

KANTON

NIDWALDEN



GEMEINDEN

OBERDORF/
WOLFENSCHIESSEN

Hochwasserschutz Buoholzbach

Auflageprojekt

Technischer Bericht Stauanlage

Auftraggeber:		
Bauherrschaft:	Projektleiter Bauherr:	Stv. Projektleiter Bauherr:
Landwirtschafts- und Umweltdirektion Kanton Nidwalden Amt für Wald und Naturgefahren Stansstadterstrasse 59 Postfach 1251 6371 Stans	 KISSLING + ZBINDEN AG INGENIEURE PLANER USIC Tempelstrasse 8A Fon 033 334 20 50 3608 Thun www.kzag.ch martin.andres@kzag.ch	INDERGAND AG Bauherrenunterstützung Raumplanung – Planungs-/Baurecht Chälengasse 26 Fon 079 257 03 39 6053 Alpnachstad u.indergand@indergand-ag.ch

Projektbearbeitung:		
Bauingenieur:	Hydraulik/Geschiebe:	Prüfingenieur:
 SCHUBIGER AG BAUINGENIEURE 6052 Hergiswil Fon 041 632 66 22 6375 Beckenried info@schubiger-nw.ch 6048 Horw www.schubiger-nw.ch	Beffa tognacca gmbh A San Rocch Fon 091 863 44 41 6702 Claro www.fluvial.ch	 DR. VOLLENWEIDER AG GEOTECHNIK GRUNDBAU TUNNELBAU Badenerstrasse 621 Fon 043 343 30 24 8048 Zürich

Datum:	erst.	gepr.	Anlage Nummer	Format:
06.12.2023	tvb/dr	sc	6.1	A4
a 12.04.2024	tvb/dr	sc		Dok. Nr.: 2287-4005a
b				
c				
d				

Inhaltsverzeichnis

1	Technischer Bericht	3
1.1	Grundelemente	3
1.1.1	Beschreibung des Bauprojektes	3
1.1.2	Ziel	9
1.1.3	Projektbezogene Grundlagen	9
1.2	Lage und Rahmenbedingungen	10
1.2.1	Bauwerke und bestehende Infrastruktur	10
1.2.2	Topographie, geomorphologischer Rahmen	11
1.2.3	Untergrundverhältnisse	11
1.2.4	Allgemeine Seismizität des Standortes	12
1.2.5	Naturgefahren	12
1.2.6	Hydrologie	14
1.2.7	Füllkurve des Stausees, Stauzielkote, Stauhöhe, Stauraumvolumen	15
1.2.8	Geschiebe, Konzept der Sedimentbewirtschaftung	15
1.2.9	Probeentnahmen	16
1.2.10	Weitere projektbezogene Anforderungen und Einschränkungen	16
2	Strukturanalyse und Sicherheitsprüfung	17
2.1	Elemente des Tragsystems	17
2.1.1	Tragsystem	17
2.1.2	Konstruktive Gestaltung (Fugen, Kontakt Beton-Fels)	17
2.1.3	Materialeigenschaften der Sperre	17
2.1.4	Materialeigenschaften der Foundation, vorgesehene Injektionen, Drainagen	18
2.1.5	Bauweise	20
2.1.6	Sicherheitsrelevante Nebenanlagen	21
2.2	Nachweise konstruktive Sicherheit	21
2.2.1	Berechnungsgrundlagen, individuelle Einwirkungen, kombinierte Einwirkungen	21
2.2.2	Modellierung, Berechnungen	25
2.2.3	Statische Nachweise der Stauanlage	28
2.2.4	Uferstabilität, Impulswellen	39
2.2.5	Erdbebensicherheit	40
2.3	Nachweis der Hochwassersicherheit und der Sicherheit der Entlastungs- und Ablassorgane	40
2.3.1	Hydrograph der Zuflüsse und Abflüsse (Retention), Festlegung des Bemessungs- und Sicherheitshochwassers	40
2.3.2	Bemessung der Entlastungs- und Ablassorgane (Kapazität, Freibord, Hydraulik), Gefahrenkote	41
2.3.3	Festlegung des Hochwassers für Revisions- und Bauzustände	42
2.4	Notfallplanung	42
2.4.1	Flutwellenkarte im Falle des Bruchs der Sperre	42
2.4.2	Elemente des Alarmierungssystems	43
2.5	Instrumentierung, Überwachungskonzept, Kontrollen	43
2.5.1	Instrumentierung und Überwachungskonzept während des Betriebs der Stauanlage und während den Bauarbeiten	43
2.5.2	Programm für die Materialkontrollen während der Bauarbeiten	43
3	Zusätzliche Elemente für den besonderen Fall des Umbaus einer Stauanlage	44
4	Pläne und Bauprogramm	45

Inhaltsverzeichnis

4.1	Situation, Grundriss, Ansichten, Schnitte, konstruktive Details	45
4.2	Vorgesehenes Bauprogramm	45

Beilagen

Dok.-Nr.	Bezeichnung	Format
2287-4005.1	Gefährdungsbilder Stauanlage	A3
2287-4005.2	Larix-Berechnungen (Geotechnische Nachweise)	A4
2287-4005.3	Axis-Berechnungen (Stahlbetonbemessung Auslaufbauwerk)	A3
2287-4005.4	Excel-Berechnungen (Biege- und Querkraftnachweise)	A3
2287-44	Bewirtschaftungs- und Unterhaltskonzept (mit Beilagen)	A4
2287-61	Prüf- und Kontrollplan	A4
2287-407	Bauphasenplan	A3
2287-431ff	Diverse Planbeilagen (2287-431a, 2287-451a, 2287-452a, 2287-457a, 2287-472a, 2287-492a, 2287-494a, 2287-495a, 2287-531a, 2287-532a, 2287-533a, 2287-534a)	diverse
2287-4006	Überwachungskonzept Stauanlage	A4
2287-4008	Notfallkonzept	A4

1 Technischer Bericht

1.1 Grundelemente

1.1.1 Beschreibung des Bauprojektes

Der Buholzbach in den beiden Gemeinden Oberdorf und Wolfenschiessen weist aufgrund seines grossen Geschiebepotentials eine sehr grosse Gefährdung für grosse Flächen im Kanton Nidwalden, insbesondere in den Gemeinde Dallenwil, Stans und Stansstad, vor. Mit dem Hochwasserschutzprojekt am Buholzbach soll diese Gefährdung durch den Bau von Leitdämmen und eines grossen Geschieberückhalteraums stark reduziert werden. Weitere Projektbestandteile sind neuen Erschliessungsstrassen inkl. der Bau von neuen Brücken, die Verlegung des Mündungsbereichs vom Buholzbach in die Engelbergeraas sowie zahlreiche Werkleitungsverlegungen.

Das Rückhaltevolumen vom neuen Geschieberückhalteraum ist auf ein 300-jährliches Ereignis ausgelegt. Der Rückhalt wird durch den Leitdamm im Süden (Leitdamm Süd) und dem Abschlussbauwerk im Westen, bestehend aus einer Stahlbetonmauer und drei Entlastungsöffnungen in Form von Überfallsektionen gewährleistet. Im Norden schliesst das Abschlussbauwerk an die bestehende Geländekante auf dem Schwemmkegel vom Buholzbach an (siehe auch Abbildung 1).

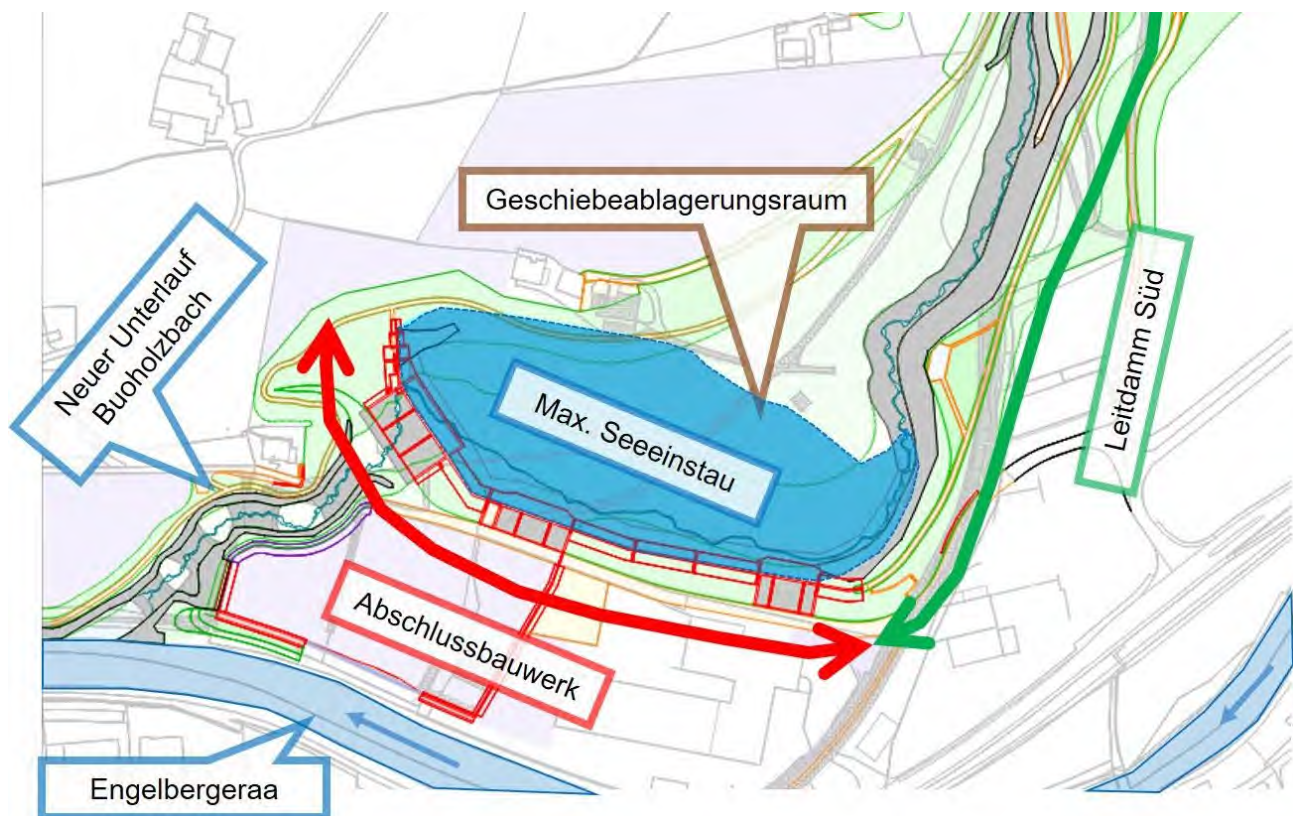


Abbildung 1: Situationsplan mit dem Leitdamm Süd sowie dem Abschlussbauwerk und den weiteren Bauwerken (Quelle: Schubiger AG)

Im Ereignisfall wirkt der Geschieberückhalteraum als Stauraum für das anfallende Geschiebe, Feinsediment und Wasser. Aufgrund der Stauhöhe von 10.13 m beim Auslaufbauwerk (Dimensionierungsereignis) und des Rückhaltevolumens von ca. 80'000 m³ bei einem SeeEinstau bis zur Kote von 496.73 m.ü.M (HQ₃₀₀, kurz = Dimensionierungsereignis) wird die Anlage (der Geschieberückhalteraum am Buholzbach) gemäss Stauanlagengesetz der Stauanlagenklasse III zugeteilt (siehe Abbildung 2).

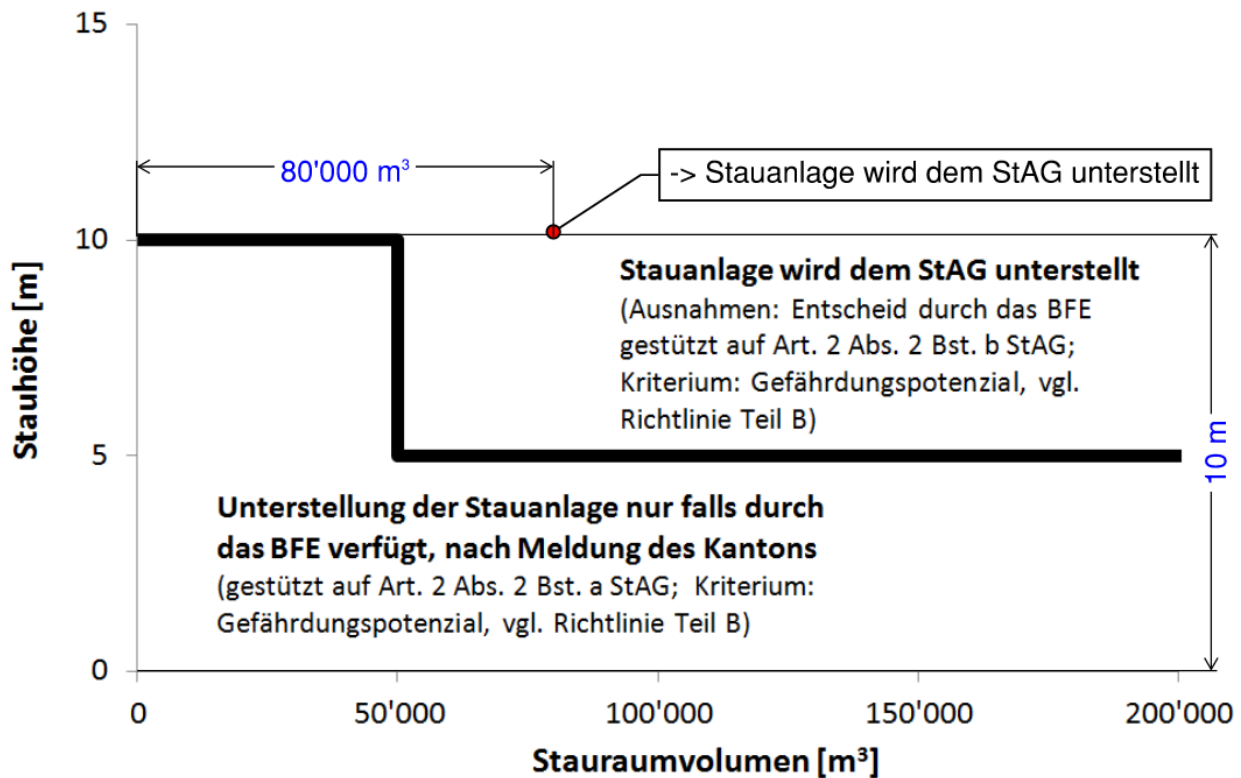


Abbildung 2: Geltungsbereich der Stauanlagengesetzgebung (Grössenkriterium: Art. 2 Abs. 1 StAG)

In den folgenden Tabelle 1 werden die wichtigsten Bauteile der Anlage zusammenfasst aufgeführt. Bei sämtlichen Bauteilen der Anlage liegt das Hauptziel beim Geschieberückhalt bis zu den Schutzzielen sowie bei der Einhaltung der Anforderung an die Stauanlagengesetzgebung. Die Lage der einzelnen Bauteile ist in der folgenden Abbildung 3 dargestellt.

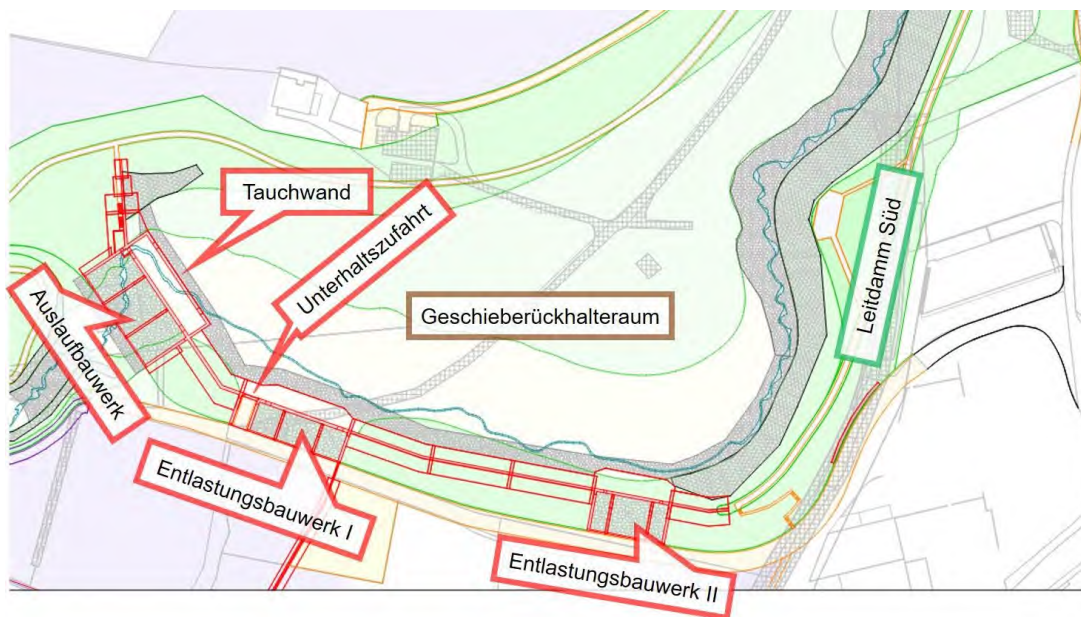


Abbildung 3: Übersicht über die wichtigsten Anlagebauteile.

Tabelle 1: Beschrieb der einzelnen Bauteile vom Geschieberückhalteraum am Buoholzbach (Leitdamm Süd und Stahlbetonmauern vom Abschlussbauwerk).

Bauteil	Beschrieb
Leitdamm Süd	Ca. 600 m langer neuer Damm mit geeignetem Schüttmaterial aus dem Aushub des Geschieberückhalterausms. Erhöhungen des best. Terrains um 4-8 m (innerhalb des heutigen Geschiebesammlers bis zu 13 m). Die Dammkrone weist eine minimale Breite von 3.5 m auf. Die Böschungsneigungen sind variabel und betragen zwischen 1:8 (luftseitig) bis 2:3 Wasserseitig wird der Damm mit Blocksätzen in Filterschicht vor Erosion geschützt. Die Blocksätze sind überdeckt und mit örtlich affinen Blöcken geplant. Sie berücksichtigen die Höhen der erwarteten Murgänge (EHQ) bzw. die maximalen Fliesstiefen von einem 300-jährlichen Murgangereignis und einem nachgelagerten Hochwasserereignis HQ₁₀₀. Auf den untersten ca. 100 m ist eine Erdbewehrung mit Lagenabstand von 1.20 m zur Gewährleistung der Dammstabilität vorgesehen. Die Bewehrung ist über die gesamte Dammbreite vorgesehen. Im Einstaubereich (bis maximaler Wasserspiegel bei SHQ) ist unmittelbar hinter der Filterschicht der Blocksätze eine Abdichtung in Form von Bentonitmatten vorgesehen.

Abschlussbauwerk: Stahlbetonmauer	Ca. 290 m lange Stahlbetonkonstruktion als unterer Abschluss des Geschieberückhalte- raums. Die Stahlbetonkonstruktion setzt sich aus einer Abschlussmauer, drei Entlastungssperren (Auslaufbauwerk, Entlastungsbauwerk I & Entlastungsbauwerk II) für den Überlastfall sowie einem Unterhaltszugang zusammen. Die Wanddicke variiert zwischen 60 und 120 cm. Die Höhe der Stahlbetonkonstruktion (inkl. Riegel gegen das Gleiten) beträgt zwischen knapp 5 und gut 15 m. Die Fundamentbreite beträgt zwischen 4.60 und 12 m. Die Abschlussmauer wird beidseitig wo möglich eingeschüttet. Die sichtbaren Stahlbetonflä- chen werden mit Anthrazit-Farbe eingefärbt. Luftseitig werden die Anschüttungen bestockt.
-----------------------------------	--

Tabelle 2: Beschrieb der einzelnen Bauteile vom Geschieberückhalteraum am Buoholzbach (Auslaufbauwerk und Entlastungsbauwerk I).

Bauteil	Beschrieb
Abschlussbauwerk: Auslaufbauwerk	Das Auslaufbauwerk ist 41.50 m breit und inkl. Tauchwand knapp 30 m lang. Es besteht aus einer Tauchwand, einer Sperre mit Grundablass und Überfallsektion sowie einem Tosbecken mit seitlichen Leitwerken, zwei Aussteifungen und einer Vorsperre. Die Tauchwand liegt knapp 8 m oberhalb von der Sperre und dient dem Holzurückhalt. Der Abstand ist auf die möglichen Stammlängen von Schwemholz ausgelegt. Die Unterkante der Tauchwand liegt 1 m unterhalb der Überfallsektion, um den Schwemholzurückhalt oberhalb der Tauchwand im Hochwasserfall (Seenbildung) zu gewährleisten. Das Wasser kann im Ereignisfall frontal unter der Tauchwand in Richtung Überfallsektion entweichen und abfließen. Der Grundablass der Sperre weist eine Breite von 1.5 m und eine lichte Höhe von 2 m auf. Sie ist bewusst klein gehalten, dass der Geschiebeaustrag aus dem Geschieberückhalteraum im Ereignisfall möglichst klein ist. Ebenfalls ist eine Niederwasserrinne im Grundablass vorgesehen. Ab einem Abfluss von gut 20 m³/s wird eine Seebildung im Rückhalteraum zugelassen. Die Grundablassöffnung wird durch eine verstellbare Schütze mit hydraulischem Antrieb ausgestattet. Diese Schütze ist notwendig, um bei langen Hochwasserereignissen den Geschiebetrieb komplett zu unterbinden. Im Normalbetrieb ist die Schütze geöffnet. Ebenso bei kurzen Hochwasserereignissen. Der Sperrenüberfall weist eine Breite von 30 m auf. Die Höhe der Sperre gegenüber der Gerinnesohle beträgt 8.75 m. Die Sperrenflügel sind gegenüber der Überfallsektion um 2.25 m erhöht. Das Tosbecken und die seitlichen Leitwerke weisen eine Länge von 18.60 m auf. Das Tosbecken ist mit örtlich affinen Natursteinblöcken ausgebildet um die Energiedissipation sowie die Sicherheit vor Kolkungen zu gewährleisten. Die Steine sind so angeordnet, dass eine Niederwasserrinne vorliegt und die Durchgängigkeit für Fische ermöglicht wird. Das Tosbecken wird durch eine Vorsperre abgeschlossen, welche zentral eine vertiefte Abflussektion inkl. Ausparung für das Niedrigwasser vorweist. Wird die Sperre überströmt, so bildet sich aufgrund der Vorsperre ein Einstau im Tosbecken (bessere Energiedissipation). Der Wechselsprung erfolgt innerhalb vom Tosbecken. Zur Energiedissipation des Ausflusstrahls beim Grundablass sind Störvorrichtungen im Tosbecken vorgesehen. Die Stahlbetonelemente brechen den Strahl und verhindern grössere Wasseraustritte über die Vorsperre in direkter Fliessrichtung (Schutz der Liegenschaft im Unterwasser). Der Abfluss überströmt die Vorsperre dadurch kontrolliert zentral. Die beiden Aussteifungen weisen wasserseitig Längen von 5 m auf.

Tabelle 3: Beschrieb der einzelnen Bauteile vom Geschieberückhalteraum am Buoholzbach (Entlastungsbauwerk II und Unterhaltszufahrt)

Bauteil	Beschrieb
Abschlussbauwerk: Entlastungsbauwerk I	Das Entlastungsbauwerk I ist gut 36 m breit und knapp 13 m lang. Es besteht aus einer Sperre mit Überfallsektion sowie einem Tosbecken mit seitlichen Leitwerken, zwei Aussteifungen und einer Vorsperre. Der Sperrenüberfall weist eine Breite von 26 m auf. Die Höhe der Sperre gegenüber der Gerinnesohle beträgt gut 7 m. Die Sperre liegt 1.20 m über der Überfallsektion vom Auslaufbauwerk. Die Höhe ist ausgelegt auf die Hochwasserabflüsse, so dass kein verfrühter Wasseraustritt über das Entlastungsbauwerk I erfolgt (ab HQ100). Die Sperrenflügel sind gegenüber der Überfallsektion um 1.95 m erhöht. Das Tosbecken und die seitlichen Leitwerke weisen eine Länge von knapp 13 m auf. Das Tosbecken ist mit örtlich affinen Natursteinblöcken ausgebildet um die Energievernichtung sowie die Sicherheit vor Kolkungen zu gewährleisten. Das Tosbecken wird durch eine Vorsperre abgeschlossen, welche zentral eine vertiefte Abflussektion vorweist, welche auf die unterliegende Muldensituation der Zufahrt Industrie ausgelegt ist. Die beiden Aussteifungen weisen wasserseitig Längen von 5 m auf.
Abschlussbauwerk: Entlastungsbauwerk II	Das Entlastungsbauwerk II ist 29 m breit und gut 16 m lang. Es besteht aus einer Sperre mit Überfallsektion sowie einem Tosbecken mit seitlichen Leitwerken, zwei Aussteifungen und einer Vorsperre. Die Sperre ist komplett eingeschüttet und luftseitig nicht sichtbar. Der Sperrenüberfall weist eine Breite von 20 m auf. Die Höhe der Sperre gegenüber der Gerinnesohle beträgt gut 8 m. Die Höhe der Überfallsektion ist auf die mögliche Entlastung bei einem extremen Murgangereignis ausgelegt. Die Sperrenflügel sind gegenüber der Überfallsektion um 1 m erhöht. Das Tosbecken und die seitlichen Leitwerke weisen eine Länge von gut 16 m auf. Das Tosbecken ist mit örtlich affinen Natursteinblöcken ausgebildet um die Energievernichtung sowie die Sicherheit vor Kolkungen zu gewährleisten. Das Tosbecken wird durch eine Vorsperre abgeschlossen. Die beiden Aussteifungen weisen wasserseitig Längen von 5 m auf.
Abschlussbauwerk: Unterhaltszufahrt	Zwischen dem Abschlussbauwerk und der Entlastungssperre I ist ein Unterhaltszugang vorgesehen. Dieser ist mit Dammbalken (Betonelemente) geschlossen. Der Zugang ist für die ausserordentlichen Räumungen der Ablagerungen innerhalb vom Geschieberückhalteraum vorgesehen. Der Zugang soll sowohl von oben als auch von unten möglich sein. Der Zugang weist eine Breite von 5 m auf. Die Mauerhöhe beträgt luftseitig knapp 8 m, wasserseitig knapp 10 m. Der Höhenversatz ist bewusst so vorgesehen.

1.1.2 Ziel

Das Ziel des Bauvorhabens besteht darin, den Hochwasserschutz ausgehend vom Buoholzbach für den gesamten Stanser Talboden bis zu einem 300-jährlichen Ereignis sicherzustellen. Dafür muss gewährleistet werden, dass bei einem solchen Ereignis kein Geschiebe vom Buoholzbach in die Engelbergeraai eingetragen werden kann, welches sich nachteilig auf den Abflussquerschnitt der Engelbergeraai auswirkt.

Die Anlage dient ausschliesslich dem Hochwasserschutz. Der Rückhalteraum wird nicht zur Energiegewinnung verwendet und ist im Normalfall bzw. statistisch nur ca. alle 10 Jahre bis zur Staukote mit Wasser und teilweise mit Geschiebe gefüllt.

Für das Bauwerk wird eine Nutzungsdauer gemäss Tabelle 4 vorgesehen. Die Nutzungsdauer wird mit entsprechenden Überwachungs- und Unterhaltsmassnahmen nach SIA 469 gewährleistet.

Tabelle 4: Geplante Nutzungsdauer des Bauwerks

Bauteil	Nutzungsdauer
Stahlbeton (Tragkonstruktion)	80 Jahre
Abdichtung	80 Jahre
Dämme	80 Jahre
Stahlbauteile	80 Jahre (Oberflächenschutz: 25 Jahre)
Gerinneverbauungen	80 Jahre
Tiefenfundation	80 Jahre

1.1.3 Projektbezogene Grundlagen

Es liegen folgende interne Plangrundlagen vor:

- [1] Hochwasserschutz Buoholzbach, Bauprojekt, Schubiger AG Bauingenieure, September 2023.

Es liegen folgende Berichte vor:

- [2] Ersterarbeitung Gefahrenkarte Oberdorf, Oeko-B AG, 2006
- [3] Buoholzbach, Kurzbericht Nr. 09-13, Eidgenössische Forschungsanstalt WSL, 09.09.2013
- [4] Hochwasserschutz Buoholzbach, Vorprojekt mit Beilagen, Schubiger AG Bauingenieure, November 2022
- [5] Hydrologischer Atlas der Schweiz (HADES), Extreme Punktniederschläge, 2022
- [6] Plausibilisierung Hochwasserabflüsse Buoholzbach, Schubiger AG Bauingenieure, 24.03.2023
- [7] Diverse Murgang- und Hochwassersimulationen, beffa tognacca sagl, April 2023
- [8] Geologischer Bericht «Oberdorf/Wolfenschiessen, Hochwasserschutz Buoholzbach», Bericht Nr. 2322377.1, Geotest AG, Wolfenschiessen, Stand 12.06.2023.
- [9] Umweltverträglichkeitsbericht Hochwasserschutz Buoholzbach, Tensor, 01.09.2023

Weiter werden folgende Unterlagen für die Bemessung des Bauwerks berücksichtigt:

- [10] ASTRA Dokumentation 82017 «Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken – Bemessung und Überprüfung», Bundesamt für Strasse ASTRA, Ausgabe 2019 V1.00.
- [11] ASTRA Dokumentation 82018 «Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken – Fallbeispiele», Bundesamt für Strasse ASTRA, Ausgabe 2019 V1.00.

Die Rückhaltesperre unterliegt der Stauanlagen-Verordnung des Bundes (StAG). Aus diesem Grund müssen die Bemessung und die Nachweise nach den folgenden Dokumenten geführt werden:

- [12] Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil A: «*Allgemeines*», Bundesamt für Energie, BFE, Version 2.0 (01.03.2015).
- [13] Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil B: «*Besonderes Gefährdungspotenzial als Unterstellungskriterium*», Bundesamt für Energie, BFE, Version 2.0 (25.05.2014).
- [14] Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C1: «*Planung und Bau*», Bundesamt für Energie, BFE, Version 2.1 (28.08.2017).
- [15] Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C2: «*Hochwassersicherheit und Stauseeabsenkung*», Bundesamt für Energie, BFE, Version 2.02 (03.10.2018).
- [16] Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C3: «*Erdbebensicherheit*», Bundesamt für Energie, BFE, Version 2.1 (14.07.2021).

Ausserdem werden für die Bemessung der Stahlbetonbauteile die aktuellen SIA-Normen verwendet.

- [17] SIA 260 (Norm), «*Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*», Norm Ausgabe 2013, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.
- [18] SIA 261 (Norm), «*Einwirkungen auf Tragwerke*», Norm Ausgabe 2020, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2020.
- [19] SIA 262 (Norm), «*Betonbau*», Norm Ausgabe 2013, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.
- [20] SIA 262/1 (Norm), «*Betonbau – ergänzende Festlegungen*», Norm Ausgabe 2013, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.
- [21] SIA 263 (Norm), «*Stahlbau*», Norm Ausgabe 2013, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.
- [22] SIA 263/1 (Norm), «*Stahlbau – ergänzende Festlegungen*», Norm Ausgabe 2013, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.
- [23] SIA 267 (Norm), «*Geotechnik*», Norm Ausgabe 2013, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.
- [24] SIA 267/1 (Norm), «*Geotechnik – ergänzende Festlegungen*», Norm Ausgabe 2013, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.

1.2 Lage und Rahmenbedingungen

1.2.1 Bauwerke und bestehende Infrastruktur

Die Anlage ist auf dem Schwemmkegel vom Buholzbach direkt oberhalb vom Industrieareal Hofwald geplant. Diese Industriezone kann durch die vorgesehenen Hochwasserschutzmassnahmen erhalten werden. Der Geschieberückhalteraum ist auf heutigen Flächen vom Gerinne des Buholzbachs, auf Wald- sowie auf Landwirtschaftsflächen geplant.

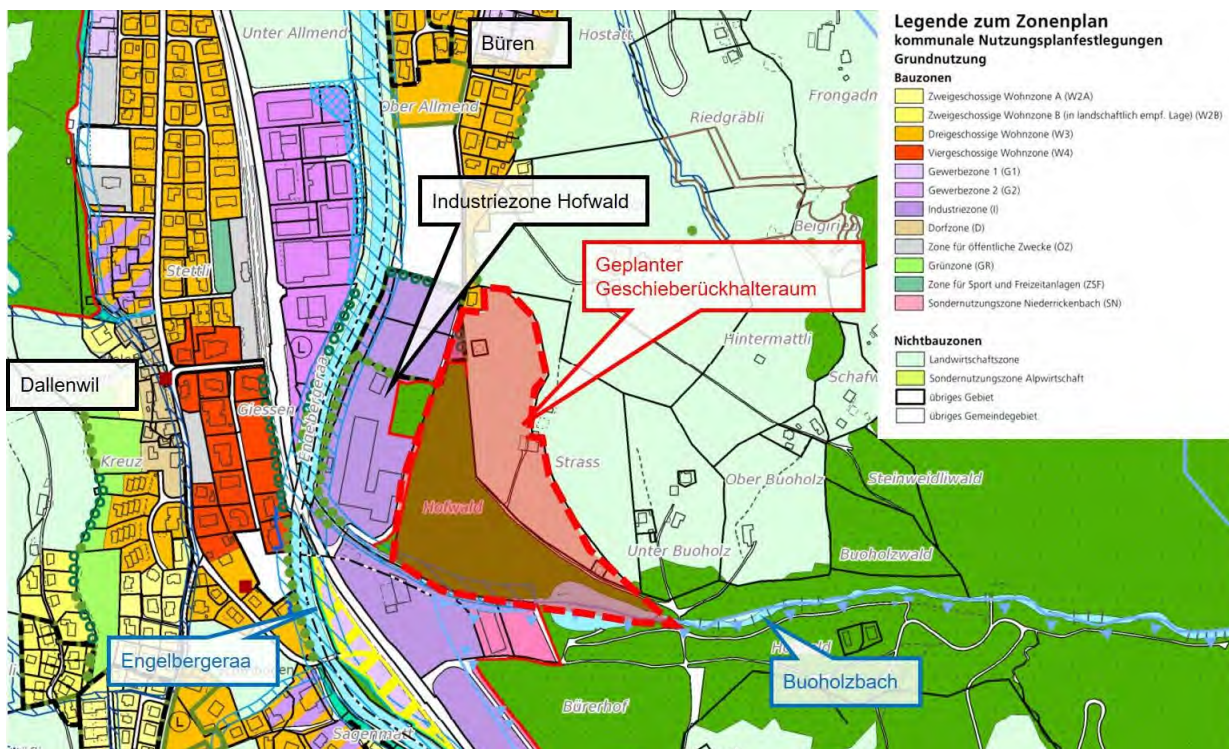


Abbildung 4: Auszug aus der Karte Nutzungsplanung vom GIS des Kantons Nidwaldens mit Darstellung des geplanten Geschieberückhalteraus (Quelle: www.gis-daten.ch).

1.2.2 Topographie, geomorphologischer Rahmen

Das Einzugsgebiet des Buoholzbachs umfasst eine Fläche von ca. 13.5 km² und liegt in den beiden Gemeinden Oberdorf und Wolfenschiessen. Die Topographie ist durch den Vorstoss des Engelberger Gletschers während der letzten Eiszeit sowie durch nacheiszeitliche Rutschungen (Altzellen) geprägt. Im Unterlauf des Einzugsgebiets hat sich in der Vergangenheit ein ausgeprägter Bachschutzkegel gebildet. Das Gefälle des Kegels liegt bei ca. 15 %. Der geplanten Geschieberückhalteraum ist ausschliesslich auf dem Kegel vorgesehen.

1.2.3 Untergrundverhältnisse

Im folgenden Abschnitt werden die wichtigsten Erkenntnisse aus dem geologischen Bericht [8] zusammengefasst. Die Resultate der Baugrunduntersuchungen und weiterführende geologische Informationen können direkt dort entnommen werden.

Das Untersuchungsgebiet liegt im unteren Bereich des Bachschuttkegels des Buoholzbaches am südwestlichen Hangfuss des Buochserhorns (Abbildung 2). Die nacheiszeitlichen Talfüllungen sind hier hauptsächlich von der Engelberger Aa und vom Buoholzbach geprägt. Auch durch den Steinibach, welcher nur wenig oberhalb des Buoholzbaches auf der Westseite in die Engelberger Aa mündet, hat ein wesentlicher Geschiebeeintrag stattgefunden. Die Ablagerungen der beiden Wildbäche bestimmen den Verlauf der Engelberger Aa. Bezüglich des Grundwasserflusses spielen sie ebenfalls eine wichtige Rolle, indem sie mit teilweise schlecht durchlässigen Ablagerungen (Murgangablagerungen) die Durchflusskapazität im Talquerschnitt verringern. Dies führt zu einem stark unterschiedlichen Gefälle des Grundwasserspiegels im Untersuchungsgebiet.

Aufgrund der durchgeführten Sondierungen können die Geologen den Untergrundaufbau im Bereich der geplanten Hochwasserschutzmassnahmen von oben nach unten mit folgendem Baugrundmodell beschreiben:

Tabelle 5: Baugrundmodell im Bereich Auslauf-/Entlastungsbauwerke, Geschieberückhalteraum bis Brücke Buholzbach

Schicht	Untergrenze [m.u.T.]	Geologische Interpretation, Beschreibung, Lagerungsdichte
A	ca. 1.0m bis 1.5m	Deckschicht / Auffüllungen Sand, kiesig / Kies, siltig, sandig Locker bis mitteldicht gelagert
B	unbekannt – mind. 30m	Bach- und Flussschotter Kies, schwach bis stark siltig, sandig mit Steinen und Blöcken mitteldicht – dicht gelagert

Die hydrogeologischen Verhältnisse sind dem geologischen Bericht in Kapitel 4.4 zu finden und werden hier kurz zusammengefasst.

Im Bereich der Engelberger Aa fliesst das Grundwasser gemäss der kantonalen Grundwasserkarte mit sehr unterschiedlichem Gradienten in Richtung Norden. Anhand der Ganglinien in den Piezometern können die sehr unterschiedlichen Gradienten und Flurabstände innerhalb des Projektperimeters bestätigt werden. Der Flurabstand beträgt rund 20 m und bei den weiter südlich/südwestlich gelegenen Messstellen je nach Topografie nur noch jeweils rund 10 m bis 14 m. Anhand des Verlaufs der Grundwasserisohypsen quer zum Bachschuttkegel ist eine Infiltration von Bachwasser des Buholzaches erkennbar. Der Gradient beträgt im Bereich des Geschieberückhalterums rund 8% bis 9%. Nördlich des Projektperimeters ist mit rund 1% Gefälle und südlich entlang der Engelberger Aa mit ca. 2% Gefälle des Grundwasserspiegels zu rechnen. Entlang des Bachschuttkegels infiltriert ein bedeutender Anteil des Abflusses in den Untergrund und trägt damit massgeblich zur Grundwasserneubildung bei. Das Wasser sickert, teilweise gestaut, auf undurchlässigeren Zwischenschichten treppenartig tiefer, bis es den Hauptgrundwasserleiter erreicht. Dies hat zur Folge, dass das Grundwasser Richtung Westen, respektive Nordwesten in die Talebene abfließt. Insbesondere im Bereich des Geschiebesammlers ist aufgrund dieser Grundwasserverhältnisse ein starkes Gefälle zu beobachten, welches rund 9 % beträgt.

1.2.4 Allgemeine Seismizität des Standortes

Die maximale Bodenbeschleunigung wird gemäss der Stauanlagenverordnung Teil C3 Formel (5) ermittelt und beträgt auf Fels $a_{gd} = 0.14g$. Hierfür wurden die Gefährungsdaten des Schweizerischen Erdbebendienstes verwendet (<http://hazard.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-spectra/>). Der Einfluss der Baugrundverhältnisse wird nach der StAG Teil C3 Formel (6) durch eine baugrundabhängige Proportionalitätskonstante (S) berücksichtigt. Die maximale horizontale Bodenbeschleunigung im Freifeld an der Geländeoberfläche (a_{gh}) ist somit gegeben als:

$$\text{➤ } a_{gh} = a_{gd} \cdot S = 0.14g \cdot 1.45 = \mathbf{0.20g}$$

1.2.5 Naturgefahren

Die massgebenden Gefahrenprozesse am Buholzbach sind Hochwasser mit Geschiebetrieb sowie Murgangereignisse. Bei den Hochwasserereignissen muss zwischen den kurzen Hochwassern mit hohen Abflüssen und den langanhaltenden Niederschlagsereignissen mit reduzierten Abflussspitzen aber mit grossem Geschiebetrieb unterschieden werden.

Bei den Murgangereignissen und den langanhaltenden Hochwassern kommt es vor allem zu einer Verfüllung des Rückhalteraums mit Geschiebe und Feinsedimenten. Der Anteil an Reinwasser im Rückhalteraum ist im Vergleich zu den kurzen Hochwasserereignissen deutlich reduziert. Dies, weil einerseits der Abfluss zu Beginn vom Ereignis durch die Grundablassöffnung abfließt. Andererseits ist die Geschiebefracht bei einem langanhaltenden Niederschlagsereignis so gross, dass ein Grossteil des Rückhalteraums mit der Geschiebefracht verfüllt wird.

Bei den kurzen Hochwasserereignissen ist aufgrund der hohen Abflussspitze davon auszugehen, dass sich im Rückhalteraum temporär ein See bildet. Dies, weil die Grundablassöffnung nicht die Kapazität von den erwarteten Abflussspitzen aufweist und eine Verklausung der Grundablassöffnung nicht ausgeschlossen werden kann. Während dem Abklingen der Hochwasserwelle wird sich die Seebildung im Rückhalteraum jedoch wieder auflösen.

Im Normalfall ist der Geschieberückhalteraum weder eingestaut noch mit Geschiebe verfüllt.

1.2.6 Hydrologie

Der Buoholzbach ist im Bereich vom Projektperimeter eine Restwasserstrecke. Die Wasserrfassung liegt auf einer Höhe von ca. 910 m.ü.M. und somit oberhalb vom oberen Projektperimeterrand. Die Restwasserabgabe beträgt in den Sommermonaten 120 l/s, zwischen September und April jeweils 80 l/s.

Vom Juni 2014 bis Juni 2016 wurden Abflussmessungen beim Geisssteg (Schwemmkegelhals) durchgeführt. Anhand von diesen Grundlagen ist mit folgendem Abflussregime innerhalb vom Projektperimeter zu rechnen:

Tabelle 6: Abflussregime im Buoholzbach gemäss [9].

Q _{Tage im Jahr}	Q ₃₀	Q ₈₀	Q ₁₅₀	Q ₂₂₀
Abfluss	1'000 l/s	250 l/s	120 l/s	80 l/s

Verlässliche Hochwasserbeobachtungen oder Messungen während Hochwassern sind beim Buoholzbach nicht verfügbar. Im Rahmen der Ersterarbeitung der Gefahrenkarte Oberdorf/Wolfenschiessen [2] wurden die Hochwasserspitzen für kurze, intensive Niederschlagsereignisse mit einem breit abgestützten Verfahren unter Zuhilfenahme mehrerer geeigneter Schätzformeln und -verfahren bestimmt (Koella, Forster, Melli-Müller, GIUB, VAW). Die damals bestimmten Hochwasserspitzen wurden in der Folge auch bei der Revision der Gefahrenkarte im Jahr 2012 als plausibel eingeschätzt und deshalb weiterverwendet.

Im Rahmen der Erarbeitung des vorliegenden Bauprojekts wurden die in der Vergangenheit verwendeten Hochwasserspitzen auf Forderung vom Bund unter Berücksichtigung der seit 2022 neu vorliegenden Werte von extremen Punktniederschlägen aus dem Hydrologischen Atlas der Schweiz überprüft [5]. Die Überprüfung ergab, dass die bisher verwendeten Werte plausibel sind und nicht angepasst werden müssen [6].

In der nachfolgenden Tabelle 7 sind die Hochwasserspitzen bei kurzen starken Niederschlägen am Buoholzbach je Jährlichkeit aufgeführt.

Tabelle 7: Zusammenstellung der Abflussspitzen am Buoholzbach bezogen auf die Jährlichkeit des Ereignisses (aus [35]).

Jährlichkeit	HQ ₃₀	HQ ₁₀₀	HQ ₃₀₀	EHQ
Abfluss	39 m ³ /s	68 m ³ /s	90 m ³ /s	137 m ³ /s

Der Hochwassersommer im Jahr 2005 hat deutlich aufgezeigt, dass nicht nur Kurzzeitereignisse und ihre hohen Abflussspitzen von entscheidender Bedeutung sind, sondern auch Langzeitereignisse massgebend für die Gefährdung (vor allem aufgrund des langanhaltenden Geschiebetransports) sein können. Aus diesem Grund wurden generell bei Revisionen der Gefahrenkarten im Kanton Nidwalden nach dem Jahr 2005 fortan auch Langzeitereignisse berücksichtigt. Die bestimmten hydrologischen Kennwerte für Langzeitereignisse am Buoholzbach sind in Tabelle 8 abgebildet.

Tabelle 8: Zusammenstellung der Abflussspitzen für Lang- und Kurzzeitereignisse bezogen auf die Jährlichkeit des Ereignisses. Ebenfalls aufgeführt sind die ungefähren Wasservolumina während dem Ereignis.

Ereignis	Kurze Ganglinie		Lange Ganglinie	
	Spitzenabfluss	Volumen	Spitzenabfluss	Volumen
HQ ₃₀	39 m ³ /s	0.36 Mio. m ³	12 m ³ /s	2.50 Mio. m ³
HQ ₁₀₀	68 m ³ /s	0.61 Mio. m ³	16 m ³ /s	3.58 Mio. m ³
HQ ₃₀₀	90 m ³ /s	0.82 Mio. m ³	19 m ³ /s	4.47 Mio. m ³
EHQ	137 m ³ /s	1.25 Mio. m ³	24 m ³ /s	5.65 Mio. m ³

1.2.7 Füllkurve des Stausees, Stauzielkote, Stauhöhe, Stauraumvolumen

Im Normalfall ist der Geschieberückhalteraum weder gefüllt noch eingestaut. Die Füllung erfolgt abhängig von der Jährlichkeit und des Ereignisablaufs.

Bei Murgängen erfolgt die Füllung schubweise bis die Koten der Entlastungsöffnungen erreicht werden. In diesem Fall wird das Geschiebe- und Wassergemisch kontrolliert über die Überfallsektionen aus dem Geschieberückhalteraum ausgetragen.

Bei langanhaltenden Niederschlägen und entsprechenden Hochwassern kommt es zu Beginn vom Ereignis zu einer Verfüllung des Geschieberückhalterums mit Geschiebe im Bereich vom Gefällsknick (Übergang Leitdamm Süd zum Abschlussbauwerk). Das Wasser wird durch die Grundablassöffnung hingegen noch ausgetragen und gelangt durch das Auslaufbauwerk in die Engelbergeraas. Mit fortschreitender Ereignislänge wandert die Geschiebefront in Richtung Auslaufbauwerk. Bei solch langen Ereignissen wird nach ca. 2 Tagen die Grundablassöffnung beim Auslaufbauwerk geschlossen, um den Geschiebeaustrag aus dem Rückhalteraum zu unterbinden. Im Zusammenhang mit dem Schliessen der Grundablassöffnung stellt sich ein See im Geschieberückhalteraum ein. Die Dauer der Seebildung bis zum Sperrenüberfall ist abhängig vom Schliesszeitpunkt und der Vorverfüllung. Sie beträgt bei einer Vorverfüllung von 50 % ca. eine halbe Stunde. Der sich einstellende Wasserspiegel im Rückhalteraum liegt im Bereich von 490.80 bis 490.97 m.ü.M. und ist abhängig vom Abfluss und entsprechend von der Eintretenswahrscheinlichkeit des Ereignisses.

Bei kurzen intensiven Niederschlägen mit entsprechend hohen Abflüssen und kurzen Ganglinien wird ab einem Abfluss von gut. 20 m³/s die Kapazität der Grundablassöffnung erreicht und es bildet sich ein See im Rückhalteraum. Die Füllkurve sowie der Pegel sind abhängig vom Abfluss und entsprechend von der Eintretenswahrscheinlichkeit des Ereignisses. In der folgenden Tabelle 9 sind die Zeit für die Füllung des Rückhalterums sowie die erwarteten Pegel bei den massgebenden Hochwasserereignissen zusammenfassend aufgeführt.

Tabelle 9: Zusammenstellung der Füllzeit und der Pegel im Geschieberückhalterraum für Lang- und Kurzzeitereignisse bezogen auf die Jährlichkeit des Ereignisses.

Ereignis	Kurze Ganglinie		Lange Ganglinie	
	Zeit für Füllung [h]	Pegel [m.ü.M]	Zeit für Füllung [h]	Pegel [m.ü.M]
HQ ₃₀	Vorverfüllung 20'000m³: ~50min	496.17	Keine Vollfüllung	495.72
HQ ₁₀₀		496.55	~90min	495.80
HQ ₃₀₀	Vorverfüllung 40'000m³: ~35min	496.73	~75min	495.86
EHQ		497.06	~60min	495.95
SHQ	Vorverfüllung 60'000m³: ~15min	497.46	~45min	496.13

1.2.8 Geschiebe, Konzept der Sedimentbewirtschaftung

Für den Betrieb und Unterhalt liegt ein Konzept vor (siehe Beilage 2287-44a). Darin sind die Zuständigkeiten, die Kontrollen sowie die Unterhaltsmassnahmen geregelt.

Beim Geschieberückhalteraum am Buoholzbach besteht das Ziel so selten wie nötig im Geschieberückhalteraum einzugreifen und ein natürliches Entfalten von Flora und Fauna zuzulassen. Unterhaltsmassnahmen sind erst vorgesehen, wenn Schäden an den Schutzbauten festgestellt oder die Interventionsgrenze hinsichtlich Ablagerungsvolumen erreicht werden. Die genauen Ausführungen sind in der Beilage ersichtlich.

1.2.9 Probeentnahmen

Im Rahmen der bisherigen Projektbearbeitung wurden Baugrunduntersuchungen durchgeführt. Unter anderem wurden mehrere Rotationskernbohrungen gemacht, um Aufschlüsse über das anstehende Untergrundmaterial zu bekommen. Von den Bohrungen wurden Auswertung hinsichtlich Kornzusammensetzung und Wiederverwendung gemacht (siehe [8]).

Weitere Probe wurden nicht entnommen.

1.2.10 Weitere projektbezogene Anforderungen und Einschränkungen

Beim vorliegenden Objekt handelt es sich nicht um eine Talsperre im klassischen Sinn. Die Anlage dient dem Geschieberückhalt im Hochwasserfall. Im Normalzustand ist die Anlage nicht eingestaut und unterscheidet sich entsprechend massgeblich von einer Talsperre im klassischen Sinn.

Die Anlagenteile sind so ausgelegt, dass die Schutzziele für die nahegelegenen Bauwerke aus Sicht Hochwasserschutz erfüllt sind. Die definierten Schutzziele sind in der folgenden Abbildung 5 dargestellt.

Nr.	Sachwerte	Infrastruktur	Naturwert	HQ ₃₀	HQ ₁₀₀	HQ ₃₀₀	EHQ
1	Standortgebundene Bauten, exkl. Sondernisiken	Wanderwege Maschinenwege Ski- und Bergtourenrouten	Naturlandschaften, Ödland Gewässer Freihalte-, Reservezonen				
2		Flurwege / Waldstrasse Leitungen von lokaler Bedeutung Wander- und Bergwege von kant. Bedeutung	Extensiv bewirtschaftete Landflächen Weide und Alpflächen Wald mit Schutzfunktion (Waldbau B + C)				
3	Unbewohnte Gebäude (Remisen, Weidescheunen u.ä.)	Verkehrswege und Leitungen von kommunaler Bedeutung	Landwirtschaftlich intensiv genutztes Land				
4	Zeitweise oder dauernd bewohnte Einzelgebäude und Ställe	Verkehrswege und Leitungen von kant. oder grosser komm. Bedeutung Verkehrswege von nationaler Bedeutung					
5	Geschlossene Siedlungen, Gewerbe und Industrie, Bauzonen, Zone für Sport und Freizeit, Zone für öffentliche Zwecke						
6	Sonderrisiko Stanser Talebene: KEIN Geschiebeeintrag in Engelbergeraa mit Aus- wirkung eines verfrühten Gerinneaustritts der Engelbergeraa						

Schutzgrad:

- Vollständiger Schutz
- Begrenzter Schutz
- Begrenzter Schutz
- Fehlender Schutz

Tolerierte Intensitäten:

- 0: keine Intensität
- 1: schwache Intensität
- 2: mittlere Intensität
- 3: starke Intensität

Abbildung 5: Definierte Schutzziele mit den unterschiedlichen Objektkategorien und Schutzgraden.

2 Strukturanalyse und Sicherheitsprüfung

2.1 Elemente des Tragsystems

2.1.1 Tragsystem

Der detaillierte Beschrieb der Bauteile ist in Kapitel 1.1.1 zu finden.

Das Tragsystem vom Auslaufbauwerk und der Entlastungsbauwerke I und II bestehen aus massiven Bodenplatten mit Stärken $> 1.0\text{m}$, welche flach fundiert werden. Zur Gewährleistung der Gleitsicherheit werden unter den Bodenplatten Betonriegel («Sporne») vorgesehen. Das Hauptelement dieser Bauwerke bildet die Sperrwand mit Stärke $> 1.0\text{m}$, welche jeweils durch zwei Rippen ausgesteift wird. Seitlich werden die Bauwerke mit Leitwerken ausgesteift, welche gleichzeitig den Abschluss zum Schüttdamm bilden. Dem Auslaufbauwerk steht eine Tauchwand vor, welche das anströmende Holz kontrolliert zurückhalten soll.

Zwischen den oben erwähnten Bauwerken wird eine Stützmauer aus Stahlbeton erstellt, welche luftseitig mit Schüttmaterial angeschüttet wird. Der Stahlbeton bildet in diesem Fall das eigentliche Tragsystem ab. Die Höhe dieser Mauern ist überall grösser als die maximal möglichen Ablagerungshöhen.

Die seitlichen Erddämme werden mit körnigem und gut tragfähigem Material schichtweise aufgeschüttet und verdichtet. Für die Erfüllung der inneren Tragsicherheit wird der Damm mit Geokunststoffgitter SYTEC LS 80 PET (System «TerraMur») bewehrt. Fundiert werden die seitlichen Erddämme auf dem gut tragfähigen Bach- und Flussschotter.

2.1.2 Konstruktive Gestaltung (Fugen, Kontakt Beton-Fels)

Die Betonbauwerke werden monolithisch und ohne Bewehrungsfugen erstellt. Es werden jeweils Arbeitsfugen mit Flächenverhältnissen von maximal $2/3$ erstellt, um so die Einwirkungen aus Temperatur und Schwinden zu begrenzen. Die Arbeitsfugen werden vor der nächsten Betonieretappe vollflächig aufgeraut, um eine monolithische Tragwirkung zu gewährleisten. Die Bodenplatten der Abschlussbauwerke werden auf einer 10cm starken Sauberkeitsschicht flächenfundiert. Der darunterliegende Bach- und Flussschotter ist gut als Fundationsschicht geeignet. Der Felshorizont wurde mit den Bohrungen bis in eine Tiefe von 30m nicht erreicht.

Die Dammschüttungen werden bachseitig am Fuss mit einer Filterschicht von 50cm und einem überdeckten Blocksatz geschützt. Die Dammschüttung wird in Etappen schichtweise eingebaut und verdichtet, eine gute Verzahnung mit dem bestehenden Untergrund wird angestrebt. Der Damm wird dem Aushubmaterial (Bach- und Flussschotter) aufgebaut, notfalls wird Material zugeführt. Am Fuss der luftseitigen Dammschüttung wird eine Sickerleitung PP $\varnothing 160$ mit Sickerpackung vorgesehen.

2.1.3 Materialeigenschaften der Sperre

Die Materialeigenschaften müssen gemäss der Stauanlagenverordnung C1 Kap. 4.6.3 bestimmt werden. Für Stahlbetonbauteile werden darin jedoch keine Angaben gemacht, deshalb wird die innere Tragsicherheit der Betonsperre nach den SIA Normen geführt. Die der Berechnung zugrunde gelegten Bemessungswerte sind in Tabelle 10 aufgeführt.

Tabelle 10: Baustoffe

Baustoffe	Bezeichnung	Kennwerte
Abschlussbauwerke	SN EN 206-1 NPK Typ-D C25/30, XC4, XD1, XF3 D _{max} 32 mm, CI 0.10, C3 Zusätzliche Eigenschaft: Frost-Tausalzbeständigkeit: mittel	$f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{cd} = 1.00 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm} = 33 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 31'500 \text{ N/mm}^2$ $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Tauchwand (vorgespannt)	SN EN 206-1 NPK Typ-G C30/37, XC4, XD3, XF4 D _{max} 32 mm, CI 0.10, C3 Zusätzliche Eigenschaft: Frost-Tausalzbeständigkeit: hoch	$f_{cd} = 20.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{cd} = 1.10 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 33'700 \text{ N/mm}^2$ $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Bewehrungsstahl	B500B	$f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$ $k_s = 1.08$ $\epsilon_{ud} = 4.5\%$ $E_s = 205'000 \text{ N/mm}^2$ $c_{nom} = 50 \text{ mm}$
Spannstahl	Litzenspannsystem BBR VT CONA CMX 7-drähtige Spannstahllitze Spannglied Typ 1906 (19xY1860S7-15.7) Kunststoffhüllrohr BBR VT Kategorie b Spannanker Typ CMI SA 1906 Kat. B Festanker Typ CMI FA 1906 Kat. B Anzahl: 1 Stk.	$A_p = 2'850 \text{ mm}^2$ $f_{pk} = 1'860 \text{ N/mm}^2$ $f_{pd} = 1'390 \text{ N/mm}^2$ $f_{p0.1k} = 1'600 \text{ N/mm}^2$ $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$ $\epsilon_{uk} = 3.5 \%$ $\Delta\sigma_{p.fat} = 190 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_{pr} = 2.5 \%$ $F_{pk} = 5'301 \text{ kN}$ $P_0 = 3'711 \text{ kN}$ $P_{max} = 3'976 \text{ kN}$ $R_{min} = 6.25 \text{ m}$ $\Delta\text{Schlupf} = 4 \text{ mm}$ $\mu = 0.14$ $\Delta\varphi = 0.008 \text{ rad/m}$

2.1.4 Materialeigenschaften der Foundation, vorgesehene Injektionen, Drainagen

Für die Nachweise der Gesamtstabilität werden die Widerstände je nach Lastfalltyp mit unterschiedlichen Abminderungsfaktoren reduziert (Stauanlagenverordnung C1 Ziffer 4.6.5). Nachfolgend sind die partiellen Widerstandsfaktoren für die verschiedenen Lastfälle nach der Stauanlagenverordnung Ziffer 4.6.5 aufgeführt (StAG [14] Tabellen 4-5 und 4-6).

Tabelle 11: Partielle Widerstandsfaktoren für unterschiedliche Lastfalltypen

Lastfalltyp	Charakteristisch	Normal (Typ 1)	Ausserordentlich (Typ 2)	Extrem (Typ 3)
Raumgewicht $\gamma_{m\gamma}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Reibungswinkel $\gamma_{m\phi}$	1.00	1.50	1.30	1.10
Kohäsion γ_{mc}	1.00	3.00	2.00	1.10

Die Materialeigenschaften der Foundation sind in Kapitel 1.2.3 beschrieben. In den folgenden zwei Tabellen werden die für die statischen Nachweise verwendeten Kennwerte pro Material und Lastfalltyp aufgeführt.

Die Dichte für die Murgangablagerungen sind in der StAG in Kapitel 4.4.11 mit 1.80t/m^3 angegeben. Der für die Murgangablagerungen verwendete Reibungswinkel wurde vom Geologen bestätigt.

Tabelle 12: Baugrundkennwerte der Schicht A für unterschiedliche Lastfalltypen

Schicht A	Charakteristisch	Normal (Typ 1)	Ausserordentlich (Typ 2)	Extrem (Typ 3)
Raumgewicht $[\text{kN/m}^3]$	19.5	19.5	19.5	19.5
Reibungswinkel $[\circ]$	32.0	22.6	25.7	29.6
Kohäsion $[\text{kN/m}^2]$	0	0	0	0

Tabelle 13: Baugrundkennwerte der Schicht B und für das Dammmaterial für unterschiedliche Lastfalltypen

Schicht B / Schüttmaterial	Charakteristisch	Normal (Typ 1)	Ausserordentlich (Typ 2)	Extrem (Typ 3)
Raumgewicht $[\text{kN/m}^3]$	20.0	20.0	20.0	20.0
Reibungswinkel $[\circ]$	35.0	25.0	28.3	32.5
Kohäsion $[\text{kN/m}^2]$	0	0	0	0

Für die erdbewehrten Schüttdämme wird zur Erhöhung der inneren Tragsicherheit das Geogitter «Sytec LS 80 PET» vorgesehen. Die in der Tabelle 14 angegebenen Kennwerte sind dem Produkteblatt der Firma Sytec AG entnommen und werden in den Larix-Berechnungen verwendet. Im Bereich der Dammböschung ist eine Verankerung des Geotextils mittels Umschlagtechnik vorgesehen.

Entlang des Leitdamms Süd werden Sickerleitungen (Drainagen) verlegt. Als Sickerleitungen werden Polyp-
propylenrohre SN4 mit unterschiedlichen Durchmessern verlegt. Die Rohre werden auf einer Magerbetonsohle
verlegt und im Anschluss daran der Leitungsgraben mit Sickerbölli verfüllt. Der Leitungsgraben wird zudem
mit einem Vlies (Funktion Trennen) vom anstehenden Terrain abgetrennt.

Tabelle 14: Geogitter Sytec LS 80 PET

Sytec LS 80 PET		
Produktunabhängiger Partialfaktor für den Tragwiderstand	γ_R	1.40
Abminderungsfaktor für das Zeitstandverhalten bzw. Verformungsverhalten unter Dauerlast / Kriechen:	A_1	1.35
Abminderungsfaktor für die Beschädigung durch Transport, Einbau und Verdichtung:	A_2	1.28
Abminderungsfaktor für Verbindungsstellen und Anschlüsse:	A_3	1.00
Abminderungsfaktor für Umgebungseinflüsse / Dauerhaftigkeit:	A_4	1.01
Abminderungsfaktor für Zusatzeinflüsse:	A_5	1.00
Mindestwert der Kurzzeitzugfestigkeit (5%-Fraktilwert):	$R_{B,k0}$	80.0kN/m
Langzeitzugfestigkeit eines Geokunststoffes mit der Funktion "Bewehren" (Zulässige Gebrauchszugkraft):	$R_{B,d}$	32.7kN/m
Verbundbeiwert für Übergang Geokunststoff <-> Boden für Herausziehwi- derstand:	$a_{\phi,H}$	1.00
Verbundbeiwert für Übergang Geokunststoff <-> Boden für Gleiten:	$a_{\phi,A}$	0.85
Reibungsbeiwert Übergang Geokunststoff <-> Geokunststoff für Herausziehwi- derstand:	$f_{gg,k}$	0.20
Partialfaktor für den Scherwiderstand:	γ_R	1.20
Bemessungswert des Scherwiderstands Boden-Geogitter:	τ_{GBRd}	$\sigma'_k \cdot a_{\phi,A} \cdot \tan(\phi'_k) / \gamma_R$

2.1.5 Bauweise

Im Bauwesen versteht man unter Bauweise die Art und Weise, in der ein Bauwerk errichtet ist. Diesbezüglich kann zwischen folgenden Aspekten unterschieden werden:

- **Baustoff:** Für die Erstellung des Abschlussbauwerks wird für alle Tragwerksteile der Baustoff Stahlbeton vorgesehen. Die Erddämme werden mit Aushubmaterial, bzw. Bach- und Flussschotter angeschüttet.
- **Baukonstruktion:** Das Auslaufbauwerk sowie die Entlastungsbauwerke I & II werden in Massivbauweise erstellt.
- **Tragwerk:** Das Tragwerk ist im Bauwesen eine Bezeichnung für das statische Gesamtsystem der Tragglieder, die massgeblich für die Standsicherheit eines Bauwerks sind. Das Tragwerk des Abschlussbauwerks besteht aus Bodenplatten, Betonsperren, Fundamentriegeln, aussteifenden Rippen und Leitwerken aus Stahlbeton. Die Abschlussbauwerke werden flachgegründet.
- **Montage der Bauteile:** Die Bauteile werden in Ortbetonbauweise erstellt, d.h. sie werden als grosse Einheit monolithisch an Ort und Stelle hergestellt. Einzig die Unterhaltszufahrt zum Geschieberückhalteraum wird im Bereich vom Abschlussbauwerk mittels Dammbalkensystem (Fertigbetonelemente) verschlossen.

2.1.6 Sicherheitsrelevante Nebenanlagen

Als sicherheitsrelevante Nebenanlagen gelten das verstellbare Schütz bei der Grundablassöffnung sowie die Unterhaltszufahrt zum Geschieberückhalteraum, welche im Bereich vom Abschlussbauwerk mittels Damm-balkensystem (Fertigbetonelemente) verschlossen ist. Der Beschrieb der beiden Anlagen ist unter Kapitel 1.1.1 erfolgt.

2.2 Nachweise konstruktive Sicherheit

Gegenstand der konstruktiven Sicherheit ist es sicherzustellen, dass die Stauanlage für alle voraussehbaren Last- und Betriebsfälle standsicher ist, mit dem Ziel, einen unkontrollierten und schadenverursachenden Ausfluss von grossen Wassermassen zu verhindern.

2.2.1 Berechnungsgrundlagen, individuelle Einwirkungen, kombinierte Einwirkungen

Das Stauziel des Abschlussbauwerks liegt bei 495.35 m.ü.M.. Es wird jeweils angenommen, dass die Öffnungen im gefüllten Zustand verstopft sind (Verklauserung).

Gemäss der Stauanlagenverordnung Teil C1 Ziffer. 4.6.2 wird die Rückhaltesperre in die Stauanlagenklasse III eingestuft. Im Folgenden sind die ständigen und aussergewöhnlichen Einwirkungen in Anlehnung an die StAG Teil C1 Tabelle 4-2 zusammengefasst. Verkehrslasten sind für die Spannungsanalyse von Sperren im Allgemeinen nicht massgebend und können gemäss der StAG Teil C1 Ziffer 4.5.2 vernachlässigt werden.

Gemäss der Stauanlagenverordnung Teil C1 Tabelle 4-2 sind im vorliegenden Fall drei aussergewöhnliche Einwirkungen zu betrachten, diese sind in der Tabelle 16 aufgelistet:

Tabelle 15: Ständige Einwirkungen (Endzustand)

Ständige Einwirkungen	Annahme für die Bemessung
Eigenlasten	
- Beton	$\gamma_G = 25 \text{ kN/m}^3$
- Baustahl	$\gamma_S = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Schüttmaterial	$\gamma_B = 20.0 \text{ kN/m}^3$ ($\gamma'_B = 10.0 \text{ kN/m}^3$)
Auflasten	
- Blocksatz	$\gamma_B = 21.0 \text{ kN/m}^3$ (Höhe gemäss Bauprojektplänen)
- Geschiebe	$\gamma_G = 20.0 \text{ kN/m}^3$ ($\gamma'_G = 10.0 \text{ kN/m}^3$)
Erddruck	
	Erddruck gemäss Stauanlagenverordnung C1 Zif. 4.4.6 Dreiecksförmige Druckverteilung: $e_h = K_h \cdot z \cdot \gamma$ Kohäsion vernachlässigt Erddruckbeiwerte nach der erweiterten Theorie von Coulomb Höhe gemäss Simulationsresultaten [7] und Bauprojektplänen Wichten gemäss Tabelle 13 und Tabelle 17
- Aktiv	Aktiver Erddruck mit Geländeneigung β gemäss Bauprojektplänen Wandreibungswinkel: $\delta_a = +\varphi$ Oberhalb Wasserspiegel mit γ , unterhalb mit γ' .
- Aktiv erhöht (+50%)	Erhöhter aktiver Erddruck mit Geländeneigung β gemäss Bauprojektplänen (Mittelwert aus aktivem Erddruck und Erdruhedruck) Wandreibungswinkel: $\delta_a = 0^\circ$ Oberhalb Wasserspiegel mit γ , unterhalb mit γ' .
- Passiv	Passiver Erddruck mit Geländeneigung β gemäss Bauprojektplänen Wandreibungswinkel: $\delta_p = 0^\circ$ Oberhalb Wasserspiegel mit γ , unterhalb mit γ' .
Wasserdruck (HQ300)	
	Wasserdruck: $w_{k,h} = z \cdot \gamma_{w,k}$ mit $\gamma_{w,k} = 10 \text{ kN/m}^3$ Annahme komplette Verkläusung
- Kurze Ganglinie	Abflussmenge: $90 \text{ m}^3/\text{s}$ Wasserspiegel: 496.73m.ü.M. Überfallhöhe nach Poleni: - beim Auslaufbauwerk: $h = 1.38 \text{ m}$ - beim Entlastungsbauwerk I: $h = 0.18 \text{ m}$
- Lange Ganglinie	Abflussmenge: $19 \text{ m}^3/\text{s}$ Wasserspiegel: 495.86m.ü.M. Überfallhöhe nach Poleni: - beim Auslaufbauwerk: $h = 0.51 \text{ m}$ - beim Entlastungsbauwerk I: $h = 0.00 \text{ m}$
Setzungen	
	Setzungsdifferenzen: $\Delta s \leq 10 \text{ mm}$

Tabelle 16: Aussergewöhnliche Einwirkungen (Endzustand)

Aussergewöhnliche Einwirkungen	Annahme für die Bemessung
Bemessungshochwasser (EHQ = HQ1000) - Kurze Ganglinie - Lange Ganglinie	Wasserdruck: $w_{k,h} = Z \cdot \gamma_{w,k}$ mit $\gamma_{w,k} = 10 \text{ kN/m}^3$ Annahme komplette Verklausung Abflussmenge: $137 \text{ m}^3/\text{s}$ Wasserspiegel: 497.06 m.ü.M. Überfallhöhe nach Poleni: - beim Auslaufbauwerk: $h = 1.71 \text{ m}$ - beim Entlastungsbauwerk I: $h = 0.51 \text{ m}$ Abflussmenge: $24 \text{ m}^3/\text{s}$ Wasserspiegel: 495.94 m.ü.M. Überfallhöhe nach Poleni: - beim Auslaufbauwerk: $h = 0.59 \text{ m}$ - beim Entlastungsbauwerk I: $h = 0.00 \text{ m}$
Sicherheitshochwasser (SHQ = HQ1500) - Kurze Ganglinie - Lange Ganglinie	Wasserdruck: $w_{k,h} = Z \cdot \gamma_{w,k}$ mit $\gamma_{w,k} = 10 \text{ kN/m}^3$ Annahme komplette Verklausung Abflussmenge: $206 \text{ m}^3/\text{s}$ Wasserspiegel: 497.45 m.ü.M. Überfallhöhe nach Poleni: - beim Auslaufbauwerk: $h = 2.10 \text{ m}$ - beim Entlastungsbauwerk I: $h = 0.90 \text{ m}$ Abflussmenge: $36 \text{ m}^3/\text{s}$ Kote Geschiebeablagerungen: 496.50 Wasserspiegel: 497.28 m.ü.M. Überfallhöhe nach Poleni (Abfluss auf Geschiebe): - beim Auslaufbauwerk: $h = 0.78 \text{ m}$ - beim Entlastungsbauwerk I: $h = 0.00 \text{ m}$
Murgang (EHQ)	Murgang gemäss Stauanlagenverordnung C1 Zif. 4.4.11 Dynamischer Druck: $q_f = 0.5 \cdot c_d \cdot \rho_f \cdot v_f^2$ mit $\rho_f = 1.8 \text{ t/m}^3$ und $c_d = 2.0$ Dreiecksförmige Druckverteilung auf Bauwerk: $e_{ah} = K_{ah} \cdot Z \cdot \gamma_{MG}$ Raumgewicht: $\gamma_{MG} = 18 \text{ kN/m}^3$ Reibungswinkel: $\varphi_d = 18.9^\circ$ ($\varphi_k = 24^\circ$) Kohäsion vernachlässigt Erddruckbeiwerte nach der erweiterten Theorie von Coulomb Ablagerungshöhen und Strömungsgeschwindigkeiten gemäss Simulationsresultaten [7]
Erdbeben	Erdbeben gemäss StAG C1 Kap. 4.4.8 Stauanlagenklasse III Mittlere Wiederkehrperiode 1'000 Jahre

	Baugrundklasse C: Baugrundparameter $S = 1.45$ Medianwert der horizontalen spektralen Beschleunigung aus den Gefährungsdaten des Schweizerischen Erdbebendienstes für eine Schwingzeit von 0.15s und für die massgebende Wiederkehrperiode je nach Stauanlagenklasse: $S_{a0.15SED} = 0.225g$ Maximale Bodenbeschleunigung: $a_{gd} = S_{a0.15SED} \cdot 1.6/2.5 = 0.14g$ Die vertikale Beschleunigung darf für Dämme der Klasse III vernachlässigt werden (StAG C3, Kap. 6.4).
- Betonbauwerke	Seismischer Verhaltensbeiwert nach SIA267: $q_a = 1.00$ Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers nach SIA267: $q_h = 1.00$ Horizontale Bodenbeschleunigung: $a_{gh} = a_{gd} \cdot S = 0.20g$ Mitwirkende Wassermasse nach Westergaard: $q_{s,w} = 7/60 \cdot \gamma_w \cdot h_w$
- Erddamm	Amplifikationsfaktor für Schüttdämme: $K_{ps,D} = 2.25$ Horizontale Bodenbeschleunigung: $a_{gh} = a_{gd} \cdot S \cdot K_{ps,D} = 0.315g$

Bei der Berechnung des Erddrucks infolge den Geschiebeablagerungen müssen die geotechnischen Kennwerte wiederum pro Lastfalltyp mit den entsprechenden partiellen Widerstandsfaktoren (gemäss Tabelle 11) ermittelt werden. In der folgenden Tabelle sind alle relevanten Kennwerte pro Lastfalltyp aufgeführt.

Tabelle 17: Kennwerte der Geschiebeablagerungen für unterschiedliche Lastfalltypen für kurze und lange Ganglinie

Geschiebe kurze / lange Gangl.	Charakteristisch	Normal (Typ 1)	Ausserordentlich (Typ 2)	Extrem (Typ 3)
Raumgewicht [kN/m ³]	20	20	20	20
Reibungswinkel [°]	32.0 / 31.0	22.6 / 21.8	25.7 / 24.8	29.6 / 28.6
Kohäsion [kN/m ²]	0	0	0	0

Die Einwirkungen und die Gefährungsbilder sind in der Stauanlagenverordnung C1 Ziffer 4.3 definiert und im Folgenden für die Grenzzustände 1-2-3 einzeln aufgeführt.

Tabelle 18: Lastfälle der StAG C1 Ziffer 4.3 für die Gesamtstabilitätsnachweise (GZT1) und Baugrundnachweise (GZT3)

Gefährungsbild GZT 1 / GZT 3	Typ 1.1 Becken leer	Typ 1.2 Becken gefüllt	Typ 2.1 Hochwasser (EHQ)	Typ 2.2 Murgang	Typ 3.1 Hochwasser (SHQ)	Typ 3.2 Erdbeben
Eigengewicht	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Wasserdruck (Stauziel)		1.00				1.00
Hochwasser			1.00		1.00	
Wasserdruck luftseitig		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Geschiebe wasserseitig		1.00	1.00		1.00	1.00
Erddruck luftseitig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Erdbeben						1.00
Murgang				1.00		

Der Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Betonsperre muss gemäss der Stauanlagenverordnung Teil C1 Ziffer 4.6.7.2 geführt werden. Da dort keine konkreten Angaben zur Stahlbetonbemessung vorliegen, wird die innere Tragsicherheit der Betonsperre gemäss der SIA Norm 260 Kapitel 4.4.3 und den Bestimmungen der Normen SIA 260, 261, 262, 263, 267 nachgewiesen. Nach Rücksprache mit Herrn David Walti von der IUB Engineering AG, welcher telefonischen Kontakt mit dem BFE hatte, sieht das BFE die Bemessung von Stahlbetonbauten wie folgt:

*Eine Naturgefahrenschutzanlage wird hauptsächlich gebaut, um den Einwirkungen infolge gravitativen Massenbewegungen (dynamisch) zu widerstehen. Zusätzlich sollte sie stabil bleiben, wenn das Material (Murgang, Schnee, Fels oder Wasser) den Stausee oder das Becken (teilweise) gefüllt hat (statisch). Die Bemessung des Bauwerks für diese Belastungen gilt daher unserer Meinung nach als **andauernde** oder **vorübergehende Bemessungssituation** gemäss Artikel 4.4.3.4 der SIA 260.*

Demzufolge sind die Einwirkungen im Typ 1 mit den Partialsicherheitsfaktoren der SIA260 zu multiplizieren. Nach Rücksprache mit unserem Prüfenieur Herrn Matthias Ryser von der Firma Dr. Vollenweider AG werden die Einwirkungen infolge Eigengewichts und Wasser mit den Partialsicherheitsfaktoren der SIA260 multipliziert. Bei den Erddrücken und Erdwiderständen werden keine zusätzlichen Sicherheiten nach SIA eingeführt, da diese bereits in der Bestimmung der Erddrücke durch die Reduzierung der Bodenkennwerte nach StAG enthalten sind.

Die nachfolgende Tabelle zeigt die Lastbeiwerte für den Nachweis der Tragsicherheit, wobei die Lastbeiwerte für günstig wirkende Einwirkungen in Klammern aufgeführt sind, die ungünstig Wirkenden jeweils ohne.

Tabelle 19: Lastfälle der StAG C1 Ziffer 4.3 für die Tragsicherheitsnachweise (GZT2)

Gefährdungsbild GZT 2	Typ 1.1 Becken leer	Typ 1.2 Becken gefüllt	Typ 2.1 Hochwasser (EHQ)	Typ 2.2 Murgang	Typ 3.1 Hochwasser (SHQ)	Typ 3.2 Erdbeben
Eigengewicht	1.35 (0.80)	1.35 (0.80)	1.00	1.00	1.00	1.00
Wasserdruck (Stauziel)		1.20 (0.90)				1.00
Hochwasser			1.00		1.00	
Wasserdruck luftseitig		1.20 (0.90)	1.00	1.00	1.00	1.00
Geschiebe wasserseitig		1.00	1.00		1.00	1.00
Erddruck luftseitig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Erdbeben						1.00
Murgang				1.00		

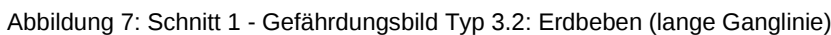
2.2.2 Modellierung, Berechnungen

Die Nachweise der Gesamtstabilität nach StAG Kap. 4.6.6 werden an unterschiedlichen Querschnitten entlang des Abschlussbauwerks durchgeführt (siehe Abbildung 6). Die Nachweise werden pro Schnitt für alle Lastfälle gemäss Tabelle 18 durchgeführt. An den gelb markierten Schnitten sind die Resultate der Simulationen ausführlich in einem Bericht [7] vorhanden und somit ist dort der Informationsgehalt am grössten. Bei den grün markierten Schnitten werden die Ablagerungshöhen aus dem Simulationsmodell intern herausgelesen, dort liegen keine direkten Geschwindigkeiten der Murgangablagerungen vor und müssen entsprechend interpoliert werden.



Abbildung 6: Situation: Übersicht mit Lage der berechneten Schnitte

Bei den Gefährdungsbildern 1.2/2.1/3.1/3.2 werden die Wasserdrücke und die Geschiebeablagerungen jeweils nach Art der Ganglinie (lang oder kurz) modelliert. Alle Gefährdungsbilder der massgebenden Schnitte 1/2/3 sind in der Beilage 2287-42.1 graphisch darstellt. Stellvertretend dazu ist in der folgenden Abbildung das Gefährdungsbild Typ 3.2: Erdbeben (lange Ganglinie) im Schnitt 1 dargestellt.



3D perspective view of the dam cross-section. The diagram shows the dam body (M4) with a height of 11.88 m and a width of 5.00 m. The spillway (M5) is on the right side. The deck layer (M2) is on the left side. The bed and riverbed gravel (M3) is at the bottom. The diagram includes various dimensions and material properties.

Material properties and dimensions:

- M4: Dammmaterial, $\phi = 28.3^\circ$, $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- M5: Murgang, $\phi = 18.9^\circ$, $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$
- M2: Deckschicht, $\phi = 25.7^\circ$, $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
- M3: Bach- und Flusssschotter, $\phi = 28.3^\circ$, $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- M1: Dammmaterial, $\phi = 28.3^\circ$, $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- Grundwasser: Wasserdruk veränderlich, $y_p = 491.63 \text{ m}$, $y_a = 499.70 \text{ m}$, $y_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$
- Dimensions: 11.88 m, 5.00 m, 10.50 m, 4.50 m, 0.79 m, 0.30 m, 0.10 m, 0.00 m, 1.00 m, 4.99 m, 500.79 m, 499.70 m, 491.63 m, 488.01 m, 487.81 m, 492.13 m, 14.37 m, 0.79 m, 0.30 m, 0.10 m, 0.00 m, 1.00 m, 4.99 m, 500.79 m, 499.70 m, 491.63 m, 488.01 m, 487.81 m, 492.13 m, 14.37 m

Seite 27

Das Auslaufbauwerk wird mit der Software AxisVM dreidimensional modelliert. Dadurch können der positive Einfluss der Rippen und Leitwerke auf die Bemessung der Sperre berücksichtigt werden. Die folgende Abbildung zeigt die 3D-Visualisierung des Auslaufbauwerks aus dem AxisVM-Modell.

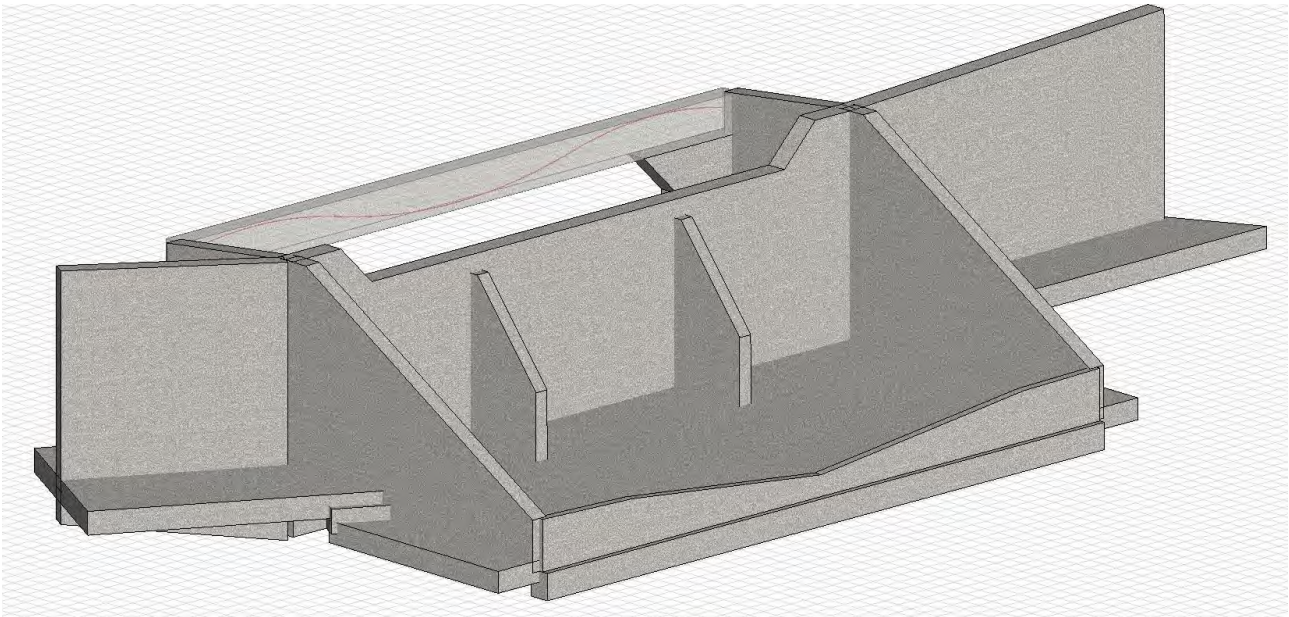


Abbildung 9: Auslaufbauwerk modelliert mit AxisVM6

2.2.3 Statische Nachweise der Stauanlage

In diesem Kapitel werden die Nachweise der Gesamtstabilität, sowie alle Nachweise der inneren Tragfähigkeiten durchgeführt bzw. die Resultate aufgeführt. Alle Berechnungen werden diesem Bericht in der Beilage 2287-42.2 angehängt.

Gesamtstabilität des ganzen oder von Teilen der Sperre (Kap. 4.6.6)

Die folgende Tabelle zeigt die Sicherheiten aller geotechnischen Nachweise bezüglich Kippen, Gleiten und Grundbruch. Im Leerzustand (Typ 1.1) wurde jeweils der massgebende Fall betrachtet (Kippen/Gleiten/Grundbruch nach innen oder aussen). Die Sicherheiten sind bei allen Lastfällen ausreichend. Die erdbaumechanischen Berechnungen sind in der Beilage 2287-42.2 zu finden, die Hauptergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst:

Tabelle 20: Gesamtstabilitätsnachweise (Kippen, Gleiten, Grundbruch) für alle Lastfälle in den massgebenden Querschnitten

Nachweise der Gesamtstabilität	Kippen							Gleiten							Grundbruch						
Querschnitt	1	2	11	14	16	20	21	1	2	11	14	16	20	21	1	2	11	14	16	20	21
Typ 1.1: See leer	> 10	> 10	> 10	> 10	6.74	> 10	> 10	> 10	2.38	2.32	2.73	> 10	> 10	2.29	> 10	4.69	4.78	4.73	> 10	9.11	3.42
Typ 1.2: See voll (lange Ganglinie)	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	1.79	4.07	2.83	2.92	1.72	1.82	3.98	1.71	3.67	3.32	4.95	4.65	4.19	3.81
Typ 1.2: See voll (kurze Ganglinie)	> 10	> 10	5.00	5.73	> 10	> 10	> 10	1.41	4.19	2.83	2.95	1.81	3.32	4.09	1.00	2.92	2.75	4.32	8.80	8.91	3.68
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (I)	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	2.11	4.42	3.39	3.41	2.05	1.48	4.34	2.91	5.46	4.55	7.30	6.63	3.53	4.99
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (k)	> 10	> 10	6.18	5.62	> 10	> 10	> 10	1.59	4.70	3.39	3.41	2.03	3.54	4.58	1.56	6.36	4.84	6.71	> 10	> 10	5.84
Typ 2.2: Murgang (Schub 1)	> 10	> 10	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	2.23	> 10	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	3.83	9.07	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN
Typ 2.2: Murgang (Schub 2)	> 10	> 10	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	2.05	4.60	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	2.93	6.67	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN
Typ 2.2: Murgang (Schub 3)	> 10	> 10	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	1.86	4.54	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	2.45	5.73	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN
Typ 2.2: Murgang (Schub 4)	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	1.75	4.42	3.39	3.41	1.68	1.45	4.40	2.20	5.31	3.97	6.11	5.89	3.98	5.10
Typ 2.2: Murgang (Schub 5)	NaN	> 10	NaN	NaN	> 10	> 10	> 10	NaN	4.41	NaN	NaN	1.58	1.39	4.29	NaN	5.26	NaN	NaN	5.64	3.72	4.79
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (I)	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	2.44	5.09	4.01	4.03	2.53	1.80	5.05	4.78	9.89	6.94	> 10	> 10	6.34	9.93
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (k)	> 10	> 10	7.16	7.13	> 10	> 10	> 10	1.78	5.39	4.01	4.03	2.31	3.91	5.19	2.38	> 10	8.19	> 10	> 10	> 10	> 10
Typ 3.2: Erdbeben (I)	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	1.91	5.10	4.01	4.22	1.75	1.76	5.10	3.13	> 10	8.27	> 10	7.02	7.10	> 10
Typ 3.2: Erdbeben (k)	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	> 10	1.54	5.37	5.83	3.99	1.82	2.68	2.06	1.04	> 10	8.67	> 10	> 10	> 10	4.53

Standsicherheit mit Lamellenverfahren nach Janbu

Die soeben aufgeführten Resultate in Tabelle 20 sind mit dem Stützmauer-Modul von Larix 8 der Firma Cubus AG berechnet worden. Die rechnerischen Sicherheiten liegen im vorliegenden Fall auf der unsicheren Seite, was an der Modellierung der Wasserdrücke im Larix und an der eingesetzten Spornkraft liegt. Larix-8 rechnet jeweils mit einem hydrodynamischen Wasserdruck auf der aktiven Seite, d.h. mit einem homogenen und isotropen Bodenmaterial. Bei Ablagerungen in einem Geschiebesammler muss davon ausgegangen werden, dass das Geschiebe schubweise abgelagert wird und die horizontale Durchlässigkeit höher ist als die vertikale. Das führt zu einem Potentialabbau hauptsächlich unter der Bodenplatte und nicht homogen über das ganze Bauwerk. Deshalb liegt der Ansatz von Larix in diesem Fall auf der unsicheren Seite. Die Wasserdrücke und folglich die Schnittkräfte werden unterschätzt, die Gleitsicherheit überschätzt. Aus diesem Grund werden die Gleitnachweise der massgebenden Lastfälle mittels einer Stabilitätsberechnung überprüft.

Im Modul «Standsicherheit» von Larix können Stabilitätsberechnungen durchgeführt werden, wo auch der hydrostatische Wasserdruck mit Potentiallinien manuell eingegeben werden kann. Dabei wird ausschliesslich mit dem Lamellenverfahren nach Janbu (polygonale Gleitlinien) gerechnet. Die Tabelle 21 beinhaltet die Resultate der Stabilitätsberechnungen für die massgebenden Lastfälle, wobei letztere aus den Resultaten der Tabelle 20 bestimmt wurden. Die Sicherheiten sind alle ausreichend, wenn auch kleiner als die Gleitsicherheiten aus der Tabelle 20. Die detaillierten Berechnungen sind in der Beilage 2287-42.2 zu finden, die Hauptergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst:

Tabelle 21: Stabilitätsnachweise nach Janbu für die massgebenden Lastfälle mit Larix-8

Querschnitt	1	2	11	14	16	20	21
Typ 1.2: See voll (lange Ganglinie)	1.62	2.38	2.29	2.52	1.44	2.30	2.30
Typ 1.2: See voll (kurze Ganglinie)	1.32	3.52	2.35	2.93	2.26	5.62	4.79
Typ 2.2: Murgang (Schub 5)	1.56	1.85	2.06	1.85	1.36	1.77	1.65
Typ 3.2: Erdbeben (I)	1.11	1.34	1.31	1.38	1.04	1.27	1.22
Typ 3.2: Erdbeben (k)	1.00	1.57	1.44	1.57	1.26	1.82	1.71

Hinweis: In den Lastfällen Typ 3.2 ist der dynamische Einfluss des Wassers als mitwirkende Masse nach Westergaard berücksichtigt. Dieser Einfluss wurde in den Resultaten in Tabelle 20 vernachlässigt.

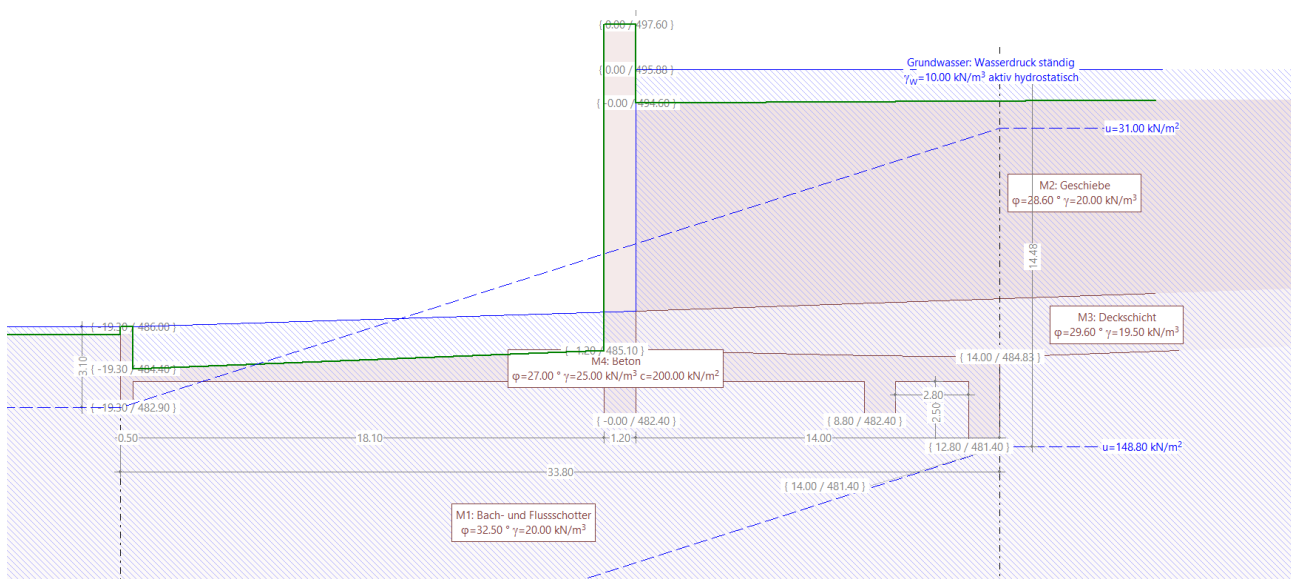


Abbildung 10: Abschlussbauwerk im Schnitt 1 modelliert mit Larix-8 für die Stabilitätsberechnungen nach Janbu

Böschungsstabilität der erdbewehrten Dämme

Die Böschungsstabilität der Querprofile 200-206 wird zunächst im Lastfall Typ 2.2 Murgang Schub 5 untersucht. Anschliessend werden beim massgebenden Querprofil alle Lastfälle berechnet. Die Sicherheiten der Böschungsstabilität im erwähnten Lastfall sind in der folgenden Tabelle 22 aufgeführt.

Tabelle 22: Böschungsstabilität im Lastfall Typ 2.2 Murgang Schub 5 bei unterschiedlichen Querprofilen

Querprofil	QP200	QP201	QP202	QP203	QP204	QP205	QP206
Böschungsstabilität (Sicherheit)	1.13	1.23	1.21	3.34	1.36	2.81	1.40

Gemäss der obenstehenden Tabelle ist die Sicherheit im Querprofil 200 am kleinsten, demzufolge werden in diesem Querschnitt alle Lastfälle untersucht. Die folgende Tabelle 23 zeigt die vorhandenen Sicherheiten aus den Stabilitätsberechnungen mit der Software Larix. Die detaillierten Berechnungen sind wiederum diesem Bericht in der Beilage 2287-42.2 angehängt. Alle untersuchten Lastfälle erfüllen die Anforderungen der StAG mit Sicherheit > 1.00.

Tabelle 23: Böschungsstabilität QP200 (Schnitt 3)

Nachweise der Gesamtstabilität	Böschungsstabilität
Typ 1.1: See leer	1.98
Typ 1.2: See voll (lange Ganglinie)	1.76
Typ 1.2: See voll (kurze Ganglinie)	1.81
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (lange Ganglinie)	1.73
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (kurze Ganglinie)	2.07
Typ 2.2: Murgang (Schub 4)	1.73
Typ 2.2: Murgang (Schub 5)	1.72
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (lange Ganglinie)	1.95
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (kurze Ganglinie)	2.43
Typ 3.2: Erdbeben (lange Ganglinie)	1.02
Typ 3.2: Erdbeben (kurze Ganglinie)	1.05

Die kleinsten Sicherheiten treten im Lastfall Typ 3.2 auf und nicht wie anfangs angenommen beim Typ 2.2 (Murgang Schub 5). Da die Querprofile QP201-206 weiter aufwärts liegen und die Dammkrone in diesem Bereich relativ stark ansteigt, wird die Sicherheit gegenüber Erdbeben höher sein als im QP200, da die Wasserkote nicht in gleichem Masse ansteigt. Folglich wurden die Nachweise am massgebenden Schnitt durchgeführt und die Sicherheiten werden in den Schnitten QP201-206 höher sein, als diejenigen in der obenstehenden Tabelle.

Bemerkung: Die aufgeführten Resultate setzen einen erdbewehrten Damm voraus. Die Haftungselemente wurden im Larix mit einer Haftungskraft von 10kN/m² und einer maximalen Kraft von 32.7kN/m modelliert. Die maximale Kraft entspricht der Langzeitzugfestigkeit des Geokunststoffes SYTEC LS 80 PET mit der Funktion «Bewehren» (zulässige Gebrauchskraft). Die Haftungskraft entspricht dem Bemessungswert des Scherwiderstands Boden-Geogitter mit den Randbedingungen aus dem Produktkatalog der Firma Sytec AG bei einer Erdüberdeckung von 1m und einem Reibungswinkel von 30°. Aufgrund der Dammbewehrung können die Resultate für den Murgangschub 5 aus der Tabelle 22 und Tabelle 23 nicht direkt miteinander verglichen werden.

Tragwiderstand der ganzen oder von Teilen der Sperre (innere Tragfähigkeit Kap. 4.6.7)

Im Folgenden werden die Ausnutzungsgrade der Betonbauteile für alle Lastfälle aufgeführt. Der Nachweis ist erbracht, sofern die ausgewiesene Ausnutzung < 1.0 beträgt. Hier wurde bewusst die Ausnutzung gewählt, da so die unterschiedlichen Lastfälle direkt vergleichbar gemacht werden und folglich das massgebende Gefährdungsbild bestimmt werden kann. Alle detaillierten Berechnungen der folgenden Tabellen sind in der Beilage 2287-42.4 diesem Bericht angehängt.

Die folgende Abbildung 11 zeigt die Ausnutzungsgrade infolge Biege- und Querkrafteinwirkungen der Betonbauteile im Schnitt 1 (Auslaufbauwerk). Gemäss den Resultaten ist das Gefährdungsbild „Murgang“ als massgebend anzusehen. Die Lastfälle Typ 2.2 Murgang Schub 4 und 5 weisen die maximalen Ausnutzungen auf (Bemerkung: Schub 5 ist gleichbedeutend mit Schub 4 – siehe Simulationsresultate).

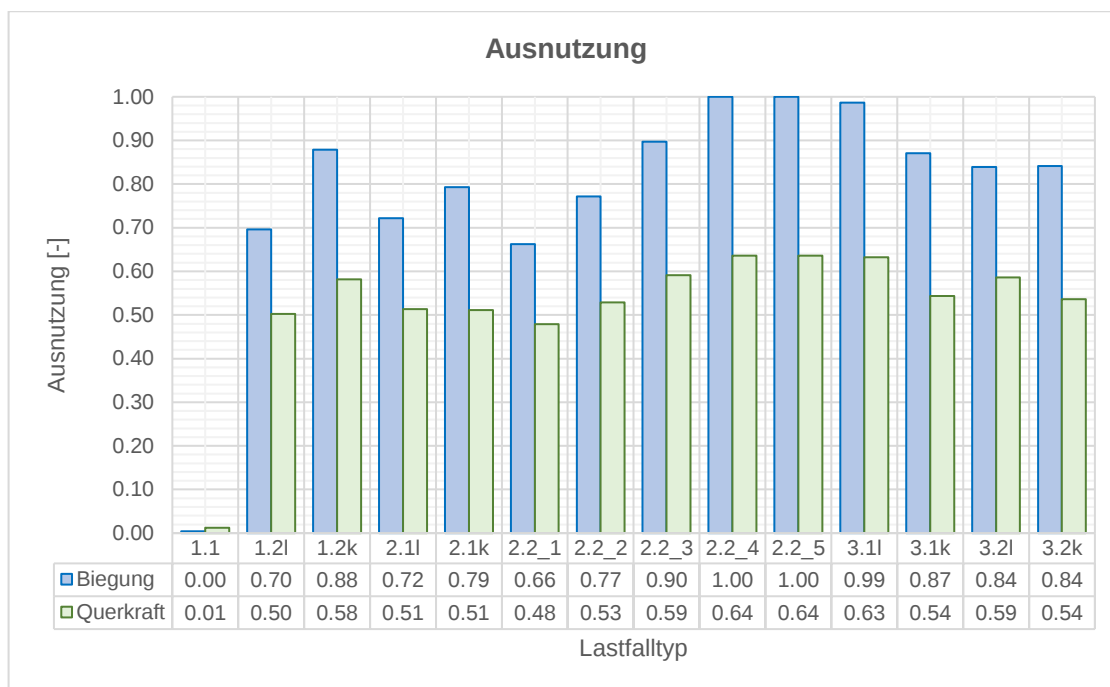


Abbildung 11: Massgebende Biege- und Querkraftausnutzungen der Sperre für alle Lastfälle (Schnitt 1)

Die folgende Abbildung 12 zeigt die Ausnutzungsgrade infolge Biege- und Querkrafteinwirkungen der Betonbauteile im Schnitt 2. Die maximale Ausnutzung der äusseren Bewehrung resultiert aus dem Lastfall 1.1a (Becken leer – gespiegelt modelliert), diejenige der inneren Bewehrung resultiert aus dem Lastfall 2.2 (Schub 5). Für die Bemessung der aussenliegenden Biegebewehrung ist somit der normale Leerzustand massgebend.

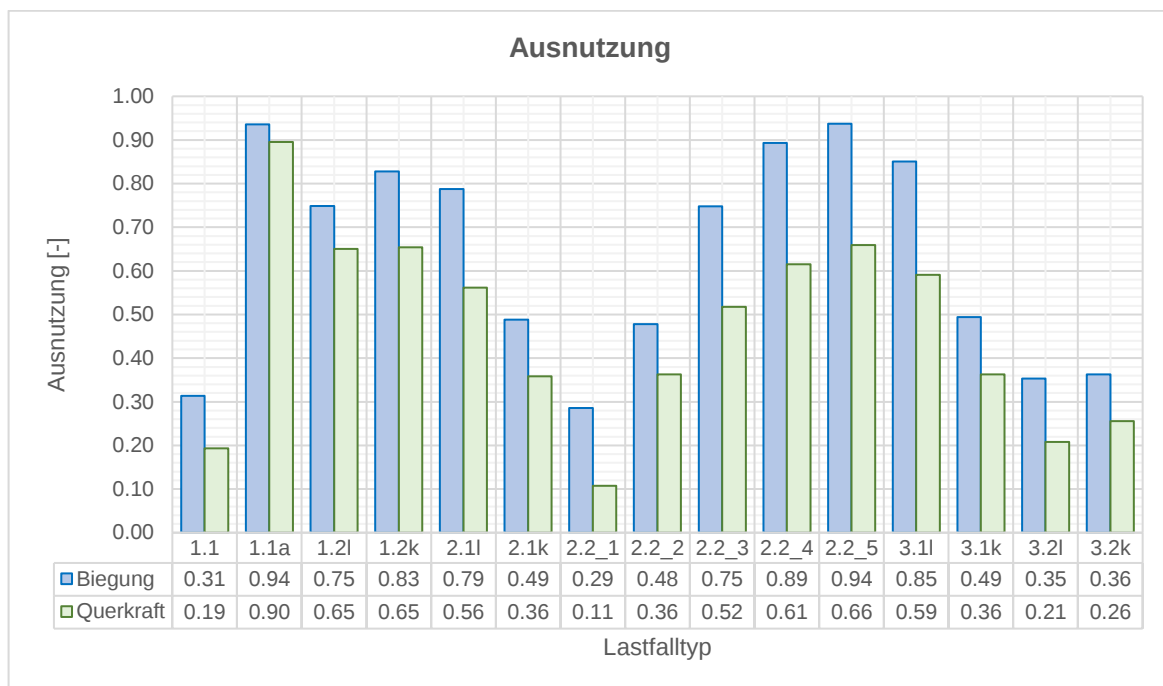


Abbildung 12: Massgebende Biege- und Querkraftausnutzungen der Sperre für alle Lastfälle (Schnitt 2)

In der Abbildung 13 ist die statisch erforderliche Bewehrung für den Querschnitt 2 dargestellt. Die anderen Querschnitte werden aufgrund den sehr ähnlichen Schnittkräfte analog bewehrt. Die statisch erforderliche Bewehrung im Einspannbereich beträgt $\phi 26$ s= 150mm. Die Minimalbewehrung zur Beschränkung der Rissweiten mit erhöhten Anforderungen beträgt $\phi 18/150$. Der Sporn wird mit der Minimalbewehrung ausbewehrt.

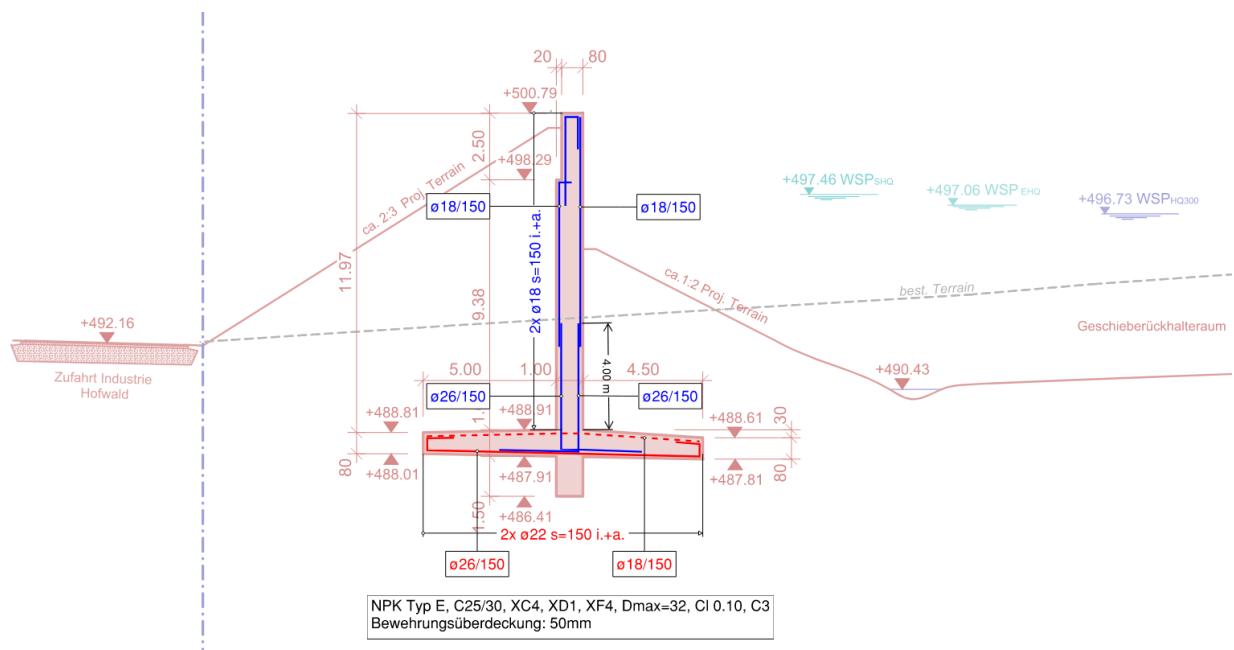


Abbildung 13: Bewehrungsskizze Querschnitt 2 (exkl. Sporn)

Die folgende Abbildung zeigt die Biege- und Querkraftausnutzung pro Lastfall an den massgebenden Querschnitten. Die Berechnungen wurden jeweils im Larix-9 durchgeführt (siehe dazu Beilage 2287-42.2), wo auch die Partialsicherheitsfaktoren der Tabelle 19 berücksichtigt wurden. Die berechneten Biegemomente und Querkräfte wurden anschliessend in eine Excel-Berechnung übertragen, um dort die Biege- und Querkraftnachweise zu führen (siehe dazu Beilage 2287-42.4).

Nachweis der inneren Tragfähigkeit	Biegeausnutzung							Querkraftausnutzung						
Querschnitt	1	2	11	14	16	20	21	1	2	11	14	16	20	21
Typ 1.1: See leer	0.00	0.31	0.02	0.02	0.03	0.08	0.19	0.01	0.19	0.01	0.02	0.05	0.10	0.11
Typ 1.1: See leer (gespiegelt)	NaN	0.94	0.81	0.72	NaN	NaN	0.76	NaN	0.90	0.74	0.72	NaN	NaN	0.69
Typ 1.2: See voll (lange Ganglinie)	0.59	0.75	0.82	0.87	0.70	0.55	0.65	0.50	0.65	0.80	0.87	0.71	0.53	0.56
Typ 1.2: See voll (kurze Ganglinie)	0.75	0.83	0.84	0.79	0.60	0.28	0.67	0.58	0.65	0.68	0.79	0.60	0.29	0.53
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (I)	0.62	0.79	0.57	0.55	0.66	0.93	0.72	0.51	0.56	0.48	0.55	0.65	0.72	0.50
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (k)	0.68	0.49	0.62	0.65	0.55	0.27	0.37	0.51	0.36	0.41	0.65	0.53	0.28	0.29
Typ 2.2: Murgang (Schub 1)	0.57	0.29	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	0.48	0.11	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN
Typ 2.2: Murgang (Schub 2)	0.66	0.48	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	0.53	0.36	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN
Typ 2.2: Murgang (Schub 3)	0.77	0.75	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	0.59	0.52	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN
Typ 2.2: Murgang (Schub 4)	0.85	0.89	0.95	0.93	0.85	0.95	0.76	0.64	0.61	0.67	0.93	0.77	0.71	0.49
Typ 2.2: Murgang (Schub 5)	0.85	0.94	0.95	0.93	0.92	1.00	0.85	0.64	0.66	0.67	0.93	0.82	0.75	0.58
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (I)	0.84	0.85	0.82	0.76	0.68	0.95	0.67	0.63	0.59	0.66	0.76	0.66	0.72	0.43
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (k)	0.74	0.49	0.66	0.64	0.62	0.30	0.35	0.54	0.36	0.41	0.64	0.58	0.30	0.27
Typ 3.2: Erdbeben (I)	0.72	0.35	0.40	0.54	0.76	0.65	0.36	0.59	0.21	0.30	0.54	0.75	0.57	0.21
Typ 3.2: Erdbeben (k)	0.72	0.36	0.43	0.56	0.59	0.34	0.22	0.54	0.26	0.23	0.56	0.57	0.31	0.17

Abbildung 14: Biege- und Querkraftausnutzungen der Sperre für alle Lastfälle für die massgebenden Querschnitte

Hinweis: Gemäss Abbildung 11 ist für den Querschnitt 1 (Auslaufbauwerk) der Lastfall Typ 2.2: Murgang Schub 4 massgebend. Da die Larix-Berechnung der Einfluss der Rippen und der Leitwerke nicht berücksichtigen kann, werden die resultierenden Erd- und Wasserdrücke ins 3D-AxisVM-Modell exportiert. Dort wird die Berechnung nur für den oben erwähnten Lastfall durchgeführt (siehe dazu Beilage 2287-42.3). Die resultierenden Schnittkräfte werden anschliessend wieder in die Excel-Berechnung übertragen und dort die Biege- und Querkraftnachweise geführt (siehe dazu Beilage 2287-42.4). Aus dieser Vergleichsberechnung resultiert eine Reduktion des Biegemomentes an der Einspannstelle der Sperre von ca. 65%, die Querkraft reduziert sich um 20%. Mithilfe dieser Reduktionsfaktoren wurden die Schnittkräfte aus den Larix-berechnungen aller anderen Lastfälle skaliert und anschliessend die Nachweise geführt. Für die Entlastungsbauwerke I und II wird aufgrund der Resultate die gleiche Bewehrung wie beim Auslaufbauwerk vorgesehen, es wird hier auf eine 3D-Modellierung im AxisVM verzichtet.

Anpassung Wasserdruck (hydrodynamisch zu hydrostatisch): Anfangs dieses Kapitels wurde die Modellierung der Wasserdrücke im Larix diskutiert. So werden die Wasserdrücke und folglich auch die Schnittkräfte unterschätzt. Die Ausnutzungen in den vorherigen Tabellen berücksichtigen diesen Umstand nicht und liegen somit auf der unsicheren Seite. Deshalb wird im Folgenden für den Schnitt 2 untersucht, wie gross der Einfluss der unterschätzten Wasserdrücke auf die Schnittkräfte und schliesslich auf die Bewehrung ist.

In der Tabelle 24 sind die hydrostatischen und hydrodynamischen Wasserdrücke aufgeführt, wobei erstere von Hand (Höhe mal Wichte) und letztere aus Larix ermittelt wurden. Der Faktor in der letzten Spalte zeigt das Verhältnis vom hydrostatischen zum hydrodynamischen Wasserdruck. Mit diesem Faktor müssen die Wasserdrücke im Larix-8 erhöht werden, um die Schnittkräfte für hydrostatische Verhältnisse erhalten zu können.

Tabelle 24: Wasserdrücke aus Larix-8 an der Einspannstelle im Schnitt 2 (hydrostatisch vs. hydrodynamisch)

Lastfall	Hydrostatisch [kN/m ²]	Hydrodynamisch [kN/m ²]	Faktor [-]
Typ 1.1: See leer	-	-	-

Typ 1.2: See voll (lange Ganglinie)	74.9	59.2	1.26
Typ 1.2: See voll (kurze Ganglinie)	78.2	65.9	1.19
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (lange Ganglinie)	90.9	67.1	1.36
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (kurze Ganglinie)	81.5	68.4	1.19
Typ 2.2: Murgang (Schub 4)	103.9	72.8	1.43
Typ 2.2: Murgang (Schub 5)	107.9	74.4	1.45
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (lange Ganglinie)	94.9	68.9	1.38
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (kurze Ganglinie)	85.5	71.4	1.20
Typ 3.2: Erdbeben (lange Ganglinie)	74.9	59.2	1.26
Typ 3.2: Erdbeben (kurze Ganglinie)	78.2	65.9	1.19

In der folgenden Zusammenstellung sind die Biege- und Querkraftausnutzungen im Schnitt 2 für alle Lastfälle aufgeführt, jeweils für hydrodynamische (links) und hydrostatische Wasserdrücke (rechts). Für die zwei Erdbebenlastfälle ist auch der Einfluss der mitschwingenden Wassermasse nach Westergaard berücksichtigt, welcher in den Resultaten im Typ 3.2 erkennbar ist. Die Erhöhung des Wasserdrucks hat zum Teil keinen Einfluss auf die Ausnutzung, teils ist die Änderung positiv und teils negativ. Alle Nachweise sind nach wie vor erfüllt, die höheren Wasserdrücke haben keinen entscheidenden Einfluss auf die Bewehrung an der Einspannstelle, bzw. die vorgesehene Bewehrung reicht nach wie vor aus. Die Bewehrungsskizze gemäss Abbildung 13 bleibt gültig. Aus diesen Erkenntnissen folgt, dass die in Abbildung 14 aufgeführten Ausnutzungen für die Bemessung der Bewehrung ausreichend sind und keine weiteren Nachweise für die restlichen Schnitte notwendig sind.

Nachweis der inneren Tragfähigkeit	Biegeausnutzung			Querkraftausnutzung		
	2	2 (neu)	Änderung	2	2 (neu)	Änderung
Querschnitt						
Typ 1.1: See leer	0.31	0.31	0.0%	0.19	0.19	0.0%
Typ 1.1: See leer (gespiegelt)	0.94	0.94	0.0%	0.90	0.90	0.0%
Typ 1.2: See voll (lange Ganglinie)	0.75	0.63	-15.6%	0.65	0.57	-11.6%
Typ 1.2: See voll (kurze Ganglinie)	0.83	0.66	-20.5%	0.65	0.56	-14.3%
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (l)	0.79	0.79	0.0%	0.56	0.56	0.0%
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (k)	0.49	0.43	-12.9%	0.36	0.33	-6.7%
Typ 2.2: Murgang (Schub 1)	0.29	0.40	41.5%	0.11	0.28	164.4%
Typ 2.2: Murgang (Schub 2)	0.48	0.48	0.0%	0.36	0.37	1.1%
Typ 2.2: Murgang (Schub 3)	0.75	0.75	0.0%	0.52	0.52	0.0%
Typ 2.2: Murgang (Schub 4)	0.89	0.89	0.0%	0.61	0.62	0.9%
Typ 2.2: Murgang (Schub 5)	0.94	0.94	0.0%	0.66	0.67	0.9%
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (l)	0.85	0.85	0.0%	0.59	0.59	0.0%
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (k)	0.49	0.43	-13.9%	0.36	0.34	-7.3%
Typ 3.2: Erdbeben (l)	0.35	0.35	0.0%	0.21	0.27	30.9%
Typ 3.2: Erdbeben (k)	0.36	0.41	12.4%	0.26	0.32	25.4%

Abbildung 15: Biege- und Querkraftausnutzungen der Sperre für alle Lastfälle im Schnitt 2

Tragwiderstand des Fundamentbereichs (innere Tragfähigkeit Kap. 4.6.8)

Gemäss der StAG Teil C1 Ziffer 4.6.8 beinhaltet der Nachweis der Tragsicherheit des Fundamentbereichs folgende Punkte:

- Tragfähigkeit im Fundamentbereich
- Gleiten oder Bruch
- Kolke
- Erosion

Die Tragfähigkeit im Fundamentbereich bzw. im vorliegenden Fall die Bodenplatten werden analog derjenigen der Sperre geführt. Die Schnittkräfte werden aus der Larix-Berechnung in die Excel-Berechnung übertragen und dort die Nachweise geführt. Die Resultate der Biege- und Querkraftnachweise sind in der folgenden Abbildung 16 für alle Lastfälle zusammengefasst. Die detaillierten Berechnungen sind in der Beilage 2287-42.4 diesem Bericht angehängt. Die Nachweise können mit der entsprechenden Bewehrung alle erfüllt werden.

Die Resultate der Gesamtstabilitätsnachweise (Kippen, Gleiten, Grundbruch) sind zu Beginn dieses Kapitel in der Tabelle 20 aufgeführt.

Nachweis der inneren Tragfähigkeit	Biegeausnutzung							Querkraftausnutzung						
Querschnitt	1	2	11	14	16	20	21	1	2	11	14	16	20	21
Typ 1.1: See leer	0.22	0.69	0.45	0.53	0.27	0.29	0.61	0.25	0.42	0.35	0.53	0.31	0.40	0.36
Typ 1.1: See leer (gespiegelt)	NaN	0.79	0.85	0.95	NaN	NaN	0.73	NaN	0.90	0.98	0.95	NaN	NaN	0.78
Typ 1.2: See voll (lange Ganglinie)	0.52	0.81	0.81	1.00	0.55	0.45	0.76	0.48	0.56	0.69	1.00	0.52	0.47	0.51
Typ 1.2: See voll (kurze Ganglinie)	0.89	0.92	0.83	0.85	0.57	0.41	0.83	0.53	0.69	0.72	0.85	0.46	0.36	0.58
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (l)	0.76	0.74	0.57	0.57	0.47	0.59	0.69	0.42	0.48	0.40	0.57	0.43	0.48	0.43
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (k)	0.53	0.58	0.58	0.61	0.48	0.32	0.52	0.49	0.33	0.41	0.61	0.37	0.28	0.28
Typ 2.2: Murgang (Schub 1)	0.59	0.44	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	0.42	0.23	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN
Typ 2.2: Murgang (Schub 2)	0.62	0.61	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	0.49	0.35	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN
Typ 2.2: Murgang (Schub 3)	0.71	0.74	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN	0.53	0.48	NaN	NaN	NaN	NaN	NaN
Typ 2.2: Murgang (Schub 4)	0.79	0.82	0.73	0.75	0.61	0.66	0.73	0.56	0.56	0.58	0.75	0.50	0.49	0.47
Typ 2.2: Murgang (Schub 5)	0.79	0.83	0.73	0.75	0.66	0.68	0.78	0.56	0.58	0.58	0.75	0.53	0.50	0.51
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (l)	0.74	0.77	0.67	0.63	0.47	0.60	0.66	0.58	0.51	0.52	0.63	0.44	0.49	0.40
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (k)	0.84	0.57	0.59	0.60	0.52	0.33	0.49	0.44	0.32	0.41	0.60	0.40	0.29	0.26
Typ 3.2: Erdbeben (l)	0.62	0.50	0.49	0.60	0.52	0.44	0.51	0.51	0.27	0.33	0.60	0.46	0.39	0.27
Typ 3.2: Erdbeben (k)	0.80	0.50	0.46	0.66	0.50	0.38	0.44	0.43	0.27	0.34	0.66	0.38	0.29	0.22

Abbildung 16: Biege- und Querkraftausnutzungen der Bodenplatte für alle Lastfälle für die massgebenden Querschnitte

Betreffend Kolken und Erosionen sind wasserseitig (innerhalb vom Geschieberückhalteraum) Ufer- und Sohlschutzmassnahmen mit entsprechender Korndurchmesser vorgesehen. Dabei gilt es zu erwähnen, dass im Ereignisfall nur zu Beginn vom Ereignis erosive Verhältnisse vorliegen. Während der Abflussspitze erfolgt aber ein grosser Geschiebeeintrag und dadurch kommt es zu Ablagerungen entlang vom Abschlussbauwerk. Luftseitig sind nachgelagert zu den Überfallsektionen (Auslaufbauwerk sowie bei den Entlastungsbauwerken I & II) Tosbecken mit lokalem Kolkschutz vorgesehen (siehe auch Abbildung 17). Dadurch kann das Risiko von einer Unterspülung des Fundamentbereichs und somit differenzielle Setzungen auf ein tolerierbares Mass reduziert werden.

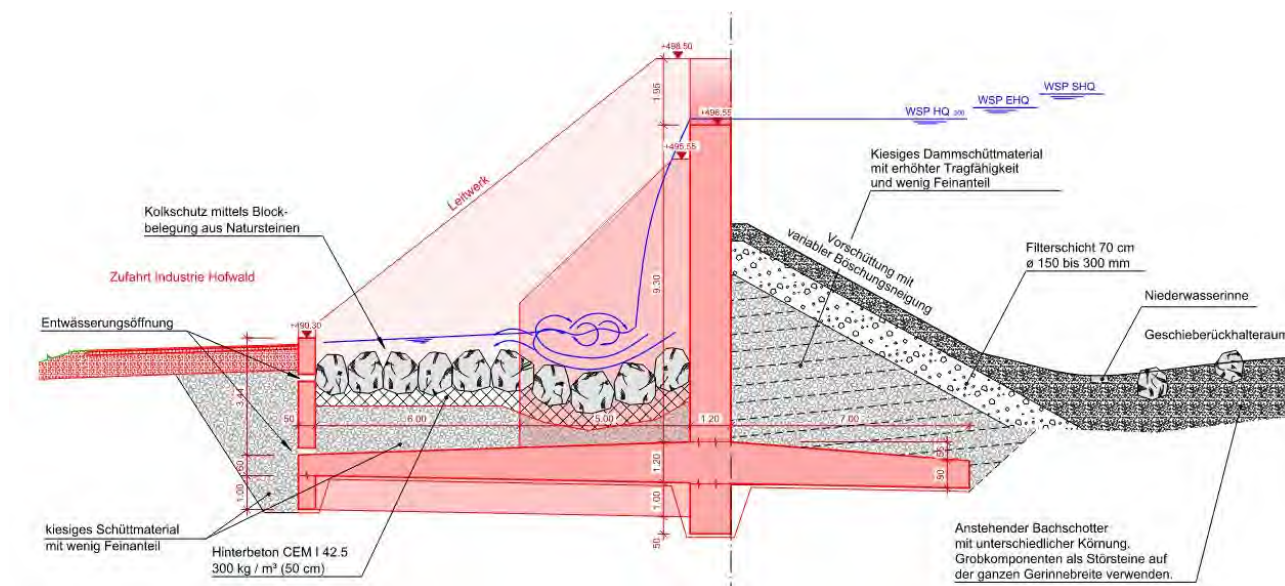


Abbildung 17: Beispiel vom Kolk- und Erosionsschutz beim Entlastungsbauwerk I (Ausschnitt aus 2287-492).

Stabilität der Hänge im Bereich des Stauraums (Kap. 4.6.9)

Die Stabilität der Hänge im Bereich des Stauraums werden an einem massgebenden Schnitt durchgeführt. An diesem Schnitt ist die Böschung entlang des Stauraumes am steilsten und zudem steht an der Böschungsoberkante ein Einfamilienhaus. Da in diesem Fall die Stabilitätsnachweise bei rein mit Wasser gefülltem Sammler massgebend sind, werden ausschliesslich die Lastfälle Typ 1.2/2.1/3.1/3.2 mit kurzer Ganglinie betrachtet (ohne günstig wirkendes Geschiebe im Sammler). In der nachfolgenden Tabelle sind die globalen Sicherheiten aufgeführt, wobei die Lastfälle Typ 1.2/2.1/3.1 die geforderte Sicherheit von > 1.0 erreichen. Im Erdbebenereignis Lastfall Typ 3.2 kann die geforderte Sicherheit an die Böschungsstabilität nicht erreicht werden kann, mit 0.71 ist der Nachweis klar nicht erfüllt. Der Nachweis kann mit einer Bodenbeschleunigung von 0.185g erfüllt werden, was 59% ($= 0.185g/0.315g$) der ursprünglichen Erdbebeneinwirkung entspricht.

Tabelle 25: Gesamtstabilität im Schnitt 300 beim Leitdamm Nord

Nachweise der Gesamtstabilität – Schnitt 300	Böschungsstabilität
Typ 1.2: See voll (kurze Ganglinie)	1.42
Typ 2.1: Bemessungshochwasser (kurze Ganglinie)	1.67
Typ 3.1: Sicherheitshochwasser (kurze Ganglinie)	2.00
Typ 3.2: Erdbeben (kurze Ganglinie)	0.71

Gemäss der Stauanlagenverordnung sind aufgrund der zu geringen Sicherheit im Lastfall Typ 3.2 die Auswirkungen einer möglichen Flutwelle abzuschätzen oder Massnahmen zu projektieren. Aus Sicht des Projektverfassers scheint es unverhältnismässig die gesamte Uferböschung zu verstärken, da in diesem Lastfall ein 300-jährliches Hochwasser- und ein 1000-jährliches Erdbebenereignis kombiniert eintreten müssten. Die mittlere Überschreitungswahrscheinlichkeit P beträgt bei diesem kombinierten Ereignis 0.27‰ während der Nutzungsdauer von 80 Jahren. Wird die Erdbebeneinwirkung auf 59% reduziert, was ca. einem 375-jährlichen Erdbebenereignis entspricht, beträgt die mittlere Überschreitungswahrscheinlichkeit 0.71‰, was immer noch eine sehr geringe Wahrscheinlichkeit darstellt.

Betrachteter Zeitraum (Nutzungsdauer Bauwerk): $n = 80$ Jahre

Mittlere Überschreitungswahrscheinlichkeit $P = 1 - (1 - 1/T)^n$:

Hochwasserereignis mit Wiederkehrperiode $T = 300$ Jahren: $P = 23.4\%$

Erdbebenereignis mit Wiederkehrperiode $T = 1'000$ Jahren: $P = 7.7\%$

Hochwasser- und Erdbebenereignis kombiniert: $P = 0.27\%$

Hochwasser- und 59% von Erdbebenereignis kombiniert: $P = 0.71\%$

Ausserdem liegt der «Instabile Bereich» mehrheitlich im Bereich der eingestauten Böschung und stürzt nicht mit grosser Geschwindigkeit von oben ins gefüllte Becken hinein. Es werden deshalb keine weiteren Verstärkungen projektiert.

2.2.4 Uferstabilität, Impulswellen

Die Uferstabilität wird abhängig vom Anlageteil unterschiedlich gewährleistet. Es werden folgende Bauteile und Uferschutzmassnahmen unterschieden:

- **Ufer entlang vom Leitdamm Süd:** Die Ufer entlang vom Leitdamm Süd werden mittels Blocksätzen vor Erosion geschützt. Die Dimensionierung der Blöcke ist ausgelegt auf die Belastung durch die Murgänge. Die Blockgrössen betragen zwischen 3 und 6 to (abhängig von der Lage der Blöcke), wobei die Blöcke in eine Filterschicht versetzt werden. Die Erosion des Böschungsfusses wird durch den direkten Anschluss des Rauhbettgerinne (ebenfalls Blockbelegung) an den Uferblocksatz verhindert. Die obere Grenze der Blockbelegung entspricht der maximalen Fliesstiefe bei einem Murgangereignis EHQ bzw. bei einem Murgangereignis HQ₃₀₀ und einem nachgelagerten Hochwasserereignis HQ₁₀₀.
- **Ufer entlang vom Abschlussbauwerk:** Lokal wird das Abschlussbauwerk wasserseitig angeschüttet. Da dieses Schüttmaterial auch eine statische Relevanz hat, werden diese Anschüttungen mit ausgesiebttem Grobmaterial (Durchmesser 15-30 cm) am Böschungsfuss angereichert. Somit kann bei kleineren Ereignissen und somit im Normalfall die Anschüttungen erhalten werden und sämtliche Nachweise können erfüllt werden. Aus wirtschaftlichen Gründen wird auf das Versetzen von einem Blocksatz verzichtet. Folglich ist bei grösseren Ereignissen die lokale Erosion der Anschüttung grundsätzlich möglich. In diesen Fällen erfolgt jedoch ein SeeEinstau und ein grosser Geschiebeeintrag in den Geschieberückhalteraum. Entsprechend können die Nachweise auch ohne dem initial berücksichtigten Erddruck erfüllt werden.
- **Nördliche Ufer als Abgrenzung vom Geschieberückhalteraum:** Bei diesen Böschungen handelt es sich um relativ flache Böschungen, welche sich auf der strömungsabgerichteten Seite befinden. Als Erosionsschutz werden die Böschungen mit einer Schotterabdeckung (Durchmesser 10-30 cm), ausgelegt auf die Belastung bei Murgangereignissen, versehen.

Im Zusammenhang mit den geschiebetechnischen Simulationen wurde auch das Szenario eines Murgangereignisses in den mit Wasser gefüllten Geschieberückhalteraum untersucht (Impulselle). Die Ausbreitung der Impulsellen wurden anhand von 3D-Simulationen ermittelt.

Der Murgang, welcher als Input verwendet wurde, stammt von den durchgeführten Murgangsimulationen. Insgesamt wurden im Rahmen der geschiebetechnischen Simulationen acht unterschiedliche Murgangcharakteristiken je Eintretenswahrscheinlichkeit untersucht. Da jedoch vor allem die dünnflüssigen Murgänge massgeblich in den Geschieberückhalteraum vordringen, wurden für die Flutwellenbetrachtung lediglich die zwei massgebenden dünnflüssigen Murgangcharakteristiken bei einem Extremereignis (EHQ) und SeeEinstau (bis zur Überfallsektion des Auslaufbauwerks (495.35 m.ü.M) untersucht.

Die Resultate ergaben, dass die Impulsellen, welche sich durch den Murgangschub in den See im Geschieberückhalteraum bilden, durch die Mauerhöhen des Abschlussbauwerks abgedeckt werden. Die Impulsellen treten ausschliesslich über das Auslaufbauwerk und das Entlastungsbauwerk I aus. Dabei zeigt sich, dass bei der dünnflüssigeren Rheologie mit schnellerer Eintrittsgeschwindigkeit in den verfüllten Geschieberückhalteraum eine grössere Impulselle und entsprechend auch grössere Wasserausträge festgestellt werden (siehe 2287-4003). Beim schnelleren Murschub treten insgesamt ca. 2'700 m³ Wasser über die beiden Überfallsektionen aus, wobei die maximalen Abflüsse über die Sperren die Maximalabflüsse im Hochwasserfall (kurze Ganglinie) nicht übersteigen. Die maximale Fliesstiefe aus dem Geschieberückhalteraum wird bei der Überfallsektion vom Auslaufbauwerk festgestellt. Die beträgt maximal 1.4 m und liegt somit 85 cm unterhalb der Sperrenflügel.

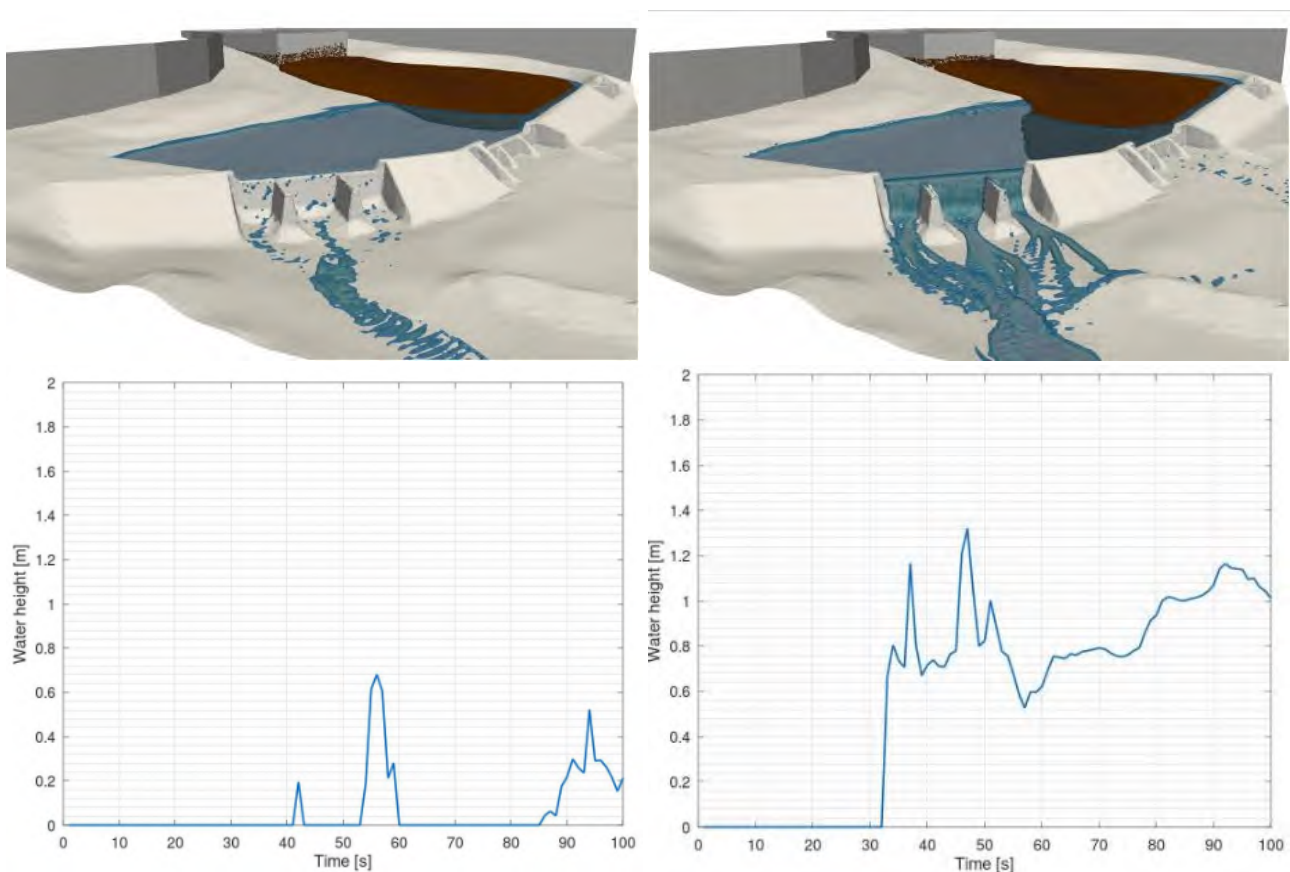


Abbildung 18: Resultate aus den 3D-Simulationen für das Szenario Flutwelle infolge Murschub in verfüllten Geschieberückhalteraum. Links sind die Resultate des langsameren, rechts des schnelleren dünnflüssigen Murschubs dargestellt.

2.2.5 Erdbebensicherheit

Der Nachweis der Erdbebensicherheit ist gemäss der Stauanlagenverordnung Teil C1 Ziffer 4.6.8 zu führen. Die Berechnungsgrundlagen sind in Kapitel 2.2.1 und die Resultate der Nachweise sind im Kapitel 2.2.3 aufgeführt. Die Anforderungen der Stauanlagenverordnung sind erfüllt.

2.3 Nachweis der Hochwassersicherheit und der Sicherheit der Entlastungs- und Ablassorgane

2.3.1 Hydrograph der Zuflüsse und Abflüsse (Retention), Festlegung des Bemessungs- und Sicherheitshochwassers

Als Zufluss wurden die im Rahmen der Erarbeitung der Gefahrenkarte am Buoholzbach erarbeiteten Ganglinien verwendet. Dabei wurde zwischen einer kurzen Ganglinie (Gewitterniederschläge) und einer langen Ganglinie für langanhaltende Hochwasserereignisse unterschieden. Die kurzen Ereignisse werden durch Ganglinien mit einer Gesamtdauer von sechs Stunden charakterisiert, wobei der Spitzenabfluss nach 100 Minuten erreicht wird und nach knapp drei Stunden weiterhin ca. 40 % der Abflussspitze abfließt. Für die langen Ereignisse wurde eine Gesamtdauer von 150 Stunden definiert, wobei nach 35 Stunden die Spitze erreicht wird und diese dann noch während fünf Stunden konstant bleibt.

Die Abflüsse aus dem Geschieberückhalteraum sind abhängig von der Charakteristik der Hochwasserereignisses. Bei kleineren oder auch langen Ereignissen erfolgt kein Rückstau und der Zufluss entspricht dem Abfluss aus dem Geschieberückhalteraum. Übersteigt jedoch der Zufluss die Kapazität des Grundablasses im Freispiegelabfluss, so kommt es zu einer Seebildung innerhalb vom Geschieberückhalteraum. Ebenfalls kommt es zu einer Seebildung, wenn die verstellbare Schütze beim Grundablass infolge grossem Geschiebeeintrag in den Geschieberückhalteraum geschlossen wird. Die ungefähre Füllzeiten abhängig von den Ereignissen ist in Tabelle 9 aufgeführt. Die hydraulische Charakteristik vom Abschlussbauwerk (Pegel-Abfluss-Beziehung) ist in der Abbildung 19 dargestellt.

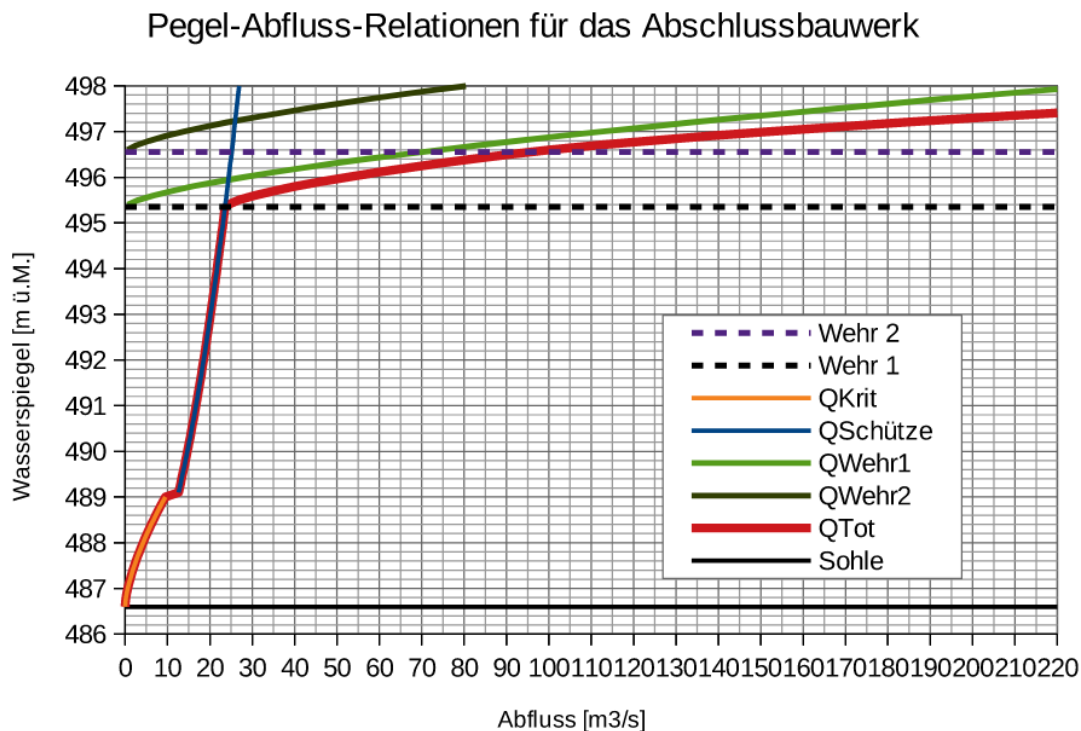


Abbildung 19: Pegel-Abfluss-Beziehung beim Abschlussbauwerk.

2.3.2 Bemessung der Entlastungs- und Ablassorgane (Kapazität, Freibord, Hydraulik), Gefahrenkote

Der vorgesehene Grundablass ist auf einen Abfluss von gut 20 m³/s ausgelegt. Die Grösse des Grundablasses wurde im Rahmen von Geschiebesimulationen bestimmt und optimiert. Das Ziel bei der Definition der Grösse war eine optimale Ablagerungscharakteristik im Geschieberückhalteraum sowie die Reduktion des Geschiebeaustrags aus dem Rückhalteraum auf eine zulässige Menge. Bezogen auf die Hochwasserereignisse verfügt der Grundablass die Kapazität den Abfluss von 300-jährlichen, langanhaltenden Hochwasserereignissen abzuleiten. Bei Ereignissen mit kurzer Ganglinie wird die Kapazität ca. bei 10-jährlichen Ereignissen überschritten und es erfolgt eine Seebildung im Geschieberückhalteraum.

Zur Gewährleistung der Hochwassersicherheit sind die drei bereits beschriebenen Entlastungsöffnungen vorgesehen. Die Sperrenüberfälle beim Auslaufbauwerk und beim Entlastungsbauwerk wirken sowohl im Hochwasserfall als auch bei Murgängen. Das Entlastungsbauwerk II springt ausschliesslich bei Murgangereignissen an.

Die Koten des Auslaufbauwerks und des Entlastungsbauwerk I sind so aufeinander abgestimmt, dass bis zu einem 100-jährlichen, kurzen Hochwasserereignis ausschliesslich das Auslaufbauwerk überströmt wird und somit das Wasser über den normalen Bachlauf in die Engelbergeraa fliesst. Die Überfallsektion des Entlastungsbauwerks I liegt 1.20 m über der Sperrenhöhe vom Auslaufbauwerk. Bei selteneren Ereignissen wird dann auch das Entlastungsbauwerk I überströmt und das Wasser in den dafür vorgesehenen Überlastkorridor ausgeleitet.

Massgebend für die Dimensionierung der Höhe der Stahlbetonmauer zwischen den Entlastungsbauwerken waren die simulierten Ablagerungshöhen der Murgänge und Hochwasser bei einem Extremereignis zuzüglich 50 cm Freibord bzw. der Pegelstand der möglichen Seebildung bei einem Sicherheitshochwasser.

2.3.3 Festlegung des Hochwassers für Revisions- und Bauzustände

Im vorliegenden Fall werden keine Hochwasser für den Revisions- und Bauzustand definiert.

Während dem Bau erfolgt der Abfluss im alten Bachlauf vom Buoholzbach wodurch die Hauptarbeiten im «Trockenen» erfolgen können. Für die sich im Bau befindenden Bauteile werden verhältnismässige Schutzmassnahmen vorgesehen, um die bestehende Hochwassergefahr (Übersarung Schwemmkegel) möglichst zu reduzieren. Ebenfalls ist das Bauprogramm darauf ausgelegt, dass Bauten nahe der Prozessquelle in Monaten mit einer reduzierten Gefährdung bzw. mit besserer Prognosezuverlässigkeit (Wintermonate) ausgeführt werden.

Im Revisionsfall wird ebenfalls darauf geachtet, dass Arbeiten an wichtigen Anlageteilen insbesondere ausserhalb der Hochwassersaison ausgeführt werden. Weitere Rahmenbedingungen werden nicht festgelegt, weil kein ständiger Wassereinstau im Geschieberückhalteraum vorliegt.

2.4 Notfallplanung

2.4.1 Flutwellenkarte im Falle des Bruchs der Sperre

Es gilt zwei Szenarien eines Bruchs der Sperre zu unterscheiden. Einerseits besteht die Möglichkeit, dass die Sperre infolge eines Murgangereignisses bricht. Andererseits besteht die Möglichkeit von einem Bruch während einer Seebildung im Geschieberückhalteraum.

Erfolgt der Bruch während einem Murgangereignis, so führt der Geschiebeaustrag zu einem Einstau der Engelbergeraa und zu einer vergleichbaren Gefährdung wie im heutigen Zustand. Die Engelbergeraa wird eingestaut, verlässt das Gerinne und fliesst über Dallenwil, Stans in Richtung Stansstad (siehe Abbildung 20).

Erfolgt der Bruch hingegen während einer Seebildung im Geschieberückhalteraum, so ist mit einer Flutwelle, im direkt westlich angrenzenden Industriegebiet von Dallenwil zu rechnen, welche sich analog zu ersterem Fall kontinuierlich abflachend über den Stanser Talboden bis nach Stansstad ausbreitet.

Auf die Erstellung einer Flutwellenkarte wurde unter Berücksichtigung der heutigen Gefährdung verzichtet. Die heutige Intensitätskarte vom Extremereignis bildet die Gefährdung bei einem Bruch der Sperre genügend gut nach (siehe Abbildung 20).

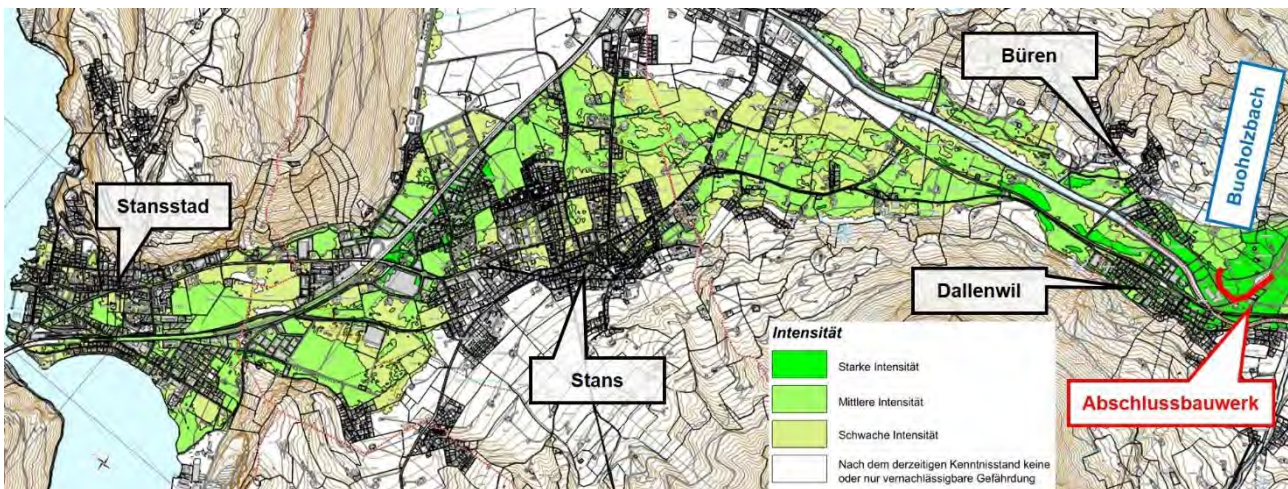


Abbildung 20: Intensitätskarte vom Extremereignis im heutigen Zustand.

2.4.2 Elemente des Alarmierungssystems

Das Notfallkonzept ist in der Beilage 2287-4008 aufgeführt. An dieser Stelle wird nur auf die wichtigsten Elemente der Alarmierung hingewiesen:

- **Pegelmessung:** Beim Auslaufbauwerk wird eine kontinuierliche Pegelmessung installiert, um den Wasserstand im Geschieberückhalteraum aufzuzeichnen.
- **Fixpunkte:** Auf den sichtbaren Stahlbetonelementen des Abschlussbauwerks werden Fixpunkte installiert, welche eine Vermessung zulässt. Die Fixpunkte sind als Elemente der kontinuierlichen Überwachung aber auch für die Alarmierung von grosser Bedeutung (Beschleunigung von Bewegungen).
- **Beobachtungsposten:** Oberhalb vom Auslaufbauwerk wird ein Beobachtungspunkt eingerichtet, welcher dem zuständigen Talsperrenwärter die Möglichkeit für eine visuelle Beurteilung ermöglicht.

2.5 Instrumentierung, Überwachungskonzept, Kontrollen

2.5.1 Instrumentierung und Überwachungskonzept während des Betriebs der Stauanlage und während den Bauarbeiten

Das Überwachungskonzept ist als Beilage 2287-4006 beigelegt.

2.5.2 Programm für die Materialkontrollen während der Bauarbeiten

Im Zusammenhang mit der Ausschreibung der Bauarbeiten wird den interessierten Unternehmungen ein Prüf- und Kontrollplan abgegeben. Für die vorliegende Anlage liegt der Fokus bei den Materialkontrollen der Stahlbetonarbeiten, den Schütтарbeiten sowie bei den Wasserbauarbeiten. Eine Zusammenfassung der geplanten Materialkontrollen sind in der Beilage 2287-61 aufgeführt.

3 Zusätzliche Elemente für den besonderen Fall des Umbaus einer Stauanlage

Im jetzigen Wissensstand sind keine zusätzlichen Elemente bekannt, welche im besonderen Fall des Umbaus massgebend werden.

4 Pläne und Bauprogramm

4.1 Situation, Grundriss, Ansichten, Schnitte, konstruktive Details

Die wichtigsten technischen Pläne sind als Beilage beigelegt.

4.2 Vorgesehenes Bauprogramm

Das vorgesehene Bauprogramm ist als Bauphasenplan im Dokument 2287-407 dargestellt. Dabei sind sämtliche Bauphasen dargestellt, auch diejenigen, welche den Geschieberückhalteraum nicht betreffen und somit nicht Bauteile sind, welche dem Stauanlagengesetz unterstellt sind.

Die wichtigsten Bauphasen für die Bauteile vom Geschieberückhalteraum lassen sich folgendermassen zusammenfassen:

- Rodungsarbeiten im Frühjahr 2025
- Baustart Baumeister im März 2025
- Diverse Rückbauten innerhalb vom Geschieberückhalteraum im April 2025
- Abtrag von Kulturerde im Mai bis August 2025
- Erste Aushubarbeiten sowie weiterer Abtrag von Waldboden zwischen September und Dezember 2025
- Aushubarbeiten bei Abschlussbauwerk sowie Stahlbetonbau inkl. verstellbares Schütz zwischen März und Oktober 2026.
- Aushubarbeiten im Geschieberückhalteraum zwischen November 2026 und April 2027
- Schüttungen entlang Abschlussbauwerk im Dezember 2026
- Gerinneausbau entlang Leitdamm Süd zwischen Januar und April 2027
- Schüttung Leitdamm Süd inkl. Abdichtung und Erdbewehrung zwischen Februar und April 2027
- Fertigstellungsarbeiten (Fusswege, Anlegen Waldboden und Gestaltung) im Frühsommer 2027 bzw. Bepflanzung im Herbst 2027.