenkung im Speicher kommen (siehe Erläuterung im Abschnitt IV.1.3 „Betriebliche Gesichtspunkte“).

In Bezug auf die hydraulische Funktionsweise einer Hochwasserentlastung lassen sich zwei Bautypen unterscheiden:

II.3.2.1 Überlastbare Hochwasserentlastungsanlagen

Das Abfuhrvermögen erhöht sich mit Zunahme der Stauhöhe deutlich, da es weder hydraulisch noch konstruktiv begrenzt wird.

II.3.2.2 Nicht überlastbare Hochwasserentlastungsanlagen

Bei mindestens einem Bauteil der Hochwasserentlastung nimmt das Schluckvermögen ab einer bestimmten Stauhöhe nicht mehr nennenswert zu.

Beispiel: Das Zuschlagen eines Überfalls, wenn eine darüber liegende Wehrbrücke eingestaut wird, das Zuschlagen eines Fallschachtes, das Überfließen einer Schusssrinne bzw. wenn unzureichende Energieumwandlung sicherheitsgefährdende Erosionen verursacht.

II.3.2.3 Verschlussgesteuerte Hochwasserentlastungsanlagen

Sowohl überlastbare wie auch nicht überlastbare Hochwasserentlastungsanlagen können mit beweglichen Verschlüssen ausgestattet sein (Klappen, Segmentschützen usw.).

- Generell sind bei verschlussgesteuerten Anlagen (Dämme und Mauern) Revisionen in hochwasserarmen Zeiten durchzuführen.
- Bei verschlussgesteuerten Anlagen ist nachzuweisen, dass sich bei Ausfall der Antriebe bzw. der Energieanspeisung die Verschlüsse öffnen lassen (z.B. stromloses Senken bei Hydraulikantrieben).
- Gelingt dieser Nachweis nicht, ist die Blockierung eines der Verschlüsse in Geschlossenstellung anzunehmen (n-1 Bedingung). Im Falle ungleicher Verschlussbreiten wird der Verschluss mit der größten Breite als nicht verfügbar angenommen.
- Zur Vermeidung unzulässiger Schwallerscheinungen im Unterwasser (z.B. Verstärkung der Zuflusswelle) sind Vorkehrungen zu treffen.

Bei bestehenden Betonsperren darf ein Überströmen der Sperre zugelassen werden, bei bestehenden Dämmen und allen Neuanlagen ist dies in keinem Fall zulässig.

Anmerkung: Bei verschlussgesteuerten Anlagen wird man nach Möglichkeit hydraulisch angetriebene Verschlüsse – wie zum Beispiel Fischbauchklappen - wählen, die bei entsprechender Einstellung des Hydrauliksystems allein durch den Druck des aufgestauten Wassers abgesenkt werden können und damit den Durchflussquerschnitt freigeben.

II.3.2.4 Verklausungsgefahr

Wenn sich die Sperre unterhalb der Waldgrenze befindet, ist bei Überläufen und Überfällen, in Abhängigkeit von Überlauflänge und Überlaufhöhe, die Gefahr von Verklausung gegeben. Generell ist bei der Beurteilung der Verklausungsgefahr einer Betriebseinrichtung der gesamte Hochwassertransportweg (Schächte und Stollen) zu untersuchen. Eine Verklausung ist durch geeignete Maßnahmen, wie zum Beispiel Schwimmketten, Schwemmzeugrechen oder ähnliche Einrichtungen abzuwehren, so dass eine gesicherte Hochwasserentlastung erhalten bleibt. Zusätzlich sollte danach getrachtet werden, dass die Abwehr von Wildholz bereits im Einzugsgebiet des Speichers (Wildholzsperrern) erfolgt.

II.3.3 Definitionen von Speicher- und Sperrenkoten

Die für den Hochwassersicherheitsnachweis maßgebenden Speicher- und Sperrenkoten werden im Folgenden beschrieben und in entsprechenden Skizzen dargestellt.

II.3.3.1 Stauziel

Im Regelbetrieb maximal zulässige Wasserspiegelhöhe.

II.3.3.2 Überstau

Ist die zeitlich begrenzte maximale Wasserspiegelhöhe, die für die Abfuhr des BHQ bzw. SHQ über die Hochwasserentlastungsanlage erforderlich ist.

II.3.3.3 Sicherheitsfreibord

Ist der vertikale Abstand zwischen Überstau und Sicherheitskote. Der Sicherheitsfreibord deckt alle in Kombination mit einem extremen Hochwasserereignis möglichen zusätzlichen Gefahrenmomente ab.

Er setzt sich für das BHQ aus

- dem Wellenfreibord
 - der Sicherheitsfreibordreserve und
 - in Sonderfällen aus Zuschlägen infolge identifizierter Risiken
- zusammen.

Beim SHQ kann auf die Sicherheitsfreibordreserve verzichtet werden.

II.3.3.3.1 Wellenfreibord

Beinhaltet den Windstau und den Wellenauflauf. Bei Windstauhöhen < 5 cm, wie sie in der Praxis häufig auftreten, ist der Windstau zu vernachlässigen. Sind Wellenbrecher vorhanden, so ist deren dämpfende Wirkung bei der Auflaufhöhe der Welle zu berücksichtigen. Hinsichtlich Windstärke wird die Verwendung eines Wiederkehrintervalls von 25 Jahren empfohlen. Das entspricht der Kombination eines Hochwassers mit extrem niedriger Eintrittswahrscheinlichkeit und eines Windes mit relativ hoher Eintrittswahrscheinlichkeit. Bei Speichern ohne maßgebenden Hochwassereinfluss sind Windeinflüsse mit deutlich niedrigerer Eintrittswahrscheinlichkeit zu untersuchen (z.B. 100-jährlicher Wind), da hier keine Kombination von extremen Lastfällen erfolgt.

Bewährte Verfahren, die der Ermittlung des Wellenfreibordes dienen und den aktuellen Erkenntnissen entsprechen, sind im Abschnitt IV.4 „Wellenbildung, Wellenauflauf und Windstau infolge Windeinwirkung“ zusammengefasst.

II.3.3.3.2 Sicherheitsfreibordreserve

Die Sicherheitsfreibordreserve ist die Differenz zwischen Sicherheitskote und den um den Wellenfreibord erhöhten Überstau bei BHQ (Abb. II.4). Sie muss größer gleich Null sein.

II.3.3.3.3 Zuschläge zum Sicherheitsfreibord aufgrund identifizierter Risiken

Diese Zuschläge erfolgen bei jenen Anlagen, wo man mit zusätzlichen Risiken rechnen muss, wie Hangrutschungen, Lawinen, Schwall beim Bruch von Verklausungen etc. Die Beurteilung der Risiken sollte mit Hilfe einer Gefahrenmatrix erfolgen.

II.3.3.4 Sicherheitskote

Die Sicherheitskote ist eine Wasserspiegelhöhe, die durch den Hochwasserüberstau samt Wellenauflauf und Sicherheitsfreibordreserve bei BHQ nicht überschritten werden darf. Sie entspricht der Wasserspiegelhöhe, ab welcher die Sicherheit der Anlage gefährdet ist.

Die Sicherheitskote darf generell nicht überschritten werden!

Es muss nachgewiesen werden, dass beim Erreichen dieser Sicherheitskote weder an den Bauwerken (Talsperre und Betriebseinrichtungen) noch am umgebenden Gelände (auch Stauraum) Schäden entstehen, welche die Stand- oder Betriebssicherheit der Anlage gefährden. Zu beachten sind beispielsweise Erosionen, Auftrieb, Überbeanspruchung des Tragwerkes oder der Verschlüsse.

II.3.3.4.1 Sicherheitskote bei Staumauern

Die Sicherheitskote liegt bei Neuanlagen höhenmäßig auf der Sperrenkrone bzw. auf der Oberkante einer aufgesetzten, dicht angeschlossenen Brüstung. Bei Altanlagen darf die Sicherheitskote über der Sperrenkrone bzw. über der Oberkante einer aufgesetzten Brüstung liegen, wenn das aus statischer und geologischer Sicht zulässig ist.

II.3.3.4.2 Sicherheitskote bei Staudämmen

Die Sicherheitskote liegt auf Höhe der Oberkante der Dammdichtung. Geht die Dammdichtung in eine aufgesetzte, dicht angeschlossene Brüstung über, so liegt die Sicherheitskote höhenmäßig auf Oberkante der aufgesetzten Brüstung.

Die aufgesetzte, dicht angeschlossene Brüstung darf jedoch nur den Wellenfreibord samt Sicherheitsfreibordreserve abdecken, d.h. der statische Wasserspiegel (ohne Welle und Sicherheitsfreibordreserve, bei SHQ ohne Welle) muss unterhalb der Dammkrone liegen.

Falls bei bestehenden Staudämmen der Überstau samt Welle das fallweise Überschreiten der Sicherheitskote (z.B. Überschwappen der DichtungsOberkante, Brüstungsmauer) bewirkt, so ist für diesen Ausnahmefall eine Einzelfallbeurteilung durchzuführen.

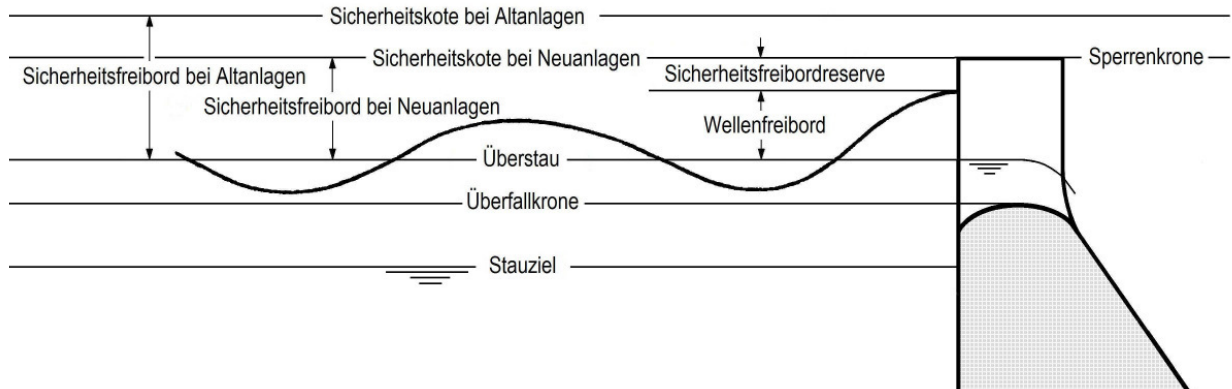


Abb. II.1: Definitionsskizze Staumauer

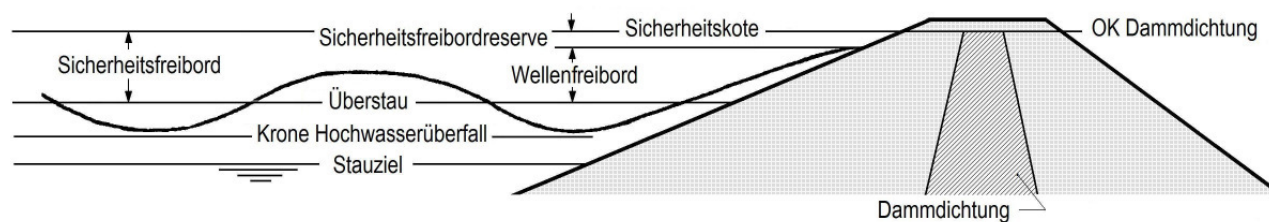


Abb. II.2: Definitionsskizze Staudamm mit Dichtungselement

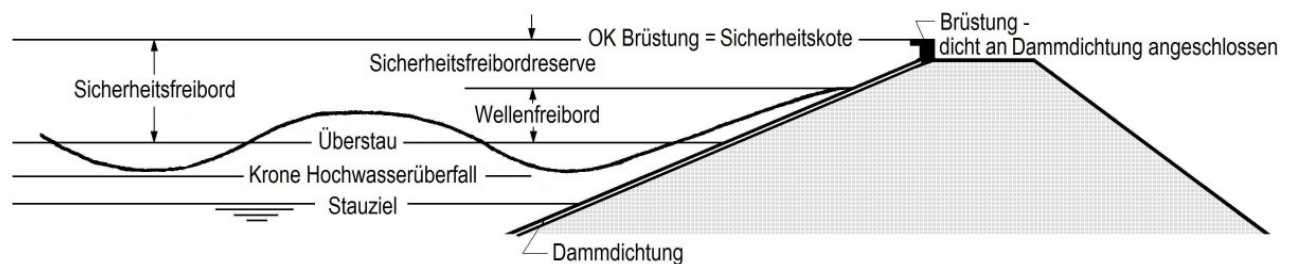


Abb. II.3: Definitionsskizze Staudamm mit Brüstungsmauer und Oberflächendichtung

II.4 Notwendige Nachweise

II.4.1 Allgemeine Gesichtspunkte

Grundsätzlich sind bei Stauanlagen unter dem Aspekt Hochwassersicherheit zwei Nachweise zu erbringen. Diese beziehen sich auf:

- Abfuhrvermögen der Hochwasserentlastung
Der Nachweis, dass das Bemessungshochwasser BHQ über die Hochwasserentlastung ohne Schäden abgeführt werden kann.

- Sicherheit der Anlage

Der Nachweis, dass durch die Abfuhr eines Sicherheitshochwassers SHQ die Sicherheit der Anlage nicht gefährdet wird.

Die Zuordnung der in Abschnitt II.3.3 definierten Nachweisgrößen zu den beiden hydrologischen Lastfällen zeigt Abb. II.4. Der Zielsetzung gemäß wird der Nachweis im Falle des BHQ, ausgehend von der Stauzielkote, über die durch Aufsummierung von BHQ-Überstau und Wellenfreibord erhaltene Wasserspiegellage und die sich dabei einstellende Sicherheitsfreibordreserve geführt.

Im Falle des SHQ darf, ausgehend von der Stauzielkote, durch Aufsummieren von SHQ-Überstau und Wellenfreibord die Sicherheitskote nicht überschritten werden.

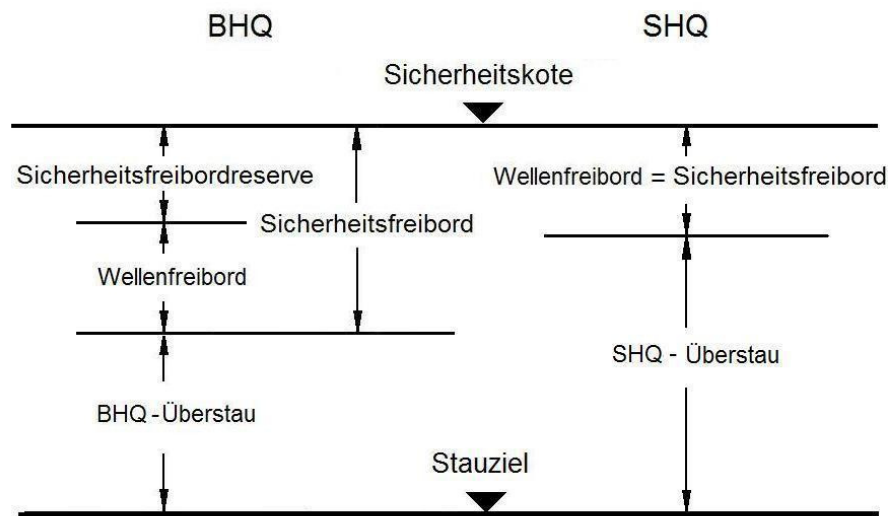


Abb. II.4: Zuordnung der Nachweisgrößen zu den beiden hydrologischen Lastfällen BHQ und SHQ

II.4.2 Unterscheidung nach Anlagentyp

Der Leitfaden sieht Unterschiede in Art und Umfang der Nachweise in Abhängigkeit vom Anlagentyp nach Pkt. II.2 vor.

II.4.2.1 Neuanlagen

Neuanlagen sind nach dem „Detaillierten Verfahren“ so zu bemessen, dass

- im Lastfall „Bemessungshochwasser“ (BHQ) die Überstaukote (Überstaukote = Sperrkronen- bzw. Oberkante Dammdichtung minus Wellenfreibord minus Sicherheitsfreibordreserve) nicht überschritten wird.
- im Lastfall „Sicherheitshochwasser“ (SHQ) bei Staumauern nicht die Sperrkronen- und bei Staudämmen nicht die Oberkante der Dammdichtung abzüglich Wellenfreibord überstaut wird.

- Bei Dämmen darf die Brüstungsmauer nur zur Abdeckung des Wellenauflaufes herangezogen werden. Selbst bei dicht angeschlossener Brüstungsmauer muss die Überstaukote unter der Dammkrone liegen.

II.4.2.2 Neuanlagen mit kleinem Einzugsgebiet

Bei Neuanlagen mit kleinem Einzugsgebiet (Größenordnung $< 1\text{km}^2$) reduziert sich die Bearbeitung nach dem detaillierten Verfahren auf die Anwendung der Niederschlag-Abflussmodellierung mit vereinfachten Modellansätzen und einer Überprüfung des Ergebnisses an Hand von regionalen Hochwasserwerten.

II.4.2.3 Neuanlagen mit geringem Gefährdungspotential

Bei Neuanlagen mit geringem Gefährdungspotential darf eine Überprüfung der Hochwassersicherheit wie bei Altanlagen nach dem „Abgekürzten Verfahren“ durchgeführt werden.

II.4.2.4 Altanlagen

Die Überprüfung der Hochwassersicherheit von bestehenden Stauanlagen kann nach dem „Abgekürzten Verfahren“ durchgeführt werden. Dabei wird auf die Einhaltung der Sicherheitsfreibordreserve verzichtet. Nur wenn der Sicherheitsnachweis nicht gelingt, ist auch bei Altanlagen das detaillierte Verfahren erforderlich.

Beim Sicherheits-Check von bestehenden Staumauern darf die Sicherheitskote über der Sperrkronen- bzw. der aufgesetzten Brüstungsmauer liegen und ein Überströmen der Sperrkronen bei der Berechnung des Hochwasserabfuhrvermögens mit einfließen.

Falls der Sicherheitsnachweis bei bestehenden Staudämmen auch nach dem detaillierten Verfahren ein fallweises Überschreiten der Sicherheitskote (z.B. Überschwappen der Dichtungsoberkante, Brüstungsmauer) ergibt, so ist für diesen Ausnahmefall eine Einzelfallbeurteilung durchzuführen.

Wenn bei einer Altanlage das Abfuhrvermögen der Hochwasserentlastung im Lastfall „Bemessungshochwasser“ (BHQ*) nicht ausreicht, muss die Hochwassersicherheit zumindest im Lastfall „Sicherheitshochwasser“ (SHQ*) gegeben sein.

II.4.3 Nachweisbedingungen

Eine Zusammenfassung gegliedert nach den Aspekten Altanlagen – Neuanlagen und Bemessungshochwasser (BHQ bzw. BHQ*) – Sicherheitshochwasser (SHQ bzw. SHQ*) enthalten Tabellen II.1 und II.2.

Tabelle II.1: Nachweisbedingungen für Bemessungshochwasser

Bemessungshochwasser BHQ bzw. BHQ*

Anlage	Sperre	Hochwasser	max. Stau	Sicherheitsfrei- bord	verschlussgest. Hochwasserent- lastungsanlagen	Einsatz von Betriebsein- richtungen
Altanlagen und Neuanlagen mit geringem Gefährdungs- potential	Mauern	BHQ* aus abgekürztem Verfahren	Sicherheitskote über Sperrenkronen minus Sicherheitsfrei- bord	Wellenfrei- bord	n-1 Regel, wenn das Öffnen des Verschlusses nicht mit Sicherheit nachgewiesen werden kann. Der größte Verschluss ist dabei als blockiert zu betrachten	nein
	Dämme	BHQ aus detailliertem Verfahren falls mit BHQ* die Nachweise nicht gelingen	OK Dammdichtung minus Sicherheits- frei- bord Dicht angeschlossene Brüstung: OK Brüstung minus Sicherheitsfrei- bord reicht mindestens bis zur Dammkronen			
Neuanlagen	Mauern	BHQ aus detailliertem Verfahren	Sperrenkronen minus Sicherheits- frei- bord	Wellenfrei- bord plus Sicherheitsfrei- bordreserve		
	Dämme		OK Dammdichtung minus Sicherheits- frei- bord Dicht angeschlossene Brüstung: OK Brüstung minus Sicherheitsfrei- bord reicht mindestens bis zur Dammkronen			

Tabelle II.2: Nachweisbedingungen für Sicherheitshochwasser

Sicherheitshochwasser SHQ bzw. SHQ*

Anlage	Sperre	Hochwasser	max. Stau	Sicherheitsfreibord	verschlussgest. Hochwasserentlastungsanlagen	Einsatz von Betriebseinrichtungen
Altanlagen und Neuanlagen mit geringem Gefährdungspotential	Mauern	SHQ* aus abgekürztem Verfahren	Sicherheitskote über Sperrenkrone	Wellenfreibord	n-1 Regel, wenn das Öffnen des Verschlusses nicht mit Sicherheit nachgewiesen werden kann. Der größte Verschluss ist dabei als blockiert zu betrachten	ja bzw. n-1 Regel
	Dämme	SHQ aus detailliertem Verfahren falls mit SHQ* die Nachweise nicht gelingen	OK Dammdichtung minus Sicherheitsfreibord Dicht angeschlossene Brüstung: OK Brüstung minus Sicherheitsfreibord reicht mindestens bis zur Dammkrone.			
Neuanlagen	Mauern	SHQ aus detailliertem Verfahren	Sperrenkrone	Wellenfreibord		
	Dämme		OK Dammdichtung minus Sicherheitsfreibord Dicht angeschlossene Brüstung: OK Brüstung minus Sicherheitsfreibord reicht mindestens bis zur Dammkrone			

II.4.4 Zusätzliche Randbedingungen**(siehe auch IV.1.3. „Betriebliche Gesichtspunkte“)**

Generell ist für das Erbringen der Nachweise anzunehmen, dass das Becken vor Ereignisbeginn voll ist (d.h. Annahme des Stauziels als Ausgangsbasis für die Nachweise für BHQ, BHQ*, SHQ, SHQ*). Eine Ausnahme sind Hochwasserrückhaltebecken ohne Dauerstau, die leer angenommen werden können. Allerdings sind dann Doppelereignisse zu berücksichtigen, sofern solche aus hydrometeorologischer Sicht zu erwarten sind (siehe IV.2.2.3 „NA-Modellierung“).

Von den neben der Hochwasserentlastung bestehenden Betriebseinrichtungen - das sind Grundablässe, Zwischenauslässe und Triebwasserwege - steht jene Betriebseinrichtung, die das größte

Fördervermögen besitzt, für die Hochwasserabfuhr nicht zur Verfügung. Besitzt zum Beispiel eine Anlage 2 oder mehrere Grundablässe und einer dieser Grundablässe weist das größte Fördervermögen aller Betriebseinrichtungen auf, so darf dieser eine Grundablass zur Hochwasserentlastung nicht herangezogen werden. Gleiches gilt für Zwischenauslässe und Triebwasserwege.

Es ist der Nachweis zu erbringen, dass man Revisionsarbeiten an den Verschlüssen von Tiefenentlastungen (Grundablässe, Zwischenauslässe) in hochwasserarmen Zeiten durchführen kann und ein Betrieb dieser Anlagen auch im Hochwasserfall möglich ist (Zugänglichkeit, Energieversorgung).

Zur Abfuhr von SHQ können je nach Leistungsfähigkeit und Anzahl der Betriebseinrichtungen (Grundablass, Triebwasserweg) auch diese teilweise herangezogen werden. Das erfordert eine hohe Betriebssicherheit der Verschlussorgane (z.B. das Vorhandensein von 2 Verschlussebenen beim Grundablass).

Bei einer Entlastung über den Triebwasserweg ist nachzuweisen, dass das Kraftwerk bzw. die Steuerzentrale nicht überflutet werden und die Abgabe der von n-1 Turbinen erzeugten Energie über das Netz möglich ist. Es kann aber auch eine Wasserabgabe ohne Energieeinspeisung in das Netz zulässig sein, wenn diese durch Erprobung nachgewiesen wurde.

Liegen diese Voraussetzungen nicht vor, dürfen die betroffenen Anlagen zur Hochwasserabfuhr nicht in Rechnung gestellt werden.

Der Grundablass darf dabei nur so weit geöffnet werden, dass kein Geschiebe aus dem Speicher ausgetragen wird.

Brüstungsmauern dürfen nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn sie in der Lage sind die auftretenden Belastungen aufzunehmen.

III Arbeitsanleitung

Inhalt

III.I Hydrologischer Teil	2
<i>III.1.1 Ermittlung des Bemessungshochwassers</i>	2
<i>III.1.1.1 Vorgangsweise</i>	2
<i>III.1.1.2 Abgekürztes Verfahren</i>	2
<i>III.1.1.3 Detaillierte Ermittlung des Bemessungshochwassers</i>	5
<i>III.1.1.3.1 Hochwasserstatistik (an Beobachtungsreihen aus dem Gebiet)</i>	7
<i>III.1.1.3.2 Regionale Hochwasserstatistik</i>	8
<i>III.1.1.3.3 Niederschlag-Abfluss-Modellierung</i>	9
<i>III.1.1.3.4 GRADEX – Verfahren</i>	11
<i>III.1.1.3.5 Vergleich der Ergebnisse und Festlegung des Bemessungshochwasserwertes</i>	12
<i>III.1.2 Festlegung des Sicherheitshochwasserwertes</i>	13
<i>III.1.2.1 Abgekürztes Verfahren</i>	13
<i>III.1.2.2 Detailliertes Verfahren</i>	13
III.2 Wasserbaulicher Teil	14
<i>III.2.1 Ermittlung des Wellenfreibordes</i>	14
<i>III.2.1.1 Grundlagen</i>	14
<i>III.2.1.2 Berechnungsverfahren</i>	14
<i>III.2.1.2.1 Wellenfreibord bei Bemessungshochwässern nach dem abgekürzten Verfahren</i>	14
<i>III.2.1.2.2 Wellenfreibord bei Bemessungshochwässern nach dem detaillierten Verfahren</i>	14

III.I Hydrologischer Teil

III.1.1 Ermittlung des Bemessungshochwassers

III.1.1.1 Vorgangsweise

Bei der Ermittlung des Bemessungshochwassers erfolgt die Bearbeitung je nach Situation und Zielsetzung nach verschiedenen umfangreichen Bearbeitungen:

- (i) einer Bearbeitung nach einem abgekürzten Verfahren,
- (ii) einer Bearbeitung nach einem detaillierten Verfahren.

Das abgekürzte Verfahren ermöglicht eine mit geringem Aufwand durchzuführende Abschätzung des maßgebenden Hochwasserscheitels auf Basis vorliegender, unter Anwendung einer Österreich weiten regionalen Hochwasserstatistik neu erarbeiteter Bemessungsgrundlagen.

Im detaillierten Verfahren ist eine eingehende Analyse unter Anwendung eines kombinierten Ansatzes („Mehr- Standbeine“- Ansatz (Gutknecht et al., 2006)), bei dem mehrere Methoden – lokale sowie regionale Hochwasserstatistik, Simulation auf Basis von Niederschlag-Abflussmodellen und Bemessungsniederschlägen, GRADEX-Verfahren – angewendet werden, durchzuführen.

Die Bestimmung des Bemessungshochwassers nach dem abgekürzten Verfahren soll eine rasche Überprüfung einer Dimensionierung der Hochwasserentlastungsanlage einer Sperre ermöglichen. Bei existierenden Anlagen wird danach eine Erstbeurteilung der Abfuhrfähigkeit der bestehenden Entlastungsanlage vorgenommen. Bei positiver Beurteilung – die vorhandene Kapazität der Entlastungsanlage ist größer als das nach dem abgekürzten Verfahren ermittelte Bemessungshochwasser – kann von einer Bearbeitung in einem zweiten Schritt nach einem detaillierten Verfahren abgesehen werden. Bei negativer Beurteilung hat eine Bearbeitung nach einem detaillierten Verfahren zu erfolgen. Das abgekürzte Verfahren kommt auch bei Neuanlagen mit geringem Gefährdungspotenzial zur Anwendung (Abschnitt II.4.2.3). Bei allen anderen Neuerrichtungen ist die Ermittlung des Bemessungshochwassers nach dem detaillierten Verfahren durchzuführen.

III.1.1.2 Abgekürztes Verfahren

Die Basis für das abgekürzte Verfahren bilden regionalisierte Testwerte BHQ^* des Durchflusses. Den Testwert BHQ^* (m^3/s) für ein Einzugsgebiet der Größe A (km^2) erhält man über die Formel

$$BHQ^* = c \cdot A^{0.6} \quad (\text{Gl. III.1.1})$$

wobei der Parameter c aus der Karte in Abbildung III.1.1 am Flächenschwerpunkt des untersuchten Einzugsgebietes abzulesen ist. Für die Bearbeitungen steht diese Karte in Form von 5 vergrößerten Teilkarten mit Koordinatennetz in Anhang VI/1 sowie in digitaler Form auf CD zur Verfügung. Der Parameter c deckt die folgenden Faktoren ab:

- Regionalisierte hundertjährige Hochwasserspense Hq_{100} ermittelt aus Pegelbeobachtungen des Abflusses,
- die relative Vergrößerung des Hochwasserabflusses bei Übergang zu größeren Jährlichkeiten bzw. kleinen Auftretenswahrscheinlichkeiten ($p_{\ddot{u}}$), gemäß Definition in diesem Leitfaden bei Übergang von $p_{\ddot{u}} = 1 \cdot 10^{-2}$ auf $p_{\ddot{u}} = 2 \cdot 10^{-4}$ und
- die mit der regionalen Übertragung verbundene hydrologische Unschärfe, die sich aus dem lokalen hydrologischen Verhalten ergibt.

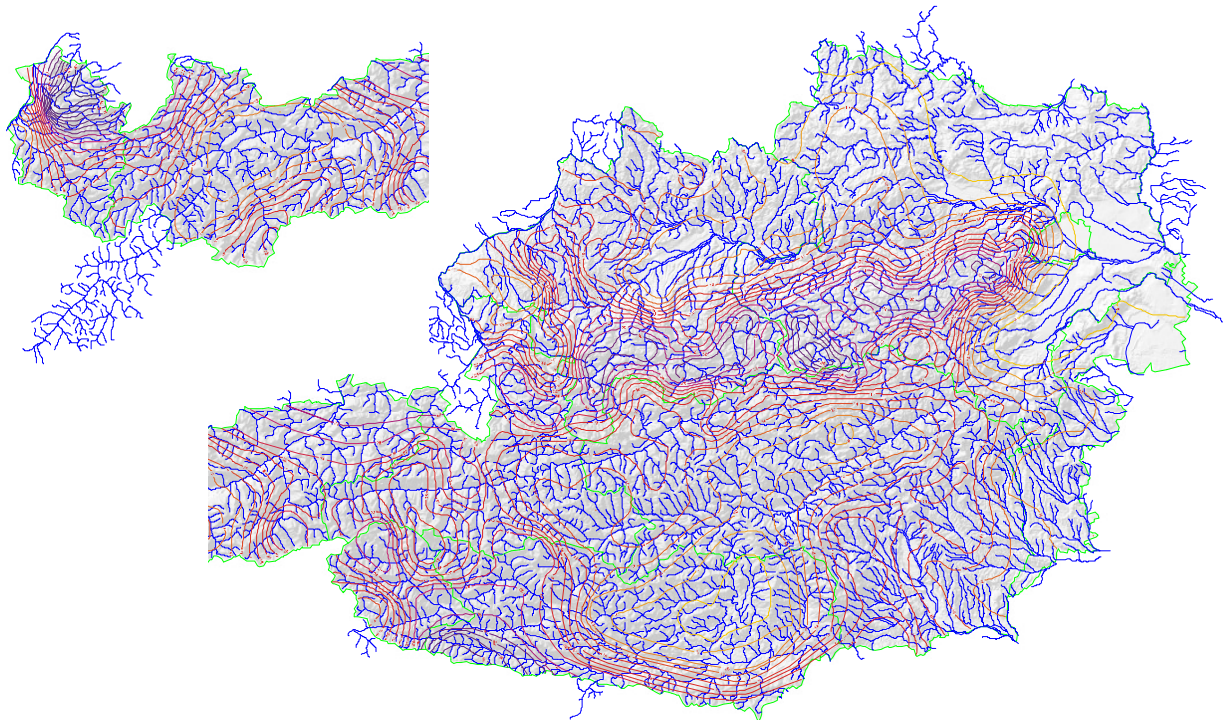


Abbildung III.1.1: c Parameter zur Berechnung des Testhochwassers BHQ^* gemäß Gl. III.1.1 Der Wert ist im Flächenschwerpunkt des Einzugsgebietes abzulesen (vergrößerte Karte als 5 Teilkarten in Anhang VI/1).

Zur Abschätzung der Speicherretention wird empfohlen, eine dreiecksförmige Zuflusswelle zu wählen, deren Scheitel gleich dem BHQ^* plus Beileitungen gewählt wird und deren Anstiegszeit t_A (h) folgendermaßen ermittelt wird:

$$t_A = t_0 \cdot A^{0,35} \quad (\text{Gl. III.1.2})$$

A (km²) ist die Einzugsgebietsfläche. t_0 wird auf Basis der Karte in Abbildung III.1.2 festgelegt. In vergrößertem Maßstab steht die Karte für die Bearbeitungen im Anhang VI und in digitaler Form auf CD zur Verfügung. Es handelt sich dabei um flächenbezogene Mittelwerte abgeschätzter Anstiegszeiten der Jahreshochwässer in jedem Gebiet. Die in Abbildung III.1.2 dargestellten Zeiten wurden aus Pegelbeobachtungen des Abflusses abgeleitet und sind für diese Pegel Einzugsgebiete dargestellt. Die Basisdauer der Ganglinien wird zu $2 \cdot t_A$ gewählt, wodurch man für die Zuflussswelle eine gleichschenkelige Dreiecksform erhält. Zusätzlich sind gegebenenfalls Zuflüsse aus Beileitungen rechtecksförmig zu überlagern.

Abbildung III.1.2 zeigt nicht für alle Gebiete t_0 -Werte an, da nicht für alle Gebiete Pegelbeobachtungen vorliegen. Für solche Gebiete (weiße Flecken in Abbildung III.1.2) sind die t_0 -Werte wie folgt zu bestimmen: Das untersuchte Einzugsgebietes ist mit mehreren Einzugsgebieten in der Umgebung zu vergleichen, für die Abbildung III.1.2 t_0 -Werte angibt. Die t_0 Werte der Nachbargebiete werden sich i.A. voneinander unterscheiden. Nun ist der t_0 -Wert desjenigen Nachbargebietes als für das untersuchte Einzugsgebietes als maßgebend anzusehen, das dem untersuchten Einzugsgebiet hydrologisch am ähnlichsten ist. Als hydrologisch ähnlich können Gebiete angesehen werden, die sich in der Einzugsgebietsfläche, den Neigungsverhältnissen, der Ausbildung des Tales und den geologischen Verhältnissen möglichst wenig unterscheiden. Die topographischen Verhältnisse lassen sich dabei aus der ÖK 50 ablesen, die geologischen Verhältnisse z.B. aus dem hydrologischen Atlas Österreich, Karte 6.2.

Der sich aus den Retentionsberechnungen ergebende Scheitel BHQ_{ret}^* des Testhochwassers wird nun mit der bestehenden Abfuhrfähigkeit der Anlage, BHQ_{Anlage} , verglichen. Ist $BHQ_{Anlage} < BHQ_{ret}^*$, muss die detaillierte Berechnung durchgeführt werden.

Die angegebenen Koeffizienten sind so gewählt, dass die Dimensionierung der Hochwasserentlastungsanlage auf der sicheren Seite zu liegen kommt. Bei Vorliegen aktueller regionaler Messreihen können die c-Faktoren entsprechend dem in Abschnitt IV.2 beschriebenen Verfahren adaptiert werden.

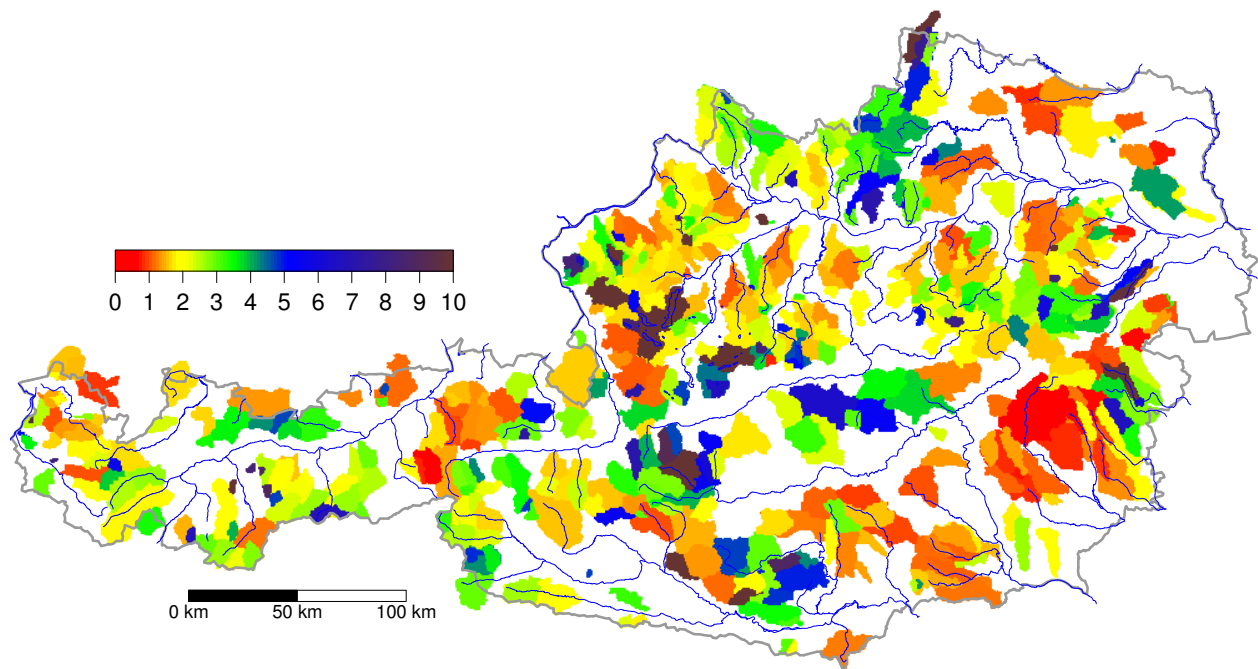


Abbildung III.1.2: Flächenbezogene Anstiegszeit t_0 in Pegeleinzugsgebieten zur Ermittlung der Basisdauer der Zuflusswelle nach Gl. III.1.2 (vergrößerte Karte in Anhang VI/2).

III.1.1.3 Detaillierte Ermittlung des Bemessungshochwassers

Die detaillierte Ermittlung des Bemessungshochwassers erfolgt nach einem kombinierten "Mehr-Standbeine"-Ansatz auf Basis voneinander unabhängiger Berechnungen des Bemessungshochwasserwertes nach den vier Ansätzen

- Hochwasserstatistik
- Regionale Hochwasserstatistik
- Niederschlag-Abfluss-Modellierung
- GRADEX – Verfahren

Der Bemessungswert wird aus den nach den verschiedenen Ansätzen erhaltenen Ergebnissen unter Abwägung der mit der jeweiligen Berechnungsmethode verbundenen Unsicherheiten ausgewählt. Als zusätzliches Beurteilungskriterium kann ein Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den größten bisher beobachteten Extremwerten in der betreffenden Region („Hüllkurven“-Verfahren) herangezogen werden.

Hinter diesem „Mehr-Standbeine“-Ansatz stehen folgende Überlegungen:

Die Notwendigkeit, quantitative Angaben über ein so seltenes Ereignis wie ein HQ5000 bzw. für ein Extremereignis wie ein SHQ bereitzustellen, erfordert eine starke Extrapolation über den

Bereich der bisherigen Beobachtungen hinaus. Mit einer solchen Extrapolation sind große Unsicherheiten verbunden.

Jedes Verfahren zur Schätzung von Hochwasserabflüssen baut auf Datenangaben und auf Modellannahmen auf. Sowohl mit den Daten als auch mit dem Modell sind Unsicherheiten verbunden. Dies bedeutet, dass auch die daraus berechneten Hochwasserschätzwerte – in Abhängigkeit von Art und Güte der Daten sowie Struktur und Anpassung des Modells verschieden große – Unsicherheit besitzen.

Die Erfahrung lehrt, dass die Unsicherheiten einer Schätzung reduziert werden können, wenn die Schätzung aus einer Kombination mehrerer Schätzwerte gebildet werden kann, die nach unterschiedlichen Methoden und auf Basis unterschiedlicher Daten ermittelt wurden.

Der „Mehr-Standbeine“-Ansatz folgt diesem Grundgedanken. Tabelle III.1.1 gibt einen Überblick über die zur Ermittlung bzw. zur Plausibilitätsprüfung der gesuchten Hochwasserschätzwerte herangezogenen Informationen.

Die Möglichkeiten der Durchführung der Bearbeitungen hängen im konkreten Fall von der jeweils gegebenen Datensituation in der Region der Sperre ab. Abbildung III.1.3 enthält eine Übersicht über die Anwendung der Berechnungsverfahren in Relation zu den vorhandenen Beobachtungsunterlagen.

Tabelle III.1.1: Informationsgehalt der einbezogenen Methoden (aus Gutknecht et al., 2006)

Methode	Informationsgehalt
Lokale Hochwasserstatistik	Verhältnisse im betrachteten Gebiet; bester Aufschluss über Hochwassersituation im Gebiet; u.U. nur kurze Beobachtungsreihe ohne große bzw. extreme Ereignisse
Regionale Hochwasserstatistik	Datenkollektiv mit längeren Beobachtungsreihen; mehr Information über größere Ereignisse; Möglichkeit des Vergleichs zwischen HW-Simulation (Größe, Entstehung, Auftreten) unter den unterschiedlichen Bedingungen in den verschiedenen Gebieten
NA-Modellierung	Eingehen auf Niederschlagsverhältnisse und die Abflusstehungsbedingungen im Gebiet; Möglichkeit der „Verschärfung“ der Inputs, der Parameter und der Entstehungsbedingungen
Gradex	Abschätzverfahren unter maximierenden Annahmen bezüglich der Abflusstehungsbedingungen....“ aller zusätzlicher Niederschlag geht in Abfluss über“ bei hohen Niederschlägen
Hüllkurven	Bisher beobachtete Extremwerte, sowohl aus näherer als auch weiterer Umgebung; Möglichkeit des Vergleichs; Abschätzung des extrem Möglichen unter verschiedenen Verhältnissen; Möglichkeit der Zuordnung zum betrachteten Gebiet

Fehlen in kleinen Einzugsgebieten Durchflussangaben, so vereinfacht sich die Bearbeitung aufgrund der geringeren Datenlage.

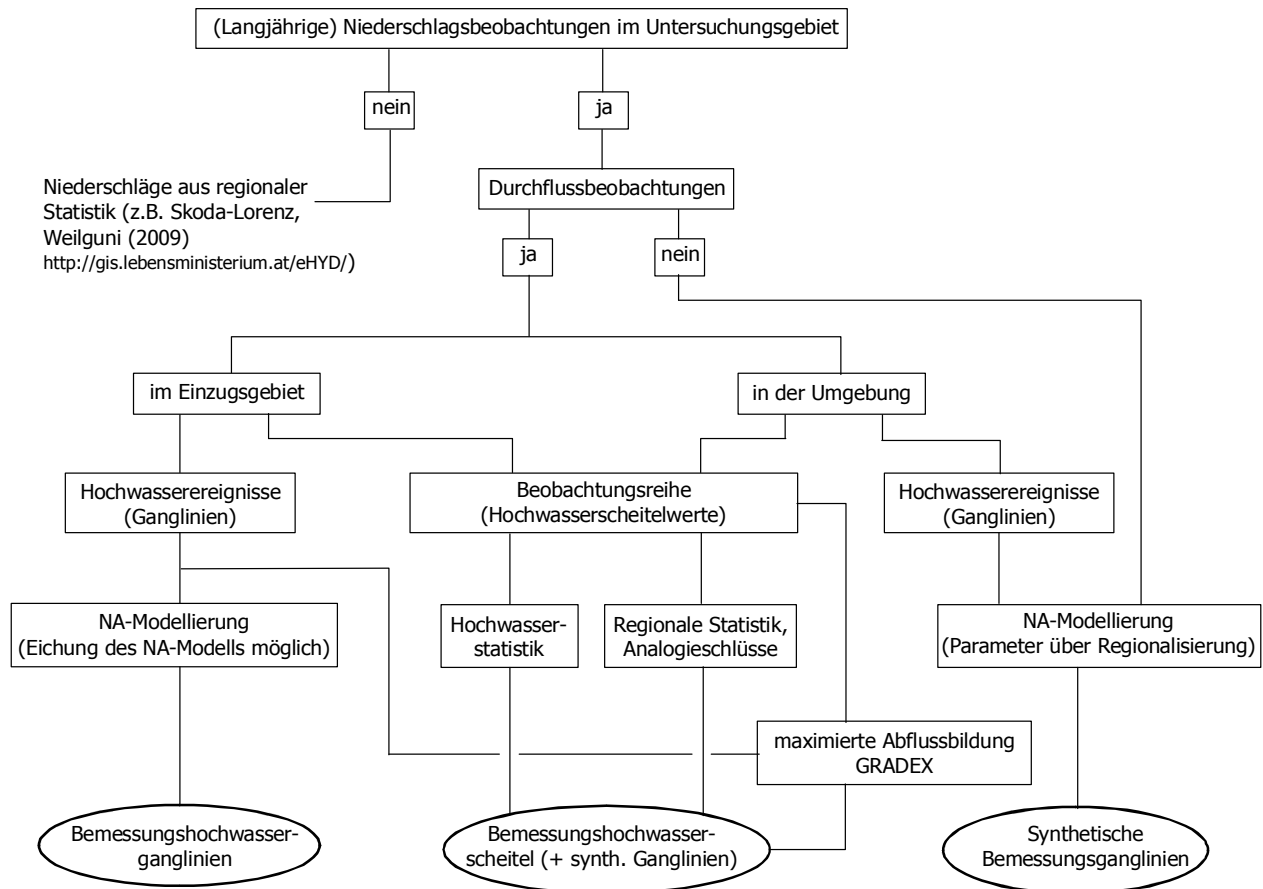


Abbildung III.1.3: Verfahren zur Ermittlung des Bemessungsabflusses in Abhängigkeit von vorhandenen Beobachtungsunterlagen.

III.1.1.3.1 Hochwasserstatistik (an Beobachtungsreihen aus dem Gebiet)

Die Bearbeitungen erfolgen für Pegelstationen im Untersuchungsgebiet - sofern vorhanden - und zu Vergleichszwecken auch für Pegelstationen in der Region.

Zur Ermittlung des HQ5000 werden zwei Verteilungsfunktionsstypen herangezogen, die Gumbelverteilung und die Allgemeine Extremwertverteilung (AEV). Die Schätzung der Parameter erfolgt über die Momentenmethode. Zusätzlich wird für die Gumbel-Verteilung die L-Momenten-Methode verwendet.

Die Gumbelverteilung ist eine zweiparametrische Verteilung und damit robuster als die dreiparametrische AEV. Bei kürzeren Reihen ist eher der robusteren Verteilung der Vorzug zu geben. Bei längeren Reihen kann die flexiblere Verteilung herangezogen werden.

Die Ergebnisse werden zum Vergleich in einem Diagramm dargestellt, wobei der Scheiteldurchfluss gegen die Jährlichkeit aufgetragen wird. Neben den angepassten Verteilungsfunktionen werden auch die Vertrauensbereiche (z.B. 90-Prozent-Vertrauensgrenzen) dargestellt. Als Basis für die Entscheidung über den zu wählenden Bemessungswert im Rahmen der Gesamtbeurteilung (Abschnitt III.1.1.3.5) wird der aus den Berechnungen anhand der einzelnen Verteilungsfunktionen und Parameterschätzmethoden erhaltene Streubereich in den Schätzwerten für das HQ5000 und in den Vertrauensgrenzen übernommen.

Bei der Bewertung der Ergebnisse ist die Aussagekraft der verwendeten Datenreihe zu berücksichtigen. Eine entsprechende Einstufung kann unter Bedachtnahme auf folgende Charakteristika der Reihe (des Hochwasserkollektivs) erfolgen: (i) Länge der Reihe; (ii) Auftreten bzw. Fehlen von großen Ereignissen in dem von der Reihe aufgespannten Zeitfenster.

Treten Ausreißer auf, sind (a) die betreffenden Durchflusswerte in Hinblick auf die Zuverlässigkeit der zugrunde liegenden Messwerte und/bzw. (b) auf die zutreffende Einschätzung der Jährlichkeit des Ausreißers durch Vergleich mit benachbarten, womöglich längeren Reihen hin zu prüfen.

III.1.1.3.2 Regionale Hochwasserstatistik

Diese Methode beruht auf einer Schätzung des gesuchten Hochwasserwertes unter Einbeziehung von Hochwasser-Durchfluss-Datenreihen von Stationen außerhalb des Gebietes auf regionaler Basis. Neben den Hochwasserdaten werden auch Einzugsgebietsdaten sowie klimatische und meteorologische Regime-Daten als Information einbezogen.

Zu einer generellen Abschätzung der Hochwassersituation in der Region um die Sperre dienen Hüllkurven an die größten beobachteten Hochwässer.

Das zentrale Element dieser Bearbeitung stellen dabei Regionalisierungsansätze in Form von Regressions- und Interpolationsansätzen sowie / oder von Hüllkurven-Beziehungen dar. Im einfachsten Fall kann die Abschätzung in Form eines Vergleiches der HQ5000-Schätzwerte der verschiedenen Gebiete der Region im Hochwasserspendendiagramm erfolgen. Die Basis für den Vergleich und für die Abschätzung bilden dabei die Gebietskenngrößen wie z.B. Niederschlagsregime, Starkniederschläge, Saisonalität der Hochwässer, Böden, Geologie, Seenanteil, Gewässernetzdichte etc., die Aufschluss über die

Ähnlichkeit bzw. Unähnlichkeit im Abflussverhalten der einbezogenen Gebiete gegenüber dem Untersuchungsgebiet geben können.

Die Abschätzung des gesuchten Wertes erfolgt über Regressionsgeraden, Trendlinien oder geeignet gewählte Hüllkurven. Sind geeignete Daten von hydrologisch ähnlichen Gebieten vorhanden, kann eine regionale Übertragung von Hochwasserwerten sowohl direkt durchgeführt werden als auch innerhalb der Hochwasserspendendiagramme durch stärkere Gewichtung der Ergebnisse aus den ähnlichen Gebieten erfolgen.

Ein wichtiges Element bildet bei diesen Vergleichen die zutreffende Einschätzung der lokalen Situation in Hinblick auf die Abflusststehungsbedingungen und Abflussprozesse im betrachteten Einzugsgebiet, die im Zuge einer Feldbegehung gewonnen wird.

III.1.1.3.3 Niederschlag-Abfluss-Modellierung

Die Einbeziehung der Abflusssimulation über eine NA-Modellierung ermöglicht es, den Einfluss verschiedener Niederschlagssituationen und verschiedener Abflussbedingungen im Einzugsgebiet auf die Größe der gesuchten Bemessungshochwasserwerte zu untersuchen. Die Methode erfordert die Aufstellung eines NA-Modells und die Wahl des Bemessungsniederschlags.

Die Wahl des Modelltyps für das NA-Modell ist grundsätzlich frei. Der Aufgabenstellung entsprechend wird empfohlen, ein Modell auf Ereignisbasis („Ereignismodell“) und ein Modell mit wenigen Modellparametern (zur leichteren Modellanpassung und Modellbildung) zu wählen.

Das Modell ist nach Möglichkeit an Daten aus dem zu untersuchenden Gebiet zu eichen. Sind solche Daten nicht vorhanden, ist das Modell an Abflussdaten aus Nachbargebieten zu eichen und die Modellparameter auf Basis von Analogieschlüssen aus Parameteruntersuchungen zu übertragen. Je nach Datenlage kommen dabei verschiedene Methoden zum Ansatz.

Bei der Bestimmung der Modellparameter für das Bemessungshochwasser ist dem Umstand Rechnung zu tragen, dass sich das Gebietsverhalten bei Übergang von Normal- zu Extremereignissen in der Regel ändert. Zu erwartende geänderte Bedingungen gegenüber dem Eichereignis - wie z.B. Veränderung der zum Abfluss beitragenden Flächen, Verschiebung der Anteile der diversen Abflusskomponenten etc. - sind in geeigneter Weise zu berücksichtigen. Im Falle des Vorliegens entsprechender Niederschlags- und Abflussdaten sind unterschiedlich große Ereignisse in die Untersuchung einzubeziehen.

Damit können die Veränderungen im Modellverhalten und in den Modellparametern bei Übergang zu großen und zu extremen Ereignissen dokumentiert werden.

Der Wahl des Bemessungsniederschlags kommt große Bedeutung zu. Wesentliches Element ist hierbei die Wahl der Überschreitungswahrscheinlichkeit. Sie wird hier mit $p_{\bar{u}} = 2 \cdot 10^{-4}$ angesetzt. Diese Wahl liegt auf der sicheren Seite. Die maßgebende Dauer ist unter Bedachtnahme auf die bei einem Extremereignis im betrachteten Einzugsgebiet zu erwartende meteorologische Situation (Niederschlagstyp: konvektiver Niederschlag, advektiver Niederschlag, orographisch verstärkter Niederschlag) und auf die Abflusskonzentrations- und Speichereigenschaften des Gebietes und des Hochwasserrückhalteraumes im Speicher der betrachteten Talsperre abzustellen. Analog dazu sind auch die zeitliche und räumliche Verteilung in Abstimmung auf den maßgebenden Niederschlagstyp zu wählen.

Zur Ermittlung des Bemessungsniederschlags sind nach Möglichkeit Daten aus dem Untersuchungsgebiet heranzuziehen. Dies betrifft einerseits Niederschlagsdaten (Höhe, Dauer, zeitliche und räumliche Verteilung) von großen aufgetretenen Hochwasserereignissen und andererseits Datengrundlagen in Form von Regenspendenlinien (Niederschlagshöhen- bzw. Intensitäts – Frequenz - Zusammenhängen), so z.B. nach ÖKOSTRA (Österreichweit koordinierte Starkniederschlagsregionalisierung und –auswertung; Hammer, 1993) ausgewertete und interpolierte Niederschlagswerte. Für Vergleichsberechnungen sind die aus Berechnungen mit physikalischen Modellen unter plausibel maximierten Bedingungen abgeleiteten Niederschlagswerte nach Lorenz und Skoda (LOSKO-Werte) (z.B. Hydrologischer Atlas von Österreich, Lorenz und Skoda, 2000 und 2002; Skoda, 2000; Skoda-Haiden; etc.) einzubeziehen.

Als Ausgangsbasis für die Abschätzung des Bemessungsniederschlags können die gewichteten Niederschläge (N_{bemess}) nach Weilguni (2009) dienen (siehe auch <http://gis.lebensministerium.at/ehyd/>).

Eine vergleichende Beurteilung der verschiedenen erhaltenen Werte ist unter Einbeziehung regionaler und überregionaler Grenzwerte in einem Intensitäts-Dauer-Diagramm vorzunehmen.

Die zeitliche Verteilung wird in Abstimmung auf das als maßgebend erachtete Ereignis und seine Entstehung (Niederschlagstyp) festgelegt. Liegen Starkregenbeobachtungen von großen Ereignissen vor, kann deren Verteilung als Richtschnur genommen werden. Des weiteren können geeignete synthetische Regenganglinien („Modellregen“, z.B. nach DVWK) angesetzt werden.

Die Berücksichtigung der räumlichen Verteilung der Niederschläge kann über Flächenabminderungsfaktoren geschehen, die nach dem Niederschlagstypus zu unterscheiden sind. Die Wahl des Wertes für den Flächenabminderungsfaktor ist zu belegen. In der Regel wird bei Fehlen räumlich entsprechend aufgelöster Niederschlagsbeobachtungen im Untersuchungsgebiet auf Literatur-Angaben über Flächenabminderungen zurückgegriffen werden müssen (Abschnitt IV.2.2.3).

In Sensitivitätsstudien werden die Parameter des NA-Modells (Abflussbeiwert o.ä.) sowie der Bemessungsniederschlag (Dauer und zeitliche Verteilung, Doppelereignisse) variiert, um deren Einflüsse „sichtbar“ zu machen. Daraus kann ein plausibler Wertebereich (bei zusätzlicher Berücksichtigung größerer Niederschlagshöhen auch eine obere Grenze (Sicherheitshochwasser, siehe Abschnitt III.1.2) für das Bemessungshochwasser) abgeleitet werden, der den Unschärfbereich der Schätzung des Bemessungshochwasserwertes wiedergibt.

III.1.1.3.4 GRADEX – Verfahren

Die Grundidee des Gradex-Verfahrens besteht in der Kombination einer Niederschlagstatistik mit einem deterministischen Niederschlag-Abflussmodell und einer Hochwasserstatistik. Folgende Daten bzw. Parameter sind dazu erforderlich:

- Eine Jahresreihe beobachteter Hochwasserscheitel für das Gebiet;
- Eine Jahresreihe beobachteter maximaler jährlicher Niederschläge der Dauer H für eine für das Gebiet repräsentative Station;
- Flächenabminderungsfaktor ARF für den Niederschlag;
- Ein die zeitliche Dynamik der Gebietsreaktion und die zeitliche Dynamik hochwasserauslösender Niederschläge beschreibender Parameter r ;
- Jährlichkeit Tg ab der Sättigung des Gebietes angenommen werden kann.

Die Bezugsdauer H ist womöglich in der gleichen Größenordnung wie die Konzentrationszeit des Gebietes zu wählen, doch kann auch näherungsweise eine Bezugsdauer von $H = 24$ Stunden gewählt werden, um Reihen maximaler Tagesniederschläge verwenden zu können. Wenn die Konzentrationszeit wesentlich kürzer als 24 Stunden ist, ist dann allerdings mit einer geringeren Aussagekraft des Gradex-Verfahrens zu rechnen. Der Flächenabminderungsfaktor ARF für den Niederschlag ist durch Auswertung hochwasserauslösender Niederschlagsfelder für die Region und entsprechend dem Wert bei der NA-Modellierung zu bestimmen. Der Parameter r ist durch Auswertung beobachteter

Abflusswellen des Untersuchungsgebietes zu bestimmen, und zwar als das Verhältnis zwischen dem Scheitelabfluss Q_s und dem mittleren Abfluss Q_m über die Dauer H (Abb. III.1.4),

$$r = \frac{Q_s}{Q_m} \quad (\text{Gl. III.1.3})$$

wobei er besonders auf große Ereignisse abzustimmen ist. Die Jährlichkeit T_g ist auf Basis einer hydrologischen Einschätzung des Gebietes zu wählen.

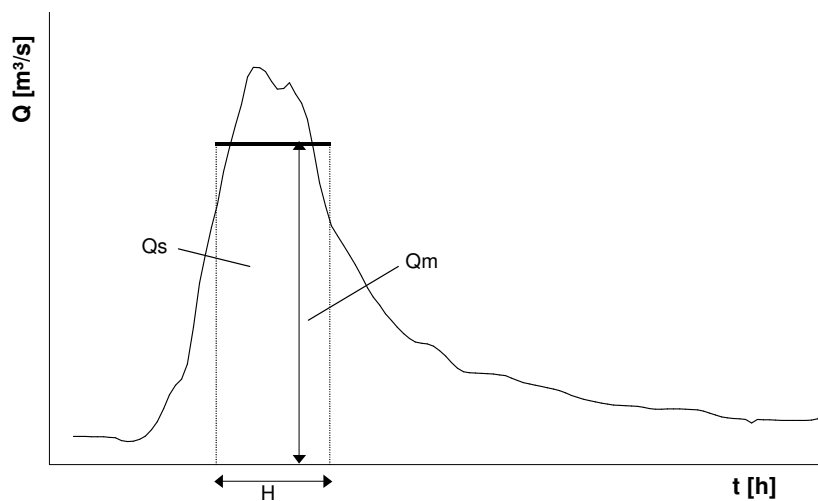


Abbildung III.1.4: Berechnung des r-Wertes als Verhältnis von Scheiteldurchfluß Q_s zu mittlerem Abfluss Q_m . H ist das Bezugszeitintervall.

III.1.1.3.5 Vergleich der Ergebnisse und Festlegung des Bemessungshochwasserwertes

Gemäß dem Mehr-Standbeine-Ansatz ergeben sich jeweils Unschärfebereiche um den Erwartungswert (plausibelster Wert). Unter Berücksichtigung der je gegebenen Stärken und Schwächen der einzelnen Berechnungsschritte werden die Ergebnisse verglichen. Die Kriterien für die Abschätzung der Unschärfe und des plausibelsten Wertes ergeben sich aus

- der Einschätzung der Datenlage
- bei statistischen Ansätzen aus den berechneten Vertrauensbereichen
- bei NA-Modell aus Sensitivitätsstudien
- bei allen Ansätzen mit Bemessungsniederschlägen aus der Beurteilung der verwendeten Information über die Niederschlagswerte.

Zur Überprüfbarkeit der Berechnungsergebnisse sind alle Werte in ein Hochwasserspendendiagramm einzutragen. Zum Vergleich können Hüllkurven aus eigenen

Erhebungen oder aus der Literatur (z.B. Wundt, 1950 und 1960; Vischer, 1980; Klein et al., 2006) herangezogen werden. Auszuweisen ist der plausibelste Wert, d.h. der Wert, der sich nach Abwägung der Ergebnisse nach den einzelnen Kriterien ergibt. Die Entscheidung ist zu begründen. Gleichfalls sind alle wesentlichen bei der Anwendung der Methoden getroffenen Annahmen ausreichend zu dokumentieren.

III.1.2 Festlegung des Sicherheitshochwasserwertes

III.1.2.1 Abgekürztes Verfahren

Im abgekürzten Verfahren wird der Wert des Sicherheitshochwassers ausgehend vom Testhochwasser festgelegt. $SHQ^* = a \cdot BHQ^*$. Der Faktor a wird mit $a=1,3$ angesetzt, wobei darauf Bedacht genommen wird, dass das BHQ^* im Bereich des oberen Grenzwertes des Schätzwertes liegt. Die Anstiegszeit wird gleich der Anstiegszeit t_4 des Bemessungshochwassers gewählt.

III.1.2.2 Detailliertes Verfahren

Die Basis zur Ermittlung des Sicherheitshochwassers (Safety Check Flood) bilden die im Rahmen der NA-Modellierung durchgeführten Sensitivitätsstudien. Durch eine Kombination von ungünstigen - aber dennoch plausiblen - Bedingungen hinsichtlich des Niederschlages und der Modellparameter wird ein oberer Grenzwert des Bemessungshochwassers abgeschätzt. Bei der Wahl des Bemessungsniederschlages ist in erster Linie von den Werten nach Lorenz-Skoda auszugehen, die unter dem Aspekt der Maximierung von Starkniederschlägen (insbesondere kürzerer Dauer) ermittelt wurden. Im Vergleich dazu sind auch PMP-Werte zu bestimmen, wofür die Hinweise und Anleitungen in DVWK (1983) und WMO (1985) verwendet werden können (siehe Abschnitt IV.3.1).

Die Festlegung des Sicherheitshochwassers erfolgt unter Berücksichtigung der Ergebnisse der (regionalen) Hochwasserstatistik. Dadurch kann eine Aussage getroffen werden, wie sich der ausgewiesene Wert in das regionale Gesamtbild einfügt.

III.2 Wasserbaulicher Teil

III.2.1 Ermittlung des Wellenfreibordes

III.2.1.1 Grundlagen

Bei Windeinwirkung entstehen durch die auf die Wasserfläche des Speichers übertragenen Windschubspannungen, neben örtlichen Spiegelanhebungen, vor allem Wellen, die an der Sperre auflaufen. Während der Wellenauflauf den Hauptteil des so genannten „Wellenfreibordes“ ausmacht, ist die Spiegelanhebung, der so genannte „Windstau“, wenn Höhen von 5 cm nicht überschritten werden, vernachlässigbar.

III.2.1.2 Berechnungsverfahren

Es wird empfohlen, dass der zur Aufnahme der Windeinwirkung erforderliche Freibord, der so genannte „Wellenfreibord“, abhängig vom Berechnungsverfahren (Abgekürztes oder Detailliertes Verfahren), das zum Bemessungshochwasser geführt hat, errechnet wird (siehe Abschnitt III.2.1.2.1 bzw. III.2.1.2.2).

Hinsichtlich der Windstärke wird die Verwendung eines Wiederkehrintervalls von 25 Jahren empfohlen. Sind genaue meteorologische Angaben nicht möglich, so ist eine Windgeschwindigkeit von $w_{10} = 30$ m/s (rd. 108 km/h) anzunehmen.

III.2.1.2.1 Wellenfreibord bei Bemessungshochwässern nach dem abgekürzten Verfahren

Erfolgte die Ermittlung des Bemessungshochwassers nach dem abgekürzten Verfahren, so können die Wellenkennwerte, welche die Grundlage für die Berechnung des Wellenauflaufes bilden, mit Hilfe der im Rahmen des Joint North Sea Wave Observation Project (JONSWAP) entwickelten Formeln errechnet werden. Die Streichlänge ist der geradlinige Abstand zwischen der Sperre und dem weitest entfernte Ufer. Der Wellenauflauf und der Windstau sind dann wieder nach den in den DVWK Merkblättern (Merkblatt 246/1997, Freibordbemessung an Stauanlagen) angegebenen Verfahren bzw. nach den Berechnungsansätzen von Pohl (1997) zu ermitteln. Als Windgeschwindigkeit w_{10} sind 30 m/s anzunehmen (siehe Erläuterung im Abschnitt IV.4 „Wellenbildung, Wellenauflauf und Windstau infolge Windeinwirkung“).

III.2.1.2.2 Wellenfreibord bei Bemessungshochwässern nach dem detaillierten Verfahren

Wurde das Bemessungshochwasser nach dem detaillierten Verfahren ermittelt, so sind die Windeinwirkungen – Wellenhöhen, Wellenauflauf und Windstau - nach den in den DVWK

Merkblättern (Merkblatt 246/1997, Freibordbemessung an Stauanlagen) angegebenen Richtlinien zu errechnen.

Die in den DVWK Merkblättern (Merkblatt 246/1997, Freibordbemessung an Stauanlagen) angegebenen Verfahren zur Berechnung des Wellenauflaufes decken aber nicht alle Böschungsneigungen ab. In diesem Fall liefern die von Pohl (1997) hinreichend genaue Ergebnisse (siehe Erläuterung im Abschnitt IV.4 „Wellenbildung, Wellenauflauf und Windstau infolge Windeinwirkung“).

IV Hintergrundinformation

Inhalt

IV.1 Überlegungen zur Konzeption der Durchführung der Nachweise	3
<i>IV.1.1 Generelle Aspekte</i>	3
<i>IV.1.2 Aspekte einer Bemessungshochwasser-Definition</i>	4
<i>IV.1.2.1 Hydrologische Definition - Unsicherheit</i>	4
<i>IV.1.2.2 Internationaler Vergleich</i>	5
<i>IV.1.2.3 Gefährdungssituation</i>	8
<i>IV.1.2.4 Sicherheitshochwasser</i>	8
<i>IV.1.2.5 "Unschärfe" - Probleme</i>	9
<i>IV.1.3 Betriebliche Gesichtspunkte</i>	11
<i>IV.1.3.1 Hochwasserereignis</i>	11
<i>IV.1.3.2 Entlastung über den Triebwasserweg</i>	11
<i>IV.1.3.3 Sicherheitsfreibordreserve</i>	11
<i>IV.1.3.4 Speicherbewirtschaftung</i>	11
<i>IV.1.3.5 Vorabsenkung</i>	12
IV.2 Ansätze zur Ermittlung des Bemessungshochwasserwertes	12
<i>IV.2.1 Vorbeurteilung nach dem abgekürzten Verfahren</i>	12
<i>IV.2.2 Detaillierte Ermittlung des Bemessungshochwassers</i>	27
<i>IV.2.2.1 Hochwasserstatistik</i>	27
<i>IV.2.2.2 Regionalisierungsansatz</i>	29
<i>IV.2.2.3 NA-Modellierung - Kombiniert probabilistisch-deterministischer Ansatz</i>	31
<i>IV.2.2.4 GRADEX – Verfahren</i>	40
<i>IV.2.2.5 Vergleich der Ergebnisse</i>	45
IV.3 Festlegung des Sicherheitshochwasserwertes	47
<i>IV.3.1 PMP-Verfahren</i>	47
IV.4 Wellenbildung, Wellenauflauf und Windstau infolge Windeinwirkung	49
<i>IV.4.1 Eingangsgroßen</i>	49
<i>IV.4.1.1 Bemessungswasserstand</i>	49

<i>IV.4.1.2 Windgeschwindigkeit w_{10}</i>	<i>49</i>
<i>IV.4.2 Wellenkennwerte</i>	<i>49</i>
<i>IV.4.3. Windstau</i>	<i>51</i>
<i>IV.4.4 Wellenauflauf</i>	<i>51</i>
<i>IV.4.4.1 Wellenauflauf im Übergangsbereich zwischen brandender (brechender) und schwingender (nicht brechender) Welle</i>	<i>52</i>
<i>IV.4.5 Konstruktive Besonderheiten</i>	<i>52</i>
IV.5 Literatur	53

IV.1 Überlegungen zur Konzeption der Durchführung der Nachweise

IV.1.1 Generelle Aspekte

Mit der Zielsetzung, mit dem vorliegenden Leitfaden eine Anleitung zur Ermittlung von Hochwasserkenngößen für die Nachweise zur Hochwassersicherheit sowohl für die Planung von Neuanlagen als auch für die Überprüfung von bestehenden Anlagen zu schaffen, ergab sich die Notwendigkeit, Aufschlüsse über die bislang zur Anwendung gekommene Bemessungspraxis zu bekommen. In einer Studie wurden dazu die Projektshochwässer der Hochwasserentlastungsanlagen von Talsperren und Dämmen in Österreich den HQ_{100} Schätzwerten für die Einzugsgebiete bis zur Sperrenstelle gegenübergestellt (Abbildung IV.1.1).

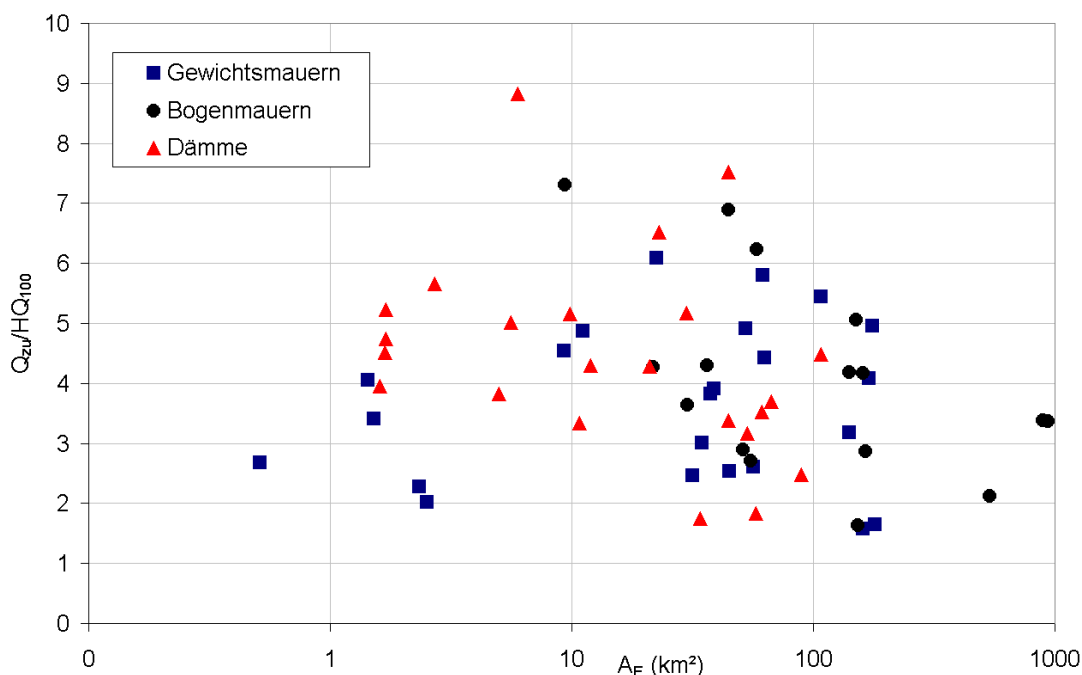


Abbildung IV.1.1: Verhältniswerte zwischen Projektshochwasser und HQ_{100} -Schätzwert.

Das erhaltene Bild zeigt einen sehr großen Schwankungsbereich der Faktoren, der zum Teil weit die Verhältniszahl übersteigt, die sich aus einer einfachen Umrechnung entsprechend der Veränderung der Überschreitungswahrscheinlichkeit von 1/100 auf 1/5000 ergäbe. Würde nur dieser Aspekt allein als maßgebend angesehen werden, sollte der Quotient je nach gewählter Verteilung und Schiefe in einem Bereich zwischen 1,7 und 2,4 liegen. Die Werte für die Projektshochwässer liegen im Vergleich dazu im Mittel um einen Faktor 2 höher.

Es ist evident, dass bei der Festlegung der Projektshochwasserwerte nicht nur statistische Aspekte, sondern auch andere Aspekte – z.B. Anlageverhältnisse, wahrscheinlich auch

Gefährdungsmomente etc. – Berücksichtigung fanden. Ohne Zweifel wurden auch verfügbare Angaben über die bisher beobachteten höchsten Hochwässer (HHW, HHQ, nach DIN bzw. ÖNORM) mit einbezogen. Dafür standen nicht nur die Datensammlungen der hydrografischen Dienste, sondern auch Formeln wie z.B. die WUNDT- Formel (WUNDT, 1950 und 1965), die einen generellen Anhaltspunkt über „Rekord-“ Werte gab, zur Verfügung. Von Einfluss dürfte auch gewesen sein, dass die ÖNORM B4100 auch den Begriff des „Rechnungsmäßig höchsten Hochwassers (RHHQ)“ kannte, der definiert war als „durch theoretische Überlegungen und Berechnungen ermittelter höchstmöglicher Wert“. Es ist anzunehmen, dass immer wieder bei der Wahl der Bemessungsgröße auch diese Definition als Richtschnur mit herangezogen wurde.

Vor diesem Hintergrund ergab sich als Leitlinie bei der Definition der Konzeption für den vorliegenden Leitfaden, die verschiedenen Einflüsse, die bei einer Bemessung zu berücksichtigen sind, zu trennen. Die Bestimmung der maßgebenden Hochwasserwerte (BHQ und SHQ) sollte allein aufgrund der hydrologischen Gegebenheiten – Möglichkeit und Wahrscheinlichkeit des Auftretens extremer Hochwässer einerseits, Unsicherheit bzw. Unschärfe in der Berechnung als Folge unsicherer Daten und Modelle andererseits – erfolgen. Sicherheitsaspekte, die mit den wasserbaulichen Elementen der Anlagen verbunden sind, erfahren ihrerseits eine eigenständige, die Eigenheiten der verschiedenen Anlagen berücksichtigende Behandlung in den Spezifikationen des wasserbaulichen Teils (Teil II) des Leitfadens. Außerordentliche Einflüsse wie z.B. etwaige mit einem Hochwasserereignis verbundene Hangrutschungen etc. werden – so wie in anderen Richtlinien und Empfehlungen (z.B. DIN 19700, Teil11) – der Behandlung gesondert zu identifizierender Risiken außerhalb der Thematik dieses Leitfadens zugewiesen.

IV.1.2 Aspekte einer Bemessungshochwasser-Definition

IV.1.2.1 Hydrologische Definition - Unsicherheit

Das HQ_{5000} wird als Erwartungswert definiert. Wesensgemäß gehört zu diesem Erwartungswert eine Querverteilung, die die statistische Unschärfe des Wertes angibt. Sie wird bei der Gewichtung der Aussagekraft der nach den verschiedenen Ansätzen abgeleiteten Schätzwerte für das HQ_{5000} berücksichtigt. Schätzwerten mit breiterer Querverteilung wird geringeres Gewicht zugewiesen (siehe Abschnitt III.1.1.3.5). Mit der Bemessung auf ein Ereignis vorgegebener Überschreitungswahrscheinlichkeit ist verbunden, dass grundsätzlich auch das Auftreten von größeren Ereignissen - dies allerdings bei der Wahl von $p_{\bar{u}} = 2 \cdot 10^{-4}$ mit äußerst geringer Wahrscheinlichkeit - nicht ausgeschlossen werden kann. Die dadurch gegebene Unsicherheit ist durch konstruktive und betriebliche Sicherheitsmaßnahmen sowie Betrachtungen der Standsicherheit der Sperre abzudecken.

Die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von extremen Situationen setzt sich zusammen aus der Wahrscheinlichkeit des

- Auftretens von außerordentlichen, extremen Hochwässern
- Auftretens von extremen Wind- und Wellenverhältnissen (siehe Abschnitt IV.4)

Von einer Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit des Auftretens des (höchsten) Wasserstandes im Speicher wird abgesehen (siehe Abschnitt IV.1.3.4 „Speicherbewirtschaftung“).

IV.1.2.2 Internationaler Vergleich

Tabelle IV.1.1 zeigt Konzepte zum Nachweis der Sicherheit von Talsperren im internationalen Vergleich. In der Tabelle sind Beispiele für die Kategorisierung von Talsperren, Bemessungsfälle, Berechnungsmethoden, Randbedingungen, etc. in verschiedenen europäischen Ländern dargestellt.

Tabelle IV.1.1: Konzepte zum Nachweis der Sicherheit von Talsperren im internationalen Vergleich.

Land	Klassifizierung der Talsperren	Kategorien	BHQ - Typ	Extremhochwasser (Safety Check Flood)	Berechnung	Retention/Überstau	Freibord	Grundablass	Überströmen
Deutschland	nach Größe	Klasse 1 Klasse 2	(BHQ ₁) HQ _{1.000} HQ ₅₀₀	(BHQ ₂) HQ _{10.000} HQ _{5.000}	1. Hochwasserstatistik: lokal (repräsentative Pegel) oder regional 2. NA- Modelle (PMF abgemindert) 3. Probabilistische Bemessung: mehrere zufällige Einflussgrößen, wie z.B. Speicherfüllung, HQ-Scheitelzufluss, Anstiegszeit, HQ-Volumen, Wind etc. (in Entwicklung)	ja	Windfreibord Δf_{Wi} (0,5 - 1,5m) plus Sicherheitsfreibord Δf_{Si} (0,25 - 0,5m). Inanspruchnahme des Δf_{Wi} ist für BHQ ₂ zulässig.	(n-1) Regel für BHQ ₁ , für BHQ ₂ über alle Auslässe möglich	nein
Schweiz	Sperrtyp	Mauern (M) Dämme (D)	HQ _{1.000}	PMF oder 1,5 x HQ _{1.000}	1. Hochwasserstatistik (Gumbel, Log Pearson III und Log-Normal): HQ ₁₀₀ x Faktor δ (aus Norm.vert.) 2. NA-Modell 3. Regionale Analogie	ja, wenn Retentionswirkung zu erwarten → dreiecksförmige HQ-Linie	M: 0,5 - 1,0m D: 1,5 - 3,0m bei HQ > HQ ₁₀₀₀ Verringerung akzeptiert; windinduzierte Wellen vernachl.	für M bei SCF alle Auslässe zulässig, sonst mit (n-1) Regel	bei bestehenden Mauern bei SCF zulässig
Frankreich	Sperrtyp	Mauern (M) Dämme (D)	HQ _{1.000} HQ _{10.000} (in bes. Fällen auch HQ ₅₀₀₀)	nein	keine generellen Vorgaben, aber Empfehlung des GRADEX-Verfahrens		D: 5% der Sperrhöhe	nur in Ausnahmefällen	keine Angaben
Spanien	nach Größe und Gefährdungspotential	Kat.A Kat.B Kat.C	HQ _{1.000} HQ ₅₀₀ HQ ₁₀₀	HQ _{5.000-10.000} HQ _{1.000-5.000} HQ ₁₀₀₋₅₀₀	keine Info (siehe SPANCOLD – Hydrological Safety Guideline no.4 "Design Flood")		D: > 3,0m	ja (n-1)	kurzfristiges Überströmen von Gewichtsmauern zulässig

Großbritannien	nach Gefährdungspotential	Cat.A Cat.B Cat.C Cat.D	PMF HQ _{10.000} HQ _{1.000} HQ ₁₅₀	nein	keine bestimmten Verfahren festgelegt, Richtlinie in <i>Flood Studies Report</i> : UH oder statistische Methode (HQ _{Tn} =a x HQ mit a...regional unterschiedlicher Faktor u. HQ...mittl. jährl. Hochwasser)	ja	Überstau durch Hochwasser plus Wellenschlag	keine Angaben	Überströmen auch von Erddämmen grundsätzlich nicht ausgeschlossen
Italien	Sperrtyp	Betonsperren Dämme	HQ _{1.000} HQ _{10.000}	1,4 x HQ _{1.000} 1,7 x HQ _{1.000} (in Diskussion)	keine Angaben	nein	M: >1,0m D: 1,5 – 4,0m	keine Angaben	keine Angaben
Finnland	nach Größe und nach ständige und temporäre Sperren	P N O	HQ _{5.000-10.000} HQ _{500-1.000} HQ ₁₀₀₋₅₀₀	nein	Gumbel: HQ ₁₀₀ → HQ _{1.000} =1,3 x HQ ₁₀₀ → HQ _{10.000} =1,6 x HQ ₁₀₀	keine Info	keine Angaben	keine Angaben	keine Angaben
Schweden	nach Gefährdungspotential	hoch gefährliche wenig gefährliche	Vergleich mit beobachteten Ereignissen ergab ca. HQ _{10.000-100.000} HQ ₁₀₀	nein	deterministische Verfahren : PMF oder NA-Modell (HBV-Modell) Frequenzanalysen		exakte Formeln: Windgeschwindigkeiten von 20m/s (Wald) - 25m/s (Freiland)	keine Angaben	keine Angaben
Norwegen	nach Gefährdungspotential	Klasse 3 (hoch) Klasse 2 (mittel) Klasse 1 (gering)	HQ _{1.000} HQ _{1.000} HQ ₅₀₀	PMF 1,5 x HQ _{1.000} HQ ₅₀₀	NA-Modell mit PMP Frequenzanalysen u. NA-Modell Frequenzanalysen u. NA-Modell	ja	keine Info	keine Info	keine Info

IV.1.2.3 Gefährdungssituation

In einigen Ländern, z.B. Großbritannien und Spanien (siehe Tabelle IV.1.1), werden die Bemessungssituationen nach dem Gefährdungspotential unterhalb der Talsperre eingeteilt. In Großbritannien hängen Typ und Größe des Bemessungshochwassers von der Zugehörigkeit zu vier verschiedenen Gefährdungskategorien ab (Tabelle IV.1.2).

Tabelle IV.1.2: Einteilung der Talsperren nach Gefährdungsklassen zur Hochwasserbemessung in Großbritannien.

Kategorie	Gefährdungssituation	BHQ - Typ
A	hohe Gefährdung von einer Vielzahl von Leben	PMF
B	Gefährdung von Leben außerhalb einer Siedlung oder extensive Verwüstung durch Hochwasser	0,5.PMF oder HQ _{10.000}
C	vernachlässigbare Gefährdung von Leben und geringfügige Verwüstung	0,3.PMF oder HQ _{1.000}
D	keine Gefährdung von Leben und sehr geringfügige Verwüstung	0,2.PMF oder HQ ₁₅₀

Als Einflussfaktoren auf das Gefährdungspotential einer Talsperre wären zu nennen:

- Anlagentyp: Damm oder Betonsperre (feste Krone)
- Anlagengröße (Nutzinhalt)
- Lage zu Siedlungsräumen
- Robustheit des Entlastungssystems (Überlastbarkeit)

In Österreich wird allgemein davon ausgegangen, dass eine Talsperre im Falle eines Versagens eine Gefährdung für Menschenleben darstellen kann. Diese Situation ist dann nicht gegeben, wenn eine entstehende Flutwelle im bestehenden Flussbett verbleibt. Für diese Fälle wird der Aspekt des "geringen Gefährdungspotentials" eingeführt.

IV.1.2.4 Sicherheitshochwasser

Die Sicherheit einer Talsperre ist nicht allein von der Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage abhängig. Beim Nachweis der Sicherheit ist es notwendig, neben hydrologischen Größen (Bemessungshochwasser), auch konstruktive und betriebliche Gesichtspunkte (Sperrtyp und Betriebseinrichtungen) einschließlich der Standsicherheit der

Sperre in die Sicherheitsbetrachtung einzubeziehen. Dies erfordert auch die Berücksichtigung der geologischen Verhältnisse an Gründung und Sperrenflanken. In diesem Zusammenhang wird bei neu zu errichtenden Anlagen empfohlen, Überlegungen zu einer unvorhergesehenen Überlastung ($n > 5000$ Jahre) schon bei der Planung zu berücksichtigen. An bestehenden Sperren ist zu prüfen, welche Extrembelastung unter gewissen Bedingungen (Einrechnung aller Entlastungsmöglichkeiten) eine Anlage zu bewältigen in der Lage ist (Safety Check). Das daraus abgeschätzte Hochwasser ist mit der Größe des Sicherheitshochwassers (Hydrologische Definition siehe Abschnitt II.3.1.2) zu vergleichen.

Die Größenordnung des Hochwasserwertes liegt in einem Bereich, der einen Vergleich mit jenem eines – international üblichen – PMF (Probable Maximum Flood) zulässt.

IV.1.2.5 "Unschärfe"- Probleme

Probleme der „Unschärfe“ (Unsicherheiten) entstehen vor allem bei der quantitativen Ermittlung der entsprechenden Hochwasserwerte.

Gründe:

(1) Unzureichende Datenbasis: Oftmals sind, vor allem in kleinen alpinen Einzugsgebieten, nur kurze Datenreihen und damit verbunden keine Beobachtungen über außerordentliche Ereignisse vorhanden. Daher besteht die Notwendigkeit der Extrapolation der Hochwässer auf niedrige Auftretenswahrscheinlichkeiten bzw. hohe Wiederkehrintervalle. Eine Möglichkeit der Verbesserung der Datenlage besteht im Einbeziehen von historischen Ereignissen:

- Ergänzung des Hochwasserkollektivs durch vorhandene Hochwasserdaten seit Beobachtungsbeginn, wenn diese in den – üblicherweise erst 1951 oder später beginnenden – veröffentlichten Datenreihen nicht enthalten sind.
- Falls aus früheren Zeiträumen einzelne Hochwasserstände für große Ereignisse bekannt sind, können Hochwasserabflüsse rückgerechnet werden.
- Aufsuchen von Informationen über „echte historische“ Ereignisse. Vergleich von Größe, Begleitumständen, auslösenden Faktoren, etc. mit bekannten Ereignissen.

Informationen zum Konzept und zur Durchführung entsprechender Untersuchungen können Gutknecht (2007, Pkt. 4.1) entnommen werden.

Zur Erfassung des Einflusses von Klimaschwankungen auf das Hochwasserregime reicht die Datenlage in Österreich nicht aus (Niederschlagsdaten seit ca. 100 Jahren, Aufzeichnung der Abflüsse seit ca. 50 Jahren). Allerdings sind deren Unsicherheiten im Allgemeinen vermutlich

deutlich kleiner als die übrigen Unschärfen in den Berechnungsansätzen und daher für die praktische Berechnung nicht relevant.

(2) „Unschärfe“ Modelle

Die Notwendigkeit der Abschätzung von Modellparametern für Extremereignisse verursacht gewisse Unsicherheiten in den Modellen für die Hochwasserberechnung. Selbst in jenen Fällen, in denen Beobachtungsdaten vorliegen, mit welchen eine Eichung der Parameter vorgenommen werden kann, besteht die Unsicherheit, ob die für die beobachteten - üblicherweise kleineren - Ereignisse gültigen Parameterwerte auch für Extremereignisse zutreffen. Stehen keine Beobachtungen zur Verfügung, müssen die Parameterwerte mit Regionalisierungsansätzen und/oder über Rückgriff auf Standardverfahren und Standardangaben bestimmt werden. Die damit verbundene Unschärfe ist vielfach nicht leicht rekonstruierbar.

Eine weitere Unsicherheit ist mit der Wahl des Modells verbunden. Dies trifft sowohl für die Modelle bei der statistischen Analyse (Verteilungsfunktionen; Interpolations- und Regionalisierungsmethoden) als auch bei der deterministischen NA-Modellierung zu. Verschiedene Ansätze führen zu verschiedenen Ergebnissen, wobei a priori keine eindeutigen Aussagen gemacht werden können, ob ein Modell und welches Modell das „bessere“ wäre. Im Falle der Hochwasserstatistik wird zur Vermeidung großer Unterschiede in den zu erwartenden Ergebnissen die Wahl der einzusetzenden Verteilungen im Leitfaden auf relativ „robuste“ Verteilungen beschränkt. Im Falle der NA-Berechnungen ist bei der Modellwahl in erster Linie auf die Modellstruktur zu achten. Wichtig ist dabei, dass die Modellstruktur die Veränderungen in der Dynamik des Abflussvorganges beim Übergang von kleineren Hochwässern zu extremen Hochwässern nachzubilden ermöglicht. Bevorzugt sind daher Modelle einzusetzen, die explizit die Berücksichtigung verschieden rascher Abflussreaktionen (rasch, mäßig rasch, langsam bzw. Oberflächenabfluss, Interflow, Grundwasserabfluss) erlauben.

Eine Möglichkeit zur Reduktion der mit der Unschärfe der Modelle und Modellparameter verbundenen Unsicherheit besteht in der Durchführung von Sensitivitätsstudien, Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen, in Hinblick auf ihre Auswirkung in hydrologischen Prozessen jedoch abschätzbaren, abgeänderten Modellannahmen (Modelltyp, Modellparameter) und in der Einbeziehung von zusätzlicher Information.

IV.1.3 Betriebliche Gesichtspunkte

IV.1.3.1 Hochwasserereignis

Beim Anlaufen einer Hochwasserwelle kann man noch nicht die Größenordnung des Ereignisses abschätzen. Der Betreiber einer Stauanlage wird aber schon beim Anlaufen der Hochwasserwelle das Wasser über die Turbinen abarbeiten. Wenn man nun den Triebwasserweg als leistungsstärkste Betriebseinrichtung rechnerisch nicht zur Entlastung heranzieht, so ist doch die Annahme, erst bei einer Speicherfüllung bis zur Überfallskante der Hochwasserentlastung andere Betriebseinrichtungen rechnerisch zu berücksichtigen, eine brauchbare Festlegung. Durch die Beschränkung, während des weiteren Anstieges der Hochwasserwelle bei der Entlastung über die Betriebseinrichtungen keine Spiegelabsenkung zuzulassen, liegt man auf der sicheren Seite.

IV.1.3.2 Entlastung über den Triebwasserweg

Bei einer Entlastung über den Triebwasserweg kann man mit Sicherheit nicht ausschließen, dass eine Turbine oder das davor liegenden Verschlussorgan (Kugelschieber bzw. Drosselklappe) zwecks Reparatur ausgebaut wurde. Es ist daher auch bei Freistrahlturbinen, wo man über die Strahlableiter auch bei ausgebaute Turbine Wasser abgeben könnte, die n-1 Regel anzuwenden. Das heißt: eine Turbine ist nicht betriebsbereit. Von dieser Bedingung kann abgesehen werden, wenn verbindlich festgelegt ist, dass Revisionen bei abgesenktem Stauspiegel durchgeführt werden.

Bei Anlagen, wo die Abgabe der von den verbleibenden n-1 Turbinen erzeugten Energie nicht gesichert ist, darf die Entlastung über den Triebwasserweg nur dann erfolgen, wenn die Wasserabgabe ohne Energieabgabe ans Netz nachgewiesen oder durch Erprobung festgestellt wurde.

IV.1.3.3 Sicherheitsfreibordreserve

Die Sicherheitsfreibordreserve ist die Differenz zwischen Sicherheitskote und den um den Wellenfreibord erhöhten Überstau bei BHQ (Abb. II.4). Sie muss größer gleich Null sein und ist bei den Berechnungen auszuweisen.

IV.1.3.4 Speicherbewirtschaftung

Die Bewirtschaftung eines Jahresspeichers - das ist die Füllung und Entleerung des Speichers - kann nach einem sich wiederholenden Zeitplan (Abarbeitung im Winter, Füllung im Sommer) oder völlig willkürlich erfolgen.

Bei einer Speicherbewirtschaftung nach Zeitplan wäre der Zeitraum, in dem man das Bemessungshochwasser zu erwarten hat – der sogenannte „Ereigniszeitraum“ - von großer

Bedeutung. Man könnte dann das Bemessungshochwasser auf die im Ereigniszeitraum wahrscheinlich vorhandene Speicherkote aufsetzen und dadurch ein gegenüber der Wasserspiegellage auf Stauziel vergrößertes Stauvolumen für die Retention nützen. Bei Monats-, Wochen- oder Tagesspeichern sind solche Überlegungen schon von der Bewirtschaftung her nicht sinnvoll.

In einem **liberalisierten Strommarkt** ist eine starre Speicherbewirtschaftung, die genau nach einem sich jährlich wiederholenden Zeitplan abläuft, nicht zu erwarten. Es gilt den Wert des Speicherinhaltes durch Nutzung in Hochtarifzeiten zu optimieren. Die Speicherbewirtschaftung wird daher in Richtung Gewinnoptimierung und nicht nach den Regeln des wasserwirtschaftlichen Jahres erfolgen.

Aufgrund dieser Unsicherheit ist das jeweilige Bemessungshochwasser auf die Stauzielkote aufzusetzen. Für die Retention des Hochwasserzuflusses steht daher nur der Raum zwischen dem Stauziel und der im Hochwasserfall maximal zulässigen Staukote zur Verfügung.

Bei den Becken von Beschneigungsanlagen und bei Hochwasserrückhaltebecken gelten die gleichen Grundsätze wie bei den hier beschriebenen Speicheranlagen.

Die Erhöhung der maximal zulässigen Speicherkote im Lastfall „Sicherheitshochwasser“ bewirkt eine deutliche Vergrößerung der Retentionslamelle. In bestimmten Fällen kann diese vergrößerte Retentionslamelle die Abflussbeschränkung durch die n-1 Regel weitgehendst ausgleichen.

IV.1.3.5 Vorabsenkung

Eine Vorabsenkung des Speicherwasserspiegels zur Erhöhung des Retentionsraumes beim Eintreffen der Welle ist zwar theoretisch möglich, aber praktisch kaum durchführbar. Die Zeit zwischen dem Niederschlagsereignis und der Ankunft der Hochwasserwelle beim Speicher ist in der Regel zu kurz, um ein wirkungsvolles Speichervolumen über die Turbinen vorweg abarbeiten zu können.

Die zweite Möglichkeit, den Speicherinhalt aufgrund von Wettervorhersagen rechtzeitig zur Aufnahme des Abflusses einer Hochwasserwelle über die Turbinen abzuarbeiten, kommt kaum in Betracht, da Niederschlagsvorhersagen für praktische Zwecke noch zu unsicher sind.

IV.2 Ansätze zur Ermittlung des Bemessungshochwasserwertes

IV.2.1 Vorbeurteilung nach dem abgekürzten Verfahren

(1) Ermittlung der regionalisierten hundertjährigen Hochwasserspenden

Der im abgekürzten Verfahren verwendete Parameter c (Abbildung III.1.1) zur Ermittlung der Testwerte des Durchflusses BHQ^* nach Gl. III.1.1 wurden aus regionalisierten hundertjährigen Hochwasserspenden abgeleitet. Die Basis für die Ermittlung dieser Hochwasserspenden bilden Messwerte der Jahreshöchsthochwässer für 597 Pegelzugsgebiete Österreichs (Merz und Blöschl, 2003; Merz, 2002) mit einer Fläche zwischen 10 bis 1000 km² und einer Beobachtungsdauer von 15 bis 44 Jahren. Abflussdaten aus Gebieten, die durch Speicher oder Ableitungen stark beeinflusst sind, wurden aus dem Datensatz ausgeschieden (Merz und Blöschl, 2003).

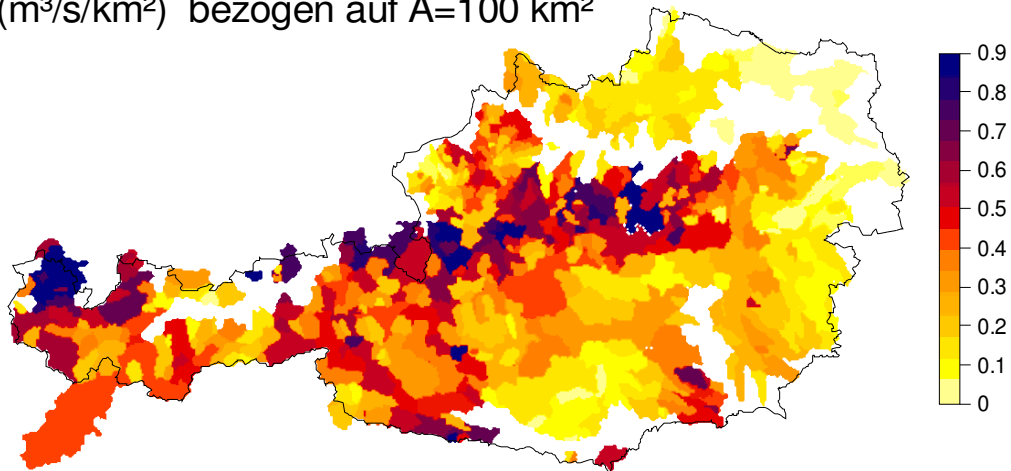
Um die Flächenabhängigkeit der Hochwasserspenden zu berücksichtigen, wurden die beobachteten Hochwasserabflüsse HQ_A auf eine Fläche von 100 km² folgendermaßen umgerechnet:

$$Hq^{(100)} = HQ_A \cdot A^\alpha \cdot 100^{-\alpha} \cdot A^{-1} \quad (\text{Gl. IV.2.1})$$

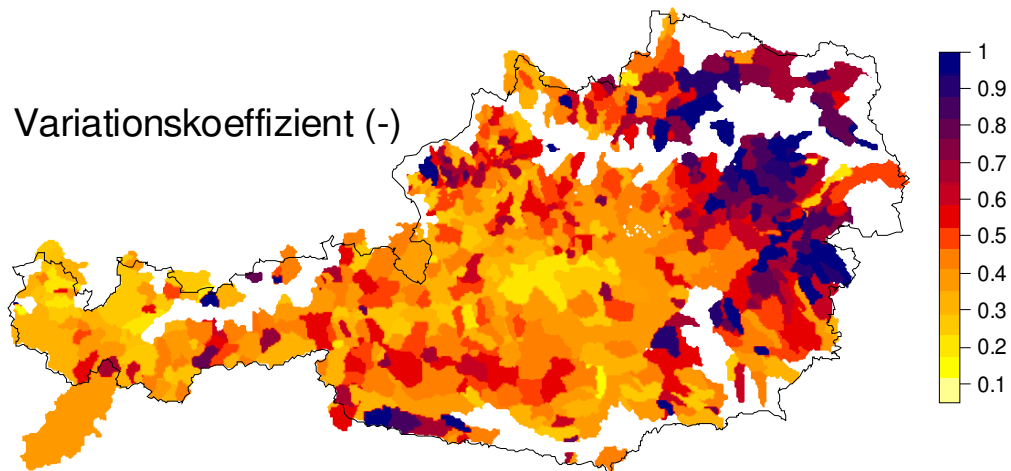
wobei $Hq^{(100)}$ die Hochwasserspende bezogen auf eine Einzugsgebietsfläche von 100 km² und A die Einzugsgebietsfläche (km²) ist. Eine doppeltlogarithmische Darstellung der hundertjährigen Hochwasserspenden an allen in Betracht gezogenen Stationen ergibt eine Ausgleichsgerade mit einer Neigung von $-0,33$. Der Exponent α wurde deshalb zu $0,33$ gewählt. Die durch diese Annahme eingetragenen Unsicherheiten werden im Abschnitt IV.2.1 (2) dieses Leitfadens abgeschätzt. Aus den beobachteten Jahreshöchstwerten der Hochwasserscheitel wurden die drei ersten statistischen Momente berechnet (Mittelwert, Variationskoeffizient und Schiefe). Die so ermittelten Werte sind in Abbildung IV.2.1 dargestellt. Die Mittelwerte sind am größten am Alpennordrand und in den Karawanken. Der Variationskoeffizient zeigt ein meist gegenläufiges Bild mit den größten Werten im Osten Österreichs, jedoch sind in den Karawanken die Variationskoeffizienten ebenfalls groß. Die Schiefe zeigt ein unruhiges Bild, da durch die Schätzung aus den vergleichsweise kurzen Stichproben Unsicherheit eingetragen wird. In den niederschlagsreichen Gebieten am Alpennordrand sind die Schiefen tendenziell etwas kleiner als in den übrigen Gebieten Österreichs. Diese drei Momente wurden mit Hilfe eines in Merz (2002) entwickelten Ansatzes, der als Kriging-KUD bezeichnet wird, regionalisiert. Grundlage dieses Ansatzes sind die räumlichen Korrelationen der in Abbildung IV.2.1 gezeigten Hochwassermomente. Die räumliche Lage jedes Gebietes wird durch dessen Flächenschwerpunkt eingeführt. Das Verfahren schätzt sodann für Gebiete ohne Abflussmessungen jedes dieser drei Momente. Dabei werden auch Pegel mit kurzer Reihenlänge einbezogen, wodurch die in allen Abflussdaten enthaltene Information möglichst gut ausgenutzt wird. Diese Reihen werden mit einer als Funktion der Reihenlänge angesetzten Varianz eingeführt, womit den längeren Reihen mehr Gewicht zugewiesen wird als kürzeren Reihen. Der Vorteil dieser Vorgangsweise gegenüber

anderen Regionalisierungsmethoden wird in Merz (2002) ausgewiesen. Aus den drei Momenten wurden sodann unter der Annahme einer Allgemeinen Extremwertverteilung (GEV) die hundertjährigen Hochwasserspenden H_{q100} bestimmt (DVWK, 1999). Abbildung IV.2.2 zeigt die mit diesem Verfahren ermittelten Hochwasserspenden H_{q100} als rote Konturlinien. Die Hochwasserspenden sind auf eine Einzugsgebietsfläche von 100 km^2 entsprechend Gl. IV.2.1 bezogen und in $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ angegeben. Für ein bestimmtes Gebiet ist der Wert am jeweiligen Flächenschwerpunkt abzulesen. Zusätzlich sind in Abbildung IV.2.2 drei Zahlenwerte am Flächenschwerpunkt der Pegeleinzugsgebiete eingetragen. Der grüne Wert gibt die Reihenlänge der Hochwasserbeobachtungen (Jahre) an. Der blaue Wert ist die auf eine Fläche von 100 km^2 bezogene hundertjährige Hochwasserspende, die direkt aus den Pegelbeobachtungen unter Annahme einer GEV Verteilung berechnet wurde. Die schwarze Zahl dient zur Einschätzung der Unsicherheit der regionalisierten Werte. Dabei wurde für den jeweiligen Pegel angenommen, dass keine Pegelbeobachtungen zur Verfügung stehen und die hundertjährige Hochwasserspende wurde ausschließlich unter Verwendung der Nachbarstationen mittels des oben angeführten Verfahrens (Kriging-KUD) berechnet. Die Vorgangsweise wurde für jeden Pegel wiederholt. Ein Vergleich der so gewonnenen und in Abbildung IV.2.2 schwarz dargestellten Werte mit den aus lokalen Daten ermittelten Werten (in Abbildung IV.2.2 blau dargestellt) erlaubt eine Aussage über die Unsicherheit bei der Regionalisierung. Je kleiner der Unterschied ist, desto genauer ist das Regionalisierungsverfahren. Diese Vorgangsweise wird als jack-knifing bezeichnet.

Mittleres Jahreshöchsthochwasser
($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$) bezogen auf $A=100 \text{ km}^2$



Variationskoeffizient (-)



Schiefe (-)

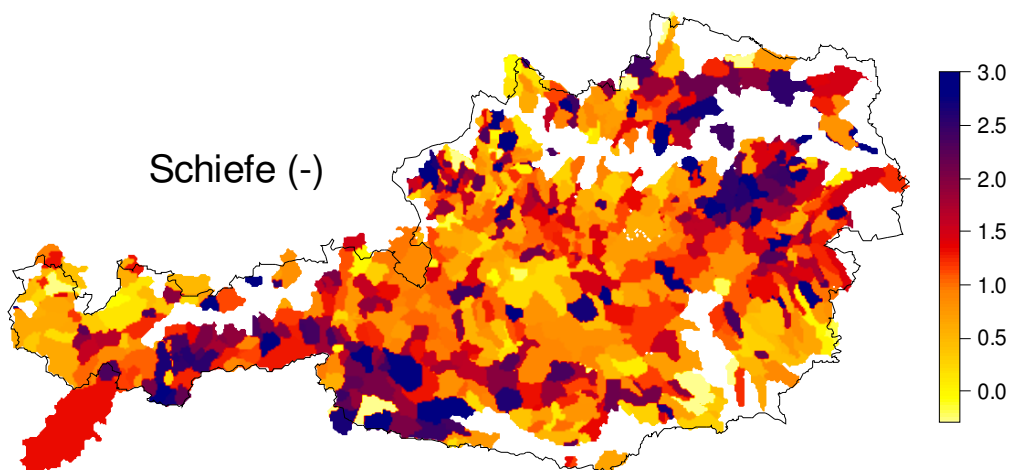


Abbildung IV.2.1: Statistische Momente der in Pegelzugsgebieten beobachteten Jahreshochwässer.

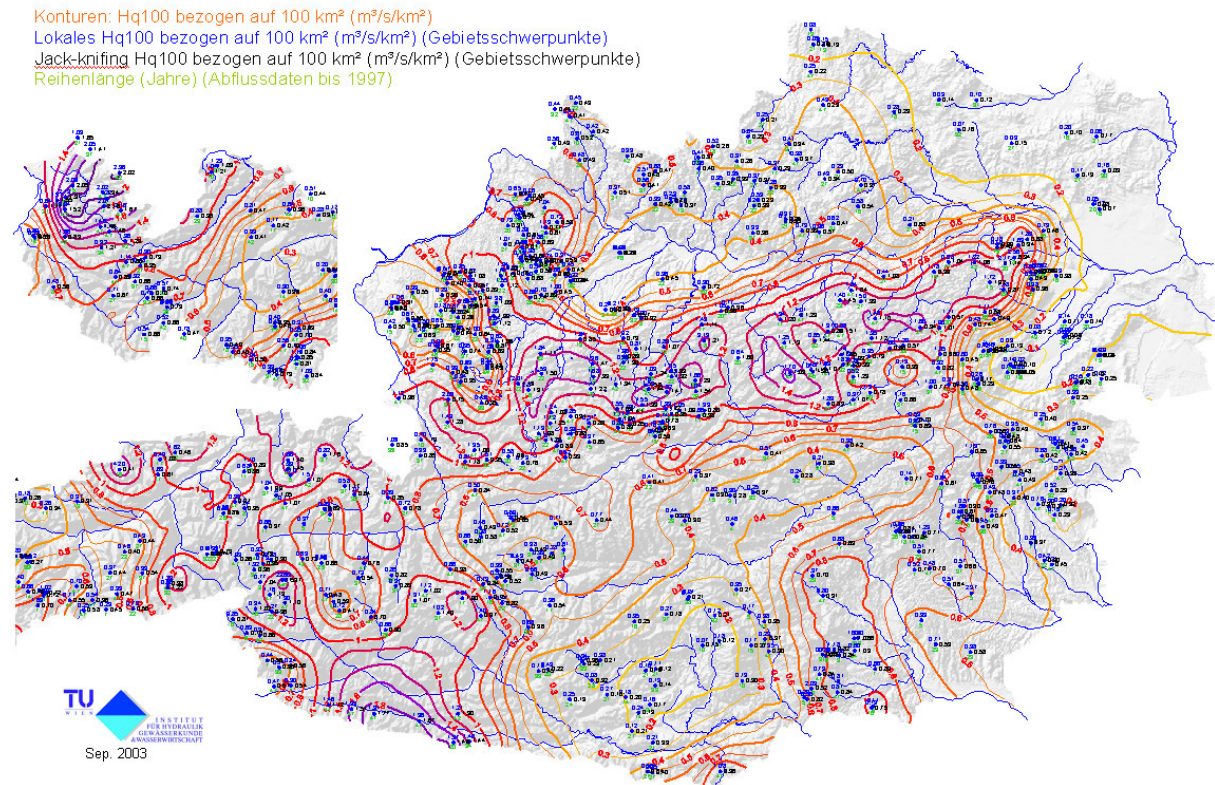


Abbildung IV.2.2: Konturen: 100 jährliche auf ein Einzugsgebiet von 100 km^2 bezogene Hochwasserspenden $Hq_{100}^{(100)}$, die aus der regionalen Übertragung gewonnen wurden. An den Flächenschwerpunkten der Pegel Einzugsgebiete sind die folgenden drei Werte dargestellt: Der blaue Wert ist die aus den lokalen Pegelbeobachtungen berechnete $Hq_{100}^{(100)}$. Die schwarze Zahl ist die ausschließlich aus Nachbargebieten gewonnene $Hq_{100}^{(100)}$, bei der die lokalen Pegelbeobachtungen nicht verwendet wurden. Der grüne Wert gibt die Reihenlänge der Hochwasserbeobachtungen (Jahre) an.

(2) Ermittlung des Testwertes BHQ^* aus den hundertjährigen Hochwasserspenden

Der Parameter c in Abbildung III.1.1 berücksichtigt zusätzlich zwei Faktoren. Der erste ist die relative Vergrößerung des Hochwasserabflusses bei Übergang von einer Jährlichkeit von 100 Jahren auf 5000 Jahre. Entsprechend der Definition des Bemessungshochwassers (Abschnitt II.3.1.1 dieses Leitfadens) wird auch für den Testwert BHQ^* eine Jährlichkeit von 5000 Jahren angesetzt. Der zweite Faktor ist die mit der regionalen Übertragung verbundene hydrologische Unschärfe, die sich aus dem lokalen hydrologischen Verhalten ergibt.

Die relative Vergrößerung des Hochwasserabflusses bei Übergang von einer Jährlichkeit von 100 Jahren auf 5000 Jahre hängt vor allem mit der Schiefe der Stichprobe und mit der Wahl der Verteilungsfunktion zusammen. Zur Einschätzung dieser Vergrößerung wurden die Hochwasserkollektive der 597 Pegel Einzugsgebiete wie folgt ausgewertet. Für jeden Pegel

wurden vorerst nach DVWK (1999) die Ausreißer mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 0,1 aus dem Kollektiv ausgeschieden. Dieser Schritt wurde gewählt, da die hier verwendete Momentenmethode zur Schätzung der Parameter der Verteilungsfunktion übermäßig große Werte für das 5000 jährliche Hochwasser ergibt, wenn sich im Hochwasserkollektiv ein einzelner Werte befindet, der viel größer als die übrigen Werte ist. Dann wurden die mit diesen Kollektiven ermittelten 5000 jährlichen Hochwässer mit den 100 jährlichen Hochwässern verglichen. Das Verhältnis dieser beiden Werte wurde statistisch ausgewertet und die Summenhäufigkeitsverteilung aufgetragen. Diese ist in Abbildung IV.2.3 dargestellt. Die Abbildung zeigt, dass für 50% der Pegelinzugsgebiete das Verhältnis kleiner als 1,4 ist. Für 95% der Gebiete ist das Verhältnis kleiner als 2,1 und der Größtwert ist 2,5.

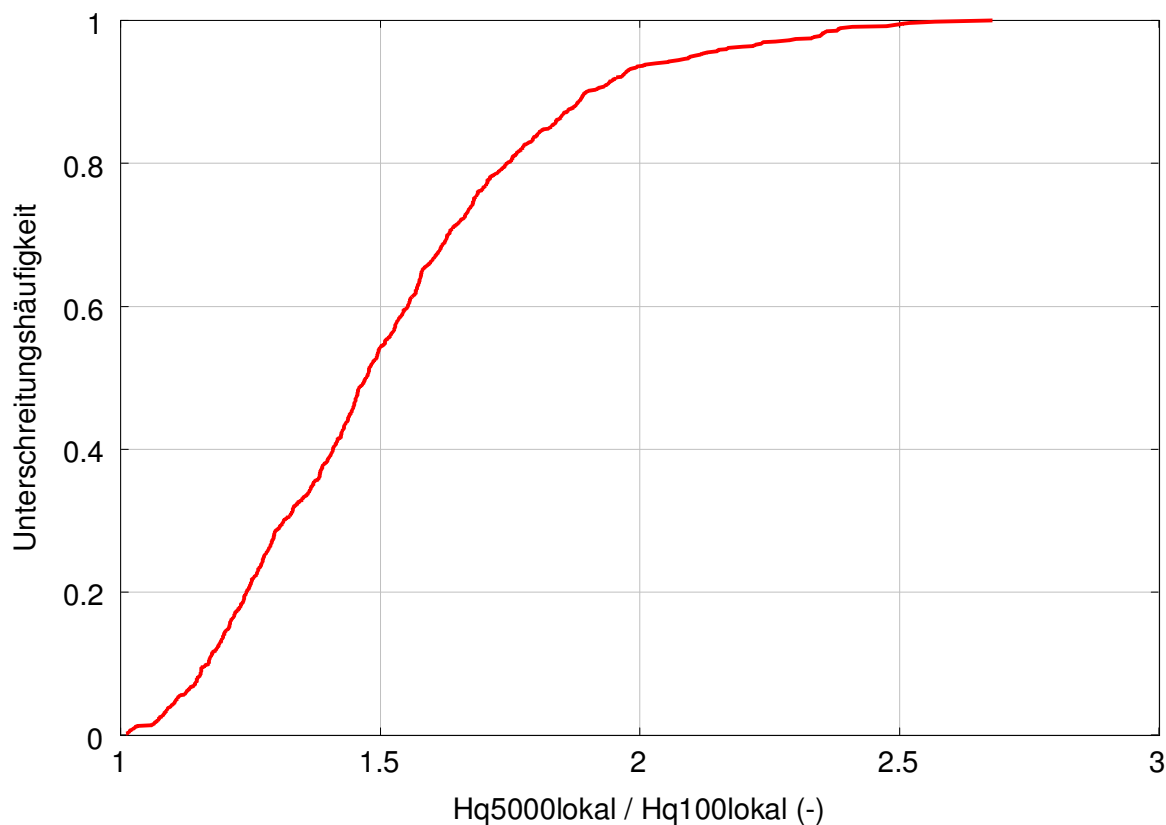


Abbildung IV.2.3: Summenhäufigkeitsverteilung des Verhältnisses zwischen den 5000 jährlichen und dem 100 jährlichen Hochwasserspenden, jeweils aus lokalen Abflussdaten berechnet.

Die mit der regionalen Übertragung verbundene hydrologische Unschärfe entsteht aufgrund von lokalen Unterschieden, wie zum Beispiel Höhenlage, Anströmbedingungen, hydrogeologische Verhältnisse oder lokale Ausuferung, welche durch den regionalen Ausgleich nicht erfasst werden. Diese Unschärfe wurde in mehreren Schritten analysiert. Vorerst wurden für die Pegelinzugsgebiete die Unsicherheit als Funktion der Einzugsgebietsfläche und die Wahl des

Exponenten $\alpha = 0,33$ in Gl. IV.2.1 untersucht. Das Verhältnis zwischen lokalen hundertjährigen Hochwasserspenden (blaue Zahlen in Abbildung IV.2.2) und regionalen (jack-knifing) hundertjährigen Hochwasserspenden (schwarze Zahlen in Abbildung IV.2.2) wurde für jeden Pegel berechnet und die Summenhäufigkeitsverteilung aufgetragen. Dabei wurde α in Gl. IV.2.1 vorerst auf $\alpha = 0,33$ gesetzt und sodann auf die Werte 0,25 und 0,40 variiert. Die Pegelbezugsgebiete wurden nach der Fläche in vier Gruppen unterteilt (10 bis 30, 30 bis 100, 100 bis 300 und 300 bis 1000 km²). Die Ergebnisse dieser Auswertungen sind in Abbildungen IV.2.4 und IV.2.5 dargestellt. Je größer das Verhältnis ist, desto größer ist der durch die Regionalisierung eingetragene Fehler einer Unterschätzung des lokalen Hochwasserwertes. Die Abbildung IV.2.4 ($\alpha = 0,33$) zeigt, dass für 90% der Pegelbezugsgebiete das Verhältnis kleiner als 1,7 ist und für 95% der Pegelbezugsgebiete das Verhältnis kleiner als 2 ist. Die vier Gebietsklassen zeigen ein ähnliches Fehlerverhalten. Die zum Vergleich dargestellten Summenhäufigkeitsverteilungen der Verhältnisse für $\alpha = 0,25$ und 0,40 (Abbildung IV.2.5) zeigen, dass im ersteren Fall in großen Gebieten kleinere Fehler als in kleinen Gebieten auftreten, im zweiten Fall jedoch das Gegenteil zutrifft. Da im vorliegenden Verfahren der Regionalisierungsfehler in allen Gebietsklassen gleich sein soll, wird $\alpha = 0,33$ als zutreffend angesehen. Werden bei dieser Untersuchung die Ausreißer nach DVWK (1999; Irrtumswahrscheinlichkeit von 0,1) entfernt, verringern sich die Regionalisierungsfehler geringfügig (Abbildung IV.2.6). Die Größenordnung des Fehlers mit einem Verhältnis von 1,7 bei der Unterscheidungshäufigkeit von 90% bleibt aber bestehen.

Die beiden Untersuchungen lassen sich nun kombinieren. Abbildung IV.2.7 zeigt die Summenhäufigkeitsverteilung des Verhältnisses des 5000 jährlichen Hochwassers, das mittels lokaler Abflussdaten berechnet wurde, und des 100 jährlichen Hochwassers, das durch regionale Übertragung (jack-knifing) bestimmt wurde. Je größer das Verhältnis ist, desto größer sind die durch die Regionalisierung eingetragenen Fehler einer Unterschätzung und desto größer ist die relative Vergrößerung des Hochwasserabflusses bei Übergang von einer Jährlichkeit von 100 auf 5000 Jahre. Die Ausreißer der Hochwasserkollektive wurden bei dieser Untersuchung wieder entfernt. Die Abbildung zeigt, dass für 90% der Pegelbezugsgebiete das Verhältnis kleiner als 3 ist und für 95% der Gebiete das Verhältnis kleiner als 3,7 ist.

Auf Basis dieser Analysen wird im abgekürzten Verfahren die Größenordnung des Verhältnisses zwischen Testwert BHQ* und regionalisiertem hundertjährlichen Hochwasser zu 3,7 angesetzt. Gemäß Abbildung IV.2.7 entspricht dies einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 5%. Da aber in dieser Auswertung jedenfalls auch Fehler bei der lokalen Ermittlung des 5000 jährlichen Hochwassers enthalten sind, ist anzunehmen, dass die dem Verhältnis von 3,7 zugeordnete Irrtumswahrscheinlichkeit kleiner ist. Einen Hinweis kann das Produkt der

Überschreitungswahrscheinlichkeiten in den Abbildungen IV.2.3 und IV.2.4 geben. Verhältnisse von 2,1 und 1,7 in diesen beiden Abbildungen entsprechen Überschreitungswahrscheinlichkeiten von 5% und 10%. Das Produkt dieser beiden Verhältnisse ist $2,1 \cdot 1,7 = 3,57$ und damit nahe 3,7. Bei Annahme der statistischen Unabhängigkeit ergibt sich eine kombinierte Irrtumswahrscheinlichkeit von 0,5%.

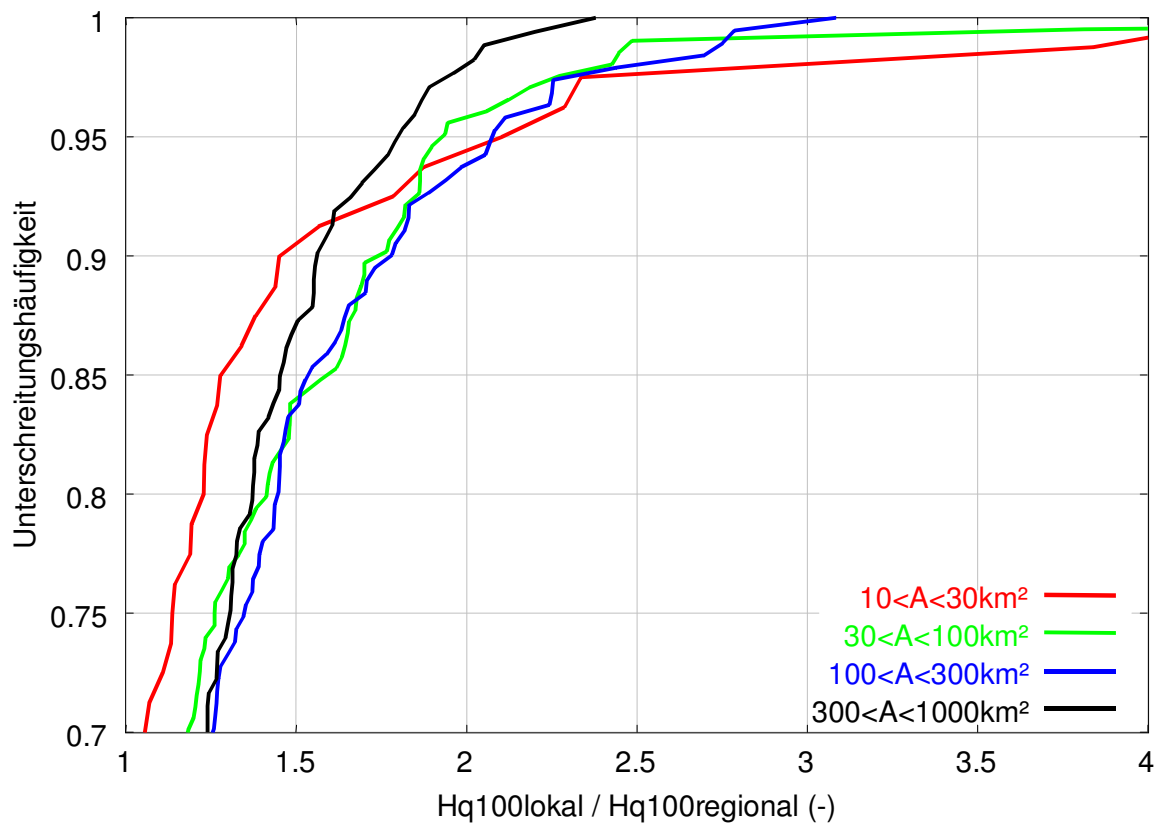


Abbildung IV.2.4: Summenhäufigkeitsverteilung des Verhältnisses der aus lokalen Abflussdaten berechneten 100 jährlichen Hochwasserspenden und der aus der regionalen Übertragung ermittelten 100 jährlichen Hochwasserspenden ausgewertet für vier Gruppen von Einzugsgebietsflächen A . Je größer das Verhältnis ist, desto größer ist der durch die Regionalisierung eingetragene Fehler einer Unterschätzung des lokalen Hochwasserwertes. $\alpha = 0,33$ in Gl. IV.2.1.

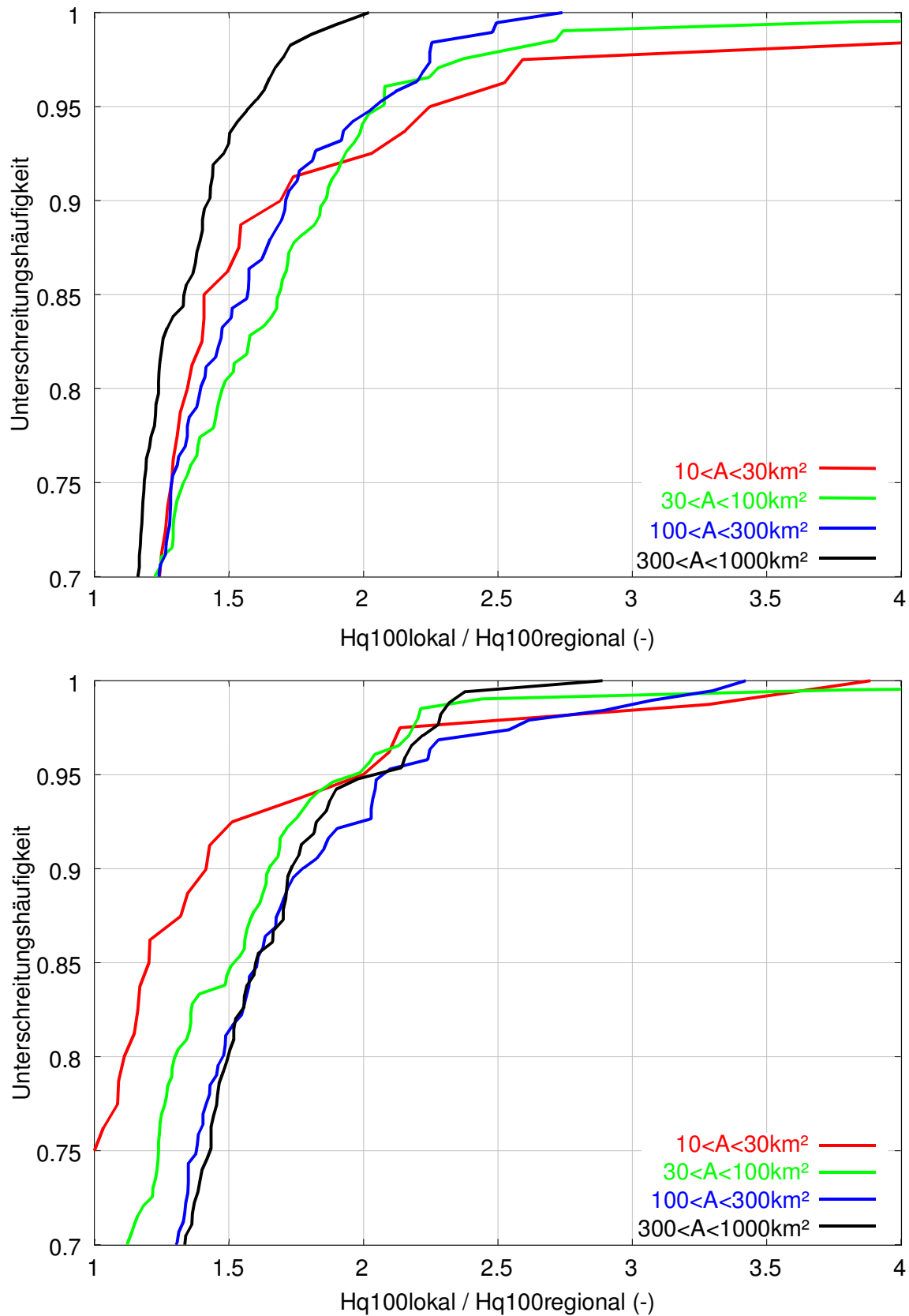


Abbildung IV.2.5: Wie Abb. IV.2.4 jedoch für $\alpha = 0,25$ (oben) und $\alpha = 0,40$ (unten).

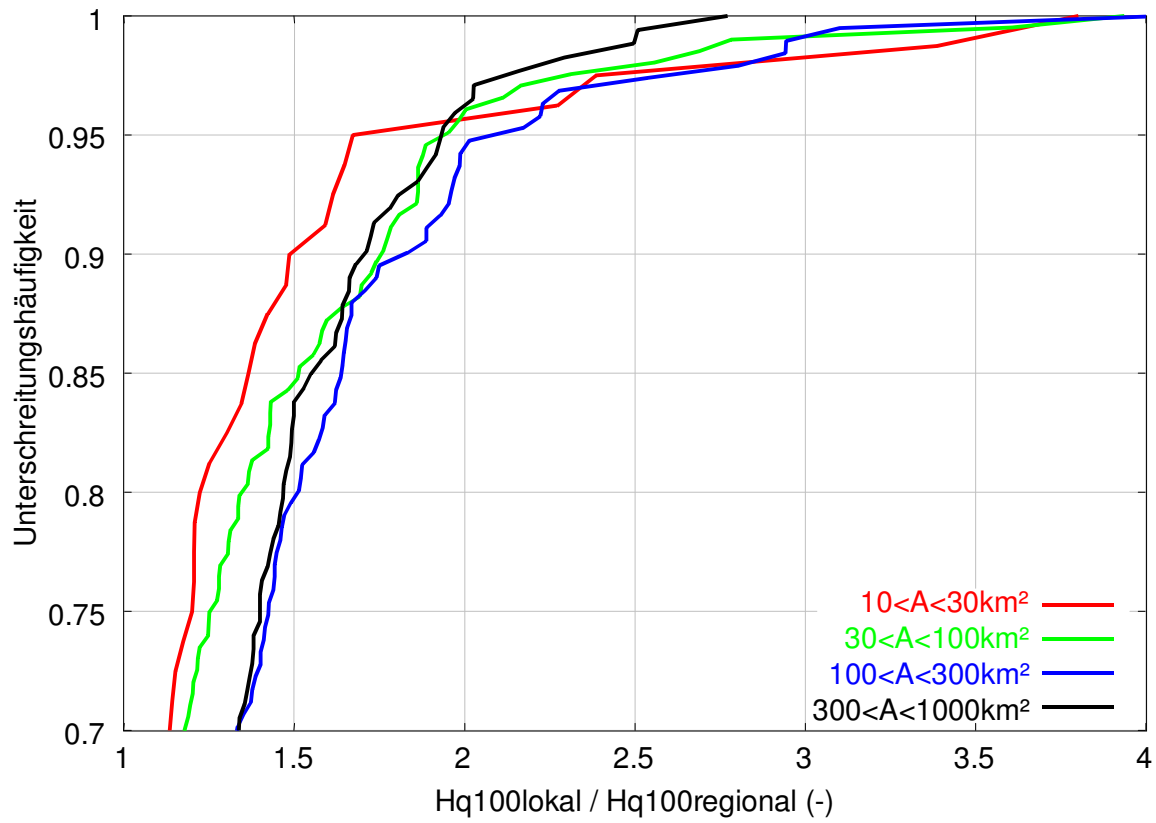


Abbildung IV.2.6: Wie Abb. IV.2.4 jedoch wurden Ausreißer entfernt.

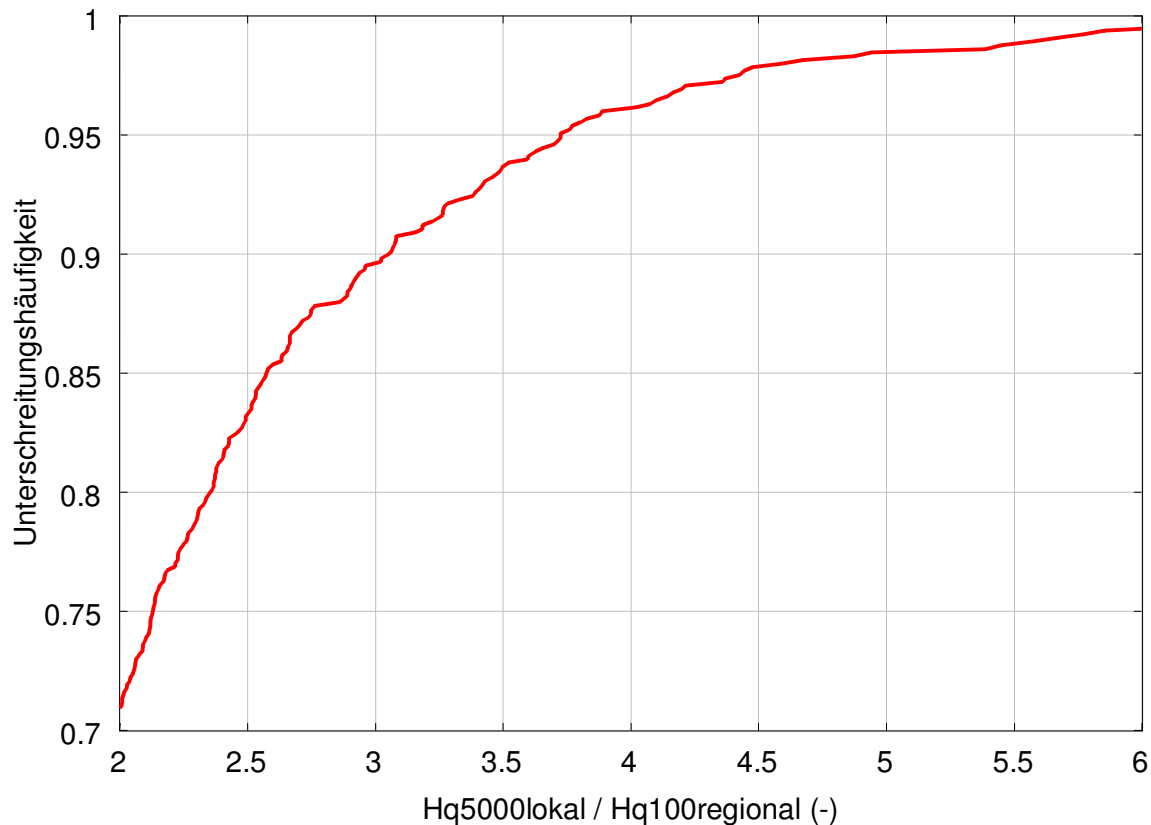


Abbildung IV.2.7: Summenhäufigkeitsverteilung des Verhältnisses zwischen 5000 jährlichen aus lokalen Abflussdaten berechneten Hochwasserspenden und 100 jährlichen aus der regionalen Übertragung ermittelten Hochwasserspenden ($\alpha = 0,33$ in Gl. IV.2.1 und Ausreißer wurden entfernt). Je größer das Verhältnis ist, desto größer sind die durch die Regionalisierung eingetragenen Fehler einer Unterschätzung des lokalen Hochwasserwertes und desto größer ist die relative Vergrößerung des Hochwasserabflusses bei Übergang von einer Jährlichkeit von 100 auf 5000 Jahre.

Diese statistischen Untersuchungen geben Anhaltspunkte über die Größenordnung der Unsicherheiten und damit für die Wahl des c Parameters im Zusammenhang mit der regionalisierten 100 jährlichen Hochwasserspende. Es handelt sich dabei um statistische Auswertungen, die einzelne Faktoren nur summarisch erfassen. Es ist deshalb notwendig, bei der Festlegung des c Parameters zusätzliche Überlegungen einzubeziehen.

Die Regionalisierung ermöglicht eine einheitliche Ermittlung von Abflusswerten österreichweit, wobei das (aktuelle) geprüfte Datenmaterial aus einer Quelle einen Vergleich der Werte zulässt. Unsicherheitsmomente, wie zum Beispiel die Zuverlässigkeit der hydrologischen Daten (Pegelschlüssel, etc.) dürften näherungsweise in der Regionalisierungsunsicherheit enthalten sein. Durch Gruppierung (Kriging-KUD) wurde eine Vergrößerung der Stichprobe erzielt. Gewisse Unsicherheiten verursachen die relativ kurzen Datenreihen. Allerdings sind meist Zeitabschnitte mit großen Hochwässern enthalten (z.B. Donau/Voralpen: 1954-59, Innere Alpen/Tirol 1985-87,

Draugebiet: 1965-66). Auch ist die Anwendung der Regionalisierung auf - für Talsperren hauptsächlich relevanten - hochgelegene kleine Einzugsgebiete mit großen Unsicherheiten behaftet, da kaum Stationen in diesen Gebieten existieren und lokale Eigenschaften nicht immer erfasst werden. Für Gebiete mit niederen Abflussspenden kann bei Übergang auf sehr große Ereignisse (Jährlichkeit von 5000 Jahren) eine besonders starke Verschiebung des Abflussverhaltens erfolgen, da bei häufiger auftretenden Hochwässern der Boden noch nicht gesättigt ist, bei den seltenen Ereignissen aber eine weitergehende Sättigung erfolgt. Ein Beispiel ist das Hochwasser vom August 2002 im Kampgebiet, bei dem die Jährlichkeit des Hochwasserscheitels deutlich größer als die Jährlichkeit des zugehörigen Niederschlags war (Gutknecht et al., 2002). Dies war eine Folge der sprunghaften Zunahme der Feuchteverhältnisse im Gebiet, die sich in viel größeren Abflussbeiwerten und damit Abflussscheiteln im Vergleich zu mittleren Ereignissen ausdrückt. Die beiden Aspekte – größere Unsicherheiten in kleinen, besonders alpinen, Gebieten und das mögliche Hochwasserverhalten in Gebieten mit kleinen Abflussspenden – wurden im abgekürzten Verfahren wie folgt berücksichtigt:

- Zur Berechnung des Testwertes BHQ^* aus den auf 100 km^2 bezogenen 100 jährlichen Abflussspenden in Abbildung IV.2.2 wurde ein Exponent von $\beta = 0,4$ angesetzt. Dieser im Vergleich zu α größere Wert deckt die Unsicherheiten in Gebieten ab, die deutlich kleiner als 100 km^2 sind. Der Exponent von $\beta = 0,4$ stimmt auch mit der Näherungsformel von Wundt (90% Linie) für Bemessungswerte überein.
- Zur Abdeckung des möglichen nichtlinearen Verhaltens von Gebieten mit kleinen Abflussspenden wurde ein Zuschlag von $\gamma = 0,1 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ zu den auf 100 km^2 bezogenen 100 jährlichen Abflussspenden angesetzt. Dieser Wert ist verhältnismäßig klein, sodass er nur in Gebieten mit sehr kleinen Abflussspenden (siehe Abbildung IV.2.2) zum Tragen kommt.

Der Testwert BHQ^* ergibt sich somit zu.

$$BHQ^* = \delta \cdot (Hq_{100}^{(100)} + \gamma) \cdot A^{-\beta} \cdot 100^\beta \cdot A \quad (\text{Gl. IV.2.2})$$

wobei $Hq_{100}^{(100)}$ der aus Abbildung IV.2.2 abgelesene Wert der auf 100 km^2 bezogenen 100 jährlichen Abflussspenden und A die Einzugsgebietsfläche (km^2) sind. Der Proportionalitätsfaktor δ wurde so gewählt, dass das auf Basis der oben angeführten Analysen festgelegte Verhältnis zwischen Testwert BHQ^* und regionalisiertem hundertjährlichen Hochwasser etwa 3,7 entspricht. Dies ist für $\delta = 3,3$ der Fall, wie aus Abbildung IV.2.8 zur erkennen ist. In Abbildung IV.2.8 ist auf der horizontalen Achse der Abflusswert dargestellt, der dem 3,7 fachen der Hochwasserspende $Hq_{100}^{(100)}$ entspricht. Auf der vertikalen Achse ist der Abflusswert entsprechend

Gl. IV.2.2 dargestellt. Für kleinere Durchflüsse, die vor allem aus kleinen Gebieten aber auch aus Gebieten mit geringen Spenden stammen, gibt Gl. IV.2.2 etwas größere Werte und kommt damit auf der sicheren Seite zu liegen. Für Durchflüsse über 1000m³/s gibt Gl. IV.2.2 etwas kleinere Werte. Die Bemessungswerte für Talsperren in Österreich liegen derzeit nicht wesentlich über 1000m³/s deshalb ist auch diese Näherung von Gl. IV.2.2 als zutreffend anzusehen.

Gl. IV.2.2 lässt sich nun umformen in

$$HQ^* = c \cdot A^{1-\beta} \quad (\text{Gl. IV.2.3})$$

$$c = \delta \cdot (Hq_{100}^{(100)} + \gamma) \cdot 100^\beta \quad (\text{Gl. IV.2.4})$$

mit BHQ^* (m³/s), A (km²), $Hq_{100}^{(100)}$ (m³·s⁻¹·km⁻²), $\beta=0,4$, $\delta = 3,3$ und $\gamma=0,1$ m³·s⁻¹·km⁻².

Abbildung III.1.1 wurde mittels Gl. IV.2.4 aus Abbildung IV.2.2 erstellt. Zusätzlich wurde für Abbildung III.1.1 eine kleine Anzahl von Ausreißern nach der Methode von DVWK (1999) ausgeschieden. Die Irrtumswahrscheinlichkeit wurde mit 0,01 angesetzt, aus der sich insgesamt 25 Ausreißer ergaben. Die Ausreißer wurden entfernt, weil die hier verwendete Momentenmethode zur Schätzung der Parameter der Verteilungsfunktion übermäßig große Werte für das 100 jährliche Hochwasser ergibt, wenn sich im Hochwasserkollektiv ein einzelner Werte befindet, der viel größer als die übrigen Werte ist. Die Konturlinien in Abbildung III.1.1 wurden zusätzlich geringfügig generalisiert auf Basis der eingeschätzten Signifikanz der räumlichen Verteilung des c Parameters

Zum Vergleich wurde in Abbildung IV.2.9 der Testwert BHQ^* mit den bei der Planung verwendeten Projektshochwässern großer Talsperren in Österreich verglichen. Das Projektshochwasser PHQ entspricht dabei dem Zufluss aus dem natürlichen Einzugsgebiet ohne Seeretention und ohne Beileitungen. Die Testwerte BHQ^* wurden dabei mittels Gl. IV.2.3 (entspricht Gl. III.1.1) unter Ablesen des c Parameters aus Abbildung III.1.1 für die Flächenschwerpunkte der Einzugsgebiete der Talsperren bestimmt. Abbildung IV.2.9 zeigt, dass etwa die Hälfte der Projektshochwässer durch das abgekürzte Verfahren abgedeckt wird ($PHQ_{\text{Anlage}} \geq BHQ^*$).

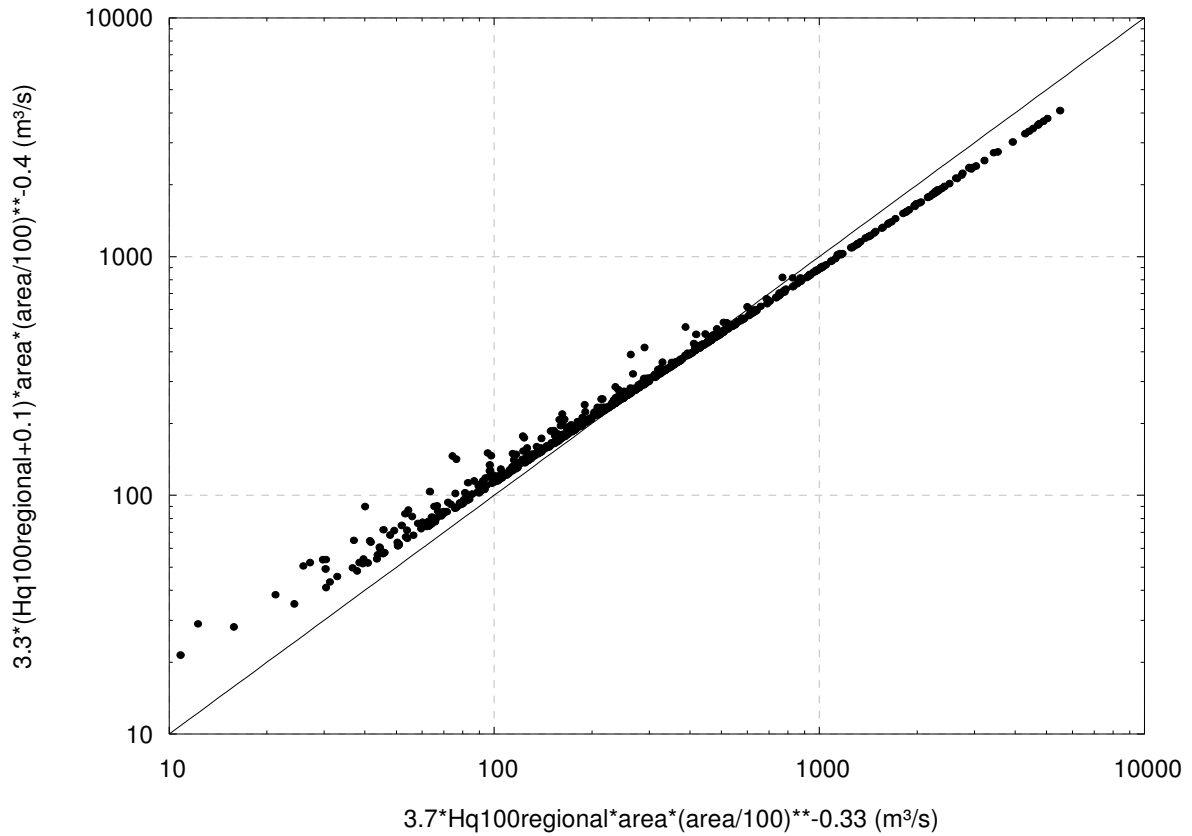


Abbildung IV.2.8: Gegenüberstellung von Durchflüssen: Auf der horizontalen Achse ist der Abflusswert dargestellt, der dem 3,7 fachen der Hochwasserspende $Hq_{100}^{(100)}$ entspricht. Auf der vertikalen Achse ist der Abflusswert entsprechend Gl. IV.2.2 dargestellt.

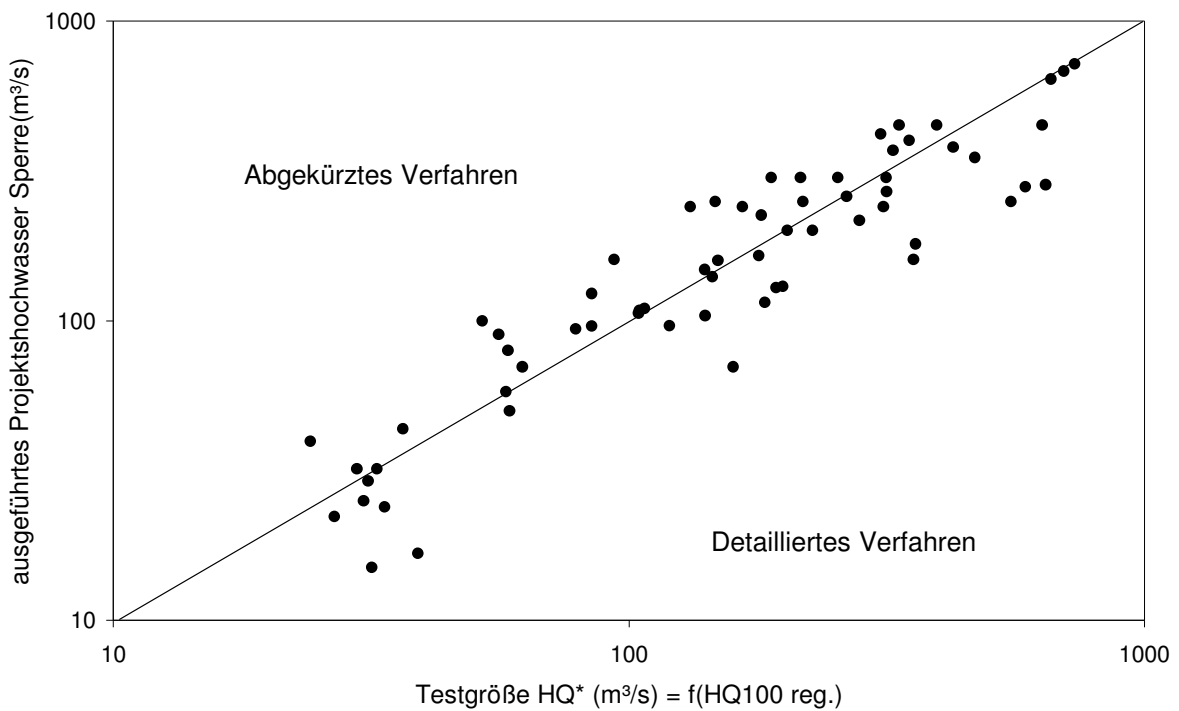


Abbildung IV.2.9: Vergleich des Testwertes BHQ^* mit den ausgeführten Projektshochwässern großer Talsperren in Österreich.

(3) Form der Zuflusswelle

Der im abgekürzten Verfahren verwendete Parameter t_0 (Abbildung III.1.2) zur Ermittlung der Basisdauer der Zuflusswelle nach Gl. III.1.2 wurde aus Pegelbeobachtungen des Abflusses abgeleitet. Verwendet wurden Messwerte der Jahreshöchsthochwässer für 552 Pegelzugsgebiete Österreichs mit einer Fläche zwischen 5 bis 500 km² und einer Beobachtungsdauer von 27 Jahren. Zusätzlich wurden für die gleichen Gebiete und den gleichen Zeitraum Messwerte der mittleren täglichen Abflüsse verwendet (Merz, 2002).

Zur Charakterisierung der zeitlichen Dynamik der Jahreshochwässer wurde aus den Hochwasser- bzw. Abflussdaten das Verhältnis zwischen Scheitelabfluss der Hochwasserwelle und dem mittleren täglichen Abfluss Q_m an dem Tag, an dem der Scheitelabfluss aufgetreten ist, berechnet. Für langsam reagierende Gebiete ist dieses Verhältnis geringfügig größer als 1, während es für schnell reagierende Gebiete wesentlich größer als 1 ist. Aus diesem Verhältnis wurde die Anstiegszeit wie folgt abgeleitet. Es wurde angenommen, dass sich die Hochwasserwelle durch den Ausfluss $Q(t)$ eines Linearspeichers mit einer Zeitkonstante t'_A zufolge eines konstanten Niederschlagsblockes mit der Dauer t'_A beschreiben lässt (Merz, 2002).

$$Q(t) = \mu \cdot (1 - e^{-t/t'_A}) \quad t < t'_A \quad (\text{Gl. IV.2.5})$$

$$Q(t) = Q(t'_A) \cdot e^{-\frac{t-t'_A}{t'_A}} \quad t \geq t'_A$$

wobei μ eine Konstante und $Q(t'_A)$ der Scheitelwert dieser Welle ist. Das dieser Welle entsprechende Verhältnis zwischen Scheitelwert und mittlerem Tagesabfluss Q_m wurde durch Integration von Gl. IV.2.5 bestimmt:

$$\frac{Q(t'_A)}{Q_m} = \frac{(1 - e^{-1}) \cdot H}{t'_A \cdot \left(1 - (1 - e^{-1}) \cdot e^{-\frac{H/2}{t'_A}} \right)} \quad t'_A \leq H/2 \quad (\text{Gl. IV.2.6})$$

$$\frac{Q(t'_A)}{Q_m} = \frac{(1 - e^{-1}) \cdot H}{\frac{H}{2} + t'_A \cdot \left(1 - e^{-\frac{H/2-t'_A}{t'_A}} - (1 - e^{-1}) \cdot e^{-\frac{H/2}{t'_A}} \right)} \quad t'_A > H/2$$

wobei H die Bezugszeit der mittleren Tagesabflüsse, also 24 Stunden, ist. Das Verhältnis in Gl. IV.2.6 wurde nun dem aus den Abflussdaten abgeleiteten Verhältnis gleichgesetzt. Sodann wurde die Anstiegszeit t'_A durch Invertieren von Gl. IV.2.6 iterativ für jedes Jahreshochwasser in allen

Pegeleinzugsgebieten ermittelt. Um einen repräsentativen Wert für jedes Gebiet zu erhalten, wurde das geometrische Mittel der Anstiegszeiten t'_A der n Einzeljahre gebildet.

$$t_A = \sqrt[n]{\prod t'_A} \quad (\text{Gl. IV.2.7})$$

Um die Flächenabhängigkeit der mittleren Anstiegszeit t_A zu berücksichtigen, wurde diese auf die Einzugsgebietsfläche A (km²) folgendermaßen bezogen:

$$t_0 = t_A \cdot A^{-0,35} \quad (\text{Gl. IV.2.8})$$

Der Exponent von $-0,35$ entspricht der typischen Flächenabhängigkeit von dynamischen Kenngrößen von Hochwasserwellen (Melone et al., 2002). t_0 ist die flächenbezogene Anstiegszeit und bildet die Grundlage für die Festlegung der Basisdauer der Abflusswelle im abgekürzten Verfahren (Gl. III.1.2). t_0 ist in der Karte in Abbildung III.1.2 für jedes Pegeleinzugsgebiet dargestellt, wobei bei ineinander liegenden Gebieten die Werte der kleinen Gebiete auf denen der großen Gebiete eingetragen wurden.

Die in Abbildung III.1.2 abzulesende räumliche Verteilung der flächenbezogenen Anstiegszeit t_0 ist durch starke kleinräumige Heterogenität gekennzeichnet. Retention durch Seen zeigt sich etwa im Salzkammergut durch große Anstiegszeiten, ebenso die Retention in durch Grundwasser beeinflussten Vorflutern im südlichen Wiener Becken. Im Südosten Österreichs (Steiermark, südliches Burgenland) treten die kürzesten Anstiegszeiten auf.

IV.2.2 Detaillierte Ermittlung des Bemessungshochwassers

IV.2.2.1 Hochwasserstatistik

(1) Vorgangsweise und Durchführung

Bei der statistischen Auswertung wird die scheinbare Jährlichkeit der beobachteten Durchflüsse nach der üblichen "Plotting Position"

$$T = (N+1) / m \quad (\text{Gl. IV.2.9})$$

bestimmt, wobei T die scheinbare Jährlichkeit, N die Anzahl der Werte und m die Rangordnung (1 für den Größtwert und N für den Kleinstwert) bedeuten. An die beobachteten Hochwasserkollektive werden die Gumbelverteilung und die Allgemeine Extremwertverteilung (AEV) angepasst. Die Schätzung der Parameter erfolgt über die Momentenmethode und bei der Gumbelverteilung auch über die L-Momente. Die Ergebnisse werden in einem Diagramm im doppelt logarithmischen Maßstab dargestellt: Auf der Abszisse wird die berechnete Jährlichkeit aufgetragen, auf der Ordinate die zugehörigen Abflüsse der Plotting Positions. Die Linien der

angepassten Verteilungsfunktionen sind bis in den Extrapolationsbereich ($n=5000$ Jahre) einzuzeichnen (Abbildung IV.2.10).

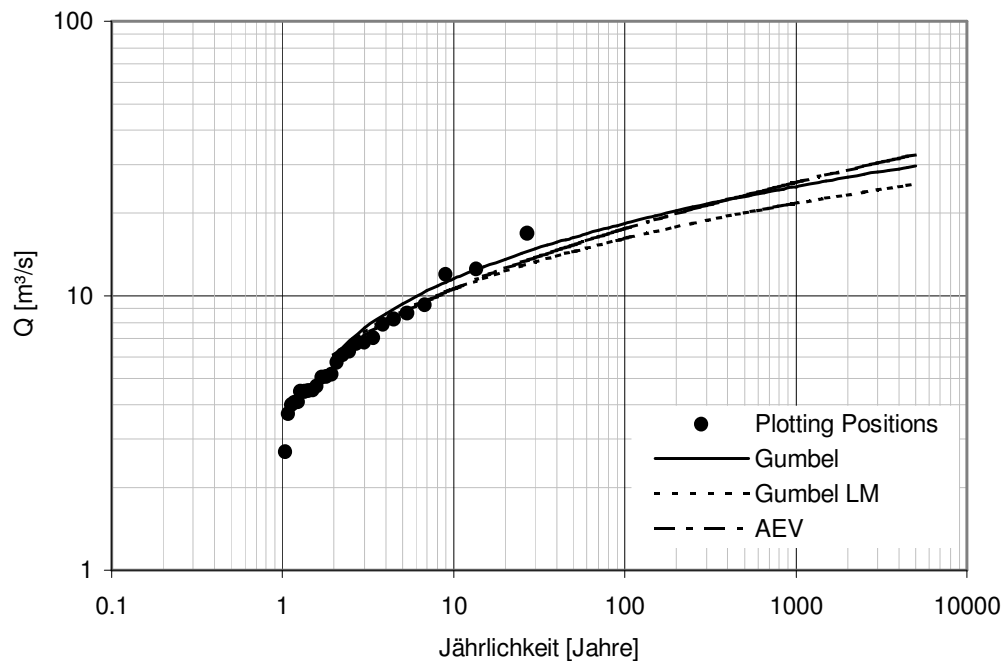


Abbildung IV.2.10: Beispiel für die Darstellung der Ergebnisse der Hochwasserstatistik

(2) Vorhandene Basis

Als Basis der statistischen Berechnung stehen die Hochwasserkollektive aller österreichischen Stationen zur Verfügung. Sie sind den Jahrbüchern des Hydrographischen Zentralbüros zu entnehmen. Zur Berechnung kann jegliche geeignete Software eingesetzt werden. Beispiele sind das Hochwasserstatistikprogramm der TU-Wien *VUT-FLOOD* (Blöschl et al., 2001), das Hochwasserstatistikprogramm des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft Karlsruhe *Extrem* (Ihringer und Kron, 1993) oder ähnliche, spezielle Hochwasser-Statistik-Software, aber auch generelle Statistik-Software-Pakete wie *SPSS*, oder auch die Statistik-Funktionen von *Microsoft Excel*.

Als Vorarbeiten sind Daten zu sammeln und aufzubereiten. Hierfür werden alle Stationen in der Region des Speichers einbezogen. Dazu zählen nicht nur Stationen aus hydrologisch ähnlichen Gebieten oder ähnlicher Einzugsgebietsgröße, sondern auch Stationen mit abweichenden Gebietsmerkmalen (Geologie, Meteorologie/Anströmungsverhältnisse oder Seehöhe), um die unterschiedlichen hydrologischen Eigenschaften deutlich zu machen. Der Vorteil der Einbeziehung einer größeren Zahl von Stationen besteht in der damit verbundenen Aussicht auf den Erhalt der einen oder anderen längeren Beobachtungsreihe und damit der Vergrößerung der Wahrscheinlichkeit, dass große Hochwässer erfasst werden. Die Aufnahme von Hochwasserdaten aus Gebieten mit hydrologisch abweichenden Eigenschaften gibt die Möglichkeit der

„Unterscheidung“. Bei Vergleich charakteristischer Hochwasserkennwerte (etwa MHQ, HQ10, HQ50, HQ100, HQ5000) der verschiedenen Gebiete wird deutlich, ob und wie sich die unterschiedlichen Eigenschaften (Größe der Hochwasser auslösenden Niederschläge; Infiltrationsverhalten und Retentionsverhalten der Gebiete) auf die Größe der Hochwässer auswirken.

Gegebenenfalls können zur Verbesserung der Datenlage historische Ereignisse einbezogen werden (siehe Abschnitt IV.1.2.5). Informationsquellen über historische Ereignisse stellen in erster Linie Archive und Chroniken dar, wie sie in letzter Zeit für verschiedene Flüsse bereits erarbeitet wurden (z.B. Amt der Kärntner Landesregierung, 2004). Hinweise zur Vorgangsweise sind u.a. DVWK (1999), Gees (1997) oder Kleeberg und Schumann (2001) zu entnehmen. Um diese Möglichkeiten nutzen zu können, sind in der Regel Vorarbeiten zur Quantifizierung der Abflüsse der historischen Ereignisse durchzuführen (Naef, 2007; Scherrer, 2007).

(3) Anmerkungen

Aufgrund der Kürze der Beobachtungsdatenreihen im Vergleich zu den großen Jährlichkeiten treten bei der Extrapolation große Unschärfen auf. Auch über die Gültigkeit der Homogenitätsannahme, dass die - verschieden großen - Beobachtungswerte und die gesuchten zu extrapolierenden Werte der Grundgesamtheit entstammen, ist keine genaue Aussage zu treffen. Gemäß dieses Leitfadens fiel die Wahl der Verteilungsfunktionen auf die – in der Hochwasserstatistik üblichen – Gumbelverteilung und Allgemeine Extremwertverteilung. In Österreich haben sich diese Funktionen bewährt (Merz et al., 1999). Weitere Funktionen, wie zum Beispiel die Pearson III (und deren logarithmische Version Log Pearson III), können zum Vergleich herangezogen werden.

IV.2.2.2 Regionalisierungsansatz

(1) Vorgangsweise und Durchführung

Zur Regionalisierung werden die 5000 jährlichen Hochwasserspenden an den ausgewählten Pegeln in der Region (siehe Hochwasserstatistik, Abschnitt IV.2.2.1) gegen die Einzugsgebietsfläche (im doppelt logarithmischen Maßstab) aufgetragen. In ähnlicher Weise können auch Abhängigkeiten der Hochwasserspenden von anderen Kenngrößen graphisch untersucht werden, indem z.B. die Gewässernetzdichte statt der Einzugsgebietsfläche auf der x-Achse aufgetragen wird. Unter Berücksichtigung der Ähnlichkeitsmaße erhält man die 5000 jährliche Spende für die Sperrenstelle aus der Regressionsgeraden oder durch regionale Übertragung von einem ähnlichen Gebiet.

(2) Vorhandene Basis

Die Grundlage dieser Methode bilden österreichweite Untersuchungen zur regionalen Hochwasserstatistik basierend auf der hydrologischen "Ähnlichkeit" der zu vergleichenden Gebiete in Hinblick auf Klimatologie, Meteorologie, Geologie, Orographie, etc.. Zur Beurteilung der klimatologischen und meteorologischen Situation stehen die Karten im Hydrologischen Atlas Österreichs (HAÖ) oder in vergleichbaren thematischen Kartenwerken zur Verfügung. Neben Niederschlagskarten stellen die Auswertungen zur Saisonalität der Hochwässer (Auftreten des Jahreshöchsthochwassers und der drei größten bisher beobachteten Hochwässer) ein wesentliches Hilfsmittel zur Beurteilung der Ähnlichkeit dar. Bezüglich der Abflussreaktion kann auf die Karte der flächenbezogenen Anstiegszeiten t_A (Abb. III.1.2) zurückgegriffen werden. Die daraus abgeleitete Konzentrationszeit t_0 entspricht der Abflussreaktion an der Oberfläche (rasche Abflusskomponente) und ist vergleichbar mit dem r-Wert aus dem Gradex-Verfahren. Zur detaillierten Analyse der Infiltrationseigenschaften (Bodenart, Bewuchs, ...) und der Speicherfähigkeit des Oberbodens (Dicke der Bodenkrume, wirksames Porenvolumen) werden Boden- und Landnutzungskarten herangezogen und gegebenenfalls Begehungen durchgeführt. Unter Zuhilfenahme von geologischen und hydrogeologischen Karten wird die Wasserwegigkeit des Untergrundes (Karst, Klüftigkeit, Quellenhorizonte) beurteilt und danach die Abflussreaktion aus dem Untergrund (langsamere Abflusskomponente) abgeschätzt.

Das Gewässernetz eines Einzugsgebietes, wie es sich heute darstellt, hat sich aus der Summenwirkung aller das Abflussgeschehen beeinflussenden Faktoren ausgebildet. Der Gewässernetzdichte kommt daher besondere Bedeutung zu. Die Gewässernetzdichte (km/km^2) ist definiert als Quotient aus Gewässernetzlänge und der Einzugsgebietsgröße und wird aus den ständig und fallweise wasserführenden Fließwegen bestimmt. Diese können geographischen Karten (z.B. ÖK50) entnommen werden.

(3) Anmerkungen

Bei der regionalen Hochwasserschätzung kann sowohl die Aufstellung als auch die Aussagekraft der regionalen Beziehung Probleme bereiten. Es besteht vor allem in Hinblick auf die "Ähnlichkeits"-Kriterien eine große Unschärfe.

Eine Vergrößerung der regionalen Ausdehnung der Bezugsbasis bewirkt eine Zunahme der Wahrscheinlichkeit des Beobachtens extremer Ereignisse und gegebenenfalls ein Erfassen von Stationen mit längerer Beobachtungsdauer. Allerdings nimmt auch die Wahrscheinlichkeit zu, dass zusätzliche Einflussfaktoren zu wirken beginnen. Dies führt zu einer Zunahme des "Rauschens" in den Beziehungen.

IV.2.2.3 NA-Modellierung - Kombiniert probabilistisch-deterministischer Ansatz

(1) Vorgangsweise und Durchführung

Die Abflussberechnung erfolgt auf Basis einer Niederschlag-Abfluss-Modellierung mit probabilistischem Eingang (Niederschlag). Die Wahl des Niederschlag-Abfluss-Modells steht grundsätzlich frei. Empfohlen wird die Anwendung eher einfacher Modelle auf Ereignisbasis mit wenigen Modellparametern, um die Variationsmöglichkeiten bei der Extrapolation in den Bereich extremer und extrem seltener Ereignisse in einem überschaubaren Rahmen zu halten.

(a) Bemessungsniederschlag

Die Wahl des Bemessungsniederschlages bildet den kritischen Punkt bei diesem Berechnungsansatz. Die Größe dieses Wertes entscheidet über die Größe des Bemessungs- bzw. Sicherheitshochwassers. Die Festlegung des Bemessungsniederschlages hat daher mit großer Sorgfalt zu erfolgen. Folgende Vorgangsweise wird empfohlen:

- (i) Definition der maßgebenden meteorologischen Situation für das Auftreten von extremen Niederschlägen im Gebiet. Mit dieser Definition ist im Allgemeinen auch eine Aussage über die maßgebende Regendauer (kurz bei lokalen Starkregen bzw. lang bei zyklonal- bzw. frontengebundenen Niederschlägen) und die dabei möglicherweise zu erwartenden größten Intensitäten zu verbinden. Anhaltspunkte dafür können aus der Analyse aufgetretener Starkniederschläge nach wesentlichen Merkmalen wie Wetterlage, Strömungsrichtung, Windrichtung, Niederschlagsdauer, Niederschlagsintensität, Temperaturverlauf, etc. gewonnen werden. Gegebenenfalls ist die Expertise eines Meteorologen einzuholen.
- (ii) Analyse der bisher größten hochwasserauslösenden Niederschlagsereignisse im Einzugsgebiet bzw. in der Region in Hinblick auf die Merkmale: Zeitpunkt des Auftretens (Jahreszeit), Dauer, Höhe, Intensität, räumliche Ausbreitung, zeitlicher Verlauf der Niederschläge.
- (iii) Statistische Analyse der beobachteten Niederschläge im Gebiet bzw. in der Umgebung
 - (iii.1) Anpassung von Verteilungsfunktionen an die Extremwertstichproben (jährliche bzw. partielle Serien) von zeitlich hochaufgelösten Daten (zum Beispiel nach ÖKOSTRA - Österreichweite koordinierte Starkniederschlagsregionalisierung und –Auswertung (Hammer, 1993; DVWK-Regel 124, 1985).

Anmerkung: Beim Hydrographischen Dienst werden laufend routinemäßig zeitlich hochaufgelöste Niederschlagsdaten nach den Methoden ÖKOSTRA bzw. DVWK-Regel 124 ausgewertet. Entsprechende Auswertergebnisse werden daher in Zukunft verstärkt zur Verfügung stehen.

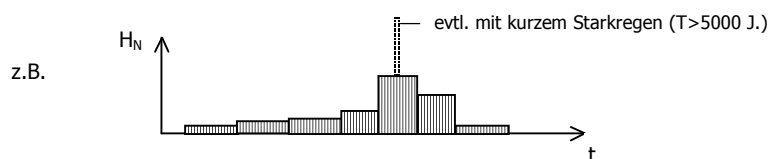
- (iii.2) Auswertung der maximalen Tagesniederschläge von Stationen im Gebiet bzw. in der Nachbarschaft. Aufzeichnungen von Tagesniederschlägen reichen in Österreich vielfach viele Jahrzehnte zurück. Es existieren an vielen Orten lange Zeitreihen, die eine relativ zuverlässige Aussage über 100-jährliche Tagesniederschläge erlauben und auch eine gute Basis für Extrapolationen darstellen.
- (iii.3) Zu Vergleichszwecken können auch die seit 1948 in den Hydrographischen Jahrbüchern veröffentlichten Angaben über beobachtete Starkniederschläge herangezogen werden. Die Zeitstufen reichen dabei von sehr kurzen Niederschlägen bis zu 1-Tages- und 2-Tages-Niederschlägen. Diese Daten eignen sich zwar nicht für eine statistische Auswertung aufgrund ihrer nicht systematischen und uneinheitlichen Erhebung, sie liefern aber immerhin Hinweise, welche Starkniederschläge in der Region bereits beobachtet wurden. Mit der verstärkten Auswertung verfügbarer alter und aktueller Niederschlagsreihen nach einer einheitlich objektiven Verfahrensweise beim Hydrographischen Dienst ist eine schrittweise Verbesserung der Datengüte bei gleichzeitig räumlicher Verdichtung des Datenumfanges zu erwarten.
- (iv) Abschätzung extremer Niederschläge aus Rechnungen mit physikalischen Modellen: Lorenz und Skoda (2000 und 2002) haben für konvektive Starkniederschläge (Niederschlagsdauer ≤ 12 Stunden) Karten und Tabellen für ganz Österreich veröffentlicht. Diese Ergebnisse beruhen auf Modellrechnungen eines meteorologischen Vorhersagemodells für konvektive Niederschläge, das mit maximierten, aber für Mitteleuropa plausiblen Anfangs- und Randbedingungen (z.B. labile Luftschichtung, hohe Einstrahlungswerte, hohe Temperaturen und Wasserdampfgehalte, geeignete zeitliche Tendenzen dieser Größen, u.s.w.) Modellniederschläge berechnet und das mit den Ergebnissen von extremwertstatistisch ausgewerteten Messstellendaten kalibriert wurde. In der Regel liegen die ermittelten Intensitäten der Lorenz-Skoda-Auswertungen weit über jenen, die aus extremwertstatistischen Analysen berechnet werden und sind dem oberen Drittel des Schwankungsbereiches möglicher Starkniederschlagsauswertungen zuzurechnen.
- Unsicherheiten bei den Ergebnissen des physikalischen Modells liegen in folgenden Punkten: Maximierung der Anfangs- und Randbedingungen; (keine) räumliche Differenzierung der maximierten Größen; Zuordnung der Modellergebnisse zu den Jährlichkeiten an den Kalibrierungsmessstellen (Weilguni, 2007).

Als Ausgangsbasis für die Abschätzung des Bemessungsniederschlags können die gewichteten Niederschläge (N_{bemess}) nach Weilguni (2009) dienen (siehe auch <http://gis.lebensministerium.at/ehyd/>).

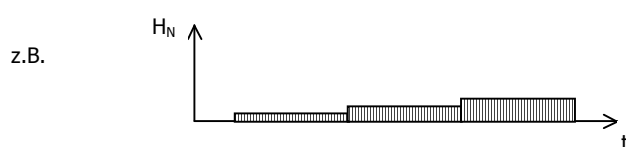
Die endgültige Wahl des Bemessungsniederschlags wird je nach Datensituation und je nach Einschätzung der Problemlage im zu betrachtenden Gebiet aus einer geeigneten Gewichtung der Aussagekraft der nach den verschiedenen Methoden hergeleiteten Niederschlagswerte getroffen (Extremwertstatistik \leftrightarrow physikalisches Modell). Da in der Regel Eindeutigkeit unter den erhaltenen Werten nicht zu erwarten ist, kann die Bandbreite der erhaltenen Angaben auch zur Ermittlung eines Unschärfebereiches verwendet werden, der für Sensitivitätsuntersuchungen herangezogen werden kann.

Bei der Wahl der zeitlichen Verteilung der Bemessungsniederschläge kann von folgenden Gesichtspunkten ausgegangen werden:

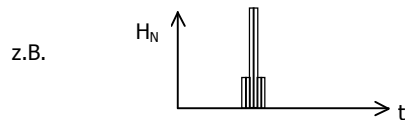
- Falls „außerordentliche“ (seltene) Niederschlagsereignisse in der Umgebung der Sperre beobachtet wurden, können diese affin verzerrt werden. Die zeitliche und räumliche Struktur der Ereignisse bleibt erhalten. Der Vorteil der Wahl einer beobachteten (plausiblen) Verteilung liegt darin, dass die meteorologischen Verhältnisse in der Region implizit enthalten sind.
- Für die Abschätzung einer oberen Grenze des Extremabflusses wird in ein affin verzerrtes beobachtetes Niederschlagsereignis ein kurzer Starkniederschlag (z.B. 40-50mm/h) eingebettet, wahlweise mit Annahme eines zusätzlichen Vorregens. Die Jährlichkeit der Kombination ist allerdings größer als 5000. Die Ergebnisse bewegen sich daher in Richtung Sicherheitshochwasser (siehe Abschnitt IV.3 „Festlegung des Sicherheitshochwasserwertes“).



- Sind keine großen Niederschlagsereignisse unter den Daten, werden künstliche (synthetische) Ganglinien „generiert“, etwa auf Basis der in der Ingenieurpraxis häufig verwendeten „Modellregen“. Übliche Ansätze sind: Blockregen; anfangs- bzw. endbetonter Regen; Modellregen nach DVWK (z.B. Taschenbuch der Wasserwirtschaft (2001; S.356, Bild 7.23)).



- Bei kurzen Konzentrationszeiten bzw. Verzögerungszeiten, vor allem in kleinen Gebieten, kann ein kurzer Starkniederschlag als Einzelereignis für die Hochwasserentstehung maßgebend sein. Aber auch in anderen Fällen kann im Rahmen der Sensitivitätsstudien der Einfluss von kurzen Starkregen untersucht werden.



- In großen Gebieten mit langen Verzögerungszeiten sind längere Regenblöcke für den Bemessungsniederschlag anzusetzen. Als Abschätzung - vor allem der unteren Grenze - des Bemessungshochwassers kann ein Blockregen bzw. eine Gleichverteilung ($T=5000$ Jahre) herangezogen werden.
- Im Falle von Hochwasserrückhaltebecken ist auch das Auftreten von Doppelereignissen zu untersuchen, wenn dies aus hydrometeorologischer Sicht zu erwarten ist. Dies gilt insbesondere wenn dabei die Nachweise auf Basis eines leeren Beckens geführt werden.

Grundsätzlich gilt, dass sowohl die extremwertstatistischen Messstellenauswertungen als auch die Lorenz-Skoda-Auswertungen als Punktniederschläge zu betrachten sind, die, um eine repräsentativen Gebietsniederschlagswert zu erhalten, abgemindert werden müssen.

Anmerkung: Durch die Probleme bei der Erfassung von Starkniederschlägen für die extremwertstatistischen Auswertung (Messungen unterschätzen die Wirklichkeit) müssen diese Auswertungen weniger stark abgemindert werden als die Lorenz-Skoda-Auswertungen.

Flächenabminderungsfaktoren können bei großer Messstellendichte durch eine räumliche Auswertung in Form einer Isohyeten-Darstellung beobachteter Niederschlagsereignisse gewonnen werden. Das daraus ermittelte Verhältnis zwischen Gebiets- und Punktniederschlag wird gegen die Fläche aufgetragen. Dabei ist auf die Abhängigkeit der Abminderung von der Dauer und der Intensität des Niederschlages zu achten. Zum Vergleich werden die Kurven nach Hershfield (1968) eingetragen.

Sind Abminderungen aus Beobachtungen von extremen Niederschlagsereignissen aufgrund zu geringer Messstellendichten, vor allem bei kurzen Dauerstufen, nicht möglich, muss auf Abminderungsfunktionen in der Literatur zurückgegriffen werden. Anhaltspunkte gibt z.B. Gutknecht (1982) und die Darstellung Abbildung IV.2.11 (Watzinger, 1997).

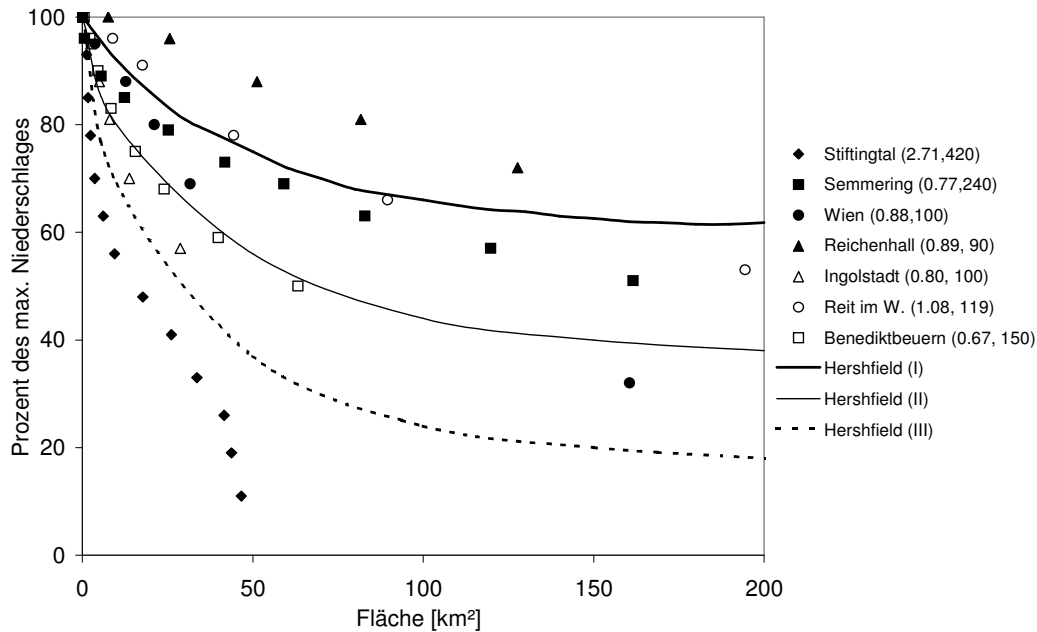


Abbildung: IV.2.11: Abminderungsfaktoren extremer Ereignisse in Österreich und Südbayern über 60min Dauer, Intensitäten (mm/min) und Dauer (min) in Klammern (aus Watzinger, 1997). Kurven von Hershfield (1968) zum Vergleich.

Unter Formelansätzen wird vom Hydrografischen Dienst als sanfter Abminderungsansatz (Lorenz-Skoda, 2000) die Formel

$$h(\text{Gebiet}) = h(\text{Messstelle}) \cdot \text{EXP}(-k \cdot A^n) \quad \text{Gl. IV.2.10}$$

mit

$$k = 0,19 \cdot D^{-0,56} \quad \text{und} \quad n = 0,5 \quad \text{Gl. IV.2.11}$$

ausgewiesen.

Eine stärkere Abminderung wird durch eine Funktion erreicht, die die Kurven HI bis HIII von Hershfield – abhängig von der Intensität I – annähert (z.B. Lorenz und Skoda et al. 2003, siehe auch Abb. IV.2.11).

(b) Konzeption des NA-Modells

Die Modellierung der Abflussbildung erfolgt über Ereignisansätze. Das Ergebnis ist über Abflussbeiwerte (oder Äquivalente) auszuweisen. Sie stellen aussagekräftige Indikatoren für die Beurteilung der Ergebnisse der Abflussberechnung dar. Für Gebiete mit Abflussbeobachtungen werden die Abflussbeiwerte aus der Analyse von aufgezeichneten Hochwasserwellen (nach Abtrennung des Basisabflusses) als Verhältnis von Ereignisabflusshöhe zu Ereignisniederschlag ermittelt. Die berechneten Abflussbeiwerte sind in ein Diagramm gegen die

Ereignisniederschlagshöhe einzutragen. Dabei ist auf die Tatsache Bedacht zu nehmen, dass der Abflussbeiwert mit zunehmender Ereignisgröße nichtlinear zunimmt; das heißt, zunehmend mehr Flächen werden an das Gerinnenetz angeschlossen und tragen zum Abfluss bei. Für den Bemessungsfall ist daher der Abflussbeiwert im Diagramm auf extreme Niederschlagshöhen zu extrapolieren. Die Extrapolation kann durch Einpassung von SCS-Kurven (US Soil Conservation Service, 1957) an die Werte der beobachteten Ereignisse geschehen.

Bei unbeobachteten Gebieten muss auf synthetische Verfahren ausgewichen werden, mit folgenden Möglichkeiten:

- (i) Übertragung von Modellkenngößen (Abflussbeiwert) aus hydrologisch ähnlichen Nachbargebieten,
- (ii) Verwendung von Standardmethoden (z.B. SCS, Lutz, etc.).

Es wird empfohlen, vorrangig (i) vorzunehmen. Bei der Anwendung von (ii) ist zu erwarten, dass die verschiedenen Methoden zu unterschiedlichen Ergebnissen führen. Es wird empfohlen, den Bemessungswert als Durchschnittswert der einzelnen Ergebnisse anzusetzen.

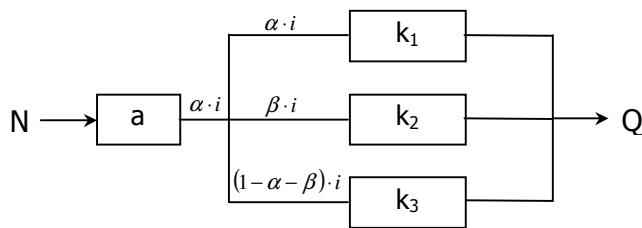
Zur Beschreibung der Abflusskonzentration kann nach einem der üblichen Ansätze durchgeführt werden (Laufzeit- und Einzelspeicher-Ansätze; Speicherkaskaden-, Doppelkaskaden-Ansätze; Einheitsganglinien). Es kann ein konzeptioneller (Einzelspeicher, Speicherkaskaden, Mehrfachspeicher) oder ein parameterfreier Ansatz (Parameter: max. Abflusshöhe h_{max} , max. Anstiegszeit t_{max} und Dauer des Basisabflusses t_{Basis}) gewählt werden.

Die benötigten Modelle sollten wenn möglich aus Daten hergeleitet werden. Bei schlechter Datenlage ist die Abschätzung der Modellparameter schwierig. Es müssen vergleichbare (hydrologisch ähnliche) Gebiete gefunden werden, in denen Hochwasserdaten zur Verfügung stehen.

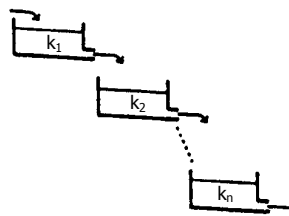
Die Speicherkoeffizienten können aus den Auslauflinien bzw. Eichung beobachteter Hochwasserganglinien aus dem betrachteten Gebiet oder aus Nachbargebieten abgeschätzt werden. Es ist allerdings zu beachten, dass bei Extremereignissen andere Bedingungen herrschen als bei den (i.a. kleineren) beobachteten Ereignissen (nichtlineares Verhalten). Berücksichtigt kann dies durch die Wahl entsprechender Modellkonzeptionen werden. Beispiele dafür sind:

- Aufteilung des Effektivniederschlags $i=a.N$ auf mehrere parallele Linearspeicher mittels Gewichte. Die Gewichte stellen die Eichparameter dar.

Prinzip:



- Mehrere parallel geschaltete lineare Speicherkaskaden mit den charakteristischen Parametern n (Speicheranzahl), k (Speicherkoeffizient) sowie $T=n \cdot k$ (Verzögerungszeit). n und k sind die Eichparameter. Für natürliche Gebiete ist $n=2$ zu wählen. Die Berechnungen können (zum Beispiel) mit dem Software Paket des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft Karlsruhe (Ihringer und Kron, 1993) durchgeführt werden.

Lineare Speicherkaskade
(Prinzip): n ... Anzahl der Speicher $k_{1, \dots, n}$... SpeicherkoeffizientKenngleichung: $S_i = k_i \cdot Q_A$ mit Q_A ... Speicherausfluß

Unter dem Aspekt der Veränderung der Abflussreaktionen bei Auftreten von extremen Abflussvorgängen kommt der räumlichen Gliederung des Einzugsgebietes große Bedeutung zu. Sie sollte bevorzugt unter Bezug auf die Abflussreaktionen nach den Beitragsflächen zu den verschiedenen abflussintensiven Gebietsteilen vorgenommen werden. Ansätze dafür zeigt etwa das folgende Beispiel. Weitere ausführliche Darstellungen entsprechender Konzeptionen sind u.a. im Hydrologischen Atlas der Schweiz (HADES) enthalten. Eine Vorgangsweise bei Verwendung flächendetaillierter Modelle gibt Reszler et al. (2006).

Abbildung IV.2.12 zeigt ein Beispiel für eine mögliche Aufteilung eines (alpinen) Einzugsgebietes mit verschiedenen geomorphologischen Einheiten (z.B. Schutthalden, Gletscher, Hochmoore usw.). In Tabelle IV.2.1 ist die Reaktion des Abflusses aus den einzelnen Flächen sowie Hinweise zur Wahl der Laufzeiten (Verzögerungszeiten) bzw. Speicherkoeffizienten aufgelistet.

In Abbildung IV.2.13 ist die Vorgangsweise bei Gebieten ohne Abflussbeobachtungen zusammengefasst. Es wird angenommen, dass Niederschlagsdaten in der Region vorhanden sind.

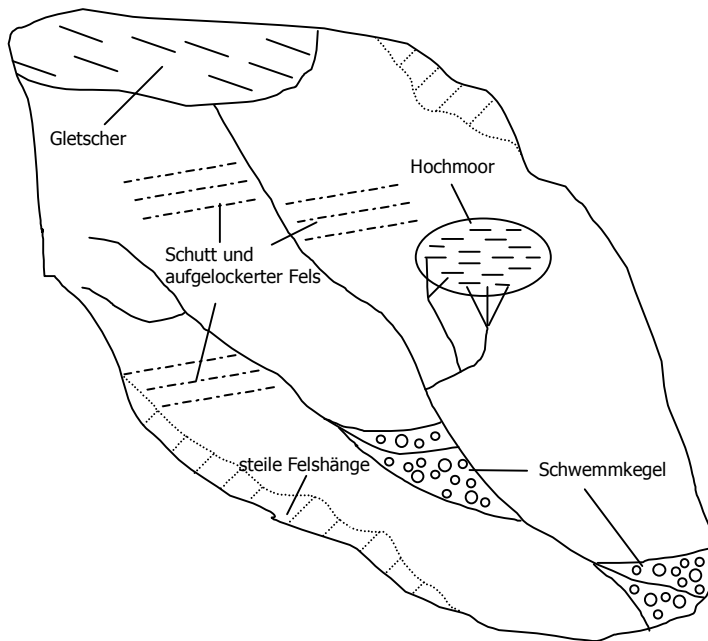


Abbildung IV.2.12: Beispiel für eine Flächendifferenzierung eines (alpinen) Einzugsgebietes

Tabelle IV.2.1: Abflussreaktion der einzelnen Teilflächen bei kleineren und extremen Ereignissen sowie Hinweise für die Wahl des Speicherkoeffizienten.

Teilflächen	Abflussreaktion bei kurzzeitigen, wenig ergiebigen Niederschlägen	Abflussreaktion bei extremen Niederschlagsereignissen
Gletscher	Rückhalt bei Schneebedeckung; aper: (extrem) rasche Reaktion	
steile Felshänge	Abfluss an Felsoberfläche oder oberflächennahem Kluftsysteem	rascher, oberflächennaher oder Oberflächenabfluss
Hochmoor	ständig geringer Abfluss, nach Beginn der Niederschläge rasch verstärkter Oberflächenabfluss	rascher, starker Oberflächenabfluss
Schuttflächen	Versickerung in Schutt, kaum Oberflächenabfluss	Versickerung in Schutt, Oberflächenabfluss verzögert: Speicherkoeffizient k sehr groß (z.B. $10 \cdot t_c$) oder zus. Laufzeit (Totzeit)
Schuttflächen und aufgelockertes Fels	Versickerung in Schutt und aufgelockertem Fels, tiefgründiger Abfluss	Versickerung in Schutt, kein Oberflächenabfluss: sehr große Speicherkoeffizienten
Schwemmkegel	Versickerung im Schwemmkegel (Grundwasseranreicherung)	Abfluss über Schwemmkegel (mit teilweiser Grundwasseranreicherung)

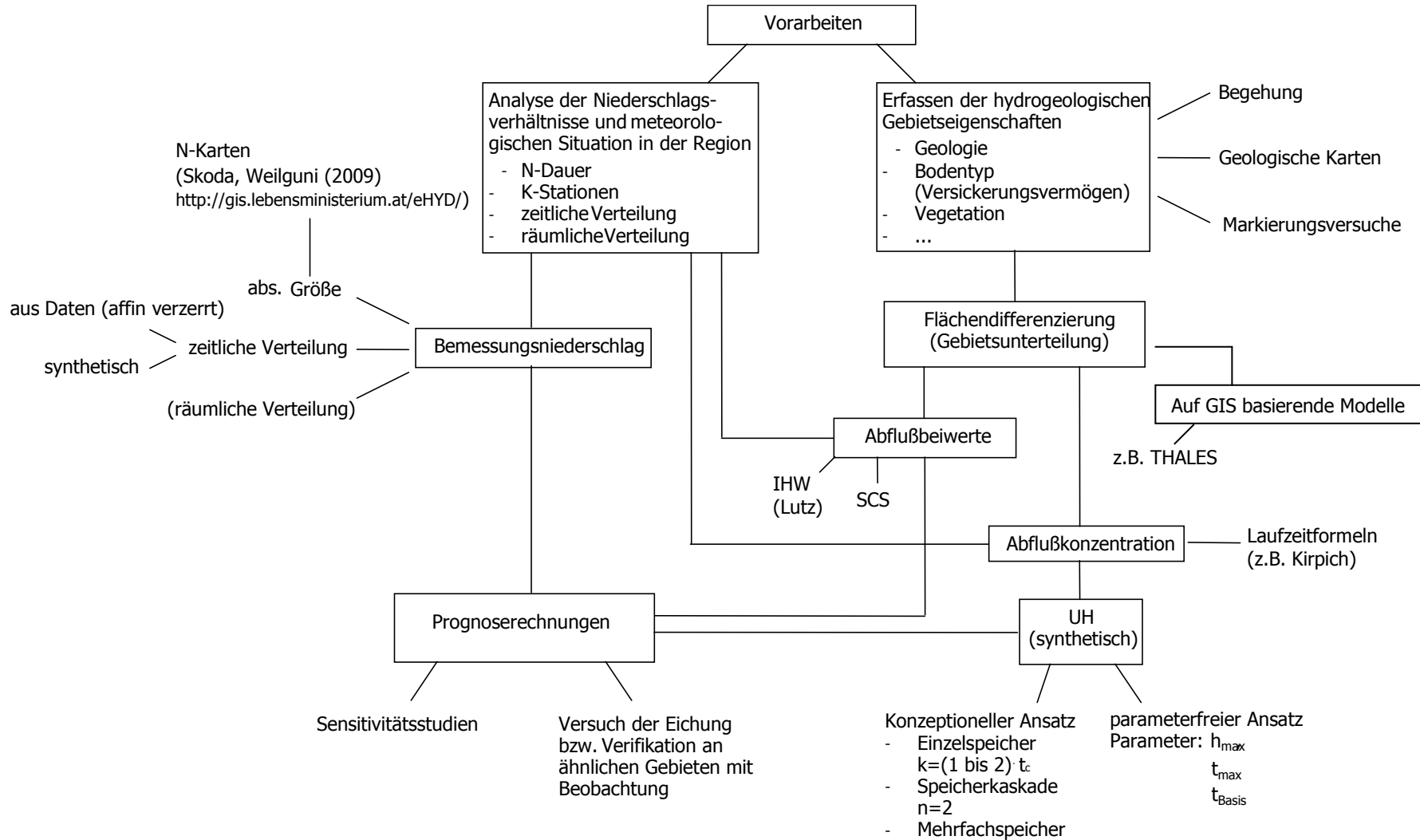


Abbildung IV.2.13: Bemessungshochwasser aus NA-Modellen für Gebiete ohne Durchflussbeobachtungen (Niederschlagsdaten im Untersuchungsgebiet vorhanden).

(c) Sensitivitätsstudien

In den Sensitivitätsstudien erfolgt eine plausible Variation des Bemessungsniederschlages (absolute Größe und zeitliche Verteilung) und der Modellparameter, wie Abflussbeiwert, Speicherkoeffizient, etc.. Bezüglich des Bemessungsniederschlages können Kombinationen von verschiedenen Stationsniederschlägen sowie synthetische Regenganglinien, wie etwa in Pkt.(a) beschrieben, herangezogen werden. Der Abflussbeiwert - wird er nach dem SCS-Verfahren bestimmt - kann beispielsweise auf die Bodenfeuchteklassen II oder III bezogen werden, um den Einfluss der Vorbefeuchtung deutlich zu machen.

(2) Datenbasis (verwendete Daten)

Die verwendeten Daten sind den Berechnungen beizulegen. Die Auswertung der Niederschläge, kombiniert mit der Beschreibung der meteorologischen Situation (einschließlich Angabe von Temperaturmesswerten, Saisonalität, Anströmbedingungen etc.), sind ausreichend zu dokumentieren. Niederschlagsdaten (Tagesniederschläge) und Abflussdaten können vom Hydrographischen Zentralbüro und von der Zentralanstalt für Geophysik und Geodynamik angefordert werden. Schreibstreifen der Wasserstände (Limnigramme) und Pegelschlüssel werden vom Hydrographischen Dienst zur Verfügung gestellt.

Um das hydrologische Verhalten des Einzugsgebietes näher zu erfassen, sind Begehungen durchzuführen (z.B. nach Markart et al., 2004). Die Ergebnisse der Begehungen (Beobachtungen von Oberflächenfließen, Runsen, tiefen Einschnitten, Quellen, etc.) sind zu protokollieren und durch Fotos (und gegebenenfalls durch Skizzen) zu dokumentieren. Geologische Karten und bereits vorhandene hydrogeologische Untersuchungen im betrachteten Gebiet sind der Auswertung ebenfalls zu Grunde zu legen.

(3) Anmerkungen

Ein NA-Modell ermöglicht Sensitivitätsstudien über die Rolle der verschiedenen Einflussfaktoren und Parameter. Allerdings besteht eine gewisse Ungewissheit bei der Beurteilung dieser Ergebnisse (z.B. Jährlichkeiten).

IV.2.2.4 GRADEX – Verfahren

Das Gradex-Verfahren ist ein einfaches und robustes Verfahren zur Berechnung von Hochwasserabflüssen in Einzugsgebieten mit einer Fläche von einigen Dutzend bis zu 5000 km² und einer Reaktionszeit von 1 Stunde bis zu 4 Tagen (Duband et al., 1994; Merz et al., 1999). Die Grundidee des Verfahrens besteht in der Kombination einer Niederschlagstatistik mit einem deterministischen Niederschlag-Abflussmodell und einer Hochwasserstatistik. Beim Niederschlag-

Abflussmodell wird angenommen, dass in jedem Einzugsgebiet eine durchschnittliche maximale Speicherkapazität bei einer Jährlichkeit Tg erreicht wird. Die Speicherkapazität ist die Differenz zwischen dem Gebietsniederschlag und dem zum Hochwasser beitragenden Direktabflussvolumen und kann somit als eine Art Verlust angesehen werden. Wird bei einem extremen Niederschlagsereignis die maximale Speicherkapazität erreicht (d.h. das Gebiet kann als vollständig gesättigt angesehen werden), so trägt jeder zusätzliche Niederschlag gänzlich zu einem zusätzlichen Abflussvolumen bei, also

$$Qm_T - Qm_{Tg} = (N_T^{Geb} - N_{Tg}^{Geb}) \cdot A \quad (IV.2.12)$$

Dabei ist Qm_T der mittlere Abfluss während eines Zeitintervalls H (d.h. das Abflussvolumen geteilt durch das Zeitintervall H dem eine Jährlichkeit T größer als Tg zugeordnet ist, und Qm_{Tg} ist der entsprechende Wert bei einer Jährlichkeit Tg (also bei Erreichen der Sättigung). N_T^{Geb} bzw. N_{Tg}^{Geb} ist der Gebietsniederschlag während eines Zeitintervalls H , der einer Jährlichkeit T bzw. Tg zugeordnet ist. A ist die Einzugsgebietsfläche. Das Abflussvolumen wird im Gradex-Verfahren nun durch eine einfache Beziehung in einen Abflussscheitel Qs umgerechnet:

$$\begin{aligned} Qs_T &= r \cdot Qm_T && \text{bzw.} \\ Qs_{Tg} &= r \cdot Qm_{Tg} && (IV.2.13) \end{aligned}$$

Bei gegebener Wahrscheinlichkeitsverteilung des Gebietsniederschlags, bei gegebenem Abflussscheitel Qs_{Tg} entsprechend einer Jährlichkeit Tg , sowie bei bekanntem r -Parameter lässt sich nun aus Gleichungen (IV.2.12) und (IV.2.13) der Abfluss für jede Jährlichkeit $T > Tg$ berechnen. Dieser Ansatz ist zwar ein sehr einfaches Niederschlag-Abflussmodell, doch besitzt er den formalen Vorteil, dass der Ereignisabflussbeiwert nicht bekannt sein muss, da das Niederschlag-Abflussmodell nur auf den zusätzlichen Niederschlag nach Erreichen der Sättigung angewendet wird.

Für Jährlichkeiten kleiner oder gleich Tg wird der Abfluss mit Hilfe einer traditionellen Hochwasserstatistik aus dem beobachteten Kollektiv der Jahreshöchsthochwässer berechnet. Dabei wird angenommen, dass die Abflüsse einer Gumbelverteilung folgen. Diese Hochwasserstatistik ergibt auch den Wert für Qs_{Tg} .

Bei der Niederschlagstatistik wird ebenfalls angenommen, dass sich die Werte durch eine Gumbelverteilung beschreiben lassen. Dabei wird der Gebietsniederschlag N^{Geb} aus dem Stationsniederschlag N durch Anwendung eines Flächenabminderungsfaktors ARF berechnet.

$$N^{Geb} = N \cdot ARF \quad (\text{Gl. IV.2.14})$$

Die oben skizzierten Annahmen erlauben eine anschauliche graphische Interpretation (Abbildung IV.2.14). Da der Niederschlag als gumbelverteilt angesehen wird, ist der gemäß Gleichungen (IV.2.12), (IV.2.13) und (IV.2.14) transformierte Niederschlag auch gumbelverteilt und ergibt auf einem Gumbelpapier eine Gerade. Ebenso ist die Hochwasserwahrscheinlichkeitskurve für Jährlichkeiten kleiner T_g auf einem Gumbelpapier wegen der gewählten Verteilung eine Gerade. Bei Erreichen der Sättigung (bei einer Jährlichkeit $T_g = 10$ Jahre in Abb. IV.2.14) besitzt die Hochwasserwahrscheinlichkeitskurve einen Knick, da für größere Jährlichkeiten der Niederschlag einbezogen wird. Die linearen Gleichungen (IV.2.12), (IV.2.13) und (IV.2.14) ergeben nun, dass für Jährlichkeiten größer T_g die Hochwasserwahrscheinlichkeitskurve parallel zur Wahrscheinlichkeitskurve des Niederschlags ist.

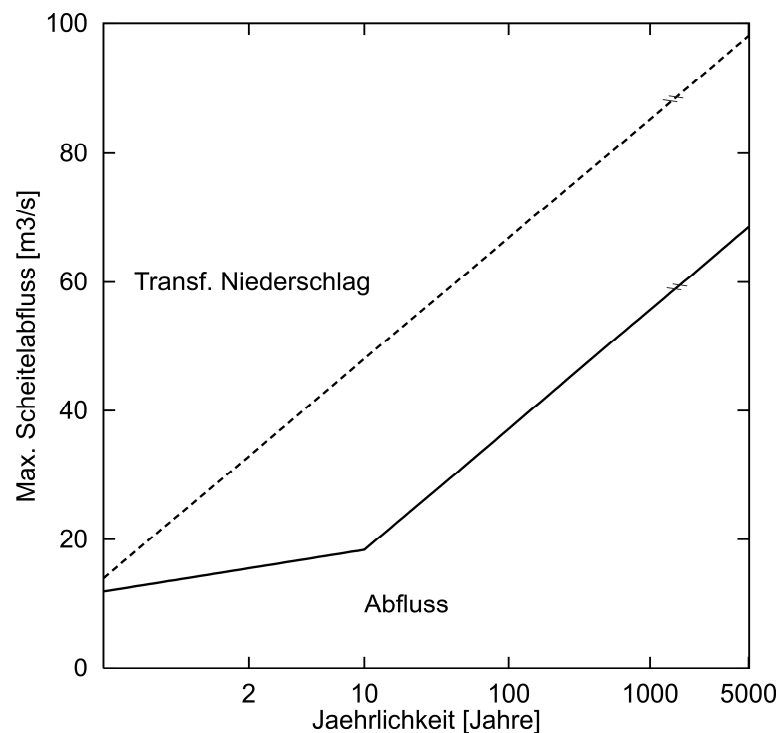


Abbildung IV.2.14: Schematische Skizze der Hochwasserwahrscheinlichkeiten berechnet mit dem Gradex-Verfahren sowie transformierter Niederschlag (aufgetragen in Gumbel-Papier).

Zur Ermittlung des Gebietsniederschlags wird im Gradex-Verfahren der Flächenabminderungsfaktor ARF verwendet, der auch bei der Niederschlag-Abfluss Modellierung (siehe Abschnitt IV.2.2.3) Verwendung findet. Bei konvektiven Niederschlägen (entsprechend kurzer Niederschlagsdauer und hohen Intensitäten) nehmen die Flächenabminderungsfaktoren kleine Werte an (z.B. 0,5) während bei synoptischen Niederschlägen (entsprechend längerer Niederschlagsdauer und verhältnismäßig kleinen Intensitäten) die Flächenabminderungsfaktoren größer sind (z.B. 0,9). Weiters muss im Gradex-Verfahren die Bezugsdauer H gewählt werden.

Grundsätzlich ist eine Bezugsdauer in der Größenordnung der Konzentrationszeit des Einzugsgebietes wünschenswert, da anzunehmen ist, dass sich bei diesem Zeitintervall die Verteilungsfunktion des Niederschlages am besten in der Verteilungsfunktion des Abflusses widerspiegelt. Allerdings bietet sich aus Gründen der Datenverfügbarkeit eine Bezugsdauer von $H=1$ Tag an, da Tageswerte des Niederschlages in Österreich für etwa 100 Jahre und 1000 Stationen vorliegen während für kürzere Bezugsdauern die Reihen wesentlich kürzer sind und die Anzahl der Stationen wesentlich geringer ist. Das Gradex-Verfahren geht davon aus, dass ab einer bestimmten Jährlichkeit Tg Sättigung auftritt. Da in Österreich wegen der unterschiedlichen naturräumlichen Gegebenheiten auch sehr unterschiedliche hydrologische Situationen in verschiedenen Einzugsgebieten auftreten, ist nicht zu erwarten, dass ein einziger Wert für Tg für alle Gebiete in Österreich zutrifft. In Gebieten, in denen Sättigung auch bei extremen Ereignissen nicht erreicht wird, sind jedenfalls große Werte von Tg anzunehmen (z.B. $Tg > 100$ Jahre) während für Gebiete, bei denen zumindest teilweise Sättigung schon bei kleineren Ereignissen eintritt Tg kleiner zu wählen ist (z.B. $10 < Tg < 100$ Jahre).

Der Parameter r gibt in summarischer Weise die Gebietsdynamik und die zeitliche Variabilität des Ereignisniederschlags wieder und ist definiert als das Verhältnis zwischen dem Scheitelabfluss Qs und dem mittleren Abfluss Qm über die Dauer H .

$$r = \frac{Qs}{Qm} \quad (\text{IV.2.15})$$

Gebiete mit einer schnellen Abflussreaktion (d.h. kleinen Konzentrationszeit) haben eine schlanke Welle mit einem verhältnismäßig großen Scheitel und somit große r -Werte. Gebiete mit einer langsamen Abflussreaktion (d.h. große Konzentrationszeit) haben eine flache Welle mit einem verhältnismäßig kleinen Scheitel und somit kleine r -Werte. Ebenso spiegelt sich eine zeitlich ausgeglichene Niederschlagsverteilung in einem kleinen r -Wert wider, zeitlich konzentrierte Niederschläge ergeben größere r -Werte. Die Ermittlung des r -Wertes erfolgt durch Auswertung von beobachteten Hochwasserwellen, indem der Quotient aus dem Scheitelabfluss und dem Mittelwert Qm des Abflusses über ein Zeitintervall H im Bereich des Scheitels gebildet wird (Gl. IV.2.15). Oft nehmen die Werte für r tendenziell mit dem Abfluss zu (siehe z.B. Merz et al. 1999). Dies spiegelt eine zunehmend raschere Abflussreaktion bei größeren Ereignissen wider. Für die Bestimmung des r -Wertes sind deshalb vor allem die großen beobachtete Abflusswellen zu berücksichtigen.

Um eine Einschätzung der Größenordnung der mittels des Gradex-Verfahren berechneten Durchflusswerte zu erhalten, zeigt Abbildung IV.2.15 Ergebnisse einer regionalen Auswertung für Pegelinzugsgebiete in Österreich. Für diese Auswertung wurde der ARF und r als Funktion der Einzugsgebietsfläche angenommen und Tg wurde zu 10 Jahre gesetzt (Merz et al. 1999).

Abbildung IV.2.15 oben zeigt eine Gegenüberstellung der Abflussspenden berechnet mit dem Gradex-Verfahren und den Abflussspenden berechnet mit traditioneller Extremwertstatistik unter Annahme einer Gumbelverteilung. Es zeigt sich, dass für große Spenden das Gradex-Verfahren im Mittel ähnliche Werte wie die Gumbelverteilung liefert. Da die Gumbelverteilung mit der konstanten Schiefe von 1,14 für österreichische Verhältnisse im Mittel gut zutrifft, dürften die Gradex-Werte für große Abflussspenden nur kleine systematische Fehler aufweisen. Es zeigt sich jedoch eine große Streuung um die 1:1 Gerade. Das bedeutet, dass im Einzelfall die mit dem Gradex-Verfahren berechneten Abflüsse von den mit der Hochwasserstatistik berechneten Abflüssen erheblich abweichen können. Die Unterschiede betragen bei einer Jährlichkeit von 5000 Jahren bis zu 100%. Fehler der Extremwertstatistik in dieser Größenordnung sind bei Verwendung von Daten mit einer maximalen Reihenlänge von nur 45 Jahren und einer Extrapolation auf eine Jährlichkeit von 5000 Jahren nicht überraschend. Insbesondere wenn man davon ausgeht, dass Extremereignisse durch den Niederschlag dominiert werden, ist anzunehmen, dass die Gradex-Werte zuverlässiger sind und die Unterschiede vor allem auf Fehler der Extremwertstatistik zurückzuführen sind. Für kleine Abflussspenden ergibt das Gradex-Verfahren in Abb. IV.2.15 systematisch größere Werte als die Gumbelverteilung. Bei allen Einzugsgebieten wurde Sättigung bei $T_g = 10$ Jahre angenommen. Bei Gebieten, die eine große Abflussspende aufweisen kann dies näherungsweise zutreffen. Bei Gebieten, die jedoch eine kleine Abflussspende aufweisen, trifft dies jedenfalls nicht zu und führt zu einer signifikante Überschätzung der Abflüsse durch das Gradex-Verfahren. Bei der Anwendung des Gradexverfahren auf solche Gebiete ist deshalb im Einzelfall T_g größer zu wählen. Abb. IV.2.15 unten links zeigt die Gegenüberstellung des 5000 jährlichen Abflusses und des 100 jährlichen Abflusses jeweils berechnet mit Hilfe der Hochwasserstatistik unter Annahme einer Gumbelverteilung. Der 5000 jährliche Abfluss ist etwa das 1,5 bis 1,8 fache des 100 jährlichen Abflusses. Allerdings dürfte dies ein rein rechnerisches Ergebnis sein, das auf die der Gumbelverteilung zugrundeliegende konstante Schiefe zurückzuführen ist (siehe Abb. IV.2.3). Eine Gegenüberstellung des 5000 jährlichen Abflusses berechnet mit Hilfe des Gradex-Verfahrens und des 100 jährlichen Abflusses berechnet mit Hilfe der Hochwasserstatistik unter Annahme einer Gumbelverteilung (Abb. IV.2.15 rechts unten) zeigt eine große Streuung, die als viel zutreffender anzusehen ist. Demnach kann, je nach Gebiet, das 5000 jährliche Hochwasser (berechnet mit dem Gradex-Verfahren) einen Wert vom 1,3 fachen bis zum 4 fachen des 100 jährlichen Hochwassers annehmen. Dieser Vergleich zeigt, dass bei einer einfachen Hochrechnung von extremen Bemessungshochwässern aus dem 100 jährlichen Hochwasser mit sehr großen Unsicherheiten zu rechnen ist.

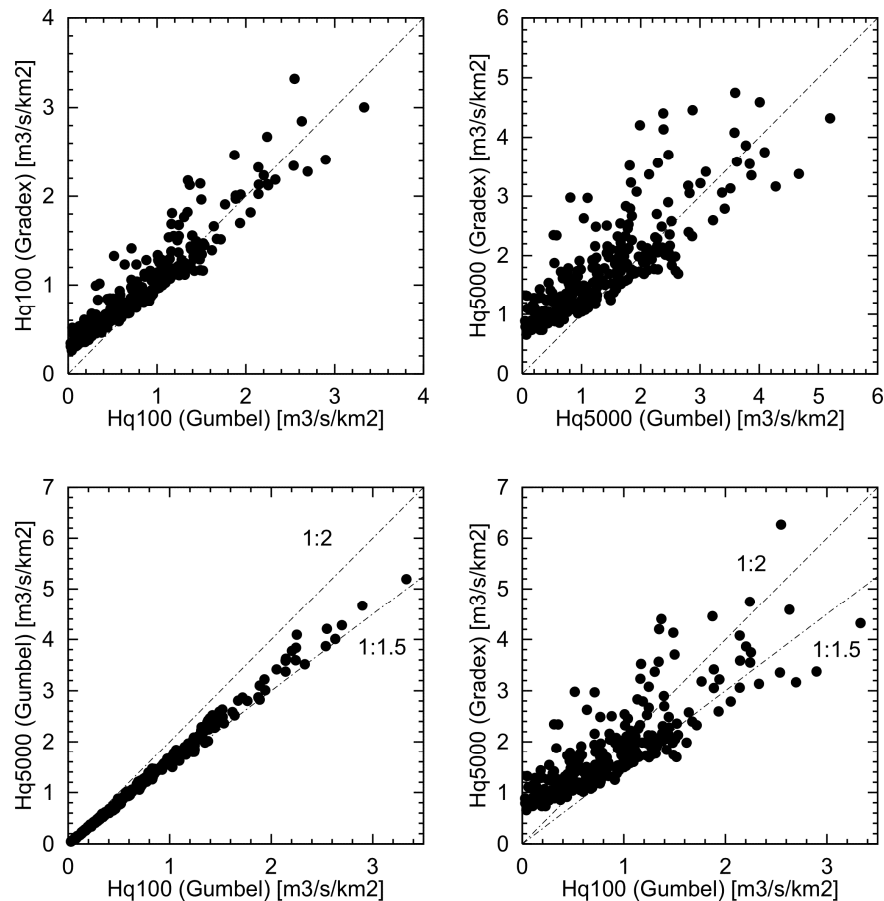


Abbildung IV.2.15: Gegenüberstellung der mittels Gradex-Verfahren (unter Verwendung flächenabhängiger r -Werte) berechneten Abflussspenden und der mittels Hochwasserstatistik (unter Verwendung einer Gumbelverteilung) berechneten Abflussspenden für Pegelinzugsgebiete in Österreich. Die Jährlichkeiten betragen 100 bzw. 5000 Jahre.

IV.2.2.5 Vergleich der Ergebnisse

Gemäß dem Mehrfach - Standbeine - Ansatz für die Hochwasserberechnung ergeben sich mehrere Unschärfbereiche, in denen jeweils der wahrscheinlichste Wert zu liegen kommt. Bei der Hochwasserstatistik entsteht dieser Streubereich durch die Anwendung der unterschiedlichen Verteilungsfunktionen und Parameterschätzverfahren. Aus den drei Ergebnissen (Gumbel- und Allgemeine Extremwertverteilung mit Produkt- sowie die Gumbelverteilung mit L- Momenten) ist unter Berücksichtigung der Anpassungsgüte und der Vertrauensbereiche (Querverteilungen) der einzelnen Verteilungsfunktionen der plausibelste Wert zu wählen. Treten Ausreißer auf, sind deren Durchflüsse in Hinblick auf die Zuverlässigkeit der Messwerte zu prüfen, sowie deren Jährlichkeit durch einen Vergleich mit benachbarten Reihen abzuschätzen.

Zur regionalen Zusammenschau werden die Ergebnisse an allen in Frage kommenden Stationen in ein Hochwasserspendendiagramm eingetragen. Liegen langjährige Abflussbeobachtungen an der Sperrenstelle vor, ist dem Ergebnis der lokalen Statistik großes Gewicht zu geben. Andernfalls

kann der Bemessungswert an der Regressionsgeraden abgelesen oder - falls geeignete Daten vorhanden - aus benachbarten, ähnlichen Gebieten abgeschätzt werden. Die Unsicherheit der Schätzung wird aus den gebietspezifischen Unterschieden der Pegel Einzugsgebiete gegenüber dem Einzugsgebiet der Sperre hinsichtlich der Hochwasserentstehungsbedingungen (Anströmbedingungen, Höhenlage, etc.) und Gebietskenngrößen (Einzugsgebietsgröße, Gewässernetzdichte, etc.) beurteilt.

Die Aussagekraft des Ergebnisses aus dem NA-Modell hängt grundsätzlich von der Datensituation ab. Können die Modellparameter aus den zur Verfügung stehenden Unterlagen geeicht werden, kommt ihm das größte Gewicht der Bemessung zu. Der Schwankungsbereich, der aus Sensitivitätsstudien abgeschätzt wird und als Unsicherheit (Unschärfbereich) der Bemessung interpretiert werden kann, wird in diesem Fall relativ gering sein. Umgekehrt erhält man u.U. einen großen Schwankungsbereich um den Bemessungswert aufgrund von großen Unsicherheiten in der Ermittlung von Modellparametern und Bemessungsniederschlägen. Zu Vergleichszwecken werden daher die Ergebnisse aus den NA-Simulationen, d.h. der Bereich zwischen Erwartungswert und oberem Grenzwert für das HQ_{5000} , in das Hochwasserspendendiagramm auf Grundlage der regionalen Hochwasserstatistik eingetragen.

Unter Abwägen der Unsicherheiten der einzelnen Bemessungswerte ist sodann der plausibelste (wahrscheinlichste) Wert zu wählen. Die Beurteilung wird im Wesentlichen auf Basis von Expertenwissen zu treffen sein. Abbildung IV.2.16 zeigt zwei Beispiele der Darstellung der Ergebnisse zur Auswahl des plausibelsten Wertes (Gutknecht et al., 2006).

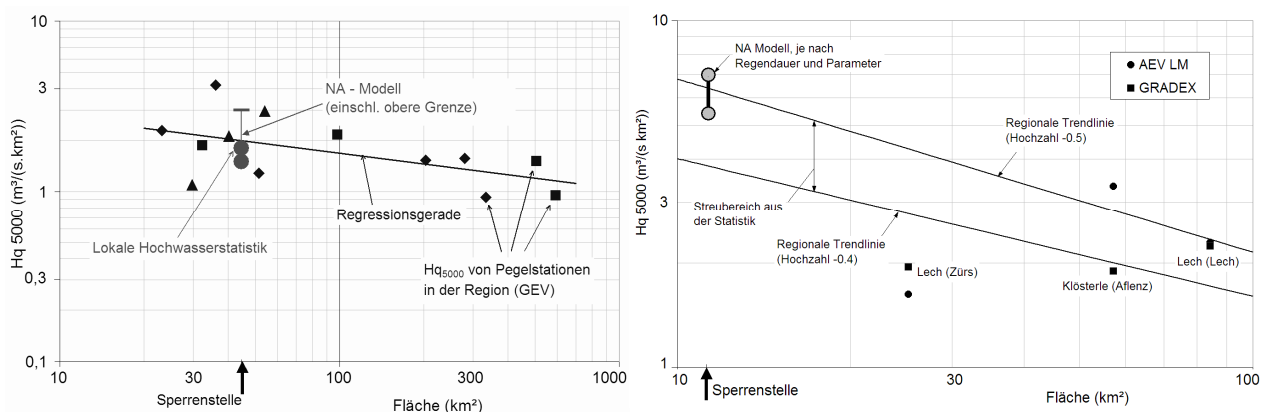


Abbildung IV.2.16: Vergleich der Ergebnisse nach den verschiedenen Methoden für zwei verschiedene Sperren.

IV.3 Festlegung des Sicherheitshochwasserwertes

Niederschläge für den Fall des Sicherheitshochwassers sind definitionsgemäß im Bereich des PMP (Probable Maximum Precipitation) zu wählen. Zur Ermittlung des PMP liegen einige methodische Anleitungen vor (WMO, 1985; DVWK, 1983). Neuere Entwicklungen gehen vom Einsatz meteorologischer Modelle zur Berechnung des PMP für ein konkretes Gebiet aus, so zum Beispiel die Vorgangsweise im CRUEX-Verfahren unter Nutzung eines an der EPF Lausanne entwickelten Programm-Codes (Montavon, 1996). Die so erhaltenen Werte können mit den Lorenz-Skoda-Werten (HN5000) verglichen werden, welche als Anhaltspunkte für maßgebende maximierte Niederschläge für das Sicherheitshochwasser herangezogen werden.

Das Sicherheitshochwasser wird auf Basis der Sensitivitätsstudien im Rahmen der Niederschlag-Abfluss-Simulationen festgelegt. Die Abschätzung einer oberen Grenze des Bemessungshochwassers erfolgt unter Verwendung ungünstiger Kombinationen des Bemessungsniederschlages und durch „Hochschrauben“ der Modellparameter. Beispielsweise wird der Abflussbeiwert auf den hypothetischen Größtwert von 1,0 gesetzt, d.h. der gesamte Niederschlag trägt zum (Direkt-) Abfluss bei. Beim Speicherkaskadenmodell kann zur Berücksichtigung der Abflussverschärfung eine zusätzliche, noch nicht beobachtete, sehr rasch reagierende Kaskade eingebaut werden.

Dieser obere Grenzwert wird mit den statistisch ermittelten 5000 jährlichen Hochwässern in der Region verglichen (vgl. Abschnitt IV.2.2.2). Nach einer regionalen Einschätzung der plausiblen Hochwasserentstehungsbedingungen ist eine Entscheidung über den größtmöglichen Wert zu treffen.

IV.3.1 PMP-Verfahren

Beim PMP-Verfahren (PMP = Probable Maximum Precipitation, vermutlich größter Niederschlag) handelt es sich um eine in den USA entwickelte und dort gebräuchliche deterministische Methode zur Bestimmung des Bemessungsniederschlages. Das Konzept eines PMP geht von der Annahme aus, dass eine Obergrenze des Niederschlages existiert. Der grundlegende Unterschied zu statistischen Verfahren besteht darin, dass die physikalischen Prozesse der Niederschlagsentstehung, wenn auch in sehr vereinfachter Weise, betrachtet werden.

In DVWK (1983) wird zur Bestimmung des PMP die sogenannte indirekte Maximierung empfohlen. Dafür sind im Wesentlichen zwei Bestimmungsstücke erforderlich:

- (a) Beobachtungen extremer Niederschlagsereignisse in der betrachteten Region und

(b) langjährige Aufzeichnungen der Taupunkte der Luft in Oberflächennähe.

Ausgehend von diesen Grunddaten wird der Niederschlag nach folgender Vorgangsweise maximiert:

- Für ein extremes Niederschlagsereignis wird der Wassergehalt (W_{beob}) der Luftsäule bestimmt.
- Aus den langjährigen Aufzeichnungen der Taupunkte wird der größte beobachtete Taupunkt abgelesen und damit der "maximale Wassergehalt" (W_{max}) der Luftsäule berechnet. Der maximale Wassergehalt entspricht also dem Wassergehalt der Luftsäule zu dem Zeitpunkt, an dem der größte Taupunkt beobachtet wurde. Er ist in der Regel wesentlich größer als die Wassergehalte, die während der betrachteten Niederschlagsereignisse beobachtet werden konnten. Die Taupunkte werden zur besseren Vergleichbarkeit auf das Meeresniveau bezogen.
- Die Idee des PMP-Verfahrens besteht in der Annahme, dass das Verhältnis zwischen einem maximierten Niederschlag (d.h. PMP) und dem maximalen Wassergehalt (W_{max}) gleich dem Verhältnis zwischen dem beobachteten extremen Niederschlag (N_{beob}) und dem dabei aufgetretenen Wassergehalt (W_{beob}) ist. Dies führt zur Umrechnung über die Formel:

$$N_{max} = W_{max} * (N_{beob} / W_{beob}) \quad (\text{Gl. IV.3.1})$$

N_{max} liefert dabei den Zahlenwert des PMP. Das Verhältnis von N_{beob} und W_{beob} ist ein Maß für die Nachlieferung des atmosphärischen Wassers während eines Ereignisses. Der Gleichung IV.3.1 liegt demnach der Ansatz zu Grunde, dass bei der meteorologischen Situation, die für den größten beobachteten Taupunkt maßgebend war, die Nachlieferung des atmosphärischen Wassers analog, nach gleichen Mechanismen abläuft wie bei dem beobachteten Niederschlagsereignis.

Bei Verwendung des PMP-Verfahrens sollten mehrere Stationen mit langjährigen Aufzeichnungen des Taupunktes verwendet werden. Es wird weiters empfohlen, mehrere extreme Niederschlagsereignisse zu untersuchen. Der PMP-Wert ergibt sich als Hüllkurve der maximierten Niederschläge für unterschiedliche Zeitintervalle.

IV.4 Wellenbildung, Wellenaufbau und Windstau infolge Windeinwirkung

IV.4.1 Eingangsgroßen

IV.4.1.1 Bemessungswasserstand

Die durch Wind erzeugte Welle ist auf den Überstau - höchster Wasserspiegel bei der Abfuhr des Bemessungshochwassers – aufzusetzen. Ist dieser Überstau gering (≤ 10 cm) so ist als Bemessungswind ein Wind von höherer Jährlichkeit zu verwenden. Nach norwegischen Empfehlungen kann bei der Umrechnung der Windgeschwindigkeit von einer Jährlichkeit von 50 Jahren auf eine geringere Wiederkehrwahrscheinlichkeit (1000 Jahre) der Faktor 1,16 nicht überschritten werden.

IV.4.1.2 Windgeschwindigkeit w_{10}

Die Windgeschwindigkeit w_{10} , die der Berechnung zugrunde gelegt wird, ist die in 10 m Höhe über der Wasseroberfläche in Richtung Talsperre auftretende Windgeschwindigkeit. Sie ist entweder aus langjährigen Messreihen oder mit Hilfe eines meteorologischen Gutachtens zu ermitteln. Als Wiederkehrintervall dieses Bemessungswindes werden 25 Jahre empfohlen. Sind genaue Angaben nicht möglich, wird eine Windgeschwindigkeit von $w_{10} = 30$ m/s (rd. 108 km/h) angenommen. Bei Speichern mit geringem Überstau ist ein Windlastfall mit erhöhter Windgeschwindigkeit auf das Stauziel auftreffend zugrunde zu legen ($w_{10} = 35$ m/s (rd. 126 km/h)).

IV.4.2 Wellenkennwerte

Die zur Berechnung des Wellenaufbaues erforderlichen Wellenkennwerte sind Wellenhöhe, Wellenperiode und Wellenlänge. Der Berechnung der Wellenkennwerte erfolgt nach dem Verfahren von KRYLOW II, bei dem die Geometrie der Stauoberfläche und die Wassertiefenverhältnisse Berücksichtigung finden. Die KRYLOW-Werte stimmen mit Ergebnissen aus Naturversuchen gut überein.

Nach KRYLOW II ist mit Hilfe eines Umrechnungsfaktors $k_{h_{We}}$ aus der mittleren Wellenhöhe \bar{h}_{We} jene Wellenhöhe $h_{We,x\%} = k_{h_{We}} \cdot \bar{h}_{We}$ erchenbar, die von x % der entstehenden Wellen überschritten wird. Es wird empfohlen, eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von $x = 5\%$ anzusetzen.

Auch im ICOLD Bulletin 91, „Embankment Dams, Upstream Slope Protection“, das sich mit der Ermittlung von Wellenhöhen beschäftigt, wird der Wellenfreibord über eine Wellenhöhe errechnet, die eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 5% aufweist.

Im ICOLD Bulletin 91 geht man von einer „signifikanten Wellenhöhe H_S “ aus. Diese signifikante Wellenhöhe entspricht dem Mittelwert aus einem Drittel der höchsten in einem Wellenspektrum auftretenden Wellenhöhen. Es wird weiters eine mittlere Wellenhöhe $H_m = 0,624 \cdot H_S$ definiert und als Entwurfwellenhöhe $H_{\text{design}} = 1,25 \cdot H_S$ zur Errechnung des Wellenauflaufes vorgeschlagen. Diese Entwurfswellenhöhe entspricht wiederum einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 5%.

Da die mittlere Wellenhöhe $H_m = 0,624 \cdot H_S$ der mittleren Wellenhöhe \bar{h}_{w_e} nach KRYLOW gleichgesetzt werden kann, ergibt sich mit Hilfe des von der 5%-igen Überschreitungswahrscheinlichkeit abhängigen Umrechnungsfaktors $k_{h_{w_e}} = 2,0$ (siehe DVWK Merkblatt 246/1997) eine Entwurfswellenhöhe von

$$\bar{h}_{w_e,5\%} = k_{h_{w_e}} \cdot \bar{h}_{w_e} = 2,0 \cdot 0,624 \cdot H_S = 1,25 \cdot H_S = H_{\text{design}} \quad (\text{Gl. IV.4.1})$$

Es wird also nicht nur im DVWK Merkblatt 246/1997, sondern auch von der ICOLD im Bulletin 91 die Annahme einer mittleren Überschreitungswahrscheinlichkeit von 5% empfohlen.

Es wird vorgeschlagen, bei der Berechnung der Wellenkennwerte, das in den DVWK Merkblättern (Merkblätter 246/1997, Freibordbemessung an Stauanlagen) angegebene Verfahren zu verwenden. Diese Wellenkennwerte bilden dann die Grundlage zur Ermittlung der Wellenauflaufhöhen. Bei den nach den DVWK Merkblättern ermittelten Wellenkennwerten handelt es sich um sogenannte „mittlere Werte“. Sie entsprechen dem arithmetischen Mittelwert des entsprechenden Kennwertes in einem bestimmten Zeitabschnitt.

Im ICOLD Bulletin 91 werden als modernes Verfahren zur Berechnung von Wellenkennwerten die im Joint North Sea Wave Observation Project (JONSWAP) entwickelten Formeln angegeben. Im Gegensatz zum Verfahren zu KRYLOW, finden bei JONSWAP die Geometrie der Stauoberfläche und die Wassertiefenverhältnisse keine Berücksichtigung. Die Gültigkeit der Formeln beschränkt sich auf tiefes Wasser. Hinsichtlich Windgeschwindigkeit gelten auch die im DVWK Merkblatt beschriebenen Annahmen.

Nach JONSWAP:

$$(i) \text{ Signifikante Wellenhöhe } H_S = 0,0016 \cdot w_{10} \cdot \sqrt{S/g} \text{ [m]} \quad (\text{Gl. IV.4.2})$$

und die mit KYRLOW vergleichbare mittlere Wellenhöhe \bar{h}_{We}

$$\bar{h}_{We} = 0,642 \cdot H_S = 0,0010 \cdot w_{10} \cdot \sqrt{S/g} \quad (\text{Gl. IV.4.3})$$

S ist dabei die längste senkrecht zur Sperrenachse mögliche Streichlänge,
g die Erdbeschleunigung und w_{10} die Windgeschwindigkeit.

(ii) Die mittlere Wellenperiode \bar{T}_{We} und die mittlere Wellenlänge \bar{l}_{We} können mit den im DVWK Merkblatt 246/1997 angegebenen Formeln errechnet werden.

Die nach JONSWAP errechneten mittleren Wellenhöhen reichen für eine Sicherheitsfreibordbemessung aus, wenn die Bemessungshochwässer der Anlagen mit dem abgekürzten Verfahren – also ebenfalls näherungsweise - ermittelt wurden.

IV.4.3. Windstau

Für die Berechnung des Windstaus h_{wi} wird das in den DVWK Merkblättern (Merkblätter 246/1997, Freibordbemessung an Stauanlagen) angegebene Verfahren empfohlen.

IV.4.4 Wellenauflauf

Auch bei der Berechnung des Wellenauflaufes empfiehlt es sich, die in den DVWK Merkblättern (Merkblätter 246/1997, Freibordbemessung an Stauanlagen) angegebenen Verfahren anzuwenden. Grundlage bildet die von Pohl (1997) veröffentlichte Arbeit.

Die in den DVWK Merkblättern (Merkblätter 246/1997, Freibordbemessung an Stauanlagen) angegebenen Verfahren decken jedoch nicht alle Böschungsneigungen ab. Je nach Böschungsneigung kommt es zu brandenden (brechenden) Wellen und zu schwingenden (nicht brechenden) Wellen. In einer Veröffentlichung von WAGNER (1974) wird ein Grenzwinkel α_{gr} angegeben, wo bei flacher werdender Böschungsneigung die Wellen branden (brechen) und bei steilerer Böschung schwingen (nicht brechen).

$$\tan \alpha_{gr} = \frac{8}{\bar{T}_{We}} \cdot \sqrt{\frac{\bar{h}_{We}}{2g}} \quad (\text{Gl. IV.4.4})$$

\bar{T}_{We} mittlere Wellenperiode und

\bar{h}_{We} mittlere Wellenhöhe nach den DVWK Merkblättern (Merkblätter 246/1997).

Grundsätzlich wird bei Staumauern, welche die übliche steile Böschungsneigung besitzen, mit „schwingenden (nicht brechenden) Wellen“ gerechnet. Bei Dämmen dagegen nehmen mit dem flacher Werden der Böschung die Anteile der „brandenden (brechenden) Wellen“ zu. Nach Pohl (1997) liefert bei steilen Dammböschungen (1:1,8 bis 1:1,6) die Berechnung des Wellenauflaufes nach dem Ansatz für brandende (brechende) Wellen noch hinreichend genaue Ergebnisse.

IV.4.4.1 Wellenauflauf im Übergangsbereich zwischen brandender (brechender) und schwingender (nicht brechender) Welle

In der Arbeit von Pohl (1997) wird eine geschlossene Lösung angegeben, mit der man im Übergangsbereich, wo noch beide Wellentypen auftreten, mit Hilfe der Wahrscheinlichkeit P die Auflauhöhe $h_{Au,x\%}$ errechnet.

$$h_{Au,x\%} = h_{au,x\%,schwingend} \cdot P + h_{au,x\%,brandend} \cdot (1 - P) \quad (\text{Gl. IV.4.5})$$

Bei der Unregelmäßigkeit der Wellen entspricht P dem Anteil der schwingenden Wellen und (1 - P) dem der brandenden Wellen.

Die Wahrscheinlichkeitsfunktion P wird mit $P = 1 - e^{-\left(\frac{\xi'}{a}\right)^c}$ definiert.

Dabei kann für $\xi' = \frac{\sin \alpha}{\sqrt{\frac{\bar{h}_{We}}{\bar{l}_{We}}}}$; $a = 2,2$ und $C = 3$ angesetzt werden. (Gl. IV.4.6)

IV.4.5 Konstruktive Besonderheiten

Unter konstruktiven Besonderheiten werden wasserseitige Bermen, sich ändernde Böschungsneigungen auf der Wasserseite, oder die zur Beschränkung des Wellenauf- und Wellenüberlaufes errichteten Kronenelemente verstanden. Die DVWK Merkblätter (Merkblätter 246/1997, Freibordbemessung an Stauanlagen) enthalten entsprechende Berechnungsansätze, beziehungsweise wird auf die in der Fachliteratur beschriebenen Verfahren verwiesen.

IV.5 Literatur

- Amt der Kärntner Landesregierung (2004): Hochwasserchronik Kärnten 792 – 2003; Klagenfurt, 2004; 64 Seiten.
- Biedermann, R. (1996): Hochwasserschutz im Kanton Wallis. Speicherkraftwerke und Hochwasserschutz. „wasser, energie, luft“ 88, H.10, 221-266.
- Blöschl, G., Godina, R. und Merz, R. (2001): VUT-Flood – ein Modellsystem zur Ermittlung von Hochwasserabflüssen bestimmter Jährlichkeit. Übersicht über Verfahren zur Abschätzung von Hochwasserabflüssen. Internationale Kommission für die Hydrologie des Rheingebietes, Länderbericht Österreich.
- BMLFUW (Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft) (2004): Analyse der Hochwasserereignisse vom August 2002 – FloodRisk. Synthesebericht. Wien 2004, 181 S.
- BMLFUW (Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft) (2007): Die Kraft des Wassers. Richtiger Gebäudeschutz vor Hoch- und Grundwasser. 3. überarbeitete Auflage. Wien, 2007.
- BWG (Bundesamt für Wasser und Geologie) (2002): Hochwasser 2000 – Les crues 2000. Ereignisanalyse / Fallbeispiele. Berichte des BWG, Serie Wasser Nr. 2, Bern 2002, 248 S.
- BWG (Bundesamt für Wasser und Geologie) (2003): Hochwasserabschätzung in schweizerischen Einzugsgebieten. Praxishilfe. Berichte des BWG, Serie Wasser Nr. 4, Bern 2003, 117 S.
- Castellari, A., Vogel, R.M., Matalas, N.C. (2005): Probabilistic behavior of a regional envelope curve. Water Resources Research Vol. 41 W06018, doi:10.1029/2004WR003042, 2005.
- Chbab, E.H., Van Noortwijk, J.M., Kalk, H.J. (2002): Bayesian estimation of extreme river discharges. In CHR/KHR International Conference on Flood Estimation, Berne, Switzerland. Proceedings. Report no. II-17 of CHR, Lelystad. 285-294.
- Chbab, E.H., Buiteveld, H., Diermanse, F. (2006): Estimating exceedance frequencies of extreme river discharges using statistical methods and physically based approach. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 58, H.3-4, 35-43.
- CHR/KHR (2003): LAHoR Quantifizierung des Einflusses der Landoberfläche und der Ausbaumaßnahmen am Gewässer auf die Hochwasserbedingungen im Rheingebiet. Bericht Nr. II-18 der KHR, 85 S.

- Diermanse, F., Ogink, H., Buiteveld, H. (2005): Uncertainty in flood quantiles from basin and river models. CHR/KHR Workshop on Extreme Discharges. April 2005, Bregenz, Austria. www.chr-khr.org (Veranstaltungen/Extreme Hochwasser/Details/Downloads).
- DKKV (Deutsches Komitee für Katastrophenvorsorge e.V.) (2003): Hochwasservorsorge in Deutschland. Lernen aus der Katastrophe 2002 im Elbegebiet. Bonn, 2003. 144 S.
- Duband, D., Michel, C., Garros, H., Astier, J. (1994): Design flood determination by the Gradex method, CIGB, ICOLD; Paris, 96 Seiten.
- DVWK (1997): Freibordbemessung an Stauanlagen. DVWK Merkblätter 246/1997, DWA.
- DVWK (1983): Beiträge zur Wahl des Bemessungshochwassers und zum „vermutlich größten Niederschlag“. Schriftenreihe des DVWK, Heft 62; Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.
- DVWK (1985): Starkregenauswertung nach Wiederkehr und Dauer. DVWK-Regel 124.
- DVWK (1999): Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen. DVWK – Merkblatt 251. ATV-DVWK. Hennef, BRD.
- Eberle, M., Buiteveld, H., Beersma, J., Krahe, P., Wilke, K. (2002): Estimation of extreme floods in the river Rhine basin by combining precipitation-runoff modelling and a rainfall generator. In CHR/KHR International Conference on Flood Estimation, Berne, Switzerland. Proceedings. Report no. II-17 of CHR, Lelystad. 459-468.
- Forchheimer, Ph. (1913): Der Wolkenbruch im Grazer Hügelland vom 16. Juli 1913. Sitzungsberichte der Österreichischen Akademie der Wissenschaften, Math.-naturwiss. Kl. Sitzungsberichte Bd. CXXII, Abt. 2A, 2099-2109.
- Gees, A. (1997): Analyse historischer und seltener Hochwasser in der Schweiz - Bedeutung für das Bemessungshochwasser. Geographica Bernensia, G53, Geographisches Institut der Universität Bern. ISBN 3-906151-19-0.
- Godina, R. (1998): Berechnung des Bemessungshochwassers. Kursunterlagen. ÖWAV-TU Wien- Kurs Berechnung des Bemessungshochwassers. Technische Universität Wien, 1998
- Godina, R. (2003): Die Hochwasserereignisse im Jahr 2002 in Österreich. Mitteilungsblatt des hydrografischen Dienstes in Österreich Nr. 28, 1-39.
- Godina, R., Lalk, P., Lorenz, P., Müller, G. Weilguni, V. (2005): Das Augusthochwasser 2002 in Österreich. Wasserwirtschaft 95 (9), 14-18.
- Grünewald, U. (2005): Extreme hydro(meteoro-)logische Ereignisse im Elbegebiet. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft: 58 (H3-4), 27-34.

- Gutknecht, D. (1972): Vergleichende Untersuchungen zur Berechnung von Hochwasserabflüssen aus kleinen Einzugsgebieten. Wiener Mitteilungen, Band 11 (1972).
- Gutknecht, D. (1982): Zur Ermittlung der zeitlichen und räumlichen Verteilung von Niederschlägen anhand Standardbeobachtungsdaten. Mitteilungsblatt des Hydrographischen Dienstes in Österreich Nr. 50. Wien, 1982.
- Gutknecht, D. (1994): Extremhochwässer in kleinen Einzugsgebieten. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft: 46 (H3/4), 50-57.
- Gutknecht, D., Blöschl, G., Reszler, Ch., Heindl, H. (2006) Ein „Mehr-Standbeine“-Ansatz zur Ermittlung von Bemessungshochwässern kleiner Auftretenswahrscheinlichkeit. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 58 (H.3-4), 44-50.
- Gutknecht, D. (2007): Bestimmungsmethoden – Überblick. In Gutknecht, D. (Hg.): Extreme Abflussereignisse. Dokumentation – Bedeutung – Bestimmungsmethoden. Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer, Band 206. Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Technische Universität Wien, 2007, 155-180.
- Gutknecht, D. und Watzinger, A. (1996): Aufbereitung und Basisanalyse der Starkregendaten aus den Hydrographischen Jahrbüchern 1948 – 1993. Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, TU-Wien.
- Gutknecht, D., Blöschl, G., Reszler, Ch., Heindl, H. (2006): Ein „mehr- Standbeine-“ Ansatz zur Ermittlung von Bemessungshochwässern kleiner Auftretenswahrscheinlichkeit. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft: 58, H.3/4, 44-50.
- Gutknecht, D., Reszler, Ch., und Blöschl, G. (2002): Das Katastrophenhochwasser vom 7. August 2002 am Kamp – eine erste Einschätzung. Elektrotechnik und Informationstechnik, 119 (12), pp. 411-413.
- Gutknecht, D. (2006): Zur Erfassung des Hochwasserrisikos – neue Entwicklungen in der Hydrologie zur Schätzung extremer Abflüsse. In: Herman, R.A., Jensen, J. (Hrsg.): Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen. Handbuch für Theorie und Praxis. Vol. II.2006. 19 S. Institut für Geotechnik des Forschungsinstituts Wasser und Umwelt – Siegen (2006).
- Habersack, H., Stiefelmayer, H., Petrascheck, A., Bürgel, J. (2005): Analyse der Hochwasserereignisse vom August 2002 – FloodRisk. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 57 H.5-6, 88-94.
- Hammer, N. (1993): Eine optimierte Starkniederschlagsauswertung; III OWUNDA; Mitteilungsblatt des Hydrographischen Dienstes in Österreich Nr. 69, 43-58.

- Hershfield, D.M. (1968): Rainfalls inputs for hydrologic models. Proc. Ber Symp. IUGG No 78, 177-188.
- Hinterleitner, G. (2002): Restrisikobetrachtungen bei bestehenden Hochwasserschutzsystemen. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 54 H.7-8, 99-103.
- ICOLD (1993): Embankment Dams, Upstream Slope Protection. Review and recommendations. Bulletin 91 prepared by the Austrian National Committee (P. Tschernutter), Commission Internationale des Grands Barrages – 151, bd. Haussmann, 75008 Paris.
- Ihringer, J., und Kron, W. (1993): Software-Paket für Hydrologie und Wasserwirtschaft. Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Karlsruhe (IHW).
- IKSR (International Kommission zum Schutz des Rheins) (2002): Hochwasservorsorge Maßnahmen und ihre Wirksamkeit. IKSR, Koblenz, 2002.
- IRKA (Internationale Regierungskommission Alpenrhein) (2003): Hydrologie Alpenrhein. IRKA Projektgruppe Flussbau. Zusammenfassender Bericht. St. Gallen, Dezember 2003, 36 S.
- IWI-TUWien (2006): HORA Hochwasserrisikoflächen Österreich. Hydrologische Arbeiten. Endbericht. Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, TU Wien. Februar 2006.
- Hasselmann, K., Barnett, T.P., Bouws, E., Carlson, H., Cartwright, D.E., Enke, K., Ewing, J.A., Gienapp, H., Hasselmann, D.E., Kruseman, P., Meerburg, A., Muller, P., Olbers, D.J., Richter, K., Snell, W., Walden, H. (1973): Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). Deutsche hydrographische Zeitung Suppl. A 8/1973.
- Jordan, F., Boillat, J.-L., Dubois, J., Schleiss, A. (2004): Minerve, a tool for flood prediction and management of the Rhone river catchment area. In: Wasserbaukolloquium 2004 Risiken bei der Bemessung und Bewirtschaftung von Fließgewässern und Stauanlagen (Risks in Design and Management of Rivers and Reservoirs). Wasserbauliche Mitteilungen Heft 31, Technische Universität Dresden, 2004.
- Kienholz, H., Krummenacher, B., Kipfer, A., Perret, S. (2004): Aspects of intergral risk management in practice – considerations with respect to mountain hazards in Switzerland. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft: 56 (H3-4), 43-50.
- Kirnbauer, R., Pirkl, H., Haas, P. und Steidl, R.(1996): Abflussmechanismen - Beobachtung und Modellierung. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 48 (1996) H. 1/2, S. 15-26.

- Kirnbauer, R., Lang, H. und Forster, F. (2000): Hydrologische Forschungsgebiete – Informationsquellen für Wissenschaft und Praxis. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 52, H. 5/6, S. 87-94.
- Kirpich, Z.P. (1940): Time Of Concentration of Small Agricultural Watersheds. Civil Engineering, Vol. 10 (1940), S.3-16.
- Klein, B., Schumann, A., Pawlow, M. (2006): Extreme Hochwasserereignisse an deutschen Talsperren. Hydrologie und Wasserbewirtschaftung 50 (H.4), 162-168.
- Kleeberg, H.-B. und Schumann A.H. (2001): Ableitung von Bemessungsabflüssen kleiner Überschreitungswahrscheinlichkeiten, Wasserwirtschaft 91, H. 2, 90-95.
- Krylow, Yu. M., Strekalov, S. S., Tsyplukhov, V. F. (1976): Wind Waves and their Effects on Structures. Gidrometeoizdat, Leningrad, (in Russisch)
- Liebscher, H.-J. (1970): Hochwasserwahrscheinlichkeit. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen 14, H.4, 103-110.
- Lorenz, P. und Skoda, G (2002): Bemessungsniederschläge kurzer Dauerstufen ($D \leq 12$ Stunden) auf der Fläche mit inadäquaten Daten. Wiener Mitteilungen, Band 164, S. 179-199.
- Lorenz, P. und Skoda, G. (2000): Bemessungsniederschläge kurzer Dauerstufen ($D \leq 12$ Stunden) mit inadäquaten Daten. Mitteilungsblatt des Hydrographischen Dienstes in Österreich, Nr. 80, S. 1-24.
- Lorenz, P. und Skoda G. (2003): Konvektive Starkniederschläge – Niederschlag in 15 Minuten, Karte 2.5; - Niederschlag in 60 Minuten, Karte 2.6; - Niederschlag in 180 Minuten, Karte 2.7. Aus: Erste Lieferung des Hydrologischen Atlas von Österreich, BMLFUW, Wien.
- Lutz, W. (1984): Berechnung von Hochwasserabflüssen unter Verwendung von Gebietskenngrößen. Mitteilungen des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Heft 24, Universität Karlsruhe.
- Markart G., B. Kohl, B. Sotier, T. Schauer, G. Bunza UND R. Stern (2004): Provisorische Geländeanleitung zur Abschätzung des Oberflächenabflussbeiwertes auf alpinen Boden-/Vegetationseinheiten bei konvektiven Starkregen (Version 1.0). Bundesamt und Forschungszentrum für Wald (BFW) Dokumentation, Nr.3.
- Melone, F., Corradini, C., and Singh V.P. (2002): Lag prediction in ungauged basins: an investigation through actual data of the upper Tiber River valley. Hydrological Processes Volume 16, Issue 5, 1085-1094.

- Merz, B. (2006): Hochwasserrisiken. Grenzen und Möglichkeiten der Risikoabschätzung. E.Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung Stuttgart, 2006. 334 S.
- Merz, B., Thieken, A. (2004): Flood risk analysis: concepts and challenges. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft: 56 (H3-4), 27-34.
- Merz, R. (2002): Understanding and estimating flood probabilities at the regional scale. Wiener Mitteilungen, Wasser-Abwasser-Gewässer, Band 181, Hrsg. D. Gutknecht, Institut für Hydraulik, TU Wien, 146 pp. + 52 Seiten Anhang.
- Merz, R. und Blöschl, G. (2003): Regionale Verteilung der Hochwasserwahrscheinlichkeiten in Österreich. Mitteilungsblatt des Hydrographischen Dienstes in Österreich. Nr. 82, pp. 69-82.
- Merz, R., Blöschl, G., Piock-Ellena, U., Rieger, W. (1999): Regionalisierung von Bemessungshochwässern mit geostatistischen Verfahren. Internationales Symposium INTERPRAEVENT 2000 - VILLACH, Tagungspublikation, Band 1, S. 71-84.
- Merz, R., Blöschl, G., und Piock-Ellena, U. (1999): Zur Anwendbarkeit des Gradex-Verfahrens in Österreich. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 51, Heft 11/12, pp. 291-305.
- Micevski, T., Franks, S.W., Kuczera, G. (2006): Multidecadal variability in coastal eastern Australian flood data. Journal of Hydrology, 327, 219-225.
- Montavon, C. (1996): Estimation des précipitations orographiques maximales probables par modélisation numérique. Communication n°5 du Laboratoire des Constructions hydrauliques, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.
- Naef, F. (2007): Extreme Hochwasser verstehen - Beispiele aus der Schweiz. In Gutknecht, D. (Hg.): Extreme Abflussereignisse. Dokumentation – Bedeutung – Bestimmungsmethoden. Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer, Band 206. Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Technische Universität Wien, 2007, 59-68.
- Nemmert, J., Theiner, D., Zoessmayr, M. und Rutschmann, P. (2006): Erfahrungsbericht zur Anwendung des Leitfadens zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren, Proceedings: Hochwassersymposium Graz 2006.
- PLANAT (Plattform Naturgefahren) (1998): Von der Gefahrenabwehr zur Risikokultur. Bern, Landeshydrologie und -geologie.
- Pohl, R. (1997): Überflutungssicherheit von Talsperren, Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 11, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden.

- Reszler, Ch., J. Komma, G. Blöschl und D. Gutknecht (2006): Ein Ansatz zur Identifikation flächendetaillierter Abflussmodelle für die Hochwasservorhersage. *Hydrologie und Wasserbewirtschaftung*, 50. Jg., Heft 5, pp. 220-232.
- Scherrer, S. (2007): Hochwasserabschätzung als Synthese von Statistik, Historie und Abflussprozessen. In Gutknecht (Hg.): *Extreme Abflussereignisse. Dokumentation – Bedeutung – Bestimmungsmethoden. Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer*, Band 206, Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Technische Universität Wien, 195-208.
- Schleiss, A. (2006): Mögliche Synergien zwischen Hochwasserschutz, Flussrevitalisierung und Wasserkraft dank innovativer Mehrzweckprojekte. *„Wasser Energie Luft“* 98, H.1, 3-9.
- Schreiber, H. (1970): Über Möglichkeiten zur Berechnung der n-Jährlichkeit von Hochwässern. *Österreichische Wasserwirtschaft*: 22 (H5-6), 138-153.
- Schumann, A., Sieber, H.-J. (2005): Hochwasserbemessung und Hochwasserschutzfunktion von Talsperren – Lehren aus dem Augusthochwasser 2002 in Sachsen. *Wasserwirtschaft* 95, H.1-2, 11-19.
- Schwarzl, S. (1972): Die meteorologischen Ursachen der Unwetterkatastrophe vom 12. und 13. August 1958 im Raume der Fischbacher Alpen (Stmk.). *Wetter und Leben* 24, 150-159.
- Sieber, H.-U. (2003): Auswirkungen des Extremhochwassers vom August 2002 auf die Sicherheit von Speichieranlagen des sächsischen Landestalsperrenverwaltung – eine erste Einschätzung. *Wasserwirtschaft* 93 H.1-2, 30-35.
- StMLU (Bayerisches Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen) (2003): *Schutz vor Hochwasser in Bayern. Strategie und Beispiele*. München, 2003. 32 S.
- Tilch, N., Zillgens, B., Uhlenbrook, S., Leibundgut, CH., Kirnbauer, R. Merz, B. (2006): GIS-gestützte Ausweisung hochwasserrelevanter Umsatzräume und Prozesse des Löhnersbach-Einzugsgebietes (Nördliche Grauwackenzone, Salzburger Land). *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft* 58, Heft 9-10, 141-151.
- US Soil Conservation Service (1957): *National Engineering Handbook. Sec. 4, Supplement 4, Hydrology*.
- Vischer, D. (1980): Das höchstmögliche Hochwasser und der empirische Grenzabfluss. *Schweizer Ingenieur und Architekt* 98 H.40/80, 981-984.
- Vischer, D. (1993): *Leben in Überschwemmungstälern. Möglichkeiten und Grenzen des Hochwasserschutzes*. *Neue Zürcher Zeitung* Nr.171, 28. Juli 1993, S.7.

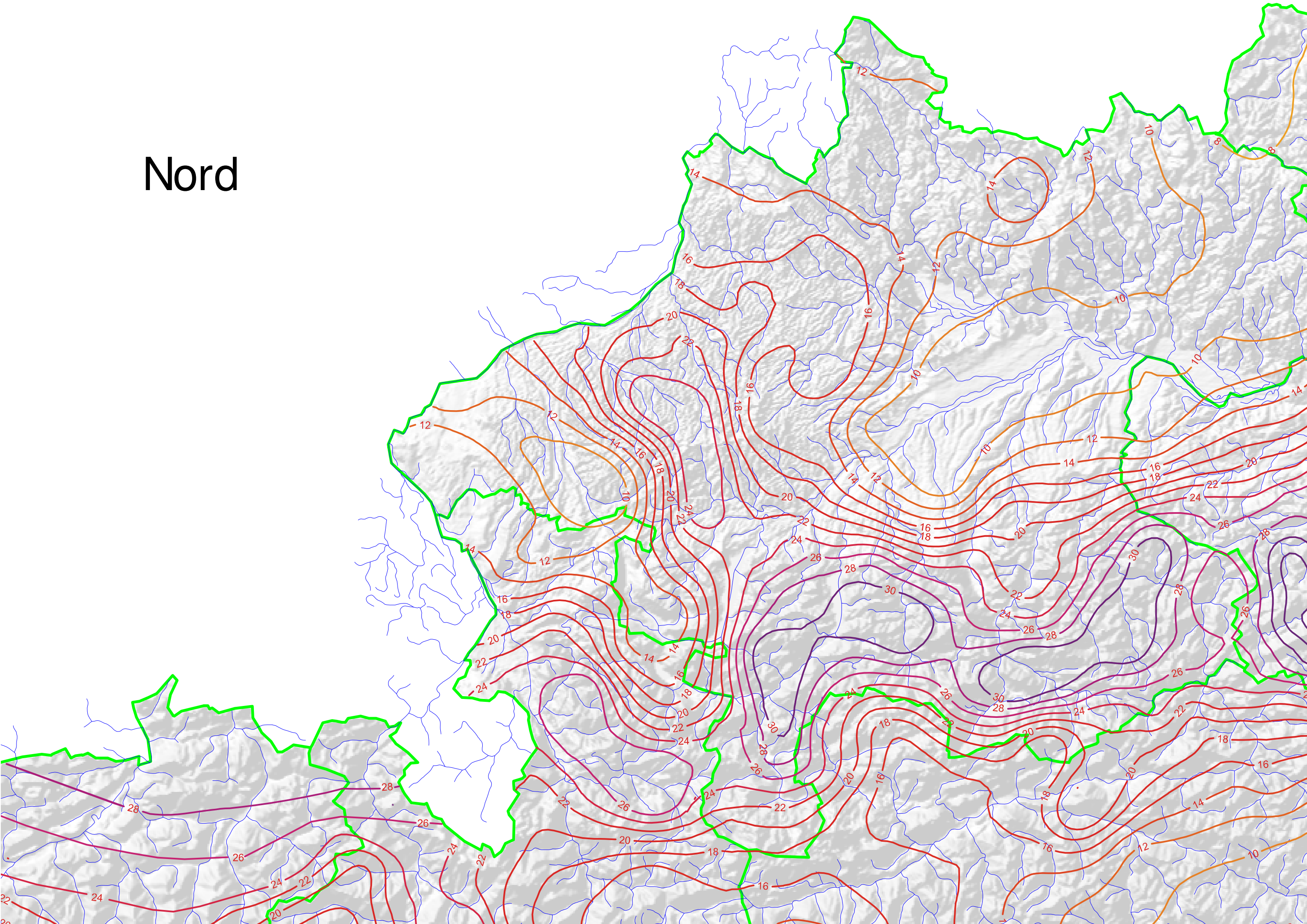
- Wagner, H. (1974): Konzeption zur Prognose von durch Wind erzeugte Wellen für kleinere Seegebiete. Wasserbaukolloquium 96, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 9.
- Watzinger, A. (1997): Investigation of some heavy floods in small alpine catchment areas in Austria. In: Destructive Water: Water-Caused Natural Disasters, their Abatement and Control (Proceedings of the Conference held at Anaheim, California, June 1996). IAHS Publication No. 239.
- Weilguni, V. (2007): Bemessungsniederschläge. Starkniederschlagsauswertung beim Hydrographischen Dienst. In Gutknecht, D. (Hg.): Extreme Abflussereignisse. Dokumentation – Bedeutung – Bestimmungsmethoden. Wiener Mitteilungen Wasser-Abwasser-Gewässer, Band 206, Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Technische Universität Wien, 2007, 209-226.
- Weilguni, V. (2009): Bemessungsniederschläge in Österreich. In: Wiener Mitteilungen Wasser - Abwasser – Gewässer, Band 216 Hochwässer: Bemessung, Risikoanalyse und Vorhersage. Hrsg: G. Blöschl, Technische Universität Wien, S. 71-84.
- WMO – World Meteorological Organization (1986): Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation. Operational Hydrology, Report No. 1, 2nd Edition, WMO – No. 332. Secretariat of the World Meteorological Organization – Geneva – Switzerland.
- Wundt, W. (1950): Die größten Abflußpenden in Abhängigkeit von der Fläche. Wasserwirtschaft 40, H.2, 59-64.
- Wundt, W. (1965): Grenzwerte der Hochwasserspende und der mittleren Abflußspende in Abhängigkeit von der Fläche. Wasserwirtschaft 55, H.1, 1-5.
- Zeller, J. (1988): Auswirkungen von Kraftwerkspeichern auf den extremen Hochwasserabfluss. „wasser, energie, luft“ 80, H.9, 187-190.

V Beispiele

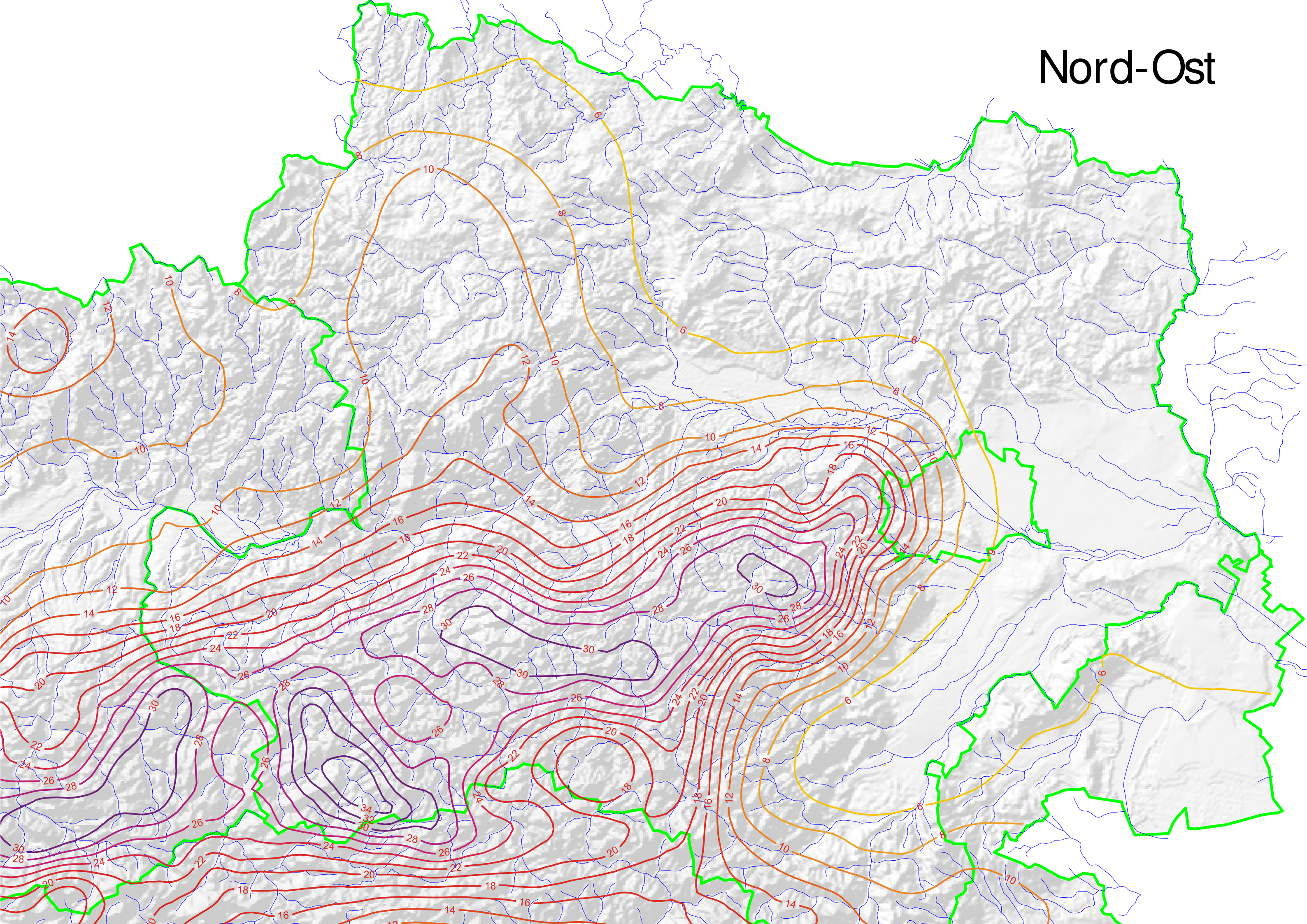
VI Unterlagen und Materialien

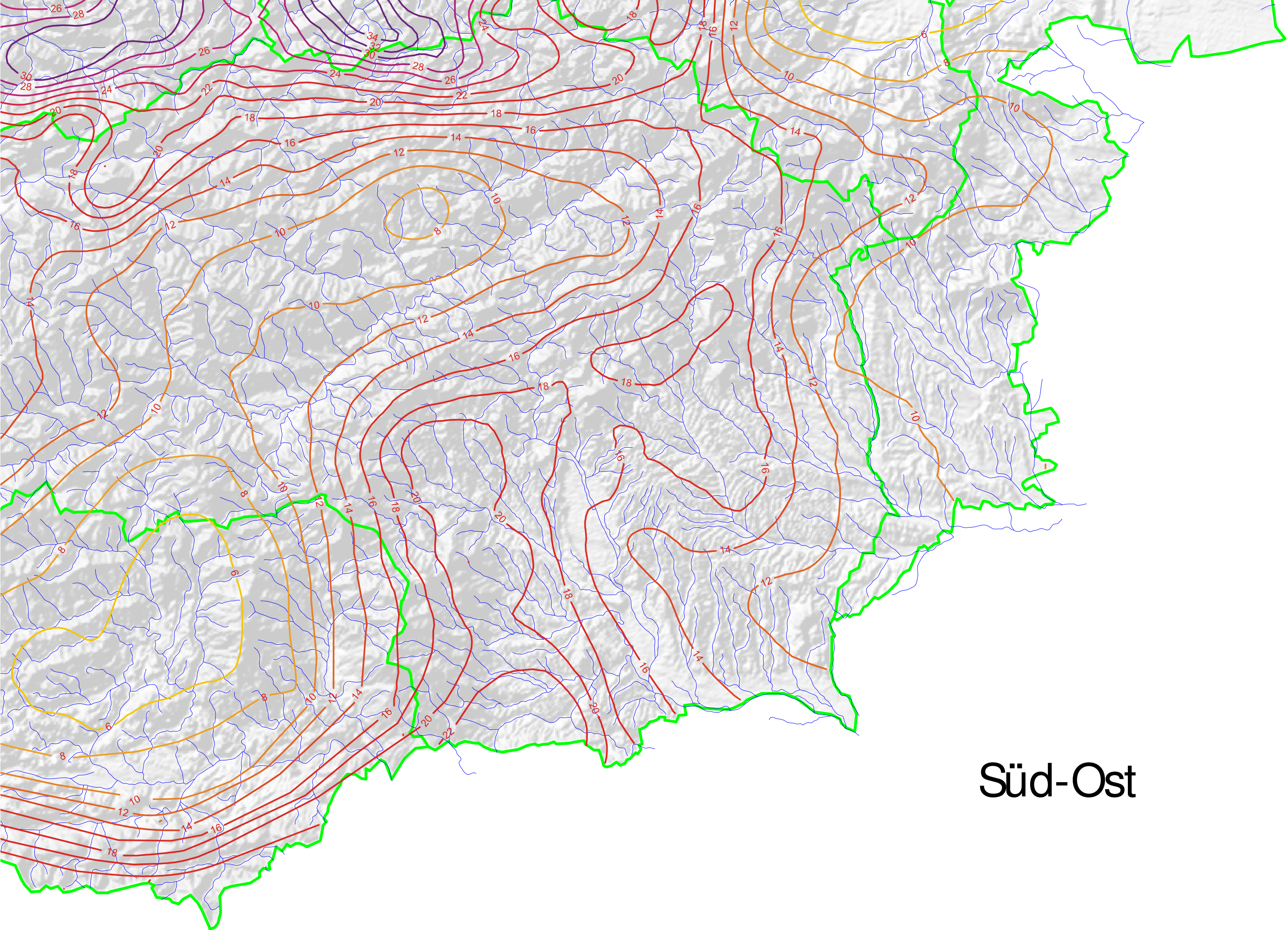
Anhang VI/1: c Parameter zur Berechnung des Testhochwassers BHQ* (5 Teilkarten)

Nord

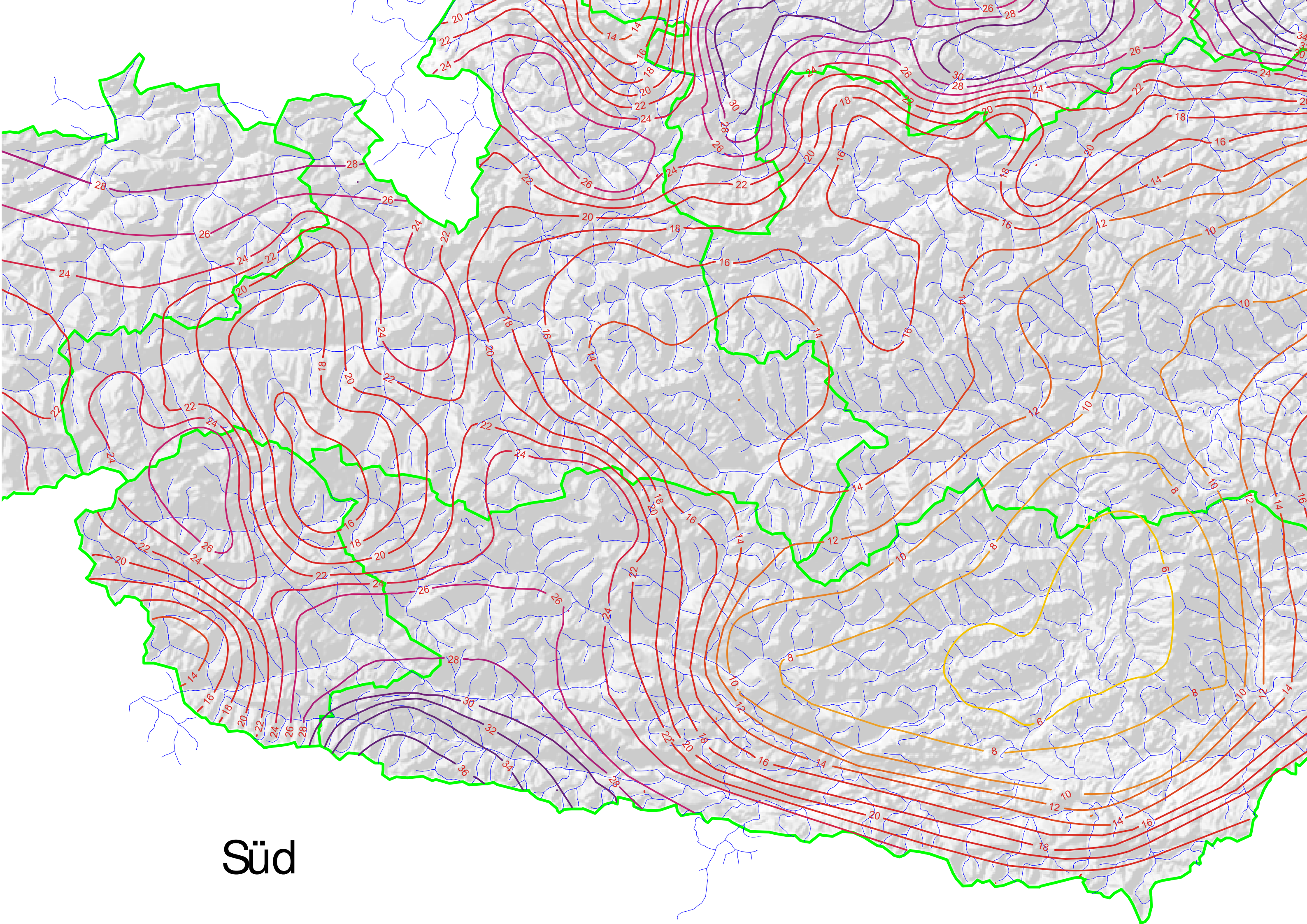


Nord-Ost

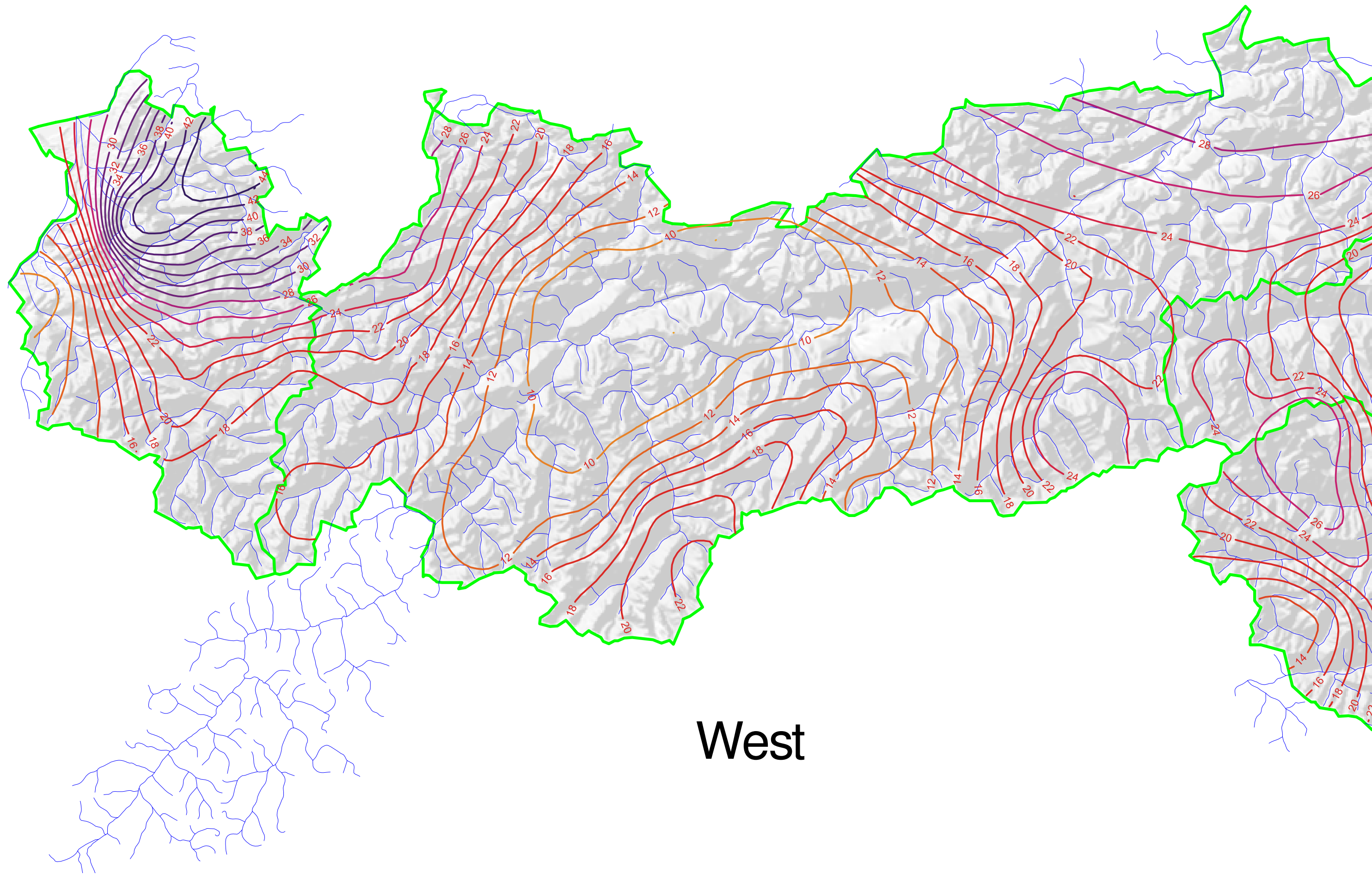




Süd-Ost

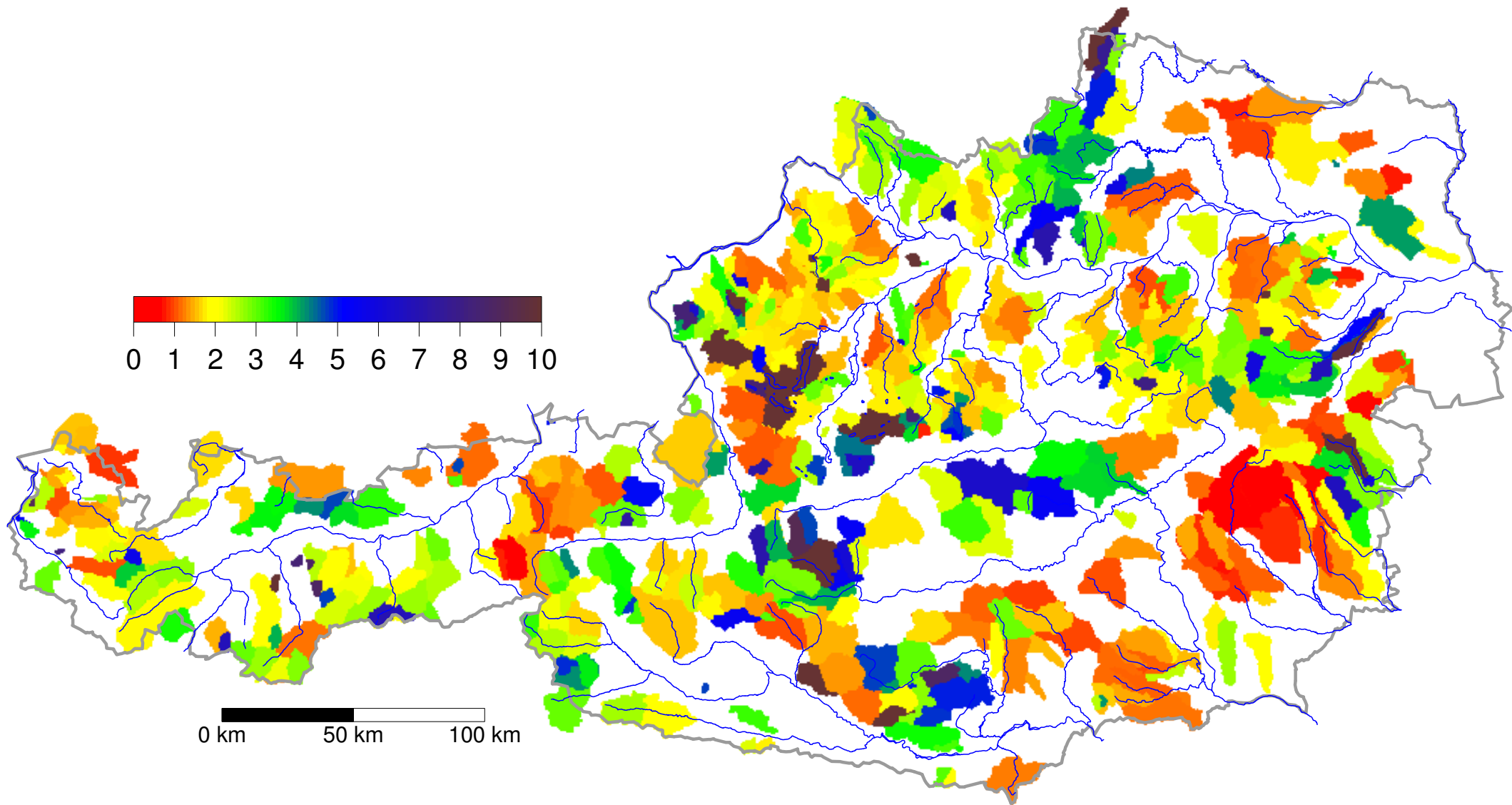


Süd



West

Anhang VI/2: Flächenbezogene Anstiegszeit t_0 in Pegel Einzugsgebieten zur Ermittlung der Basisdauer der Zuflusswelle.





lebensministerium.at