

Bauherr		Committente						
Grandi Funivie Alta Badia AG Col Alt Strasse 40 I-39033 Corvara (BZ)		Grandi Funivie Alta Badia Spa Via Col Alt, 40 I-39033 Corvara (BZ)						
Bauvorhaben		Progetto						
Errichtung des Speicherbeckens "CODES" Gemeinde Abtei		Costruzione del bacino di raccolta "CODES" Comune di Badia						
Inhalt		Contenuto						
Ausführungsprojekt Hydraulischer und hydrologischer Bericht		Progetto esecutivo Relazione tecnica ed idrologica						
Dr.Ing. Johann Röck								
<p>Dr. Ing. Johann Röck Dr. Ing. Hansjörg Weger Dr. Arch. Raimund Hofer Dr. Ing. Ivan Stuflesser</p>  <p>Plan Team GmbH/S.r.l. - Giottostraße 19/Via Giotto 19 - I-39100 Bozen/Bolzano Tel. +39 0471 543 200 - Fax +39 0471 543 230 - info@pps-group.it - www.planteam.it</p>								
Projekt Nr. Progetto n°	Projektleiter Incaricato di progetto	Sachbearbeiter Redattore	Prüfer Controllore	File/s	Dokument Documento	Version Versione		
17127PT	M. Berger	M. Berger	J. Röck	17127PT_AP_00_Titel.dwg 17127PT_AP_B_HB.docx 17127PT_AP_B_HB.pdf	B	-		
Version/e	Datum/Data	Beschreibung/Descrizione						
-	10/2018	elta	Erstversion/Prima versione					
a	-	-						
b	-	-						
c	-	-						

INHALTSVERZEICHNIS

1.	BESTEHENDE SITUATION	1
1.1.	Allgemeines - Gesamtkonzept	1
1.2.	Derzeitige Schneeerzeugung	1
1.2.1.	Bestehende Wasserkonzessionen	1
1.3.	Vorgaben des Wassernutzungsplanes.....	2
2.	INHALT DES BAUVORHABENS	4
2.1.	Speicherbecken - Wasservolumen.....	4
2.2.	Wasservolumen.....	5
3.	ANALYSE DER HYDRAULISCHEN GEFAHREN	6
3.1.	Hydrologische und hydraulische Verfahren	6
3.1.1.	Einleitung.....	6
3.1.2.	Berechnung der Abflussganglinien	6
3.1.3.	Erfassung und Diskretisierung des Einzugsgebietes	6
3.1.4.	Niederschlagsintensitäten.....	6
3.1.5.	Berechnung der Abflussganglinien – ZEMOKOST.....	7
3.1.6.	Hydraulischer Querschnittsnachweis.....	9
3.2.	Hydrologische Berechnungen	9
3.2.1.	Allgemeines	9
3.2.2.	Abfluss- und Rauigkeitsklassen	9
3.2.3.	Auswertung der Niederschlagsdaten	11
3.2.4.	Regenwasserabflussmenge am Beckenüberlauf	12
3.2.5.	Reinwasserabflussganglinien	12
3.2.6.	Gesamtabflussganglinien	13
4.	HYDRAULISCHE NACHWEISE	15
4.1.	Beckenumlaufendes Gerinne auf der Süd- und Westseite.....	15
4.2.	Bemessung des Beckenüberlaufes	16
4.2.1.	Abflussmenge aufgrund des 3.000 – jährigen Regenereignisses.....	16
4.2.2.	Wellen aufgrund von Wind und Erdbeben (lt. M.D. vom 26.06.2014, Kap. C.2).....	17
4.2.3.	Überfallhöhe und Wassermenge am Beckenüberlauf	18
4.3.	Offenes Gerinne ab Überlaufbauwerk.....	19
4.4.	Bemessung der geschlossenen Rohrleitungen bis zum Schacht unterhalb der Pumpstation.....	20
4.4.1.	Abschnitt vom Graben Überlauf bis Einleitung in Schacht unterhalb Pumpstation	20
4.4.2.	Abschnitt vom Graben Süd-Ostseite bis zum Schacht unterhalb Pumpstation.....	21
4.5.	Bemessung Grundablass und Entleerungszeit	22

4.6. Bemessung der geschlossenen Rohrleitung vom Schacht unterhalb der Pumpstation bis zum Kassianbach	23
4.7. Bemessung des Vorfluters „Kassianbach“ (E.230).....	25
5. LITERATURVERZEICHNIS.....	26

1. BESTEHENDE SITUATION

1.1. Allgemeines - Gesamtkonzept

Das gesamte Gebiet zwischen St. Kassian, Stern und Corvara ist mit Skipisten erschlossen, welche eine Gesamtfläche von ca. 183 ha aufweisen (siehe dazu Plan 1.3). Die Betreiber sind zwar in verschiedenen Gesellschaften zusammengeschlossen, die physischen Personen als Gesellschafter sind jedoch größtenteils dieselben. Deshalb wird für die Speicherung von Wasser zur Pistenbeschneigung des ganzen Gebietes ein Gesamtkonzept angestrebt, welches eine Wasserverfügbarkeit zu Saisonbeginn und damit eine Möglichkeit zur Erzeugung von technischem Schnee über die Wintermonate garantiert.

Laut unserer Studie „Errichtung von Speicherbecken für Beschneigungsanlagen in Südtirol“ (09/2009 und Ergänzung 09/2016) – sind allein für die Sicherung der Grundbeschneigung ca. 332.000 m³ Wasser notwendig.

In den letzten Jahren wurde durch die Realisierung der beiden Speicherbecken „La Brancia“ und „Braia Fraida“ wesentlich dazu beigetragen, dass ein Großteil der Grundbeschneigung zu Beginn der Saison gesichert ist, jedoch sind für die garantierte Grundbeschneigung aller Pistenflächen (auch innerhalb eines kürzeren Zeitraumes), sowie für die weitere Beschneigung in den Wintermonaten zusätzliche Wasserreserven unabkömmlich.

Erfahrungsgemäß gestaltet sich die Suche nach Standorten für Speicherbecken aufgrund der kritischen geologischen Situation im hinteren Gadertal äußerst schwierig.

Die Gesellschaft Grandi Funivie Alta Badia AG hat nun die Ausarbeitung des Ausführungsprojektes zur Errichtung des Speicherbeckens „Codes“ in der Gemeinde Abtei in Auftrag gegeben. Ziel dieses Bauvorhabens ist es, die vorhandene Situation bzgl. der Beschneigung der bestehenden Pistenflächen des gesamten Skigebietes weiter zu verbessern.

1.2. Derzeitige Schneeerzeugung

Die bereits bestehenden Becken und Zwischenspeicher im Besitz der verschiedenen Betreibergesellschaften des Skicarosello Corvara, mit einem Gesamtfassungsvermögen von ca. 190.000 m³ sind nicht ausreichend, um den notwendigen Wasserbedarf für den Saisonbeginn zu decken.

1.2.1. Bestehende Wasserkonzessionen

Die Speisung bzw. Füllung des Beckens erfolgt über Ableitung aus Quell- und Fließgewässern. Es liegen folgende Konzessionen vor:

Konzession Akte D/7254 (D/3682)

- Ableitungszeitraum: 01.05 – 20.12
 - Maximale Wassermenge: 38 l/s
 - Mittlere Wassermenge: 14 l/s
- Ableitungszeitraum: 21.12 – 28.02
 - Maximale Wassermenge: 14 l/s
 - Mittlere Wassermenge: 8 l/s
- Konzessionsinhaber: „Grandi Funivie Alta Badia AG“
- Wassernutzung zur künstlichen Beschneigung auf insgesamt 0 ha

- Ableitung aus Fließgewässer
- Gewässerkataster Nr.: E.230
 - Bezeichnung: St. Kassian Bach
 - Ableitungsstelle: Gp.3032/1, KG Abtei
 - Ableitungskote: 1.385 m ü.d.M.
 - Fälligkeit: 01.01.2035

Konzession Akte D/8246

- Ableitungszeitraum: 01.09 – 31.10 → **Ausdehnung auf 01.05. – 28.02.**
 - Maximale Wassermenge: 5 l/s
 - Mittlere Wassermenge: 1,65 l/s
- Konzessionsinhaber: "Grandi Funivie Alta Badia AG"
- Wassernutzung zur künstlichen Beschneigung auf insgesamt 44,71 ha
- Ableitung aus Freinerbach
- Gewässerkataster Nr.: E.230.20
- Bezeichnung:
- Ableitungsstelle: Gp.5389, KG Abtei
- Ableitungskote: 1.770 m ü.d.M.
- Fälligkeit: 28.07.2039

Konzession Akte D/3989

- Ableitungszeitraum: 01.10 – 28.02 → **Ausdehnung auf 01.05. – 28.02.**
 - Maximale Wassermenge: 14 l/s
 - Mittlere Wassermenge: 14 l/s
- Konzessionsinhaber: "Grandi Funivie Alta Badia AG"
- Wassernutzung zur künstlichen Beschneigung auf insgesamt 17 ha
- Ableitung aus Fließgewässer
- Gewässerkataster Nr.: E.230
- Bezeichnung: St. Kassian Bach
- Ableitungsstelle: Gp.5392/1, KG Abtei
- Ableitungskote: 1.540 m ü.d.M.
- Fälligkeit: 24.04.2037
- Für Beschneigung der Piste "St. Kassian" genützt

Mit denselben Wasserkonzessionen wird auch der bestehende Speicher „La Brancia“ gefüllt.

1.3. Vorgaben des Wassernutzungsplanes

Der Entwurf des Gesamtplanes für die Nutzung der öffentlichen Gewässer der Provinz Bozen („Wassernutzungsplan“), genehmigt mit Beschluss des Paritätischen Ausschusses vom 21.04.2016, Teil 2: „Ziele und Kriterien der Nutzung“, Kap. 3: „Kriterien für die Nutzung der Gewässer“, Absatz 3.6: „Nutzung für technische Beschneigung“ beschreibt die Kriterien für die Ausstellung von Wasserkonzessionen und setzt das Mindestfassungsvermögen für die Speicherung des entnommenen Wassers fest.

Demnach ist für die Ausstellung von Konzessionen eine mittlere Einheitswassermenge von max. 0,4 l/s pro Hektar beschneite Piste möglich. Das gesamte Gebiet zwischen St. Kassian, Stern und Corvara ist mit Skipisten erschlossen, welche eine Gesamtfläche von ca. 183 ha aufweisen. Das ergibt eine maximale Wasserkonzessionsmenge von 73 l/s.

Außerdem schreibt der Wassernutzungsplan vor, das entnommene Wasser in dafür vorgesehenen Becken zu speichern. Das Mindestfassungsvermögen dieser Speicher muss etwa 700 m³ pro Hektar beschneite Piste entsprechen. Für das beschriebene Gesamtgebiet ergibt das ein Mindestfassungsvermögen von 128.100 m³. Diese Vorgabe wird bereits erfüllt.

Die notwendige Wassermenge für die künstliche Pistenbeschneigung variiert in Funktion der Exposition und der Neigung der Piste. Als Mittelwert wird ein Bedarf von 2.500 bis 4.000 m³ Wasser pro Hektar und Wintersaison angenommen werden.

Somit errechnet sich der Wasserbedarf für die Gesamtfläche von 183 ha mit fast 600.000 m³ pro Saison im Mittel.

2. INHALT DES BAUVORHABENS

Das zu realisierende Bauvorhaben sieht die Errichtung eines Speicherbeckens zur Potenzierung der technischen Beschneigung samt Bauwerke für Zuleitung, Entnahme, Entleerung und Überlauf – unter Einhaltung der Vorgaben des Wassernutzungsplanes - vor.

2.1. Speicherbecken - Wasservolumen

Wie aus der Übersichtskarte Plan 1.1 hervorgeht, befindet sich das geplante Speicherbecken 350 m nordöstlich des 2.000 m hohen Piz Sorega, im Bereich der bestehenden Piste „Codes“ in der Gemeinde Abtei.

Das Speicherbecken wird auf einer Höhe von 1.955 m ü.d.M. errichtet. Es ist geplant, dass die neue Pumpstation am Dammfuß parallel zur bestehenden Pumpstation PS 200 am Piz Sorega läuft, d.h., dass bei Bedarf sämtliche Pisten von beiden Pumpstationen aus beschneit werden können.

Folgende Pisten werden vom neuen Speicher aus versorgt:

Piste:	Beschneite Fläche
Bamby 1	6,5 ha
Bamby 2	4,1 ha
Piz Sorega A	10,1 ha
Codes	2,0 ha
<hr/>	
Gesamt:	22,7 ha
Bei Parallelbetrieb mit der bestehenden PS 200 Piz Sorega zusätzlich:	
Piz Sorega B	11,0 ha
Pralongià – Piz Sorega B	7,0 ha
<hr/>	
Maximal beschneite Pistenflächen:	40,7 ha

Nimmt man als Mittelwert einen Wasserbedarf von 3.000 m³ pro Hektar und Wintersaison, so ergibt sich für diese Pistenflächen ein Bedarf von 40,7 ha x 3.000 m³/ha = 122.100 m³. Das geplante Speicherbecken mit 78.160 m³ kann diesen Bedarf - zusammen mit den unterirdischen Speichern „Piz Sorega“ mit insgesamt ca. 14.000 m³ - in Zukunft abdecken.

Der gesamte Eingriffsbereich, welcher im Bauleitplan der Gemeinde Abtei als „Zone für öffentliche Einrichtung, Verwaltung und Dienstleistung - Zone mit Privatinitiative“ eingetragen wird, und welcher das Becken samt seinen Kontroll- und Sicherheitsorganen, sowie die Erschließungswege enthält, beläuft sich auf ca. 37.200 m² bzw. 3,72 ha. Diese Fläche beinhaltet die gesamte Umgrenzung inklusive der gesamten Aufschüttung auf der Nordseite.

An der Nord- und Ostseite wird das Speicherbecken von einem geschütteten, homogenen Erddamm begrenzt. Talseitig, auf der Nordseite, wird der Übergang vom statischen Erddamm zum natürlichen Gelände möglichst weich und fließend mit einer flachen Böschung gestaltet (siehe Regelprofil Plan 3.4).

An der Süd- und Westseite hingegen wird der bestehende Hang leicht angeschnitten. Der an die Böschung anschließende Begrenzungshang mit einer Neigung von ca. 30° schließt die Gefahr von

Lawinen- und Murenabgängen in das Becken, und damit ein mögliches Überschwappen des Wassers über die Dammkrone aus.

Die maximale Dammhöhe (an der Nordseite) beträgt 14,95 m. Die Wasserseite des Dammes ist durchgehend im Verhältnis 1:2 geneigt, die Luftseite des statischen Dammkörpers fällt mit 2:3.

Die Dammkrone bildet eine beckenumfassende Straße mit einer durchgehenden Breite von 3,50 m und 0,50 m Randsteifen für den Zaun. Die geodätische Höhe der Dammstraße liegt im Dammbereich auf 1.955,00 m ü.d.M. Im Einschnittbereich auf der Süd- und Westseite des Beckens folgt die Dammstraße dem natürlichen Gelände und steigt auf eine Kote von maximal 1.960,50 m ü.d.M. Die Zufahrt zum Dammfuß und zur Pumpstation erfolgt über einen neu zu errichtenden Weg auf der Nordseite.

Sowohl für die wasserseitigen Böschungen als auch für die Beckensohle ist eine oberflächliche Abdichtung vorgesehen.

Das Becken wird aus Sicherheitsgründen mit einem geeigneten, den Sicherheitsbestimmungen entsprechenden Holzzaun an der wasserseitigen Kronenoberkante umzäunt.

2.2. Wasservolumen

Bei oben genannter Dammhöhe und beim entsprechenden Aushub besitzt das Becken ein Wasservolumen von 78.160 m³, wenn das Betriebsstauziel bei 1.953,24 m ü.d.M. angesetzt wird.

Das maximale Stauziel liegt hingegen auf 1.953,50 m ü.d.M., wodurch sich der gesetzlich vorgeschriebene Freibord zur Kronenoberkante (1.955,00 m ü.d.M.) von 1,50 m ergibt (DPR 1/11/59 Nr. 1363, H.4).

Die Setzungsberechnung (siehe Dokument „C – geotechnischer Bericht“, Kap. 4.4) ergibt im Dammbereich eine Gesamtsetzung von knapp 9 cm (inkl. Erdbeben). Um diese 9 cm muss die Krone im Dammbereich erhöht werden, damit der gesetzlich vorgeschriebene Freibord von 1,50 m zur Kronenoberkante auch nach Abklingen der Setzungen eingehalten bleibt.

Die Wasseroberfläche am Betriebsstauziel beträgt 12.160 m². Die Beckensohle weist eine Fläche von 5.210 m² auf und fällt mit 0,5 % zum Entnahmebauwerk hin ab.

Bei der mittleren konzessionierten Wassermenge von 29,65 l/sec sind 31 Tage notwendig, um den Speicher komplett zu füllen, wenn die konzessionierte Menge ausschließlich zum Befüllen dieses Speichers verwendet wird.

Bei gleichzeitiger Füllung des Beckens „La Brancia“ halbiert sich die zur Verfügung stehende Wassermenge, und es dauert somit doppelt so lang, bis der Speicher voll ist.

3. ANALYSE DER HYDRAULISCHEN GEFAHREN

Das geplante Speicherbecken befindet sich im Einzugsgebiet des Soregabaches (E.230.25) und wird unterhalb der Bergstation des Piz Sorega Liftes errichtet. Die Bergstation bildet auch den höchsten Punkt des Einzugsgebietes des Soregabaches. Da in diesem Bereich aber kein Gerinne auszumachen ist, wird in den Berechnungen nur das anfallende Oberflächenwasser angesetzt, welches bergseitig des Speicherbeckens gefasst und entlang des südlichen und westlichen Beckenrandes in einem trapezförmigen Gerinne geführt wird.

Das neu zu errichtende Gerinne mit gleichbleibendem Trapezprofil verläuft parallel zur Dammstraße und hat eine konstante Sohlbreite von 0,40 m, eine Kronenbreite von 1,0 m und eine Mindesttiefe von 0,45 m. Die Böschungen haben eine Neigung von 3:2 und werden wie die Sohle mit im Mörtelbett verlegten Zyklopensteinen ausgekleidet.

3.1. Hydrologische und hydraulische Verfahren

3.1.1. Einleitung

In den folgenden Kapiteln werden die Verfahren beschrieben, mit denen es möglich ist, die gesuchten Intensitäten und räumlichen Ausdehnungen der Katastropheneignisse im Projektgebiet zu ermitteln.

Dafür werden zuerst anhand von Niederschlagsintensitäten, ihren Eintrittswahrscheinlichkeiten und dem ermittelten Einzugsgebiet die Abflussganglinien erstellt. Daraufhin wird untersucht, welcher Wasserprozess in dem zu untersuchenden Gewässer zu erwarten ist. Mit dieser Analyse ist es möglich, zwischen Überschwemmung, Übersarung und Vermurung zu unterscheiden. Bei Gewässern, die zu einer Übersarung bzw. einer Vermurung führen, sind dann die transportierten Geschiebemengen zu berechnen und zur Abflussganglinie als Geschiebeabflussganglinie hinzuzufügen.

3.1.2. Berechnung der Abflussganglinien

Da es von den zu untersuchenden Gewässern keine Messungen der Abflussganglinien gibt, wurde die Methode der Niederschlag-Abfluss-Bildung angewandt. Für die Berechnung der Abflussganglinien des Soregabaches wurde das Modell ZEMOKOST (Kohl, 2011) verwendet.

3.1.3. Erfassung und Diskretisierung des Einzugsgebietes

Für die Erfassung des Einzugsgebietes (EZG) wurde die Software ArcMap 10 mit dem Tool ArcHydro verwendet. Dabei wurde das DGM Lidar mit einer Auflösung von 0,5 m x 0,5 m verwendet.

Über eine Analyse der Fließrichtungen, Wasserakkumulationen und deren Abgrenzungen (mittels ArcHydro) konnten die Einzugsgebiete bzw. Teileinzugsgebiete berechnet werden. Alle Ergebnisse wurden nach deren automatischen Erstellung überprüft und bei Bedarf händisch ausgebessert.

3.1.4. Niederschlagsintensitäten

Um über das Niederschlag-Abfluss-Modell auf die Reinwasserabflüsse schließen zu können, ist es nötig, vorhandene Niederschlagsstationen statistisch auszuwerten. Die für das Untersuchungsgebiet repräsentativste Station ist jene von Corvara (Stationsname: Corvara, Nr. 61300MS). Die Daten wurden von der Autonomen Provinz Bozen - Südtirol zur Verfügung gestellt.

Die Messreihe umfasst einen Zeitraum von 23 Jahre. Es handelt sich dabei um die maximalen Niederschläge unterschiedlicher Regendauer.

3.1.5. Berechnung der Abflussganglinien – ZEMOKOST

Für die Berechnung der Abflussganglinien unterschiedlicher Jährlichkeit, wurde die Software ZEMOKOST, welche am Bundesamt und Forschungszentrum für Wald Innsbruck entwickelt wurde, verwendet. Diese Software basiert auf das erstmals veröffentlichte Modell von Zeller zur Abschätzung von Hochwasserabflüssen in kleinen Einzugsgebieten.

Das EZG wird in Teileinzugsgebiete unterteilt, welche über eine definierte Hierarchie im Modell miteinander verbunden werden.

Diese in MS EXCEL programmierte Software wurde mittels 720 Starkregensimulationen in Österreich und Bayern kalibriert. Sie verwendet Informationen über die Infiltrationseigenschaften des Bodens, Oberflächenrauigkeiten und Rauigkeiten der Gewässer, welche dann über Abflussformeln zusammengefasst werden.

Nun folgend die maßgebenden Formeln des NA-Modells:

Oberflächenlaufzeit t_{OB} [h] (nach Izzard, Kohl, 2011):

$$t_{OB} = \frac{527 \times c \times L_{OB}^{1/3}}{J_{OB}^{1/3} \times (C \times i_T)^{2/3}} \quad (3.1)$$

wobei c [-] die Oberflächenrauigkeit beschreibt, L_{OB} [m] den projizierten Oberflächenweg, J_{OB} [-] die Hangneigung, C [-] den Ereignisabflussbeiwert und i_T [mm] die Niederschlagsintensität.

Fließgeschwindigkeit im Gerinne v_G [m/s] (Rickenmann 1996):

$$v_G = \frac{0,96 \times g^{0,36} \times Q^{0,29} \times J_G^{0,35}}{d_{90}^{0,23}} \quad (3.2)$$

wobei g [m/s²] die Erdbeschleunigung ist, Q [m³/s] der Abfluss, J_G [°] die Gerinneneigung und d_{90} [m] die Gerinnerauheit laut 90 % Korndurchmesser.

Ereignisabflussbeiwert $\emptyset\psi_{NS}$ [mm] (Kohl, 2011):

$$\begin{aligned} \emptyset\psi_{NS} = & (0,3 \times \psi_{100}^2 + 0,7 \times \psi_{100}) \\ & \times \left\{ 1 - \text{EXP} \left[-0,3 \times \text{EXP} \left((0,1 \times \text{EXP}(3,3 \times \psi_{100})) i_T^{(-0,7 \times \psi_{100} + 1)} \right) \right] \right\} \\ & + (-0,0035 \times \psi_{100} + 0,0035) \times i_T \end{aligned} \quad (3.3)$$

wobei ψ_{100} [-] den Abflussbeiwert bei Abflusskonstanz und einer Intensität von 100 mm/h darstellt (aus Starkregensimulationen geeicht) und i_T die Ereignisniederschlagsintensität [mm/h].

Initialabstraktionszeit t_o [h] (Kohl, 2011):

$$t_o = -7,05 \times \ln(\psi_{100}) + 6,14 + SZI \quad (3.4)$$

wobei ψ_{100} [-] den Abflussbeiwert bei Abflusskonstanz und einer Intensität von 100 mm/h darstellt und SZI (Systemzustandsindex) [h] ein Eichparameter für Nachrechnungen von Ereignissen ist. Es wird allerdings ein SZI = 0 empfohlen.

ZEMOKOST berechnet in einer Iterationsschleife die Ergebnisse unterschiedlicher Niederschlagsdauer und gibt dann die Ergebnisse des Maximalabflusses aus. Damit wird automatisch sichergestellt, dass die maßgebende Dauer verwendet wird. Damit entfällt eine Berechnung der Konzentrationszeit oder ähnlicher Ansätze, welche zum maximalen Abfluss führen sollen.

Über die Geländeanleitung (MARKART et al. 2004) kann das Einzugsgebiet in Abfluss – und Rauigkeitsklassen eingeteilt werden, welche als Eingangsdaten für das Modell dienen.

Die folgenden Abbildungen zeigen die Klassifizierung der Abflussklassen und Oberflächenrauigkeitsklassen:

Vegetations-einheit	Boden	Nutzung Besonderheiten	Zeigerwert Feuchte	AKL	Ψ_{100}
Hydrologische Vegetationsform (Zwergstrauchheide, Wald, Rasen,...)	Grob-Boden, locker	Keine Nutzung / Belastung, keine Vernässung, kein Kleingerinnenetz	tr - mf	0	0
				1	0,05
	Fein-Boden, bindig, dicht	Intensive Belastung, Intensivweide, Häufung von Tiefenlinien, ...	n	2	0,2
				3	0,4
				4	0,625
	dicht	Offene Wasserflächen, Asphalt, Beton, Fels, ...	n	5	0,875
			6	1	

Abb. 3.1 – Übersicht der Abflussklassen (Kohl 2011)

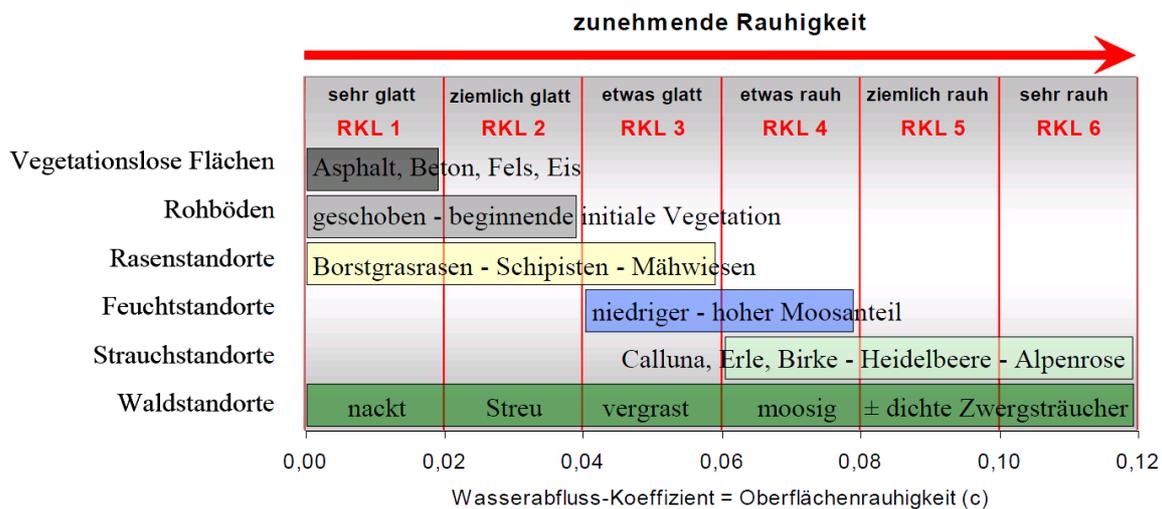


Abb. 3.2 – Übersicht der Rauigkeitsklassen der Oberflächen (Kohl 2011)

Es werden folgende Eingangsdaten verwendet:

Niederschlagsdaten; Flächen der Teileinzugsgebiete, deren gerinnelose Abflusslänge und Neigung; Länge, Neigung und d_{90} der Gerinne; Abflussklassen der Teileinzugsgebiete; Oberflächenrauigkeitsklassen der Teileinzugsgebiete; eventuell kann auch ein Zwischenabfluss berücksichtigt werden. Für die Berechnung geographischer Informationen wurde *ArcMap* verwendet.

ZEMOKOST kann auf die Niederschlagsdaten eine Flächenabminderung anwenden.

3.1.6. Hydraulischer Querschnittsnachweis

Der Querschnitt des zu errichtenden Kanals wird anhand der Gesamtabflüsse der Hochwasserszenarien untersucht.

Mittels der Manning-Strickler-Formel (3.5) kann der maximale Abfluss berechnet werden, welcher durch den betrachteten Querschnitt durchfließen kann. Dieser maximale Abfluss wird mit den Gesamtabflüssen der Hochwasserszenarien verglichen. Damit kann dann die Aussage getroffen werden, ob der zu errichtende Kanal zu Problemen im Hochwasserfall führen kann.

$$Q = k_{st} R^{2/3} I^{1/2} A \quad (3.5)$$

wobei Q der Durchfluss ist, k_{st} die Gerinnerrauigkeit nach Strickler, R der hydraulische Radius, I das Längsgefälle und A die maximal benetzte Querschnittsfläche. Der hydraulische Radius R berechnet sich als Quotient zwischen der maximalen Abflussfläche A und dem maximal benetzbaren Umfang U .

3.2. Hydrologische Berechnungen

3.2.1. Allgemeines

Der höchste Punkt des Einzugsgebietes ist die Bergstation der Piz Sorega Kabinenbahn auf dem gleichnamigen Berg auf 1.997 m.ü.M. Auf einer Höhe von ca. 1.955 m.ü.M. wird das Speicherbecken erreicht. Bis hierhin wird eine Fläche von ca 0,026 km² (2,6 ha) entwässert.

Abb. 3.3 zeigt das gesamte EZG des Soregabaches auf Grundlage der Orthofotos von 2014/2015.

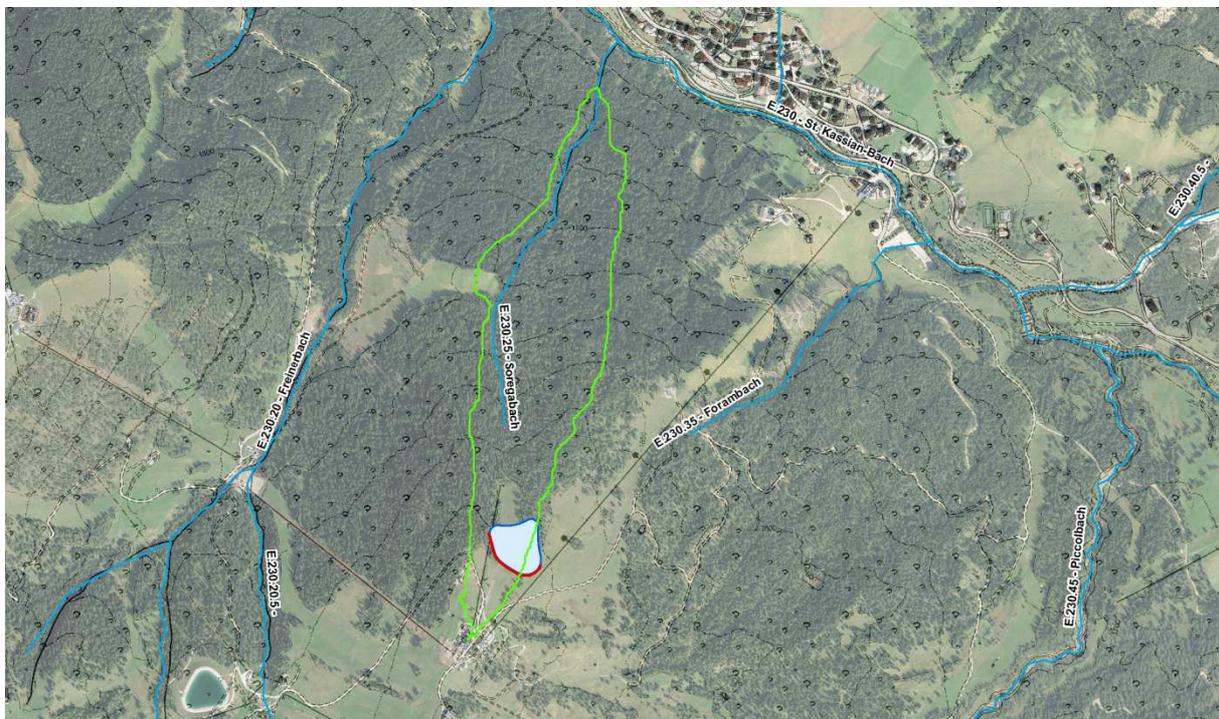


Abb. 3.3 – EZG (grün), geplantes Speicherbecken (blau) und bergseitiger Kanal (rot)

3.2.2. Abfluss- und Rauigkeitsklassen

Über die Auswertung der Orthofotos, Grundkarten und Lokalaugenscheine wurden Abflussklassen und Oberflächenrauigkeitsklassen definiert, welche in Abb. 3.4 und Abb. 3.5 dargestellt sind. Auch

die Rauigkeitswerte der Abflussstrecken wurden aus den gewonnenen Informationen der Lokalaugenscheine ermittelt.

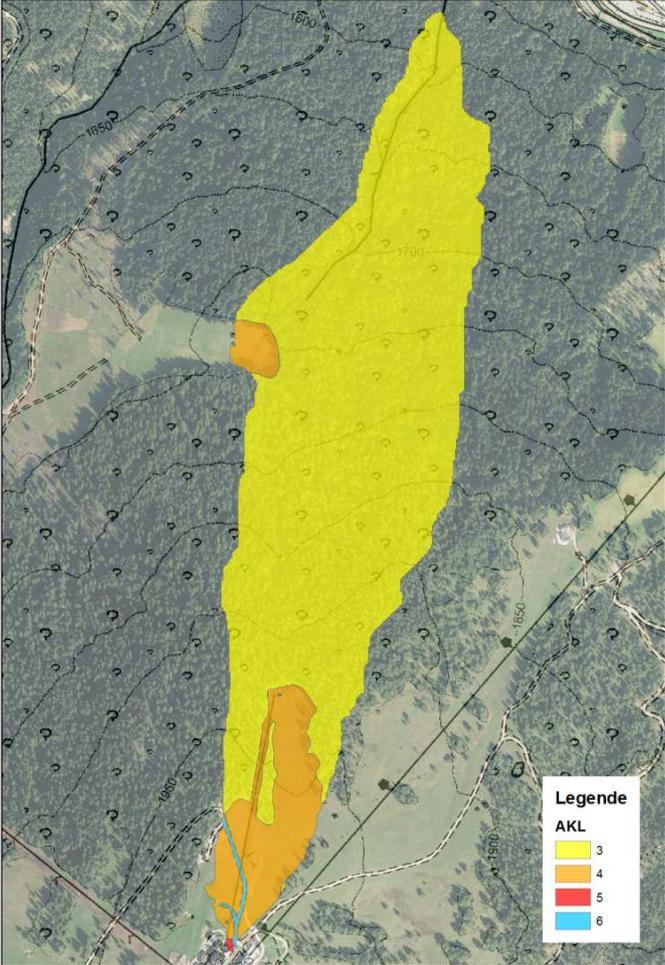


Abb. 3.4 – Abflussklassen

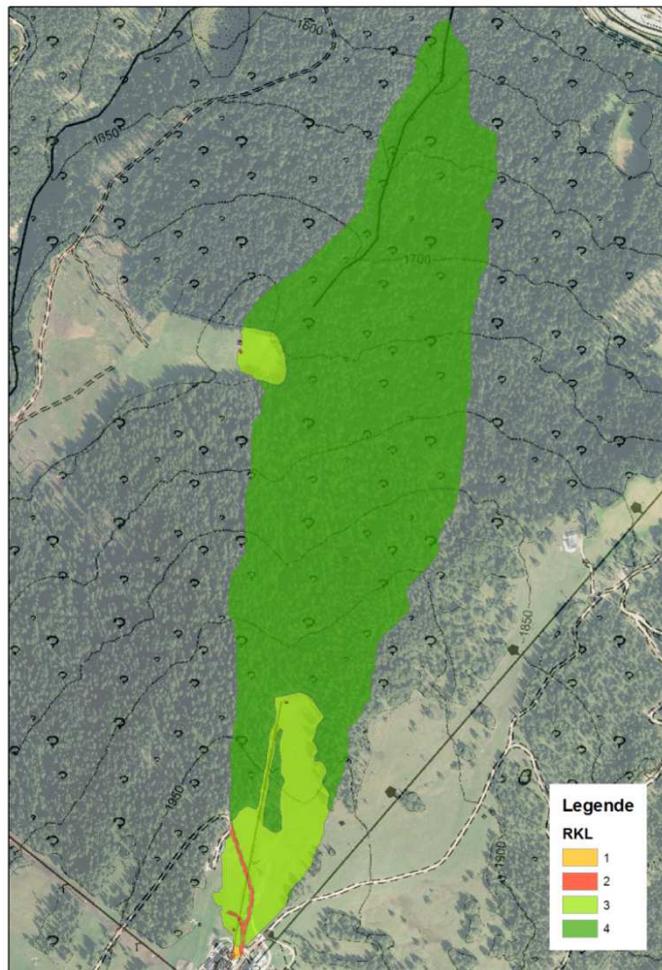


Abb. 3.5 – Rauigkeitsklassen

3.2.3. Auswertung der Niederschlagsdaten

Für die Ermittlung der Extremniederschläge unterschiedlicher Dauer wurden die Daten der Messstation Corvara herangezogen, welche vom Hydrografischen Amt der Autonomen Provinz Bozen zur Verfügung gestellt wurden. Diese Daten wurden mit statistischen Methoden aufbereitet, wobei die Extremwertverteilung nach Gumbel verwendet wurde. Die Parameter dieser Verteilung wurden mit der Momentenmethode abgeschätzt.

Die für die Eingabe in ZEMOKOST notwendigen Extremniederschläge sind das 1-jährige und das 100-jährige Regenereignis. Ersteres wurde mit einer logarithmischen Regression aus den mit der Momentenmethode erhaltenen Niederschlagshöhen errechnet.

Folgende Tabelle zeigt die Punktniederschlagsgruppe, welche für die weiteren Berechnungen verwendet wurde.

D [min]	N ₁ [mm]	N ₃₀ [mm]	N ₁₀₀ [mm]	N ₃₀₀₀ [mm]
15	10,2	25,5	30,9	46,0
30	12,6	29,1	34,9	51,3
45	14,1	33,1	39,8	58,6
60	15,5	34,7	41,5	60,5
180	23,5	45,2	52,9	74,4
360	32,2	55,5	63,7	86,8
720	43,7	75,1	86,2	117,3
1440	56,8	98,7	113,6	155,1

Tab. 3.1 – Punktniederschlagsmatrix

3.2.4. Regenwasserabflussmenge am Beckenüberlauf

Der Dimensionierung des Überlaufes wird ein 3.000 – jähriges Regenereignis zugrunde gelegt. Darunter versteht man ein Regenereignis, welches mit einer 3.000 - jährigen Wahrscheinlichkeit auftritt. Es muss angenommen werden, dass zum Zeitpunkt dieses Ereignisses das Stauziel im Becken bereits erreicht ist.

Es wird nur der direkte Eintrag, also der Niederschlag über der Fläche des Speicherbeckens berechnet. Als Fläche wird das Becken inkl. Dammstraße und mit Innenböschungen herangezogen S [m²].

Der Abfluss errechnet sich mit:

$$Q = \frac{h}{t} \cdot S \text{ [l/s]}$$

tp [min]	15	30	45	60
h [mm]	46,0	51,3	58,6	60,5
S [m ²]	16.848	16.848	16.848	16.848
Q [l/s]	861,1	480,2	365,7	283,1

Tab. 3.2 – Direkteintrag ins Speicherbecken

Die Regenintensität ist umgekehrt proportional der Regendauer. Obige Formel zeigt, dass der Regendurchfluss theoretisch gegen unendlich geht, wenn sich die Regendauer gegen null bewegt. Auch wenn man im hydrologischen Modell bereits von einer äußerst vorsichtigen Annahme der 3.000-jährigen Wiederkehr des Regenereignisses ausgegangen ist, wird das 15-Minutenereignis als Ergebnis für die Bemessung herangezogen.

Somit ergibt sich eine Niederschlagshöhe von 46,0 mm, welche auf einer Oberfläche von 16.848 m² einen Abfluss über den Überlauf von 861,1 l/s bewirkt. Rechnet man dazu vorsichtiger Weise noch die halbe mittlere konzessionierte Zulaufmenge von ca. 15 l/s (mit der mittleren konzessionierten Wassermenge von insgesamt 29,65 l/s wird auch das Becken La Brancia befüllt), so beträgt die erforderliche Kapazität des Überlaufes **876 l/s**.

3.2.5. Reinwasserabflussganglinien

Nach Eingabe der notwendigen Parameter in das Modell ZEMOKOST und anschließender Berechnung erhält man die maximalen Abflüsse beim Speicherbecken:

	HQ ₃₀	HQ ₁₀₀	HQ ₃₀₀	HQ ₃₀₀₀
Q [m ³ /s]	0,107	0,150	0,177	0,245

Tab. 3.3 – Maximale Reinwasserabflüsse

Diese Maximalabflüsse ergeben sich bei einer Regendauer von 48 Minuten.

In folgender Abbildung ist die Reinwasserabflussganglinie eines HQ₃₀₀₀ dargestellt:

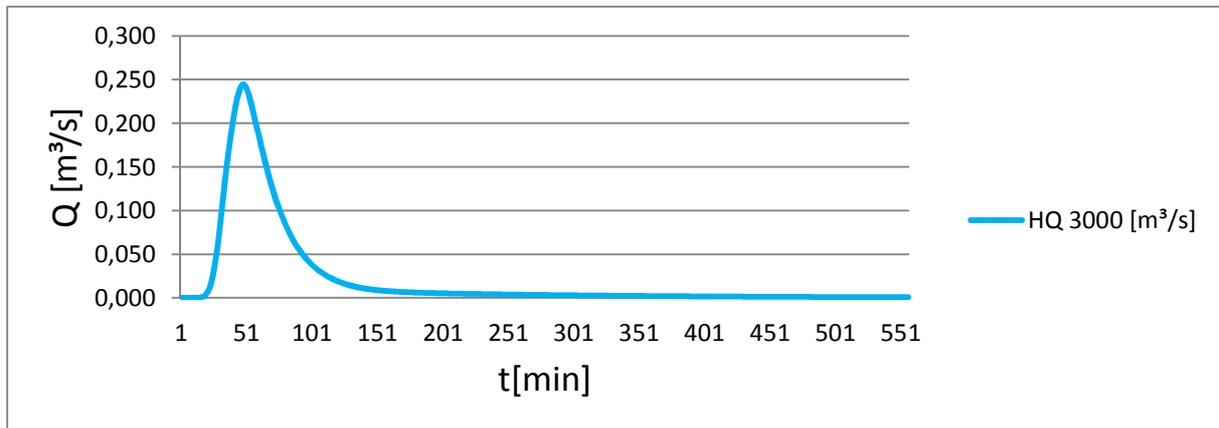


Abb. 3.6 – Abflussganglinie eines HQ₃₀₀₀

3.2.6. Gesamtabflussganglinien

Das bergseitige Einzugsgebiet des Speicherbeckens ist vorwiegend mit Wiese bedeckt und somit ergibt sich eine geringe Geschiebekonzentration. Es wurde pauschal eine Geschiebekonzentration von 5% unterstellt.

Die maximalen Abflüsse für die maßgebende Jährlichkeit sind in folgender Tabelle zusammengefasst:

	HQ ₃₀₀₀
Vor Beckenüberlauf	
Reinwasser	0,245
Geschiebe	0,012
Gesamt	0,257

Tab. 3.4 – Maxima der Gesamtabflüsse für ein HQ₃₀₀₀ [m³/s]

In folgender Abbildung ist die Gesamtabflussganglinie eines HQ₃₀₀₀ dargestellt:

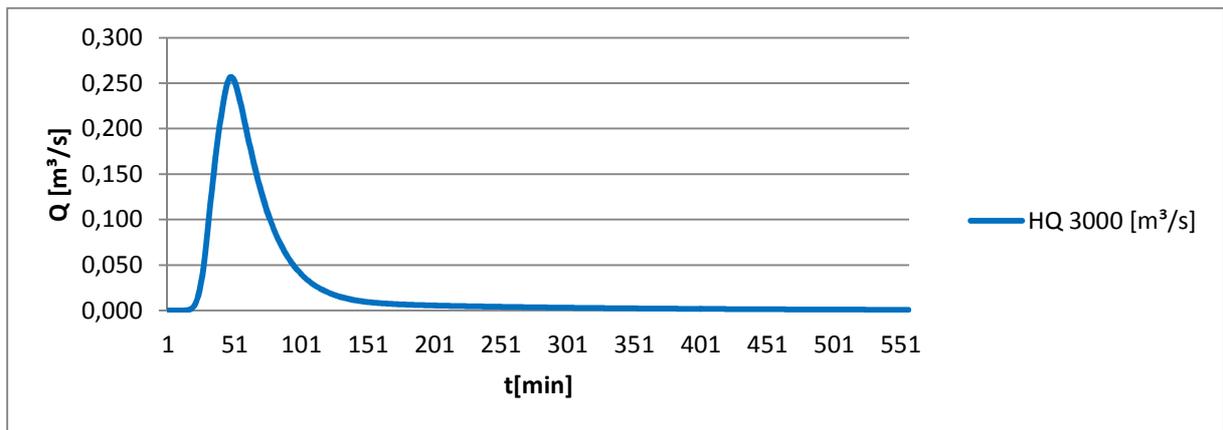


Abb. 3.7 – Gesamtabflussganglinie eines HQ 3000

4. HYDRAULISCHE NACHWEISE

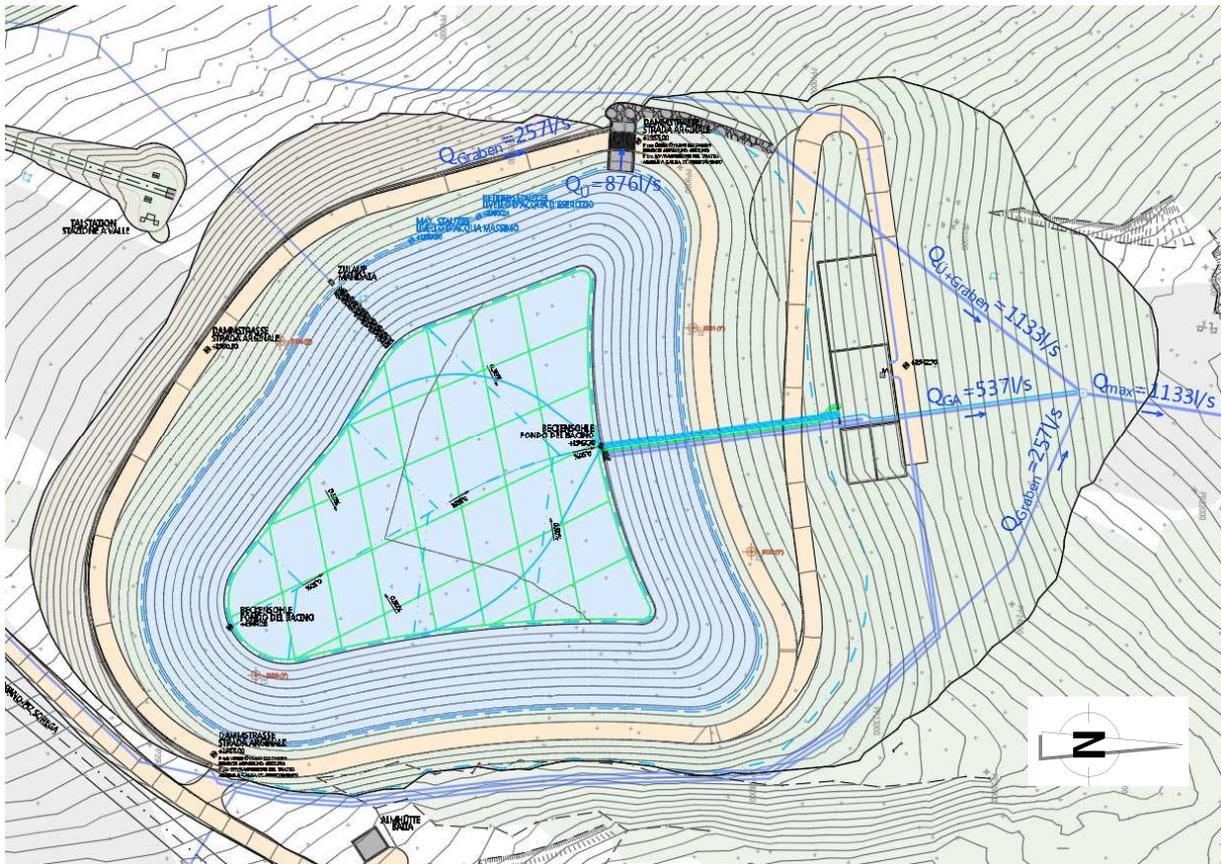


Abb. 4.1 – Fließschema

4.1. Beckenumlaufendes Gerinne auf der Süd- und Westseite

Dieser Graben hat die Aufgabe, das anfallende Regenwasser vom Einschnittsbereich und von der Dammstraße an der Südseite des Speicherbeckens zu entwässern.

Die Fläche der gesamten Dammstraße wurde bei der Berechnung der Regenwasserabflussmenge am Beckenüberlauf (Kapitel 3.2.4) bereits berücksichtigt. Aus Sicherheitsgründen wird der Regenwasserabfluss der Dammstraße an der Südseite auch für die Bemessung dieses Entwässerungsgrabens mitberechnet.

Der Scheitel dieses Grabens stimmt mit dem höchsten Punkt der Dammstraße überein. Von diesem Scheitel fließt ein Teil des Regenwasserabflusses nach Westen, der andere Teil nach Osten ab. Konservativ wurde für die Bemessung des Grabens jedoch die gesamte im Kapitel 3.2.6 berechnete Abflussmenge von 257 l/s herangezogen.

Das neu zu errichtende Gerinne weist eine Sohlbreite von 0,40 m und eine Böschungsneigung von 3:2 auf, was eine Kronenbreite von 1,0 m ergibt. Die konstante Grabentiefe beträgt 0,45 m. Mit einer konstanten Längsneigung von 5% führt dieser Graben vom Scheitel (stimmt lagemäßig mit dem höchsten Punkt der Dammstraße überein) in Richtung Westen zum Überlaufbauwerk und in Richtung Osten zu einem geschlossenen Polyethylenrohr DN 250.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot h_0^{3/2}$$

wobei der Abflussbeiwert für den scharfkantigen Überfall mit Rechteckquerschnitt $\mu = 0,611$ und die Breite der Wehrkrone $B = 5,0$ m beträgt. Daraus ergibt sich eine Überfallhöhe h_0 über der Wehrkrone von **21,1 cm**.

4.2.2. Wellen aufgrund von Wind und Erdbeben (lt. M.D. vom 26.06.2014, Kap. C.2)

Laut M.D. vom 26.06.2014 ist bei der Berechnung des Beckenüberlaufes auch ein Wellengang

$$w = h_w/2 + r_w$$

mit

h_w ... Wellenamplitude „ampiezza d’onda“ [m]

r_w ... Wellenaufbauhöhe „run up“ [m]

aufgrund von Wind und Erdbeben zu berücksichtigen.

Wellenamplitude h_w :

Die Tabelle für die Berechnung der Wellenamplitude im Ministerialdekret unter Absatz C.2 bezieht sich auf große Stauanlagen mit Fetch > 1 km.

Velocità vento [km/h]	Ampiezza d'onda [m]									
	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

Abb. 4.3 – M.D. vom 26.06.2014, Tab.C.2: maximale Amplitude der Welle aufgrund der Windgeschwindigkeit v , erhöht um die Wellenaufbauhöhe (run up)

„Fetch“ definiert die größte Länge des Wasserspiegels am maximalen Stauziel. Beim vorliegenden Projekt beträgt diese Länge 155 m und ist somit < 1 km. Die Bezugs-Windgeschwindigkeit $v_{b,0}$ wird mit 25 m/s = 90 km/h angenommen (NTC, Kap. 3.3.2).

Die Wellenamplitude wird mittels linearer Interpolation der bilogarithmischen Daten, die in der obigen Tabelle angegeben sind, berechnet.

Für jede beliebige Windgeschwindigkeit ergibt sich die Formel:

$$\ln(h_w) = \ln(a) + b \ln(L) \quad \rightarrow \quad h_w = a L^b$$

mit:

h_w ... Wellenamplitude [m]

v ... Windgeschwindigkeit [km/h]

L ... Fetch [km]

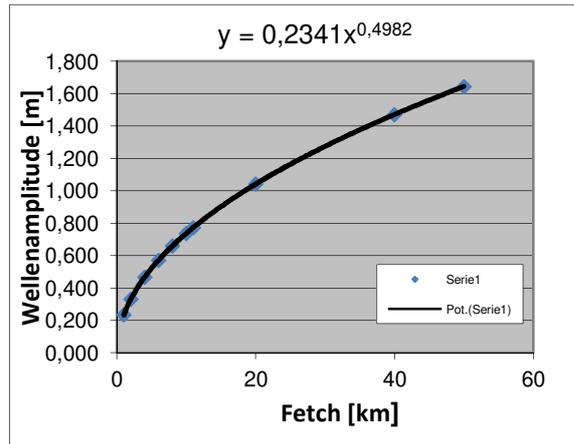
a, b Parameter (von v abhängig)

für

$v = 90$ km/h ergeben sich

$a = 0,2341$

$b = 0,4982$



Für eine Länge $L = 0,155$ km ergibt sich folglich eine Wellenamplitude $h_w = 0,092$ m und somit eine Wellenhöhe von:

$$h_w/2 = 0,046 \text{ m}$$

Wellenaufbauhöhe r_w :

Die Berechnung der Wellenaufbauhöhe erfolgt analog zur Berechnung der Wellenamplitude durch lineare Interpolation der bilogarithmischen Daten, die in der Tabelle im M.D., Kap. C.2 angegeben sind.

$$\ln(r_w) = \ln(a) + b \ln(L)$$

$$\rightarrow r_w = a L^b$$

mit:

r_w ... Wellenaufbauhöhe [m]

L ... Fetch [km]

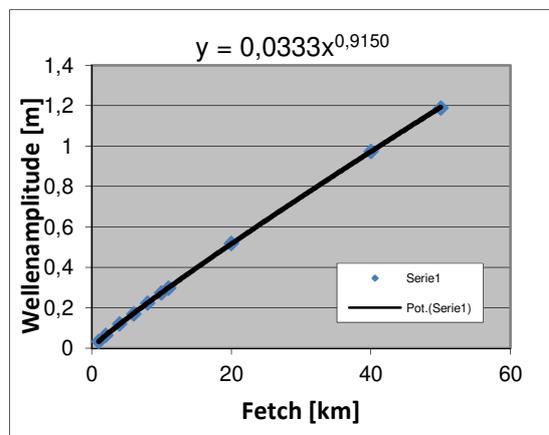
a, b Parameter

für

$v = 90$ km/h ergeben sich

$a = 0,0333$

$b = 0,9150$



Für eine Länge $L = 0,155$ km ergibt sich folglich eine Wellenaufbauhöhe

$$r_w = 0,006 \text{ m}$$

Für eine Bezugs-Windgeschwindigkeit von 90 km/h und eine Länge des Wasserspiegels am maximalen Stauziel von 155 m ergibt sich ein Wellengang mit einer Wellenhöhe von fast 4,6 cm (= halbe Amplitude) und einer Wellenaufbauhöhe von 0,6 cm:

$$w = h_w/2 + r_w = 0,046 \text{ m} + 0,006 \text{ m} = 0,052 \text{ m} = 5,2 \text{ cm}$$

4.2.3. Überfallhöhe und Wassermenge am Beckenüberlauf

Die gesamte Überfallhöhe am Überlauf ergibt sich somit aus

$$h_{\bar{u}} = h_0 + w = 21,1 \text{ cm} + 5,2 \text{ cm} = 26,3 \text{ cm}$$

Die Wehrkrone wird am Betriebsstauziel bei 1.953,24 m ü.d.M. angesetzt. Somit liegt das maximale Stauziel bei 1.953,50 m ü.d.M. und der vorgeschriebene Freibord von 1,5 m zur Dammkronenoberkante (1.955,00 m ü.d.M. + 9 cm Überhöhung im Dammbereich - siehe Setzungsberechnung im geotechnischen Bericht, Dokument „C“) ist gewährleistet.

4.3. Offenes Gerinne ab Überlaufbauwerk

Unmittelbar nach dem Überfallbauwerk fließt das Wasser aus dem Direktniederschlag und der Zuleitung (insgesamt 876 l/s) in einen offenen Graben, in den auch das Gerinne mündet, welches einen Teil des Regenwasserabflusses der Beckenböschungen auf der Südseite ableitet (max. 260 l/s, siehe Kapitel 3.2.6).

Das Gerinne des Grabens mit trapezförmigen Querschnitt ist mit im Mörtelbett verlegten Zyklopen befestigt und verläuft gemäß DPR 1/11/59 Nr. 1363 gänzlich außerhalb des statischen Dammkörpers.

Es hat eine Sohlbreite von 1,0 m und eine Böschungsneigung von 3:2, was eine Kronenbreite von 2,0 m ergibt. Die Grabentiefe beträgt mindestens 0,75 m. Mit einer konstanten Längsneigung von 1,1% führt dieser Graben bis an den Fuß des statischen Dammes an der Nordwestseite des Beckens. Ab dort mündet er in ein geschlossenes Gussrohr DN 400, welches zweimal die Zufahrtsstraße zum Entnahmehaus quert und nördlich des Beckens zuerst in den Sammelschacht und dann im Tal in den Kassianbach mündet.

Folgende Parameter dienen als Eingangswerte für die hydraulische Berechnung des Grabens:

- $Q_{ges} = 1,133 \text{ m}^3/\text{s}$
- Strickler-Rauigkeit des Kanals (mit Zyklopensteine ausgekleidet, „rauh“): $k_{st} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
- Neigung des Kanals: $i = 1,1\%$
- Form des Kanals: trapezförmig

Die folgende Abbildung stellt den Wasserstand dar. Das anfallende Regenwasser kann problemlos abgeführt werden (Wassertiefe = 52 cm, Freibord = 23 cm).

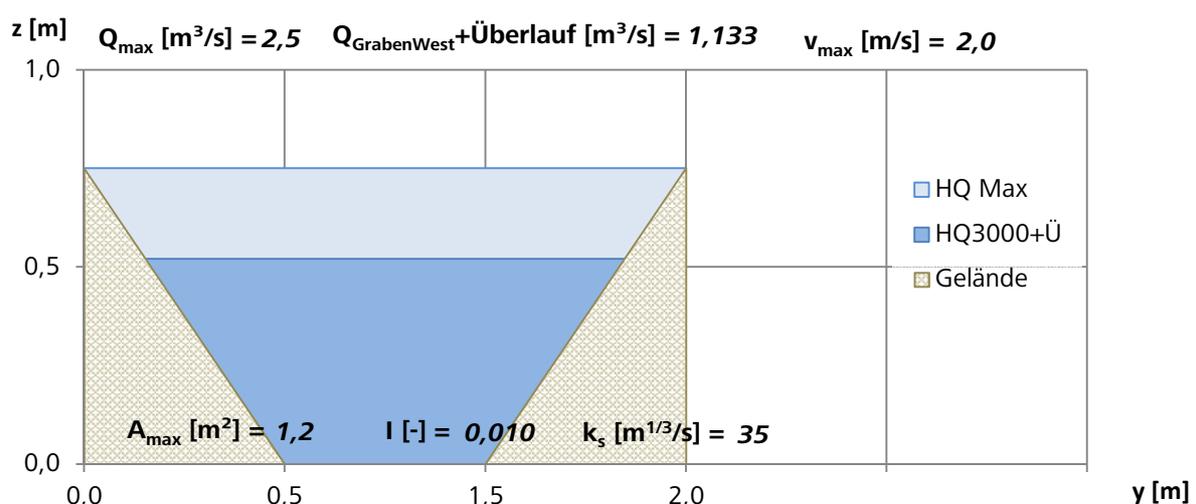


Abb. 4.4 – Querschnittsnachweis des Gerinnes vom Überlaufbauwerk bis Querung Zufahrtsstraße

4.4. Bemessung der geschlossenen Rohrleitungen bis zum Schacht unterhalb der Pumpstation

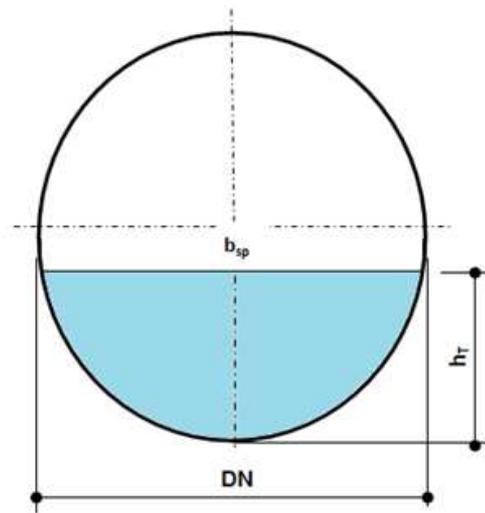
4.4.1. Abschnitt vom Graben Überlauf bis Einleitung in Schacht unterhalb Pumpstation

Das im vorigen Kapitel 4.3 beschriebene Trapezgerinne führt nach ca. 60 m in ein geschlossenes, ca. 88 m langes Gussrohr DN 400, welches die Zufahrtsstraße zur Pumpstation zweimal unterquert und schließlich in den Sammelschacht unterhalb der Pumpstation mündet.

Das Gussrohr DN 400 mit einer mittleren Neigung von 23,1 % kann das Wasser des Überlaufes und des Drainagegrabens West (876 l/s + 257 l/s = 1.133 l/s) problemlos abführen.

Vorgaben:

Q_{max}	1,133	m ³ /s	Maximalabfluß
I_s	231,00	‰	Sohlgefälle
K_D	0,30	mm	betriebliche Rauheit
g	9,81	m/s ²	Fallbeschleunigung
ν	1,31E-06	m ² /s	kinematische Zähigkeit
d	397	mm	Minstdurchmesser
DN	400	mm	Nennweite
A_v	0,126	m ²	Rohrquerschnitt
U_v	1,257	m	Rohrumfang
v_v	9,914	m/s	Fließgeschwindigkeit
Q_v	1,246	m ³ /s	Abfluß bei Vollfüllung



Teilfüllung

Fließtiefe	Abflußquerschnitt	benetzter Umfang	hydr. Radius	Fließgeschwindigkeit	Abfluß	Abflußverhältnis	Wasserspiegelbreite	Foude-Zahl	Energiehöhe	Wand Schubspannung
h_T	A	l_u	r_{hy}	v	Q	Q/Q_v	b_{sp}	Fr	h_E	τ
m	m ²	m	m	m/s	m ³ /s	-	m	-	m	N/m ²
0,400	0,126	1,257	0,100	9,914	1,246	1,00			5,409	226,61
0,373	0,122	1,048	0,117	10,896	1,330	1,07	0,20	4,45	6,425	264,02
0,347	0,116	0,958	0,121	11,144	1,289	1,03	0,27	5,45	6,676	273,80
0,320	0,108	0,886	0,122	11,192	1,206	0,97	0,32	6,16	6,704	275,73
0,293	0,099	0,823	0,120	11,101	1,096	0,88	0,35	6,71	6,574	272,10
0,267	0,089	0,764	0,116	10,893	0,969	0,78	0,38	7,16	6,314	263,89
0,240	0,079	0,709	0,111	10,578	0,833	0,67	0,39	7,54	5,943	251,67
0,213	0,068	0,655	0,104	10,161	0,693	0,56	0,40	7,85	5,476	235,82
0,187	0,058	0,602	0,096	9,639	0,554	0,44	0,40	8,11	4,922	216,59
0,160	0,047	0,548	0,086	9,007	0,423	0,34	0,39	8,31	4,295	194,18
0,133	0,037	0,492	0,074	8,253	0,303	0,24	0,38	8,45	3,605	168,76
0,107	0,027	0,434	0,062	7,356	0,198	0,16	0,35	8,52	2,865	140,43
0,080	0,018	0,371	0,048	6,283	0,112	0,09	0,32	8,48	2,092	109,31
0,053	0,010	0,299	0,033	4,965	0,049	0,04	0,27	8,28	1,310	75,48
0,027	0,004	0,209	0,017	3,241	0,012	0,01	0,20	7,71	0,562	39,02

Fließtiefe beim Bemessungsabfluß (Q_{max})

0,320	0,108	0,886	0,122	11,192	1,206	0,97	0,32	6,16	6,704	275,73
-------	-------	-------	-------	--------	-------	------	------	------	-------	--------

Abb. 4.5 – Bemessung Rohrabschnitt vom Graben Überlauf bis zum Schacht unterhalb der Pumpstation

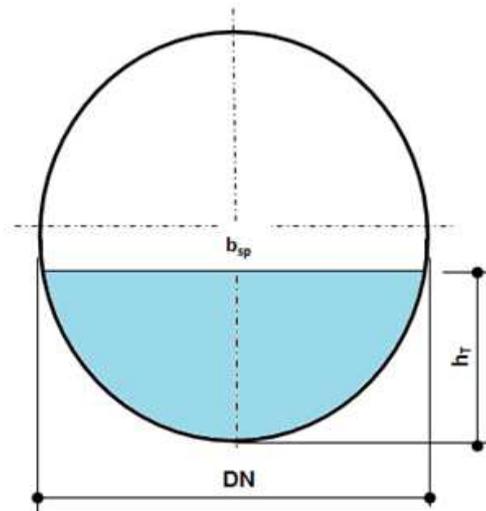
4.4.2. Abschnitt vom Graben Süd-Ostseite bis zum Schacht unterhalb Pumpstation

Das Oberflächenwasser, das vom Scheitel des Grabens auf der Südostseite des Beckens Richtung Osten rinnt (max. 257 l/s), mündet in ein geschlossenes Polyethylenrohr (siehe Kapitel 4.1), und schließlich in den Sammelschacht unterhalb der Pumpstation.

Das Polyethylenrohr DN 250 mit einer mittleren Neigung von 10,8 % kann das Oberflächenwasser des Drainagegrabens Ost problemlos abführen.

Vorgaben:

Q_{max}	0,260	m ³ /s	Maximalabfluß
I_s	108,00	‰	Sohlgefälle
k_D	0,01	mm	betriebliche Rauheit
g	9,81	m/s ²	Fallbeschleunigung
ν	1,31E-06	m ² /s	kinematische Zähigkeit
d	213	mm	Minstdurchmesser
DN	250	mm	Nennweite
A_v	0,049	m ²	Rohrquerschnitt
U_v	0,785	m	Rohrumfang
v_v	6,608	m/s	Fließgeschwindigkeit
Q_v	0,324	m ³ /s	Abfluß bei Vollfüllung



Teilfüllung

Fließtiefe	Abflußquerschnitt	benetzter Umfang	hydr. Radius	Fließgeschwindigkeit	Abfluß	Abflußverhältnis	Wasserspiegelbreite	Foude-Zahl	Energiehöhe	Wandspannung
h_T	A	l_u	r_{hy}	v	Q	Q/Q_v	b_{sp}	Fr	h_E	τ
m	m ²	m	m	m/s	m ³ /s	-	m	-	m	N/m ²
0,250	0,049	0,785	0,063	6,608	0,324	1,00			2,476	66,22
0,233	0,048	0,655	0,073	7,270	0,347	1,07	0,12	3,75	2,927	77,15
0,217	0,045	0,599	0,076	7,436	0,336	1,04	0,17	4,60	3,035	80,01
0,200	0,042	0,554	0,076	7,468	0,314	0,97	0,20	5,20	3,043	80,57
0,183	0,039	0,514	0,075	7,407	0,286	0,88	0,22	5,66	2,980	79,51
0,167	0,035	0,478	0,073	7,267	0,253	0,78	0,24	6,04	2,858	77,11
0,150	0,031	0,443	0,069	7,056	0,217	0,67	0,24	6,36	2,687	73,54
0,133	0,027	0,409	0,065	6,775	0,180	0,56	0,25	6,62	2,473	68,91
0,117	0,022	0,376	0,060	6,424	0,144	0,44	0,25	6,83	2,220	63,29
0,100	0,018	0,342	0,054	5,998	0,110	0,34	0,24	7,00	1,934	56,74
0,083	0,014	0,308	0,047	5,490	0,079	0,24	0,24	7,11	1,620	49,31
0,067	0,011	0,271	0,039	4,886	0,051	0,16	0,22	7,16	1,284	41,03
0,050	0,007	0,232	0,030	4,163	0,029	0,09	0,20	7,11	0,933	31,94
0,033	0,004	0,187	0,021	3,275	0,013	0,04	0,17	6,91	0,580	22,06
0,017	0,001	0,131	0,011	2,115	0,003	0,01	0,12	6,36	0,245	11,40

Fließtiefe beim Bemessungsabfluß (Q_{max})

0,183	0,039	0,513	0,075	7,405	0,285	0,88	0,22	5,67	2,978	79,47
-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	------	------	-------	-------

Abb. 4.6 – Bemessung Rohrabschnitt vom Graben Ost bis zum Schacht unterhalb der Pumpstation

4.5. Bemessung Grundablass und Entleerungszeit

Die Entleerung des Speicherbeckens mit einem Volumen von 78.160 m³ (Betriebsstauziel) erfolgt über den Grundablass. Dieser führt zunächst in einem Gussrohr DN 300 von der Beckensohle in die Pumpstation, wo er bei Bedarf geöffnet werden kann, und weiter in den Sammelschacht unterhalb der Pumpstation. Von diesem Sammelschacht aus werden dann sämtliche Abflüsse (Beckenüberlauf, Regenwasser, Grundablass) über ein 1,7 km langes Gussrohr DN 400 bis ins Tal in das Bachbett des Kassianbach abgeleitet.

Bei der Berechnung der Entleerungszeit des Beckens und der Abflussmenge wurde der Abfluss in Abhängigkeit der jeweiligen Wasserspiegelhöhe in Zeitschritten von jeweils 2 Stunden berechnet.

Maßgebend für die Entleerungszeit ist der Abschnitt von der Beckensohle bis zum Schacht. Es muss nur garantiert werden, dass die Leitung vom Schacht bis in den Kassianbach mehr Wasser abführen kann, als vom Becken zum Schacht nachrinnt (Freispiegelleitung).

Mit einem Rohrdurchmesser DN 300 auf einer Länge von 107 m (Beckensohle bis Schacht) und einer beinahe konstanten Ausleitungsmenge von 537 l/s ÷ 422 l/s ist das Becken in **44,5 Stunden** (1 Tag, 20 Stunden, 30 Minuten) vollständig geleert.

H _{Betrieb} [m]	1.953,24	Betriebsstauziel
H _{Boden} [m]	1.943,45	Kote Einlauf im Becken
H _{oGrundablass} [m]	1.928,03	Einlauf in Schacht
H _o [m]	25,21	
H _{Becken} [m]	9,79	
D [m]	0,30	DN 300
A _D [m ²]	0,07	Rohrquerschnitt
A _{WSP,O} [m ²]	12.160	WSP Betriebsstauziel
A _{WSP,U} [m ²]	5.210	WSP Beckensohle
V _o [m ³]	78.160	Betriebsstauziel
Δt [s]	7.200,00	Zeitschritt
L [m]	107	Rohrlänge
k [mm]	0,30	Guss
ζ Einlauf	0,50	

Abb. 4.7 – Eingangsdaten für Berechnung Grundablass

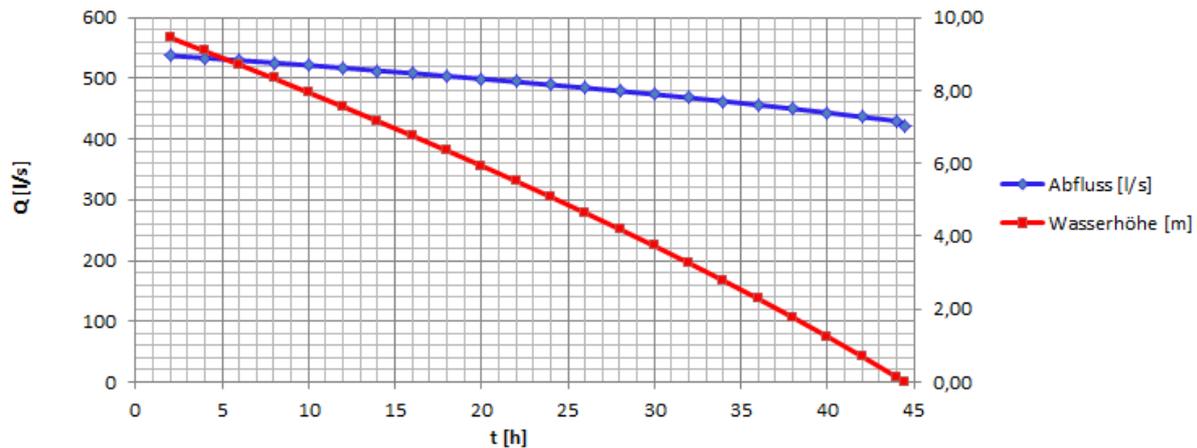


Abb. 4.8 – Beckenentleerung über Grundablass: Wasserstand und Abflussmenge

T [h]	T [s]	H _{Becken,a} [m]	H _s [m]	v [m/s]	Verlust [%]	Bernoulli [m]	Q [l/s] Ann.	Q [m³/s]	ΔV [m³]	V _a [m³]	V _b [m³]	ΔV [m³]	A _s [m²]	A ₀ [m²]	H _b [m]	ΔH [m]
2	7200	9,79	25,21	7,60	194,342	25,21	537,20	0,537	3868	78160	74292	3868	12160	10515	9,45	0,34
4	14400,00	9,45	24,87	7,55	191,723	24,87	533,55	0,534	3842	74292	70451	3842	10515	10308	9,08	0,37
6	21600,00	9,08	24,50	7,49	188,872	24,50	529,56	0,530	3813	70451	66638	3813	10308	10098	8,71	0,37
8	28800,00	8,71	24,13	7,43	186,022	24,13	525,53	0,526	3784	66638	62854	3784	10098	9886	8,33	0,38
10	36000,00	8,33	23,75	7,38	183,094	23,75	521,36	0,521	3754	62854	59100	3754	9886	9670	7,94	0,38
12	43200,00	7,94	23,36	7,31	180,090	23,36	517,04	0,517	3723	59100	55377	3723	9670	9452	7,55	0,39
14	50400,00	7,55	22,97	7,25	177,085	22,97	512,69	0,513	3691	55377	51686	3691	9452	9230	7,16	0,40
16	57600,00	7,16	22,58	7,19	174,080	22,58	508,31	0,508	3660	51686	48026	3660	9230	9004	6,76	0,40
18	64800,00	6,76	22,18	7,13	170,999	22,18	503,77	0,504	3627	48026	44399	3627	9004	8775	6,35	0,41
20	72000,00	6,35	21,77	7,06	167,840	21,77	499,07	0,499	3593	44399	40806	3593	8775	8542	5,93	0,41
22	79200,00	5,93	21,35	6,99	164,605	21,35	494,22	0,494	3558	40806	37248	3558	8542	8305	5,51	0,42
24	86400,00	5,51	20,93	6,92	161,368	20,93	489,31	0,489	3523	37248	33724	3523	8305	8063	5,08	0,43
26	93600,00	5,08	20,50	6,85	158,056	20,50	484,24	0,484	3487	33724	30238	3487	8063	7817	4,64	0,44
28	100800,00	4,64	20,06	6,78	154,667	20,06	478,99	0,479	3449	30238	26789	3449	7817	7565	4,19	0,45
30	108000,00	4,19	19,61	6,70	151,200	19,61	473,57	0,474	3410	26789	23379	3410	7565	7308	3,74	0,46
32	115200,00	3,74	19,16	6,62	147,732	19,16	468,08	0,468	3370	23379	20009	3370	7308	7044	3,27	0,47
34	122400,00	3,27	18,69	6,54	144,105	18,69	462,27	0,462	3328	20009	16681	3328	7044	6773	2,78	0,48
36	129600,00	2,78	18,20	6,45	140,337	18,20	456,16	0,456	3284	16681	13397	3284	6773	6495	2,29	0,50
38	136800,00	2,29	17,71	6,37	136,557	17,71	449,94	0,450	3240	13397	10157	3240	6495	6209	1,78	0,51
40	144000,00	1,78	17,20	6,27	132,633	17,20	443,40	0,443	3192	10157	6965	3192	6209	5913	1,25	0,53
42	151200,00	1,25	16,67	6,17	128,549	16,67	436,48	0,436	3143	6965	3822	3143	5913	5607	0,71	0,55
44	158400,00	0,71	16,13	6,07	124,389	16,13	429,33	0,429	3091	3822	731	3091	5607	5288	0,14	0,57
44,5	160100,00	0,14	15,56	5,96	119,998	15,56	421,64	0,422	717	731	14	717	5288	5208	0,00	0,14

Abb. 4.9 – Beckenentleerung über Grundablass DN 300 in 2-Stunden-Zeitschritten

4.6. Bemessung der geschlossenen Rohrleitung vom Schacht unterhalb der Pumpstation bis zum Kassianbach

In der Rohrleitung, die schließlich sämtliches Wasser vom Schacht unterhalb der Pumpstation in den Kassianbach in der Talsohle führt, treten maximal folgende Wassermengen auf:

	Beschreibung Herkunft	Menge [l/s]
A	Summe Regenwasserabfluss HQ ₃₀₀₀ aus dem Teileinzugsgebiet, Drainagegräben im Einschnittbereich:	257
B	Direkteintrag HQ 3000 in das Speicherbecken mit Zuleitung:	876
C	Maximalabfluss bei Öffnung Grundablass (siehe Kap. 4.5):	537

Es kann ausgeschlossen werden, dass Überlauf und Grundablass gleichzeitig in Funktion sind.

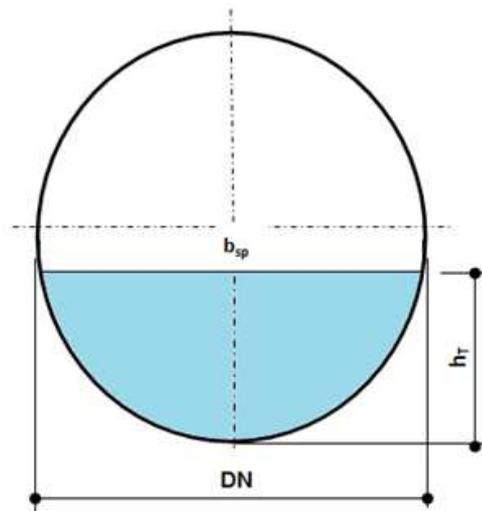
Für die Bemessung der Leitung ins Tal ist somit die größere der beiden Summen maßgebend:

Herkunft	Q [l/s]	Herkunft	Q [l/s]
A...HQ ₃₀₀₀ aus TEZG	257	A...HQ ₃₀₀₀ aus TEZG	257
C...Grundablass	537	B...Überlauf	876
Summe	794	Summe	1.133

Das Gussrohr DN 400 mit einer mittleren Neigung von 25,9 % kann die Wassermenge von maximal 1.133 l/s problemlos bis zum Kassianbach abführen.

Vorgaben:

Q _{max}	1,133	m ³ /s	Maximalabfluß
I _s	259,00	‰	Sohlgefälle
k _s	0,30	mm	betriebliche Rauheit
g	9,81	m/s ²	Fallbeschleunigung
ν	1,31E-06	m ² /s	kinematische Zähigkeit
d	388	mm	Minstdurchmesser
DN	400	mm	Nennweite
A _v	0,126	m ²	Rohrquerschnitt
U _v	1,257	m	Rohrumfang
v _v	10,499	m/s	Fließgeschwindigkeit
Q _v	1,319	m ³ /s	Abfluß bei Vollfüllung



Teilfüllung

Fließtiefe	Abflußquerschnitt	benetzter Umfang	hydr. Radius	Fließgeschwindigkeit	Abfluß	Abflußverhältnis	Wasserspiegelbreite	Foude-Zahl	Energiehöhe	Wandschubspannung
h _r	A	l _u	r _{hy}	v	Q	Q _v /Q _v	b _{sp}	Fr	h _E	τ
m	m ²	m	m	m/s	m ³ /s	-	m	-	m	N/m ²
0,400	0,126	1,257	0,100	10,499	1,319	1,00			6,018	254,08
0,373	0,122	1,048	0,117	11,540	1,409	1,07	0,20	4,71	7,160	296,02
0,347	0,116	0,958	0,121	11,802	1,365	1,03	0,27	5,78	7,446	306,99
0,320	0,108	0,886	0,122	11,853	1,277	0,97	0,32	6,52	7,481	309,16
0,293	0,099	0,823	0,120	11,756	1,161	0,88	0,35	7,10	7,338	305,08
0,267	0,089	0,764	0,116	11,536	1,027	0,78	0,38	7,58	7,050	295,87
0,240	0,079	0,709	0,111	11,203	0,882	0,67	0,39	7,98	6,637	282,17
0,213	0,068	0,655	0,104	10,761	0,734	0,56	0,40	8,31	6,116	264,40
0,187	0,058	0,602	0,096	10,209	0,587	0,44	0,40	8,59	5,499	242,84
0,160	0,047	0,548	0,086	9,539	0,448	0,34	0,39	8,80	4,798	217,72
0,133	0,037	0,492	0,074	8,741	0,320	0,24	0,38	8,95	4,027	189,21
0,107	0,027	0,434	0,062	7,791	0,210	0,16	0,35	9,02	3,201	157,45
0,080	0,018	0,371	0,048	6,654	0,119	0,09	0,32	8,99	2,337	122,56
0,053	0,010	0,299	0,033	5,259	0,052	0,04	0,27	8,77	1,463	84,63
0,027	0,004	0,209	0,017	3,433	0,012	0,01	0,20	8,16	0,627	43,75

Fließtiefe beim Bemessungsabfluß (Q_{max})

0,293	0,099	0,822	0,120	11,754	1,159	0,88	0,35	7,11	7,335	304,99
-------	-------	-------	-------	--------	-------	------	------	------	-------	--------

Abb. 4.10 – Bemessung Rohrabschnitt vom Schacht unterhalb der Pumpstation bis zum Kassianbach

4.7. Bemessung des Vorfluters „Kassianbach“ (E.230)

Ein 3.000-jähriges Regenereignis liefert aus dem direkten Beckeneintrag am Überlauf eine Abflussmenge von maximal 876 l/s (inkl. Berücksichtigung Wellengang und Zuleitung). Der indirekte Beitrag des hydrologischen Einzugsgebietes des Speicherbeckens wird durch den beckenumlaufenden Graben im Einschnittbereich abgeführt und liefert nochmal 257 l/s. Da ausgeschlossen werden kann, dass Überlauf und Grundablass gleichzeitig in Funktion sind, muss die Wassermenge des Grundablasses (maximal 537 l/s) nicht addiert werden.

Die gesamte Wassermenge von 876 l/s + 257 l/s = **1.133 l/s** wird im Talboden in das natürliche Gerinne des Kassianbaches eingeleitet.

Das Gerinneprofil des Baches wurde aus dem Geländemodell ermittelt. Bei einem durchschnittlichen Gefälle von 7,8 %, einem k_s -Wert von $25 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ und einer Abflussmenge von 1.133 l/s, ergibt sich im Bachbett eine Wasserhöhe von 13 cm bei einem Freibord von 5,57 cm.

Es kann davon ausgegangen werden, dass das natürliche Bachbett des Kassianbaches diese zusätzliche Wassermenge ohne Probleme abführen kann.

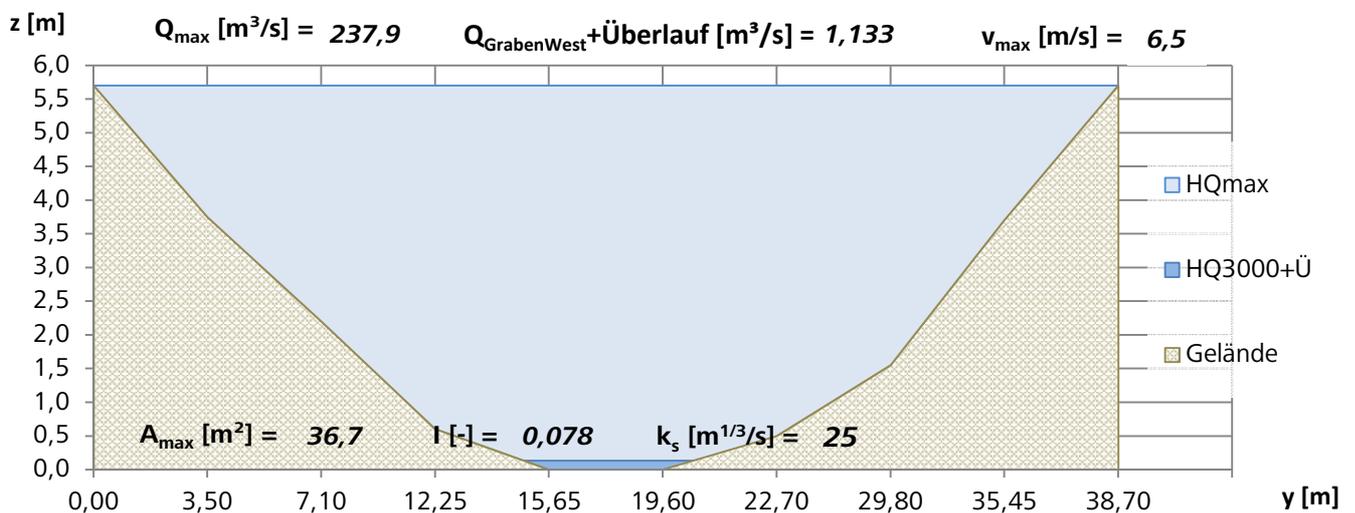


Abb. 4.11 – Querschnittsnachweis Kassianbach E.230

5. LITERATURVERZEICHNIS

BUWAL (1998): Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft - BUWAL, Methoden zur Analyse und Bewertung von Naturgefahren. Bern.

Kohl, B. (2011): Das Niederschlags-/Abflussmodell ZEMOKOST, Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades Doktor der Naturwissenschaften, eingereicht an der Fakultät für Geo- und Atmosphärenwissenschaften der Universität Innsbruck.

Markart, G. et al. (2004): Provisorische Geländeanleitung zur Abschätzung des Oberflächenabflussbeiwerts auf alpinen Boden-/Vegetationseinheiten bei konvektiven Starkregen (Version 1.0). BFW Dokumentation, Nr.3.

Rickenmann (1996): Engineering 117(11): 1419-1439. Rickenmann, D. (1996): Fließgeschwindigkeit in Wildbächen und Gebirgsflüssen. Wasser, Energie, Luft 88 (11/12): S.298-304.