



Einwohnergemeinde Oberhofen am Thunersee

Hochwasserschutzprojekt Riderbach

Überprüfung des Projektes von 2013



Bern, 03.06.2026



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

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

Impressum

Projekttitle	Überprüfung des Hochwasserschutzprojektes von 2013
Projektnummer	H2025.18
Auftraggeberin	Einwohnergemeinde Oberhofen am Thunersee
Projektbearbeitung	Flussbau AG SAH, Schwarztorstrasse 7, 3007 Bern, Tel. 031 370 05 80 – Rolf Künzi, dipl. Kulturing. ETH – Lukas Hunzinger, Dr. sc. techn., dipl. Kulturing. ETH – Hervé Denys, Msc Bauingenieur ENGEEES – Jeanne Oberlé, MSc Ingenieur IMT-Atlantique
Dokumentendatum	03.06.2026
Version / Verteiler	v1.0 / Auftraggeberin, zum Review v1.1 / Auftraggeberin, nach Einarbeitung der Review-Bemerkungen
Zitiervorschlag	Einwohnergemeinde Oberhofen am Thunersee (2026): Überprüfung des Hochwasserschutzprojektes von 2013. <i>Flussbau AG SAH</i> . Projekt-Nr. H2025.18, Bern, 03.06.2026.

Inhalt

1	Anlass und Auftrag	5
2	Verwendete Grundlagen	6
3	Sitzungen und Besprechungen	7
4	Ausgangssituation	9
4.1	Bestandteile des Projektes von 2013	9
4.2	Weitere Informationen seit 2013	9
4.3	Historische Ereignisse	9
4.4	Historische Karten	11
4.5	Geologie	11
4.6	Ökomorphologie	12
4.7	Fischgängigkeit	13
5	Übergeordnete Plangrundlagen	14
5.1	Gesetzliche und planerische Rahmenbedingungen	14
5.1.1	<i>Neues Wasserbaugesetz</i>	14
5.1.2	<i>NFA-Handbuch Wasserbau</i>	14
5.1.3	<i>Revitalisierungsplanung</i>	14
5.1.4	<i>ISOS</i>	15
5.2	Schutzziele und Bemessungsabfluss	15
5.3	Anforderungen an das Projekt	16
6	Überarbeitung der Hydrologie	17
6.1	Vorgehen	17
6.2	Ausgangssituation	17
6.2.1	<i>Hochwasserabschätzung für die Gefahrenkarte</i>	17
6.2.2	<i>Untersuchtes Einzugsgebiet</i>	17
6.2.3	<i>Bodeneigenschaften</i>	18
6.3	Niederschlagsmessungen	19
6.4	Einfluss des Klimawandels	20
6.5	Schätzung der Hochwasserspitzen	21
6.5.1	<i>Empirische Methode</i>	21
6.5.2	<i>Verwendete Parameter</i>	22
6.5.3	<i>Ergebnisse</i>	22
6.6	Dämpfungswirkung des Geschiebesammlers	23
6.6.1	<i>Modellierung</i>	23
6.6.2	<i>Ergebnisse</i>	25
6.6.3	<i>Schlussfolgerung</i>	26
7	Geschiebe	27

7.1	Geschiebeaufkommen im Einzugsgebiet	27
7.2	Bestimmung Korngrössen Geschiebe	27
7.3	Bathymetrie Thunersee	28
7.4	Geschiebetransportkapazität	29
7.5	Sohlenstabilität und Erosionspotenzial im Unterlauf	31
7.6	Geschiebeentnahmen aus Geschiebesammler	31
7.7	Kapazität des Geschiebesammlers	32
8	Schwemmholzszenerarien	34
8.1	Gefahrenkarte	34
8.2	Projekt 2013	34
8.3	Plausibilisierung	34
8.4	Pflege von Gerinneabhängungen	35
9	Zustandsbeurteilung der bestehenden Schutzbauten	36
9.1	Vorgehen	36
9.2	Betonsperren 14 und 15	36
9.3	Geschiebesammler	40
9.4	Gerinne im Abschnitt Geschiebesammler bis Blochstrasse-Brücke	41
9.5	Brücke Blochstrasse	45
9.6	Gerinne unterhalb Blochstrasse	46
9.7	Brücke Kantonsstrasse	49
9.8	Bachschale	49
10	Schwachstellenanalyse	50
10.1	Vorgehen	50
10.2	Abflussquerschnitte	50
10.3	Normalabflussberechnungen	52
	<i>Ist-Zustand, Hochwasserszenarien gemäss Gefahrenkarte</i>	54
	<i>Ist-Zustand, Hochwasserszenarien mit Klimazuschlag</i>	54
	<i>Projekt 2013, Hochwasserszenarien gemäss Gefahrenkarte</i>	55
	<i>Projekt 2013, Hochwasserszenarien mit Klimazuschlag</i>	55
10.4	Auswirkung auf die Gefahrensituation	56
10.5	Objektschutzmassnahmen	58
11	Empfehlung weiteres Vorgehen	59
11.1	Heutige Defizite des Projekts von 2013	59
11.2	Bewertung des Projekts von 2013 und Empfehlung	60
11.3	Mögliche Varianten für das weitere Vorgehen	60
11.4	Finanzierung und Rahmenbedingungen	61
11.5	Kurzfristiger Handlungsbedarf	61

12	Leistungsumfang der nächsten Projektphasen 21-31	62
12.1	Phase 21 – Vorstudie	62
12.2	Phase 31 – Vorprojekt	63

Anhang

Anhang A Aktennotiz Situationsanalyse Geschiebebeurteilung, Riderbach Oberhofen
Geo7, 03.02.2026

Anhang B Modellierung der Dämpfungswirkung des Geschiebesammlers

Beilagen

Beilage 1 Linienzahlanalyse 1 & 2

1 Anlass und Auftrag

Die Gemeinde Oberhofen ist durch den Riderbach stark hochwassergefährdet. Trotz des im Jahr 1972 erstellten Geschiebesammlers zeigt die Gefahrenkarte, dass weiterhin erhebliche Risiken bestehen.

Zwischen 2010 und 2014 erarbeiteten die Bühler + Dällenbach Ingenieure AG in Zusammenarbeit mit der Kissling + Zbinden AG ein umfassendes Hochwasserschutzprojekt. Dieses wurde im Rahmen eines Wasserbauplanverfahrens bei den kantonalen Fachstellen zur Vorprüfung eingereicht. Der Start des Planauflageverfahrens wurde jedoch aufgrund politischer Diskussionen wiederholt verschoben.

Das Projektgebiet weist eine hohe planerische Komplexität auf. Es liegt in einem ISOS-Ortsbild von nationaler Bedeutung und umfasst geschützte Ufervegetation sowie wertvolle Waldlebensräume. Der Riderbach stellt dabei einen ökologisch bedeutenden Gewässerabschnitt dar, weist jedoch beeinträchtigte Bereiche mit naturfremden Teilstrecken sowie Hochwasserschutzdefizite auf. Mehrere bestehende Schutzbauten befinden sich in sanierungsbedürftigem Zustand.

Gemäss dem bisherigen Projekt befindet sich zudem ein sanierungsbedürftiger Schiessstand (Blei/PAK) im Perimeter. Der bestehende Geschiebesammler untersteht neu der Stauanlagengesetzgebung, was erhöhte Anforderungen an Statik, Kontrolle und Sicherheitsnachweise mit sich bringt. Zusätzlich bestehen umfangreiche Neophytenbestände (u. a. Reynoutria-Arten, Schmetterlingsstrauch).

Der aktuelle Zustand sowie ein möglicher Ersatz der Kantonsstrassenbrücke, die Unterstellung des Geschiebesammlers unter die Stauanlagengesetzgebung, aktualisierte Niederschlagsdaten, veränderte gesetzliche Anforderungen sowie der Sanierungsbedarf bestehender Schutzbauten führen zu einer veränderten Ausgangslage und erhöhten Anforderungen gegenüber dem Projekt von 2013.

Das ursprüngliche Verfahren bleibt hängig. Laut Kanton ist eine Fortsetzung ohne vollständigen Neustart des Wasserbauplanverfahrens möglich, sofern die Überarbeitung des bestehenden Projekts keine grundlegenden Projektänderungen erfordert.

Im Rahmen der vorliegenden Studie wurde das Hochwasserschutzprojekt aus dem Jahr 2013 überprüft. Die Arbeiten umfassten einerseits eine Situationsanalyse auf Basis der bestehenden Grundlagen sowie andererseits deren Aktualisierung und Ergänzung. Dabei wurden insbesondere die hydrologischen Grundlagen unter Berücksichtigung aktueller Niederschlagsdaten und Klimaszenarien, der Zustand der bestehenden Schutzbauten, die Abflusskapazität des Gerinnes sowie die Geschiebe- und Schwemmholtprozesse untersucht. Auf dieser Grundlage wurde das Projekt von 2013 beurteilt und eine Empfehlung für das weitere Vorgehen, Weiterführung des bestehenden Verfahrens oder Neustart, ausgearbeitet und fachlich begründet.

2 Verwendete Grundlagen

Folgende Grundlagen wurden für die Studie verwendet:

Projektgrundlagen

- [1] Gemeinde Sigriswil, Oberhofen und Heiligenschwendi (1973-1976) Verbauung Riederbach, Projekt IV 1958, Bauprogramm 1971, Archivpläne, Ing.-Büro A Ket-tiger Thun November 1970
- [2] BWG (1997): Hydrologischer Atlas der Schweiz (HADES). *Landeshydrologie, Bern*.
- [3] Gemeinde Oberhofen (2007): Naturgefahrenkarte – technischer Bericht. *Ingenieur und Geologengemeinschaft Kissling+Zbinden AG, Kellerhals+Haefeli AG*.
- [4] Gemeinde Oberhofen (2009) Gefahrengutachten Bauprojekt Areal Wendelsee Oberhofen, Kissling + Zbinden AG, *Stand* 24.03.2015
- [5] Bühner + Dällenbach Ingenieure AG Steffisburg (2013): Hochwasserschutzmassnahmen Riderbach, Oberhofen am Thunersee. Technischer Bericht und Pläne.
- [6] BAFU (2019): Schwemmholz in Fließgewässern – ein praxisorientiertes Forschungsprojekt
- [7] Einwohnergemeinden Oberhofen, Heiligenschwendi und Sigriswil (2021) Übertragungsreglement über die wasserbaulichen Massnahmen im Bereich Riderbach und Zuflüsse, *Stand* 2021.
- [8] Bundesamt für Meteorologie und Klimatologie MeteoSchweiz (2022): Extreme Punktniederschläge, v2.0, Link: Hydromaps.ch
- [9] Bundesamt für Meteorologie und Klimatologie MeteoSchweiz (2022): Hydro-CH2018: Diverse Szenarien bis 2100, Link: Hydromaps.ch
- [10] Bundesamt für Umwelt (2022): Umgang mit dem Klimawandel im Bereich gravitative Naturgefahren in der Schweiz. *Stand* 15.11.2022. *geo7 (Berger/Schneider)*
- [11] *Heinz, R. & Burkhalter, R. (2023): Blatt 1207 Thun. – Geol. Atlas Schweiz 1: 25 000, Erläut. 177.*
- [12] Obergeringenieurkreis I Tiefbauamt des Kantons Bern, Bericht Nr. 6 der Hauptinspektion vom 20.02.2024, 10172 Riderbachbrücke
- [13] MeteoSwiss & ETH Zurich (2025): Climate CH2025 - Scientific Report. Federal Office of Meteorology and Climatology MeteoSwiss, Zurich.
- [14] Swisstopo: Luftbild, Geocover, Höhenmodell & Reliefschattierung, abgerufen am 27.01.2026
- [15] Ereigniskataster Naturgefahren Balmflue 09.08.1810 StorMe 1.0, abgerufen am 27.01.2026
- [16] topo.apps.be.ch, Geologische Grundlagendaten, zuletzt aufgerufen am 27.01.2026
- [17] Flussbau AG SAH (2026): Drohnenaufnahmen Riderbach

Literatur

- [18] KOHS (2013): Freibord bei Hochwasserschutzprojekten und Gefahrenbeurteilungen. Empfehlungen der Kommission für Hochwasserschutz (KOHS). *Wasser Energie Luft*, 105, 43-50.

3 Sitzungen und Besprechungen

In der nachfolgenden Tabelle sind die wichtigsten Besprechungen und Begehungen in der Planungsphase sowie deren Inhalte und Ziele aufgeführt:

Termin	Anlass	Teilnehmende	Inhalte und Ziele
21.01.2026	Ist-Zustand Aufnahme Einzugsgebiet	1. Hervé Denys (Flussbau AG) 2. Luzius Baumgartner (Flussbau AG)	1. Einzugsgebiet mit Drohne inspiziert 2. Linienprobe 3. Zustandskontrolle Bogen-sperren 15, 14 sowie Abschlussperre Geschiebesammler
28.01.2026	Startsitzung	1. Romeo Arnold (Gemeinderat Ressort Tiefbau und Umwelt) 2. Michael Jakob (Gemeindeverwaltung Abteilungsleiter Tiefbau und Umwelt) 3. Roland Kimmerle (Bau- & Verkehrsdirektion Kanton Bern, Tiefbauamt, OIK I) 4. Karin Gafner (Fischereiinspektorat Kanton Bern) 5. Beat Rieder (Fischereiinspektorat Kanton Bern) 6. Jeanne Oberlé (Flussbau AG) 7. Hervé Denys (Flussbau AG) 8. Ernst Spycher (bbp geomatik ag Bauherrenunterstützung)	1. Grundlagen 2. Vorgehensweise 3. Veränderte Randbedingungen im Einzugsgebiet (Hydrologie) 4. Gesetzliche Randbedingungen (Fischerei, OIK, Gewässerraum, neues Wasserbaugesetz) 5. Neue Erkenntnisse
14.02.2026		1. Hervé Denys (Flussbau AG)	1. Ist-Zustand Aufnahme des Gerinnes im Dorfgebiet 2. Aufnahme der Brückenquerschnitte
23.02.2026	Projektsitzung	1. Romeo Arnold (Gemeinderat Ressort Tiefbau und Umwelt) 2. Michael Jakob (Gemeindeverwaltung Abteilungsleiter Tiefbau und Umwelt) 3. Roland Kimmerle (Bau- & Verkehrsdirektion Kanton Bern, Tiefbauamt, OIK I) 4. Daria Schmutz (geo 7) 5. Hervé Denys (Flussbau AG) 6. Ernst Spycher (bbp geomatik ag Bauherrenunterstützung)	1. Plausibilisierung der Murganggefahren 2. Plausibilisierung der Schwemmholszenarien 3. Geschiebetransportkapazität 4. Schwachstellenanalyse 5. Auswirkungen auf die Gefahrenkarte 6. Erste Beurteilung des Projektes von 2013

Termin	Anlass	Teilnehmende	Inhalte und Ziele
23.03.2026	Schlussitzung	1. Romeo Arnold (Gemeinderat Ressort Tiefbau und Umwelt) 2. Michael Jakob (Gemeindeverwaltung Abteilungsleiter Tiefbau und Umwelt) 3. Roland Kimmerle (Bau- & Verkehrsdirektion Kanton Bern, Tiefbauamt, OIK I) 4. Beat Rieder (Fischereiinspektorat Kanton Bern) 5. Hervé Denys (Flussbau AG) 6. Ernst Spycher (bbp geomatik ag Bauherrenunterstützung)	1. Zusammenfassung der Studie 2. Ergebnisse der Studie 3. Inhaltsverzeichnis des Berichtes 4. Empfehlung und weiteres Vorgehen

4 Ausgangssituation

4.1 Bestandteile des Projektes von 2013

Die vorgesehenen Massnahmen im Hochwasserschutzprojekt von Bühler + Dällenbach umfassen, von unten nach oben betrachtet, folgende Elemente:

An der Brücke der Kantonsstrasse ist der Einbau eines Stauschildes vorgesehen. Oberhalb der Kantonsstrasse ist auf einer Länge von rund 450 m eine neue Sohlensicherung geplant, bestehend aus dem Neubau von sieben Schwellen mit Blöcken in Hinterbeton sowie der Ausbildung von tiefen Kolken. Stromaufwärts dieser Schwellen wird der Fussgängersteg beim Querprofil QP8 in eine Furt mit Trittsteinen umgebaut. Zudem ist rechtsufrig zwischen den Querprofilen QP8 und QP9 eine neue Hochwassermauer mit einer Länge von 93 m vorgesehen, welche die Hochwassersicherheit in diesem Abschnitt gewährleisten soll. Weiter oberhalb ist der Anbau eines Schwemmholzrechens an der Überfallsektion des Geschiebesammlers geplant. Abschliessend sind Sanierungsmassnahmen an den oberen Bogensperren 14 und 15 oberhalb des Geschiebesammlers vorgesehen.

4.2 Weitere Informationen seit 2013

Seit 2013 wurden keine grösseren Unterhaltsarbeiten durchgeführt. Es erfolgten lediglich Massnahmen zur Neophytenbekämpfung.

Seit 2013 wurden einige Bauvorhaben im Projektperimeter umgesetzt:

- Die Trafostation der BKW Riderweg 4 wurde erweitert und ausgebaut.
- Das Pistolenschützenhaus im Geschiebesammler wurde zurückgebaut.
- Die Wohnüberbauung Wendelsee an der Staatsstrasse 26, 28 und 30 wurde realisiert. Im Rahmen dieses Projekts wurden Objektschutzmassnahmen umgesetzt. In diesem Zusammenhang wurde durch das Ingenieurbüro Kissling + Zbinden AG ein Gefahrengutachten im Juli 2009 erstellt und im September 2011 sowie 2015 überarbeitet [4].

4.3 Historische Ereignisse

Im Naturereigniskataster, in der Gefahrenkarte sowie in historischen Quellen sind im Einzugsgebiet des Riderbachs wiederholt relevante Naturereignisse dokumentiert.

An erster Stelle ist der Bergsturz von 1810 im Gebiet Balmfluh zu nennen. Am 9. August 1810 ereignete sich im Einzugsgebiet des Riderbachs ein Bergsturz, bei dem grossen Mengen an Fels- und Lockermaterial mobilisiert wurden. Die betroffene Fläche wird auf rund 25 Jucharten (≈ 14 ha) geschätzt, wobei etwa 71'000 m² Kulturland und Wald zerstört wurden.

Die Ablagerungen mit einer Mächtigkeit von rund 10–15 m führten zu einer vollständigen Blockierung des Gerinnes und zum temporären Aufstau des Riderbachs mit Bildung eines Rückhaltebeckens. Ein plötzlicher Ausbruch konnte verhindert werden, da sich das Wasser innerhalb kurzer Zeit einen Abflussweg durch die Ablagerungen schuf.

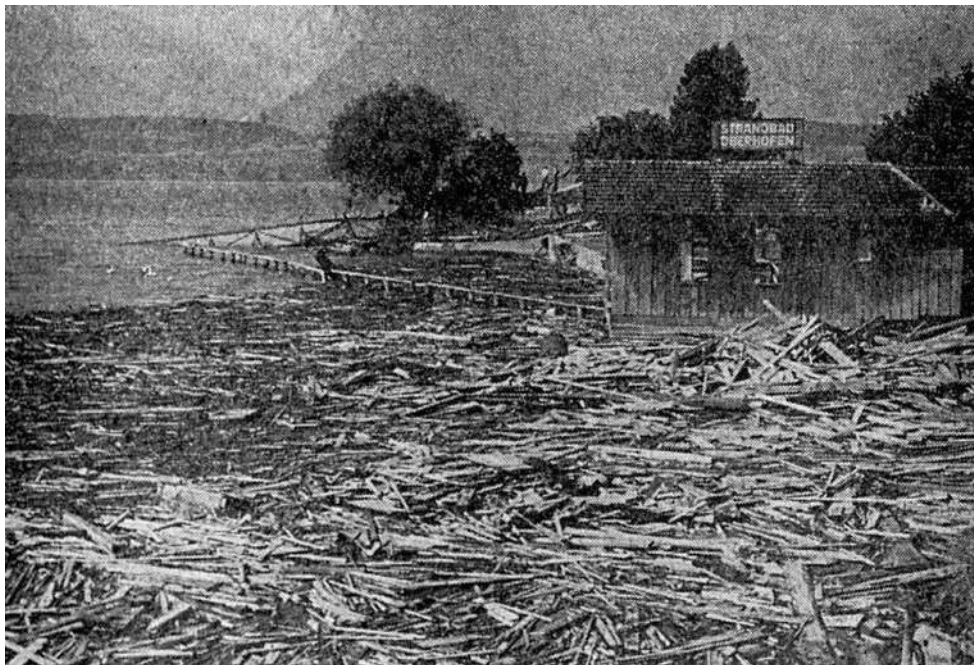
Weiter ist das Hochwasserereignis vom 20. Juli 1937 belegt, bei dem der Riderbach grosse Mengen an Geschiebe in den Siedlungsbereich transportierte und weite Flächen überdeckte.

Abbildung 1:
Aufnahme vom 20. Juli
1937 vom unteren Be-
reich der Länggasse, mit
dem Klösterli auf der lin-
ken Seite; im Bereich des
Klösterli sind Geschiebe-
ablagerungen von rund 2
m Mächtigkeit erkennbar.
Quelle: [storme.bafu.ad-
min.ch](http://storme.bafu.admin.ch)



Beim Ereignis vom 26. Juli 1972 kam es erneut zu erheblichem Geschiebe-, Schutt- und Schwemmholztransport sowie zu Überflutungen bis in den Bereich des Seeufers. Gemäss Gefahrenkarte wurde dabei der gesamte Bereich vom Klösterli bis zum Strandbad durch den Riderbach überführt. Das Wasser trat aus dem Gerinne aus und floss über die Staatsstrasse Richtung See ab. Die Staatsstrasse wurde auf einer Länge von rund 300 m mit Geschiebe überdeckt, wobei lokal Ablagerungsmächtigkeiten von bis zu 3 m beobachtet wurden.

Abbildung 2:
Massive Ablagerungen
von Geschiebe und
Schwemmholz im Bereich
des Strandbads Oberhofen
nach dem Hochwasserereignis vom 26. Juli
1972. Ein grosser Anteil
des Schwemmholzes
stammt aus der damali-
gen Sägerei im Einzugs-
gebiet (Quelle: Thuner
Tagblatt, 1972).



Diese Ereignisse verdeutlichen die ausgeprägte Dynamik des Einzugsgebiets sowie das erhebliche Gefahrenpotenzial in Form von Geschiebetransport, Überflutung und möglichen Verklausungen bei Starkniederschlägen.

4.4 Historische Karten

Die Dufourkarte (TK100, ca. 1860) zeigt den Riderbach im Bereich des Schwemmkegels mit einer Aufzweigung, was auf eine frühere, weniger fixierte Gerinneführung hindeutet, wie sie für Schwemmkegel typisch ist. Im naturnahen Zustand breitet sich der Abfluss auf Schwemmkegeln über die gesamte Kegelfläche aus und weist eine hohe Dynamik auf.

Die Darstellung lässt darauf schliessen, dass der Bach damals eine grössere laterale Dynamik aufwies und sich auf dem Schwemmkegel verzweigte. Ein Gerinne verlief dabei in etwa entlang des heutigen Bachlaufs, während ein zweiter Abflussast vermutlich im Bereich der heutigen Richtstattstrasse und des Kuhtränkewegs geführt wurde. Bemerkenswerterweise stimmt diese Aufzweigung in zwei Gerinneäste räumlich exakt mit den blauen Flächen der bestehenden Gefahrenkarte überein.



Abbildung 3:
Auszug der Dufourkarte
(TK100, ca. 1860). Der
Riderbach ist blau mar-
kiert. Quelle: map.geo.ad-
min.ch

4.5 Geologie

Der Untergrund besteht aus heterogenen, fluviatilen Ablagerungen der Gunten-Quarzitnagelfluh ($\approx 20\text{--}16\text{ Ma}$) [11]. Es handelt sich um unterschiedlich aufgebaute Ablagerungen aus harten und weniger festen Gesteinen der Molasse (Nagelfluh dominant) mit mergeligen Schwächezonon, die Wasser sehr unterschiedlich durchlassen. Die stark variierende Wasserdurchlässigkeit der Schichten kann bei Durchfeuchtung zu Instabilitäten führen. Dadurch reagiert der Untergrund sensibel auf Wasser und ist sowohl hydraulisch als auch mechanisch komplex.

Der am 09.08.1810 entstandene Bergsturz im Gebiet Balmflue hat ein Volumen von mehreren $100'000\text{ m}^3$ bewegt [16]. Zufließendes Wasser dürfte allmählich die auf der Nagelfluh liegenden Sand- und Mergelschichten aufgeweicht und aufgelöst haben. Diese Schichtflächen wiesen dieselbe Neigung wie der Berghang auf, sodass die darüberliegenden Massen abgleiten konnten.

Bohrprofile [16] im unteren Dorfgebiet weisen darauf hin, dass das Dorf auf einem Schwemmkegel aus letzteiszeitlichen Moränenablagerungen sowie Schwemmkegelablagerungen des Riderbachs liegt. Diese Ablagerungen können im Vergleich zur Nagelfluh

eine hohe Wasserdurchlässigkeit aufweisen, was die beobachtete Versickerung des Wassers bei Trockenwetter zwischen dem Geschiebesammler und der Bachschale erklären könnte (siehe auch Abbildung 6).

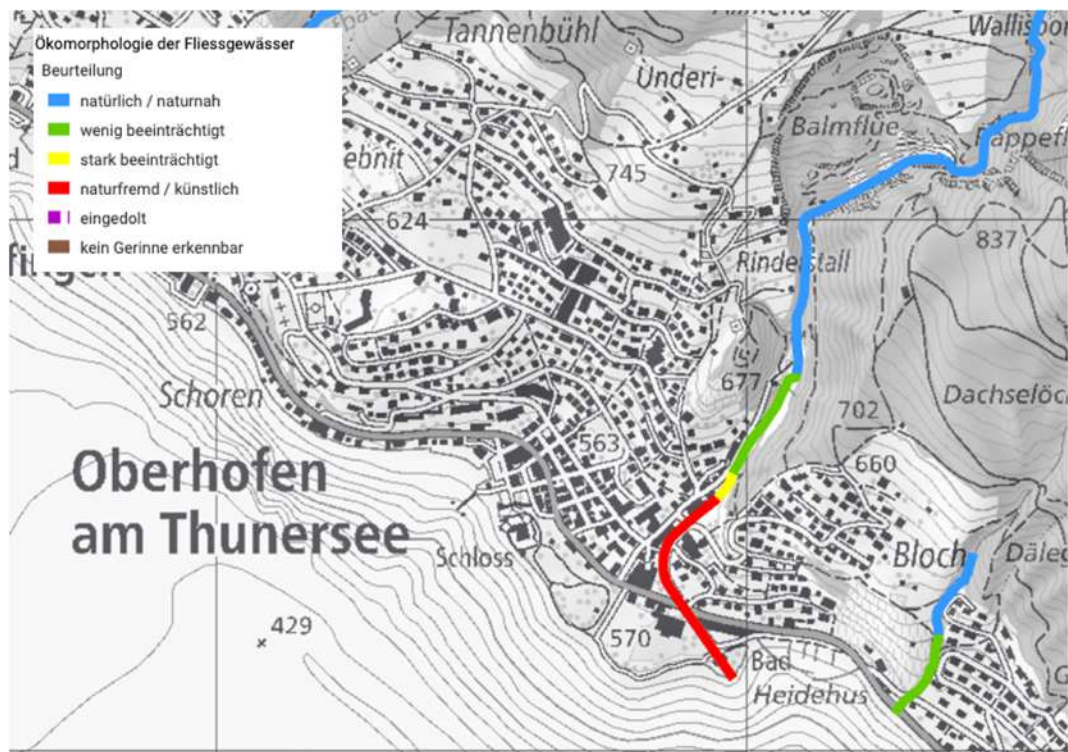
Abbildung 4:
Links: Blick auf die heterogene Zusammensetzung der Korngrößen in den Schichten der Nagelfluh. Quelle: Flussbau AG SAH. Rechts: Ausschnitt aus dem DTM Swis-sALTI3D im Bereich des Bergsturzes von 1810. Quelle: map.geo.admin.ch



4.6 Ökomorphologie

Die Ökomorphologie des Riderbachs ist gemäss Ökomorphologiekartierung im Abschnitt Thunersee bis Durchlass Blockstrasse als naturfremd eingestuft. Im Abschnitt Blockstrasse bis Fussgängersteg wird sie als stark beeinträchtigt bewertet. Der Abschnitt Fussgängersteg bis Geschiebesammler gilt als wenig beeinträchtigt, während der Oberlauf fast vollständig als naturnah eingestuft wird (Abbildung 5).

Abbildung 5:
Ökomorphologie der Fliessgewässer, Riderbach, Gemeinde Oberhofen. Quelle: www.topo.apps.be.ch



4.7 Fischgängigkeit

Die bestehende Pflasterung im Abschnitt Thunersee Kantonsstrasse ist nicht fischgängig. Zudem weist die Einmündung in den Thunersee, je nach Wasserstand des Sees, eine Absturzhöhe von über 40 cm auf. Gemäss Beat Rieder wäre eine Lösung mit einem fischgängigen Mittelwassergerinne, ähnlich wie im Hünibach oberhalb der Staatsstrasse, denkbar, falls keine bessere Lösung gefunden wird. Die Schwellen oberhalb der Staatsstrasse sind teilweise auch nicht fischgängig.

Seit etwa 2003 wurde im Riderbach vermehrt Trockenheit festgestellt. Das Wasser versickert im Bereich zwischen Geschiebesammler und Bachschale sowie oberhalb der Bogensperren 14 und 15 (Abbildung 6). Dieser Umstand müsste im Projekt berücksichtigt werden. Insbesondere wäre eine Abdichtung der Sohle zu prüfen.



Abbildung 6:
Schematische Darstellung der Versickerung und unterirdischen Abflusswege im Geschiebekörper oberhalb der Sperren 14 und 15 (Längsprofil).

Der Projektstand 2013 führt tendenziell zu einer Verschlechterung der Fischgängigkeit, da mehrere kleinere Schwellen durch eine geringere Anzahl höherer Schwellen ersetzt werden. Das Sohlensicherungskonzept sollte daher überprüft werden.

5 Übergeordnete Plangrundlagen

5.1 Gesetzliche und planerische Rahmenbedingungen

5.1.1 Neues Wasserbaugesetz

Seit 2013 haben sich die Anforderungen an Wasserbauprojekte verschärft. Seit dem 1. Juli 2025 ist die revidierte Wasserbaugesetzgebung des Bundes in Kraft. Sie verlangt unter anderem, dass Wasserbauprojekte integral und risikobasiert geplant werden.

5.1.2 NFA-Handbuch Wasserbau

Gegenüber dem Mehrleistungssystem des Projekts von 2013 haben sich die beitragsrelevanten Anforderungen wesentlich verändert. Während im Projekt 2013 die Mehrleistungen in den Bereichen integrales Risikomanagement, Systemsicherheit, Partizipation und Projektwirksamkeit ausgewiesen wurden, sieht das Handbuch 2025-2028 ein neu strukturiertes System vor. Massgebend sind neu insbesondere die Erarbeitung der Gefahrengrundlagen, das Schutzbautenmanagement, die risikobasierte Raumplanung, Freihalteräume sowie die Einsatzplanung.

Damit wurden die bisherigen, eher allgemein formulierten Mehrleistungsbereiche durch spezifischere und stärker objektivierbare sowie strengere Kriterien ersetzt. Für das vorliegende Projekt ist deshalb zu prüfen, inwiefern die im Jahr 2013 ausgewiesenen Mehrleistungen den heutigen Beitragskriterien noch entsprechen beziehungsweise durch zusätzliche Nachweise, Unterlagen oder Massnahmen zu ergänzen sind.

Zusammenfassend sind zur Erfüllung der heutigen NFA-Anforderungen folgende Ergänzungen erforderlich:

- Aktualisierung und Vervollständigung der Gefahrengrundlagen
- Aufbau eines systematischen Schutzbautenmanagements inkl. Überlastfallbetrachtung
- Nachweis der risikobasierten Umsetzung in der Raumplanung
- Ausscheidung und Sicherung von Freihalteräumen
- Erarbeitung einer strukturierten Einsatzplanung für Ereignisfälle

5.1.3 Revitalisierungsplanung

Der Riderbach ist neu in die strategische Revitalisierungsplanung des Kantons Bern aufgenommen worden. In der Revision 2026 der Revitalisierungsplanung des Fischereiinspektorats (FI) wird die Durchwanderbarkeit des Riderbachs zwar mit geringem Nutzen bewertet (Abbildung 7), im Rahmen eines Wasserbauprojekts muss aber geprüft werden, ob die Fischgängigkeit wiederhergestellt werden kann.

Der Riderbach ist ein Regalgewässer des Kantons Bern. Er wird, sofern Bewerber vorhanden sind, in regelmässigen Abständen an wechselnde Pächterschaften verpachtet. Aktuell ist das Gewässer nicht verpachtet. Fische kommen auf der gesamten Strecke zwischen Heiligenschwendi und dem Thunersee vor. Die natürliche Reproduktion funktioniert gut, weshalb die Fische über die gesamte Gewässerstrecke verteilt sind.

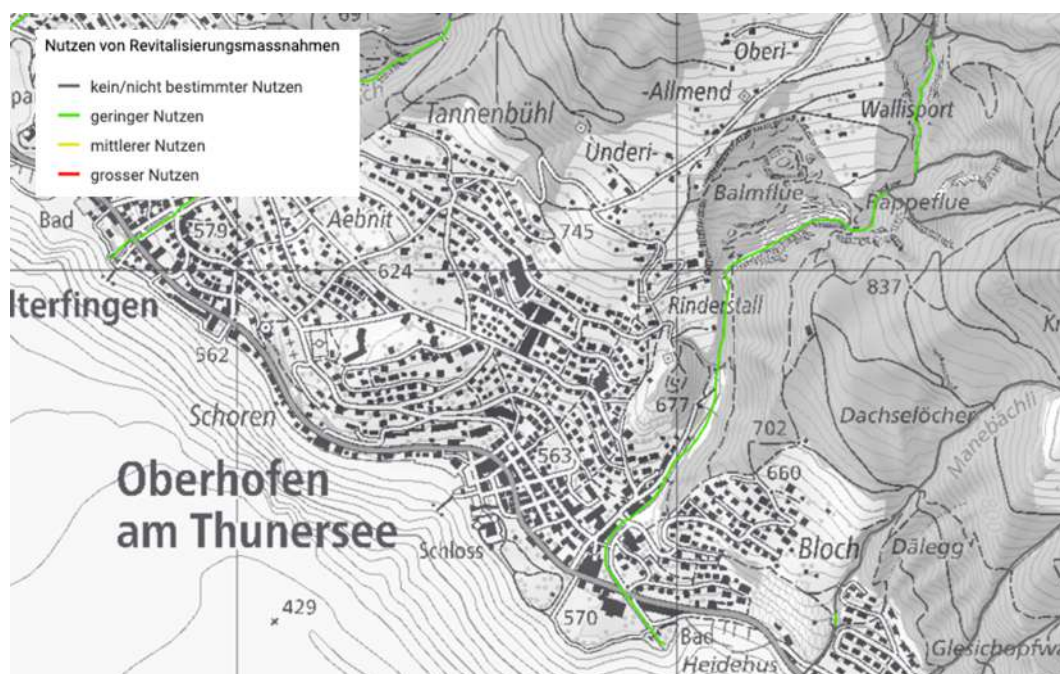


Abbildung 7:
Strategische Revitalisie-
rungsplanung 2026.
Quelle:
www.topo.apps.be.ch

5.1.4 ISOS

Das Projektgebiet liegt innerhalb des im ISOS inventarisierten Ortsbildes von Oberhofen am Thunersee. Die ISOS-Dokumentation hebt insbesondere die architekturhistorischen Qualitäten des Dorfes sowie die räumliche Beziehung zum Thunersee hervor. Im Projekt von 2013 wird dieser Aspekt zwar erwähnt, eine vertiefte Auseinandersetzung mit den Schutzziele des ISOS und den Auswirkungen der vorgesehenen Massnahmen auf das Ortsbild ist jedoch nicht dokumentiert. Im Rahmen der Projektüberarbeitung ist daher zu prüfen, inwiefern die geplanten wasserbaulichen Massnahmen mit den Erhaltungszielen des ISOS vereinbar sind.

5.2 Schutzziele und Bemessungsabfluss

Das Projekt aus dem Jahr 2013 wurde für ein Hochwasserereignis HQ_{100} ($30 \text{ m}^3/\text{s}$) bemessen. Für die folgenden Massnahmen wurde der Bemessungsabfluss auf HQ_{300} ($40 \text{ m}^3/\text{s}$) erhöht:

- neue Hochwassermauer zwischen den Querprofilen QP8 und QP9
- Stauschild an der Brücke der Kantonsstrasse
- Anpassung der Überfallsektion des Geschiebesammlers

Seit 2025 verfolgt der Kanton Bern eine Umsetzungsstrategie zum Umgang mit Risiken aus gravitativen Naturgefahren, die auf dem Konzept des integralen Risikomanagements basiert. Die Festlegung der Schutzziele orientiert sich weiterhin an der bestehenden Schutzzielmatrix, erfolgt jedoch im Rahmen einer gesamthaften Risikobetrachtung. Allenfalls ist eine Erhöhung des Schutzniveaus zu prüfen, sofern dies ohne unverhältnismässige Mehrkosten möglich ist.

Im Sinne des integralen Risikomanagements des Kantons ist daher zu prüfen, ob die Festlegung der Schutzziele weiterhin angemessen ist oder ob eine Anpassung des Schutzniveaus angezeigt ist.

5.3 Anforderungen an das Projekt

Damit das Projekt aus dem Jahr 2013 den heutigen Anforderungen an Wasserbauprojekte entspricht und genehmigungsfähig ist, sind verschiedene Aspekte zu überprüfen beziehungsweise zu ergänzen.

Insbesondere ist das Projekt durch ein systematisches Variantenstudium zu ergänzen, in welchem mehrere Lösungsansätze entwickelt, miteinander verglichen und die gewählte Variante nachvollziehbar begründet wird.

Weiter ist eine Aktualisierung der Grundlagen erforderlich, insbesondere hinsichtlich Hydrologie, Niederschlagsdaten sowie der heutigen gesetzlichen und fachlichen Rahmenbedingungen.

Darüber hinaus sind verschiedene fachliche Aspekte vertieft zu betrachten. Dazu gehören zusätzlich zu der Durchgängigkeit für Fische, der Geschiebehaushalt und die langfristige Funktion des Geschiebesammlers sowie mögliche ökologische Aufwertungen des Gewässers. Ebenfalls zu prüfen sind die Auswirkungen der vorgesehenen Massnahmen auf das Grundwasser sowie auf bestehende Schutzbauten.

Der Einbezug und die Gestaltung des Gewässerraums, welcher in 2024 genehmigt wurde, sind ebenfalls zu berücksichtigen.

6 Überarbeitung der Hydrologie

6.1 Vorgehen

In einem ersten Schritt wurden die Grundlagen zu bestehenden Hochwasserszenarien und hydraulischen Berechnungen am Riderbach zusammengestellt. Nachdem das bestehende hydrologische System beschrieben worden war, wurden empirische Berechnungsmethoden aus der Software HAKESCH angewandt, um die Hochwasserszenarien des Riderbachs an der Mündung in den Thunersee zu bestimmen und mit den bestehenden Szenarien aus der Gefahrenkarte zu vergleichen.

6.2 Ausgangssituation

6.2.1 Hochwasserabschätzung für die Gefahrenkarte

Der Riderbach wurde im Rahmen der Gefahrenkartierung im Jahr 2007 untersucht [3]. Als massgebender Prozess für die Entstehung von Hochwasser wurden kurze, lokal begrenzte Gewitterereignisse identifiziert.

Zur Berechnung der Hochwasserszenarien wurde die Software HAKESCH verwendet, um auf Basis der damaligen Niederschlagsdaten mit der Kölla-Methode die Abflussspitzen abzuschätzen.

Es ergaben sich folgende Szenarien:

	HQ_{30} [m ³ /s]	HQ_{100} [m ³ /s]	HQ_{300} [m ³ /s]
Riderbach	20	30	40

*Tabelle 1:
Hochwasserszenarien
aus [3].*

6.2.2 Untersuchtes Einzugsgebiet

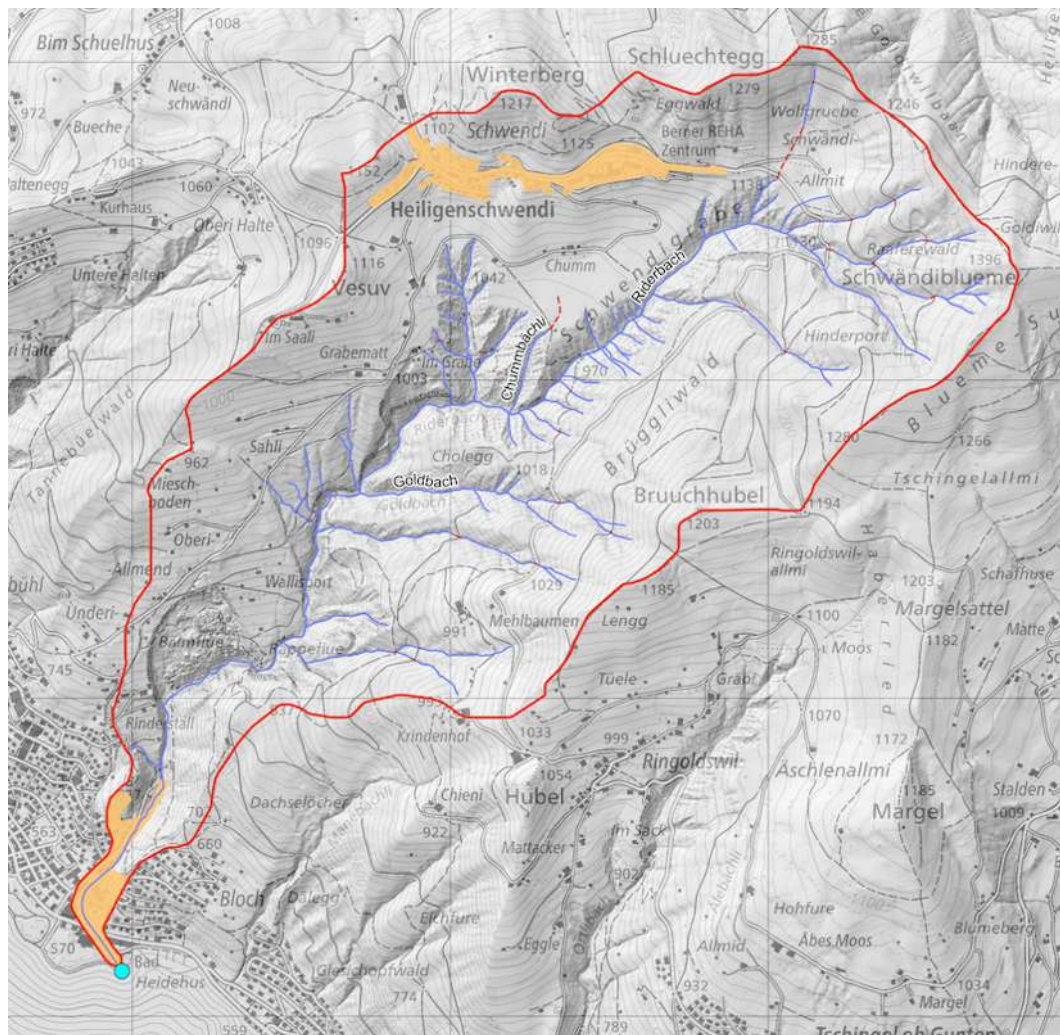
Es wird das Einzugsgebiet des Riderbachs an der Mündung in den Thunersee untersucht. Die entsprechende Einzugsgebietsfläche beträgt 3.8 km² und ist in Abbildung 8 dargestellt. Der Auslass des Einzugsgebiets ist mit einem blauen Punkt markiert.

Ebenfalls dargestellt sind die versiegelten Flächen (orange), auf denen aufgrund von Asphalt oder Fels keine Infiltration von Niederschlagswasser möglich ist. Diese Flächen wurden auf Basis der Landeskarte sowie von Luftbildern abgegrenzt.

Das Gewässernetz des Kantons Bern zeigt zudem die verschiedenen Seitenbäche, die in den Riderbach münden.

Besonders zu beachten ist das dichte Netz von Seitenbächen im oberen Einzugsgebiet, das für Schwemmholz- und Geschiebeprozesse von Bedeutung ist.

Abbildung 8:
Einzugsgebiet des Rider-
bachs, in rot. Gewässer-
netz des Kantons Bern in
blau. Versiegelte Flächen
in orange, Gebietsaus-
lasspunkt in hellblau.



6.2.3 Bodeneigenschaften

Zur Durchführung der Berechnungen mit HAKESCH ist eine Beurteilung der Versickerungseigenschaften des Bodens im Einzugsgebiet erforderlich. Hierzu werden Angaben aus der Versickerungskarte des Kantons Bern sowie Informationen zu Bohrungen aus dem Geoportal des Kantons Bern verwendet (Abbildung 9).

Die Infiltrationsbedingungen und Wasseraufnahmefähigkeiten sind im Einzugsgebiet leicht variabel, zeigen jedoch insgesamt eine Tendenz zur geringen Durchlässigkeit. In Heiligenschwendi treten überwiegend undurchlässige Schichten auf, während im Hangbereich unterhalb davon schlecht durchlässige Schichten dominieren.

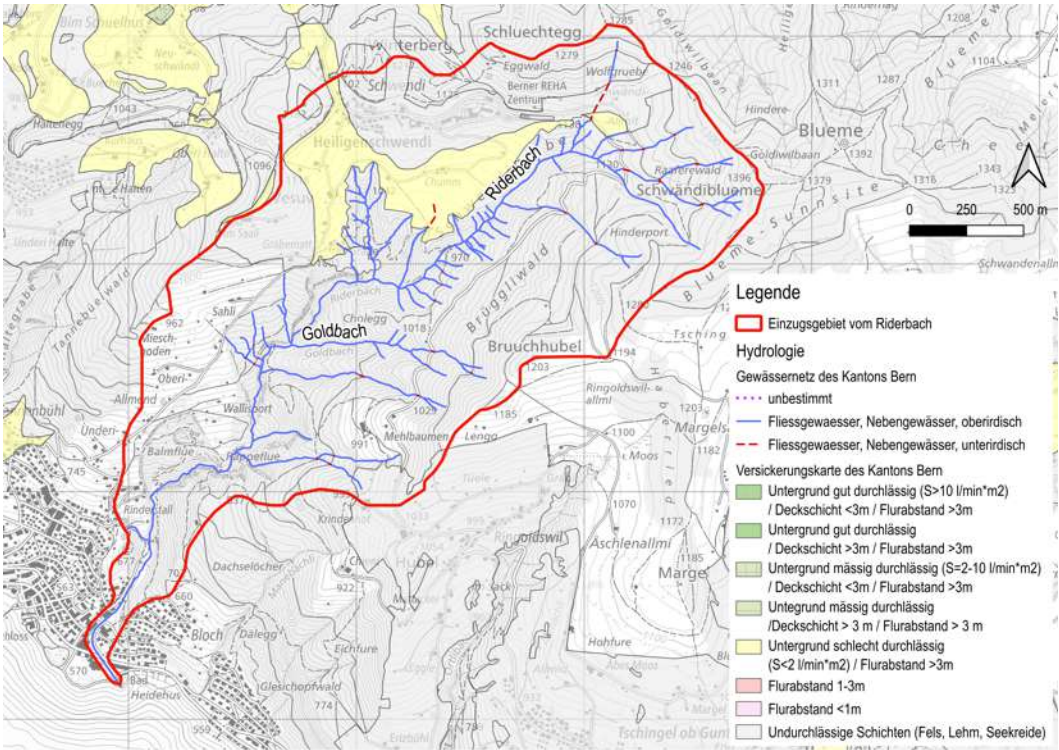


Abbildung 9:
Versickerungskarte des
Kantons Bern im Ein-
zugsgebiet des Rider-
bachs.

6.3 Niederschlagsmessungen

Die hydrologischen Daten, die für die Berechnungen der Gefahrenkarte verwendet wurden, basieren auf Niederschlagsmessungen aus der Periode 1901–1970. Seit 2007 wurden im Hydrologischen Atlas der Schweiz (HADES) neue Daten publiziert, die sich auf die Messperiode 1981–2020 beziehen. Es besteht daher Bedarf, die Berechnungen mit den aktuellen Niederschlagswerten zu aktualisieren.

In den folgenden Tabellen sind die regional gemessenen Niederschlagswerte aus dem Hydrologischen Atlas der Schweiz für die Messperiode 1901–1970 (Tabelle 2, HADES Tafel 2.4²) sowie für die Messperiode 1981–2020 (Tabelle 3, hydromaps.ch) aufgeführt.

Die Entwicklung der Niederschlagswerte zeigt, dass für kurze Ereignisse keine wesentlichen Veränderungen festzustellen sind. Für längere Ereignisse hingegen ist eine Zunahme der Niederschlagsintensitäten von etwa 10 % bis 15 % zu beobachten.

Wiederkehrperiode [Jahre]	2	100
1 Stunde	22 mm	66 mm
24 Stunden	57 mm	115 mm

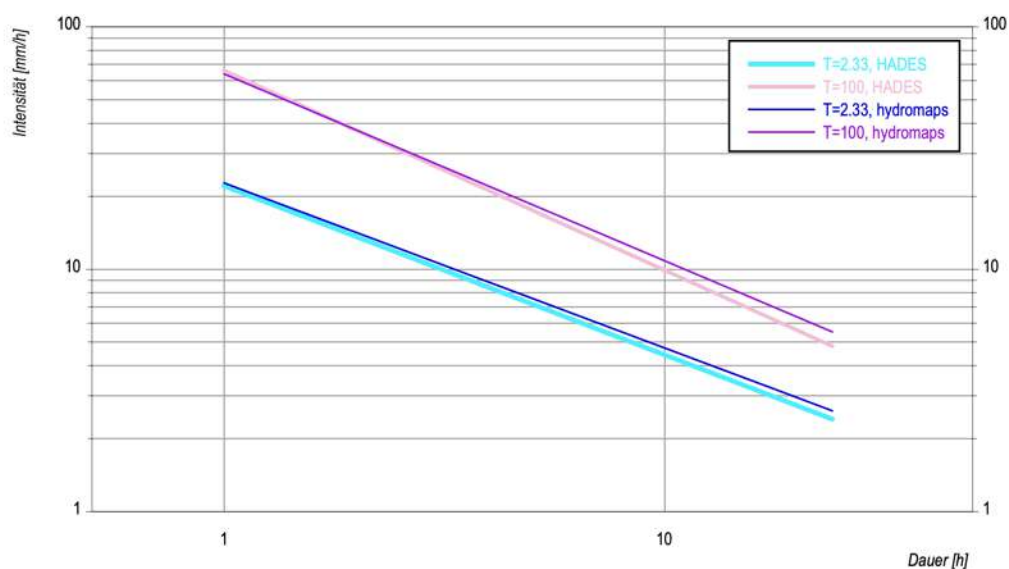
Tabelle 2:
Extreme Punktnieder-
schläge gemäss HADES
Tafel 2.4².

Wiederkehrperiode [Jahren]	2		100	
1 Stunde	23 mm	+ 5 %	64 mm	- 3 %
24 Stunden	63 mm	+ 11 %	133 mm	+ 16 %

Tabelle 3:
Extreme Punktnieder-
schläge gemäss hydro-
maps.ch, Blatt B04.

Die Abbildung 10 zeigt den Vergleich der Niederschlagsmessungen in den beiden Messperioden. Die Zunahme für 24-stündige Ereignisse ist deutlich erkennbar.

Abbildung 10:
Niederschlagsmessungen
im Einzugsgebiet. Hell,
Messperiode 1901-1970,
Dunkel: Messperiode
1981-2000.



6.4 Einfluss des Klimawandels

Gemäss dem Entwurf der Leitlinie des BAFU (2022) [10] sollen für Aussagen zum Klimawandel aktuelle Klimaszenarien berücksichtigt werden. Die Studie CH2025 [13] beschreibt die zukünftige Entwicklung des Klimas in der Schweiz anhand verschiedener globaler Erwärmungsniveaus (GWL).

Unter den derzeit geplanten Massnahmen zur Reduktion der Treibhausgasemissionen wird bis Ende des Jahrhunderts ein Anstieg der globalen Durchschnittstemperatur von rund +3 °C gegenüber dem vorindustriellen Niveau (1871–1900) erwartet. Für die vorliegenden Überlegungen wurde daher das Szenario GWL 3.0 (globales Erwärmungsniveau +3 °C) berücksichtigt.

Die Klimaprojektionen zeigen, dass Starkniederschläge mit einer Dauer von 24 h in der Region um etwa 8 % zunehmen können. Für kurze Starkniederschlagsereignisse kann die mögliche Zunahme anhand der Clausius-Clapeyron-Beziehung abgeschätzt werden, wonach die Atmosphäre pro Grad Celsius Erwärmung rund 7 % mehr Feuchtigkeit aufnehmen kann. Bei einer erwarteten Temperaturzunahme von etwa 2.9 °C [9] ergibt sich für Starkniederschläge mit einer Dauer von einer Stunde eine mögliche Zunahme von rund 20 %.

Der Einfluss des Klimawandels wird in den folgenden Berechnungen durch einen entsprechenden Klimazuschlag auf die Niederschlagswerte berücksichtigt.

Da die zukünftige Entwicklung der Starkniederschläge mit Unsicherheiten behaftet ist, stellt dieser Zuschlag eine vereinfachte Abschätzung möglicher zukünftiger Entwicklungen dar.

Unter Berücksichtigung dieses Klimazuschlags ergeben sich folgende neue Niederschlagswerte:

Tabelle 4:
Extreme Punktnieder-
schläge mit Klimazu-
schlag.

Wiederkehrperiode [Jahren]		2		100
1 Stunde	+ 20 %	27	+20 %	77
24 Stunden	+ 8 %	68	+ 8 %	143

Die oben erwähnten Daten sind in der folgenden Abbildung 11 dargestellt.

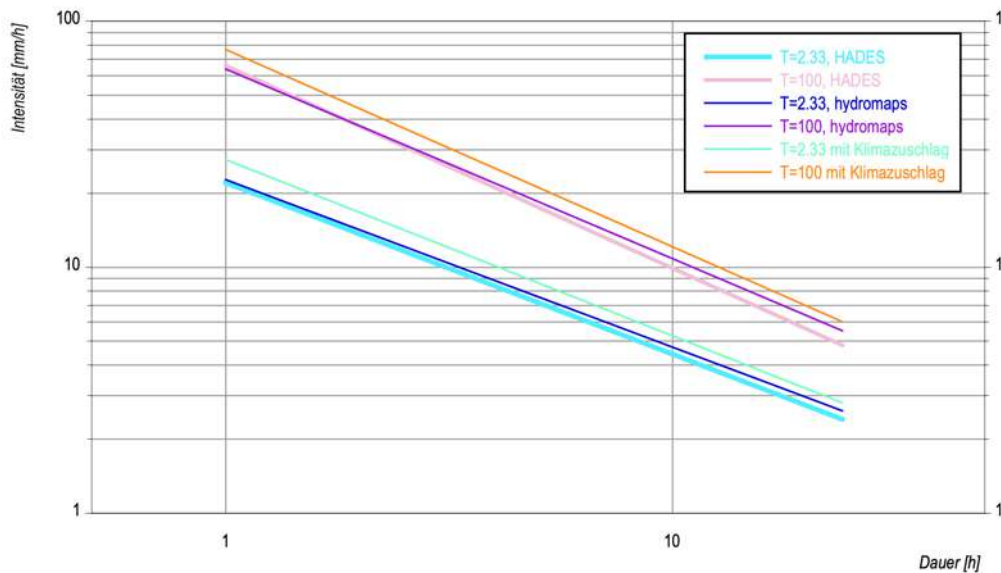


Abbildung 11:
Niederschlagsmessungen
im Einzugsgebiet. Hell:
Messperiode 1901-1970,
dunkel: Messperiode
1981-2000. In türkis und
orange Werte mit Klima-
zuschlag.

6.5 Schätzung der Hochwasserspitzen

6.5.1 Empirische Methode

HAKESCH berechnet die Abflussspitze von HQ_{100} mithilfe empirischer Berechnungsmethoden. Da für die Gefahrenbeurteilung 2007 [3] ausschliesslich das Verfahren nach Kölla angewendet wurde, wird auch in der vorliegenden Untersuchung diese Methode verwendet.

Beim Verfahren nach Kölla sind der Niederschlag, die kumulierte Gerinnelänge und die Charakteristik des Untergrundes die massgebenden Eingabegrössen. Letztere bestimmt das Volumen einer obersten Bodenschicht, das benetzt werden muss, bevor der Niederschlag oberflächlich abfließt. Als Grundlage für die Bestimmung der kumulierten Gerinnelänge diente das Gewässernetz des Kantons Bern.

$$HQ_x = [i(T_c, x) - f(T_c, x)] * FL_{eff} * k_G + Q_{Gl}$$

$$\text{mit } T_c = T_B + T_{FI}$$

wobei:

HQ_x Hochwasser mit der Wiederkehrperiode x [m^3/s]

$i(T_c, x)$ Niederschlagsintensität der Wiederkehrperiode x und der Dauer T_c [mm/h]

$f(T_c, x)$ Verluste an den Untergrund [mm/h]

FL_{eff} Effektiv zum Hochwasser beitragende Fläche [km^2]

k_G Faktor für abflusserhöhenden Effekt von feuchten Vorbedingungen [-]

Q_{Gl} Gletscherabfluss [m^3/s]

T_c Konzentrationszeit [h]

T_B Benetzungszeit [h]

T_{FI} Fließzeit [h]

6.5.2 Verwendete Parameter

Die Angaben zur Gerinnegeometrie und zur Bodenbedeckung wurden aus dem Höhenmodell des Bundes sowie aus dem Gewässernetz des Kantons Bern abgeleitet.

In Tabelle 5 sind die Randbedingungen zusammengefasst. Die mit * bezeichneten Kennwerte werden für die Berechnung nach Kölla verwendet.

Tabelle 5:
Randbedingungen zur
Morphometrie des Einzugsgebiets.

	Bei Mündung im Thuner See
*Fläche Einzugsgebiet [km ²]	3.79
Länge Hauptgerinne [m]	4563
Strecke Quelle-Wasserscheide [m]	87
*Kumulative Gerinnelänge [km]	17.55
Höhendifferenz [m]	837.5
Höhendifferenz entlang Hauptgerinne [m]	782
Gefälle entlang Hauptgerinne [-]	0.17
*Versiegelte Flächen [km ²]	0.18

Da die Angaben zu den Bodeneigenschaften im Einzugsgebiet (siehe Abbildung 9) auf mässige Infiltrationsbedingungen hinweisen, werden Mittelwerte gewählt. Dabei wird angenommen, dass das Einzugsgebiet durch einem «mässig» durchlässigen Boden repräsentiert werden kann.

Das Benetzungsvolumen hängt von der geologischen Unterschicht ab und entspricht im Untersuchungsgebiet dem Typ «Voralpine Nagelfluhlandschaften». Für das Einzugsgebiet wird der Parameterwert für flachgründige Böden verwendet. Sämtliche verwendeten Parameter sind in der Tabelle 6 zusammengefasst.

Tabelle 6:
Randbedingungen der
unterschiedlichen HAKESCH-Berechnungen

	Riderbach
Abflusskoeffizient Wald	0.25
Abflusskoeffizient Freiland	0.35
Abflusskoeffizient Siedlung	0.55
Wasserspeichervermögen Wald [mm]	30
Wasserspeichervermögen Freiland [mm]	20
Wasserspeichervermögen Siedlung [mm]	5
Abflussbeiwert alpha Wald	60
Abflussbeiwert alpha Freiland	75
Abflussbeiwert alpha Siedlung	85
*Benetzungsvolumen nach Kölla [mm]	25

6.5.3 Ergebnisse

Die Ergebnisse der HAKESCH-Berechnungen sind in der Tabelle 7 dargestellt.

Mit den heutigen Niederschlagswerten beträgt die Abflussspitze für das 100-jährliche Ereignis zwischen 28 und 30 m³/s. Dies ist konsistent mit den früheren Werten aus der Gefahrenkarte, da das kürzere Ereignis, welches für den Riderbach massgebend ist,

gemäss den Niederschlagsmessungen nur geringe Veränderungen aufweist (siehe Tabelle 3). Der Zuschlag von rund 20 % infolge der Klimaveränderungen wirkt sich überproportional auf die Abflussspitze aus, welche um etwa 25% zunimmt.

Zur Bestimmung der Szenarien für das 30-jährliche und das 300-jährliche Hochwasser wurden dieselben Faktoren wie in der Gefahrenkarte verwendet, ausgehend vom berechneten HQ_{100} .

	Aus Gefahrenkarte	Mit aktueller Hydrologie	Mit Klimazuschlag
HQ_{30} [m ³ /s]	20	18 - 20	25
HQ_{100} [m ³ /s]	30	28 - 30	38
HQ_{300} [m ³ /s]	40	38 - 40	51

*Tabelle 7:
Hochwasserszenarien
des Riderbachs.*

Diese Ergebnisse wurden an der Startsituation vom 28.01.2026 mit dem OIK I besprochen und es wurde entschieden die Hochwasserszenarien mit Klimazuschlag für die vorliegende Studie zu verwenden.

6.6 Dämpfungswirkung des Geschiebesammlers

6.6.1 Modellierung

Die Abschlussperre des Geschiebesammlers verfügt über zwei Öffnungen mit jeweils 4 m Breite und 1 m Höhe, welche unterhalb der Überlaufkante angeordnet sind. Die erste Öffnung ist sohlenbündig ausgebildet, während die zweite Öffnung etwa 4 m über der Gerinnesohle liegt.

Zur Abschätzung der Abflussdynamik aus dem Geschiebesammler wurde ein im Rahmen dieser Studie entwickeltes, vereinfachtes und zeitabhängiges Speichermodell angewendet. Grundlage bildet eine vorgegebene Zuflussganglinie, welche schrittweise bilanziert wird.

Berechnungsansatz

Die zeitliche Entwicklung des Wasservolumens im Sammler wird mittels einer expliziten Volumenbilanz berechnet:

$$\frac{dV}{dt} = Q_{\text{in}} - Q_{\text{out}}$$

wobei Q_{in} der Zufluss gemäss Ganglinie und Q_{out} der gesamte Abfluss über die vorhandenen Öffnungen und den Überfall ist.

Das gespeicherte Volumen V wird über eine analytische Beziehung in einen Wasserstand h umgerechnet. Diese Beziehung wurde auf Grundlage der aus dem Terrainmodell swis-sALTI3D (Stand 2025) ermittelten Füllvolumina hergeleitet. Die verwendete Speicherkennlinie basiert auf einer quadratischen Approximation:

$$V(h) = a \cdot h^2 + b \cdot h$$

Die Berechnung erfolgt iterativ mit einem konstanten Zeitschritt.

Abfluss durch Öffnungen

Der Abfluss durch die rechteckigen Öffnungen wird in Abhängigkeit vom Wasserstand differenziert berechnet.

Teilweise eingestaute Öffnung

Solange der Wasserspiegel innerhalb der Öffnung liegt, wird der Abfluss mit einer analytischen Abflussformel berechnet, die aus der hydrostatischen Druckverteilung hergeleitet ist:

$$Q = C_d \cdot b \cdot \frac{2}{3} \sqrt{2g} \cdot (h - z_b)^{3/2}$$

mit:

- C_d : Abflussbeiwert [-]
- b : Breite der Öffnung [m]
- g : Erdbeschleunigung [m/s²]
- h : Wasserspiegel im Sammler [m]
- z_b : Sohlkote der Öffnung (0 für die untere und 4 m für die obere Öffnung) [m]

Vollständig eingestaute Öffnung

Sobald die Öffnung vollständig überströmt ist, wird der Abfluss mit der klassischen Orifiziusformel berechnet:

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot h_c}$$

wobei:

- A : Öffnungsfläche [m²]
- h_c : Druckhöhe über dem Schwerpunkt der Öffnung [m]

Überfallabfluss

Ab einem Wasserstand oberhalb der Überfallkante wird zusätzlicher Abfluss über einen rechteckigen Überfall berücksichtigt:

$$Q = C_w \cdot L \cdot H^{3/2}$$

mit:

- C_w : Überfallbeiwert [-]
- L : Überfallbreite [m]
- H : Überfallhöhe über der Kante [m]

Wahl der Abflussbeiwerte

Für die Öffnungen wurde ein Abflussbeiwert von $C_d = 0.8$ angenommen. Dieser Wert ist für scharfkantige rechteckige Öffnungen in einer massiven Betonwand mit nicht profilierter Einströmung als realistisch einzustufen.

Für den Überfall wurde ein üblicher Beiwert von $C_w = 1.7$ verwendet.

Modellannahmen und Vereinfachungen

Die Berechnung basiert auf folgenden Annahmen:

- Der Sammler wird als vollständig durchmischt betrachtet (keine Strömungsgradienten im Speicher) und interne Strömungen und Geschwindigkeitsgradienten werden vernachlässigt.
- Energieverluste durch Ein- und Auslauf sowie Reibung innerhalb der Öffnungen werden über die Abflussbeiwerte pauschal berücksichtigt.
- Rückwirkungen aus dem Unterlauf (Rückstau) werden nicht berücksichtigt.
- Der Wechsel zwischen den beiden Abflussansätzen (teilweise bzw. vollständig eingestaut) erfolgt diskret. Dadurch können im Bereich des Übergangs geringfügige numerische Artefakte im Abfluss- und Wasserstandsverlauf auftreten.

- Es werden idealisierte Zuflussganglinien verwendet, welche die reale Abflussdynamik nur vereinfacht abbilden. Dies kann die Aussagekraft der Ergebnisse hinsichtlich des Systemverhaltens beeinflussen.

6.6.2 Ergebnisse

Die detaillierten Ergebnisse der Modellierungen sind in Anhang B dargestellt.

1. Variante: Abfluss über Öffnungen und Überfall (freie Öffnungen)

Die nachfolgenden Ergebnisse wurden unter der Annahme freier Öffnungen berechnet. Eine mögliche Verlegung durch Geschiebe oder Schwemmholz wurde hier nicht berücksichtigt.

	HQ ₃₀	HQ ₁₀₀	HQ ₃₀₀
Maximales Speichervolumen [m³]	2'982	6'305	8'537
Maximaler Wasserstand [m]	3.2	4.8	5.7
Maximaler Abfluss [m³/s]	23.5	36.7	47.6
Maximaler Zufluss [m³/s]	25.0	38.0	50.0

Tabelle 8:
Ergebnisse der 1. Variante mit freien Öffnungen.

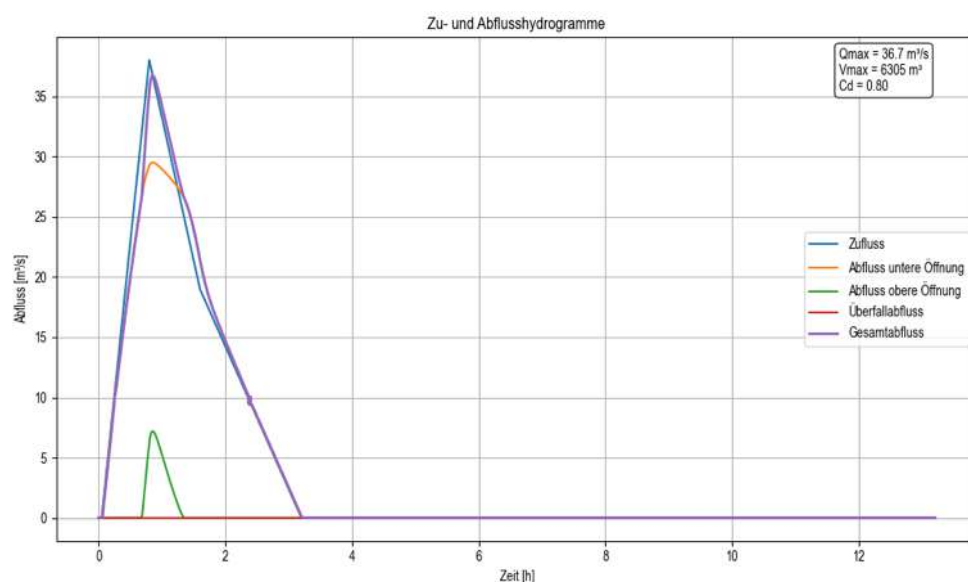


Abbildung 12:
Beispiel von Zu- und Abflusshydrogramme für HQ₁₀₀ ohne Verklauung.

2. Variante: Abfluss ausschliesslich über den Überfall (verklauete Öffnungen)

Für das vorhergehende Szenario wurde angenommen, dass beide Öffnungen vollständig offen bleiben. Aufgrund des zu erwartenden hohen Schwemmholz- und Geschiebeanfalls bereits bei Ereignissen ab HQ₃₀ ist jedoch davon auszugehen, dass die Öffnungen rasch verklauen können.

Für das nachfolgende Szenario wird daher eine vollständige Verklauung beider Öffnungen angenommen. Der Abfluss aus dem Geschiebesammler erfolgt in diesem Fall ausschliesslich über den Überfall ab Erreichen der Überlaufkote.

	HQ ₃₀	HQ ₁₀₀	HQ ₃₀₀
Maximaler Abfluss [m³/s]	24.1	36.9	48.6
Maximaler Zufluss [m³/s]	25.0	38.0	50.0

Tabelle 9:
Ergebnisse der 2. Variante mit vollständiger Verklauung der Öffnungen.

6.6.3 *Schlussfolgerung*

Die rechnerisch festgestellte Reduktion der Abflussspitze für beide Varianten (ohne und mit Verklausung) ist gering und hydraulisch kaum relevant. Aufgrund der sehr kurzen Füllzeit des Sammlers ist von keiner wesentlichen Dämpfungswirkung auszugehen.

7 Geschiebe

7.1 Geschiebeaufkommen im Einzugsgebiet

Die für die Gefahrenkarte erarbeiteten Geschiebeszenarien wurden in einer separaten Studie von der *geo7 AG* plausibilisiert (Anhang A). Daraus geht hervor, dass die Geschiebe- und Murgangsszenarien im Einzugsgebiet des Riderbachs mit erheblichen Unsicherheiten behaftet sind und die bestehenden Grundlagen teilweise nicht mehr den heutigen Anforderungen entsprechen.

Die bestehenden Gefahrenbeurteilungen (2007, 2013) weisen mehrere Unklarheiten auf und sind teilweise veraltet. Zudem deuten historische Ereignisse darauf hin, dass die bisherigen Annahmen zum Prozessverhalten, insbesondere zum Murgangstransport, kritisch zu hinterfragen sind. Insgesamt ist daher eine vertiefte Neubeurteilung der Hydrologie sowie der Geschiebe- und Murgangsszenarien unter Einbezug von Geländeaufnahmen und einer Zustandsanalyse der Schutzbauten erforderlich.

7.2 Bestimmung Korngrössen Geschiebe

Die Korngrössen des Geschiebes wurden an zwei Standorten mittels Linienanalysen erhoben: oberhalb der Bogensperren 14 und 15 sowie oberhalb des Geschiebesammlers. Die Ergebnisse der beiden Analysen sind in Tabelle 10 dargestellt.



Abbildung 13:
Standorte der zwei Linienanalysen. Hintergrundkarte: map.geo.admin.ch

	Standort 1	Standort 2
d_m [cm]	3.80	3.65
d_{16} [cm]	0.27	0.24
d_{35} [cm]	1.31	1.14
d_{65} [cm]	4.42	3.87
d_{84} [cm]	7.69	6.91
d_{90} [cm]	9.31	8.41

Tabelle 10:
Ergebnisse der Linienanalysen.

Die beiden Aufnahmen zeigen eine ähnliche Korngrössenverteilung. Das Geschiebe besteht überwiegend aus grobem Kies bis kleinen Geröllen mit einem d_{90} von rund 9 cm. Die Korngrössenverteilung entspricht einem typischen torrentilen Geschiebemix mit einem Verhältnis von d_{90} zu d_m von rund 2.4. Zwischen den beiden Standorten sind keine wesentlichen Unterschiede in der Korngrössenverteilung festzustellen.

Das Geschiebematerial im Einzugsgebiet stammt weitgehend direkt aus den anstehenden Nagelfluhformationen. Die Korngrössenverteilung ist somit nicht nur durch fluviale Sortierungsprozesse, sondern auch wesentlich durch die lokale Geologie geprägt.

7.3 Bathymetrie Thunersee

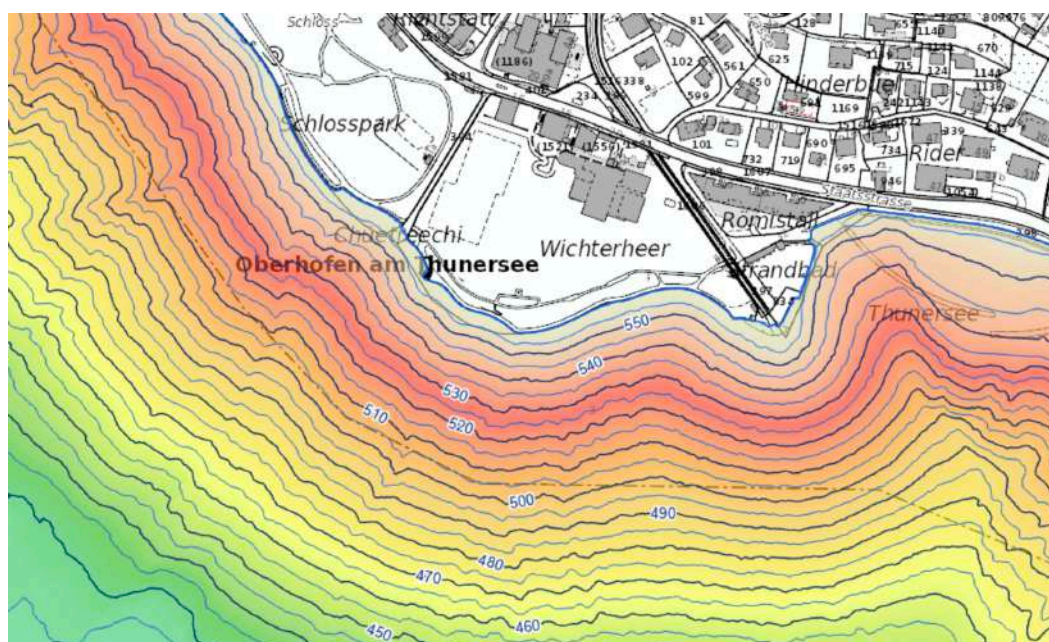
Die steilen Uferformen des Thunersees sind auf die glaziale Überprägung während der letzten Eiszeiten zurückzuführen, bei der das Tal stark übertiefte und steile Unterwasserböschungen ausgebildet wurden. Im Mündungsbereich des Riderbachs in den Thunersee hat sich ein ausgeprägter Schwemmkegel mit einer Breite von rund 500 m gebildet, der sich vom Schloss bis zum Strandbad erstreckt. Die Bathymetriedaten zeigen zudem einen deutlichen unterwasserliegenden Deltaansatz an der heutigen Mündung des Riderbachs, jedoch keine vergleichbare Ausprägung im Bereich des vermuteten zweiten Arms beim Kuhtränkeweg. Dies deutet darauf hin, dass der Sedimenteintrag seit längerer Zeit überwiegend über den heutigen Gerinneverlauf erfolgt.

Aufgrund der steilen Unterwasserböschung werden eingetragene Sedimente bevorzugt in tiefere Seebereiche weitertransportiert, wodurch grössere dauerhafte Auflandungen im Mündungsbereich und ein daraus resultierender langfristiger Aufstau stromaufwärts als wenig wahrscheinlich erscheinen. Ein temporärer Rückstau bei hohem Seestand kann jedoch nicht ausgeschlossen werden. Der Thunersee kann bei Hochwasserstand bis etwa 20–25 m in den Riderbach zurückstauen. In solchen Fällen ist mit Ablagerungen im Gerinne sowie mit einer reduzierten Abflusskapazität infolge des Rückstaus zu rechnen. Dies führt zu einer Verschärfung der Hochwasserdefizite im Deltabereich.

Tabelle 11:
Seehochstand gemäss
[3].

Jährlichkeit [J]	30	100	300
Seehochstand [m ü.M.]	558.72	558.97	559.72

Abbildung 14:
Bathymetrie im Bereich
der Mündung des Rider-
bachs in den Thunersee.
Quelle:
www.topo.apps.be.ch



7.4 Geschiebetransportkapazität

Die Geschiebetransportkapazität wurde abschnittsweise anhand von Ganglinien mit einer Konzentrationszeit von $t_c=0.8$ h für die Ereignisse HQ_{30} bis HQ_{300} unter Berücksichtigung eines Klimazuschlags berechnet (Tabelle 4).

Die berücksichtigte Geometrie der Gerinneabschnitte sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst:

Nr.	Bezeichnung Abschnitt	Breite [m]	Brutto Gefälle [%]	Neigung Böschungen [°]
1	Abschnitt 1 oberhalb Sperren	7.0	14.3%	33.3
2	Abschnitt 2 oberhalb Sperren	18.5	5.7%	33.3
3	unterhalb Sperren vor Sammler	2.0	9.4%	80
4	Sammler	15.5	3.8%	33.3
5	Sammler bis nach Fussgängersteg	15.0	7.8%	33.3
6	Fussgängersteg bis Mauer links	9.0	7.7%	90
7	Mauer links bis Kantonbrücke	6.3	7.4%	90
8	Bachschale	3.5	5.4%	90

Tabelle 12:
gerechnete Gerinnegeometrie.

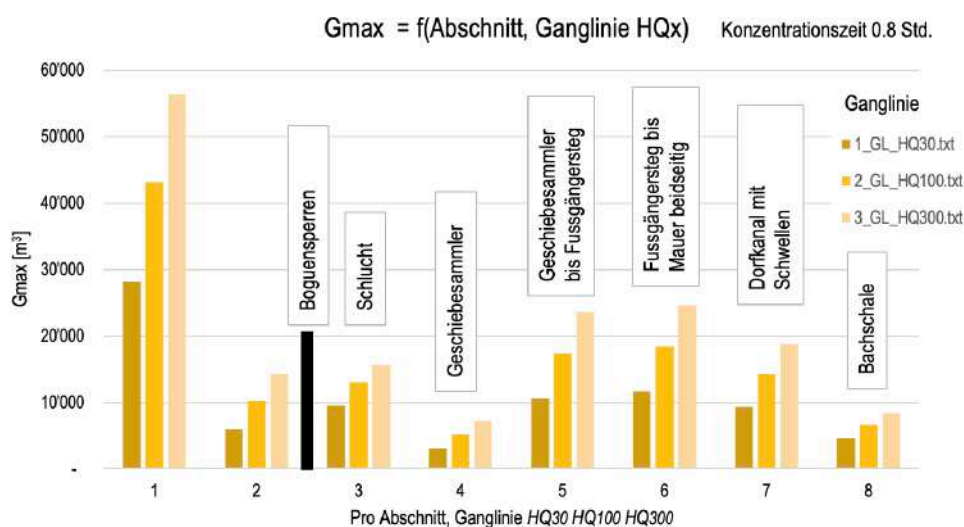


Abbildung 15:
Transportkapazität pro Abschnitt und Ereignis.

Oberhalb Geschiebesammler – Abschnitte 1 bis 4

Die Ergebnisse in Abbildung 15 verdeutlichen zwei Abschnitte mit erhöhter Ablagerungseigung: oberhalb der Bogensperren (Abschnitt 2) sowie im Bereich des Geschiebesammlers (Abschnitt 3), wo die Transportkapazität geringer ist als in den jeweils darüber liegenden Abschnitten.

Zwischen Abschnitt 1 und Abschnitt 2 nimmt die Transportkapazität um rund 20'000 m³ bis 40'000 m³ ab. Es ist daher davon auszugehen, dass sich ein Teil des eingetragenen Materials in diesem Bereich ablagert. Dadurch kann das Längsgefälle lokal zunehmen, was wiederum zu einer Erhöhung der Transportkapazität führen kann, bis sich während des Ereignisses eine gewisse Anpassung zwischen Geschiebeeintrag und Transportkapazität einstellt oder das Hochwasser abklingt.

Die berechneten Transportkapazitäten bis zum Geschiebesammler (Abschnitt 3) stimmen insgesamt gut mit den Geschiebeszenarien der Gefahrenkarte [3] überein. Die geringere berechnete Transportkapazität in den Abschnitten 2 und 3 entspricht dabei dem heutigen Ist-Zustand. Während eines Hochwasserereignisses kann die effektive Transportkapazität infolge von Ablagerungen und einer damit verbundenen Zunahme des Längsgefälles temporär ansteigen.

Die tatsächlich zu erwartende Geschiebemenge im Geschiebesammler (Abschnitt 4) kann daher über der rein rechnerisch bestimmten Transportkapazität im Abschnitt 3 liegen und hängt wesentlich von der im Einzugsgebiet verfügbaren Geschiebemenge ab (gemäss Gefahrenkarte [3] bis zu rund 35'000 m³ bei P_{300}).

Im Geschiebesammler selbst ist eine Erhöhung der Transportkapazität nicht zu erwarten, solange dieser nicht vollständig mit Geschiebe gefüllt ist. Zudem ist davon auszugehen, dass die Öffnungen bei Hochwasser zumindest teilweise durch Schwemmholz und Geschiebe beeinträchtigt oder verklausen können. Ein grosser Teil des eingetragenen Materials wird sich daher zunächst im Geschiebesammler ablagern.

Unterhalb Geschiebesammler – Abschnitte 4 bis 8

Während im Dorfabschnitt (Abschnitt 5 bis 7) ein Weitertransport des Materials im Gerinne grundsätzlich möglich ist, ist in der Bachschale (Abschnitt 8) eher mit möglichen Ablagerungen zu rechnen. Dies ist hauptsächlich auf das geringere Gefälle im Vergleich zu den oberliegenden Abschnitten zurückzuführen. Dadurch nimmt die Geschiebetransportkapazität in diesem Bereich ab.

Diese Aussage ist jedoch zu relativieren. In den vorliegenden Berechnungen wurde für die gesamte Strecke eine durchgehend gleichmässige Rauheit angenommen (bestimmt aus $d_{90} = 0.084$ m). In Realität ist die Bachschale sehr glatt und die Transportkapazität grösser. Die berechnete Transportkapazität in der Bachschale kann daher als konservative Abschätzung betrachtet werden und ist unterschätzt.

Die Berechnungen der Geschiebetransportkapazität zeigen, dass die Transportkapazität im Dorfabschnitt im Vergleich zum Bereich des Geschiebesammlers sowie zu den oberliegenden Abschnitten relativ hoch ist. Das Geschiebematerial könnte daher im Gerinne unterhalb des Sammlers grundsätzlich weitertransportiert werden. Dies gilt auch unter der Annahme, dass gemäss Gefahrenkarte bei einem HQ_{300} -Ereignis rund 4'000 m³ über die Abschlussmauer des Geschiebesammlers in den Unterlauf transportiert werden.

Unter der Annahme, dass der gesamte Wasserabfluss im Gerinne verbleibt, erscheinen grössere Auflandungen im Dorfbereich eher unwahrscheinlich. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass die vorliegenden Berechnungen lediglich die theoretische Geschiebetransportkapazität abbilden. Prozesse wie lokale Umlagerungen, Rückstauwirkungen oder Verklausungen sind nicht berücksichtigt. Lokale Ablagerungen können daher nicht vollständig ausgeschlossen werden.

Tritt Wasser aus dem Gerinne aus, was bei grösseren Ereignissen im heutigen Zustand durchaus zu erwarten ist, reduziert sich die effektive Transportkapazität deutlich. In diesem Fall kann es lokal zu erheblichen Geschiebeablagerungen innerhalb und ausserhalb des Gerinnes kommen.

Zusätzlich ist zu berücksichtigen, dass bei hohem Seewasserstand ein Rückstau des Thunersees in den Riderbach auftreten kann, was die Ablagerung von Geschiebe sowie Ausuferungen im Mündungsbereich begünstigt.

7.5 Sohlenstabilität und Erosionspotenzial im Unterlauf

Gemäss der Gefahrenkarte ist unterhalb des Geschiebesammlers mit einem weitgehend geschiebefreien Abfluss zu rechnen. Infolgedessen ist im Unterlauf mit einer erhöhten Erosionsbelastung zu rechnen. Vor diesem Hintergrund ist fraglich, ob die bestehenden Schwellen, welche in sehr engem Abstand angeordnet sind, langfristig standsicher bleiben oder unterspült werden. Die Ausbildung von Kolken im Bereich der Schwellen ist zu erwarten. Diese können ein erhebliches Ausmass annehmen und zur Destabilisierung der jeweils unterliegenden Schwellen führen. Die Grösse der Kolke wird durch das Fehlen von Geschiebe zusätzlich verstärkt. Dieser Punkt ist im Projekt von 2013 richtig erkannt und berücksichtigt.

Im Projekt von b+d Ingenieure sind jedoch zwischen den neu vorgesehenen Schwellen keine zusätzlichen Massnahmen zur Sohlenstabilisierung vorgesehen. Es ist daher davon auszugehen, dass sich die Sohle zwischen den Bauwerken sukzessive absenkt. In der Folge ist zu erwarten, dass das effektive Nettogefälle im Unterlauf deutlich geringer ausfällt als die angesetzten rund 4 %. Diese Entwicklung kann zu einer verstärkten Sohlerosion sowie zu einer Freilegung von Ufer- und Bauwerksfundamenten führen. Die vorgesehenen Abstände von bis 45 m führen dazu, dass sich pro 1 % Gefälle eine Sohlenabsenkung von rund 45 cm ergibt. Reduziert sich das effektive Nettogefälle um beispielsweise 2 %, was durchaus plausibel ist, kann die Sohle um bis zu 0.90 m tiefer liegen als die geplante Sohlenlage. Dies kann zu erheblichen Schäden führen.

7.6 Geschiebeentnahmen aus Geschiebesammler

Die jährlichen Geschiebe- und Schwemmholzentnahmen aus dem Geschiebesammler sind in Tabelle 13 aufgelistet. Pro Jahr wurden durchschnittlich rund 430 m³ Material aus dem Sammler abgeführt.

Gemäss der Gefahrenkarte wurde im August 2005 während eines Ereignisses im Geschiebesammler laufend Geschiebe entnommen, insgesamt rund 2'500 m³. Die zugehörige Abflussmenge wird jedoch nicht angegeben.

Seit 2006 wurden im Riderbach keine grösseren Ereignisse dokumentiert, was sich auch in den Entnahmedaten widerspiegelt. Ein Abflussereignis mit einer Mobilisierungswirkung in der Grössenordnung eines HQ_{30} ist im betrachteten Zeitraum anhand der vorliegenden Daten nicht erkennbar. Dies ist konsistent mit den verfügbaren Hochwasserbeobachtungen. Die berechneten Transportkapazitäten erscheinen daher weiterhin konsistent und hydraulisch plausibel für seltene Hochwasserereignisse.

Aus diesen Daten lässt sich schliessen, dass das Geschiebetransportregime stark ereignisgesteuert ist. In mehreren Jahren wurden keine oder nur sehr geringe Entnahmen verzeichnet. Der Geschiebetransport wird somit hauptsächlich durch wenige Jahre mit erhöhter morphodynamischer Aktivität geprägt.

*Tabelle 13:
Geschiebe und
Schwemmholzentnahmen
aus Geschiebesammler.*

Jahr [-]	Kies und ähnliches [m³]	Schwemmholz [m³]
2006	243	-
2007	1'536	-
2008	-	-
2009	469	-
2010	-	-
2011	-	-
2012	355	-
2013	1'814	-
2014	875	-
2015	291	-
2016	-	-
2017	-	-
2018	-	-
2019	-	-
2020	1'473	8
2021	1'372	23
2022	-	-
2023	-	-
2024	-	-
2025	134	-
Total	8'562	31

Gemäss Angaben der Gemeinde sind keine gezielten Geschiebeentnahmen im Deltabereich erfolgt. Angeschwemmtes Material wurde jeweils lokal im See umgelagert.

7.7 Kapazität des Geschiebesammlers

In der Gefahrenkarte wird ein Sammlervolumen von 11'000 m³ angegeben [3]. Gemäss dem technischen Bericht zum Projekt von 2013 [5] beträgt das Volumen hingegen 16'000 m³.

Das Volumen des bestehenden Geschiebesammlers wurde im Rahmen der vorliegenden Studie bis zur Überlaufkote von 613.75 m ü. M. neu bestimmt. Auf Grundlage des Terrainmodells swissALTI3D (Stand 2025) ergibt sich eine Gesamtkapazität von rund 16'500 m³. Diese umfasst das Rückstauvolumen im Gerinne oberhalb des Sammlers, ohne Berücksichtigung der Vegetation.

Bei dieser Volumenbestimmung wurde kein Auflandungsgefälle des Geschiebes berücksichtigt. Da sich Geschiebeablagerungen in der Regel mit einem Gefälle ausbilden, ist davon auszugehen, dass die tatsächlich verfügbare Speicherkapazität des Geschiebesammlers höher liegt.

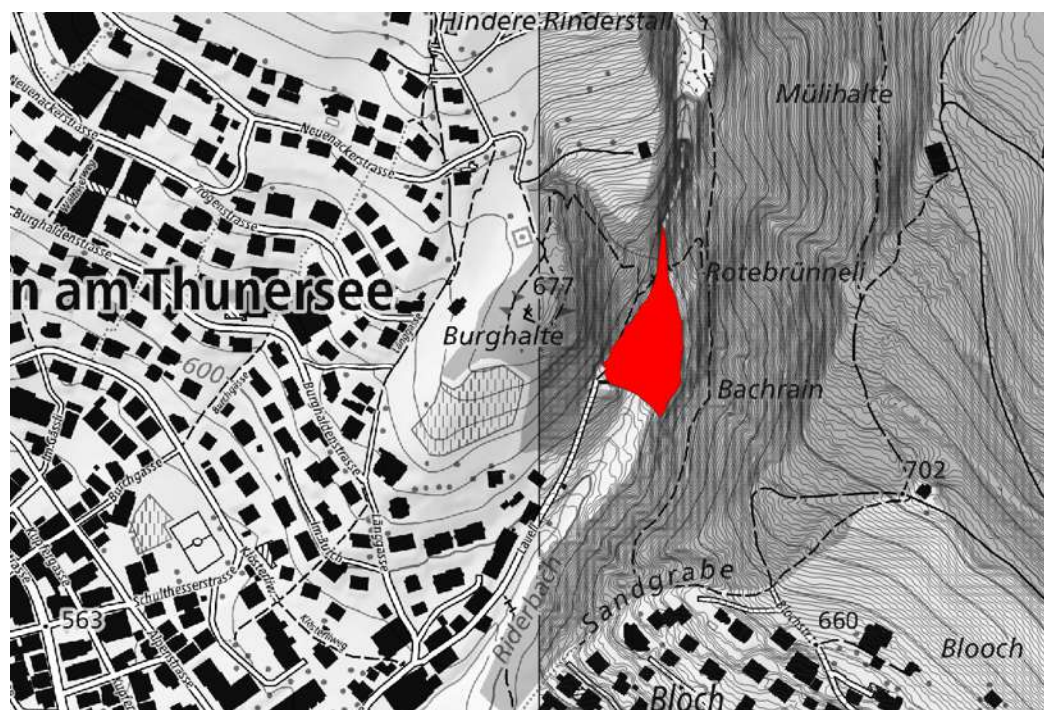


Abbildung 16:
Die rote Fläche zeigt den
Wasserspiegel bei voll-
ständig gefülltem Ge-
schiebesammler bis zur
Überlaufkote von 613.75
m ü. M. Hintergrund:
map.geo.admin.ch

8 Schwemmholtzzenarien

8.1 Gefahrenkarte

In der Gefahrenkarte wird festgehalten, dass das Schwemmholtzpotenzial des Riderbachs qualitativ im Feld beurteilt wurde. Eine quantitative Abschätzung der Menge an Schwemmholtz, die vom Riderbach verfrachtet werden kann, wird jedoch nicht angegeben. Es wird lediglich darauf hingewiesen, dass bei einem 300-jährlichen Ereignis damit gerechnet werden muss, dass die Kapazität des Geschiebesammlers nicht ausreicht und Geschiebe sowie grössere Mengen an Schwemmholtz über die Abschlussmauer in den Unterlauf gelangen.

Zwei Ereignisse mit Schwemmholtz werden erwähnt:

- am 20.07.1937 wurden rund 500 m³ Schwemmholtz unterhalb Klösterli bis hinunter zum Strandbad abgelagert.
- am 26.07.1972 verkleuste die Brücke der Kantonsstrasse infolge von Schwemmholtz.

Des Weiteren wird darauf hingewiesen, dass Schwemmholtz zu einer Verstopfung der beiden Aussparungen (jeweils 4 × 1 m) in der Abschlussmauer des Geschiebesammlers führen kann. Dies kann zu einem frühzeitigen, übermässigen und unerwünschten Wasser- und Geschieberückstau führen.

8.2 Projekt 2013

Im Projekt von 2013 wurde angenommen, dass das potenziell transportierte nach den in der Schweiz üblichen Schätzformeln im Bereich von 40–200 m³ (fest) liegt, wobei Werte von 100–200 m³ als plausibel erscheinen.

8.3 Plausibilisierung

Basierend auf der Publikation des BAFU [6] werden verschiedene Parameter und Formeln herangezogen, um eine Bandbreite des möglichen Schwemmholtzeintrags zu abzuschätzen. Die Werte der verwendeten Parameter sind in Tabelle 14 zusammengefasst.

Tabelle 14:
Randbedingungen zur
Schätzung der
Schwemmholtzfracht.

			HQ ₃₀	HQ ₁₀₀	HQ ₃₀₀
Einzugsgebietsfläche	km ²	3.8	-	-	-
Waldfläche	km ²	2.5	-	-	-
Bewaldete Gerinnelänge	km	17.2	-	-	-
Feststofffracht	m ³	-	-	10'000	15'000
Spitzenabfluss ohne Klimazuschlag	m ³ /s	-	20	30	40
Spitzenabfluss mit Klimazuschlag	m ³ /s	-	25	38	51
Gesamtes Niederschlagsvolumen	m ³	-	-	52.8	-
Gesamtes Niederschlagsvolumen mit Klimazuschlag	m ³	-	-	61.4	-
Wasserfracht	m ³	-	24.0	36.0	48.0
Wasserfracht mit Klimazuschlag	m ³	-	30.0	45.6	60.0
Umrechnungsfaktor Locker – zu Festvolumen	-	3.3	-	-	-

Die Anwendung der unterschiedlichen Formeln aus [6] ergeben eine Bandbreite für das Schwemmholtzvolumen von 0 bis 200 m³, abhängig von den gewählten Parametern. Dies entspricht einem maximalen losen Volumen von rund 660 m³. Diese Abschätzung scheint konsistent mit der bereits beobachteten Schwemmholtzvolumen: während des Ereignisses von 1937 wurden ca. 500 m³ Schwemmholtz abgelagert [3].

Die Ergebnisse der Abschätzung des Schwemmholtz-Frachtvolumens (m^3 fest) mit den unterschiedlichen Schätzformeln sind in Tabelle 15 zusammengefasst.

Verwendete Parameter der Formel	Generell [m^3]	HQ ₃₀ [m^3]	HQ ₁₀₀ [m^3]	HQ ₃₀₀ [m^3]
1: Einzugsgebietsfläche	80.0			
2: Waldfläche	130.0			
3: Bewaldete Gerinnelänge	200.0			
4: Bewaldete Gerinnelänge	160.0			
5: Feststofffracht		0.0	80.0	100.0
7: Spitzenabfluss		90.0	130.0	160.0
7: Spitzenabfluss (mit Klimazuschlag)		110.0	160.0	200.0
9: Niederschlagsvolumen		0.0	10.0	10.0
9: Niederschlagsvolumen (mit Klimazuschlag)		10.0	10.0	10.0
10: Einzugsgebiet und Feststofffracht		0.0	70.0	90.0

*Tabelle 15:
Ergebnisse der Abschätzung des Schwemmholtz-Frachtvolumens (m^3 fest) mit verschiedenen Formeln.*

8.4 Pflege von Gerinneabhängungen

Aktuell wird die kantonale Beitragsberechtigung für die Pflege von Gerinneabhängungen überarbeitet und stärker an die Transportkapazität des Gewässers gekoppelt. Die Pflege der Abhänge ist daher im Rahmen einer übergeordneten Betrachtung des Hochwasserschutzprojekts zu berücksichtigen. So könnte der Pflegeaufwand beispielsweise reduziert werden, wenn gezielte Schwemmholtzrückhaltmassnahmen umgesetzt werden. Gemäss Beat Rieder sind bei der Pflege der Abhänge zudem auch ökologische Aspekte zu berücksichtigen, insbesondere im Hinblick auf eine ausreichende Beschattung des Gewässers.

9 Zustandsbeurteilung der bestehenden Schutzbauten

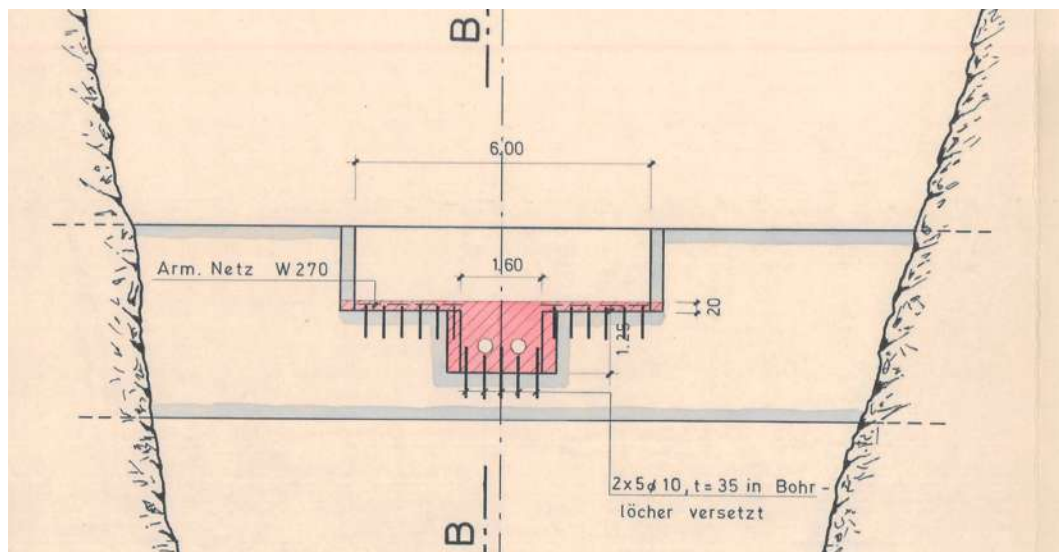
9.1 Vorgehen

Die bestehenden Schutzbauten wurden im Abschnitt von den oberen Bogensperren bis zum Thunersee visuell hinsichtlich ihres Zustands überprüft. Der folgende Beschrieb erfolgt in Fliessrichtung.

9.2 Betonsperren 14 und 15

Das Baujahr der Sperren 14 und 15 ist nicht bekannt. Gemäss den Archivunterlagen der Gemeinde wurden an der Sperre 15 Ende der 1970er-Jahre Anpassungsarbeiten vorgenommen (Abbildung 17) und die Abdeckung der Sperre 14 mit Stahlblech und Beton neu gemacht. Die ursprünglichen Baupläne konnten jedoch bei Bühler + Dällenbach Ingenieure AG, Gemeinde, OIK, Staatsarchiv, Schwellenkommission nicht ausfindig gemacht werden.

Abbildung 17:
Gemäss den Archivplänen [1] (hier Ansicht) der Gemeinde wurden Anpassungen an der Sperre 15 Ende der 70er-Jahre durchgeführt.



Die Sperren 14 und 15 wurden mit hoher Wahrscheinlichkeit errichtet, um die Erosion in den oberliegenden Gerinneabschnitten zu begrenzen und damit zur Stabilisierung des aktiven Bergsturzes Balmflue beizutragen. Die Analyse der Luftbilder zeigt, dass die obere Sperre Nr. 15 bereits im Jahr 1939 vorhanden war. Ältere Luftbilder sind zu unscharf, um eindeutig beurteilen zu können, ob die Sperren zu diesem Zeitpunkt bereits bestanden.

Gemäss dem Übertragungsreglement (2021) [7] beginnt der Zuständigkeitsbereich der Schwellenkommission im Bereich des Geschiebesammlers (ohne Abschlussmauer). Die Betonsperren 14 und 15 liegen innerhalb dieses Perimeters und fallen somit in die Zuständigkeit der Schwellenkommission.

Die Sperre 14 weist eine Höhe von rund 15 m auf, während die Sperre 15 etwa 5 m hoch ist. Das Gerinne verlief vermutlich früher in einem steilen Gefälle direkt über die Nagelfluh, ähnlich wie im Abschnitt unterhalb der beiden Sperren. Durch die Bauwerke hat sich das Rückhaltevolumen mit Geschiebe und Absturzmaterial bis zur Oberkante der Sperre aufgefüllt.



Abbildung 18:
Die Luftbilder zeigen,
dass die Sperren 14 und
15 bereits im Jahr 1939
vorhanden waren. Links:
Luftbild von 1939; rechts:
Luftbild von 2014.

Vor Ort wurde beobachtet, dass das Wasser oberhalb der Sperre 15 versickert und anschliessend über die Sperre 14 überläuft (siehe Abbildung 6). Ein Grundwasserablass in der Sperre 14 konnte nicht festgestellt werden. Es wird daher vermutet, dass die Sperre nicht nur Geschiebe (geschätzt $> 20'000 \text{ m}^3$) zurückhält, sondern auch Wasser aufstaut.

Aufgrund der Höhe der Bauwerke sowie des zurückgehaltenen Volumens an Geschiebe und Wasser kommt diesen Sperren eine grosse Bedeutung für die Sicherheit der unterliegenden Siedlungs- und Infrastrukturbereiche zu.

Betonsperre 15

Der Ausschnitt der Sperre 15 ist mit Rundhölzern verschlossen, sodass das Wasser direkt auf die Betonfläche fällt, welche inzwischen stark ausgewaschen ist (Abbildung 20). Im Projekt von 2013 war vorgesehen, bei der ersten Sperre den Kolk abzuspitzen und neu zu betonieren ($L = 7\text{ m}$, $B = 1.5\text{ m}$, $h = 0.35\text{ m}$). Ebenfalls ist der Kantenschutz (LNP 100/100) zu erneuern.

Abbildung 19:
Blick auf die Sperre Nr.
15 mit Vorsperre (Blick
gegen die Fliessrichtung).
Quelle: Flussbau AG
SAH.



Abbildung 20:
Schadstelle an der
Sperre 15 (Blick in Fliess-
richtung). Quelle: Fluss-
bau AG SAH.



Betonsperre 14

Im technischen Bericht von 2013 wird erwähnt, dass bei der Sperre 14 die linke Seite freigelegt ist und neu hinterbetoniert werden soll [5].

Die linke Seite der Sperre 14 ist derzeit stark mit Moos sowie mit organischem Material (Äste und Blätter) bedeckt, wodurch Teile der Konstruktion nicht einsehbar sind. Zudem ist ein linksseitiger Abfluss von Wasser festzustellen (siehe Abbildung 21). Hinweise auf ein Wassereindringen zwischen der Nagelfluhwand und der Sperre konnten vor Ort nicht festgestellt werden. Daher konnte nicht bestätigt werden, worauf sich die im Bericht von 2013 erwähnte Freilegung bezieht.

Aufgrund der Absturzhöhe von rund 15 m wäre für eine detaillierte Untersuchung eine Begehung mit entsprechender Absturzsicherung sowie eine vorgängige Reinigung der Anlage erforderlich. Eine genauere Untersuchung war im Rahmen dieser Studie daher nicht möglich.

Weitere Abklärungen bei Bühler + Dällenbach, bei der Gemeinde sowie bei der Schwellenkommission ergaben keine zusätzlichen Informationen.

Sichtbare Austritte von rostfarbenem Wasser wurden beobachtet. Nach erster Einschätzung stellt dies vermutlich kein grösseres Problem dar. Eine genauere Beurteilung dieses Phänomens wird jedoch empfohlen.

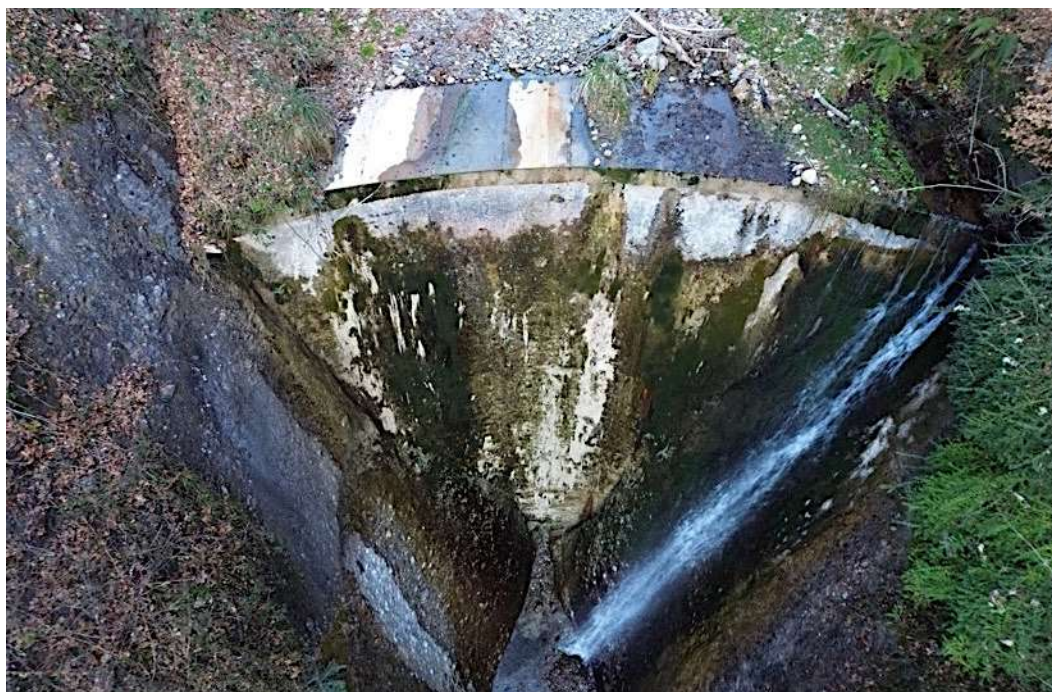


Abbildung 21:
Blick auf die Sperre 14
gegen die Fliessrichtung.
Quelle: Flussbau
AG SAH.

9.3 Geschiebesammler

Die Abschluss Sperre weist an drei Stellen durchgehende Risse auf. Gemäss dem Projektbericht von 2013 handelt es sich dabei um Schwindrisse infolge unzureichender Bewehrung. Die Risse wurden nachträglich verschlossen, haben sich jedoch seither erneut geöffnet, was darauf hindeutet, dass der Prozess weiterhin aktiv ist. Eine erneute Rissöffnung ist grundsätzlich nicht ungewöhnlich und kann unter anderem auf Längenänderungen infolge von Temperaturdifferenzen zurückgeführt werden.

Die Rissbreiten betragen teilweise mehr als 1 cm. Zudem fällt insbesondere im Bereich der oberen Kante auf, dass sich Teile der Staumauer offenbar gegeneinander verschoben haben, da die oberen Kanten nicht mehr auf einer Geraden liegen. Der linksseitige Abschnitt zwischen Riss 1 und Riss 2 ist gegenüber dem mittleren Abschnitt um etwa 1–2 cm talwärts versetzt. Der mittlere Abschnitt zwischen Riss 2 und Riss 3 ist wiederum gegenüber dem rechtsseitigen Abschnitt (rechts von Riss 3) um etwa 1–2 cm talwärts verschoben. Diese Versätze könnten auf eine leichte Rotation bzw. Verschiebung einzelner Mauersegmente hinweisen und stellen ein mögliches Indiz für einen strukturellen Schaden dar. Die Ursachen sowie die möglichen Auswirkungen der Rissbildung und der beobachteten Verschiebungen auf die Tragfähigkeit des Bauwerks sollten daher vertieft abgeklärt werden.

Abbildung 22:
Die Abschluss sperre ist
an drei Stellen durchge-
rissen (rote Linien).
Quelle: Flussbau AG SAH



Abbildung 23:
Blick von unterhalb auf
Riss Nr. 2. Beim Stahl-
profil ist erkennbar, dass
die beiden Mauerteile
nicht mehr fluchten.
Quelle: Flussbau AG SAH





Abbildung 24:
Blick auf Riss Nr. 3 von
der Oberwasserseite ent-
lang der Mauerflucht.
Auch hier ist erkennbar,
dass die beiden Mauer-
teile nicht mehr fluchten.
Quelle: Flussbau AG SAH

9.4 Gerinne im Abschnitt Geschiebesammler bis Blochstrasse-Brücke

Zwei Mulden befinden sich in der rechten Uferböschung. Ihre Oberkanten liegen auf den Höhen von 599.9 m ü. M. und 603.7 m ü. M. Die obere, grüne Mulde liegt ausserhalb der Strasse tiefer in der Böschung, während die untere, blau markierte Mulde in den Boden eingelassen ist und bündig mit der Strassenoberfläche abschliesst.

Es sollte geprüft werden, ob bei Hochwasser die Gefahr besteht, dass diese Mulden ausgeschwemmt werden. Aufgrund ihrer Hohlform kann nicht ausgeschlossen werden, dass auf die Mulden bei Hochwasser relevante Auftriebskräfte wirken.

Zudem ist zu prüfen, ob das Lagern der Mulden in Gewässernähe bzw. innerhalb des Gewässerraums zulässig ist.

Abbildung 25:
Blick auf die Mulden gegen die Fliessrichtung.
Quelle: Flussbau AG SAH.



Die bestehenden Schwellen weisen unterschiedliche Höhen auf. Im Kolkbereich fast aller Schwellen wurden Blöcke eingebaut, vermutlich zur Energievernichtung und zur Begrenzung der Kolkbildung. Zudem sind stellenweise Reste von Pflasterungen erkennbar.

Abbildung 26:
Blick gegen die Fliessrichtung auf einen Rest der best. Pflasterung.
Quelle: Flussbau AG SAH.



Die rechtsufrige Ufermauer im Bereich QP8 weist sowohl oberhalb als auch unterhalb des Fussgängersteiges mehrere grössere Schadstellen auf, die kurzfristig instand gesetzt bzw. neu gebaut werden müssen. Die Standsicherheit scheint lokal nicht mehr gewährleistet zu sein.



Abbildung 27:
Schadstellen rechtsufrig
unterhalb des Fussgänger-
steiges (Blick gegen
die Fliessrichtung).
Quelle: Flussbau AG
SAH.

Linksufrig ist das Ufer unmittelbar nach der Schwelle unterhalb des Fussgängersteiges unterspült.



Abbildung 28:
Unterspülung der
linksufrigen Ufermauer
unterhalb des Fussgän-
gersteiges. Quelle: Fluss-
bau AG SAH.

Linksufrig ist das Ufer unmittelbar unterhalb der Schwelle im Bereich des Fussgängerstegs unterspült, wobei die Foundation lokal freigelegt ist. Die Ufermauer ist vermutlich als Schwergewichtsmauer ausgebildet und weist eine nur gering ausgebildete bzw. flach gegründete Foundation auf. Aufgrund der Unterspülung ist die ursprüngliche Einbindung der Foundation teilweise verloren gegangen. Die Ufermauer befindet sich daher lokal in einem grenzwertigen Gleichgewichtszustand, wobei bereits geringe zusätzliche Einwirkungen (z. B. Hochwasserereignisse) zu einer Destabilisierung führen können. Gemäss historischen Luftbildern ist die Ufermauer mindestens seit 1954 nachweisbar. Aufgrund der begrenzten Bildauflösung älterer Aufnahmen kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass die Mauer älter ist.

Abbildung 29:
Blick auf die linksufrige
unterspülte Ufermauer
(Fliessrichtung von links
nach rechts). Quelle:
Flussbau AG SAH.



Ca. 23 m oberhalb des Durchlasses Blochstrasse befindet sich ein gepflasterter Abschnitt. Die Pflasterung weist Abnutzungerscheinungen auf und ist in der oberen Ecke linksufrig beschädigt. ie Pflasterung stammt vermutlich ebenfalls aus den 1950er-Jahren.



Abbildung 30:
Blick gegen die Fliess-
richtung auf die Pfläste-
rung. Der Schaden ist im
roten Kreis gekennzeichnet.
Quelle: Flussbau AG
SAH.

9.5 Brücke Blochstrasse

Der Durchlass Blochstrasse ist gemäss historischen Luftbildern mindestens seit 1927 nachweisbar und möglicherweise älter. Gebäude der ehemaligen Sägerei waren teilweise über dem Riderbach erstellt. Die Schwellen im Durchlass bestehen aus Rundhölzern, welche seitlich in die Wände eingebunden sind. Die Schwellen weisen teilweise Unterspülungen auf. Auch hier scheinen die Mauern flach gegründet zu sein, und die Fundation ist lokal unterspült. Die Ufermauern weisen lokal ausgewaschene Fugen im Mauerwerk auf.



Abbildung 31:
Blick gegen die Fliess-
richtung im Durchlass
Blochstrasse. Die Rund-
hölzer sind teilweise unter-
spült (roter Pfeil). Quelle:
Flussbau AG SAH.

Die Deckenplatte weist in Fliessrichtung einen stufenartigen Absatz von ca. 20 cm auf. Diese Ausbildung ist konstruktiv bedingt, stellt jedoch aus hydraulischer Sicht eine ungünstige Geometrie dar, da sie das Risiko von Verklausungen erhöht.

Werkleitungen sind an der Decke des Durchlasses befestigt. Es handelt sich dabei in Fliessrichtung voraussichtlich um Trinkwasser-, Strom- und Gasleitungen. Diese Leitungen ragen mit einem Abstand von rund 2.5 m zur bestehenden Sohle in den Abflussquerschnitt unterhalb der Schutzkote hinein und können zu Verklausungen im Durchlass führen.

Zur Reduktion dieses Risikos sind geeignete Massnahmen vorzusehen. Entweder sind die Leitungen durch eine glatte Verkleidung (z. B. Schalung) so auszubilden, dass kein Treibgut hängen bleiben kann, oder sie sind in die Brückenplatte zu integrieren bzw. seitlich aus dem Durchlassbereich zu verlegen.

Abbildung 32:
Blick gegen die Fliessrichtung im Durchlass Blochstrasse. An der Decke sind verschiedene Werkleitungen befestigt.
Quelle: Flussbau AG SAH.



9.6 Gerinne unterhalb Blochstrasse

Die rechtsufrige Mauer ca. 15 m unterhalb des Durchlasses Blochstrasse weist gröbere Schäden wie Abplatzungen und Abwitterungen auf. Die Ufermauer zeigt im mittleren Bereich des betrachteten Abschnitts eine ausgeprägte oberflächliche Schädigung. Der Deckbeton ist über eine längere Strecke abgeplatzt, wodurch die darunterliegende, grobkörnige Struktur freigelegt ist. Lokal sind Hohlstellen und Materialverluste erkennbar.

Die Schädigung verläuft annähernd horizontal entlang der Mauer und deutet auf eine fortgeschrittene Verwitterung bzw. wiederholte Feuchte- und Frostbeanspruchung hin. Auffällig ist, dass sich die Abplatzungen im Bereich des Übergangs zwischen neuem Beton und älterem Mauerwerk konzentrieren. Dies lässt auf eine erhöhte Wasserinfiltration in diesem Bereich schliessen, wodurch Frost-Tau-Wechsel begünstigt werden.

Die Tragstruktur der Mauer erscheint aktuell noch intakt, jedoch ist bei fortschreitender Schädigung mit einer weiteren Materialdegradation zu rechnen.



Abbildung 33:
Blick auf die rechtsufrige
Mauer unterhalb der
Blochstrasse. Fliessrich-
tung von rechts nach
links. Quelle: Flussbau
AG SAH.

Unterhalb der Brücke beim ehemaligen Feuerwehrmagazin ist in der Sohle ein Betonstreifen unbekannter Funktion sichtbar. Gemäss Leitungskataster ist keine entsprechende Werkleitung verzeichnet. Die Funktion dieses Bauteils ist unklar und sollte im weiteren Projektverlauf abgeklärt werden.

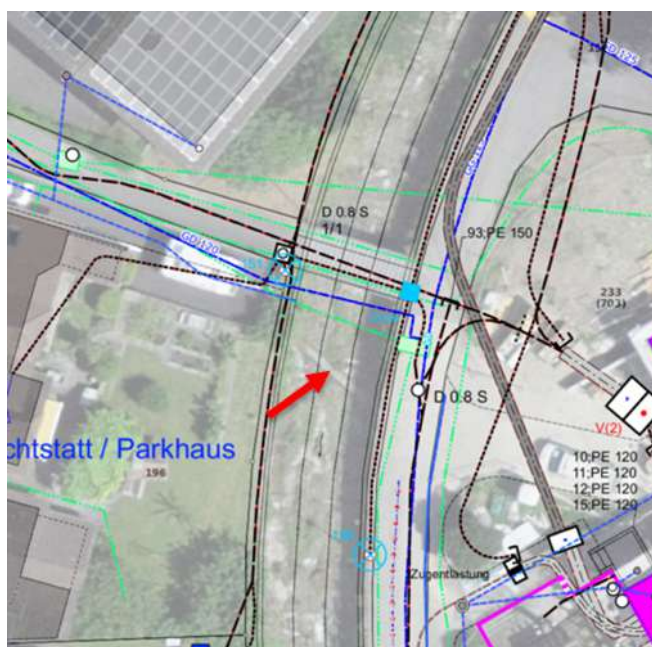


Abbildung 34:
Ein unbekannter Beton-
streifen quert die Sohle.
Quelle: regiogis-beo.ch

Abbildung 35:
Ein unbekannter Beton-
streifen quert die Sohle.
Blick gegen die Fliess-
richtung. Quelle: Fluss-
bau AG SAH.



Die Schwellen zeigen ein heterogenes Erscheinungsbild. Es kommen unterschiedliche Bauweisen zur Anwendung, darunter Rundhölzer, Blöcke sowie gepflasterte Querstreifen, die sich in einem unterschiedlichen Zustand befinden. Teilweise sind grössere, überwachsene Auflandungen vorhanden. Die Ufermauern weisen lokal ausgewaschene Fugen im Mauerwerk auf.

Abbildung 36:
Allgemeines Erschei-
nungsbild des Gerinnes
im Abschnitt Trafostation-
Staatsstrasse. Blick ge-
gen die Fliessrichtung.
Quelle: Flussbau AG
SAH.



9.7 Brücke Kantonsstrasse

Gemäss dem Inspektionsbericht [12] sowie der Aussage von Claudia Liechti, Projektleiterin Kunstbauten beim OIK I, weist die Brücke mit grosser Wahrscheinlichkeit ein statisches Defizit auf. Der Umfang der erforderlichen Instandsetzung bzw. eines Ersatzneubaus (z. B. als Brückenplatte) ist stark vom Hochwasserschutzprojekt am Riderbach abhängig. Die materialtechnischen Untersuchungen sind derzeit in Bearbeitung und werden zusätzliche Erkenntnisse liefern.

Für den Kanton sind insbesondere der Stand der Planung des Hochwasserschutzprojekts sowie der entsprechende Zeithorizont von Bedeutung.

Die Pflasterung beginnt unmittelbar vor der Staatsstrasse und ist im Bereich des Durchlasses stark ausgewaschen.

9.8 Bachschale

Die Bachschale ist bereits auf den ersten verfügbaren Luftbildern von 1927 erkennbar. Die Pflasterung der Bachschale ist stark ausgewaschen und wurde teilweise mit Beton instand gesetzt. Die bestehende rechtsufrige Mauer im Unterlauf ist geschützt (ISOS-Register).

In diesem Abschnitt sind zwei Brücken vorhanden: eine Verbindungsbrücke zum Uferweg und eine Verbindungsbrücke zum Hallenbad.

Im Einmündungsbereich befindet sich eine unbekannte Leitung in schlechtem Zustand. Die Betonumhüllung ist teilweise vollständig freigespült und grossenteils beschädigt. Diese Leitung ist im Leitungskataster nicht erfasst.

Die linksufrige Trennmauer zur Badi ist unterspült. Es ist davon auszugehen, dass die Sohle im Thunersee ursprünglich höher lag.



Abbildung 37:
Blick auf die Einmündung
im Thunersee. Blick ge-
gen die Fliessrichtung.
Quelle: Flussbau AG
SAH.

10 Schwachstellenanalyse

10.1 Vorgehen

Im Rahmen der vorliegenden Studie wurden verschiedene Abflussszenarien definiert und die daraus resultierenden Schwachstellen im Gerinne identifiziert. Die Hochwasserabflussspitzen werden hier für die Schwachstellenanalyse verwendet.

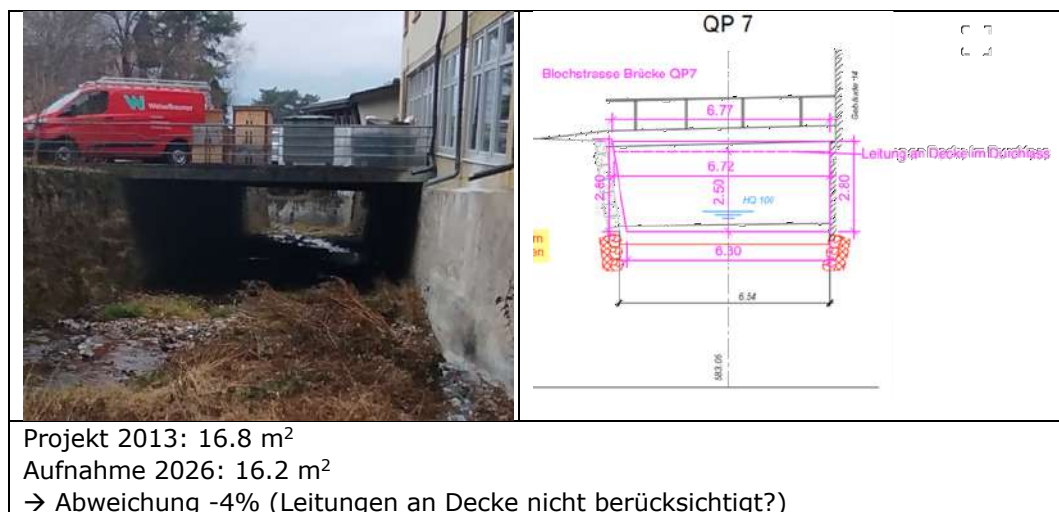
Für eine wirtschaftlich sinnvolle Massnahmenplanung ist es erforderlich, die Gefahrenkarte vor der Umsetzung von Massnahmen zu aktualisieren, insbesondere da sich die zugrunde liegenden Randbedingungen seit dem Projekt 2013 wesentlich verändert haben. Sowohl die Ist-Zustand Situation vor Massnahmen als auch die Situation nach Massnahmen gemäss Projekt von 2013 wurden daher mit Normalabfluss berechnet.

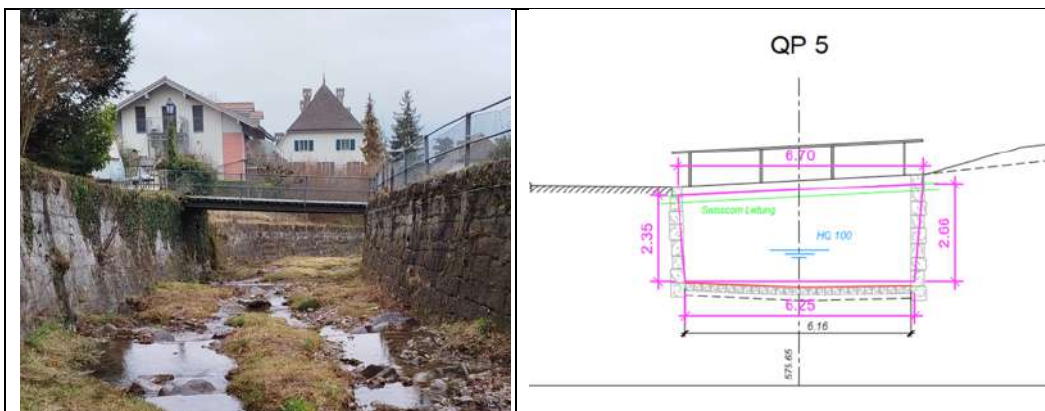
Die Schwachstellenanalyse wurde unter Berücksichtigung der folgenden Änderungen durchgeführt:

- Erhöhte Abflussspitzen gemäss Klimaszenarien (ca. + 25 %)
- Anpassung der Rauheitsbeiwerte: Im Projekt 2013 wurde durchgehend ein Strickler-Beiwert von $k_s=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angesetzt. Aufgrund der unterschiedlichen Oberflächen- und Sohlausbildungen wurde die Rauheit in der vorliegenden Studie differenziert festgelegt.
- Aktualisierte Gerinnegeometrie im Ist-Zustand basierend auf neuen Aufnahmen.
- Festlegung der Schutzkoten als Wasserspiegel zuzüglich Freibord gemäss KOHS (Kegel und Brücken).
- Annahme, dass die Abflusskapazität nicht durch Geschiebeablagerungen reduziert wird.

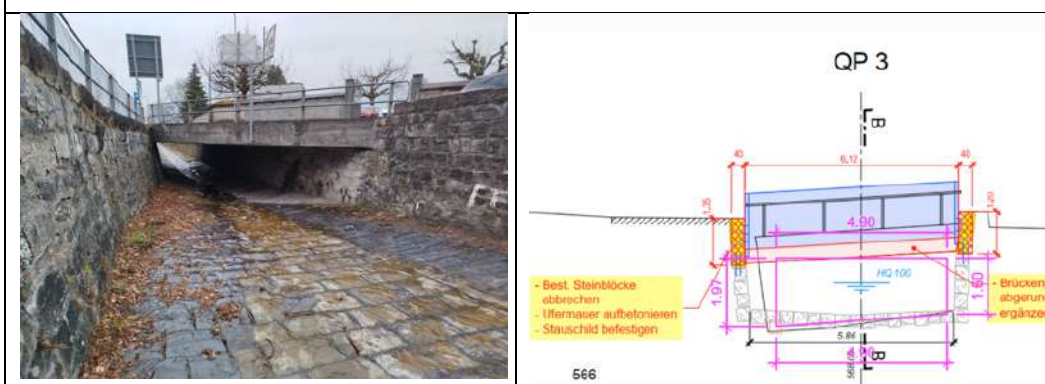
10.2 Abflussquerschnitte

Die Abflussquerschnitte wurden vor Ort mittels Laserdistanzmessgerät vermessen. Die Messungen weisen eine begrenzte Genauigkeit auf, sind jedoch ausreichend, um grössere Abweichungen sowie Inkonsistenzen in den Querschnitten zu erkennen.

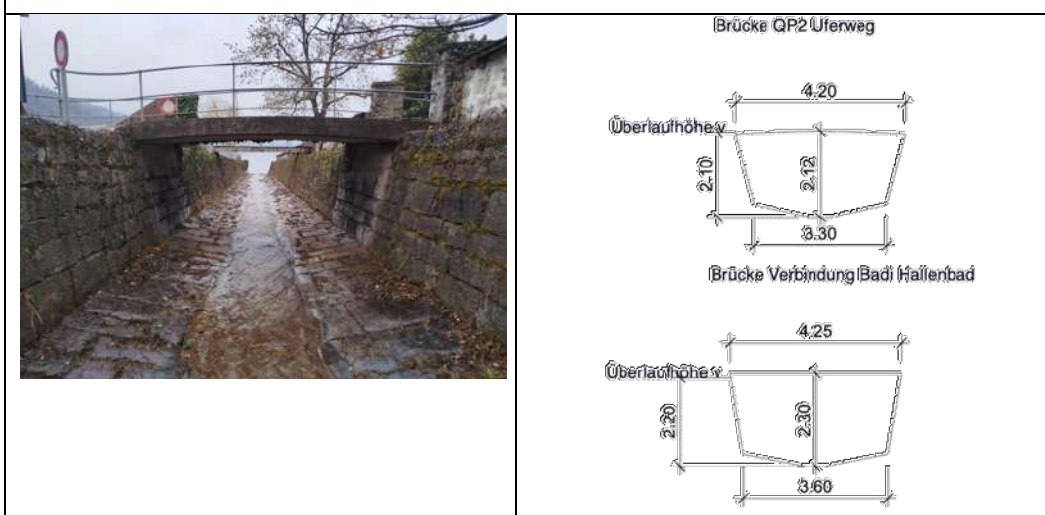




Projekt 2013 : 14.8 m²
 Aufnahme 2026: 16.2 m²
 → Abweichung +10% da Swisscomleitung nicht mehr vorhanden



Projekt 2013: 9.1 m²
 Aufnahme 2026: 8.7 m²
 → Abweichung -5%



Diese beiden Brücken wurden im Projekt von 2013 nicht berücksichtigt. Daher ist kein Vergleich möglich.

10.3 Normalabflussberechnungen

Das Freibord wurde nach den Empfehlungen der Kommission für Hochwasserschutz (KOHS) des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes berechnet [18]. Das minimal erforderliche Freibord f_e setzt sich aus mehreren Teilfreiborden zusammen. Diese Teilfreiborde beschreiben einerseits die Unschärfe in der Berechnung der Sohlen- und der Wasserspiegellage bei gegebenem Gerinnequerschnitt und andererseits berücksichtigen diese Prozesse wie Wellenbildung und Staudruck an Hindernissen sowie den notwendigen Raum zum Ableiten von Treibgut. Es gilt:

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

mit f_e = erforderliches Freibord

f_{min} = minimal erforderliches Freibord (0.3 m)

f_{max} = maximal erforderliches Freibord (1.5 m)

f_w = Teilfreibord aufgrund von Unschärfen in der Bestimmung der Wasserspiegellage

f_v = Teilfreibord aufgrund von Wellenbildung und Rückstau an Hindernissen

f_t = Teilfreibord aufgrund von zusätzlich benötigtem Abflussquerschnitt für Treibgut unter Brücken (die neue Brücke ist mit Staukragen geplant und der Einfluss einer Verklausung wurde in der Modellierung berücksichtigt)

Die einzelnen Komponenten werden mit folgenden Ansätzen berechnet:

$$f_w = \sigma_w = \sqrt{\sigma_{wz}^2 + \sigma_{wh}^2} \quad (1)$$

$$\sigma_{wz} = 0.3 \text{ m} \quad (2)$$

$$\sigma_{wh} = 0.06 + 0.06 h \quad (3)$$

$$f_v = \frac{v^2}{2g} \quad (4)$$

$$f_t = \text{bis } HQ_{100} \text{ 0.5 m bei } HQ_{300} \text{ 1.0 m} \quad (5)$$

Diese Ansätze werden wie folgt begründet:

Die Unsicherheit in der Sohlenlage wurden durchgehend mit $\sigma_{wz} = 0.3 \text{ m}$ berücksichtigt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Pflasterung stark ausgewaschen ist und sich zudem Steine sowie Schwemmholz (z. B. Äste) lokal auf der Sohle zwischenlagern können.

Der Teilfreibord wird bis HQ_{100} mit $f_t = 0.5 \text{ m}$ angesetzt («Schwemmholz mit geringen Abmessungen, nur Äste» bzw. «Einzel angeschwemmte Baumstämme» [18]). Grössere Schwemmholzteppich oder Wurzelstöcke können nicht durch die Aussparungen der Abschlussperre in den Unterlauf transportiert werden. Gemäss Gefahrenkarte ist jedoch bei einem 300-jährlichen mit dem Eintrag grösserer Schwemmholzmengen über die Abschlussmauer in den Unterlauf zu rechnen. Entsprechend wurde für HQ_{300} ein erhöhter Teilfreibord von $f_t = 1.0 \text{ m}$ angesetzt («Wurzelstöcke» bzw. «Schwemmholz als Teppich angeschwemmt» [18]).

Die Querprofile werden für die Hochwasserszenarien der Gefahrenkarte sowie mit Klimazuschlag gerechnet.

Jährlichkeit	Aus Gefahrenkarte	Mit Klimazuschlag
HQ_{30} [m ³ /s]	20	25
HQ_{100} [m ³ /s]	30	38
HQ_{300} [m ³ /s]	40	51

Tabelle 16:
Hochwasserszenarien
des Riderbachs.

Im Projekt von 2013 wurde für die Rauheit durchgehend ein Strickler-Beiwert von $k_s=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angesetzt. Aufgrund der unterschiedlichen Oberflächenbeschaffenheiten im untersuchten Gerinneabschnitt wurde dieser Wert in der vorliegenden Studie differenziert festgelegt.

In den Querprofilen QP 1–3 sind sowohl die Böschungen als auch die Sohle gepflästert, was zu einer vergleichsweise geringen Rauheit führt. In den Abschnitten QP 4–6 bestehen die Böschungen aus Mauerwerk, während die Sohle als Kiessohle mit vereinzelt Blöcken und Bewuchs ausgebildet ist, was eine erhöhte Rauheit zur Folge hat.

Im Bereich von QP 7 ist die linksufrige Böschung gepflästert und die rechtsufrige betoniert; die Sohle besteht aus Kies mit einzelnen Blöcken und Bewuchs, wodurch ebenfalls eine erhöhte Rauheit entsteht. In den Abschnitten QP 8–9 liegt ein weitgehend natürliches Gerinne ohne grössere Blöcke – mit Ausnahme von Kolkbereichen – vor, das teilweise mit Gras bewachsen ist und somit ebenfalls eine erhöhte Rauheit aufweist.

Zu beachten ist, dass der Unterhalt des Gerinnes erst kürzlich durchgeführt wurde. Bei starker Vegetationsentwicklung, beispielsweise im Rahmen eines Renaturierungsprojekts, ist die Rauheit neu zu beurteilen.

Die hydraulischen Berechnungen erfolgen auf Basis des Nettogefälles, wobei die Energieverluste entlang des Gerinnes, insbesondere infolge von Schwellen und Kolken, berücksichtigt werden. Die Verwendung des Nettogefälles führt zu einer eher konservativen Abschätzung des Wasserspiegels. Demgegenüber wurden die im Gerinne vorhandenen Blöcke bei der Rauheitswahl nicht berücksichtigt, was wiederum zu tieferen Wasserspiegeln führt. Zum Vergleich wurden die Abflussberechnungen ebenfalls mit dem Bruttogefälle und einer höheren Rauheit durchgeführt. Dabei ergaben sich vergleichbare Resultate wie bei der Berechnung mit Nettogefälle und glatterer Sohle. Aufgrund des grossen Längsgefälles von 4 bis 8 % liegt die Strömung im betrachteten Abschnitt durchgehend im superkritischen Bereich ($Fr > 1$), womit schiessender Abfluss vorliegt.

		
QP 1 - 3	QP 4 - 7	QP 8 - 9
$k_{\text{Wand}} = 40 \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$ $k_{\text{Sohle}} = 40 \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$	$k_{\text{Wand}} = 40 \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$ $k_{\text{Sohle } d90 \text{ 8.4 dm 3.8 [cm]}}$	$k_{\text{Wand}} = 30 \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$ $k_{\text{Sohle } d90 \text{ 8.4 dm 3.8 [cm]}}$

Tabelle 17:
Abschnittsweise Bestimmung der Rauheit im
Riderbach. Quelle: Flussbau AG SAH.

Die Ergebnisse der Berechnungen sind in den folgenden Tabellen zusammengefasst. Die Schutzkoten (Wasserspiegelhöhe (WSP) zuzüglich Freibord) sind je Querprofil und je Jährlichkeit (HQ_{30} , HQ_{100} , HQ_{300}) angegeben. Die rot eingefärbten Zahlen kennzeichnen, dass entweder die Ausuferungshöhe oder die Unterkante (UK) der Brücke unterhalb der Schutzkote liegt, sodass mit Verklausungen und/oder Ausuferungen zu rechnen ist. Die grün eingefärbten Zahlen kennzeichnen, dass die berechnete Schutzkote unterhalb der Ausuferungshöhe bzw. der Unterkante (UK) der Brücke liegt.

Ist-Zustand, Hochwasserszenarien gemäss Gefahrenkarte

Tabelle 18:
Ergebnisse der Normal-
abflussberechnung pro
Querprofil im Ist-Zustand.
Hochwasserszenarien
gemäss Gefahrenkarte.

Querprofil Nr.	QP1	QP2	QP3	QP4	QP5	QP6	QP7	QP8	QP9
Bezeichnung der QP		Brücke Badi	Staatsstrasse		Brücke BKW		Blochstrasse		
Ausuferungshöhen / UK-Brücken [m]	2.3	2.12	1.79	2.63	2.51	3.36	2.50	1.41	1.60
	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Kegel
HQ_{30} [m]	2.32	2.37	2.17	1.91	1.88	1.79	1.86	1.28	0.97
HQ_{100} [m]	2.58	2.63	2.37	2.41	2.37	2.39	2.35	1.71	1.27
HQ_{300} [m]	2.81	2.87	2.55	2.59	2.54	2.56	2.51	2.13	1.55

Ist-Zustand, Hochwasserszenarien mit Klimazuschlag

Die rot markierten Zellen kennzeichnen die neuen Szenarien mit einer Unterschreitung der Schutzkote im Vergleich zu Tabelle 18.

Tabelle 19:
Ergebnisse der Normal-
abflussberechnungen pro
Querprofil im Ist-Zustand.
Hochwasserszenarien mit
Klimazuschlag.

Querprofil Nr.	QP1	QP2	QP3	QP4	QP5	QP6	QP7	QP8	QP9
Bezeichnung der QP		Brücke Badi	Staatsstrasse		Brücke BKW		Blochstrasse		
Ausuferungshöhen / UK-Brücken [m]	2.3	2.12	1.79	2.63	2.51	3.36	2.50	1.41	1.60
	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Kegel
HQ_{30} [m]	2.45	2.51	2.27	2.21	2.17	2.09	2.16	1.55	1.12
HQ_{100} [m]	2.76	2.83	2.52	2.56	2.51	2.53	2.48	2.00	1.54
HQ_{300} [m]	3.02	3.09	2.73	2.77	2.70	2.72	2.67	2.33	1.83

Projekt 2013, Hochwasserszenarien gemäss Gefahrenkarte

Die grün markierten Zellen kennzeichnen die erhöhten Ausuferungshöhen bzw. Unterkantenhöhen bei den Brücken im Vergleich zum Ist-Zustand. Ebenfalls grün markiert sind die Risikoreduktionen gegenüber Tabelle 18, die durch die Projektmassnahmen erreicht werden.

Querprofil Nr.	QP1	QP2	QP3	QP4	QP5	QP6	QP7	QP8	QP9
Bezeichnung der QP		Brücke Badi	Staatsstrasse		Brücke BKW		Blochstrasse		
Ausuferungshöhen / UK-Brücken [m]	2.3	2.12	1.67	2.63	2.51	3.36	3.14	2.92	2.09
	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Kegel
HQ ₃₀ [m]	2.32	2.37	2.17	1.91	1.88	1.79	1.86	1.28	0.97
HQ ₁₀₀ [m]	2.58	2.63	2.37	2.41	2.37	2.39	2.35	1.71	1.27
HQ ₃₀₀ [m]	2.81	2.87	2.55	2.59	2.54	2.56	2.51	2.13	1.55

Tabelle 20:
Ergebnisse der Normalabflussberechnung pro Querprofil gemäss Projekt. Hochwasserszenarien gemäss Gefahrenkarte.

Projekt 2013, Hochwasserszenarien mit Klimazuschlag

Die grün markierten Zellen kennzeichnen die erhöhten Ausuferungshöhen bzw. Unterkantenhöhen bei den Brücken im Vergleich zum Ist-Zustand. Ebenfalls grün markiert sind die Risikoreduktionen gegenüber Tabelle 19, die durch die Projektmassnahmen erreicht werden.

Die rot markierten Zellen kennzeichnen die neuen Szenarien mit einer Unterschreitung der Schutzkote im Vergleich zu Tabelle 20.

Querprofil Nr.	QP1	QP2	QP3	QP4	QP5	QP6	QP7	QP8	QP9
Bezeichnung der QP		Brücke Badi	Staatsstrasse		Brücke BKW		Blochstrasse		
Ausuferungshöhen / UK-Brücken [m]	2.3	2.12	1.67	2.63	2.51	3.36	3.14	2.92	2.09
	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Brücke	WSP + Freibord Kegel	WSP + Freibord Kegel
HQ ₃₀ [m]	2.45	2.51	2.27	2.21	2.17	2.09	2.16	1.55	1.12
HQ ₁₀₀ [m]	2.76	2.83	2.52	2.56	2.51	2.53	2.48	2.00	1.54
HQ ₃₀₀ [m]	3.02	3.09	2.73	2.77	2.70	2.72	2.67	2.33	1.83

Tabelle 21:
Ergebnisse der Normalabflussberechnungen pro Querprofil gemäss Projekt. Hochwasserszenarien mit Klimazuschlag.

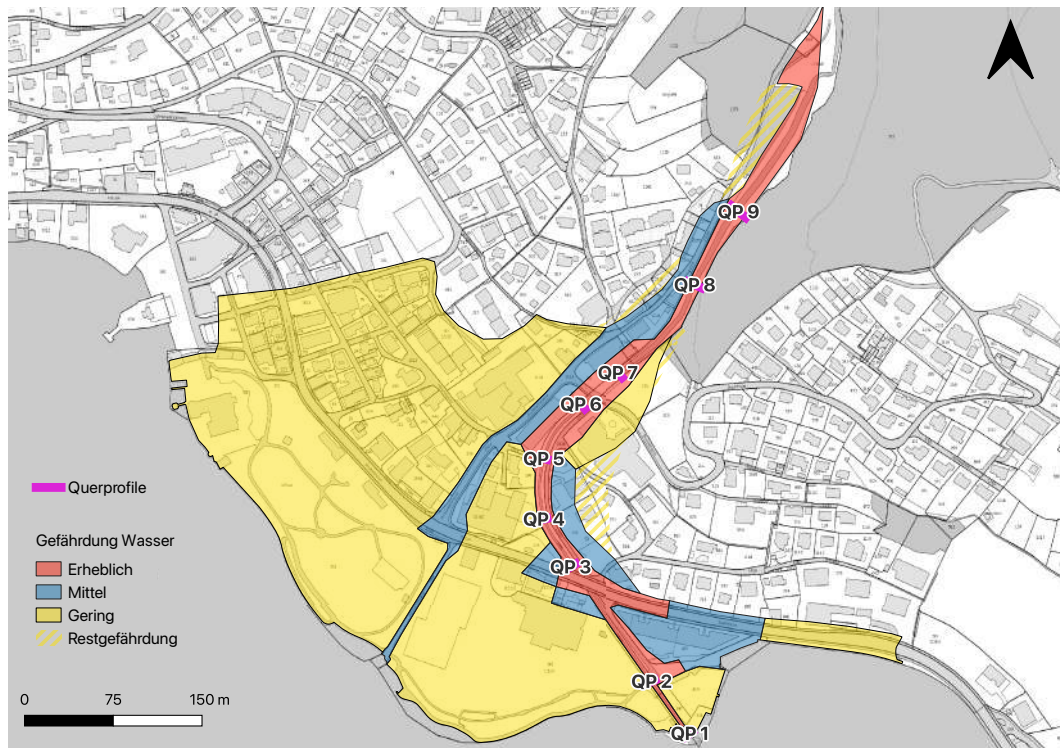
10.4 Auswirkung auf die Gefahrensituation

Aus den Berechnungen lässt sich schliessen, dass in der Gefahrenkarte von 2007 mit grosser Wahrscheinlichkeit nach dem sogenannten Nettoprinzip gerechnet wurde. Dabei wird davon ausgegangen, dass Wasser, welches an einer Schwachstelle austritt, im weiteren Verlauf nicht mehr im Gerinne zur Verfügung steht und somit nachfolgende Schwachstellen nicht mehr beeinflusst.

Gemäss aktueller Praxis wird hingegen das Bruttoprinzip angewendet. Dabei wird die gesamte Abflussmenge an jeder Schwachstelle berücksichtigt, unabhängig davon, ob es an vorgelagerten Stellen bereits zu Ausuferungen gekommen ist.

Die bestehende Gefahrenkarte weist entsprechend keine Schwachstellen im Bereich der Bachschale sowie zwischen den Brücken der Staatsstrasse und auf Höhe der Trafostation der BKW AG aus. Die Ergebnisse zeigen, dass die bestehende Gefahrenkarte die Gefährdungssituation im Untersuchungsperimeter teilweise unterschätzt und relevante Schwachstellen nicht erfasst.

Abbildung 38:
Bestehende Gefahren-
karte. Quelle:
www.topo.apps.be.ch



Die folgenden Skizzen (Abbildung 39, Abbildung 40 und Abbildung 41) dienen ausschliesslich der schematischen Darstellung und sind als vereinfachte Visualisierung der Abweichungen und Defizite der bestehenden Gefahrenkarte sowie des Projekts von 2013 zu verstehen.

Eine vertiefte Überprüfung der Gefahrenkarte ist erforderlich, ist jedoch nicht Bestandteil der vorliegenden Studie.

Gefahrensituation vor Massnahmen, Hochwasserszenarien gemäss Gefahrenkarte

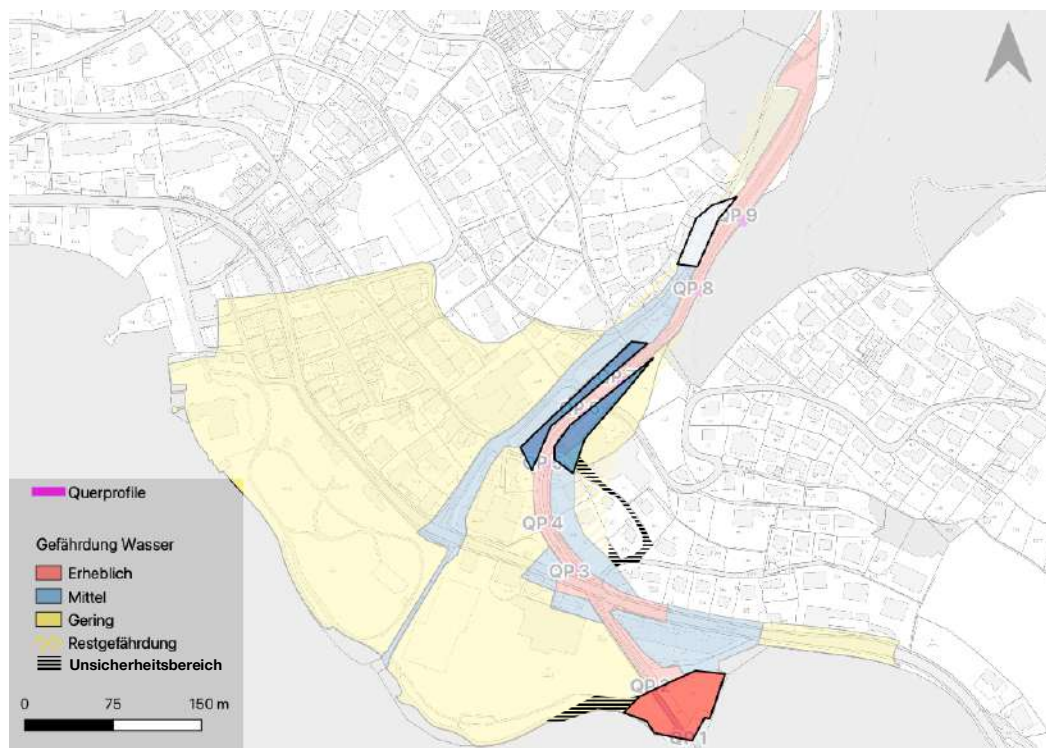


Abbildung 39: korrigierte Gefahrenkarte vor Massnahmen. Die bestehende Gefahrenkarte ist in abgeschwächten Farben dargestellt, Änderungen gegenüber der bestehenden Karte in kräftigeren Farben. Hintergrund: www.topo.apps.be.ch

Gefahrensituation vor Massnahmen, Hochwasserszenarien mit Klimazuslag

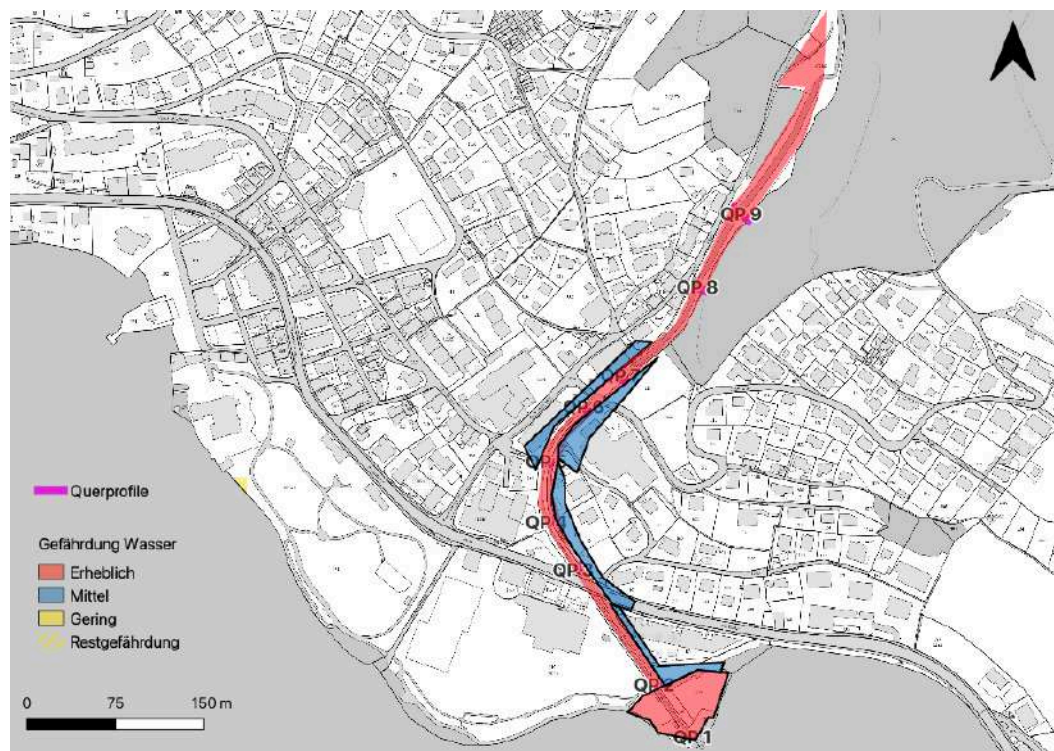


Abbildung 40: korrigierte Gefahrenkarte vor Massnahmen. Hochwasserszenarien mit Klimazuslag. Die bestehende Gefahrenkarte ist in abgeschwächten Farben dargestellt, Änderungen gegenüber der bestehenden Karte in kräftigeren Farben. Hintergrund: www.topo.apps.be.ch

Die grössten Abweichungen infolge des Klimazuschlags zeigen sich insbesondere in der Überflutungsflächen entlang der Richtstattstrasse und des Kühtränkewegs sowie in den Bereichen der Badi (linksufrig) und des Spielplatzes bzw. Uferwegs (rechtsufrig), welche neu als erhebliche Gefährdung (rot) ausgewiesen werden.

Gefahrensituation nach Massnahmen, Hochwasserszenarien mit Klimazuschlag

Abbildung 41:
Gefahrenkarte nach Massnahmen. Hochwasserszenarien mit Klimazuschlag. Hintergrund: www.topo.apps.be.ch



Im Hochwasserschutzprojekt von 2013 wurde das Hochwasserschutzdefizit unterhalb der Kantonsstrassenbrücke weder erkannt noch behoben, was darauf zurückzuführen ist, dass dieses Defizit bereits in der zugrunde liegenden Gefahrenkarte nicht erfasst wurde.

Zudem ist zu berücksichtigen, dass Renaturierungs- und Strukturierungsmassnahmen sowie die Wiederherstellung der Fischgängigkeit einen Einfluss auf die Rauheitsverhältnisse des Gerinnes haben. Diese Aspekte sind daher frühzeitig in die weitere Projektierung einzubeziehen.

10.5 Objektschutzmassnahmen

Die Bemessung der bestehenden Objektschutzmassnahmen ist nach der Überarbeitung der Gefahrenkarte vor der Umsetzung weiterer Massnahmen zu überprüfen. Falls sinnvoll, sind die Objektschutzmassnahmen bis zur Realisierung des neuen Hochwasserschutzprojekts entsprechend anzupassen.

11 Empfehlung weiteres Vorgehen

11.1 Heutige Defizite des Projekts von 2013

Gefahrenprozesse und Szenarien

- Geschiebeszenarien mit Verklausung (Rutschungen, Schwemmholz, Blockverklausungen) wurden nicht berücksichtigt, obwohl solche Prozesse bereits beobachtet wurden
- Keine Betrachtung von plötzlichen Ausbrüchen mit Murgang- oder Schwallprozessen infolge Verklausungsbruch
- Keine Massnahmen zur Sicherung des geplanten Nettogefälle von 4 % zwischen den neuen Schwellen
- Ablagerungen bei Überfüllung des Sammlers wurden nicht berücksichtigt

Hydrologie / Klima

- Zunehmende Intensität von Starkniederschlägen infolge Klimawandel wurde nicht berücksichtigt

Schwachstellen im System

- Kritische Engstellen und Schwachstellen unterhalb der Staatsstrasse wurden weder in der Gefahrenkarte noch im Projekt berücksichtigt

Zustand und Kenntnis der Bauwerke

- Der Zustand der bestehenden Bauwerke wurde nicht ausreichend erhoben und hat sich seither verschlechtert
- Fehlende Grundlagen (z. B. Baupläne der Bogensperren 14 und 15)
- Die vorgesehenen Sanierungsmassnahmen basieren teilweise nicht auf belastbaren Daten
- Die Auswirkungen der neu erfolgten Unterstellung des Geschiebesammlers unter die Stauanlagengesetzgebung wurden im Projekt 2013 nicht berücksichtigt
- Die Koordination mit dem heutigen Zustand der Kantonsstrassenbrücke und weiterer Infrastrukturen im Gerinnebereich fehlt
- Mehrere Elemente befinden sich im oder über dem Gerinnebereich (u. a. Werkleitungen, eine unbekannte Leitung, ein Betonstreifen sowie Mulden).

Variantenstudium

- Es wurde keine nachvollziehbare Variantenuntersuchung durchgeführt was den heutigen Anforderungen nicht entspricht

Revitalisierung

- Das Projekt von 2013 ist ein Hochwasserschutzprojekt mit untergeordneter Berücksichtigung ökologischer Aspekte
- Ufervegetation wird nicht berücksichtigt
- Fischgängigkeit wird nicht behandelt bzw. teilweise verschlechtert
- Der heute ausgeschiedene Gewässerraum war nicht Bestandteil des Projekts
- Versickerungsprozesse wurden nicht ausreichend berücksichtigt

Subventionen / Mehrleistungen

- Die heutigen Anforderungen gemäss NFA-Handbuch (Gefahrengrundlagen, Schutzbautenmanagement, Einsatzplanung etc.) werden nicht erfüllt

11.2 Bewertung des Projekts von 2013 und Empfehlung

Das Hochwasserschutzprojekt von 2013 basiert teilweise auf veralteten und unvollständigen Grundlagen. Insbesondere ist die zugrunde liegende Gefahrenkarte nicht mehr aktuell, und die verwendeten Murgang- und Schwemmholtzzenarien sind aus heutiger Sicht unzureichend und es bestehen Widersprüche zu den vor Ort beobachteten Ereignissen. Zudem wurde der Zustand der bestehenden Schutzbauten nur teilweise berücksichtigt.

Insgesamt ist das Projekt 2013 daher nur eingeschränkt geeignet, die heutigen Anforderungen an den Hochwasserschutz zu erfüllen.

Zusammenfassend zeigt die vorliegende Überprüfung, dass die bestehenden Grundlagen und Annahmen des Projekts 2013 nicht mehr ausreichend sind. Eine Weiterführung des Projekts mit umfangreichen Anpassungen bringt aus fachlicher Sicht keine wesentlichen Vorteile.

Es wird daher eine umfassende Neubeurteilung empfohlen, welche insbesondere folgende Punkte umfasst:

- Aktualisierung der Gefahrenkarte
- Neubewertung der Hydrologie unter Berücksichtigung aktueller Klimaszenarien
- Überarbeitung der Geschiebe- und Schwemmholtzzenarien
- Zustandsbeurteilung der bestehenden Schutzbauwerke
- Durchführung eines Variantenstudiums
- Berücksichtigung der Fischgängigkeit sowie der Anforderungen an die Gestaltung des Gewässerraums

11.3 Mögliche Varianten für das weitere Vorgehen

Für das weitere Vorgehen zeichnen sich zwei grundsätzliche Stossrichtungen ab:

Variante 1: Überarbeitung der Grundlagen vor Projektierung

- Überarbeitung der Gefahrenkarte (GFK 2007) unter Berücksichtigung aktueller hydrologischer und hydraulischer Grundlagen
- Erarbeitung bzw. Aktualisierung des Schutzbautenkataster (SBK) für das gesamte Einzugsgebiet (EG)
- anschliessend Neuprojektierung der wasserbaulichen Massnahmen

Diese Variante ermöglicht eine konsistente und fachlich fundierte Planung auf Basis aktualisierter Grundlagen.

Variante 2: Integration der Grundlagenbearbeitung ins Projekt

gleichzeitige Bearbeitung von:

- Gefahrenkarte (GFK)
- Schutzbautenkataster (SBK)
- Hochwasserschutzprojekt

Diese Variante kann zu Synergien führen, birgt jedoch das Risiko von Inkonsistenzen während der Projektbearbeitung.

11.4 Finanzierung und Rahmenbedingungen

Die Überarbeitung der Gefahrenkarte sowie die Erstellung eines Schutzbautenkataster können im Rahmen der bestehenden Förderinstrumente zu einem grossen Teil (bis ca. 90 %) subventioniert werden.

Im Hinblick auf die Anforderungen des Bundesamts für Umwelt (BAFU) ist davon auszugehen, dass ein vollständiger Schutzbautenkataster für das gesamte Gemeindegebiet und für Schutzbauten gegen alle gravitativen Naturgefahren eingefordert wird.

Die Vorgaben der Stauanlagengesetzgebung sind ebenfalls zu berücksichtigen. Ein unmittelbarer Zeitdruck besteht jedoch nicht, sofern ein koordiniertes weiteres Vorgehen aufgezeigt werden kann.

Im weiteren Projektverlauf sind zudem die Vorgaben der Neugestaltung des Finanzausgleichs und der Aufgabenteilung zwischen Bund und Kantonen (NFA) zu berücksichtigen.

11.5 Kurzfristiger Handlungsbedarf

Unabhängig von der gewählten Vorgehensstrategie besteht in einzelnen Bereichen kurzfristiger Handlungsbedarf:

- Sanierung beschädigter Ufermauern
- Vertiefte Zustandsuntersuchungen der Sperren 14 und 15 sowie der Abschlussperre des Geschiebesammlers
- Erarbeitung eines Sicherheitskonzepts für das Strandbad Oberhofen

12 Leistungsumfang der nächsten Projektphasen 21-31

12.1 Phase 21 – Vorstudie

Ziel

Erarbeitung der Grundlagen und Entwicklung von Lösungsansätzen für ein zeitgemässes Hochwasserschutzprojekt unter Berücksichtigung aktueller Anforderungen (Hydrologie, Naturgefahren, Ökologie, NFA).

Leistungen

Grundlagenanalyse

- Sichtung und Bewertung des Projekts 2013 und der vorliegenden Studie
- Identifikation der Defizite (Hydrologie, Geschiebe, Schwemmholtz, Ökologie, Bauwerke)
- Zusammenstellung und Aktualisierung aller relevanten Grundlagen

Prozessanalysen

- Geschiebehaushalt und Transportprozesse
- Schwemmholtzpotenzial und Verklausungsrisiken
- Versickerungsprozesse und unterirdische Abflusswege

Gefahren und Risikogrundlagen

- Überprüfung / Überarbeitung der Gefahrenkarte:
 - Bruttoprinzip
 - Verklausungsszenarien
 - Murgangprozesse
- Kontrolle der best. Objektschutzmassnahmen
- Risikoanalyse für den Ist-Zustand

Schutzbauten

- Erstellung Schutzbautenkataster (SBK)
- Detaillierte Untersuchung der Sperren 14, 15 und der Abschlussperre des Geschiebesammlers
- Definition Sanierungs- und Ersatzmassnahmen für die Sperren 14, 15 und die Abschlussperre des Geschiebesammlers
- Erste Einschätzung Systemverhalten inkl. Überlastfall

Risikodialog

- Festlegen des tragbaren Risikos
- Festlegen der Projektziele

Variantenentwicklung

- Entwicklung von mehreren Lösungsansätzen:
 - kombinierte Lösungen (Hochwasserschutz + Ökologie)
 - erhalt bestehendes Schutzsystem vs. neues Schutzsystem
 - technische, organisatorische und raumplanerische Massnahmen
- Variantenbewertung (Wirksamkeit, Machbarkeit, Kosten ± 30 %)

Ergebnisse Phase 21

- Bericht Vorstudie
- Aktualisierte Gefahrengrundlagen (Vorstufe)
- Variantenübersicht mit Bewertung
- Empfehlung für Bestvariante

12.2 Phase 31 – Vorprojekt

Ziel

Vertiefte Ausarbeitung der gewählten Variante und Nachweis der technischen Machbarkeit sowie der Wirksamkeit.

Leistungen

Hydraulik und Nachweise

- Hydraulische Berechnungen
- Berücksichtigung:
 - Geschiebe
 - Schwemmholz
 - Verklausung
- Nachweis des Erreichens des Projektziels

Projektierung

- Dimensionierung der Bauwerke:
 - Geschiebesammler
 - Öffnungen / Überfall
 - Gerinneausbau
- Berücksichtigung Systemverhalten

Ökologie / Revitalisierung

- Integration ökologischer Anforderungen:
 - Fischgängigkeit
 - Ufervegetation
 - Strukturierung
- Gestaltung Gewässerraum

Freihalteräume

- Identifikation und Sicherung von Retentions- und Freihalteräumen

Einsatzplanung

- Grundkonzept für Ereignisbewältigung
- Definition kritischer Interventionsstellen

Kosten und Wirtschaftlichkeit

- Kostenschätzung $\pm 30\%$

Ergebnisse Phase 31

- Bericht Vorprojekt
- Hydraulische Nachweise
- Kostenschätzung
- Grundlage für Bauprojekt

**Anhang A: Aktennotiz Situationsanalyse Geschiebebeurteilung,
Riderbach Oberhofen Geo7, 03.02.2026**



Situationsanalyse Geschiebebeurteilung Riderbach Oberhofen

Aktennotiz

1. Auftrag und Ziel

Beim Riderbach in Oberhofen ist ein Hochwasserschutzprojekt geplant. In diesem Zusammenhang sollen die Szenarien überprüft werden. Die Überprüfung von Geschiebe- und Murgangsszenarien ist grundsätzlich nicht ohne Geländeaufnahmen möglich. Da diese aber mit hohen Aufwänden verbunden sind, wird in einem ersten Schritt eine erste grobe Einschätzung der Situation erarbeitet. Dazu werden die verfügbaren Unterlagen und Daten ausgewertet, jedoch keine Feldaufnahmen durchgeführt. In dieser ersten groben Einschätzung sollen Hinweise bezüglich der Notwendigkeit einer Neubeurteilung der Geschiebe- und Murgangsszenarien zusammengetragen werden. Diese Aktennotiz sowie eine darauf basierende Besprechung sollen als Entscheidungsgrundlage dienen, ob eine Neubeurteilung notwendig ist.

2. Grundlagen

- [1] Gemeinde Oberhofen (2007): Naturgefahrenkarte. Technischer Bericht. IGG Ingenieur und Geologengemeinschaft Kissling + Zbinden AG und Kellerhals + Haefeli AG, Bern.
- [2] Bühler + Dällenbach Ingenieure AG Steffisburg (2013): Hochwasserschutzmassnahmen Riderbach, Oberhofen. Technischer Bericht.
- [3] swisstopo: Luftbild, Geocover, Höhenmodell & Reliefschattierung
- [4] Ereigniskataster Kanton Bern gemäss Geoportal Kanton Bern
- [5] Flussbau AG (2026): Drohnenaufnahmen Riderbach vom 21.01.2026.

3. Charakteristik des Einzugsgebietes

In [2] wird das Einzugsgebiet des Riderbachs wie folgt beschrieben:

Das Einzugsgebiet des Riderbachs weist eine Grösse von rund 3.85 km² auf und erstreckt sich von den Gemeinden Heiligenschwendi und Sigriswil bis zum Thunersee. Es umfasst auf beiden Seiten sehr steile Hänge und Felspartien und ist mehrheitlich stark bewaldet. Der tiefste Punkt liegt bei ca. 560 m. ü. M und der höchste Punkt bei 1'400 m ü. M. Der Riderbach wird von etlichen seitlichen Zuflüssen gespeist. Meist sind es sehr kurze, steile Seitenrutschen. Der Riderbach und die Seitengraben sind vielerorts (Schwändigrabe, Bernersgrabe, Goldbach) mit Quersperren aus Beton oder Holz verbaut. Im obersten Abschnitt ist das Gerinne sehr steil, das Gebiet sehr nass und in Bewegung. Danach verläuft der Riderbach als Schwändigraben in einem tiefen Einschnitt und ist mit Holzschwellen verbaut. Hier sind weder Ablagerungs- noch Erosionsspuren sichtbar. Es münden aber einige murgangsfähige Seitenrutschen in das Gerinne ein. Bei der Einmündung des Goldbachs wurde ebenfalls eine grössere Sperre zur Stabilisierung des Gerinnes für die Trinkwasserleitungen gebaut. Dazwischen befinden sich Felspartien und Wasserfälle. Der grösste Geschiebeherd befindet sich im Gebiet der Balmfluh. Weitere kleinere Geschiebeherde befinden sich unterhalb im Grabe und Raaferwald. Die einzige längere Flachstrecke liegt oberhalb der beiden Bogensperren, weist ein Gefälle von ca. 7% auf und ist rund 300 m lang. [2]

Bei der Betrachtung der Reliefschattierung fällt auf, dass der Riderbach und seine seitlichen Zuflüsse stark eingetieft verlaufen. Als besonderes Phänomen ist die Sackungsmasse Balmflue (vgl. Abbildung 1) zu erwähnen, welche direkt ans Gerinne des

Riderbachs grenzt (vgl. Beschrieb Ereignis 1802 in Kapitel 6). Zudem ist auch das Rutschgebiet «Im Grabe» gut erkennbar.

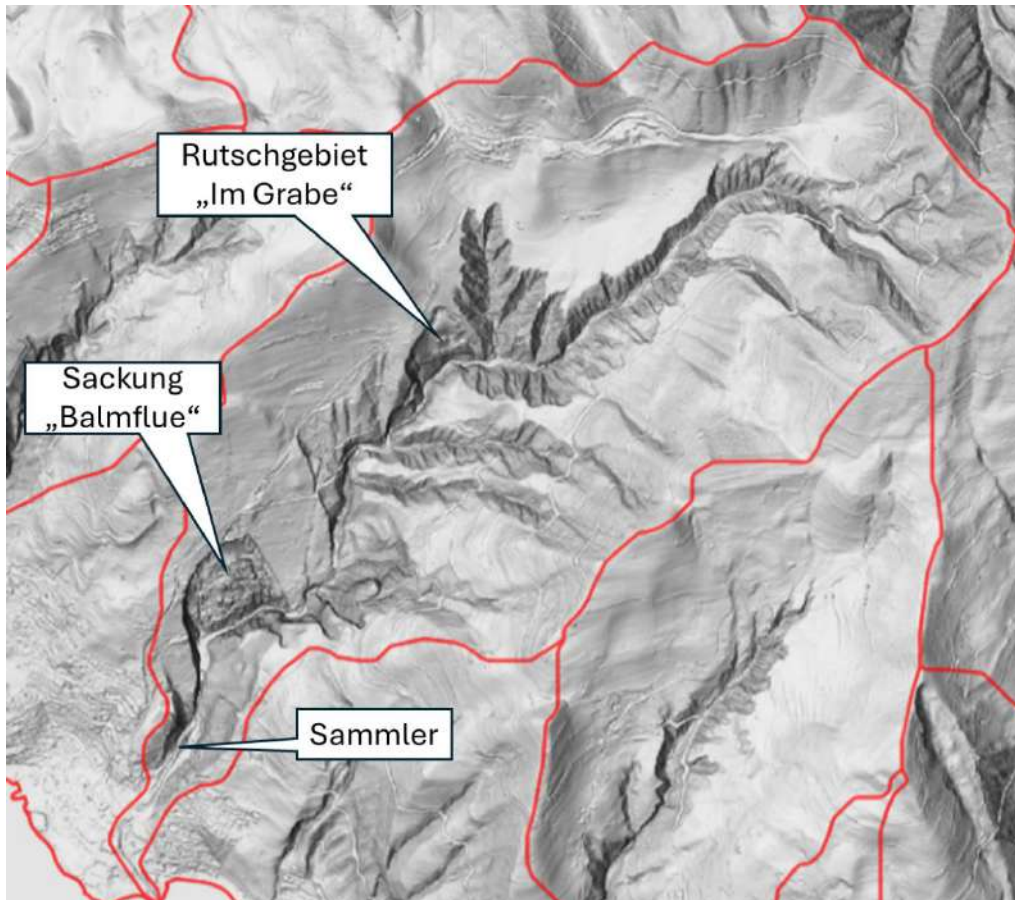


Abbildung 1: Reliefschattierung im Einzugsgebiet des Riderbachs in Oberhofen. Die Einzugsgebiete sind rot umrandet. Quelle: Geodaten swisstopo [3].

4. Einordnung bestehende Gefahrenbeurteilungen

Die aktuell gültige Gefahrenkarte von Oberhofen stammt aus dem Jahr 2007 [1] und ist somit fast 20 Jahre alt. Grundsätzlich sollte die Gefahrenkarte nach etwa 10 bis 15 Jahren überprüft und allenfalls angepasst werden.

Im Rahmen des Hochwasserschutzprojekts 2013 [2] wurden die Feststoffeinträge für das 100- und 300-jährliche Ereignis beim Sammler neu beurteilt und festgelegt (vgl. Tabelle 2). Die Abflussspitzen aus [1] wurden in [2] als plausibel eingestuft und übernommen. Seit 2007 bzw. 2013 haben sich u.a. folgende Punkte in Bezug auf Gefahrenkaten geändert:

- Verfügbarkeit und Qualität Geodaten wurde verbessert (z.B. Höhenmodell)
- Neue Erkenntnisse aufgrund Ereignisse in der Region (z.B. Milibach Brienz, 2024)
- Neue Anforderungen bezüglich Gefahrenbeurteilung seitens Kanton Bern (z.B. Szenarien und Intensitäten Extremereignis)
- Neue Niederschlagsdaten verfügbar

Im Gerinne des Riderbach hat es gemäss Ereigniskataster des Kantons Bern seit 2007 keine neuen Ereignisse mehr gegeben. Im Einzugsgebiet des Riderbachs hat sich seit 2007 gemäss Ereigniskataster des Kantons Bern [4] jedoch ein Rutschereignis im Gebiet

Balmflue (2014) ereignet. Die mobilisierten Massen erreichten das Gerinne des Riderbachs nicht. Im Kapitel 6 werden ausgewählte Ereignisse im Einzugsgebiet des Riderbachs beschrieben und eingeordnet.

4.1. Geschiebe, Murgang und Schwemmholz

Das Faktenblatt zum Riderbach aus [1] umfasst die Szenarien gemäss Tabelle 1:

Tabelle 1: Angaben zu den Szenarien Riderbach gemäss [1]

Abflussspitze:	HQ ₃₀ 20m ³ /s	HQ ₁₀₀ 30m ³ /s	HQ ₃₀₀ 40m ³ /s
Relevanter Prozess:	30-j. Übersarung	100-j. Übermuring	300-j. Übermuring
Transportkapazität:	TK ₃₀ 6'000 m ³		
Mobilisierbares Feststoffpotential:		P ₁₀₀ 14'000m ³	P ₃₀₀ 35'000m ³
Geschiebefracht: (unterhalb Sammler)	G ₃₀ 0m ³	G ₁₀₀ 0m ³	G ₃₀₀ 4'000m ³

Basierend auf dieser Tabelle und dem Faktenblatt zum Riderbach stellen sich u.a. folgende Fragen:

- generell: Es ist unklar, für welchen Standort (ober- oder unterhalb des Sammlers) der relevante Prozess angegeben wurde. Schwemmholz wird textlich als relevanter Einfluss erwähnt, eine quantitative Angabe sowie Angaben zur Stückgrösse (Einzelbäume, Teppich, etc.) liegen nicht vor.
- 30-jährliches Ereignis: Es ist von Übersarung als relevanter Prozess auszugehen. Die Geschiebefracht unterhalb des Sammlers beträgt jedoch 0 m³, obwohl die Transportkapazität 6'000 m³ umfasst. Es bleibt unklar, wieso trotz vorhandener Transportkapazität kein Geschiebe durch die Sammleröffnungen hindurch transportiert werden kann.
- 100- und 300-jährliche Ereignis: Das Sammlervolumen wird mit 11'000 m³ angegeben. Wird die Geschiebefracht, welche im Sammler Platz hat, vom Feststoffpotenzial abgezogen, ergeben sich andere Werte, als die unter Geschiebefracht (unterhalb Sammler) angegebenen Werte. Hier stellt sich die Frage, ob nicht das gesamte Feststoffpotential den Sammler erreicht, bzw. was damit wo passiert.
- Extremereignis: Zum Extremereignis liegen keine Angaben vor, was den damaligen Anforderungen entsprach. Für die Überarbeitung der Gefahrenkarte Chratzbach müssen Angaben zum Extremereignis gemacht werden.

In [2] wurde das Feststoffpotential anhand von Feldbegehungen, der Empfehlung zur Abschätzung von Feststofffrachten in Wildbächen und der Methode nach Gertsch abgeschätzt. Als Resultat wurde von folgenden Feststoffeinträgen in den Sammler des Riderbachs ausgegangen:

Tabelle 2: Feststoffeinträgen in den Sammler des Riderbachs gemäss [2]

Wiederkehrperiode	Feststoffeintrag
HQ100	10'000 m ³
HQ300	15'000 m ³

Der Weitertransport eines Murgangs bis zum Kegelhals wurde in [2] als unwahrscheinlich eingestuft. Im Gebiet Balmflue befinden sich vom Felssturz 1810 grosse Blöcke im

Gerinne, welche gemäss [2] einen bremsenden Einfluss auf einen allfälligen Murgang haben. Das Schwemmholtzpotenzial wurde in [2] mittels Schätzformeln angenähert, jedoch nicht detailliert untersucht. Dabei werden Werte von $100 - 200 \text{ m}^3$ für potenziell transportierte Festmass als plausibel eingestuft. Den Werten wird jedoch keine Jährlichkeit zugeordnet.

Wenig oberhalb des Geschiebesammlers verläuft der Riderbach durch eine schluchtartige Strecke zwischen Kote 611 und 640 (vgl. Abbildung 2). Aufgrund der vorliegenden Bildaufnahmen [5] wird eine Verklausung durch Schwemmholtz in diesem Abschnitt als mögliches Szenario vermutet. Eine solche Verklausung könnte einen Rückstau verursachen. Ein plötzlicher Durchbruch einer solchen Verklausung könnte hohe Abflüsse generieren, welche mit hohen Geschwindigkeiten den Sammler erreichen. Überlegungen zu solchen oder ähnlichen Prozessabläufen im Gerinne des Riderbachs sind in [1] und [2] nicht dokumentiert.

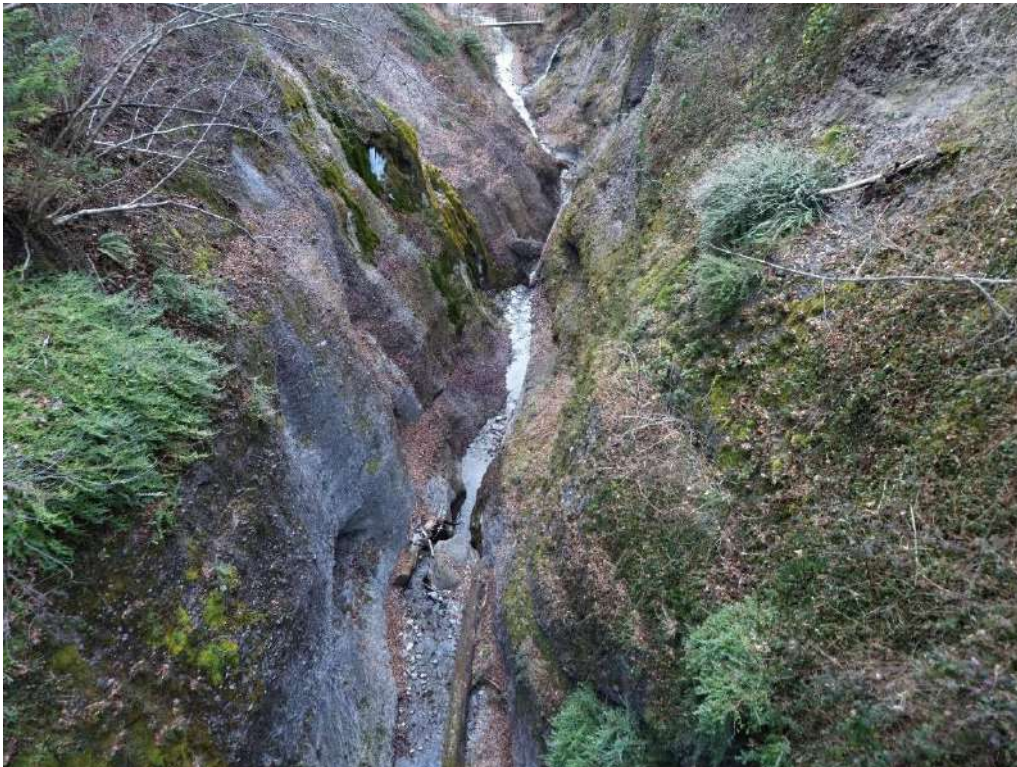


Abbildung 2: Schluchtartiger Abschnitt des Riderbachs in Oberhofen. Quelle Foto: [5]

4.1. Schutzbauten

Das Gerinne des Riderbachs und seiner Zubringer ist mit zahlreichen Schwellen resp. Sperren aus Beton oder Holz verbaut. Zudem gibt es zwei Bogensperren, einen Geschiebesammler sowie eine Bachschale im Bereich der Mündung. Der heutige Zustand der Schutzbauten ist nicht umfassend bekannt. Dieser kann jedoch einen massgebenden Einfluss auf die Geschiebeszenarien haben. Muss beispielsweise im Ereignisfall von einem (Teil-) Versagen der Sperren in bestimmten Abschnitten ausgegangen werden, kann potenziell massgeblich mehr Geschiebe freigesetzt und mobilisiert werden. Für die Geschiebebeurteilung sind entsprechend Kenntnisse zum Zustand der Schutzbauten im gesamten Einzugsgebiet des Riderbachs erforderlich. In [2] gibt es Hinweise darauf, dass die Schutzbauten sehr unterschiedliche Zustände aufweisen.

4.2. Weitere beteiligte Prozesse

Bei der Geschiebebeurteilung sind nebst den Gerinneprozessen auch Sturz- und Rutschprozesse relevant, da dadurch Geschiebe ins Gerinne bzw. in die gerinnenahen Bereiche gelangen kann und später im Ereignisfall durch den Riderbach mobilisiert werden kann, bzw. direkt ein Ereignis im Gerinne auslösen kann.

Rutsch

Im Faktenblatt zum Riderbach [1] stehen folgenden Aussagen zu den Rutschprozessen:

- *Materialeintrag durch Hangprozesse (insbesondere in den steilen Seitenrutschen, im oberen Gerinneabschnitt und im Bereich der Balmflue (rechtsseitig): frische Spuren von flachgründigen Rutschungen konnten verschiedenorts beobachtet werden*
- *Rutschgebiet „Im Grabe“: frische Spuren von flachgründigen Rutschungen können einige 100m³ Geschiebe ins Gerinne liefern kann Verklausungen mit anschliessendem Durchbruch provozieren.*

In der Gefahrenkarte zu den Hangmuren/spontanen Rutschungen [1] ist von einer Gefährdung entlang des gesamten Gerinnes im Einzugsgebiet bis in den Bereich des Sammlers auszugehen. Auf der orographisch linken Seite reicht die Gefährdung auch noch weiter nach unten, fast bis zur Blochstrasse.

Eine Analyse der Luftbilder zwischen 2007 und 2025 zeigt, dass es im Bereich Balmflue Böschungs-rutschungen gab, die sich teilweise durch Bewuchs wieder etwas stabilisiert haben (Abbildung 3 und Abbildung 4). Weitere Böschungs-rutschungen sind auf den Luftbildern im Bereich des Rutschgebiet «Im Grabe» auszumachen.

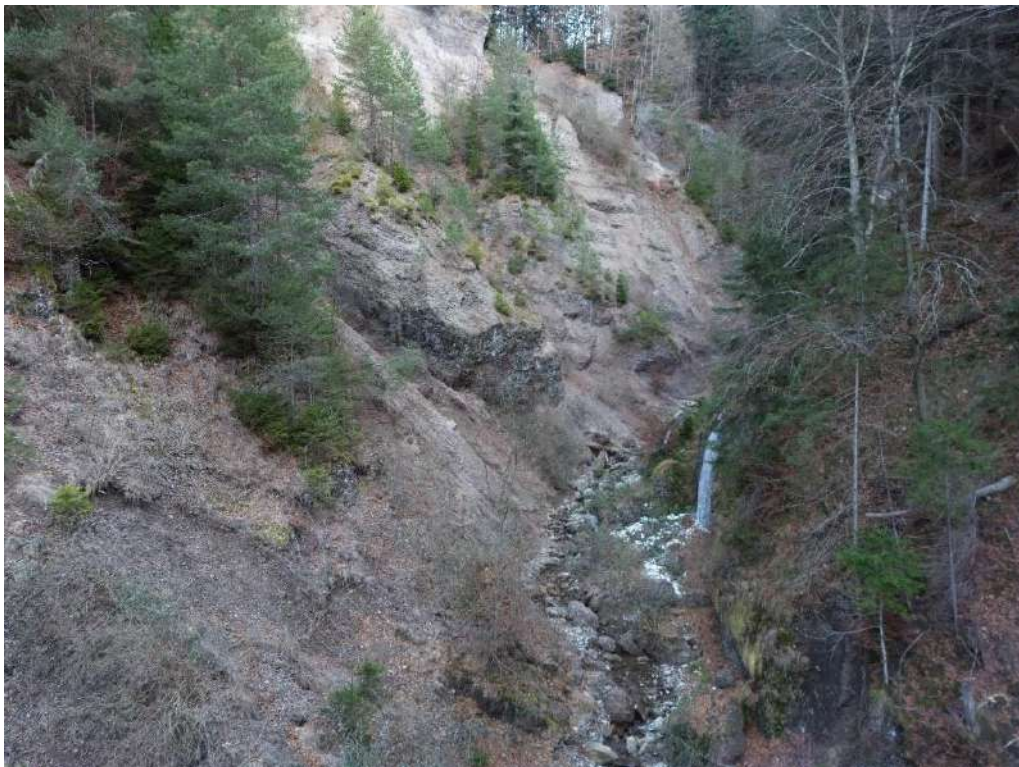


Abbildung 3: Gerinne des Riderbachs im Bereich der Sackung. Quelle: [5]



Abbildung 4: Luftbild Riderbach im Bereich der Sackung von 2010 (oben), 2013 (mitte) und 2024 (unten) in der Gemeinde Oberhofen. Quelle: swisstopo [3].

Sturz

Im Faktenblatt zum Riderbach [1] stehen folgenden Aussagen zu den Sturzprozessen:

- *Rappeflue (hohe Felswände): Geschiebelieferung durch Sturzprozesse*
- *Sollte es im Bereich Balmflue-Wallisport zu einem mit dem Ereignis von 1810 vergleichbaren Felssturz kommen, so könnte der Riderbach zurückgestaut werden. Bei einem plötzlichen Durchbruch der Ablagerungen könnte ein schwallwellentartiger Abfluss den gesamten Kegelbereich gefährden. Ein solches Szenario wird der Restgefährdung mit einer Wiederkehrperiode grösser als 300 Jahre zugeordnet.*

Im Beschrieb der Sturz-Gefahrengebiet in [1] wird zudem das Gebiet Burghalte beschrieben. Hier ist mit Steinschlag an der Ostseite des Geländekopfs «Burghalte» auszugehen. Die Wirkungsbereiche erreichen den Bereich des Sammlers.

6. Einordnung ausgewählte Ereignisse

Beim **Sackungs-Ereignis 1810** stürzten im Gebiet Balmflue mehrere 100'000 m³ Fels- und Erdmassen ab und füllten die Schlucht 10 – 15 m hoch mit Schutt auf. Der Riderbach, wurde „mit einem gewaltigen Damm von Schutt und Felsblöcken gestaut, hinter dem sich ein See bildete“. Man befürchtete während der ganzen Nacht einen plötzlichen Durchbruch des Wassers. Glücklicherweise frass sich aber das Wasser einen Weg durch die Steinwüste und der See floss langsam ab ohne Schaden anzurichten. [1]

Eine Wiederholung eines solchen Ereignisses wird in [1] dem Extremereignis zugeordnet. Das Sackungs-Gebiet ist nach wie vor in Bewegung: Mehrere (kleinere) Rutsch- bzw. Sturzereignisse (2002, 2010, 2014) sind im Ereigniskataster erfasst.

Eine Analyse der Luftbilder zwischen 2007 und 2025 zeigt zudem, dass es im Bereich Balmflue mehrere (grössere) Böschungsrutschungen gab.

Beim **Murgangereignis von 1937** brach der Riderbach aus dem Bachbett und überführte das Gebiet vom Klösterli bis hinunter zum Strandbad mit Schutt und Schlamm (vgl. Abbildung 5). Beim Klösterligebäude betrugen die Ablagerungen bis zu 4 m. [4]

Beim **Murgangereignis von 1972** brach der Riderbach oberhalb der Staatsstrasse aus und richtete grosse Schäden an. Es wurden rund 20'000 m³ Geschiebe und 500 m³ Schwemmholz geräumt. [4]

Beide Murgang-Ereignissen stammen aus der Zeit vor dem Bau des Geschiebesammlers. Sie verdeutlichen, dass Murgänge damals bis ins Dorf gelangten. Dies weist daraufhin, dass die Flachstrecke im Bereich der Felssturzaflagerungen von 1810 Murgänge nicht zwingend stoppen. Der Weitertransport eines Murgangs bis zum Kegelhals wurde in [2] im Gegensatz dazu als unwahrscheinlich eingestuft. Die Kubatur des Ereignisses von 1972 entspricht gemäss [2] vermutlich einem Extremereignis.



Abbildung 5: Foto des Murgangereignisses von 1937 im Bereich der Staatsstrasse. Quelle: [4].

7. Fazit und Empfehlung

Der Riderbach in Oberhofen ist ein Gewässer mit einem auffälligen Einzugsgebiet (tiefe Einschnitte, Sackungsgebiet), vielen Einflussfaktoren für mögliche Prozessabläufe (beteiligte Prozesse, vielfältige Gerinneabschnitte) und einer bewegten Geschichte (mehrere Ereignisse). Die Geschiebe- und Murgangbeurteilung für den Riderbach ist entsprechend komplex und bedarf einer vertieften Betrachtung, insbesondere auch unter Berücksichtigung des vorhandenen Schadenpotenzials in Oberhofen. Die bestehenden Gefahrenbeurteilungen sind bereits älter und weisen mehrere Unklarheiten in Bezug auf die Geschiebe- und Murgangsszenarien auf (vgl. Kapitel 4). Zudem genügen die Angaben in der Gefahrenkarte [1] bzw. Technischen Bericht des Hochwasserschutzprojektes [2] den heutigen Anforderungen an Gefahrenbeurteilungen nicht. Die Analyse vergangener Ereignisse werfen weitere Fragen im Zusammenhang mit einzelnen Aussagen in den Gefahrengrundlagen auf (vgl. Kapitel 6).

Auf Grundlage der hier vorliegenden Situationsanalyse empfiehlt geo7 die Hydrologie sowie Geschiebe- und Murgangsszenarien für den Riderbach neu zu beurteilen und dabei auch den Zustand der Schutzbauten zu beurteilen. Dazu sind vertiefte Analysen mit Geländeaufnahmen notwendig.

Bern, 3. Februar 2026

geo7 AG



Daria Schmutz

Spezialistin Naturgefahren
Projektleiterin



Florian Zimmermann

Spezialist Naturgefahren
Projektleiter Stv.

Anhang B: Modellierung der Dämpfungswirkung des Geschiebe- sammlers

Ergebnisse

1. Variante: Abfluss über Öffnungen und Überfall (freie Öffnungen)

Die nachfolgenden Ergebnisse wurden unter der Annahme freier Öffnungen berechnet. Eine mögliche Verlegung durch Geschiebe oder Schwemmholz wurde hier nicht berücksichtigt.

HQ₃₀

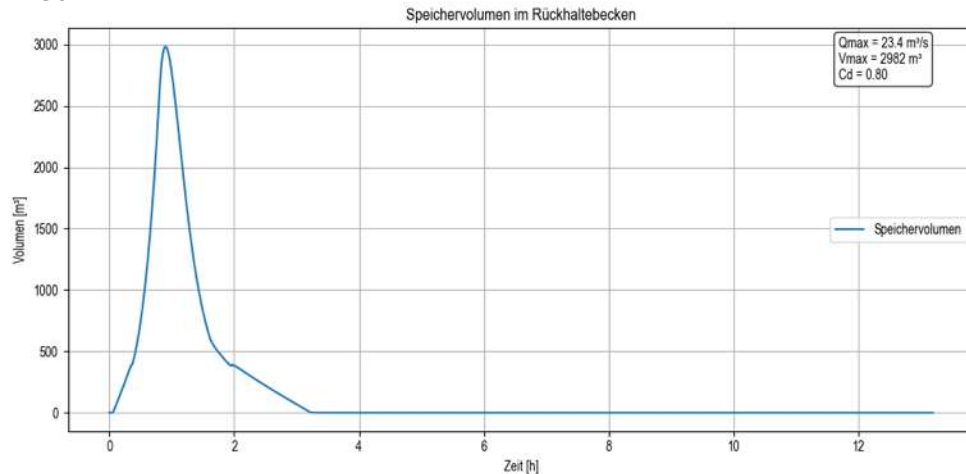


Abbildung 1:
Speichervolumen im
Rückhaltebecken für
HQ₃₀ ohne Verklausung.

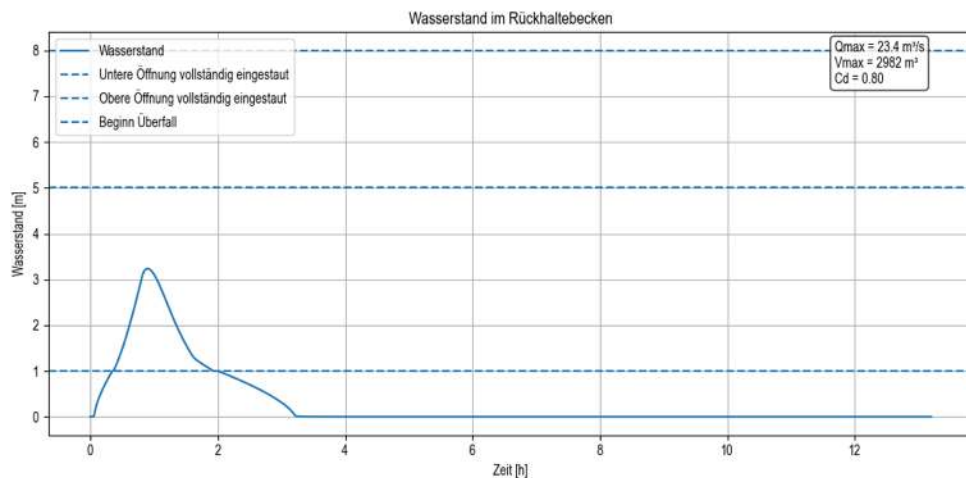


Abbildung 2:
Wasserstand im Rückhal-
tebecken für HQ₃₀ ohne
Verklausung.

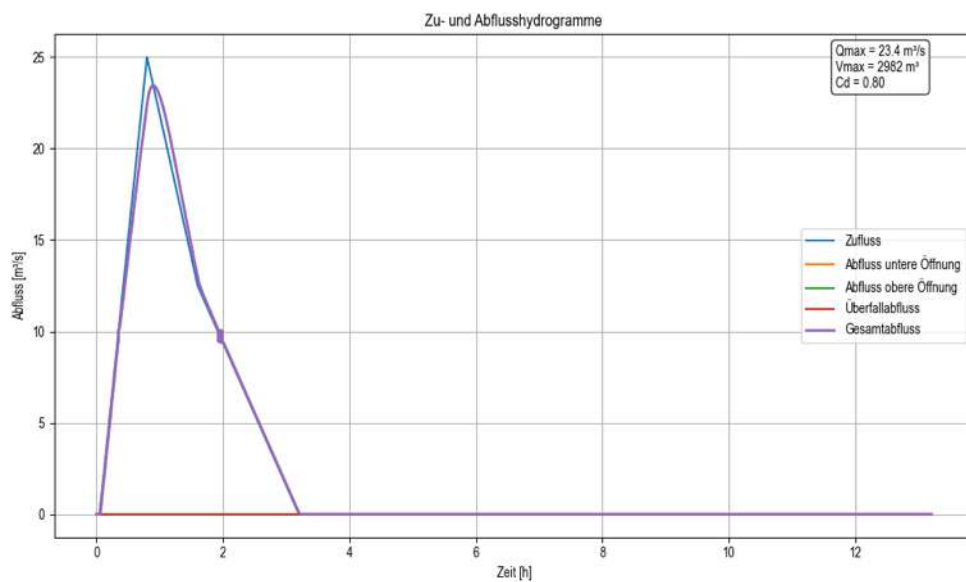


Abbildung 3:
Zu- und Abflusshydro-
gramme für HQ₃₀ ohne
Verklausung.

- Maximales Speichervolumen: 2982 m³
- Maximaler Wasserstand: 3.2 m
- Maximaler Abfluss: 23.5 m³/s
- Maximaler Zufluss: 25.0 m³/s

Beim Szenario HQ_{30} mit freien Öffnungen erfolgt der Abfluss ausschliesslich über die untere Öffnung. Die obere Öffnung sowie der Überfall werden nicht aktiviert. Die Abflussspitze wird geringfügig von 25.0 m³/s auf 23.5 m³/s reduziert, was auf eine leichte Dämpfungswirkung des Geschiebesammlers hinweist. Das maximale Speichervolumen beträgt dabei rund 3'000 m³ bei einem maximalen Wasserstand von etwa 3.24 m.

HQ_{100}

Abbildung 4:
Speichervolumen im
Rückhaltebecken für
 HQ_{100} ohne Verklau-
sung.

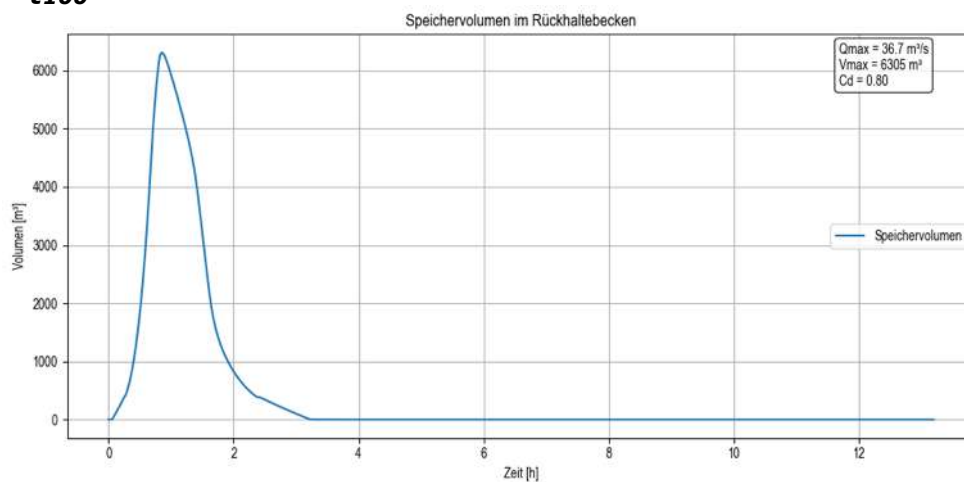
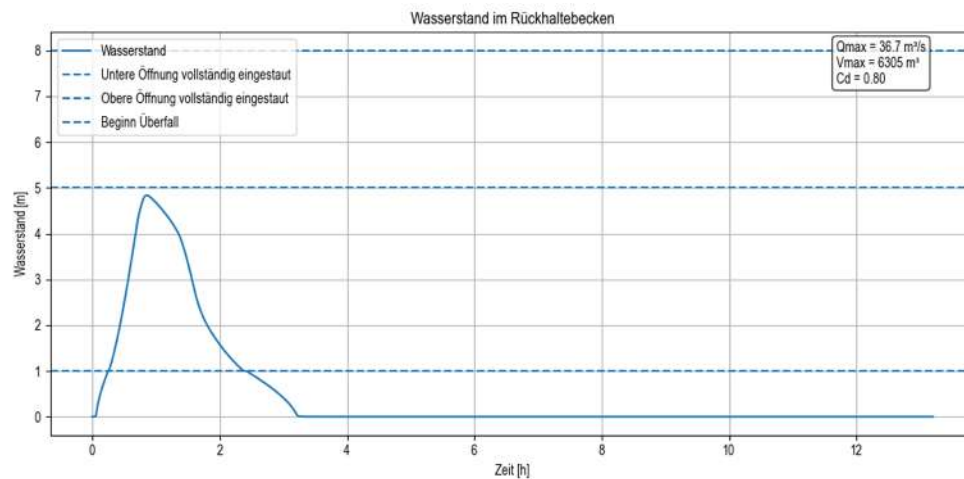


Abbildung 5:
Wasserstand im Rückhal-
tebecken für HQ_{100} ohne
Verklau-
sung.



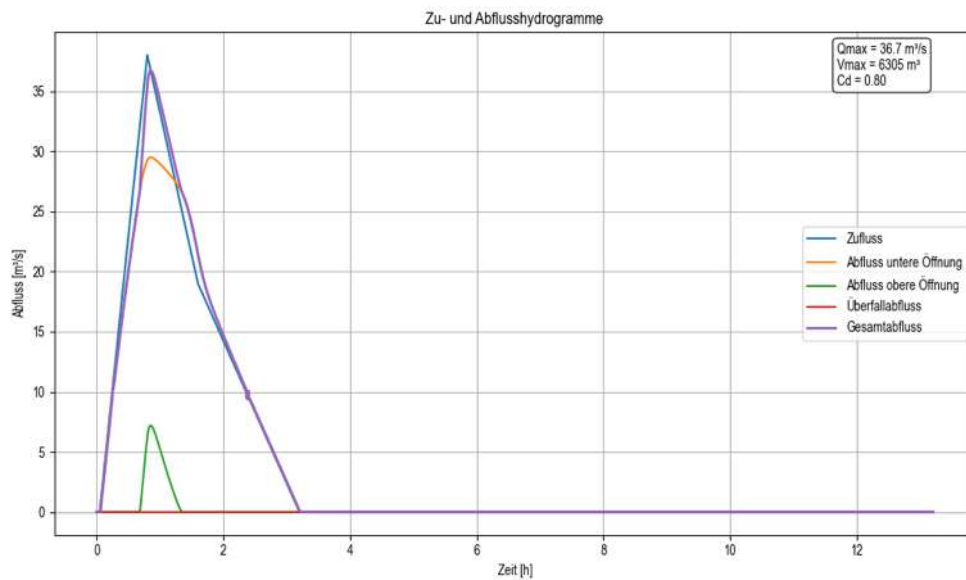


Abbildung 6:
Zu- und Abflusshydro-
gramme für HQ₁₀₀ ohne
Verklausung.

- Maximales Speichervolumen: 6305 m³
- Maximaler Wasserstand: 4.8 m
- Maximaler Abfluss: 36.7 m³/s
- Maximaler Zufluss: 38.0 m³/s

Beim Szenario HQ₁₀₀ mit freien Öffnungen erfolgt der Abfluss zunächst über die untere Öffnung. Mit zunehmendem Einstau wird ab einem Wasserstand von 4.0 m zusätzlich auch die obere Öffnung aktiviert. Ein Überfallabfluss tritt dabei noch nicht auf. Die Abflussspitze wird geringfügig von 38.0 m³/s auf rund 36.7 m³/s reduziert, was wieder auf eine leichte Dämpfungswirkung des Geschiebesammlers hinweist. Das maximale Speichervolumen beträgt rund 6'300 m³, entsprechend einem maximalen Wasserstand von etwa 4.8 m.

HQ₃₀₀

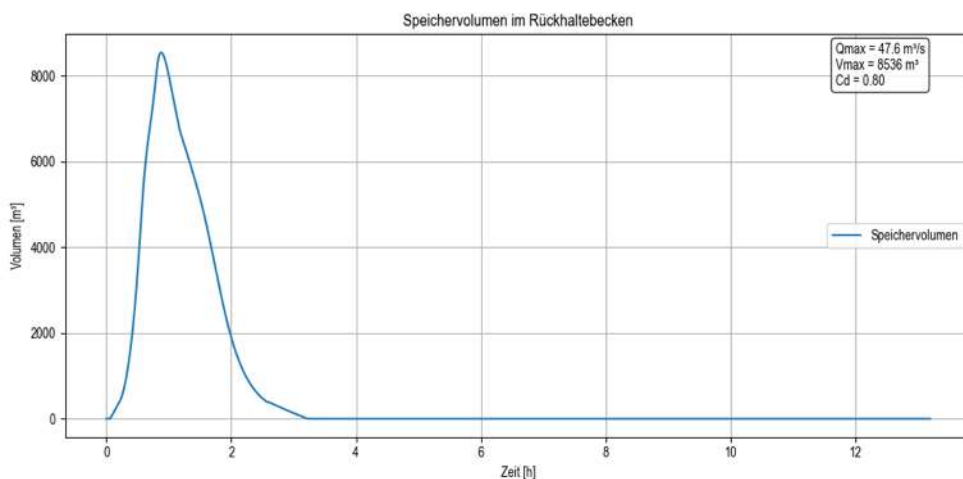


Abbildung 7:
Speichervolumen im
Rückhaltebecken für
HQ₃₀₀ ohne Verklausung.

Abbildung 8:
Wasserstand im Rückhalte-
tecken für HQ₃₀₀ ohne
Verkläuerung.

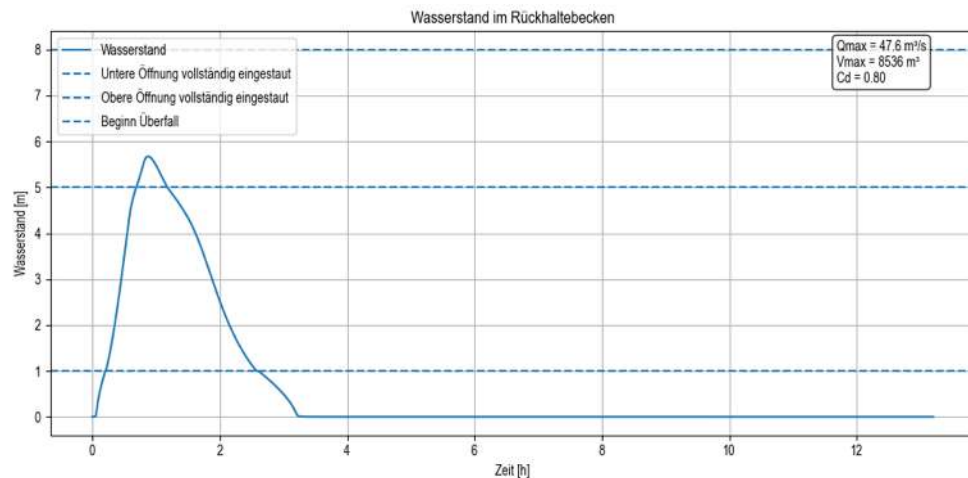
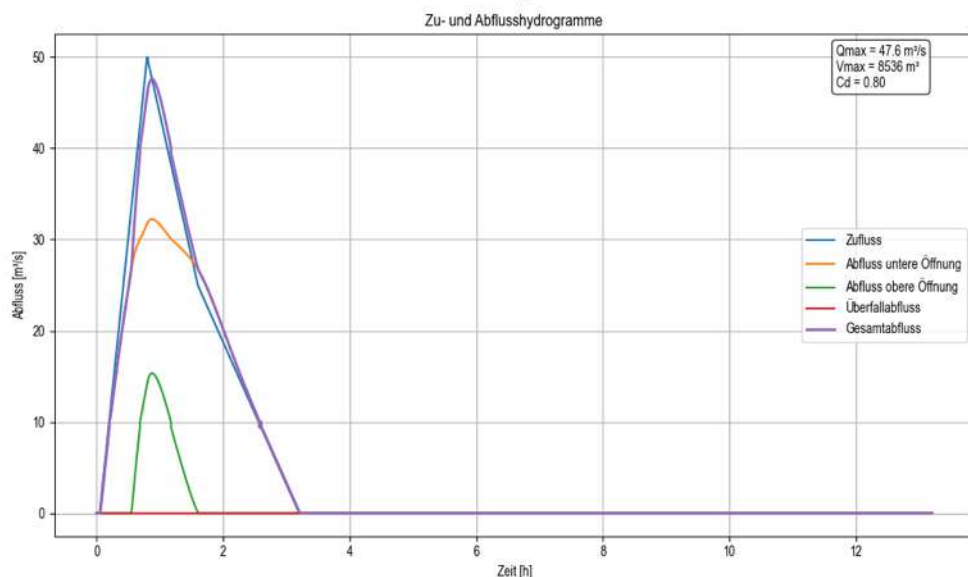


Abbildung 9:
Zu- und Abflusshydro-
gramme für HQ₃₀₀ ohne
Verkläuerung.



- Maximales Speichervolumen: 8537 m³
- Maximaler Wasserstand: 5.7 m
- Maximaler Abfluss: 47.6 m³/s
- Maximaler Zufluss: 50.0 m³/s

Beim Szenario HQ₃₀₀ mit freien Öffnungen erfolgt der Abfluss zunächst über die untere Öffnung. Mit weiter ansteigendem Wasserstand wird ab 4.0 m zusätzlich die obere Öffnung aktiviert. Ein Überfallabfluss tritt auch in diesem Szenario noch nicht auf.

Die Abflussspitze wird geringfügig von 50.0 m³/s auf rund 47.6 m³/s reduziert, was auf eine moderate Dämpfungswirkung des Geschiebesammlers hinweist. Das maximale Speichervolumen beträgt rund 8'500 m³, entsprechend einem maximalen Wasserstand von etwa 5.7 m. Auch bei HQ₃₀₀ wird die Überlaufkote nicht erreicht, sodass kein Abfluss über den Überfall erfolgt.

2. Variante: Abfluss ausschliesslich über den Überfall (verklaute Öffnungen)

Für das vorhergehende Szenario wurde angenommen, dass beide Öffnungen vollständig offen bleiben. Aufgrund des zu erwartenden hohen Schwemmholt- und Geschiebeanfalls bereits bei Ereignissen ab HQ_{30} ist jedoch davon auszugehen, dass die Öffnungen rasch verklauen können.

Für das nachfolgende Szenario wird daher eine vollständige Verklauung beider Öffnungen angenommen. Der Abfluss aus dem Geschiebesammler erfolgt in diesem Fall ausschliesslich über den Überfall ab Erreichen der Überlaufkote.

HQ_{30}

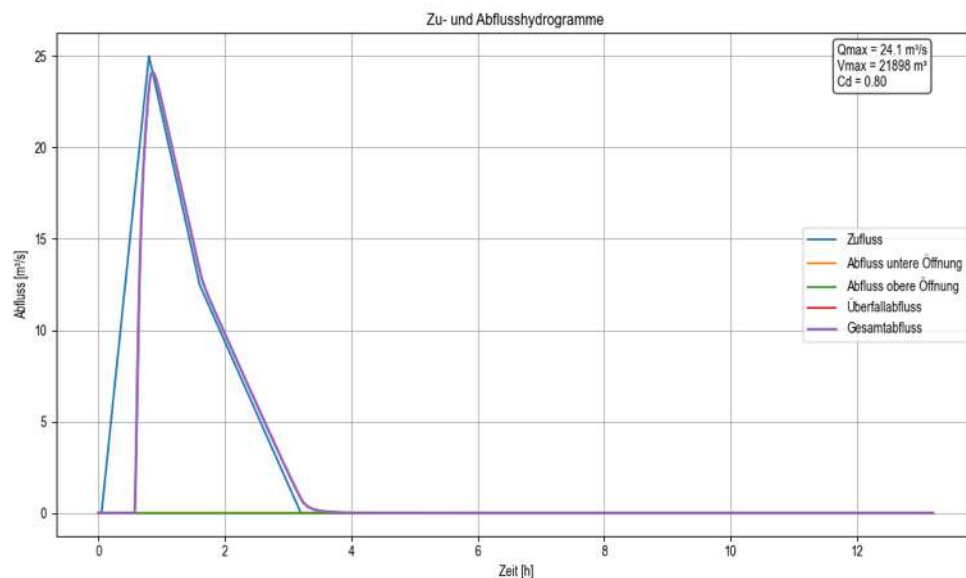


Abbildung 10:
Zu- und Abflusshydro-
gramme für HQ_{30} mit
Verklauung.

HQ_{100}

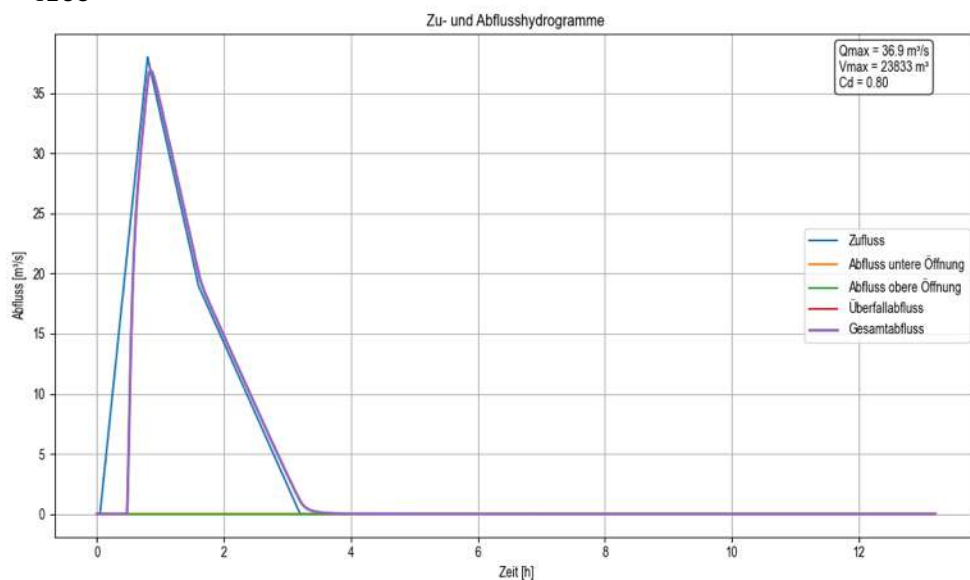
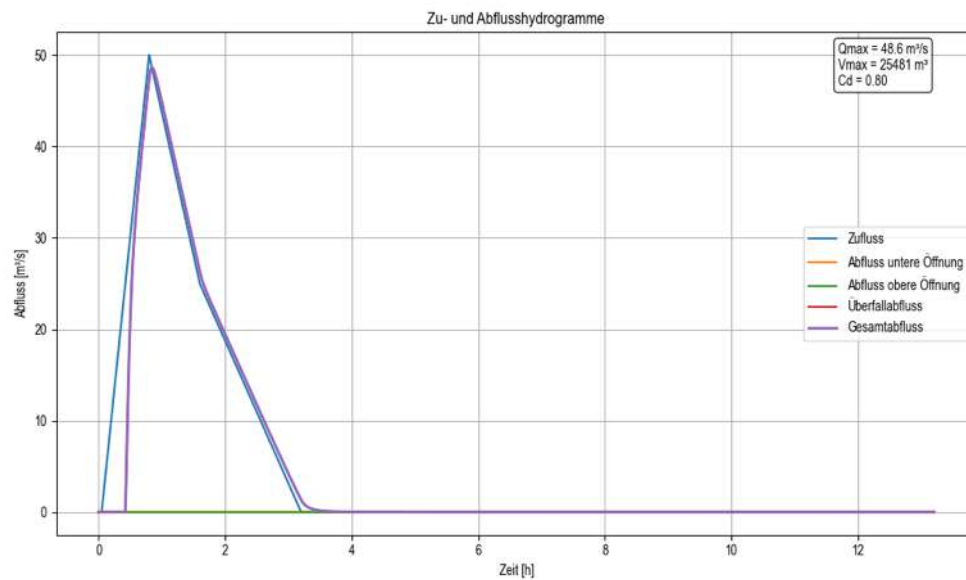


Abbildung 11:
Zu- und Abflusshydro-
gramme für HQ_{100} mit
Verklauung.

Abbildung 12:
Zu- und Abflusshydro-
gramme für HQ₃₀₀ mit
Verklausung.

HQ₃₀₀



Schlussfolgerung

Die rechnerisch festgestellte Reduktion der Abflussspitze für beide Varianten (ohne und mit Verklausung) ist gering und hydraulisch kaum relevant. Aufgrund der sehr kurzen Füllzeit des Sammlers ist von keiner wesentlichen Dämpfungswirkung auszugehen.

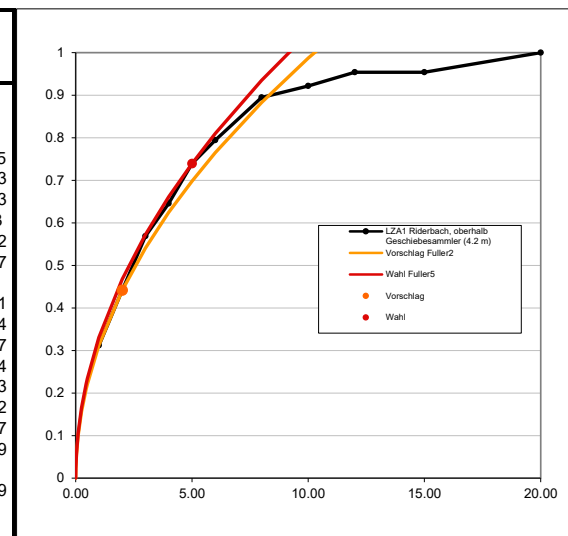
Beilage 1: Linienzahlanalyse 1 & 2

LZA1 Riderbach, oberhalb Geschiebesammler (4.2 m)										dm
Fraktion [cm]	n	delta [%]	d _i [cm]	p _{ic}	Vorschlag	Fuller2	Wahl	Fuller5	Resultat Zusammen	
[Spalte] (Bild 7)			[1]	[8]	2	2.000	5	5.000	5	
						0.441		0.739		
			0		0	0	0	0	0.000	0
			0.005		0.005	0.022	0.005	0.023	0.005	0.023373
			0.03		0.03	0.054	0.03	0.057	0.030	0.057251
			0.1		0.1	0.099	0.1	0.105	0.100	0.104526
			0.25		0.25	0.156	0.25	0.165	0.250	0.16527
			0.45		0.45	0.209	0.45	0.222	0.450	0.221733
			0.5		0.5	0.221	0.5	0.234	0.500	0.233727
0.5 - 1	33	0.229	1	0.312	1	0.312	1	0.331	1.000	0.33054
1 - 2	40	0.278	2	0.441	2	0.441	2	0.467	2.000	0.467453
2 - 3	26	0.181	3	0.569	3	0.541	3	0.573	3.000	0.572511
3 - 4	12	0.083	4	0.645	4	0.624	4	0.661	4.000	0.661079
4 - 5	12	0.083	5	0.739	5	0.698	5	0.739	5.000	0.739109
5 - 6	6	0.042	6	0.794	6	0.765	6	0.810	6.000	0.794204
6 - 8	9	0.063	8	0.894	8	0.883	8	0.935	8.000	0.894433
8 - 10	2	0.014	10	0.922	10	0.987	10	1.045	10.000	0.921666
10 - 12	2	0.014	12	0.954	12	1.081	12	1.145	12.000	0.953641
12 - 15	0	0.000	15	0.954	15	1.209	15	1.280	15.000	0.953641
15 - 20	2	0.014	20	1.000	20	1.396	20	1.478	20.000	1
20 - 25	0	0.000	25	1.000	25	1.561	25	1.653	25.000	1
25 - 30	0	0.000	30	1.000	30	1.710	30	1.810	30.000	1
30 - 35	0	0.000	35	1.000	35	1.847	35	1.955	35.000	1
35 - 40	0	0.000	40	1.000	40	1.974	40	2.091	40.000	1
40 - 50	0	0.000	50	1.000	50	2.207	50	2.337	50.000	1
50 - 60	0	0.000	60	1.000	60	2.418	60	2.560	60.000	1
60 - 80	0	0.000	80	1.000	80	2.792	80	2.956	80.000	1
80 - 100	0	0.000	100	1.000	100	3.122	100	3.305	100.000	1
100 - 120	0	0.000	120	1.000	120	3.419	120	3.621	120.000	1
120 - 150	0	0.000	150	1.000	150	3.823	150	4.048	150.000	1
150 - 200	0	0.000	200	1.000	200	4.414	200	4.675	200.000	1
> 200										
Summe:	144	1								

☒ Deckschicht 0.25

▲ Fuller auf
▼ Fuller ab

dm	3.6543
d16	0.24
d35	1.14
d65	3.87
d84	6.91
d90	8.41
sigma	5.40



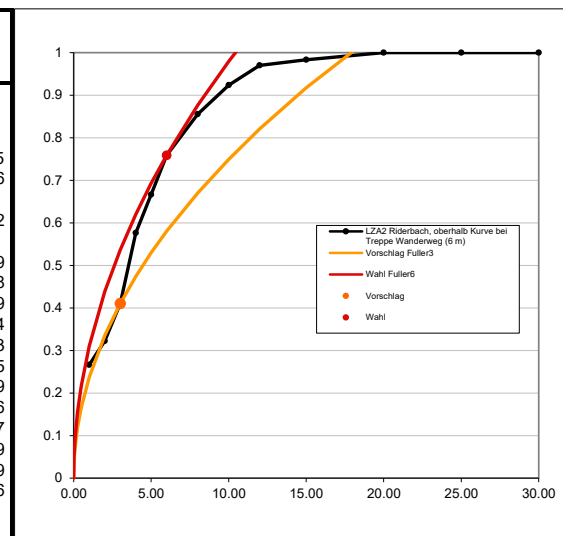
Eingabe: Ergebnisse Linienzahlanalyse in den roten Rahmen von Kolonne B (alle übrigen Felder werden berechnet)
 Ankreuzen, ob Probe Deckschicht oder nicht ist.
 Programm schlägt Fullerkurve zur Zusammenlegung vor = orange Fullerkurve
 Wahl von eigener Fullerkurve (Wert 1 bis 12) in rotes Kästchen von Kolonne AD -> rote Fullerkurve
 Resultat: zusammengelegte KVK (Wahl Fuller + Probe) in grün, charakteristische Durchmesser in grünem Kästchen

LZA2 Riderbach, oberhalb Kurve bei Treppe Wanderweg (6 m)										dm	
Fraktion [cm]	n	delta [%]	d _i [cm]	p _{ic}	Vorschlag	Fuller3	Wahl	Fuller6	Resultat	Zusammen	
[Spalte] (Bild 7)			[1]	[8]	3	3.000	6	6.000	6		
						0.410		0.759			
			0		0	0	0	0	0.000	0	0
			0.005		0.005	0.017	0.005	0.022	0.005	0.021904	5.48E-05
			0.03		0.03	0.041	0.03	0.054	0.030	0.053654	0.000556
			0.1		0.1	0.075	0.1	0.098	0.100	0.097959	0.00288
			0.25		0.25	0.118	0.25	0.155	0.250	0.154887	0.009962
			0.45		0.45	0.159	0.45	0.208	0.450	0.207803	0.01852
			0.5		0.5	0.167	0.5	0.219	0.500	0.219043	0.005339
0.5 - 1	12	0.079	1	0.266	1	0.237	1	0.310	1.000	0.309774	0.068048
1 - 2	24	0.158	2	0.322	2	0.335	2	0.438	2.000	0.438086	0.192469
2 - 3	25	0.164	3	0.410	3	0.410	3	0.537	3.000	0.536544	0.246144
3 - 4	36	0.237	4	0.576	4	0.474	4	0.620	4.000	0.619548	0.290513
4 - 5	16	0.105	5	0.666	5	0.530	5	0.693	5.000	0.692676	0.329075
5 - 6	14	0.092	6	0.759	6	0.580	6	0.759	6.000	0.758788	0.363619
6 - 8	12	0.079	8	0.855	8	0.670	8	0.876	8.000	0.855036	0.673736
8 - 10	7	0.046	10	0.924	10	0.749	10	0.980	10.000	0.923683	0.617827
10 - 12	4	0.026	12	0.970	12	0.820	12	1.073	12.000	0.969742	0.506639
12 - 15	1	0.007	15	0.983	15	0.917	15	1.200	15.000	0.983306	0.183119
15 - 20	1	0.007	20	1.000	20	1.059	20	1.385	20.000	1	0.292146
20 - 25	0	0.000	25	1.000	25	1.184	25	1.549	25.000	1	0
25 - 30	0	0.000	30	1.000	30	1.297	30	1.697	30.000	1	0
30 - 35	0	0.000	35	1.000	35	1.401	35	1.833	35.000	1	0
35 - 40	0	0.000	40	1.000	40	1.498	40	1.959	40.000	1	0
40 - 50	0	0.000	50	1.000	50	1.675	50	2.190	50.000	1	0
50 - 60	0	0.000	60	1.000	60	1.835	60	2.399	60.000	1	0
60 - 80	0	0.000	80	1.000	80	2.118	80	2.771	80.000	1	0
80 - 100	0	0.000	100	1.000	100	2.369	100	3.098	100.000	1	0
100 - 120	0	0.000	120	1.000	120	2.595	120	3.393	120.000	1	0
120 - 150	0	0.000	150	1.000	150	2.901	150	3.794	150.000	1	0
150 - 200	0	0.000	200	1.000	200	3.350	200	4.381	200.000	1	0
> 200											

☒ Deckschicht 0.25

▲ Fuller auf
▼ Fuller ab

dm	3.8006
d16	0.27
d35	1.31
d65	4.42
d84	7.69
d90	9.31
sigma	5.34



Eingabe: Ergebnisse Linienanzahlanalyse in den roten Rahmen von Kolonne B (alle übrigen Felder werden berechnet)
 Ankreuzen, ob Probe Deckschicht oder nicht ist.
 Programm schlägt Fullerkurve zur Zusammenlegung vor = orange Fullerkurve
 Wahl von eigener Fullerkurve (Wert 1 bis 12) in rotes Kästchen von Kolonne AD -> rote Fullerkurve
 Resultat: zusammengelegte KVK (Wahl Fuller + Probe) in grün, charakteristische Durchmesser in grünem Kästchen