



Tiefbauamt
Stadt Bern

Oberingenieurkreis II

Bau-, Verkehrs- und
Energiedirektion
des Kantons Bern
Tiefbauamt

Wasserbauplan
Beilage C.4.2

Gemeinde	Bern		
Erfüllungspflichtige	Stadt Bern		
Gewässernummer	37		
Gewässer	Aare		
Datum	Rev.	22.05.2018	

Dossier-Datum	22.05.2018
Revidiert	
Projekt-Nr.	
Format	A4
Freigabe	LAG

Hochwasserschutz Aare Bern Gebietsschutz Quartiere an der Aare

Unterlage

Hydraulik und Geschiebe

Projektverfassende

Generalplanerteam HWS Aarebogen:
p.A.

Emch+Berger AG Bern

Seestrasse 7
CH-3700 Spiez
Tel. +41 33 650 75 75
www.emchberger.ch



Engineering



Flussbau AG SAH
dipl. Ing. ETH/SIA flussbau.ch

Rolf Mühlethaler
Architekt BSA SIA

w+s
Landschaftsarchitekten AG

Wasserbauplangenehmigung:

Impressum

Auftragsnummer	599070 (Projektnummer Stadt Bern)
Auftraggeber	Stadt Bern
Datum	20. Juli 2017
Version	1.2
Autoren	S. Geisser, L. Hunzinger, R. Künzi (Flussbau AG SAH)
Freigabe	R. Künzi
Verteiler	Dossier Vernehmlassung
Datei	/Volumes/Daten_Flussbau/Projekte/Aare Bern WBP/2.Projekt/27.Dokumentation/TechnischerBericht_Hydraulik/Bericht WBP_FachberichtHydraulik_C.5.3_170711_V1.1_Vernehmlassung.docx
Seitenanzahl	117
Copyright	© Generalplanerteam HWS Aarebogen , p.A. Emch+Berger AG Bern

Inhalt

Zusammenfassung	iv
1 Einleitung und Auftrag	1
1.1 Ausgangslage	1
1.2 Auftrag	2
2 Numerisches Modell Geschiebetransport	3
2.1 Allgemeines	3
2.2 Modellperimeter	4
2.3 Erläuterungen zum Modell	4
3 Eichung	9
3.1 Ziel der Eichung	9
3.2 Eichung Sohlenveränderungen und Geschiebefrachten	9
3.3 Eichung Wasserspiegel	10
3.3.1 Rekonstruktion der gemessenen Hochwasserstände	10
3.3.2 Schlüsselkurve Station Schönauf	11
3.4 Geschiebehaushalt während der Eichperiode	11
3.4.1 Jährliche Geschiebefrachten	11
3.4.2 Geschiebespeicher Schwellenmätteli	12
3.4.3 Verhalten der Sohle in der Matte während eines Hochwassers	13
3.5 Überprüfung Modell anhand des Hochwassers vom Mai 2015	13
3.5.1 Ausgangslage und Zielsetzung	13
3.5.2 Modellgrundlage	13
3.5.3 Resultate aus Modellüberprüfung Hochwasser 2015	14
4 Modell Projekt	16
4.1 Geometrie	16
4.2 Uferauheiten	16
4.3 Sohlenrauheit	18
4.4 Hydraulische Randbedingungen	18
4.5 Reserven	19
5 Simulation Einzelereignisse	20
5.1 Ziele	20
5.2 Szenarien	20
5.2.1 Dimensionierungsereignisse	20

5.2.2	Überlastszenarien	21
5.2.3	Szenarien Gefahrenkarte nach Massnahmen (Raumplanung)	22
5.2.4	Szenarien Intensitätskarten nach Massnahmen (Risikoanalyse)	22
5.3	Ergebnisse	23
5.3.1	Darstellung der Resultate	23
5.3.2	Bemessungsereignisse (Resultate Anhang H.2)	23
5.3.3	Resultate Überlastszenarien	24
5.3.4	Resultate Szenarien Gefahren- und Risikobeurteilung	25
6	Sensitivitätsanalyse	27
6.1	Einleitende Bemerkungen	27
6.2	Sensitivitätsanalyse aus dem Vorprojekt L21	27
6.3	Sensitivitätsuntersuchungen im Rahmen des Wasserbauprojekts	27
6.4	Ergebnisse	28
6.4.1	Darstellung der Resultate	28
6.4.2	Auswertung Szenario S1 „Speicher“	28
6.4.3	Auswertung Szenario S2 „Stollen“	29
7	Extrapolation der Sohlenveränderung – Geschiebemanagement Schwellenmätteli	30
8	Bestimmung der Wasserspiegellagen und Schutzkoten	30
8.1	Projektziele	30
8.2	Kurvenüberhöhung	34
8.3	Erforderliche Höhe Ufersicherung	34
8.4	Freibord	35
8.4.1	Empfehlungen der KOHS [1]	35
8.4.2	Unschärfe in der Wasserspiegellage aus Unsicherheit in der Sohlenlage σ_{wz}	35
8.4.3	Freibord aufgrund von Unschärfe in der Bestimmung der Wasserspiegellage f_w	36
8.4.4	Freibord aufgrund von Wellenbildung und Rückstau an Hindernissen f_v	36
8.4.5	Freibord aufgrund von zusätzlich benötigten Abflussquerschnitt unter Brücken f_t	36
8.5	Schutzkoten	37
8.5.1	Einleitende Bemerkungen	37
8.5.2	Abschnitt Aarstrasse/Tych	37

Anhang

Anhang A Verwendete Grundlagen

Anhang B Das Programm MORMO

Anhang C Übersichtsplan Projektperimeter (km 26.600 – 32.570)

Anhang D Modell Stand Vorprojekt: Modell und Resultate

Anhang E Modellgrundlagen Eichung

Anhang F Resultate Modellrechnung Eichung

Anhang G Resultate Überprüfung Modell nach Hochwasser 2015

Anhang H Resultate Modellrechnung Projekt

Anhang I Schutzkoten

Anhang J Übersicht Szenarien und Freibordkriterien

Anhang K Faktenblatt Einfluss Reduktion Aufweitung oberhalb Bärenpark

**Anhang L Faktenblatt Schwemmholzproblematik an Stegen und Pegelabsenkung
Engelhalde**

Zusammenfassung

Das Generalplanerteam HWS Aarebogen erarbeitet das Hochwasserschutzprojekt „Gebietsschutz Quartiere an der Aare“ für die Stadt Bern. Im Rahmen dieses Wasserbauplans werden die hydraulischen und geschiebetechnischen Fragen, welche für das Vorprojekt mit Hilfe eines eindimensionalen numerischen Abfluss- und Geschiebetransportmodells mit dem Programm MORMO erörtert wurden, aktualisiert und gemäss den aktuellen Projektvorgaben neu berechnet. Das Modell umfasst den Abschnitt zwischen der Gürbemündung (km 24.8) und dem Wohlensee (Chappellenbrücke km 46.36). Es wurde anhand von gemessenen Sohlenveränderungen in den Perioden 1985 - 2000, 2000 - 2005 und 2005 - 2010 und den daraus rekonstruierten Geschiebefrachten, sowie anhand von gemessenen Hochwasserspuren während der Ereignisse von 2004 und 2005 geeicht. Bereits die Analyse der Sohlenveränderungen seit 1985, welche im Vorprojekt gemacht wurde, hat gezeigt, dass die Aare mit 8'000 m³ bis 14'000 m³ jährlich (und bei grossen Hochwassern das drei bis sechsfache dieser Menge) viel Geschiebe nach Bern geführt hat. Diese Berechnungen konnten mit der Aktualisierung des numerischen Modells auf Stufe Wasserbauprojekt bestätigt werden. Bei Hochwasser wird Geschiebe im Schwellenmätteli abgelagert und verzögert ans Unterwasser weitergegeben. Der Geschiebespeicher ist selbst dann wirksam, wenn die Sohle im Schwellenmätteli bereits vor einem Ereignis ein hohes Niveau hat. Dieser temporäre Rückhalt im Schwellenmätteli löst zwischen Matte und dem Altenberg eine vorübergehende Sohlenerosion aus und erhöht während der Hochwasserspitze die Abflusskapazität auf diesem Abschnitt.

Innerhalb des Projektperimeters wurden unterschiedliche Schutzziele definiert. Mit dem Abfluss- und Geschiebetransportmodell wurden Wasserspiegellagen und die Energielinien für unterschiedliche Szenarien berechnet. Daraus wurden abschnittsweise Schutzkoten festgelegt. Gemäss den Empfehlungen der KOHS wurde ein Freibord bestimmt und gegebenenfalls in den Schutzkoten berücksichtigt. In den Schutzkoten, welche als „bordvoll“ bezeichnet werden ist kein Freibord enthalten. Es wurde jedoch eine Unschärfe in der Grössenordnung von 10 bis 20 cm hervorgehend aus der Unsicherheit in der Sohlenlage berücksichtigt. Die so bestimmten Wasserspiegellagen entsprechen in etwa den Wasserspiegellagen, welche auf der Basis des Vorprojektmodells berechnet wurden. Die Schutzkoten sind gegenüber dem Vorprojekt tendenziell leicht tiefer.

Die Extrapolationsrechnungen über einen Zeitraum von 30 Jahren, welche im Rahmen des Vorprojekts erarbeitet wurden, sind für den vorliegenden Wasserbauplan nicht neu berechnet worden. Die Argumentation basiert somit auf dem Projektstand aus dem Vorprojekt. Die Argumentationen bleiben weiterhin gültig. Die Sensitivitätsüberlegungen aus dem Vorprojekt wurden ergänzt und sind im vorliegenden Bericht dokumentiert.

1 Einleitung und Auftrag

1.1 Ausgangslage

In jüngster Zeit haben Hochwasserereignisse in der Aare zugenommen und der Dimensionierungsabfluss von $400 \text{ m}^3/\text{s}$, welcher dem Korrektionsprojekt von 1914 zugrunde lag, wurde in den letzten zwanzig Jahren elfmal überschritten (1995, 1999, 2002, 2004, 2005, 2007 und 2011 bis 2015). Die Entwicklung der Jahresmaxima der Messstation an der Aare (Schönau, LH 2135, 1918 – Sept. 2015) ist in Abbildung 1 dargestellt. Seit 2011 wurde dieser Abfluss jedes Jahr überschritten, was unter anderem auch auf die Inbetriebnahme des Hochwasserschutzstollens Thun im Jahr 2009 zurückgeführt werden kann. Erwähnenswert sind auch die Abflüsse im Sommer 2014, welche über mehrere Wochen sehr hoch und nahe der heutigen Schadensgrenze von $420 \text{ m}^3/\text{s}$ lagen. Die Abflüsse lagen vom 8. bis am 16. Juli, vom 23. Juli bis zum 5. August sowie am 11. und 12. August jeweils über $300 \text{ m}^3/\text{s}$, was auch mehrheitlich auf den Betrieb des Hochwasserschutzstollens in Thun zurückzuführen ist. Die Abflussspitze von $434 \text{ m}^3/\text{s}$ wurde am 13. Juli erreicht. Auch im darauffolgenden Jahr erreichte die Aare in Bern mehrmals hohe Abflusswerte. Im Mai 2015 lag der Abfluss während drei Tagen im Bereich von $500 \text{ m}^3/\text{s}$ mit einer Spitze von $510 \text{ m}^3/\text{s}$ am 4. Mai 2015. Bereits am 7. Juni stieg der Aarepegel aufgrund von starken Niederschlagsereignissen erneut an. Innerhalb von weniger als 3 Stunden stieg der Abfluss der Aare in Bern von $230 \text{ m}^3/\text{s}$ auf rund $400 \text{ m}^3/\text{s}$ und forderte den Einsatz der Berner Feuerwehr.

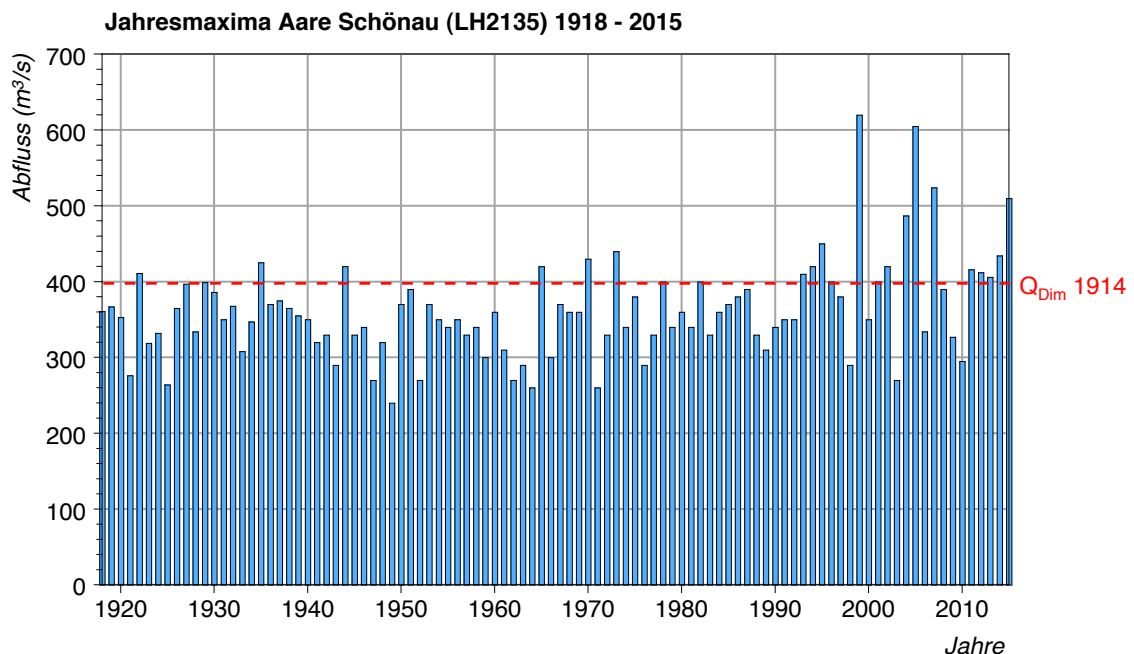


Abbildung 1: Entwicklung der Jahresmaxima der Aare in Bern (Messstation Schönau, LH2135) in den vergangenen knapp 100 Jahren.

Die Ereignisse von 1999 und 2005 haben in der Stadt Bern, insbesondere in der Matte, grosse Schäden angerichtet. Die Hochwasserabflüsse waren jeweils von intensivem Geschiebetransport begleitet und haben zu Geschiebeablagerungen, u. a. im Schwellenmätteli, geführt.

Im Anschluss an das Ereignis von 1999 wurden Sofortmassnahmen eingeleitet und die Erarbeitung eines Hochwasserschutzkonzeptes beschlossen. Nach dem Hochwasser 2005 wurden die bis dahin entwickelten Lösungsansätze überarbeitet. Zudem musste der Bemessungsabfluss erhöht werden. In der Folge wurden mehrere Projektideen und Varianten für den Hochwasserschutz in der Stadt Bern entwickelt und diskutiert. Das Projekt „L21 Objektschutz Quartiere an der Aare“ war eines davon und wurde im Auftrag des Tiefbauamtes der Stadt Bern vom Generalplanerteam HWS Aarebogen auf Stufe Vorprojekt ausgearbeitet.

Nach einigen Jahren mit zusätzlichen Abklärungen wird nun das Vorprojekt L21 vom gleichen Projektteam überarbeitet und optimiert und unter dem Namen „Gebietsschutz Quartiere an der Aare“ auf Stufe Wasserbauplan weiter ausgearbeitet.

1.2 Auftrag

Im Rahmen des Wasserbauplans soll der geschiebetechnische und hydraulische Nachweis für die Hochwasserschutzmassnahmen des Projekts „Gebietsschutz Quartiere an der Aare“ erbracht werden.

Damit die Projektierung auf der Stufe Wasserbauplan ausgearbeitet werden kann, muss das im Rahmen des Vorprojekts erarbeitete Abfluss- und Geschiebetransportmodell der Aare gemäss dem neusten Projektstand angepasst werden. Mit dem Modell sollen die bei verschiedenen Hochwasserszenarien zu erwartenden Sohlen- und Wasserspiegellagen in der Aare zwischen Eichholz und dem Wehr Engehalde bestimmt werden. Sie dienen als Grundlage zur Berechnung der erforderlichen Freibordhöhen und Schutzkoten für das Projekt.

2 Numerisches Modell Geschiebetransport

2.1 Allgemeines

Für die Berechnung von Geschiebefrachten, Sohlenveränderungen und Wasserspiegel-lagen als Grundlage zur Bestimmung von Schutzkoten entlang der Aare in Bern, wurde ein eindimensionales Abfluss- und Geschiebetransportmodell mit dem Simulationspro-gramm MORMO verwendet. Die Geometrie wird durch Querprofile beschrieben. Für je-den Zeitschritt einer Abflussganglinie werden in jedem Querschnitt die hydraulischen Pa-rameter und die Parameter für den Sedimenttransport, namentlich die Transportkapazi-tät, mit einer Staukurve berechnet. Anschliessend wird in jedem Querprofil die Trans-portkapazität mit dem Geschiebeeintrag vom flussaufwärts liegenden Querprofil vergli-chen und die Differenz entweder erodiert oder abgelagert. Zudem wird der Einfluss der Deckschicht berücksichtigt (4-Kornmodell). Im nächsten Zeitschritt wird die Prozedur mit einem anderen Abfluss und mit der veränderten Sohlenlage wiederholt. Eine detaillierte Beschreibung des Programmes ist im Anhang B gegeben.

Das im Rahmen des Vorprojekts erarbeitete Modell wurde im Rahmen des Wasserbau-projekts weiterentwickelt und gemäss dem aktuellen Planstand aktualisiert. Die Eichperi-ode konnte seit der Modellerarbeitung während der Vorprojektphase bis ins Jahr 2010 um 5 Jahre verlängert werden, da in diesem Jahr neue Querprofilaufnahmen durch das BAFU erfolgt sind. So konnten die im Vorprojekt bestimmten Schutzkoten überprüft und für den Wasserbauplan verfeinert werden. Das Modell ermöglichte das Verhalten von Aaresohle und Wasserspiegel insbesondere in der Matte nachzuvollziehen. Mittels Sen-sitivitätsrechnungen konnte der Einfluss unterschiedlicher Parameter analysiert und quantifiziert werden. In der hydraulischen Berechnung wurden Reserven eingebaut, so dass auch spätere Sanierungsmassnahmen nach den heutigen ökologischen Kriterien möglich sein dürften (vgl. Kap. 4.5).

Die nachfolgenden Erläuterungen beziehen sich auf das aktuelle Simulationsmodell. Die Unterschiede zum Modell aus dem Vorprojekt sind in Anhang D.1 in Tabellenform zu-sammengestellt. Eine Modellbeschreibung sowie die Resultate aus den Vorprojektsimu-lationen, welche im Rahmen der weiteren Projektplanung nicht weiter aktualisiert und neu berechnet wurden, sind in Anhang D dokumentiert.

2.2 Modellperimeter

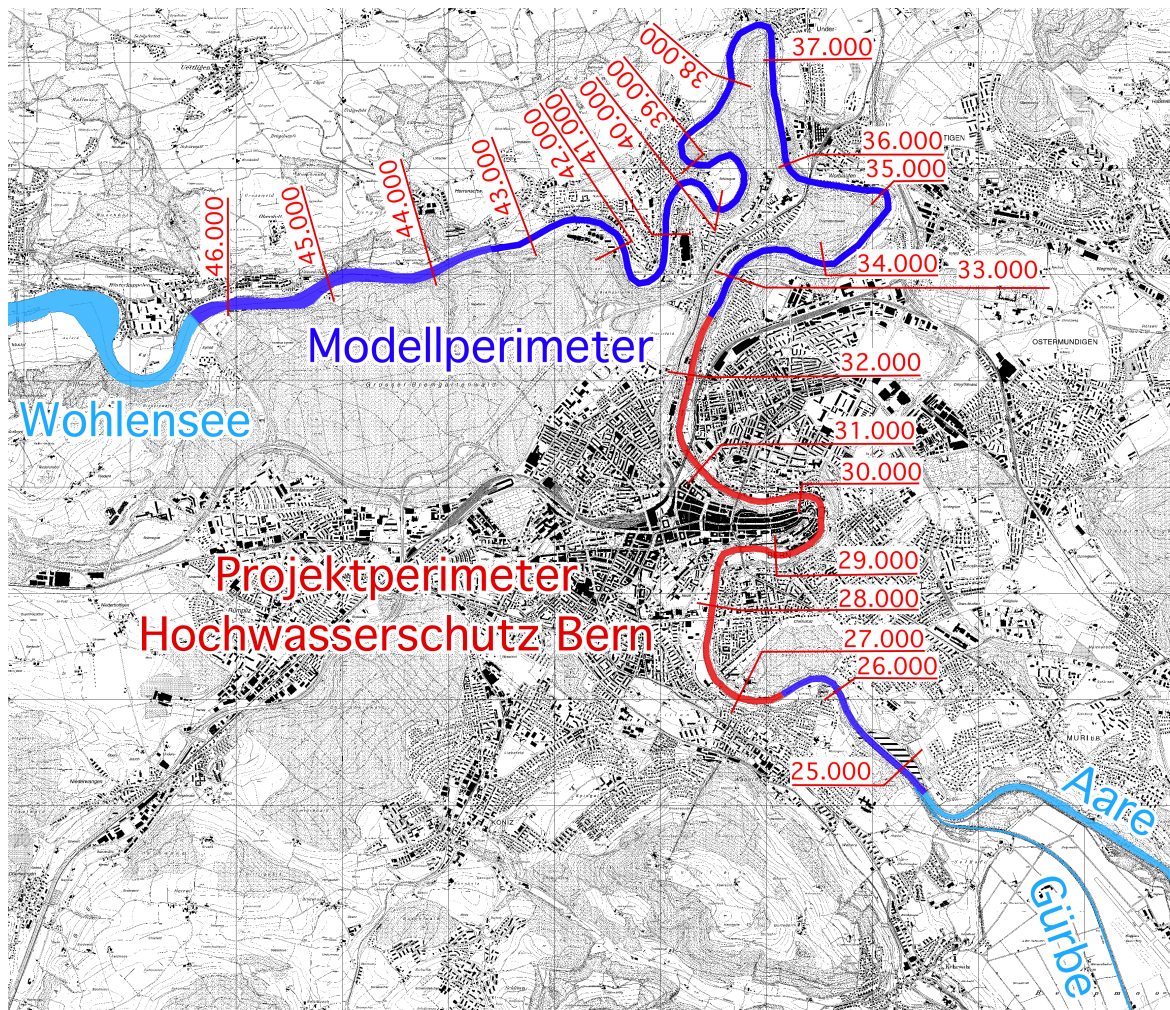


Abbildung 2: Übersicht des Modellperimeters von der Gürbemündung bis in den Wohlensee (dunkelblau) mit Angabe des Projektperimeters Hochwasserschutz Bern (rot).

Das Modell erstreckt sich von der Gürbemündung (km 24.800) bis in den Wohlensee (km 46.360) (siehe dunkelblaue Strecke der Abbildung 2). Der Projektabschnitt Hochwasserschutz Bern „Gebietsschutz Quartiere an der Aare“ (km 26.600 bis 32.570) ist darin enthalten und in der Abbildung 2 rot markiert. Eine detaillierte Übersicht des Projektperimeters mit einer Darstellung der im Modell verwendeten Querprofile ist in Abbildung 15 im Anhang C abgebildet.

2.3 Erläuterungen zum Modell

Geometrie

Die Geometrie der Aare wird mit Querprofilen des BAFU [5] im Abstand zwischen 100 m und 250 m abgebildet. Im Schwellenmätteli und zwischen der Matte und dem Klösterli wurde das Modell mit Profilen von Kissling + Zbinden [4] ergänzt. Der Querprofilabstand beträgt auf diesem Abschnitt rund 60 m. In diesen Profilen ist die Sohlenlage 1985 nicht vermessen worden und musste rekonstruiert werden. Für die Profile im Schwellenmätteli

wurde hierfür die Volumendifferenz zwischen 1985 und 2000 von 90'000 m³ verwendet (Kap. E.3), für die Profile weiter flussabwärts wurden sie aus Sohlenveränderungen der benachbarten Profile von 1985 bis 2000 bzw. bis 2005 interpoliert. Alle im Modell enthaltenen Querprofile sind im Übersichtsplan in Abbildung 15 im Anhang C dargestellt.

Wo nötig wurden die Querprofile seitlich erweitert, um auch Abflussflächen ausserhalb des eigentlichen Gerinnes der Aare abzubilden. Überflutungsflächen, welche weit von der Aare entfernt sind, sowie Überflutungsflächen zwischen Gebäuden werden als nicht durchströmt angenommen und somit im Modell nicht abgebildet.

Uferrauheiten

Anlässlich einer Feldbegehung wurde die Uferbeschaffenheit im gesamten Projektperimeter erhoben und dazugehörige Rauheitsbeiwerte abgeschätzt (Stand November 2007). In der Eichungsphase des Modells wurden diese Werte innerhalb vernünftiger Grenzen so variiert, dass die Ziele der Eichung (Kapitel 3.1) bestmöglich erreicht werden konnten. Dies führte zu einer Erhöhung aller Rauheitsbeiwerte um 5 Einheiten gegenüber dem abgeschätzten Wert im Feld. Die abgeschätzten und im Modell verwendeten Strickler-Werte der verschiedenen Ufertypen sind in Tabelle 1 zusammengestellt und in Abbildung 3 jeweils anhand eines Beispiels visualisiert.

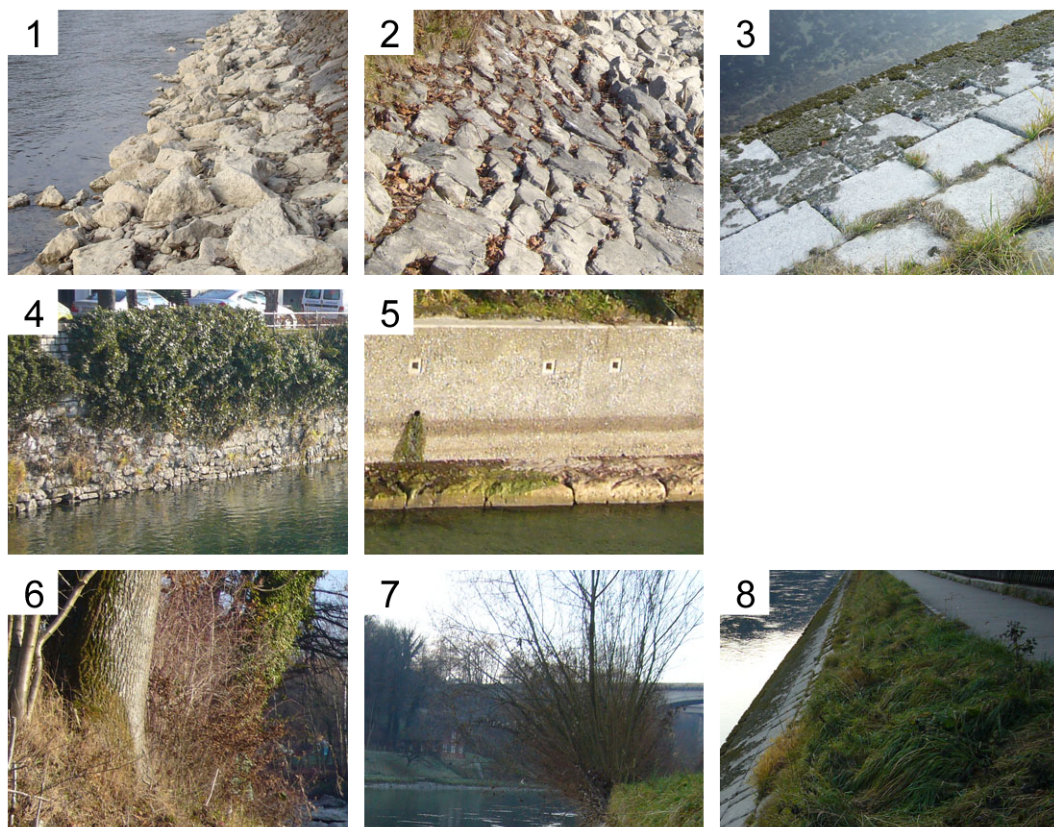


Abbildung 3: Beispielbilder der im Modell abgebildeten Ufertypen der Aare.

Tabelle 1: Abgeschätzte und im Rahmen der Eichung angepasste Strickler-Werte der verschiedenen Uferbeschaffenheiten im Projektperimeter (Angaben in $\text{m}^{1/3}/\text{s}$).

Typ	Ufercharakter	Abschätzung im Feld	Geeichtes Modell
1	Blocksatz mässig strukturiert	25	30
2	Blocksatz regelmässig	28	33
3	Städtischer Plattenverbau	33	38
4	Mauer rau	36	41
5	Mauer glatt	40	45
6	Bäume	15	20
7	Büsche	24	29
8	Gras	30	35

Korngrössen

Linienzahlanalysen zwischen Thun und dem Wohlensee aus verschiedenen Quellen ([22], [23] und [24]) dienen als Basis für die Bestimmung der charakteristischen Korngrössen. Die einzelnen Proben wurden entweder der Deckschicht oder dem Geschiebe zugeordnet. Die Abnahme von d_{90} und d_m von Sohle und Geschiebe entlang der Flussachse wird im Modell mit einem Abriebskoeffizienten nach Sternberg beschrieben (Abbildung 37 Anhang E.1). Ab dem Kraftwerk Felsenau wird flussabwärts der Anteil an Schwebstoffen in den Ablagerungen sukzessive erhöht.

Sohlenrauheit

Die Sohlenrauheit wird aus dem Korndurchmesser d_{90} mit

$$k_{str} = \frac{23.5}{d_{90}^{\frac{1}{6}}}$$

ermittelt. Dabei wird je nach Sohlenlage unterschieden, ob die Rauheit durch Sohlenmaterial der Deckschicht oder durch abgelagertes Geschiebe bestimmt wird. Es resultieren k-Strickler-Werte der Sohle zwischen 34 und 38 $\text{m}^{1/3}/\text{s}$.

Abflussganglinie

Die Abflussganglinie wird aus den Momentanwerten von 1985 bis 2010 der Abflussmessungen an der Messstation Schönauf gebildet [9]. Es wurden nur die geschieberelevanten Abflüsse über 150 m^3/s berücksichtigt. Die Dauer der Abflussganglinie reduziert sich so von einer Länge von 26 Jahren um rund zwei Drittel auf 80'000 Stunden (Abbildung 38, Anhang E). Für die Eichung wurden die Abflüsse der Messstation Schönauf um 1 % erhöht. Damit werden nachträgliche Korrekturen an der Pegel-Abflussbeziehung bei der Messstelle Schönauf berücksichtigt [13].

Im Kraftwerk Felsenau werden generell 100 m^3/s turbinert, wodurch der Abfluss auf der Restwasserstrecke entsprechend reduziert wird. Gemäss Aussagen des Kraftwerksbetreibers kann kein direkter Zusammenhang zwischen dem Aareabfluss und den turbinerten Mengen hergestellt werden, weil die Fassung je nach Geschiebe- und Schwemmholzanfall unterschiedlich betrieben wird. Eine vereinfachte Funktion lässt sich gemäss Abbildung 4 darstellen. Sie bildet die meisten der vergangenen Hochwasser ab. Während der grossen Hochwasserereignisse wurde die turbinierte Wassermenge gemäss Angaben des Kraftwerksbetreibers individuell angepasst [7].

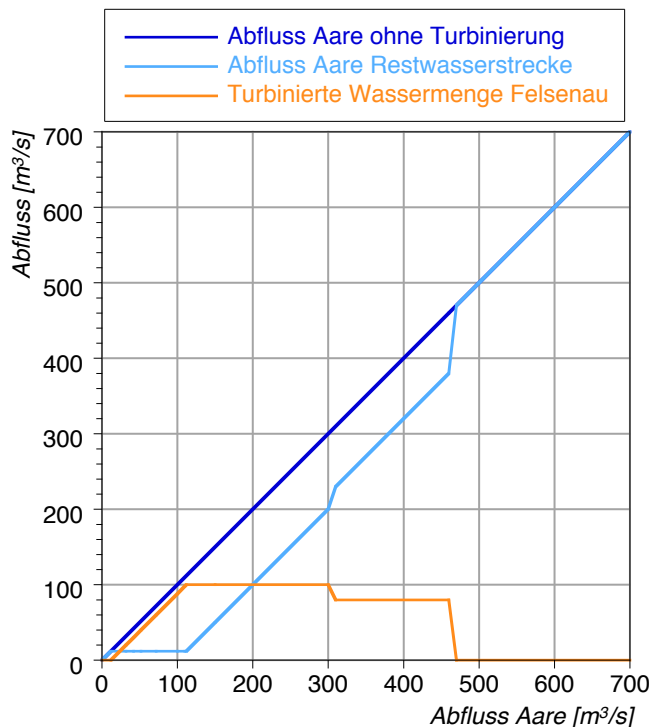


Abbildung 4: Abflussreduktion auf der Restwasserstrecke zwischen Wehr Engehalde und Auslauf Kraftwerk Felsenau.

Hydraulische Randbedingungen

Die Pegel-Abflussbeziehungen beim Wehr Engehalde und beim Schwellenmätteli wurden dem Modell von Hunziker, Zarn & Partner AG (HZP) [16] entnommen. In der Periode von September bis Dezember 2005 wurde eine Pegelabsenkung von 20 cm angenommen, damit die Remobilisierung der Ablagerungen (Spülung) abgebildet werden konnten.

Beim Schwellenmätteli unterscheidet sich die Pegel-Abflussbeziehung für kleinere und mittlere Abflussmengen nur geringfügig von derjenigen, die aus den Modellversuchen an der VAW für eine 1/3-Verklausung des Wehrs ermittelt wurden [15]. Für grössere Abflussmengen wurden die Werte aus den Modellversuchen übernommen und entsprechend in die Pegel-Abflussbeziehung im Modell eingefügt. Wir weisen darauf hin, dass sich die Pegel-Abflussbeziehungen aus den Versuchen der VAW, welche zur Festlegung der Unterwasserbedingung im numerischen Modell dienten, für ein zu 1/3 verlegtes Wehr gegenüber einem unverlegten Wehr nur geringfügig unterscheiden. Die hydraulische Randbedingung wurde in Profil km 28.740 festgelegt. Unterhalb davon können daher bis zu km 29.151 die Wasserspiegel im Ober- respektive Unterwasser der Schwelle nicht optimal abgebildet werden, da es sich jeweils um einen Teilabfluss handelt. Die Wasserspiegellagen und Energiehöhen wurden für den Abschnitt zwischen km 28.740 und 29.151 aus den Versuchen der VAW übernommen.

Die Pegel-Abflussbeziehung am unteren Modellrand (km 46.360) wurde vom geeichten Modell aus der Verlandungsstudie Wohlensee [8] entnommen.

Energieverluste

In starken Krümmungen wurden zusätzliche Reibungsverluste eingesetzt. Diese wurden in Funktion der Abflussmenge definiert. Bei der Untertorbrücke wurde ein Energieverlust durch den Rückstau an Brückenpfeilern berücksichtigt. Die Energieverluste wurden mit dem Programm HEC-RAS bestimmt und in das Abfluss- und Geschiebetransportmodell übertragen.

Geschiebeeintrag am oberen Modellrand

Der Geschiebeeintrag wurde in Funktion des Abflusses festgelegt. Der Eintrag am oberen Modellrand wurde so festgelegt, dass der Geschiebeeintrag im Schwellenmätteli möglichst optimal abgebildet werden kann. Da der Eintrag nicht auf die Frachten am oberen Modellrand (km 24.8) abgestimmt wird, resultieren geringe Differenzen der Einträge am oberen Modellrand mit den aus den Querprofilgeometrien rekonstruierten Frachten für die einzelnen Eichperioden.

Kiesentnahmen

Die Kiesentnahmen während der Eichperiode wurden aus verschiedenen Dokumenten zusammengestellt (vgl. Tabelle 16, Anhang E.3). Entgegen den Aussagen in der Dokumentation zu den Kontrollaufnahmen Schwellenmätteli von 2015 [17] wurde auf alle Baggerungsvolumina ein Auflockerungsfaktor von 1.15 gemäss [19] analog zum Vorprojekt L21 [10] angewendet.

Transportmodell

Für die Berechnungen wird mehrheitlich die Transportformel von Meyer-Peter, modifiziert nach Hunziker (1995) verwendet. Lokal wird der Transport mit der Originalformel von Meyer-Peter und Müller (1948) berechnet. Im Schwellenmätteli wurde der Transport mit Ersatzgerinne nach Zarn (1997) bestimmt. Die Schleppspannungen werden nach Einstein berechnet.

Deckschicht

Die Stabilität der Deckschicht wird nach dem Ansatz von Günter (1971) bestimmt. Die Sohle kann nur dann erodieren, wenn die Deckschicht aufgerissen wird. Dies ist der Fall, wenn die Schleppspannung einen kritischen Wert übersteigt. Die Lage der Deckschicht bleibt während der Eichperiode auf dem tiefsten, jemals erreichten Talweg und kann so mit feineren Ablagerungen überdeckt werden (4-Korn-Modell). Diese werden bereits bei einer geringeren Belastung mobilisiert als die darunterliegende Deckschicht.

Im Schwellenmätteli ist das Gerinne verzweigt und eine Deckschicht bildet sich nur in einzelnen Teilgerinnen. Im Schwellenmätteli wird deshalb kein Deckschichtkriterium angewandt.

Die Erosion in der Kurve im Eichholz (km 26.0 – 26.4) sowie im Bereich der Kirchenfeldbrücke (km 28.650 – 28.740) wurde im Modell durch einen festen Sohlenuntergrund (Fels) begrenzt.

3 Eichung

3.1 Ziel der Eichung

Ziel der Eichung ist die Rekonstruktion der Sohlenveränderungen und Geschiebefrachten zwischen der Gürbemündung und dem Wehr Engehalde für die Perioden 1985 bis 2000, 2000 bis 2005 und 2005 – 2010 sowie die Abbildung der gemessenen Wasserstände der Hochwasser von 2004 und 2005.

3.2 Eichung Sohlenveränderungen und Geschiebefrachten

Die Resultate aus der Eichung sind im Anhang F.1 in Form von Sohlendifferenzen- und Transportdiagrammen für die einzelnen Phasen der Eichung dargestellt. Im Sohlendifferenzendiagramm bedeutet ein positiver Wert Ablagerung auf der Sohle, ein negativer Wert Erosion. Im Transportdiagramm bedeutet eine ansteigende Kurve, dass die Geschiebefracht durch die Mobilisation von Geschiebe aus der Sohle (Sohlenerosion) oder durch Geschiebezugaben zunimmt. Eine fallende Kurve weist auf Ablagerungen auf der Sohle oder auf Kiesentnahmen hin. Fällt die Kurve nur leicht, verändert sich die Sohle auf dem Abschnitt nicht und die Geschiebefracht nimmt nur wegen des Abriebs ab.

Im Allgemeinen kann festgestellt werden, dass die beobachteten Erosions- und Ablagerungsprozesse sehr gut abgebildet werden. Auf dem Abschnitt zwischen der Gürbemündung und dem Wehr Engehalde weichen die berechneten Sohlendifferenzen nur wenig von den gemessenen Sohlendifferenzen ab. Auch das Ablagerungsverhalten im Schwellenmätteli wird durch das Modell gut erfasst.

In der ersten Phase der Eichperiode (1985 bis 2000) werden die Tendenzen der Sohlenveränderungen sehr gut abgebildet und das Frachtendiagramm verläuft parallel zur Fracht, welche aus den Querprofilvermessungen konstruiert wurde. Sowohl die Sohlenerosion zwischen Tierpark und Marzili als auch die Ablagerungen im Schwellenmätteli, bei der Untertorbrücke und oberhalb des Wehrs Engehalde werden sehr gut nachgebildet. Einzig die Ablagerungen im Altenberg (km 30.0 – 29.6) werden etwas unterschätzt, so dass das Modell beim Wehr Engehalde einen etwas zu hohen Geschiebedurchgang berechnet.

In der zweiten Phase der Eichperiode (2000 bis 2005) kann die leichte, parallele Sohleneintiefung zwischen Gürbemündung und Schwellenmätteli nicht rekonstruiert werden. Damit der Geschiebeeintrag im Schwellenmätteli der aus den gemessenen Sohlenveränderungen rekonstruierten Fracht entspricht, musste die fehlende Mobilisierung durch Sohlenerosion mit einem höheren Geschiebeeintrag bei der Gürbemündung kompensiert werden. Im Schwellenmätteli wird in dieser Periode tendenziell zu wenig Geschiebe durchtransportiert, so dass dort eine etwas höhere Sohlenlage resultiert als gemessen. Die Erosionstendenz entlang der Matte und dem Altenberg kann hingegen gut abgebildet werden. Von den Ablagerungen oberhalb des Wehrs Engehalde aus der vorangehenden Periode wird im Modell nur ein Teil wieder erodiert. Der Austrag aus dem Projektperimeter wird deshalb in dieser Periode im gleichen Mass unterschätzt, wie er in der Vorperiode überschätzt wurde.

In der dritten Phase der Eichperiode (2005 bis 2010) ist die Sohle im Modell, wie bereits in der vorangehenden Eichperiode, von der Gürbemündung bis zum Schwellenmätteli sehr stabil und die Deckschicht reisst nicht auf. Der Geschiebeeintrag am oberen Modell-

rand wurde deshalb so definiert wurde, dass der Geschiebeeintrag ins Schwellenmätteli gut abgebildet werden kann. Im Schwellenmätteli wird tendenziell zu viel Geschiebe zurückgehalten, der Austrag kann jedoch recht gut abgebildet werden. Trotz dem geringen Austrag aus dem Schwellenmätteli wird im Modell das Geschiebe nicht vollständig durch die Matte transportiert. Bei der Untertorbrücke kommt es zu Ablagerungen von rund 20 cm bis 30 cm, welche aus den gemessenen Querprofilveränderungen nicht rekonstruiert werden können. Die Geschiebefrachten werden auf den Abschnitt von der Untertorbrücke bis zum Wehr Engehalde unterschätzt. Die Sohlenveränderungen können auf diesem Abschnitt (ab km 30.0) aber gut abgebildet werden

Über die ganze Eichperiode von 1998 bis 2010 betrachtet, zeigt sich wiederum, dass im Schwellenmätteli eher zu viel Geschiebe abgelagert wird. Der Austrag aus dem Wehr Engehalde wird deshalb etwas unterschätzt. Generell können aber die Sohlenveränderungen auf dem gesamten Projektperimeter gut abgebildet werden.

Auf dem Abschnitt zwischen Wehr Engehalde und dem Wohlensee können die generellen Ablagerungs- und Erosionstendenzen ebenfalls nachgebildet werden. Auf diesem Abschnitt wurde das Modell aber nur grob geeicht, so dass in einzelnen Querprofilen größere Abweichungen zwischen Beobachtung und Berechnung auftreten.

Als Fazit der Eichung: Die Eichung auf dem Projektperimeter kann als gut bezeichnet werden. Es zeigt sich, dass der Transport im Schwellenmätteli, insbesondere in Phasen mit intensiven Kiesentnahmen, schwierig zu simulieren ist. Das Transportverhalten im Schwellenmätteli wird dann durch die mehrdimensionale Strömung und die variablen Abflussverhältnisse in Abhängigkeit des Durchflusses durch die verschiedenen Wehröffnungen sowie die Entnahmen beeinflusst.

3.3 Eichung Wasserspiegel

3.3.1 Rekonstruktion der gemessenen Hochwasserstände

Während der Hochwasser von 2004 und 2005 hatten Kissling + Zbinden im Auftrag des Tiefbauamtes Wasserstände und Hochwasserspuren entlang der Aare aufgezeichnet [25], [26]. Beide Hochwasser fallen in die Eichperiode des numerischen Modells. Die im Modell berechneten Wasserstände zur Zeit der Hochwasser können also direkt mit den gemessenen verglichen werden. Wie die Abbildung 46 in Anhang F.2 zeigt, können die gemessenen Wasserstände mit dem Modell gut abgebildet werden. Die Mehrheit der Wasserspiegel können mit einer Genauigkeit von rund 15 cm bestimmt werden (Standardabweichung Ereignis 2004: 17 cm, resp. Ereignis 2005: 14 cm). Die mit dem hydraulischen Modell berechneten Wasserspiegellagen liegen für das Ereignis 2004 tendenziell höher als die gemessenen Hochwasserspuren. Die über- respektive unterschätzten Wasserspiegellagen während des Ereignisses 2005 halten sich in etwa die Waage (Abbildung 5).

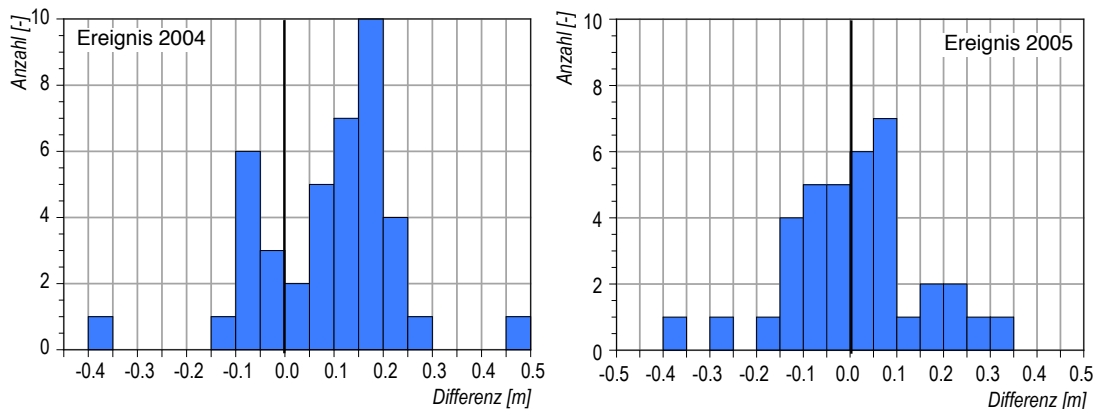


Abbildung 5: Verteilung der Differenzen von gerechneten Wasserspiegellagen und den gemessenen Hochwasserspielen der Ereignisse 2004 und 2005. (positive Werte: Wasserspiegel werden im Modell überschätzt; negative Werte: Wasserspiegel werden im Modell unterschätzt)

3.3.2 Schlüsselkurve Station Schönauf

In der Untersuchung zur Schlüsselkurve an der Station Schönauf [13] hat M. Jäggi eine Differenz zwischen den Schlüsselkurven der LHG von 1998 und 2004 beschrieben, welche auf eine Veränderung der Sohlenlage zurück zu führen ist. Diese Veränderung in der Pegel-Abflussbeziehung konnte bereits im Rahmen des Vorprojekts mit dem numerischen Abflussmodell bestätigt werden. Sie wird durch eine Sohlenerosion während des Hochwasserereignisses von 1999 verursacht wie sie auch im Modell abgebildet werden kann. In Abbildung 16 im Anhang D.2 ist ersichtlich, dass sich die berechneten Pegel-Abflussbeziehungen vor dem Ereignis 1999 mit der Schlüsselkurve von 1998 decken und diejenigen nach dem Ereignis 1999 mit der Schlüsselkurve 2004.

3.4 Geschiebehaushalt während der Eichperiode

3.4.1 Jährliche Geschiebefrachten

Mit Hilfe des Geschiebetransportmodells wurde die jährliche Geschiebefracht für die verschiedenen Zeitabschnitte der Eichperiode bestimmt (Tabelle 2, Abbildung 45 im Anhang F.1). Die beiden Hochwasserjahre 1999 und 2005 wurden isoliert von den dazwischenliegenden Zeitabschnitten betrachtet.

Wie in Anhang E.3 dargelegt, ist der Geschiebeeintrag in den Projektperimeter grösser als vor der Erarbeitung des Vorprojekts angenommen wurde. Zwischen 1985 und 1998 wurden 8'000 m³/a ins Schwellenmätteli eingetragen und praktisch vollständig abgelagert. Der Austrag beim Wehr Engehalde war null. In dieser Periode wurde der Geschiebespeicher im Schwellenmätteli gefüllt.

Im Hochwasserjahr 1999 hat der Eintrag ins Schwellenmätteli mit knapp 50'000 m³ rund das sechsfache der mittleren jährlichen Fracht der vorangehenden Periode betragen. Das Geschiebe wurde mit Verzögerung durch das Schwellenmätteli hindurch transportiert und unterhalb des Wehrs Engehalde abgelagert (Erläuterungen Kap. 3.4.2 und 3.4.3, Grafiken in Anhang D.3).

Die Periode von 2000 bis 2004 war geprägt durch einen, im Verhältnis zu früheren Jahren, höheren Geschiebeeintrag von etwa 16'000 m³/a ins Schwellenmätteli und durch Kiesentnahmen im selben Ausmass im Schwellenmätteli und im Klösterli. Die Frage, weshalb der Geschiebeeintrag höher war, war nicht Gegenstand dieser Untersuchung. Das aus dem Schwellenmätteli ausgetragene Geschiebe, abzüglich der beim Klösterli entnommenen Menge, wurde bis zum Wehr Engehalde transportiert, ohne grosse Sohlenveränderungen zu verursachen.

Das Hochwasser 2005 hatte beinahe denselben Spitzenabfluss wie das Hochwasser 1999. Seine Dauer war allerdings kürzer und die Geschiebezufuhr ins Schwellenmätteli hat 2005 mit 25'000 m³/a rund die Hälfte von 1999 betragen. Weil im selben Jahr rund 20'000 m³ Kies aus dem Schwellenmätteli entnommen wurden, herrschte im Unterwasser des Schwellenmätteli ein Geschiebedefizit, welches durch die Erosion von 19'000 m³ bis zum Wehr Engehalde ausgeglichen wurde.

Tabelle 2: Geschiebefrachten bei der Gürbemündung, im Schwellenmätteli und beim Wehr Engehalde (Ergebnis der Eichung des numerischen Modells).

	Eintrag bei der Gürbemündung	Eintrag ins Schwellenmätteli	Austrag aus dem Schwellenmätteli	Austrag beim Wehr Engehalde
1986-1998	9'000 m ³ /a	8'000 m ³ /a	2'000 m ³ /a	0 m ³ /a
1999	38'000 m ³ /a	47'000 m ³ /a	46'000 m ³ /a	37'000 m ³ /a
2000-2004	16'000 m ³ /a	15'000 m ³ /a	6'000 m ³ /a	2'000 m ³ /a
2005	26'000 m ³ /a	25'000 m ³ /a	11'000 m ³ /a	30'000 m ³ /a
2005-2010	14'000 m ³ /a	13'000 m ³ /a	4'000 m ³ /a	1'200 m ³ /a

3.4.2 Geschiebespeicher Schwellenmätteli

Während Hochwasserereignissen wird im Schwellenmätteli viel Geschiebe abgelagert. Das Ablagerungsvolumen hängt von der Sohlenlage im Schwellenmätteli vor dem Ereignis ab. Je tiefer die Ausgangssohle liegt, desto mehr Geschiebe kann abgelagert werden. Mit dem Modell der Aare kann gezeigt werden, dass auch bei einer hohen Ausgangssohlenlage Geschiebe im Schwellenmätteli zurückgehalten werden kann. Beim Hochwasser 1999 war der Speicher bereits vor dem Ereignis gefüllt. Trotzdem wurden bis zur Hochwasserspitze Sohlenhebungen von 1 m berechnet (Abbildung 17 oben im Anhang D.3). Das entspricht einer Ablagerungsmenge von 30'000 m³. Diese Kubatur wurde verzögert ausgetragen, so dass die Sohlenlage nach dem Ereignis annähernd derjenigen vor dem Ereignis entsprach.

Vor dem Hochwasser 2005 war der Geschiebespeicher durch Kiesentnahmen teilweise entleert worden, so dass praktisch die gesamte Geschiebezufuhr abgelagert wurde, ohne dass der Speicher zwischenzeitlich 'überfüllt' worden wäre (Abbildung 17 unten im Anhang D.3).

Diese Ausführungen zeigen, dass das Schwellenmätteli bei grossen Hochwasserereignissen auch dann eine Speicherwirkung entfaltet, wenn der Speicher vor dem Hochwasser bereits gefüllt ist.

Berechnungsgrundlage Modell Vorprojekt L21 (vgl. Anhang D)

3.4.3 Verhalten der Sohle in der Matte während eines Hochwassers

Für zwei Querprofile in der Matte (km 29.234 auf Höhe Wasserwerkstrasse 27 und km 29.361 beim Auslauf des Kraftwerks) ist im Anhang D.3 (vgl. Abbildung 18, Abbildung 19) die Veränderung der Sohle während der Hochwasser 1999 und 2005 in Funktion der Zeit dargestellt.

Der im Kap. 3.4.2 beschriebene temporäre Rückhalt von Geschiebe während eines Hochwasserereignisses bewirkt in der Matte ein vorübergehendes Geschiebedefizit. In der Folge erodiert die Sohle während der Hochwasserspitze um bis zu 80 cm im Profil 29.234 und um bis zu 40 cm im Profil 29.361. Die Erosionen nehmen flussabwärts ab, und reichen je nach Dauer des Ereignisses bis in den Altenberg. Die Sohlenerosionen werden nach der Hochwasserspitze vom ausgetragenen Geschiebe aus dem Schwellenmätteli wieder aufgefüllt. Somit entspricht in der Matte die Endsohlenlage nach einem Hochwasser in etwa der Ausgangssohle vor dem Ereignis. Die Sohlenerosion erhöht die Abflusskapazität der Aare während der Hochwasserspitze. Könnte die Sohle nicht erodieren, hätte das einen höheren Hochwasserspiegel in der Matte zur Folge.

Berechnungsgrundlage Modell Vorprojekt (vgl. Anhang D)

3.5 Überprüfung Modell anhand des Hochwassers vom Mai 2015

3.5.1 Ausgangslage und Zielsetzung

Im Mai 2015 ereignete sich ein Hochwasser mit einem Spitzenabfluss von 510 m³/s (Ganglinie Mai 2015 siehe Abbildung 6). Nach einem raschen Anstieg lag der Abfluss während rund 5 Tagen über der Schadensgrenze von 420 m³/s und die Feuerwehr musste entlang der Aare in der Stadt Bern mobile Massnahmen aufbauen, um grössere Wasserausbrüche zu verhindern. Die Lage der Wasserspiegel konnte vielerorts mit Fotos festgehalten werden. Zudem wurden durch das BAFU Hochwasserspuren entlang der Aare zwischen Thun und Bern aufgenommen.

Das bestehende 1d-Abfluss- und Transportmodell wurde anhand dieser neuen Daten überprüft. Berechnete Wasserspiegellagen aus dem Modell wurden qualitativ mit den zur Verfügung stehenden Fotoaufnahmen verglichen. Vier der vom BAFU vermessenen Hochwasserspuren liegen innerhalb des Modellperimeters und können somit mit den Berechneten Wasserspiegeln für das Ereignis vom Mai 2015 verglichen werden. Auf die Vermessung von zusätzlichen Spuren wurde vorläufig verzichtet.

3.5.2 Modellgrundlage

Als Grundlage für die Nachrechnung des Hochwasserereignisses wurde das geeichte 1d-Abfluss- und Geschiebetransportmodell der Aare von der Gürbemündung bis zum Wohlensee verwendet. Die Querprofilaufnahmen des BAFU aus dem Jahre 2011 wurden

aufbereitet und in das Modell integriert. Die Uferrauheiten und die Korngrößen auf der Aaresohle wurden analog der Eichung übernommen. Die Lage der Deckschicht zum Ende der Eichperiode wurde in das Modell übertragen.

Die Abflussdaten der Aare Schönauf wurden bis zum Juli 2015 aufbereitet, so dass vom Ende der Eichperiode bis zum Ereignis im Mai 2015 ohne Unterbruch weiter gerechnet werden konnte. Der Geschiebeeintrag am oberen Modellrand wurde aus der letzten Eichperiode (2005 bis 2010) übernommen. Die Kiesentnahmen im Schwellenmätteli aus dem Jahre 2013 wurden in der Modellrechnung abgebildet. Analog der Eichung wurden die Volumen gemäss Fuhrscheinen entsprechend den Kontrollaufnahmen [17] mit einem Auflockerungsfaktor von 15 % berücksichtigt.

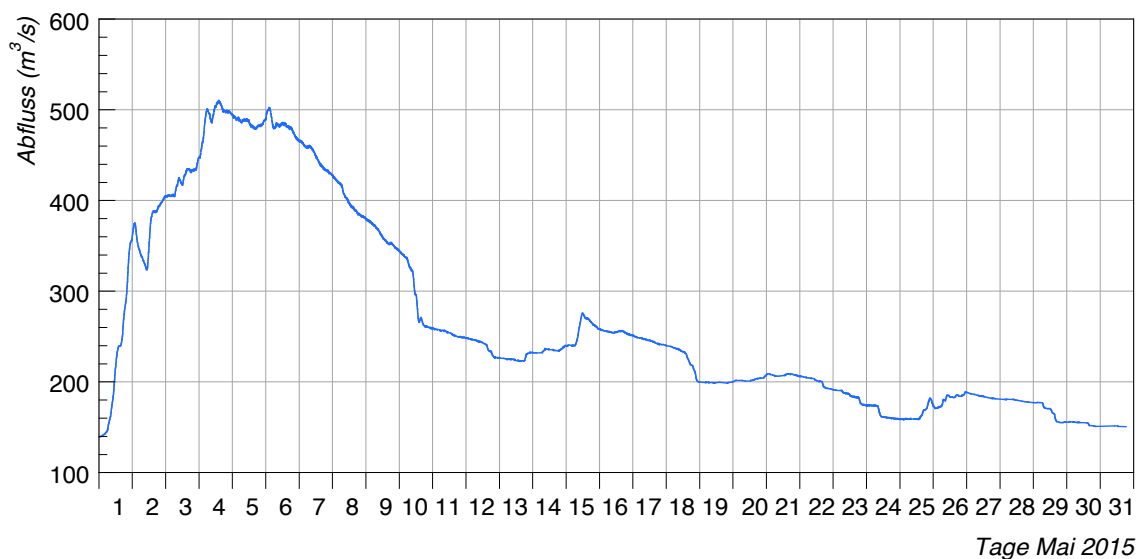


Abbildung 6: Abflussganglinie Bern Schönauf (LH 2135), provisorische Daten.

3.5.3 Resultate aus Modellüberprüfung Hochwasser 2015

Die durch das BAFU aufgenommenen Hochwasserspuren sowie die Standorte der qualitativ verglichenen Wasserspiegellagen sind in Anhang G.1 in einem Übersichtsplan dargestellt.

Die für die Abflussspitze von 510 m³/s vom 4. Mai 2015 berechneten Wasserspiegellagen und Energielinien sind im Anhang G.2 dargestellt. Die berechneten Wasserspiegel liegen tendenziell über den vermessenen Hochwasserspuren. Die Spuren SP1 und SP2 werden durch die Modellrechnung am deutlichsten überschätzt (8 bis 12 cm). Sie liegen jedoch in der Kurveninnenseite oder weiter weg vom Gerinne. Die Spuren SP3 und SP4 können mit einer Genauigkeit von weniger als 5 cm abgebildet werden.

Der qualitative Vergleich der Fotos, welche während des Hochwassers aufgenommen wurden, mit den berechneten Wasserspiegellagen verdeutlicht, dass mit der Modellrechnung die Hochwasserpegel mit einer zufriedenstellenden Genauigkeit abgebildet werden

können. Die Resultate sind in Anhang G.3 abgebildet, wobei die Fotos jeweils mit dem Querprofil und der berechneten Wasserspiegellage verglichen werden.

Die Genauigkeit dieser qualitativen Vergleiche liegt im Dezimeterbereich. Auf die Vermessung von zusätzlichen Hochwasserspuren wurde verzichtet.

4 Modell Projekt

4.1 Geometrie

Die geplanten Massnahmen wurden gemäss den Projektplänen in das Modell übertragen. Für Abschnitte auf welchen keine Massnahmen geplant sind, wurden die Querprofilaufnahmen des BAFU vom Januar/Februar 2011 [5] in das Modell eingefügt. Die Sohlenlage entspricht in allen Modellprofilen der gemessenen Sohlenlage 2011.

Unterhalb des Schwellenmätteli entlang der englischen Anlage rechtsseitig der Aare ist die Realisierung eines Uferwegs in Planung. Für die Modellrechnungen wurde der jeweils pessimistischere Fall (mit/ohne Weg) respektive die Variante mit dem geringeren freien Fliessquerschnitt berücksichtigt und in die Querprofilgeometrie eingebaut. Somit kann der Weg unabhängig der weiteren Projektierung des Hochwasserschutzprojekts geplant werden. Die Realisierung des Uferweges ist ein separates Projekt und wird in den vorliegenden Querprofilen nicht dargestellt.

Die ursprünglich geplante Verbreiterung rechtsseitig oberhalb des Bärenparks (km 29.350 – 29.500) ist hydraulisch nicht notwendig. Die Wirkung wurde im Rahmen einer Vergleichsrechnung im Dezember 2015 untersucht und in einem separaten Faktenblatt vom 17. Dezember 2015 dokumentiert (vgl. Anhang K). Die Berechnungen und Resultate für den vorliegenden Wasserbauplan basieren auf der Querprofilgeometrie mit einer Verbreiterung und wurden seither nicht überarbeitet.

Um unerwünschte Modelleffekte zu verhindern, welche aufgrund der vermessenen Querprofilgeometrie hervorgerufen werden können, wurde die Sohle während zwei Jahren eingeschwemmt. Dadurch können Modelleffekte vorweggenommen werden und die Sohle kann sich temporär stabilisieren, bevor die Einzelereignisse gerechnet werden, welche der Dimensionierung des Projekts zugrunde liegen.

4.2 Uferrauheiten

Die Rauheit der Ufer wurde in jedem Querprofil entsprechend der Charakteristik der bestehenden respektive der geplanten Ufersicherung definiert. Die Rauheiten variieren entlang der Böschung je nach Verbauungstyp (vgl. Abbildung 7). Die Werte wurden analog der Eichung gegenüber der Abschätzung im Feld um 5 Einheiten erhöht (vgl. Tabelle 3). Zur Visualisierung der verschiedenen Uferschutztypen wird auf die Abbildung 3 verwiesen.

In Absprache mit der Auftraggeberin sowie Vertretern verschiedener Fachstellen hat das Projektteam eine Kompromisslösung zwischen ökologischen Uferverbauungen und Verbauungen gemäss städtischem Bild ausgearbeitet (vgl. Abbildung 7). Es wurde beschlossen in Uferbereichen unterhalb der Wasserspiegellage bei einem Abfluss von $120 \text{ m}^3/\text{s}$, welche nur bei sehr niedriger Wasserführung der Aare sichtbar sind, raue Ufersicherungen mit struktureichem Blocksatz einzubauen.

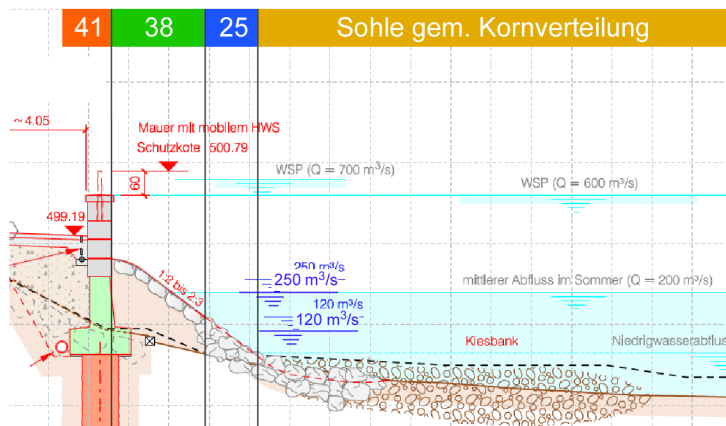


Abbildung 7: Beispiel der Definition der Uferrauheit im numerischen Modell mit Angabe der k-Strickler-Werte ($m^{1/3}/s$) in Abhängigkeit der Uferbeschaffenheit (km 29.289).

Tabelle 3: Abgeschätzte und im Modell verwendete Strickler-Werte ($m^{1/3}/s$) für den Ist- und den Projektzustand.

Ufercharakter	Abschätzung im Feld	Im Modell gemäss Eichung	Im Ist-Zustand enthalten	Im Projektzustand enthalten
Aufweitung mit Bühnen	20	25		X
Fischbühnen	20	25		X
Blocksatz strukturreich	20	25		X
Blocksatz mässig strukturiert	25	30	X	X
Blocksatz regelmässig	28	33	X	X
Städtischer Plattenverbau	33	38	X	X
Mauer rau	36	41	X	X
Mauer glatt	40	45	X	X
Bäume	15	20	X	X
Büsche	24	29	X	X
Gras	30	35	X	X

Diese strukturreiche Sicherung des Böschungsfusses wurde im Modell auch auf Abschnitten eingebaut, auf denen im Rahmen des Wasserbauplans keine Erneuerung der Ufer geplant ist. Diese Reserve ermöglicht es, auch zukünftig geplante und realisierte Ufersanierungen nach dem gleichen Prinzip umzusetzen.

Oberhalb der Wasserlinie bei 120 m³/s, im häufig sichtbaren Uferbereich, sind glattere Ufersicherungen geplant, welche sich am bestehenden Stadtbild orientieren. Aufgrund der bestehenden Schleppspannungen im Bereich der Böschung sind harte Verbauungen bis zur Wasserlinie bei einem Abfluss von 250 m³/s notwendig. Oberhalb dieser Kote ist die Belastung durch das Wasser geringer, so dass ein gut verwachsener Rasen der Belastung standhalten kann.

4.3 Sohlenrauheit

Korngrössen der Sohle wurden gemäss der in der Eichung verwendeten Korngrössenverteilung beibehalten (vgl. Abbildung 37 Anhang E.1). Die Lage der Deckschicht am Ende des Eichlaufes (2010) wurde in das Projektmodell übertragen. Somit gibt es Abschnitte entlang der Aare auf welchen die Deckschicht an der Oberfläche liegt und Abschnitte auf welchen die grobe Deckschicht mit feinerem Kies überdeckt ist, welches sich während der Eichperiode abgelagert hat. Für die hydraulischen Berechnungen ist jeweils das anstehende Material auf der Sohle (Deckschicht oder Geschiebe) relevant.

4.4 Hydraulische Randbedingungen

Für die numerischen Berechnungen im Projektzustand werden grundsätzlich die gleichen hydraulischen Randbedingungen verwendet, wie für die Eichung (vgl. Kap.2.3). Allfällige Abweichungen wurden im Rahmen der Szenariendefinition festgelegt und sind in Kapitel 5.2 detailliert erläutert.

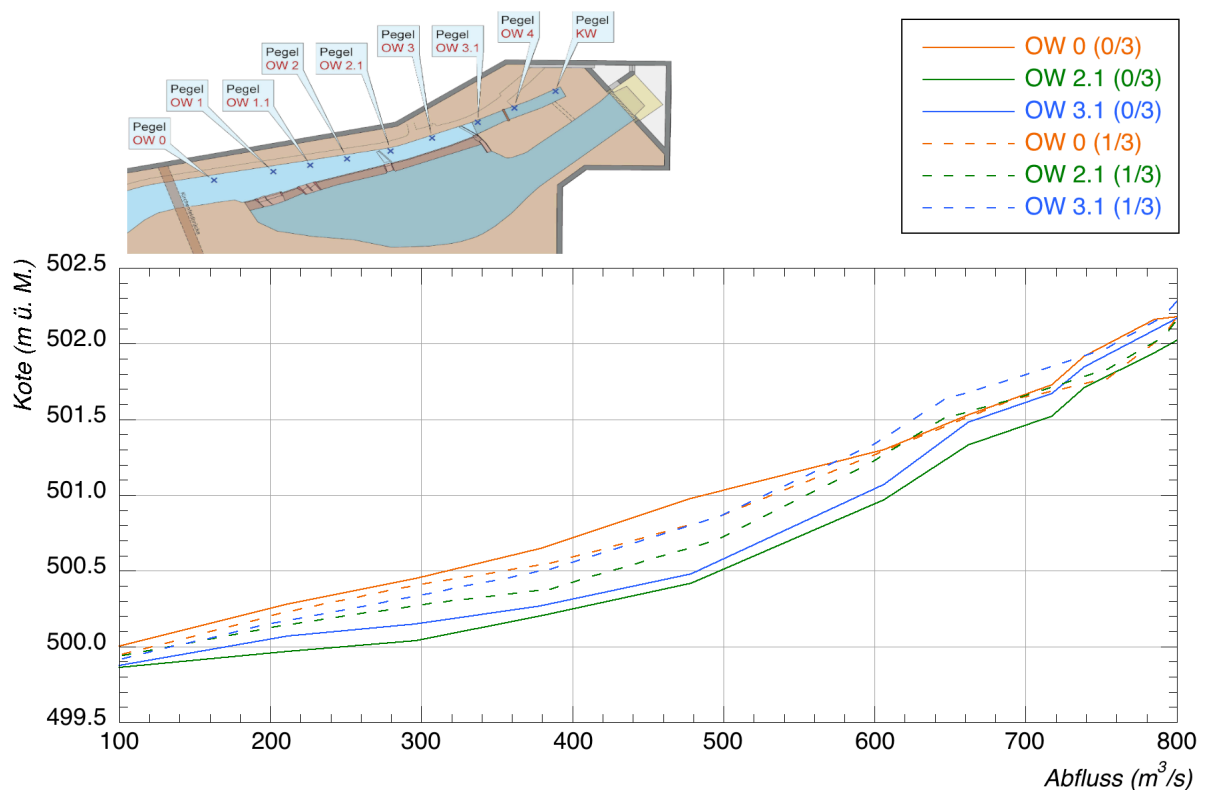


Abbildung 8: Ausgewählte Pegel-Abfluss-Beziehungen am im Oberwasser der Matteschwelle aus der Sensitivitätsanalyse zu den hydraulischen Modellversuchen der VAW [15] (Anhang C) mit Angabe der Pegelstandorte oben links.

Als untere Randbedingung im Oberwasser des Schwellenmätteli (Profil km 28.740) wurde der Mittelwert der Standorte OW0 und OW1 verwendet. Die beiden Kurven für ein zu 0/3 und 1/3 verlegtes Wehr unterscheiden sich für Abflüsse um 600 m³/s nur unwesentlich. Zur Berechnung der Schutzkoten entlang der Aarstrasse respektive beim Tych wurden die entsprechenden Pegel-Abfluss-Beziehungen aus den Versuchsergebnissen verwendet.

4.5 Reserven

Damit zukünftige Projekte nicht erschwert respektive nach den gleichen Anforderungen gebaut werden können, ohne die Hochwasserschutzmassnahmen auf dem gesamten Projektperimeter anpassen zu müssen, wurden gewisse Reserven in die hydraulischen Berechnungen eingebaut. Einerseits wurden unterhalb der Wasserspiegellage bei einem Abfluss von $120 \text{ m}^3/\text{s}$ auf Abschnitten im Projektperimeter, welche zu einem späteren Zeitpunkt ausgebaut werden, höhere Rauheiten berücksichtigt (vgl. Kap. 4.2). Andererseits wurde die Geometrie unterhalb des Schwellenmätteli so im Modell berücksichtigt, dass später die Realisierung eines Uferwegs möglich ist (vgl. Kap. 4.1).

5 Simulation Einzelereignisse

5.1 Ziele

Im Rahmen der Dimensionierung der Schutzbauten entlang der Aare werden die maximalen Wasserspiegel und Energielinien für verschiedene Einzelereignisse simuliert. Die Ergebnisse dienen dazu, auf der Grundlage unterschiedlicher Bemessungsszenarien (Kap. 5.2.1) und unter Berücksichtigung eines angemessenen Freibordes (Kap. 8.4) Schutzkoten innerhalb des Projektperimeters zu bestimmen (Kap. 8.5). Zudem wird das Verhalten des Modells bei Überlast (Kap. 5.3.3 und 5.3.4) sowie der Einfluss unterschiedlicher Parameter im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse (Kap. 6) untersucht.

5.2 Szenarien

5.2.1 Dimensionierungsereignisse

Den Abfluss- und Geschiebetransportrechnungen liegen verschiedene Szenarien zugrunde. Die Bestimmung der Schutzkoten basiert je nach Abschnitt und Massnahmenziel (vgl. Kap. 8.1) auf unterschiedlichen Szenarien. Durch die Szenarien wird nicht nur die Abflussganglinie bestimmt, sondern auch zusätzliche Randbedingungen wie die Pegel-Abflussbeziehung im Schwellenmätteli oder eine Teilverklausung an der Untertorbrücke.

Allen Einzelereignissen liegt grundsätzlich die Ganglinie aus dem Hochwasserereignis von 1999 zugrunde. Durch die Anwendung eines Faktors auf die Abflüsse der Originalganglinie wird diese so reduziert oder erhöht, dass der Maximalabfluss dem jeweiligen Spitzenwert Q_{\max} gemäss Szenariendefinition entspricht.

Für die Pegel-Abfluss-Beziehung im Schwellenmätteli werden die Werte aus den Modellversuchen der VAW [15] entsprechend des gewählten Verklausungsgrades verwendet. Die Wehrbedingung am Schwellenmätteli wird bei Querprofil km 28.740 definiert. In diesem Bereich unterscheiden sich die Wasserspiegellagen aus den Versuchen der VAW für ein zu 1/3 verlegtes Wehr gegenüber der Situation ohne Verklausung nur unwesentlich.

Der an der Untertorbrücke angesetzte Energieverlust ist abhängig vom Ausmass einer Verklausung, wie sie in den Szenarien definiert wird. Für die Bemessungsszenarien wird keine Verklausung angenommen.

Die verbleibende Kapazität des Geschiebespeichers im Schwellenmätteli zu Beginn des Ereignisses wird für alle Szenarien mit 20'000 m³ quantifiziert. Der Einfluss des verbleibenden Speichervolumens wird im Rahmen der Sensitivitätsanalyse untersucht (vgl. Kap. 6).

Tabelle 4: Übersicht der verwendeten Dimensionierungsszenarien.

Szenario Bezeichnung	Q_{max}	HQ_x	P-Q-Beziehung Schwellenmätteli	Verklausung Untertorbrücke
550 „Dim“	550 m ³ /s	30 - 100	1/3 verlegt	keine
600 „Dim“	600 m ³ /s	100	1/3 verlegt	keine
660 „Dim“	660 m ³ /s	300	1/3 verlegt	keine
700 „Dim“	700 m ³ /s	ca. 500	1/3 verlegt	keine

Das Szenario 550 „Dim“ (Abfluss 550 m³/s) entspricht dem zukünftigen maximalen Abfluss der Aare in Bern zum Schutz der Unterlieger bis zu einem Seestand des Thunersees von 558.45 m ü. M. Dieser Abfluss soll nach der Realisierung der Massnahmen an der Aare unterhalb von Thun für die Bewältigung von extremen Hochwassersituationen ins Wehrreglement des Hochwasserschutzstollens aufgenommen werden.

Zur Bestimmung der notwendigen Einbauhöhen verschiedener Ufersicherungen wurden zusätzlich folgende konstanten Abflüsse mittels Staukurve auf einer fixierten Sohle berechnet:

- 120 m³/s: Übergang strukturierte Ufersicherung zu Plattenverbau.
- 250 m³/s: Übergang harte Uferverbauung zu Rasenbewuchs.

5.2.2 Überlastszenarien

Um die Auswirkungen unterschiedlicher Überlastsituationen auf das System quantifizieren zu können, wurden drei Überlastszenarien untersucht. Mit U1 können die Auswirkungen einer bedeutend höheren Abflussspitze von 720 m³/s aufgezeigt werden. Gemäss der Gefahrenkarte der Stadt Bern liegt dieser Abfluss an der oberen Grenze des 90%-Vertrauensintervalls (1918-2005) eines 1000-jährlichen Ereignisses. Die Zeitwerte der Abflussganglinie des Hochwassers 1999 werden entsprechend mit einem Faktor multipliziert, damit der gewünschte Spitzenabfluss erreicht wird. Die Dauer des Ereignisses wurde nicht verändert. Szenario U2 entspricht einem erhöhten Schwemmholaufkommen kombiniert mit einer grösseren Abflussspitze von 700 m³/s, welches zu einer zusätzlichen Verkeilung von Holz im Schwellenmätteli führen kann. Mit dem dritten Überlastszenario U3 wird der Einfluss einer Teilverklausung an der Untertorbrücke in Kombination mit einem erhöhten Abfluss von 700 m³/s untersucht.

Tabelle 5: Übersicht der untersuchten Überlastszenarien.

Szenario	Bezeichnung	Q_{max}	HQ_x	P-Q-Beziehung Schwellenmätteli	Verklausung Untertorbrücke
U1	„Wasser“	720 m ³ /s	1000	1/3 verlegt	keine
U2	„Holz“	700 m ³ /s	ca. 500	2/3 verlegt	keine
U3	„Untertor“	700 m ³ /s	ca. 500	1/3 verlegt	ein Feld

5.2.3 Szenarien Gefahrenkarte nach Massnahmen (Raumplanung)

Als Grundlage für die Erarbeitung der Gefahrenkarte nach Massnahmen wurden die Szenarien gemäss Tabelle 6 berechnet. Der Verklauungsanteil im Bereich der Brückenquerschnitte von Schönausteg, Dalmazibrücke, Untertorbrücke und Altenbergsteg wurde unter Berücksichtigung des Freibordes, definiert durch die mittlere Brückenunterkante nach Realisierung der Massnahmen und der berechneten Wasserspiegellage aus der Abfluss- und Transportmodellierung, bestimmt. Der Verklauungsanteil wurde entsprechend dem Verhältnis des Freibordes und des Verklauungsanteils vor Massnahmen übertragen und für die Szenarien nach Massnahmen angewendet. In der Modellrechnung wurde der entsprechende Querschnittsanteil des Brückenquerschnitts als nicht abflusswirksam definiert und die Abfluss- und Transportrechnung neu erstellt.

Die berechneten Wasserspiegellagen wurden für die Erarbeitung der Gefahrenkarte nach Massnahmen zur Verfügung gestellt. Das Vorgehen zur Bestimmung der massgebenden Wasserspiegel für die Gefahrenbeurteilung ist im Anhang des Berichts zur Gefahrenkarte nach Massnahmen (vgl. Beilage C.4.4) beschrieben.

Tabelle 6: Übersicht der Szenarien für die Gefahrenkarte nach Massnahmen.

Szenario	Q_{\max}	P-Q-Beziehung Schwellenmätteli	Verklauung Schönausteg	Verklauung Dalmazibrücke	Verklauung Untertorbrücke	Verklauung Altenbergsteg
IK 30	490 m ³ /s	1/3 verlegt	keine	keine	keine	keine
IK 100	600 m ³ /s	1/3 verlegt	keine	keine	keine	keine
IK 300	660 m ³ /s	1/3 verlegt	10 m links	1/3 Feld links	keine	10 m links
IK EHQ	700 m ³ /s	1/3 verlegt	10 m links	1/3 Feld links	ein Feld	15 m links

Aufgrund der bisherigen Erfahrungen aus früheren Ereignissen und den heute bekannten Interventionsmöglichkeiten kann auch ohne Anheben von Schönausteg und Altenbergsteg davon ausgegangen werden, dass eine Verklauung nur mit sehr geringer Eintretenswahrscheinlichkeit eintritt. Den Abflussrechnungen HQ100 liegt somit keine Verklauung zugrunde. Für weitere Informationen verweisen wir auf Kapitel 9.1 und das Faktenblatt im Anhang L.

5.2.4 Szenarien Intensitätskarten nach Massnahmen (Risikoanalyse)

Für die Risikobetrachtung (vgl. Bericht EconoMe, Beilage C.4.7) wurden die selben Grundszenarien verwendet, wie für die Erarbeitung der Gefahrenkarte nach Massnahmen (vgl. Tabelle 6). Die Verklauungsszenarien wurden aufgrund der Möglichkeiten zur Intervention modifiziert. Bei der Dalmazi- sowie der Untertorbrücke wird eine Intervention zur Verhinderung einer Verklauung als realistisch erachtet. Aus diesem Grund wird bei diesen Brücken auch für seltene Ereignisse keine Verklauung angenommen. Entsprechend wurde auch im Tych die Möglichkeit für eine Intervention als realistische eingeschätzt. Somit wurde für die Risikobetrachtung keine Verlegung des Wehrs Schwellenmätteli angenommen.

5.3 Ergebnisse

5.3.1 Darstellung der Resultate

Die Resultate der hydraulischen Berechnungen sind in Anhang H.2 (Bemessung) und H.3 (Überlast) zusammengestellt. Die Wasserspiegellagen und Energielinien sowie die Sohlenveränderungen sind im Längenprofil ersichtlich. Die Resultate der Berechnungen bei Überlast sind zusätzlich als Differenzen dargestellt. Eine Unschärfe gemäss Kapitel 8.4.2 ist in den abgebildeten und mit 'Wsp' bezeichneten Wasserspiegel bereits berücksichtigt.

Alle mit dem 1D-Abfluss- und Geschiebetransportmodell berechneten Wasserspiegellagen und Energielinien sind im Anhang H.1 (Resultateübersicht) für den gesamten Projektperimeter zudem in einer Tabelle zusammengestellt.

5.3.2 Bemessungsereignisse (Resultate Anhang H.2)

Wasserspiegellagen

Die Wasserspiegel Szenario 550 liegen auf dem gesamten Projektabschnitt im Mittel 0.2 m tiefer als für das Szenario 600. Die Wasserspiegel Szenario 700 liegen durchschnittlich 0.4 m höher als die Wasserspiegel Szenario 600. Die Differenzen liegen zwischen 0.3 und 0.7 m, wobei die grössten Differenzen auf dem untersten Modellabschnitt festgestellt werden, was auf die Wehrbedingung des Engehaldewehrs zurückzuführen ist. Die geringsten Differenzen werden auf dem Abschnitt Schönau bis Dalmazi lokalisiert und liegen im Bereich von 0.3 bis 0.4 m.

Sohlenveränderungen

Im Bereich der geplanten Aufweitung Gaswerk wird während des Ereignisses Material auf der Sohle abgelagert. Mit zunehmendem Abfluss wird verstärkt Material abgelagert. Die grössten Ablagerungen werden für das Szenario 700 mit knapp 0.5 m verzeichnet. Nach der Spitze, während des abklingenden Astes wird Material aus der Sohle remobilisiert, so dass die Ablagerungen nach dem Ereignis für alle untersuchten Bemessungsereignisse im Bereich von 0.2 m liegen.

Im Oberwasser der Dalmazibrücke sind während der Ereignisspitze für alle Bemessungsszenarien geringe Erosionen erkennbar. Diese werden während dem Abklingen des Hochwassers mit Material aufgefüllt, so dass die Endsohlenlage nach dem Ereignis mindestens der Ausgangssohle entspricht. Für die Szenarien 600 und 700 können Auflandungen bis zu 0.2 m festgestellt werden.

Aufgrund der Ablagerungen im Geschiebespeicher Schwellenmätteli entsteht im Unterwasser ein Geschiebedefizit. Daraus resultieren für alle Bemessungsereignisse markante Sohlenerosionen während der Hochwasserspitze. Die Erosionstiefe nimmt mit zunehmendem Abfluss zu. Im Bereich der Wasserwerksgasse werden die grössten Erosionstiefen bis zu 0.5 m für Szenario 550, respektive 0.6 m und 1.0 m für die Szenarien 600 und 700 verzeichnet. Die Erosion nimmt flussabwärts tendenziell ab. Oberhalb der Untertorbrücke (km 29.4 – 29.6) können während der Abflussspitze lokal Ablagerungen auftreten. Diese nehmen jedoch mit zunehmendem Abfluss ab. Während des abklingenden Hochwasserereignisses wird das im Schwellenmätteli abgelagerte Geschiebe remobilisiert und in das Unterwasser eingetragen, so dass die Aaresohle zwischen Schwellenmätteli

und Münsterbauhütte (km 29.15 – 30.2) auflandet. Es werden Ablagerungen von rund 0.5 m modelliert. Eine Ausnahme bildet das Szenario 550. Hier fallen die Ablagerungen deutlich geringer aus und sind auf einen kürzeren Abschnitt unmittelbar unterhalb des Schwellenmätteli (km 29.15 – 29.6) begrenzt.

Auf dem Abschnitt Altenberg bis zum Wehr Engehalde ist die Aaresohle ähnlich stabil wie im Oberwasser des Schwellenmätteli und es sind lediglich Sohlenveränderungen im Dezimeterbereich zu erwarten. Während des abklingenden Astes des Hochwasserereignisses kann im Allgemeinen eine leichte Erosionstendenz festgestellt werden.

5.3.3 Resultate Überlastszenarien

Überlast U1: Abflussspitze 720 m³/s

Der Einfluss der höheren Abflussspitze wirkt sich auf den gesamten Projektperimeter aus. Die Wasserspiegellagen bei einem Abfluss von 720 m³/s liegen 0.3 bis 1.1 m höher als im Szenario 600, wobei die durchschnittliche Erhöhung bei 0.5 m beträgt. Verglichen mit Szenario 700 liegen die Wasserspiegel lediglich rund 0.1 m höher. Die grössten Differenzen können auf dem untersten Modellabschnitt im Oberwasser des Wehrs Engehalde festgestellt werden, was hauptsächlich auf die Pegel-Abflussbeziehung beim Wehr zurückzuführen ist. Auf dem Abschnitt Schönau bis Schwellenmätteli werden die Wasserspiegel durch die höhere Abflussmenge um 0.3 bis 0.5 m gegenüber Szenario 600 angehoben. In der Matte und im Altenberg liegt der Unterschied im Bereich von 0.5 m.

Die Sohle verhält sich ähnlich wie im Bemessungsereignis, jedoch mit verstärkter Erosions- respektive Auflandungstendenz. Die Auflandung in der Aufweitung Gaswerk steigt auf rund 0.5 m an. In der Matte ist mit verstärkten Erosionen bis zu 1 m zu rechnen. Diese Veränderungen der Sohlenlage zur Abflussspitze sind vergleichbar mit dem Bemessungsszenario 700.

Überlast U2: Verklausung Schwellenmätteli

Werden die Resultate mit dem Szenario 700 verglichen, welches die gleiche Abflussspitze aufweist wie das Überlastszenario U2, beschränken sich die Auswirkungen auf einen 1.8 km langen Aareabschnitt im Oberwasser der Wehranlage im Schwellenmätteli. Diese Veränderung ist einzig auf den Einfluss des um 2/3 verlegten Wehrs im Schwellenmätteli zurückzuführen. Im Bemessungsereignis 700 wurde ein zu 1/3 verlegtes Wehr als hydraulische Randbedingung berücksichtigt.

Unmittelbar oberhalb des Wehrs Schwellenmätteli entlang der Aarstrasse bis zur Dalmazibrücke ist die Erhöhung der Wasserspiegellage mit bis zu 0.15 m am grössten. Ab dem Marzilibad (km 28.070) nimmt der Einfluss flussaufwärts der Aare kontinuierlich ab. Der Auswirkungen sind bis unterhalb des Schönaustegs (km 27.334) feststellbar.

Der grössere Rückstau oberhalb des Wehrs führt zu zusätzlichen Auflandungen gegenüber Szenario 700 von 0.1 bis 0.2 m auf dem Abschnitt vom Marzilibad bis zum Wehr.

Überlast U3: Verklausung Untertor

Die Resultate werden mit dem Szenario 700 verglichen, welches den gleichen Spitzenabfluss aufweist wie das Überlastszenario U3. Dadurch können der Einflussbereich einer

Teilverklausung an der Untertorbrücke abgegrenzt und die Auswirkungen quantifiziert werden.

Eine Verklausung der Untertorbrücke durch Schwemmholz (1 Feld) wirkt sich auf den gesamten Abschnitt zwischen Schwellenmätteli und Untertorbrücke aus. Die Erhöhung liegt im Bereich von knapp 0.2 m und nimmt flussaufwärts leicht ab. Die Sohle in der Matte erodiert tendenziell weniger, resp. landet stärker auf, so dass die Sohlenlage im Vergleich zum Szenario 700 etwas höher liegt (bis zu 20 cm). Im Brückenquerschnitt werden lokal Erosionen von über 2 m berechnet. Aus diesem Grund liegt die Sohle im Unterwasser der Untertorbrücke zum Zeitpunkt der Abflussspitze um bis zu 0.5 m höher als während den Szenarien „700“ und U2 mit den gleichen Abflussmengen. Dieser Effekt wirkt sich bis zur Lorrainebrücke aus, nimmt jedoch Aareabwärts ab.

Die Wasserspiegellagen oberwasserseitig der Untertorbrücke wurden in untenstehendem Bild (Abbildung 9) visualisiert. Die Lage der Hochwasserpegel von 2005 und 2015 wurde anhand von Fotos lokalisiert und ebenfalls im Bild dargestellt. Die berechneten Wasserspiegellagen scheinen plausibel und konnten durch die Hochwasserspuren überprüft werden.

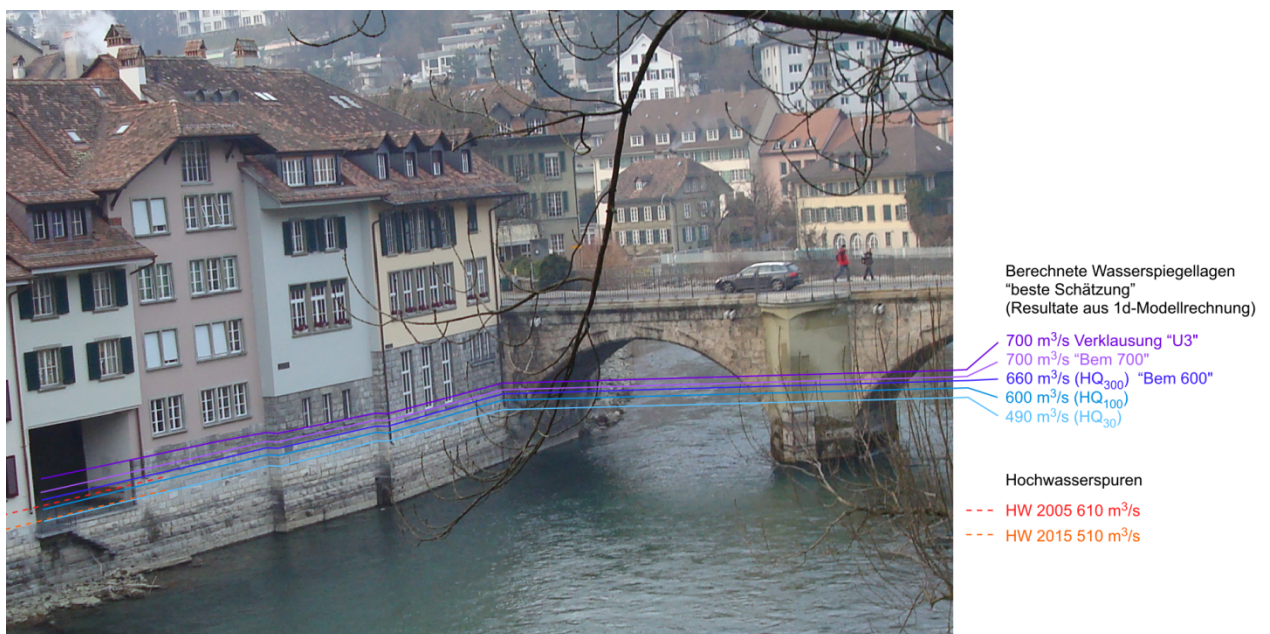


Abbildung 9: Visualisierung der berechneten Wasserspiegellagen aus den 1d-Modellrechnungen und Hochwasserspuren im Oberwasser der Untertorbrücke.

5.3.4 Resultate Szenarien Gefahren- und Risikobeurteilung

Die Resultate sind im Längenprofil in Anhang H.4 dargestellt.

Das Szenario HQ_{100} entspricht dem Dimensionierungsereignis und ist identisch mit den Berechnungen für das Szenario „600 Dim“.

Die Teilverklausungen am Schönausteg, an der Dalmazibrücke und am Altenbergsteg für die Szenarien HQ_{300} und EHQ wirken sich nur geringfügig auf die Wasserspiegellagen im Abfluss- und Transportmodell aus. Der Anstieg der Wasserspiegellage liegt im cm-Bereich und somit innerhalb der Berechnungsgenauigkeit. Die Verengung im Abflussquerschnitt wird durch eine lokale Absenkung der Sohle kompensiert. Eine Teilver-

Verklaugung des Schönaustegs auf 10 m Breite verursacht eine Erosion der mittleren Sohle um rund 60 cm (Szenarien HQ_{300} und EHQ). Bei der Dalmazibrücke sind die Auswirkungen einer Teilverklaugung des linken Feldes zu 1/3 vergleichbar. Aufgrund der Teilverklaugung auf einer Breite von 10 m am Altenbergsteg muss bei einem Abfluss von $660 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ_{300}) lokal mit Erosionen von bis zu 80 cm gerechnet werden. Durch eine Zunahme der Teilverklaugung auf eine Breite von 15 m und einer Erhöhung der Abflussmenge auf $700 \text{ m}^3/\text{s}$ verstärkt sich die Erosion im Brückenquerschnitt, was eine Erosion der mittleren Sohle von rund 1.6 m bewirkt.

Durch die Verklaugung des rechten Brückenfeldes an der Untertorbrücke (Szenario EHQ) steigt der Wasserspiegel im Oberwasser der Brücke um rund 20 cm an. Der Anstieg wirkt sich entlang der Matte aus. Die Sohlenlage im Oberwasser der Brücke bleibt während der Abflussspitze im Bereich der Lage der Ausgangssohle respektive liegt lokal tiefer. Während der Spitze ist im Brückenquerschnitt mit deutlichen Sohlenerosionen von über 2 m zu rechnen.

Durch die lokal höheren Erosionen im Bereich der Brückenquerschnitte welche durch die Teilverklaugungen verursacht werden, resultieren im Unterwasser der Brücken verstärkte Ablagerungstendenzen. Im Unterwasser des Schönaustegs fallen diese mit den Ablagerungen im Bereich der geplanten Aufweitung Gaswerk bei km 27.3 – 27.6 zusammen. Die Auflandung ist während der Abflussspitze am grössten. Nach dem Ereignis stellt sich in Etwa wieder die Ausgangssohle ein. Im Oberwasser des Schönaustegs sind keine Auswirkungen auf die Sohlenlage erkennbar.

Im Unterwasser der Untertorbrücke werden während der Abflussspitze (Szenario EHQ) die deutlichsten Auflandungen von bis zu 0.5 m auf einem Abschnitt von 600 m bis zum Altenbergsteg lokalisiert. Die Sohle stabilisiert sich nach dem Ereignis auf einem deutlich höheren Niveau als die Ausgangssohle. Die Erosion im Bereich der Untertorbrücke wird nahezu aufgefüllt. Im Oberwasser der Untertorbrücke landet die Sohle nach dem Ereignis um rund 0.5 m auf.

Im Unterwasser des Altenbergstegs landet die Sohle während der Abflussspitze um 15 bis 25 cm auf (Szenario HQ_{300} resp. EHQ). Diese Auflandung wirkt sich für das Szenario EHQ auf einer Strecke von 800 m bis zur Lorrainebrücke aus. Im Gegensatz zur Untertorbrücke stabilisiert sich die Sohlenlage auf diesem Abschnitt nach dem Ereignis auf einem deutlich tieferen Niveau und erreicht ungefähr den Ausgangszustand.

6 Sensitivitätsanalyse

6.1 Einleitende Bemerkungen

Ein wichtiger Teil der Sensitivitätsrechnungen wurde bereits in Rahmen des Vorprojekts durchgeführt, was Sicherheit bezüglich der zu erwartenden Wasserspiegellagen und Schutzkoten gewährleistete und eine Optimierung der Massnahmen in einer frühen Projektphase ermöglichte. Die auf dem Abfluss- und Geschiebetransportmodell aus dem Vorprojekt basierende Argumentation bezüglich Sensitivität verschiedener Parameter und Einflussgrössen behält ihre Gültigkeit für das vorliegende Wasserbauprojekt, da es sich grösstenteils um relative Vergleiche handelt.

6.2 Sensitivitätsanalyse aus dem Vorprojekt L21

Die Sensitivität folgender Aspekte wurde bereits mit dem Abfluss- und Geschiebetransportmodell im Rahmen der Erarbeitung des Vorprojekts L21 untersucht:

- Einfluss durch eine Erhöhung der Uferrauheiten zwischen der Untertorbrücke und dem Wehr Engehalde.
- Einfluss der an die Deckschicht gekoppelte Sohlenrauheit und Sohlenerosion in der Matte (km 29.0 – 30.0)
- Bemessungsereignis auf einer ungünstigen Sohlenlage in der Matte.
- Einfluss der Massnahmen (Stand Vorprojekt) auf die Kiesbank im Bereich der Mattemündung.

Auf eine Neuberechnung mit dem aktuellen hydraulischen Modell wurde verzichtet. Für die Resultate und deren Interpretation wird auf Anhang H.5 verwiesen.

6.3 Sensitivitätsuntersuchungen im Rahmen des Wasserbauprojekts

Zusätzlich zu den im Rahmen des Vorprojekts durchgeführten Sensitivitätsuntersuchungen, wurden in der weiteren Projektierungsphase folgende Aspekte untersucht, um die Sensitivitätsrechnungen zu vervollständigen:

- Einfluss eines reduzierten Geschiebespeichers im Schwellenmätteli
Szenario S1 „Speicher“
- Einfluss eines längeren Hochwasserereignisses mit einem Abfluss von 550 m³/s während 5 Tagen wie es seit der Inbetriebnahme des Hochwasserentlastungsstollens in Thun auftreten könnte
Szenario S2 „Stollen“

Die Modellrechnungen wurden mit dem aktuellen 1D-Abfluss- und Geschiebetransportmodell (vgl. Kap. 4) durchgeführt. Die verwendeten Randbedingungen sind in der Tabelle 7 zusammengestellt.

Tabelle 7: Szenarien für die Sensitivitätsuntersuchungen.

Szenario Bezeichnung	S1 „Speicher“	S2 „Stollen“
Abfluss mit Angabe des Spitzenwerts	Ganglinie 1999 mit Abflussspitze 600 m ³ /s	Ganglinie mit Abflussspitze 550 m ³ /s während 5 Tagen
Wiederkehrperiode	100 Jahre	30-100 Jahre
Pegel-Abfluss-Beziehung Schwellenmätteli	1/3 verlegt	1/3 verlegt
Verklausung Untertorbrüche	keine	keine
Speichervolumen im Schwellenmätteli	10'000 m ³	20'000 m ³

6.4 Ergebnisse

6.4.1 Darstellung der Resultate

Die Resultate sind im Anhang H.5 in Form von Längenprofilen dargestellt. Um den Einfluss der beiden untersuchten Aspekte zu verdeutlichen, wurden die Wasserspiegel, Energielinien und Sohlenlagen zusätzlich in Form von Differenzen zu den Bemessungsszenarien dargestellt.

Für Szenario S1 „Speicher“ wurde das Bemessungsszenario 600 als Referenz gewählt, da dieses den selben Spitzenabfluss aufweist. Damit die Grössenordnung des Geschiebespeichers im Schwellenmätteli gegenüber der aufkommenden Geschiebefracht im Ereignisfall verglichen werden kann, wurden zusätzlich zu Wasserspiegel- und Sohlenlagen die Geschiebefrachten für das Szenario S1 sowie das Bemessungsereignis ausgewertet und dargestellt.

Für Szenario S2 „Stollen“ wurde das Bemessungsszenario 500, mit identischem Spitzenabfluss, als Referenz gewählt. Für dieses Szenario schien es zudem dienlich, die zeitliche Entwicklung der Wasserspiegel- und Sohlenlagen sowie der Frachten während der 5 Tage mit erhöhtem Abfluss von 550 m³/s auszuwerten.

6.4.2 Auswertung Szenario S1 „Speicher“

Eine Reduktion des Speichervolumens im Schwellenmätteli von 20'000 auf 10'000 m³ wirkt sich nur unwesentlich auf die Wasserspiegellagen der Aare aus (vgl. Anhang H.5.2).

Die Auswertung der Frachten zeigt, dass bis zur Ereignisspitze rund 12'000 m³ Geschiebe in den Speicher beim Schwellenmätteli eingetragen werden (vgl. Anhang H.5.4). Die Kapazität des Speichers ist zu diesem Zeitpunkt noch nicht ausgeschöpft. Aufgrund

der höheren Sohlenlagen im Schwellenmätteli wird jedoch, insbesondere nach der Hochwasserspitze, mehr Geschiebe hindurchtransportiert als im Bemessungsszenario 600. Die Ablagerungen im Unterwasser des Schwellenmätteli bis zur Münsterbauhütte (km 29.15 – 30.2) während des abklingenden Hochwassers fallen leicht höher aus als im Bemessungsereignis. Die Veränderungen sind jedoch lediglich im Zentimeterbereich und liegen daher innerhalb der Modellgenauigkeit.

6.4.3 Auswertung Szenario S2 „Stollen“

Bis zum Erreichen der Abflussmenge von 550 m³/s werden rund 8'000 m³ Geschiebe in den Modellperimeter eingetragen (vgl. Anhang H.5.4). Dieser bereits recht hohe Eintrag ist auf den flachen, mehrere Tage andauernden Anstieg der Ganglinie zurückzuführen. Anschliessend werden bei einem weiter andauernden Abfluss von 500 m³/s täglich mehr als 2'000 m³/s eingetragen, so dass nach 5 weiteren Tagen rund 20'000 m³ Geschiebe in den Perimeter eingetragen wurde. Dies entspricht ungefähr dem zur Verfügung stehenden Speichervolumen im Schwellenmätteli. Das durch die grössere Ereignislänge zusätzlich aufkommende Geschiebe kann grösstenteils im Schwellenmätteli aufgefangen werden. Die relativ geringen Veränderungen in der Wasserspiegellage lassen sich dadurch gut nachvollziehen.

Solange das Geschiebe im Schwellenmätteli abgelagert wird, besteht ein Geschiebedefizit im Unterwasser und es wird in der Matte kontinuierlich Geschiebe aus der Sohle mobilisiert. Dies führt zu einer täglichen Sohleneintiefung von 5 bis 10 cm. Die Wasserspiegellagen sinken in der Matte um bis zu 15 cm. Unterhalb der Untertorbrücke ist die Erosionstendenz deutlich geringer. Nach 5 Tagen mit einem Abfluss von 550 m³/s erodiert die Sohle um rund 10, lokal bis zu 20 cm. Die Wasserspiegel sinken in dieser Zeitspanne um bis zu 5 cm.

7 Extrapolation der Sohlenveränderung – Geschiebemanagement Schwellenmätteli

Die Extrapolation der Sohlenveränderung unter Berücksichtigung verschiedener Szenarien eines Entnahmenregimes zeigt, dass die Sohle der Aare zwischen der Matte und dem Wehr Engehalde ohne Entnahmen kontinuierlich auflanden würde und dass damit längerfristig die Abflusskapazität beeinträchtigt wird (vgl. Anhang D.4). Eine Bewirtschaftung wird aus Sicht des Hochwasserschutzes auch in Zukunft zweckmässig sein.

Das zurzeit umgesetzte Geschieberegime ist allerdings zu streng, wird zu einer deutlichen Sohleneintiefung unterhalb des Schwellenmätteli führen und kann die Ziele eines minimalen Geschiebedurchganges nicht erfüllen.

In einem nächsten Schritt wird deshalb ein optimiertes Regime für die Geschiebemanagement zu entwickeln sein. Das numerische Modell stellt ein Instrument dar, um das Regime zu optimieren und seine Auswirkungen auf den Geschiebetransport und die Hochwassersicherheit aufzuzeigen.

8 Bestimmung der Wasserspiegellagen und Schutzkoten

8.1 Projektziele

Heutige Hochwasserschutzkonzepte bauen auf einer Differenzierung von Schutzzielen [5] auf. Abhängig vom Schachwert werden Flächen verschiedenen Objektkategorien zugewiesen. Dabei gilt es hohe Sachwerte besser zu schützen als niedrige.

Das Projekt Hochwasserschutz Aare Bern bezieht sich mit wenigen Ausnahmen (Projekt Bärenpark und Dählhölzli) auf das Stadtgebiet von Bern. Die Aare durchquert hier vorwiegend dicht besiedeltes Gebiet. Folglich sollen Massnahmen vorwiegend auf ein Schutzziel von HQ₁₀₀ (600 m³/s) dimensioniert werden. Um zusätzlich einen begrenzten Schutz für höhere Abflüsse gewährleisten zu können, wird nebst dem Szenario HQ₁₀₀ auch ein Szenario mit einer höheren Abflussspitze von 700 m³/s berücksichtigt. Für Abschnitte, auf welchen die Kostenwirksamkeit von linearen Massnahmen nicht gegeben ist oder aus städtebaulichen Gründen nur ein begrenzter Schutz möglich ist, werden die Schutzziele entsprechend reduziert. Auf das Anheben von Schönau- und Altenbergsteg wurde aufgrund der sehr geringen Verklauungswahrscheinlichkeit und anhand einer Interessenabwägung verzichtet. Im Bereich der Matte wird mittels mobilen Massnahmen ein Arealerschutz HQ₃₀₀ (660 m³/s) angestrebt.

Für das Hochwasserschutzprojekt Gebietsschutz Quartiere an der Aare wurden abschnittsbezogen unterschiedliche Massnahmenziele festgelegt. Diese sind in den nachfolgenden Tabellen (Tabelle 8 und Tabelle 9) für beide Aareufer zusammengestellt. Die Massnahmenziele sind zudem in Abbildung 10 dargestellt.

Das Massnahmenziel „begrenzter Schutz bis 660 m³/s“ auf dem Abschnitt R4 Altenberg (km 30.605 – 30.800) resultiert aus Überlegungen auf der Basis des Szenario Stollen Thun mit einem Abfluss von 550 m³/s. Mit diesem Massnahmenziel kann der maximale Abfluss zum Schutz der Unterlieger aus dem Betriebsreglement des Hochwasserschutz-

stollens in Thun unter Einhaltung eines reduzierten Freibordes von rund 30 cm weitgehend schadlos abgeleitet werden. Mit diesem reduzierten Freibord kann das erforderliche Freibord aufgrund von Unschärfen in der Bestimmung der Wasserspiegellage, nicht aber das erforderliche Freibord aufgrund von Wellenbildung und Rückstau an Hindernissen (vgl. Empfehlungen KOHS [1]) abgedeckt werden.

Wir weisen darauf hin, dass ein vollständiger Schutz bis 660 m³/s (Schutzkote für Abflüsse HQ_{300} mit Freibord) einen begrenzten Schutz bis 700 m³/s (Schutzkote für Abflüsse 700 m³/s bordvoll) beinhaltet.

Tabelle 8: Massnahmenziele linke Uferseite. * höhere Schutzkote massgebend; ** Vollständiger Schutz bis 660 m³/s beinhaltet ein begrenzter Schutz für Abflüsse bis 700 m³/s.

Abschnitt [km]	Bereich	Massnahmenziel
26.600 – 27.500	L1 Eichholz	Keine Massnahmen vorgesehen
27.500 – 28.400	L2 Gaswerk L3 Marzilibad	Vollständiger Schutz bis 600 m ³ /s (HQ_{100}) und begrenzter Schutz für höhere Abflüsse bis 700 m ³ /s *
28.400 – 28.530	L4 Aarstrasse (Teilabschnitt)	Vollständiger Schutz bis 600 m ³ /s (HQ_{100}) und begrenzter Schutz für höhere Abflüsse bis 700 m ³ /s *
28.530 – 29.090	L4 Aarstrasse (Teilabschnitt) L5 Tych	Vollständiger Schutz bis 660 m ³ /s (HQ_{300}) ** (Arealschutz Matte)
29.090 – 29.530	L6 Matte (Teilabschnitt)	Begrenzter Schutz bis 600 m ³ /s (HQ_{100}) durch fixe Massnahmen und vollständiger Schutz bis 660 m ³ /s (HQ_{300}) ** mit mobilen Massnahmen (Arealschutz Matte)
29.530 – 29.605	L6 Matte (Teilabschnitt)	Vollständiger Schutz bis 600 m ³ /s (HQ_{100}) und begrenzter Schutz für höhere Abflüsse bis 700 m ³ /s durch fixe Massnahmen * und vollständiger Schutz bis 660 m ³ /s (HQ_{300}) ** mit mobilen Massnahmen (Arealschutz Matte)
29.605 – 29.640	L6 Matte (Teilabschnitt)	Begrenzter Schutz bis 600 m ³ /s (HQ_{100}) durch fixe Massnahmen und vollständiger Schutz bis 660 m ³ /s (HQ_{300}) ** mit mobilen Massnahmen (Arealschutz Matte)
29.640 – 29.750	L6 Matte (Teilabschnitt)	Vollständiger Schutz bis 660 m ³ /s (HQ_{300}) ** (Arealschutz Matte)
29.750 – 30.220	L7 Münster- bauhütte L8 Schütte (Teilabschnitt)	Vollständiger Schutz bis 600 m ³ /s (HQ_{100}) ohne Verklausung Altenbergsteg) und begrenzter Schutz für höhere Abflüsse bis 700 m ³ /s *
30.220 – 32.600	L8 Schütte (Teilabschnitt)	Keine Massnahmen vorgesehen

Tabelle 9: Massnahmenziele rechte Uferseite. * höhere Schutzkote massgebend;

Abschnitt [km]	Bereich	Massnahmenziel
26.600 – 27.570	R1 Dählhölzli	Keine Massnahmen vorgesehen
27.570 – 27.630	R2 Dalmaziquai (Teilabschnitt)	Vollständiger Schutz bis $600 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ_{100}) und begrenzter Schutz für höhere Abflüsse bis $700 \text{ m}^3/\text{s}$ *
27.630 – 27.800	R2 Dalmaziquai (Teilabschnitt)	Keine Massnahmen vorgesehen
27.800 – 28.400	R2 Dalmaziquai (Teilabschnitt)	Begrenzter Schutz bis $600 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ_{100})
28.400 – 29.640	R3 Matte rechts (Teilabschnitt)	Keine Massnahmen vorgesehen
29.640 – 30.670	R3 Matte rechts (Teilabschnitt) R4 Altenberg (Teilabschnitt)	Vollständiger Schutz bis $600 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ_{100}) ohne Ver- klausung Altenbergsteg) und begrenzter Schutz für höhere Abflüsse bis $700 \text{ m}^3/\text{s}$ *
30.605 – 30.800	R4 Altenberg (Teilabschnitt)	Begrenzter Schutz bis $550 \text{ m}^3/\text{s}$ (Szenario Stollen Thun, maximaler Abfluss zum Schutz der Unterlieger)
30.800 – 32.600	R4 Altenberg (Teilabschnitt)	Keine Massnahmen vorgesehen

Die verwendeten Begriffe werden im Projekt Gebietsschutz Quartiere an der Aare folgendermassen definiert:

- Vollständiger Schutz – Kriterium „Freibord“
Damit ein vollständiger Schutz bis zu einem bestimmten Abfluss gewährleistet werden kann, muss ein ausreichendes Freibord berücksichtigt werden. Das Freibord wird nach den Empfehlungen der KOHS [1] berechnet und zur Bestimmung der Schutzkoten zu den Wasserspiegellagen addiert. Für lineare Schutzmassnahmen entlang der Aare wird das erforderliche Freibord Typ „Einschnitt“ verwendet, welches aufgrund von Unschärfen in der Bestimmung der Wasserspiegellagen sowie aufgrund von Wellenbildung und Rückstau an Hindernissen berechnet verwendet. Bei Brücken ist zudem das erforderliche Freibord aufgrund von zusätzlich benötigtem Abflussquerschnitt für Treibgut massgebend.
- Begrenzter Schutz – Kriterium „bordvoll“
Ein begrenzter Schutz bedeutet, dass ein entsprechendes Hochwasser mit vergleichsweise geringen Schäden abgeführt werden kann. Die Bedeutung des begrenzten Schutzes wird für das Hochwasserschutzprojekt entlang der Aare in Bern mit einem bordvollen Abfluss gleichgesetzt. Der Begriff bordvoll enthält im vorliegenden Projekt eine Unschärfe in der Wasserspiegellage (σ_{wz}) resultierend aus einer Unsicherheit in der Berechnung der Sohlenlage zur Abflussspitze.

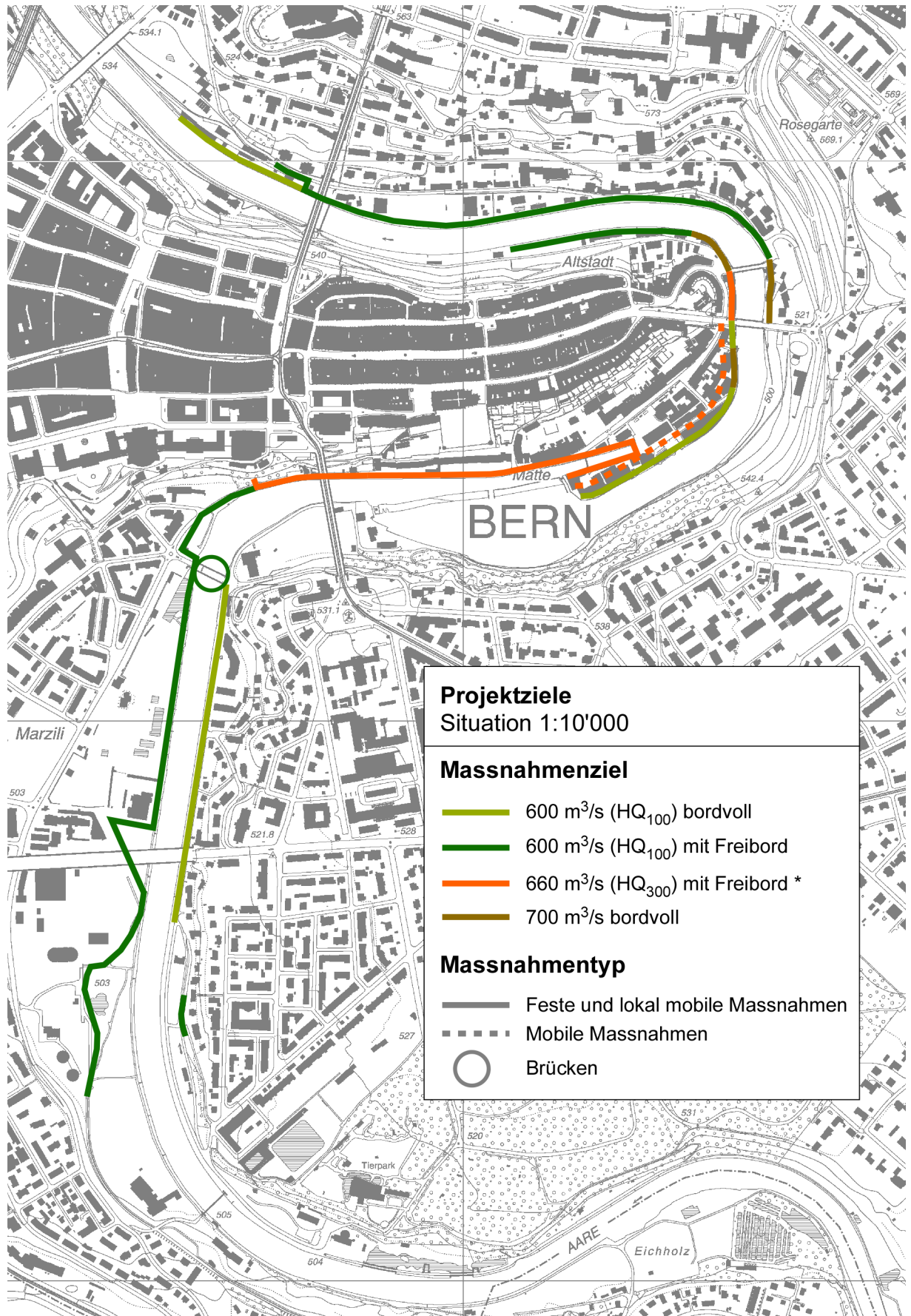


Abbildung 10: Massnahmenziele im Hochwasserschutzprojekt, Datengrundlage [29].

* Massnahmenziel bis 660 m³/s mit Freibord beinhaltet 700 m³/s bordvoll.

8.2 Kurvenüberhöhung

Zu den mit dem hydraulischen Modell berechneten Wasserspiegellagen wird in den Aussenkurven eine Kurvenüberhöhung addiert. Diese wurde auf der Basis der mittleren Fliessgeschwindigkeiten bei 600 m³/s nach Ansätzen von Grashof bzw. Jäggi (1994) bestimmt und auf 5 cm gerundet.

Die erhöhten Geschwindigkeiten in Aussenkurven werden nach dem Ansatz von Simons und Li (1982) in Abhängigkeit von Kurvenradius der Flussachse und der Flussbreite mit einem Faktor bestimmt, welcher auf die mittlere Fliessgeschwindigkeit angewendet wird.

Die auf die Wasserspiegel zu addierenden Kurvenüberhöhungen und die auf die Fliessgeschwindigkeit anzuwendenden Faktoren sind in Tabelle 10 zusammengestellt.

Tabelle 10: Übersicht der Kurvenüberhöhungen für den Abfluss von 600 m³/s (HQ_{100}) und den Faktoren zur Ermittlung der erhöhten Geschwindigkeiten in Aussenkurven.

Abschnitt [km]	Uferseite	Kurvenüberhöhung k [cm]	Faktor G [-]
26.729 – 27.640	links	5	1.10
28.440 – 28.650	links	10	1.30
29.430 – 29.591	rechts	10	1.30
29.753 – 30.003	rechts	15	1.35
31.200 – 31.600	links	5	1.05

In Querprofil 28.650 wurde ein reduzierter Kurveneffekt berücksichtigt.

8.3 Erforderliche Höhe Ufersicherung

Im Projekt ist vorgesehen, auf einigen Abschnitten oberhalb des geplanten oder bestehenden Massivverbau einen Rasenstreifen zu belassen, wie dies beispielsweise heute im Altenberg der Fall ist. Um die minimal erforderlichen Verbauungshöhen zu bestimmen, wurde die Belastung auf die Ufer entlang des gesamten Projektperimeters untersucht. Für die Berechnungen wurde von einer Grenzbelastung von 70 N/m² ausgegangen, was gut verwachsenem Rasen entspricht. Für jedes Querprofil wurden auf der Basis des lokalen Energieliniengefälles aus dem numerischen Abflussmodell Schleppspannungen in Abhängigkeit der Fliesstiefe bestimmt (Sicherheitsfaktor 1.1). Die zusätzliche Belastung durch die Strömungskonzentration in Aussenkurven wurde gemäss Kapitel 8.2 berücksichtigt.

Massive Verbauungen sind maximal bis auf die Höhe der Wasserspiegellage bei einem Abfluss von 250 m³/s notwendig. Im darüber liegenden Teil der Böschung vermag ein gut verwachsener Rasenstreifen der Belastung bis zu einem Abfluss von 700 m³/s standzuhalten.

8.4 Freibord

8.4.1 Empfehlungen der KOHS [1]

Das Freibord wurde nach den Empfehlungen der Kommission für Hochwasserschutz (KOHS) des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes berechnet [1]. Das erforderliche Freibord f_e bezeichnet das Freibord, welches eingehalten werden muss, damit eine rechnerisch bestimmte Abflusskapazität des Gerinnes gewährleistet ist. Es beschreibt einerseits die Unschärfen in der Berechnung einer Wasserspiegellage bei gegebenem Gerinnequerschnitt und andererseits berücksichtigt es Prozesse wie Wellenbildung und Staudruck an Hindernissen sowie den Transport von Treibgut. Es gilt:

$$f_{\min} \leq f_e = \sqrt{f_w^2 + f_v^2 + f_t^2} \leq f_{\max} \quad [1]$$

Darin bezeichnen:

f_{\min}	minimal erforderliches Freibord	= 0.3 m
f_{\max}	maximal erforderliches Freibord	= 1.5 m
f_w	erforderliches Freibord aufgrund von Unschärfen in der Bestimmung der Wasserspiegellage	$= \sigma_w = \sqrt{\sigma_{wz}^2 + \sigma_{wh}^2}$
f_v	erforderliches Freibord aufgrund von Wellenbildung und Rückstau an Hindernissen	$= \frac{v^2}{2g}$
f_t	erforderliches Freibord aufgrund von zusätzlich benötigtem Abflussquerschnitt für Treibgut unter Brücken	= 0.3 m / 0.5 m / 1.0 m

8.4.2 Unschärfe in der Wasserspiegellage aus Unsicherheit in der Sohlenlage σ_{wz}

Die Sensitivitätsanalyse (siehe Kap. 6 und Anhang D.5) hat gezeigt, dass der Abschnitt vom Schwellenmätteli bis zur Untertorbrücke von vielen Faktoren beeinflusst wird. Die Wasserspiegelberechnung ist vor allem aufgrund der grossen Schwankungen der Sohlenlage in diesem Abschnitt mit einer gewissen Unschärfe behaftet. Mit der Berücksichtigung einer Unschärfe in der Wasserspiegellage von 20 cm können in der Matte Sohlen-schwankungen von bis zu 50 cm kompensiert werden. Die Sohle auf den übrigen Modellabschnitten ist stabiler und unterliegt deutlich geringeren Schwankungen, weshalb lediglich eine Unsicherheit in der Wasserspiegellage von 10 cm angenommen wird.

Diese Unschärfe in der Wasserspiegellage resultierend aus der Unsicherheit in der Berechnung der Sohlenlage wird in allen berechneten Hochwasserspiegellagen berücksichtigt. Die Bezeichnung „bordvoll“ beinhaltet somit folgende Unschärfen in der Wasserspiegellage (σ_{wz}):

- 0.10 mkm 26.600 bis 28.740 und Tych
- 0.20 mkm 29.151 bis 30.003
- 0.10 mkm 30.003 bis 32.570

8.4.3 Freibord aufgrund von Unschärfe in der Bestimmung der Wasserspiegellage f_w

Das Teil-Freibord aufgrund von Unschärfen in der Bestimmung der Wasserspiegellage f_w setzt sich aus der Unschärfe in der Berechnung der Sohlenlage σ_{wz} und aus der Unschärfe in der Berechnung der Abflusstiefe σ_{wh} zusammen.

Die Sohlenlage wurde mit einem geeichten numerischen Modell berechnet. Für den mittleren Fehler an der berechneten Sohle und ihr Einfluss auf die Wasserspiegellage werden die Werte für σ_{wz} aus Kap. 8.4.2 verwendet. Der Fehler an der berechneten Abflusstiefe kann mit

$$\sigma_{wh} = 0.06 + 0.06 h \quad \text{wobei } h: \text{ Abflusstiefe (m)} \quad [1]$$

für jedes Querprofil innerhalb des Projektperimeters bestimmt werden.

Der auf die Fliesstiefe angewendete Faktor von 0.06 entspricht für sehr breite Querprofile einem Fehler von 10% in Bezug auf den Rauheitswert nach Strickler. Die Formel wurde im Rahmen der Erarbeitung der Empfehlung zum Freibord für unterschiedliche Gewässertypen erarbeitet.

8.4.4 Freibord aufgrund von Wellenbildung und Rückstau an Hindernissen f_v

Mittels Abfluss- und Geschiebetransportrechnung konnte entlang der Aare für jedes Querprofil die mittlere Abflussgeschwindigkeit im Hauptgerinne berechnet werden. In Aussenkuven wurde zusätzlich eine Strömungskonzentration berücksichtigt. Für die angegebenen Querprofile wurde jeweils der Faktor G aus Tabelle 10 auf die berechneten Fließgeschwindigkeiten angewendet, um das Teilfreibord f_v zu bestimmen.

8.4.5 Freibord aufgrund von zusätzlich benötigten Abflussquerschnitt unter Brücken f_t

Das Teil-Freibord aufgrund von zusätzlich benötigtem Abflussquerschnitt für Treibgut unter Brücken f_t wird in Funktion von Art und Menge des angeschwemmten Schwemmhholzes sowie der Untersicht der Brücke definiert. Die KOHS empfiehlt dazu ein Klassensystem nach Tabelle 11.

Tabelle 11: Teil-Freibord f_t für Schwemmhholz in Abhängigkeit der Beschaffenheit der Brücke und Art und Menge des Schwemmhholzes [1].

	Brücke mit glatter Untersicht	Brücke mit rauer Untersicht
Schwemmhholz mit geringen Abmessungen (Äste)	0.3 m	0.5 m
Einzeln angeschwemmte Baumstämme	0.5 m	1.0 m
Wurzelstöcke	1.0 m	1.0 m
Schwemmhholz als Teppich angeschwemmt	1.0 m	1.0 m

Es wird angenommen, dass in Bern einzelne Baumstämme angeschwemmt werden. Ein Schwemmholtzteppich, wie er beispielsweise während eines Hochwasserereignisses in der Zulg entstehen kann, wird auf seinem Weg nach Bern auseinandergezogen. Somit ist der Teppich nicht mehr als kompakter Schwemmholtzteppich wirksam. Das Auftreten eines kompakten Schwemmholtzteppichs kann zwar nicht ganz ausgeschlossen werden, diesem Phänomen wird jedoch eine sehr geringe Eintretenswahrscheinlichkeit zugeordnet, so dass es nicht relevant ist für die Bestimmung des erforderlichen Freibordes. Das Teil-Freibord f_t wurde entsprechend auf 0.5 m für Brücken mit glatter Untersicht (Dalma-zibrücke) respektive auf 1.0 m für Brücken mit rauer Untersicht (Schönausteg und Altenbergsteg) festgelegt.

8.5 Schutzkoten

8.5.1 Einleitende Bemerkungen

Die Schutzkoten werden für alle im Modell enthaltenen Querprofile für die Massnahmen vorgesehen sind in Abhängigkeit der gewählten Schutzziele bestimmt. Dabei wird das Vorgehen für die Kriterien „bordvoll“ und „Freibord“ entsprechend den definierten Schutzzielen gemäss Kapitel 8.1 unterschieden. Aufgrund der Kurvenüberhöhung und den unterschiedlichen Schutzzielen muss die Schutzkote für das rechte und das linke Ufer differenziert werden.

Eine tabellarische Übersicht der Schutzkoten sowie eine Darstellung im Längenprofil ist in Anhang I abgebildet.

8.5.2 Abschnitt Aarstrasse/Tych

Für den Abschnitt entlang der Aarstrasse unterhalb von km 28.740 für die linke Uferseite die Wasserspiegellagen für den Abfluss von $660 \text{ m}^3/\text{s}$ aus den Modellversuchen der VAW übernommen [15]. Für die Dimensionierung wurde angenommen, dass eine Verlegung des Wehrs durch die Intervention der Feuerwehr verhindert werden kann. Somit wurden die Werte aus der Kurve 0/3 verwendet. Unter Berücksichtigung des minimalen Freibordes von 0.3 m muss eine Schutzkote von 501.75 m ü. M. erreicht werden, um den Arealschutz in der Matte zu gewährleisten.

9 Ergänzende Betrachtungen aufgrund von Vorprüfungseingaben

9.1 Prüfen der Notwendigkeit eines Anhebens von Schöнау- und Altenbergsteg

9.1.1 Ausgangslage und Untersuchungen

Aus der Vorprüfung sind mehrere Stellungnahmen zur Prüfung der Anhebung von Schöнау- und Altenbergsteg hervorgegangen. Aus diesem Grund wurde die Schwemmh Holzproblematik im Zusammenhang mit der Verklausung von Schöнау- und Altenbergsteg für das Hochwasserschutzprojekt an der Aare in Bern im Detail aufgearbeitet. Die Entscheidungsgrundlagen und die Optionen für das weitere Vorgehen wurden der Bauherrschaft und den zuständigen Fachstellen im Faktenblatt in Anhang L dokumentiert und zusammengestellt.

9.1.2 Entscheid und Fazit

Aufgrund der dargelegten Überlegungen und Erkenntnisse wird ein Belassen von Schöнау- und Altenbergsteg auf heutiger Höhe als tragbar erachtet und eine Interessenabwägung in Richtung der Anforderungen der ENHK als vertretbar beurteilt. Entsprechend hat die Bauherrschaft in Rücksprache mit den zuständigen Stellen von Kanton und Bund an der Sitzung vom 4. Mai 2017 entschieden, bewusst auf ein Anheben von Schöнау- und Altenbergsteg zu verzichten

Die Modellversuche der VAW wie auch die Erfahrungen aus den Ereignissen 2012 und 2015 haben gezeigt, dass die Schwemmh Holzmenge durch einen gezielten Betrieb an der Matteschwelle im Unterwasser des Schwellenmätteli deutlich reduziert werden kann. So wird aufgrund der bisherigen Erfahrungen und den heute bekannten Interventionsmöglichkeiten davon ausgegangen, dass die Verklausungswahrscheinlichkeit im Ereignisfall äusserst gering ist und daher nur sehr selten mit einem massgeblichen Anstieg des Wasserspiegels und einem Wasseraustritt im Oberwasser gerechnet werden muss. Dies obwohl das erforderliche Freibord nach KOHS [1] für das Szenario HQ₁₀₀ am Schöнау- und Altenbergsteg rechnerisch nicht eingehalten wird. Entsprechend wird für die Erarbeitung der Gefahrenkarte nach Massnahmen und zur Bestimmung des Risikos resp. der Kostenwirksamkeit im Projekt für das Szenario HQ₁₀₀ keine Verklausung an Schöнау- und Altenbergsteg angenommen.

9.2 Wirkung einer kurzzeitigen Pegelabsenkung am Wehr Engehalde

9.2.1 Ausgangslage und Untersuchungen

Im Rahmen der Vorprüfung wurde die Frage aufgeworfen, ob das Projektziel „550 m³/s bordvoll“ im Altenberg ausreichend ist, wenn der Zielabfluss in Bern im Betriebsreglement zum Hochwasserschutzstollen in Thun auf 550 m³/s festgelegt ist. Dieser Abfluss entspricht dem zukünftigen maximalen Abfluss der Aare in Bern zum Schutz der Unterlieger bis zu einem Seestand des Thunersees von 558.45 m ü. M. und soll nach der Realisierung der Massnahmen an der Aare unterhalb von Thun für die Bewältigung von extremen Hochwassersituationen ins Wehrreglement des Hochwasserschutzstollens aufgenommen werden.

Im Rahmen der Erarbeitung des Wasserbauplans wurde überprüft ob eine Erhöhung des Schutzgrades durch betriebliche Massnahmen am Wehr Engehalde und ohne bauliche Massnahmen möglich ist. Hierfür wurde der Effekt einer kurzzeitigen Pegelabsenkung am Wehr Engehalde bei einer Abflussmenge von $550 \text{ m}^3/\text{s}$ untersucht und geprüft, ob dadurch ein minimales Freibord erreicht werden kann.

9.2.2 Erkenntnisse aus den Modellrechnungen

Die Wirkung der Absenkung des Wehrs bei Abflüssen von über $500 \text{ m}^3/\text{s}$ (ohne Turbinierung) wird aufgrund der Abflussverhältnisse im Unterwasser deutlich eingeschränkt und führt zu keiner massgebenden Veränderung der Wasserspiegellage im Abschnitt Altenberg. Aufgrund der unterschiedlichen Sohlenlagen im Unterlauf ist die Zuverlässigkeit einer Absenkung für die Berücksichtigung als Hochwasserschutzmassnahme oberhalb der Lorraine-Brücke nicht gegeben.

Für weitere Informationen verweisen wir auf das Faktenblatt in Anhang L.

9.2.3 Entscheid und Fazit

Um dennoch die Abflussmenge von $550 \text{ m}^3/\text{s}$ weitgehend schadenfrei ableiten zu können hat die Bauherrschaft am 18. Juli 2017 beschlossen, den Uferschutz unterhalb des Altenbergstegs um 20 cm zu erhöhen, damit ein Freibord von rund 30 cm gewährleistet werden kann. Die Schutzkote entspricht der Schutzkote „ $600 \text{ m}^3/\text{s}$ bordvoll“ und das Massnahmenziel auf dem Abschnitt R4 Altenberg (km 30.605 – 30.800) kann somit analog zum Abschnitt Dalmazi mit „begrenzter Schutz bis $660 \text{ m}^3/\text{s}$ “ bezeichnet werden.

Mit einem Freibord von 30 cm kann das erforderliche Freibord aufgrund von Unschärfen in der Bestimmung der Wasserspiegellage, nicht aber das erforderliche Freibord aufgrund von Wellenbildung und Rückstau an Hindernissen (vgl. Empfehlungen KOHS [1]) abgedeckt werden. Aus diesem Grund kann ein lokales Überschwappen durch Wellenbildung oder Rückstau an Hindernissen auf dem Abschnitt vom Altenbergsteg bis zum botanischen Garten nicht ausgeschlossen werden.

Anhang A Verwendete Grundlagen

A.1 Allgemeine Grundlagen

- [1] KOHS (2013): Freibord bei Hochwasserschutzprojekten und Gefahrenbeurteilungen. Empfehlungen der Kommission Hochwasserschutz (KOHS). «Wasser Energie Luft» – 105. Jahrgang, 2013, Heft 1, CH-5401 Baden, 43-50.
- [2] Unterlagen Generalplanersubmission L21, Stadt Bern, Direktion für Tiefbau, Verkehr und Stadtgrün, Tiefbauamt, 31.01.2007.

A.2 Geometrie

- [3] Querprofile km 28.85 bis 29.1, 2006, Kissling + Zbinden AG.
- [4] Querprofile km 29.151 bis 29.94, 2005, Kissling + Zbinden AG.
- [5] Querprofile km 24.8 bis 46.36, 1984/1985, 2000, 2005, 2011 BAFU.
- [6] Querprofile km 30.056 bis 30.481, 1960, Tiefbauamt der Stadt Bern.

A.3 Hydrologie und Hydraulik

- [7] Pegelstände und Abflussverhältnisse bei Hochwasser am Wehr Engehalde, Auskunft per E-Mail von Hr. Bärlocher, Leiter Produktionsportfolio Energie, EWB, 19.05.2015.
- [8] 1D-Abfluss- und Geschiebetransportmodell aus der Verlandungsstudie Wohensee, im Auftrag des Amtes für Wasser und Abfall des Kantons Bern, des Tiefbauamtes des Kantons Bern (OIK II) und der BKW FMB Energie AG, Fachbericht 12.01.2011.
- [9] Abflussganglinie Aare Bern, Messstation Schöna (LH 2135), Momentanwerte der Periode 1985 - 2011, Bundesamt für Wasser und Geologie BWG.
- [10] Hochwasserschutz Bern, L21 Objektschutz Quartiere an der Aare, Fachbericht Hydraulik und Geschiebe zum Vorprojekt, Generalplanerteam HWS Aarebogen, Version 1.0 31.07.2008.
- [11] Hochwasserschutz Aare Bern, Grundwassermodell Teilgebiet Marzili, Kissling + Zbinden AG, 17.01.2008.
- [12] Matteschwelle in Bern, hydraulische Veränderungen und deren Auswirkungen, Hydraulische Modellversuche, Bericht Nr. 4271, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Oktober 2008.
- [13] Naturgefahrenkarte Aareraum, Technischer Bericht, Kissling + Zbinden AG / Kellerhals + Haefeli AG im Auftrag der Stadt Bern, September 2008.
- [14] Hochwasserschutz Aare Bern, Abflussmessstation Aare Bern Schöna (LH 2135), Hydraulische Untersuchungen zu Schlüsselkurve, PD Dr. Martin Jäggi im Auftrag des Tiefbauamtes der Stadt Bern, 04.12.2007, genehmigt 15.01.2008.
- [15] Schwemmholzleiteinrichtung an der Matteschwelle in Bern, Hydraulische Modellversuche, Bericht Nr. 4248, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich im Auftrag des Tiefbauamtes der Stadt Bern, Zürich, Juni 2008.
- [16] Pegel-Abflussbeziehungen Schwellenmätteli und Wehr Engehalde (Modell HEC-RAS), Hunziker, Zarn & Partner AG.

A.4 Geschiebe

- [17] Unterhaltsarbeiten an der Aare in der Gemeinde Bern 2008, Kontrollaufnahmen Schwellenmätteli Januar 2015, Kissling + Zbinden AG, im Auftrag der Stadt Bern, Januar 2015.
- [18] Hochwasserschutz Aare Bern, Veränderung Sohlenlage Aare 2000-2005, Kissling + Zbinden AG, 12.11.2007.
- [19] Kontrollaufnahmen Schwellenmätteli, Unterhaltsarbeiten an der Aare in der Gemeinde Bern 2006, Kissling + Zbinden AG im Auftrag der Stadt Bern, Direktion für Tiefbau, Verkehr und Stadtgrün, Tiefbauamt, Bern, 30.11.2006.
- [20] Hochwasserschutz Aare Bern, Hydraulik und Geschiebe, Nutzwertanalyse Optimierungsphase, PD Dr. Martin Jäggi/ Hunziker, Zarn & Partner, Aarau, 15. März 2006.
- [21] Hochwasserschutz Aare Bern, Hydraulik und Geschiebetransport, Variante A1, PD Dr. Martin Jäggi / Hunziker, Zarn & Partner im Auftrag des Tiefbauamtes der Stadt Bern, Aarau, Februar 2006.
- [22] Hochwasserschutz Aare / Stadt Bern, Geschiebemanagementkonzept, PD Dr. Martin Jäggi / Hunziker, Zarn & Partner AG im Auftrag der Stadt Bern, Direktion für Planung, Verkehr und Tiefbau, Tiefbauamt, Ebmatingen und Aarau, November 2001.
- [23] Geschiebemanagement der Aare zwischen Thun und Bern, PD Dr. Martin Jäggi / Hunziker, Zarn & Partner AG im Auftrag des Tiefbauamtes des Kantons Bern, Ebmingen und Aarau, Februar 2001.
- [24] Aare Bern, Hochwasserschutzkonzept 2000, Gemeinde Bern, Linienzahlanalyse vom 18.08.2000, Kissling + Zbinden AG.

A.5 Dokumentationen

- [25] Dokumentation, Hochwasser 22. August 2005, Kissling + Zbinden AG, Bern, November 2005.
- [26] Hochwasserschutz-Massnahmen an der Aare, Konzept 2000, Dokumentation, Kissling + Zbinden AG im Auftrag des Tiefbauamtes der Stadt Bern, Bern, 3. Juni 2004.

A.6 Karten- und Plangrundlagen

- [27] Naturgefahrenkarte Aareraum, Einzelgefahrenkarte Wasser und Intensitätskarten, Kissling + Zbinden AG / Kellerhals + Haefeli AG im Auftrag der Stadt Bern, September 2008.
- [28] Bären Park Bern, Vorbereitende Ausführungsphase, 2. Submission, Verkleinerte Gehegevariante, Bautechnische Umsetzung: Schnitte C und E, Klötzli Friedli Landschaftsarchitekten AG im Auftrag von Stadtbauten Bern, 11.10.2007.
- [29] Übersichtsplan. Geoportal des Kantons Bern.

Anhang B Das Programm MORMO

B.1 Kurzbeschreibung

B.1.1 Modellierung und Berechnungsablauf

Das Programm MORMO ist ein eindimensionales, quasistationäres Simulationsmodell zur Berechnung der Sedimenttransportraten und der Sohlenveränderungen in Flüssen und Stauhaltungen. Es ist an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glazialogie (VAW) der ETH Zürich entstanden und wird von Flussbau AG^{SAH} stetig weiterentwickelt.

Ein Flusssystem wird mit Hilfe von zwei Konstruktionselementen (Querprofile und Knoten) modelliert. Die Geometrie des Flusses wird durch Querprofile erfasst, wobei zu jedem Querprofil auch Angaben über die Rauheit der Sohle und der Ufer, sowie über die Zugabe oder Entnahme von Geschiebe angegeben werden können. Mehrere Querprofile zusammen definieren einen Flussast. Bauwerke wie Wehre und Schwellen oder Zusammenflüsse werden durch spezielle Knoten berücksichtigt. Diese Knoten können mehrere Flussabschnitte miteinander verbinden. Am oberen Ende des Modells muss als Randbedingung ein Geschiebeeintrag definiert werden, am unteren Ende wird für die hydraulische Berechnung eine Pegel-Abfluss-Beziehung benötigt. Weitere hydraulische Randbedingungen können in jedem Knoten definiert werden. Für jeden Flussabschnitt kann eine Abflussganglinie definiert werden. Abbildung 11 zeigt schematisch die Modellierung eines Flusssystems mit 4 Ästen und 5 Knoten.

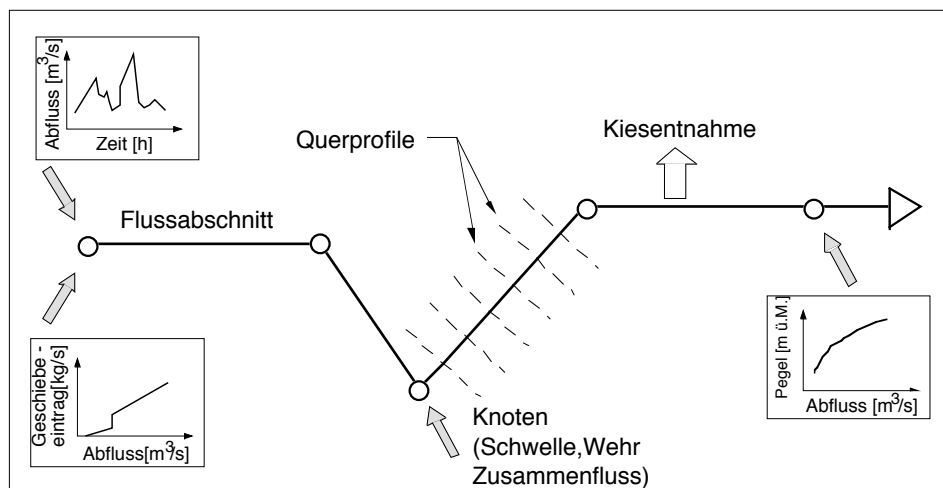


Abbildung 11: Modellierung eines Flusssystems.

Eine Ganglinie wird in Zeitschritte unterteilt. Für jeden Zeitschritt berechnet das Programm zuerst eine Staukurve und insbesondere in jedem Querprofil die hydraulischen Größen wie Abflussgeschwindigkeit und Abflusstiefe. Der Abfluss bleibt während diesem Zeitschritt abschnittsweise konstant. Aus den berechneten hydraulischen Größen wird in jedem Querprofil zuerst die Geschiebetransportkapazität bestimmt und dann flussabwärts die Sedimentkontinuitätsbedingung angewandt. Dabei wird aus der Bilanz der ein- und ausgetragenen Geschiebemenge in jedem Querprofil eine vertikale Sohlenveränderung ermittelt. Die Länge des Zeitschritts ist abhängig von dieser Sohlenveränderung.

Überschreitet sie während des Zeitschritts einen bestimmten Grenzwert, wird der Zeitschritt verkleinert und die Rechnung wiederholt.

Die Staukurvenrechnung basiert auf der allgemeinen Bernoullischen Gleichung und dem Reibungsansatz nach Strickler (1923). Die Rauheit der Sohle wird mit der Formel

$$k_s = 23.5 d_{90}^{-1/6} \quad (1)$$

ermittelt. Für die Rauheit der Ufer kann direkt ein k-Wert nach Strickler, entsprechend der Uferbeschaffenheit, angegeben werden. Durch ein gewichtetes Mittel zwischen den Wand- und den Sohlenkennwerten wird entsprechend dem Verfahren von Einstein & Barbarossa (1952) ein mittlerer k-Wert für das ganze Gerinne bestimmt, der dann in der Staukurvenrechnung berücksichtigt wird.

B.1.2 Geschiebetransport

Der Geschiebetransport bei kiesführenden Flüssen kann entweder mit der Formel Meyer-Peter & Müller (1948) oder der Formel von Smart & Jäggi (1983) berechnet werden. Für sandführende Flüsse wird die Formel von Engelund & Fredsoe (1976) verwendet.

Meyer-Peter & Müller (1948):

$$\Phi = 8 (\theta' - \theta_c)^{3/2} \quad (2)$$

$$\text{mit} \quad \Phi = \frac{q_b}{\rho_s \sqrt{(s-1) g d_m^3}}$$

$$\theta' = \frac{R_s J}{(s-1) d_m} \left(\frac{k_s}{k_{st}} \right)^{3/4}$$

$$\theta_c = 0.047$$

Meyer-Peter & Müller (1948), modifiziert nach Hunziker (1995):

$$\Phi = 5 (\theta' - \theta_c)^{3/2} \quad (3)$$

$$\text{mit} \quad \theta' = \frac{R_s J}{(s-1) d_m} \frac{c^2}{c_{korn}^2}$$

$$\theta_c = 0.05$$

Smart & Jäggi (1983):

$$\Phi = 4 c \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} J^{0.6} \theta'^{0.5} (\theta' - \theta_c) \quad (4)$$

$$\text{mit} \quad c = \frac{v_m}{v_*}$$

$$\theta_c = 0.05$$

Alle Formeln arbeiten mit einem mittleren charakteristischen Korndurchmesser d_m zur Berücksichtigung der Kornverteilung des transportierten Materials. Frühere Untersuchungen (Hunziker & Jäggi, 1988) zeigten jedoch, dass an Stelle von d_m ein reduzierter mittlerer Korndurchmesser d_{mred} in die Formel eingesetzt werden sollte. Bei der Berechnung von d_{mred} werden die größten Fraktionen (10-20 %) nicht mehr berücksichtigt, da die groben Korndurchmesser zwar für die Deckschichtbildung eine wichtige Rolle spielen, für den Massentransport jedoch nicht maßgebend sind.

Für verzweigte Gerinne kann der Geschiebetransport mit dem Verfahren eines Ersatzgerinnes nach Zarn (1997) bestimmt werden.

Eine wesentliche Rolle spielt die Berücksichtigung der Deckschichtbildung. Es wurde ein vereinfachter Ansatz nach Günter (1971) in das Programm eingebaut, welcher den Grenzabfluss Q_D bestimmt, für den die Deckschicht an der Sohlenoberfläche der Strömung noch standhält. Dieser Grenzabfluss ist wesentlich größer als jener, welcher dem Transportbeginn der meisten Körner entspricht (Q_0). Ist der Abfluss kleiner als der Grenzabfluss Q_D nach Günter, kann von oben zugeführtes Geschiebe zwar weiter transportiert, aber kein Material aus der Sohle erodiert werden. Dies schränkt somit das Erosionsvermögen wesentlich ein und stellt eine Einschränkung der Sedimentkontinuitätsbedingung dar.

$$\theta_D = \theta_c \left(\frac{d_{90}}{d_m} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (5)$$

Die Erfahrung zeigt, dass diese Deckschichtbedingung nicht in jedem Fall berücksichtigt werden darf. Bildet sich nur kurzfristig eine Auflandung über einer bestehenden Deckschicht, so enthält diese nicht genügend Grobkomponenten, um sofort wieder eine stabile Deckschicht an der Sohlenoberfläche auszubilden. Eine nachfolgende Erosion darf also nicht durch eine Deckschichtbedingung verhindert werden. Das Programm speichert die Lage der ursprünglichen Deckschicht und setzt das Kriterium nach Günter erst wieder ein, wenn die Erosion die ursprüngliche Kote der Deckschicht erreicht.

In steilen Gebirgsflüssen kann die Deckschicht zusätzlich durch grobe Blöcke stabilisiert sein. Durch die Blöcke wird die auf die Sohle wirkende Schleppspannung reduziert. Das Programm verwendet den Ansatz von Whittaker et al. (1988), um diesen Effekt zu berücksichtigen.

Eine Veränderung der Kontinuitätsbedingung ergibt sich auch durch den Geschiebeabrieb. Dieser kann für Simulationen auf kurzen Strecken zwar vernachlässigt werden, in einem voralpinen Fluss von über 10 km Länge jedoch nicht mehr. Die Transportraten werden dementsprechend von einem Querprofil zum nächsten gemäß dem Gesetz von Sternberg (1875) reduziert.

$$G_I = G_0 e^{-c \cdot x} \quad (6)$$

mit x = Distanz

c = Sternberg-Faktor (abhängig vom Gesteinsmaterial)

G_0 = transportierte Geschiebemenge am Anfang der Strecke

G_I = transportierte Geschiebemenge nach x km

B.1.3 Das 4-Korn-Modell

Das Programm MORMO kann auch als 4-Korn-Modell betrieben werden. Dabei werden für das laufende Geschiebe und die Deckschicht jeweils verschiedene charakteristische Korndurchmesser d_{g0} und d_m definiert. Die Transportkapazität wird mit d_m des laufenden Geschiebes berechnet, für das Stabilitätskriterium der Deckschicht (Gleichung 4) werden die Korndurchmesser der größeren Kornverteilung verwendet. Eine bestehende Deckschicht kann mit laufendem Geschiebe überdeckt werden, für dessen Erosionsstabilität das Deckschichtkriterium von Günter auf die feinen Korngrößen angewendet wird.

B.1.4 Resultate der numerischen Simulation

Als wichtigste Resultate der numerischen Simulation erhält man das Längenprofil, das Sohldifferenzen- und das Transport-Diagramm (Abbildung 12 bis Abbildung 14). Ein erster Überblick über die Entwicklung der Flusssohle kann dem Längenprofil entnommen werden, oft jedoch vermittelt das Sohldifferenzendiagramm einen besseren Eindruck von den Veränderungen der Sohlenlage. In diesem Diagramm werden, bezogen auf den Ausgangszustand der Simulation (im Beispiel von Abbildung 13 die Sohlenlage von 1980), die während der Berechnungszeit erfolgten Veränderungen der mittleren Sohle entlang der Strecke aufgetragen. Das Transportdiagramm stellt den aufsummierten Geschiebetransport in $[m^3]$ dar. Neben den anderen Graphiken ist das Transportdiagramm ein wichtiges Mittel, um einen Überblick über den Geschiebehaushalt und das generelle Transportverhalten eines Flusses zu erhalten. Zum Verständnis des Diagramms bedarf es folgender Erläuterung: In Abbildung 14 erkennt man am oberen Rand der betrachteten Strecke den Geschiebeeintrag (G_s). Flussabwärts nimmt der Geschiebetransport infolge von Erosion (entsprechend Abbildung 13 und Abbildung 14) und der entsprechenden Aufnahme von Geschiebe aus der Sohle zu. Erst unterhalb der Schwelle führen Auflandungen wieder zu einer Abnahme der transportierten Geschiebemenge. Im unteren Teil, wo die Strecke stabil ist, wäre eigentlich mit einem horizontalen Verlauf der Kurve zu rechnen. Die Berücksichtigung des Abriebes führt jedoch zu einer Abnahme der transportierten Geschiebemenge. Falls im Transportdiagramm plötzliche Änderungen auftreten, würde dies auf eine Zufuhr (Seitenzubringer) oder Entnahme von Geschiebe (z.B. Kieswerk) hinweisen.

Bei der Interpretation der Längenprofile und der Sohldifferenzendiagramme muss berücksichtigt werden, dass Sohlenbewegungen, die sich auf ein einzelnes oder wenige Querprofile beschränken, nicht zwangsläufig Indizien für eine Erosions- oder Auflan-

ungstendenz sind. Diese Sohlenbewegungen können ihren Ursprung auch in einer nicht exakten Modellierung von lokalen Verhältnissen haben.

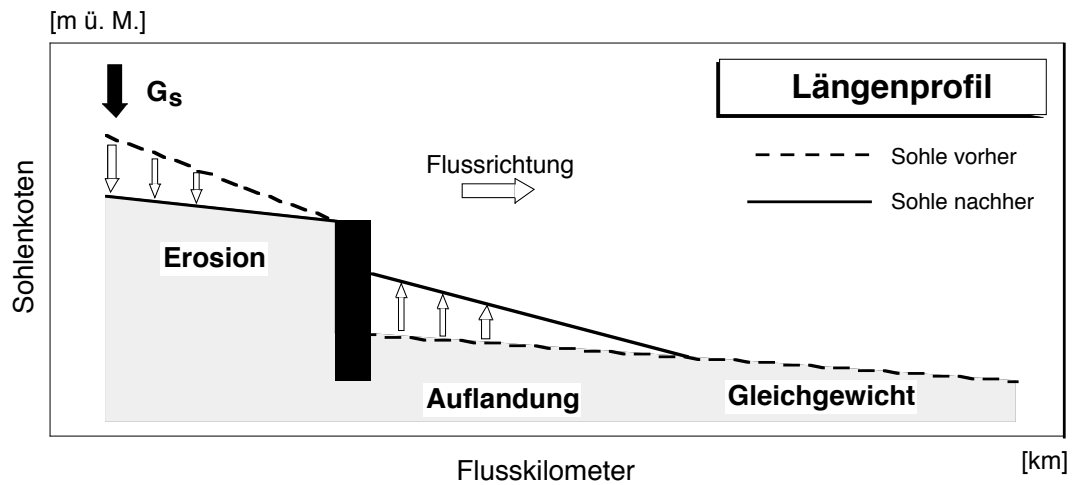


Abbildung 12: Längsprofil

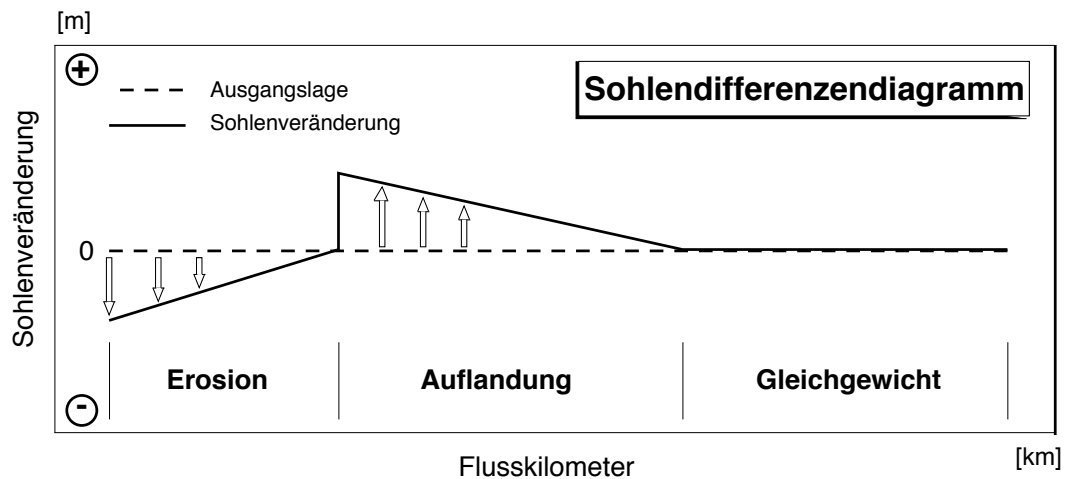


Abbildung 13: Sohlendifferenzendiagramm

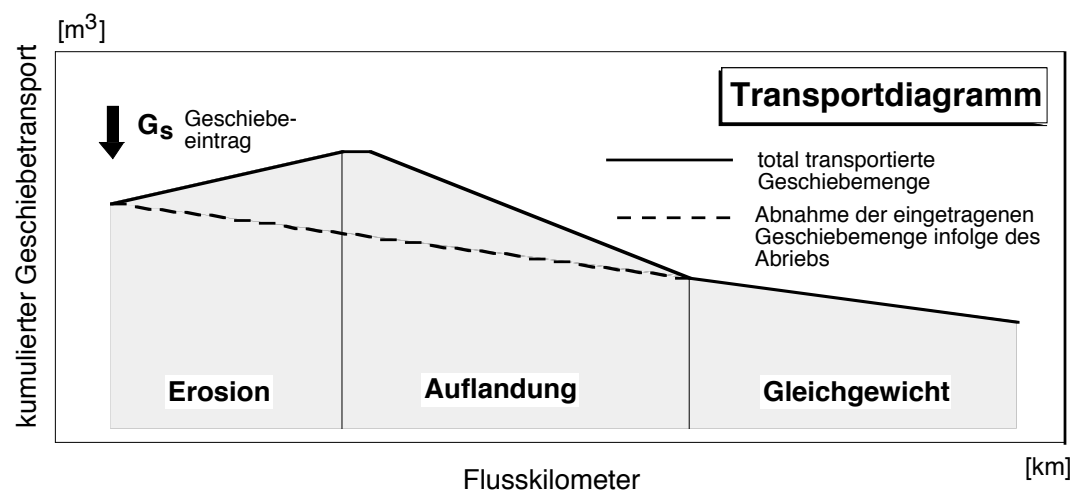


Abbildung 14: Transportdiagramm

B.2 Liste der Symbole

c	[-]	= Fließwiderstand
c	[km ⁻¹]	= Sternbergfaktor
d_i	[m]	= charakteristischer Korndurchmesser der Fraktion i
d_m	[m]	= mittlerer charakteristischer Korndurchmesser einer Geschiebemischung
d_{mred}	[m]	= mittlerer reduzierter Korndurchmesser einer Geschiebemischung
d_x	[m]	= Korndurchmesser der von x Gewichtsprozenten einer Geschiebemischung unterschritten wird
g	[m/s ²]	= Erdbeschleunigung
G	[m/s ³]	= Transportierte Geschiebemenge
J	[-]	= Gefälle
k_r	[m ^{1/3} /s]	= Kornrauigkeitsbeiwert
k_s	[m ^{1/3} /s]	= Kornreibungsbeiwert nach Strickler
k_{St}	[m ^{1/3} /s]	= Sohlenreibungsbeiwert nach Strickler
q_b	[m ³ /s·m]	= spezifische Geschiebeführung pro m Flussbreite
R	[m]	= hydraulischer Radius
R_s	[m]	= hydraulischer Radius bezogen auf die Flusssohle
s	[-]	= ρ_s/ρ_w
v^*	[m/s]	= Schleppspannungsgeschwindigkeit
v_m	[m/s]	= mittlere Fließgeschwindigkeit
x	[km]	= Distanz
Φ	[-]	= Geschiebetransport
θ'	[-]	= effektive dimensionslose Schleppspannung nach Shields
θ_c	[-]	= kritische dimensionslose Schleppspannung nach Shields
θ_D	[-]	= kritische dimensionslose Schubspannung zum Aufreißen der Deckschicht
ρ_s	[kg/m ³]	= Dichte des Geschiebes
ρ_w	[kg/m ³]	= Dichte des Wassers

B.3 Literaturverzeichnis

Einstein H.A., Barbarossa N.L. (1952): River Channel Roughness, *Transactions ASCE*, **117**, Paper No. 2528.

Engelund F., Fredsoe J. (1976): A Sediment Transport Model for Straight Alluvial Channels, *Nordic Hydrology*, **7**.

Günter A. (1971): Die kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungsschwankungen, *Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH*, **3**, Zürich.

Hunziker R., Jäggi M. (1988): Numerische Simulation des Geschiebehaushalts der Emme, *Interpraevent* Graz.

Hunziker R. (1995): Fraktionsweiser Geschiebetransport. *Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH*, **138**, Zürich, 209 p.

Meyer-Peter E., Müller R. (1948): Formulae for Bedload Transport, *Second Meeting IAHR*, Stockholm.

Smart G.M., Jäggi M. (1983): Sedimenttransport in steilen Gerinnen, *Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH*, **64**, Zürich.

Sternberg H. (1875): Untersuchungen über das Längen- und Querprofil geschiebeführender Flüsse, *Zeitschrift für Bauwesen*, Wien.

Strickler A. (1923): Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen, *Mitteilung des Eidg. Amtes für Wasserwirtschaft*, **16**, Bern.

Zarn B. (1997): Einfluss der Flussbettbreite auf die Wechselwirkung zwischen Abfluss, Morphologie und Geschiebetransportkapazität. *Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH*, **154**, Zürich, 242 p.

Whittaker J. G., Hickman W. E. & Croad R. N. (1988): Riverbed stabilisation with placed blocks. *Central Laboratories*, **3-88/3**, Lower Hutt New Zealand

Anhang C Übersichtsplan Projektperimeter (km 26.600 – 32.570)

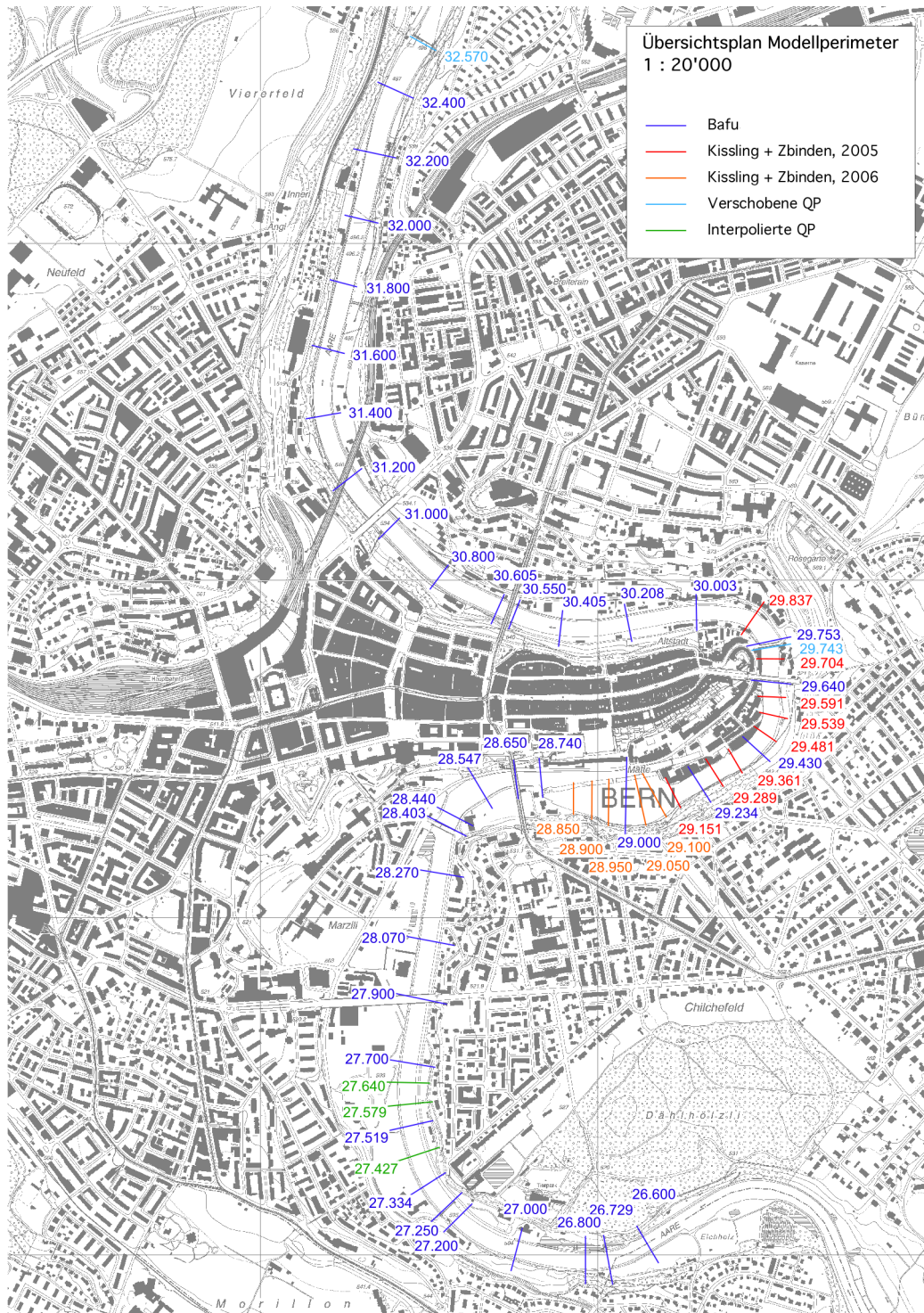


Abbildung 15: Übersicht der Querprofile im Perimeter Hochwasserschutz Bern „Gebietsschutz Quartiere an der Aare“.

Anhang D Modell Stand Vorprojekt: Modell und Resultate

D.1 Modelbeschreibung Ist-Zustand / Eichung

Die Unterschiede des Vorprojektmodells im Vergleich zum aktuellen Abfluss- und Transportmodell, wie es im Rahmen der Erarbeitung des Wasserbauprojekts erarbeitet und geeicht wurde, sind in Tabelle 12 zusammengestellt.

Tabelle 12: Übersicht der Modellunterschiede Vorprojekt und Wasserbauplan (Eichung).

	Modell Vorprojekt	Modell Wasserbauplan
Perimeter	Gürbemündung bis Wohlensee (Kappelenbrücke) km 24.800 – 46.360	Gürbemündung bis Wohlensee (Kappelenbrücke) km 24.800 – 46.360
Eichperiode	1985 - 2005	1985 - 2010
Transportformel	Meyer-Peter, modifiziert nach Hunziker (1995)	Meyer-Peter, modifiziert nach Hunziker (1995)
Ganglinie	Periode 1985 - 2005 Momentanwerte $Q > 150 \text{ m}^3/\text{s}$ Engelhalde bis KW Felsenau Abfluss um $100 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert	Periode 1985 - 2010 Momentanwerte $Q > 150 \text{ m}^3/\text{s}$ Engelhalde bis KW Felsenau Abfluss um $100 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert gem. Restwasserregelung Abflüsse während HW gem. Angaben EWB [7]
Hydraulische Randbedingungen (PQ-Beziehungen)	Schwellenmätteli: PQ-Beziehung gem. HZP [16] Engelhalde: PQ-Beziehung gem. HZP [16] Wohlensee: Normalabfluss	Schwellenmätteli: PQ-Beziehung gem. HZP [16] und Versuchen VAW (Resultate An- hang C: Wasserspiegellagen aus der Sensitivitätsanalyse[15]) Engelhalde: PQ-Beziehung gem. HZP [16], Pegelstände während HW gem. angaben EWB [7] Wohlensee: PQ-Beziehung aus Verlandungsstudie [8]
Maschinelle Kiesumlagerungen	Kiesentnahmen und –zugaben von 1985 bis 2005 gemäss Tabelle 16	Kiesentnahmen und –zugaben von 1985 bis 2010 gemäss Tabelle 16
Version MORMO	10.0	10.3

Für weitere Informationen zu den Berechnungen, welche im Rahmen des Vorprojekts L21 Objektschutz Quartiere an der Aare durchgeführt wurden, verweisen wir auf den Fachbericht Hydraulik und Geschiebe zum Vorprojekt [10].

Es wurde darauf verzichtet, die gesamten, während des Vorprojekts durchgeführten Berechnungen im Rahmen der Erarbeitung des Wasserbauprojekts erneut durchzuführen und auszuwerten. Einzelne Resultate der neuen Abfluss- und Transportrechnung wurden ausgewertet und mit den Berechnungen aus dem Vorprojekt verglichen. Es gab kein Anlass die bestehenden Resultate zu überarbeiten.

Folgende im Rahmen des Vorprojekts durchgeführten Resultate behalten weiterhin ihre Gültigkeit und konnten aus dem Vorprojekt übernommen werden:

- Vergleich der Pegel-Abfluss-Beziehung aus dem numerischen Modell mit derjenigen der Messstation Schöнау LH2135)
Resultate siehe Anhang D.2
- Verhalten der Sohle in der Matte während Hochwasserereignissen 1999 und 2005 (Resultate aus der Eichperiode)
Resultate siehe Anhang D.3
- Extrapolationsrechnungen für unterschiedliche Entnahmeregimes im Schwellenmätteli
Resultate siehe Anhang D.4
- Sensitivitätsanalyse folgender Parameter und Randbedingungen:
 - Erhöhte Uferrauheiten
Resultate siehe Anhang D.5.1
 - Sohlenlage und Sohlenrauheit in der Matte
Resultate siehe Anhang D.5.2
 - Bemessungsereignis auf einer ungünstigen Sohlenlage aus der Extrapolationsrechnung
Resultate siehe Anhang D.5.3
 - Einfluss der Massnahmen im Altenberg auf die Niedrigwasserabflüsse
Resultate siehe Anhang D.5.4

Die Resultate sind auf den nachfolgenden Seiten dokumentiert. Für ergänzende Informationen wird zudem auf das Vorprojekt [10] verwiesen.

D.2 Pegel-Abfluss-Beziehung bei der Messstation Aare, Schöнау (LH2135)

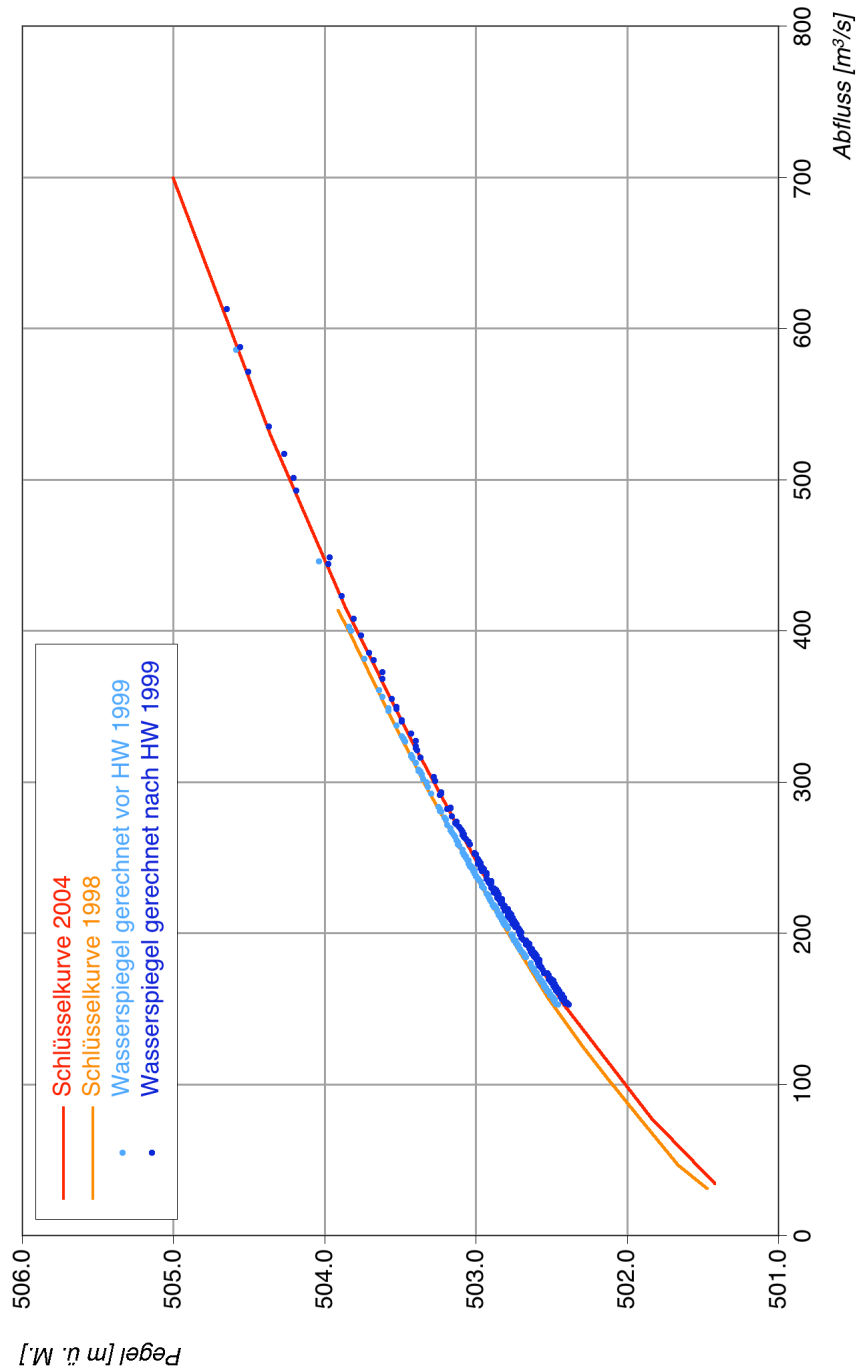


Abbildung 16: Schlüsselkurve der Messstation Schöna (LH 2135) im Vergleich mit den im Modell berechneten Pegel vor und nach dem Hochwasser 1999.

D.3 Verhalten der Sohle in der Matte während Hochwasserereignissen

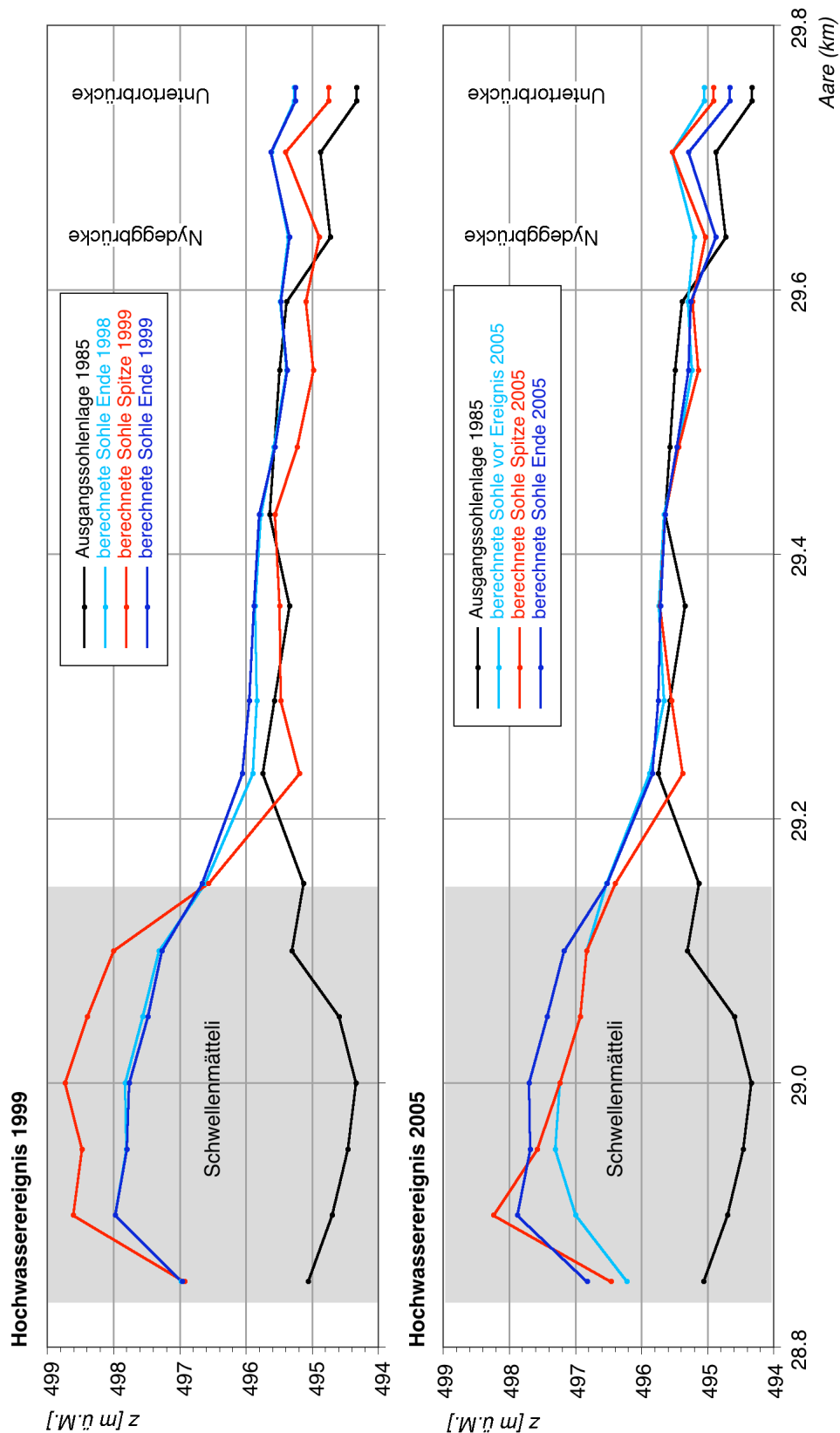


Abbildung 17: Mit dem numerischen Modell berechnete Sohlenlagen vor während und nach Hochwasserereignissen im Schwellenmätteli und in der Matte.

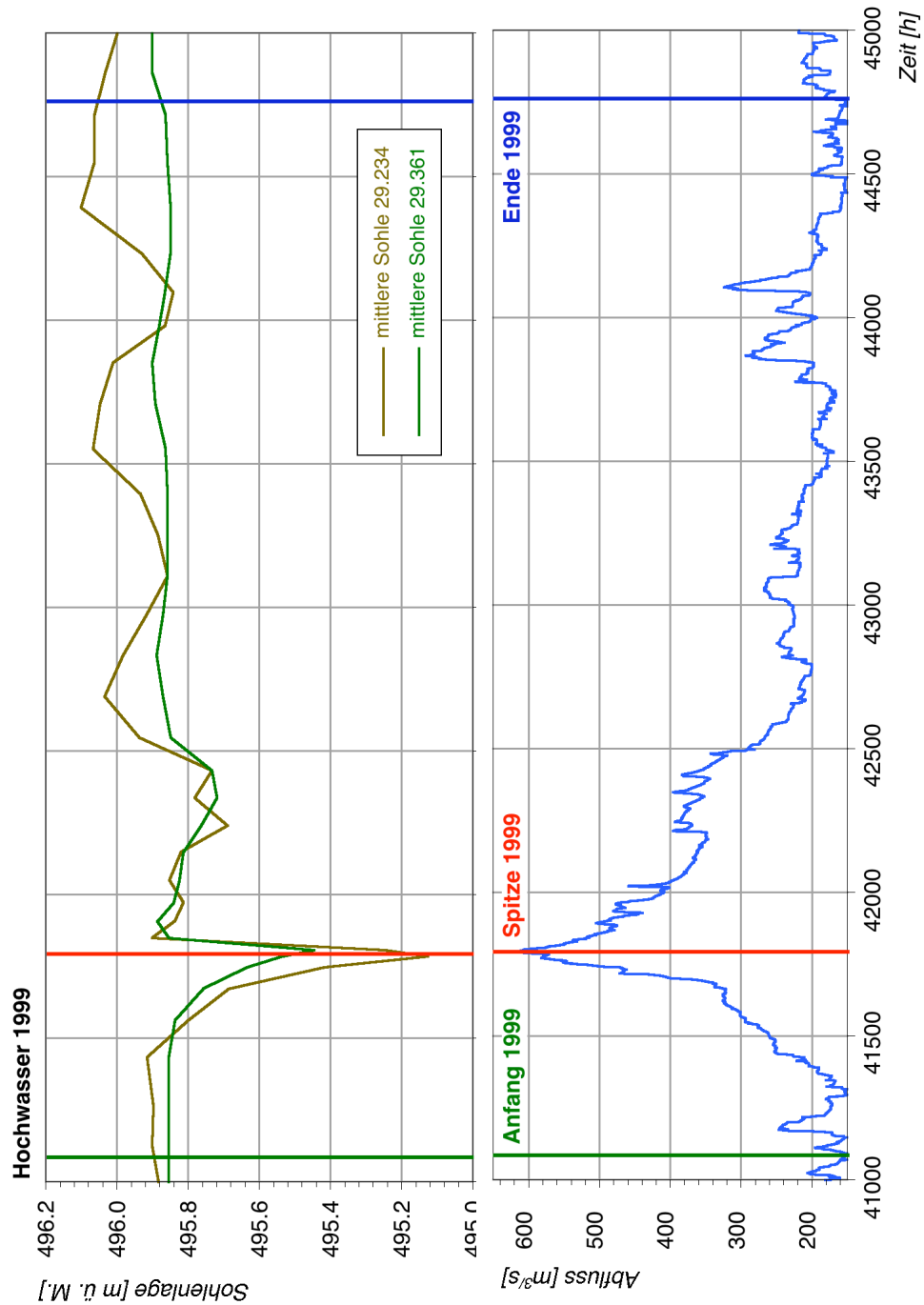


Abbildung 18: Entwicklung der Sohlenlage in der Matte während des Hochwasserereignisses 1999 (Abfluss- und Geschiebetransportmodell stand Vorprojekt).

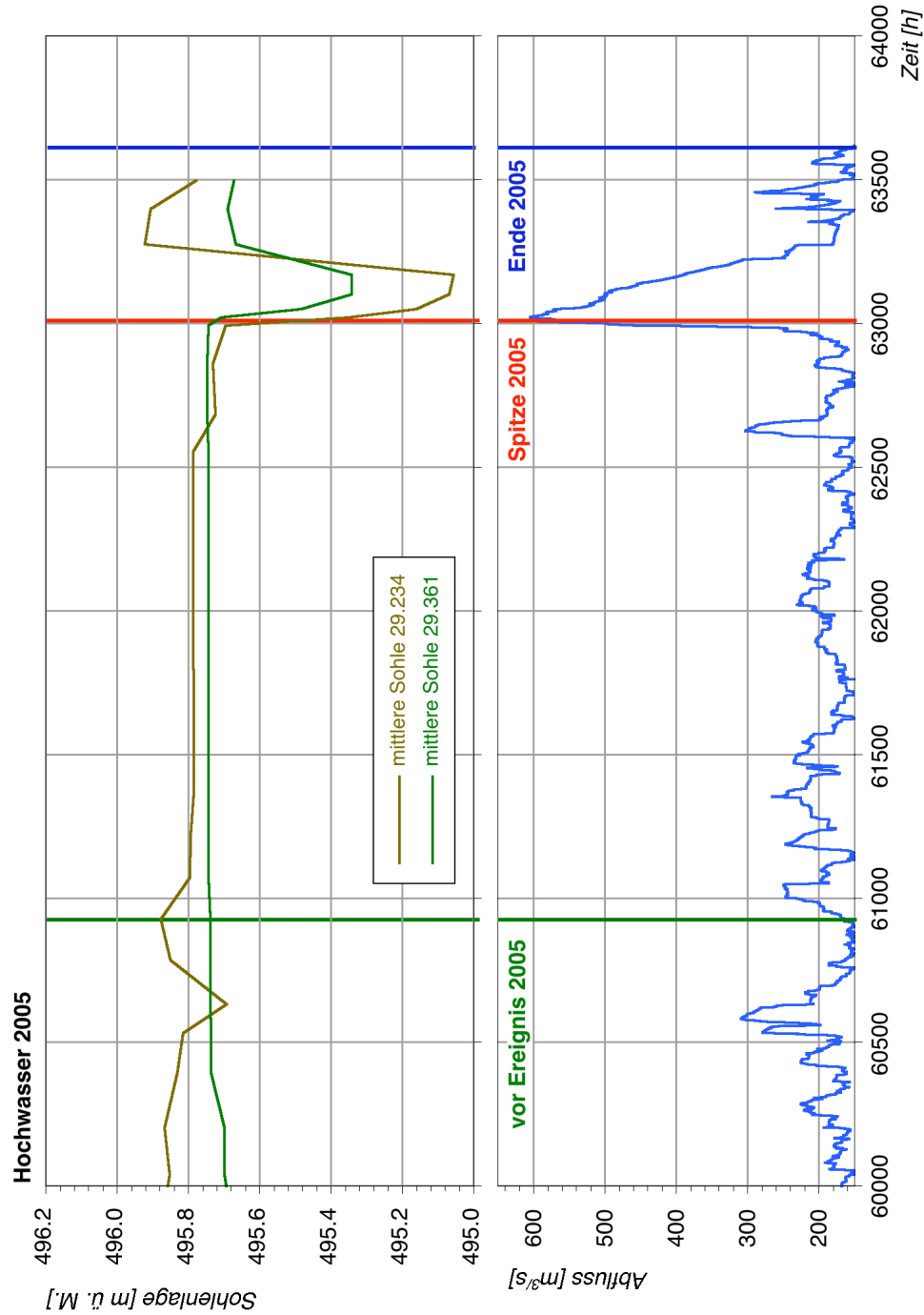


Abbildung 19: Entwicklung der Sohlenlage in der Matte während des Hochwasserereignisses 2005 (Abfluss- und Geschiebetransportmodell stand Vorprojekt).

D.4 Extrapolationsrechnungen (Modell Vorprojekt)

D.4.1 Ziele

Die Extrapolationsrechnungen, welche im Rahmen der Erarbeitung des Vorprojekts durchgeführt wurden, hatten zum Ziel, die langfristige Entwicklung der Sohlenlage und des Geschiebetransportes in der Aare zu prognostizieren. Damit wurde die Grundlage für ein Geschieberegime erarbeitet werden, welches punkto Hochwassersicherheit, Wirtschaftlichkeit des Regimes und Geschiebetransport als ökologischen Faktor ein Optimum darstellt.

An das zu erarbeitende Geschieberegime werden die folgenden Anforderungen gestellt:

- In einer ersten Annäherung soll die Sohle von 2005 als Zielsohle angenommen werden.
- Es ist ein minimaler Geschiebedurchsatz im Schwellenmätteli zu gewährleisten.

D.4.2 Szenarien

Für die Extrapolation der zukünftigen Sohlenlage wurde die Ganglinie 1986 bis 2005 verwendet und um die Periode von 1986 bis 1995 verlängert. Damit wurde eine Zeitspanne von 30 Jahren simuliert, in welcher die beiden Hochwasser von 1999 und 2005 je einmal vorkommen. Der Geschiebeeintrag entspricht dem Geschiebeeintrag der Eichperiode.

Es wurden vier verschiedene Geschiebebewirtschaftungsszenarien untersucht (Tabelle 13). Die Resultate der Extrapolationsrechnungen sind in Kapitel D.4.4 dargestellt.

Tabelle 13: Übersicht der Szenarien für die Extrapolation.

Szenario	Baggerungen	Gesamt- entnahmevermögen (in 30 Jahren)
S0	Keine Entnahmen	0 m ³
S1	Gemäss Regime K+Z [19] Baggerungsbeginn: Kapazität Speicher Schwellenmätteli: 20'000 m ³ ¹ Baggerungsende: Kapazität Speicher Schwellenmätteli: 40'000 m ³	250'000 m ³
S2	Gemäss Szenario 11c von HZP [22] 25'000 m ³ alle 5 Jahre	150'000 m ³
S3	Optimierte Baggerung 8'000 m ³ alle 3 Jahre 20'000 m ³ im Frühling nach einem Hochwasser mit Q > 400 m ³ /s	190'000 m ³

¹ Kapazität Speicher Schwellenmätteli 0 m³ entspricht der Sohlenlage Ende 1999.

D.4.3 Inputgrößen

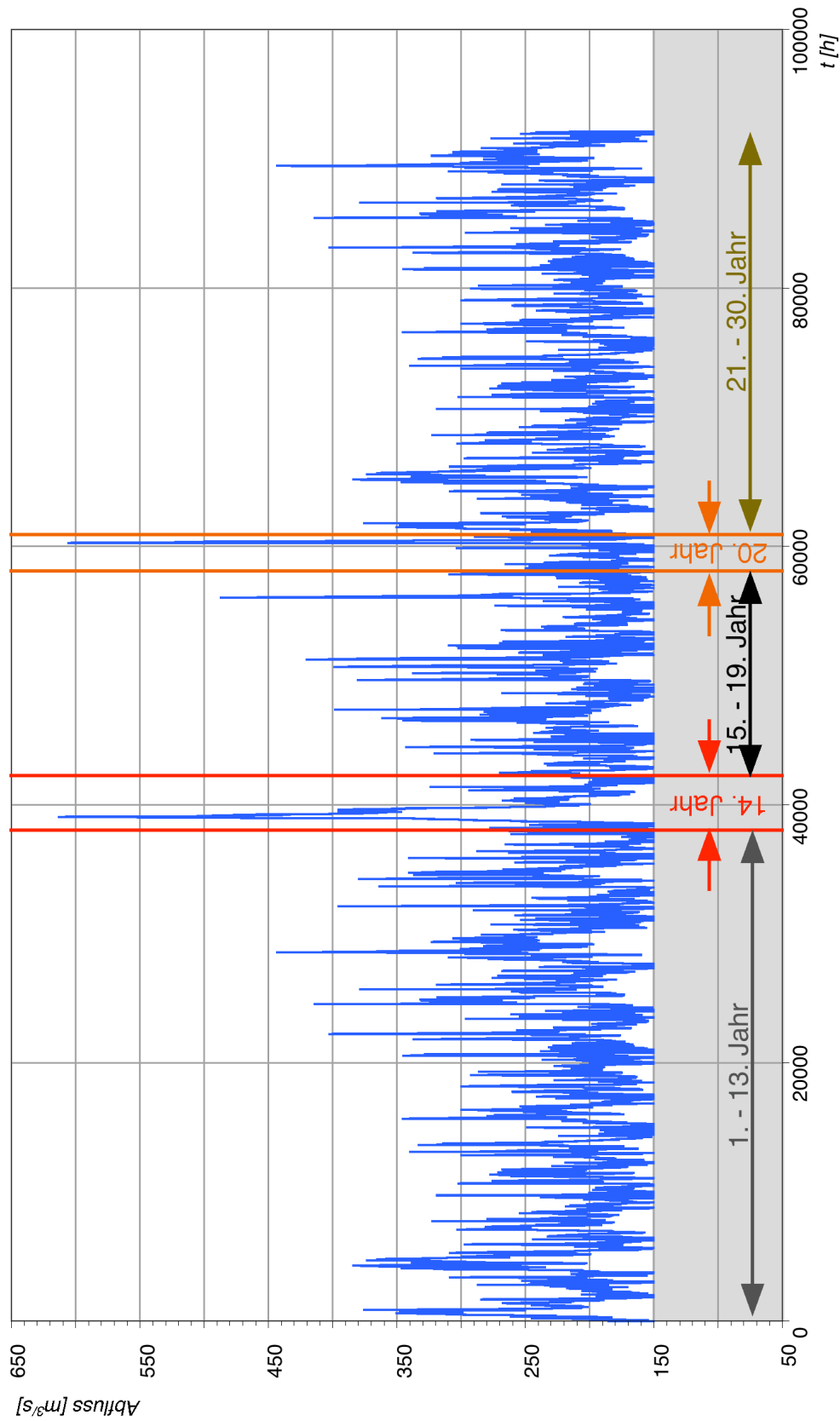


Abbildung 20: Ganglinie 1986 – 2005, 1986 – 1995 [9]

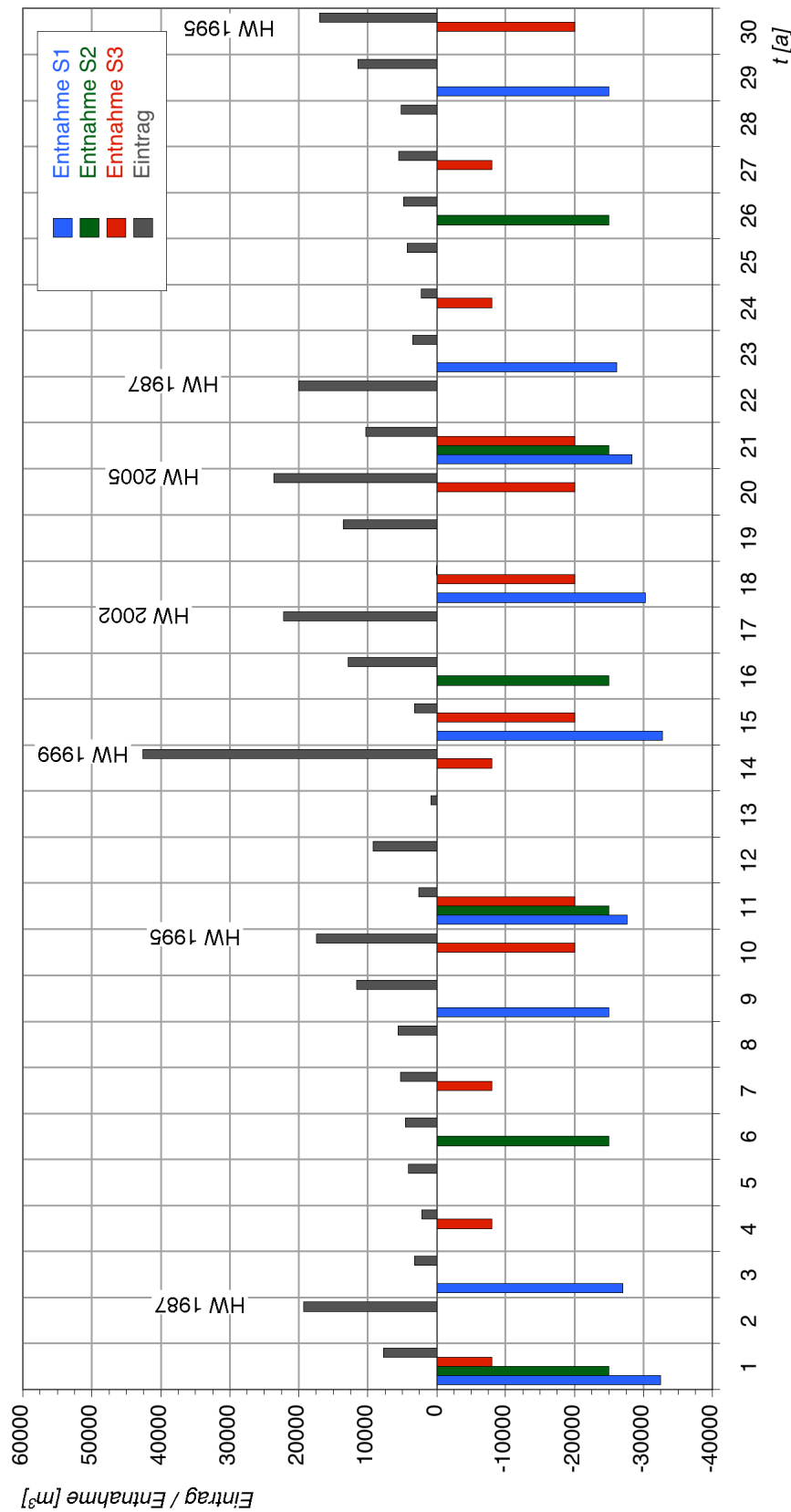


Abbildung 21: Geschiebeeintrag und -Entnahmen für die verschiedenen Szenarien.

D.4.4 Resultate

Auf den nachfolgenden Seiten sind die Ergebnisse der Simulationen in Form von Soh-
lendifferenzen- und Transportdiagrammen sowie in Form von Zeitreihen der Sohlenver-
änderung in vier ausgewählten Querprofilen dargestellt. Die

Die Baggerungen in Szenario 1 sind abhängig von der Lage der Sohle im Schwellenmät-
teli. Die aus den Berechnungen resultierende Volumenbilanz im Bezug auf die Sohlenla-
ge 1999 ist in Abbildung 22 dargestellt.

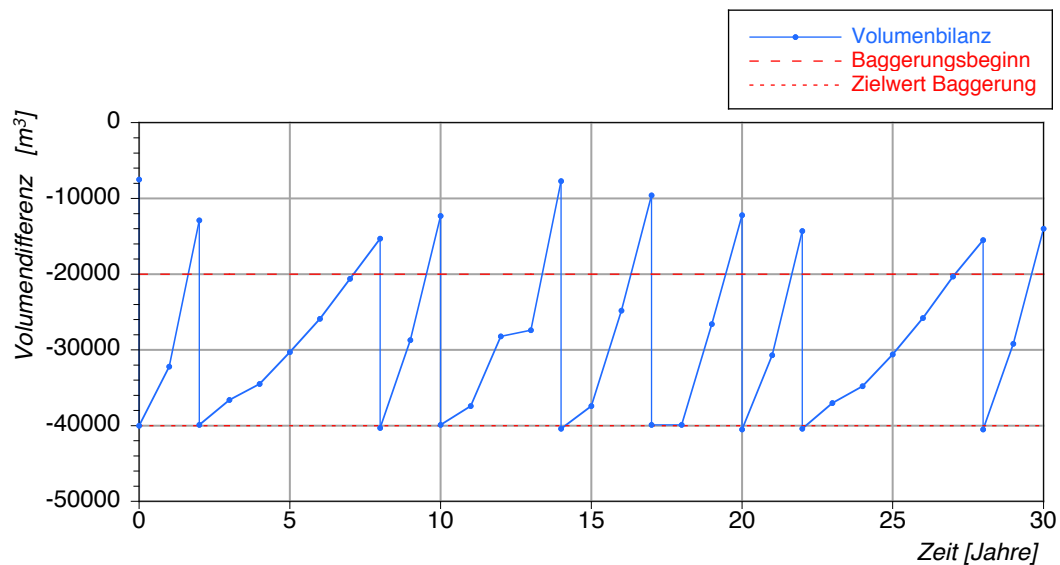


Abbildung 22: Entwicklung der Volumenbilanz im Schwellenmätteli, Referenzhorizont: Sohlenlage Ende 1999.

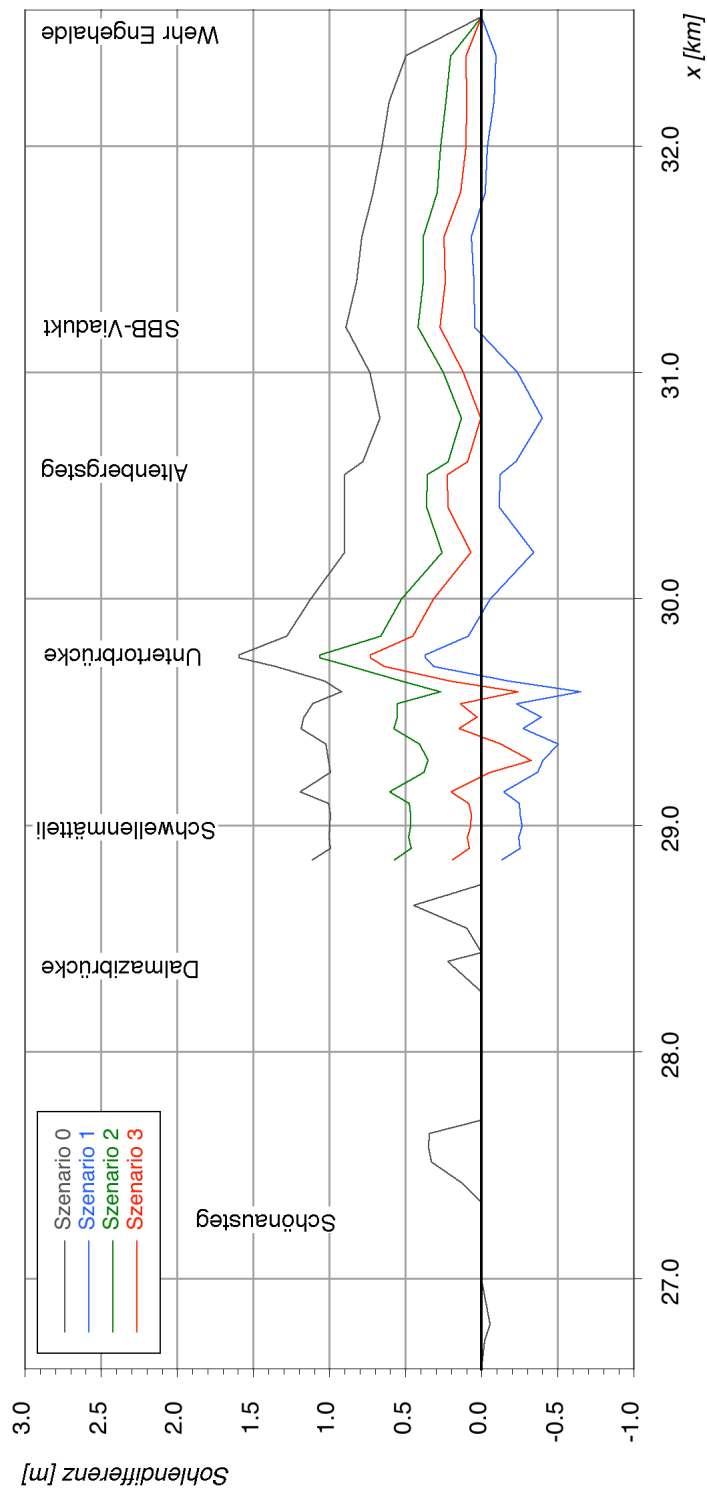


Abbildung 23: Lage der Aaresohle nach 30 Jahren Extrapolationsrechnung in Abhängigkeit der untersuchten Szenarien

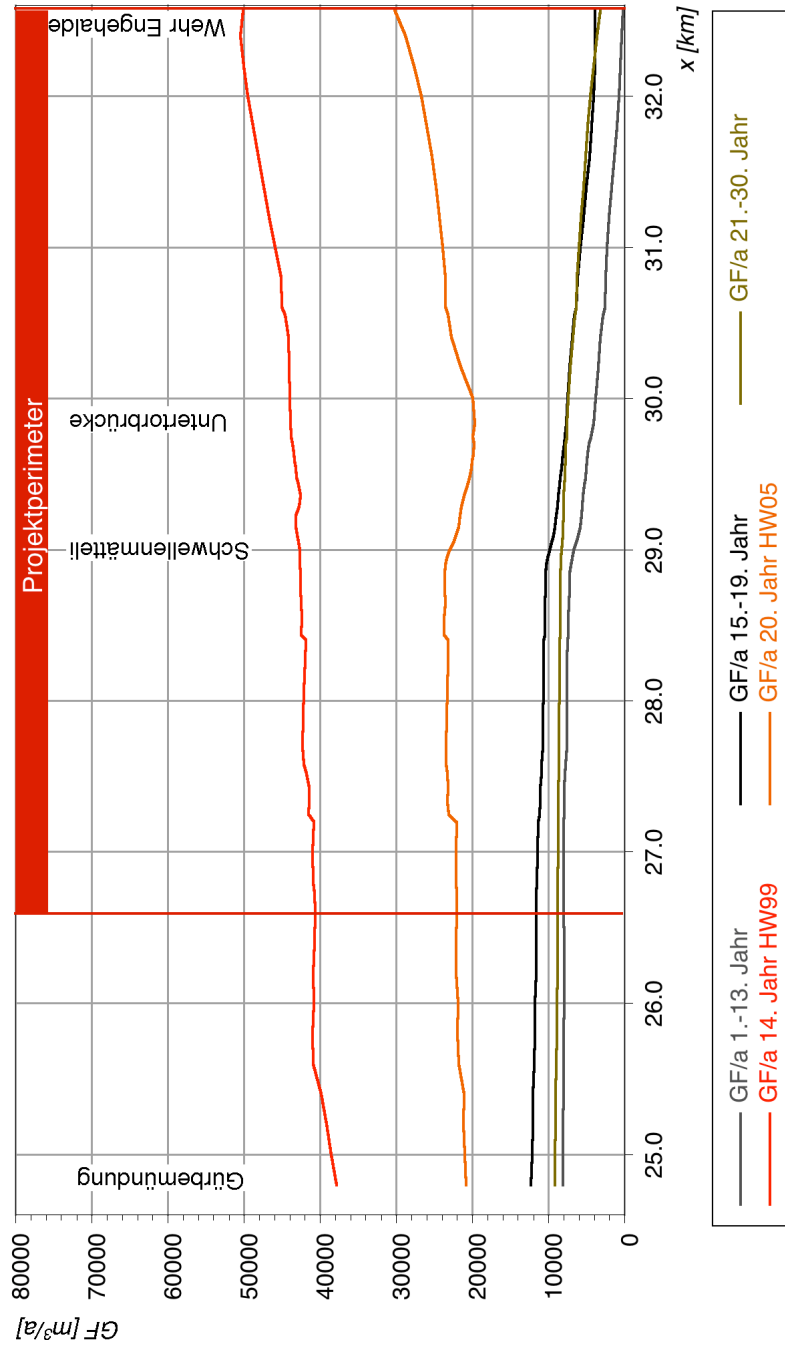


Abbildung 24: Jährliche Geschiebefrachten Extrapolation Szenario 0.

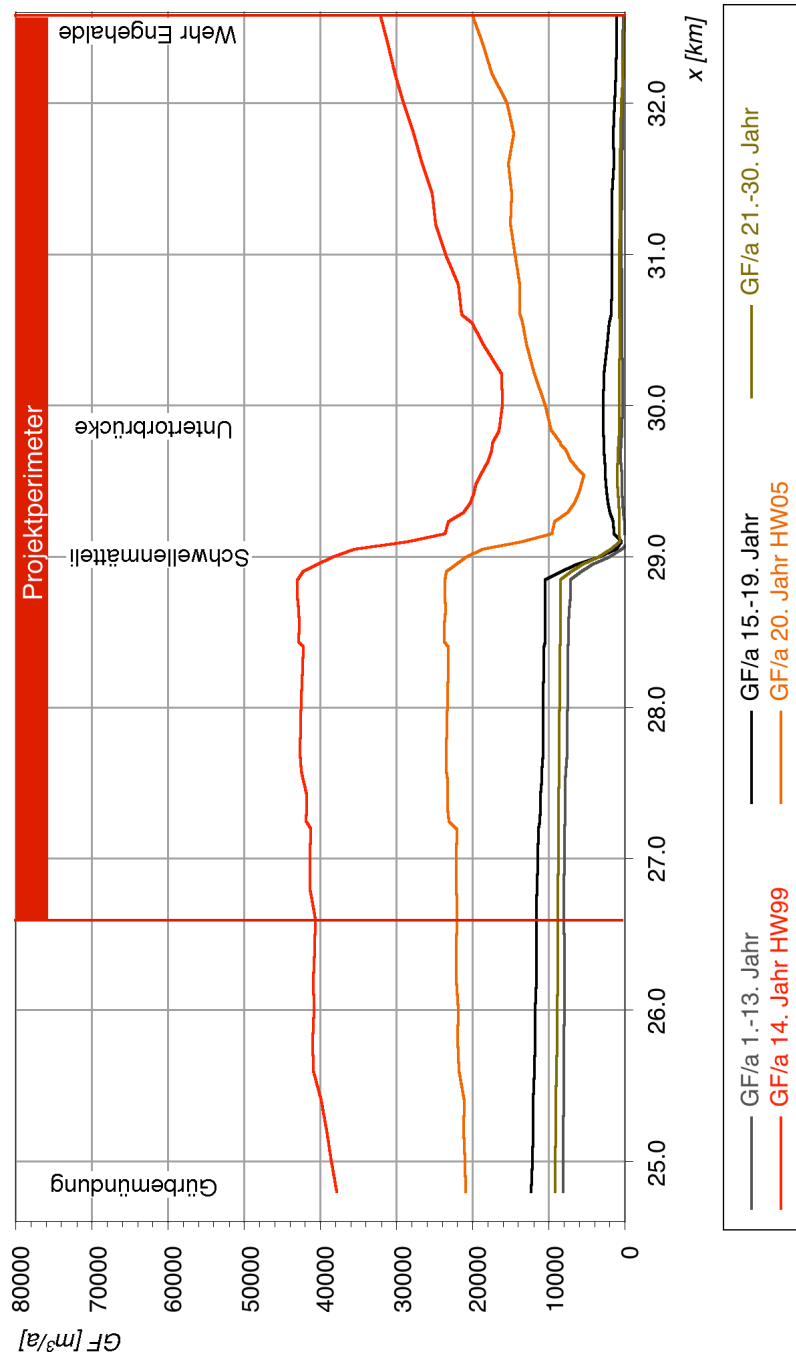


Abbildung 25: Jährliche Geschiebefrachten Extrapolation Szenario 1

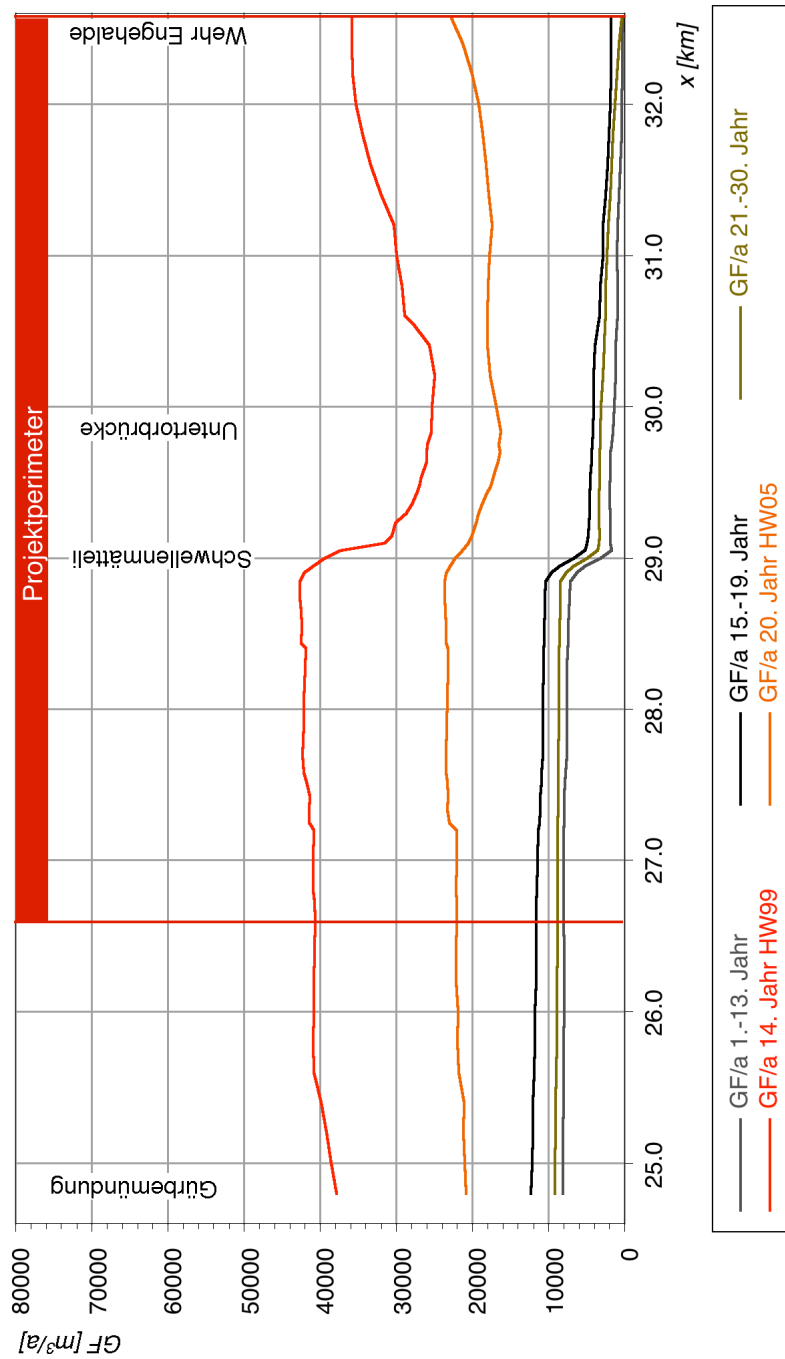


Abbildung 26: Jährliche Geschiebefrachten Extrapolation Szenario 2

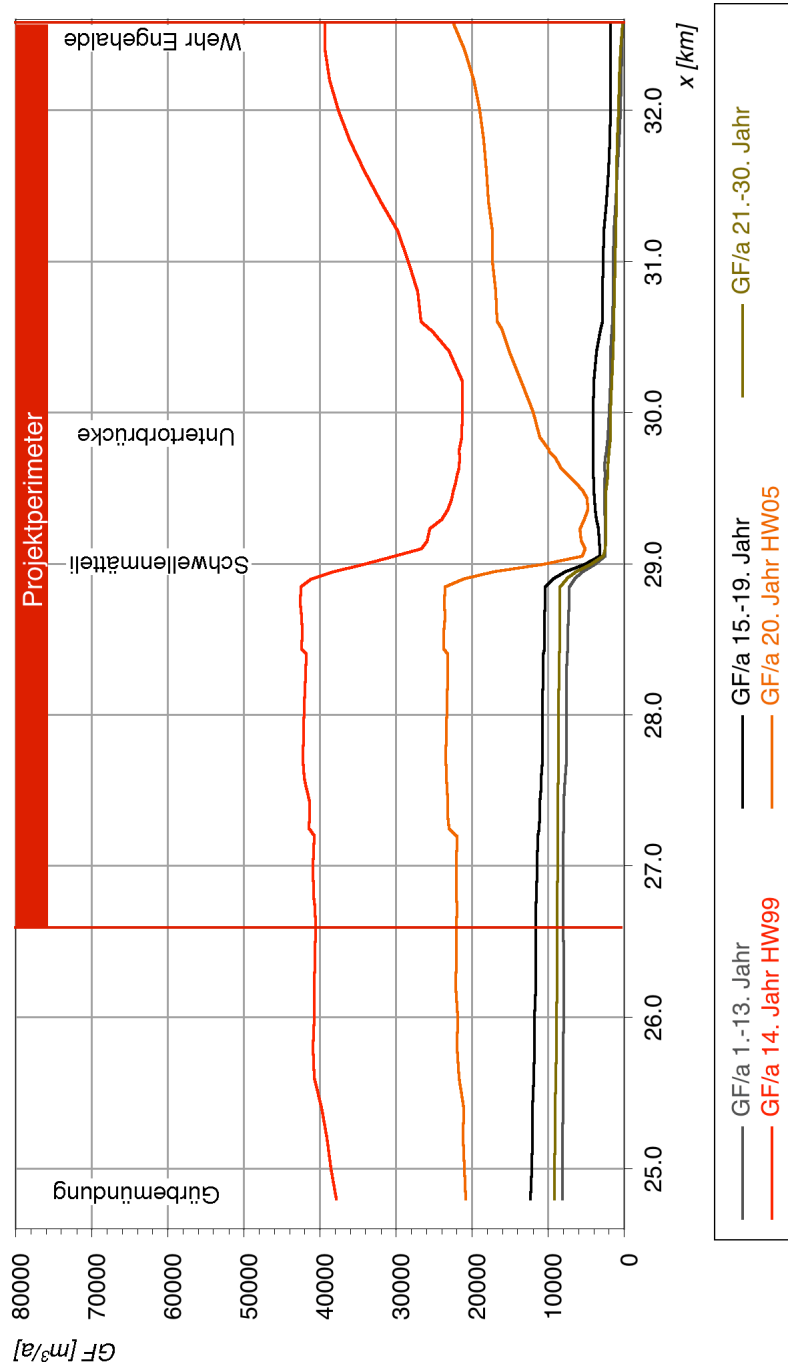


Abbildung 27: Jährliche Geschiebefrachten Extrapolation Szenario 3.

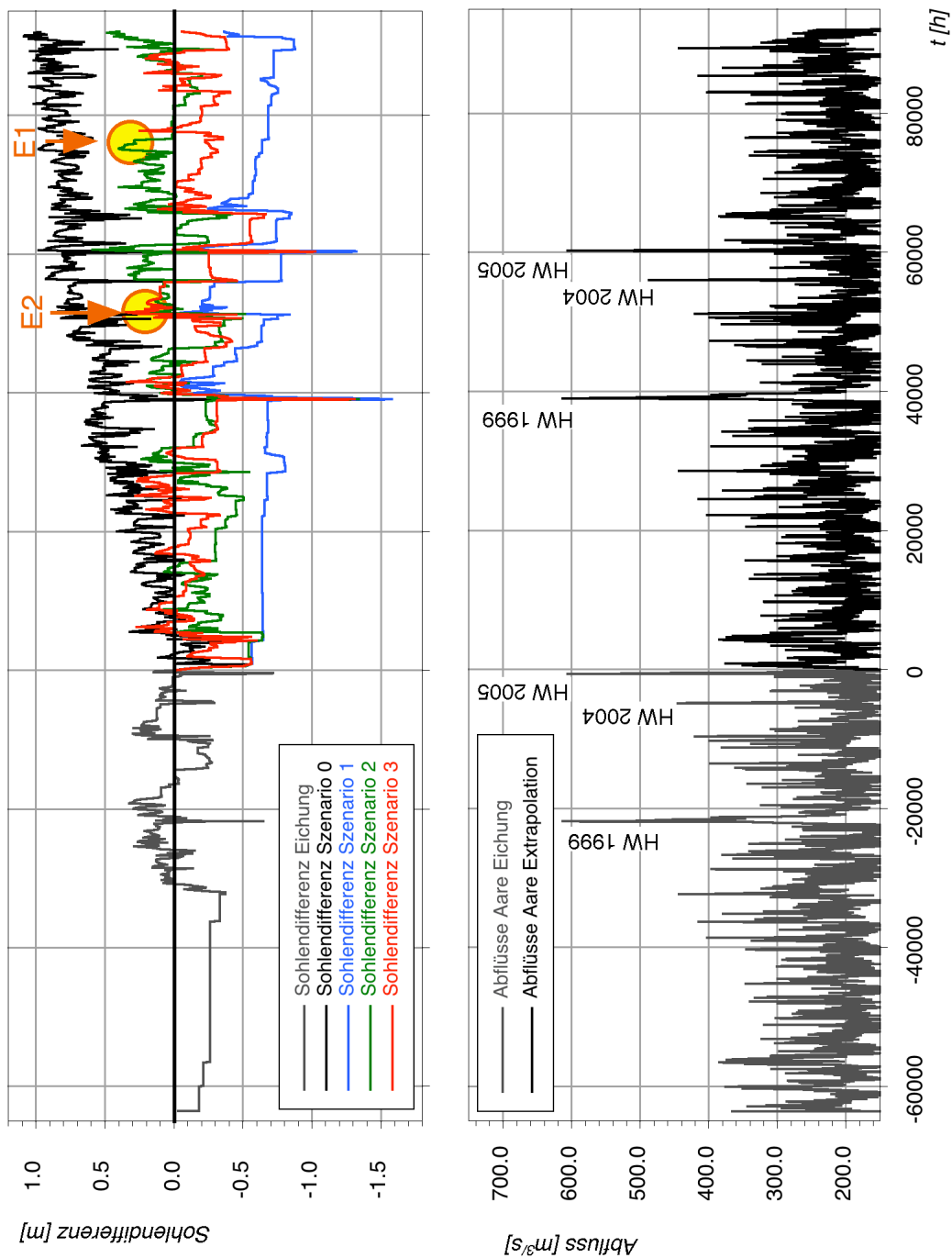


Abbildung 28: Entwicklung der Sohlenlage in der Matte (QP 29.234).

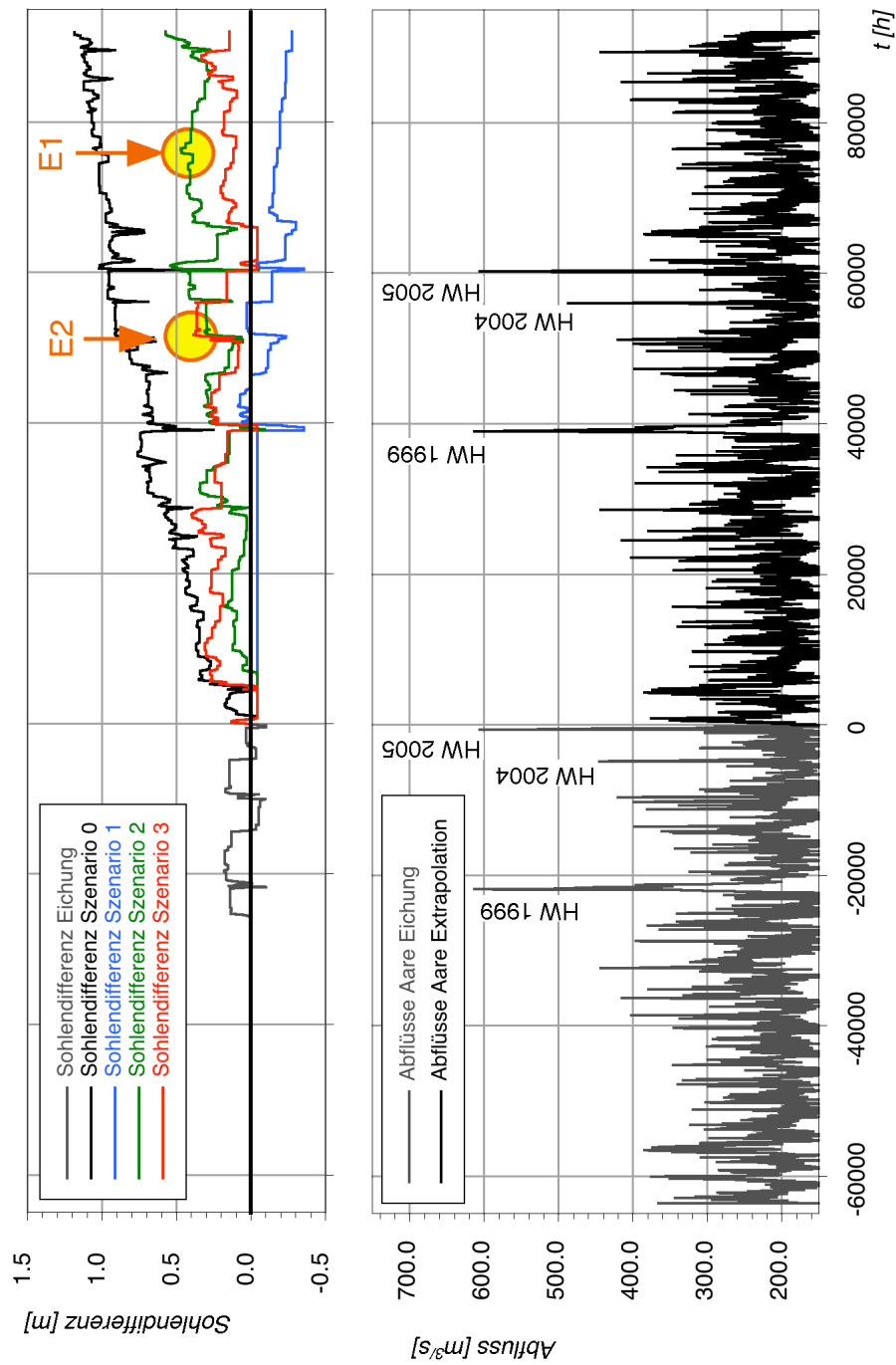


Abbildung 29: Entwicklung der Sohlenlage in der Matte (QP 29.430).

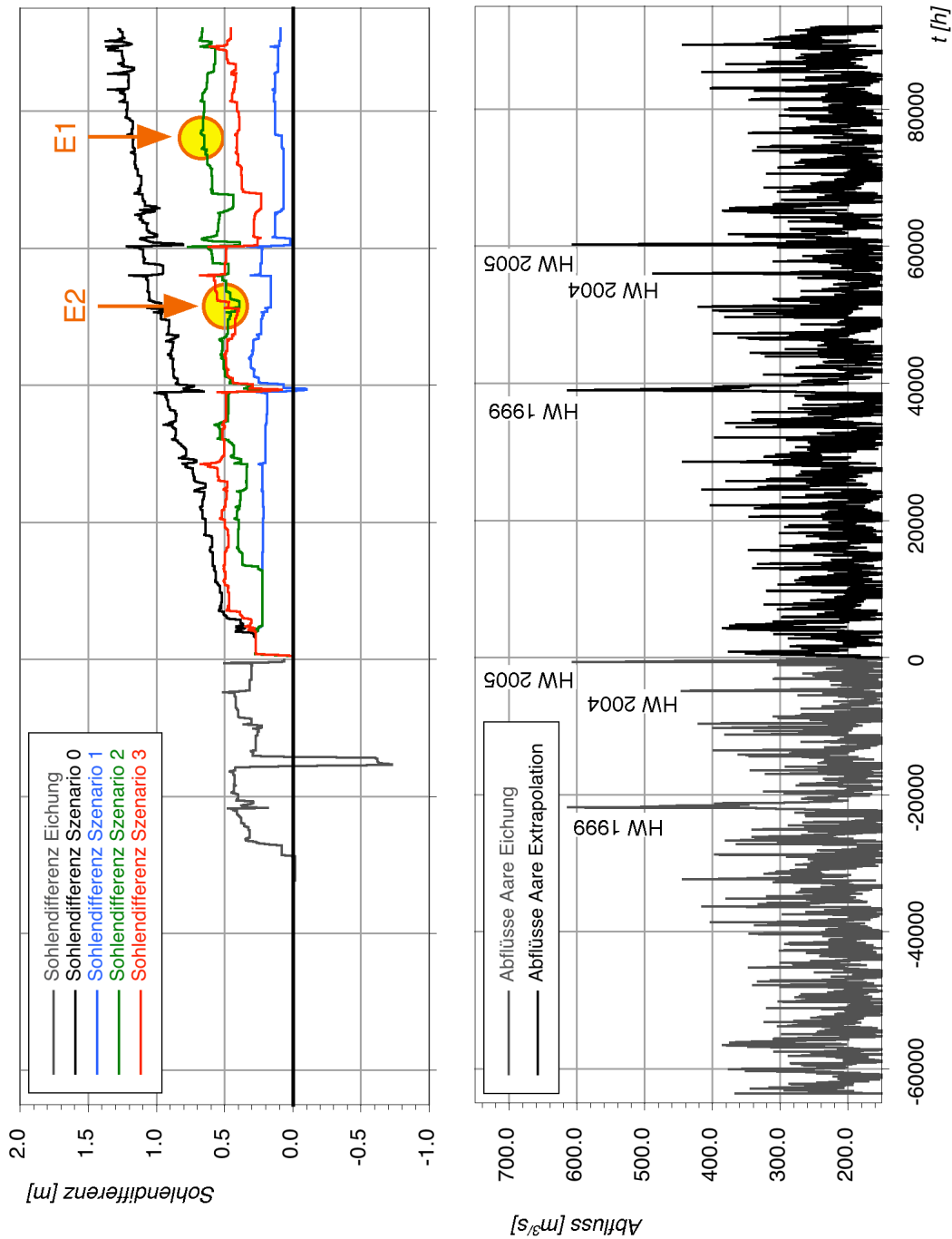


Abbildung 30: Entwicklung der Sohlenlage im Altenberg (QP 29.837).

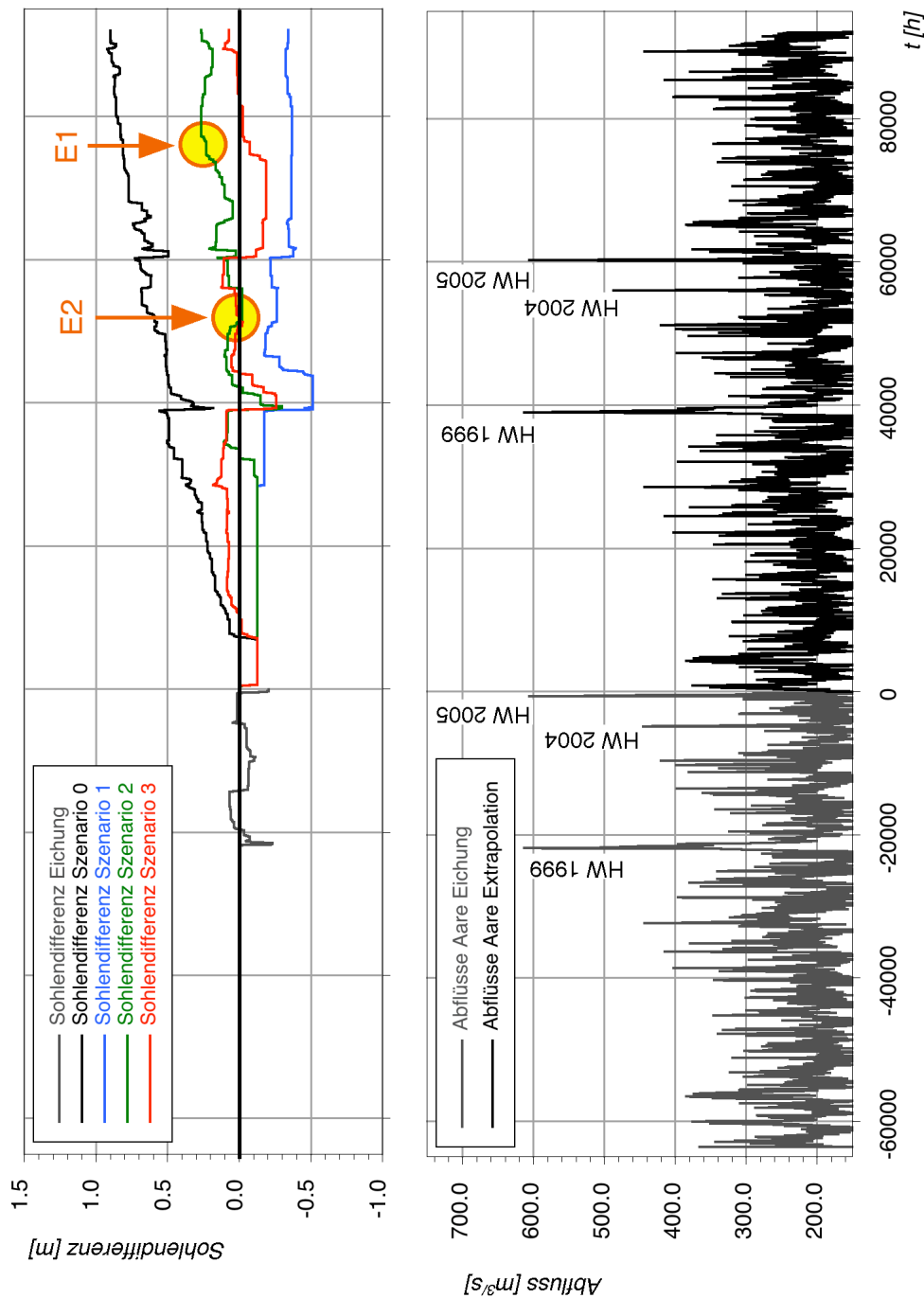


Abbildung 31: Entwicklung der Sohlenlage im Altenberb (QP 30.208).

D.4.5 Diskussion der Ergebnisse

Der Aareabschnitt oberhalb vom Schwellenmätteli ist nur geringen Schwankungen ausgesetzt. In Jahren mit grossen Hochwassern unterliegt die Sohle, wie bereits in der Eichperiode beobachtet, einer leichten Erosion.

Die grössten Sohlenveränderungen werden für die Matte und den Altenberg erwartet. Sie werden in hohem Mass durch das Geschieberegime im Schwellenmätteli beeinflusst:

Ohne Kiesentnahmen (Szenario 0) unterliegt die Sohle in der Matte und im Altenberg einer stetigen Auflandung und erreicht nach 30 Jahren eine Kote, welche zwischen 0.9 m und 1.5 m über der Ausgangssohle von 2005 liegt. Die Geschwindigkeit der Auflandung nimmt mit der Zeit ab. Zum Ende der Extrapolationsperiode ist die Auflandung aber noch nicht abgeschlossen.

Bei Kiesentnahmen nach dem aktuellen Entnahmeregime (Szenario 1) werden in den nächsten 30 Jahren 250'000 m³ von 300'000 m³ zugeführtem Geschiebe entnommen. Durch diese große Entnahmemenge werden im Unterwasser ein Geschiebedefizit und eine Sohlenerosion verursacht. Es bedarf eines großen Hochwasserereignisses (Hochwasser 1999), damit Geschiebe in die Matte transportiert wird. Dieser Geschiebeeintrag vermag die allgemeine Erosionstendenz nur vorübergehend zu unterbrechen.

In Szenario 2 werden in regelmäßigen Intervallen von 5 Jahren je 25'000 m³ aus dem Schwellenmätteli entnommen (Szenario 2) und damit deutlich weniger als im Szenario 1. Im Schwellenmätteli bleibt immer noch genügend freier Speicherplatz, um während Hochwasserspitzen Geschiebe abzulagern. Im 14. Jahr der Extrapolation (entspricht dem Hochwasser von 1999) werden rund 10'000 m³ abgelagert. Der mittlere jährliche Geschiebeauftrag aus dem Schwellenmätteli in Jahren ohne grosse Hochwasser beträgt zwischen 2'000 m³ und 5'000 m³. Dieses Geschiebe lagert sich sukzessive zwischen Matte und dem Wehr Engehalde ab und wird bei großen Hochwasserereignissen wieder ausgetragen. Die Sohle in der Matte und im Altenberg liegt je nach Querprofil im Mittel zwischen 20 cm und 50 cm über der Zielsohle von 2005.

Ein optimiertes Szenario (Szenario 3) erlaubt es, die Eingriffe zu differenzieren und gibt unterschiedliche Entnahmemengen vor. Nach Hochwasserereignissen, welche viel Geschiebe im Schwellenmätteli ablagern, ist der Eingriff grösser, als nach durchschnittlichen Jahren. Mit diesem Szenario gelingt es am besten, die Sohle im Bereich der Sohlenlage von 2005 zu halten. Es ist nur eine geringe Auflandungstendenz (insbesondere bei km 29.837 (Abbildung 30) auszumachen. Ein durchschnittlicher jährlicher Durchsatz von 2'500 m³ pro Jahr wird auch in Perioden ohne grösseres Hochwasser erreicht (Abbildung 30). Zudem können während Hochwasserjahren beträchtliche Ablagerungen im Schwellenmätteli provoziert werden. Im 14. Jahr der Extrapolation (HW 1999) können 17'000 m³ Geschiebe abgelagert werden, im 20. Jahr (HW 2005) mit einem Geschiebeeintrag von 24'000 m³ betragen die Ablagerungen sogar 18'000 m³.

D.5 Sensitivitätsanalyse Modell Vorprojekt

D.5.1 Einfluss von erhöhten Uferrauheiten

Die Erhöhung der Uferrauheiten durch den Einbau eines strukturreichen Blocksatzes zwischen der Untertorbrücke und dem Wehr Engehalde, erhöht die Energielinie in der Matte um etwas mehr als 10 cm. Die höheren Uferrauheiten sind im Modell des Vorprojekts bereits berücksichtigt. Im aktuellen hydraulischen Modell sind entsprechende Reserven für den Einbau einer strukturreichen Ufersicherung vorgesehen (vgl. Kapitel 4.5)

D.5.2 Einfluss von Sohlenrauheit und –Erosion in der Matte (km 29.0 bis 30.0)

Ausgangslage und Szenarien

Mit dem für die Simulation verwendeten 4-Korn-Modell werden je nach aktueller Sohlenlage entweder gröberes Sohlenmaterial einer Deckschicht oder feineres Geschiebe für die Bestimmung der Sohlenrauheit verwendet. Ausserdem wird beim vorliegenden Modell, im Unterschied zu anderen Untersuchungen, die Sohlenerosion unterhalb des Schwellenmätteli während einer Hochwasserwelle für die Berechnung des Wasserspiegels berücksichtigt. Der Einfluss dieser beiden Modelleinstellungen auf den Wasserspiegel und die Energielinie wird mit den nachfolgenden Kontrastszenarien bestimmt (vgl. Tabelle 14).

Tabelle 14: Übersicht über die Szenarien der Sensitivitätsanalyse Sohlenrauheit und Sohlenerosion Matte.

Szenario	Sohlenbewegung, Rauheit	Erläuterung
D_vs	Dynamische Sohle, variable Sohlenrauheit	Das Modell rechnet zeitweise auf der Deckschicht und zeitweise auf einer Geschiebesohle, je nach Lage der Sohle zum gegebenen Zeitpunkt. Die Sohle kann während der Abflussspitze erodiert werden (Matte). Dieser Rechnungslauf entspricht dem aktuellen Bemessungsszenario.
D_DS	Dynamische Sohle, Deckschicht	Das Modell rechnet immer auf einer Deckschicht, die sich mit der Talwegkote bewegt. Die Sohle kann während der Abflussspitze erodiert werden (Matte).
S_vs	Statische Sohle, variable Sohlenrauheit	Das Modell rechnet zeitweise auf der Deckschicht und zeitweise auf einer Geschiebesohle, je nach Lage der Sohle zum Zeitpunkt des Beginns der Simulation. Die Ausgangssohle wird nicht verändert.
S_SD	Statische Sohle, Deckschicht	Das Modell rechnet immer auf einer Deckschicht. Die Ausgangssohle wird nicht verändert.

Resultate

Der Einfluss auf die Wasserspiegellage und die Energielinie ist in den folgenden Abbildungen im Längsprofil dargestellt. Um die Veränderungen zur verdeutlichen wurden die Resultate zusätzlich als Differenzen in Bezug auf das Bemessungsszenario (Szenario D_vS) dargestellt.

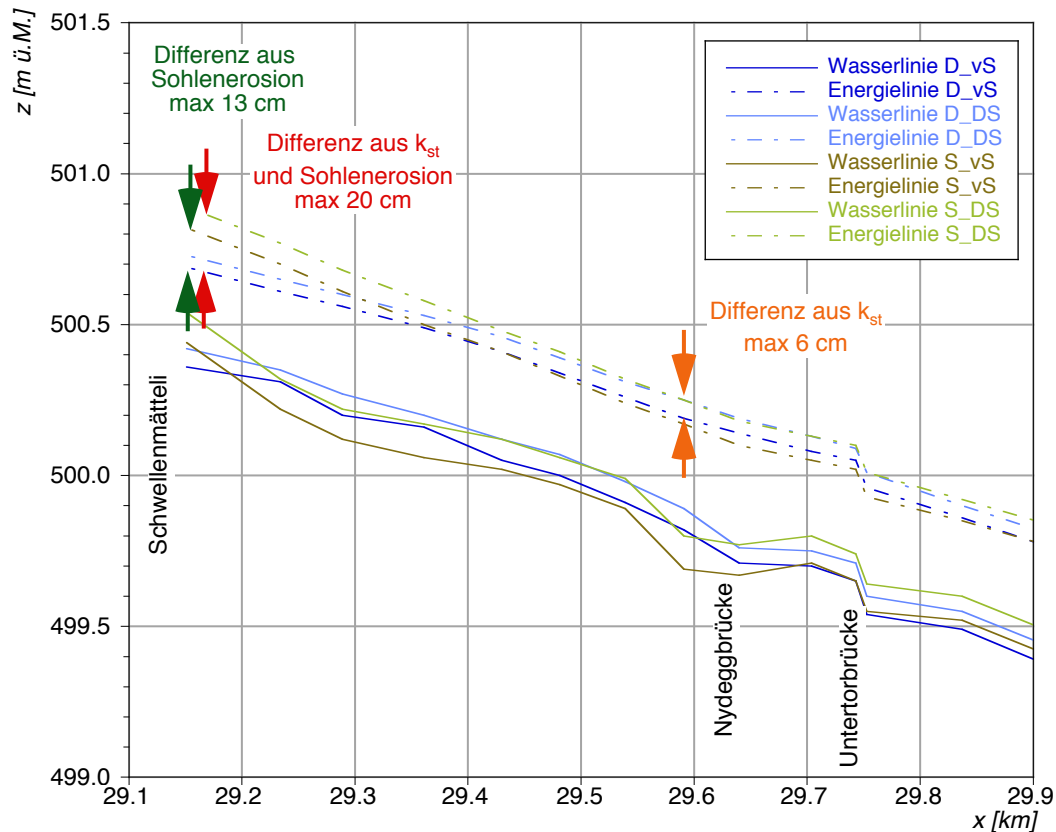


Abbildung 32: Einfluss der Sohlenrauheit und der Sohlenveränderungen auf die Wasserspiegellage und Energielinien in der Matte (D: dynamische Sohle, S: statische Sohle, vS: variable Sohlenrauheit (Deckschicht oder Geschiebe), DS: Deckschicht auf Gerinnesohle).

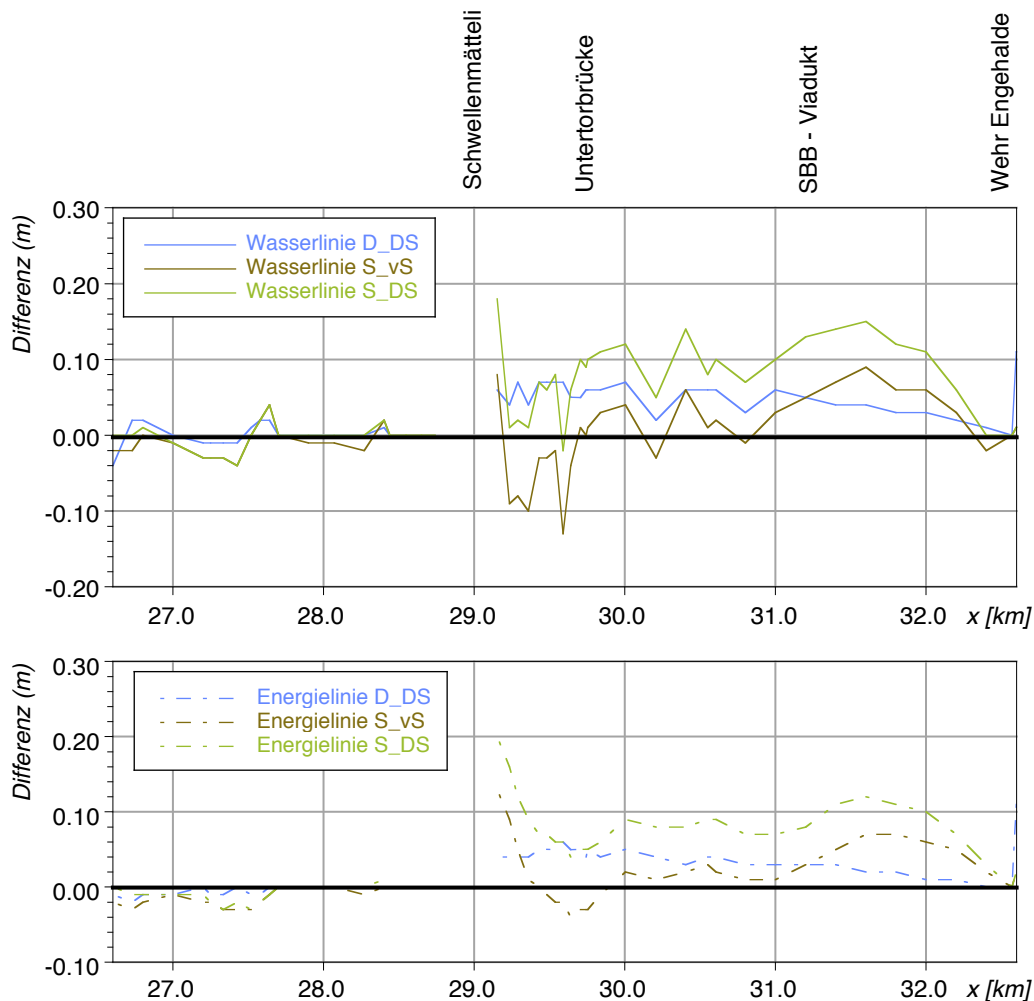


Abbildung 33: Wasserspiegel- und Energielinienunterschiede zum Bemessungsszenario mit beweglicher Sohle und variabler Sohlenrauheit (Szenario D_vS).

Interpretation der Resultate

Werden für die Sohlenrauheit konservativere Werte eingesetzt (Szenario D_SD) erhöht sich der Wasserspiegel in der Matte gegenüber dem Bemessungsszenario um 8 cm, und die Energielinie um maximal 6 cm. Die Differenz ist nicht so gross, weil bereits im Bemessungsszenario über weite Strecken die etwas gröbere Deckschicht ansteht.

Die Erosion der Sohle in der Matte hat einen grösseren Einfluss auf die Energielinie. Die Energielinienunterschiede zwischen Berechnungen mit statischer und dynamischer Sohle (beide Rechnungsläufe mit variabler Sohlenrauheit) ist im obersten Querprofil des Matteabschnittes (km 29.151) mit 13 cm am grössten. Die Differenz nimmt flussabwärts ab, wird negativ und beträgt bei der Nydeggbücke (km 29.640) – 4 cm.

Werden Einfluss von Sohlenrauheit und Sohlenerosion gleichzeitig betrachtet, so entsteht eine Energielinienunterschied von 4 cm auf der Höhe der Nydeggbücke (Differenz aus Szenario D_vS und S_DS). Der Unterschied wächst flussaufwärts und erreicht ein Maximum von 20 cm bei Kilometer 29.151 unmittelbar unterhalb vom Schwellenmätteli.

D.5.3 Bemessungsszenario auf ungünstiger Sohlenlage (km 29.0 bis 30.0)

Ausgangslage und Szenarien

Die Sohlenlage in der Matte war schon immer langfristigen Schwankungen unterworfen und wird es auch in Zukunft sein. Die Schwankungen werden durch die Hochwasserhydrologie und den Geschiebeaustrag aus dem Schwellenmätteli bestimmt. Um den Einfluss der Sohlenlage in der Matte auf die Wasserspiegel abschätzen zu können, wurden im Rahmen der Erarbeitung des Vorprojekts zusätzliche Berechnungen auf einer ungünstigen Sohlenlage durchgeführt.

Ausgangssohle für diese Berechnungen ist eine hohe Sohlenlage in Matte und Altenberg, wie sie mit den Extrapolationsrechnungen der Szenarien 2 und 3 ermittelt wurden (vgl. Anhang D.4, Abbildung 30 und Abbildung 31). Für diese Sohlenlagen wird das Bemessungsszenario erneut simuliert. Die Ausgangssituationen der beiden Szenarien sind in der Tabelle 15 zusammengestellt.

Tabelle 15: Zusammenstellung der ausgewählten Zeitpunkte mit den entsprechenden Ausgangssohlenlagen in einigen ausgesuchten Querprofilen in der Matte und im Altenberg.

Szenario	aus Extrapolation (Zeit)	km 29.234	km 29.430	km 29.837	km 30.208
E1	Szenario 2, t=76'000 (August 2002)	+ 29 cm	+ 47 cm	+ 65 cm	+ 23 cm
E2	Szenario 3 t=51'600 (Mai 1991, 2.Periode)	+ 35 cm	+ 27 cm	+ 40 cm	+ 2 cm

Resultate

Der Einfluss der unterschiedlichen Ausgangssohlenlage der beiden untersuchten Szenarien E1 und E2 auf die Wasserspiegellagen und Energielinien sind in den nachfolgenden Abbildungen als absolute Werte oder als Differenzen dargestellt:

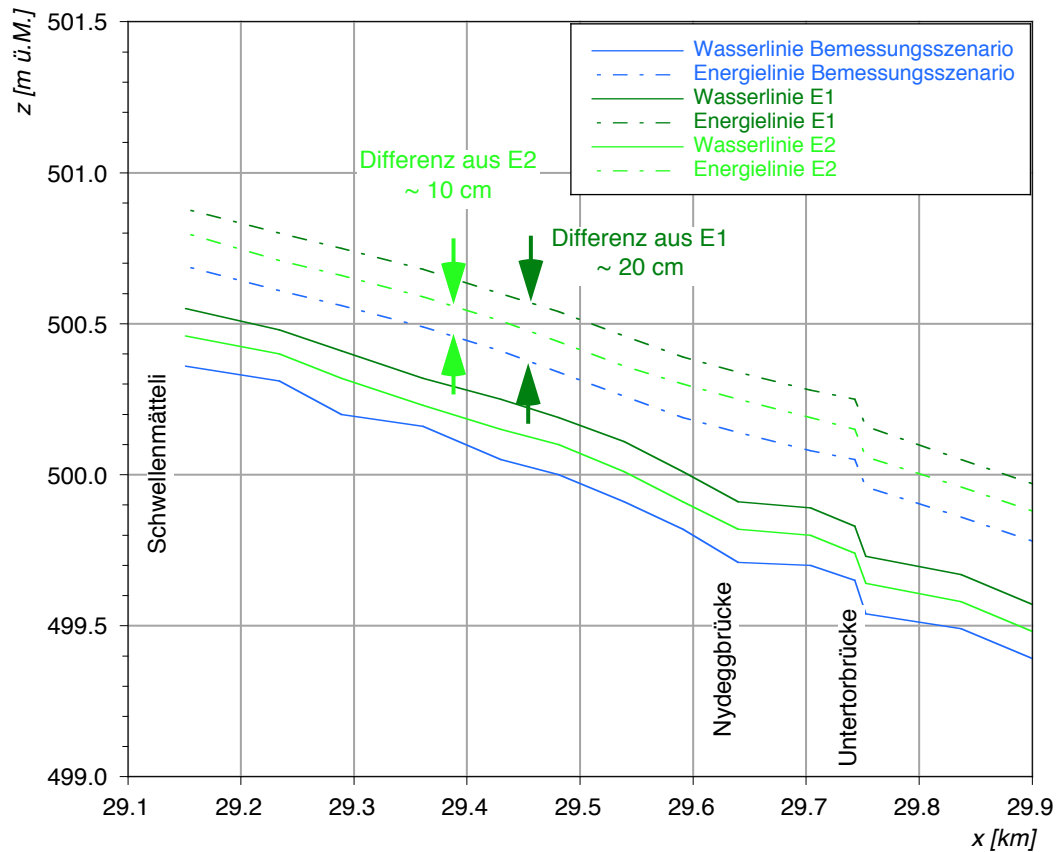


Abbildung 34: Einfluss ungünstiger Sohlenlagen in der Matte auf das Bemessungsereignis.

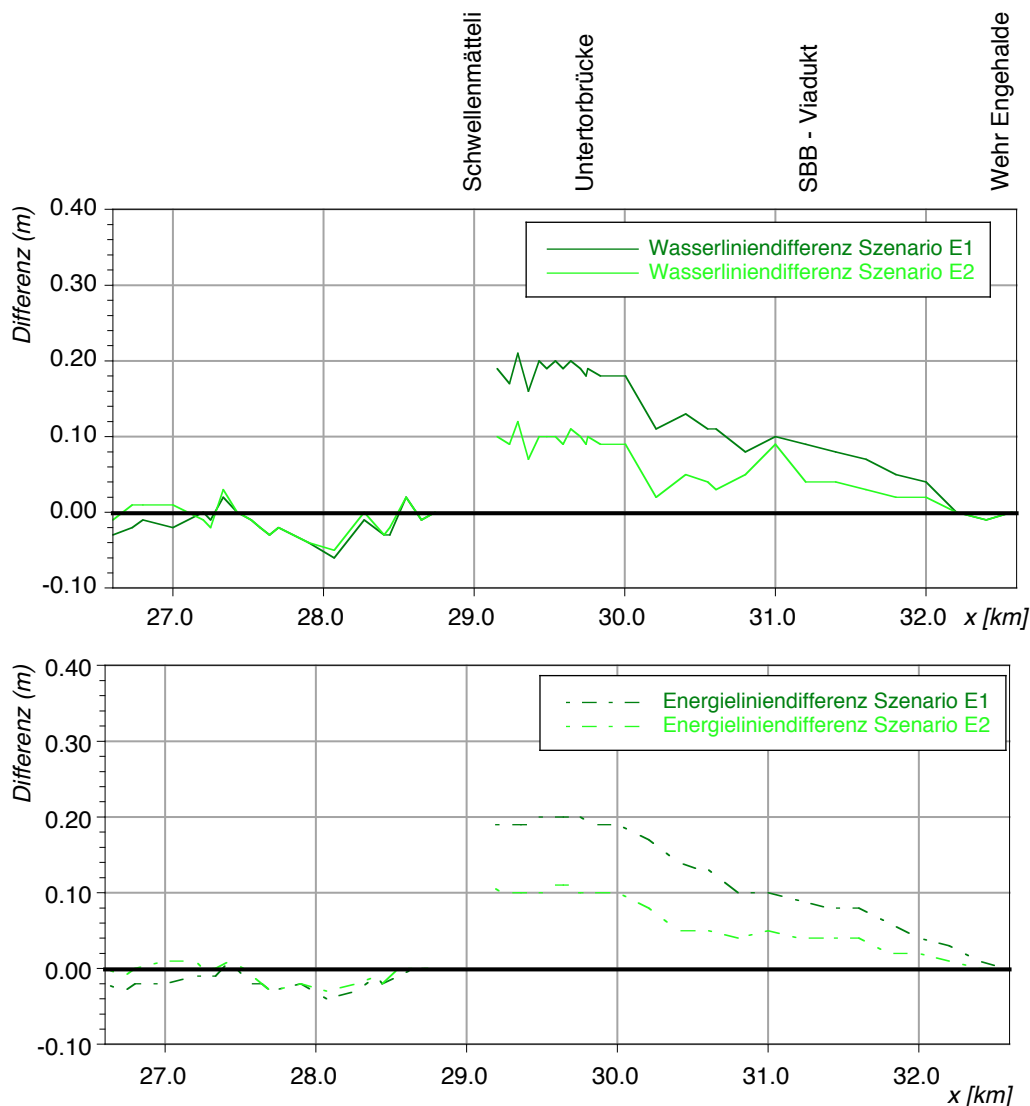


Abbildung 35: Wasserspiegel- und Energienliniendifferenzen zum Bemessungsszenario für Abflussrechnungen auf einer ungünstigen Sohlenlage in der Matte.

Interpretation der Resultate

Zwischen Kilometer 29 und 30 sind die grössten Änderungen der Wasser- und Energienlinie aufgrund von Sohlenveränderungen zu erwarten. Für den ungünstigeren der beiden untersuchten Fälle (Szenario E1) resultiert eine um rund 20 cm höhere Energienlinie. Unterhalb der Untertorbrücke nehmen die Auswirkungen bis zum Wehr Engehalde stetig ab. Oberhalb des Schwellenmätteli sind keine signifikanten Auswirkungen feststellbar.

D.5.4 Einfluss der Massnahmen im Altenberg

Ausgangslage

Im Rahmen der Erarbeitung des Vorprojekts wurde in einem separaten Auftrag zusätzliche hydraulische Berechnungen im Zusammenhang mit fischereiökologischen Fragestellungen durchgeführt. Dabei wurde der Einfluss des Hochwasserschutzprojekts „L21 Objektschutz Quartiere an der Aare“ auf die Habitatebedingungen auf der Kiesbank in der Aare bei der Mattenbachmündung beurteilt.

Resultate

Die Ergebnisse der Staukurvenrechnung wurden für das Querprofil bei km 29.591 ausgewertet. Dieses Querprofil wird als charakteristisch für die Kiesbank bei der Mattenbachmündung betrachtet

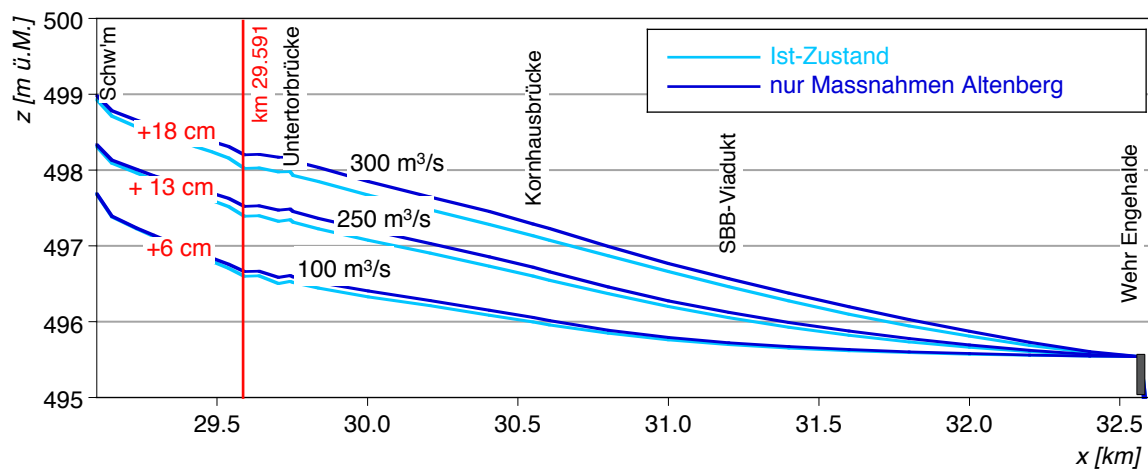


Abbildung 36: Einfluss der Massnahmen im Altenberg auf die Wasserlinie (Schwellenmätteli bis Wehr Engehalde). Km 29.591 (rote Linie) entspricht der Lage der Kiesbank bei der Mündung des Mattenbachs.

Die Auswirkungen des Projektes und die Auswirkungen der Änderungen im Längsprofil auf die Form der Kiesbank können mit der eindimensionalen Abflussrechnung nicht bestimmt werden und bedürfen einer qualitativen Interpretation der Resultate.

Interpretation der Resultate

Die Berechnungen haben gezeigt, dass bei Nieder- und Mittelwasserabflüssen die Massnahmen im Altenberg einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf den Wasserspiegel haben (Abbildung 36). Als Vergleich diente der Ist-Zustand.

Für weitere Angaben verweisen wir auf den separaten Kurzbericht „Kiesbank Mattenbachmündung und Aufwertungsmassnahmen im Gewässerbereich“ welcher vom Generalplanerteam HWS Aarebogen im Auftrag des Tiefbauamtes der Stadt Bern verfasst wurde (14.07.2008).

Anhang E Modellgrundlagen Eichung

E.1 Charakteristische Korngrössen der Aare zwischen Thun und Bern

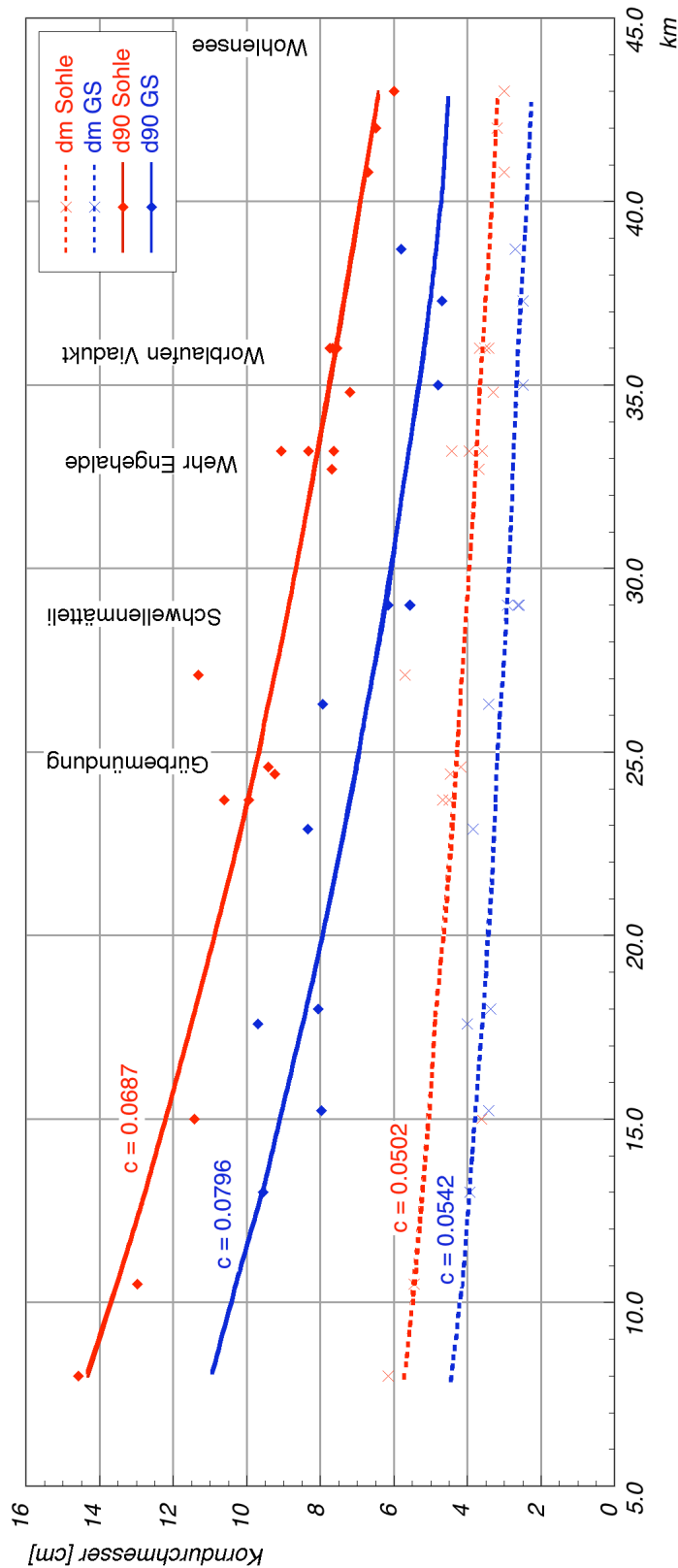


Abbildung 37: Die Abnahme von d_{90} und d_m wird im Modell durch einen Abtriebskoeffizienten c nach Sternberg beschrieben (Quellen der Linienzahlanalysen: [22], [23] und [24])

E.2 Ganglinie Eichperiode (1985 bis 2010) [9]

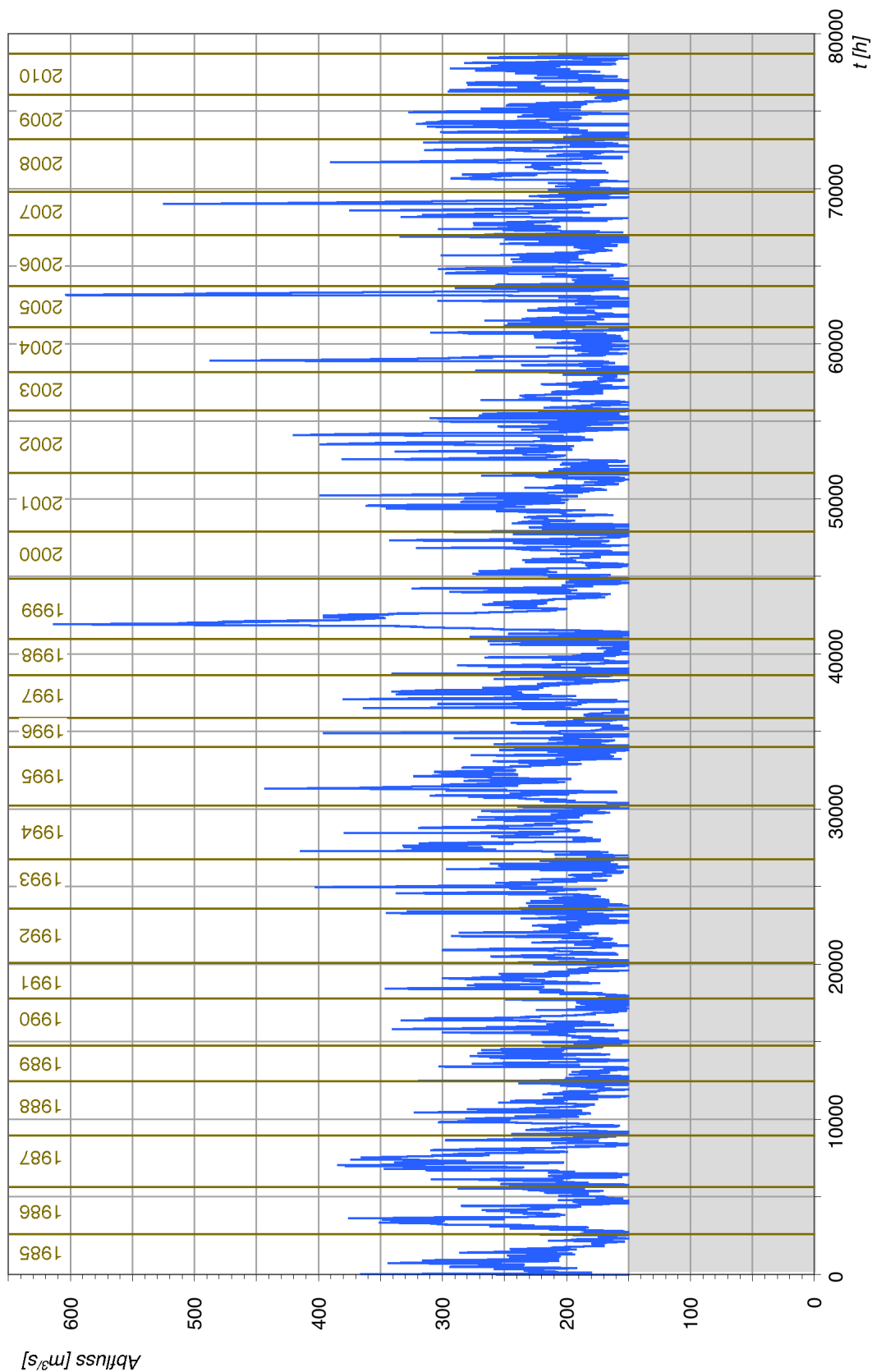


Abbildung 38: Abflussganglinie 1985 – 2010, Momentanwerte $> 150 m^3/s$.

E.3 Sohlenveränderungen und Geschiebefrachten 1985 - 2010

Auf der Grundlage der Querprofilaufnahmen des BAFU vom November 1985, Oktober 1999 resp. Januar 2000 und Februar 2011 [5] können die transportierten Geschiebefrachten in den Zeitspannen zwischen den Aufnahmen rekonstruiert werden. Zu diesem Zweck wurde in jedem Profil der Bereich der beweglichen Sohle definiert, ihre mittlere Lage ermittelt und zwischen jeweils zwei Aufnahmen die Differenz der mittleren Sohle gebildet. Die Differenzen für die drei Teilperioden sind in der Abbildung 39 dargestellt. Ein positiver Wert bedeutet Ablagerung auf der Sohle, ein negativer Erosion aus der Sohle.

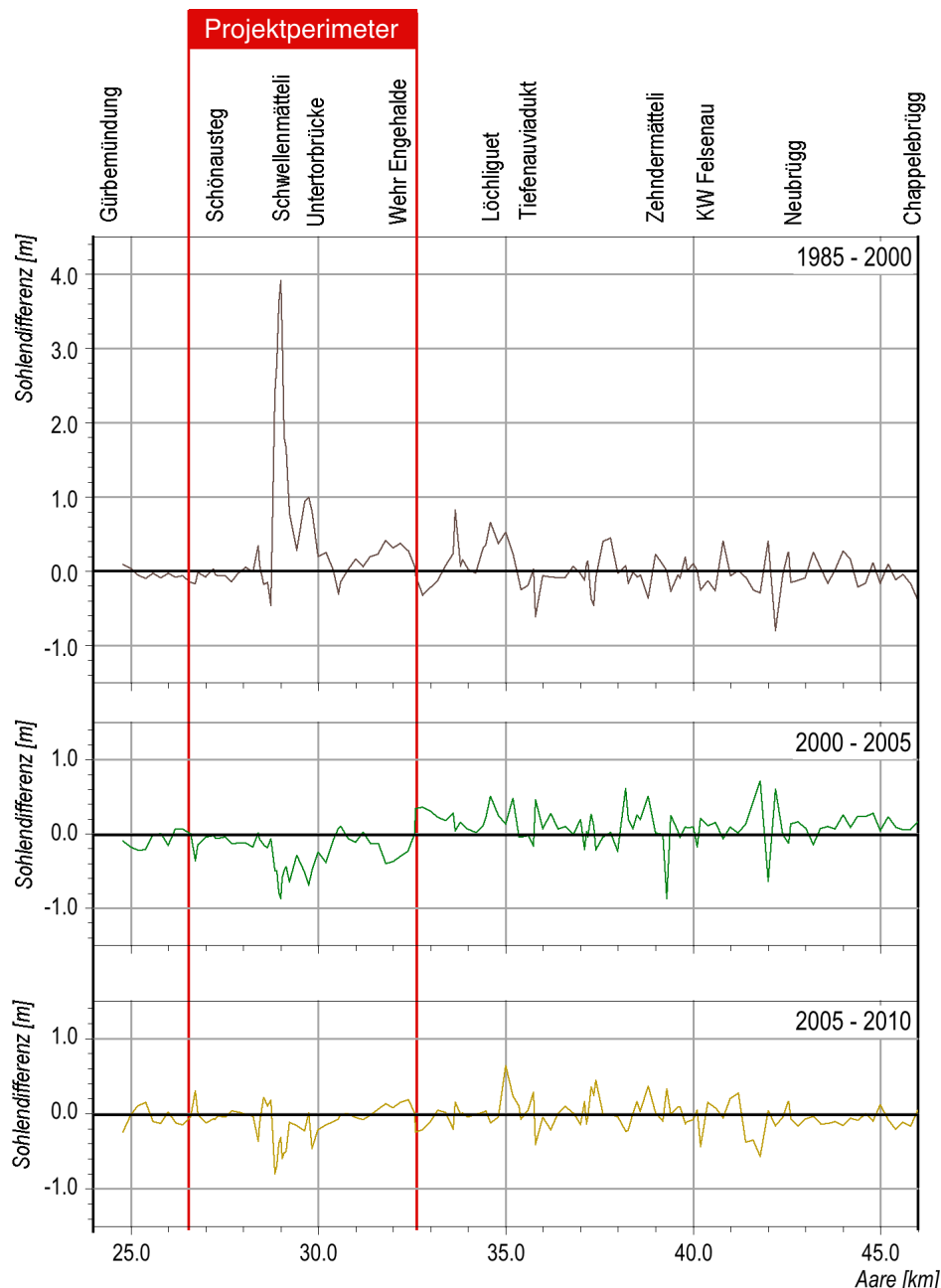


Abbildung 39: Gemessene Sohlendifferenzen aus den Querprofilgeometrien für die Perioden 1985 bis 2000, 2000 bis 2005 und 2005 bis 2010.

Tabelle 16: Übersicht der Kiesentnahmen in der Aare zwischen Gürbemündung und Wohlensee während der Eichperiode von 1985 – 2011, Volumen locker gem. Fuhrscheinen (ausser KW Felsenau).

<i>km</i>	Schwellenm. 28.850 – 29.100	Klösterli 29.753 – 30.003	Wylersholz 33.800 – 33.850	Bremgarten 40.800 – 41.200	KW Felsenau 41.600 – 42.012
Winter 1985/1986					-11'000 [22]
Winter 1999/2000	-16'000 * [17]				
Winter 2000/2001	-21'200 * [17]	-8'400 * [17]			
Winter 2001/2002	-2'400 * [17]				
Winter 2002/2003	-21'900 * [17]		7'300 * [17]		
Winter 2004/2005	-22'900 * [17]		7'700 * [17]		
Winter 2005/2006	-29'000 * [17]			-6'800 * [17]	
Winter 2006/2007		-6'650 * [17]			
Winter 2007/2008	-41'140 * [17]				

* Abzüglich Auflockerungsfaktor 1.15 zur Bestimmung von Volumen fest.

Mit der Breite der Sohle und der Distanz zwischen den Profilen wurde die Volumenänderung zwischen jeweils zwei Profilen ermittelt und anschliessend über die Gewässerlänge kumuliert. Unter der Berücksichtigung des Abriebs (Volumenabtriebskoeffizient nach Sternberg: 0.015) sowie Baggerungen und Geschiebezugaben wurde ein Transportdiagramm erstellt. Die Kiesentnahmen sind in Tabelle 16 zusammengestellt. Die Volumen sind in m³ Lockermaterial angegeben (gem. Fuhrscheinen). Negative Werte entsprechen Kiesentnahmen, positive Werte sind Kieszugaben. Zur Bestimmung des Volumens „fest“ wurde grundsätzlich ein Auflockerungsfaktor von 1.15 berücksichtigt, mit Ausnahme der Entnahme im Unterwasser des Kraftwerks Felsenau.

Aus den gemessenen Sohldifferenzen lassen sich nur relative Änderungen im Geschiebetransport entlang der Flussachse rekonstruieren. Für die Bestimmung der absoluten Frachten wurde angenommen, dass die kleinste Fracht entlang der Strecke null ist (d.h. kein Geschiebe transportiert wird). Im Weiteren wurde angenommen, dass ein Teil der beobachteten Sohlenveränderungen zwischen dem KW Felsenau und dem Wohlensee durch Ablagerungen von Feinsedimenten verursacht wurde. Diese sind in der Geschiebebilanz nicht enthalten. Die Ablagerungen im Schwellenmätteli für die Zeit zwischen 2000 und 2010 sind in einer detaillierten Volumenbilanz [19] dokumentiert und konnten von dort übernommen werden. Für die vorhergehende Periode wurden die Angaben aus der Geschiebehaushaltstudie für die Aare zwischen Thun und Bern [23] verwendet, wonach sich im Jahresdurchschnitt 6'000 m³ Geschiebe im Schwellenmätteli abgelagert haben.

Im Transportdiagramm (vgl. Abbildung 40) bedeutet eine ansteigende Kurve dass die Geschiebefracht durch die Mobilisation von Geschiebe aus der Sohle (Sohlenerosion) oder durch Geschiebezugaben zunimmt. Eine fallende Kurve entspricht Ablagerungen oder Kiesentnahmen aus der Sohle. Fällt die Kurve nur leicht, verändert sich die Sohle auf dem Abschnitt nicht² und die Geschiebefracht nimmt nur wegen des Abriebs ab.

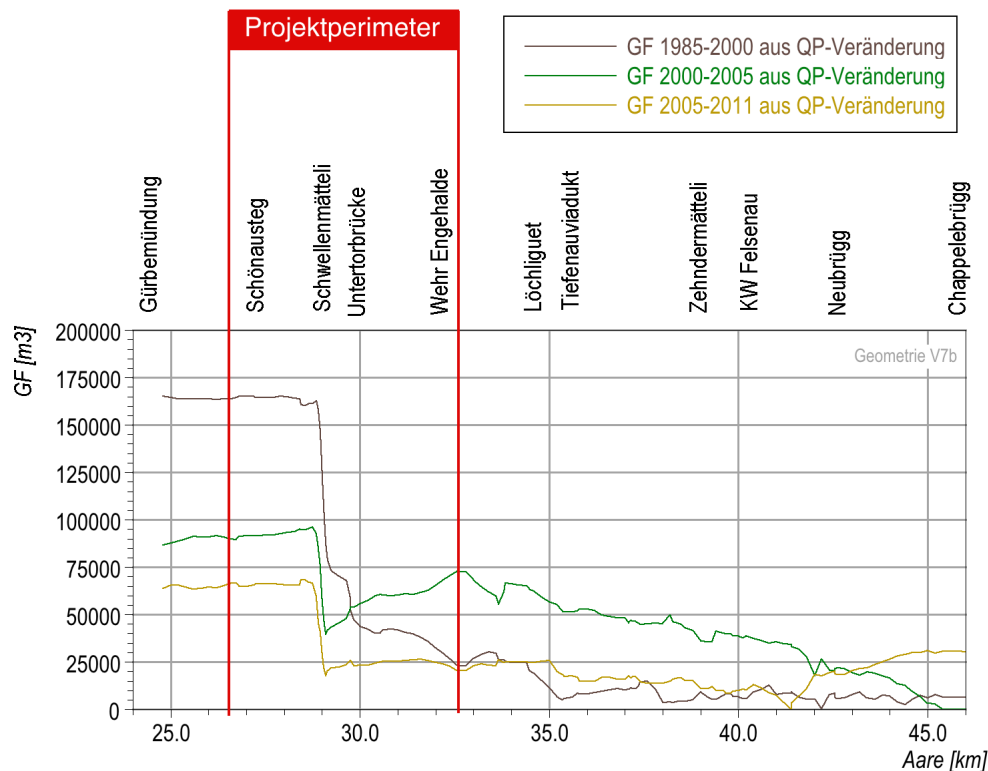


Abbildung 40: Aus den Querprofilveränderungen bestimmte Geschiebefrachten zwischen Gürbemündung und Wohlensee während der Eichperiode

Tabelle 17: Geschiebeeintrag am oberen Modellrand (Gürbemündung) sowie Eintrag ins Schwellenmätteli (Grundlage: Rekonstruktion aus Sohlenveränderungen, auf 5'000 m³ gerundet).

	Geschiebefracht Gürbemündung	Geschiebeeintrag Schwellenmätteli	durchschn. jährl. Eintrag Schwellenmätteli
1985 - 1999	165'000 m³	160'000 m³	10'700 m³/a
2000 - 2005	85'000 m³	90'000 m³	15'000 m³/a
2006 - 2010	65'000 m³	60'000 m³	12'000 m³/a

Die aus den gemessenen Volumendifferenzen rekonstruierten Geschiebefrachten bei der Gürbemündung und im Schwellenmätteli sind in Tabelle 17 aufgeführt. Dabei ist zu beachten, dass die erste Periode vom Hochwasser 1999 und die zweite von den Ereignissen von 2004 und 2005 geprägt sind. Der mittlere jährliche Geschiebeeintrag ist grös-

² Der Abschnitt befindet sich im Geschiebegleichgewicht oder unterliegt einer latenten Erosion, welche durch die Deckschicht verhindert wird.

ser, als in früheren Untersuchungen angenommen wurde. Er ist insbesondere auch in der zweiten und dritten Periode grösser als in der ersten, was sich evtl. auf eine Häufung von höheren Abflüssen in dieser Zeitspanne zurückführen lässt. Eine mögliche weitere Ursache ist eine Konzentration von Hochwasserabflüssen im Flussbett der Aare zwischen Thun und der Gürbemündung, welche durch die fortschreitenden Sohlenerosion auf diesem Abschnitt verstärkt wird und eine höhere Belastung der Deckschicht auf der Sohle bewirkt.

Anhang F Resultate Modellrechnung Eichung

F.1 Geschiebehaushalt während der Eichperiode

siehe nachfolgende Seiten

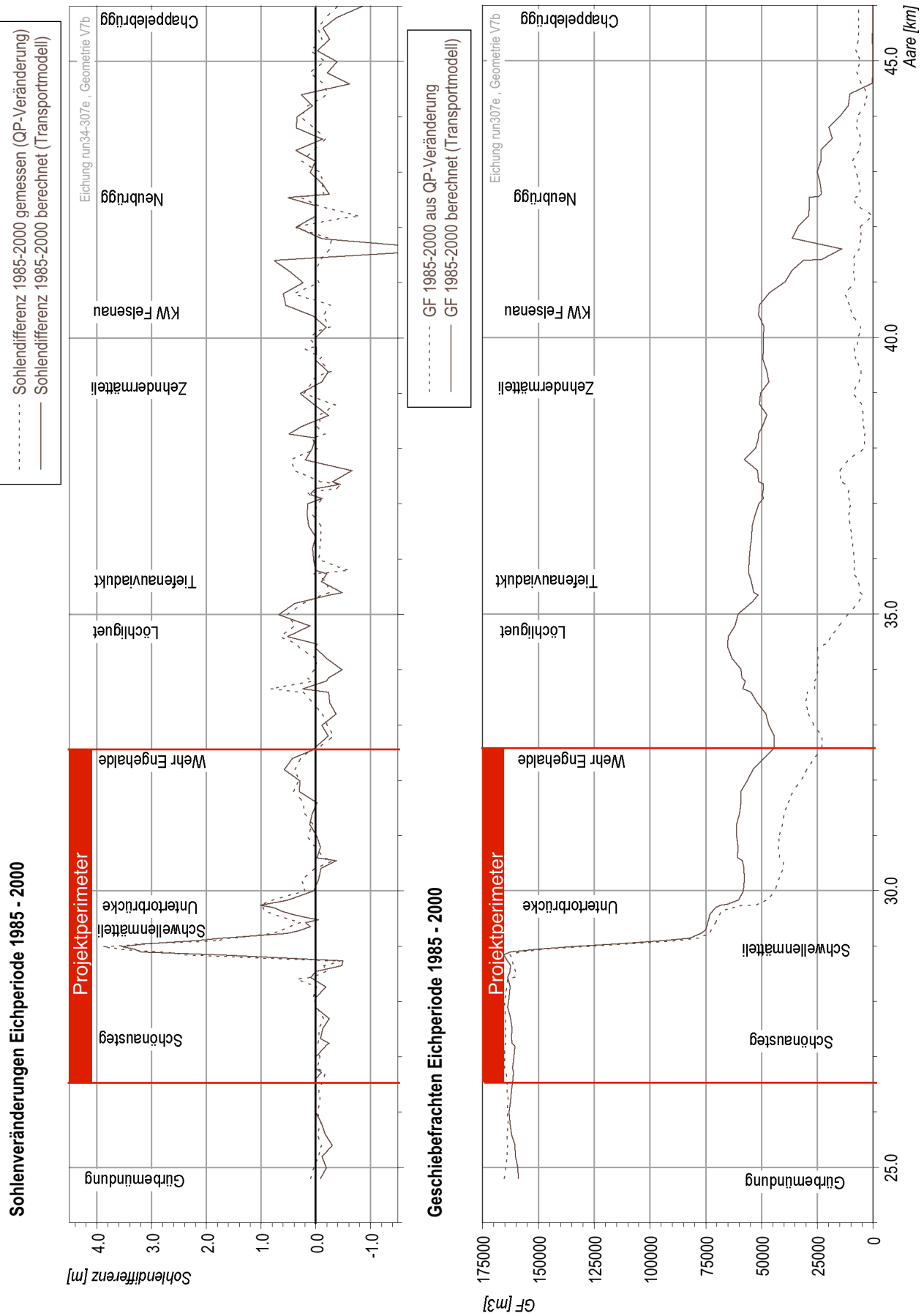


Abbildung 41: Sohlenveränderungen (oben) und Geschiebefrachten (unten) während der Eichperiode 1985 - 2000

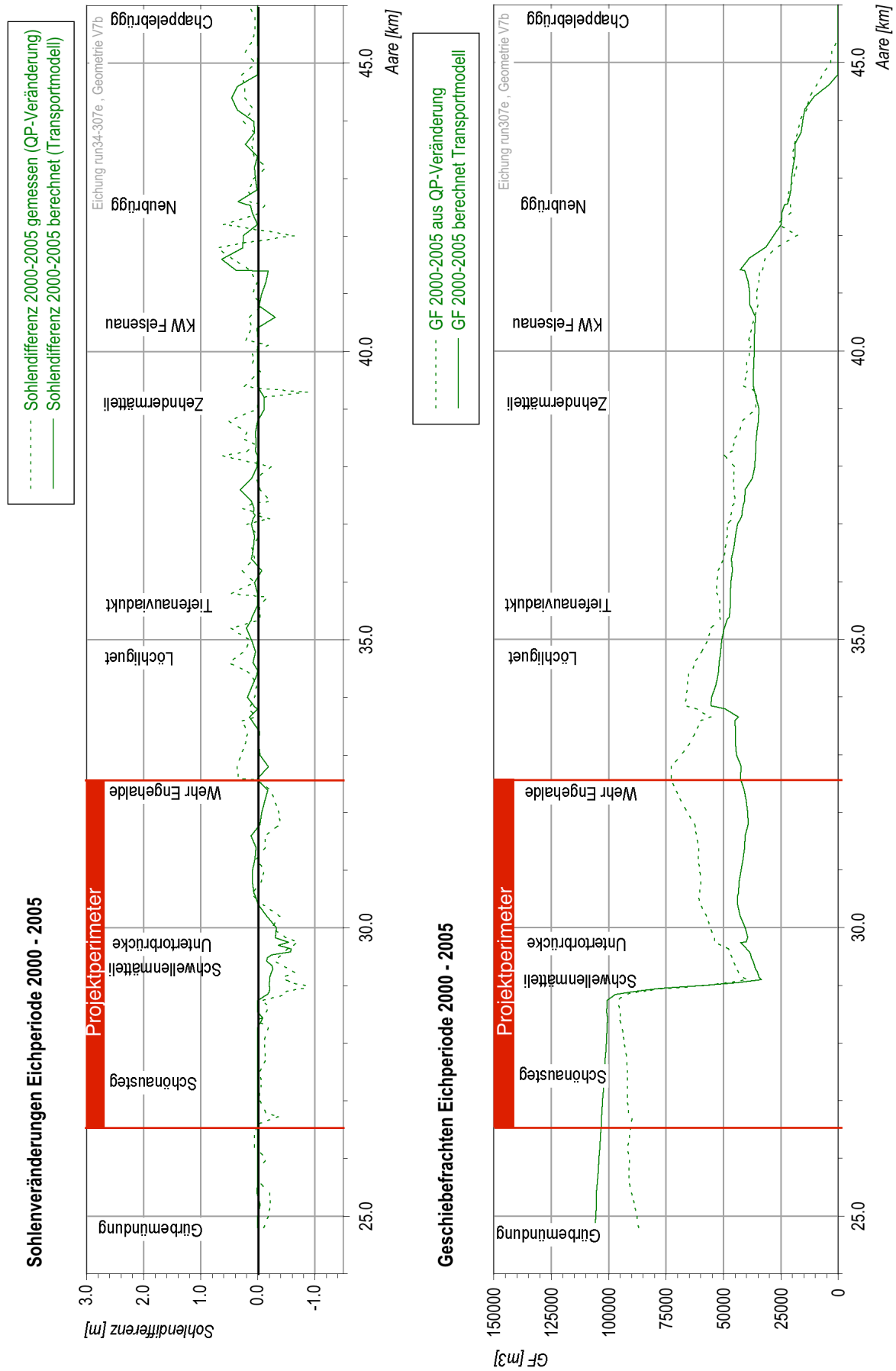


Abbildung 42: Sohlenveränderungen (oben) und Geschiebefrachten (unten) während der Eichperiode 2000 - 2005

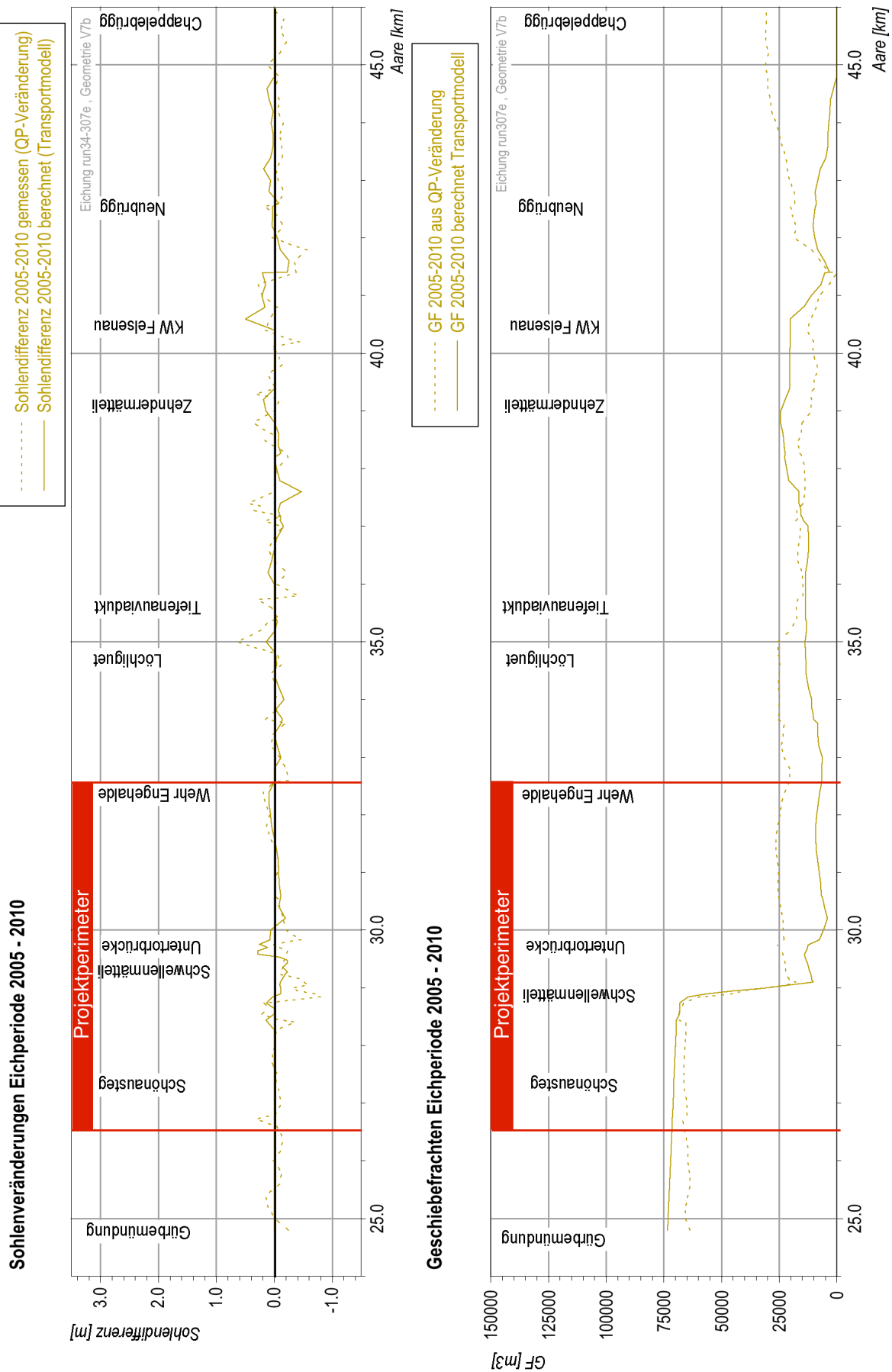


Abbildung 43: Sohlenveränderungen (oben) und Geschiebefrachten (unten) während der Eichperiode 2005 - 2010

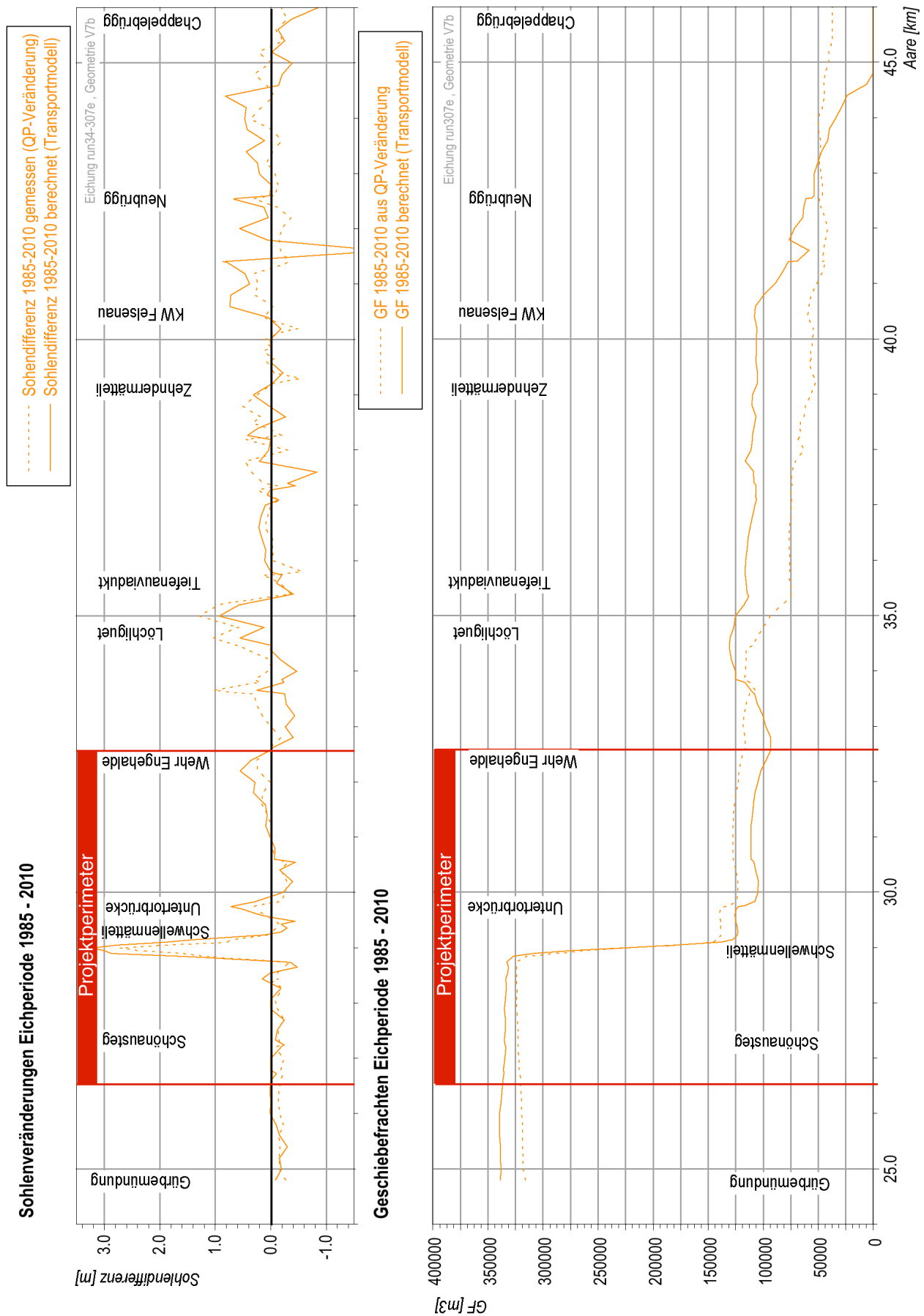


Abbildung 44: Sohlveränderungen (oben) und Geschiebefrachten (unten) während der gesamten Eichperiode 1985 - 2010

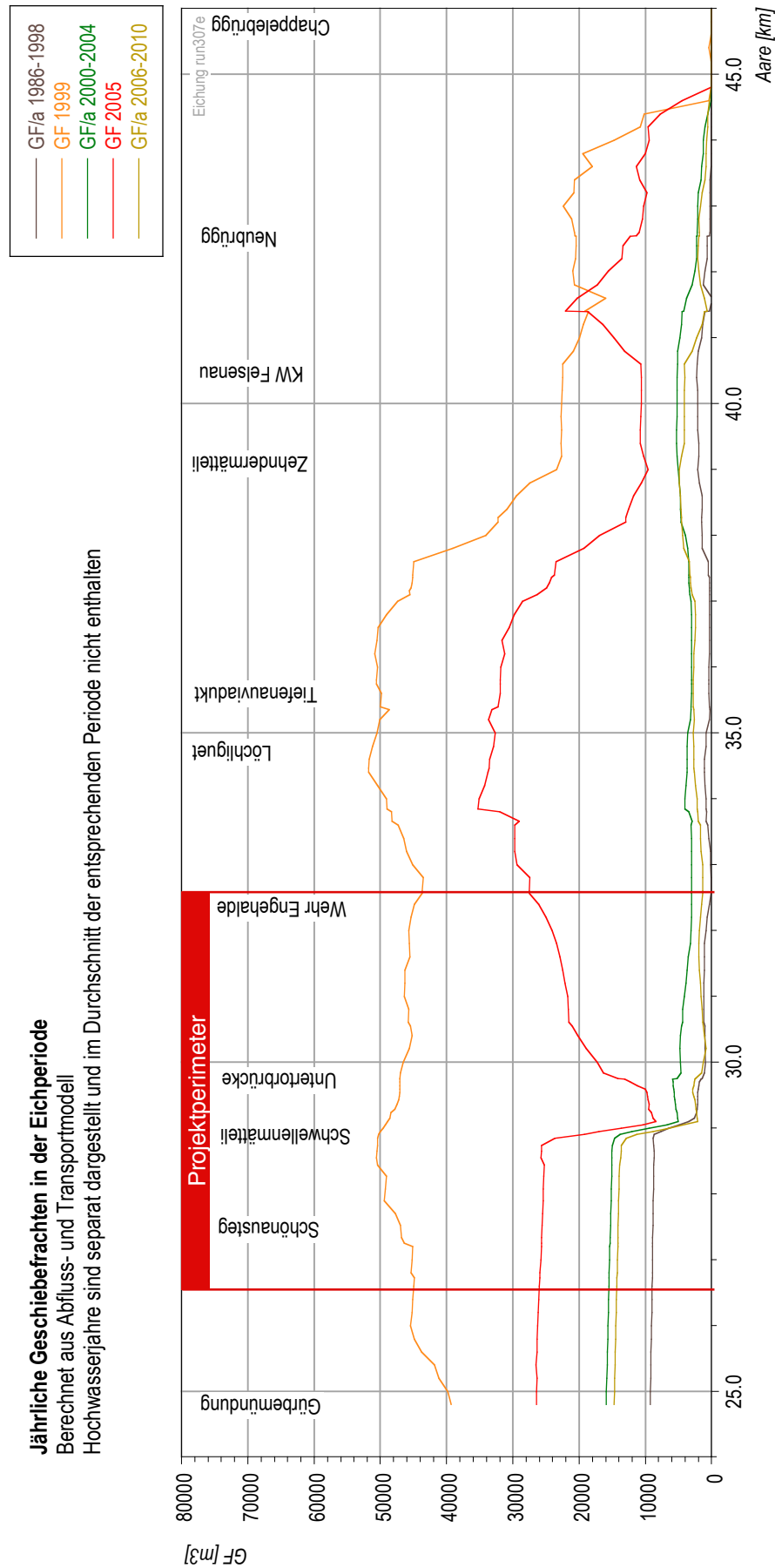


Abbildung 45: Jährliche Geschiebefrachten während der gesamten Eichperiode.

F.2 Berechnete Wasserspiegellagen Hochwasser 2004 und 2005

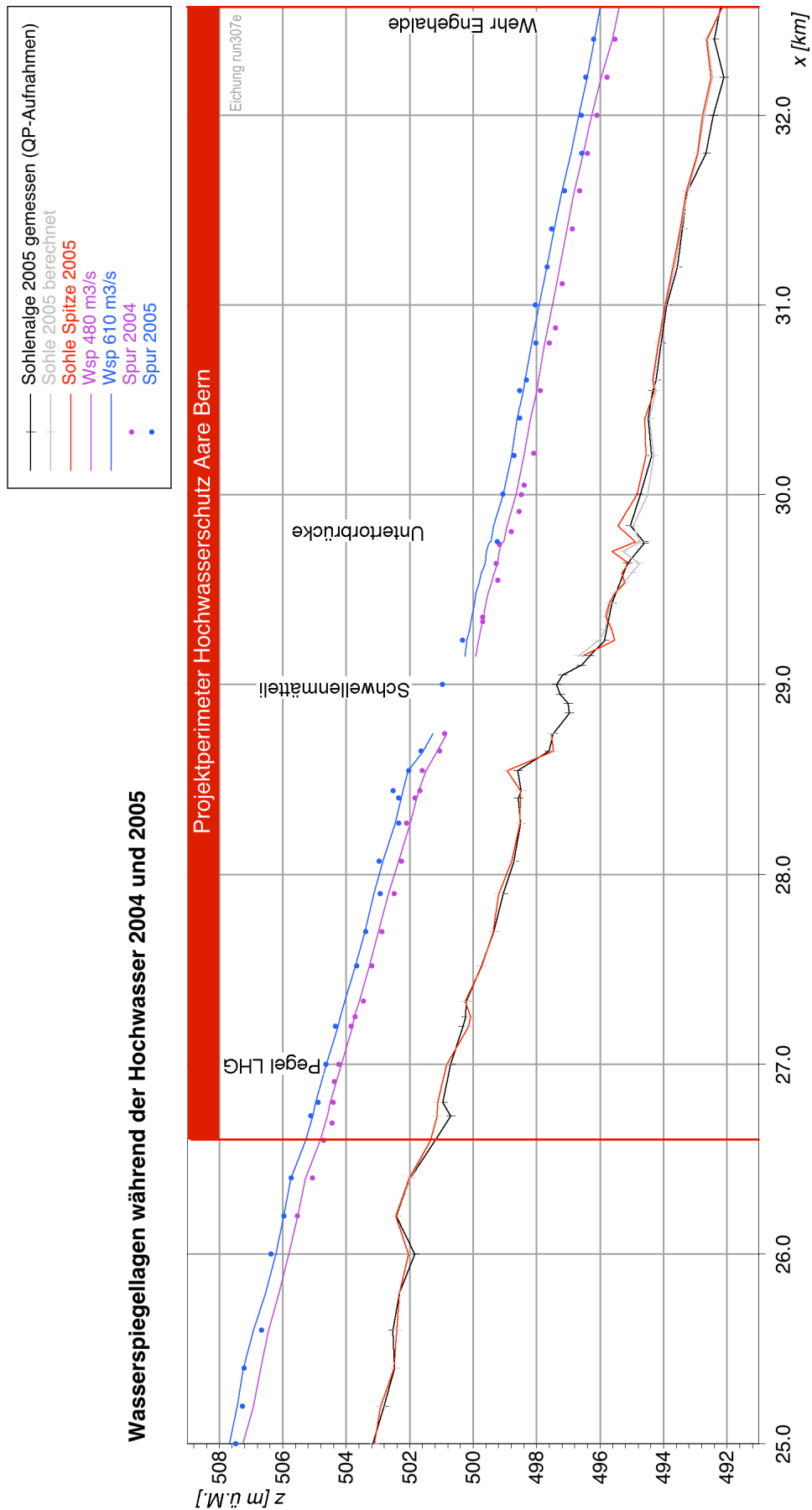


Abbildung 46: Während der Eichperiode auf einer beweglichen Gerinnesohle berechnete Hochwasserspiegel (2004 und 2005).

Anhang G Resultate Überprüfung Modell nach Hochwasser 2015

G.1 Übersicht der Hochwasserspuren

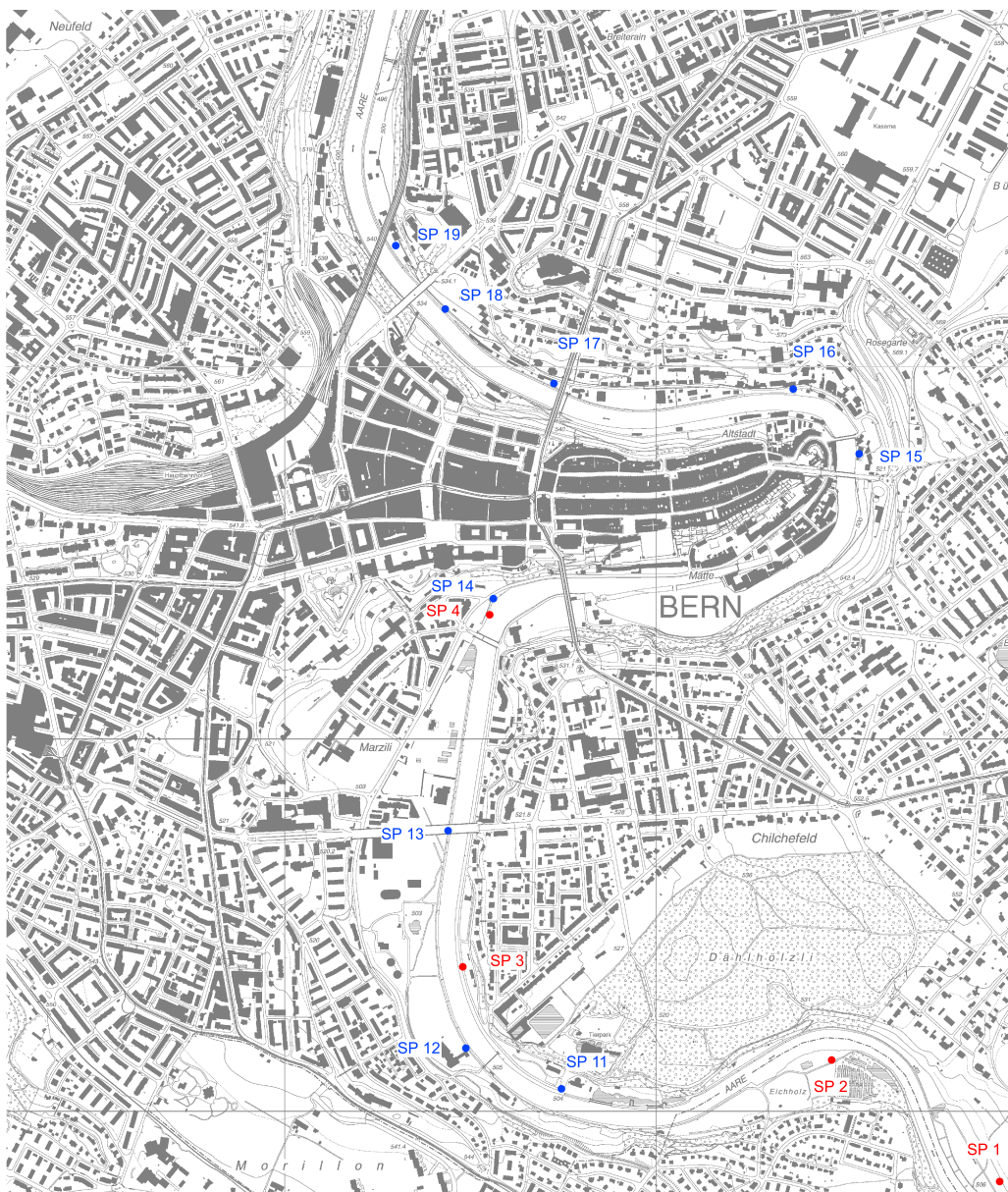


Abbildung 47: Übersicht der Hochwasserspuren (Hochwasser Mai 2015).
Spuren BAFU: rot, Spuren aus Fotos: blau

G.2 Wasserspiegellagen und Hochwasserspuren im Längenprofil

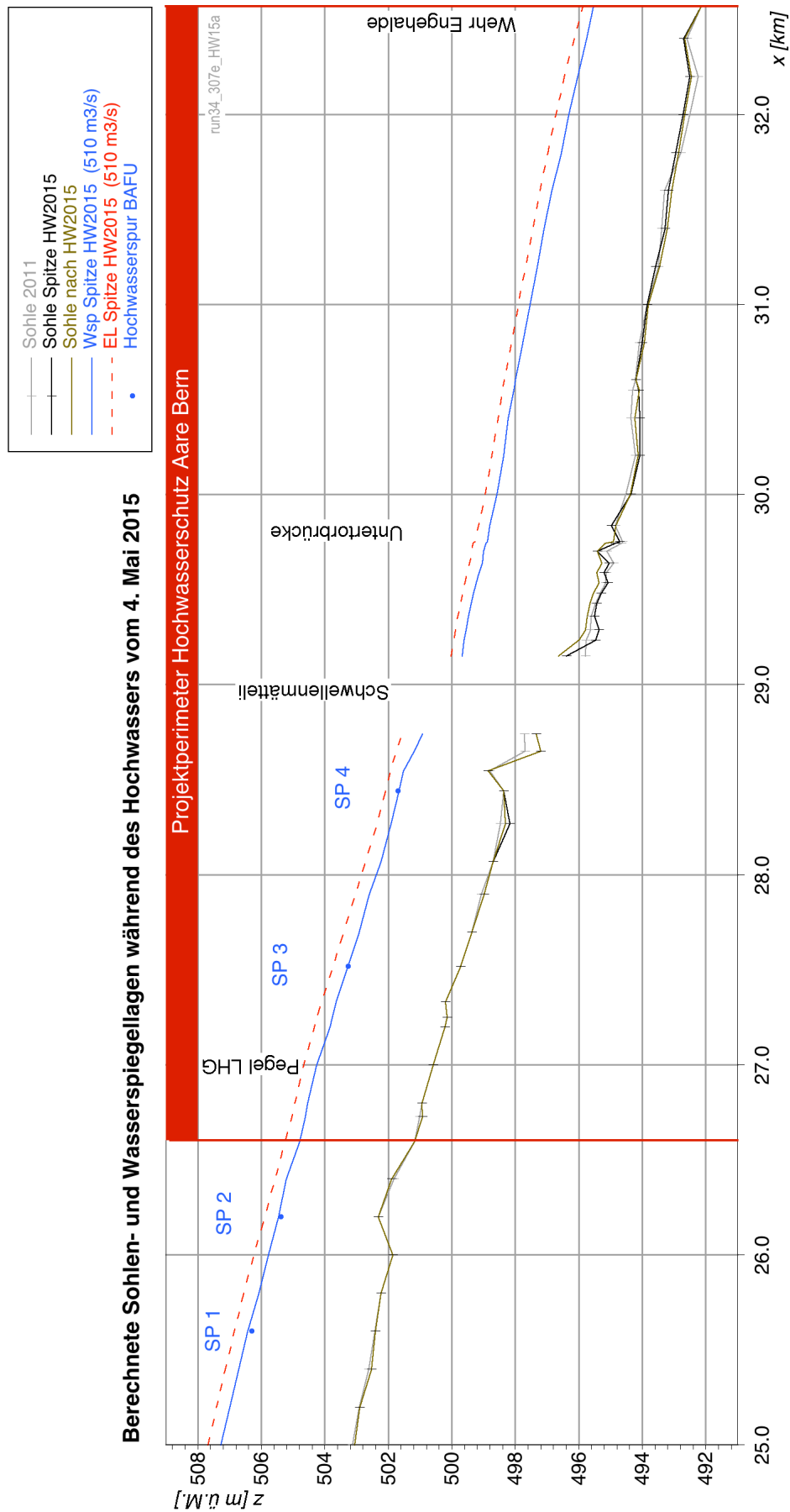
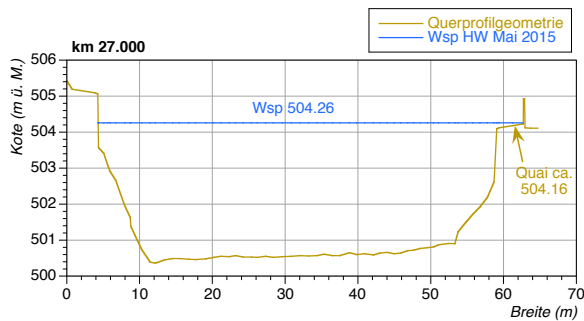


Abbildung 48: Längenprofil der Berechneten Wasserspiegel- und Sohlenlagen für das Hochwasser vom 4. Mai 2015 mit Angabe der Hochwasserspuren BAFU.

G.3 Qualitativer Vergleich der Wasserspiegellagen

Dählhölzli (km 27.000)

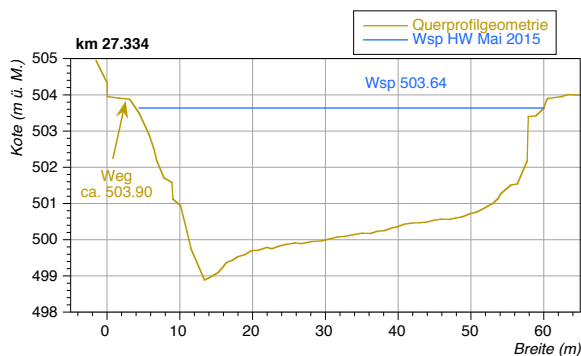
SP 11



Der Quai vor dem Restaurant im Dählhölzli (im Hintergrund des Bildes) ist leicht überströmt. Die Zufahrt und die Gartenanlage hinter der Mauer sind 20 bis 30 cm überströmt. Der Wasserspiegel aus den Abflussrechnungen liegt etwa 10 cm über dem Quai und 20 cm über dem Platz hinter der Mauer.

Sportanlage Schönauf (km 27.334)

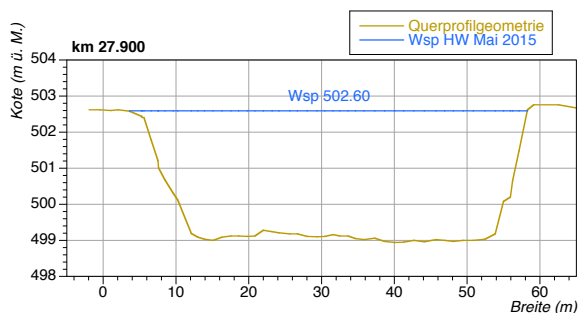
SP 12



Der Wasserspiegel liegt knapp unter der Böschungsoberkante im Bereich des Wegs linksseitig der Aare. Der berechnete Wasserspiegel liegt rund 25 cm unter der Böschungsoberkante im QP 27.334. Durch die Kurvenüberhöhung wird die Wasserspiegellage erhöht. Dieser Effekt ist im berechneten Wasserspiegel nicht berücksichtigt.

Marzili, Monbijoubücke (km 27.900)

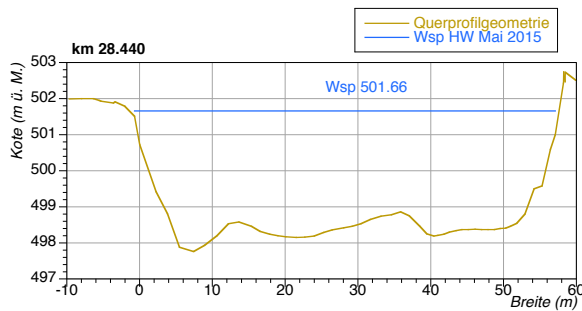
SP 13



Der Wasserspiegel erreicht auf dem Bild die linke Böschungsoberkante im Bereich der Monbijoubücke. Dies entspricht dem Resultat der Abflussrechnung.

Schwanenmätteli (km 28.440)

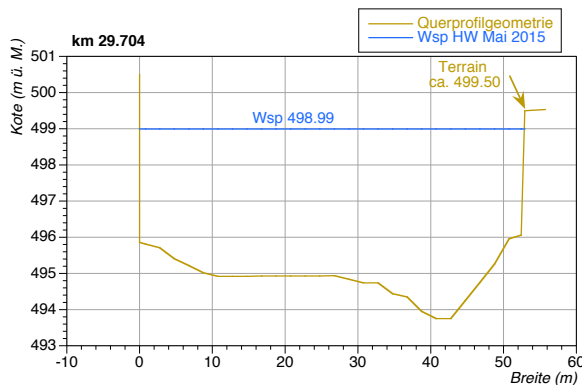
SP 14



Der Wasserspiegel erreicht auf dem Bild nahezu die linke Böschungsoberkante in der Kurvenaussenseite beim Schwanenmätteli. Die Wasserspiegel in der Abflussrechnung liegen rund 35 cm unter dem Terrain beim Schwanenmätteli. Für diese Kurve wurde eine Überhöhung von rund 10 cm bestimmt, wodurch der Wasserspiegel in der Abflussrechnung auf 501.76 angehoben wird und im Bereich der Böschungsoberkante zu liegen kommt.

Klösterli (km 29.704)

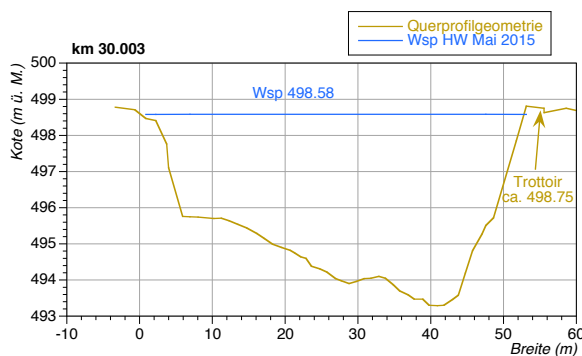
SP 15



Der Wasserspiegel liegt unter der rechten Böschungsoberkante beim Klösterli. Die berechnete Wasserspiegellage liegt im Modell rund 0.5 m unter der Maueroberkante. Die Wasserspiegellage wird in der Rechnung tendenziell leicht unterschätzt.

Altenberg (km 30.003)

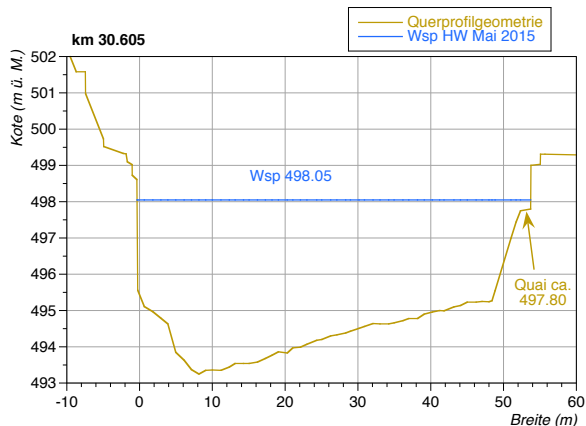
SP 16



Der Wasserspiegel liegt knapp unter der Böschungsoberkante am rechten Ufer. Das Foto wurde oberhalb des QP 30.003 gegen die Fließrichtung aufgenommen.

Altenbergsteg (km 30.605)

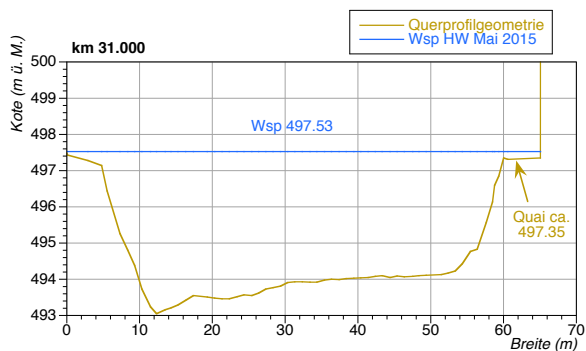
SP 17



Wasserspiegel erreicht die unterste Treppenstufe und liegt somit ca. 20 cm über dem Quai: Die Spur (ca. 498.0 m ü. M.) kann mit den Abflussrechnungen gut abgebildet werden.

Botanischer Garten (km 31.000)

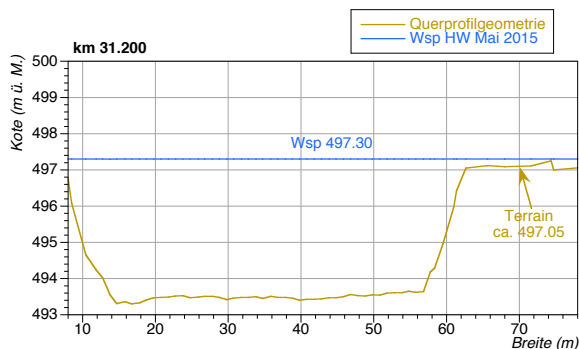
SP 18



Der Quai rechtsufrig der Aare beim Botanischen Garten wird knapp überströmt. In der Modellrechnung wird der Weg 10 bis 15 überströmt.

Lorraineviadukt (km 31.200)

SP 19



Das Terrain im Bereich des Industrieareals unter dem Lorraineviadukt ist deutlich überströmt. Der Wasserspiegel liegt in den Modellrechnungen 20 bis 30 cm über dem Terrain. Die Hochwassermarke kann gut abgebildet werden.

Anhang H Resultate Modellrechnung Projekt

H.1 Resultateübersicht

H.1.1 Resultatetabelle Wasserspiegel aller untersuchten Szenarien

siehe nachfolgende Seiten

H.1.2 Resultatetabelle Energielinien aller untersuchten Szenarien

siehe nachfolgende Seiten

H.2 Resultate Bemessungsszenarien

H.2.1 Wasserspiegellagen und Energielinien im Längenprofil

siehe nachfolgende Seiten

1D-Abfluss- und Geschiebetransportmodell

Berechnungsgrundlage runWBP_T12

Wsp': Wasserspiegel berechnet inkl. Sohlenunschärfe, exkl. Kurvenüberhöhung

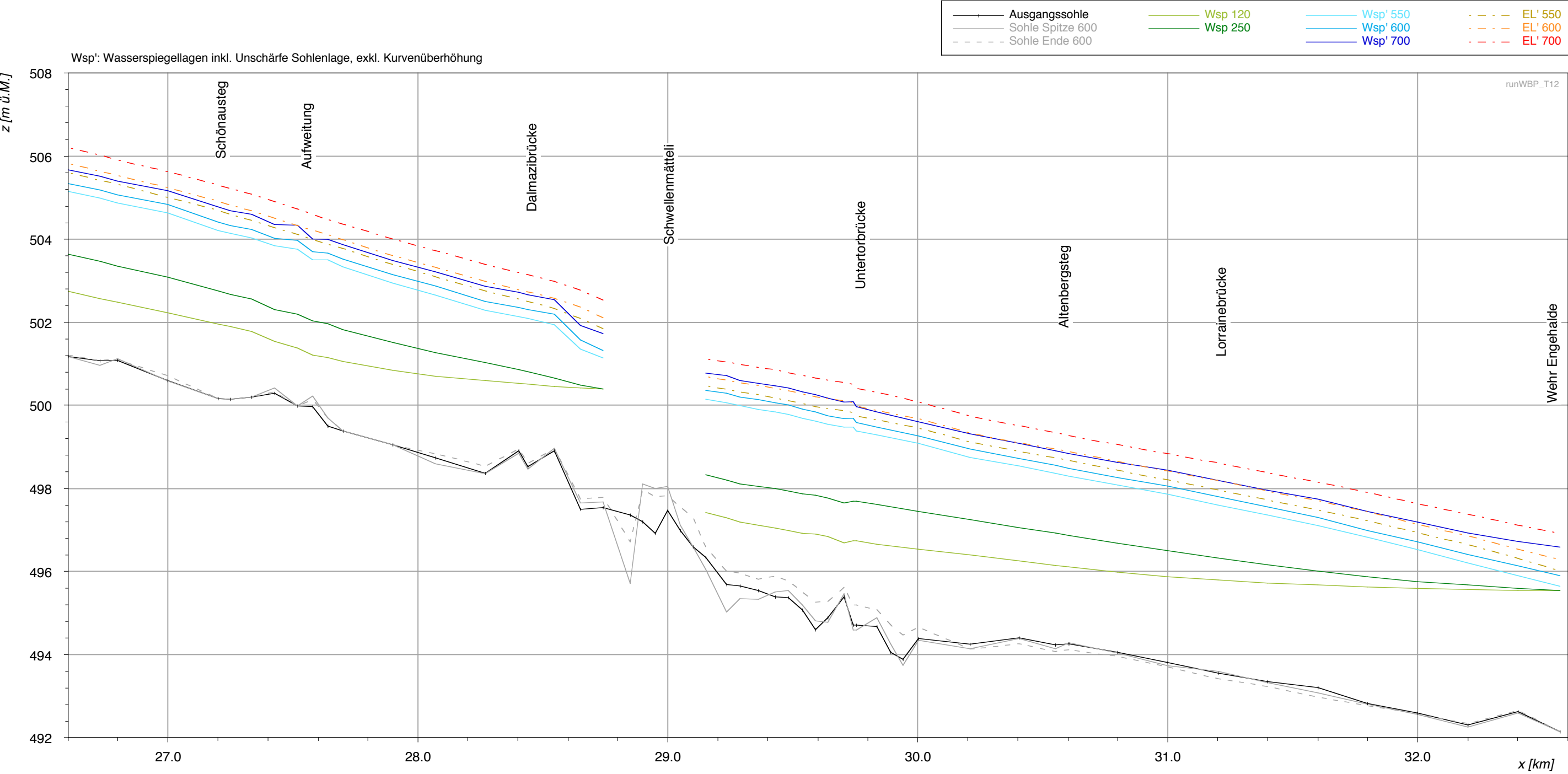
Resultatetabelle Wasserspiegellagen

auf Wasserspiegel
Q>490 m3/s anzuwenden

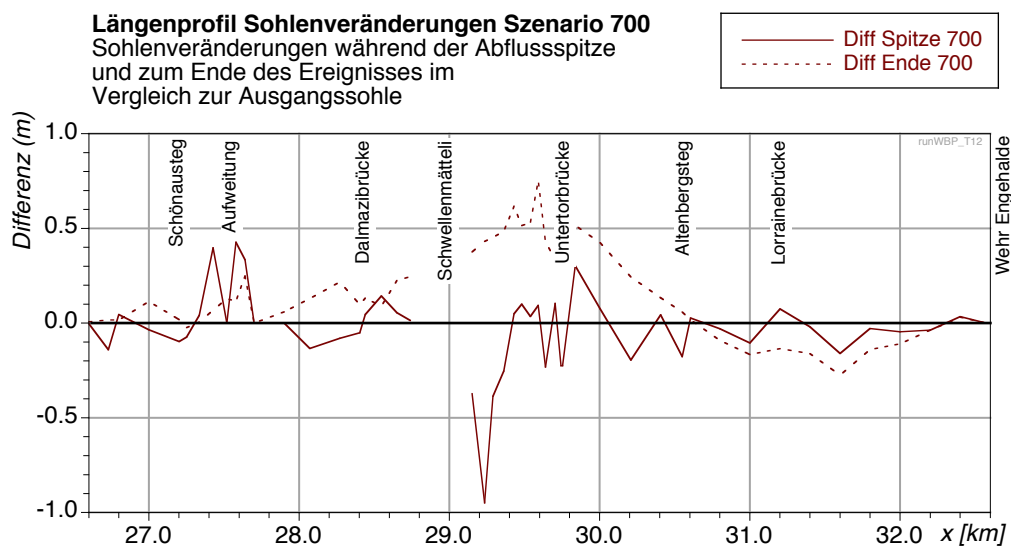
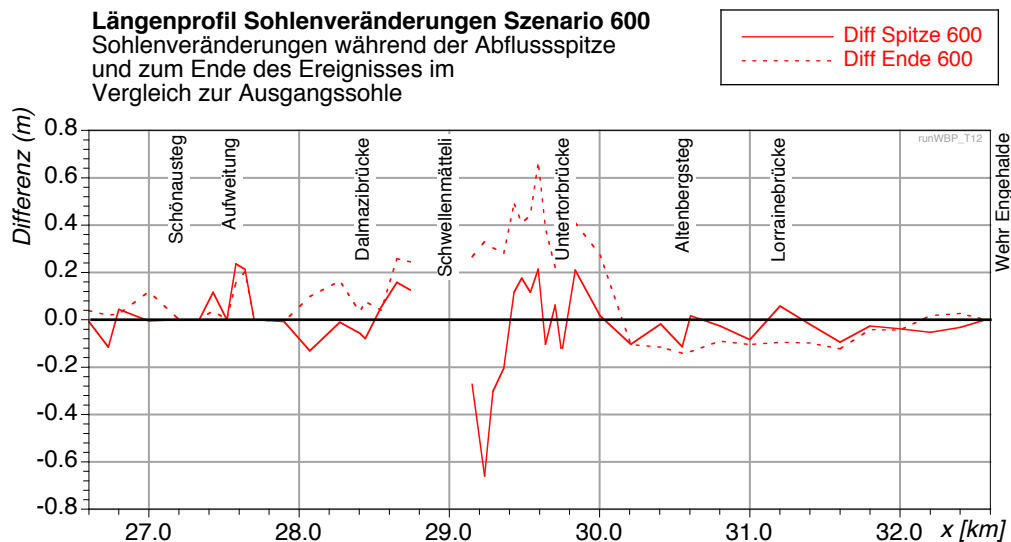
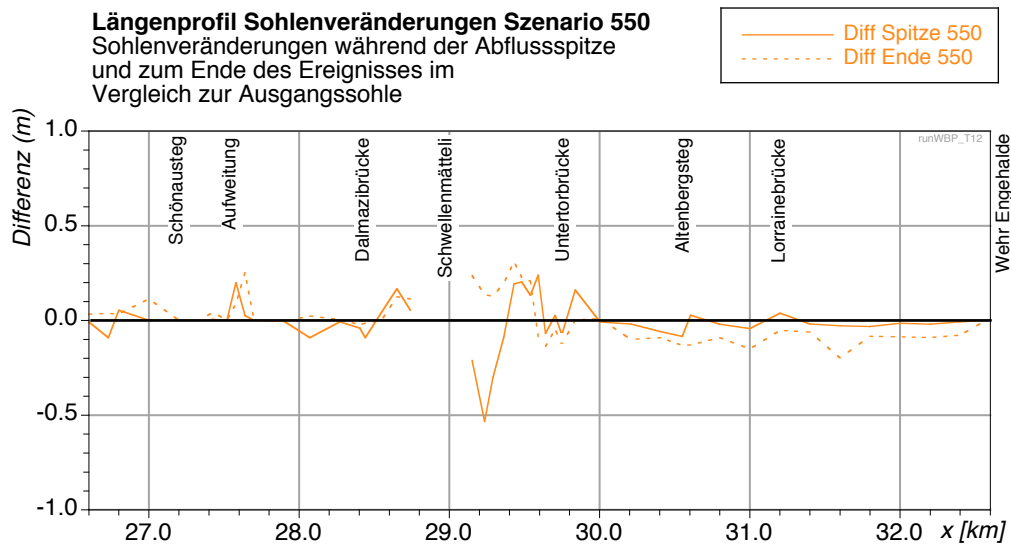
Bereits in Wsp'
enthalten

Mittel-/Niederwasser					Dimensionierung				Intensitäts-/Gefahrenkarte				Überlast			Sensitivität		delta Wsp		Unschärfe
Szenario Bezeichnung Abflussspitze km	30	120	200	250	Dim 550	Dim 600	Dim 660	Dim 700	IK30	IK100	IK300	EHQ	U1	U2	U3	S1	S2	delta Wsp	delta Wsp	
	30	Städtebau 120	200	Uververbau 250	550	600	660	700	490	= Dim 600 600	Verklausing 660	Verklausing 700	Wasser 720	Holz 700	Untertor 700	Speicher 600	Stollen 550	Kurvenüberhöhung	Kurvenüberhöhung	
	Wsp	Wsp	Wsp	Wsp	Wsp'	Wsp'	Wsp'	Wsp'	Wsp'	Wsp'	Wsp'	Wsp'	Wsp'	Wsp'	Wsp'	Wsp'	Wsp'	Wsp'	links	
	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m ü. M.</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>
26.600	501.71	502.74	503.33	503.64	505.15	505.34	505.55	505.67	504.90	505.34	505.54	505.67	505.73	505.68	505.67	505.34	505.16	0.00	0.00	0.10
26.729	501.57	502.57	503.16	503.46	504.98	505.18	505.40	505.52	504.73	505.18	505.39	505.52	505.59	505.53	505.52	505.18	505.00	0.05	0.00	0.10
26.800	501.51	502.48	503.05	503.35	504.87	505.07	505.29	505.40	504.63	505.07	505.28	505.41	505.47	505.42	505.41	505.07	504.89	0.05	0.00	0.10
27.000	501.24	502.22	502.78	503.08	504.63	504.83	505.04	505.16	504.38	504.83	504.99	505.12	505.23	505.14	505.17	504.83	504.65	0.05	0.00	0.10
27.200	501.01	501.95	502.47	502.75	504.21	504.41	504.63	504.77	503.98	504.41	504.61	504.77	504.85	504.78	504.78	504.41	504.25	0.05	0.00	0.10
27.250	500.97	501.88	502.40	502.67	504.14	504.33	504.54	504.68	503.91	504.33	504.51	504.65	504.76	504.69	504.69	504.33	504.18	0.05	0.00	0.10
27.334	500.91	501.78	502.28	502.55	504.03	504.23	504.46	504.60	503.78	504.23	504.48	504.63	504.69	504.61	504.61	504.23	504.08	0.05	0.00	0.10
27.426	500.73	501.53	502.03	502.30	503.84	504.02	504.23	504.35	503.58	504.02	504.23	504.36	504.41	504.38	504.35	504.02	503.84	0.05	0.00	0.10
27.519	500.60	501.37	501.90	502.19	503.76	503.97	504.20	504.34	503.49	503.97	504.22	504.36	504.41	504.37	504.34	503.97	503.80	0.05	0.00	0.10
27.579	500.48	501.20	501.73	502.02	503.50	503.70	503.90	504.00	503.33	503.70	503.90	504.01	504.05	504.06	504.00	503.70	503.50	0.05	0.00	0.10
27.640	500.43	501.13	501.66	501.95	503.50	503.66	503.88	503.99	503.26	503.66	503.87	503.99	504.04	504.05	503.99	503.66	503.45	0.05	0.00	0.10
27.700	500.41	501.03	501.54	501.81	503.33	503.52	503.75	503.87	503.09	503.52	503.76	503.89	503.93	503.93	503.87	503.52	503.33	0.00	0.00	0.10
27.900	500.35	500.80	501.25	501.51	502.94	503.15	503.38	503.49	502.69	503.15	503.40	503.53	503.55	503.58	503.50	503.14	502.93	0.00	0.00	0.10
28.070	500.33	500.65	501.02	501.25	502.65	502.87	503.10	503.21	502.39	502.87	503.11	503.24	503.27	503.31	503.21	502.86	502.64	0.00	0.00	0.10
28.270	500.32	500.53	500.81	501.00	502.28	502.49	502.72	502.86	502.02	502.49	502.77	502.91	502.93	503.01	502.86	502.48	502.24	0.00	0.00	0.10
28.403	500.31	500.44	500.65	500.81	502.13	502.35	502.61	502.72	501.84	502.35	502.62	502.76	502.79	502.87	502.72	502.35	502.10	0.00	0.00	0.10
28.440	500.31	500.43	500.62	500.76	502.09	502.31	502.55	502.66	501.78	502.31	502.59	502.73	502.73	502.81	502.67	502.31	502.05	0.10	0.00	0.10
28.547	500.31	500.36	500.48	500.58	501.94	502.19	502.43	502.54	501.61	502.19	502.44	502.58	502.60	502.68	502.54	502.18	501.89	0.10	0.00	0.10
28.650	500.30	500.32	500.36	500.40	501.35	501.58	501.83	501.92	501.09	501.58	501.79	501.91	501.96	502.07	501.92	501.58	501.34	0.10	0.00	0.10
28.740	500.30	500.30	500.30	500.30	501.14	501.32	501.61	501.73	500.93	501.32	501.60	501.73	501.78	501.86	501.73	501.31	501.14	0.00	0.00	0.10
29.151	496.52	497.42	498.00	498.33	500.15	500.36	500.62	500.77	499.87	500.36	500.62	500.95	500.86	500.77	500.91	500.37	500.09	0.00	0.00	0.20
29.234	496.38	497.29	497.88	498.20	500.07	500.29	500.54	500.71	499.79	500.29	500.55	500.88	500.80	500.70	500.84	500.29	500.02	0.00	0.00	0.20
29.289	496.29	497.19	497.79	498.11	499.99	500.19	500.43	500.59	499.72	500.19	500.44	500.79	500.68	500.59	500.75	500.20	499.90	0.00	0.00	0.20
29.361	496.18	497.11	497.72	498.05	499.90	500.13	500.37	500.52	499.63	500.13	500.39	500.72	500.61	500.51	500.69	500.13	499.89	0.00	0.00	0.20
29.430	496.10	497.04	497.66	498.00	499.84	500.06	500.32	500.47	499.56	500.06	500.33	500.67	500.56	500.47	500.63	500.07	499.80	0.00	0.10	0.20
29.481	496.05	496.98	497.60	497.94	499.78	500.00	500.26	500.42	499.50	500.00	500.27	500.62	500.51	500.41	500.58	500.01	499.78	0.00	0.10	0.20
29.539	496.02	496.92	497.54	497.87	499.69	499.91	500.16	500.32	499.42	499.91	500.18	500.53	500.42	500.32	500.49	499.91	499.71	0.00	0.10	0.20
29.591	496.01	496.90	497.51	497.84	499.62	499.84	500.09	500.25	499.36	499.84	500.10	500.51	500.34	500.24	500.46	499.84	499.60	0.00	0.10	0.20
29.640	495.99	496.84	497.44	497.76	499.54	499.75	500.01	500.17	499.29	499.75	500.02	500.40	500.26	500.16	500.35	499.76	499.53	0.00	0.00	0.20
29.704	495.78	496.69	497.32	497.65	499.48	499.68	499.92	500.08	499.23	499.68	499.94	500.34	500.18	500.08	500.28	499.68	499.45	0.00	0.00	0.20
29.743	495.78	496.74	497.36	497.69	499.48	499.69	499.93	500.09	499.22	499.69	499.95	500.30	500.19	500.09	500.25	499.69	499.46	0.00	0.00	0.20
29.753	495.78	496.74	497.36	497.69	499.38	499.58	499.82	499.97	499.13	499.58	499.84	500.12	500.06	499.97	500.07	499.58	499.37	0.00	0.15	0.20
29.837	495.75	496.66	497.28	497.61	499.29	499.48	499.70	499.84	499.06											

Längenprofil Bemessungsereignisse



H.2.2 Sohlenveränderungen während des Ereignisses

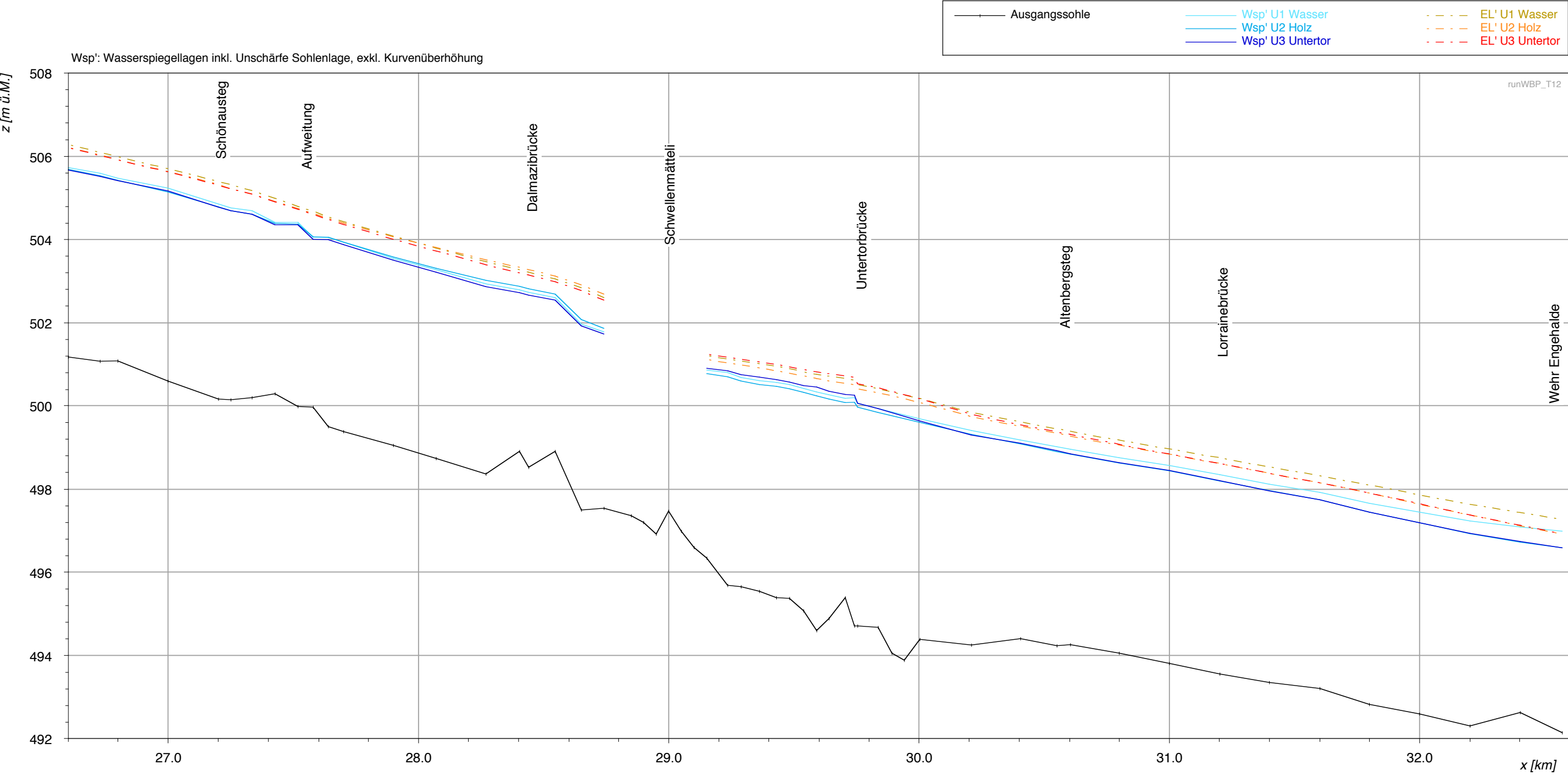


H.3 Resultate Überlastszenarien

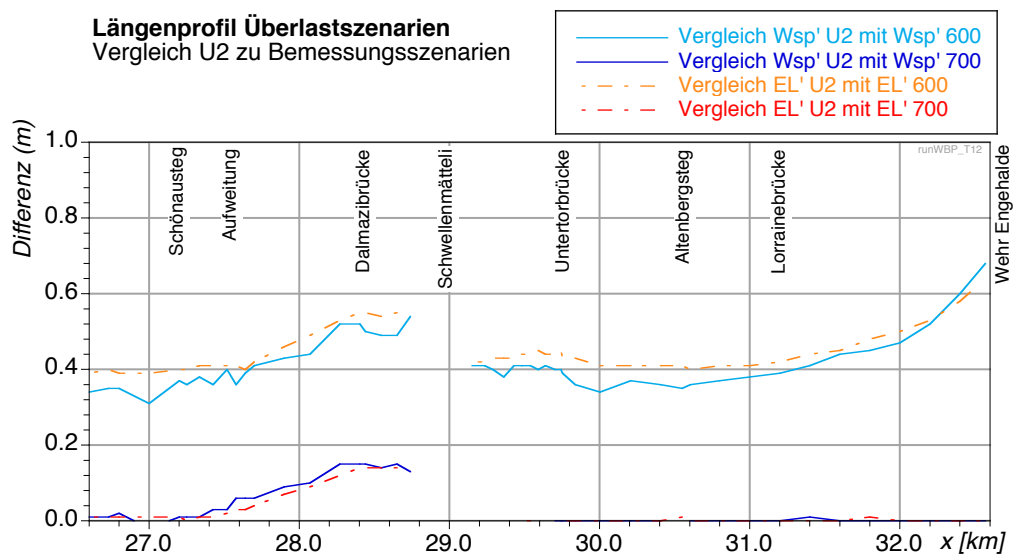
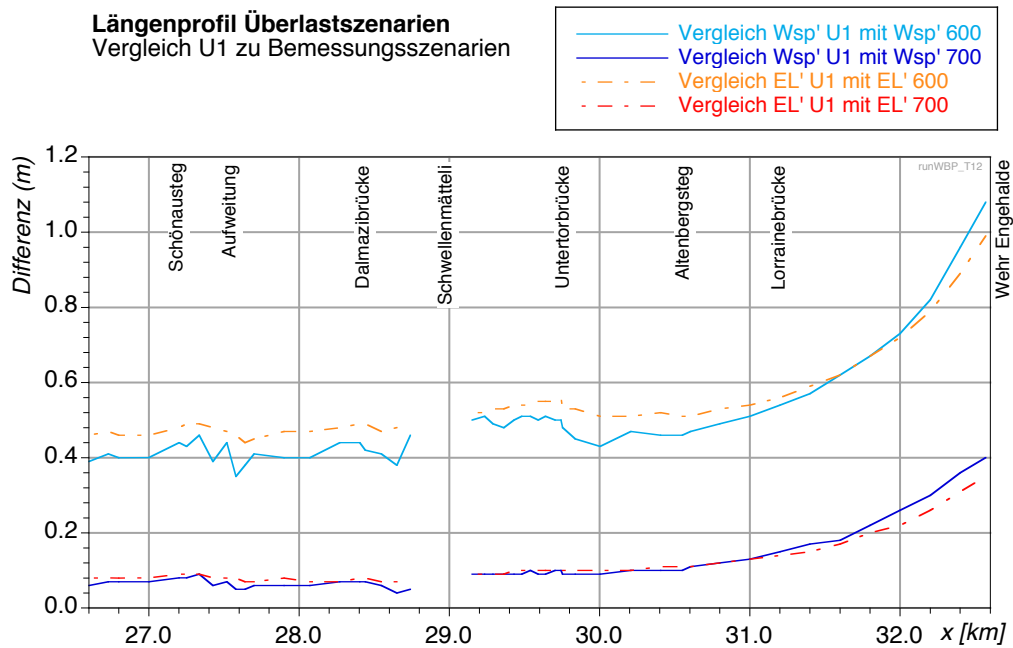
H.3.1 Wasserspiegellagen und Energielinien im Längenprofil

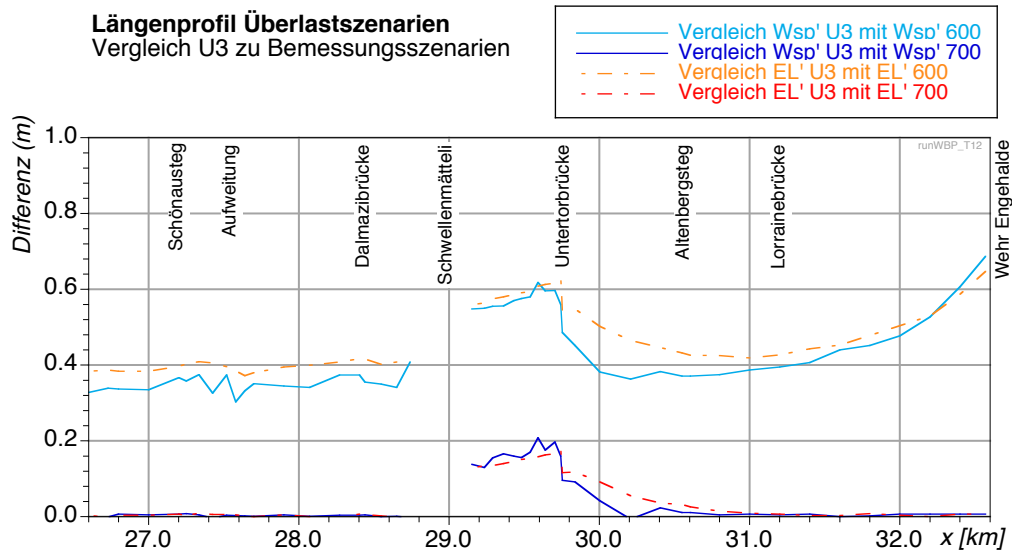
siehe nachfolgende Seiten

Längenprofil Überlastszenarien

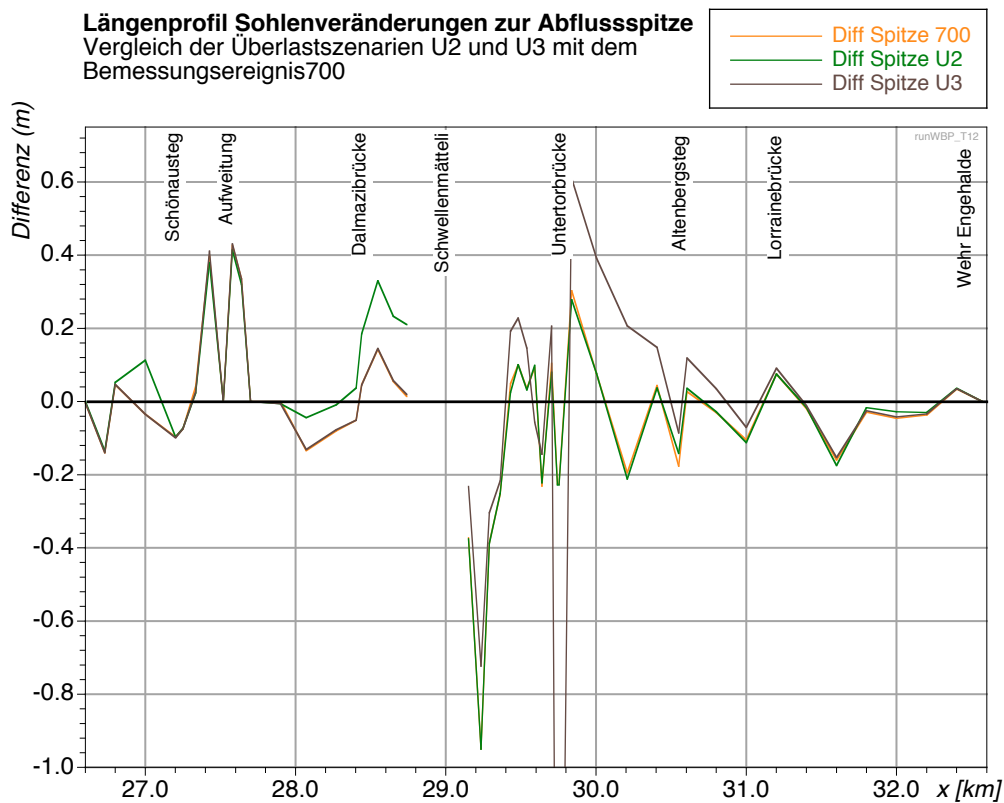
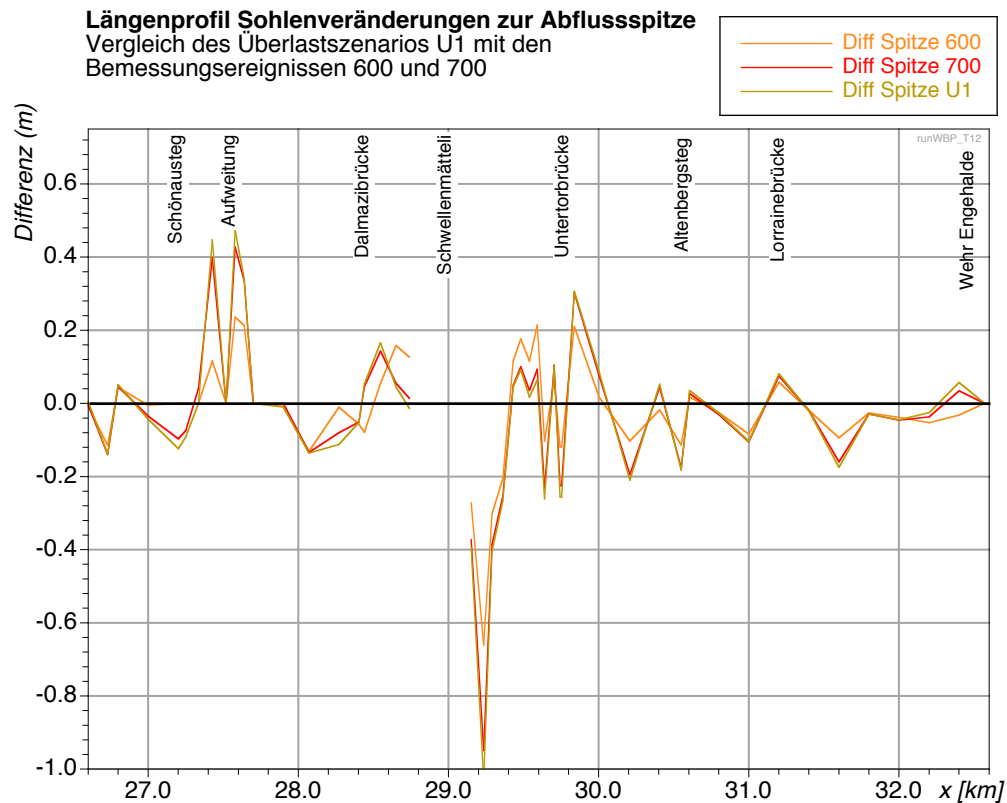


H.3.2 Differenzen der Wasserspiegellagen im Vergleich zu Bemessungsereignissen





H.3.3 Sohlenveränderungen während des Ereignisses

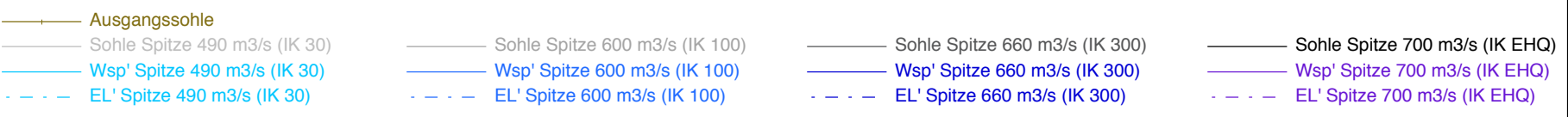


H.4 Resultate Szenarien Gefahrenkarte

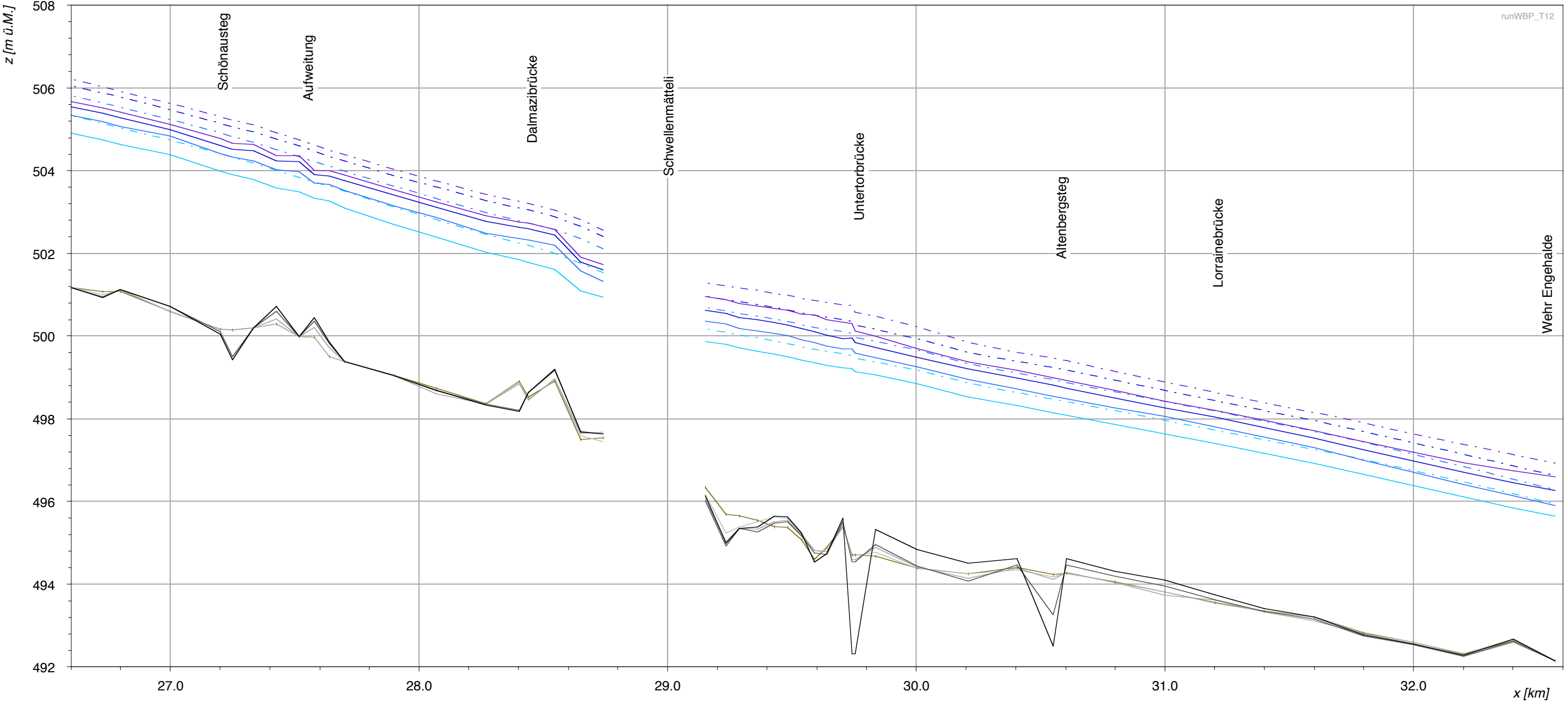
H.4.1 Wasserspiegellagen und Energielinien im Längenprofil

siehe nachfolgende Seiten

Längenprofil Intensitäts- und Gefahrenkarte

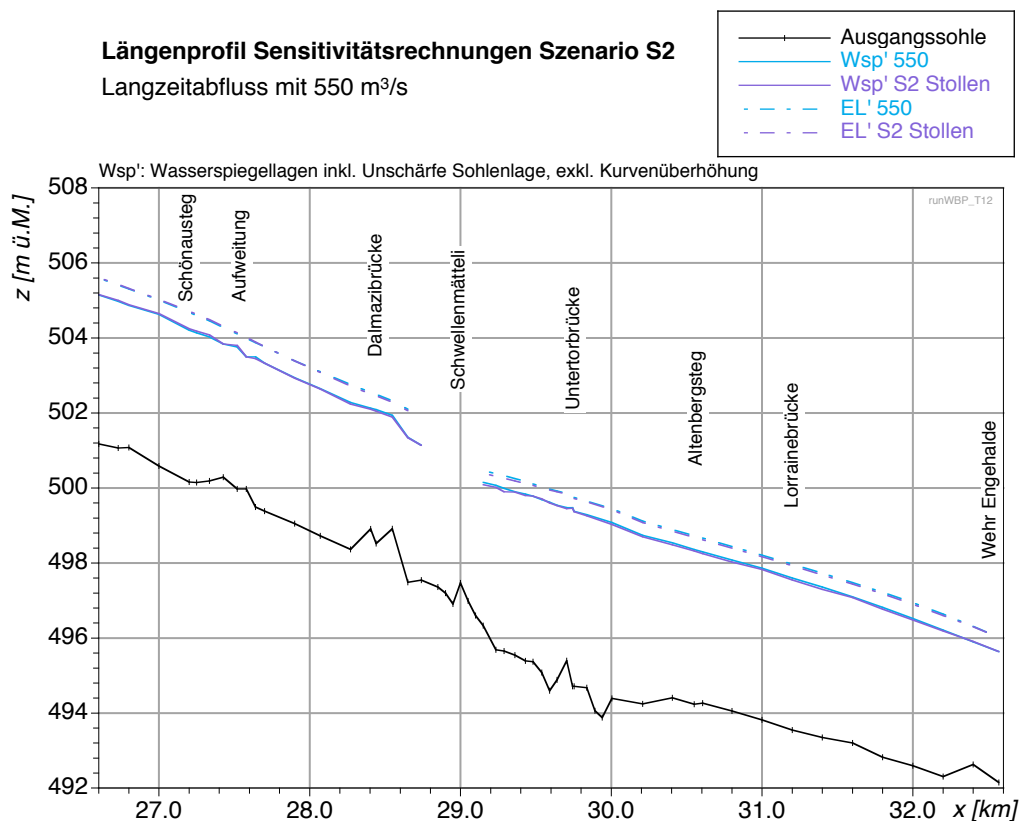
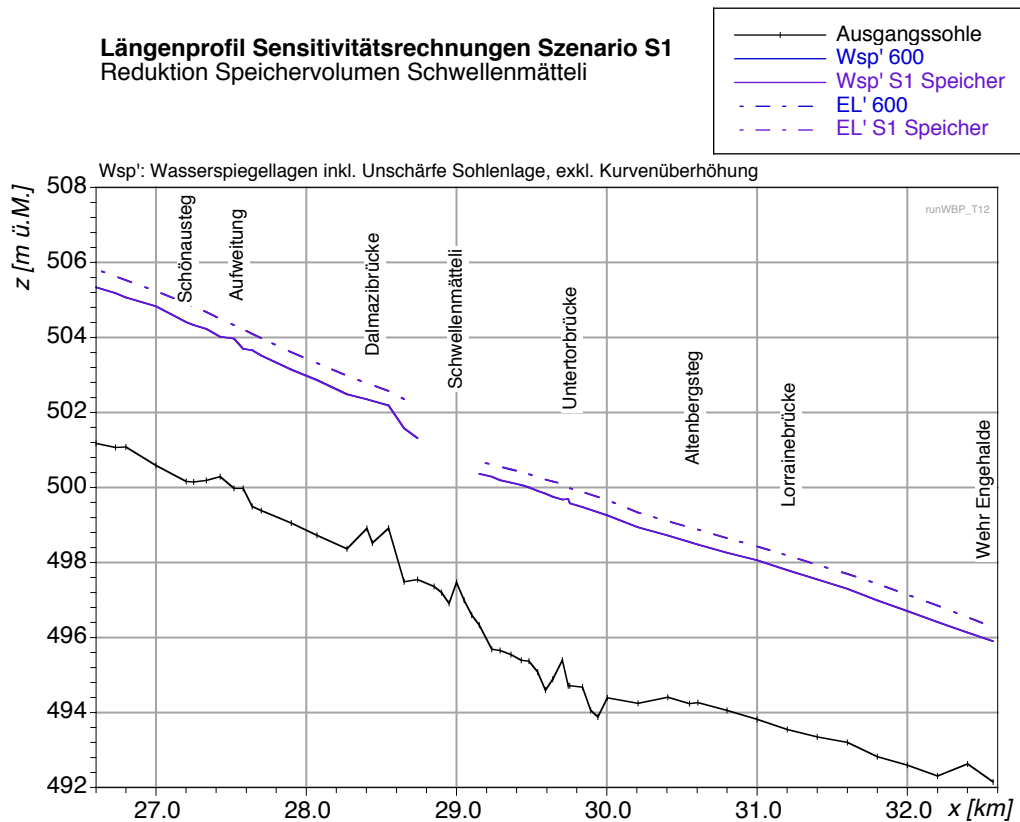


Wsp': Wasserspiegellagen inkl. Unschärfe Sohlenlage, exkl. Kurvenüberhöhung
EL': Energielinie inkl. Unschärfe Sohlenlage, exkl. Kurveneffekt



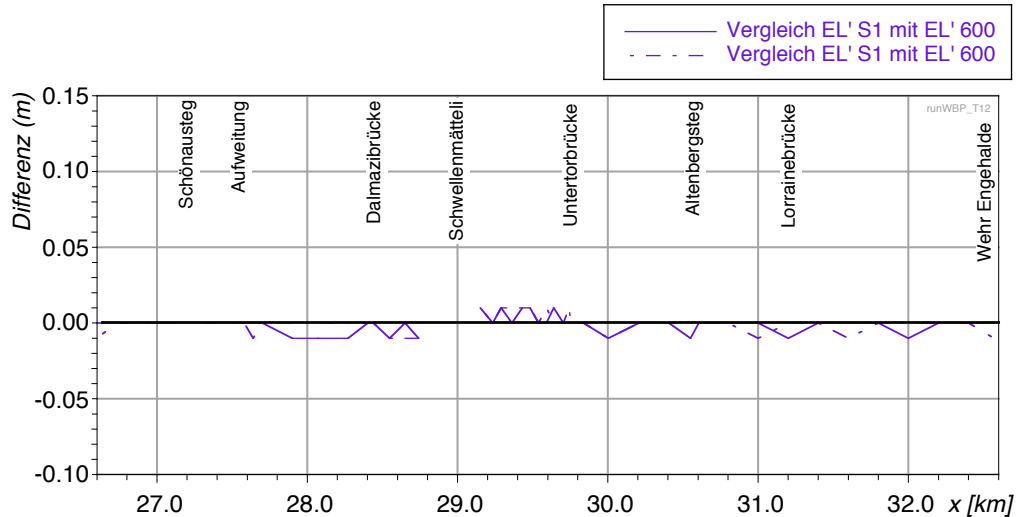
H.5 Resultate Modellrechnungen Sensitivität

H.5.1 Wasserspiegellagen und Energielinien im Längenprofil

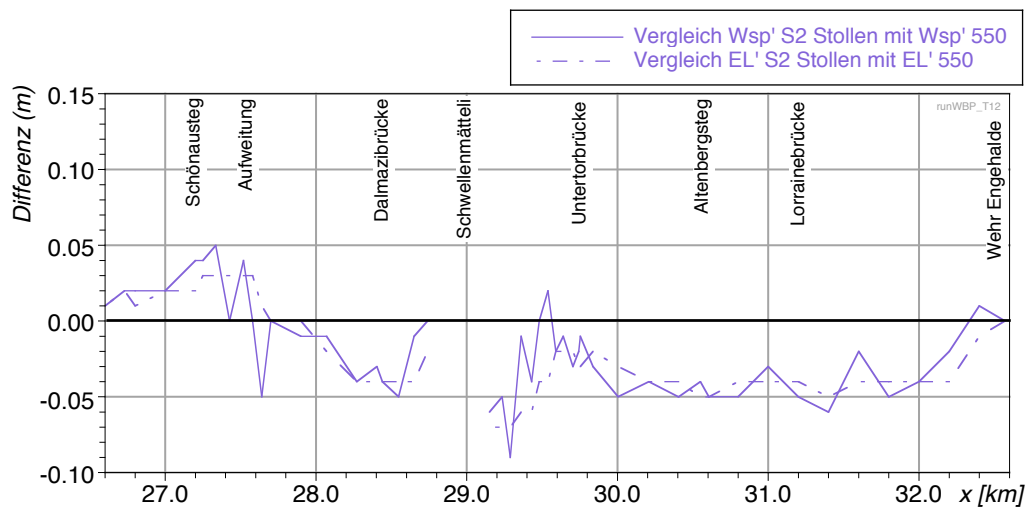


H.5.2 Differenzen der Wasserspiegellagen und Energielinien im Vergleich zu den Bemessungsereignissen

Einfluss auf Wasserspiegel und Energielinie Szenario S1
Reduktion Speichervolumen Schwellenmätteli



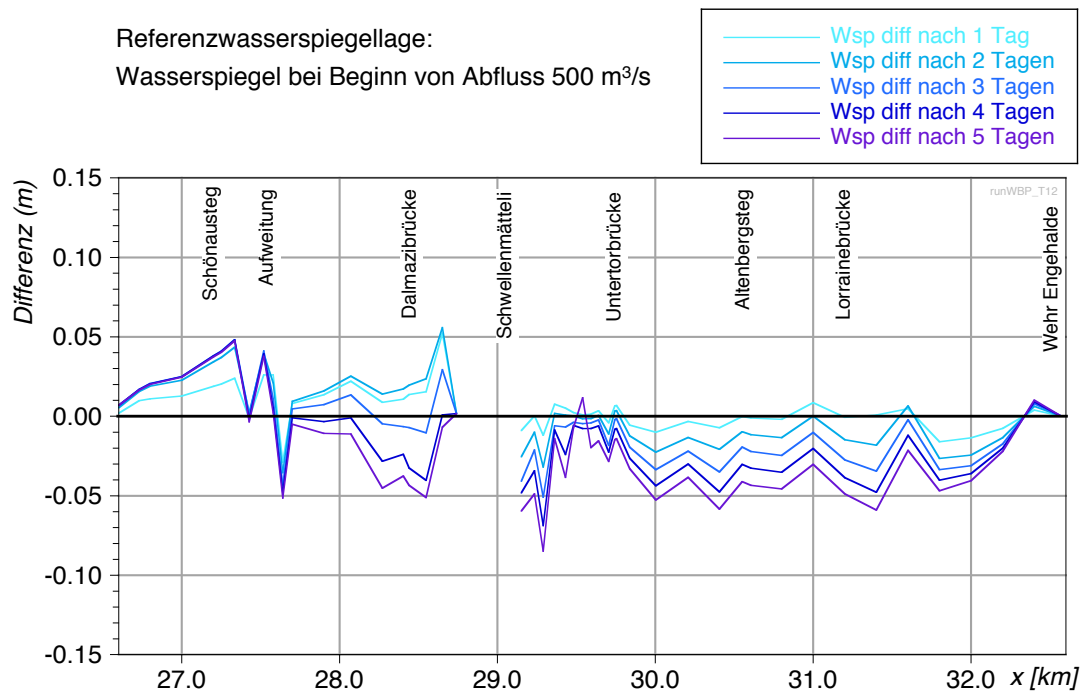
Einfluss auf Wasserspiegel und Energielinie Szenario S2
Langzeitabfluss mit 550 m³/s



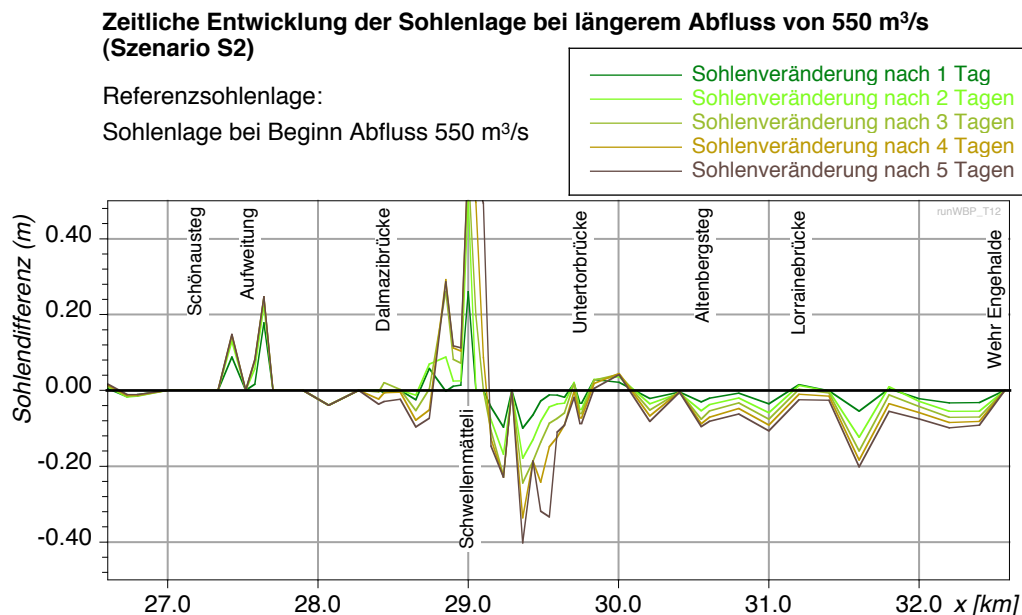
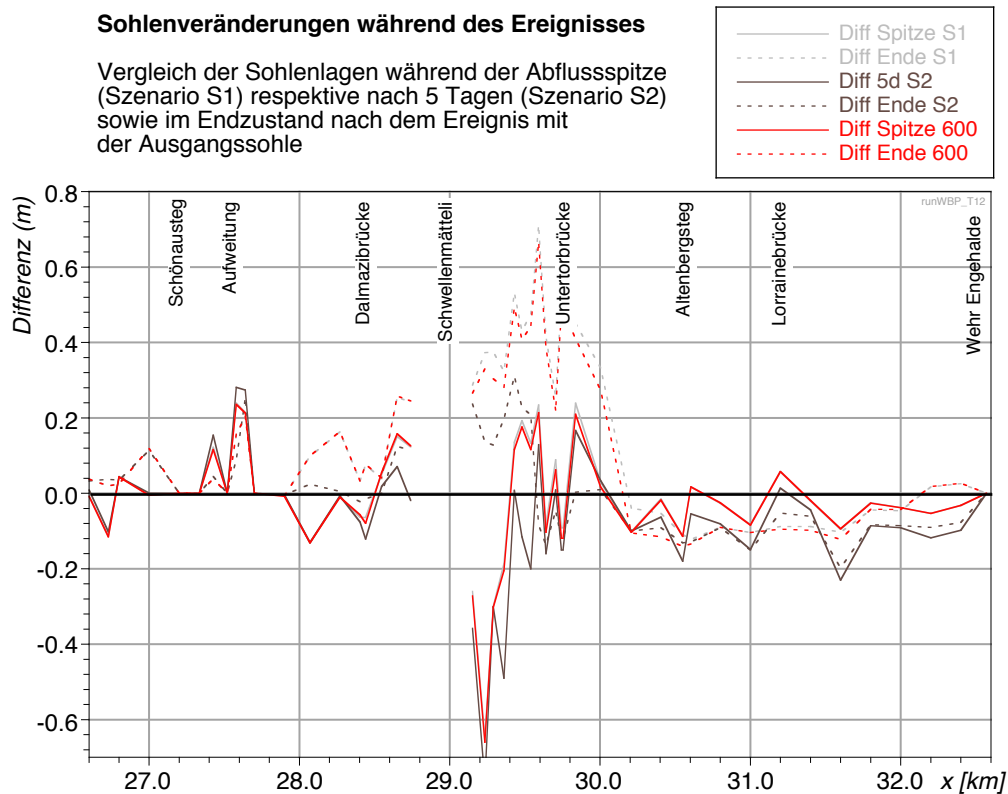
Entwicklung Wasserspiegellage bei längerem Abfluss von 550 m³/s (Szenario S2)

Referenzwasserspiegellage:

Wasserspiegel bei Beginn von Abfluss 500 m³/s

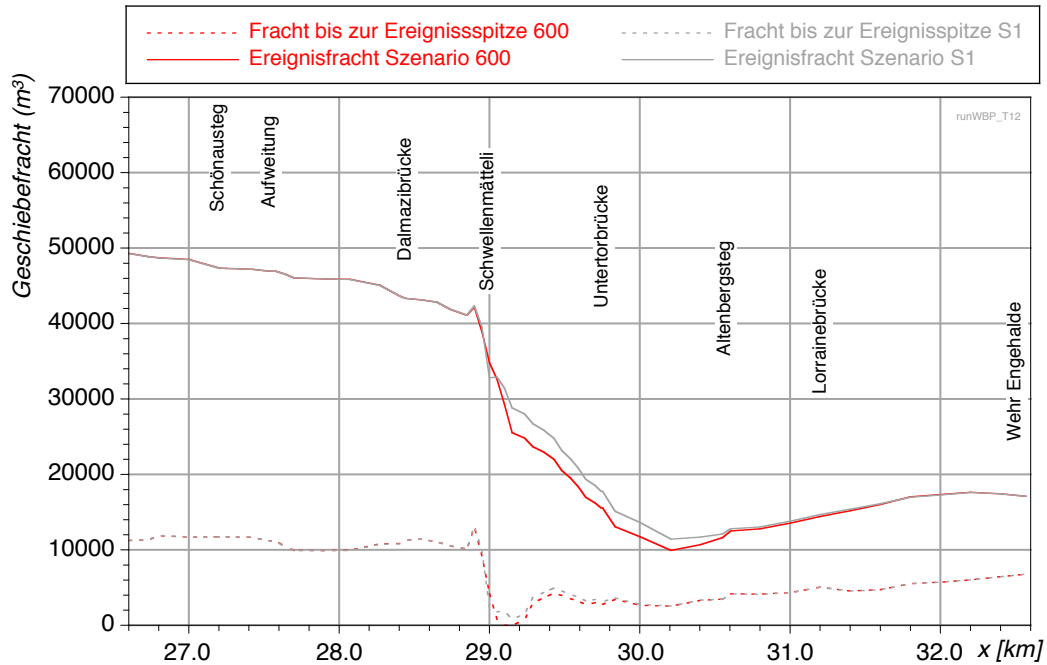


H.5.3 Sohlenveränderungen während des Ereignisses



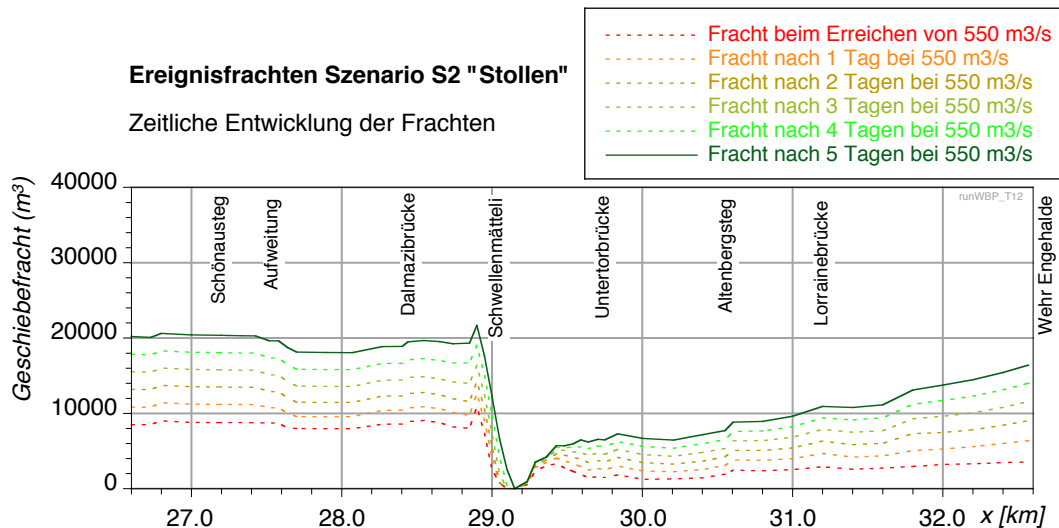
H.5.4 Geschiebefrachten

Ereignisfrachten Szenario S1 "Speicher"
im Vergleich zu Bemessungsszenario 600



Ereignisfrachten Szenario S2 "Stollen"

Zeitliche Entwicklung der Frachten



Anhang I Schutzkoten

I.1 Übersichtstabelle Schutzkoten

siehe nachfolgende Seiten

I.2 Längenprofil linkes Ufer

siehe nachfolgende Seiten

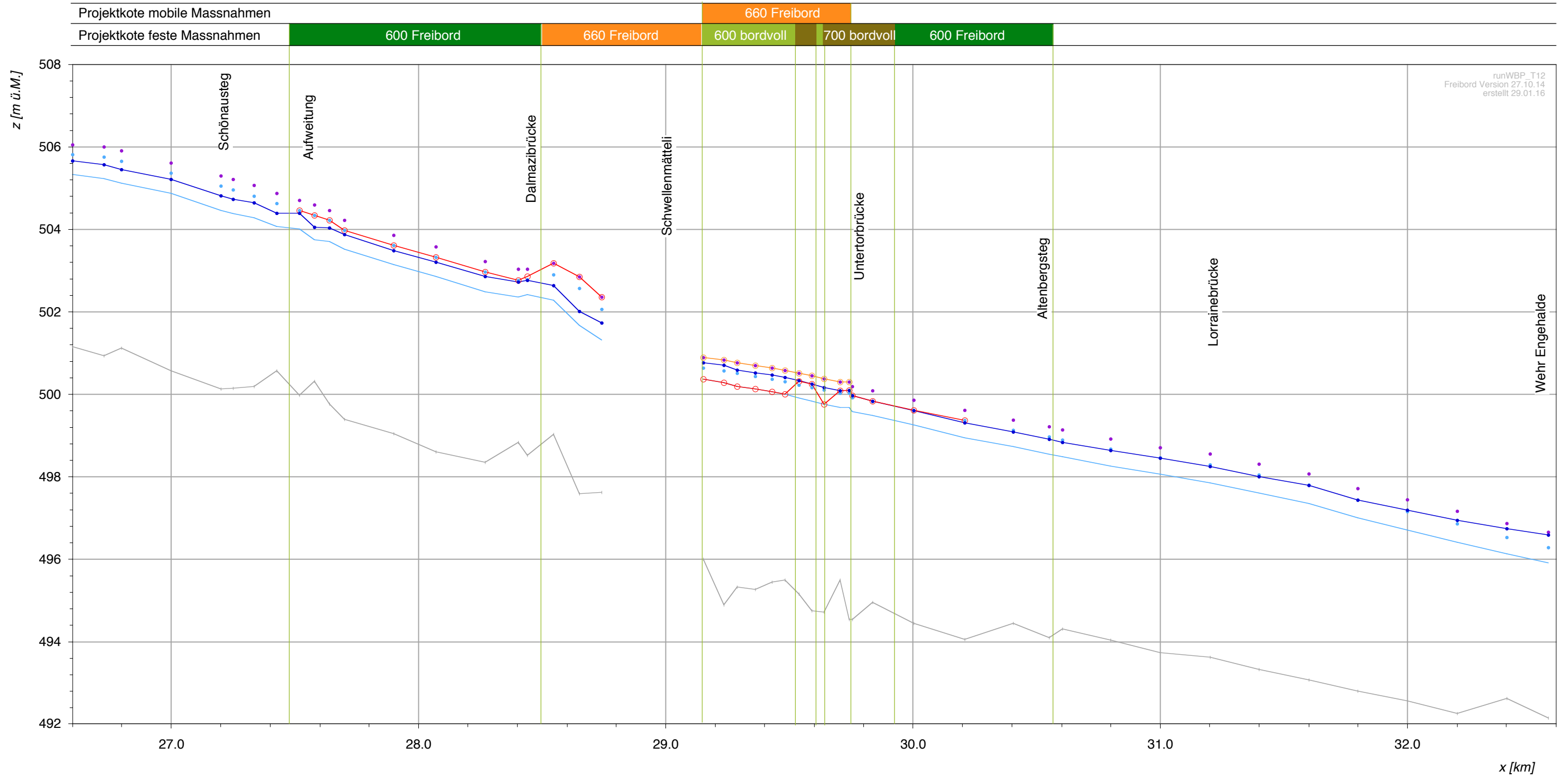
I.3 Längenprofil rechtes Ufer mit Brücken

siehe nachfolgende Seiten

Schutzkoten linkes Ufer

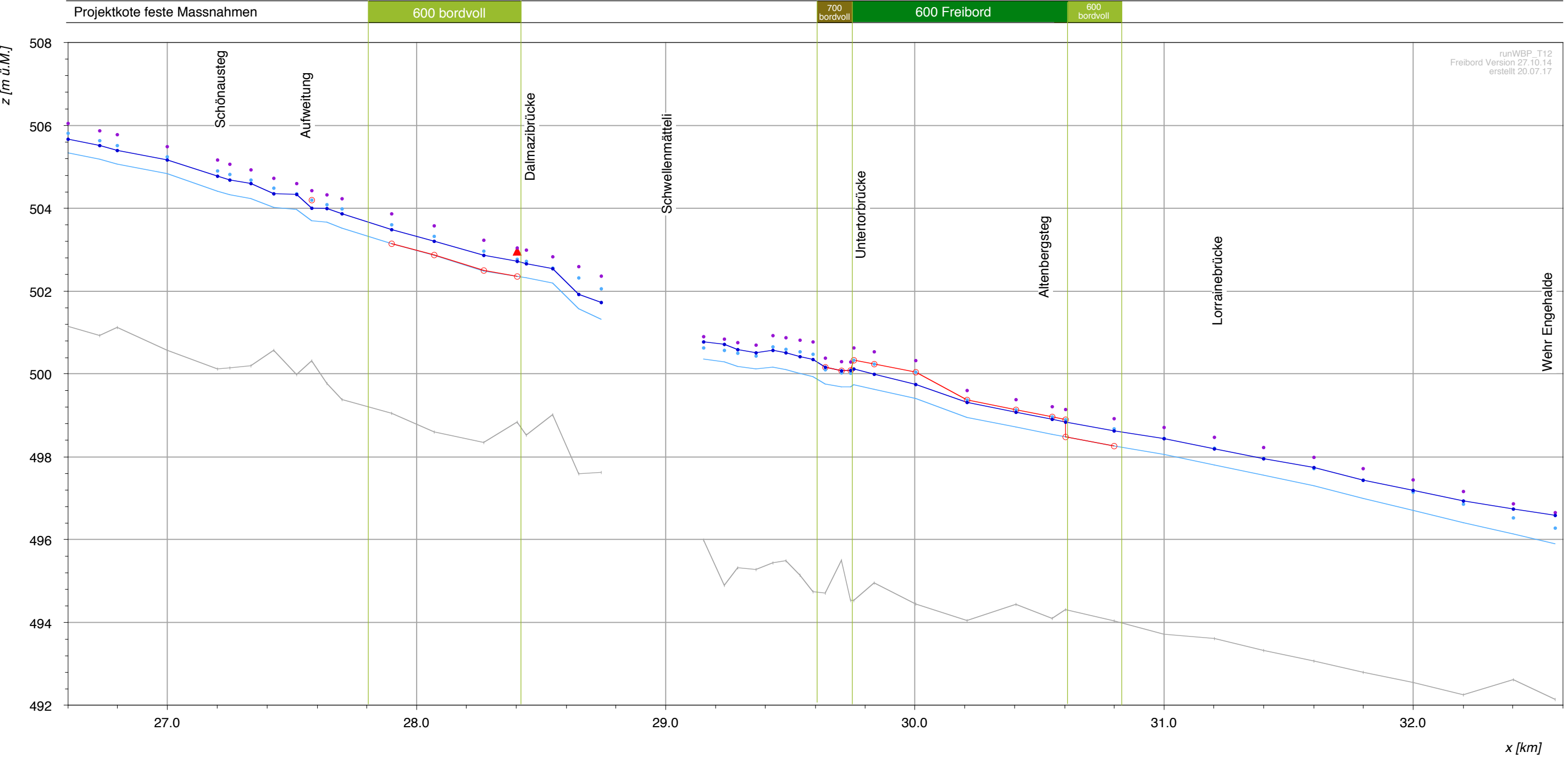
Wsp": Wsp inkl. Unschärfe und Kurvenüberhöhung

- Sohle Spitze
- Wsp" 600
- Wsp" 700
- Schutzkote WBP li fix
- Schutzkote WBP li mobil
- SK 600 Freibord
- SK 660 Freibord
- SK 700 bordvoll



Schutzkoten rechtes Ufer

- Sohle Spitze
- Wsp" 600
- Wsp" 700
- Schutzkote WBP re fest
- Schutzkote Brücken
- SK 600 Freibord
- SK 660 Freibord
- SK 700 bordvoll



Anhang J Übersicht Szenarien und Freibordkriterien

Übersicht
Szenarien und Freibordkriterien

Rolf Mühlethaler
Architekt BSA SIA

w+s
Landschaftsarchitekten AG



IUB
Engineering

Flussbau AG SAH
dipl. Ing. ETH/SIA flussbau.ch

p.A. Emch+Berger AG Bern · Niederlassung Spiez · Seestrasse 7 · CH-3700 Spiez

Abschnitt (km) Gerinne / Brücke	Projektebene		Raumplanungsebene	
	Projekt	Risikobetrachtung / EconoMe (IK)	Gefahrenkarte vor Massnahmen	Gefahrenkarte nach Massnahmen
Allgemein gültige Hinweise für den gesamten Projektabschnitt	1d-Abfluss und Transportrechnungen <ul style="list-style-type: none">- Berechnungen auf beweglicher Sohle- Projektgeometrie- Schwellenmätteli 1/3 verlegt (Unterwasserbedingung km 28.740)- Speichervolumen Schwellenmätteli 20'000 m³- Untertorbrücke: keine (Teil-)Verklauung	1d-Abfluss und Transportrechnungen <ul style="list-style-type: none">- Berechnungen auf beweglicher Sohle- Projektgeometrie- Schwellenmätteli aufgrund der Intervention nicht verlegt (Unterwasserbedingung 0/3 km 28.740)- Speichervolumen Schwellenmätteli 20'000 m³- Untertorbrücke: keine (Teil-)Verklauung Mobile Massnahmen werden berücksichtigt. Abflusskapazität: Kriterium für ausreichende Abflusskapazität beinhaltet Freibord nach KOHS Schwachstellen- und Wirkungsanalyse differenziert in Funktion des massgebenden Wasserspiegels Wsp“ Massgebender Wasserspiegel Wsp“ beinhaltet mittlerer Fehler in Berechnung der Wasserspiegellage (σw)	1d-Abflussrechnungen <ul style="list-style-type: none">- Berechnungen auf fester Sohle- Ist-Zustand, Sohlenlage 2005 berechnet- Schwellenmätteli 1/3 verlegt (Unterwasserbedingung km 28.740)- Untertorbrücke: keine (Teil-)Verklauung Mobile Massnahmen nicht berücksichtigt, Notschleusen oberhalb Inselischütz nicht gezogen Massgebende Wasserspiegellage für Schwachstellen und Wirkungsanalyse beinhaltet kein Freibord Szenarien kein EHQ untersucht	1d-Abfluss und Transportrechnungen <ul style="list-style-type: none">- Berechnungen auf beweglicher Sohle- Projektgeometrie- Schwellenmätteli 1/3 verlegt (Unterwasserbedingung km 28.740)- Speichervolumen Schwellenmätteli 20'000 m³- Untertorbrücke: keine (Teil-)Verklauung Mobile Massnahmen werden nicht berücksichtigt. Abflusskapazität: Kriterium für ausreichende Abflusskapazität beinhaltet Freibord nach KOHS Schwachstellen- und Wirkungsanalyse differenziert in Funktion des massgebenden Wasserspiegels Wsp“ Massgebender Wasserspiegel Wsp“ beinhaltet mittlerer Fehler in Berechnung der Wasserspiegellage (σw)
km 26.600 – 32.600 Gerinne auf folgenden Abschnitten: L1 Eichholz L2 Gaswerk L3 Marzilibad L4 Aarstrasse L6 Matte L7 Münsterbauhütte L8 Schütte R1 Dählhölzli R2 Dalmaziquai R3 Matte rechts R4 Altenberg	Massnahmenziele Gemäss Tabellen 8 und 9 sowie Abbildung 9 Fachbericht Hydraulik und Geschiebe Schutzkote Gemäss Anhang I Fachbericht Hydraulik und Geschiebe	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord KOHS fe(fw, fv) > OK Böschung Wirkungsanalyse (Massgebende Wsp) HQ ₃₀ : Wsp“ = Wsp 1d 490 m ³ /s + σw HQ ₁₀ : Wsp“ = Wsp 1d 600 m ³ /s + σw HQ ₃₀₀ : Wsp“ = Wsp 1d 660 m ³ /s + σw EHQ: Wsp“ = Wsp 1d 700 m ³ /s + σw Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp“ HQ _x > OK Böschung	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d > OK Böschung Massgebende Wsp Wirkungsanalyse HQ ₃₀ : Wsp 1d 490 m ³ /s HQ ₁₀₀ : Wsp 1d 600 m ³ /s HQ ₃₀₀ : Wsp 1d 660 m ³ /s Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp 1d HQ _x > OK Böschung	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord KOHS fe(fw, fv) > OK Böschung Wirkungsanalyse (Massgebende Wsp) HQ ₃₀ : Wsp“ = Wsp 1d 490 m ³ /s + σw HQ ₁₀ : Wsp“ = Wsp 1d 600 m ³ /s + σw HQ ₃₀₀ : Wsp“ = Wsp 1d 660 m ³ /s + σw EHQ: Wsp“ = Wsp 1d 700 m ³ /s + σw Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp“ HQ _x > OK Böschung
km 29.000 - 29.090 Gerinne auf folgenden Abschnitten: L5 Tych	Massnahmenziele Gemäss Tabellen 8 und 9 sowie Abbildung 9 Fachbericht Hydraulik und Geschiebe Schutzkote Gemäss Kapitel 8.5.2 Fachbericht Hydraulik und Geschiebe	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord KOHS fe(fw) > OK Böschung Wirkungsanalyse (Massgebende Wsp) Wehr nicht verlegt: Werte 0/3 VAW-Versuche massgebend HQ ₃₀ : Wsp“ = Wsp VAW 490 m ³ /s + σw HQ ₁₀₀ : Wsp“ = Wsp VAW 600 m ³ /s + σw HQ ₃₀₀ : Wsp“ = Wsp VAW 660 m ³ /s + σw EHQ: Wsp“ = Wsp VAW 700 m ³ /s + σw Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp“ HQ _x > OK Böschung	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d > OK Böschung Massgebende Wsp Wirkungsanalyse Wehr z.T. verlegt: Werte 1/3 VAW-Versuche massgebend HQ ₃₀ : Wsp 1d 490 m ³ /s HQ ₁₀₀ : Wsp 1d 600 m ³ /s HQ ₃₀₀ : Wsp 1d 660 m ³ /s Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp 1d HQ _x > OK Böschung	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord KOHS fe(fw) > OK Böschung Wirkungsanalyse (Massgebende Wsp) Wehr z.T. verlegt: Werte 1/3 VAW- Versuche massgebend HQ ₃₀ : Wsp“ = Wsp VAW 490 m ³ /s + σw HQ ₁₀₀ : Wsp“ = Wsp VAW 600 m ³ /s + σw HQ ₃₀₀ : Wsp“ = Wsp VAW 660 m ³ /s + σw EHQ: Wsp“ = Wsp VAW 700 m ³ /s + σw Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp“ HQ _x > OK Böschung
km 27.250 Schönausteg (L1 Eichholz)	Massnahmenziel Keine Massnahmen Schadenfreier Abfluss unter der Brücke bis 600 m ³ /s (HQ ₁₀₀)	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord KOHS fe(fw, fv, ft _{rau}) > UK Brücke Schwachstellenanalyse HQ ₃₀ : Freibordkriterien eingehalten HQ ₁₀₀ : Freibord effektiv 0.67 m (erforderlich 1.21 m) HQ ₃₀₀ : Freibord effektiv 0.46 m (erforderlich 1.23 m) EHQ: Freibord effektiv 0.32 m (erforderlich 1.24 m) Wirkungsanalyse HQ ₃₀ : keine Verklauung HQ ₁₀₀ : keine Verklauung (p _{Verklauung} sehr gering) HQ ₃₀₀ : Teilverklauung links 10 m EHQ: Teilverklauung links 10 m Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp“ HQ _x > OK Böschung	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord (1m) > UK Brücke Schwachstellenanalyse HQ ₃₀ : Freibord effektiv > 1m HQ ₁₀₀ : Freibord effektiv 0.7 m HQ ₃₀₀ : Freibord effektiv 0.5 m Wirkungsanalyse *** HQ ₃₀ : keine Verklauung HQ ₁₀₀ : Teilverklauung links 10 m, Aufstau 6 cm HQ ₃₀₀ : Teilverklauung links 15 m, Aufstau 38 cm Brückenabsturz führt zu Aufstau 75 cm Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp 1d HQ _x > OK Böschung	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord KOHS fe(fw, fv, ft _{rau}) > UK Brücke Schwachstellenanalyse HQ ₃₀ : Freibordkriterien eingehalten HQ ₁₀₀ : Freibord effektiv 0.67 m (erforderlich 1.21 m) HQ ₃₀₀ : Freibord effektiv 0.46 m (erforderlich 1.23 m) EHQ: Freibord effektiv 0.32 m (erforderlich 1.24 m) Wirkungsanalyse HQ ₃₀ : keine Verklauung HQ ₁₀₀ : keine Verklauung (p _{Verklauung} sehr gering) HQ ₃₀₀ : Teilverklauung links 10 m EHQ: Teilverklauung links 10 m Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp“ HQ _x > OK Böschung

Übersicht
Szenarien und Freibordkriterien

Rolf Mühlethaler
Architekt BSA SIA

w+s
Landschaftsarchitekten AG



IUB
Engineering

Flussbau AG SAH
dipl. Ing. ETH/SIA flussbau.ch

p.A. Emch+Berger AG Bern · Niederlassung Spiez · Seestrasse 7 · CH-3700 Spiez

Abschnitt (km)	Projektebene		Raumplanungsebene	
Gerinne / Brücke	Projekt	Risikobetrachtung / EconoMe (IK)	Gefahrenkarte vor Massnahmen	Gefahrenkarte nach Massnahmen
km 28.400 Dalmazibrücke (R2 Dalmaziquai)	Massnahmenziel Gemässe Abbildung 9 Fachbericht Hydraulik und Geschiebe Schadenfreier Abfluss unter der Brücke bis 600 m³/s (HQ ₁₀₀) Schutzkote (minimale UK Brücke) Gemäss Anhang I Fachbericht Hydraulik und Geschiebe	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord KOHS fe(fw, fv, ft _{glatt}) > UK Brücke Schwachstellenanalyse HQ ₃₀ : Freibordkriterien eingehalten HQ ₁₀₀ : Freibordkriterien eingehalten (erforderlich 0.71 m) HQ ₃₀₀ : Freibord effektiv 0.59 m (erforderlich 0.73 m) EHQ: Freibord effektiv 0.48 m (erforderlich 0.75 m) Wirkungsanalyse HQ ₃₀ : keine Verklausung * HQ ₁₀₀ : keine Verklausung * HQ ₃₀₀ : keine Verklausung (Intervention) EHQ: keine Verklausung (Intervention) Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp“ HQ _x > OK Böschung	Kriterium für ausreichende Abflusskapazität HQ _x : Wsp 1d + Freibord (1m) > UK Brücke Schwachstellenanalyse HQ ₃₀ : Freibord effektiv 0.6m HQ ₁₀₀ : Freibord effektiv 0.2 m HQ ₃₀₀ : Freibord effektiv 0 m, Brücke eingestaut Wirkungsanalyse HQ ₃₀ : Teilverklausung links 1/3 Feld HQ ₁₀₀ : Teilverklausung links 2/3 Feld HQ ₃₀₀ : Teilverklausung links 3/3 Feld Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp 1d HQ _x > OK Böschung	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord KOHS fe(fw, fv, ft _{glatt}) > UK Brücke Schwachstellenanalyse HQ ₃₀ : Freibordkriterien eingehalten HQ ₁₀₀ : Freibordkriterien eingehalten (erforderlich 0.71 m) HQ ₃₀₀ : Freibord effektiv 0.59 m (erforderlich 0.73 m) EHQ: Freibord effektiv 0.48 m (erforderlich 0.75 m) Wirkungsanalyse HQ ₃₀ : keine Verklausung * HQ ₁₀₀ : keine Verklausung * HQ ₃₀₀ : Teilverklausung links 1/3 Feld EHQ: Teilverklausung links 1/3 Feld Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp“ HQ _x > OK Böschung
km 29.743 Untertorbrücke (R3 Matte rechts)	Massnahmenziel Keine Massnahmen Schadenfreier Abfluss unter der Brücke bis 600 m³/s (HQ ₁₀₀)	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord KOHS fe(fw, fv, ft _{glatt}) > UK Brücke Schwachstellenanalyse (Bezug zu mittlerer UK Brücke) HQ ₃₀ : Freibord effektiv 1.97 m (Kriterien eingehalten) HQ ₁₀₀ : Freibord effektiv 1.50 m (erforderlich 0.73 m) HQ ₃₀₀ : Freibord effektiv 1.24 m (erforderlich 0.75 m) EHQ: Freibord effektiv 1.10 m (erforderlich 0.76 m) Wirkungsanalyse HQ ₃₀ : keine Verklausung HQ ₁₀₀ : keine Verklausung HQ ₃₀₀ : keine Verklausung EHQ: keine Verklausung (Intervention) Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp“ HQ _x > OK Böschung	Kriterium für ausreichende Abflusskapazität HQ _x : Wsp 1d + Freibord (1m) > UK Brücke Schwachstellenanalyse (Bezug zu mittlerer UK Brücke) HQ ₃₀ : Freibord effektiv 2.04 m HQ ₁₀₀ : Freibord effektiv 1.63 m HQ ₃₀₀ : Freibord effektiv 1.41 m Wirkungsanalyse HQ ₃₀ : keine Verklausung HQ ₁₀₀ : keine Verklausung HQ ₃₀₀ : Totalverklausung Bogen rechts, Aufstau 20 cm Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp 1d HQ _x > OK Böschung	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord KOHS fe(fw, fv, ft _{glatt}) > UK Brücke Schwachstellenanalyse (Bezug zu mittlerer UK Brücke) HQ ₃₀ : Freibordkriterien eingehalten HQ ₁₀₀ : Freibord effektiv 1.50 m (erforderlich 0.73 m) HQ ₃₀₀ : Freibord effektiv 1.24 m (erforderlich 0.75 m) EHQ: Freibord effektiv 1.10 m (erforderlich 0.76 m) Wirkungsanalyse HQ ₃₀ : keine Verklausung HQ ₁₀₀ : keine Verklausung HQ ₃₀₀ : keine Verklausung EHQ: Totalverklausung Bogen rechts Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp“ HQ _x > OK Böschung
km 30.550 Altenbergsteg (R4 Altenberg)	Massnahmenziel Keine Massnahmen Schadenfreier Abfluss unter der Brücke bis 600 m³/s (HQ ₁₀₀)	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord KOHS fe(fw, fv, ft _{rau}) > UK Brücke Brücke Schwachstellenanalyse HQ ₃₀ : Freibord eingehalten HQ ₁₀₀ : Freibord effektiv 0.76 m (erforderlich 1.13 m) HQ ₃₀₀ : Freibord effektiv 0.54 m (erforderlich 1.14 m) EHQ: Freibord effektiv 0.39 m (erforderlich 1.15 m) Wirkungsanalyse HQ ₃₀ : keine Verklausung HQ ₁₀₀ : keine Verklausung (p _{Verklausung} sehr gering) HQ ₃₀₀ : Teilverklausung links 10 m EHQ: Teilverklausung links 15 m Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp“ HQ _x > OK Böschung	Kriterium für ausreichende Abflusskapazität Wsp 1d 490 m³/s, 600 m³/s, 660 m³/s und 700 m³/s (HQ ₃₀ bis EHQ) + Freibord 1 m. Schwachstellenanalyse HQ ₃₀ : Freibord effektiv > 1m HQ ₁₀₀ : Freibord effektiv 0.9 m HQ ₃₀₀ : Freibord effektiv 0.7 m Wirkungsanalyse *** HQ ₃₀ : keine Verklausung HQ ₁₀₀ : Teilverklausung links 10 m, Aufstau 13 cm Brückenabsturz führt zu Aufstau 50 m HQ ₃₀₀ : Teilverklausung links 15 m, Aufstau 57 cm Brückenabsturz führt zu Aufstau 75 cm Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp 1d HQ _x > OK Böschung	Kriterium Schwachstellenanalyse HQ _x : Wsp 1d + Freibord KOHS fe(fw, fv, ft _{rau}) > UK Brücke Brücke Schwachstellenanalyse HQ ₃₀ : Freibord eingehalten HQ ₁₀₀ : Freibord effektiv 0.76 m (erforderlich 1.13 m) HQ ₃₀₀ : Freibord effektiv 0.54 m (erforderlich 1.14 m) EHQ: Freibord effektiv 0.39 m (erforderlich 1.15 m) Wirkungsanalyse HQ ₃₀ : keine Verklausung HQ ₁₀₀ : keine Verklausung (p _{Verklausung} sehr gering) HQ ₃₀₀ : Teilverklausung links 10 m EHQ: Teilverklausung links 15 m Ausbruchkriterien Wirkungsanalyse Wsp“ HQ _x > OK Böschung

* Wsp der GK Ist-Zustand wurden Vorprojekt auf fester Sohle berechnet. Wsp Projekt WBP liegen im Bereich Dalmazi/Schönau eher tiefer (Optimierung Eichung). Es resultiert nach Massnahmen ein grösseres Freibord als im Ist-Zustand.

** Wsp der GK Ist-Zustand wurden Vorprojekt auf fester Sohle berechnet. Die Wsp Projekt WBP liegen im Bereich der Untertorbrücke höher. Es resultieren vor und nach Massnahmen andere Freibordhöhen.

*** Konservative Annahme von Verklausungs- und Absturzszenarien der Stege ohne Berücksichtigung von Interventionsmöglichkeiten.

Begriffe:

- Wsp 1d: Diese Wasserspiegellage entspricht dem mit dem eindimensionalen Abfluss- und Transportmodell auf einer mobilen Sohle berechneten Wasserspiegel für einen bestimmten Abfluss und wird als „beste Schätzung“ bezeichnet.
- Wsp VAW: Diese Wasserspiegellage entspricht dem mittels Modellversuchen bestimmten Wasserspiegel im Bereich Schwellenmätteli für einen bestimmten Abfluss und wird als „beste Schätzung“ bezeichnet.
- Wsp“: Der massgebende Wasserspiegel Wsp“ beinhaltet den der Wasserspiegelberechnung zugrunde liegenden mittleren Fehler „σw“ und bildet daher einen höheren Wasserspiegel ab. Es ist Wsp“ = Wsp + σw (vgl. Beilage Bericht Gefahrenkarte C.5.4)
- σw: Der mittlere Fehler an der berechneten Wasserspiegellage „σw“ setzt sich zusammen aus dem mittleren Fehler, hervorgerufen durch die Unschärfe der Prognose der massgeblichen Sohlenlage „σwz“ und dem Fehler am Wasserspiegel hervorgerufen durch Unschärfen in der Abflussrechnung „σwh“.

Anhang K Faktenblatt Einfluss Reduktion Aufweitung oberhalb Bärenpark

Faktenblatt Einfluss Reduktion Aufweitung oberhalb Bärenpark

1 Ausgangslage und Fragestellung

Im Rahmen der Mitwirkung zum Hochwasserschutzprojekt der Aare sind Eingaben hinsichtlich der Stabilität des Hangs (rechtsseitig) oberhalb des Bärenparks eingegangen. Aufgrund des geplanten Quais am linken Aareufer entlang der Matte ist geplant das Gerinne rechtsseitig leicht aufzuweiten, um den Abflussquerschnitt nicht einzuengen. Dadurch würde der Hangfuss angeschnitten.

Es soll nun untersucht werden, welchen Einfluss eine Reduktion der Aufweitung resp. das Beibehalten des bestehenden Ufers rechtsseitig auf die Hochwasserspiegel und Schutzkoten hat.

2 Methodik

2.1 Vorgehen

Der Einfluss kann mit dem bestehenden und geeichten Abfluss- und Geschiebetransportmodell (Programm MORMO), welches für die Bestimmung der Schutzkoten verwendet wurde, quantifiziert werden. Dazu wurde die Projektgeometrie entsprechend modifiziert und die geplante Aufweitung rechtsseitig wurde entfernt (Anpassungen vgl. Kap. 2.3).

Analog dem Vorgehen zur Bestimmung der Schutzkoten wurde die Projektgeometrie während zwei Jahren eingeschwemmt. Dadurch kann sich eine der Querprofilgeometrie entsprechenden Sohlenlage einstellen. Sie dient als Ausgangsgeometrie für die Berechnung des Dimensionierungsereignisses „600 Dim“ mit einem Abfluss von 600 m³/s. Dieses Szenario wurde als Referenz zur Quantifizierung des Ereignisses verwendet.

2.2 Begriffe zur Geometrie

Die verwendeten Begriffe zur Geometrie können folgendermassen umschrieben werden:

- Projektgeometrie
Sie beinhaltet alle geplanten Massnahmen gemäss Projekt. Gegenüber der heutigen Geometrie sind die Profile km 29.361, 29.430 und 19.481 leicht aufgeweitet.
- Projektgeometrie modifiziert
Ausser bei km 29.361, 29.430 und 19.481 beinhaltet sie die geplanten Massnahmen gemäss Projekt. In den erwähnten Profilen sind die geplanten Massnahmen am linken Ufer (Quai Matte) berücksichtigt. Rechts entspricht die Geometrie dem heutigen Zustand.

2.3 Anpassungen der Querprofilgeometrie (Projektgeometrie modifiziert)

Auf die Aufweitung des rechten Ufers, wie sie im Projekt in den Profilen bei km 29.361, 29.430 und 29.481 vorgesehen ist, wird verzichtet. Der bestehende Uferverlauf (rechtsseitig) wird in der Profilgeometrie übernommen. Der Quai am linken Ufer wird gemäss Projekt beibehalten. Dieser schränkt den Abflussquerschnitt gegenüber dem heutigen Zustand um 5 bis 8 m^2 ein.

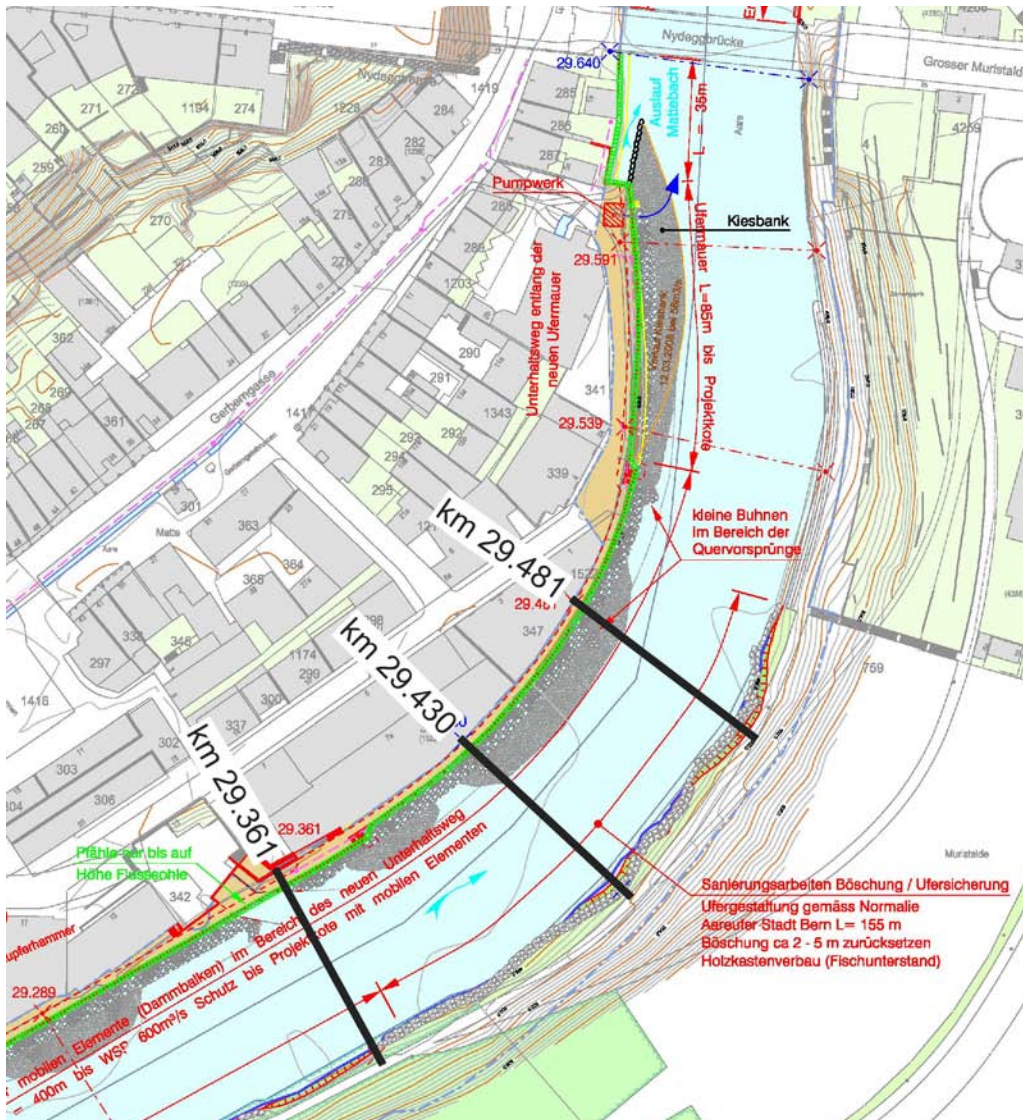


Abbildung 1: Ausschnitt aus dem Projektplan Stand Mitwirkung (Blatt 2, Dalmazibrücke bis Untertorbrücke) mit Angabe der Lage der angepassten Querprofile, Situation 1:2'000.

2.4 Untersuchte Auswirkungen

Folgende Größen wurden ausgewertet:

- Einfluss der veränderten Projektgeometrie ohne Aufweitung auf die Ausgangssohle: Vergleich der beiden Ausgangssohlenlagen nach dem Einschwemmen mit und ohne Aufweitung.
- Einfluss der veränderten Projektgeometrie auf die Sohlenlage zur Abflussspitze: Vergleich der Sohlenlagen (mittlere Sohle) mit und ohne Aufweitung zur Abflussspitze des Bemessungsereignisses „600 Dim“.
- Einfluss der veränderten Projektgeometrie auf die Hochwasserspiegel und Energielinien des Dimensionierungsereignisses: Vergleich der Wasserspiegellagen und Energielinien mit und ohne Aufweitung zur Abflussspitze des Bemessungsereignisses „600 Dim“.
- Einfluss der veränderten Projektgeometrie auf die Sohlenlage nach dem Dimensionierungsereignis: Vergleich der mittleren Sohlenlage mit und ohne Aufweitung am Ende des Bemessungsereignisses „600 Dim“.

3 Resultate

3.1 Resultate im Längenprofil

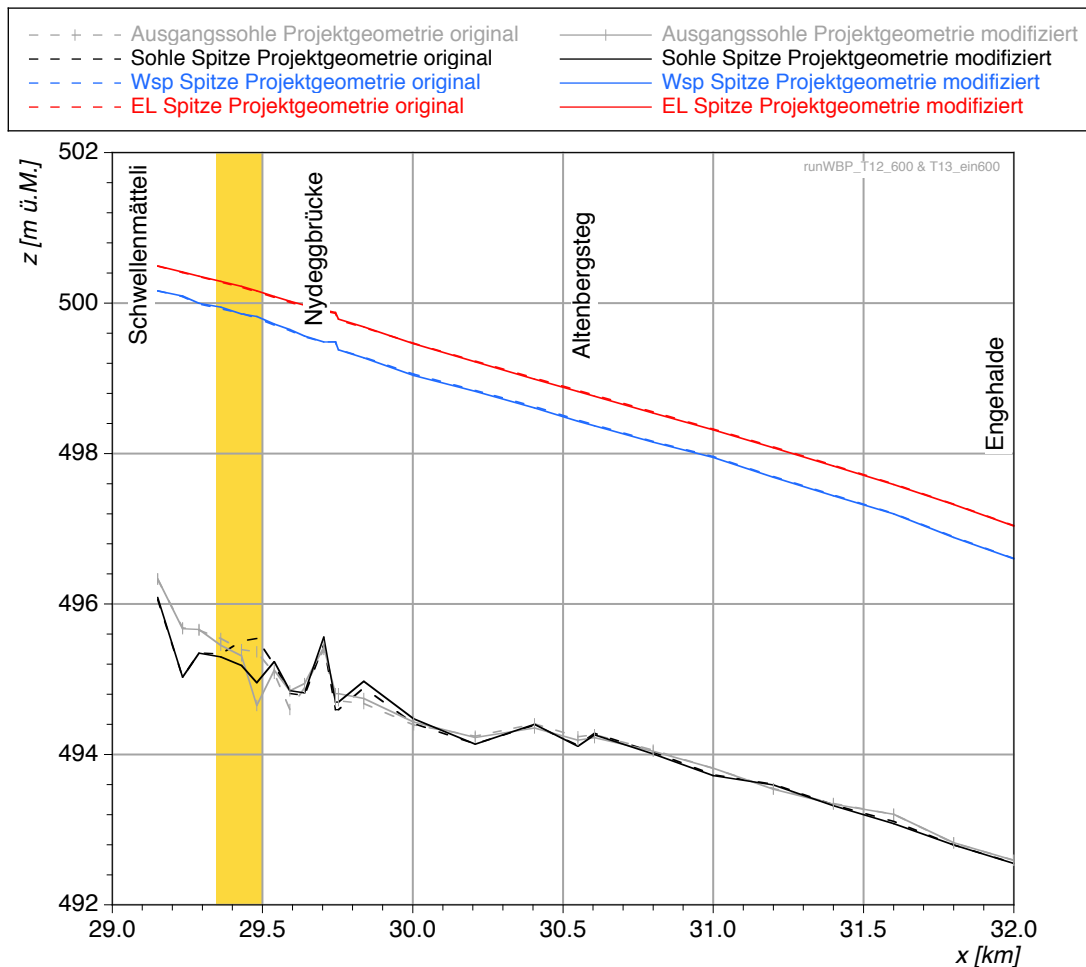


Abbildung 2: Längenprofil der Berechnungen mit original und modifizierter Projektgeometrie für das Szenario „600 Dim“. Der Bereich mit den modifizierten Querprofilen ist gelb markiert.

Die Resultate sind im Längenprofil in Abbildung 2 dargestellt und können mit dem Bemessungsereignis (Projektgeometrie original, gestrichelte Linien) verglichen werden. Die Resultate werden in den nachfolgenden Kapiteln im Detail ausgewertet und interpretiert.

3.2 Einfluss auf die Ausgangssohlenlage vor dem Ereignis

Die geplante Verbreiterung provoziert eine leichte Anhebung der Sohle. Aufgrund des engeren Abflussquerschnitts in der modifizierten Querprofilgeometrie bleibt dieser Effekt aus. Es stellt sich nach dem Einschwemmen eine tiefere Ausgangssohle ein. Die Erosion ist mit über 60 cm in Profil 29.481 mit der grössten Querschnittsverengung am deutlichsten.

Da in der modifizierten Querprofilgeometrie ohne Verbreiterung kein Material abgelagert wird (km 29.3 – 29.5), wird aus der Aaresohle unterhalb weniger Material mobilisiert. Es resultiert eine um 10 – 20 cm höher liegende Ausgangssohle der modifizierten Querprofilgeometrie im Bereich von km 29.5 bis 30.0).

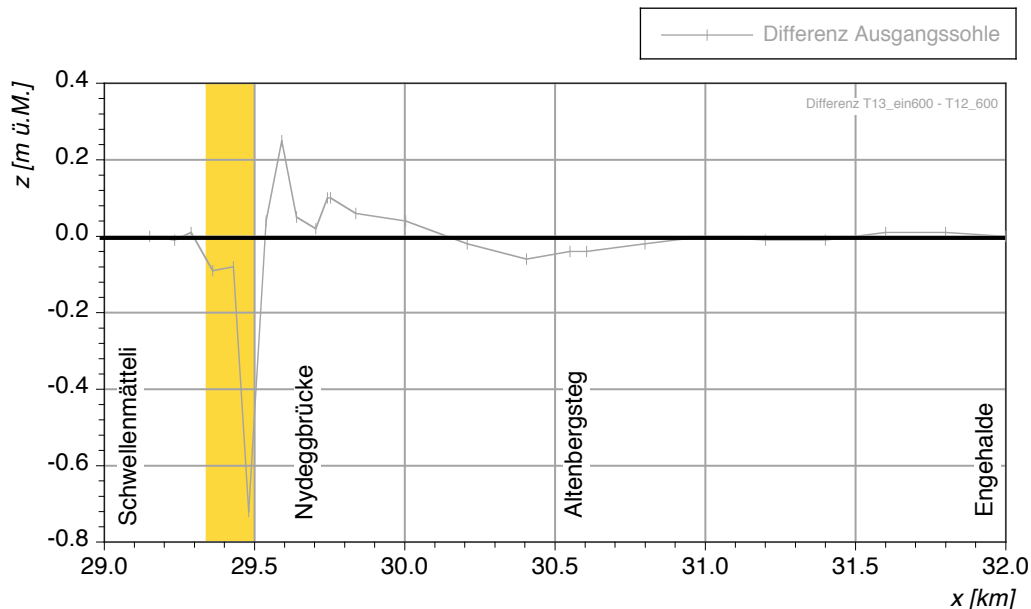


Abbildung 3: Vergleich der Ausgangssohlenlage nach dem Einschwemmen der modifizierten Geometrie gegenüber der Geometrie gemäss Projekt. Der Bereich mit den modifizierten Querprofilen ist gelb markiert.

3.3 Einfluss auf die Sohlenlage während des Ereignisses

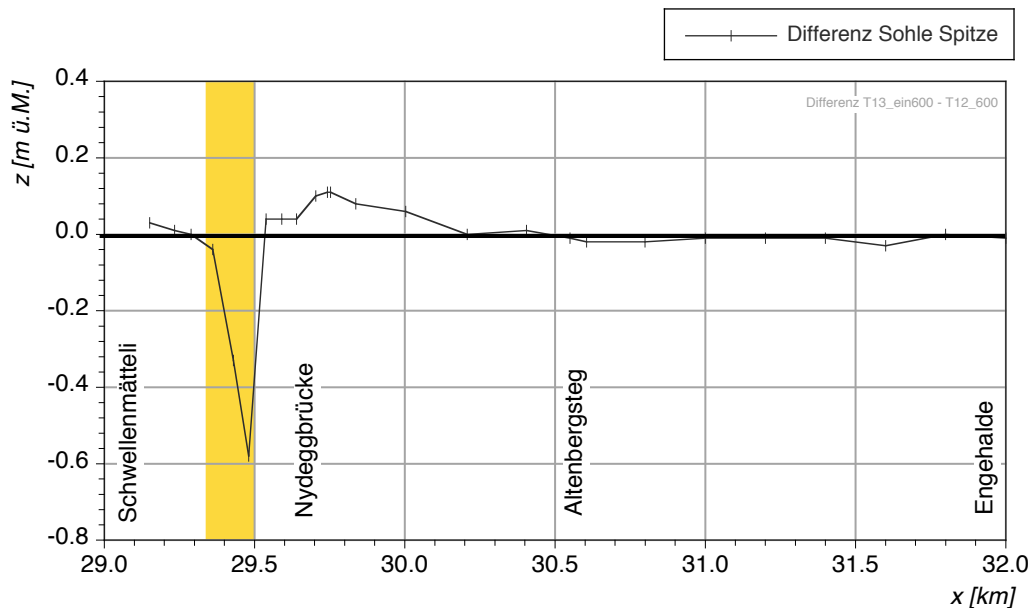


Abbildung 4: Vergleich der Sohlenlage der modifizierten Geometrie gegenüber der Geometrie gemäss Projekt während der Abflussspitze. Der Bereich mit den modifizierten Querprofilen ist gelb markiert..

Die Sohlenlage der modifizierten Projektgeometrie liegt während der Abflussspitze bis zu 60 cm tiefer als während des Dimensionierungsereignisses gemäss Projektgeometrie. Dadurch kann die Verengung kompensiert werden, so dass die Auswirkungen auf den Wasserspiegel und die Energielinie gering bleiben (vgl. Kap. 3.4). Vom Bärenpark bis zum Altenberg (km 29.6 – 30.2) liegt die mittlere Sohle während der Ereignisspitze rund 10 cm höher. Dies ist auf die weniger ausgeprägten Erosionen zurückzuführen. Durch den Verzicht auf die Verbreiterung wird auf diesem Abschnitt weniger Geschiebe abgelagert und das Defizit im Unterwasser ist geringer.

3.4 Einfluss auf die Lage der Wasserspiegel und Energielinie

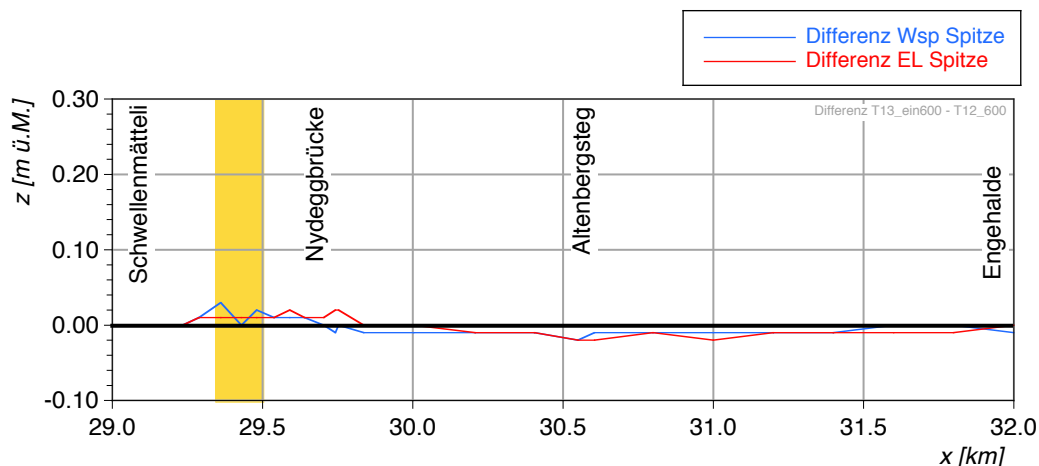


Abbildung 5: Vergleich der Wasserspiegel und Energielinien während der Abflussspitze. Der Bereich mit den modifizierten Querprofilen ist gelb markiert.

Die Auswirkungen auf die Wasserspiegellage und die Energielinie liegen im Zentimeterbereich. Der Einfluss der veränderten Querprofilgeometrie wird durch eine angepasste Sohlenlage praktisch kompensiert (vgl. Kap. 3.3)

4 Fazit

Die rechtsseitige Verbreiterung oberhalb des Bärenparks ist aus hydraulischer Sicht nicht notwendig.

Wird die geplante Aufweitung in den Profilen 29.481 bis 29.361 im Rahmen des Hochwasserschutzprojekts nicht realisiert, muss nicht mit einer massgeblichen Erhöhung der Wasserspiegellagen und Energielinien gerechnet werden. Es ist kein wesentlicher Einfluss auf die Schutzkoten feststellbar.

Durch die engere modifizierte Querprofilgeometrie stellt sich generell eine tiefere Sohlenlage ein, als für die Geometrie wie sie im aktuellen Projekt vorgesehen ist. Im Unterwasser muss mit leicht höheren Sohlenlagen gerechnet werden. Diese wirken sich jedoch nicht auf massgeblich auf die Lage der Wasserspiegel und Energielinien aus.

Die Fundationstiefen im Projekt sind zu prüfen, falls die Umsetzung der Verbreiterung im Projekt verzichtet werden soll.

Anhang L Faktenblatt Schwemmhholzproblematik an Stegen und Pegelabsenkung Engehalde

Schwemmholtzproblematik Verklausung von Schönau- und Altenbergsteg / Wirkung kurzzeitige Pegelabsenkung Wehr Engehalde

Zusammenfassung

Die vorliegende Dokumentation dient als Grundlage für den Entscheid, ob Schönau- und Altenbergsteg im Rahmen des Hochwasserschutzprojekts Aare Bern entsprechend den festgelegten Projektzielen angehoben werden sollen oder nicht. Zudem wird die Wirkung einer kurzzeitigen Pegelabsenkung beim Wehr Engehalde für Abflüsse über $500 \text{ m}^3/\text{s}$ aufgezeigt. Die wichtigsten Erkenntnisse und Empfehlungen sind in der Zusammenfassung dargelegt. Für weitergehende Informationen verweisen wir auf die nachfolgenden Kapitel mit den technischen Erläuterungen.

Schwemmholtzproblematik Schönau- und Altenbergsteg

Schadenpotenzial

Im Bereich des Schönaustegs ist das Schadenpotenzial eher gering. Das Restaurant Dählhölzli ist bereits heute durch Objektschutzmassnahmen geschützt. Durch den Verzicht auf das Anheben des Stegs wird die Gefahrensituation gegenüber heute trotz eines möglichen Rückstaus im Oberwasser des Schönaustegs (bedingt durch Verklausung oder Absturz des Stegs) und somit einer höheren Wasserspiegellage in der Aare nur unwesentlich verändert. Es sind keine unmittelbaren Auswirkungen auf die geplanten Hochwasser- resp. Objektschutzmassnahmen im Projekt zu erwarten. Im Vergleich zum heutigen Zustand werden die Wasserspiegellagen einzig durch die erhöhten Rauheiten, welche im unteren Bereich der Böschungen (unterhalb der Wasserlinie bei einem Abfluss von $120 \text{ m}^3/\text{s}$) umgesetzt werden sollen, beeinflusst.

Im Vergleich zum Schönausteg ist das Schadenpotenzial im Oberwasser des Altenbergstegs grösser. Zudem hat der durch den Rückstau am Altenbergsteg - verursacht durch einen Absturz des Stegs und eine damit verbundene Reduktion des Fliessquerschnitts - höhere Wasserspiegel einen abzuwägenden Einfluss auf die geplanten Hochwasserschutzmassnahmen. Diese müssten mit entsprechenden Kostenfolgen um rund 20 bis 40 cm erhöht werden, wenn das festgelegte Projektziel „vollständiger Schutz bis $600 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ₁₀₀)“ mit Freibord eingehalten werden soll. Wird auf das Anheben des Altenbergstegs und die Erhöhung der Schutzmassnahmen oberstrom verzichtet, so kann sich das je nach Freibordbedingungen auch auf die Intensitätskarte nach Massnahmen auswirken.

Sehr konservative Verklausungsszenarien

Bei einer Verklausung durch Schwemmholtz oder gar einem Absturz in die Aare kann der Schönau- resp. der Altenbergsteg Schaden nehmen. Bei einer Interessenabwägung ist nicht nur der materielle Schaden, sondern auch der denkmalschützerische Aspekt des Stegs zu berücksichtigen.

Aus dem Einzugsgebiet der Gürbe sowie aus den Böschungen der Aare zwischen Thun und Bern werden vorwiegend Einzelbäume mobilisiert. Im Gegensatz dazu kann aus dem Einzugsgebiet der Zulg ein kompakter Schwemmholzteppich mobilisiert werden, wie das Ereignis 2012 in Steffisburg eindrücklich gezeigt hat. Dem Phänomen eines kompakten Schwemmholzteppichs in Bern wird eine geringe Eintretenswahrscheinlichkeit zugeordnet, da wir davon ausgehen, dass ein Schwemmholzteppich aus der Zulg auf seinem Weg nach Bern auseinandergezogen wird. Der geplante Schwemmholzrückhalt an der Zulg in Steffisburg würde zu einer Reduktion der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Schwemmholzteppichs bzw. zur Reduktion des Schwemmholzaufkommens in Bern führen. Die Machbarkeit von weiteren technischen Massnahmen zum Schwemmholzrückhalt in der Aare ist unter Berücksichtigung der bestehenden Anforderungen (Schwimmer, Boote, Auenschutz, etc.) nicht gegeben.

Die im Projekt angenommenen Verklausungswahrscheinlichkeiten und die damit verbundenen Absturzszenarien der Stege in die Aare sind sehr konservativ festgelegt. Sie wurden im Rahmen einer frühen Projektphase zusammen mit der Auftraggeberin und den Fachstellen definiert und sind im Technischen Bericht dokumentiert.

Die Verklausungswahrscheinlichkeiten bei Brücken aus der Fachliteratur (bestimmt durch Modellversuche) liegen deutlich tiefer. Dies bestätigen auch die Erfahrungen aus der Vergangenheit mit Hochwasserereignissen und grossen Schwemmholzaufkommen, welche in Bern zu keinen Brückenverklausungen geführt haben, wenn auch mit Intervention der Feuerwehr.

Unter der Berücksichtigung des Schwemmholzrückhalts an der Matteschwelle, ist die Verklausungswahrscheinlichkeit am Schönausteg höher als am Altenbergsteg. Aktuell wird das Wehr mit dem Heben der vier untersten Tafelschützen so betrieben, dass der Anteil des ins Unterwasser weitergeleiteten Schwemmholzanteils maximiert werden kann. Dies führt zu einer höheren Verklausungswahrscheinlichkeit am Altenbergsteg. Bei einem Verzicht auf eine Anhebung des Altenbergstegs sollte der Rückhalt von Schwemmholz an der Matteschwelle angestrebt werden. In der Zwischenzeit wurden Interventionsstellen geschaffen um anfallendes Schwemmholz zu entnehmen.

Verzicht Anheben Stege vertretbar

Um Hochwasser- und Verklausungsrisiken zu mindern, ist ein ausreichendes Freibord anzustreben. Die KOHS gibt dazu Empfehlungen ab. Diesen Empfehlungen wird in der Schweiz nicht von allen kantonalen Fachstellen gleich gefolgt. Situationsbedingte Lösungen sind möglich.

Eine Abweichung der KOHS-Empfehlungen, indem die Stege aus denkmalpflegerischen, technischen und finanziellen Gründen auf der heutigen Höhe belassen werden, erhöht die Eintretenswahrscheinlichkeit einer Verklausung. Die Wirkung auf die Überflutungsintensitäten ist jedoch begrenzt. Die Auswirkungen am Schönausteg schlagen sich kaum in der Intensitätskarte nieder, sie haben keinen direkten Einfluss auf die geplanten Hochwasserschutzmassnahmen. Ohne Anheben des Stegs entspricht die Gefahrensituation in etwa der Situation im Ist-Zustand. Die Auswirkungen am Altenbergsteg schlagen sich, stärker in der Gefahrenkarte nieder. Das Schadenpotenzial im Altenberg ist grösser als am Schönausteg. Die Verklausungswahrscheinlichkeit am Altenbergsteg lässt sich jedoch durch ein verändertes Schwemmholzregime an der Matteschwelle massiv reduzieren.

Ob eine Freibordbedingung, z.B. entsprechend der KOHS-Empfehlungen bei Schönau- und Altenbergsteg einzuhalten, oder ob eine auf die konkrete Risikosituation bezogene Lösung zu wählen ist, entscheidet letztlich die Bauherrschaft in Rücksprache mit den zuständigen Stellen von Kanton und Bund. Das vorliegende Arbeitspapier stellt die Entscheidungsgrundlagen zuhanden der Bauherrschaft zusammen. Aufgrund der dargelegten Überlegungen und Erkenntnisse wird ein Belassen von Schönau und Altenbergsteg auf heutiger Höhe und die Inkaufnahme etwas erhöhter Verklausungsrisiken als tragbar erachtet: Das „geringe“ Schadenpotenzial und die sehr konservativen Annahmen bei der Bestimmung der Verklausungswahrscheinlichkeiten sowie die Möglichkeiten zur Entnahme von Schwemmholz bei der Matteschwelle lassen eine Interessenabwägung in Richtung der Anforderungen der ENHK als vertretbar erscheinen. Es wird empfohlen, die hier dargelegten Überlegungen mit dem leitenden Wasserbauingenieur des OIK II und dem zuständigen Wasserbauinspektor des BAFU zu besprechen.

Wirkung kurzzeitige Pegelabsenkung Wehr Engehalde

Die Absenkung des Wehrs bei Abflüssen von über 500 m³/s (ohne Turbinierung) wird aufgrund der Abflussverhältnisse im Unterwasser deutlich eingeschränkt und führt zu einer nicht quantifizierbaren Veränderung der Wasserspiegellage im Abschnitt Altenberg. Aufgrund der unterschiedlichen Sohlenlagen im Unterlauf ist die Zuverlässigkeit einer Absenkung für die Berücksichtigung als Hochwasserschutzmassnahme oberstrom der Lorraine-Brücke nicht gegeben.

1 Schwemmholzproblematik Schöнау- und Altenbergsteg

1.1 Ausgangslage

Aus der Vorprüfung gehen mehrere Stellungnahmen zur Anhebung von Schöнау- und Altenbergsteg hervor. Die ENHK fordert einen Verzicht der geplanten Anhebung der Stege. Das BAK bedauert, dass der Verklausungsgefahr nicht mit betrieblichen Massnahmen entgegnet werden kann, um einen integralen Erhalt der schützenswerten Brückenbauwerke zu ermöglichen. Im Rahmen der weiteren Planung soll eine sorgfältige Gestaltung der notwendigen Anpassungen im Zugangsbereich der Stege vorgenommen werden, da die geplante Anhebung von Schöнау- und Altenbergsteg tiefgreifende Eingriffe an den Brückenwiderlagern bedingt.

Auch das BAFU wünscht die Anhebung des Schöнау- und des Altenbergstegs zu überprüfen und die Unsicherheiten der Verklausungsszenarien angemessen zu berücksichtigen. Das ASTRA fordert die Anhebung der Bauten so vorzunehmen, dass ein möglichst grosser Anteil der originalen Bauteile wiederverwendet werden kann. Die Erhöhungen sollen ausschliesslich durch Massnahmen an den uferseitigen Verankerungen und Zugängen und keinesfalls durch Anpassungen der Geometrie der Hängekonstruktionen erfolgen. Die Einpassung der Zugänge zu den Brücken hat so zu erfolgen, dass die heutigen Proportionen und die Einordnung der Bauten ins Landschaftsbild wiederhergestellt werden können. Neue Bauteile haben sich in ihrer Materialität den bestehenden Baumaterialien anzupassen.

Aufgrund dieser Stellungnahmen wurde die Schwemmholzproblematik im Zusammenhang mit der Verklausung von Schöнау- und Altenbergsteg für das Hochwasserschutzprojekt an der Aare in Bern im Detail aufgearbeitet und in der vorliegenden Aktennotiz dokumentiert.

1.2 Schönausteg

1.2.1 Freibord Schönausteg

Für den Ist-Zustand sowie für die Situation nach Massnahmen mit und ohne Anheben des Schönaustegs wurde das gemäss Kommission für Hochwasserschutz des schweizerischen Wasserbauverbandes (KOHS) erforderliche Freibord bestimmt und mit dem zur Verfügung stehenden Freibord¹ aus den Modellrechnungen verglichen. Die Resultate sind in Abbildung 1 abgebildet. Analog zu den bereits früher angenommenen Absturzzenarien für den Ist-Zustand wurden auch für den Zustand nach Massnahmen ohne Anheben des Schönaustegs Absturzzenarien definiert und in der Modellierung berücksichtigt. Diese sind in der Abbildung 1 rot markiert.

Die Reduktion des Freibordes für die Situation nach Massnahmen ohne Anheben des Stegs resultiert aus den erhöhten Rauheiten, welche im unteren Bereich der Böschungen (unterhalb der Wasserlinie bei einem Abfluss von $120 \text{ m}^3/\text{s}$) umgesetzt werden sollen.

¹ Differenz von Wasserspiegellage aus dem Abfluss- und Geschiebetransportmodell (MORMO) und Unterkante Schönausteg.

Freibord Schönausteg

Schönausteg
Effektives Freibord im Vergleich zu erforderlichem Freibord

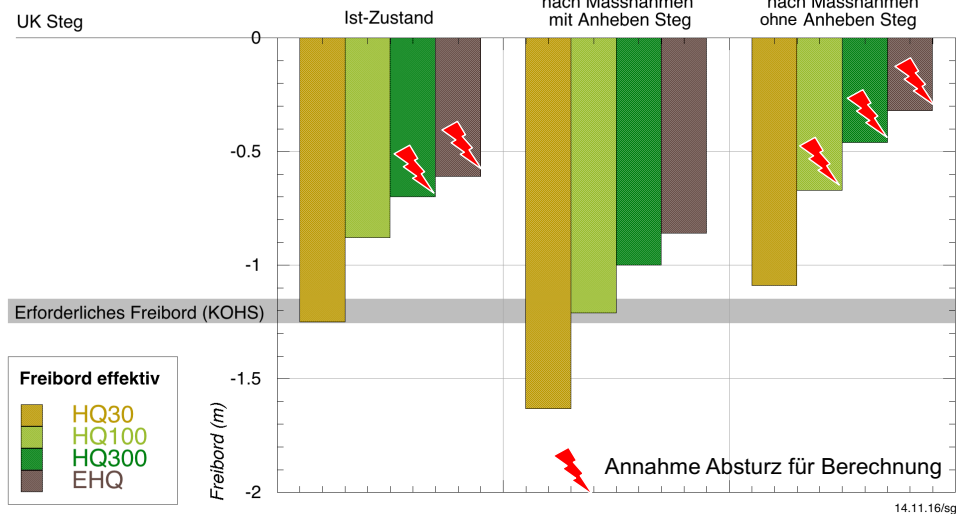


Abbildung 1: Effektiv zur Verfügung stehendes Freibord am Schönausteg für verschiedene Szenarien (HQ₃₀ bis EHQ) und Zustände (vor und nach Massnahmen) im Vergleich zum erforderlichen Freibord nach KOHS.

1.2.2 Auswirkung auf Wasserspiegel

Entsprechend dem Anteil des erforderlichen Freibordes, welches erfüllt ist, wurden für alle Szenarien und Zustände Verklausungsanteile (vgl. Tabelle 1) definiert und in das Abfluss- und Geschiebetransportmodell integriert. Wurde für die Berechnung ein Absturz des Stegs angenommen, wurde der einseitig abgekippte und 45 ° schräg in Fliessrichtung oder der vollständig abgestürzte und auf der Aaresole liegende Steg in der Querprofilgeometrie als undurchströmbares Element abgebildet. Diese Annahme ist konservativ, wahrscheinlicher ist, dass der Fachwerksteg durchströmt oder durch die Strömungskräfte gegen das Ufer gedrückt wird. Mittels Modellrechnungen wurden die Auswirkungen auf die Wasserspiegellagen bestimmt. Diese sind im Längenprofil in Abbildung 2 dargestellt. Die Auswirkungen einer Verklausung sind im Zentimeterbereich, da die Querschnittsreduktion durch das verkeilte Holz durch eine Auskolkung der Sohle kompensiert wird. Der durch einen Absturz verursachte Aufstau im Oberwasser des Stegs beträgt rund 0.6 m und wirkt sich auf mehreren Hundert Metern oberstrom aus.

Tabelle 1: Für die Gefahrenbeurteilung angenommene Verklausung am Schönausteg je Szenario für unterschiedliche Zustände.

	HQ30	HQ100	HQ300	EHQ
GK Ist-Zustand (2016)	0 m	10 m (20%)	15 m (30 %)	15 m (30 %)
nach Massnahmen (2015) mit Anheben Steg	0 m	0 m	10 m (20 %)	10 m (20 %)
nach Massnahmen (2015) ohne Anheben Steg	0 m	10 m (20 %)	15 m (30 %)	15 m (30 %)

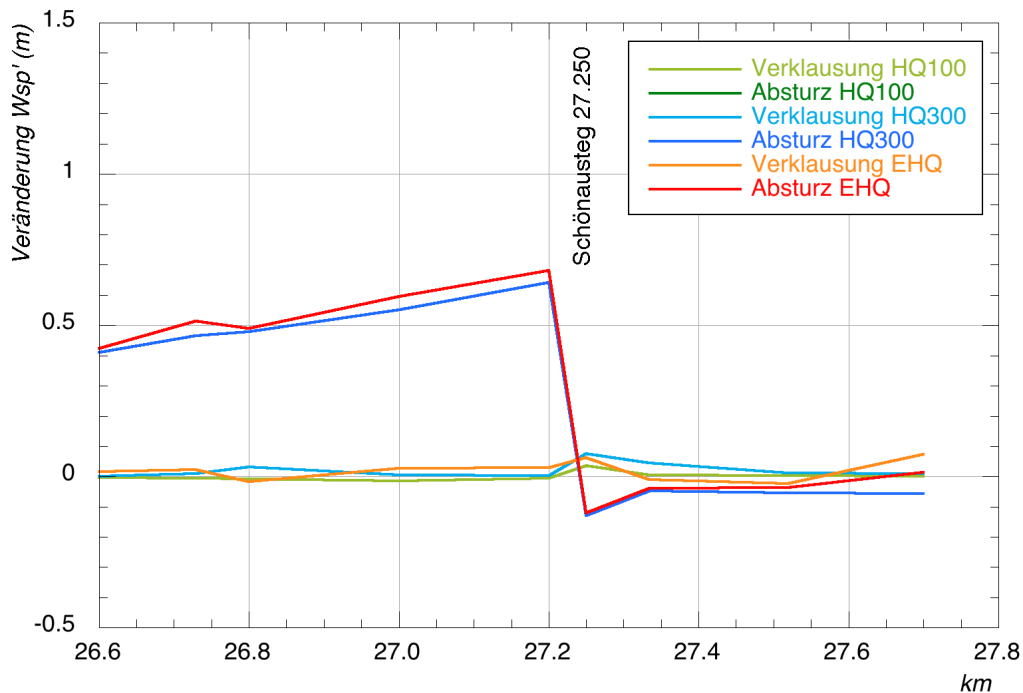


Abbildung 2: Auswirkung einer Verklausung am Schönausteg oder des abgestürzten Stegs auf die Wasserspiegellagen der Aare.

1.2.3 Auswirkung auf Gefahrensituation

Die Auswirkungen auf die Gefahrenkarte wurde auf der Basis der Intensitätskarten „Raumplanung“ (ohne Berücksichtigung mobiler Massnahmen) und „Risiko“ (mit Berücksichtigung mobiler Hochwasserschutzmassnahmen) qualitativ beurteilt. Ohne Anheben des Schönaustegs ist gegenüber der Gefahrensituation nach Massnahmen mit Anheben des Stegs mit einer Erhöhung der Intensitäten für die Szenarien HQ100, HQ300 und EHQ um bis zu 0.6 m zu rechnen. Diese Verschärfung der Gefahrensituation wird durch den Absturz des Stegs verursacht. Die Gefährdungssituation nach Massnahmen ohne Anheben des Schönaustegs entspricht der Gefährdungssituation im Ist-Zustand. Durch die höheren Rauheiten im Projektzustand ist mit einer Zunahme der Fliesstiefen von 10 bis 20 cm zu rechnen ist, was in Etwa innerhalb der Modellgenauigkeit liegt.

1.2.4 Auswirkung auf die Risiken

Das Schadenpotenzial ist eher gering und es wird im Vergleich zum Zustand mit Anhebung des Stegs kein Anstieg des Schadenerwartungswerts sowie des Risikos erwartet. Die Intensitätsstufen (schwach, mittel und stark) bleiben nahezu unverändert.

1.2.5 Erkenntnisse

Im Bereich des Schönaustegs ist das Schadenpotenzial eher gering. Das Restaurant Dählhölzli ist bereits heute mit Objektschutzmassnahmen geschützt. Durch den Verzicht auf das Anheben des Stegs wird die Gefahrensituation gegenüber heute nur unwesentlich verändert.

Durch einen Verzicht auf das Anheben des Stegs wird dieser selbst der Hochwassergefahr ausgesetzt. Bei einer Verklausung oder gar einem Absturz in die Aare kann der Schönausteg Schaden nehmen.

1.3 Altenbergsteg

1.3.1 Freibord Altenbergsteg

Für den Ist-Zustand sowie für die Situation nach Massnahmen mit und ohne Anheben des Altenbergstegs wurde das erforderliche Freibord gemäss KOHS bestimmt und mit dem zur Verfügung stehenden Freibord² aus den Modellrechnungen verglichen. Die Resultate sind in Abbildung 3 abgebildet. Analog zu den bereits früher angenommenen Absturzsznarien für den Ist-Zustand wurden auch für den Zustand nach Massnahmen ohne Anheben des Altenbergstegs Absturzsznarien definiert und in der Modellierung berücksichtigt. Diese sind in der Abbildung 3 rot markiert.

Die Reduktion des Freibordes für die Situation nach Massnahmen ohne Anheben des Stegs resultiert aus den erhöhten Rauheiten, welche im unteren Bereich der Böschungen (unterhalb der Wasserlinie bei einem Abfluss von $120 \text{ m}^3/\text{s}$) umgesetzt werden sollen.

Freibord Altenbergsteg

Altenbergsteg
Effektives Freibord im Vergleich zu erforderlichem Freibord

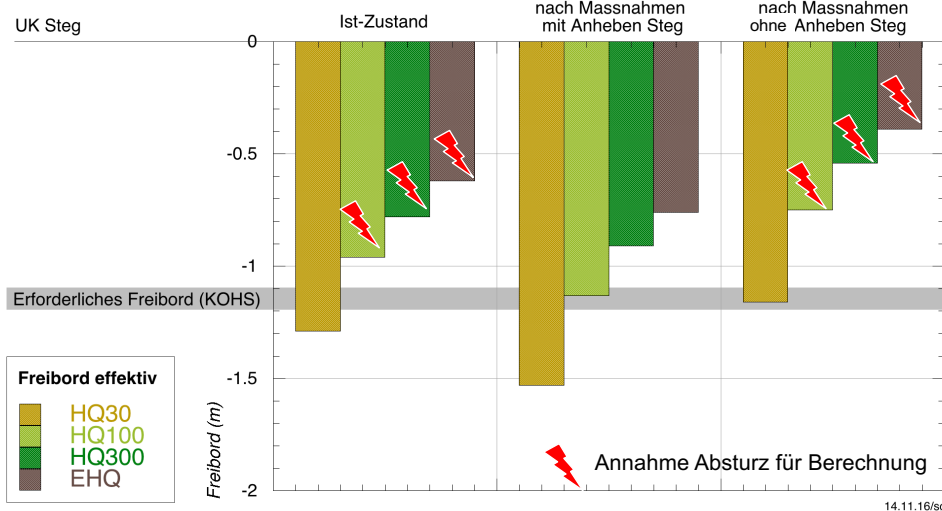


Abbildung 3: Effektiv zur Verfügung stehendes Freibord am Altenbergsteg für verschiedene Szenarien (HQ₃₀ bis EHQ) und Zustände (vor und nach Massnahmen) im Vergleich zum erforderlichen Freibord nach KOHS.

1.3.2 Auswirkung auf Wasserspiegellage

Analog zum Vorgehen beim Schönausteg (vgl. Kap. 1.2.2) wurde auch für den Altenbergsteg die Auswirkungen auf die Wasserspiegellagen mittels Modellrechnungen bestimmt. Die Resultate

² Differenz von Wasserspiegellage aus dem Abfluss- und Geschiebetransportmodell (MORMO) und Unterkante Schönausteg.

sind im Längenprofil in Abbildung 4 dargestellt. Ähnlich wie am Schönausteg liegen die Auswirkungen einer Verklausung für den Altenbergsteg im Zentimeterbereich, da die Querschnittsreduktion durch das verkeilte Holz durch eine Auskolkung der Sohle kompensiert wird. Der durch einen Absturz des Stegs verursachte Aufstau im Oberwasser beträgt rund 0.5 m und wirkt sich auf mehreren Hundert Metern oberstrom aus. Mit dem maximalen Aufstau durch den verklausungsbedingten Stegabsturz (der eine sehr geringe Eintretenswahrscheinlichkeit hat) wird die Schutzkote der HWS-Massnahmen erreicht, der mittlere Wasserspiegel überschreitet diese aber nicht (bordvoll).

Tabelle 2: Für die Gefahrenbeurteilung angenommene Verklausung am Altenbergsteg je Szenario für unterschiedliche Zustände.

	HQ30	HQ100	HQ300	EHQ
GK Ist-Zustand (2016)	0 m	10 m (20 %)	15 m (30 %)	15 m (30 %)
nach Massnahmen (2015) mit Anheben Steg	0 m	0 m	10 m (20 %)	15 m (30 %)
nach Massnahmen (2015) ohne Anheben Steg	0 m	10 m (20 %)	15 m (30 %)	15 m (30 %)

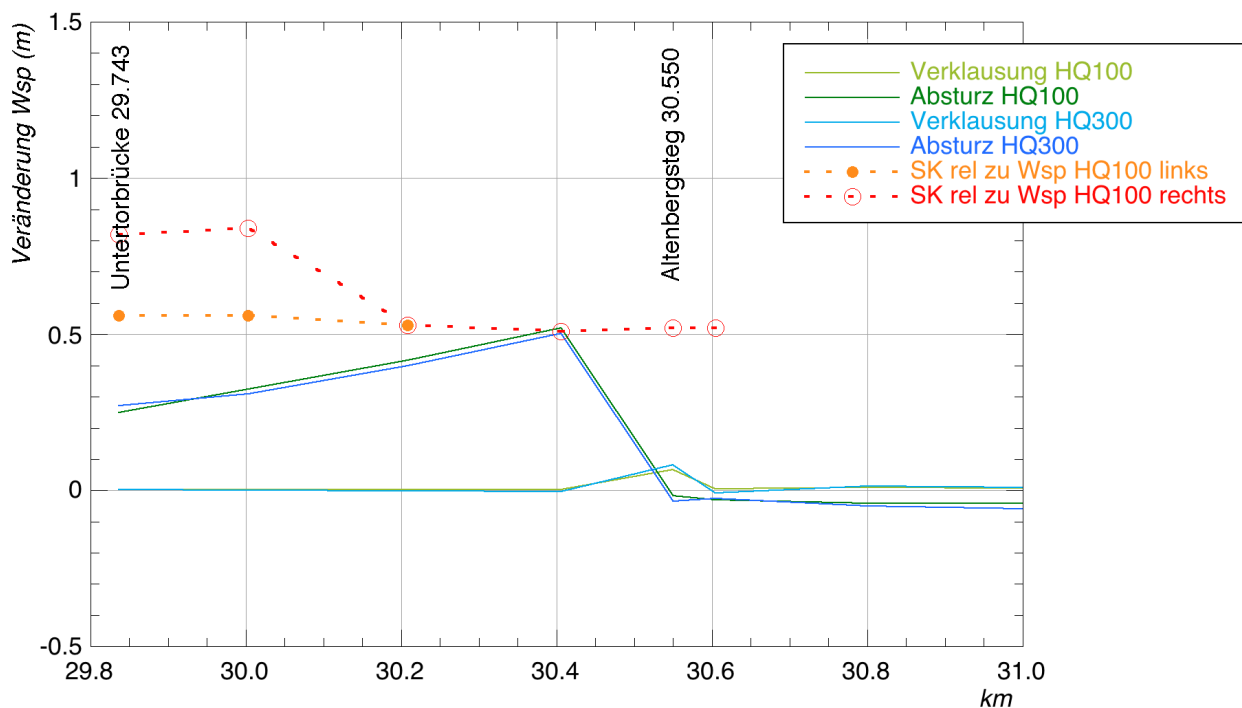


Abbildung 4: Auswirkung einer Verklausung am Altenbergsteg oder des abgestürzten Stegs auf die Wasserspiegellagen der Aare.

1.3.3 Auswirkung auf Gefahrensituation

Für das Szenario HQ₃₀ ist keine Veränderung der Gefahrensituation nach Massnahmen zu erwarten. Die Intensitäten für die Szenarien HQ₁₀₀ bis EHQ erhöhen sich gegenüber der Intensitätskarte nach Massnahmen mit Anheben des Altenbergstegs um bis zu 0.5 m. Dies schlägt sich

in den Intensitätskarten nieder. Die Auswirkungen auf die Intensitätskarte „Raumplanung“ (ohne Berücksichtigung mobiler Hochwasserschutzmassnahmen) und somit auch auf die Gefahrenkarte sind relativ gering. Die Auswirkungen des durch einen Absturz des Steges verursachten Rückstaus bei nicht Anhaben des Stegs sind in der Intensitätskarte „Risiko“ (mit Berücksichtigung mobiler Hochwasserschutzmassnahmen) bedeutender. Sie weist grössere Überflutungsflächen auf. Dies betrifft Bereiche, welche mit Anheben des Stegs durch mobile Hochwasserschutzmassnahmen geschützt sind und bei einem Verzicht des Anhebens des Stegs Wasseraustritte nicht ausgeschlossen werden können. Ein Grossteil der Fläche zwischen Altenbergstrasse und Aare können dadurch mit mittlerer Intensität betroffen sein. Würde der Altenbergsteg angehoben, wären diese Flächen durch mobile Massnahmen geschützt.

1.3.4 Auswirkung auf die Risiken

Mit dem bisher verfolgten Beurteilungsansatz kann sich ein Verzicht auf das Anheben des Altenbergstegs und der dadurch verbundenen Zunahme der Überflutungsflächen auf die Risikoreduktion und evtl. auf die Kostenwirksamkeit des Projekts auswirken. Der Schadenerwartungswert bzw. die Risiken werden gegenüber dem Projektzustand mit Anheben des Schönaustegs tendenziell erhöht.

1.3.5 Auswirkungen auf das Hochwasserschutzprojekt

Damit das definierte Projektziel „vollständiger Schutz bis $600 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ₁₀₀)“ auch ohne Anheben des Altenbergstegs erhalten bleibt, müssten die geplanten Hochwasserschutzmassnahmen entsprechend angepasst werden, wenn ungeachtet der Eintretenswahrscheinlichkeit bei der Überlastsituation Verklausung die gleichen Freibordkriterien angesetzt würden, wie bei der Bemessungssituation. Die linearen Schutzmassnahmen zwischen Untertorbrücke und Altenbergsteg müssten um bis zu 35 cm erhöht werden.

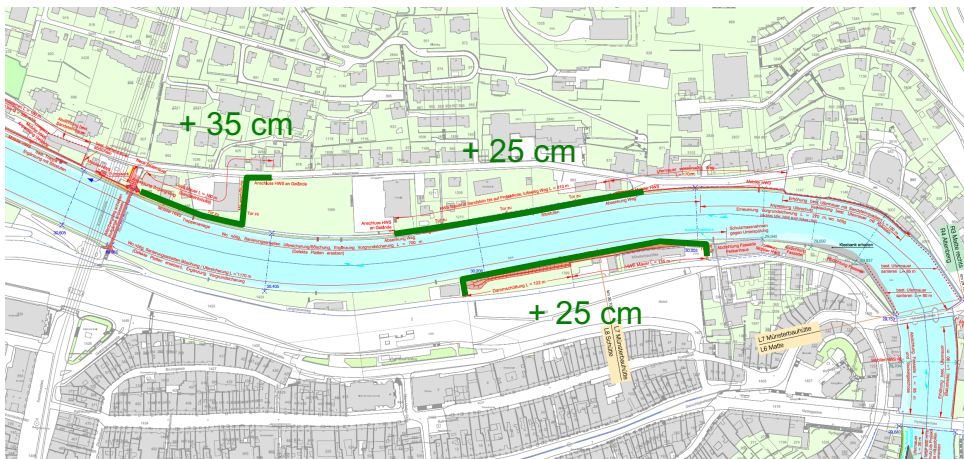


Abbildung 5: Erforderliche Erhöhung der Schutzmassnahmen bei einem Verzicht auf das Anheben des Altenbergstegs wenn bei der Überlastsituation Verklausung dieselben Freibordkriterien wie bei der Bemessungssituation angesetzt würden..

1.3.6 Erkenntnisse

Im Vergleich zum Schönausteg ist das Schadenpotenzial im Oberwasser des Altenbergstegs grösser. Zudem hat der durch den Rückstau am Altenbergsteg (verursacht durch einen Absturz des Stegs) höhere Wasserspiegel einen Einfluss auf die Hochwasserschutzmassnahmen, falls bei der Überlastsituation Verklausung dieselben Freibordkriterien wie bei der Bemessungssituation angesetzt werden.

1.4 Schwemmholz

1.4.1 Schwemmholzaufkommen

Das Schwemmholz, welches durch die Aare nach Bern transportiert wird, stammt vorwiegend aus den Einzugsgebieten von Gürbe und Zulg sowie aus den Böschungen entlang der Aare zwischen Thun und Bern, wobei die Zulg Hauptlieferant für das Schwemmholz ist. Aus dem Thunersee ist wegen den beiden Wehren kein Schwemmholzeintrag zu erwarten.

Im Bericht zur Gefahrenkarte Aareraum (2008) sind die Schwemmholzsznarien für die Aare in Bern dokumentiert. Im Rahmen der Untersuchungen zum Schwemmholzaufkommen in der Zulg und deren Seitenbächen (2017) wurden Schwemmholzfrachten für die Zulg in Steffisburg quantifiziert. Die Werte sind in Tabelle 3 zusammengestellt.

Tabelle 3: Zusammenstellung der Schwemmholzsznarien (Festvolumen).

Szenario	GK Aareraum (2008)	Steffisburg (2017)
HQ ₃₀	kaum	200 bis 800
HQ ₁₀₀	1'200	800 bis 2'000
HQ ₃₀₀	1'800	2'000 bis 4'000
EHQ		5'000 bis 10'000

Die Auswertung der Hochwasserereignisse der Jahre 1999, 2005, 2012 und 2015 (vgl. Tabelle 4) ergaben Schwemmholzfrachten der Aare in Bern von 260 bis 700 m³ (Festvolumen). Durch den aktuellen Betrieb an der Wehranlage im Schwellenmätteli mit dem Ziehen von vier Tafelschützen bei Hochwasser, wird seit 2005 der grössere Anteil des Schwemmholzes durch das Wehr ins Unterwasser befördert.

Tabelle 4: Zusammenstellung bekannter Ereignisfrachten (m³ Festvolumen) aus bisherigen Ereignissen.

Ereignisfracht	Steffisburg	Bern	davon Schwe'mätteli	davon Engehalde	davon Wohlensee
1999		wenig			
2005		700			
2012	500 - 700	450	50	200	200
2015		≥ 260	80 (30 %)	180 (70 %)	k.A.

Aus dem Einzugsgebiet der Gürbe sowie aus den Böschungen der Aare zwischen Thun und Bern werden vorwiegend Einzelbäume mobilisiert. Im Gegensatz dazu kann aus dem Einzugsgebiet der Zulg ein kompakter Schwemmholzteppich mobilisiert werden, wie das Ereignis 2012 in Steffisburg eindrücklich gezeigt hat. Wir gehen davon aus, dass ein kompakter Schwemmholzteppich auf seinem Weg nach Bern auseinandergezogen wird und nicht mehr als kompakter Teppich wirkt. Aus diesem Grund wird dem Phänomen eines kompakten Schwemmholzteppichs in Bern eine geringe Eintretenswahrscheinlichkeit zugeordnet. Der geplante Schwemmholzrückhalt an der Zulg in Steffisburg würde zu einer deutlichen Reduktion der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Schwemmholzteppichs bzw. zur Reduktion des Schwemmholzaufkommens in Bern führen.

1.4.2 Zusätzliche Massnahmen

Es ist denkbar, im Rahmen des Hochwasserschutzprojekts Aare Bern zusätzliche Massnahmen zur Reduktion der Verklausungswahrscheinlichkeit an den Stegen in Bern zu realisieren.

Ein Schwemmholzrückhalt in der Aare oberhalb von Bern vermag das aufkommende Schwemmholz vor seiner Ankunft in Bern zurückzuhalten. Aufgrund der starken Freizeitnutzung der Aare (Schwimmer, Boote) scheint ein fixer Rückhalt jedoch problematisch. Um die Schwimmer und Boote nicht zu gefährden ist ein mobiler Rückhalt sinnvoll, welcher nur bei Hochwasser installiert werden kann. Dank dem bestehenden Netz von Abflussmessungen im Einzugsgebiet der Aare (Thun, Steffisburg) bleibt eine Reaktionszeit von etwa 3 Stunden zur Installation eines mobilen Systems. Der Rückhalt muss zwingend so konzipiert werden, dass bei Überlast kein grosser Schwemmholzteppich entstehen dann, welcher in das Stadtgebiet gelangt. Dies erfordert Platz und verursacht Kosten. Aufgrund der Platzverhältnisse oder Interessenskonflikten mit dem Auenschutz scheint es jedoch schwierig einen geeigneten Standort zu finden. Zudem ist die technische Machbarkeit eines mobilen Systems zum Rückhalt der Schwemmholzfrachten von bis zu 10'000 m³ (vgl. Tabelle 3) fraglich.

Als Alternative ist eine Verschalung von Schönau- und Altenberg denkbar. Aus denkmalschützerischen Aspekten zur Erhaltung des Stadtbildes könnte die Verschalung mit mobilen Elementen realisiert werden. Die technische Machbarkeit scheint aufgrund des verbleibenden Zeitfensters von rund 3 Stunden sowie den wahrscheinlich bereits hohen Abflüssen in der Aare fraglich.

1.4.3 Verklausungswahrscheinlichkeit

Erkenntnisse aus Versuchen der VAW

In der VAW Mitteilung Nr. 188 (D. Lange, G.R. Bezzola, 2006) wurden die Verklausungswahrscheinlichkeiten einzelner Stämme und Wurzelstöcke sowie von Schubweise ankommendem Schwemmholz untersucht und dokumentiert. Die Ergebnisse zeigen, dass die Schwemmholzmenge primär für die Geschwindigkeit massgebend ist, mit der der Verklausungsprozess abläuft. Ob es überhaupt zu einer Verklausung kommt, ist jedoch in erster Linie von der Zusammensetzung des Schwemmholzes abhängig. Die Wahrscheinlichkeit des Verhängens für ein bestimmtes Einzelelement oder eine bestimmte Holzmischung ist praktisch unabhängig von der relativen Fliesstiefe. Die kritischen Komponenten für eine Verklausung sind die Wurzelstöcke.

Gemäss den Versuchsreihen der VAW liegt die Verklausungswahrscheinlichkeit für Einzelbäume unter 0.1³. Bei Wurzelstöcken steigt die Verklausungswahrscheinlichkeit stark an, sobald die mittlere Abmessung des Wurzelstocks die Hälfte der lichten Höhe des Brückenquerschnitts übersteigt. Diese beträgt für die beiden Stege im Mittel rund 5 m. Unter der Annahme, dass die in Bern aufkommenden Wurzelteller eine mittlere Abmessung⁴ von 1.5 bis 3 m aufweisen, liegt die Verklausungswahrscheinlichkeit bei bis zu 0.2.

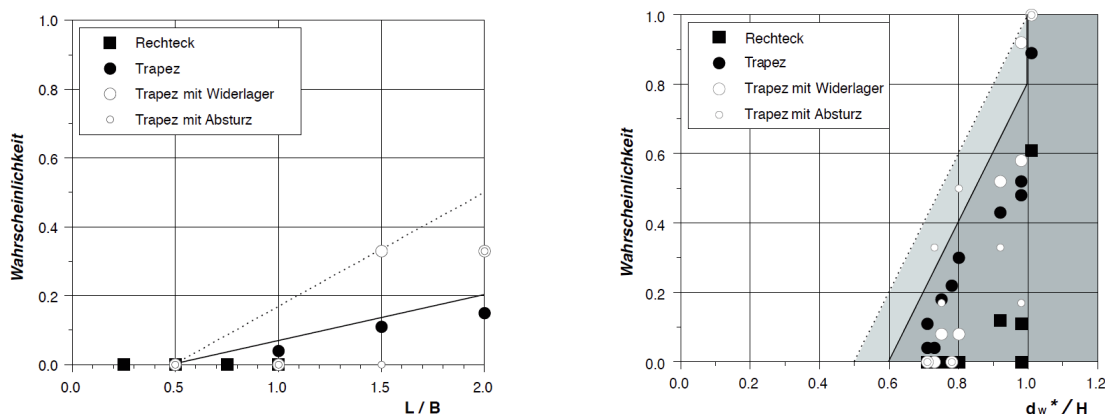


Abbildung 6: Wahrscheinlichkeit des Verhängens von Einzelstämmen (Links) und Wurzelstöcken (rechts) aus Versuchen der VAW (Quelle: VAW Mitteilung Nr. 188, 2006).

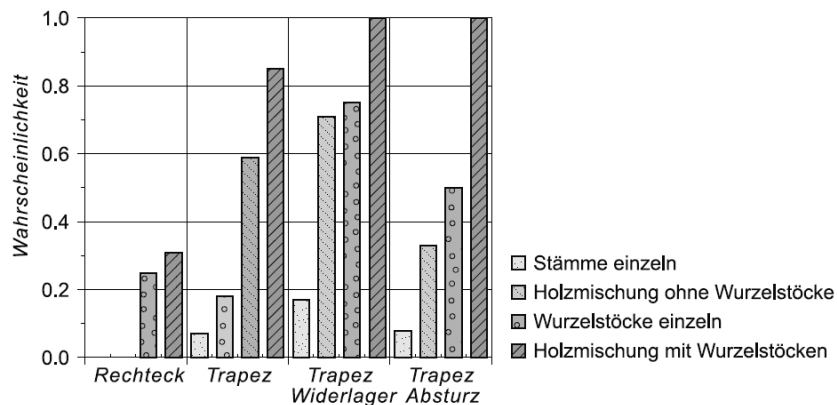


Abbildung 7: Verklausungswahrscheinlichkeiten für Einzelelemente und schubweise zugeführte Holzmischungen aus Versuchen der VAW (Quelle: VAW Mitteilung Nr. 188, 2006).

Wird aufgrund dem grossen Verhältnis von B/H in der Aare von einem Rechteckgerinne ausgegangen, erhöht sich die Verklausungswahrscheinlichkeit für schubweise aufkommendes Schwemmholz auf bis zu 0.3.

³ Annahme: $L/B < 1$ mit L : Stammlänge und B : Sohlenbreite, wobei die Sohlenbreite im Bereich des Schönau- und Altenbergstegs 35 bis 45 m beträgt.

⁴ Mittlere Abmessung: Geometrisches Mittel aus mittlerer und maximaler Abmessung des Wurzeltellers und Länge des Stammfortsatzes inkl. Wurzelteller.

Verklausungswahrscheinlichkeit im Projekt

Wenn beim Wasserspiegel HQx das Freibord nach KOHS nicht eingehalten wird, wird eine Teilverklausung des betrachteten Fliessquerschnitts angenommen, die mit 100%-iger Wahrscheinlichkeit ($P=1$) eintritt. Die für die Berechnungen der Intensitäts- und Gefahrenkarten zu Grunde gelegten Annahmen der Verklausungswahrscheinlichkeiten sind im Vergleich zu den Ergebnissen der Versuche der VAW (vgl. Kap 0) sehr konservativ.

Effektiv ist die Verklausungswahrscheinlichkeit kleiner als 1 und eine Verklausung tritt nicht zwingend bei jedem Ereignis ein. D.h. die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Szenarios HQx mit Verklausung ist kleiner als $P = 1/x$ und kleiner als das jeweilige Referenzniveau der Intensitäts- und Gefahrenkarten.

Entsprechend wurde auch eine hohe Wahrscheinlichkeit für den Absturz der Stege eingesetzt. Wird für ein bestimmtes Szenario der Absturz eines Stegs in Betracht gezogen (vgl. rote Markierung in Abbildung 1 und Abbildung 3) so wurde die Wahrscheinlichkeit eines Absturzes mit 1 quantifiziert. Auch hier handelt es sich um eine sehr konservative Annahme. Die Wahrscheinlichkeit, dass der Steg in die Aare abstürzt ist effektiv kleiner als 1.

Es stellt sich nun die Frage, ob es legitim ist, eine kleinere Eintretenswahrscheinlichkeit von Verklausungen anzusetzen. Dafür sprechen folgende Gründe:

Die Verklausungswahrscheinlichkeit aus der Fachliteratur und aus Modellversuchen liegen deutlich unter 1. Dies kann für die Aare in Bern anhand mehrerer Hochwasserereignisse aus der Vergangenheit mit grossem Schwemmholzaufkommen, wenn auch mit Intervention der Feuerwehr, bestätigt werden.

Bezüglich Altenbergsteg haben die VAW-Modellversuche sowie Erfahrungen der HW 2012 und 2015 gezeigt, dass die Schwemmholzmenge durch den Rückhalt an der Matteschwelle reduziert werden kann. Je nachdem, ob die untersten vier Tafelschützen gezogen werden oder nicht, kann die Schwemmholzmenge im Unterwasser des Schwellenmätteli um 30 bis 80 % reduziert werden. Weiter wurden an Aarstrasse und Tych Interventionsplätze geschaffen, von denen aus mit schwerem Gerät Schwemmholz entnommen werden kann. Durch diese Intervention wird die Eintretenswahrscheinlichkeit einer Verklausung beim Altenbergsteg weiter reduziert.

Mit der Inbetriebnahme des Hochwasserentlastungsstollens Thun und der Installation der Abflussmessstelle im Eriz stehen bessere Mittel zur Abflusssteuerung zur Verfügung. Es besteht die Möglichkeit, eine Koinzidenz des maximalen Schwemmholzanfalls aus dem Einzugsgebiet der Zulg und dem Maximalabfluss der Aare in Bern zu vermeiden. Dies bedingt einen Seeausfluss Thun von über $250 \text{ m}^3/\text{s}$, der sich mit dem Stollen kurzfristig um bis zu ca. $100 \text{ m}^3/\text{s}$ drosseln lässt um die Abflussspitze zum Zeitpunkt der Ankunft des Schwemmholzes in Bern zu minimieren

Mit dem geplanten Schwemmholzrückhalt in Steffisburg kann die Wahrscheinlichkeit einer Verklausung in Bern zukünftig weiter reduziert werden. Das Projekt ist in der Vorprüfung und wird frühestens in 2 bis 5 Jahren realisiert.

1.4.4 Fazit / Empfehlung

Um Hochwasser- und Verklausungsrisiken zu mindern, ist ein ausreichendes Freibord anzustreben. Die KOHS (Kommission für Hochwasserschutz des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbands) gibt dazu Empfehlungen ab. Diesen Empfehlungen wird von den zuständigen Fachstellen der Kantone nicht überall gleich gefolgt. Situationsbezogene Lösungen sind möglich.

Eine Abweichung vom KOHS Ansatz, indem die Stege aus denkmalpflegerischen, technischen und finanziellen Gründen auf der heutigen Höhe belassen werden, erhöht die Eintretenswahrscheinlichkeit einer Verklausung leicht. Die Wirkung auf die Überflutungsintensitäten ist jedoch begrenzt. Die Auswirkungen am Schönausteg schlagen sich kaum in der Intensitätskarte nieder, sie haben keinen direkten Einfluss auf die geplanten Hochwasserschutzmassnahmen. Ohne Anheben des Stegs entspricht die Gefahrensituation in etwa der Situation im Ist-Zustand. Die Auswirkungen am Altenbergsteg schlagen sich etwas stärker in der Gefahrenkarte nieder. Das Schadenpotenzial im Altenberg ist grösser als am Schönausteg. Die Verklausungswahrscheinlichkeit am Altenbergsteg lässt sich durch ein verändertes Schwemmholzregime an der Matteschwelle massiv reduzieren.

Die im Projekt angenommen Verklausungswahrscheinlichkeiten und den damit verbundenen Absturzscenarien der Stege in die Aare sind sehr konservativ festgelegt. Sie wurden im Rahmen des Projektes bereits früh mit der Auftraggeberin und den Fachstellen definiert und sind im technischen Bericht dokumentiert. Die Verklausungswahrscheinlichkeit eines Schwemmholzteppichs ist schwierig zu bestimmen.

Unter der Berücksichtigung des Schwemmholzrückhalts an der Matteschwelle, ist die Verklausungswahrscheinlichkeit am Schönausteg höher als am Altenbergsteg. Aktuell wird das Wehr mit dem Heben der vier untersten Tafelschützen so betrieben, dass der Anteil des ins Unterwasser weitergeleiteten Schwemmholzanteils maximiert werden kann. Dies führt zu einer höheren Verklausungswahrscheinlichkeit am Altenbergsteg. Bei einem Verzicht auf eine Anhebung des Altenbergstegs sollte der Rückhalt von Schwemmholz an der Matteschwelle angestrebt werden. In der Zwischenzeit wurden bekanntlich Interventionsstellen geschaffen um anfallendes Schwemmholz zu entnehmen.

Ob eine Freibordbedingung, z.B. entsprechend der KOHS-Empfehlungen bei Schönau- und Altenbergsteg einzuhalten, oder ob eine auf die konkrete Risikosituation bezogene Lösung zu wählen ist, entscheidet letztlich die Bauherrschaft in Rücksprache mit den zuständigen Stellen von Kanton und Bund. Das vorliegende Arbeitspapier stellt die Entscheidungsgrundlagen zuhanden der Bauherrschaft zusammen. Aufgrund der dargelegten Überlegungen und Erkenntnisse wird ein Belassen von Schönau und Altenbergsteg auf heutiger Höhe und die Inkaufnahme etwas erhöhter Verklausungsrisiken als tragbar erachtet: Das „geringe“ Schadenpotenzial und die sehr konservativen Annahmen bei der Bestimmung der Verklausungswahrscheinlichkeiten sowie die Möglichkeiten für die Entnahme von Schwemmholz bei der Matteschwelle lassen eine Interessenabwägung in Richtung der Anforderungen der ENHK als vertretbar erscheinen.

1.5 Weiteres Vorgehen bei einem Verzicht auf das Anheben der Stege

Wird an den bisher im Projekt angenommenen sehr konservativen Verklausungs- und Absturzscenarien festgehalten, so sind bei einem Verzicht des Anhebens der Stege die Intensitätskarten nach Massnahmen entsprechend anzupassen. Zudem ist der Entscheid zu fällen, ob im Projekt zusätzliche Massnahmen getroffen werden sollen oder ob das Projektziel modifiziert wird. Die Auswirkungen auf die Gefahrenkarte nach Massnahmen sind entsprechend zu dokumentieren.

Soll bei den Stegen wie vorgeschlagen ein differenzierter und situationsbezogener Umgang mit Verklausungswahrscheinlichkeiten gewählt werden, so ist dies im Technischen Bericht darzulegen und zu begründen. Die bestehende Intensitätskarte nach Massnahmen kann ohne Anpassungen weiterverwendet werden. Es ist zu diskutieren, ob die Gefahrenkarte für den Ist-Zustand aufgrund der neuen Verklausungsszenarien überarbeitet werden sollte.

Das weitere Vorgehen und alle damit verbundenen Entscheide sind mit dem OIK II und dem BAFU abzusprechen.

Abbildung 8: Grundriss und Schnitt der Wehranlage (Darstellung 50 %). Die Koten basieren auf dem alten Horizont und müssen somit um 3.26 m reduziert werden.

2.2.3 Wehrbetrieb

Die Staukurvenrechnung basiert auf der pessimistischen Annahme, dass bei Hochwasser im Kraftwerk Felsenau nicht mehr turbinieren werden kann und die gesamte Abflussmenge der Aare durch das Wehr abfließt. Die Einlaufschütze in den Kraftwerkskanal sowie der Grundablass sind geschossen. Somit sind an der Wehranlage die drei Wehrfelder mit geöffneten Hubschützen abflusswirksam.

In der Modellrechnung wurde das Stauziel um 50 cm auf 495.04 m ü. M. abgesenkt. Dieses Stauziel wird nur solange gehalten wie die Kapazität der Wehrfelder ausreichend ist. Danach steigt der Wasserspiegel im Wehrquerschnitt entsprechend dem Abfluss an.

2.2.4 Szenarien

Für die Berechnungen wurden bestehende Ganglinien aus dem Hochwasserschutzprojekt Aare Bern verwendet. Es wurde angenommen, dass der gesamte Abfluss durch das Wehr und die Restwasserstrecke abfließt.

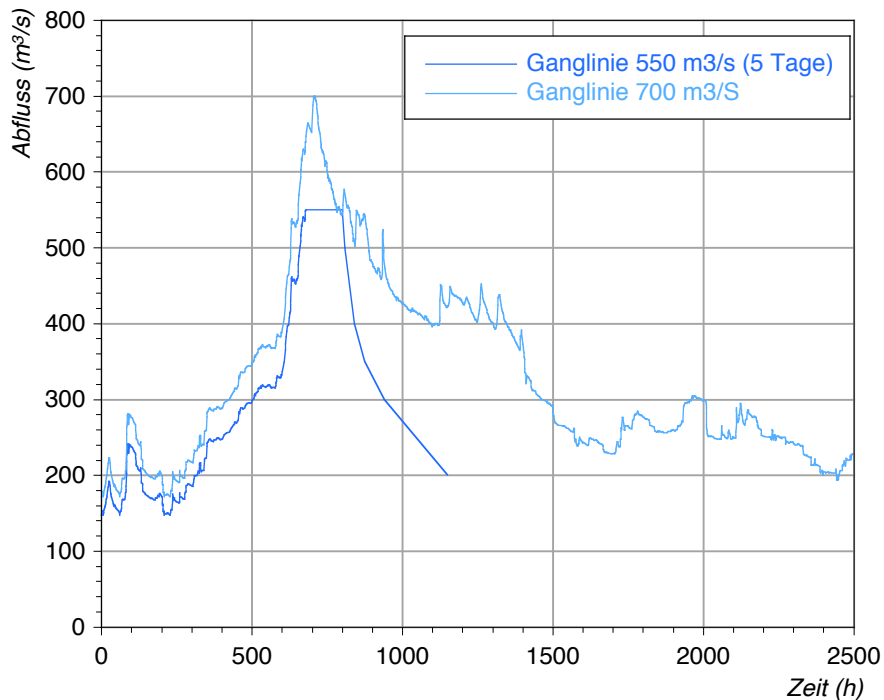


Abbildung 9: verwendete Ganglinien (Basis Ereignis 1999).

2.3 Resultate und Erkenntnisse

2.3.1 Pegel-Abfluss-Beziehung am Wehr Engehalde

Die Pegel-Abfluss-Beziehung am Wehr Engehalde wurde ausgewertet und mit bekannten Werten (Angaben A. Wäfler, ewb) verglichen. Für die Hochwasser 2004 und 2007 wurde ein Bereich angegeben, welcher in der Abbildung 10 dargestellt ist. Die Maxima der Hochwasser 1999 und 2005 sind mit Punkten dargestellt. Aus der Abbildung ist zudem ersichtlich, dass das Wehr ab einem Abfluss von rund $480 \text{ m}^3/\text{s}$ durch das Wehr vom Unterwasser her eingestaut ist und das um 0.5 m abgesenkte Stauziel von 495.04 m ü. M. nicht mehr eingehalten werden kann. Der Pegel am Wehr steigt kontinuierlich an. Ab einem Abfluss von ca. $590 \text{ m}^3/\text{s}$ kann auch das „Normstauziel“ von 495.54 m ü. M. aufgrund der Kapazität am Wehr nicht mehr eingehalten werden.

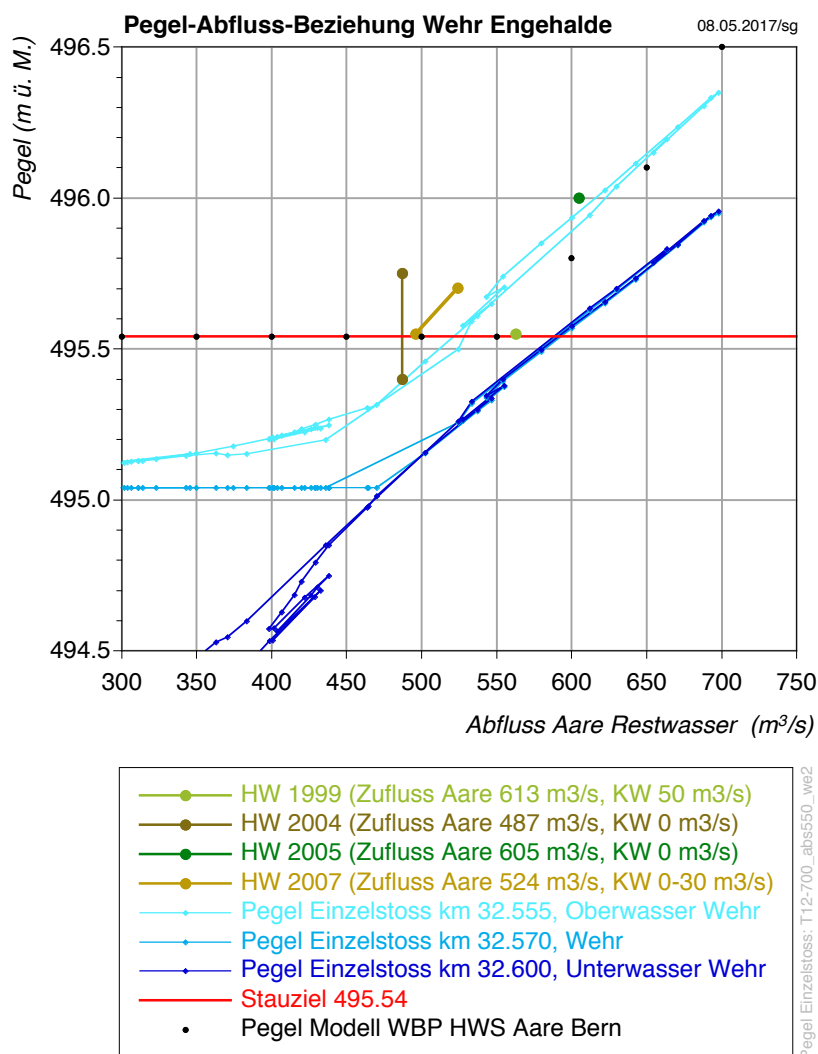


Abbildung 10: Pegel-Abfluss-Beziehung am Wehr Engehalde aus dem Abfluss- und Geschiebetransportmodell. Berechnungen basieren auf der Annahme, dass die Wehrschützen vollständig offen und nicht eingestaut sind.

Die Abflussverhältnisse am Wehr sind nicht kritisch. Für geringe Abflüsse besteht ein Einstau aufgrund des Stauziels. Ab einem Abfluss von rund 480 m³/s über das Wehr ist die Aare vom Unterwasser eingestaut (Froud 0.6).

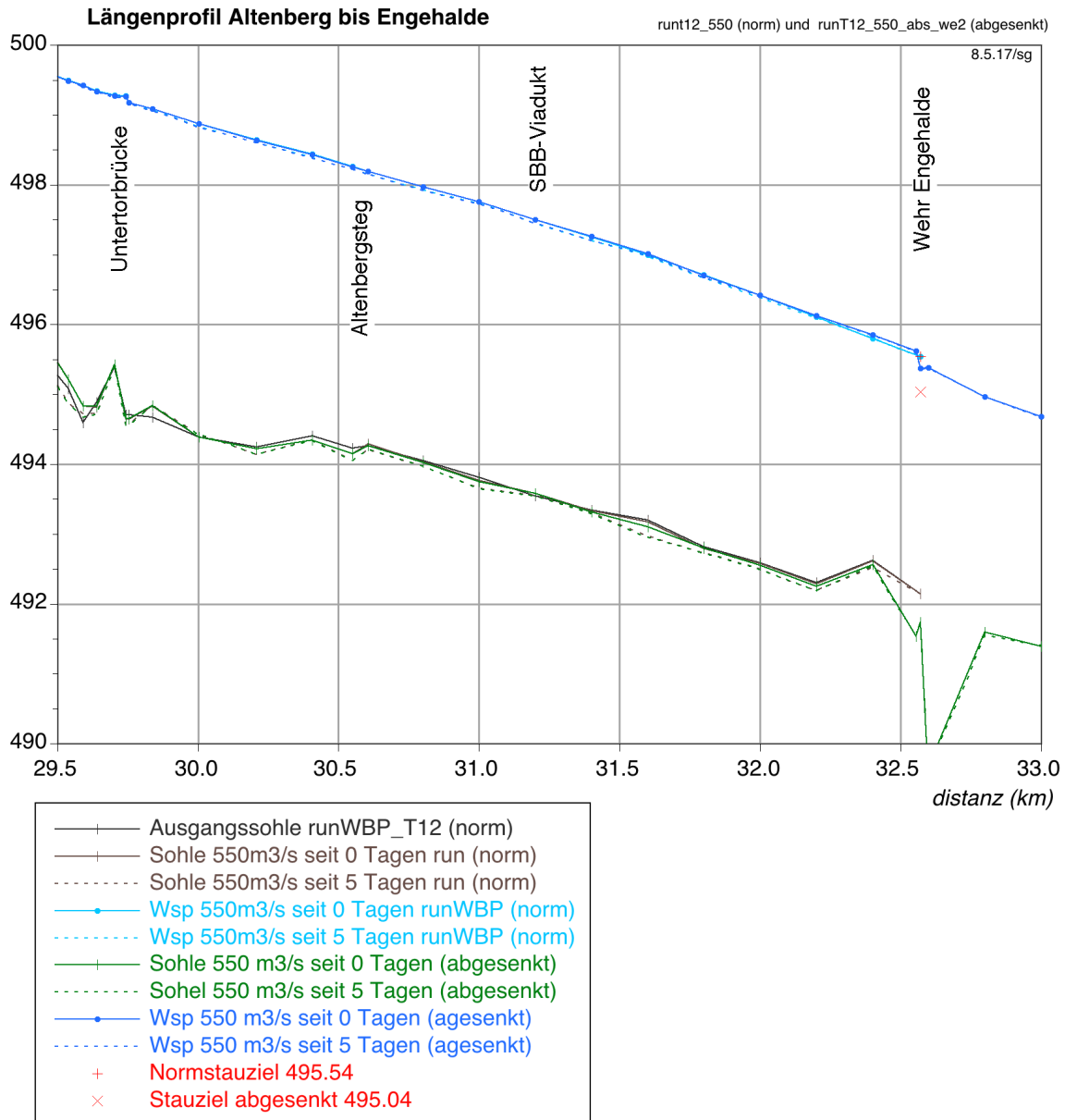
2.3.2 Zuverlässigkeit

Der Wasserstand beim Wehr ist unter anderem abhängig von den Abflussverhältnissen im Unterwasser. Dabei spielt auch die Lage der Sohle auf dem unterliegenden Abschnitt eine Rolle. Möglicherweise ist auch der hohe Wasserstand während des Hochwassers 2005 darauf zurückzuführen.

Die Modellrechnungen zeigen, dass eine Absenkung vom Normalstauziel von 495.54 m ü. M. bei einem Abfluss von 550 m³/s über das Wehr lediglich um knapp 20 cm möglich ist. Für grössere Abflüsse ist dieser Wert noch geringer. Ob der Pegel während eines Ereignisses tatsächlich abgesenkt werden kann, ist vom Ereignisablauf sowie von den Abflussverhältnissen im Unterwasser abhängig und kann daher nicht mit einer hohen Zuverlässigkeit angenommen werden.

2.3.3 Auswirkungen auf die Wasserspiegellagen im Altenberg

Eine kurzzeitige Pegelabsenkung am Wehr Engehalde wirkt sich kaum auf die Wasserspiegellagen im Abschnitt im Altenberg aus und kann für den Hochwasserschutz nicht berücksichtigt werden.



2.4 Fazit

Die Absenkung des Wehrs bei Abflüssen von über $500 \text{ m}^3/\text{s}$ (ohne Turbinierung) wird aufgrund der Abflussverhältnisse im Unterwasser deutlich eingeschränkt und führt zu einer nicht quantifizierbaren Veränderung der Wasserspiegellage im Abschnitt Altenberg. Aufgrund der unterschiedlichen Sohlenlagen im Unterlauf ist die Zuverlässigkeit einer Absenkung für die Berücksichtigung als Hochwasserschutzmassnahme oberhalb der Lorraine-Brücke nicht gegeben.