



Gemeinden
Heimberg,
Steffisburg

Tiefbauamt
des Kantons Bern
Oberingenieurkreis I

Beilage 3.7

Gewässer	Zulg	Gewässer-Nr.	548
Gemeinden	Heimberg, Steffisburg	Projekt-Nr.	1219
Erfüllungspflichtiger	Gemeinde Heimberg, Gemeinde Steffisburg		
Projekt vom	April 2021		
Revidiert			

Unterlage

Fachbericht Geschiebe / Morphologie / Hydraulik

Hochwasserschutz und Längsvernetzung
Zulg Heimberg

VORPRÜFUNG



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

Schwarztorstrasse 7
3007 Bern

Tel. 031 370 05 80
sah.be@flussbau.ch



Gemeinde Heimberg

Hochwasserschutz und Längsvernetzung Zulg Heimberg

Bericht Fachbereich Geschiebe/Morphologie
und Hochwasserhydraulik

Vorprojekt, Mitwirkungsprojekt

Bern, 02.12.2022



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

Schwarztorstr. 7, CH-3007 Bern Tel. 031 - 370 05 80

Impressum

Projekttitel	Hochwasserschutz und Längsvernetzung Zulg Heimberg
Projektnummer	R2019.02
Auftraggeberin	Bauverwaltung Gemeinde Heimberg, Alpenstrasse 26, 3627 Heimberg
Projektbearbeitung	Flussbau AG SAH, Schwarztorstrasse 7, 3007 Bern, Tel. 031 370 05 80 – Alexandre Mérillat, MSc Umwelting. ETHZ – Thomas Berchtold, Dr. sc. ETH, Dipl. Bau-Ing. ETH
Dokumentendatum	02.12.2022
Version / Verteiler	v2.1 / Dossier Vorprüfung
Zitiervorschlag	Gemeinde Heimberg (2021): Hochwasserschutz und Längsvernetzung Zulg Heimberg, Bericht Fachbereich Geschiebe/Morphologie und Hochwasserhydraulik. <i>Flussbau</i> AG SAH. Projekt-Nr. R2019.02, Stand Mitwir- kung, Bern, 02.09.2022.
Freigabe	

Dr. T. Berchtold

Inhalt

1	Zusammenfassung	1
2	Grundlagenverzeichnis	1
3	Ausgangslage und Auftrag	3
4	Verwendete Grundlagen	5
4.1	Kilometrierung	5
4.2	Korngrößen	5
4.3	Hydrologie	7
4.3.1	<i>Niederwasserabflüsse</i>	9
4.4	Geschiebe	10
4.5	Morphologie	10
5	Variantenstudium Sicherstellung Längsvernetzung	11
5.1	Randbedingungen	11
5.2	Prüfung Varianten	12
5.2.1	<i>Klassische Blockrampe</i>	12
5.2.2	<i>Rampe als Raubett in Beton</i>	12
5.2.3	<i>Aufgelöste Rampe / Bündelbauweise</i>	13
5.2.4	<i>Neubau Sperren mit Fischaufstiegshilfe</i>	13
5.2.5	<i>Traversensystem</i>	14
5.3	Variantevergleich	14
5.4	Varianteentscheid	15
6	Bemessungsmethodik	17
6.1	Geschiebetransportmodell MORMO	17
6.2	Massnahmen und untersuchte Szenarien	17
6.2.1	<i>Erarbeitung Längenprofil</i>	17
6.2.2	<i>Traversensysteme</i>	18
6.2.3	<i>Punktuelle Sohlensicherung</i>	18
6.2.4	<i>Aufweitung</i>	18
6.2.5	<i>Ufersicherung</i>	19
7	Ergebnisse	21
7.1	Überblick: Projektgeometrie, Längenprofil	21
7.1.1	<i>Beschreibung Längenprofil</i>	21
7.1.2	<i>Hydraulischer Nachweis</i>	22
7.1.3	<i>Nachweis Geschiebekontinuität</i>	22
7.1.4	<i>Nachweis Fischgängigkeit</i>	23
7.2	Traversensysteme	23
7.2.1	<i>Beschreibung</i>	23
7.2.2	<i>Nachweis</i>	25
7.3	Punktuellen Sohlensicherungen	26

7.3.1 <i>Beschreibung und Nachweis</i>	26
7.4 <i>Aufweitung</i>	27
7.4.1 <i>Beschreibung</i>	27
7.4.2 <i>Nachweis</i>	27
7.5 <i>Ufersicherung</i>	28
7.5.1 <i>Beschreibung</i>	28
7.5.2 <i>Bemessung und Nachweise</i>	28
8 <i>Schlussfolgerungen</i>	31

Anhang

- Anhang A Längenprofile *HQ₁₀₀* kurz (inkl. gerechnete Kolkiefen).
- Anhang B Längenprofil *HQ₃₀₀* kurz
- Anhang C Längenprofil Aufweitung

1 Zusammenfassung

Die Längsvernetzung der Zulg mit der Aare und eine Umgestaltung des Mündungsbereichs waren ursprünglich Bestandteile des Projekts *aarewasser*.

Mit der Abschreibung des Projekts *aarewasser* ging die Sanierungspflicht an die einzelnen Gemeinden über. Die Gemeinde Heimberg erarbeitet einen Wasserbauplan auf Stufe Vorprojekt für die Längsvernetzung des untersten Zulg-Abschnitts von der Brücke Bernstrasse bis zur Mündung in die Aare. In diesem Zusammenhang hat die Flussbau AG SAH die Aufgabe, sämtliche Fragen im Zusammenhang mit dem Geschiebetransport und der hydraulischen Belastung des Gerinnes zu beantworten.

Für die Wahl einer geeigneten Höhenüberwindung als Ersatz für die bestehenden untersten Sperren an der Zulgmündung wurden Grundlagen erarbeitet und ein Variantenstudium durchgeführt. Als Bestvariante wurden aufgelöste, strukturierte Blockrampen (Traversensysteme bestehend aus Blockriegeln) gewählt. Diese Systeme wurden auf Stufe Vorprojekt dimensioniert. Es sind zwei kurze und ein langes Traversensystem vorgesehen, welche insgesamt ca. 12 m Höhe auf einer Strecke von 1 km überwinden. Alle Traversen werden mit einer Niederwasserrinne bzw. mit einer Lücke versehen, um den Fischaufstieg zu erleichtern.

Basierend darauf wurde ein Längenprofil der mittleren Projektsohlenlage vorgeschlagen. Das Längenprofil wurde anhand der vorhandenen Randbedingungen (Brücken, Uferwege, Leitungsquerungen) festgelegt. Auf den letzten 300 m vor der Mündung in die Aare ist eine Aufweitung mit einer morphologischen Breite bis zu 75 m vorgesehen. Auf dieser Geometrie wurde ein Dimensionierungsergebnis HQ_{100} gerechnet.

Die baulichen Massnahmen sind auf ein Dimensionierungsabfluss HQ_{100} ausgelegt und die entsprechenden Nachweise bezüglich Hochwasserhydraulik, Bauwerkstabilität, Geschiebedurchgängigkeit und Fischgängigkeit erbracht.

Für eine ausführlichere Beschreibung der Projektziele, -akteure und -verlauf wird auf [2] hingewiesen.

2 Grundlagenverzeichnis

Projektgrundlagen

- [1] Gemeinde Steffisburg (2009): Gefahrenkarte Steffisburg. Flussbau AG SAH, geo7 AG.
- [2] Gemeinde Heimberg (2021): Wasserbauplan Hochwasserschutz und Längsvernetzung Zulg Heimberg. *Herzog Ingenieure AG*.
- [3] Fischereiinspektorats des Kantons Bern (2004): Längsvernetzung Zulg. Hydrologische und geschiebetechnische Grundlagen – Geschiebetransportmodell. *Schälchli, Abegg + Hunzinger AG*.
- [4] Tiefbauamt des Kantons Bern, Oberingenieurkreis II (in Erarbeitung): Wasserbauplan Aare, Thun-Nord Regiebrücke Schwäbis – Brücke ARA Uetendorf. *Emch+Berger AG und Flussbau AG SAH*.
- [5] Gemeinde Steffisburg (2018): Absenkung Müllerschwelle, Beurteilung der Sohlenveränderungen, Technischer Bericht Auflage. *Flussbau AG SAH*.
- [6] Gemeinde Heimberg (2020): Längsvernetzung Zulg, Abklärungen zu Baugrund, Hydrogeologie und Altlasten. *Kellerhals + Haefeli AG*.
- [7] Tiefbauamt des Kantons Bern (2021): Ersatzneubau Zulgbrücke, Steffisburg, Geologisch-geotechnische Untersuchungen. *Kellerhals + Haefeli AG*.
- [8] Gemeinde Steffisburg (2021): Wasserbauplan Hochwasserschutz und Längsvernetzung Zulg Steffisburg. *Herzog Ingenieure AG*.
- [9] ARA Thunersee (2021): Zulgaufweitung: Abklärungen zum Hauptkanal ARA Thunersee. *Holinger AG*.
- [10] Tiefbauamt des Kantons Bern, Oberingenieurkreis II (2012); Nachhaltiger Hochwasserschutz Aare Thun-Bern «aarewasser», technischer Bericht mit Kostenvoranschlag. *Diverse Verfasser, ARGE «aarewasser»*.
- [11] Gemeinde Heimberg (2007): Naturgefahrenkarte. *Flussbau AG SAH & Geo7 AG*.
- [12] Gemeinde Steffisburg (2009): Naturgefahrenkarte. *Flussbau AG SAH & Geo7 AG*.
- [13] Gemeinde Heimberg (2017): Überbauungsordnung Erschliessungsstrasse Heimberg Süd. *Kissling + Zbinden AG*.

Literatur

- [14] Stevens, M. A. und Simons, D. B. (1971). Stability Analysis for Coarse Granular Material on Slopes. River Mechanics, Shen, H. W., ed., Fort Collins, Colorado, 17-1-17-27.
- [15] Volkart P. (1972): Die Stabilisierung von Flussläufen mittels einer Folge von Querschwellen. *Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*, 6.
- [16] KOHS (2013): Freibord bei Hochwasserschutzprojekten und Gefahrenbeurteilungen. Empfehlungen der Kommission für Hochwasserschutz (KOHS). *Wasser Energie Luft*, 105, 43-50.
- [17] Sternberg H. (1875): Untersuchungen über Längen- und Querprofil geschiebeführender Flüsse. *Zeitschrift für Bauwesen, Wien*.
- [18] Zarn B. (1997): Einfluss der Flussbettbreite auf die Wechselwirkung zwischen Abfluss, Morphologie und Geschiebetransportkapazität. *Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*, 154.
- [19] Boes R. (2017): Aufgelöste unstrukturierte Blockrampen - Eine Praxisanleitung. Teil B Ausführung. In Boes R. (Eds.), *VAW Mitteilungen*, Versuchsanstalt für Wasserbau Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, 240.
- [20] Whittaker J. & Jäggi M. (1986): Blockschwellen. *Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*, 91.

3 Ausgangslage und Auftrag

Das Hauptziel des Wasserbauplans Hochwasserschutz und Längsvernetzung Zulg Heimberg ist, die beiden Schwellen im Mündungsbereich so zu sanieren, dass ein Aufstieg für Lebewesen aus der Aare in die Zulg ermöglicht wird, ohne dass die natürliche Verfrachtung des Geschiebes aus der Zulg in die Aare beeinträchtigt wird. Gleichzeitig ist der Schutz vor Hochwasser zu gewährleisten und die Naturlandschaft sowie die aquatische und terrestrische Lebensräume aufzuwerten unter Beibehaltung eines attraktiven Naherholungsgebietes. Eine wichtige Grundlage für die Konzeption und Bemessung der Massnahmen ist die fundierte Kenntnis des Geschiebehaushaltes der Zulg und die Berücksichtigung der Schnittstelle mit der Aare.

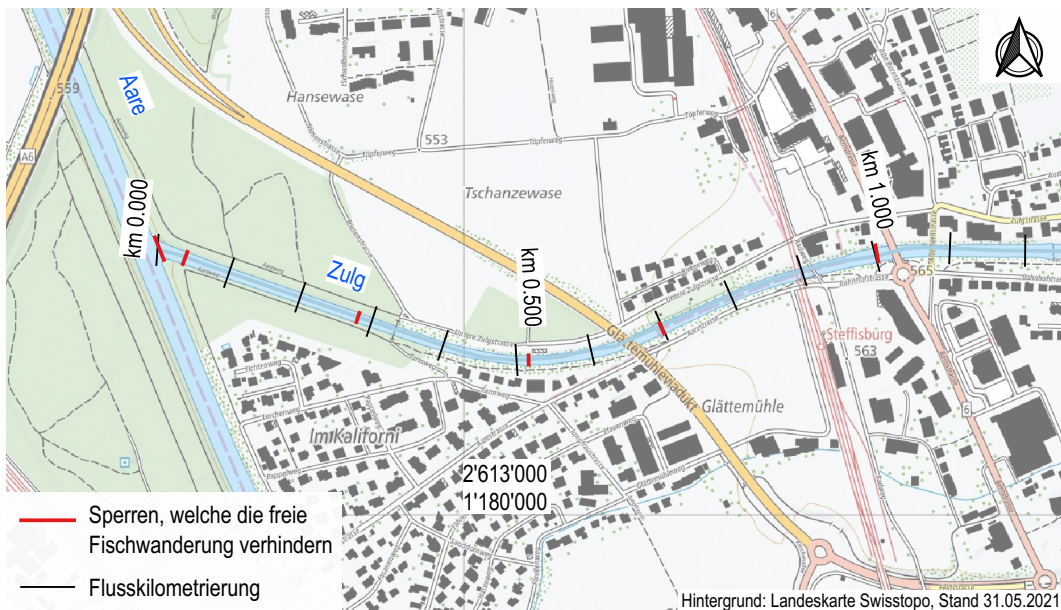


Abbildung 1: Übersicht Projektperimeter, 1:10'000.

Der Fachbereich Geschiebe hatte den Auftrag, auf sämtliche Fragen im Zusammenhang mit dem Geschiebetransport und der hydraulischen Belastung des Gerinnes Antworten zu geben. Verschiedene Projektvarianten wurden konzeptuell in einem Variantenstudium beurteilt. Die ausgewählte Variante wurde mit Hilfe eines numerischen Geschiebetransportmodells (1D) optimiert und vordimensioniert.

4 Verwendete Grundlagen

4.1 Kilometrierung

Im vorliegenden Bericht werden ausser anders vermerkt folgende Kilometrierungen verwendet:

- Zulg: Nullpunkt bei der Zulgmündung, Einheit: positive km flussaufwärts
- Aare: Nullpunkt bei der Zulgmündung, Einheit: positive km flussaufwärts.

In den Projektplänen [2] wird eine lokale, Perimeter bezogene Kilometrierung verwendet:

- Nullpunkt = ca. 30 m oberhalb der Holzbrücke alte Bernstrasse
- Einheit: Meter, **flussabwärts**

Die Umrechnung erfolgt mit folgender Formel:

$$km_{Projektpläne} = 1'000 \cdot (1.108 - km_{Fachbereich\ Geschiebe}) \quad (1)$$

4.2 Korngrössen

Die Berechnungen erfolgen mit der Annahme eines Zwei-Korn-Modells bestehend aus Sohlenmaterial und laufendem Geschiebe. Beide Kornverteilungen werden durch die charakteristischen Korndurchmesser d_{90} und d_m beschrieben. Der mittlere Korndurchmesser d_m des Geschiebes ist massgebend für die Berechnung der Transportkapazität. Die charakteristischen Korndurchmesser des Sohlenmaterials $d_{90,D}$ und $d_{m,D}$ bestimmen die Rauheit der Sohle und die Stabilität der Deckschicht.

Die charakteristischen Korngrössen wurden aus Linienzahlanalysen (LZA) aus früheren Studien [5] übernommen. Die Veränderung der Kornzusammensetzung über die Distanz aufgrund von Sortier- und Abriebeffekten wird im Modell mithilfe der exponentiellen Beziehung nach Sternberg [17] abgebildet. Mit Hilfe sämtlicher verfügbaren LZA wurden die exponentiellen Beziehungen bestmöglich für den Projektperimeter des laufenden Projekts bestimmt (Abbildung 2). Die Korngrössen der Aare sind aus [4] entnommen und wurden in der numerischen Modellierung berücksichtigt.

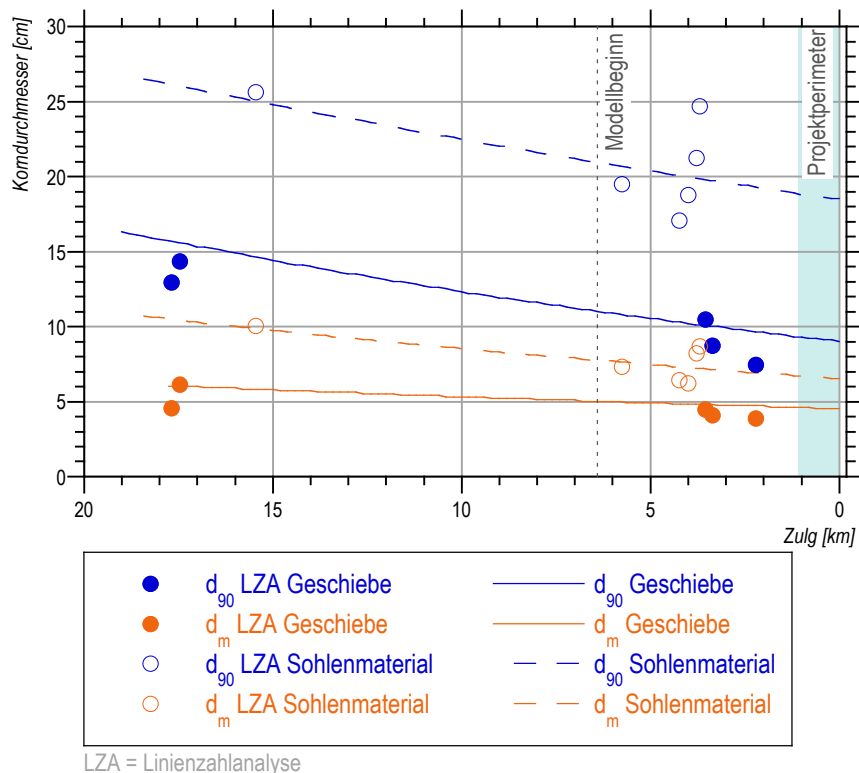
Für den Projektperimeter ergeben sich daraus die charakteristischen Korngrössen in der Tabelle 1.

Material	Korndurchmesser
d_{90} Geschiebe	9.0 cm
d_m Geschiebe	4.5 cm
$d_{90,D}$ Sohlenmaterial	18.5 cm
$d_{m,D}$ Sohlenmaterial	6.5 cm

Tabelle 1: Mittlere Korngrössen im Projektperimeter.

Die charakteristischen Korngrössen nehmen über die Distanz deutlich ab und sind im Mündungsbereich deutlich kleiner als im Zulgboden oder im oberen Flusslauf.

Abbildung 2: Mittels Linienzahlanalyse (LZA) erhobene charakteristische Korngrößen in der Zulg und abgeschätzte Veränderung über die Distanz nach Sternberg [17].



Sondagen

Für die Fundation der Ufer und des neuen Kalistegs wurde der Baugrund mittels Bohrungen untersucht [6]. Die Bohrprofile deuten darauf hin, dass der Baugrund im Perimeter aus Zulgablagerungen besteht und die charakteristischen Grössen ähnliche Grössendordnungen aufweisen wie die Angaben in Abbildung 2. Aus den Bohrungen gibt es keine Hinweise, dass im Untergrund mit gröberem anstehenden Material zu rechnen ist. Die Aussagekraft dieser Bohrungen über die zu erwartende Maximalkorngrösse ist allerdings gering, weil der Bohrdurchmesser nur 15 cm betrug. Dennoch gibt es Hinweise auf einzelne Blöcke über 15 cm Durchmesser infolge durchbohrter Steine. Diese sind jedoch mit Vorsicht zu interpretieren.

Weitere Bohrungen bei der Bernstrasse [7] bestätigen die angenommenen eher feinen Korngrössen.

Um verlässlichere Angaben zum Untergrundmaterial auf der Kote der zukünftigen Flusssohle zu erhalten sind Baggerschlitzte im Bereich der Traversensysteme (v.a. unteres Traversensystem, km 0.291 bis 0.542) empfohlen.

4.3 Hydrologie

Für das Einzugsgebiet der Zulg liegen keine Abflussmessungen über eine ausreichend lange Messdauer vor. Zur Erzeugung möglichst plausibler Abflusskurven wurden im Projekt Längsvernetzung Zulg [3] Abflussdaten aus den zwei vergleichbaren Gewässern Emme und Urnäsch ausgewertet und auf das Einzugsgebiet der Zulg übertragen. Dabei wurde folgendes Vorgehen gewählt:

- Die Hochwasserspitzen HQ_{100} in der Zulg sowie in den zwei vergleichbaren Gewässern wurden mit verschiedenen empirischen Methoden geschätzt und daraus ein Mittel gebildet (Anwendung des Programms HQx_meso_CH)
- Die Hochwasserspitzen von Emme und Urnäsch wurden mit einer statistischen Auswertung von gemessenen Abflüssen (Frequenzanalyse der Jahreshöchsthochwasser) bestimmt.
- Die empirischen Schätzungen der Abflussspitzen von Emme und Urnäsch wurde anhand der Ergebnisse der Frequenzanalyse geeicht.
- Die Korrektur an den Ergebnissen der empirischen Schätzungen wurde auf die Schätzung der Hochwasserabflüsse der Zulg angewandt.

Obwohl beide Vergleichseinzugsgebiete demjenigen der Zulg ähnlich sind, wurde wegen der geographischen Nähe die Emme als Referenzgewässer für die Zulg verwendet. Damit können auch die für die emmentalischen Gewässer typischen geringen Unterschiede der Abflussspitzen unterschiedlicher Jährlichkeit erfasst werden. Die detaillierte Ermittlung der Ganglinien ist in [3] beschrieben.

Für die Abflüsse in der Aare (oberhalb Zulgmündung) werden die Werte aus der Abflussmessstation Aare Thun (BAFU Nr. 2030) verwendet. Zwischen Messstation in Thun und der Zulgmündung wird der Abfluss nur unwesentlich durch Seitenzubringer vergrößert.

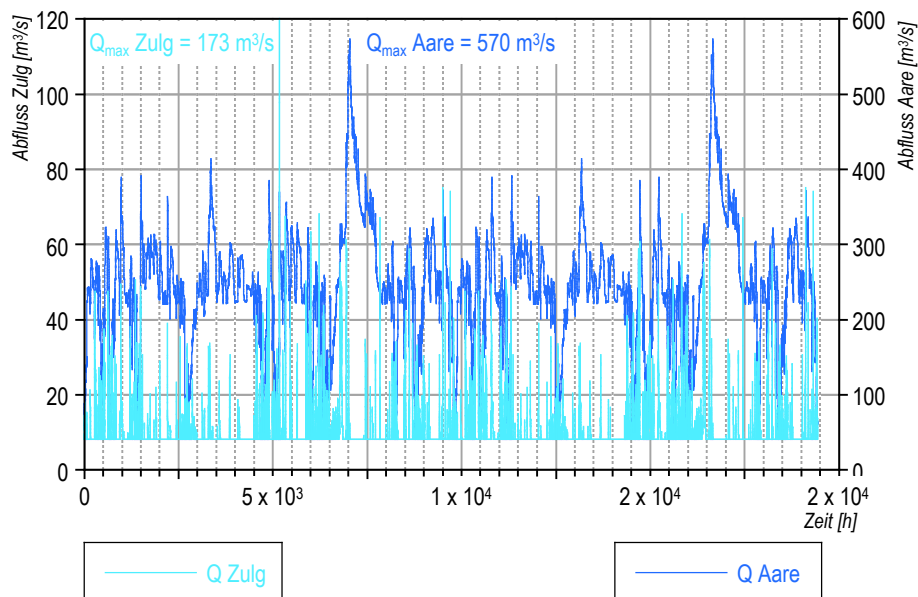
Langzeitganglinien

Mit einer Ganglinie über 20 Jahre werden hauptsächlich häufigere, bettbildende Ereignisse mit Wiederkehrdauer HQ_1 bis HQ_5 berücksichtigt. Dadurch kann eine längerfristige Entwicklung der Gerinnesohle modelliert werden.

Die Ganglinie über eine Dauer von 20 Jahren wurde in [3] aus gemessenen Abflüssen der Emme der Jahre 1992 – 2001 konstruiert und auf das Einzugsgebiet der Zulg angepasst. Dazu mussten die konstruierten Abflussdaten von 1992 – 2001 zweimal aneinandergehängt werden, wobei das Hochwasserereignis vom 12.06.1997 in der zweiten Dekade weggelassen wurde.

Für die Langzeitsimulationen werden die Ganglinie der Zulg mit der Ganglinie der Aare für die Jahren 1992 bis 2001 synchronisiert. Dadurch wird der Einfluss eines hohen Aare-Wasserspiegels auf und somit Rückstau in die Zulg auf die Langzeitentwicklung der Sohlenlage im untersten Zulgabschnitt berücksichtigt. Um die Rechenzeit nicht unnötig zu verlängern sind alle nicht geschieberelevanten Abflüsse aus der synchronisierten Ganglinie entfernt. Die untere Grenze der Geschiebeführung wurde für die Zulg auf $8 \text{ m}^3/\text{s}$ und für die Aare auf $50 \text{ m}^3/\text{s}$ festgelegt. Bei Fällen, wo nur die Aare oder nur die Zulg einen geschieberelevanten Abfluss aufweist, wird aus modelltechnischen Gründen der Abfluss des anderen Flusses auf die Grenze seiner Geschiebeführung erhöht. Die Langzeitganglinien für Aare und Zulg sind in der Abbildung 3 abgebildet.

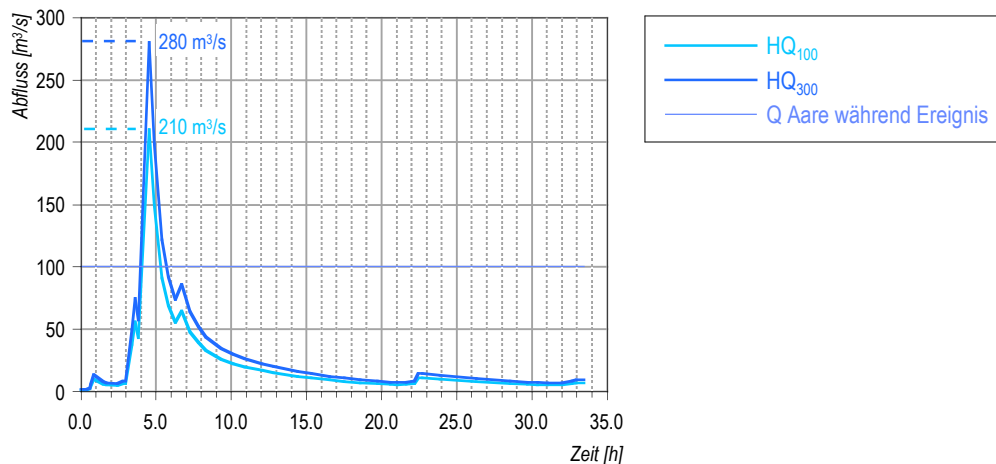
Abbildung 3: Langzeitganglinien Zulg und Aare.



Hochwasserereignisse

Die einzelnen Hochwasserereignisse in der Zulg sind für die Bemessung der baulichen Massnahmen relevant. Für die Zulg wurden die in der Abbildung 4 dargestellten, ebenfalls aus Abflussdaten der Emme in [3] konstruierten Ganglinien eines Gewitterereignisses mit Wiederkehrdauer HQ_{100} und HQ_{300} für die Abfluss- und Transportrechnungen verwendet [1].

Abbildung 4: Hochwasserganglinien der Zulg (aus [1] übernommen).



Während in der Zulg typischerweise lokale Gewitter Ursache für Hochwasserabflüsse sind und in Form einer eher kurzen Ganglinie auftreten, führen in der Aare unter der dämpfenden Wirkung des Thunersees erst Langzeitniederschläge zu Hochwasserabflüssen.

Die massgebenden Lastfälle für die Dimensionierung der Schutzbauten im untersten Zulgabschnitt (Aufweitung) sind Hochwasserabflüsse in der Zulg, welche nicht durch den Aarewasserstand beeinflusst sind (kein Rückstau). Entsprechend wird während der Dimensionierungshochwasser in der Zulg ein konstanter Abfluss in der Aare oberhalb

der Zulgmündung von $100 \text{ m}^3/\text{s}$ angenommen. Dies entspricht ca. der Hälfte des Sommermittelwassers und stellt somit eine konservative Annahme für die Dimensionierung der Fundationstiefen in der Aufweitung dar.

Ein Hochwasser in der Zulg bei gleichzeitig ausserordentlich hohem Wasserstand in der Aare ist mit geringer Auftretenswahrscheinlichkeit möglich. In diesem Fall staut die Aare in die Zulgaufweitung zurück und dämpft den Abfluss in der Zulg (reduzierte Abflussgeschwindigkeit), erhöht des Wasserspiegel und führt zu Geschiebeablagerungen. Für den Nachweis dieses Lastfalls wurde von folgender konservativen Annahme ausgegangen: HQ_{100} in der Zulg bei gleichzeitigem HQ_{30} Abfluss in der Aare.

4.3.1 *Niederwasserabflüsse*

Es liegen keine genauen Messungen der Niederwasserabflüsse in der Zulg vor: Die Messstation Chachelischwandstäg in Unterlangenegg ist erst seit 2015 im Betrieb. Die Betreiber weisen explizit darauf hin, dass die Niederwassermessung ungenau ist. Zudem liegt die Station mehrere Kilometer oberhalb des Projektperimeters und ein Teil des Niederwassers wird bei km 2.920 in den Mülikanal ausgeleitet [5]. Der Niederwasserabfluss Q_{347} bei der Messstation Chachelischwandstäg (ca. km 9, Einzugsgebiet = 67.09 km^2) wird zu 410 l/s angegeben. Es darf erwartet werden, dass der Niederwasserabfluss über die fast 8 km zwischen der Messstation und Projektperimeter (EZG = 88.15 km^2) noch zunimmt und dass der tatsächliche Niederwasserabfluss Q_{347} in der Projektstrecke in der Grössenordnung des Niederwasserabflusses Chachelischwandstäg liegt. Q_{347} im Projektperimeter dürfte im Bereich von $600 - 1'000 \text{ l/s}$ sein. Ein ausserordentlich tiefer Abfluss (Grössenordnung Q_{360}) wurde in einem trockenen Sommer mit ca. 600 l/s gemessen (Abschnitt Müllerschwelle).

In der Studie Längsvernetzung Zulg [3] wird der Mittelwasserabfluss auf $2.8 \text{ m}^3/\text{s}$ geschätzt. Für den Niederwasserabfluss werden keine Angaben gemacht. Es wird auf die Abschätzung eines Niederwasserabflusses im vorliegenden Projekt verzichtet. Stattdessen wird die bordvolle Abflusskapazität der projektierten Niederwasserrinne als mögliche Grösse verwendet und interpretiert (Vgl. 7.1.4 und 7.2.2).

4.4 Geschiebe

Bei der Erarbeitung der Grundlagen für das Projekt Längsvernetzung Zulg [3] wurde das Geschiebeaufkommen im Einzugsgebiet der Zulg eingehend untersucht. Einerseits wurde das Geschiebepotential anhand verschiedener Berechnungsmethoden abgeschätzt, andererseits wurde das Feststoffpotential im Rahmen von Felduntersuchungen plausibilisiert. Die Erarbeitungsmethodik ist in [3] detailliert umschrieben.

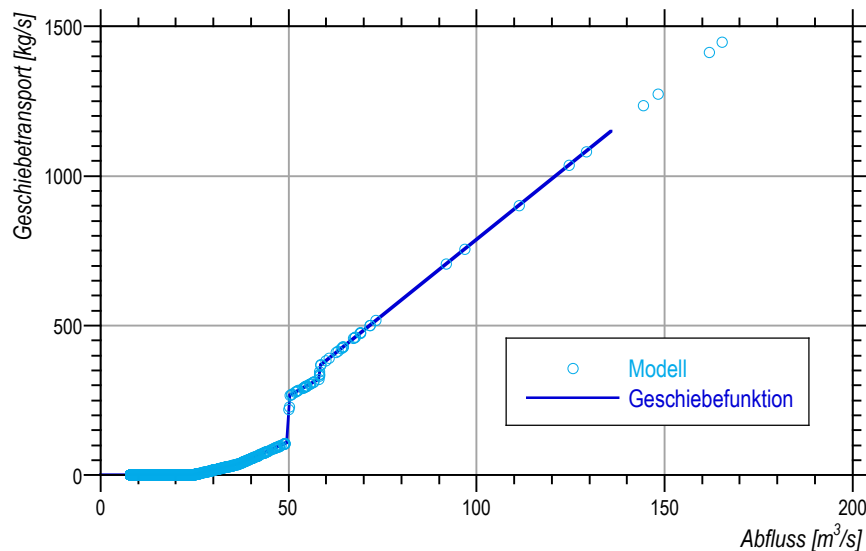
Als Resultat wurden die zu erwartenden mittleren jährlichen Geschiebefrachten und die Geschiebefrachten bei einzelnen Hochwasserereignissen bestimmt (Tabelle 2).

Tabelle 2: Geschiebefrachten der Zulg am unteren Ende der Schluchtstrecke (km 5.129, Bodeflüelitesteg; aus [3]).

Szenario	Geschiebefracht [m ³]
Jahresmittel	3'000
G100	4'100 - 4'900
G300	5'400 - 6'100

Andererseits wurde in [3] eine Geschiebefunktion ermittelt, über welche der Geschiebetransport während der Abflussganglinie über 20 Jahre (vgl. 0) festgelegt ist. Die Geschiebefunktion ist in der Abbildung 5 dargestellt.

Abbildung 5: Geschiebefunktion am unteren Ende der Schlucht (aus [3]).



Oberhalb der Müllerschwelle (km 2.920) wird zur Verbesserung der Hochwassersicherheit regelmässig Geschiebe entnommen. Nach Umsetzung des Hochwasserschutzprojektes [8] sind diese Baggerungen nicht mehr notwendig. Gemäss Aussage der Gemeinde Steffisburg wurde jeweils sämtliches entnommene Material unmittelbar unterhalb der Müllerschwelle wieder beigegeben. Diese Baggerungen hatten die Geschiebekontinuität nicht beeinflusst und sind für dieses Projekt nicht massgebend.

4.5 Morphologie

Das morphologische Entwicklungspotenzial der Zulg wurde in früheren Studien untersucht ([3], [10], [12], [11]). Es zeigte sich, dass die Sohle im Projektperimeter bisher über eine lange Zeit stabil geblieben war. Das vorhandene Gefälle von < 1 % würde sich unter veränderten Randbedingungen (Verbreiterung, etc.) nur moderat ändern. Wichtig für das vorliegende Projekt ist v.a. die Erkenntnis, dass die aktive Gerinnebreite der Zulg mit der heutigen Hydrologie und dem heutigen Geschiebeaufkommen ohne seitliche Einschränkung kaum mehr als ca. 75 m betragen würde. Mehr aktiven Raum würde die Zulg kaum einnehmen.

5 Variantenstudium Sicherstellung Längsvernetzung

5.1 Randbedingungen

Die beiden Betonsperren im Mündungsbereich sollen durch ein fischgängiges System ersetzt werden. Die Längsvernetzung der Zulg soll mit einem System erfolgen, welches der Zielfischart das auf- und abwandern aus der Aare ermöglicht. Als Zielfischart wurde durch das FI die Forelle festgelegt.

Die Zulg soll im untersten Abschnitt in eine Aufweitung übergehen, welche direkt an die Aare angeschlossen ist. Die Aufweitungslänge soll im Rahmen des Möglichen maximiert werden. Entsprechend soll die Überwindung der notwendigen Höhendifferenz so weit wie möglich zurückversetzt werden.

Die Lage des Systems zur Höhenüberwindung im Längenprofil wird begrenzt durch bestehende Brückenfundationen, querende Werkleitungen sowie durch limitierte Platzverhältnisse. Dadurch kann die Zulg nicht beliebig in die Tiefe verlegt werden, ohne eine reduzierte Sohlenbreite und steilere Böschungen in Kauf zu nehmen. Das Längsgefälle zur Höhenüberwindung soll so steil wie möglich und nur so flach wie nötig sein.

Aus dem Längenprofil geht ein optimales Bruttogefälle des Rampensystems von ca. 2.7 % hervor.

Aufgrund der sehr geringen Niederwasserabflüssen in der Zulg muss das Rampensystem mit einer Niederwasserrinne ausgestattet sein.

Die ARA Thunersee hat sich für die Unterquerung der Zulg durch ihre Sammelleitung für eine Dükerlösung bereit erklärt, auch zur Unterquerung einer Aufweitung [9].

5.2 Prüfung Varianten

5.2.1 Klassische Blockrampe

Sohle und Ufer werden flächendeckend mit grossen, einzeln gesetzten Blöcken bedeckt. Eine klassische gesetzte Blockrampe war ursprünglich im Projekt aarewasser [10] vorgesehen. Eine klassische, gesetzte Blockrampe ist nur so stabil wie ihr schwächstes Element. Wird bei Hochwasser ein einzelner Block aus dem Gefüge gelöst, bildet sich eine Schwachstelle die zum Versagen grosser Teile des Bauwerks führen kann. Eine Niederwasserrinne muss mit tiefer gesetzten Blöcken geformt werden. Dadurch können weitere Schwachstellen entstehen. Es muss gewährleistet werden, dass das Wasser nicht innerhalb des Gefüges versickert und die Rampe trocken fällt.



Abbildung 6: Beispiel einer klassischen Blockrampe (kleine Simme in Zweisimmen).

Vorteile	Nachteile
<ul style="list-style-type: none"> - Hohe Stabilität (beim Dimensionierungsabfluss) - Steiles Gefälle (bis 10 % aus Sicht Bauwerksstabilität möglich) → weniger Platzbedarf 	<ul style="list-style-type: none"> - Kein gutmütiges Verhalten bei Überlast - Begrenzte Fischgängigkeit - nicht ideal für Niederwasserrinne - hohe Kosten

5.2.2 Rampe als Raubett in Hinterbeton

Dieser Typ entspricht einer klassischen gesetzten Blockrampe aber befestigt in Hinterbeton. Dadurch wird eine Gestaltung der Niederwasserrinne dank Hinterbeton ermöglicht und das Wasser kann nicht im Gefüge versickern. Der Fischaufstieg kann zuverlässiger als bei einer klassischen Blockrampe sichergestellt werden.



Abbildung 7: Beispiel einer Rampe als Raubett in Hinterbeton mit Niederwasserrinne (Hünibach in Hilterfingen)

Vorteile	Nachteile
<ul style="list-style-type: none"> - Hohe Stabilität (beim Dimensionierungsabfluss) - Steiles Gefälle (bis 10 % aus Sicht Bauwerksstabilität möglich) → weniger Platzbedarf - Gestaltung Niederwasserrinne möglich 	<ul style="list-style-type: none"> - Naturfremd - Hohe Kosten - Kein gutmütiges Verhalten bei Überlast

5.2.3 Aufgelöste Rampe / Bündelbauweise

Aufgelöste, unstrukturierte Blockrampen stellen eine relative neue Bauweise dar (siehe z.B. [19]), resp. der Stand der Technik hat seit dem Projekt aarewasser [10] grosse Fortschritte gemacht. Es lohnt sich deshalb, diese Variante ins Studium unter Berücksichtigung der letzten Wissenschafts- und Praxiserkenntnissen neu zu untersuchen.



Abbildung 8: Beispiel einer aufgelösten, unstrukturierten Blockrampe (Landquart GR, Blick gegen Fließrichtung; Quelle VAW).

Vorteile

- Gute Fischgängigkeit
- Gutmütiges Verhalten bei Überlast (Restwirkung)

Nachteile

- Eher flaches Gefälle (bis 3 %) → Mehr Platzbedarf
- Niederwasserrinne schwierig planbar
- nur geringe spezifische Belastung möglich

→ in der Zulg kaum realisierbar

5.2.4 Neubau Sperren mit Fischaufstiegshilfe

In dieser Variante werden Sperren erstellt (ungefähr so hoch wie die heutigen untersten beiden) und mit einer Fischtreppe ergänzt. Aufgrund der Platz- und Strömungsverhältnissen bei den heutigen bestehenden zwei Sperren (Mündung) ist es nicht möglich, diese bestehenden Sperren mit Fischaufstiegen zu versehen.



Abbildung 9: Beispiel einer Fischaufstiegsanlage bei einer Sperre (Rötebach in Eggwil).

Vorteile

- Geringer Platzbedarf
- Einfache Bemessung der Sperre
- Sperre bei Hochwasser stabil
- Lange Erfahrung mit Fischpass

Nachteile

- künstlich
- Betriebsaufwand Fischtreppe erheblich

5.2.5 Traversensystem

Das Traversensystem ist eine aufgelöste, strukturierte Rampenform bestehend aus einzelnen Blockriegeln und Abstürzen. Die Traversenhöhe wird daraufhin optimiert, dass Fische sie überwinden können, das Gesamtgefälle aber möglichst gross bleibt (minimale Rampenlänge). Die einzelnen Riegel lassen Einschnitte zur Sicherstellung einer Niederwasserrinne zu. Zwischen den Riegeln bilden sich unter hoher Belastung grosse Kolke.



Abbildung 10: Beispiel eines Traversensystems (Ri di Lodrino in Lodrino TI).

Vorteile	Nachteile
<ul style="list-style-type: none"> - Steiles Gefälle (bis 7 %) <li style="padding-left: 20px;">→ weniger Platzbedarf - Einfache Lösung für Niederwasserrinne - Stufen-Becken-Abfolge <li style="padding-left: 20px;">→ relativ naturnahes Bild 	<ul style="list-style-type: none"> - sehr viele kleine Abstürze nötig - Kein gutmütiges Verhalten bei Überlast (Kolkumschlag)

5.3 Variantenvergleich

Für den Variantenvergleich und damit die Bestimmung der Bestvariante wurde nach dem Ausschlussprinzip vorgegangen.

Klassische, gesetzte Blockrampe

Eine gesetzte klassische Blockrampe weist kaum Ruhezone auf und erschwert dadurch den Fischeaufstieg. Je länger die Rampe wird, desto mehr fällt dieser Nachteil ins Gewicht. Für die sehr geringen Abflüsse bei Niedrigwasser wäre eine Niederwasserrinne vorzusehen. Diese ist nur schwierig zu realisieren mit gesetzten Blöcken und erhöht die Gefahr von Schwachstellen im System. Solange die Rampe nicht kolmantiert ist kann der Abfluss im Gefüge versickern. Versagt eine kleine Schwachstelle im System, ist mit einem Versagen der ganzen Blockrampe zu rechnen.

→ Variante nicht geeignet.

Raubettgerinne in Hinterbeton

Bezüglich Niederwasserrinne, Belastbarkeit und Niedrigwasser weist dieses System grosse Vorteile auf. Die Länge des Systems würde aber zu einem gewaltigen Hinterbetonvolumen führen (Kosten). Das System hat einen sehr naturfremden Charakter und würde gegenüber dem heutigen Zustand der Zulg als Verschlechterung wahrgenommen werden.

→ Variante nicht geeignet.

Aufgelöste Blockrampe

Die spezifischen Belastungen in der Zulg sind mit 14 - 20 m²/s (*HQ₁₀₀*) gross. Aufgelöste Blockrampen eignen sich nicht für derart hohe spezifische Belastungen.

→ Variante nicht geeignet.

Sperre mit Fischaufstiegshilfe

Eine Fischaufstiegshilfe als Fischtreppe mag als Ergänzung zu einer bestehenden Sperre effizient und sinnvoll sein, sofern der Platz zur seitlichen Anbringung vorhanden ist. Im vorliegenden Fall müssten die beiden untersten Sperren bei der Mündung in die Aare instandgestellt und durch eine Fischtreppe ergänzt werden. Dadurch wäre aber einerseits keine natürliche Anbindung an die Aare möglich, andererseits auch die geplante Aufweitung in der Aare nicht umsetzbar.

Will man an den Aufweitungen im Mündungsbereich (Aare und Zulg) festhalten, wäre eine neue, 6 - 8 m hohe Sperre mit angrenzender Fischtreppe oberstrom der Aufweitung nötig. Der RenF sieht eine solche neue Sperre nicht im Sinne einer Renaturierung und schätzt sie nicht als bewilligungsfähig ein.

→ Variante nicht geeignet.

Traversensystem (strukturierte Blockrampe)

Eine Abfolge von Stufen/Becken Sequenzen führt während dem Ereignis zu effizienter Energiedissipation in den Traversenfeldern (durch Bildung von langen Kolken). Hinter jeder Traverse bildet sich ein Kolk aus und bietet Ruhezeiten für aufsteigende Fische. Die Traversen eignen sich für eine Ausgestaltung einer Niederwasserrinne.

→ Variante empfohlen.

5.4 Variantenentscheid

In der Fachausschusssitzung Nr. 2 vom 11.12.2019 heisst insbesondere der Renaturierungsfonds des Kantons Bern (RenF) die von den Planern favorisierte Variante «Traversensystem» gut. Der RenF sieht ein Traversensystem als einzige praktikable Lösung und möchte die übrigen Varianten nicht weiterverfolgen. Ein Traversensystem entspricht im Grossen und Ganzen dem auch weiter oben in Steffisburg gewählten Verbauungssystem. Die Bauherrschaft sowie das BAFU verwerfen eine Traversenvarianten mit sogenannten zusätzlichen Opfertraversen. Die Opfertraversen wäre nur zur Gewährleistung der Längsvernetzung hilfreich, würden aber nur einem reduzierten Bemessungsabfluss standhalten und müssten entsprechend häufiger instandgestellt werden.

6 Bemessungsmethodik

6.1 Geschiebetransportmodell MORMO

Der Geschiebetransport und die Sohlenveränderungen wurden auf dem ganzen Projektperimeter eindimensional mit dem Simulationsprogramm MORMO (MORphologisches MOdell) berechnet. Die Geometrie des Fliessgewässers wird mit Querprofilen beschrieben (inklusive Angaben der Rauigkeit von Sohle und Böschung).

Für jeden Zeitschritt der Abflussganglinie werden in jedem Querprofil die Wasserspiegellagen und Fliessgeschwindigkeiten mit einer Staukurvenberechnung berechnet. Anschliessend wird in jedem Querprofil die Transportrate bestimmt und durch Lösung der Sedimentkontinuitätsbedingung eine vertikale Sohlenveränderung ermittelt. Im nächsten Zeitschritt wird die Prozedur mit dem folgenden Abfluss und mit der veränderten Sohlenlage wiederholt.

Der eigentliche Projektperimeter liegt zwischen km 1.095 bis km 0.000. Der Modellierungsperimeter erstreckt sich weit über den Projektperimeter :

- Im Oberlauf wird ab km 6.53 modelliert um den Einfluss der Massnahmen bei der Müllerschwelle (2.920, [5]) und des Wasserbauplans Hochwasserschutz Steffisburg [8] zu berücksichtigen.
- Im Unterlauf werden 4 km der Aare mitmodelliert, um den Wasserspiegel der Aare als hydraulische Randbedingung für die Zulg zu berücksichtigen.

6.2 Massnahmen und untersuchte Szenarien

6.2.1 Erarbeitung Längenprofil

Die Projektgeometrie richtet sich an die vorhandenen Bauten. Folgende Bauten werden als Randbedingungen betrachtet:

- Alle Brücke (ausser Kalisteg)
- Abwasserleitung km 1.001 und Gasleitung km 0.628.
- Uferwege oberhalb des Zubringers A6
- Privatgrundstücke (Gerinneverbreiterung nur beschränkt möglich)

Als weitere Randbedingung gilt der Wasserspiegel der Aare, welcher massgebend für die Sohlenlage im Mündungsbereich ist (hoher Aare-Wasserstand führt zu Rückstau in die Zulg-Aufweitung) und die Forderung im Sinne eines Revitalisierungsprojektes, dass eine ökologisch wertvolle Aufweitung in der Zulg möglichst lange sein soll.

Folgende Bauten stellen keine Randbedingungen dar und dürfen versetzt oder rückgebaut werden:

- Kalisteg
- Abwasserleitung km 0.609

Bestehender Uferverbau darf grundsätzlich rückgebaut werden. Es wird jedoch versucht, aus Kostengründen den bestehenden Verbau zu erhalten.

Mit diesen Randbedingungen wurde ein erstes «ideales» Längenprofil für die Aufhebung der bestehenden Schwachstellen ([11], [12]) entworfen. Es zeigte sich, dass die Überwindung der gesamten Höhendifferenz in drei Höhenüberwindungssystemen erfolgen muss. Gemäss Variantenstudium (Kapitel 5) werden für die Höhenüberwindungen Transversensysteme gewählt.

Basierend auf diesem Längenprofil und auf der vorhandenen Geometrie wurde der Projektperimeter hinsichtlich Hydraulik und Geschiebetransport mit dem numerischen Modell geprüft und optimiert.

6.2.2 Traversensysteme

Die Bemessung der Traversensysteme sowie entsprechende Wasserspiegel und Energielinie werden nach dem Ansatz von Volkart [15] bestimmt und können nicht im numerischen Modell abgebildet werden. Die Randbedingungen der Projektgeometrie liegen zwar innerhalb des Gültigkeitsbereichs der Bemessungsansätze nach Volkart [15], weichen aber dennoch von der Geometrie der ursprünglichen Versuchsanordnung ab. Ein wesentlicher Unterschied ist die Querschnittsgeometrie. Während in den physikalischen Modellversuchen von Volkart [15] rel. kompakte Rechteckgerinne verwendet wurden, handelt es sich im vorliegenden Fall um Trapezprofile, teilweise mit zweiseitig unterschiedlichen Böschungsneigungen und über die Distanz abnehmende Sohlenbreite. Die Anwendung des Ansatzes von Volkart [15] birgt entsprechend grössere Unsicherheiten.

Für die Traversensysteme gelten folgende Bedingungen:

- Sprunghöhe für Fischen in den Traversen max. 30 cm. Unter dieser Bedingung wird angenommen, dass die Fischgängigkeit gewährleistet ist.
- Dimensionierungsabfluss: Spitzenabfluss HQ_{100} (Gewitterereignis)
- Bemessung nach Volkart [15] für den Dimensionierungsabfluss.
- Böschungsneigungen resultieren aus den Randbedingungen.

Weitere Kriterien sollen wenn möglich berücksichtigt werden:

- In den oberen und unteren Traversensysteme: Gefälle so steil wie möglich
- Möglichst kein Materialersatz (Kosten)

6.2.3 Punktuelle Sohlensicherung

Es wurden folgende zu schützende Objekte identifiziert, für welche eine punktuelle Sohlensicherung evtl. erforderlich ist:

- Foundation Brücke Bernstrasse und alte Bernstrasse km 1.020 und 1.070.
- Abwasserleitung km 1.004
- Foundation BLS-Brücke und Velosteg km 0.921 bis ca. 0.888
- Gasleitung km 0.628

6.2.4 Aufweitung

Die maximale Breite der Aufweitung wurde bereits in früheren Studien bestimmt ([3], [10]) und beträgt ca. 75 m. Diese Breite stellt die maximale Breite dar, welche sich ohne Einschränkungen der Zulg unter den heutigen Randbedingungen¹ einstellen würde. Die Sohlenlage wurde in dieser früheren Studie basierend auf den heutigen Randbedingungen der Aare (Wasserspiegel) bestimmt. Mit dem kommenden Wasserbauplan Aare Thun Nord [4] wurde diese Randbedingung geändert, weshalb die Sohlenlage mit dem letzten geltenden Aareprojekt neu zu bestimmen ist. Zu diesem Zweck wird das MORMO-Modell verwendet. Das Modell liefert auch die Hydraulik für die Bemessung der Uferschutzmassnahmen.

Die Aufweitung soll sich nach Abschluss der Bauarbeiten wenn möglich auch durch eisdynamische Prozesse weiterentwickeln. Für diese Entwicklungsphase werden für die hydraulische Bemessung drei unterschiedliche Lastfälle berücksichtigt:

¹ Geschiebeaufkommen, Hydrologie, Korngrössen.

1. **Projektsohle.** Zustand nach Abschluss der Ausführungsarbeiten. Die beiden ausgeführten Seitenarme von je, ca. 20 m Breite werden im Modell vereinfacht als 40 m breites Einzelgerinne modelliert (vgl. Kap. 7.4).
2. **Lastfall 1: Ein aktiver Seitenarm.** Mit diesem Szenario wird einem konservativen Überganglastfall ausgehend von der Projektsohle Rechnung getragen. Es berücksichtigt ein auf ein Teilgerinne konzentrierter Abfluss unter der Annahme, dass, die übrigen Abflussquerschnitte durch Ablagerungen von Geschiebe oder Holz nicht aktiv sind. Für die Dimensionierung wird angenommen, dass 80 % des Abflusses in nur einem Seitenarm von 20 m Sohlenbreite abfließt.
3. **Lastfall 2: Vollständige Breitenentwicklung:** Dieses Szenario geht von einer abgeschlossenen Breitenentwicklung aus und berücksichtigt eine maximale aktive Sohlenbreite von 75 m (vgl. Kap. 4.5). In diesem Fall wird die Hydraulik mit dem Ansatz von Zarn [18] bestimmt.

Für alle drei Lastfälle wird die Sohlenlage der Zulg durch Langzeitsimulationen von bis 60 Jahre² modelliert. Die Lastfälle 1 und 2 dienen dazu, die massgebenden Belastungen für die Bemessung von Uferhöhe und Uferfundation zu erfassen:

- In einer Aufweitung sind die Abflusstiefen geringer, aber die Gerinnesohle auf einer höheren Kote. Durch verzweigte Gerinnemorphologie entstehen lokale morphologische Kolke von grosser Tiefe.
- Bei konzentriertem Abfluss in einem einzelnen Teilgerinne treten höhere Abflusstiefen auf, aber auf einer allgemein tieferen Sohlenlage. Die eher gleichgerichtete Strömung verursacht lediglich mässig tiefe Kolke.

Für die Lastfällen 1 und 2 werden Sensitivitätsmodellierungen mit um 20 % reduzierten Korngrössen der Deckschicht gerechnet.

Als massgebender Fall für die Bemessung von Schutzbauten wurde querprofilweise der ungünstigste aller Lastfällen angenommen.

6.2.5 Ufersicherung

Kolkiefen

In Abschnitten mit schmaler Sohle (bis 15 m Breite) ohne Sohlenverbauung wird die Kolktiefe pauschal abgeschätzt.

Die Kolktiefe in den Traversensystemen wurden grundsätzlich nach Volkart [15] mit einem Sicherheitszuschlag bemessen.

In der Aufweitung wird die Kolktiefe mit dem Ansatz nach Zarn [18] für verschiedenen Abflüssen bis zum maximalen Abfluss vom Dimensionierungsszenario gerechnet. Als massgebende Kolktiefe wird die Kolktiefe 95 % ausgewählt. Die Kote des Kolks wird mit der folgende Formel gerechnet:

$$z_{Kolk} [m \text{ ü. } M.] = z_{Sohle} [m \text{ ü. } M.] - h_{Kolk} [m] \quad (2)$$

Die massgebende Kote des Kolks ist für jedes Querprofil die tiefste Kote über alle Bemessungsszenarien³.

² Durch mehrere Wiederholungen der Langzeitganglinie (0).

³ Inkl. Konstrastruns.

Blocksatz

Der neue Blocksatz wurde mit dem Ansatz von Stevens und Simons [14] für folgende Referenzquerschnitte bemessen:

- Km 1.095 links- und rechtsufrig
- Km 0.971 linksufrig (oberes Traversensystem)
- Km 0.802 links- und rechtsufrig
- Km 0.749 linksufrig (mittleres Traversensystem)
- Km 0.290 (Aufweitung)

Der Blocksatz wird bis auf die Höhe gebaut, wo eine Böschungssicherung mit Lebendverbau ausreicht. Der dafür massgebende Wasserspiegel ist der maximale Wasserspiegel im Dimensionierungsereignis. In der Aufweitung wird als massgebender Wasserspiegel für die Ufersicherung der maximale Wasserspiegel pro Querprofil über alle Szenarien³ angenommen.

In den Traversensystemen wird der Blocksatz aufgrund der starken Wellenbildung bis auf die Energielinie gebaut.

7 Ergebnisse

7.1 Überblick: Projektgeometrie, Längsprofil

7.1.1 Beschreibung Längsprofil

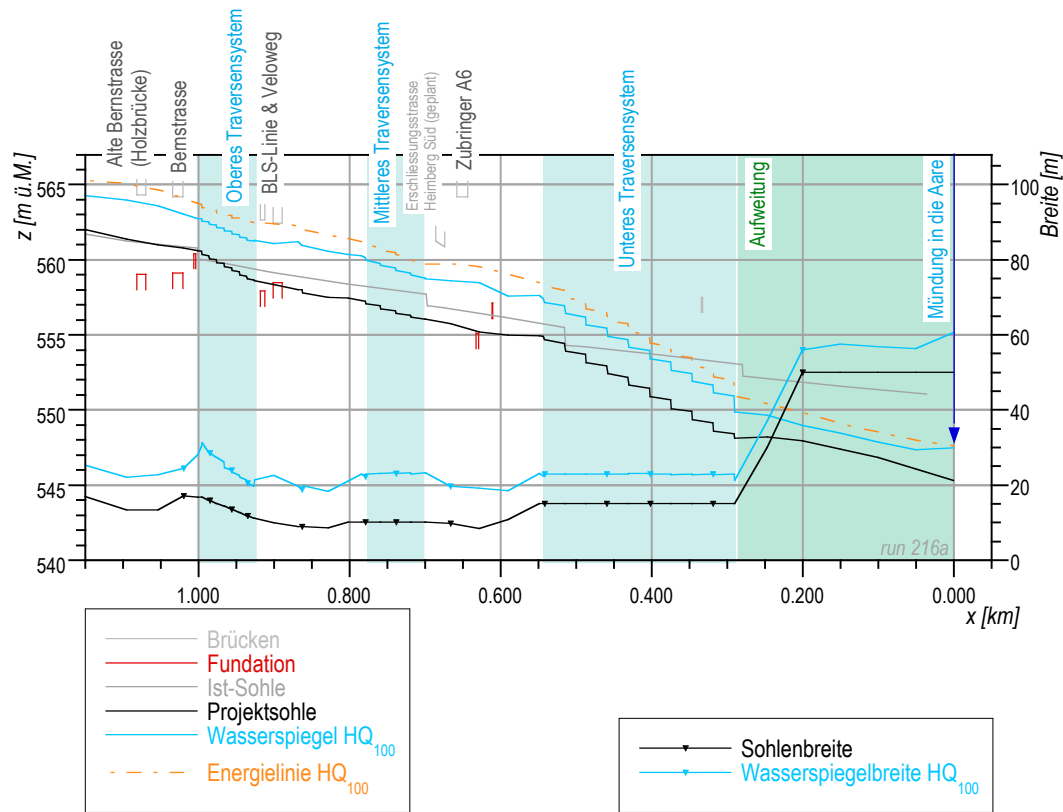


Abbildung 11: Systemüberblick Projektperimeter

Das vorgeschlagene System sieht eine Abfolge von drei Höhenüberwindungen mit Traversensystemen vor. Die Lage der Traversensysteme richtet sich nach der Lage der vorhandenen Brücken, um die Freiborde unter den Brücken zu vergrößern. Generell wird versucht, die Projektsohle wo nötig tiefer als die heutige Sohle zu legen, um die Abflusskapazität zu vergrößern. Die Lage der Sohle ist durch die Brückenfundationen und durch querende Werkleitungen begrenzt. Ab km 0.291 bis zur Mündung in die Aare ist eine Aufweitung vorgesehen. Die Ufer sind durch Hartverbau durchgehend gegen Erosion geschützt.

Das *obere Traversensystem* dient einerseits zum Schutz der Abwasserleitung bei km 1.001, andererseits zur Verbesserung der Abflusskapazität bei der BLS- und Velowegbrücke durch Absenkung der Sohle. Zur Berücksichtigung der Randbedingungen ist ein Bruttogefälle von 2.7 % für das System erforderlich.

Das *mittlere Traversensystem* dient der Sohlen- und Wasserspiegelabsenkung bei der Schwachstelle unterhalb der Zubringerbrücke und weist ein Bruttogefälle von 1.6 % auf. Die Sohlenabsenkung unter der Zubringerbrücke erhöht gleichzeitig die Abflusskapazität an der Lage der geplanten Erschliessungsbrücke Heimberg Süd [13].

Das *untere Traversensystem* bildet das Kernstück der Längsnetzwerk und bindet die

Zulg-Aufweitung an das Oberwasser an. Um eine maximale Länge der ökologisch wertvollen Aufweitung im Mündungsbereich zu erreichen, soll das Traversensystem möglichst steil sein. Das Bruttogefälle ist zu 2.7 % bestimmt. Eine weitere Randbedingung für das untere Traversensystem ist der Kalisteg: Dieser soll aus Kostengründen eine Spannweite von ca. 25 m nicht überschreiten. Seine Lage ist vorgegeben.

7.1.2 Hydraulischer Nachweis

Der Wasserspiegel wird mit einem Rauheitsbeiwert von $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für die Böschungen im ganzen Projektperimeter modelliert (vgl. 7.5.2). Dies entspricht der konservativen Annahme eines durchgehend rauhen, unstrukturierten Blocksatzes. Die Modellrechnungen enthalten somit gegenüber der geplanten Beibehaltung des glatten Uferverbaus gewisse Reserven. Eine spätere Anpassung der Uferrauheit bleibt möglich, ohne dass die notwendige Abflusskapazität nicht mehr gewährleistet werden kann.

Der erwartete Wasserspiegel bei HQ_{100} und die vorhandenen Freiborde bei Brücken sind im Anhang A angegeben. Anhang B gibt die Wasserspiegel und Freiborde bei HQ_{300} an. Es gilt zu beachten, dass diese Wasserspiegel mit Unsicherheiten behaftet sind. Der Abflusszustand liegt im Bereich des kritischen Abflusszustands (Froudezahl = ca. 1, instabiler Zustand mit Wechsel zwischen strömendem und schiessendem Zustand). Dieser Zustand führt zu teils stark welligem Abfluss.

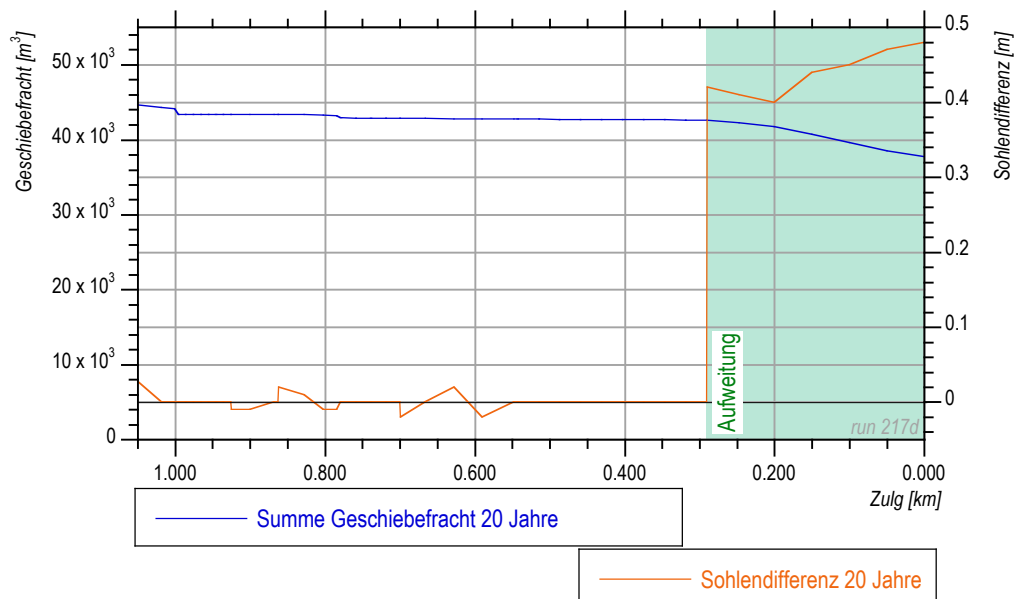
Im Rahmen des Projekts Schwemholzrechen Zulg [8] wurde das erforderliche Freibord HQ_{100} bei Brücken unterhalb des Rechens auf 1.00 m definiert. Im laufenden Projekt wird dieses Freibord mit der Projektgeometrie eingehalten. Bei manchen Orten, insbesondere bei den Brücken Veloweg und BLS (ca. km 0.900) beträgt das Freibord sogar mehr als 1.00 m. Aus Sicherheitsgründe soll die Sohle jedoch nicht höher liegen, weil das Modell zeigt, dass es zwischenzeitlich an dieser Stelle zu Ablagerungen kommen kann (vgl. z.B. HQ_{300} in Anhang B).

Für den Bau der im Projekt Erschliessung Heimberg Süd vorgesehenen Brücke wäre ein Freibord gewährleistet, welches grösser ist als das maximal nach KOHS [16] vorgesehene Freibord.

7.1.3 Nachweis Geschiebekontinuität

Eine Geschiebemodellierung über 20 Jahre (Abbildung 12) zeigt, dass die Geschiebedurchgängigkeit im Projektperimeter gegeben ist. Über Auflandungen im Aufweitungsbereich während Langzeitsimulationen wird in 7.4.2 berichtet.

Abbildung 12: Geschiebefracht und Sohlendifferenz über 20 Jahre Modellierung.



Während eines Dimensionierungsereignisses werden leichte Sohlenänderungen erwartet (vgl. Anhang A). Diese Sohlenänderungen erreichen ihr Maximum ca. zum Zeitpunkt der Abflussspitze und nehmen während des Abklingens der Ganglinie wieder ab. Sie gefährden die Bauwerksstabilität nicht.

Bei einem HQ_{300} Ereignis treten zwischen dem oberen und dem mittleren Traversensystem erhebliche Sohlenschwankungen auf (bis 1 m, vgl. Anhang B). Auch diese werden bis Ende des Ereignisses wieder ausgeglichen. Sie haben jedoch einen Einfluss auf die Bauwerksstabilität und werden für die Dimensionierung des Uferschutz entsprechend berücksichtigt.

7.1.4 Nachweis Fischgängigkeit

Die Traversen in allen drei Traversensystemen sind so konzipiert, dass die effektiven Absturzhöhen die Anforderungen der Zielfischarten erfüllen können und die Fischgängigkeit gewährleistet wird (vgl. 7.2.2).

In der Aufweitung wird sich eine natürliche flussmorphologische Struktur bilden, die an die Aare angebunden ist. Die Fischgängigkeit wird im Sinne der natürlichen Sohlenschwankung im Mündungsbereich sichergestellt sein (vgl. 7.4.2).

In den Übrigen Abschnitten ist die Sohle unbefestigt und es wird sich ein Talweg ausbilden. Die Sohlenstruktur ist mit dem heutigen Zustand vergleichbar.

7.2 Traversensysteme

7.2.1 Beschreibung

Die Traversen bestehen aus Blöcken in Hinterbeton und weisen einen Niederwasserdurchlass gem. Abbildung 13 auf. Im mittleren und oberen Traversensystem ist ein Niederwasserdurchlass mit bis 20 cm tiefe vorgesehen. Im unteren Traversensystem ist der Niederwasserdurchlass 40 bis 60 cm tief, so dass die Absturzhöhe max. 20 cm beträgt. Oberhalb jeder Traverse (bezieht sich nur auf das untere Traversensystem) schliesst eine 7 m lange, raue und um 5 % geneigte Niederwasserrampe an. Dadurch wird den Fischen ermöglicht, die notwendige Höhendifferenz je Traverse zu durchschwimmen. Die Niederwasserrampen sollen seitlich entlang der Böschung angeordnet

werden, damit sie ausserhalb des während Hochwassers mittig erwarteten grossen Kolks liegen. Zwecks Variabilität sind die Niederwasserrampen mal links, mal rechts angeordnet, darf auch unregelmässig sein. Ausgekleidet werden die Rampen mit Blöcken in Analogie zu Abbildung 14, so dass die Rampe möglichst rau ist. Dieser dient sowohl als Aufstiegshilfe als auch als Stabilisierung der Netto-Sohlenlage oberhalb der Traverse. Die Niederwasserrampen dienen als Fischaufstiegshilfe und weisen bei Q_{347} (ca. 600 - 1000 m³/s Niederwasserabfluss) eine Abflusstiefe von ca. 30 cm auf. Unterhalb der Niederwasserrampe wird sich ein lokaler Kolk ausbilden. In diesen sollen jeweils Strukturen als Rückzugsorte für Fische eingebaut werden (z.B. Wurzelstöcke oder einzelne Blöcke). Es muss aber sichergestellt sein, dass durch die Strukturelemente die Kolkbildung nicht unterbunden wird.

Die Dimensionierungsgrössen der Traversensysteme sind in der Tabelle 3 angegeben. Die effektive Länge der Traversenfelder setzt sich aus der minimalen Bemessungslänge gemäss Volkart [15] und zuzüglich 5 m Reserve als Puffer für die Niederwasserrampe zusammen.

Die Höhendifferenz je Traverse setzt sich aus drei Teilen zusammen: die eigentliche Stufe im Niederwasserdurchlass, die Höhendifferenz mit der Niederwasserrampe und das Nettogefälle im Traversenfeld. Massgebend für die Fischgängigkeit ist die Absturzhöhe, welche in der Tabelle 3 angegeben ist.

Tabelle 3: Eigenschaften Traversensysteme

	Oberes Traversensystem	Mittleres Traversensystem	Unteres Traversensystem
Lage im Längenprofil	km 0.996 bis 0.926	km 0.779 bis 0.700	km 0.543 bis 0.291
Bruttogefälle J_B	2.70 %	1.60 %	2.70 %
Nettogefälle J_N ⁴	0.50 %	0.50 %	0.50 %
Sohlenbreite B	10 bis 15 m	10 m	15 m
	<i>Für die Bemessung wurden 10 m angenommen.</i>		
Böschungsneigung	45 °	Links: 45 ° Rechts: 18 °	34 °
Böschungsrauheit	25 m ^{1/3} /s	25 m ^{1/3} /s	25 m ^{1/3} /s
Traversenabstand L	10 m	20 m	28 m
Absturzhöhe ⁵	0.05 m	0.05 m	0.20 m
Sohlenmaterial	Materialersatz nötig, $d_{90} = \text{ca. } 25 \text{ cm}$	Vorhandenes Sohlenmaterial	Vorhandenes Sohlenmaterial
Sicherheit gegen Umschlagen [-] des Kolks (= $L_t/L_{t_{min}}$ nach [15])	1.00	1.50	1.15
Kapazität Niederwasser- rinne	200 l/s	300 l/s	
Abflussmenge Niederwas- serdurchlass bei minimaler fischgängiger Abflusstiefe (30 cm)			600 - 1000 l/s

⁴ Konservative Annahme für die Berechnung der Absturzhöhe. Der tatsächliche Wert liegt zwischen 0.5 % und 0.8 %.

⁵ Theoretischer Wert, entspricht dem Unterschied zwischen der Kote des Tiefpunktes im Niederwasserdurchlass und der Sohlenlage gem. Nettogefälle. Die Sohlenlage gem. Nettogefälle wird ab der unteren Traversenschwelle gemessen mit Abzug des morphologisch bedingten Schwellenversatzes.

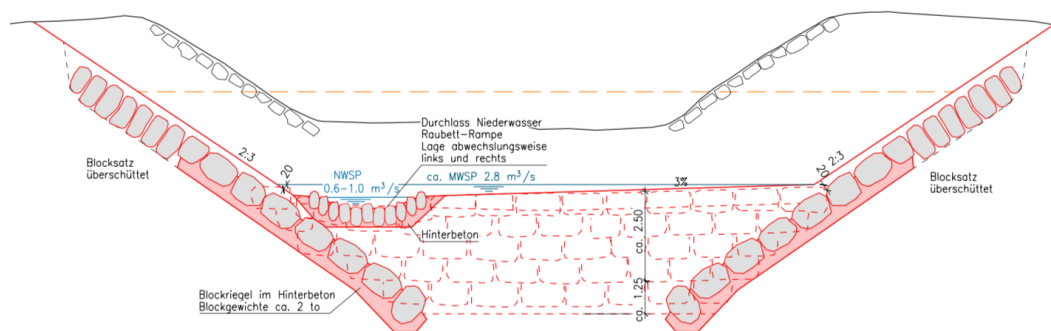


Abbildung 13: Schema Traversensystem mit Niederwasserdurchlass (1:250) aus [2].



Abbildung 14: Beispiel einer Schwelle mit Niederwasserrampe, Emme bei Schüpbach (grössere Dimension als in der Zulg projiziert).

7.2.2 Nachweis

Mit den in der Tabelle 3 angegebenen Parametern wird gem. Volkart [15] ein Umschlagen beim Dimensionierungsereignis in allen drei Traversensystemen unwahrscheinlich.

Im oberen Traversensystem nimmt die Sohlenbreite gegen Ende des Traversensystems von 15 m auf 10 m ab. Dadurch nimmt die spezifische Belastung um ca. 50% zu. Mit Materialersatz im Traversenfeld kann die minimal notwendige Traversenfeldlänge verkürzt und das Bruttogefälle entsprechend vergrössert werden. Nur dadurch erreicht das Bruttogefälle 2.7 %, womit die vorgegebenen Randbedingungen eingehalten werden können.

Die Wasserspiegel und Energielinien gem. Volkart [15] beschreiben einen Zustand, wie er sich auf einem genügend langen Traversensystem einstellen würde. Es wird erwartet, dass dieser Zustand im oberen und mittleren Traversensystem nicht erreicht wird. Entsprechend dürften die Wasserspiegel und Energielinien nach Volkart [15] die effektive Situation überschätzen. Im unteren Traversensystemen wird hingegen erwartet, dass dieser Zustand erreicht wird. Die dargestellten Wasserspiegel und Energielinien in den

Traversensystemen sind interpolierten Werte von den angrenzenden Profilen. Für die Bemessung des Uferschutzes werden die konservativen Werte (Wasserspiegel/Energielinie) nach Volkart [15] verwendet (vgl. auch 7.5.2).

Die Unsicherheiten bezüglich Wasserspiegel und Stabilität in den Traversensystemen sind gross, da aufgrund der grossen Gefälle und der spezifischen Belastungen die Grenze des Möglichen erreicht wird. Die Dimensionierung wurde bestmöglich mit den verfügbaren Ansätzen aus der Wissenschaft vorgenommen. Um verlässlichere Aussagen bezüglich Fundationstiefe, Materialersatz, Einfluss flacher und unterschiedlich geneigter Böschungen, Effekt der kontinuierlichen Querschnittsverengung und der Abfluss- und Geschiebeganglinie machen zu können werden für den weiteren Projektverlauf dringend physikalische Prototyp-Modellversuche empfohlen.

Die Abflusskapazität der Niederwasserdurchlässe wird durch einen kritischen Abfluss in der Rinnengeometrie abgeschätzt. Für die Fischgängigkeit der Durchlässe im unteren Traversensystem wird von einer minimalen, fischgängigen Mindestabflusstiefe von 30 cm ausgegangen. Die entsprechende Abflussmenge (Tabelle 3) liegt in der Grössenordnung des Q_{347} Chachelischwandstäg (vgl. 4.3.1). Die genaue Geometrie des Niederwasserdurchlasses und der Niederwasserrampe muss in der weiteren Projektierung feinjustiert werden.

In den Traversensystemen werden somit auch bei geringeren, selteneren Niederwasserabflüssen die minimalen Anforderungen an Mindestabflusstiefe erfüllt.

7.3 Punktuellen Sohlensicherungen

7.3.1 Beschreibung und Nachweis

Identifizierte zu schützende Objekte:

- Foundation Brücke Bernstrasse und alte Bernstrasse km 1.020 und 1.070: Keine Massnahmen erforderlich, die Brückenfundationen liegen mehr als 1 m unter der neuen Projektsohle und unterhalb der maximal erwarteten Kolken.
- Abwasserleitung km 1.004: ist durch die Traverse bei km 0.996 gesichert.
- Foundation BLS-Brücke und Velosteg km 0.921 bis ca. 0.888: ein zusätzlicher Blockriegel bei km 0.863 fixiert die Sohle auf dem notwendigen Niveau. Für die Fischgängigkeit des Blockriegels wird eine Niederwasserrinne analog zu welcher der Traversensysteme gebaut (vgl. 7.2).
Zwischen dem oberen Traversensystems (km 0.925) und dem zusätzlichen Blockriegel (km 0.863) sind Brückenfundationen vorhanden, deren Koten noch nicht genau bekannt sind. Je nach vorhandener Brückenfundationstiefe wird eine lokale Kolkssicherung notwendig, um die maximale Kolkttiefe unterhalb des oberen Traversensystems zu begrenzen. Die Lage und Ausdehnung der Kolkssicherung muss auf die noch zu sondierenden Brückenfundationen ausgelegt sein.
Die maximalen Kolke werden bei grossen Abflüssen mit geringem Geschiebeaufkommen erreicht. Wenn es die Zustände zulassen, soll die Kolkttiefe möglichst nicht eingeschränkt werden für eine maximale Energiedissipation.
- Gasleitung km 0.628: Die Gasleitung liegt in einer Engstelle. Die Engstelle führt zu einer lokale tieferen Sohlenlage welche durch die Lage der ersten Traverse des unteren Traversensystems bei km 0.542 bestimmt ist. Die erste Traverse ist soweit angehoben, dass die Sohle im Bereich der Leitung über der vermuteten Kote liegt. Die Kote der Leitung ist nicht genau bekannt und muss sondiert werden.
Auf Stufe Vorprojekt wird davon ausgegangen, dass die Sohle in diesem Abschnitt nicht geschützt werden muss. Die Leitung ist im Bauprojekt zu sondieren und wenn diese zu hoch gegenüber Projektgeometrie liegt kann eine Erhöhung der

Traverse bei km 0.542 oder eine lokale Sicherung mittels Raubettgerinne in Betracht gezogen werden.

7.4 Aufweitung

7.4.1 Beschreibung

Eine Aufweitung am Ende der Zulg wirkt als grosses Geschiebezweischenlager und als Dosierstrecke. Fallen bei grossen Ereignissen in der Zulg ausserordentliche Geschiebemengen an, werden Anteile davon in der Aufweitung zwischengelagert. Erst über die Jahre werden die Geschiebeablagerungen durch kleinere Hochwasser weiter in die Aare transportiert.

Die Projektgeometrie der Aufweitung sieht zwei ausgehobene Seitenarme von je ca. 20 m Breite vor, deren äussere Ufer jeweils durch einen Blocksatz gesichert sind. Zwischen den Seitenarmen bleibt eine Insel stehen, die mit der Zeit wegerodiert werden soll. Die Ufer der Insel sind nicht gesichert. Die beiden äusseren gesicherten Ufer begrenzen die maximale seitliche Ausdehnung der Aufweitung im Endzustand auf ca. 75 m. Die Blocksätze werden eingeschüttet und durch vorgelagerte Holzstrukturen verdeckt. Das Material aus der Mittelinsel wird sukzessive erodiert und in die Aare verfrachtet.

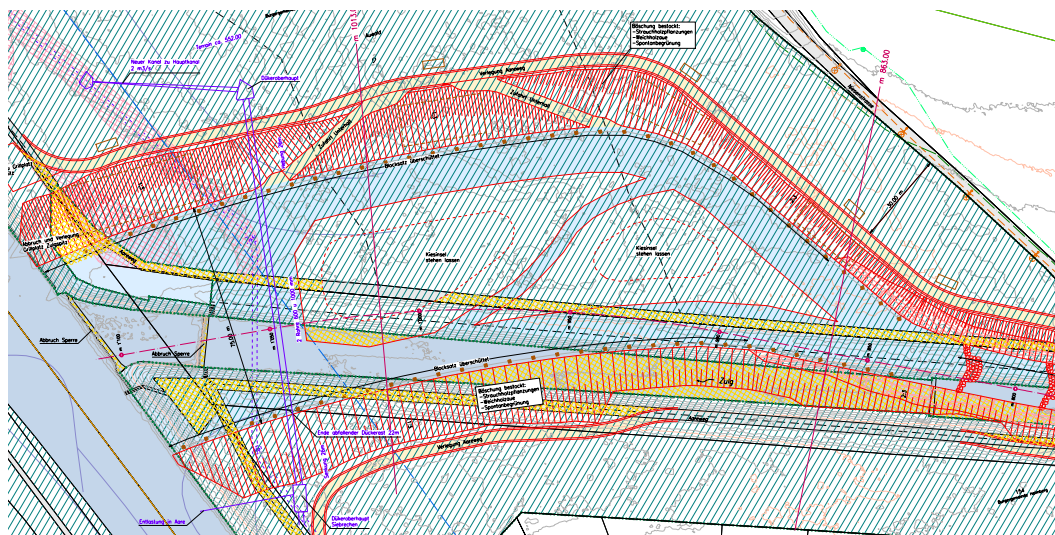


Abbildung 15: Schema Insel aus [2] (1:5'000). Vgl. auch technischer Bericht aus [2]

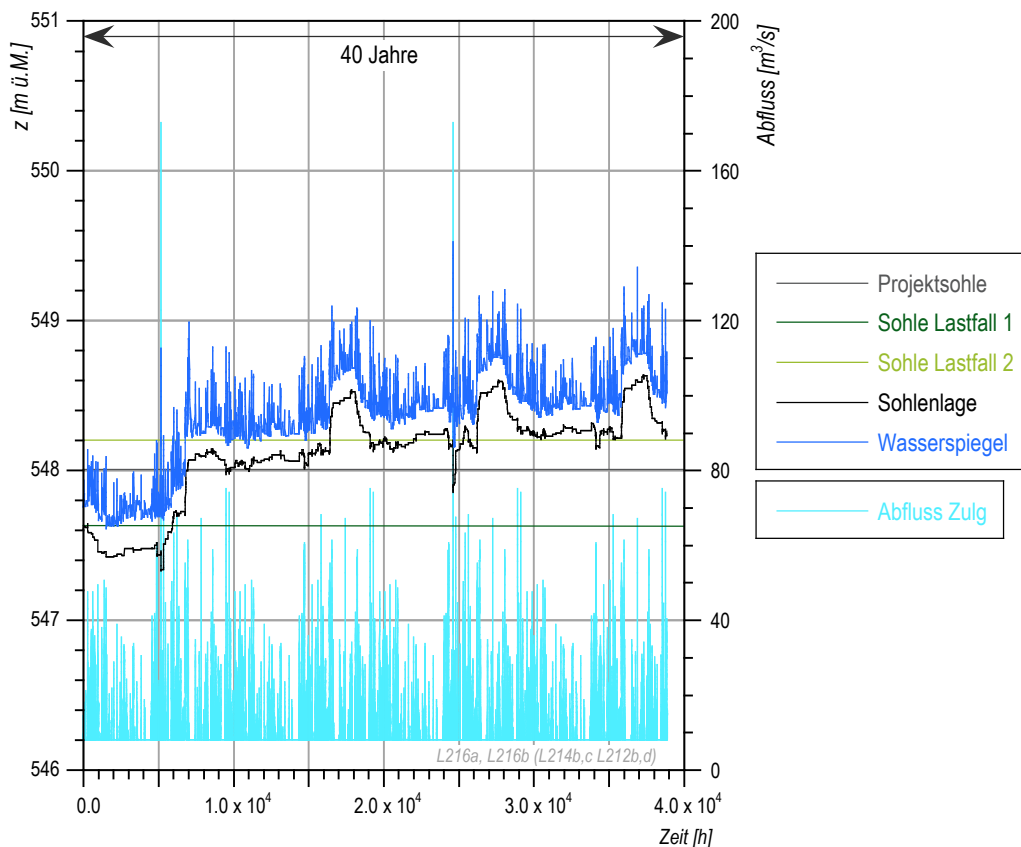
7.4.2 Nachweis

Die Wasserspiegel, Sohlenlage, Kolkentiefe und Schubspannungen für die Projektgeometrie und für die Lastfälle 1 und 2 sind im Anhang C angegeben.

Die mittlere Sohlenlage in der Aufweitung unterliegt grösseren Schwankungen. Dies ist auf die Wechselwirkung von Aare und Zulg, zurückzuführen⁶. Im Referenzquerschnitt sind über 40 Jahre Schwankungen von mehr als 1 m modelliert (Abbildung 16).

⁶ Vgl. Wasserspiegel HQ₁₀₀ Aare in Anhang C: Dieser Wasserspiegel provoziert ein Rückstau in der Aufweitung bis zur zweiten Traverse des unteren Traversensystems.

Abbildung 16: Entwicklung der Sohlenlage in der Aufweitung, Referenzquerschnitt km 0.247. Die tiefe Sohle in den ersten 10'000 h entspricht dem Modelleffekt, dass Geschiebe von Oberlauf Zeit braucht, um in die Aufweitung zu kommen. Diese Situation kann in der Realität z.B. kommen, wenn Geschiebe in einem grossen Ereignis im Schwemmholtzrechen zurückgehalten wird. Für die Herleitung der Abflussganglinien siehe 6.2.4.



Fischgängigkeit: Bei Niederwasser fliesst das Wasser in der Aufweitung in Teilgerinnen ab. Die Teilgerinne münden bei tiefem Aare-Wasserstand in einem natürlichen Absturz in die Aare. Der Talweg wird sich in den Deltafächer eintiefen. Dank diesem Prozess bildet sich ein fischgängiger Talweg mit Anschluss an die Aare, auch bei sehr tiefen Niederwasserverhältnissen in der Aare und in der Zulg.

7.5 Ufersicherung

7.5.1 Beschreibung

Aufgrund des hohen Bemessungsabflusses und des kompakten Gerinnes in der Zulg müssen die Zulgufer auch in Zukunft hart verbaut sein. Wo möglich soll der bestehende Blocksatz belassen werden. Wo das nicht möglich ist wird ein neuer Uferschutz (Blocksatz) dimensioniert.

7.5.2 Bemessung und Nachweise

Kolkiefen

In Abschnitten mit eingeschränkter Gerinnebreite (bis 15 m Breite) ohne Querbauwerke wird eine maximale lokale Kolktiefe von 1 m angenommen. Es sind weder morphologische Kolke noch Kurvenkolke zu erwarten.

Die Kolkiefen in den Traversenfeldern betragen im oberen und mittleren Traversensystem ca. 2 m, im unteren Traversensystem ca. 3 m gemessen von der Bruttosohle (Verbindung zwischen Traversenkronen).

Unterhalb der Schwelle km 0.863 sind die Ufer mind. auf 2 m unter die Projektsohle zu fundieren.

Blocksatz

Aus ökologischen Gründen sind neue Blocksätze aus formwilden Blöcken zu gestalten.

Im Allgemeinen (ausgenommen Abschnitte Traversensysteme) gelten für die Blocksätze folgende Anforderungen:

- Minimale Blockgrösse: 1.5 bis 2.5 to. Grössere Blöcke sind aus Sicht Ufererosion zulässig solange sichergestellt ist, dass sie nicht einsinken (Filterschicht).
- Maximaler Böschungswinkel: 42°, sonst mit Hinterbeton.

In den Traversensystemen sind in den unteren Lagen Blöcke von mind. 5.5 to erforderlich. Alternativ können kleinere Blöcke in Hinterbeton eingebracht werden. Ab 2 m über der Traversenkronen kann der gleiche Blocksatz wie in den übrigen Abschnitten eingesetzt werden.

Der Blocksatz wird bis auf eine Höhe gezogen, wo die Schubspannung $\tau = 80 \text{ N/m}^2$ beträgt. In den Traversensystemen wird er bis auf die Kote der Energielinie nach Volkart [15] gezogen⁷. Darüber reicht Gras, evtl. mit einem zusätzlichen Lebendverbau aus.

7

Im oberen Traversensystem ist die theoretische Energielinie nach Volkart [15] höher als das Terrain. Da dieser Wert mit grosser Wahrscheinlichkeit nicht erreicht wird (7.2.2), wird der Blocksatz nur bis auf Höhe Terrain gezogen. Auf einen Damm wird verzichtet. Eine Notwendigkeit muss im Rahmen der weiteren Projektierung mit Hilfe von allfälligen Modellversuchen geprüft werden.

8 Schlussfolgerungen

Die Ziele des Projekts Längsvernetzung und Hochwasserschutz Zulg Heimberg sind einerseits die Fischgängigkeit im Projektperimeter wieder herzustellen, andererseits den Hochwasserschutz zu verbessern.

Zu diesem Zweck wird ein System bestehend aus drei Traversensystemen empfohlen. Mit diesem Vorschlag ist die Fischgängigkeit auch bei Niederwasserabflüssen gewährleistet. Ebenso ist die Gerinnestabilität beim Dimensionierungshochwasser HQ_{100} sichergestellt. Die Gefahr einer Überflutung infolge Brückenverklausung oder Ausuferung wird dank der Sohlenabsenkung reduziert.

Als ökologische Aufwertungsmassnahme ist eine Aufweitung im Mündungsbereich vorgesehen. Auch hier sind Stabilität bei Hochwasser und die Fischgängigkeit gewährleistet. Es sind Schwankungen der Sohle aufgrund des Wechselspiels zwischen Zulg und Aare zu erwarten. Diese sind in der Dimensionierung zu berücksichtigen. Für die Bemessung des Uferschutzes wurden die erforderlichen Nachweise bez. Stabilität erbracht.

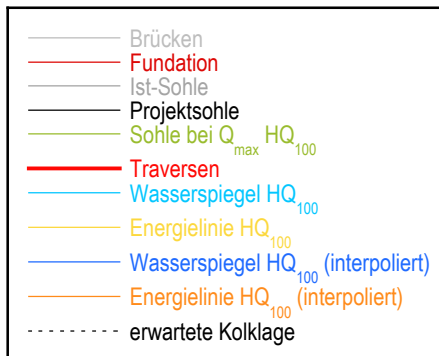
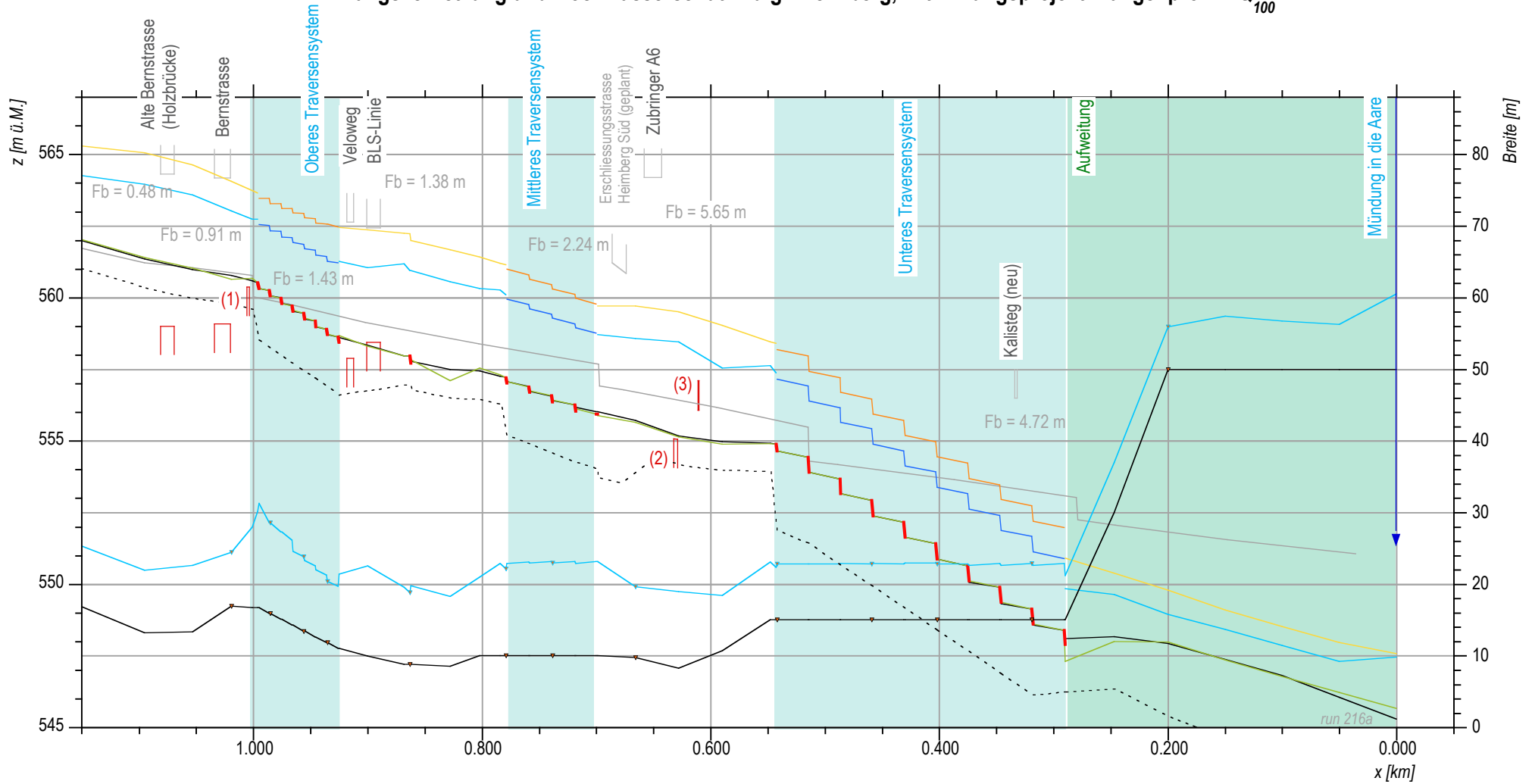
Das vorgeschlagene System ist beim Dimensionierungshochwasser stabil und bei Niederwasser fischgängig.

Im weiteren Projektverlauf sind folgende Themen genauer zu überprüfen:

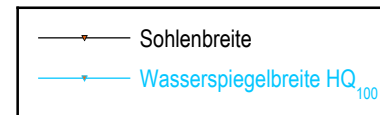
- Die Korngrössen des vorhandenen Sohlenmaterials in den Traversensystemen, sind besser zu quantifizieren. Sie sind mit Baggerschlitzern und mittels Volumenproben zu ermitteln.
- Mit Hilfe von physikalischen Prototyp-Modellversuchen sind folgende Bemessungsgrössen zu prüfen:
 - Schwankung und maximale Höhe des Wasserspiegels in den Traversensystemen
 - Gefahr von instationären Wellen innerhalb des Traversensystems
 - Einfluss flacher resp. unterschiedliche geneigter Böschungen innerhalb des Traversensystems auf Bemessungsgrössen
 - Effekt der kontinuierlichen Querschnittsverengung innerhalb des Traversensystems auf die Bemessungsgrössen
 - Notwendige Fundationstiefen
 - Zusammensetzung, Lage und notwendige Ausdehnung des Materialersatzes in den Traversenfeldern
 - Möglicher Effekt von starken Geschiebetriebschwankungen (Rückhalt im Geschiebesammler) auf die Stabilität der Traversen
 - Verhalten der Traversensysteme bei Überlast und Ableiten möglicher Massnahmen zur Verbesserung der Robustheit
- Die genaue Lage der Gasleitung bei km 0.628 ist zu prüfen.
- Die genaue Lage der Abwasserleitung bei km 1.001 ist zu prüfen. Der Niederwasserrampe oberhalb der Traverse ist auf die Lage der Abwasserleitung abzustimmen.
- Alle geplanten Holzstrukturen in der Aufweitung sind im Bewusstsein der starken Sohlen- und Wasserspiegelschwankungen zu dimensionieren.

**Anhang A Längenprofile HQ_{100} kurz
(inkl. gerechnete Kolkiefen)**

Längsvernetzung und Hochwasserschutz Zugl - Heimberg, Mitwirkungsprojekt: Längenprofil HQ₁₀₀

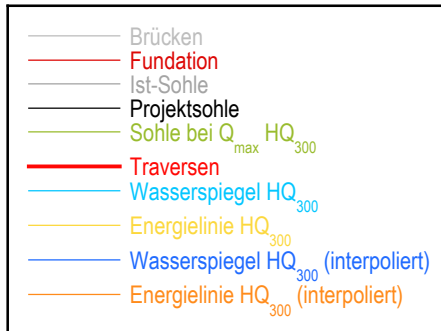
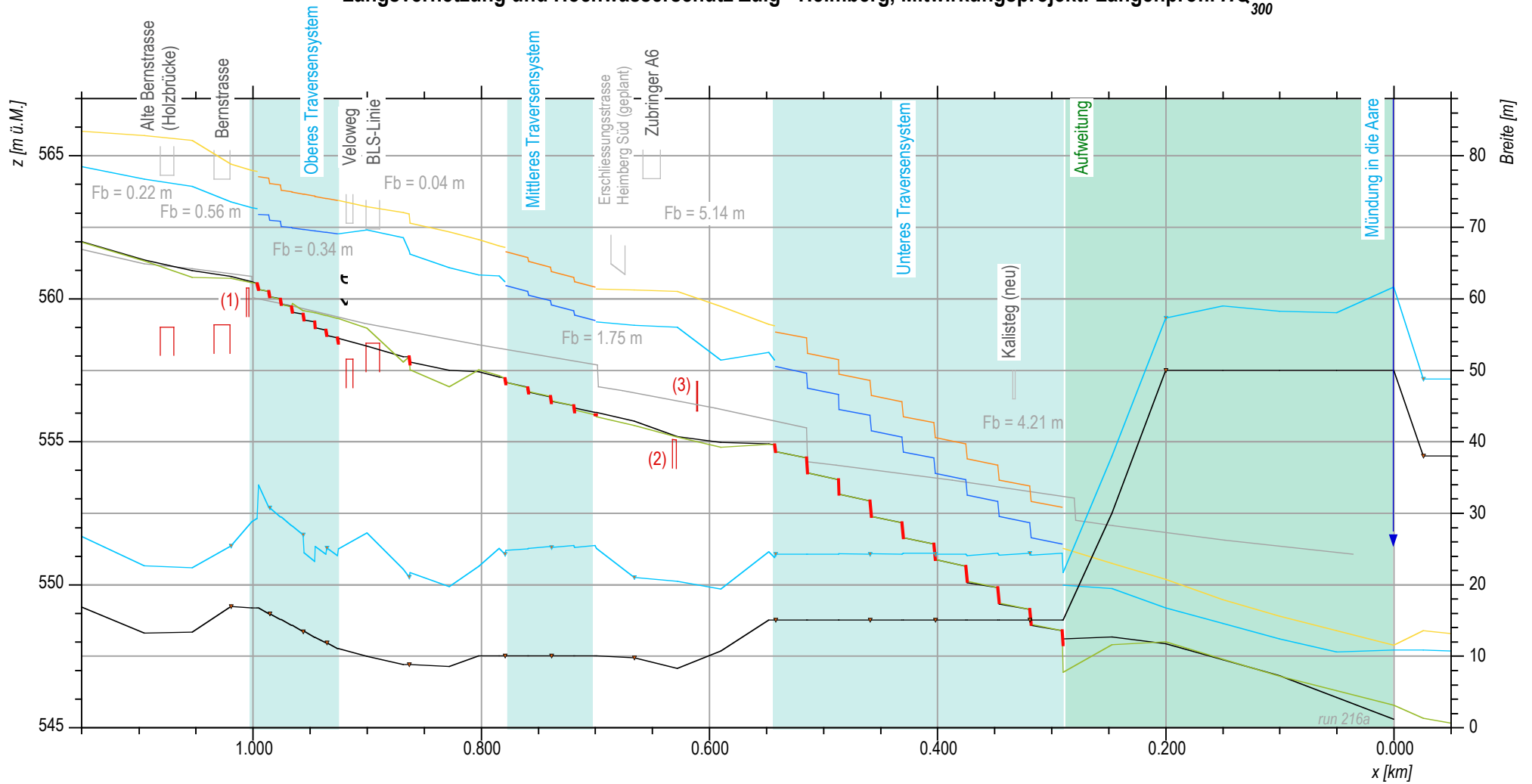


- 1) Abwasserleitung (bleibt bestehen)
- 2) Gasleitung (Höhe unbekannt, muss sondiert werden)
- 3) Abwasserleitung (wird verschoben)

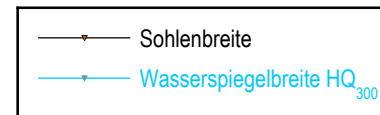


Anhang B Längenprofil *HQ*₃₀₀ kurz

Längsvernetzung und Hochwasserschutz Zugl - Heimberg, Mitwirkungsprojekt: Längenprofil HQ₃₀₀



- 1) Abwasserleitung (bleibt bestehen)
- 2) Gasleitung (Höhe unbekannt, muss sondiert werden)
- 3) Abwasserleitung (wird verschoben)



Anhang C Längenprofil Aufweitung

Längsvernetzung und Hochwasserschutz Zulg - Heimberg, Mitwirkungsprojekt

Längenprofil Aufweitung

