

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
Dammbruchstudie Technischer Bericht	Studio di collasso della diga Relazione tecnica
Dr. Ing. Johann Röck	

Dr. Ing. Johann Röck
 Dr. Ing. Hansjörg Weger
 Dr. Arch. Raimund Hofer
 Dr. Ing. Ivan Stuflesser



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



Projekt Nr. Progetto n°	Projektleiter Incaricato di progetto	Sachbearbeiter Redattore	Prüfer Controllore	File	Dokument Documento	Version Versione	
				Layout			
17128PT	M. Berger	A. Heinz	J. Röck	17127PT_DBS_00_Titel.dwg 17127_DBS_A_TB.docx	A	-	
Version/e	Datum/Data	Beschreibung/Descrizione					
-	03/2018	anhe	Erstversion/Prima versione				
a	-	-					
b	-	-					
c	-	-					

INHALTSVERZEICHNIS

1.	PROJEKTINFORMATIONEN	1
1.1.	Allgemeines	1
1.2.	Planungsaufgabe	1
1.3.	Projektant	1
1.4.	Standort	1
2.	VORBEMERKUNGEN	2
3.	ERDDAMMBRUCH	3
3.1.	Theoretische Grundlagen	3
3.2.	Das Dammerosionsmodell BREACH	3
3.3.	Die Breschenbildung und der Ausflusshydrograph beim Speicherbecken „Codes“	6
4.	FLUTWELLENAUSBREITUNG	9
4.1.	Theoretische Grundlagen	9
4.2.	Untersuchungsgebiet der Dammbbruchwelle	9
4.3.	Modellierung der Dammbbruchwelle	10
4.4.	Die Ausbreitung der Dammbbruchflutwelle vom Speicher „Codes“	13
5.	ANHANG	15

1. PROJEKTINFORMATIONEN

1.1. Allgemeines

Das gesamte Gebiet zwischen St. Kassian, Stern und Corvara ist mit Skipisten erschlossen, welche eine Gesamtfläche von ca. 183 ha aufweisen. Laut der 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.

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.

Es wurde und wird immer wieder nach Standorten für weitere Speichermöglichkeiten gesucht. Diese Suche gestaltet sich aufgrund der heiklen geologischen Situation im hinteren Gadertal äußerst schwierig.

Die Gesellschaft Grandi Funivie Alta Badia GmbH hat nun die Ausarbeitung des Vorprojektes 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. Planungsaufgabe

Das vorliegende Projekt wurde von der Gesellschaft „Grandi Funivie Alta Badia GmbH“ in Auftrag gegeben und sieht die Errichtung eines Speicherbeckens zur Verbesserung der künstlichen Beschneigung samt Bauwerke für Zuleitung, Entnahme, Entleerung und Überlauf – unter Einhaltung der Vorgaben des Wassernutzungsplanes der Autonomen Provinz Bozen - vor.

In den folgenden Kapiteln wird die Dammbuchstudie behandelt.

1.3. Projektant

Dr. Ing. Johann Röck – Plan Team, Bozen, Giottostraße 19, E-Mail info@pps-group.it, Tel. 0471 543 200, Fax 0471 543 230.

1.4. Standort

Das auf einer Höhe von 1.950 m ü.d.M. projektierte Speicherbecken befindet sich 350 m nordöstlich des 2.000 m hohen Piz Sorega, im Bereich der bestehenden Piste „Codes“ in der Gemeinde Abtei.

Folgende Darstellung zeigt eine Übersichtskarte des Planungsgebietes auf Grundlage des Orthofotos aus dem Jahr 2014/15:

3. ERDDAMMBRUCH

3.1. Theoretische Grundlagen

Ein Dammbbruch ist vom statistischen Standpunkt ein relativ seltenes Ereignis, dessen Häufigkeit bei Erddämmen aber ca. viermal größer ist als bei Staudämmen, welche aus Beton oder Mauerwerk bestehen (Macchione, 1989). Die Beobachtung von Erddammb Brüchen hat ergeben, dass die Bruchmechanismen sehr zeitabhängig sind. Versagt eine Sperre, so fließt der Speicherinhalt durch die sich bildende Bresche ab. Die Bildung der Flutwelle ist unmittelbar mit der Evolution dieser Bresche verbunden. Es kann im Falle von Erddammb Brüchen nicht von einer plötzlichen Abtragung des Dammes ausgegangen werden, wie es bei Staudämmen aus Beton oder Mauerwerk üblich ist. Realistischere Ergebnisse sind nur mittels Modellen zu erreichen, welche den gegenseitigen Einfluss der Wasserströmung und des Erddammes berücksichtigen. Die Ursachen für das Versagen eines Erddammes sind zumeist nicht leicht auffindig zu machen, denn das einzelne Bruchereignis kann auch durch mehrere Ursachen bzw. Auslöse-momente hervorgerufen werden. Die häufigsten Bruchszenarien bei Erddämmen betreffen den sog. "piping"-Mechanismus und den "overtopping"-Mechanismus.

Im ersten Fall wird der Damm unterströmt und es kommt zu einer rückschreitenden Erosion durch Röhrenbildung ("piping"), welche eine nach und nach fortschreitende Erosion des Dammes (Breschenausweitung) bis hin zum Versagen der Festigkeit des Dammes bewirken kann. Beim "Overtopping" - Szenario erfolgt die Erosion des Dammes hingegen durch Überspülung des Dammes von der Dammkrone startend nach unten. Die beiden Mechanismen können zum Teil auch ineinander überlaufen. Das Auslöse-moment kann zumeist auf eine Schwachstelle im Damm zurückgeführt werden.

Erddämme können also v.a. entweder durch piping oder durch overtopping brechen. Dabei erodiert sich das Wasser sozusagen selbst den Weg durch den Damm. Die Bildung der Bresche ist progressiv; die Voraussage der Änderungen ihrer Form (Tiefe, Breite, Höhe) in der Zeit ist maßgebend für die Ermittlung der Abflusskurve des Speichers. Für die Berechnung der Abflusskurve wurde das Computerprogramm BREACH (National Weather Service) verwendet.

3.2. Das Dammerosionsmodell BREACH

Das verwendete Programm „BREACH“, welches sich auf ein von D. L. Fread (1988) (1) entwickeltes mathematisch-physikalisches Modell stützt, ermöglicht die Voraussage der Eigenschaften der Bresche (Form, Zeitpunkt der Breschenbildung) und des Hydrographen des durch die Bresche fließenden Wassers. Das Modell stützt sich dabei auf einige grundlegende Gleichungen aus dem Fachgebiet der Hydraulik, der Feststofftransportlehre und der Geotechnik; berücksichtigt dabei die geometrischen und geotechnischen Eigenschaften des Erddammes und die Eigenschaften des Speicherbeckens (Speichervolumen, Überlauf, zeitabhängiger Zufluss). Insbesondere werden der Massenerhaltungssatz und die Feststofftransportkapazität der nicht stationären Strömung entlang der durch fortschreitende Erosion gebildeten Bresche gekoppelt.

Das Modell ist auf das angloamerikanische Maßsystem angepasst, weshalb die jeweiligen Eingangswerte entsprechend vom metrischen ins angloamerikanische System umgerechnet wurden und die Outputs wiederum ins metrische System.

Die Entwicklung und Ausweitung der Bresche hängt in hohem Maße von den geotechnischen Eigenschaften des Erddammes ab (Korngröße D50, spezifisches Gewicht, Reibungswinkel, Kohäsion, Plastizitätseigenschaften, Porenanteil). Die Ausweitung der Bresche wird anhand zweierlei Mechanismen simuliert: Zum einen bewirkt der hydrostatische Druck, wenn dieser die Scherfestigkeit des Erdmaterials überschreitet, rasch aufeinanderfolgende Brüche, während dem die seitliche Ausweitung der Bresche anhand der Theorie der Böschungstabilität erklärt wird. Bei der Bildung der Bresche, ausgehend von dem schon erwähnten piping-Mechanismus, verläuft die Strömung innerhalb der Bresche anfangs als Druckströmung mit einem progressiven Übergang zu Freispiegelströmung.

Der Programmalgorithmus kann im Wesentlichen wie folgt schematisiert werden:

- Ermittlung eines Probewertes für die Wassertiefe H im Speicher zum Zeitpunkt $t + \Delta t$;

- Ermittlung der daraus folgenden Probewerte für die Abflüsse (der Bresche Q_b , des Überlaufs Q_{sp} und über den Damm Q_o);
- Berechnung der effektiven Wassertiefe im Speicher;
- Berechnung des effektiven Abflusses aus der Bresche;
- Korrektur der ermittelten Werte bei eventuellem talseitigem Rückstauprofil;
- Berechnung der geomechanischen Parameter des Dammes;
- Ermittlung des Feststofftransportes, der von der Strömung durch die Bresche verursacht wird;
- Berechnung der seitlichen Ausweitung der Bresche mittels Böschungssicherheitstheorie;
- Bruchnachweis;
- Berechnung der neuen Werte der Absenkung des Wasserspiegels im Speicherbecken.

Die Gleichungen, welche das Modell verwendet, werden im Folgenden in der ursprünglichen Form im britischen Einheitensystem dargestellt:

Der Massenerhaltungssatz:

$$Q_{in} - (Q_b + Q_{sp} + Q_o) = S_a \frac{\Delta H}{\Delta t} \frac{43560}{3600} \quad 3.1$$

Wobei Q_{in} (cfs) der Zufluss in den Speicher und S_a (acres) die Oberfläche des Wasserspiegels ist.

Quasigleichförmige turbulente Strömung längs des Kanals entlang der talseitigen Dammböschung:

$$Q_b = \frac{1,49 S^{0,5} A^{1,67}}{n p^{0,67}} \quad 3.2$$

wobei $S = 1/ZD$ (talseitige Dammböschung 1:ZD) die Sohlenneigung des Kanals ist, A und p jeweils für den benetzten Kanalquerschnitt und den benetzten Kanalumfang stehen, $n = 0,013D_{50}^{0,167}$ den Manning-Reibungsfaktor in Abhängigkeit der Korngröße D_{50} (mm) darstellt.

Im Falle von rechteckigem Kanal kann aus obiger Gleichung direkt die Wassertiefe im Kanal y_n (ft) ermittelt werden. Ist der Kanal trapezförmig erfolgt die Ermittlung der Wassertiefe im Kanal mittels iterativem Newton-Raphson Algorithmus.

Breschendurchfluss bei Druckströmung (piping):

$$Q_b = A \sqrt{\frac{2g(H - H_p)}{1 + fL/D}} \quad 3.3$$

Wobei Q_b (cfs) der Breschendurchfluss, A (ft²) der benetzte Kanalquerschnitt, H (ft) die Wassertiefe des Speichers, H_p (ft) die Höhe der Anfangsbreschenöffnung, f der Darcy-Reibungsbeiwert abhängig von der Reynoldszahl, L (ft) die Länge der Bresche, D (ft) der Durchmesser der Bresche ist.

Beim piping-Mechanismus wird vom hydraulisch optimalen Querschnitt ausgegangen. Die Oberkante der Bresche H_{pu} verschiebt sich durch die fortlaufende Erosion vorrangig vertikal nach oben, bis sie einen Punkt erreicht, an dem Druckströmung in Freispiegelströmung übergeht, welche von folgender Gleichung geregelt ist:

Breschendurchfluss bei Freispiegelströmung (overtopping):

$$Q_b = 3 B_0 (H - H_c)^{3/2} \quad 3.4$$

Die Breite der Bresche B_0 (ft) wird als Produkt des Faktors B_r mit der Wassertiefe y (ft) ausgedrückt, wobei B_r von der hydraulischen Effizienz der Bresche abhängt (B_r ist gleich 2 bei overtopping und gleich 1 für piping). Am Anfang der Bresche wird beim overtopping- Mechanismus die kritische Wasserhöhe in der Bresche angenommen.

Obige Gleichung gilt, sobald die Ungleichung $H < H_p + 2(H_{pu} - H_p)$ erfüllt ist. Zu diesem Zeitpunkt wird angenommen, dass das darüber liegende Erdmaterial in die Bresche hinein bricht und durch die Strömung wegtransportiert wird. Erst nachher kann die Erosion wieder fortschreiten.

Geotechnische Stabilitätstheorie nach Spangler zur Modellierung der seitlichen Ausweitung der Bresche:

$$H'_k = \frac{(4 C \cos\varphi \sin\vartheta'_{k-1})}{\gamma[1 - \cos(\vartheta'_{k-1} - \varphi)]} \quad 3.5$$

Wobei k die Werte 1, 2 oder 3 annehmen kann und jeweils die Bruchbedingung beim Übergang von einem kritischen Winkel zum nächsten kennzeichnet.

H'_k (ft) ist die kritische Wassertiefe im Kanal, C (lb/ft²) ist die Kohäsion, φ (°) der Reibungswinkel und γ (lb/ft³) das spezifische Gewicht des Dammmaterials.

ϑ' (°) kennzeichnet den Winkel der Breschenböschungen zur Horizontalen und wird durch die Gleichung $\vartheta'_k = (\vartheta'_{k-1} + \varphi)/2$ (mit $k=1, 2, 3$) berechnet.

Bei jedem Rechenschritt wird die Wassertiefe des Kanals jeweils mit dem kritischen Wert (mit $k=1, 2, 3$) verglichen. Sobald einer dieser Werte erreicht wird, weitet sich der Breschenquerschnitt auf und der Erosionsvorgang bleibt solange aus, bis nicht das ganze in den Breschenquerschnitt gestürzte Erdmaterial von der Wasserströmung durch die Bresche hindurch transportiert worden ist. Dieser Vorgang wird von der Feststofftransportfähigkeit der Strömung geregelt:

Feststofftransportfähigkeit der Strömung nach der von Smart modifizierten Meyer-Peter und Müller-Formel:

$$Q_s = 3,64 \left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0,2} \frac{D^{2/3}}{n} S^{1,1} (D S - 0,0054 D_{50} \tau_c) \quad 3.6$$

Wobei D_{90} , D_{30} und D_{50} die charakteristischen Korngrößen des Dammmaterials in mm sind; n den Manning-Reibungsfaktor in Abhängigkeit der Korngröße D_{50} darstellt; D die hydraulische Strömungstiefe, S die Sohlenneigung des Kanals und τ_c die kritische Sohlenneigung nach Shields in Abhängigkeit des D_{50} ist.

Das Programm prüft Schritt für Schritt das Zutreffen der Bedingung, bei welcher ein plötzliches Versagen der Erddammstatik eintritt. Dies geschieht, sobald ein nicht gesättigter Materialblock dem hydrostatischen Druck des bergseitigen, gesättigten Blockes nicht mehr Stand halten kann. Daraus folgt folgende Bruchbedingung:

Bruchbedingung:

$$F_w > F_{sb} + F_{ss} + F_{cb} + F_{cs} \quad 3.7$$

Wobei F_w die hydrostatische Kraft, F_{sb} die durch die Strömung hervorgerufene Reibungskraft, F_{ss} die Reibungskraft zwischen den Gleitflächen der Blöcke, F_{cb} die durch Kohäsion am Boden des talseitigen Abschnittes hergestellte Festigkeit und F_{cs} die Festigkeit ist, welche von der seitlichen Kohäsion des talseitigen Abschnittes hervorgerufen wird.

Diese Gleichgewichtsbedingung wird Schritt für Schritt geprüft.

Das Programm BREACH wurde zum Teil anhand von Beobachtungsdaten geeicht. Aus den in der Literatur vorzufindenden Daten (z.B. bzgl. Teton und Lawn Dämme) geht hervor, dass man bei Erdstaudäm-

men von Speichern mit einigen 100.000 m³ Kapazität den Zeitpunkt des Dammbrechens unter einer Stunde nach dem Beginn einer Breschenbildung durch overtopping oder durch piping ansetzen kann. Interpretiert man dieses Verhalten des Dammes bei Speicherbecken mit geringerer Kapazität, so kann davon ausgegangen werden, dass die Bruch- und Entleerungszeiten im Minutenbereich liegen.

3.3. Die Breschenbildung und der Ausflusshydrograph beim Speicherbecken „Codes“

Die Speisung des Speicherbeckens soll über Ableitungen aus Quell- und Fließgewässern erfolgen (im Mittel 29,65 l/s). Aus der Kombination zwischen Speisung und Starkregenereignis könnte der Damm theoretisch zum Überlaufen gebracht werden. Dieser Erddamm ist allerdings mit einem Beckenüberlauf ausgestattet, welcher entsprechend bemessen wurde (Summe der Abflüsse aus Starkniederschlag und Speisung, sowie Sicherheit von 12% aus Wellengang) ein Aufstauen des Dammes oberhalb des maximalen Stauzieles verhindern soll. Sollten auch diese Sicherheitseinrichtungen versagen, besitzt der Damm noch über einen Freibord von 1,5 m. Es ist daher nicht zu erwarten, dass die Dammkrone überströmt wird. Damit kann der Dammbbruch durch den Mechanismus "overtopping" ausgeschlossen werden.

Der zu errichtende Erddamm könnte aber rein hypothetisch durch einen "piping"-Mechanismus brechen. Das Auslösemoment kann zumeist auf eine Schwachstelle im Damm zurückgeführt werden. Vor allem undichte Stellen können zu einer solchen fortschreitenden Erosion führen. Da diese Stellen aber nicht im Vorherein lokalisiert werden können, wird die ungünstigste Stelle angenommen. Diese befindet sich auf der nördlichen Seite des Beckens, wo der künstliche Damm den höchsten hydraulischen Druck von 15 m besitzt.

Es muss darauf aufmerksam gemacht werden, dass die Annahmen der Existenz bzw. Entstehung einer Schwachstelle und einer oder mehrerer Auslöseursachen rein theoretisch sind und dass alle Annahmen betreffend des zu simulierenden Katastrophenereignisses (z.B. geometrische, geotechnische, hydraulische Parameter) bewusst weit auf der sicheren Seite gewählt wurden. Es wird angenommen, dass sich die Anfangsbresche auf der Kote 1943,70 m bildet, da hier die höchste Abflussspitze zu erwarten ist.

Als hydraulische Randbedingung wurde angenommen, dass das Auslösemoment für die Dammerosion zu einem Zeitpunkt eintritt, an dem der Wasserspiegel des Beckens schon das maximale Stauziel erreicht hat. Nähere Angaben zu den Eingabedaten des Programmes BREACH sind in der folgenden Tabelle enthalten.

Tab. 3.1 Eingabeparameter für BREACH

Initial elevation of reservoir surface [m]	1963,50
Bottom of dam elevation [m]	1943,70
Top of dam elevation [m]	1955,00
Dam crest length [m]	270,00
Dam crest width [m]	4,00
Initial piping failure width [m]	0,03
Initial piping elevation [m]	1943,70

Elevation [m]	[m ²]
1953,50	12397
1953,24	12160
1952,00	11071
1951,00	10226
1949,00	8631
1947,00	7162
1945,00	5818
1943,70	5210

Inflow hydrograph	
Inflow to reservoir [m ³ /s]	Time [h]
0,876	0
0,876	100

Tailwater Cross-Section		
Elevation [m]	Top width [m]	Manning's n
1916,50	1	0,04
1918,05	5	0,04

D50 grain size [mm]	5
D90 to D30 grain size ratio	100
Porosity ratio	0,23
Unit weight [N/m ³]	20000
Internal friction angle [°]	35
Cohesive strength [N/m ²]	0
Upstream face slope 1/x	2
Downstream face slope	1,5

Simulation duration [h]	10
Basic time step size [h]	0,001
Iteration Error Tolerance [%]	1
Channel slope [m/m]	0,2976

Es wurden im Zuge der Berechnung folgende Umrechnungsfaktoren verwendet:

Metrisches Maßsystem		Anglo-amerikanisches Maßsystem
1 m	≈	3,281 ft
1 m ²	≈	0,000247 acre
1m ³ /s	≈	35,315 cfs
1m/m	≈	5280 ft/mile
1N/m ³	≈	0,00637 lb/ft ³

Das grundlegende Ergebnis der Dammerosionsberechnung ist sicherlich der Ausflusshydrograph, aus dem hervorgeht, dass das Ausflussmaximum von 253,46 m³/s nach knapp 11 Minuten nach der angenommenen Breschenbildung zu verzeichnen ist. Außerdem kann die Form der Bresche zeitlich mit verfolgt werden. Am Ende des Vorganges weist die Bresche eine Breite von 5,9 m auf.

In folgender Abbildung ist die berechnete Abflussganglinie dargestellt:

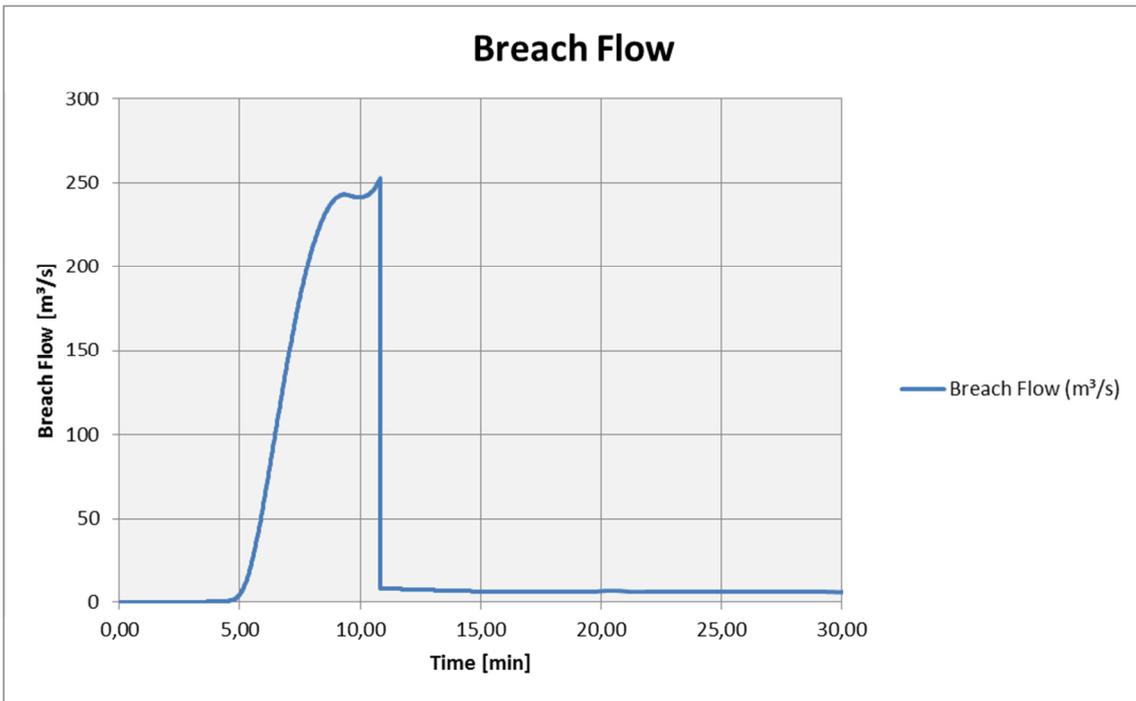


Abb. 3.1 Abflussganglinie direkt unterhalb des Speicherbeckens

4. FLUTWELLENAUSBREITUNG

4.1. Theoretische Grundlagen

Für die Abschätzung des Breschenabflusses und der Auswirkungen der Flutwelle werden in der Literatur vereinfachte Formeln und Berechnungsmodelle beschrieben, welche sich jedoch zumeist auf stark idealisierte Zustände beziehen und daher bis heute nur beschränkt Anwendung finden (Müller, 2001).

Wird das Abflussgebiet unterhalb des Staudammes durch eine lang gezogene, klar begrenzte Talform gebildet, die sich mit einer Abfolge mehr oder weniger ähnlich geformter Querschnitte modellieren lässt, kann die Flutwellenberechnung mit eindimensionalen Verfahren unter Anwendung der sog. De-Saint-Venant-Gleichung durchgeführt werden. Weist das Abflussgebiet hingegen keine ausgeprägte Talform mit vorgegebener Fließrichtung und gleichmäßiger Fließgeschwindigkeit über den gesamten Talquerschnitt auf, so muss auf zweidimensionale Verfahren zurückgegriffen werden, welche jedoch einen größeren Aufwand für Bearbeitung und Berechnung bewirken. Dafür können letztere Verfahren aber abrupten Querschnitts- und/oder Gefälleänderungen, Schluchten, die mit ihrer Drosselung einen Rückstau erzeugen oder seitlich einmündende Täler, welche einen Retentionseffekt bewirken, Rechnung tragen.

Neuere Entwicklungen (Faeh, 1997) berücksichtigen sogar Erosionseffekte mit Abtrag, Transport und Ablagerung des Bodenmaterials. In der vorliegenden Studie wurde gemäß dem Rundschreiben Nr. DSTN/2/22806 vom 13.12.1995 die Annahme der festen Bodensole gemacht, welche im vorliegenden Falle sicherlich auf der sicheren Seite liegt, da durch das nicht Berücksichtigen der Erosion die Wassertiefen höher ausfallen.

Das obgenannte Rundschreiben legt fest, dass die Flutwelle soweit nachverfolgt und beobachtet werden muss, bis sie in einen übergeordneten Fluter fließt, der nachweislich imstande ist, die Welle aufzunehmen und weiter abzuschwächen, wobei die Durchflüsse unterhalb der 500-jährigen Durchflüsse sein müssen.

4.2. Untersuchungsgebiet der Dammbrechwelle

Da es am Gaderbach eine Pegelstelle gibt (Pedraces), konnte über eine statistische Auswertung der maximalen Jahresabflüsse der 500-jährige Abfluss an der Pegelstelle berechnet werden.

Dies wird über die Anpassung des Datenkollektiv an die Gumbel Verteilung und einer Auswertung auf ein Eintrittsintervall von $T=500$ erreicht:

$$Q^* = u - \frac{1}{\alpha} (\ln(-\ln(P(Q \leq Q^*)))) \quad 4.1$$

$$P(Q \leq Q^*) = \exp(-\exp(-\alpha(Q - u))) \quad 4.2$$

$$P(1 \leq Q^*) = (T_r - 1) / T_r \quad 4.3$$

$$\alpha = \frac{\pi}{\sqrt{6} \cdot \sigma_x} \quad 4.4$$

$$u = \mu_x - \mu_y / \alpha \quad 4.5$$

Wobei P [-] die Wahrscheinlichkeit bedeutet, Q [m^3/s] den Abfluss, α [-] den ersten Parameter der Gumbelverteilung, u [-] den zweiten Parameter der Gumbelverteilung, T_r [a] die Wiederkehrzeit, σ_x [-] die Streuung, μ_x [mm] den Mittelwert und μ_y [mm] den zweiten Mittelwert als vorgegebene Konstante $\mu_y = 0,5772$.

Damit erhält man unter Auswertung der Messdaten den **500-jährigen Abfluss** von **142,93 m^3/s** an der Pegelstelle in Pedraces. Für die Schätzung der Parameter der Gumbelverteilung wurde die Methode der kleinsten Fehlerquadrate gewählt.

Die Bresche muss jedoch nur bis zu jener Stelle verfolgt werden, an welcher der 500-jährige Abfluss größer als die Dammbrechwelle ist.

Da der Gaderbach an der Pegelmessstelle in Pedraces einen 500-jährigen Durchfluss von $142,93 \text{ m}^3/\text{s}$ aufweist, welcher größer als die Flutwelle aus dem Dammbrech an derselben Stelle ist, muss die Dammbrechwelle nur bis dorthin verfolgt werden und der Nachweis ist erfüllt. Auf der sicheren Seite liegend wird im vorliegenden Fall die Studie auf den Bereich zwischen der Bresche beim Speicherdamm (ca. Kote 1.955 m ü.M.) und der Zone "PUNT DE FER" auf Kote 1.246 m ü.M. beschränkt.

Dieser Weg ist aus folgender Abbildung ersichtlich:

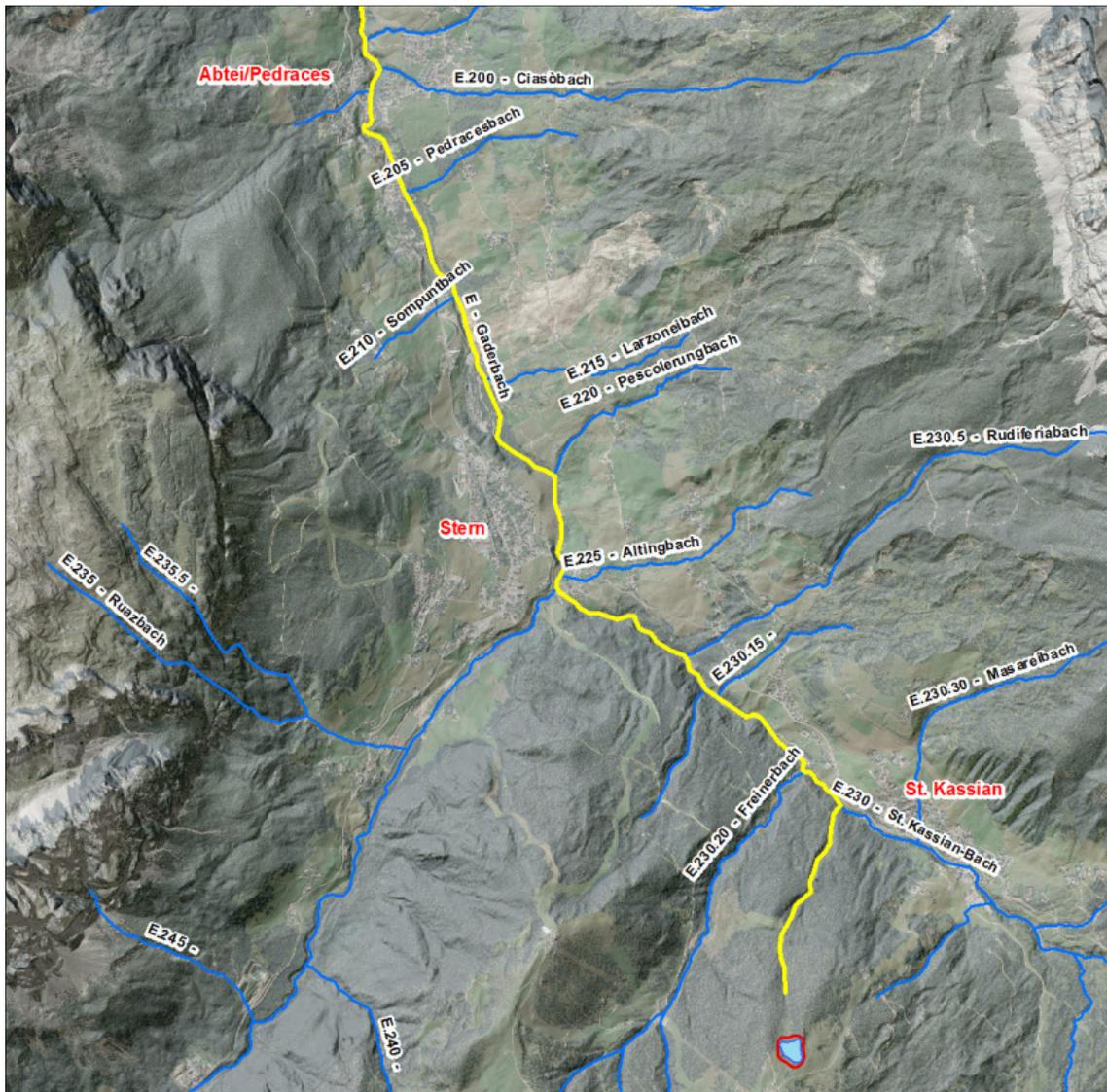


Abb. 4.1 Abflussweg (in Gelb) des Dammbreches

4.3. Modellierung der Dammbrechwelle

Die Modellierung der Dammbrechwelle wird mittels dem zweidimensionalen Strömungsmodell HYDRO_AS-2D durchgeführt. Die Eingangsdaten sowie Ergebnisse werden mittels SMS 10.1 vorbereitet und in ArcMap ausgewertet. Das Programm HYDRO_AS-2D wurde von Dr. Ing. Marinko Nujic entwickelt und anhand von physikalischen Modellversuchen und zahlreichen Praxisanwendungen getestet.

Als DGM wird der Laserscan der Provinz Bozen verwendet. Markante Querschnitte und Querungen (Brücken) werden in die Berechnung integriert. Am Beginn der Untersuchung wurde zudem die bisherige Planung in das Netz integriert.

4.3.1. HYDRO AS-2D

Um eine ausführliche und detaillierte Darstellung der oft recht komplexen Strömungsverhältnisse in Fluss-Vorland-Systemen zu ermöglichen, ist es notwendig, zweidimensionale Strömungsmodelle einzusetzen.

Ausgangspunkt für die mathematische Modellierung von Strömungsvorgängen sind die tiefengemittelten shallow-water-equations (Flachwassergleichungen), welche sich durch Integration der Navier-Stokes-Gleichungen für inkompressible Fluide über die Wassertiefe unter der Annahme ergeben, dass die Gradienten der hydrodynamischen Parameter in Längs- und Querrichtung viel größer sind als jene entlang der Vertikalen:

$$\frac{\partial}{\partial z} \ll \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \quad 4.6$$

Nachfolgend werden die 2D-Flachwassergleichungen in kompakter Vektorform (Tan, 1992) dargestellt, auf deren Beschreibung in dieser Studie verzichtet wird:

$$\frac{\partial \vec{w}}{\partial t} + \frac{\partial \vec{f}}{\partial x} + \frac{\partial \vec{g}}{\partial y} + \vec{s} = \vec{0} \quad 4.7$$

$$\vec{w} = \begin{bmatrix} H \\ uh \\ vh \end{bmatrix} \quad \vec{f} = \begin{bmatrix} uh \\ u^2H + 0,5gh^2 - vh \frac{\partial u}{\partial x} \\ uvh - vh \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} \quad 4.8$$

$$\vec{s} = \begin{bmatrix} 0 \\ gh(I_{Rx} - I_{Sx}) \\ gh(I_{Ry} - I_{Sy}) \end{bmatrix} \quad \vec{g} = \begin{bmatrix} vh \\ uvh - vh \frac{\partial u}{\partial y} \\ v^2h + 0,5gh^2 - vh \frac{\partial v}{\partial y} \end{bmatrix} \quad 4.9$$

Die Größe $H=h+z$ steht für das Wasserspiegelniveau über ein Bezugsniveau, u und v sind die Geschwindigkeitskomponenten in x - und y - Richtung. Der Vektor \vec{s} beinhaltet Ausdrücke für das Reibungsgefälle $\vec{I}_R = \frac{f\vec{v}\vec{v}}{2gD}$ und für die Sohlenneigung $\vec{I}_S = \left(-\frac{\partial z}{\partial x}, -\frac{\partial z}{\partial y}\right)$. Der Darcy Reibungsbeiwert f wird mittels Manning-Strickler Formel $f = 6,35 \frac{2gn^2}{D^{1/3}}$ ermittelt, wo D viermal der hydraulische Radius R_H ist, der als Annäherung mit der Wassertiefe h gleichgesetzt wird.

Modellaufbau:

Das eingesetzte Rechenprogramm verwendet für die räumliche Diskretisierung ein Finite-Volumen-Modell unter Verwendung von Dreiecks- und Viereckselementen, welche eine ausführliche Geländedarstellung erleichtern. Die Zeitdiskretisierung erfolgt mittels explizitem Runge-Kutta-Verfahren zweiter Ordnung, wobei das Stabilitätskriterium nach Courant-Friedrichs-Lewy erfüllt werden muss. Das Programm arbeitet mit tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten. Durch Integration der Bewegungsgleichungen über die Einzelemente und eine Ausgleichsrechnung für das Gesamtmodell wird iterativ eine Lösung für die vorgegebene Durchflusssituationsrandbedingung berechnet. Da die Strömung instationär ist, werden zusätzlich Ableitungen der Modellvariablen nach der Zeit mit dem schon erwähnten Runge-Kutta-Differenzenverfahren integriert. Reibungsverluste werden über den Manning-Strickler-Ansatz berücksichtigt.

Eingangsdaten:

Für die Erzeugung des Finite-Elemente-Netzwerkes können u.a. DGM-Rasterdaten verwendet werden, welche auch noch durch weitere Vermessungspunkte und Geländebruchkanten ergänzt werden können. Für dieses Modell wurden Rasterpunkte aus dem digitalen Laserscan der Provinz Bozen in Abständen von

2,5 x 2,5 m eingelesen. Zusätzlich wurde die digitale technische Grundkarte verwendet, um Oberflächen zu diskretisieren, Bruchkanten zu erzeugen und Gebäude zu definieren.

Das Reibungsverhalten der überfluteten Gebiete kann mittels Stricklerbeiwert schematisiert werden, und wurde für alle diskretisierten Oberflächen unterschiedlich definiert. Die verwendeten Strickler Rauigkeiten können folgender Tabelle entnommen werden.

Tab. 4.1 Zugewiesene Strickler Rauigkeiten

Oberfläche	Rauigkeit [$m^{1/3}/s$]
Wald, Hof, Baustellenfläche	10
Gepflasterte Straße	62,5
Straße mit Schotterbelag	62,5
Städtisches Grün	28
Bachbett	33
Felsgebiet	25
Böschung, Weide, Wiese	28
Straßen, Brachland	20
Parkplatz	62,5
Stahlbeton	60

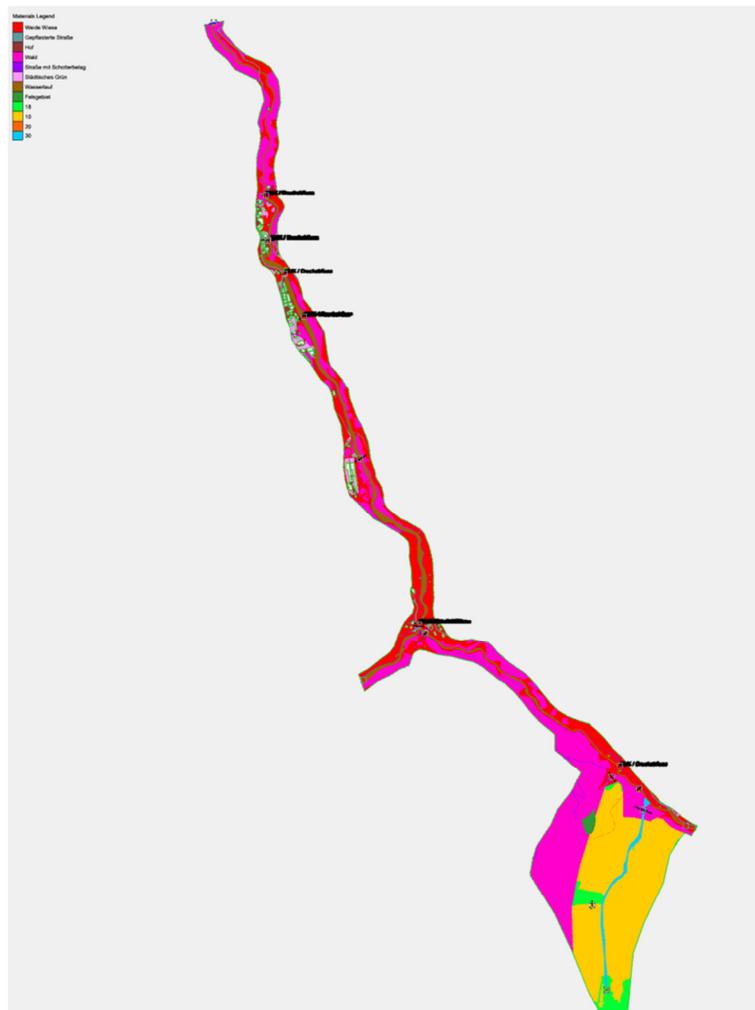


Abb. 4.2 – Zugewiesene Rauigkeiten im oberen Abschnitt

Für die Berechnung ist es zusätzlich notwendig, die hydraulischen Randbedingungen zu setzen. Für dieses Modell wurde die Zuflussganglinie des Dammbrechens, die Abflüsse der Vorfluter und der Auslauf aus dem Berechnungsnetz definiert.

Die Zuflussganglinien der Vorfluter wurden über eine Untersuchung der Jahresabflüsse abgeschätzt. Dabei wurde ein Abfluss, welcher einem hohen Wasserstand, jedoch keinem Hochwasser entspricht, herangezogen. Diese Abflüsse wurden wiederum über einen Vergleich der Einzugsgebiete abgemindert:

Tab. 4.2 - Zuflussrandbedingungen

Position	EZG [km ²]	HQ 1 [m ³ /s]
St. Kassian Bach	58,1	16,11
Gaderbach bis Zusammenfluss mit St. Kassian Bach	60,6	16,81

Der Auslauf aus dem Berechnungsnetz wurde über einen zur Gerinneneigung parallelen Wasserstand definiert.

Berechnungsergebnisse:

Berechnungsergebnisse der zweidimensionalen Strömungsmodelle sind primär die Wassertiefen, Fließgeschwindigkeiten und Fließrichtungen in den Knotenpunkten des Finite-Elemente-Netzwerkes. Daraus lassen sich verschiedenste Größen ableiten, mit welchen eine Aussage über die Gefährdung getroffen werden kann.

Da uns hier vor allem die Wassertiefen der Lage und an kritischen Querprofilen interessieren, werden folgende Ergebnisse aufbereitet abgegeben:

- Benetzte Fläche (über die gesamte Dauer des Dambruches)
- Wassertiefen an unterschiedlichen Zeitpunkten
- Querprofile kritischer Stellen (vor allem Brücken) mit dem maximalen Wasserstand
- Abflussganglinien an den definierten Querprofilen.

Modelleichung:

Da das Speicherbecken außerhalb eines Flussbettes liegt, ist eine Eichung der Modellierung der Dambruchflutwelle nicht möglich. Erfahrungswerte aus Berechnungsfällen mit vergleichbarem Bewuchs in häufiger überfluteten Vorländern sind hier wertvoll.

4.4. Die Ausbreitung der Dambruchflutwelle vom Speicher „Codes“

Im Folgenden werden die erhaltenen Ergebnisse analysiert, welche in Form von Plänen und einem Diagramm aufbereitet wurden. Die Lage der untersuchten Querschnitte sind in Plan 1 ersichtlich.

Der erste Plan beinhaltet auf der Grundlage der technischen Grundkarte im Maßstab 1:5.000 die benetzten Flächen, sowie die maximalen Fließgeschwindigkeiten über das gesamte Ereignis. Des Weiteren wurden auf Grundlage der technischen Grundkarte im Maßstab 1:5.000 die Wassertiefen zu 16 charakteristischen Zeitpunkten (bei T=2 min, T=4min, T=6 min, T=8 min, T=10 min, T=12 min, T=14 min, T= 16 min, T=18 min, T=20 min, T=22 min, T=24 min, T=26 min, T=28 min, T=30 min und T=32 min) abgebildet. Die maßgeblichen Querprofile und deren maximale Wasserstände sind in Plan 3 dargestellt.

Im Anhang befindet sich die Darstellung der Abflussganglinien des Dambruches der 13 definierten Querprofile.

Aus den Ergebnissen dieser Dambruchstudie geht Folgendes hervor (siehe auch beigelegte Pläne):

Zu Beginn fließt die Flutwelle im eingeschnittenen Tal. Ca. 600 m unterhalb des Speicherbeckens und kurz oberhalb einer Wiese teilt sich dann der Fließweg, wobei geringere Wassermengen in das Tal des Freinerbaches überschwapen. Die Flutwelle besitzt vor der Mündung in den St. Kassian Bach immer noch einen maximalen Abfluss von 214,1 m³/s im Soregabach und von 28,3 m³/s im Freinerbach. Vom Speicherbecken bis zur Mündung in den St. Kassian Bach sind keine Gebäude gefährdet.

Im Mündungsbereich des Freinerbaches in den St. Kassian Bach sind hingegen zwei Gebäude gefährdet. Daraufhin fließt die Flutwelle ca. 2 km im St. Kassian Bach bevor sie bei Stern in den Gaderbach mündet. Vor der Mündung weist die Flutwelle immer noch einen maximalen Abfluss von 216 m³/s auf, da dieser

Abschnitt noch recht eingengt und steil ist und die Welle sich somit nicht abschwächen kann. In diesem Mündungsbereich sind zwei Wohngebäude und das E-Werk „le tru di artisc“ gefährdet.

Im weiteren Verlauf schwächt sich die Flutwelle bis zum Erreichen von Abtei auf ca. 130 m³/s ab. Da an diesen Stellen der Bachquerschnitt nicht vollkommen ausreicht um die Flutwelle aufzunehmen, kommt es beidseitig zu mehreren kleineren Überschwemmungszonen entlang des Bachbettes. Zu Beginn der Ortschaft Abtei sind ein Wirtschaftsgebäude und die Pension Amalia sowie einige Gebäude eines Sägereibetriebes von den Wassermassen gefährdet. In Pedratsches sind der Badia Pub, das Hotel Ustaria Posta, ein Wirtschaftsgebäude, die ehemalige Bäckerei und das Gebäude Ciasa Vijo Vittur gefährdet. Das Wohngebäude und ein Magazin der Hofstelle Murin sind ebenfalls in einem gefährlichen Bereich angesiedelt.

Die Flutwelle besitzt in diesem Abschnitt einen maximalen Abfluss von 125 m³/s.

Bozen, März 2018

Der Techniker – Il Tecnico

Dr. Ing. Johann Röck

5. ANHANG

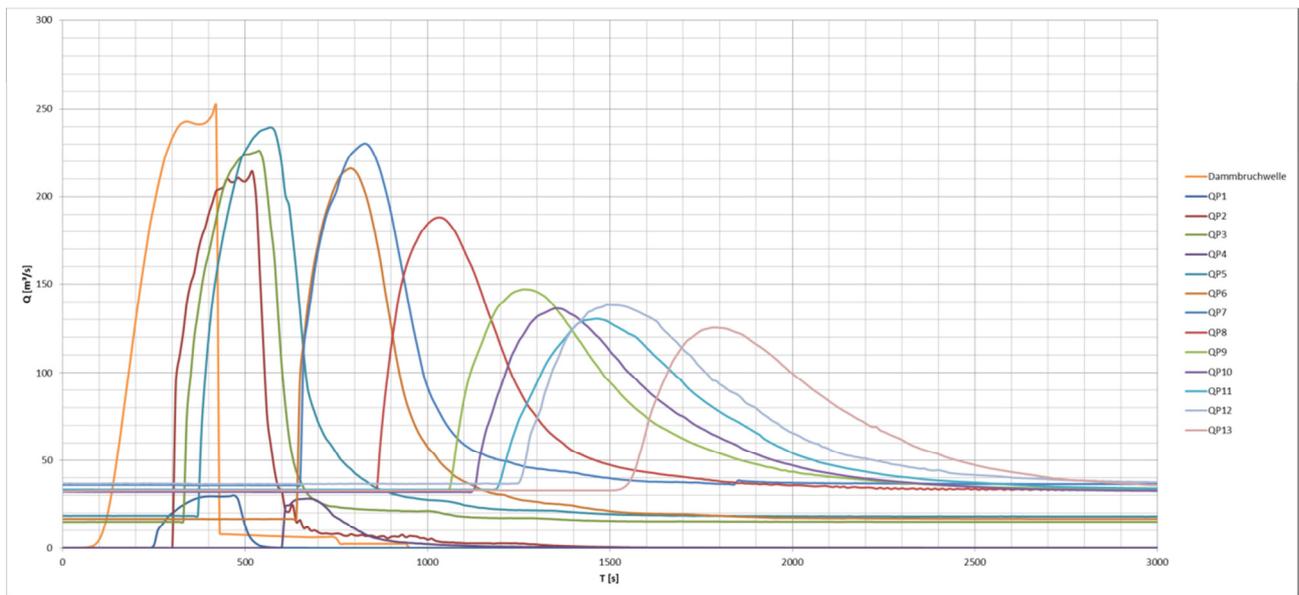


Abb. 5.1 Abflussganglinien an den definierten Querprofilen