



Comune  
di Ollomont

COMMITTENTE



Compagnia Energetica Alto Buthier S.r.l.

Frazione La Chenal, 6  
11010 Doues (AO)



OGGETTO

**REALIZZAZIONE DI CENTRALE IDROELETTRICA  
IN COMUNE DI OLLOMONT**

PROGETTO DEFINITIVO

DATA: DICEMBRE 2019

AGG: 24 MARZO 2021

SCALA:

RIF.TO: BJ 05

**RELAZIONE  
IDRAULICA**

**D.RI**

**Joël Créton**  
i n g e g n e r e

Via Malherbes, 8 - 11010 Aosta (AO)  
Tel. 0165.548844  
Fax. 0165.548844  
joelc@tiscali.it



**faber ingegneria**  
associazione professionale  
Via Malherbes, 8  
11100 Aosta (AO)  
Tel. 0165.548844  
Fax. 0165.548844  
magliano@faberingegneria.it



## **1 PREMESSA**

*La presente relazione è redatta a corredo del progetto definitivo per la realizzazione di una centrale idroelettrica in Comune di Ollomont. Le acque saranno prelevate dal t. Eaux Blanches mediante una captazione di nuova realizzazione. Le acque verranno poi convogliate nella vasca esistente del CMF in loc. Barliard. Il nuovo locale turbina sarà realizzato in loc. La Cou, le acque verranno restituite nel Buthier poco a valle della centrale.*

## **2**      **DESCRIZIONE DEL METODO**

L'analisi idrologica del bacino studiato, condotta al fine di determinare la capacità di smaltimento delle acque da parte delle opere, ha seguito quelle che sono state le linee guida proposte dalla Regione Autonoma della Valle d'Aosta nell'ambito degli studi di bacino per fenomeni intensi (RAVA, 2018).

La succitata stima per i bacini del t. Eaux Blanches e del t. Berrovard sono stati ottenuti articolando lo studio nelle seguenti fasi:

1. Determinazione dello ietogramma di progetto e origine dei dati;
2. Stima delle precipitazioni efficaci;
3. Calcolo dell'idrogramma cinematico;
4. Calcolo dell'idrogramma di piena;
5. Verifica idraulica dei collettori.

Di seguito si esporranno le metodologie utilizzate per completare ogni fase, seguite dalle verifiche idrauliche delle opere esistenti ed in progetto.

## **3**      **STIMA DELLE PIOGGE DI PROGETTO**

Le piogge di progetto sono state stimate col metodo di regionalizzazione delle piogge proposto dalla Regione Autonoma Valle d'Aosta e disponibile sul geoportale regionale all'indirizzo internet [http://cf.regione.vda.it/regionalizzazione\\_precipitazioni\\_intense.php](http://cf.regione.vda.it/regionalizzazione_precipitazioni_intense.php).

Da tale portale si possono ricavare le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) calcolate per diversi tempi di ritorno. I parametri  $a$  ed  $n$  necessari alla definizione delle curve sono scaricabili dal geoportale. In Tabella 3.1 si riassumono i valori ottenuti:

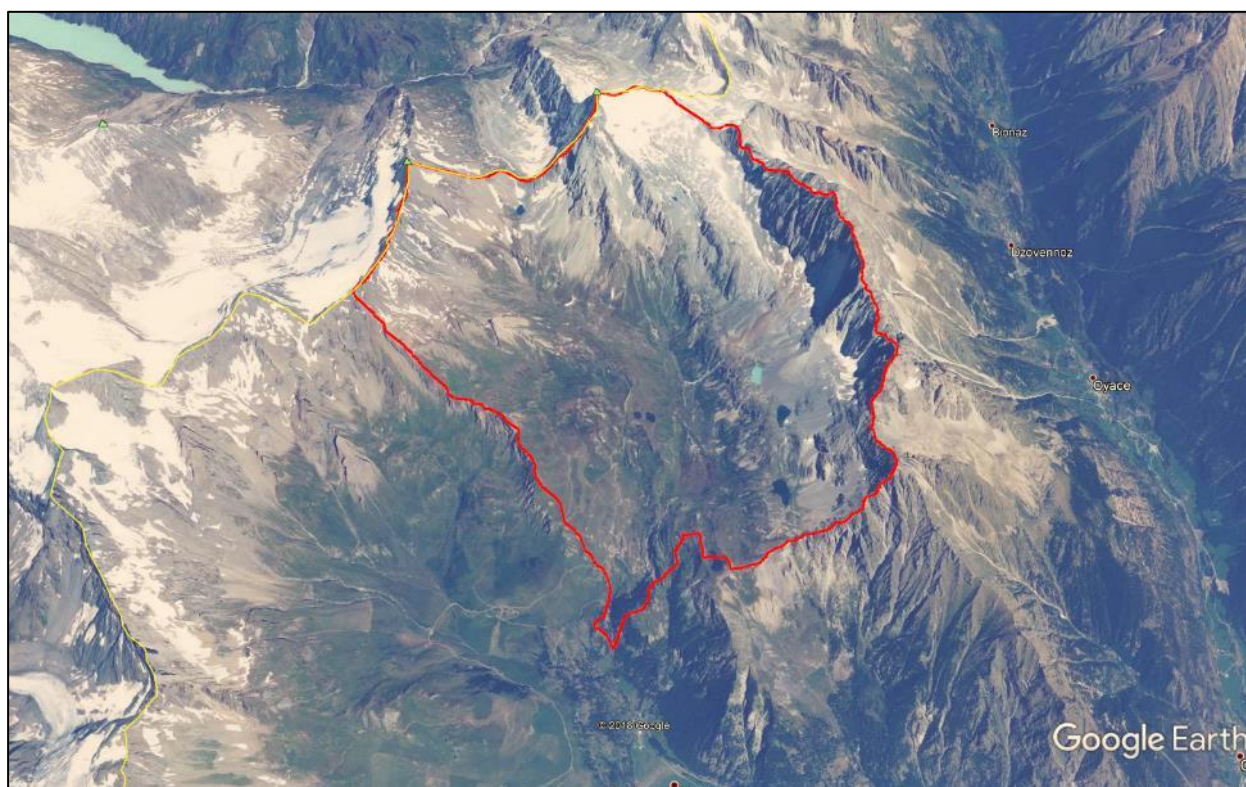
**Tabella 3.1: parametri LSPP per i torrenti Eaux Blanches e Berrovard (fonte: RAVA)**

	t. Eaux Blanches	t. Berrovard	Tempi di Ritorno (T)	Coef di Crescita K(T)	
Comune:	OLLOMONT	OLLOMONT	2	0.82	
Posizione	X[m]:371484	X[m]:367952	5	1.24	
	Y[m]:5083396	Y[m]:5081316	10	1.46	
Parametri LSPP			20	1.69	
	a:	11.34798	11.50433	50	2.04
	n:	0.561598	0.563501	100	2.34
				200	2.70
				500	3.22



#### **4 ANALISI MORFOMETRICA DEL BACINO DEL TORRENTE EAUX BLANCHES**

Il bacino del torrente Eaux Blanches si sviluppa a monte torrente Buthier di Ollomont, esso è in effetti uno dei torrenti che confluendo all'altezza dell'abitato di Glassier vi dà origine. La quota di chiusura del bacino è posta a 1750 m slm in corrispondenza dell'erigenda opera di presa (coordinate X:368906 - Y:5082130), mentre la quota massima è di 3518 m slm del Mont-Gelé: la quota media, intesa come quota che sottende metà dell'area del bacino è di 2662 m slm circa. L'area del bacino è stimata in 17.2 km<sup>2</sup>, mentre la pendenza media è del 60.1 %. Le pendenze elevate che si hanno in corrispondenza delle pendici montuose sono parzialmente mitigate del fondovalle della comba Eaux Blanche, solcata dall'omonimo torrente. La Figura 4.1 rappresenta il modello digitale del terreno utilizzato nel presente studio dove si possono notare gli elementi morfologici descritti.



**Figura 4.1: vista d'insieme del bacino del T. Eaux Blanches**

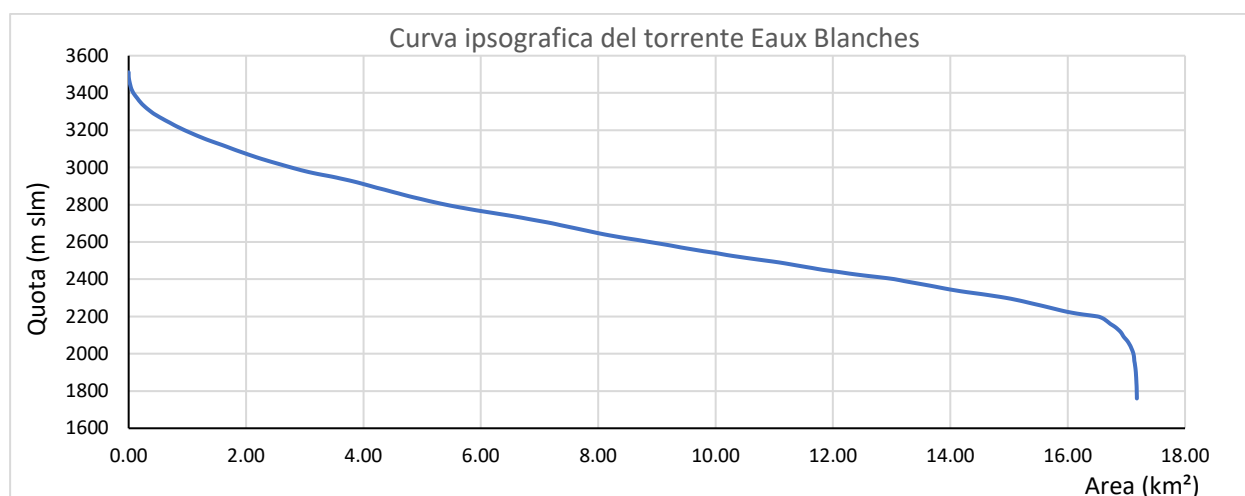
Si rimanda all'allegato 1 per una rappresentazione planimetrica in scala 1:50000.

**Tabella 4.1: parametri caratteristici del bacino**

<b>Parametro</b>	
Quota massima del bacino	3504 m
Quota media del bacino	2662 m
Quota sezione di chiusura	1758 m
Quota massima del tratto versante	3504 m
Quota massima del tratto fondo valle	2415 m
Area	17.2 km <sup>2</sup>
Lunghezza collettore	
<i>Fondo valle</i>	5.00 km
<i>Versante</i>	1.20 km
<i>Totale</i>	6.20 km
Pendenza media del tratto di versante	90.8 %
Pendenza media del tratto di fondo valle	13.1 %
Pendenza media del corso d'acqua	28.1 %
Pendenza media del bacino	60.1 %

#### **4.1 CURVE IPSOMETRICA E IPSOGRAFICA DEL BACINO.**

A partire dai DEM forniti da RAVA è possibile descrivere il bacino in studio tramite la sua curva Ipsografica, questo porta alla definizione dell'idrogramma cinematico, l'idrogramma unitario SCS (IU\_M) fornisce idrogrammi talora un po' troppo standardizzati; è preferibile l'IU cinematico (IU geomorfologici analogo), poiché tiene conto della distribuzione delle aree, quindi della forma, del bacino. La curva ipsografica fornisce la distribuzione delle superfici nelle diverse fasce altimetriche. Ogni punto della curva ipsografica ha come ordinata un valore di quota e come ascissa la percentuale di superficie del bacino posta al di sopra della quota considerata. La Figura 4.2 riporta questa curva per il torrente Eaux Blanches.



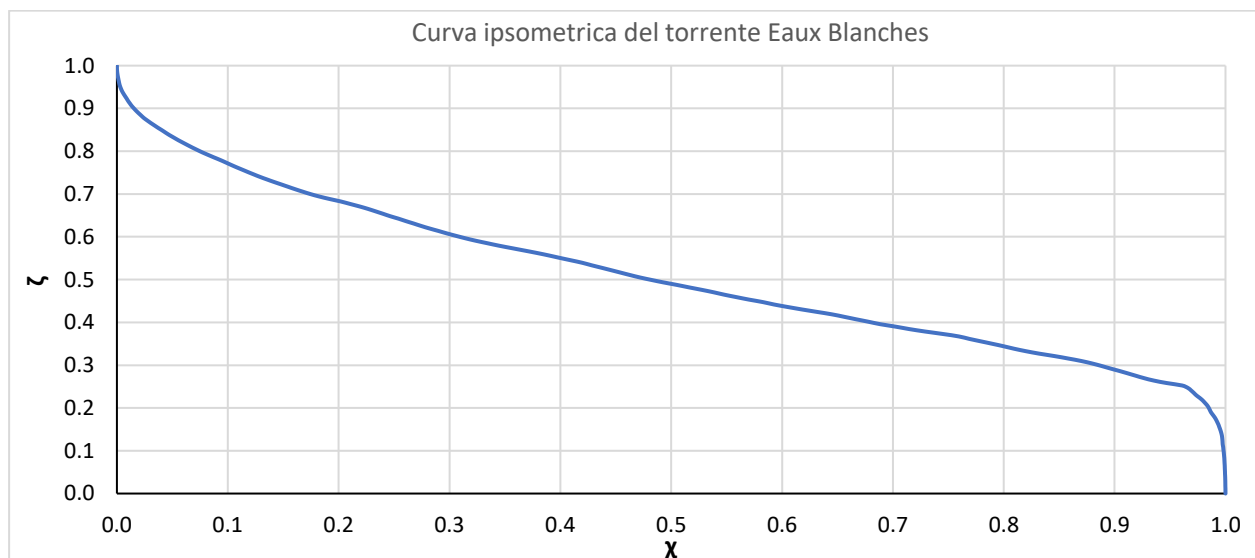
**Figura 4.2: curva Ipsografica del T. Eaux Blanches**

Questa curva può essere normalizzata in modo da poter confrontare fra loro bacini completamente diversi per stadio evolutivo, dimensioni, pendenze, quote e climi a cui sono sottoposti. La curva normalizzata prende il nome di curva ipsometrica (Figura 4.3) e può essere costruita con le seguenti relazioni:

$$\zeta = \frac{H_i - H_{min}}{H_{max} - H_{min}}$$

$$\chi = \frac{A_i}{A_{tot}}$$

Dove  $\zeta$  è la quota normalizzata e  $\chi$  è l'area normalizzata,  $H_i$ ,  $H_{min}$  e  $H_{max}$  sono rispettivamente le quote i-esima, minima e massima sul bacino;  $A_i$  e  $A_{tot}$  l'area i-esima e quella totale del bacino



**Figura 4.3: curva ipsometrica del T. Eaux Blanches**

## **4.2 STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE.**

In letteratura si trovano numerose definizioni di “tempo di corrivazione” (Grimaldi *et al.*, 2010) ma la più conosciuta ed utilizzata è senz'altro “*il tempo che impiega una goccia d'acqua a raggiungere la sezione di chiusura del bacino dal punto idraulicamente più lontano dello stesso*”. Tuttavia, vista la presenza di almeno 7 altre definizioni risulta chiaro come sia incerta la definizione di tale parametro. A livello regionale, nel vademecum RAVA (2018) già menzionato, si suggerisce di utilizzare la formulazione di Giandotti per tutti i bacini valdostani. Tale formulazione, tuttavia, è stata sviluppata per bacini di area compresa fra 170 e 70000 km<sup>2</sup>. Risulta pertanto evidente che la mera applicazione di questo approccio è concettualmente errata per il bacino in esame. Si è pertanto deciso di analizzare in modo statistico il  $T_c$  mediando fra le principali formulazione ricavate da letteratura e analizzando statisticamente la popolazione

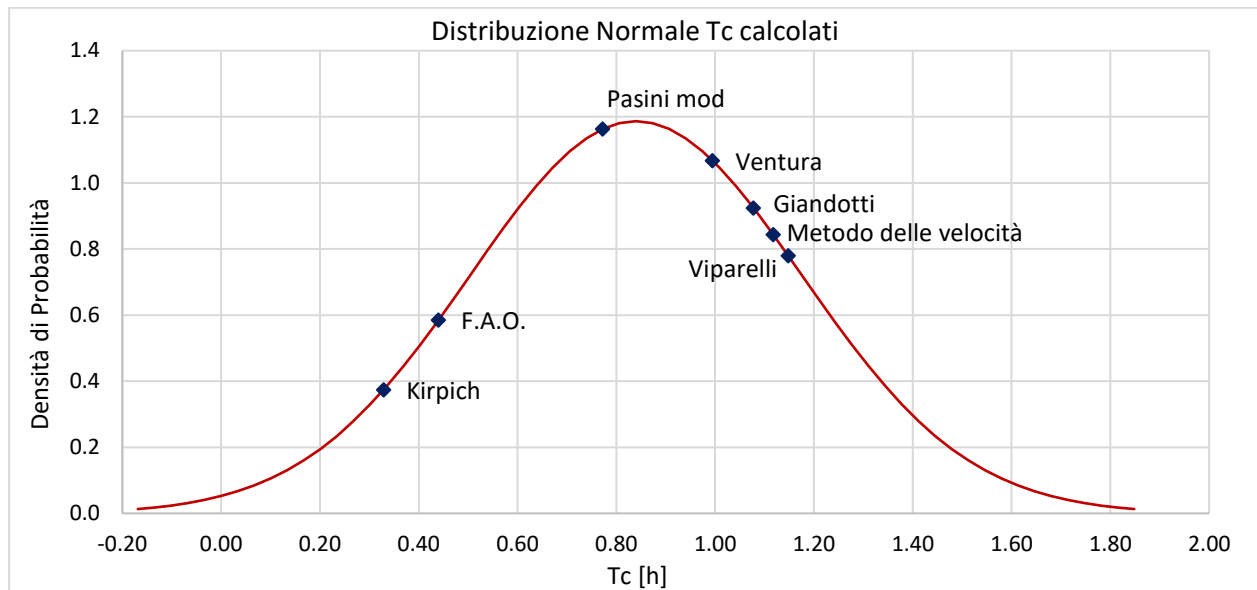
ottenuta. La Tabella 4.2 riassume le formulazioni utilizzate per il calcolo di  $T_c$ .

**Tabella 4.2: metodi di stima del tempo di corrivazione  $T_c$**

Formulazione	Equazione	Tempo di Corrivazione
Giandotti	$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H}}$	1.08 h; 64.7 minuti
Ventura	$T_c = 0.1272 \left(\frac{A}{i_a}\right)^{0.5}$	0.99 h; 59.7 minuti
F.A.O.	$T_c = \frac{L}{15 h_{max}^{0.38}}$	0.44 h; 26.4 minuti
Viparelli	$T_c = \frac{L}{A}$	1.15 h; 68.9 minuti
Pasini (modificato)	$T_c = 0.0864 \frac{(LA)^{1/3}}{i_a^{0.5}}$	0.77 h; 46.4 minuti
Kirpich	$T_c = 0.000325 L^{0.77} S^{-0.385}$	0.33 h; 19.7 minuti
Metodo delle Velocità	$T_c = \frac{L_{ap}}{v_{ap}} + \frac{L_v}{v_v}$	1.12 h; 22.9 minuti

Dove:  $A$  = area del bacino [ $\text{km}^2$ ];  $L$  = lunghezza asta principale estesa sino al punto idraulicamente più lontano [m];  $L_{ap}$  = lunghezza asta principale;  $L_v$  = lunghezza tratto di versante [m];  $H$  = quota media del bacino [m slm];  $h_{max}$  = altezza massima del bacino rispetto alla quota della sezione di chiusura [m];  $S$  = pendenza media del bacino [adim];  $i_a$  = pendenza media asta principale [adim];  $v_{ap}$  = velocità media nell'asta principale [m/s];  $v_v$  = velocità media sul versante [m/s].

Dalla Tabella 4.2 si può estrarre un campione statistico che può essere, in prima approssimazione, descritto mediante una distribuzione normale  $N$  per cui si assume che la media e deviazione standard campionaria coincidano con quelle teoriche ma incognite. Questa assunzione è tipica delle analisi statistiche effettuate in ambito idrologico (Chow *et al.*, 1988). Dalla Figura 4.4 si nota come tutti i valori calcolati appartengano alla distribuzione  $N(\mu, \sigma)$  calcolata coi valori di  $T_c$  elencati in Tabella 4.2. Si precisa che essendo quest'ultima una distribuzione teorica è stata calcolata fra  $\mu - 3\sigma$  e  $\mu + 3\sigma$  nonostante i valori negativi di  $T_c$  che non hanno nessun senso idrologico. Il tempo di corrivazione così calcolato risulta essere  $0.84 \pm 0.34$  h o  $50.4 \pm 20.2$  minuti. L'elevata incertezza è da attribuirsi principalmente a due fattori. In primis l'incertezza nella definizione di tempo di corrivazione che ha portato alla proliferazione di formulazioni per la sua stima e in seguito al fatto che tali formulazioni sono tarate su bacini molto più grandi (alcuni ordini di grandezza) di quello considerato e, tendenzialmente, con pendenze non così marcate (Grimaldi *et al.*, 2010)



**Figura 4.4: distribuzione normale dei T<sub>c</sub> calcolati**

### **4.3 STIMA DEL TEMPO DI RITARDO T<sub>p</sub>.**

Il metodo *Curve Number* (CN), sviluppato dal Soil Conservation Service (SCS) del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti, viene considerato come uno dei più importanti modelli non deterministici utilizzabile per la stima dei deflussi superficiali (Chow *et.al*, 1988); tale metodo è suggerito da RAVA (2018) per i bacini valdostani.

Si definisce tempo di ritardo  $t_p$  la distanza tra il baricentro dello ietogramma di progetto e il picco dell'idrogramma triangolare e può essere stimato con la relazione empirica di Mokus:

$$t_p = 0.342 \frac{L^{0.8}}{S^{0.5}} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7} \quad [h]$$

Dove  $L$  = lunghezza asta principale estesa sino al punto idraulicamente più lontano [km];  $S$  = pendenza media del bacino [%];  $CN$  = parametro caratteristico del bacino ottenibile da tabelle o da geoportale [adim] (RAVA, 2018).

### **4.4 STIMA DEL TEMPO DI PICCO T<sub>p</sub> DEL BACINO.**

È definito come il tempo al quale corrisponde il massimo dell'idrogramma di piena (Chow *et.al*, 1988); RAVA (2018) suggerisce di stimarlo con la relazione

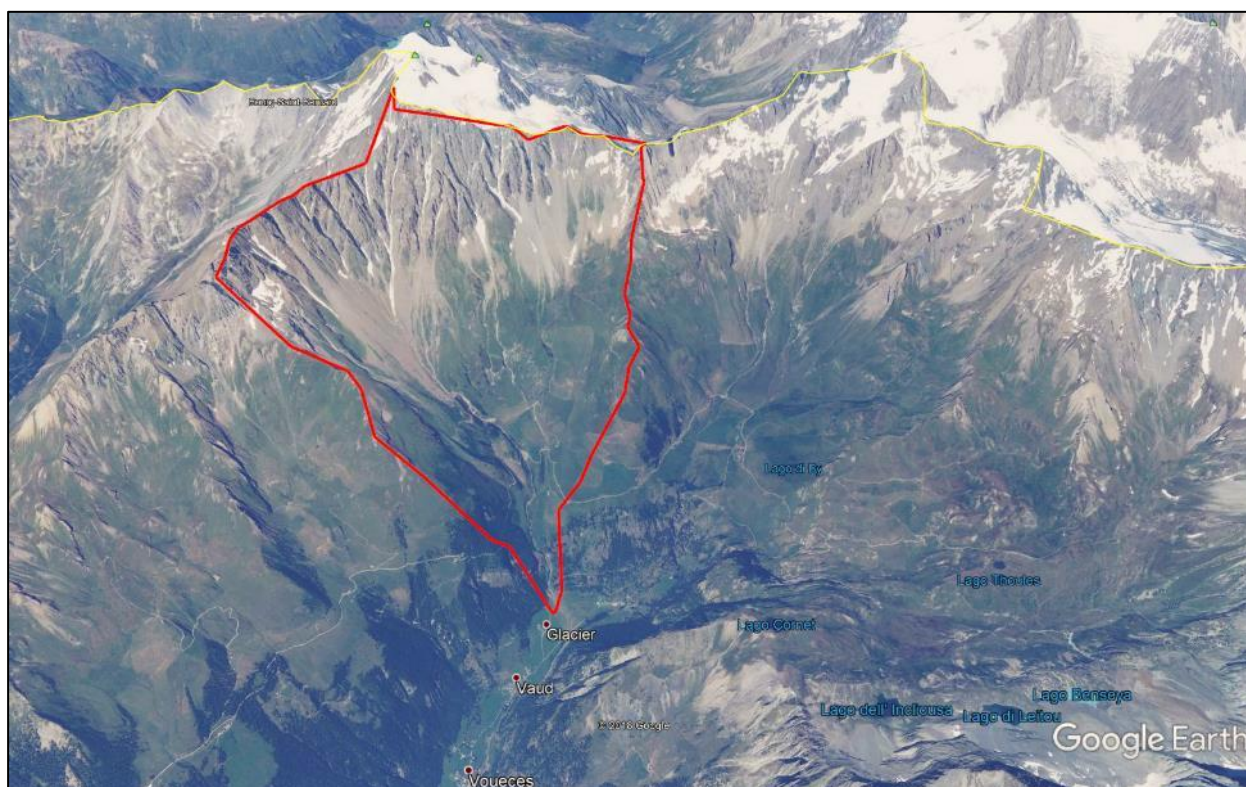
$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad [h]$$

Dove  $t_r$  è il tempo di precipitazione efficace e  $t_p$  può essere considerato come  $t_p = 0.6T_c$  (Chow *et.al*, 1988).



## **5 ANALISI MORFOMETRICA DEL BACINO DEL TORRENTE BERROVARD**

Il bacino del torrente Berrovard si sviluppa in destra orografica del torrente Buthier di Ollomont, confluendo in esso a valle della loc Glassier. La quota di chiusura del bacino è posta a 1535 m slm della confluenza (coordinate X: 368331 - Y:508122), mentre la quota massima è di 3619 m slm della Dent du Velan: la quota media, intesa come quota che sottende metà dell'area del bacino è di 2650 m slm circa. L'area del bacino è stimata in 8.4 km<sup>2</sup>, mentre la pendenza media è del 50% circa. Le pendenze elevate che si hanno in corrispondenza delle pendici montuose sono parzialmente mitigate dal conoide che il torrente forma alla confluenza con il t. Buthier di Ollomont. La Figura 5.1 visualizza il bacino su di un modello digitale del terreno dove si possono notare gli elementi morfologici descritti. In Tabella 5.2 si riportano invece i principali descrittori del bacino.



**Figura 5.1: vista complessiva del bacino del Berrovard**

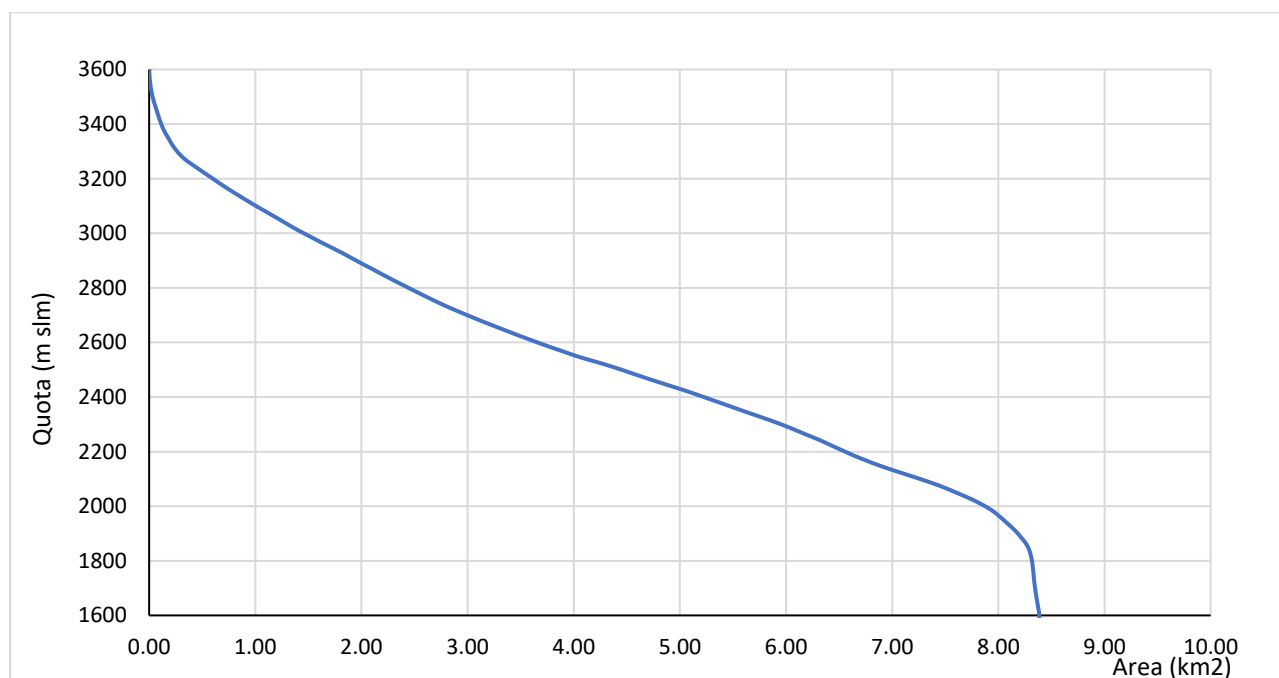
Si rimanda all'allegato 2 per una rappresentazione planimetrica in scala 1:50000.

**Tabella 5.1: parametri caratteristici del bacino del Berrovard**

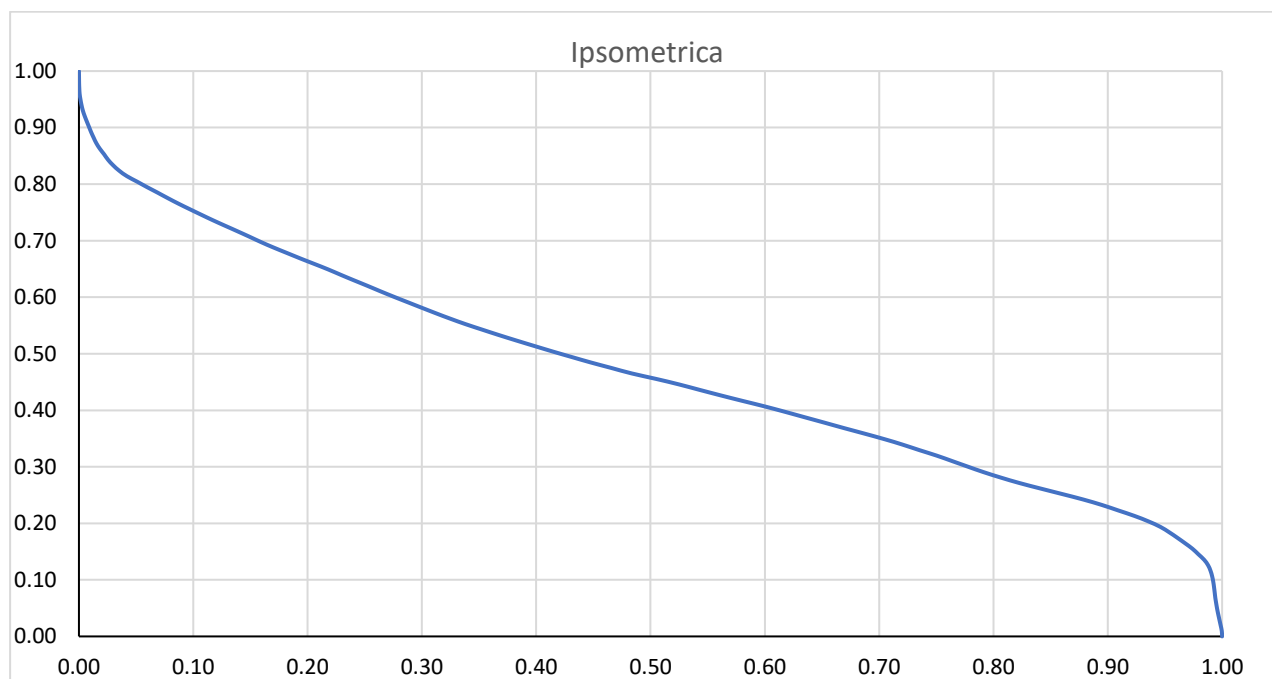
<b>Parametro</b>	
Quota massima del bacino	3619 m
Quota media del bacino	2650 m
Quota sezione di chiusura	1594 m
Quota massima del tratto versante	3619 m
Quota massima del tratto fondo valle	2400 m
Area	8.4 km <sup>2</sup>
Lunghezza collettore	
<i>Fondo valle</i>	3.00 km
<i>Versante</i>	1.30 km
<i>Totale</i>	4.30 km
Pendenza media del tratto di versante	96.2 %
Pendenza media del tratto di fondo valle	27.7 %
Pendenza media del corso d'acqua	48.4 %
Pendenza media del bacino	84.5 %

### **5.1 CURVE IPSOMETRICA E IPSOGRAFICA DEL BACINO**

Come fatto per il bacino dell'Eaux Blanche si riportano la curva ipsometrica e ipsografica del bacino ricavate dal DTM RAVA come descritto al § 4.1



**Figura 5.2: curva Ipsografica del T. Berrovard**



**Figura 5.3: curva ipsometrica del T. Berrovard**

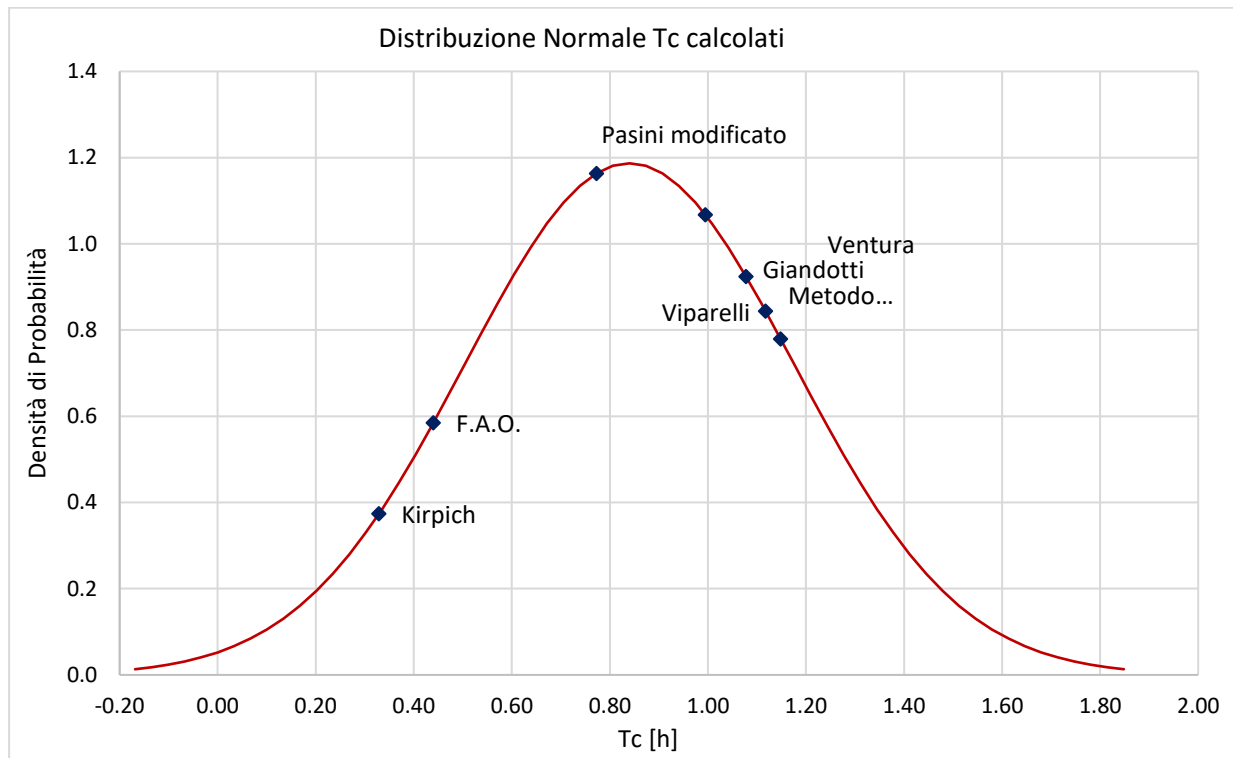
## **5.2 STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE**

Per la stima di questo importante parametro idrologico sono state impiegate esattamente le stesse formulazioni descritte al § 4.2. Si riportano quindi solamente i risultati ottenuti.

**Tabella 5.2: metodi di stima del tempo di corrivazione  $T_c$  per il bacino del Berrovard**

Formulazione	Equazione	Tempo di Corrivazione
Giandotti	$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H}}$	0.68 h; 40.6 minuti
Ventura	$T_c = 0.1272 \left(\frac{A}{i_a}\right)^{0.5}$	0.52 h; 31.4 minuti
F.A.O.	$T_c = \frac{L}{15 h_{max}^{0.38}}$	0.26 h; 15.8 minuti
Viparelli	$T_c = \frac{L}{A}$	0.78 h; 46.7 minuti
Pasini (modificato)	$T_c = 0.0864 \frac{(LA)^{1/3}}{i_a^{0.5}}$	0.40 h; 24.2 minuti
Kirpich	$T_c = 0.000325 L^{0.77} S^{-0.385}$	0.21 h; 12.8 minuti
Metodo delle Velocità	$T_c = \frac{L_{ap}}{v_{ap}} + \frac{L_v}{v_v}$	0.64 h; 38.6 minuti





**Figura 5.4: distribuzione normale dei Tc calcolati**

Il tempo di corrivazione così calcolato risulta essere  $0.88 \pm 0.28$  h o  $52.8 \pm 16.8$  minuti. L'elevata incertezza è da attribuirsi principalmente a due fattori. In primis l'incertezza nella definizione di tempo di corrivazione che ha portato alla proliferazione di formulazioni per la sua stima e in seguito al fatto che tali formulazioni sono tarate su bacini molto più grandi (alcuni ordini di grandezza) di quello considerato e, tendenzialmente, con pendenze non così marcate (Grimaldi *et al.*, 2010).

Infine, per la stima del Tempo di ritardo  $t_p$  e del tempo di picco  $T_p$  sono state utilizzate le stesse metodologie descritte nei § 4.3 e 4.4.

## **6** **DETERMINAZIONE DELLA PIOGGIA DI PROGETTO**

L'obiettivo del presente paragrafo è quello di descrivere il processo che porta alla definizione della pioggia di progetto da utilizzare come input del modello numerico afflussi-deflussi che mira a stimare il deflusso alla sezione di chiusura del bacino considerato. Per tale elaborazione, il vademecum della RAVA (2018) suggerisce, per bacini inferiori ai 20 km<sup>2</sup>, l'applicazione del metodo SCS-CN. Tra i dati necessari c'è lo ietogramma associato al tempo di ritorno specificato dalla normativa. La pioggia di progetto si ottiene partendo dai dati in Tabella 3.1 tramite la seguente relazione:

$$h(d, T) = ARF(T, d, A) \cdot K(T) \cdot a \cdot d^n$$

dove  $ARF(T, d, A)$  è il coefficiente di abbattimento areale funzione di area del bacino  $A$ , tempo di ritorno  $T$  e durata dell'evento  $d$ . Questo coefficiente può essere desunto da abachi, per esempio quello fornito sul sito internet RAVA. I parametri  $K(T)$ ,  $a$  ed  $n$  sono invece quelli riportati in Tabella 3.1.

Per bacini montani di piccola entità e molto acclivi si può assumere la durata dell'evento pari al tempo di corrivazione  $T_c$ . Nel caso in esame si ha quanto riassunto in Tabella 6.1.

**Tabella 6.1: parametri Curve di Provabilità Pluviometrica**

<b>Parametro</b>	<b>Berrovard</b>	<b>Eaux Blanches</b>	
ARF (T,d,A)	0.88 (T=200)	0.85 (T=200)	
	0.90 (T=100)	0.86 (T=100)	(-)
	0.92 (T=20)	0.88 (T=20)	
a	11.50	11.35	(mm/h)
n	0.563	0.562	(-)
d	0.84	0.88	(h)
<b>h(d,200)</b>	<b>26.7</b>	<b>23.6</b>	
<b>h(d,100)</b>	<b>23.7</b>	<b>20.7</b>	<b>(mm)</b>
<b>h(d,20)</b>	<b>17.5</b>	<b>15.3</b>	

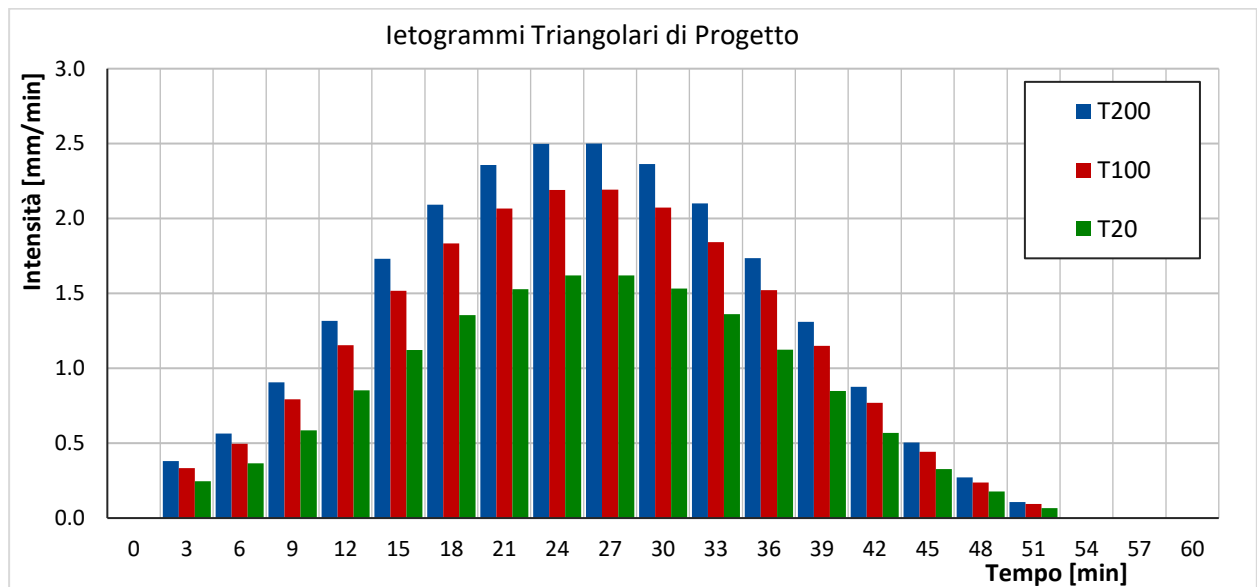
Si avranno pertanto un totale di 23.6, 20.7 e 15.3 mm in 0.84 ore, ovvero in circa 50 minuti rispettivamente per tempi di ritorno di 200, 100, 50 e 20 anni per il t. Eaux Blanches e 26.7, 23.7 e 17.5 mm in 0.96 ore rispettivamente per tempi di ritorno di 200, 100 e 20 per il t. Berrovard.

## **7**     **HYDROLOGIC DESIGN**

### **7.1**   **IETOGRAMMA TRIANGOLARE DI PROGETTO**

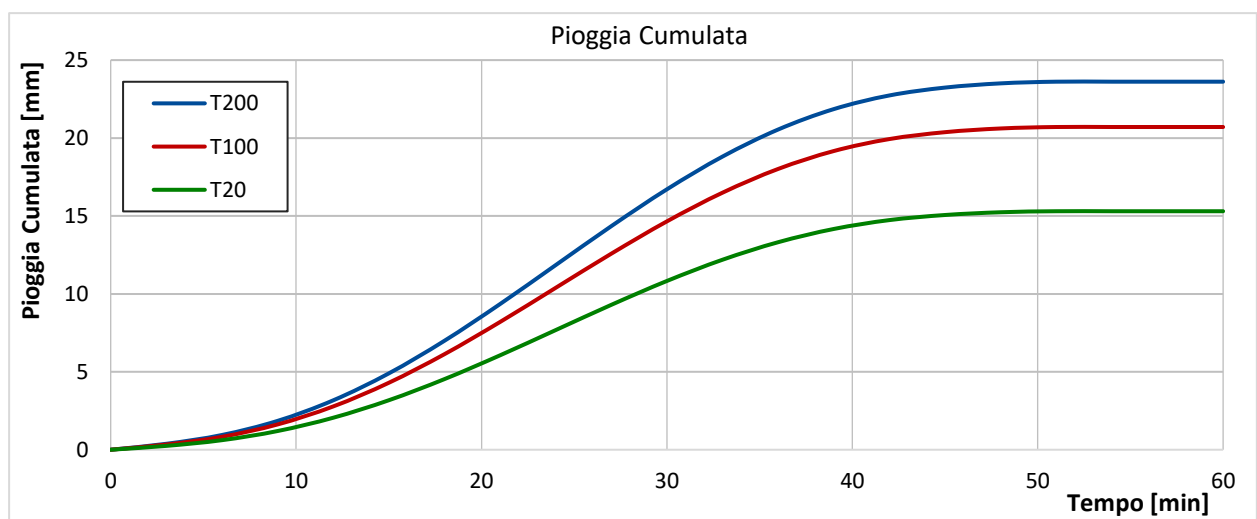
#### **7.1.1**   **BACINO DEL T. EAUX BLANCHES**

Sono stati costruiti ietogrammi triangolari, con picco centrale, conformi alle piogge calcolate in precedenza al paragrafo 5 per i diversi tempi di ritorno. Ne risulta quanto visualizzato in Figura 7.1.



**Figura 7.1: ietogrammi triangolari di progetto per il bacino dell'Eaux Blanches**

Da quest'ultimo, calcolandone l'integrale rispetto al tempo si ottiene il volume di pioggia caduto ad un determinato istante dell'evento; il risultato è visualizzato in Figura 7.2.



**Figura 7.2: pioggia cumulata di progetto per il bacino dell'Eaux Blanches**

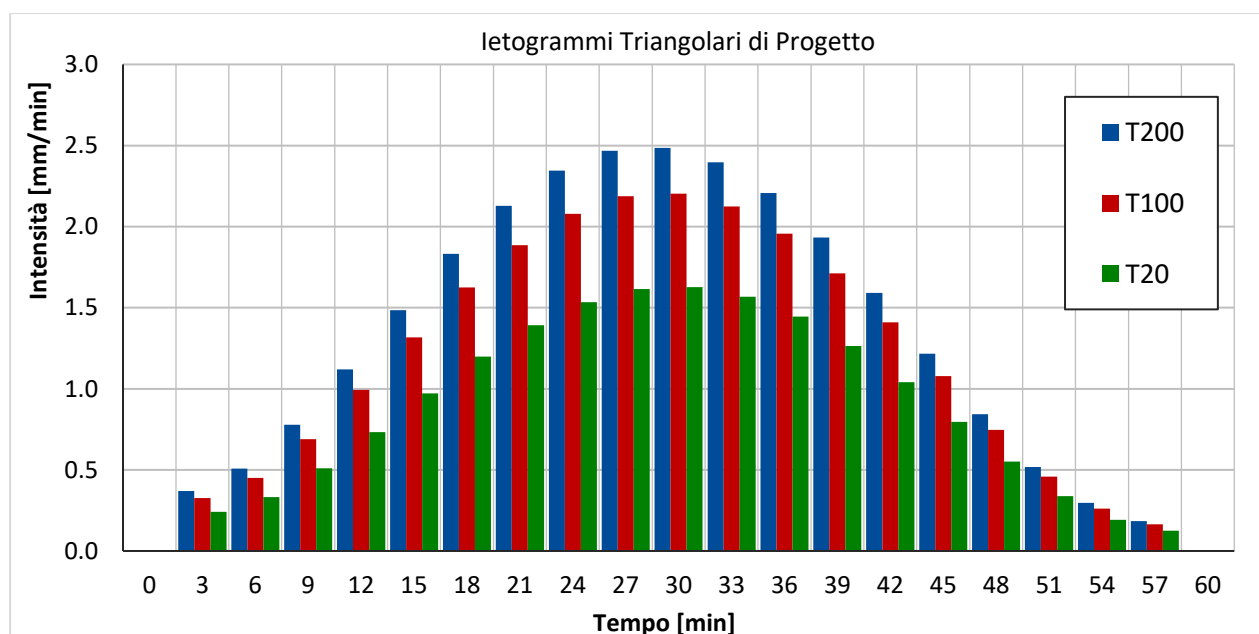
I valori necessari alla ricostruzione di quest'ultimo sono riportati in Tabella 7.1 seguente:

**Tabella 7.1: valori necessari alla ricostruzione degli idrogrammi cumulati di progetto**

Tempo [min]	Eaux Blanches			Berrovard		
	P T200 [mm]	P T100 [mm]	P T20 [mm]	P T200 [mm]	P T100 [mm]	P T20 [mm]
0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00
3	0.4	0.3	0.2	0.37	0.3	0.2
6	0.9	0.8	0.6	0.88	0.8	0.6
9	1.9	1.6	1.2	1.66	1.5	1.1
12	3.2	2.8	2.1	2.78	2.5	1.8
15	4.9	4.3	3.2	4.26	3.8	2.8
18	7.0	6.1	4.5	6.09	5.4	4.0
21	9.3	8.2	6.1	8.22	7.3	5.4
24	11.8	10.4	7.7	10.57	9.4	6.9
27	14.3	12.6	9.3	13.03	11.6	8.5
30	16.7	14.7	10.8	15.52	13.8	10.2
33	18.8	16.5	12.2	17.92	15.9	11.7
36	20.5	18.0	13.3	20.13	17.8	13.2
39	21.9	19.2	14.2	22.06	19.5	14.4
42	22.7	19.9	14.7	23.65	21.0	15.5
45	23.2	20.4	15.1	24.86	22.0	16.3
48	23.5	20.6	15.2	25.71	22.8	16.8
51	23.6	20.7	15.3	26.23	23.2	17.2
54	23.6	20.7	15.3	26.52	23.5	17.4
57	23.6	20.7	15.3	26.70	23.7	17.5
60	23.6	20.7	15.3	26.70	23.7	17.5

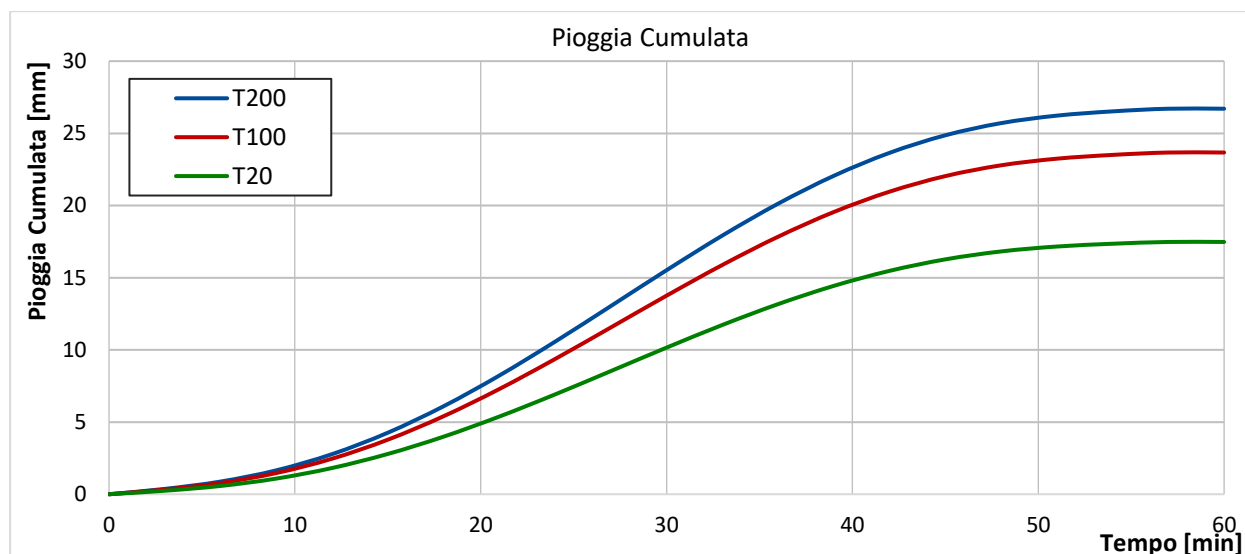
### 7.1.2 BACINO DEL T. BERROVARD

Sono stati costruiti ietogrammi triangolari, con picco centrale, conformi alle piogge calcolate in precedenza al § 5 per i diversi tempi di ritorno. Ne risulta quanto visualizzato Figura 7.3.



**Figura 7.3: ietogrammi triangolari di progetto per il bacino del Berrovard**

Da quest'ultimo, calcolandone l'integrale rispetto al tempo si ottiene il volume di pioggia caduto ad un determinato istante dell'evento; il risultato è visualizzato in Figura 7.4. I valori necessari alla costruzione di tali curve sono riportati in Tabella 7.1.



**Figura 7.4: pioggia cumulata di progetto per il bacino del t. Berrovard**

## **7.2 STIMA DELLE PRECIPITAZIONI EFFICACI COL METODO SCS-CN**

Una volta ottenuto lo ietogramma di progetto è necessario stimare, secondo un modello semplificato del bacino, la quantità di acqua persa attraverso il terreno e quella che sarà concentrata nel reticolo idrografico.

Il valore della precipitazione efficace, secondo il modello utilizzato in questo studio, dipende principalmente da tre fattori:

- Il grado di saturazione del terreno al momento del verificarsi dell'evento meteorico;
- La permeabilità delle litologie superficiali;
- La tipologia della copertura vegetale del suolo.

Una metodologia di determinazione delle precipitazioni efficaci che ha trovato ampio uso è quella proposta dal Soil Conservation Service (SCS).

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

Dove  $P_e$  è la pioggia efficace [mm];  $P$  è la pioggia lorda [mm];  $S$  è il volume specifico di saturazione [mm],  $I_a$  sono le perdite iniziali [mm]

Il metodo SCS ha l'indubbio merito di tenere conto sia delle condizioni litologiche del terreno che della tipologia di copertura. La sensibilità della metodologia verso le succitate caratteristiche del bacino si evidenzia nel calcolo del parametro S:

$$S = 254 \cdot \left[ \left( \frac{100}{CN} \right) - 1 \right]$$

Il CN (Curve Number) è un parametro che viene dedotto da Tabella 7.2 a doppia entrata in cui sono riportate permeabilità e uso del suolo, del tipo di quello esposta di seguito.

**Tabella 7.2: valori di CN(II) (fonte RAVA, 2018)**

Codice	Descrizione	Classe di Permeabilità			
		A	B	C	D
DU01	Fustaia conifere densa	22	25	35	39
DU02	Fustaia mista densa	26	29	37	42
DU03	Fustaia latifoglie densa	30	34	40	45
DU04	Fustaia rada di conifere o mista	36	40	47	52
DU05	Fustaia latifoglie rada	45	48	54	59
DU06	Ceduo di latifoglie e colture arboree	48	51	57	62
DU07	Formazioni arbustive e rimboschimenti	52	55	61	66
DU08	Formazioni arbustive rade	60	64	68	73
DU09	Prati vallivi e colture	68	70	78	81
DU10	Prato d'alta quota e rupi vegetate	70	72	80	83
DU11	Piste da sci	74	76	83	85
DU12	Improduttivo	75	77	84	86
DU13	Area in dissesto - detrito	78	82	88	91
DU14	Roccia affiorante e cave	80	87	93	96
DU15	Ghiacciai	85	89	92	94
DU16	Aree urbane	92	94	96	98
DU17	Corsi d'acqua e Laghi	99	99	99	99

Inoltre, il CN di una data area di bacino può essere modificato in ragione delle precipitazioni pregresse. La precedente tabella valuta il CN in condizione AMC (Antecedent Moisture Condition) II. L'AMC può variare dalla classe I alla III secondo quanto definito in Figura 7.5.

Periodo vegetativo	Riposo vegetativo	AMC
Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento minore di 35 mm	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento minore di 13 mm	I
Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento tra 35 e 53 mm	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento tra 13 e 28 mm	II
Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento maggiore di 53 mm	Altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento maggiore di 28 mm	III

**Figura 7.5 Tabella AMC (fonte RAVA, 2018)**

Il parametro CN, nel calcolo, viene applicato alla curva cumulata dello ietogramma. Va evidenziato che le grandezze derivanti dal metodo SCS hanno come unità di misura i [mm], quindi, gli ietogrammi presentati riporteranno in ordinata l'intensità di pioggia caduta nell'intervallo indicato, non quella oraria.

Infine, allo ietogramma cumulato di progetto è stata applicata la relazione del metodo SCS, ricavando, così, le piogge efficaci.

### **7.3 STIMA DEL CN CARATTERISTICO DEL BACINO DELL'EAUX BLANCHES**

Il parametro CN esprime le condizioni, dal punto di vista della formazione del deflusso, del complesso suolo-soprassuolo considerate le condizioni di umidità nei cinque giorni antecedenti l'evento di piena. In altri termini riassume l'attitudine propria e specifica del bacino a produrre deflusso.

Per il bacino in esame sono stati reperiti gli *shape files* relativi allo studio di bacino di Marengo *et al.* (2010) rappresentanti i valori di CN(III) sull'intero bacino del torrente Buthier di Ollomont. RAVA (2018) suggerisce di utilizzare le condizioni più cautelative di contenuto dell'acqua, quindi quelle rappresentate dal coefficiente CN(III), per le verifiche o per i dimensionamenti in campo idraulico.

Il file originale è stato poi post-processato in ambiente GIS in modo da estrarre solamente la zona di interesse. È poi stato definito il valore numerico da associare ad ogni singola area: lo *shape file* originale conteneva infatti una classe di variabilità del valore di CN(III) e, per i fini di tale studio, si è optato per scegliere il valore medio della classe (per esempio, per la classe 10-20 si è scelto il valore 15 e così via per le altre classi). La Figura 7.6 mostra i valori di CN(III) reperite da Marengo *et al.* (2010) ed elaborati come descritto in precedenza.

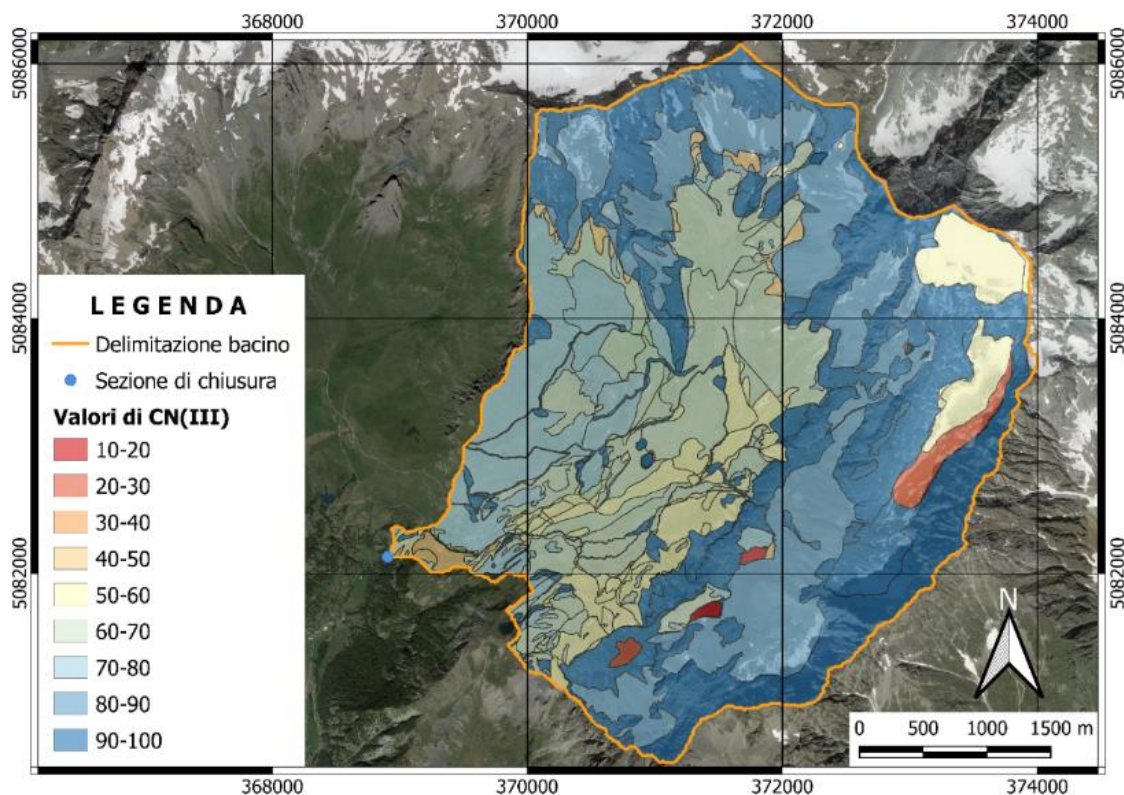


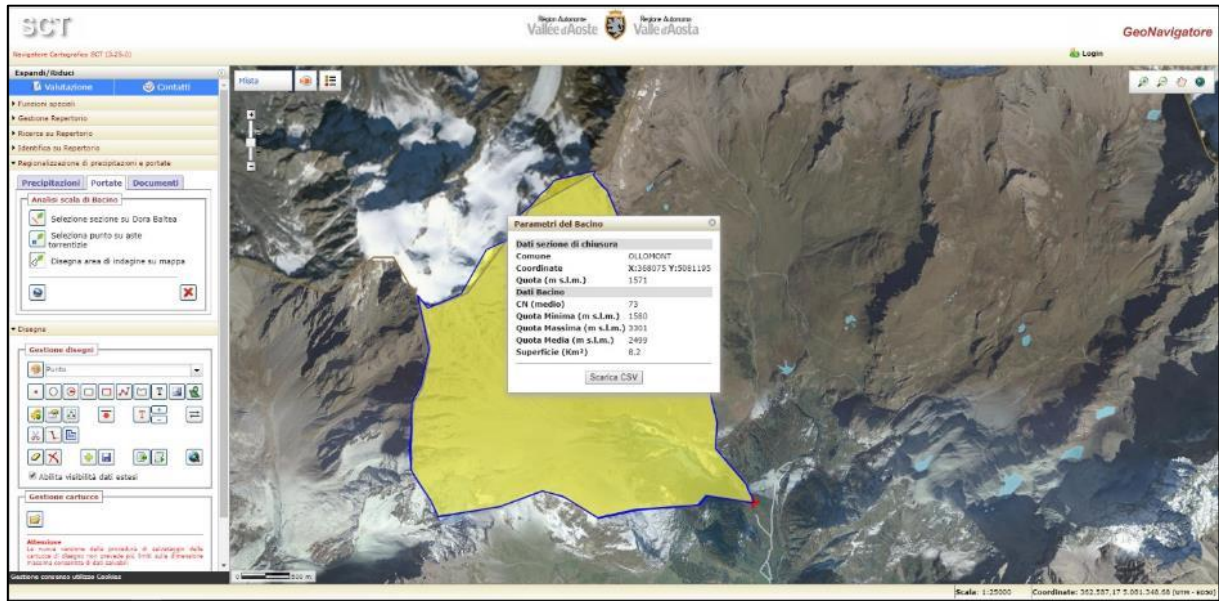
Figura 7.6: estratto dei valori di CN(III) tratto da Marengo et al. (2010)

#### **7.4 STIMA DEL CN CARATTERISTICO DEL BACINO DEL BERROVARD**

Per il t. Berrovard, vista la disponibilità di dati, si è invece scelto di confrontare i risultati ottenuti dallo studio di bacino di GEOengineering et al. (2008) con quelli ottenibili tramite lo strumento messo a disposizione dell'amministrazione regionale sul già citato geoportale di regionalizzazione di P e T.

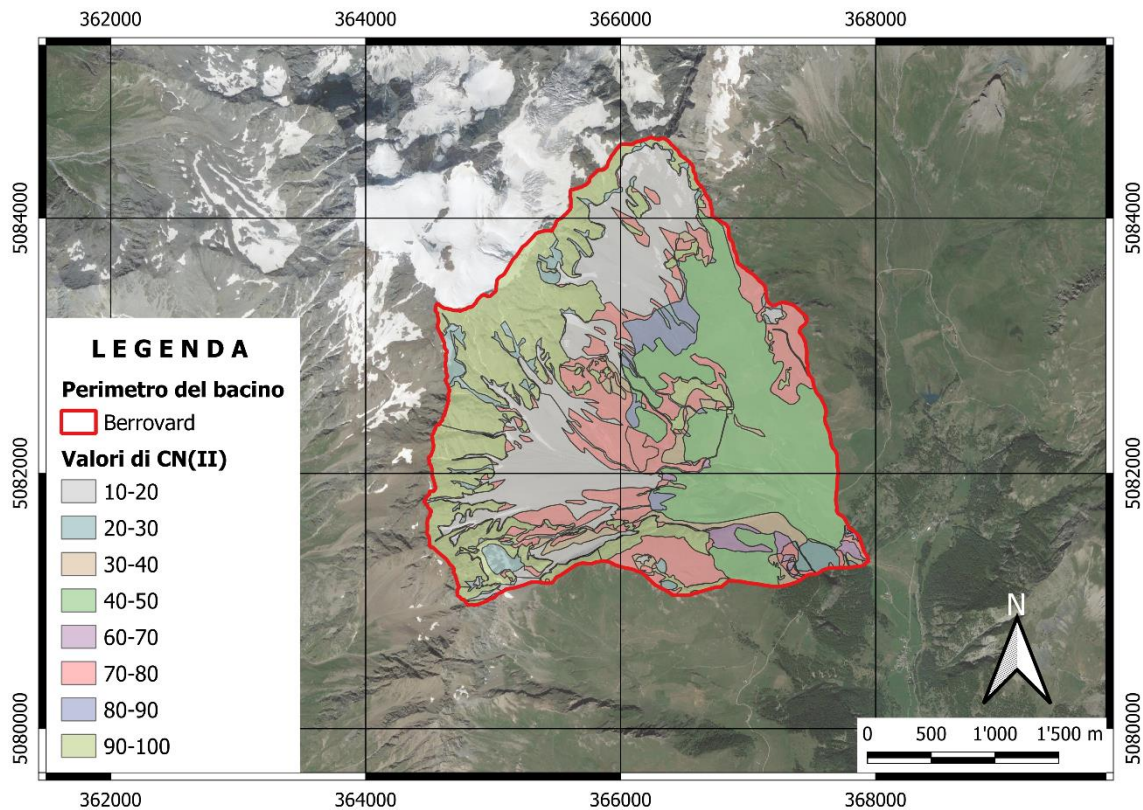
Questo strumento, fra le varie funzioni permette di delimitare un'area, che quindi dovrà corrispondere all'area del bacino idrografico, e di stimarne alcune grandezze caratteristiche. Pertanto, come mostrato in Figura 7.7, una volta ricostruito il bacino, il CN(II) è assunto pari a 73.





**Figura 7.7: stima del CN tramite geoportale per il bacino del Berrovard**

Dallo studio di GEOengineering et al. (2008), delimitando il bacino del Berrovard come in Figura 7.8, si ottiene invece un valore medio ponderato di CN(II) pari a 63.



**Figura 7.8: estratto dei valori di CN(II) tratto da GEOengineering et al. (2008)**

A favore di sicurezza, si è scelto di utilizzare per la modellazione delle portate di progetto, il valore maggiore fra i due. Questa condizione è la più cautelativa in quanto è quella che genera le portate di progetto maggiori.

In ultimo, il valore assunto di CN(II) pari a 72, ottenuto tramite il geoportale regionale, è stato trasformato in CN(III) ottenendo un valore pari ad 86.

## **8 SIMULAZIONE IDROLOGICA CON SOFTWARE HEC-HMS**

### **8.1 COSTRUZIONE MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI**

Il modello afflussi-deflussi (MAD) è stato creato con il codice di calcolo HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center, 2001) prodotto e distribuito da “Hydrologic Engineering Center (CEIWR-HEC)” facente capo al “U.S. Army Corps of Engineers (USACE)”. In particolare, con questo software è stato possibile valutare le piogge efficaci sottraendo la quota parte che si infiltra nel terreno e che quindi non partecipa all’evento di piena col metodo SCS-CN come da suggerimento nel vademecum RAVA (2018). Il codice permette, tramite un’operazione di convoluzione, di passare dalle piogge nette alle portate e quindi di ottenere, noto lo ietogramma di progetto, un corrispondente idrogramma di piena alla sezione di chiusura del bacino considerato. I dati di ingresso necessari per il modello sono elencati in Tabella 8.1:

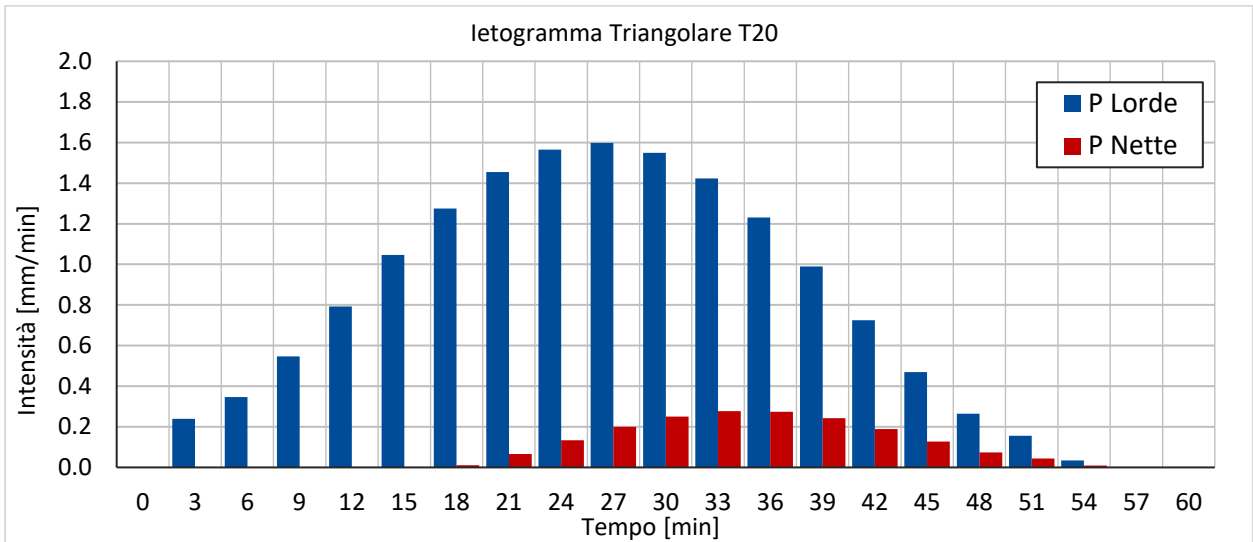
**Tabella 8.1: dati di input in HEC-HMS**

	Eaux Blanches	Berrovard
Area [km <sup>2</sup> ]	17.2	8.4
Impervious Area [%]	0.0	0.0
CN (III)	79	86
time lag [h]	0.52	0.53
Initial Abstraction [mm]	0.05 S	0.05 S

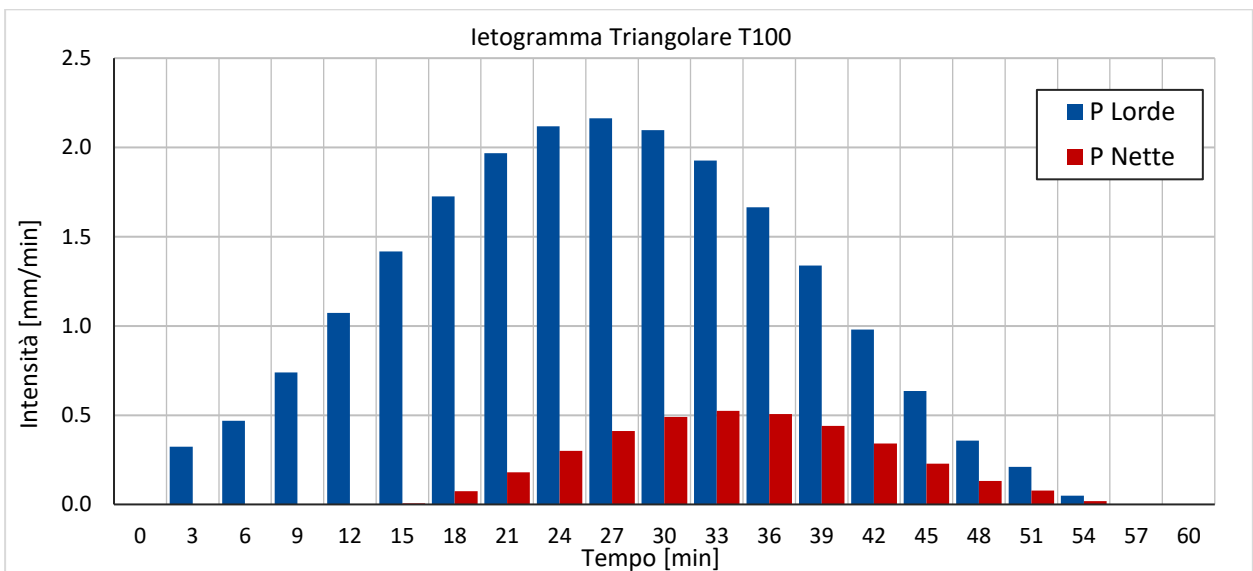
Il CN è stato corretto considerando la condizione AMC(III), cioè quella che prevede un suolo saturo; questa condizione è quella suggerita nel vademecum RAVA (2018). Inoltre, il valore è il risultato della media pesata rispetto all’area degli usi suolo riscontrati e della geologia del sito, come descritto nel paragrafo 7.3.

#### **8.1.1 IETOGRAMMI CALCOLATI PER IL T. EAUX BLANCHES**

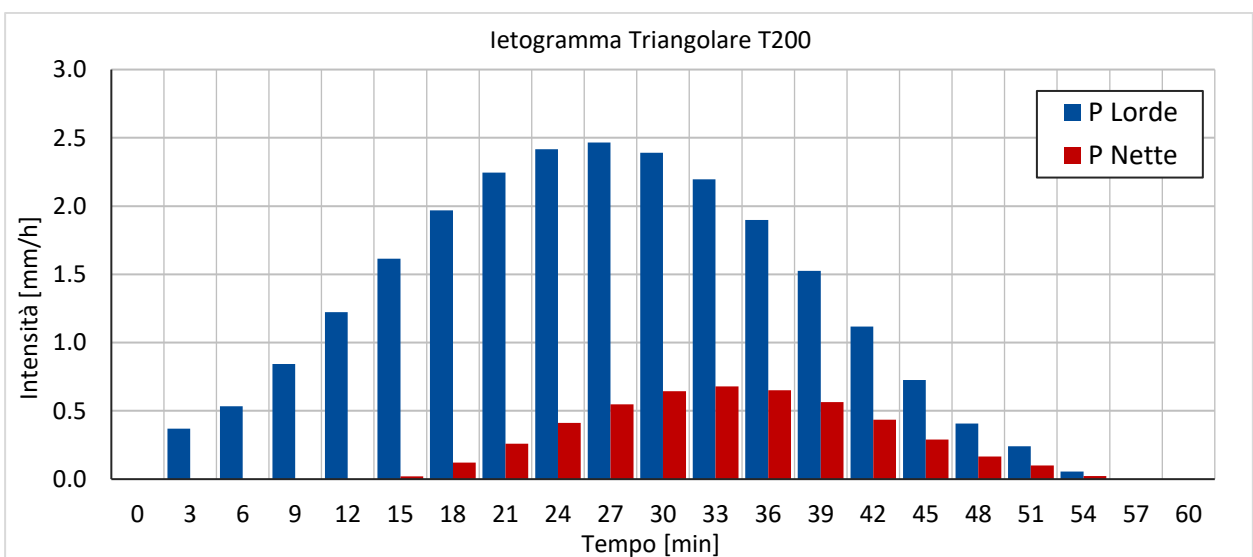
Il codice di calcolo ha generato i seguenti risultati; nelle Figura 8.1 a Figura 8.3 vengono presentati gli ietogrammi di progetto lordi (in blu) e netti (in rosso) per i diversi tempi di ritorno investigati. In Figura 8.4 invece si presenta l’idrogramma di piena alla sezione di chiusura indicata per i diversi tempi di ritorno.



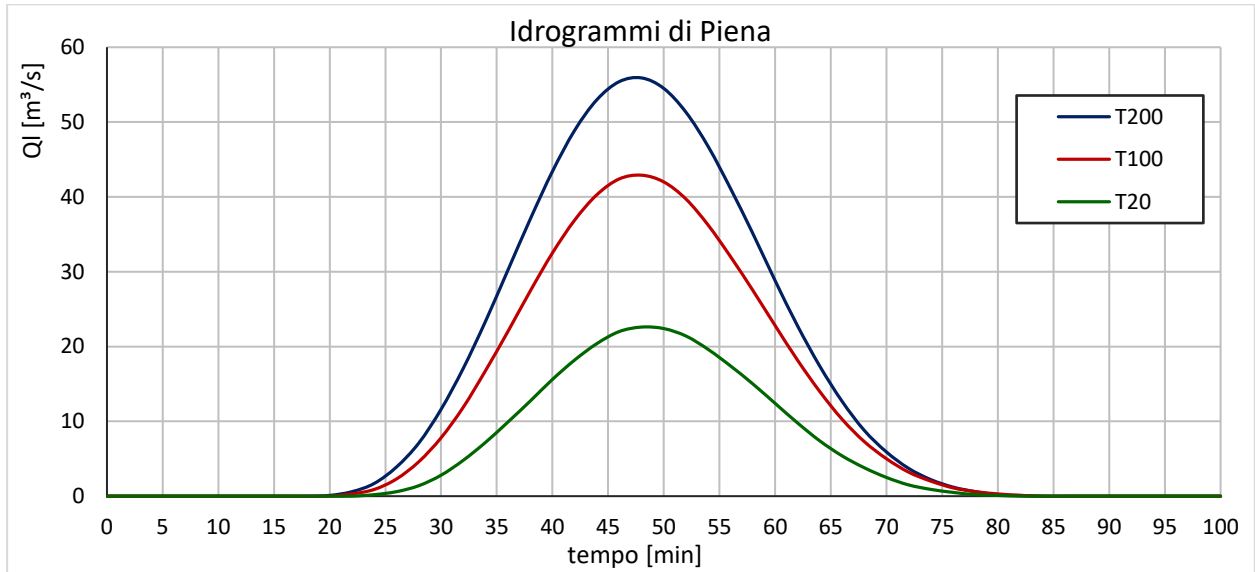
**Figura 8.1: ietogramma triangolare di progetto per T= 20 anni**



**Figura 8.2: ietogramma triangolare di progetto per T= 100 anni**



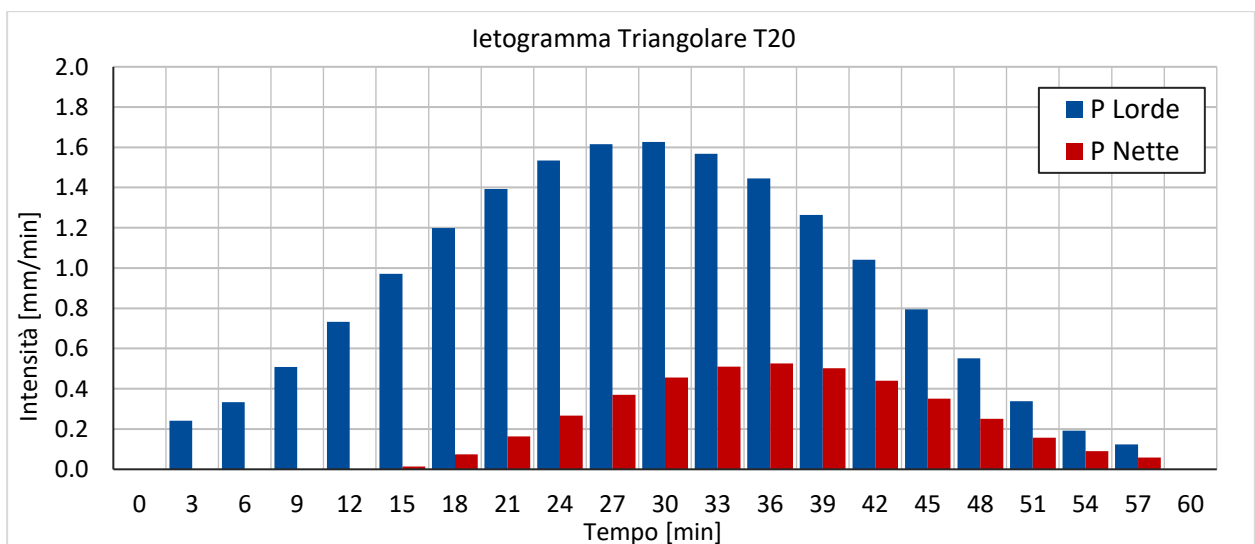
**Figura 8.3: ietogramma triangolare di progetto per T= 200 anni**



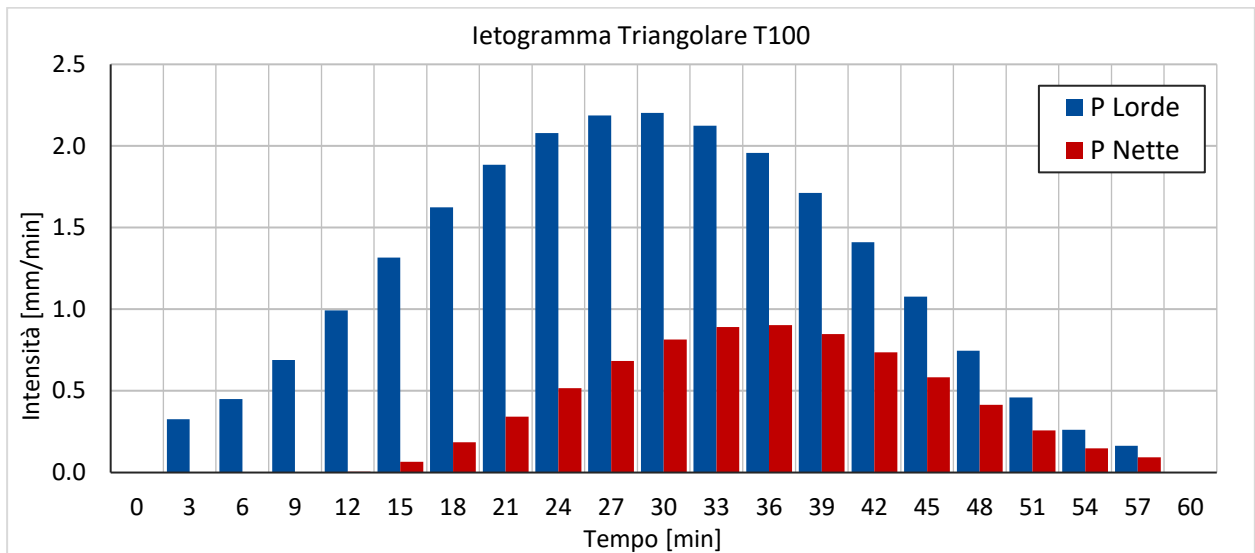
**Figura 8.4: idrogramma di piena del t. Eaux Blanches per i diversi tempi di ritorno**

### 8.1.2 IETOGRAMMI CALCOLATI PER IL T. BERROVARD

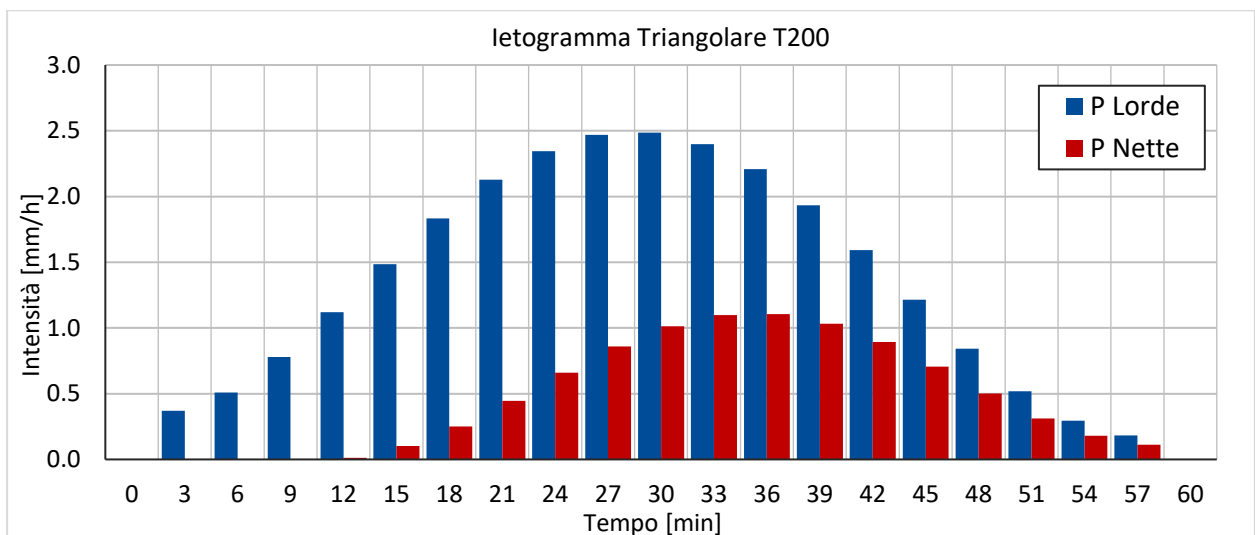
Il codice di calcolo ha generato i seguenti risultati; da Figura 8.5 a Figura 8.7 vengono presentati gli ietogrammi di progetto lordi (in blu) e netti (in rosso) per i diversi tempi di ritorno investigati. In Figura 8.8 invece si presenta l'idrogramma di piena alla sezione di chiusura indicata per i diversi tempi di ritorno.



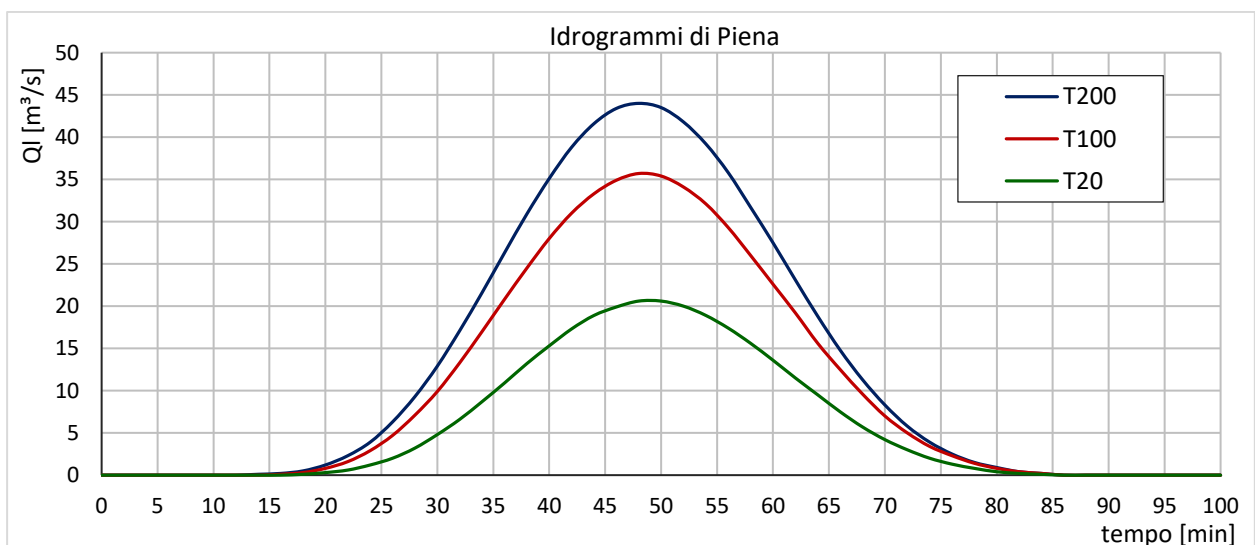
**Figura 8.5: ietogramma triangolare di progetto per T= 20 anni**



**Figura 8.6: ietogramma triangolare di progetto per T= 100 anni**



**Figura 8.7: ietogramma triangolare di progetto per T= 200 anni**



**Figura 8.8: idrogramma di piena del t. Berrovard per i diversi tempi di ritorno**

## **9** **DEFINIZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO**

### **9.1** **ANALISI DELLE FONTI**

Le portate di progetto per le verifiche idrauliche sono state ricercate in diverse fonti a disposizione di questo gruppo di lavoro. In primis è stato consultato lo studio di bacino del 2008 realizzato dal R.T.I. GEOengineering s.r.l. (mandataria), ing. J.Creton (mandante), ing. L. Nelva Stellio (mandante), SEACoop (mandante). Inoltre, è stato sfruttato il geoportale regionale di regionalizzazione di P e Q reperibile all'indirizzo web [http://cf.regione.vda.it/regionalizzazione\\_precipitazioni\\_intense.php](http://cf.regione.vda.it/regionalizzazione_precipitazioni_intense.php) dove è possibile reperire i valori di portata desunti secondo il rapporto RAVA (2005). Sul portale è possibile identificare la così detta matrice canale: le aste principali sono rappresentate da celle a cui sono associati i valori necessari per la determinazione della piena indice e i coefficienti della curva di crescita associati ai vari tempi di ritorno.

Per quanto riguarda l'analisi del rapporto redatto da GEOengineering et al. (2008) le portate di picco per tempo di ritorno T=100 anni sono state ricavate dalla tabella di pagina 68, mentre per i tempi di ritorno T=20 e T=200 anni si fa riferimento alle tabelle di pagina 72 e 75 rispettivamente. Per il t. Berrovard si è assunto il valore definito "sottobacino 10-ter", mentre per il Buthier si è assunto la "chiusura 10" come valore significativo della sezione di attraversamento e la "chiusura 20" per la sezione in corrispondenza della restituzione delle acque.

La portata calcolata per il t. Eaux Blanches è stata confrontata con la cella più a monte presente sul torrente Buthier (cella di coordinate X [m]:368743 - Y [m]:5082029) identificabile dal portale SCT di regionalizzazione di P e Q. Tale cella risulta essere circa 250 m a valle dell'opera e pertanto, seppur non perfettamente sovrapponibili, si è comunque voluto confrontare questo valore con quello calcolato nel presente elaborato riguardante il t. Eaux Blanches chiuso in corrispondenza dell'opera di presa.

Le Tabella 9.1 a Tabella 9.3 sottostanti riassumono i valori calcolati in corrispondenza dell'opera di presa sul t. Eaux Blanches e i valori desunti dalle varie fonti prese in considerazione.

**Tabella 9.1: valori di portata liquida di picco (T=20 anni) secondo le diverse fonti utilizzate**

<b>Portata liquida (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>T. Eaux Blanches</b>	<b>T. Buthier (attraversamento)</b>	<b>T. Buthier (scarico)</b>	<b>T. Berrovard</b>
Studio di bacino in oggetto	22.6	-	-	20.6
Studio di bacino RAVA	-	31.7 <sup>1</sup>	37.8 <sup>2</sup>	-
Portale Regionalizzazione P e Q	20.0 <sup>4</sup>	20.0	24.0	-
<b>Portata liquida di Progetto</b>	<b>22.6</b>	<b>31.7</b>	<b>37.8</b>	<b>20.6</b>

**Tabella 9.2: valori di portata liquida di picco (T=100 anni) secondo le diverse fonti utilizzate**

Fonte	Portata liquida (m <sup>3</sup> /s)	T. Eaux Blanches	T. Buthier (attraversamento)	T. Buthier (scarico)	T. Berrovard
Studio di bacino in oggetto		42.9	-	-	35.7
Studio di bacino RAVA		-	59.4 <sup>1</sup>	79.2 <sup>2</sup>	30.3 <sup>3</sup>
Portale Regionalizzazione P e Q		35.0 <sup>4</sup>	35.0	43.0	-
<b>Portata liquida di Progetto</b>		<b>42.9</b>	<b>59.4</b>	<b>79.2</b>	<b>35.7</b>

**Tabella 9.3: valori di portata liquida di picco (T=200 anni) secondo le diverse fonti utilizzate**

Fonte	Portata liquida (m <sup>3</sup> /s)	T. Eaux Blanches	T. Buthier (attraversamento)	T. Buthier (scarico)	T. Berrovard
Studio di bacino in oggetto		55.9	-	-	44.0
Studio di bacino RAVA		-	76.0 <sup>1</sup>	94.5 <sup>2</sup>	-
Portale Regionalizzazione P e Q		41.0 <sup>4</sup>	41.0	51.0	-
<b>Portata liquida di Progetto</b>		<b>55.9</b>	<b>76.0</b>	<b>94.5</b>	<b>44.0</b>

<sup>1</sup> valore in corrispondenza della "chiusura 10" da GEOengineering et al. (2008)

<sup>2</sup> valore in corrispondenza della "chiusura 20" da GEOengineering et al. (2008)

<sup>3</sup> valore in corrispondenza del "sottobacino-10 ter" da GEOengineering et al. (2008)

<sup>4</sup> tale valore è stato estratto dal geoportale di regionalizzazione di P e Q, in particolare dalla cella più a monte del t. Buthier; circa 250 m a valle dell'opera di presa che corrisponde alla sezione di chiusura dello studio di bacino

Si nota immediatamente che i valori desunti dal portale SCT di regionalizzazione di P e Q sono sempre inferiori rispetto ai valori derivanti dagli studi di bacino; pertanto non sono stati utilizzati per le simulazioni idrauliche. Parimenti, per il t. Berrovard è stato valutato attendibile il valore di portata desunto dallo studio di bacino redatto da GEOengineering et al. (2008) in quanto frutto di un'indagine approfondita e dettagliato dell'area, della sua geologia e pedologia e degli eventi meteorici ad essa associati. Inoltre, si è tenuto conto del fatto si tratta di uno studio relativamente recente e realizzato con metodologie condivise e fornite da RAVA e dal Centro Funzionale della Valle d'Aosta. Tuttavia, a fini cautelativi, qualora fossero disponibili più valori di portata per una stessa sezione, derivanti da fonti diverse, si è sempre utilizzato quello maggiore come valore di progetto.

## **9.2 PORTATA SOLIDA**

La portata solida di fondo alveo deriva principalmente dalle caratteristiche della corrente stessa e della disponibilità di materiale mobilitabile. Proprio quest'ultima grandezza risulta di difficile determinazione e normalmente può variare in modo rapido ed imprevedibile sia nello spazio che nel tempo (Andreella, 2013). È pertanto consuetudine fare riferimento alla capacità di trasporto solido, cioè la quantità massima di sedimento trasportabile a valle in date condizioni morfometriche e idrologiche. In condizioni montane, con bacini molto acclivi, la formulazione più utilizzata è quella proposta da Smart e Jaeggi (1983). Tale formulazione fa dipendere la portata solida in alveo dalla portata liquida e dalla tensione tangenziale critica generata dal moto



dell'acqua. Nella formulazione semplificata questo parametro tende a zero, implicando il generarsi di trasporto solido per qualunque valore di portata; inoltre, non conoscendo la granulometria del materiale si assume  $D_{90}/D_{30} = 1.15$  con  $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$ . La formula completa e semplificata è riportata di seguito, mentre i risultati di calcolo sono riassunti in Tabella 9.4.

$$Q_s = 4 \left( \frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} \frac{\rho}{\rho_s - \rho} i^{1.6} Q_l \left( 1 - \frac{\tau_c}{\tau} \right) \approx 2.5 Q_l i^{1.6}$$

**Tabella 9.4: valori di portata solida di picco per i diversi tempi di ritorno**

	T. Eaux Blanches	T. Buthier (attraversamento)	T. Buthier (scarico)	T. Berrovard
Q <sub>s</sub> [m <sup>3</sup> /s] T20	5.1 <b>4.5</b>	10.9 <b>4.5</b>	13.1 <b>7.6</b>	13.2 <b>4.1</b>
Q <sub>s</sub> [m <sup>3</sup> /s] T100	9.7 <b>8.6</b>	20.5 <b>8.6</b>	25.1 <b>14.6</b>	22.9 <b>7.1</b>
Q <sub>s</sub> [m <sup>3</sup> /s] T200	12.7 <b>11.2</b>	26.0 <b>11.2</b>	32.6 <b>18.9</b>	28.1 <b>8.8</b>

Viste le forti pendenze dei bacini considerati, spesso le portate solide calcolate superano il 20% della portata liquida. Questo implica che il flusso non è più assimilabile ad una piena torrentizia ma inizia ad assumere le caratteristiche di trasporto solido iperconcentrato. Questo fenomeno è descrivibile con altre formulazioni, diverse da quelle usate per la stima delle portate di piena. Per tale ragione, qualora le portate solide superino il 20% della portata liquida, la portata solida è stata assunta pari a questo valore. In Tabella 9.4 i valori calcolati sono indicati in corsivo, mentre quelli adottati per la determinazione della portata di progetto sono in grassetto.

Per la sezione sul t. Eaux Blanches in cui insiste l'opera di presa si è assunto che il tratto immediatamente a monte della presa sia un alveo inciso in roccia caratterizzato da forti pendenze. Si è pertanto valutato che questo tratto non abbia sufficiente disponibilità di materiale per generare la portata solida calcolata. Si è allora deciso di investigare la zona ancora più a monte; cioè quella compresa fra l'inizio del pianoro a valle della confluenza del t. Lombardin e il Plan du Breuil circa 1 km più a monte. In questo tratto la pendenza media del bacino è stata valutata pari al 22.3% e si ritiene che in questa zona ci sia materiale mobilitabile atto a garantire una qualche sorta di portata solida. Anche in questo caso, il valore calcolato di Q<sub>s</sub> è maggiore di 0.2Q<sub>L</sub> e pertanto si assume quest'ultimo valore come rappresentativo. Si rappresenta che non sono state effettuate valutazioni con metodi geomorfologici.

Per quanto riguarda la valutazione della portata solida nella sezione di attraversamento del t. Buthier di Ollomont, a valle della loc. Glassier, ai fini delle verifiche idrauliche, si assume come rappresentativo il medesimo valore di Q<sub>L</sub> calcolato per la sezione dell'Eaux Blanches su cui insiste l'opera di presa.

Infine, per le sezioni sul t.Buthier di Ollomont, dove insiste lo scarico della centrale, e per



l'attraversamento del t. Berrovard la portata solida è stata limitata a  $0.2Q_L$  (con riferimento alla portata liquida di riferimento di ogni corso d'acqua).

### **9.3 PORTATA DI PROGETTO**

Le portate di picco di progetto utilizzate per la simulazione idrauliche risultano essere la somma delle portate liquide riportate nelle Tabella 9.1 a Tabella 9.3 e delle portate solide in Tabella 9.4. I risultati, per i diversi tempi di ritorno, sono riportati in Tabella 9.5.

**Tabella 9.5: valori di portata complessiva di picco per i diversi tempi di ritorno**

	T. Eaux Blanches	T. Buthier (attraversamento)	T. Buthier (scarico)	T. Berrovard
$Q_s$ [m <sup>3</sup> /s] T20	27.1	36.2	45.4	24.7
$Q_s$ [m <sup>3</sup> /s] T100	51.5	68.0	87.5	42.8
$Q_s$ [m <sup>3</sup> /s] T200	67.1	87.2	113.4	52.8

## **10**     **SIMULAZIONI IDRAULICHE**

La verifica idraulica ha lo scopo di provare la compatibilità delle opere in progetto con il deflusso delle acque e, al contempo, quantificare l'eventuale modifica alle condizioni di deflusso introdotta dal nuovo manufatto.

Per tale scopo si sono creati sia modelli in moto uniforme che dei modelli numerici con il software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center, 2018). Questo software è stato sviluppato e prodotto a partire dal 1995 e distribuito dall' "Hydrologic Engineering Center (CEIWR-HEC)" facente capo al "U.S. Army Corps of Engineers (USACE)" per la gestione dei corpi idrici. La distribuzione freeware del programma ne ha garantito un'ampia diffusione e un conseguente esteso collaudo sul campo da parte di progettisti, enti pubblici ed istituti di ricerca.

### **10.1**   **MODELLI IN MOTO UNIFORME**

L'ipotesi di moto uniforme prevede che le condizioni idrauliche che si trovano in una determinata sezione del canale siano le stesse di quelle che si trovano in ogni altra sezione. Perché questa condizione sia vera devono essere rispettate alcune condizioni. La forma della sezione del canale deve essere costante in tutte le sezioni. Inoltre, la pendenza del fondo alveo deve essere costante sul tratto analizzato. Queste condizioni sono quasi sempre vere nei canali artificiali o negli alvei fortemente antropizzati.

In condizioni di moto uniforme la velocità media nella sezione è legata alle caratteristiche idrauliche dell'alveo (forma della sezione, scabrezza e pendenza) e a quelle della corrente (battente, perimetro e area bagnati, raggio idraulico) dalla *legge del moto uniforme*, anche conosciuta come *legge di Chézy*:

$$Q = A k_s R^{2/3} i_f^{1/2} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

dove      $k_s$  = coefficiente di scabrezza di Manning-Strickler ( $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ )

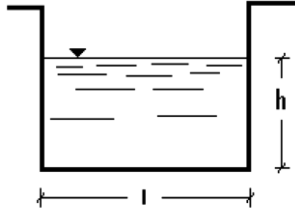
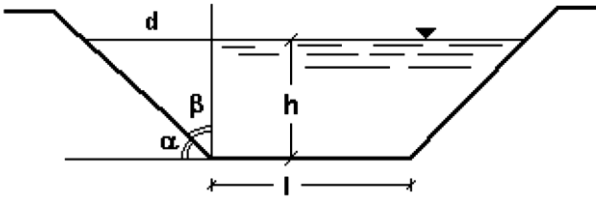
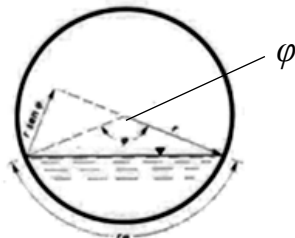
$R$  = raggio idraulico (m)

$A$  = area bagnata ( $\text{m}^2$ )

$i_f$  = pendenza del fondo alveo

si riportano in Tabella 10.1 i valori di  $R$  per le principali sezioni utilizzate in campo idraulico

**Tabella 10.1: raggio idraulico per le principali sezioni geometriche**

	$R = \frac{l h}{l + 2h}$
	$n = 1/tg\alpha$ $R = \frac{(l + nh)h}{l + 2h\sqrt{1 + n^2}}$
	<p><math>\varphi</math> = angolo al centro che sottende il pelo libero  <math>r</math> = raggio della tubazione</p> $R = \frac{1}{2} r \left( 1 - \frac{\text{sen}\varphi}{\varphi} \right)$

I modelli in moto uniforme sono in genere utilizzati qualora le condizioni dell'alveo rispettino le ipotesi descritte in precedenza. Inoltre, è una scelta progettuale dello scrivente gruppo, impiegare questi modelli nelle situazioni in cui vi sono importanti fonti in letteratura quali ad esempio progetti di opere idrauliche già realizzate e/o approvate o studi di bacino approvati dalle competenti strutture R.A.V.A.

## **10.2 FILOSOFIA DEL MODELLO HEC-RAS**

HEC-RAS è un sistema software integrato, progettato per l'uso interattivo in multitasking, in ambiente di rete e multiutente. Il sistema comprende un'interfaccia utente grafica, componenti separati di analisi idraulica, capacità di archiviazione e gestione dei dati, grafica e strutture di segnalazione.

Il sistema HEC-RAS contiene quattro componenti di analisi fluviale unidimensionali per: Moto permanente; Moto vario 1D e 2D; valutazione del trasporto solido con fondo mobile; analisi della qualità dell'acqua. Un elemento chiave è che tutti e quattro i componenti utilizzano una comune rappresentazione dei dati e della geometria e routine comuni di calcolo geometrico e idraulico. Oltre ai quattro componenti di analisi fluviale, il sistema contiene diverse caratteristiche di progettazione idraulica che possono essere invocate dopo aver calcolato i profili di base della superficie dell'acqua.

La versione attuale di HEC-RAS supporta il calcolo della superficie liquida in condizioni di

moto permanente e vario; idrodinamica combinata 1D e 2D; trasporto di sedimenti / calcolo con fondo mobile; analisi della temperatura dell'acqua; analisi della qualità dell'acqua (trasporto di nutrienti) e mappatura spaziale di molti parametri calcolati (profondità, elevazione della superficie dell'acqua, velocità, eccetera...).

### **10.2.1 PANORAMICA DELLE CAPACITÀ DI SIMULAZIONE IDRAULICA**

HEC-RAS è progettato per eseguire calcoli idraulici monodimensionali (1D), bidimensionali (2D) o combinati 1D e 2D per una rete completa di canali naturali o artificiali.

Segue una descrizione delle principali capacità idrauliche di HEC-RAS.

#### ***Profili in moto permanente***

Questo componente del sistema di modellazione è destinato al calcolo dei profili per moto permanente gradualmente variato. Il sistema può gestire la portata del singolo fiume, di un sistema dendritico o di una rete completa di canali. Il componente è in grado di modellare profili superficiali subcritici, supercritici e con regime di flusso misto. La procedura computazionale di base si basa sulla soluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia. Le perdite di carico sono valutate per attrito (equazione di Manning) e contrazione / espansione della vena fluida (coefficiente moltiplicato per la variazione della velocità). L'equazione di conservazione della quantità di moto viene utilizzata in situazioni in cui il profilo della superficie dell'acqua viene rapidamente variato. Queste situazioni includono calcoli del regime di flusso misto (es. salti idraulici), idraulica dei ponti, e valutazione dei profili alle confluenze fluviali (giunzioni del flusso).

Gli effetti di vari ostacoli come ponti, canali sotterranei, traverse e dighe, canali di scarico e altre strutture nella piana alluvionale possono essere considerati nei calcoli. La valutazione dei profili in moto permanente è progettata per l'analisi della piana alluvionale, per verifiche idrauliche e per la valutazione delle modifiche introdotte nel deflusso da eventuali nuove costruzioni.

Inoltre, sono disponibili funzionalità per valutare il cambiamento delle caratteristiche del deflusso dovuto a miglioramenti del collettore e degli argini.

Le caratteristiche speciali della componente in moto permanente includono: analisi di scenari multipli; calcoli a profilo multiplo; analisi dell'apertura di più ponti e / o canali sotterranei e ottimizzazione del flusso in giunzioni di flusso, sfiori laterali e canali di sfioro.

#### ***Simulazione in moto vario***

Questo componente del sistema di modellazione HEC-RAS è in grado di simulazione il moto vario monodimensionale bidimensionale o combinato attraverso una rete completa di canali aperti. Il risolutore di moto vario 1D è stato adattato dal modello UNET del Dr. Robert L. Barkau (Barkau, 1992 e HEC, 1997). Questo componente è stato sviluppato principalmente per il regime di flusso subcritico. Il solutore di equazioni di flusso 2D in moto vario è stato sviluppato presso HEC ed è stato direttamente integrato nel motore HEC-RAS per il moto vario per facilitare la

modellistica idrodinamica in combinazione 1D e 2D.

I calcoli idraulici per sezioni trasversali, ponti, canali sotterranei e altre strutture idrauliche che sono stati sviluppati per il componente in moto permanente sono stati incorporati nel modulo del moto vario. Inoltre, il componente di moto vario ha la capacità di modellare aree di accumulo, le connessioni idrauliche tra le aree di accumulo, le aree di flusso 2D e tra i vari corpi idrici.

### ***Trasporto di sedimenti e fondo mobile***

Questo componente del sistema di modellazione è inteso per la simulazione del trasporto unidimensionale di sedimenti con limiti mobili, derivante da asportazione e deposizione di materiale, per periodi di tempo moderati (in genere anni, anche se è possibile modellare singoli eventi di alluvione).

Il potenziale di trasporto dei sedimenti è calcolato sulla base della frazione granulometrica, permettendo così simulazione di fenomeni di segregazione e corazzamento di fondo. Le caratteristiche principali includono la possibilità di modellare un'intera rete di corpi idrici, erosione di canali, varie alternative di arginatura e occupazione della piana alluvionale e l'uso di diverse equazioni per il calcolo del trasporto di sedimenti.

Il modello è progettato per simulare le tendenze a lungo termine di erosione e deposizione in un corpo idrico che potrebbe derivare dalla modifica delle condizioni di deflusso o da modifiche della geometria del canale. Questo sistema può essere utilizzato per valutare la deposizione in laghi artificiali e non, per progettare le contrazioni del canale necessarie per mantenere le corrette profondità di navigazione, per prevedere l'influenza del dragaggio sul tasso di deposizione, per stimare l'erosione possibile durante i grandi eventi di alluvione e per valutare la sedimentazione in canali artificiali.

### ***Analisi della qualità dell'acqua***

Questo componente del sistema di modellazione ha lo scopo di consentire all'utente di eseguire analisi della qualità delle acque fluviali. La versione corrente di HEC-RAS può eseguire dettagliate analisi della temperatura e del trasporto di un numero limitato di componenti di qualità dell'acqua (alghe, ossigeno disciolto, domanda di ossigeno biologico, ortofosfato disciolto, fosforo organico disciolto, nitrato di ammonio disciolto, azoto nitrito disciolto, azoto nitrico disciolto e azoto organico disciolto).

## **10.3 MODELLO DI VERIFICA DELL'OPERA DI PRESA SUL T. EAUX BLANCHES**

### **10.3.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO**

Per l'opera di presa sul t. Eaux Blanches, l'unica di nuova realizzazione in alveo, è stato generato un modello geometrico unico. L'opera di presa insiste sulla sezione 77. Ritualmente è opportuno procedere a 2 modelli, uno ante operam, l'altro post operam. In questo caso la

posizione della presa è fuori dal tirante relativo alla portata con tempo di ritorno  $Tr_{200}$ . Dunque, le modifiche non interessano il deflusso in nessuna condizione. Una presa fuori dall'alveo normalmente non funziona molto bene. Nel caso di specie, facendo riferimento al rilievo, è possibile individuare una zona di alveo con alta capacità di portata (quella indagata dal modello) e un settore che, seppur attivo, è interessato più da un ruscellamento che da un flusso importante. Viste le forti pendenze e la possibilità di danneggiamento della presa, è in questa zona che si effettuerà la derivazione.

### **Sezioni**

Il modello è composto da 56 sezioni distribuite su una lunghezza di 210 m e rilevate tramite rilievo aero-fotogrammetrico. Vista la fitta partizione del collettore, non sono state aggiunte sezioni integrative interpolate.

### **Scabrezza**

Vista la non uniformità riscontrata in taluni tratti di alveo si è preferito optare per il metodo proposto da Cowan (1956) che stima il coefficiente  $n$  di Manning come somma degli effetti di diversi fattori fra cui irregolarità delle superfici, variazioni di forma del canale, ostruzioni, presenza di vegetazione e meandrazione dell'alveo. L'equazione risulta essere:

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) / m$$

dove  $n_b$  = valore base di  $n$  per canali lineari costituiti da materiali naturali;  $n_1$  = valore aggiunto per correggere le irregolarità della superficie;  $n_2$  = valore per le variazioni della forma e delle dimensioni del canale;  $n_3$  = valore per le ostruzioni;  $n_4$  = valore per la vegetazione e le condizioni di moto;  $m$  = fattore correttivo che tiene conto della presenza dei meandri.

Sulla base delle valutazioni fatte in campo si sono assegnati i seguenti valori di scabrezza riportati in Tabella 10.2.

**Tabella 10.2: scabrezze utilizzate nelle varie sezioni**

River Station	Left OB	Channel	Right OB	River Station	Left OB	Channel	Right OB
210	0.07	0.07	0.07	99	0.06	0.06	0.06
203	0.07	0.07	0.07	95	0.06	0.06	0.06
199	0.07	0.07	0.07	92	0.06	0.06	0.06
195	0.07	0.07	0.07	90	0.06	0.06	0.06
191	0.07	0.07	0.07	88	0.06	0.06	0.06
188	0.06	0.06	0.06	85	0.06	0.06	0.06
185	0.06	0.06	0.06	81	0.06	0.06	0.06
182	0.06	0.06	0.06	77	0.06	0.06	0.06
176	0.06	0.06	0.06	73	0.06	0.06	0.06
170	0.06	0.06	0.06	70	0.06	0.06	0.06
167	0.07	0.07	0.07	66	0.06	0.06	0.06
163	0.07	0.07	0.07	64	0.06	0.06	0.06
158	0.07	0.07	0.07	61	0.06	0.06	0.06
154	0.07	0.07	0.07	56	0.06	0.06	0.06
151	0.07	0.07	0.07	52	0.06	0.06	0.06
147	0.07	0.07	0.07	47	0.07	0.07	0.07
144	0.07	0.07	0.07	41	0.07	0.07	0.07
139	0.07	0.07	0.07	39	0.07	0.07	0.07
135	0.07	0.07	0.07	36	0.07	0.07	0.07
131	0.06	0.06	0.06	33	0.07	0.07	0.07
130	0.06	0.06	0.06	28	0.07	0.07	0.07
125	0.06	0.06	0.06	24	0.07	0.07	0.07
120	0.07	0.07	0.07	20	0.07	0.07	0.07
117	0.07	0.07	0.07	16	0.07	0.07	0.07
114	0.07	0.07	0.07	14	0.06	0.06	0.06
110	0.07	0.07	0.07	11	0.06	0.06	0.06
106	0.07	0.07	0.07	8	0.06	0.06	0.06
103	0.06	0.06	0.06	3	0.06	0.06	0.06

Il collettore è stato suddiviso in due tipologie di sezione; Quelle a flusso concentrato e quelle a flusso ramificato. A queste ultime è stato assegnato un coefficiente di Manning più alto.

### **Coefficienti di espansione**

I coefficienti di espansione permettono di tenere conto delle perdite di carico dovute alla contrazione o espansione della vena fluida. I coefficienti della sezione iesima sono moltiplicati per la differenza del carico cinetico fra la sezione iesima e quella subito a valle, ottenendo la perdita di carico. Di seguito i coefficienti standard di contrazione ed espansione.

**Tabella 10.3: Coefficienti di contrazione ed espansione per corrente subcritica**

Tipo di transizione	Contrazione	Espansione
assente	0.00	0.00
graduale	0.10	0.30
Sezione di ponte tipica	0.30	0.50
Violenta	0.60	0.80

Per le correnti supercritiche, i carichi cinetici sono maggiori, l'utilizzo dei coefficienti sopra riportati potrebbe condurre ad una sovrastima delle perdite di carico e all'instabilità del modello.

Pertanto, vengono consigliati i seguenti parametri.

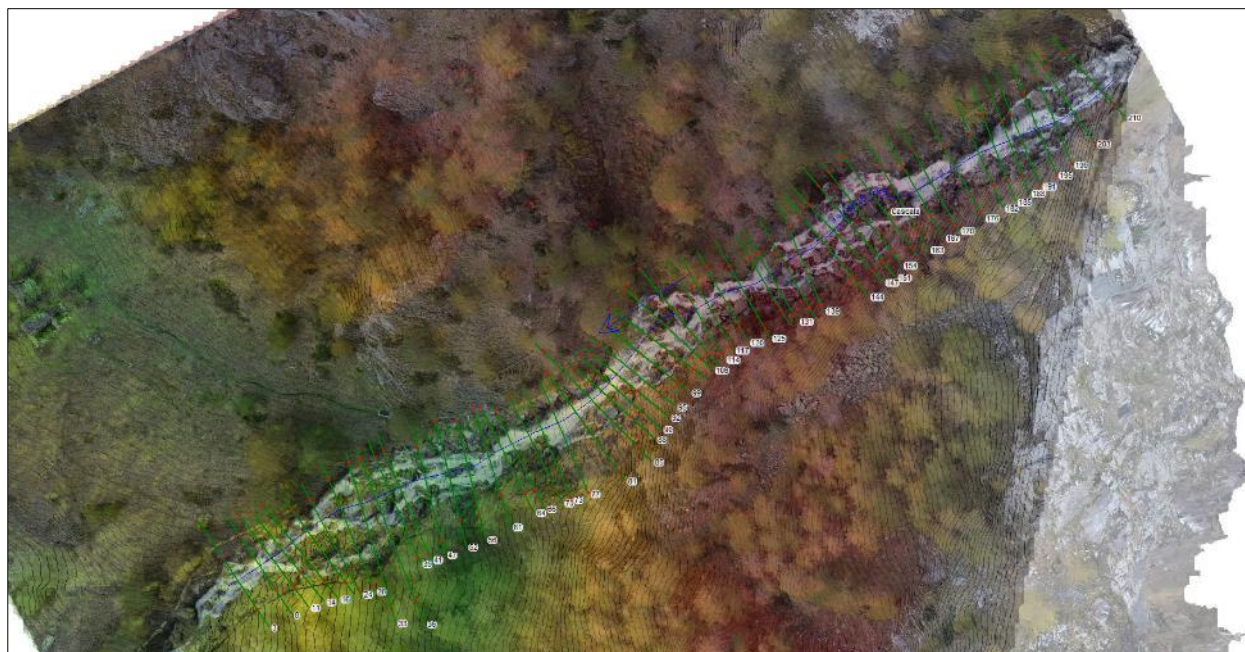
**Tabella 10.4: Coefficienti di contrazione ed espansione per corrente supercritica**

Tipo di transizione	Contrazione	Espansione
assente	0.00	0.00
graduale	0.01	0.03
Sezione di ponte tipica	0.03	0.12
Violenta	0.05	0.20

Pertanto, ipotizzando variazioni di sezioni “*violente*”, sono stati adottati i valori di 0.05 e 0.20 come coefficienti di contrazione ed espansione rispettivamente per il modello numerico dell’Eaux Blanches qui descritto.

### **Modello concettuale**

La Figura 10.1 seguente rappresenta il modello concettuale così come descritto nei paragrafi precedenti: si possono notare il rilievo aero-fotogrammetrico di base, la ricostruzione delle isoipse e le sezioni trasversali generate per le simulazioni in ambiente HEC-RAS.



**Figura 10.1: modello della presa sul t. Eaux Blanches**



## 10.4 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IDRAULICHE SUL T. EAUX BLANCHES

### 10.4.1 SIMULAZIONE PER T=20

Nelle Figura 10.2 e Figura 10.3 seguenti si presentano il profilo idraulico del modello numerico e la sezione di interesse dell'attraversamento per la portata con tempo di ritorno di 20 anni. Inoltre, la Tabella 10.5 riassume i principali risultati della simulazione condotta.

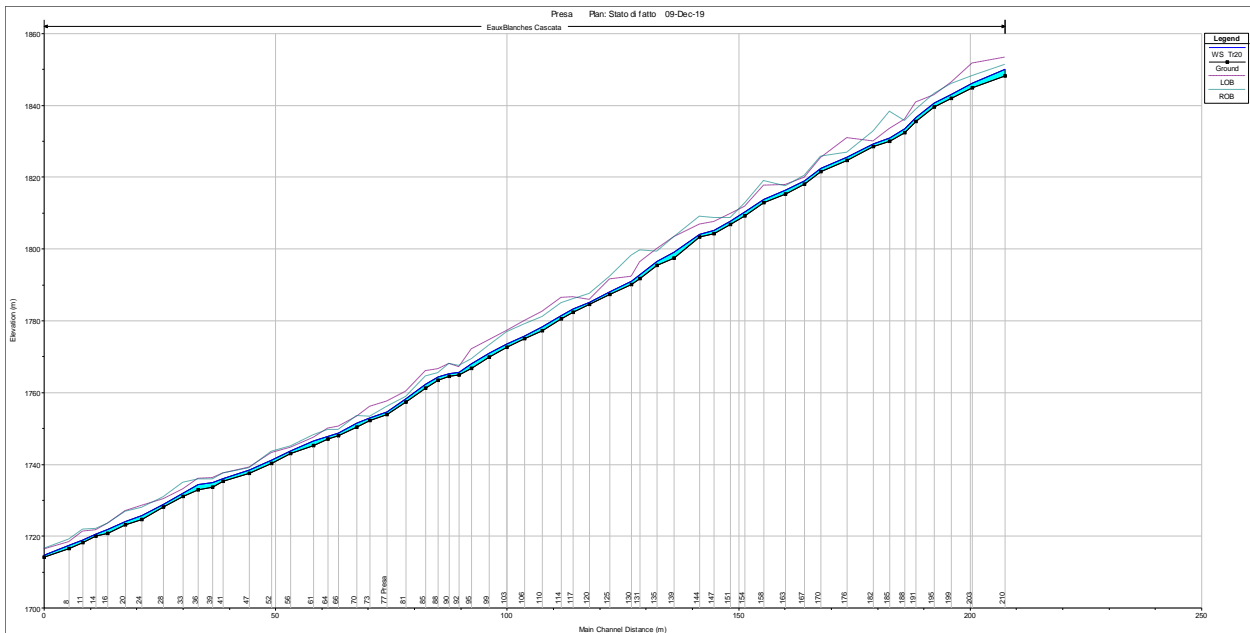


Figura 10.2: profilo per T=20 – presa Eaux Blances

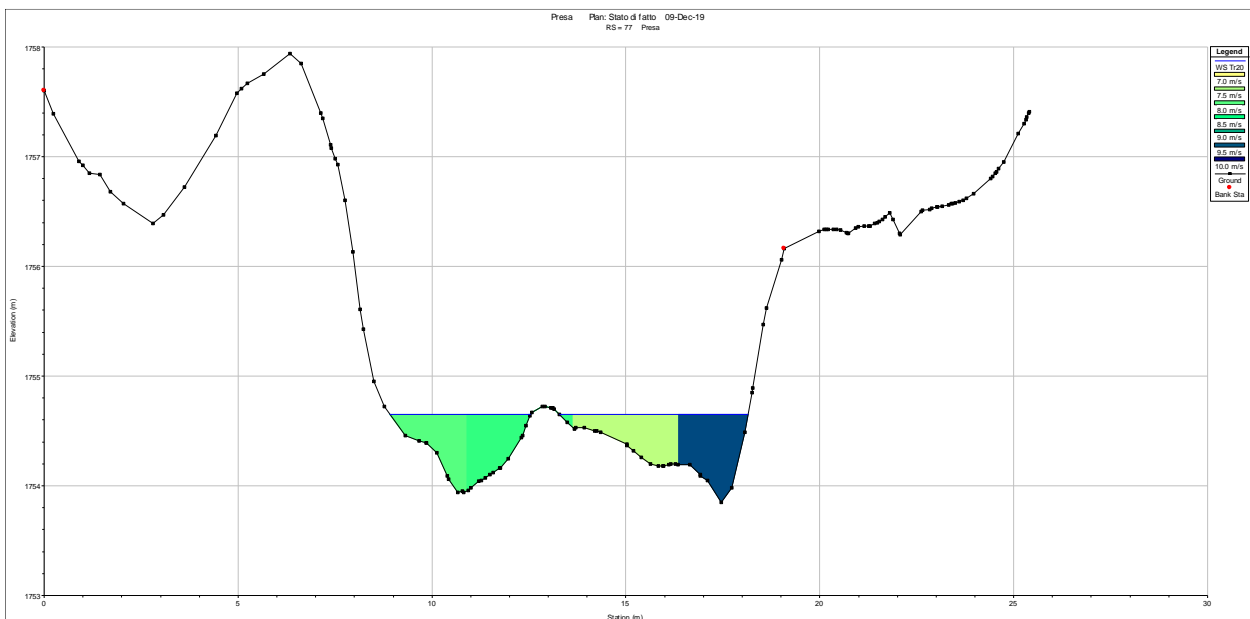


Figura 10.3: sezione della presa per T=20 – presa Eaux Blances

**Tabella 10.5: riepilogo dei principali risultati della simulazione T=20 – presa Eaux Blanches**

River Station	Q Channel m <sup>3</sup> /s	Hydr Depth m	Vel Chnl m/s	Hydr Radius m	Flow Area m <sup>2</sup>	Froude # XS	Shear Chan N/m <sup>2</sup>	L. Freeboard m	R. Freeboard m
210	27.1	0.82	5.69	0.62	4.76	2.01	1823.37	3.19	1.29
203	27.1	0.44	6.62	0.36	4.1	3.19	2965.91	5.59	2.05
199	27.1	0.44	6.13	0.4	4.42	2.94	2454.52	3.25	2.9
195	27.1	0.54	6.56	0.46	4.13	2.86	2672.1	2.19	2.59
191	27.1	0.46	7.73	0.38	3.5	3.65	3964.75	4.18	2.2
188	27.1	0.54	8.81	0.47	3.08	3.83	3518.33	2.66	2.18
185	27.1	0.63	9.13	0.55	2.97	3.66	3584.02	2.51	7.33
182	27.1	0.57	8.28	0.53	3.27	3.5	2996.6	0.62	3.45
176	27.1	0.33	7.58	0.31	3.57	4.21	3000.17	5.37	1.33
170	27.1	0.34	5.7	0.31	4.76	3.14	1689.41	2.93	3.21
167	27.1	0.55	7.52	0.5	3.6	3.25	3437.28	0.77	1.39
163	27.1	0.47	6.96	0.42	3.89	3.24	3104.95	1.56	1.21
158	27.1	0.43	5.85	0.39	4.63	2.83	2245.27	3.89	5.14
154	27.1	0.41	6.83	0.38	3.97	3.42	3094.74	1.54	2.35
151	27.1	0.45	6.93	0.39	3.91	3.31	3149.9	2.15	0.95
147	27.1	0.62	7.16	0.57	3.79	2.91	2973.44	2.32	3.37
144	27.1	0.5	6.21	0.46	4.36	2.8	2394.07	2.81	5.03
139	27.1	0.42	7.28	0.32	3.72	3.61	3718.92	4.21	4.07
135	27.1	0.83	7.1	0.62	3.82	2.49	2848.65	3.44	2.68
131	27.1	0.59	8.85	0.46	3.06	3.68	3594.81	3.44	6.86
130	27.1	0.48	9.26	0.42	2.93	4.27	4036.52	1.35	7.25
125	27.1	0.47	7.85	0.42	3.45	3.66	2906.9	3.55	4.3
120	27.1	0.39	6.88	0.37	3.94	3.52	3169.13	0.61	2.3
117	27.1	0.41	5.59	0.37	4.85	2.79	2099.59	3.17	2.65
114	27.1	0.42	5.87	0.36	4.62	2.9	2334.27	4.82	3.4
110	27.1	0.78	7.26	0.65	3.73	2.62	2917.49	4.17	2.74
106	27.1	0.41	7.42	0.38	3.65	3.72	3649.9	4.17	3.28
103	27.1	0.51	6.94	0.48	3.91	3.11	2166.64	3.69	3.37
99	27.1	0.49	7.63	0.45	3.55	3.48	2679.41	3.6	2.23
95	27.1	0.49	8.22	0.45	3.3	3.74	3120.12	4.17	1.37
92	27.1	0.61	8.83	0.55	3.07	3.62	3355.12	1.41	1.8
90	27.1	0.48	7.47	0.45	3.63	3.46	2566.13	2.78	2.75
88	27.1	0.52	6.92	0.47	3.92	3.06	2174.59	2.21	1.02
85	27.1	0.48	7.65	0.41	3.54	3.53	2783.33	3.75	2.27
81	27.1	0.48	8.73	0.44	3.1	4.01	3527.33	2.18	0.7
77	27.1	0.38	8.37	0.34	3.24	4.33	3524.2	2.95	1.51
73	27.1	0.44	6.69	0.41	4.05	3.23	2127.27	3.01	0.35
70	27.1	0.57	6.83	0.49	3.97	2.89	2093.32	1.85	1.95
66	27.1	0.43	7.66	0.41	3.54	3.72	2780.3	1.79	0.79
64	27.1	0.35	6.7	0.33	4.05	3.61	2293.37	2.13	1.91
61	27.1	0.48	6.13	0.44	4.42	2.82	1741.7	1.08	1.69
56	27.1	0.4	6.59	0.38	4.11	3.31	2112.24	0.8	1.14
52	27.1	0.5	7.23	0.47	3.75	3.26	2364.54	2	2.39
47	27.1	0.39	6.67	0.37	4.06	3.43	2981	0.9	0.55
41	27.1	0.34	4.49	0.33	6.04	2.46	1405.36	1.4	1.54

River Station	Q Channel m <sup>3</sup> /s	Hydr Depth m	Vel Chnl m/s	Hydr Radius m	Flow Area m <sup>2</sup>	Froude # XS	Shear Chan N/m <sup>2</sup>	L. Freeboard m	R. Freeboard m
39	27.1	0.46	4.93	0.43	5.5	2.32	1548.25	1.22	1.01
36	27.1	0.46	3.98	0.4	6.82	1.87	1027.28	1.71	1.62
33	27.1	0.44	5.93	0.39	4.57	2.85	2322	1	3.01
28	27.1	0.47	6.59	0.43	4.11	3.05	2766.38	1.43	1.92
24	27.1	0.68	7.34	0.62	3.69	2.84	3043.23	2.76	2.27
20	27.1	0.64	6.99	0.56	3.88	2.79	2851.23	2.88	2.69
16	27.1	0.59	7.15	0.53	3.79	2.98	3040.52	1.65	1.74
14	27.1	0.37	6.6	0.36	4.11	3.46	2167.96	1.14	1.53
11	27.1	0.47	6.68	0.45	4.06	3.1	2054.08	2.32	2.86
8	27.1	0.57	6.98	0.52	3.88	2.97	2138.66	0.89	1.64
3	27.1	0.44	7.14	0.42	3.8	3.42	2395.07	1.52	1.7

*Q channel: portata in alveo*

*Hydr Depth: tirante idraulico*

*Vel Chnl: velocità media in alveo*

*Hydr Radius: raggio idraulico*

*Flow Area: area bagnata totale*

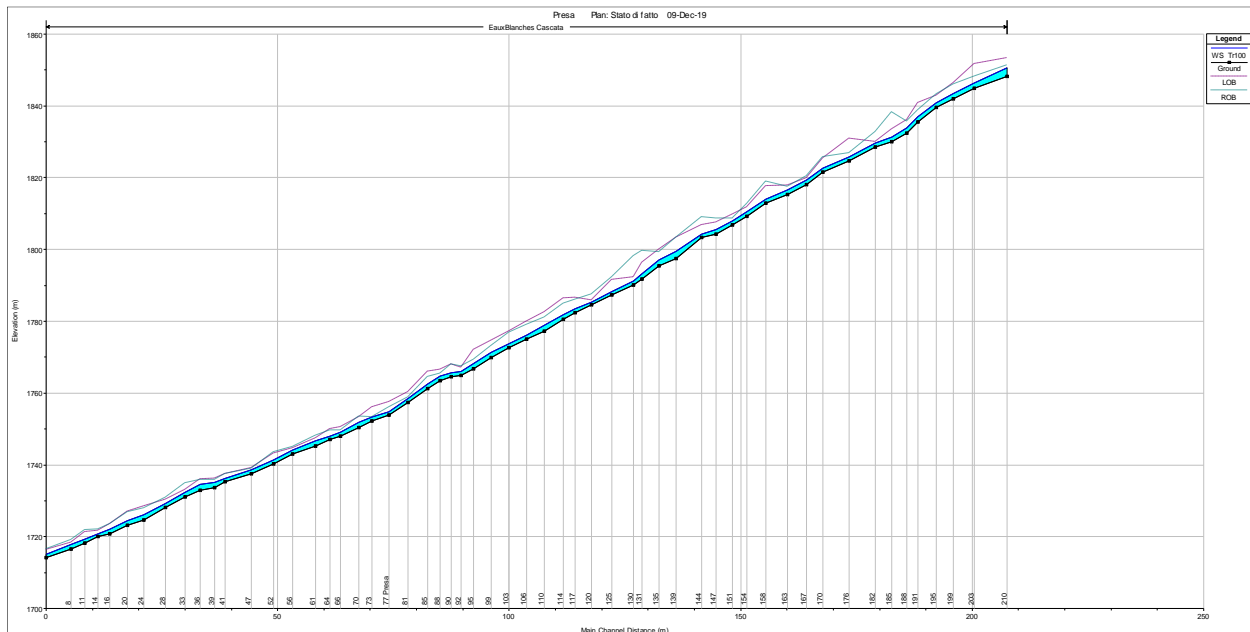
*Froude #XS: numero di Froude relativo all'intera sezione*

*Shear Chan: sforzo di taglio nel canale principale*

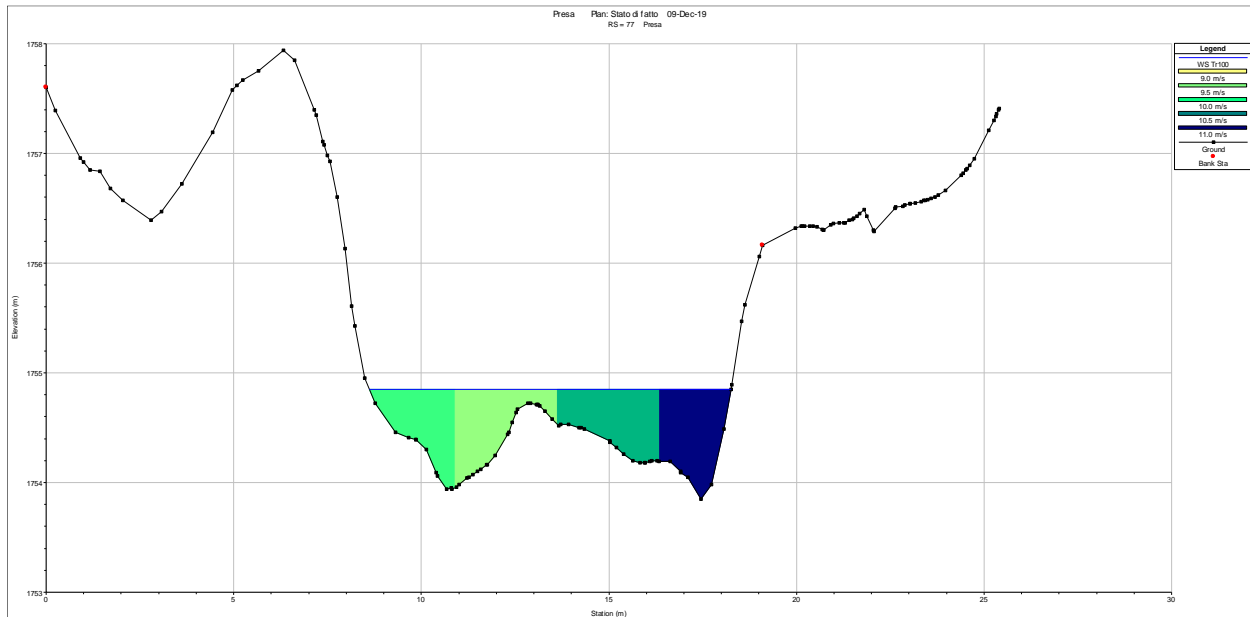
*L. and R. Freeboard: franco in sinistra e destra orografica rispettivamente*

### 10.4.2 SIMULAZIONE PER T=100

Nelle Figura 10.4 e Figura 10.5 seguenti si presentano il profilo idraulico del modello numerico e la sezione di interesse dell'attraversamento per la portata con tempo di ritorno di 100 anni. Inoltre, la Tabella 10.6 riassume i principali risultati della simulazione condotta.



**Figura 10.4: profilo per T=100 – presa Eaux Blanches**



**Figura 10.5: sezione della presa per T=100 – presa Eaux Blanches**

**Tabella 10.6: riepilogo dei principali risultati della simulazione T=100 – presa Eaux Blanches**

River Station	Q Channel m <sup>3</sup> /s	Hydr Depth m	Vel Chnl m/s	Hydr Radius m	Flow Area m <sup>2</sup>	Froude # XS	Shear Chan N/m <sup>2</sup>	L. Freeboard m	R. Freeboard m
210	51.5	1.07	6.86	0.82	7.5	2.12	2417.89	2.76	0.86
203	51.5	0.52	7.79	0.43	6.61	3.45	3850.68	5.36	1.82
199	51.5	0.58	7.28	0.52	7.08	3.05	3156.04	3.01	2.66
195	51.5	0.69	7.64	0.6	6.74	2.94	3333.32	1.9	2.3
191	51.5	0.63	8.92	0.52	5.77	3.59	4757.17	3.91	1.93
188	51.5	0.82	10.14	0.69	5.08	3.57	4106.74	2.33	1.85
185	51.5	0.78	10.6	0.67	4.86	3.82	4535.25	2.18	7
182	51.5	0.7	9.75	0.64	5.28	3.71	3887.83	0.31	3.14
176	51.5	0.5	9.39	0.46	5.48	4.25	4036.65	5.19	1.15
170	51.5	0.47	7.67	0.43	6.71	3.59	2753.02	2.8	3.07
167	51.5	0.74	8.77	0.64	5.87	3.25	4285.15	0.46	1.08
163	51.5	0.61	8.37	0.54	6.16	3.42	4135.87	1.31	0.96
158	51.5	0.55	7.14	0.49	7.21	3.07	3100.61	3.67	4.92
154	51.5	0.52	7.83	0.48	6.58	3.48	3762.64	1.3	2.11
151	51.5	0.6	8.09	0.53	6.37	3.33	3884.71	1.9	0.7
147	51.5	0.77	8.3	0.71	6.21	3.01	3712.19	1.98	3.03
144	51.5	0.61	7.47	0.56	6.9	3.05	3250.91	2.55	4.77
139	51.5	0.56	8.35	0.44	6.17	3.56	4402.33	3.97	3.82
135	51.5	0.92	7.88	0.69	6.54	2.63	3376.88	2.93	2.17
131	51.5	0.74	9.69	0.59	5.32	3.59	3956.22	3.06	6.48
130	51.5	0.7	10.39	0.61	4.96	3.97	4493.53	1.04	6.94
125	51.5	0.64	9.7	0.55	5.31	3.88	4049.49	3.31	4.06
120	51.5	0.52	8.65	0.49	5.95	3.85	4562.04	0.42	2.11
117	51.5	0.53	7.17	0.47	7.19	3.14	3166.74	2.99	2.47
114	51.5	0.59	7.21	0.5	7.14	2.99	3152.67	4.6	3.18
110	51.5	0.92	8.16	0.78	6.31	2.71	3476.5	3.73	2.3
106	51.5	0.59	8.72	0.55	5.91	3.62	4451.49	3.93	3.04

River Station	Q Channel m <sup>3</sup> /s	Hydr Depth m	Vel Chnl m/s	Hydr Radius m	Flow Area m <sup>2</sup>	Froude # XS	Shear Chan N/m <sup>2</sup>	L. Freeboard m	R. Freeboard m
103	51.5	0.64	8.38	0.6	6.14	3.35	2934.96	3.44	3.12
99	51.5	0.7	8.98	0.64	5.74	3.42	3307.73	3.32	1.94
95	51.5	0.62	9.65	0.56	5.33	3.91	3981.14	3.89	1.09
92	51.5	0.78	10.12	0.69	5.09	3.66	4083.16	1.05	1.44
90	51.5	0.69	9.18	0.64	5.61	3.53	3448.31	2.53	2.5
88	51.5	0.75	8.74	0.65	5.89	3.23	3106.98	1.95	0.76
85	51.5	0.62	9.27	0.52	5.55	3.76	3777.64	3.51	2.03
81	51.5	0.64	10.13	0.58	5.08	4.06	4346.86	1.9	0.42
77	51.5	0.53	10.14	0.47	5.08	4.46	4659.73	2.75	1.31
73	51.5	0.54	8.44	0.5	6.1	3.66	3161.99	2.81	0.15
70	51.5	0.48	7.74	0.43	6.65	3.56	2806.52	1.6	1.7
66	51.5	0.69	8.4	0.64	6.13	3.24	2888.1	1.49	0.49
64	51.5	0.5	8.22	0.46	6.27	3.72	3088.61	1.95	1.73
61	51.5	0.56	7.46	0.52	6.9	3.17	2445.17	0.85	1.46
56	51.5	0.54	7.64	0.5	6.74	3.32	2589.89	0.57	0.91
52	51.5	0.53	8.04	0.5	6.4	3.53	2879.38	1.71	2.1
47	51.5	0.45	7.3	0.43	7.06	3.47	3385.06	0.68	0.33
41	51.5	0.49	5.63	0.46	9.15	2.58	1968.12	1.23	1.37
39	51.5	0.61	5.89	0.57	8.75	2.41	2014.34	0.97	0.76
36	51.5	0.5	4.87	0.45	10.57	2.19	1491.42	1.5	1.42
33	51.5	0.57	6.32	0.49	8.15	2.68	2430.43	0.72	2.73
28	51.5	0.62	7.4	0.55	6.96	3	3214.05	1.14	1.63
24	51.5	0.96	8.32	0.85	6.19	2.71	3513.24	2.34	1.85
20	51.5	0.94	8.41	0.79	6.12	2.77	3683.8	2.52	2.33
16	51.5	0.64	8.46	0.57	6.09	3.39	4143.17	1.35	1.44
14	51.5	0.53	7.99	0.51	6.45	3.5	2827.47	0.94	1.34
11	51.5	0.62	8.04	0.59	6.41	3.26	2726.75	2.06	2.6
8	51.5	0.83	8.29	0.75	6.21	2.91	2678.12	0.57	1.32
3	51.5	0.64	8.79	0.6	5.86	3.49	3226.77	1.28	1.46

*Q channel: portata in alveo*

*Hydr Depth: tirante idraulico*

*Vel Chnl: velocità media in alveo*

*Hydr Radius: raggio idraulico*

*Flow Area: area bagnata totale*

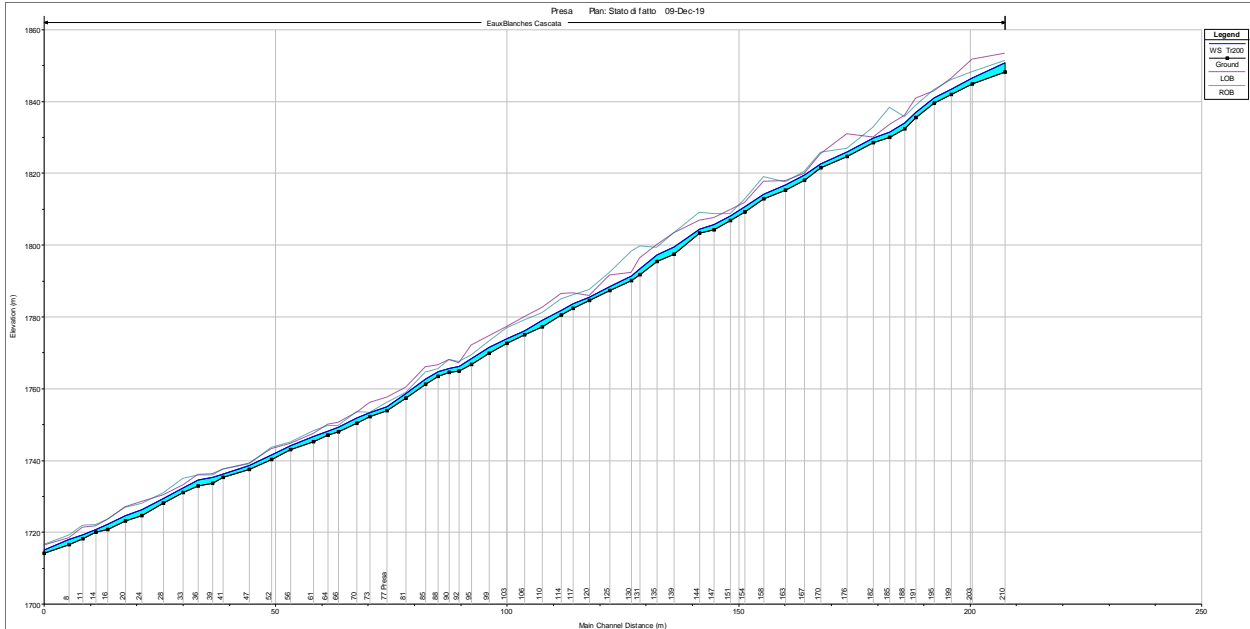
*Froude #XS: numero di Froude relativo all'intera sezione*

*Shear Chan: sforzo di taglio nel canale principale*

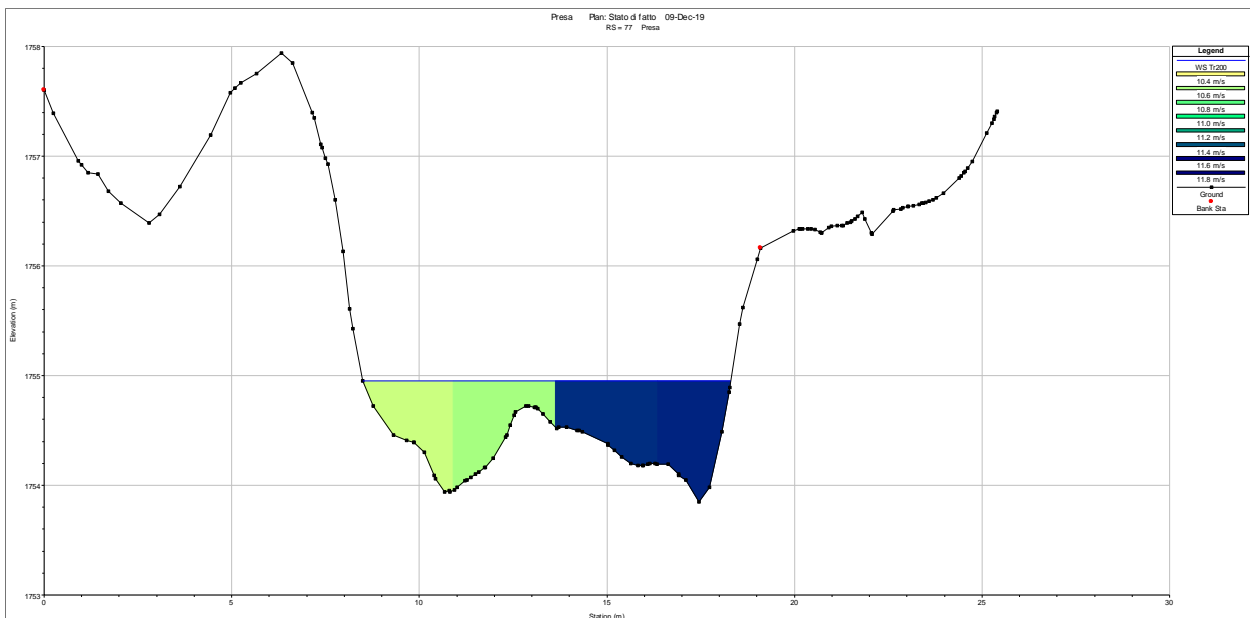
*L. and R. Freeboard: franco in sinistra e destra orografica rispettivamente*

### 10.4.3 SIMULAZIONE PER T=200

Nelle e seguenti si presentano il profilo idraulico del modello numerico e la sezione di interesse dell'attraversamento per la portata con tempo di ritorno di 200 anni. Inoltre, la riassume i principali risultati della simulazione condotta.



**Figura 10.6: profilo per T=200 – presa Eaux Blanches**



**Figura 10.7: sezione della presa per T=200 – presa Eaux Blanches**

**Tabella 10.7: riepilogo dei principali risultati della simulazione T=200 – presa Eaux Blanches**

River Station	Q Channel m <sup>3</sup> /s	Hydr Depth m	Vel Chnl m/s	Hydr Radius m	Flow Area m <sup>2</sup>	Froude # XS	Shear Chan N/m <sup>2</sup>	L. Freeboard m	R. Freeboard m
210	67.1	0.89	6.41	0.74	10.47	2.17	2183.14	2.46	0.56
203	67.1	0.65	7.96	0.54	8.43	3.16	3744.1	5.22	1.68
199	67.1	0.64	7.94	0.57	8.45	3.18	3644.63	2.9	2.55
195	67.1	0.7	8.07	0.61	8.32	3.08	3687.37	1.75	2.15
191	67.1	0.73	9.3	0.6	7.21	3.48	4926.33	3.76	1.78
188	67.1	0.99	10.61	0.81	6.32	3.41	4266.36	2.13	1.65
185	67.1	0.93	11.24	0.78	5.97	3.73	4849.81	2	6.82
182	67.1	0.75	10.51	0.69	6.38	3.87	4416.98	0.17	3
176	67.1	0.59	10.19	0.54	6.59	4.23	4498.46	5.09	1.05
170	67.1	0.54	8.63	0.49	7.77	3.77	3334.36	2.72	3
167	67.1	0.85	9.47	0.71	7.09	3.28	4821.02	0.31	0.93
163	67.1	0.68	9.08	0.6	7.39	3.51	4701.69	1.19	0.84
158	67.1	0.62	7.84	0.55	8.56	3.18	3600.69	3.57	4.82
154	67.1	0.58	8.39	0.53	8	3.53	4173.48	1.2	2.01
151	67.1	0.71	8.7	0.62	7.71	3.3	4264.06	1.77	0.57
147	67.1	0.87	8.93	0.79	7.51	3.06	4144.62	1.83	2.88
144	67.1	0.71	8.22	0.64	8.16	3.12	3761.63	2.44	4.66
139	67.1	0.62	9	0.49	7.45	3.65	4941.55	3.86	3.71
135	67.1	0.96	8.3	0.72	8.08	2.71	3703.61	2.74	1.98
131	67.1	0.76	10	0.61	6.71	3.66	4157.36	2.89	6.31
130	67.1	0.82	10.75	0.72	6.24	3.78	4561.79	0.87	6.77
125	67.1	0.65	10.3	0.57	6.52	4.07	4515.7	3.18	3.93
120	67.1	0.61	9.32	0.58	7.2	3.81	5015.01	0.32	2.01
117	67.1	0.61	8.01	0.54	8.38	3.28	3787.69	2.9	2.38
114	67.1	0.66	7.89	0.55	8.5	3.11	3652.52	4.49	3.07
110	67.1	0.9	8.48	0.77	7.91	2.86	3773.75	3.52	2.09
106	67.1	0.71	9.12	0.66	7.36	3.46	4591.15	3.79	2.9
103	67.1	0.71	9.02	0.67	7.44	3.42	3282.99	3.31	2.99
99	67.1	0.82	9.6	0.74	6.99	3.39	3603.42	3.17	1.79
95	67.1	0.66	10.28	0.6	6.53	4.03	4420.78	3.76	0.96
92	67.1	0.89	10.69	0.79	6.27	3.62	4371.66	0.87	1.26
90	67.1	0.81	9.93	0.74	6.76	3.52	3841.91	2.39	2.36
88	67.1	0.86	9.56	0.75	7.02	3.28	3550.18	1.81	0.62
85	67.1	0.7	10.06	0.58	6.67	3.84	4284.02	3.38	1.9
81	67.1	0.74	10.89	0.67	6.16	4.03	4781.92	1.77	0.29
77	67.1	0.62	11.06	0.55	6.07	4.49	5262.29	2.65	1.21
73	67.1	0.61	9.44	0.56	7.11	3.87	3809.27	2.73	0.07
70	67.1	0.53	8.6	0.47	7.81	3.79	3361.72	1.51	1.61
66	67.1	0.78	9.05	0.72	7.42	3.26	3218.14	1.35	0.35
64	67.1	0.55	8.93	0.51	7.51	3.84	3524.71	1.85	1.63
61	67.1	0.63	8.14	0.58	8.24	3.27	2807.43	0.75	1.36
56	67.1	0.58	8.2	0.54	8.18	3.43	2911.84	0.46	0.8
52	67.1	0.56	8.49	0.53	7.9	3.61	3145.41	1.6	1.99
47	67.1	0.51	7.81	0.49	8.59	3.48	3716.88	0.58	0.23
41	67.1	0.56	6.29	0.53	10.67	2.68	2342.18	1.15	1.29

River Station	Q Channel m <sup>3</sup> /s	Hydr Depth m	Vel Chnl m/s	Hydr Radius m	Flow Area m <sup>2</sup>	Froude # XS	Shear Chan N/m <sup>2</sup>	L. Freeboard m	R. Freeboard m
39	67.1	0.67	6.42	0.62	10.44	2.5	2320.12	0.86	0.65
36	67.1	0.53	5.37	0.48	12.49	2.35	1775.87	1.41	1.33
33	67.1	0.63	6.57	0.54	10.21	2.65	2547.67	0.58	2.59
28	67.1	0.7	7.75	0.61	8.66	2.96	3399.36	0.99	1.49
24	67.1	1.12	8.71	0.97	7.7	2.63	3687.36	2.11	1.62
20	67.1	1.11	8.95	0.91	7.5	2.71	3974.62	2.31	2.12
16	67.1	0.73	9.18	0.66	7.31	3.42	4663.39	1.23	1.32
14	67.1	0.61	8.81	0.58	7.62	3.59	3280.53	0.84	1.24
11	67.1	0.73	8.83	0.68	7.6	3.31	3136.96	1.95	2.49
8	67.1	0.94	9.01	0.83	7.45	2.97	3044.89	0.41	1.16
3	67.1	0.76	9.52	0.7	7.05	3.5	3605.18	1.15	1.33

*Q channel: portata in alveo*

*Hydr Depth: tirante idraulico*

*Vel Chnl: velocità media in alveo*

*Hydr Radius: raggio idraulico*

*Flow Area: area bagnata totale*

*Froude #XS: numero di Froude relativo all'intera sezione*

*Shear Chan: sforzo di taglio nel canale principale*

*L. and R. Freeboard: franco in sinistra e destra orografica rispettivamente*

## **10.5 ATTRAVERSAMENTO DEL TORRENTE BUTHIER**

Il torrente Buthier di Ollomont viene attraversato in loc. Glassier sfruttando il ponte stradale esistente; la condotta verrà staffata al lato di valle dell'impalcato. Questa soluzione permette di non modificare in alcun modo la sezione dell'alveo. Pertanto, la capacità di deflusso dalla sezione non subisce alterazioni a causa dell'esistenza della condotta. **Per questo motivo è stato generato un solo modello idraulico che simula sia lo scenario ante che post operam.** Con questo tipo di installazione la condotta sarà inoltre protetta dall'urto di materiale solido trasportato dalla corrente in caso di eventi di piena.

La sezione fluviale su cui insiste il ponte esistente è stata già oggetto di verifica idraulica nell'ambito dello studio di bacino commissionato dalla R.A.V.A. e redatto da GEOengineering et al. (2008) a cui si rimanda per una completa e dettagliata analisi. In quest'ultimo elaborato la sezione è identificata col numero 29 – Abitato di Glassier.

In questo elaborato si riportano, per completezza di informazione e per facilità di fruizione, sia i risultati ottenuti dal succitato studio di bacino che quelli ottenuti, sempre in moto uniforme, con le portate stimate nella presente relazione.

Per la definizione della geometria dell'alveo si fa in questo caso riferimento alla sezione 29 – Abitato di Glassier contenuta nello studio di GEOengineering et al. (2008).



Dai file allegati allo studio si deducono i valori di portata in alveo in funzione del tirante, la Tabella 10.8 riassume i parametri geometrici della sezione, mentre in Tabella 10.9 sono riportati i parametri di input per il calcolo in moto uniforme.

**Tabella 10.8: valori di portata in funzione del tirante - sez.29 Glassier (GEOengineering et al. 2008)**

<b>Tirante (m)</b>	<b>Area bagnata (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Perimetro bagnato (m)</b>	<b>Raggio Idraulico (m)</b>	<b>Portata (m<sup>3</sup>/s)</b>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	1.10	3.75	0.29	2.23
1.00	3.48	7.57	0.46	9.54
1.50	6.78	7.79	0.87	28.44
2.00	9.60	8.81	1.09	46.78
2.32	11.65	9.53	1.22	61.29

**Tabella 10.9: parametri di input**

<b>parametro</b>	<b>valore</b>
pendenza fondo alveo $i_f$	0.041
Scabrezza di Manning $k_s$	22.7 m <sup>1/3</sup> /s
luce massima disponibile $h_{max}$	2.32 m

**Tabella 10.10: verifiche idrauliche attraversamento del T.Buthier**

<b>T= 20 anni</b>	<b>Q<sub>p</sub> m<sup>3</sup>/s</b>	<b>h (m)</b>	<b>franco (m)</b>
studio GEOengineering et al. (2008)	31.7	1.60	0.72
questo elaborato	36.2	1.71	0.61

<b>T= 100 anni</b>	<b>Q<sub>p</sub> m<sup>3</sup>/s</b>	<b>h (m)</b>	<b>franco (m)</b>
studio GEOengineering et al. (2008)	59.4	2.28	0.04
questo elaborato	68.0	-	-

<b>T= 200 anni</b>	<b>Q<sub>p</sub> m<sup>3</sup>/s</b>	<b>h (m)</b>	<b>franco (m)</b>
studio GEOengineering et al. (2008)	76.0	-	-
questo elaborato	87.2	-	-

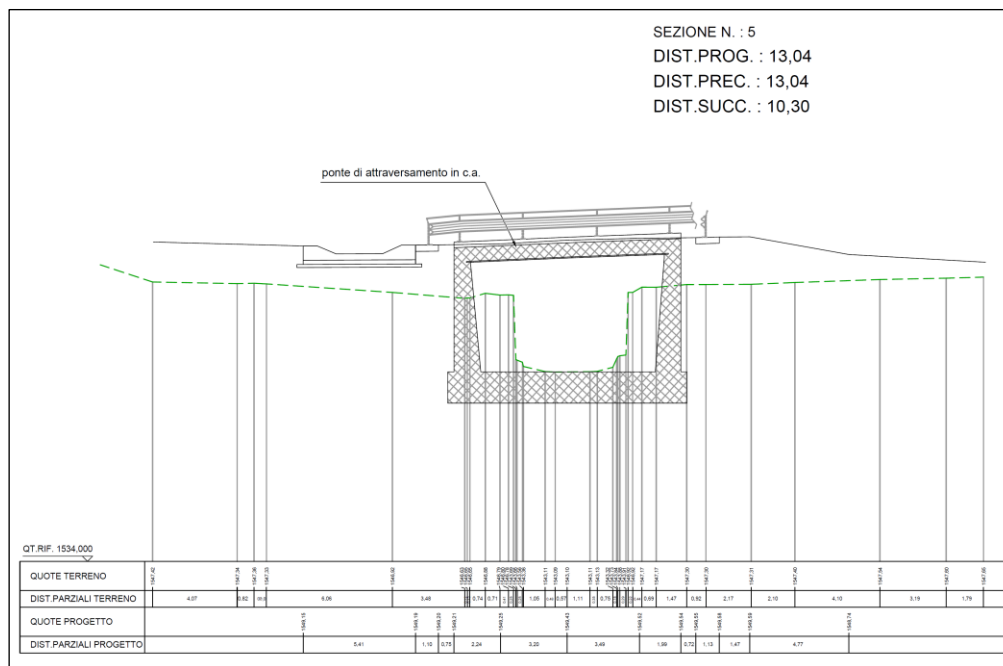
Da quanto riportato nello studio di GEOengineering et al. (2008) si stima una portata massima che può defluire senza fuoriuscire dal collettore di circa 61.3 m<sup>3</sup>/s

## 10.6 ATTRAVERSAMENTO DEL T. BERROVARD

Il torrente Berrovard viene attraversato sfruttando il ponte stradale di recente realizzazione fra le frazioni Barliard e Glassier. Come per il caso precedente, la condotta verrà staffata al lato di valle dell'impalcato. Questa soluzione permette di non modificare in alcun modo la sezione dell'alveo. Pertanto, la capacità di deflusso dalla sezione non subisce alterazioni a causa dell'esistenza della condotta. **Per questo motivo è stato generato un solo modello idraulico che simula sia lo scenario ante che post operam.** Inoltre, con questa configurazione, la condotta sarà protetta dall'urto di materiale solido trasportato dalla corrente in caso di eventi di piena.

La sezione su cui sorge il ponte stradale è stata già oggetto di verifica idraulica durante la redazione del progetto definitivo, datato novembre 2005, a firma dell'ing. Giuseppe Bethaz. Le verifiche idrauliche sono contenute nella *Relazione Idraulica* facente parte del menzionato progetto a cui si rimanda per una completa e dettagliata analisi.

La sezione di riferimento è la numero 5 della tavola n.11 – *Sezioni e profilo alveo* di cui si riporta un estratto in Figura 10.8 seguente:



**Figura 10.8: estratto della sezione di verifica del ponte sul T. Berrovard**

In questo elaborato si riportano, per completezza di informazione e per facilità di fruizione, sia i risultati riportati nella menzionata *Relazione Idraulica* facente parte della progettazione del ponte stradale a firma dell'ing. Bethaz (2005), sia i risultati ottenuti in questo studio, sempre in moto uniforme, utilizzando le portate stimate nella presente relazione e descritte al capitolo 9.

Si riporta prima di tutto, in Tabella 10.11, il riepilogo dei dati di input utilizzati per le simulazioni idrauliche. Nello progetto del ponte dell'ing. Bethaz (2005) è stata utilizzata, a favore

di sicurezza, una semplice sezione rettangolare in luogo di quella trapezia che meglio avrebbe rappresentato la geometria di progetto. Tale soluzione è accettabile in quanto le sponde laterali hanno un'inclinazione  $\alpha$  molto vicina ai  $90^\circ$  e pertanto l'errore commesso risulta essere trascurabile.

Il coefficiente di scabrezza  $\chi$  è stato calcolato da Bethaz (2005) con la formulazione di Kutter assumendo un valore di  $m$  pari a 3.00m:

$$\chi = \frac{100}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} = 33 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \quad \text{con } m_{Kutter} = 3.00 \text{ m}$$

A titolo comparativo si propone la valutazione alternativa del coefficiente di scabrezza  $\chi$  con la formulazione di Manning:

$$\chi = n R^{1/6} = 32.6 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \quad \text{con } n_{Manning} = 0.035 \text{ s/m}^{1/3} \text{ per canali con fondo regolarizzato e sponde in scogliera (Chow, 1959)}$$

Essendo i risultati ottenuti dalle due formulazioni praticamente coincidenti si è optato, per uniformità, di utilizzare il valore del coefficiente di scabrezza proposto da Bethaz (2005).

**Tabella 10.11: valori di input**

parametro	valore
pendenza fondo alveo $i_f$	0.077
Coefficiente di scabrezza $m_{Kutter}$	3 m
Coefficiente di scabrezza $n_{Manning}$	0.035 s/m <sup>1/3</sup>
larghezza alveo $l$	8.50 m
luce massima disponibile $h_{max}$	4.50 m

**Tabella 10.12: verifiche idrauliche attraversamento del T. Berrovard**

T= 20 anni	Q <sub>p</sub> m <sup>3</sup> /s	h (m)	franco (m)
progetto ing. Bethaz (2005)	123.4	1.50	3.00
questo elaborato	24.7	0.50	4.00
T= 100 anni	Q <sub>p</sub> m <sup>3</sup> /s	h (m)	franco (m)
progetto ing. Bethaz (2005)	177.2	2.00	2.50
questo elaborato	42.8	0.70	3.80
T= 200 anni	Q <sub>p</sub> m <sup>3</sup> /s	h (m)	franco (m)
progetto ing. Bethaz (2005)	205.2	2.20	2.30
questo elaborato	52.8	0.85	3.65

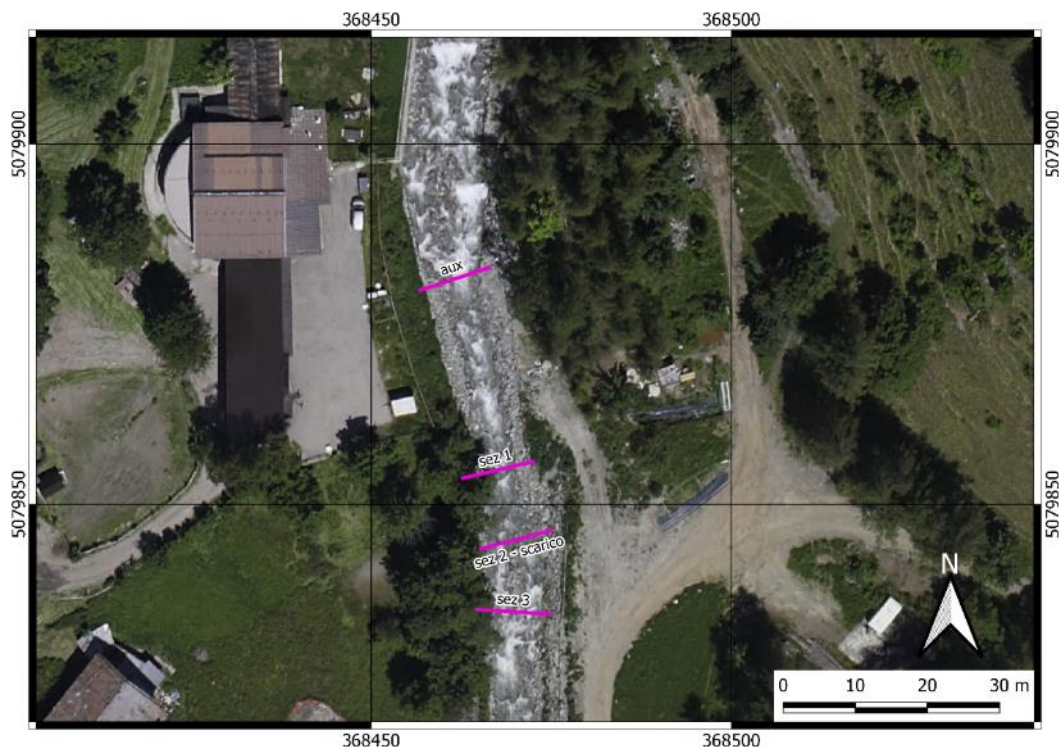
Infine, nello studio di Bethaz (2005) veniva riportata la massima portata in grado di defluire nella sezione considerata calcolata imponendo il franco pari a zero: la portata così ottenuta è di

circa 518 m<sup>3</sup>/s. Si può pertanto concludere che le portate di progetto defluiscono nella sezione considerata senza fuoriuscita dall'alveo.

### **10.7 SEZIONE DI SCARICO NEL TORRENTE BUTHIER DI OLLOMONT**

Di seguito si riportano i risultati ottenuti in ambiente HEC-RAS per la sezione del t. Buthier di Ollomont interessata dalla restituzione in alveo delle acque. L'immagine in Figura 10.9 descrive il posizionamento planimetrico delle sezioni utilizzate per la simulazione. Si precisa che sono state create mediante interpolazione ulteriori sezioni intermedie fra quelle indicate a interdistanza massima di 2 m al fine di garantire una maggiore stabilità al modello numerico. Va altresì sottolineato che la sezione "aux" è da considerarsi esclusivamente come ausiliaria, nel senso che è stata inserita nel modello al solo fine di garantire una buona rappresentatività e stabilità della simulazione numerica nei tratti di maggiore interesse (scarico – sez 2).

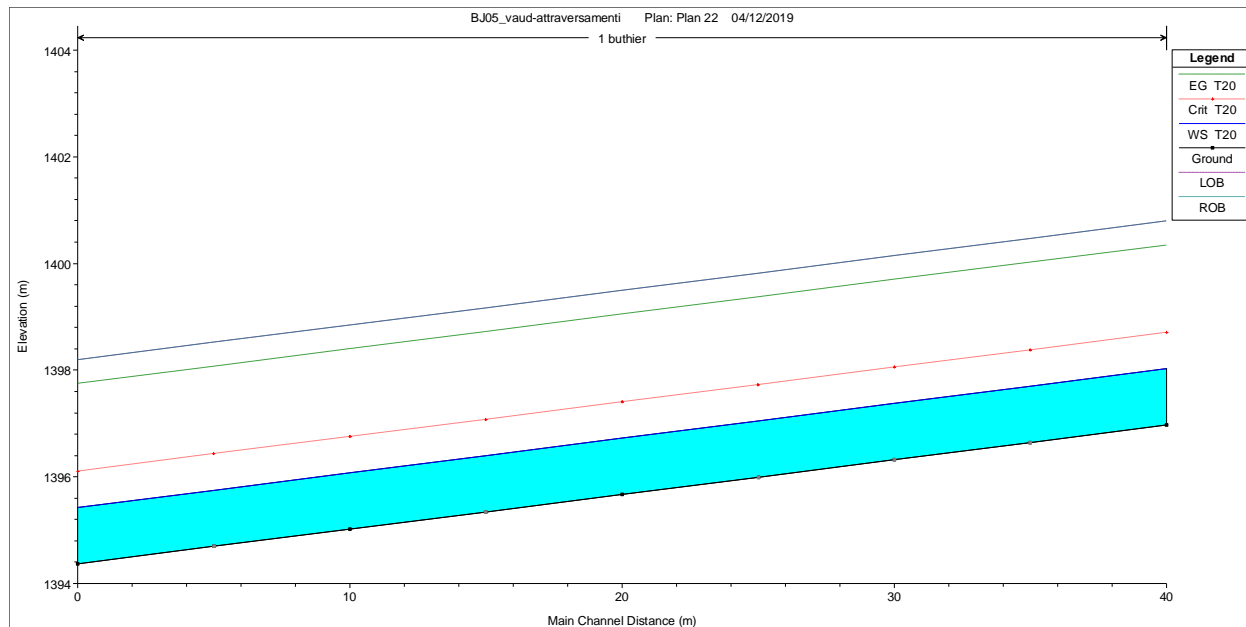
Inoltre, si precisa che dopo l'esecuzione dell'attraversamento, **la geometria dell'alveo sarà ripristinata con identici materiali rispetto alla situazione ante-operam**. Questo implica identica sezione dell'alveo con identiche condizioni idrauliche al contorno (scabrezze e relativi coefficienti n di Manning) prima e dopo l'intervento. **Per questo motivo è stato generato un solo modello idraulico che simula entrambi gli scenari.**



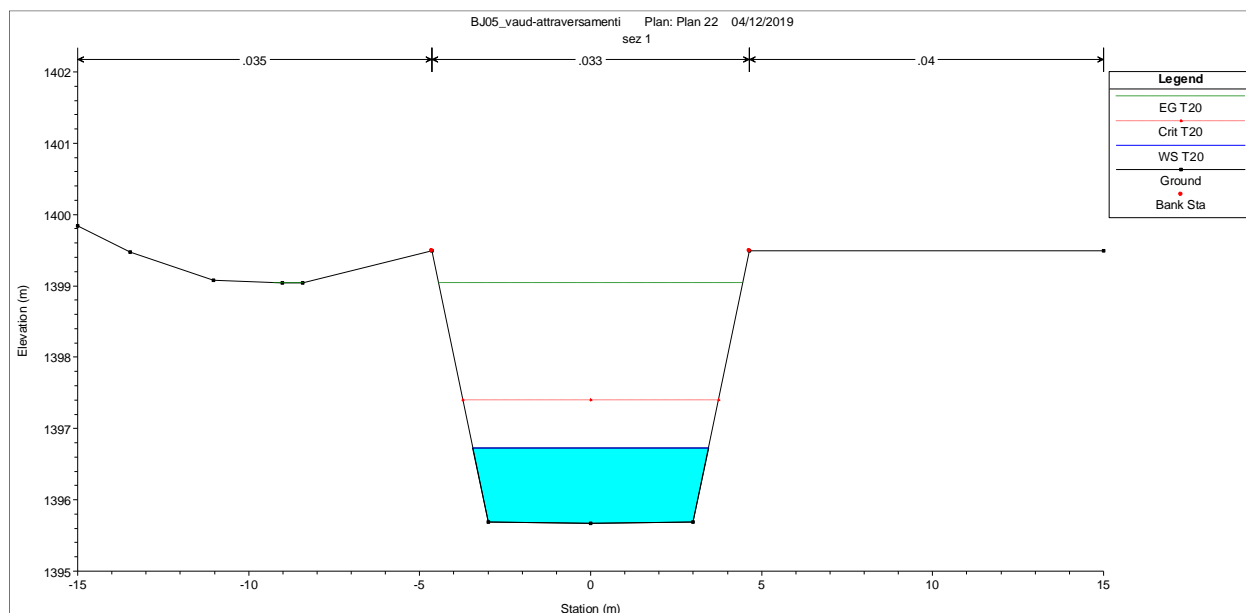
**Figura 10.9: disposizione planimetrica sezioni idrauliche**

### 10.7.1 SIMULAZIONE PER T=20

Nelle Figura 10.12 e Figura 10.13 seguenti si presentano il profilo idraulico del modello numerico e la sezione di interesse dell'attraversamento per la portata con tempo di ritorno di 100 anni. Inoltre, la Tabella 10.13 riassume i principali risultati della simulazione condotta.



**Figura 10.10: profilo per T=20 anni – Buthier scarico**



**Figura 10.11: sezione del Buthier interessata dallo scarico (T=20 anni)**

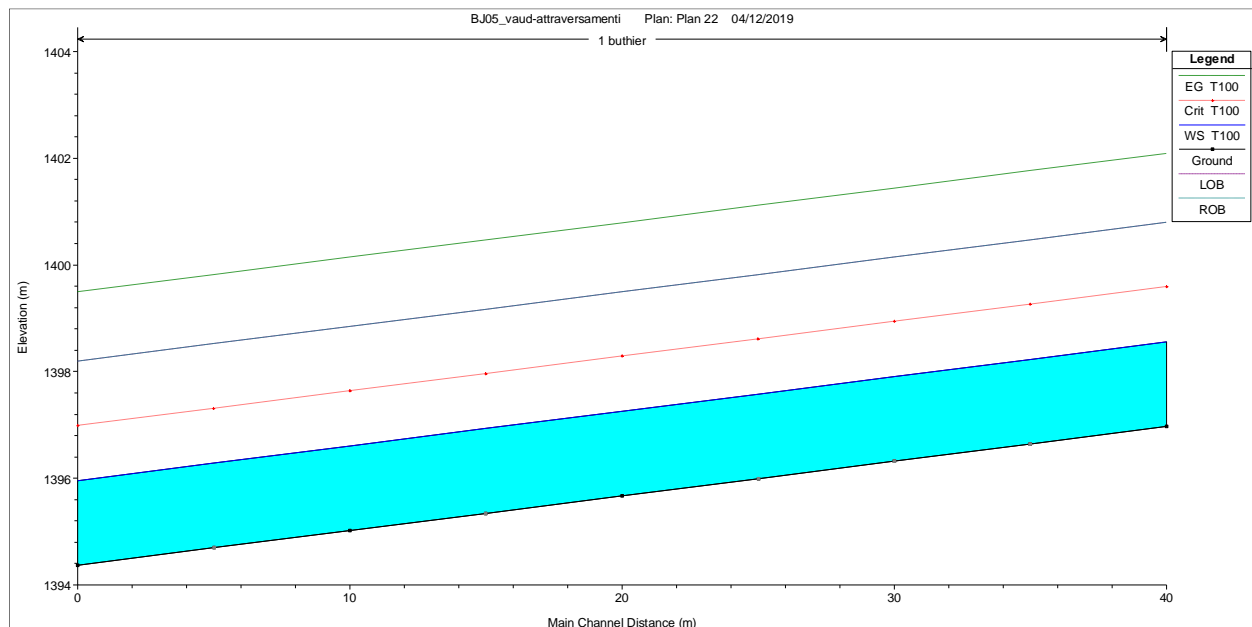
**Tabella 10.13: riepilogo dei principali risultati della simulazione T=20**

River Station	Q Total m <sup>3</sup> /s	Q Channel m <sup>3</sup> /s	Hydr Depth m	Vel Chnl m/s	Hydr Radius m	Flow Area m <sup>2</sup>	Froude # XS	Shear Chan N/m <sup>2</sup>	L. Freeboard m	R. Freeboard m
4	45.40	45.40	0.98	6.74	0.82	6.73	2.18	519.93	2.77	2.77
3	45.40	45.40	0.98	6.75	0.82	6.73	2.18	520.28	2.77	2.77
2-scarico	45.40	45.40	0.98	6.75	0.82	6.73	2.18	520.48	2.77	2.77
1	45.40	45.40	0.98	6.75	0.82	6.73	2.18	520.47	2.77	2.77

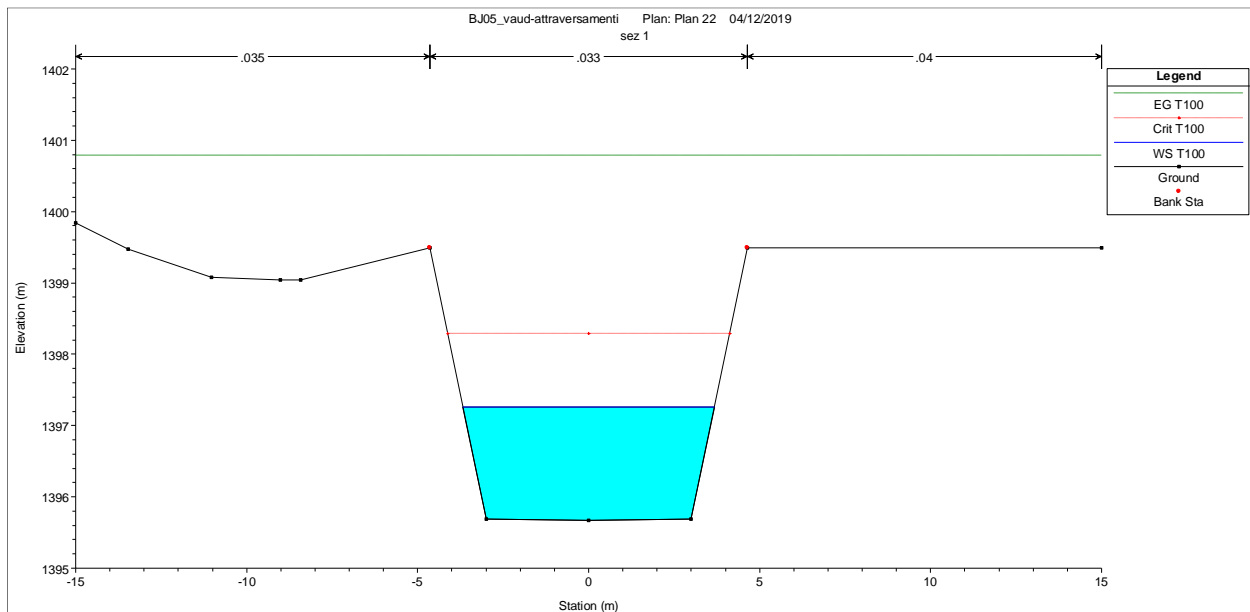
*Q Total: portata complessiva fluente nel modello*  
*Q channel: portata in alveo*  
*Hydr Depth: tirante idraulico*  
*Vel Chnl: velocità media in alveo*  
*Hydr Radius: raggio idraulico*  
*Flow Area: area bagnata totale*  
*Froude #XS: numero di Froude relativo all'intera sezione*  
*Shear Chan: sforzo di taglio nel canale principale*  
*L. and R. Freeboard: franco in sinistra e destra orografica rispettivamente*

### 10.7.2 SIMULAZIONE PER T=100

Nelle Figura 10.12 e Figura 10.13 seguenti si presentano il profilo idraulico del modello numerico e la sezione di interesse dell'attraversamento per la portata con tempo di ritorno di 100 anni. Inoltre, la Tabella 10.14 riassume i principali risultati della simulazione condotta.



**Figura 10.12: profilo per T=100 anni – Buthier scarico**



**Figura 10.13: sezione del Buthier interessata dallo scarico (T=100 anni)**

**Tabella 10.14: riepilogo dei principali risultati della simulazione T= 100**

River Station	Q Total m <sup>3</sup> /s	Q Channel m <sup>3</sup> /s	Hydr Depth m	Vel Chnl m/s	Hydr Radius m	Flow Area m <sup>2</sup>	Froude # XS	Shear Chan N/m <sup>2</sup>	L. Freeboard m	R. Freeboard m
4	87.50	87.50	1.43	8.32	1.12	10.52	2.22	712.53	2.23	2.23
3	87.50	87.50	1.43	8.32	1.12	10.51	2.22	712.84	2.23	2.23
2-scarico	87.50	87.50	1.43	8.32	1.12	10.51	2.22	713.03	2.23	2.23
1	87.50	87.50	1.43	8.32	1.12	10.51	2.22	713.02	2.23	2.23

*Q Total: portata complessiva fluente nel modello*

*Q channel: portata in alveo*

*Hydr Depth: tirante idraulico*

*Vel Chnl: velocità media in alveo*

*Hydr Radius: raggio idraulico*

*Flow Area: area bagnata totale*

*Froude #XS: numero di Froude relativo all'intera sezione*

*Shear Chan: sforzo di taglio nel canale principale*

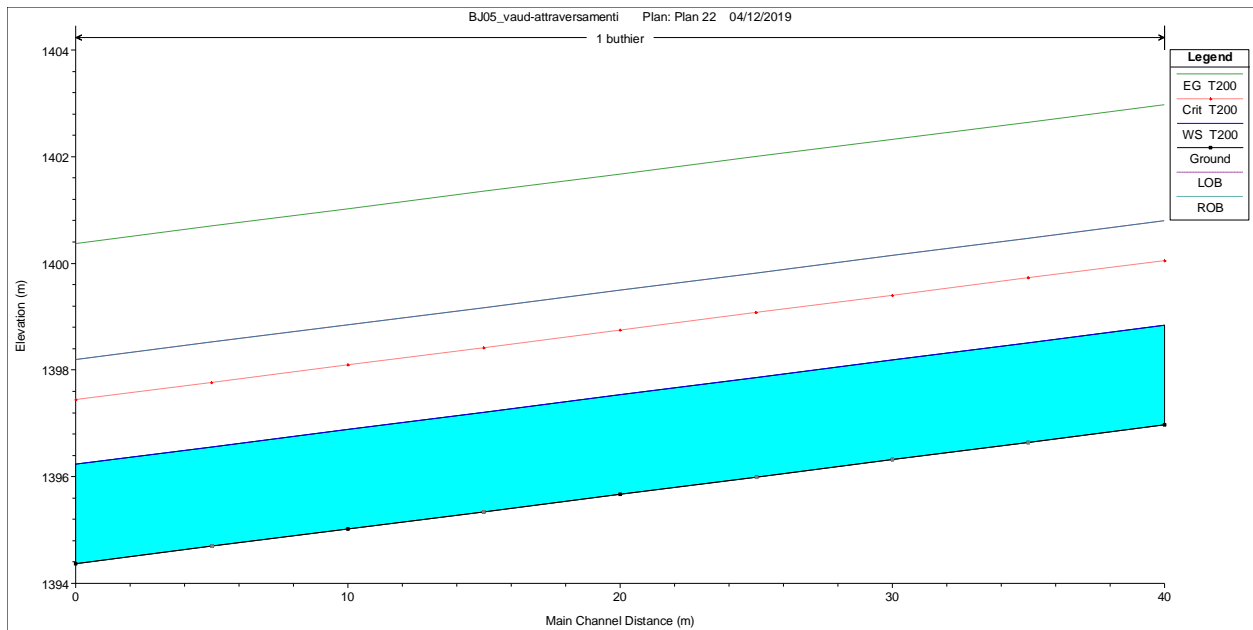
*L. and R. Freeboard: franco in sinistra e destra orografica rispettivamente*

### **10.7.3 SIMULAZIONE PER T=200**

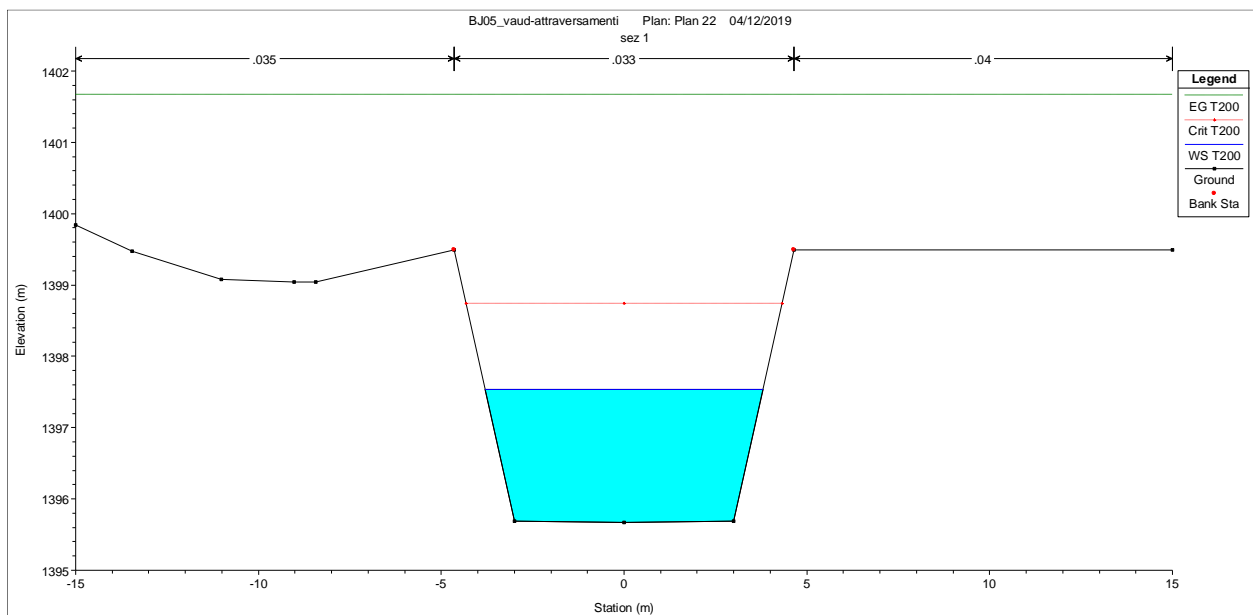
Nelle Figura 10.14 e Figura 10.15 seguenti si presentano il profilo idraulico del modello numerico e la sezione di interesse dell'attraversamento per la portata con tempo di ritorno di 100 anni. Inoltre, la



Tabella 10.15 riassume i principali risultati della simulazione condotta.



**Figura 10.14: profilo per T=200 anni – Buthier scarico**



**Figura 10.15: sezione del Buthier interessata dallo scarico (T=200 anni)**

**Tabella 10.15: riepilogo dei principali risultati della simulazione T=200**

River Station	Q Total m <sup>3</sup> /s	Q Channel m <sup>3</sup> /s	Hydr Depth m	Vel Chnl m/s	Hydr Radius m	Flow Area m <sup>2</sup>	Froude # XS	Shear Chan N/m <sup>2</sup>	L. Freeboard m	R. Freeboard m
4	113.40	113.40	1.66	9.00	1.26	12.60	2.23	801.72	1.96	1.96
3	113.40	113.40	1.66	9.00	1.26	12.60	2.23	801.69	1.96	1.96
2-scarico	113.40	113.40	1.66	9.00	1.26	12.60	2.23	801.73	1.96	1.96
1	113.40	113.40	1.66	9.00	1.26	12.60	2.23	801.70	1.95	1.95

*Q Total: portata complessiva fluente nel modello*

*Q channel: portata in alveo*

*Hydr Depth: tirante idraulico*

*Vel Chnl: velocità media in alveo*

*Hydr Radius: raggio idraulico*

*Flow Area: area bagnata totale*

*Froude #XS: numero di Froude relativo all'intera sezione*

*Shear Chan: sforzo di taglio nel canale principale*

*L. and R. Freeboard: franco in sinistra e destra orografica rispettivamente*

## **10.8 IN MERITO ALLA DIGA INSTABILE**

Come evidenziato, la presa non è posta nella parte più attiva dell'alveo, questo implica che la griglia riceverà le acque da alcuni rivoli normalmente presenti a latere della cascata, ma non dal flusso principale. E' verosimile che sia necessario formare una piccola diga instabile in alveo per approvvigionare con una maggior quantità di acqua la presa.

Questa tipologia di derivazione (diga instabile + luce di presa) è largamente usata nelle porzioni alte dei bacini montani, in quanto permette di captare le acque in torrenti con dinamiche di trasporto solido importanti senza impegnare importanti risorse economiche per i ripristini in caso di danneggiamento della diga.

La ratio per il dimensionamento dell'opera segue due principi; quello funzionale, inerente alla capacità di deviare le acque, è perseguito in campo ed è di tipo step by step fino al raggiungimento del risultato aspettato; quello della resistenza, inerente alla capacità della diga di resistere alla corrente, deve bilanciare il maggior impegno economico dello spostamento di elementi lapidei più grandi con la minor frequenza di ricostruzione del manufatto. A quest'ultimo principio si aggiunge quello della sicurezza idraulica. Non è accettabile, infatti, che una diga instabile sia presente durante un evento di piena di riferimento e ne modifichi le caratteristiche. Il dimensionamento che segue è, quindi, volto a verificare che la diga venga rimossa con un determinato tempo di ritorno non incrementando la pericolosità idraulica delle piene di riferimento.

Si opta in questo caso, per la distruzione della struttura per un Tr5.

Non avendo a disposizione dati di portata relativi a Tr5 negli studi di bacino si è utilizzato l'applicativo RAVA utilizzando l'elemento più alto della matrice canale presente nel bacino del Buthier. Abbiamo, quindi, che:

$$Q_{TR5} = 11 \text{ m}^3/\text{s}$$

Alla precedente andrebbe applicato un coefficiente di sicurezza del 20%, in questo caso il coefficiente di sicurezza porterebbe a una sovrastima del diametro di incipiente moto e risulterebbe non cautelativo, dunque non si applicherà. Alla succitata portata si aggiunge un

trasporto solidi del 20%. Avremo, quindi, che la portata di progetto è pari a:

$$Q_P = 13.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

La diga instabile sarà collocata fra le sezioni 92 – 95 del modello, la posizione effettiva e l'effettiva dimensione potranno essere stabilite solo in campo, si riportano gli esiti di dettaglio delle due sezioni.

**Tabella 10.16: riepilogo dei parametri di deflusso nell'area della diga**

Progressiva sx m	Progressiva dx m	Portata m <sup>3</sup> /s	Area m <sup>2</sup>	Pelo libero m	Percentuale della capacità di portata %	Tirante m	Velocità m/s	Sforzo di taglio N/m <sup>2</sup>	Potenza N/m s
<b>Sezione 95</b>									
10.74	13	0.16	0.08	1.33	1.22	0.06	1.9	445.96	847.21
13	15.25	2.26	0.43	1.49	17.12	0.33	5.22	2029.28	10586.05
15.25	17.51	10.78	1.39	2.63	81.66	0.62	7.77	3686.9	28637.34
17.51	19.76	0	0	0.07	0	0.01	0.52	64.19	33.49
<b>Sezione 92</b>									
11.62	13.32	0.1	0.04	0.38	0.77	0.11	2.75	712.71	1957.9
13.32	15.01	3.83	0.6	1.76	29.05	0.35	6.38	2523.24	16101.32
15.01	16.71	8.63	0.97	1.73	65.35	0.57	8.88	4142.37	36785.72
16.71	18.4	0.64	0.15	0.86	4.84	0.2	4.14	1320.62	5473.06

La diga interesserà il margine sinistro orografico dell'alveo e dovrà intercettare le acque ivi defluenti. Si reputa che il manufatto possa insistere sul primo blocco delle due sezioni (progressive 10.74 m – 13 m e 11.62 m - 13.32 m).

Come si può osservare il massimo sforzo di taglio nella sezione 92 è di circa 700 N/m<sup>2</sup>.

Per  $Re > 300$  abbiamo, per Shields,  $\tau_{cr} = 0.06 (\gamma_s - \gamma)d$ .

Essendo:

- $\tau_{cr} = 70 \text{ daN/m}^2$
- $\gamma_s = 2700 \text{ daN}$
- $\gamma = 1000 \text{ daN}$

Avremo che il singolo elemento della diga per essere trasportato dalla corrente con  $Tr = 5$  anni, deve avere diametro inferiore a 70 cm. Questa è la dimensione minima per garantire che la diga non influenzi il deflusso delle portate defluenti con  $Tr > 5$  anni. A titolo informativo si rappresenta che la diga andrà a inficiare, al massimo, una capacità di trasporto delle sezioni 95 e 92 pari rispettivamente allo 1.22% e 0.77%, non costituendo problematiche al deflusso in ragione di un franco minimo fra le due sezioni di 1.59 m

## **11 DISCUSSIONE DEI RISULTATI OTTENUTI**

Nei paragrafi successivi verranno discussi i risultati ottenute dalle simulazioni numeriche descritte nei paragrafi precedenti.

### **11.1 PRESA SUL T. EAUX BLANCHES**

Come si può osservare dal profilo, dalla sezione e dalle tabelle relative alla simulazione la presa non è interessata dagli eventi di piena del T. Eaux Blanches se non attraverso ruscellamenti secondari. Questo aspetto esclude l'aggravio della pericolosità da esondazione seguente la realizzazione dell'opera e minimizza il rischio di danneggiamento dell'opera stessa. In merito alla verifica nel suo complesso, si può sostenere che l'approfondimento geometrico sia il massimo ottenibile, l'unico elemento di disturbo è il deflusso di base ancora presente all'atto del rilievo, circa 500 l/s. Si può, però, rilevare che l'area interessata dal deflusso è trascurabile se paragonata con quella oggetto di verifica, risultando comunque un fattore a favore di sicurezza. La modellazione 1D è sufficientemente approfondita da rappresentare il fenomeno nel suo complesso. Trattandosi, però, di un modello a parametri concentrati, l'approccio monodimensionale non è in grado di produrre più di una quota di pelo libero per sezione, non riuscendo a rappresentare i ruscellamenti secondari (pensili rispetto al flusso principale).

### **11.2 ATTRAVERSAMENTO DEL TORRENTE BUTHIER DI OLLOMONT**

La Tabella 10.10 riassume i risultati delle verifiche idrauliche sulla sezione di attraversamento del T. Buthier di Ollomont in loc. Glassier.

Si evince che l'evento con tempo di ritorno ventennale non presenta problemi di deflusso nel collettore. Questo è inoltre in grado di sopportare l'evento con la portata per T=100 stimata da GEOengineering et al. (2008) seppur con un franco molto limitato mentre non è in grado di sopportare la portata dell'evento centennale stimata in questo elaborato. L'evento duecentennale, simulato sia con la portata desunta dallo studio di bacino redatto da GEOengineering et al. (2008), sia con quella stimata nella presente relazione, invece fuoriesce dall'alveo.

Le portate fuoriuscenti dall'alveo non sono in alcun modo imputabili alle opere previste nell'ambito del progetto in oggetto dei presenti elaborati in quanto l'attraversamento mediante staffaggio sul paramento di valle dell'impalcato non modifica la sezione di deflusso.

Da quanto riportato nello studio del 2008 si stima una portata massima che può defluire senza fuoriuscire dal collettore di circa 61.3 m<sup>3</sup>/s.

### **11.3 ATTRAVERSAMENTO DEL TORRENTE BERROVARD**

Dall'analisi del quadro riassuntivo riportato in Tabella 10.12 risulta immediatamente ovvio il grande scostamento dei valori di portata di progetto  $Q_p$  stimati per le simulazioni. Va detto che nello studio dell'ing. Bethaz (2005) veniva impiegata la formula razionale per la stima della portata liquida, mentre nel presente elaborato è stato utilizzato il metodo SCS-CN, un modello afflussi deflussi più raffinato. Inoltre, nello studio dell'ing Bethaz veniva aggiunto un 25% alla portata liquida stimata per tener conto dello scioglimento delle nevi. In questo studio questo fenomeno non è invece stato considerato. Infine, per la simulazione del trasporto di fondo, nello studio del 2005, è stato considerato un aumento percentuale del 100% (vale a dire raddoppiare la portata liquida considerando anche l'incremento dovuto alla neve). Nel presente studio si è invece scelto di simulare il trasporto solido con la formulazione proposta in letteratura da Smart e Jaeggi (1983). Viste le forti pendenze in gioco nei bacini considerati che influenzano in modo importante l'esito della formulazione, la portata solida è stata limitata ad un valore massimo del 20% della portata liquida; oltre tale soglia il flusso non è più assimilabile ad una piena torrentizia ma è invece descrivibile con le formulazioni del trasporto solido iperconcentrato.

Va sottolineato che le portate liquide e solide ricavate nel presente studio sono confrontabili con quelle elaborate in precedenti studi ben più dettagliati e/o con metodi proposti da R.A.V.A., come evince dal capitolo 9.

Infine, nello studio di Bethaz (2005) veniva riportata la massima portata in grado di defluire nella sezione considerata calcolata imponendo il franco pari a zero: la portata così ottenuta è di circa 518 m<sup>3</sup>/s. Si può pertanto concludere che le portate di progetto defluiscono nella sezione considerata senza fuoriuscita dall'alveo.

Eventuali portate fuoriuscenti dall'alveo non sono in alcun modo imputabili alle opere previste nell'ambito del progetto in oggetto dei presenti elaborati.

### **11.4 SEZIONE DI RESTITUZIONE DELLE ACQUE NEL TORRENTE BUTHIER**

Come per i casi precedenti si è proceduto a realizzare un solo modello che simula sia lo stato attuale che quello di progetto; questo perché le geometrie, i materiali impiegati e le finiture dell'opera finita saranno del tutto identici a quelli attuali.

Dalle Figura 10.11, Figura 10.13 e Figura 10.15 si può notare come, per i diversi profili idraulici calcolati in base a quanto desunto da Tabella 9.5, non vi siano fuoriuscite della portata dall'alveo. Le stesse considerazioni si possono fare anche osservando la sezione in Figura 10.12 riportante i livelli attesi per l'evento considerato.

Per le simulazioni idrauliche effettuate in questo studio, la portata solida  $Q_s$  è stata assunta pari al 20% di quella liquida calcolata.

Eventuali portate fuoriuscenti dall'alveo non sono in alcun modo imputabili alle opere previste nell'ambito del progetto in oggetto dei presenti elaborati.

## **12 CALCOLI DI DIMENSIONAMENTO DEGLI IMPIANTI**

L'assetto dell'impianto prevede la realizzazione di varie opere che richiedono una verifica idraulica. Per molte di esse, la cui verifica avrebbe richiesto la realizzazione di modelli numerici di calcolo, e la cui incidenza sull'impianto è minima si sono applicate norme di buona progettazione. Sono state sottoposte a dimensionamento idraulico le parti dell'impianto di nuova realizzazione, mentre la sommergezza dell'incile della condotta forzata esistente fra la vasca Berrovard esistente e la centrale è stata verificata per evitare l'ingresso di aria nella tubazione.

### **12.1.1 CONDOTTA CROTTE-BERROVARD**

Il dimensionamento della condotta ha come target quello di minimizzare le perdite di carico, che si trasformano in perdite economiche, garantendo un'adeguata altezza piezometrica alla macchina idraulica. Il dimensionamento della condotta deve anche tenere conto delle difficoltà tecniche di posa della stessa. Nel presente caso la condotta è esistente.

Come è ben noto il punto di funzionamento di un complesso macchina-tubazione è stabilito dall'intersezione della curva portata-perdite di carico della tubazione con la curva caratteristica della macchina operatrice. In questo caso però la turbina sarà realizzata su misura e l'intersezione suddetta sarà artificialmente spostata sul punto di funzionamento voluto. L'unica verifica idraulica riguarda le perdite di carico associate alle portate.

Data la formula di monomia di Hazen-Williams:

Con coefficiente di scabrezza "c" pari a 110 per i tubi in acciaio, valutato su tubi usurati:

- $Q_{max}$  120 l/s  $\rightarrow$   $\Delta h$  -20.4 m  $\rightarrow$  12.1%

- $Q_{med}$  60 l/s  $\rightarrow$   $\Delta h$  -5.6 m  $\rightarrow$  3.3%

### **12.1.2 CANALE DI SCARICO**

Il canale di scarico in PEAD ha diametro nominale di 500 mm ed una pendenza minima del 1.0%, esso deve essere dimensionato per scaricare la portata massima turbinabile.

Applicando Chezy abbiamo che:

$$v = k R^{2/3} i^{1/2}$$

dove:

- k è il coefficiente di Strickler pari a 100 per tubi PEAD
- R è il raggio idraulico
- i è la pendenza di fondo

La portata massima di 150 l/s scorre nel canale con un riempimento pari a circa il 47% in condizioni di moto supercritico.

### **12.1.3 SOMMERGENZA DELL'INCILE DELLA CONDOTTA FORZATA ESISTENTE**

La condotta forzata dovrebbe essere installata da mantenere una distanza minima dalle pareti circostanti, ma soprattutto ad una determinata profondità. Ciò al fine di evitare l'ingenerarsi di vortici di imbocco che trascinando aria nella condotta causerebbero sicure perdite di produzione e possibili gravi danni alle macchine.

La verifica è avvenuta secondo la seguente formula:

$$S_{\min} = d_E + 2,3 \cdot v_s \cdot (d_E/g)^{0,5}$$

dove:

$S_{\min}$  è la sommergenza minima

$d_E$  è il diametro esterno della tubazione compreso dell'eventuale cono

$v_s$  è la velocità di imbocco

Per una portata entrante di 150 l/s otteniamo una sommergenza minima di 120 cm. Date le difficoltà di accesso per la misurazione non è possibile effettuare misure accurate fintanto che la vasca è in funzione. Tuttavia, da stime effettuate sfruttando le impronte lasciate dai pannelli d'armatura durante la fase di realizzazione della vasca si può, in prima approssimazione, stimare che il valore di sommergenza minimo sia rispettato.

### **12.1.4 POZZETTO DI SCARICO**

Il pozzetto di scarico entro cui sono convogliate le acque turbinate è in cls di dimensione in pianta di 1.5×1.5 m interni per un'altezza di 2 m. Esso conterrà il misuratore di livello che arresterà la macchina quando lo strumento leggerà un livello di 65 cm dal fondo del pozzetto. L'arresto completo avverrà in 30 secondi e, ipotizzando che la portata passi dal valore massimo di concessione di 150 l/s a 0 l/s in tale arco di tempo, si stima un volume defluente in fase di arresto di 2.25 m<sup>3</sup>. Il volume defluente deve pertanto essere accumulato all'interno del pozzetto. Essendo questo di base quadrata 1.5×1.5 m (2.25 m<sup>2</sup>) l'incremento di battente è di 1 m rispetto al livello iniziale e raggiunge pertanto 1.65 m dal fondo; il franco all'interno del pozzetto è quindi di 35 cm.

## **13**    **CONCLUSIONI**

### **13.1**   **VERIFICHE IDRAULICHE**

Per quanto riportato poc'anzi si può sostenere che le nuove opere NON aggravano le condizioni di deflusso delle acque durante gli eventi di piena e risultano compatibili con il grado di pericolosità presente.

### **13.2**   **VERIFICHE DI DIMENSIONAMENTO**

Le componenti oggetto di verifica risultano correttamente dimensionate.



## **14**    **BIBLIOGRAFIA**

- Bethaz, G. (2008). Rifacimento del ponte sul torrente Berrovard. Progetto Definitivo.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). Applied hydrology, 572 pp. *Editions McGraw-Hill, New York*.
- Cowan, W. L. (1956). Estimating hydraulic roughness coefficients. *Agricultural Engineering*, 37(7), 473-475.
- GEOengineering s.r.l., Creton, J., Nelva Stello, L., SEACoop (2008). Incarico di progettazione preliminare delle possibili sistemazioni idrauliche, basata su specifici studi di valutazione della pericolosità percolate di detrito e dell'efficacia delle opere di difesa eventualmente esistenti T.Buthier di Valpelline - Relazione illustrative.
- Grimaldi, S., Petroselli, A., Nardi, F., & Tauro, F. (2010). Analisi critica dei metodi di stima del tempo di corrivazione.
- Hydrologic Engineering Center (US). (2001). *The Hydrologic Modeling System (HEC-HMS), version 4.2.1*. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.
- Hydrologic Engineering Center (US). (2018). *River Analysis System (HEC-RAS), version 5.0.5*. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.
- Marenco, L., Creton, J., Nelva Stello, L., Perino, M. A. (2010). Incarico di progettazione preliminare delle possibili sistemazioni idrauliche, basata su specifici studi di valutazione della pericolosità per collate di detrito e dell'efficacia delle opere di difesa eventualmente esistenti – *Progetto Preliminare*.
- NRCS, USDA. (2004). National Engineering Handbook: Part 630—Hydrology. *USDA Soil Conservation Service: Washington, DC, USA*.
- RAVA, Regione Autonoma Valle d'Aosta (2005). La regionalizzazione delle precipitazioni e delle portate e l'implementazione di modellistica idrologica - idraulica per la previsione del rischio idrogeologico - Rapporto tecnico-scientifico sulla regionalizzazione delle portate.  
Disponibile all'indirizzo:  
[http://cf.regione.vda.it/regionalizzazione\\_precipitazioni\\_intense.php](http://cf.regione.vda.it/regionalizzazione_precipitazioni_intense.php). [Ultimo Accesso 3 settembre 2019].
- RAVA, Regione Autonoma Valle d'Aosta (2018). REGIONALIZZAZIONE P E Q. [ONLINE]  
Disponibile all'indirizzo:  
[http://cf.regione.vda.it/regionalizzazione\\_precipitazioni\\_intense.php](http://cf.regione.vda.it/regionalizzazione_precipitazioni_intense.php). [Ultimo Accesso 18 luglio 2018].

## **INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DEL METODO</b> .....	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>STIMA DELLE PIOGGE DI PROGETTO</b> .....	<b>2</b>
<b>4</b>	<b>ANALISI MORFOMETRICA DEL BACINO DEL TORRENTE EAUX BLANCHES</b> .....	<b>3</b>
4.1	CURVE IPSOMETRICA E IPSOGRAFICA DEL BACINO. ....	4
4.2	STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE.....	5
4.3	STIMA DEL TEMPO DI RITARDO $T_p$ .....	7
4.4	STIMA DEL TEMPO DI PICCO $T_p$ DEL BACINO.....	7
<b>5</b>	<b>ANALISI MORFOMETRICA DEL BACINO DEL TORRENTE BERROVARD</b> .....	<b>8</b>
5.1	CURVE IPSOMETRICA E IPSOGRAFICA DEL BACINO .....	9
5.2	STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE.....	10
<b>6</b>	<b>DETERMINAZIONE DELLA PIOGGIA DI PROGETTO</b> .....	<b>12</b>
<b>7</b>	<b>HYDROLOGIC DESIGN</b> .....	<b>13</b>
7.1	IETOGRAMMA TRIANGOLARE DI PROGETTO.....	13
7.1.1	<i>Bacino del t. Eaux Blanches</i> .....	13
7.1.2	<i>Bacino del t. Berrovard</i> .....	14
7.2	STIMA DELLE PRECIPITAZIONI EFFICACI COL METODO SCS-CN .....	15
7.3	STIMA DEL CN CARATTERISTICO DEL BACINO DELL'EAUX BLANCHES .....	17
7.4	STIMA DEL CN CARATTERISTICO DEL BACINO DEL BERROVARD.....	18
<b>8</b>	<b>SIMULAZIONE IDROLOGICA CON SOFTWARE HEC-HMS</b> .....	<b>20</b>
8.1	COSTRUZIONE MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI .....	20
8.1.1	<i>Ietogrammi calcolati per il t. Eaux Blanches</i> .....	20
8.1.2	<i>Ietogrammi calcolati per il t. Berrovard</i> .....	22
<b>9</b>	<b>DEFINIZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO</b> .....	<b>24</b>
9.1	ANALISI DELLE FONTI .....	24
9.2	PORTATA SOLIDA.....	25
9.3	PORTATA DI PROGETTO.....	27
<b>10</b>	<b>SIMULAZIONI IDRAULICHE</b> .....	<b>28</b>
10.1	MODELLI IN MOTO UNIFORME .....	28
10.2	FILOSOFIA DEL MODELLO HEC-RAS .....	29
10.2.1	<i>Panoramica delle capacità di simulazione idraulica</i> .....	30

10.3	MODELLO DI VERIFICA DELL'OPERA DI PRESA SUL T. EAUX BLANCHES .....	31
10.3.1	<i>Descrizione del Modello</i> .....	31
10.4	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IDRAULICHE SUL T. EAUX BLANCHES.....	35
10.4.1	<i>Simulazione per T=20</i> .....	35
10.4.2	<i>Simulazione per T=100</i> .....	37
10.4.3	<i>Simulazione per T=200</i> .....	40
10.5	ATTRAVERSAMENTO DEL TORRENTE BUTHIER.....	42
10.6	ATTRAVERSAMENTO DEL T. BERROVARD .....	44
10.7	SEZIONE DI SCARICO NEL TORRENTE BUTHIER DI OLLOMONT .....	46
10.7.1	<i>Simulazione per T=20</i> .....	47
10.7.2	<i>Simulazione per T=100</i> .....	48
10.7.3	<i>Simulazione per T=200</i> .....	50
10.8	IN MERITO ALLA DIGA INSTABILE .....	52
<b>11</b>	<b>DISCUSSIONE DEI RISULTATI OTTENUTI .....</b>	<b>54</b>
11.1	PRESA SUL T. EAUX BLANCHES .....	54
11.2	ATTRAVERSAMENTO DEL TORRENTE BUTHIER DI OLLOMONT .....	54
11.3	ATTRAVERSAMENTO DEL TORRENTE BERROVARD .....	55
11.4	SEZIONE DI RESTITUZIONE DELLE ACQUE NEL TORRENTE BUTHIER.....	55
<b>12</b>	<b>CALCOLI DI DIMENSIONAMENTO DEGLI IMPIANTI .....</b>	<b>56</b>
12.1.1	<i>Condotta Crottes-Berrovard</i> .....	56
12.1.2	<i>Canale di scarico</i> .....	56
12.1.3	<i>Sommergenza dell'incile della condotta forzata esistente</i> .....	57
12.1.4	<i>Pozzetto di scarico</i> .....	57
<b>13</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>58</b>
13.1	VERIFICHE IDRAULICHE.....	58
13.2	VERIFICHE DI DIMENSIONAMENTO.....	58
<b>14</b>	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>59</b>
<b>INDICE .....</b>		<b>60</b>
<b>ALLEGATO 1:.....</b>		<b>62</b>
<b>INQUADRAMENTO DEL BACINO IDROGRAFICO DEL T. EAUX BLANCHES.....</b>		<b>62</b>
<b>ALLEGATO 2:.....</b>		<b>63</b>
<b>INQUADRAMENTO DEL BACINO IDROGRAFICO DEL T. BERROVARD .....</b>		<b>63</b>



**ALLEGATO 1:**

**INQUADRAMENTO DEL BACINO IDROGRAFICO DEL T. EAUX BLANCHES**



362000 364000 366000 368000 370000 372000 374000 376000 378000 380000

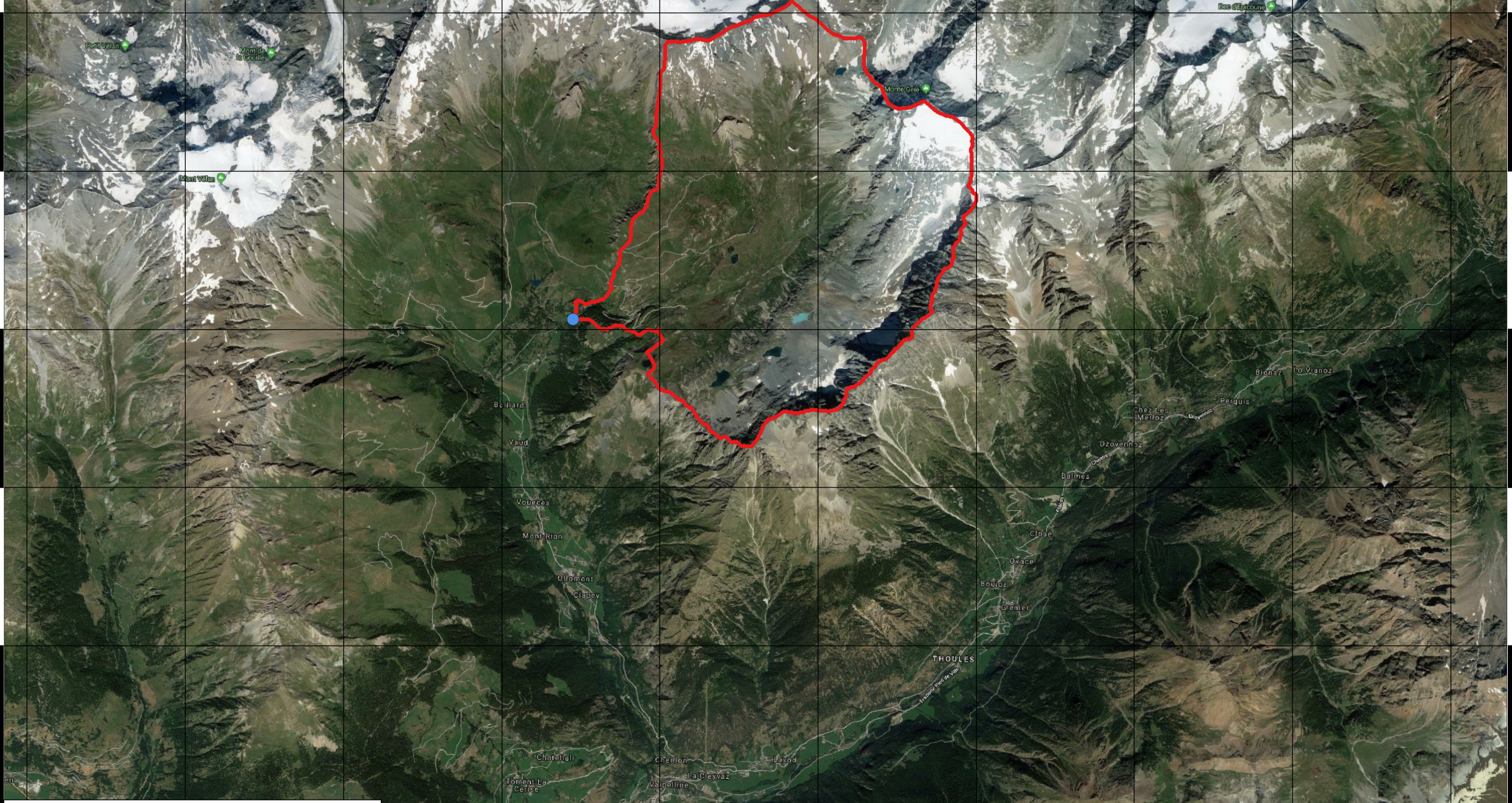
5088000  
5086000  
5084000  
5082000  
5080000  
5078000  
5076000

5088000  
5086000  
5084000  
5082000  
5080000  
5078000  
5076000

**COROGRAFIA CTR**

**Scala 1:50000**

0 1000 2000 3000 4000 5000 m



**LEGENDA**

- opera di presa sul torrente Eaux Blanches
- bacino del torrente Eaux Blanches

362000 364000 366000 368000 370000 372000 374000 376000 378000 380000



**ALLEGATO 2:**

**INQUADRAMENTO DEL BACINO IDROGRAFICO DEL T. BERROVARD**



358000

360000

362000

364000

366000

368000

370000

372000

374000

# COROGRAFIA CTR

## Scala 1:50000



0 1000 2000 3000 4000 5000 m



5088000

5086000

5084000

5082000

5080000

5078000

5076000

5088000

5086000

5084000

5082000

5080000

5078000

5076000

### LEGENDA

 bacino de t. Berrovard

358000

360000

362000

364000

366000

368000

370000

372000

374000