

# PROJEKT / PROGETTO

AUTONOME PROVINZ BOZEN - GEMEINDE OLANG UND BRUNECK  
PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO - COMUNE DI VALDAORA E BRUNICO

23020

## ERRICHTUNG DES NEUEN SPEICHERBECKENS "BODENSEE" FÜR DIE TECHNISCHE BESCHNEIUNG AM KRONPLATZ

### REALIZZAZIONE DEL NUOVO BACINO "BODENSEE" PER L'INNEVAMENTO PROGRAMMATO SUL PLAN DE CORONES

INHALT / CONTENUTO

PLAN NR.

TAVOLA N°

#### HYDRAULISCH - HYDROLOGISCHER BERICHT

09.1

AUFTAGGEBER / COMMITTENTE

Aug 2024	DB	DB	MP
Datum data	gez. dis.	bearb. elab.	gepr. esam.

#### KRONPLATZ SEILBAHN GMBH

Reischach, Seilbahnstraße 10  
39031 Bruneck

PROJEKTANT / PROGETTISTA



**Engineering**  
Dott. Ing. Markus Pescoldlerungg  
Dott. Ing. Udo Mall

I-39031 Bruneck, Gilmplatz 2 / Brunico, piazza gilm 2  
Tel.: 0474/050005 - E-Mail: info@ipm.bz - Web: www.ipm.bz

ARBEITSGRUPPE / GRUPPO DI LAVORO

#### Jesacher

Geologiebüro - Studio di geologia  
I-39031 Bruneck/Brunico, Via Carl-Toldt-Straße 11  
t. 0474/409376 f. 0474/831093 info@jesacher.bz

**jesacher**  
geologiebüro | studio di geologia

#### TRIFOLIUM

Dr. Kurt Kußtatscher  
I-39050 Jenesien - Afingerweg 40  
Tel. 3355346470 www.trifolium.net



## INHALTSVERZEICHNIS

<b>1 Vorwort.....</b>	<b>2</b>
<b>2 Hydrologie / Niederschläge.....</b>	<b>2</b>
2.1 Niederschläge .....	2
2.2 Hyetographen .....	3
<b>3 Technische Daten des Speicherbeckens und der Bauwerke .....</b>	<b>3</b>
<b>4 Wasserversorgung.....</b>	<b>4</b>
<b>5 Abflussbauwerke .....</b>	<b>5</b>
5.1 Drainagegraben um das Speicherbecken .....	5
5.2 Notüberlauf ("scarico di superficie") .....	7
5.2.1 Berechnung der maximalen Überlaufhöhe.....	7
5.2.2 Nachweis Freibord Netto ("franco netto") .....	8
5.3 Grundablass.....	10
5.4 Maximaler Abfluss .....	12
5.4.1 Nachweis Abflussgraben.....	12
<b>6 Drainagen .....</b>	<b>14</b>
6.1 Drainagen innerhalb des Beckens und Monitoring .....	15
6.2 Drainagen ausserhalb des Beckens.....	15
6.3 Abdichtung des Beckens.....	15

## 1 VORWORT

Die Kronplatz Seilbahn GmbH beabsichtigen die Errichtung eines offenen Speicherbeckens nahe es bereits vorhandenen Speicherbeckens „Pracken“ am Kronplatz.

Das Becken soll in etwa 250.000 m<sup>3</sup> für die Beschneiung der Skipisten zur Verfügung stellen.

## 2 HYDROLOGIE / NIEDERSCHLÄGE

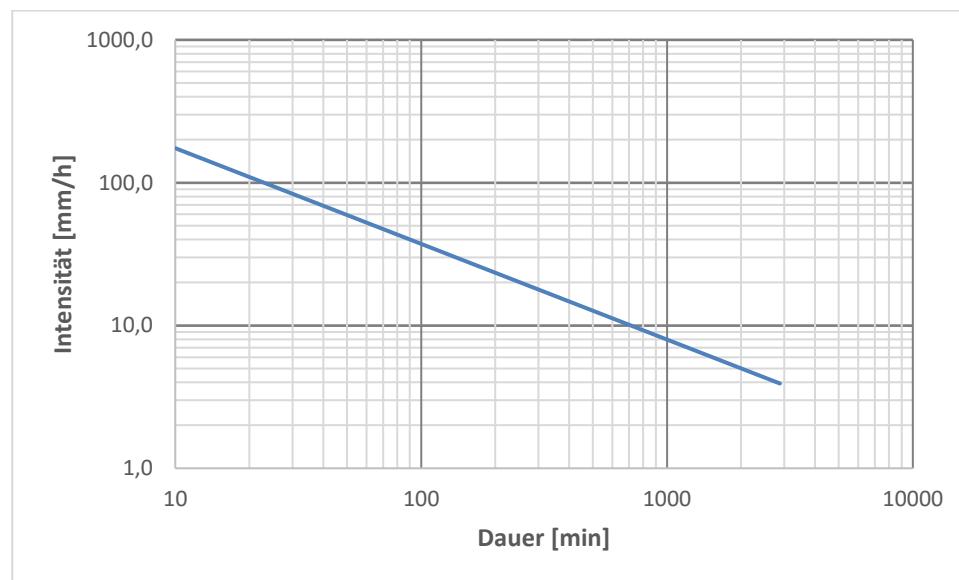
### 2.1 NIEDERSCHLÄGE

Zur Berechnung der Niederschläge wurden die hydrologische Daten aus dem Gefahrenzonenplan der Gemeinde Bruneck herangezogen. Für das Einzugsgebiet des nahe gelegenen Adererbachs gelten folgende Parameter zur Berechnung Niederschlagswahrscheinlichkeiten

a			n	
Wiederkehrdauer			Niederschlagsdauer	
30	100	300	< 1h	> 1h
30,1	36	41,3	0,37	0,35

**Tabelle 1:** Parameter a und n der Kennlinien der Niederschlagswahrscheinlichkeiten für den Adererbach

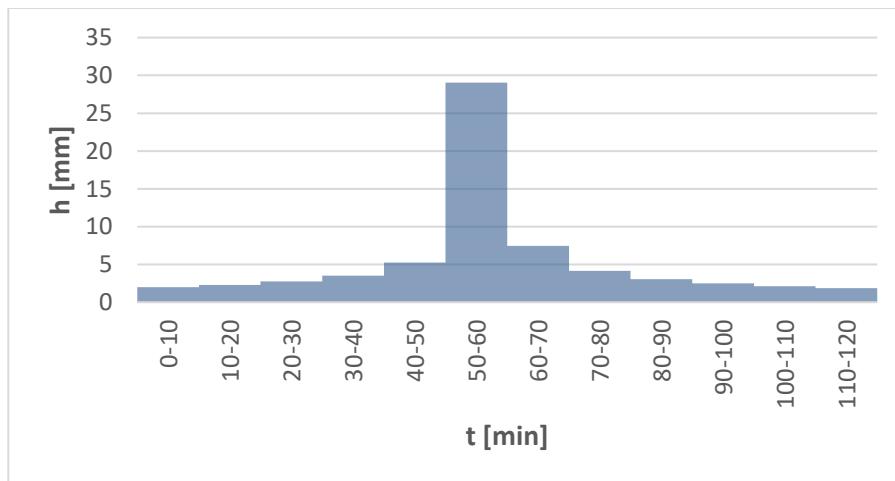
Aus den oben anführten Werten wurden die Parameter für ein 3000-jähriges extrapoliert. Daraus ergibt eine maximale stündliche Niederschlagsmenge von 52,5 mm und die unten angezeigte IDF-Kurve



**Abbildung 1:** Regenintensität in Abhängigkeit von der Dauer

## 2.2 HYETOGRAPHEN

Anhand der „Alternatin Block Method“ wird aus den IDF-Kurven der maßgebende Hyetograph entwickelt. Dabei wird angenommen, dass sich das Regenereignis jederzeit auf der IDF-Kurve befindet. Daraus erhält man für ein 3.000-jähriges Regenereignis den folgende Hyetographen.



**Abbildung 2:** Hyetograph 3.000-jähriges Regenereignis

## 3 TECHNISCHE DATEN DES SPEICHERBECKENS UND DER BAUWERKE

Die wichtigsten technischen Daten vom Speicherbecken "Grabenkreuz" werden in folgender Tabelle aufgelistet:

Speicherart:	Becken im Nebenanschluss (kein natürlicher Zufluss)
Absperrbauwerk:	homogener Erdschüttdeamm
Abdichtung:	Oberflächenabdichtung mittels Kunststoffbahn inkl. Drainage, Abdeckung und Leckagekontrolle
Speichertyp:	diga di materiali sciolti (terra) con dispositivo di tenuta a monte (manto artificiale)
Neigung der wasserseitigen Böschung:	1:2
Neigung der luftseitigen Böschung:	4:7
Max. Dammhöhe vom natürlichen Gelände aus gemessen:	14,8 m
Breite Dammkrone:	4,0 m
Breite umlaufende Straße:	2,5 m
Höhenquote Dammkrone:	1.862,50 m ü.M.
Höhenquote Stauziel:	1.860,69 m ü.M.
Höhenquote Absenkziel:	1.847,60 m ü.M.
Höhe zwischen Beckenboden und Dammkrone:	14,9 m
Maximale Wassertiefe:	13,09 m
Freibord:	1,81 m
max. Wasseroberfläche:	ca. 15.360 m <sup>2</sup>
max. Speichervolumen:	ca. 125.000 m <sup>3</sup>
Notüberlauf:	seitlich bzw. außerhalb des Dammkörpers
Grundablass:	mittels Röhreleitung und offenem Graben in Kaserbach (C.300)
Zulauf bzw. Füllung:	mittels Füllleitung durch Entnahmehauwerk
Kontrolle Drainage- Leckagewasser:	mittels getrennter Leitungen und Messüberfall für die einzelnen Zonen

## 4 WASSERVERSORGUNG

Die Füllung der Speicherbecken erfolgt über separate Guss-Leitungen von der nahegelegenen Pumpstation PS300, von der Pumpstation Belvedere oder über die Freispiegelleitung von den Belvedere Quellen und dem Schmelzwasser des Snowparks.

## 5 ABFLUSSBAUWERKE

Im folgenden Abschnitt werden die für das Speicherbecken erforderlichen Abflussbauwerke beschrieben und dimensioniert:

- 1) Abflussgraben für Oberflächenwässer um das Speicherbecken
- 2) Notüberlauf
- 3) Grundablass

Das daraus anfallende Wasser soll über eine entsprechende Leitung in die Rienz abgeleitet werden.

### 5.1 DRAINAGEGRABEN UM DAS SPEICHERBECKEN

Der Drainagegraben um das Speicherbecken soll das an der Oberfläche anfallende und zum Speicherbecken hin abfließende Wasser aufsammeln und ableiten. Somit kann das Eindringen von verschmutzen Oberflächenwasser in das Speicherbecken verhindert werden.

Das Wasser wird im Graben mit Drainagen gesammelt, in Schächte geleitet und von dort über Sammelleitungen bis zum Grundablass-Graben bei der Schieberkammer geführt.

Das Einzugsgebiet oberhalb des Speicherbeckens hat eine Größe von etwa 1,02 ha.



**Abbildung 3:** Einzugsgebiet des bergseitigen Drainagegraben

#### Berechnung des Maximalabflusses

Aufgrund der kleinen Fläche des Einzugsgebiets ist die Konzentrationszeit vor allem von der Anlaufzeit abhängig (d.h. bis ein erster Oberflächenabfluss entsteht). Diese kann mit etwa 10 Minuten abgeschätzt werden. Die maßgebende Konzentrationszeit wird daher mit etwa 15 Minuten abgeschätzt.

Der Maximalabfluss kann anschließend mit folgender Formel abgeschätzt werden. Der Abflussbeiwert wurde dabei aufgrund der Vegetation und der hohen Bodendurchlässigkeit mit etwa 50% angenommen.

$$Q_{max} = \psi * \frac{A * h}{3600 * t_c}$$

<i>A ... Einzugsgebiet [ha]</i>	1,02
<i>t<sub>c</sub> [min]</i>	ca. 15
<i>h ... Niederschlag [mm/h]</i>	<b>132,9</b>
<i>ψ ... Abflussbeiwert [-]</i>	0,50
<b><i>Q ... Maximalabfluss [l/s]</i></b>	<b>188,3</b>

Die genaue Dimensionierung der Drainage- und Sammelleitung erfolgt im Zuge des Ausführungsprojekts.

## **5.2 NOTÜBERLAUF ("SCARICO DI SUPERFICIE")**

Das Speicherbecken wird mit einem Erdschüttdeamm ausgeführt und somit kann der Notüberlauf nicht direkt über den Damm erfolgen. Daher ist es notwendig ein entsprechendes Bauwerk anzuordnen. Dieses muss auf ein 3.000 jährigem Niederschlagsereignis dimensioniert werden.

Für das geplante Speicherbecken ist die Errichtung eines Notüberlaufes in Stahlbetonbauweise seitlich am Dammkörper vorgesehen. Der Notüberlauf befindet sich an der Süd-West-Seite des Beckens und besteht im wesentlichen aus einer Überlaufschwelle, welche den erforderlichen Freibord von 1,81m gewährleisten soll. Zusätzlich wird ein Gitter angebracht um eine Verstopfung der Abflussleitung zu verhindern.

Das über die Schwelle tretende Wasser wird am Schachtboden gesammelt und über eine Abflussleitung ø300 in eine Sammelschacht und anschließend in den Eiterbach abgeleitet. Sollte diese Leitung verklausen oder aus anderen Gründen ausfallen ist ein zusätzlicher freier Auslauf in einen Seitenkanal vorgesehen.

### **5.2.1 Berechnung der maximalen Überlaufhöhe**

Damit am Überlauf Wasser abfließt, ist ein entsprechender Aufstau erforderlich. Dieser Aufstau ist abhängig vom Wasserzufluss durch das Regenereignis und wiederum von der Abflussmenge selbst, welche gleichzeitig über den Überlauf abfließt. Um die maximale Aufstau- bzw. Überlaufhöhe zu ermitteln wurde eine zeitliche Simulation eines 3.000 jährigen Niederschlagsereignis durchgeführt.

Diese Simulation berücksichtigt einerseits das anfallende Regenwasser und andererseits das über den Überlauf abfließende Wasser und interpoliert damit die auftretende Aufstauhöhe.

Die Überlaufmenge ist dabei folgendermaßen von der Aufstauhöhe abhängig:

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * b * \sqrt{2g} * \left[ \left( h_0 + \frac{v_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left( \frac{v_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

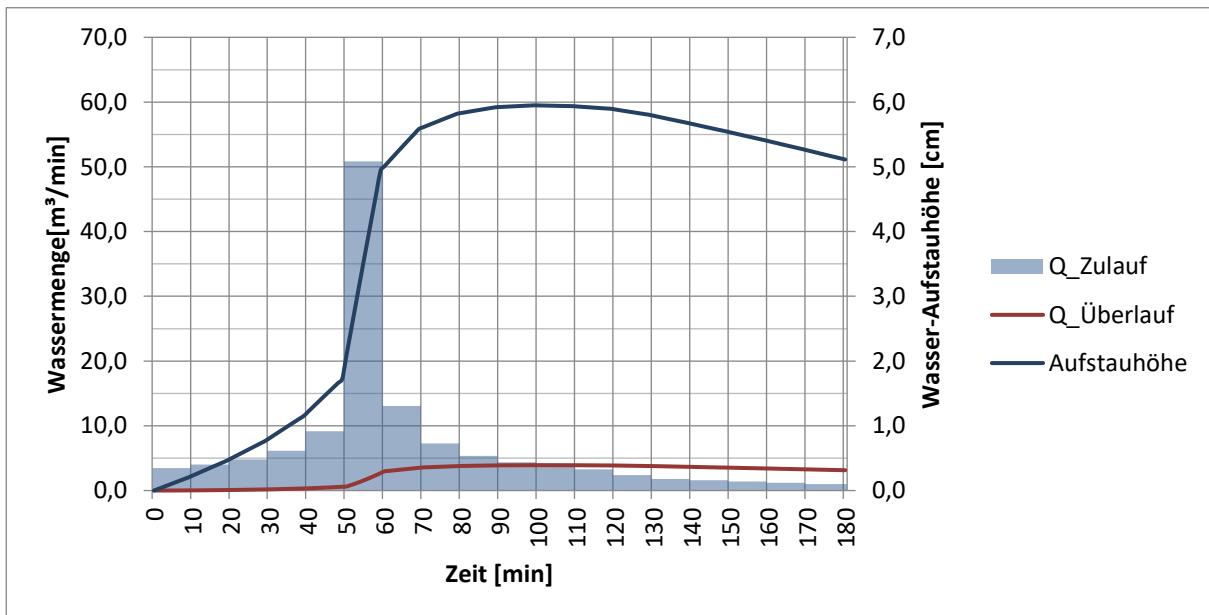
für  $v_0 \ll g$  gilt:  $Q = \frac{2}{3} * \mu * b * \sqrt{2g} * h^{\frac{3}{2}}$

$Q$  ... Abflussmenge

$b$  ... Breite des Überlaufs = 2,5m

$\mu$  ... Abflussbeiwert = 0,65

$h$  ... Überfallhöhe / Aufstauhöhe



**Abbildung 4:** Simulation eines Niederschlagsereignisses mit Zufluss, Aufstauhöhe und Abfluss

Daraus ergibt sich eine maximale Aufstauhöhe von ca. 5,9 cm.

### 5.2.2 Nachweis Freibord Netto ("franco netto")

Als Freibord wird die Höhendifferenz zwischen Dammkrone und maximalem Wasserspiegel definiert, wobei sich letzterer aus dem Stauziel zuzüglich der Aufstauung durch ein Niederschlagsereignis ergibt. Als Freibord Netto wird die Differenz zwischen Quote Dammkrone und Quote maximalen Wasserspiegel zuzüglich der Höhe für Wellenschlag ("semiampiezza") der vom Wind oder Erdbeben erzeugten Welle und dem "run-up" ("riflessione e risalita").

Gemäß "norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbamenti di ritenuta (dighe e traverse)" muss für diese Art von Speicherbecken ein Freibord Netto von 1,50 m eingehalten werden.

#### Ermittlung maximale Wellenhöhe aus Wind und Erdbeben und run-up

Gemäß den technischen Normen kann die Wellenhöhe der run-up aus folgender Tabelle, abhängig von der Windgeschwindigkeit und dem Fetch (Wirkungslänge des Windes), interpoliert werden.

Windgeschwindigkeit [km/h]	Fetch [km]									
	1	2	4	6	8	10	11	20	40	50
100	0,27	0,38	0,53	0,65	0,75	0,84	0,88	1,18	1,67	1,87
80	0,20	0,29	0,40	0,49	0,57	0,64	0,67	0,90	1,27	1,42
60	0,14	0,20	0,29	0,35	0,41	0,45	0,48	0,64	0,90	1,01
40	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,29	0,30	0,40	0,57	0,63
	run-up [m]									
	0,033	0,063	0,12	0,17	0,223	0,273	0,298	0,518	0,973	1,188

**Tabelle 2:** Simulation eines Niederschlagsereignisses mit Zufluss, Aufstauhöhe und Abfluss

Mit einer Windgeschwindigkeit von 90 km/h und einem maximalen Fetch von 190 m ergibt sich somit eine maximale Wellenhöhe (inkl run-up) von etwa 11 cm. Es kann angenommen werden, dass durch diese Höhe auch die Wellen aufgrund Erdbeben abgedeckt werden.

#### Setzungen

Das erforderliche Freibord Netto von 1,50 m muss im Endzustand gewährleistet werden, das heißt auch nach den auftretenden Setzungen des Erddamms. Daher müssen diese bei der Ermittlung des Freibordes mit berücksichtigt werden. Bei Erddämmen dieser Bauart kann von Setzungen von etwa 0,4 % der Dammhöhe ausgegangen werden. Es ergeben sich somit Setzungen von etwa 6 cm. Zudem werden nochmals etwa 0,5% bz. 8 cm Setzungen für den Fall eines Erdbebens angenommen.

### Freibord und Stauziel

Insgesamt ergibt sich somit ein erforderliches Freibord von 1,81 m. Bei einer Dammquote von 1.862,50 m ü.M. ergibt sich somit das Stauziel mit 1.860,69 m ü.M.

## **5.3 GRUNDABLASS**

Der Grundablass wird auf der tiefsten Stelle des Beckens auf 1.857,60 m ü.M. im Entnahmeschacht errichtet, so kann das gesamte Wasser im Speicher entleert werden. An der Entnahmestelle bzw. am Rohreingang wird ein Gitterrost angeordnet um eine teilweise Verstopfung der Leitung zu verhindern. Der Grundablass wird in der Schieberkammer mit entsprechenden Armaturen geregelt.

Der Grundablass muss gemäß „Norme Tecniche“ des Ministero delle infrastrutture so dimensioniert werden, dass 75% des Speichervolumens innerhalb von drei aufeinanderfolgenden Tagen (72 Stunden) geleert werden kann (im Folgenden „gedrosselter Grundablass“ genannt).

Zur Sicherheit wird der Grundablass jedoch so dimensioniert, dass das gesamte Volumen innerhalb höchstens zwei Tagen (48 Stunden) geleert werden kann.

Der Grundablass führt vom Speicherboden auf 1.670,80 m ü.M. über eine Druckleitung DN500 in die Schieberkammer, wo die Absperrschieber angeordnet sind, und anschließend weiter bis zum Abflussgraben auf etwa 1.837 m ü.M.

Die Abflussmenge wird mit der Bernoulli-Gleichung zwischen dem Wasserspiegel bis zum Austritt am Sammelschacht berechnet. Somit herrscht für die Entleerung ein Druck von minimal 10,5 m bis maximal 25,5 m.

$$Q = A * \sqrt{\frac{2g(H_w - H_s)}{1 + \sum \xi + \frac{\lambda L}{D}}}$$

*Q ... Abflussmenge*

*A ... Querschnitt Rohrleitung*

*H<sub>w</sub> ... Quote Wasserspiegel*

*H<sub>s</sub> ... Quote Sammelschacht*

*ξ ... lokale Verluste*

$\lambda$  ... Rohrreibungszahl

$L$  ... Länge der Leitung

$D$  ... Rohrdurchmesser

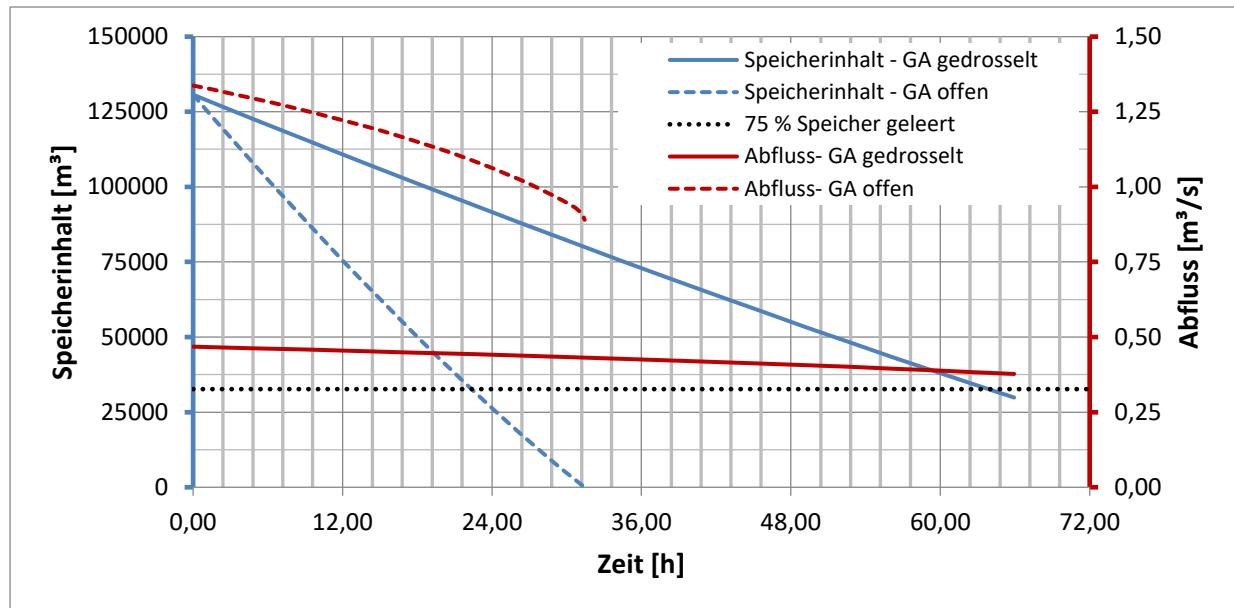
Die lokalen Verluste ergaben sich durch die Summe der einzelnen Verluste der verschiedenen Armaturen (z.B. Absperrschieber = 0,5; 90° Bogen = 0,6; 45° Bogen = 0,2; 15° Bogen = 0,1) zu insgesamt 3,8. Die Kontinuierlichen Verluste wurden mit einer mittleren Fließgeschwindigkeit und somit mit einer Rohrreibungszahl von 0,026 berechnet.

Füllhöhe [m]	Quote Wasserspiegel [m ü.M.]	Quote Sammelschacht [m ü.M.]	$\Delta h$ [m]	Abfluss [m³/s]	v [m/s]	Speicherinhalt [m³]	$\Delta V$ [m³]	$\Delta t$ [h]	t [h]
13,5	1861,0	1837	24	1,337	6,81	130659	7967		0,00
13	1860,5	1837	23,5	1,323	6,74	122935	7724	1,62	1,62
12,5	1860,0	1837	23	1,309	6,67	115450	7485	1,59	3,21
12	1859,5	1837	22,5	1,295	6,60	108202	7248	1,55	4,76
11,5	1859,0	1837	22	1,281	6,52	101187	7015	1,52	6,29
11	1858,5	1837	21,5	1,266	6,45	94403	6784	1,49	7,77
10,5	1858,0	1837	21	1,252	6,37	87846	6557	1,46	9,23
10	1857,5	1837	20,5	1,237	6,30	81514	6332	1,42	10,65
9,5	1857,0	1837	20	1,222	6,22	75403	6111	1,39	12,04
9	1856,5	1837	19,5	1,207	6,15	69511	5892	1,36	13,40
8,5	1856,0	1837	19	1,191	6,07	63834	5677	1,32	14,72
8	1855,5	1837	18,5	1,176	5,99	58369	5465	1,29	16,01
7,5	1855,0	1837	18	1,160	5,91	53114	5255	1,26	17,27
7	1854,5	1837	17,5	1,144	5,83	48065	5049	1,23	18,50
6,5	1854,0	1837	17	1,128	5,74	43219	4846	1,19	19,69
6	1853,5	1837	16,5	1,111	5,66	38574	4645	1,16	20,85
5,5	1853,0	1837	16	1,095	5,57	34125	4449	1,13	21,98
5	1852,5	1837	15,5	1,078	5,49	29870	4255	1,10	23,08
4,5	1852,0	1837	15	1,060	5,40	25806	4064	1,06	24,14
4	1851,5	1837	14,5	1,043	5,31	21931	3875	1,03	25,17
3,5	1851,0	1837	14	1,025	5,22	18241	3690	1,00	26,17
3	1850,5	1837	13,5	1,007	5,13	14733	3508	0,97	27,14
2,5	1850,0	1837	13	0,988	5,03	11403	3330	0,94	28,08
2	1849,5	1837	12,5	0,970	4,94	8249	3154	0,90	28,98
1,5	1849,0	1837	12	0,950	4,84	5269	2980	0,87	29,85
1	1848,5	1837	11,5	0,931	4,74	2470	2799	0,84	30,69
0,5	1848,0	1837	11	0,911	4,64	564	1906	0,58	31,27
0	1847,5	1837	10,5	0,890	4,53	0	564	0,18	31,44

**Tabelle 3:** Simulation der Notentleerung

Daraus ergibt sich ein maximaler Abfluss von bis zu  $1,36 \text{ m}^3/\text{s} = 1.360 \text{ l/s}$  und eine theoretische Entleerungszeit von  $31,44 \text{ h} \approx 1,3 \text{ Tage}$ .

Mit einem nur etwa 35% geöffneten Grundablass (gedrosselter Grundablass) kann die Entleerung von 75% innerhalb von etwa 65 h  $\approx 2,7 \text{ Tage}$  erfolgen mit einem maximalen Abfluss von etwa  $0,48 \text{ m}^3/\text{s} = 480 \text{ l/s}$ .



**Abbildung 5:** Simulation der Notentleerung

Aufgrund der hohen Durchflussraten müssen die Rohrleitungen an Punkten mit großer Belastung (Bögen usw.) mit entsprechenden Betonblöcken verankert werden.

## 5.4 MAXIMALER ABFLUSS

Das anfallende Abwasser muss schadlos in ein offenes Gewässer abgeleitet werden. Im vorliegenden Fall sind folgende maximale Abflüsse gegeben:

Notüberlauf + Drainagegraben bei 3.000 jährigem Ereignis	254 l/s
Grundablass	1.360 l/s

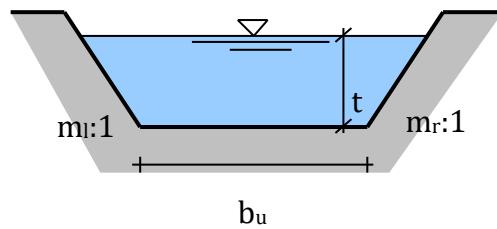
Der Wassergraben muss somit auf 1.360 l/s dimensioniert werden.

### 5.4.1 Nachweis Abflussgraben

Es folgt der Nachweis, dass der Abflussgraben das Wasser schadlos abführen kann.

### Kennwerte:

Breite des Bachbettes	$b_u = 1,0 \text{ m}$
Uferneigung links ( $m_l$ )	1,5 : 1
Uferneigung rechts ( $m_r$ )	1,5 : 1
Wasserhöhe	$t = 0,35 \text{ m}$
Längsgefälle	$I = 18 \%$
Abflussbeiwert	$k_s = 25$ (Wildbach mit groben Geröll und großen Steinen)



Tafel 31 Rauheitsbeiwert  $k_{st}$  (nach Strickler in  $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ ) (diverse Quellen, s.a. Kapitel „Verkehrswesen“, Abschn. 1.7.2)

Art des Gerinnes	Wandbeschaffenheit	$k_{st}$
Natürliche Fließbetten	feste, regelmäßige Sohle mäßig Geschiebe oder verkrautet stark geschiebeführend	40 30 bis 35 28
Bewachsenes Vorland	Buschwerk bis Rasen	15 bis 25
Wildbäche	grobes Geröll (kopfgroße Steine) in Ruhe grobes Geröll in Bewegung	25 bis 28 19 bis 22
Erdkanäle	fester Sand mit etwas Ton oder Schotter Sohle Sand u. Kies, Böschungen gepflastert Grobkies etwa 50/100/150 mm scholliger Lehm Sand, Lehm oder Kies, stark bewachsen	50 45 bis 50 35 30 20 bis 25
Gemauerte Kanäle	Ziegelmauerwerk, auch Klinker, gut gefugt Mauerwerk normal Grobes Bruchsteinmauerwerk und Pflaster	75 60 50
Betonkanäle	Stahlschalung oder Zementglattstrich Holzschalung, ohne Verputz Alter Beton, saubere Flächen Ungleichmäßige Betonflächen	90 bis 95 65 bis 70 60 50
Einzelne Wandformen	Buschreihen parallel zur Strömung Bongossi-Flechtzäune Stahlspundwände (nur grober Anhaltswert) Wellblechwände (Armco-Thyssen)	25 bis 30 25 30 bis 50 50 bis 55

Abbildung 6: Rauheitsbeiwerte  $k_{st}$

### Berechnung

#### Querschnittsfläche:

$$F = b_u * t + 0,5 * t^2 * \left( \frac{1}{m_l} + \frac{1}{m_r} \right) = 0,43 \text{ m}^2$$

#### Querschnittsumfang:

$$U = b_u + t * \left( \sqrt{1 + \frac{1}{m_l^2}} + \sqrt{1 + \frac{1}{m_r^2}} \right) = 1,84 \text{ m}$$

Hydraulischer Radius:

$$R = \frac{F}{U} = 0,23 \text{ m}$$

Gemäß der Formel nach Gaukler-Manning-Strickler folgt:

Fließgeschwindigkeit:

$$v = k_s * R^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} = 3,68 \text{ m/s}$$

Durchflussmenge:

$$Q = F * v = 1,59 \text{ m}^3/\text{s}$$

Der Abflussgraben mit einer Tiefe von 70cm ist somit ausreichend zur sicheren Ableitung des anfallenden Wasserabflusses.

## 6 DRAINAGEN

Das Speicherbecken wird mit Erdschüttämmen ausgeführt, welche einer Infiltration durch Oberflächenwasser (Regenwasserversickerung) ausgesetzt sind. Diese Infiltrationen sind abhängig von der Durchlässigkeit und Zusammensetzung des Bodens. Zusätzlich kann Wasser aufgrund von Schäden in der Abdichtung vom Inneren des Beckens in den Dammkörper eintreten.

Das Vorhandensein von Wasser innerhalb des Dammkörpers kann jedoch zu Erosionsschäden oder Instabilität und im Extremfall zum Versagen des Erddamms führen. Daher ist es notwendig geeignete Drainagesysteme vorzusehen, welche das Sickerwasser schadfrei ableiten.

Dazu werden Drainagen sowohl innerhalb des Beckens, als auch außerhalb, vorgesehen. Im Inneren wird ein Netz von Drainageleitungen entlang des Böschungsfußes und über den gesamten Boden verteilt angelegt, welche das Wasser nach außen führen. Außerhalb des Beckens wird eine Drainageleitung entlang des Dammfußes verlegt.

## 6.1 DRAINAGEN INNERHALB DES BECKENS UND MONITORING

Die Drainageleitungen innerhalb des Beckens erfüllen zwei Funktionen. Im Normalfall diesen sie dazu Wasser zu entfernen, welches zu Unterspülungen und lokalen Erosionen führen kann.

Die zweite Funktion ist die Abführung von Leckagewasser im Fall von Schäden an der Abdichtung. Die Schädigung der Abdichtung und das Eindringen von Wasser kann schwerwiegende Auswirkungen auf die Stabilität und Sicherheit des gesamten Bauwerks haben. Aus diesem Grund werden diese Drainageleitungen in das Betriebsgebäude eingeführt und dort überwacht, um Änderungen im Durchfluss zu erkennen und schnellstmöglich eine Warnung auszugeben.

Die Drainagen bestehen aus einem Drainagerohr in grobem Schotter gebettet, welcher durch ein Fließ vom umliegenden Erdmaterial abgetrennt wird.

Die Drainagen unterhalb des Beckenboden werden in drei Sektoren unterteilt und getrennt in die Schieberkammer eingeführt. Dies ermöglicht eine Lokalisierung von möglichen Schäden an der Abdichtung.

## 6.2 DRAINAGEN AUSSERHALB DES BECKENS

Die Drainageleitung außerhalb des Beckens führt entlang des Dammfußes und dient zum einen zur Abführung des unter normalen Umständen eindringende Wasser (Regenwasser) und zum anderen zur Abführung des aufgrund von Schäden der Abdichtung in den Erddamm eindringenden Wassers.

Gerade im zweiten Fall soll die Drainageleitung mögliche Erosionen am Dammfuß, welche den Zusammenbruch des Bauwerks bewirken können, verhindern.

Die Drainagen werden mit einem in grobem Schotter gebetteten Drainagerohr ausgeführt und mit einem Flies vom umliegenden Erdmaterial abgetrennt. Die Drainageleitungen werden wiederum gesammelt und zur Kontrolle in das Betriebsgebäude eingeführt.

## 6.3 ABDICHTUNG DES BECKENS

Das Speicherbecken wird mit einem Erdschütttdamm ausgeführt, welcher zur Wasserseite hin mit einer Oberflächenabdichtung versehen wird. Die Abdichtung besteht aus einer

flexiblen polyolefinen Kunststoffdichtungsbahn. Unterhalb dieser wird eine Drainmatte eingelegt, welche eine effektive Drainage unterhalb der Abdichtung ermöglicht. Zum Schutz der Kunststoffabdichtung wird sie mit einem Geotextil abgedeckt.

Das Abdichtungspaket am Boden und an den Ufern des Beckens wird wie folgt ausgeführt:

- Schotterlage insgesamt 15-20 cm
- gekrallte Geomatte verstärkt mit Geogitter
- Geotextil zum Schutz
- flexible polyolefine Kunststoffdichtungsbahn (UV-resistant)
- Drainagematte
- Flächendrainage aus Schotter (nur am Beckenboden)

Bruneck, im August 2024