

COMUNE DI

COMMUNE DE

Antey-Saint-André

ÈÜč åā Åāāā [Á˘ Á• c^Á[!!^} cã ā Åāāāā^!ā[[| •āēÅ[!!^} c^Å@••ā Å
 ÈÖ[]! [{ } åā ^} q Åā^ Å
 ÈÖā^*˘ ā ^} q Å•ā[Åč åāāāāā [Å

RELAZIONE TECNICA

PUXÒT ÓÜÒÁ€FH

Versione I

TECNICO INCARICATO:

Dr. Agr. GAUDIO Roberto - Corso Lancieri di Aosta n°4/ f 11100 Aosta

Collaboratore:

Dr. Ing. BAL Germain - Corso Lancieri di Aosta n°4/ f 11100 Aosta

Sommario

A. PREMESSA GENERALE.....	1
B. APPROFONDIMENTO CHESSIN	1
1. PREMESSA.....	2
2. ANALISI MORFOMETRICA DEL BACINO	3
2.1 PARAMETRI MORFOLOGICI	3
2.2 IDENTIFICAZIONE DEL BACINO CONTRIBUENTE.....	7
3. ANALISI IDROLOGICA.....	9
3.1 CALCOLO DELLE PORTATE LIQUIDE PER I TEMPI DI RITORNO 20 ANNI, 100 ANNI E 200 ANNI...	9
3.2 VALUTAZIONE DEL TRASPORTO SOLIDO	29
3.3 STIMA DEI VOLUMI DI MATERIALE SOLIDO (METODO DI HUNGR).....	34
3.4 DETERMINAZIONE DEIDEBRISGRAMMIDI PIENA	37
4. FASE VALUTATIVA.....	48
4.1 PREMESSA.....	48
4.2 ANALISI COMPARATA DEI VOLUMI DELLE COLATE DETRITICHE	48
4.3 VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ DI CONDUZIONE DEL CONOIDE	50
5. VERIFICHE IDRAULICHE AI FINI DELLE ZONIZZAZIONI	53
5.1 VERIFICHE IDRAULICHE AI FINI DELLA VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ LEGATA A FENOMENI DI DEBRIS-FLOW	53
5.2 VERIFICHE IDRAULICHE AI FINI DELLA VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ LEGATA ALLE ESONDAZIONI	57
6. ZONIZZAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ.....	59
6.1 CARTA DELLA PERICOLOSITÀ PER COLATA DETRITICA	59
6.2 CARTA DELLA PERICOLOSITÀ PER ESONDAZIONI	61
ALLEGATO 0	62
COROGRAFIA DEL BACINO.....	62
ALLEGATO 1	64
COROGRAFIA CONOIDE E SEZIONI DI VERIFICA.....	64
ALLEGATO 2	67
VERIFICA DELLA PERICOLOSITÀ PER COLATA DETRITICA	67
CONOIDE CHESSIN	67
ALLEGATO 3	70
ZONIZZAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ PER INONDAZIONE	70
CONOIDE CHESSIN	70
ALLEGATO 4	75

ALLEGATO 5	78
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....	78
C. ADEGUAMENTO ESITO STUDI DI BACINO	85
D. APPROFONDIMENTO FILEY.....	86
E. ALLEGATO: APPROFONDIMENTO CONFLUENZE TORRENTE MARMORE	89

A. PREMESSA GENERALE

Il Comune di Antey-Saint-André, in ottemperanza alla vigente normativa regionale in materia urbanistica, sta predisponendo il nuovo strumento urbanistico che si configura come VARIANTE SOSTANZIALE GENERALE al vigente P.R.G.C. ai sensi della lettera a) del comma 2 dell'art. 14 della legge regionale 6 aprile 1998, n. 11 "Normativa urbanistica e di pianificazione territoriale della Valle d'Aosta" in quanto adegua il PRG alle norme della suddetta legge e dei provvedimenti attuativi della stessa, nonché alle determinazioni del PTP in ottemperanza ai disposti dell'art. 13, comma 1 della L.R. 11/1998.

La variante apporta, quindi, delle modificazioni al vigente PRG in conformità ai disposti della legge regionale 6 aprile 1998, n. 11 ed alle determinazioni, norme cogenti, mediate ed indirizzi, del Piano Territoriale Paesistico della Valle d'Aosta (PTP) approvato dal Consiglio regionale con legge regionale 10 aprile 1998, n. 13.

Il Comune ha elaborato la Bozza di Variante di cui al comma 1, art. 15 della LR 11/98 e smi trasmettendola alla Direzione urbanistica che ha dato avvio al procedimento in data 20 gennaio 2012.

Il giorno 12 luglio 2012 i contenuti della Bozza e della relativa istruttoria sono stati esaminati e discussi dalla Conferenza di pianificazione che ha espresso le proprie valutazioni trasmesse al Comune dalla Direzione urbanistica in data 26 luglio 2012 e pervenute al Comune il 01 agosto 2012.

In fase di istruttoria della bozza, i competenti uffici regionali hanno segnalato all'Amministrazione Comunale che era necessario procedere all'esecuzione di alcuni approfondimenti delle fasce di cautela in aree antropizzate. E' stato così affidato con deliberazione della Giunta Comunale n. 45 del 24/05/2012 al sottoscritto Dott. Agr. Roberto GAUDIO l'incarico per l'approfondimento di alcune fasce di cautela per inondazioni. Nell'espletamento dell'incarico, in accordo con le competenti strutture regionali ed a seguito anche di sopralluoghi congiunti, i settori oggetto di indagine sono stati quelli ubicati in località Chessin ed in località Filey.

Nel presente elaborato sono pertanto riportate analisi, elaborazioni, considerazioni e valutazioni finali sugli approfondimenti dei settori Chessin e Filey per quanto concerne zone esondabili (art. 36 L.R. 11/98). In questi ultimi anni i corsi d'acqua presenti nel territorio comunale di Antey-Saint-André sono stati oggetto di numerose verifiche con studi di bacino e successivi approfondimenti delle zone di confluenza tra gli stessi ed il Torrente Marmore.

B. APPROFONDIMENTO CHESSIN

1. PREMESSA

Oggetto del presente lavoro è lo studio di bacino avente come sezione di chiusura il conoide situato in località Chessin nel Comune di Antey Saint André. Tale studio, funzionale alla predisposizione della Variante Sostanziale Generale, è stato articolato nelle seguenti fasi:

- Analisi della morfometria del bacino
- Calcolo delle portate liquide per i tempi di ritorno 20 anni, 100 anni e 200 anni
- Calcolo del debrisgramma di piena
- Valutazione dei volumi mobilizzabili
- Verifica delle sezioni critiche per inondazione del conoide
- Perimetrazione delle sezioni critiche interessate da fenomeni di debrisflow con metodo di run-out e dispersione laterale.

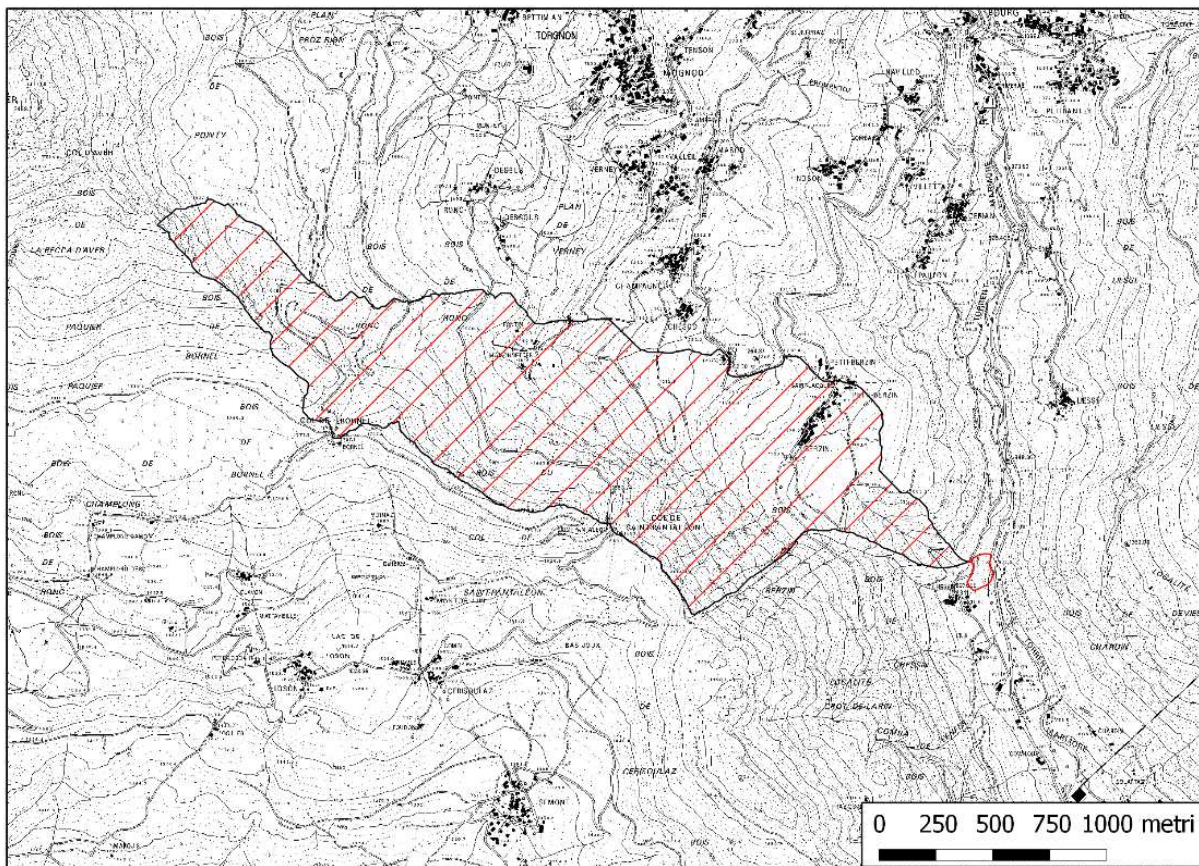


Figura 1 – Perimetro del bacino contribuyente al conoide di Chessin con layer ambiti inedificabili per inondazione - art.36 LR 11/98

2. ANALISI MORFOMETRICA DEL BACINO

2.1 PARAMETRI MORFOLOGICI

I parametri morfologici che caratterizzano i bacini forniscono alcune indicazioni utili allo scopo di evidenziare ed interpretare le relazioni intercorrenti fra le condizioni geo-strutturali dei bacini idrografici e le caratteristiche dei relativi reticoli di drenaggio.

Il bacino idrografico del afferente al conoide in località Chessin si situa nel settore nord-orientale della Regione Autonoma Valle d'Aosta, in destra orografica del Torrente Marmore, nella valle di Valtournenche.

Esso si estende per circa 2,32 chilometri quadrati tra il colle di San Pantaleone (1663 m.s.m.), la dorsale divisoria con l'adiacente vallone di Saint Barthelemy (Becca d'Aver

2469), gli abitati di Chesod e Berzin e il conoide di Chessin, con la confluenza nel Torrente Marmore posto alla quota di 840 m.s.m.

Come si può constatare dalla cartografia degli ambiti inedificabili Art.36 della Legge regionale 6 aprile 1998, n. 11, il reticolo idrografico si divide in due parti a valle dell'abitato di Chesod; una parte prosegue verso valle in un bacino adiacente, l'altro prosegue per un tratto intubato fino a valle dei pascoli di Berzin per poi continuare a pelo libero in un tratto boscato ed infine nel conoide di Chessin a circa 850 m.s.m.

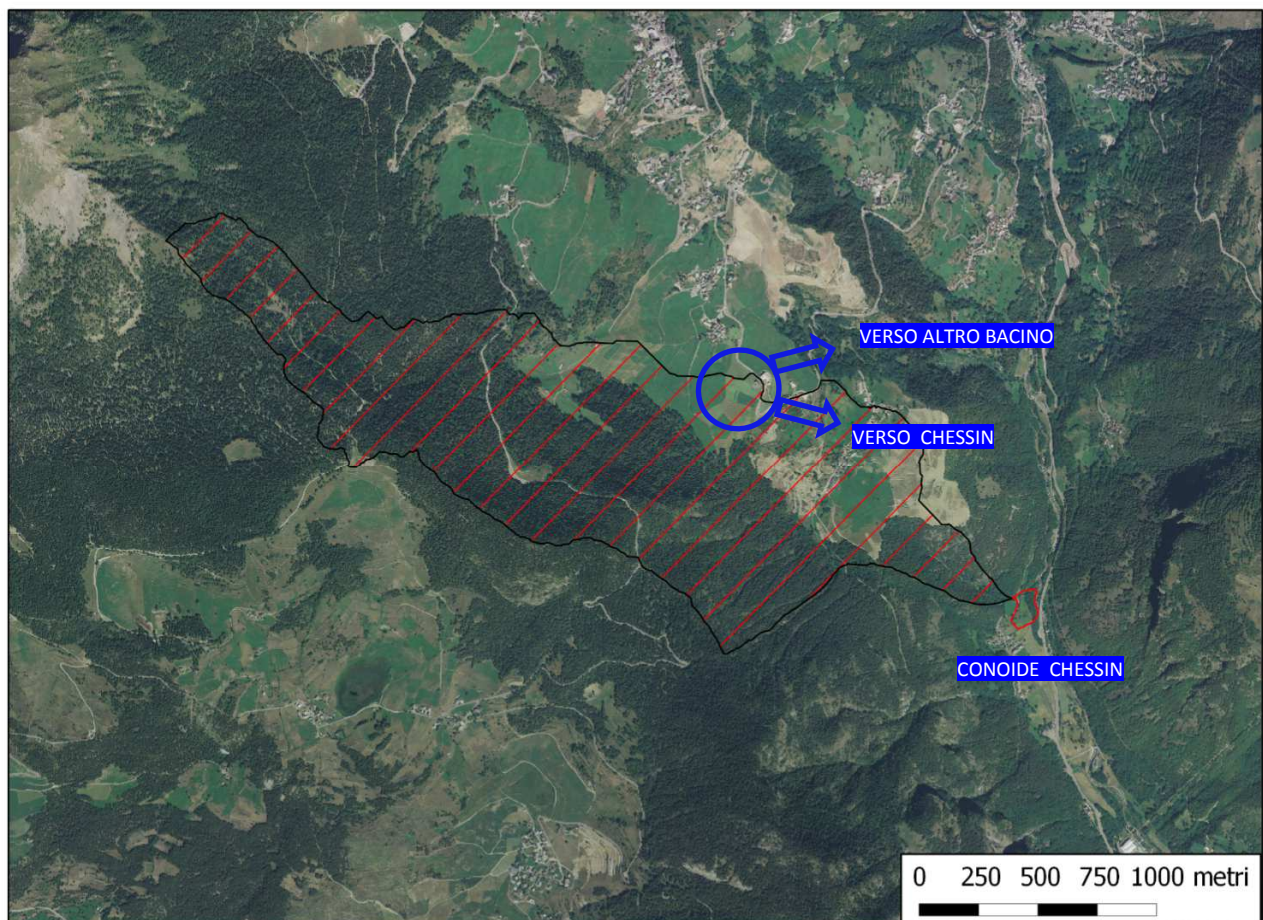


Figura 2 – Ortofoto bacino oggetto di studio con layer ambiti inedificabili per inondazione-art.36 LR 11/98 – in evidenza l'inizio di un tratto intubato in cui vi è fuoriuscita di portata

Per considerare questo fattore il bacino è stato schematizzato in due parti:

- una parte “bassa” dall'inizio del tratto intubato a valle di Chesod sino all'apice del conoide per la quale è stata condotta un'analisi idrologica con il metodo della corrivazione.

- una parte “alta”, le cui portate, stimate con il metodo della corrivazione, in corrispondenza del tratto intubato a valle di Chesod fuoriescono e vanno ad alimentare il bacino adiacente a quello di Chessin. I contributi della parte “alta” che vengono convogliati sino al conoide di Chessin sono stati considerati pari alla portata massima che può defluire nel tratto intubato avente diametro pari a 50 cm.

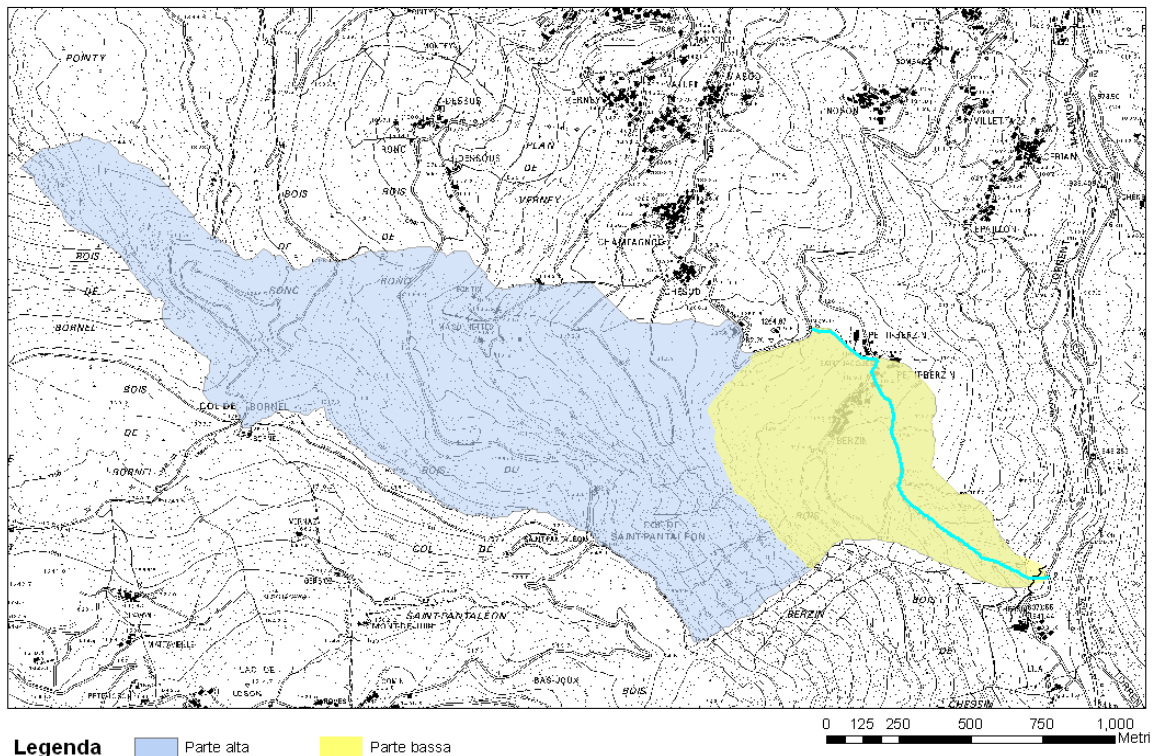


Figura 3 – Suddivisione del bacino in due sottobacini: “parte alta” e “parte bassa”

Le portate liquide normalmente defluenti nel corso d'acqua non sono rilevanti e raggiungono i valori di picco solamente in corrispondenza dei fenomeni temporaleschi di breve durata e forte intensità.

Siccome in tali situazioni diviene possibile anche l'innescare di fenomeni di colata detritica, nel presente studio andremo ad approfondire la propensione di tale bacino a sviluppare questi eventi e a cercare di quantificarli.

Per l'analisi morfometrica del bacino in oggetto ci si è avvalsi dell'utilizzo delle cartografie fornite dalla Regione Autonoma Valle d'Aosta e più precisamente:

- cartografie raster in formato tif in scala 1:5000 e 1:10000;
- cartografie numeriche in formato shape in scala 1:5000 e 1:10000;

- modello digitale del terreno (DTM) in formato ASCII con risoluzione 2 m sui bacini e 0,5 m sul conoide

Mediante l'uso combinato delle applicazioni Autocad, Arcmap e di HecGeo-RAS si sono ottenuti:

- corografia generale con l'indicazione dei perimetri di delimitazione del bacino e del conoide;
- profilo longitudinale dell'asta torrentizia principale;
- carte dell'acclività del bacino e del conoide.

Di seguito alcuni dei principali parametri morfologici del bacino confluyente nel conoide di Chessin:

- | | |
|---------------------------------|-----------------------|
| - superficie totale: | 2,32 km ² |
| - perimetro: | 9,56 km |
| - quota minima (apice conoide): | 860 m. slm |
| - quota massima: | 2170 m. slm |
| - altezza media: | 1495 m. slm |
| - pendenza media: | 56,90% |
| - superficie del conoide: | 0,012 km ² |

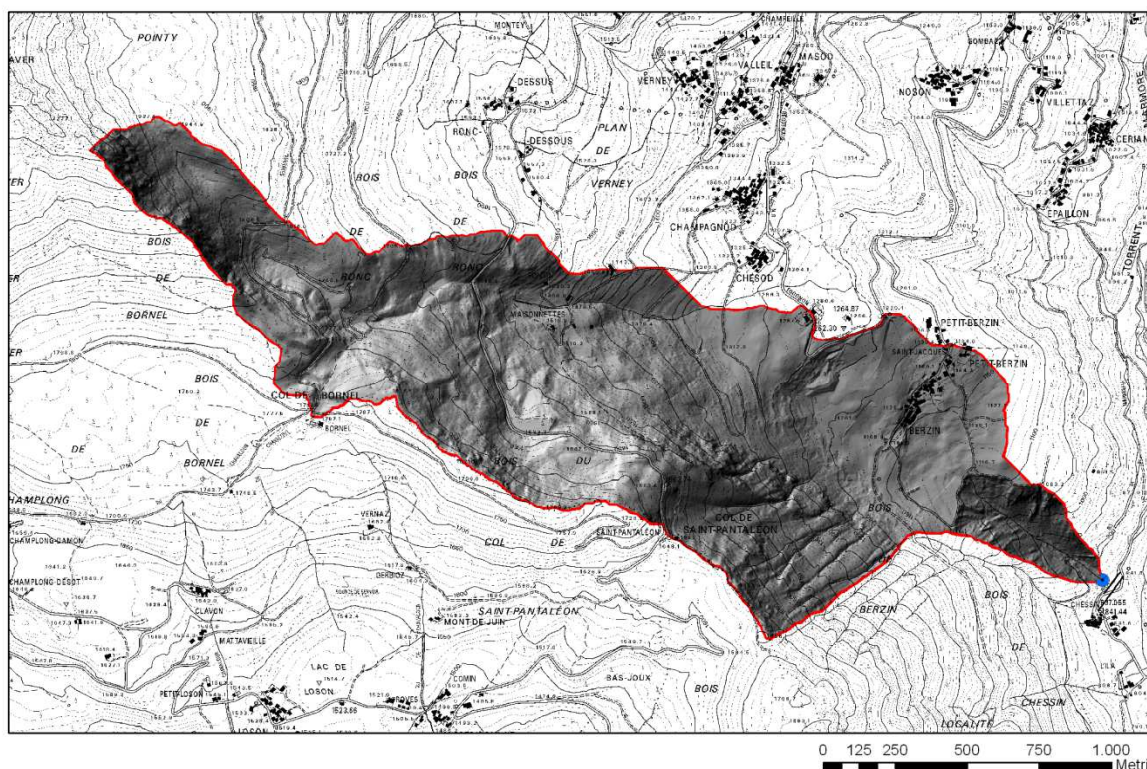


Figura 4 – Carta dell'esposizione del bacino oggetto di studio

2.2 IDENTIFICAZIONE DEL BACINO CONTRIBUENTE

L'identificazione del bacino è stata effettuata dopo aver individuato la rete idrografica a partire dal DTM con risoluzione 2 m x 2m.

Il DTM è stato pre-processato, eliminando le depressioni locali in modo da ottenere continuità nel modello del terreno.

Successivamente è stato creato un raster di direzione di deflusso in cui ad ogni cella del modello viene assegnata una delle otto possibili direzioni di deflusso in funzione della massima pendenza.

L'area contribuyente o area drenata viene calcolata sommando progressivamente il numero di celle che si trovano lungo i percorsi che portano a ciascuna cella. Infatti, a questo punto dell'elaborazione tutte le celle possono essere connesse tra loro in modo univoco. Il risultato del "Flow Accumulation" è un raster dei flussi accumulati da ogni cella, cioè dall'accumularsi del "peso" di area drenata da parte di tutte le celle.

Le celle corrispondenti allo spartiacque avranno valore 1, la cella della sezione di chiusura avrà come valore la somma di tutte le celle dell'intero bacino.

In questo modo viene identificato il reticolo sintetico e l'area contribuyente per una determinata sezione posta all'apice del conoide.

L'area individuata dal modello è stata confrontata con l'area identificata dalla linea di dislivvio sulla Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000; tale linea rappresenta il perimetro del bacino che delimita la superficie all'interno della quale si abbattano le precipitazioni che trovano recapito ultimo nella rete idrografica in esame. Dal confronto è emerso che le due aree sono pressoché identiche.

Il perimetro del conoide è stato individuato sulla base della Cartografia Tecnica Regionale in scala 1:5.000 ed è stato modificato in seguito ai sopralluoghi in campo finalizzati a mettere in evidenza gli aspetti morfologici non individuabili a tavolino.

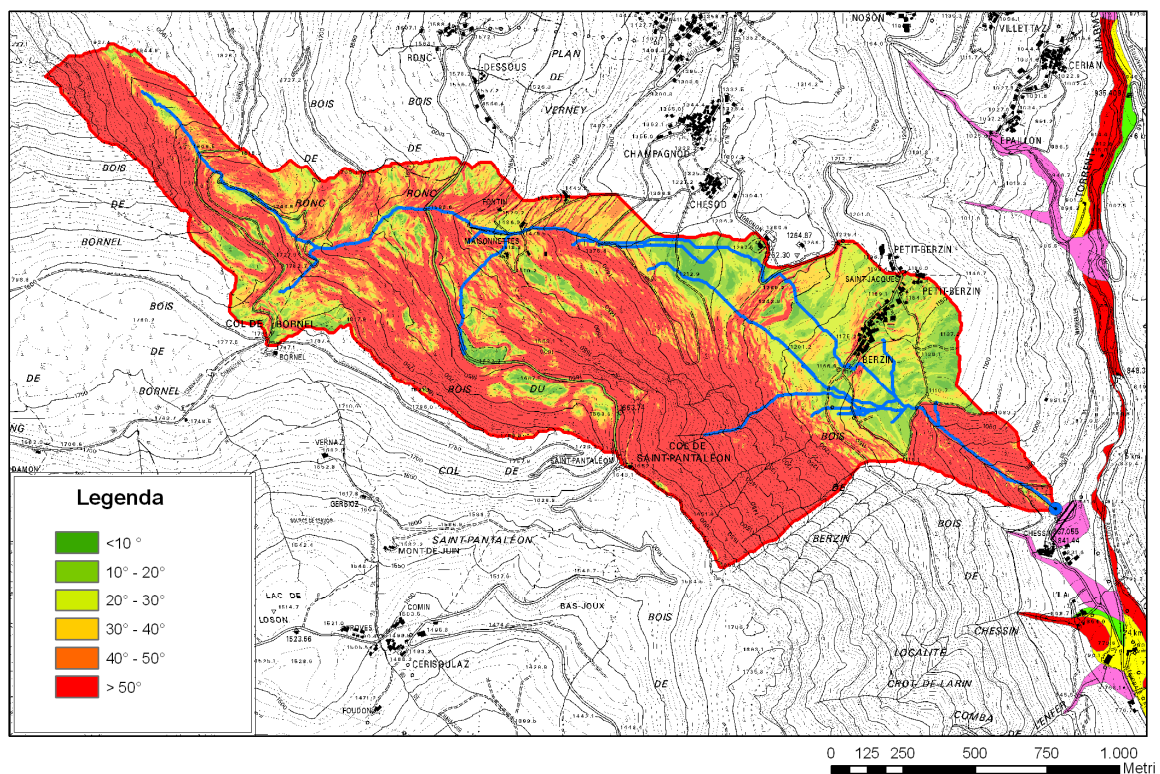


Figura 5 – Carta dell'acclività del bacino oggetto di studio

3. ANALISI IDROLOGICA

3.1 CALCOLO DELLE PORTATE LIQUIDE PER I TEMPI DI RITORNO 20 ANNI, 100 ANNI E 200 ANNI

Nel presente studio viene indicata, in modo schematico, una procedura per il calcolo delle portate di piena di un corso d'acqua, utilizzando un modello afflussi-deflussi basato sul noto metodo razionale.

Per l'analisi idrologica si sono utilizzati i dati pluviometrici presenti sul WebGis denominato "Analisi regionale delle precipitazioni intense" che si basa sui risultati degli studi di regionalizzazione delle precipitazioni intense condotto dai competenti uffici regionali.

Tale sistema consente all'utente di ottenere informazioni relative ai valori di "altezza pluviometrica" per diverse durate in funzione dei tempi di ritorno.

In particolare per il calcolo delle altezze di precipitazione areale, associate ad un tempo di ritorno e ad una durata dell'evento pluviometrico si è utilizzato un metodo basato sulla seguente relazione di calcolo:

$$h(T,d) = Arf(T, d, A) \times k(T) \times a \times d^n$$

con:

$h(T,d)$: altezza di precipitazione (mm), funzione del tempo di ritorno e della durata dell'evento

T : tempo di ritorno (anni)

d : durata dell'evento (h)

A : area del bacino idrografico (km²)

k : coefficiente di crescita

Arf : (area reduction factor), coefficiente di abbattimento areale, funzione del tempo di ritorno, della durata e dell'area (/).

a: pioggia indice (mm)

n: parametro di forma

Per il bacino confluyente nel conoide di Chessin si hanno i seguenti valori dei parametri:

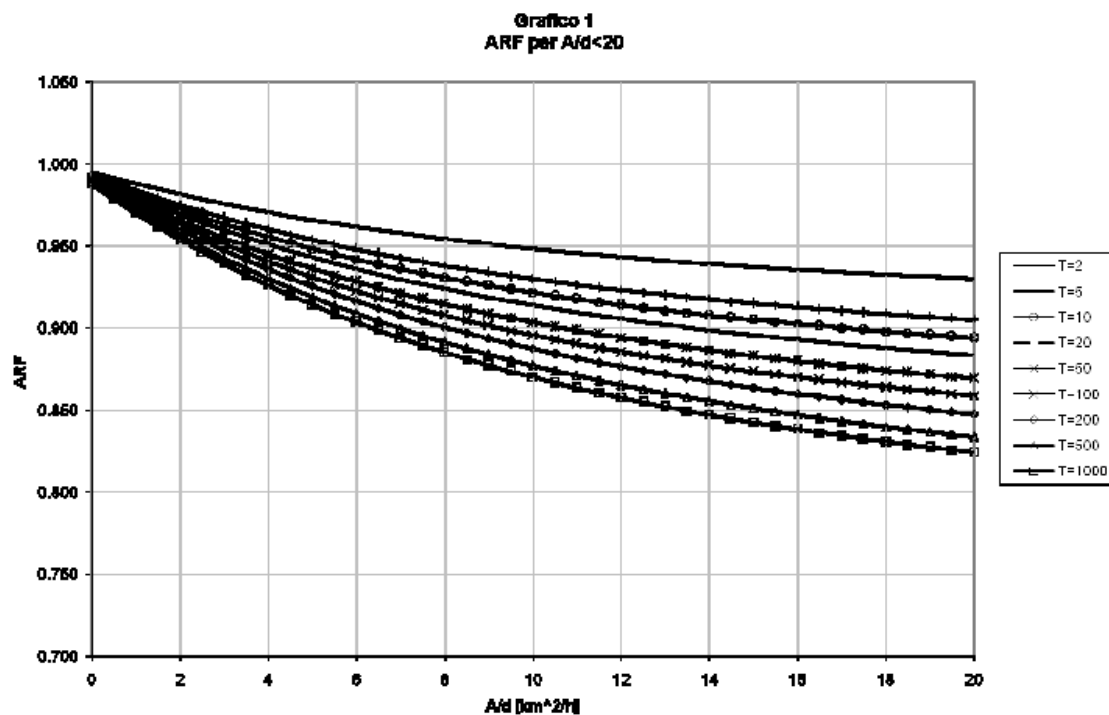
$$a = 13,05566$$

$$n = 0,4897508$$

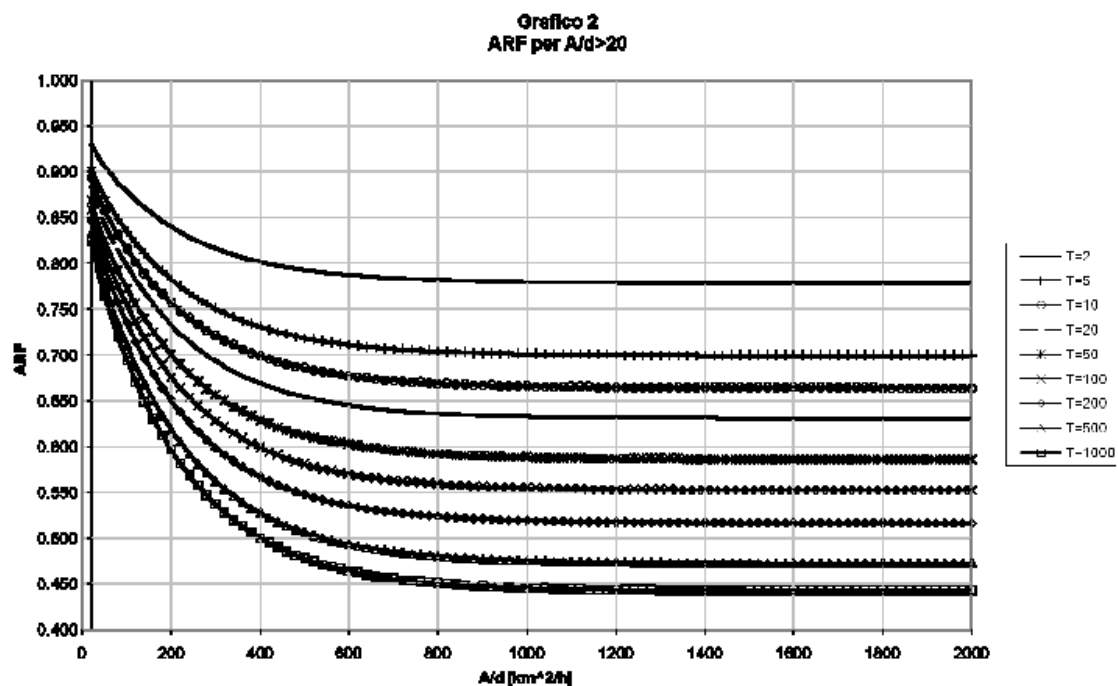
Il parametro **k** assume diversi valori in funzione dei vari tempi di ritorno:

Tr	Kt
[anni]	[/]
2	0.82
5	1.24
10	1.46
20	1.69
50	2.04
100	2.34
200	2.7

Il fattore di riduzione areale **Arf (T,d,A)**, è desumibile dal grafico seguente



Prima si calcola il rapporto tra area del bacino e durata dell'evento (A/d): se il rapporto è inferiore a 20 si utilizza il grafico 1, se è maggiore, invece, si utilizza il grafico 2.



Il metodo utilizzato si basa innanzitutto sulla determinazione del tempo di corrivazione del bacino T_c , ossia del tempo necessario affinché la goccia di pioggia che cade nel punto idraulicamente più lontano raggiunga la sezione di chiusura del bacino.

Nella trattazione che segue si è considerato il bacino suddiviso in due sottozone “Parte bassa” e “Parte alta” in modo da simulare un modello più aderente alla realtà in grado di tenere in considerazione gli effetti locali generati dal restringimento di sezione dell’alveo dovuto alla presenza di un tratto intubato. Si è pertanto determinato un idrogramma liquido per il bacino “Parte bassa” al quale è stato sommato l’idrogramma liquido del bacino “Parte alta” traslato nel tempo di un Δt pari al tempo di corrivazione del bacino parte bassa.

Per determinare il tempo di corrivazione dei due sottobacini si sono utilizzate alcune formule empiriche classiche presenti in letteratura (i valori indicati sono relativi al bacino identificato come “Parte bassa”):

1) Formula di Giandotti:

$$T_{C1} = \frac{4\sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H_m}} = 0,37h$$

dove:

A = superficie del bacino[Km²]

L = lunghezza del collettore principale [Km]

H_m = quota media del bacino riferita alla sezione di chiusura [m].

2) Formula di Pezzoli:

$$T_{C2} = 0,055 \cdot \left(\frac{L_C}{i^{0,5}} \right) = 0,18h$$

dove:

L_C = lunghezza effettiva del collettore principale[Km]

i = pendenza media del collettore principale[m/m]

3) Formula di Ferro "a":

$$T_{C3} = 0,022 \cdot \left(\frac{L_C}{i^{0,5}} \right)^{0,8} = 0,51h$$

dove:

L_C = lunghezza effettiva del collettore principale[m]

i = pendenza media del collettore principale[m/m]

4) Formula di Ferro "b":

$$T_{C4} = 0,675 \cdot \sqrt{A} = 0,24h$$

dove:

A = superficie del bacino[Km²]

Ai fini del calcolo é stato considerato un tempo di corrivazione pari alla media dei valori precedentemente calcolati pari a Tc= 20 minuti.

Tabella 1 – Altezze di precipitazione per Tr=20, Tr=100 e Tr=200

	d[ore]=1	d[ore]=2	d[ore]=3	d[ore]=4	d[ore]=5	d[ore]=6
Tr [anni]	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	21,80	30,61	37,33	42,98	47,95	52,43
100	30,09	42,26	51,54	59,33	66,19	72,37
200	34,55	48,51	59,16	68,12	75,98	83,08

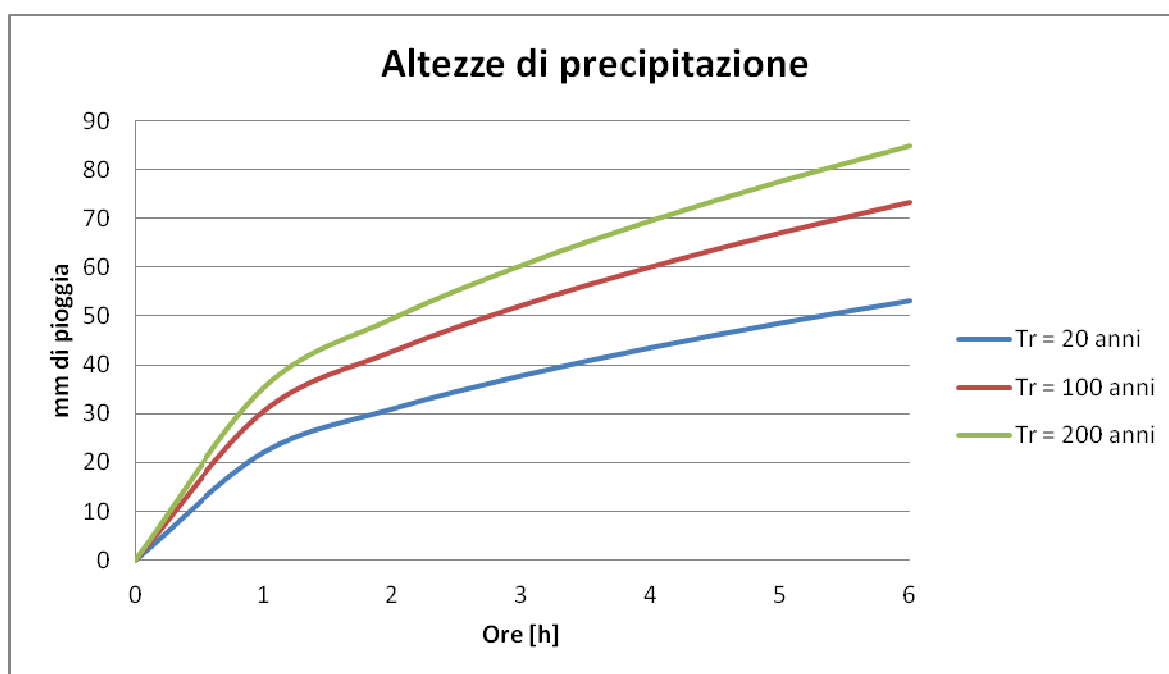


Figura 6 – Grafico con le altezze di precipitazione per Tr=20, Tr=100 e Tr=200

Il metodo razionale è un procedimento particolarmente semplice ed efficace per calcolare la portata al colmo di piena Q con un tempo di ritorno T assegnato alla sezione di chiusura di un bacino.

Il metodo si fonda sull'utilizzo della curva di possibilità climatica della pioggia ragguagliata sulle seguenti ipotesi:

- la portata al colmo di piena Q con assegnato tempo di ritorno è la maggiore, tra le portate al colmo di tutti gli eventi di piena a intensità costante ricavati dalla curva di possibilità climatica con tempo di ritorno T;

- a parità di tempo di ritorno, la portata al colmo maggiore è prodotta dall'evento la cui durata è identica al tempo di corrivazione;
- la portata al colmo dell'evento di piena causato da una precipitazione ragguagliata rappresentata da uno ietogramma a intensità costante di durata t_c è proporzionale al prodotto fra l'intensità di pioggia e l'area del bacino A.

La prima ipotesi risulta abbastanza aderente alla realtà, mentre la seconda e la terza assunzione possono giustificarsi schematizzando opportunamente il fenomeno della trasformazione afflussi – deflussi assumendo che le perdite siano proporzionali all'intensità di pioggia e che il tempo impiegato dall'acqua a raggiungere la sezione di chiusura dipenda soltanto dalla lunghezza del percorso compiuto.

Una volta definiti i parametri morfologici occorre definire la “pioggia di progetto” che caratterizza, per il bacino in esame, il manifestarsi dell'evento meteorico intenso e conseguentemente un evento di piena. La pioggia di progetto rappresenta un evento ipotetico che, per assegnato tempo di ritorno, rappresenta una particolare distribuzione temporale delle precipitazioni. Nel presente studio si è fatto ricorso ad uno ietogramma ad intensità costante di durata pari al tempo di corrivazione del bacino “Parte bassa” di cui si riporta la seguente schematizzazione:

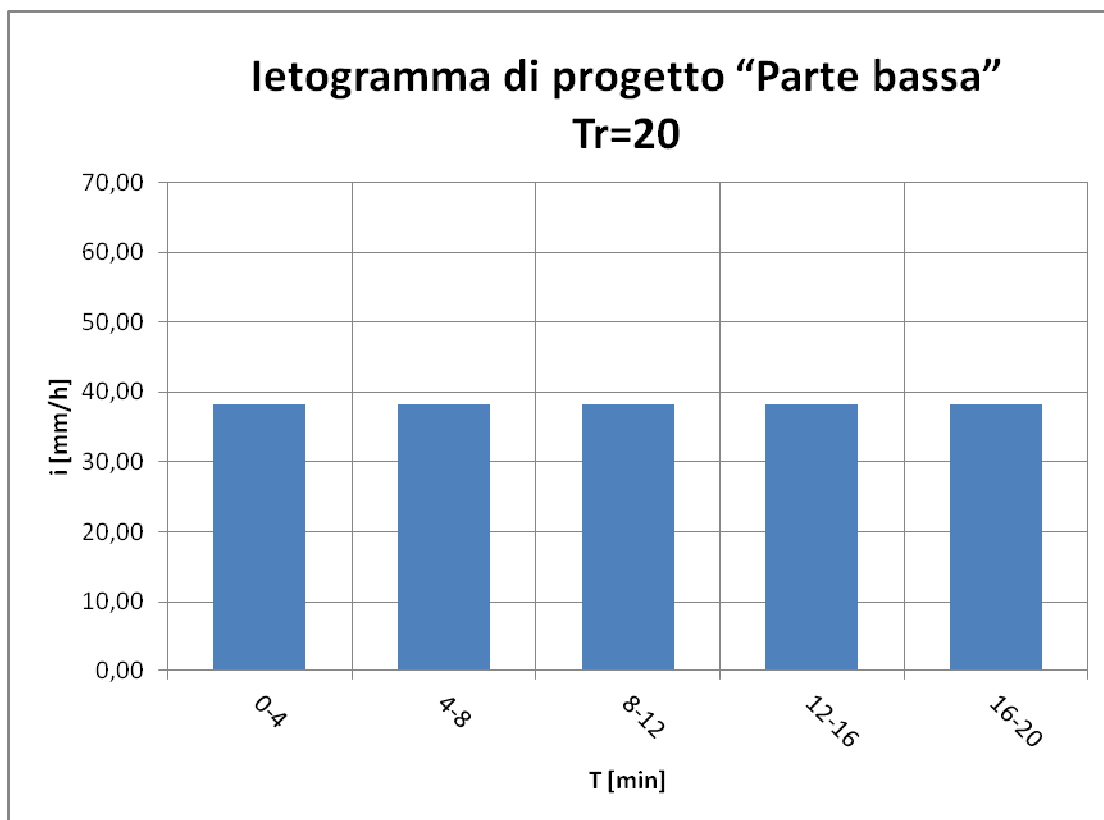


Figura 7 – Ietogramma di progetto Tr=20 anni Tp=20 min

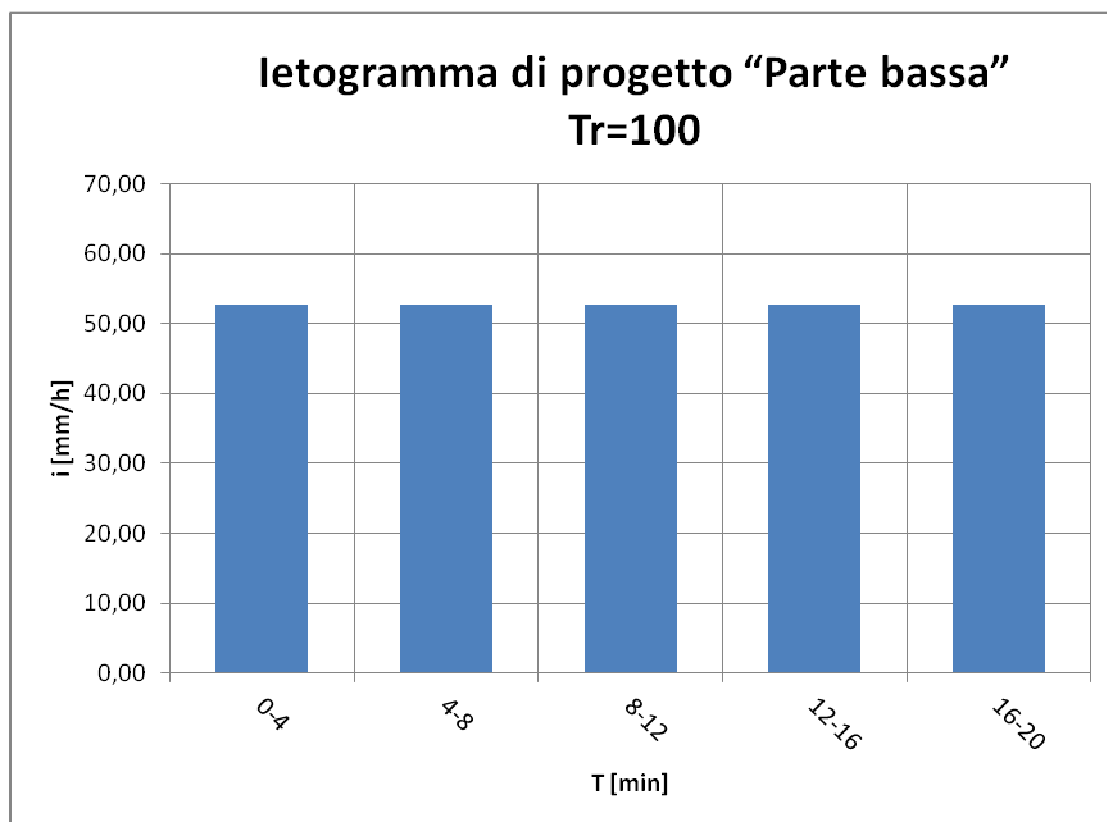


Figura 8 – Ietogramma di progetto Tr=100 anni Tp=20 min

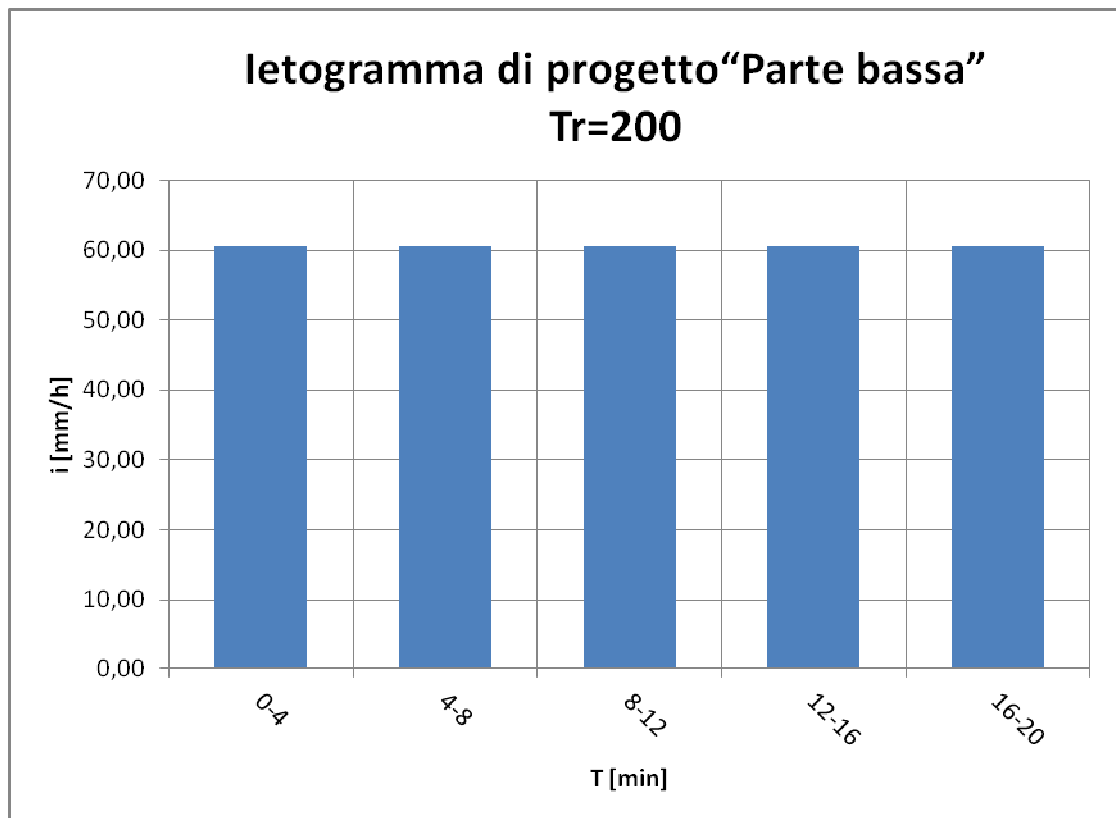


Figura 9 – Ietogramma di progetto Tr=200 anni Tp=20 min

Sono state fatte diverse ipotesi sulla durata dell'evento di pioggia, coerenti con il metodo razionale, al fine di considerare l'evento di pioggia che determina portate liquide maggiori all'apice del conoide:

- tempo di pioggia = tempo di corrivazione bacino parte alta [33 min]: in questo caso si ottiene un'intensità di pioggia (per Tr=20 anni) pari a 29.57 [mm/h];
- tempo di pioggia = tempo di corrivazione bacino parte bassa [20 min]: in questo caso si ottiene un'intensità di pioggia (per Tr=20 anni) pari a 38.19 [mm/h];
- tempo di pioggia = tempo di corrivazione bacino parte bassa + tempo di corrivazione bacino parte alta [53 min]: in questo caso si ottiene un'intensità di pioggia (per Tr=20 anni) pari a 23.22 [mm/h];

In seguito alle diverse simulazioni effettuate si è scelto di adottare il caso 2 in quanto il valore di intensità più elevato genera valori di portate maggiori alla sezione di chiusura del bacino. Per Tp maggiori i contributi delle portate provenienti dalla parte alta del bacino infatti defluiscono nel bacino adiacente, senza giungere in conoide.

La portata Q per ogni tempo di ritorno Tr è quindi espressa con la relazione:

$$Q [m^3/s] = k * C * i_c * A$$

nella quale:

- k[-] è il coefficiente che tiene conto delle diverse unità di misura pari a 0,278;
- C [-] è il coefficiente di deflusso;
- i_c è l'intensità media di pioggia ricavata dalla linea segnalatrice di probabilità pluviometrica con tempo di ritorno TR per una durata uguale al tempo di corrivazione Tc [mm/h];
- A: l'area del bacino pari a 2,32 [km²].

Il coefficiente di deflusso C tiene conto in primo luogo delle perdite, che, a differenza dell'assunzione precedentemente esposta, non manifestano una proporzionalità lineare con l'intensità di pioggia. Tale valore è stato dedotto da esempi presenti nella letteratura, in particolare dai valori proposti da Chow et al. (1988) (Chow, V.T., D.R. Maidment and L.W. Mays, 1988. Applied Hydrology. McGraw-Hill, USA). I valori non presenti nella tabella successiva sono stati ricavati per interpolazione lineare. Per considerare anche le diverse tipologie di uso del suolo presenti (pascoli e zone boscate) è stata effettuata successivamente una media pesata dei valori di C per le varie lunghezze del collettore.

Tabella 2: Valori del coefficiente di deflusso Chow et al. (1988),

TABLE 15.1.1
Runoff coefficients for use in the rational method

Character of surface	Return Period (years)						
	2	5	10	25	50	100	500
Developed							
Asphaltic	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concrete/roof	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Grass areas (lawns, parks, etc.)							
<i>Poor condition (grass cover less than 50% of the area)</i>							
Flat, 0–2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Average, 2–7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Steep, over 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Fair condition (grass cover on 50% to 75% of the area)</i>							
Flat, 0–2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Average, 2–7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Steep, over 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Good condition (grass cover larger than 75% of the area)</i>							
Flat, 0–2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Average, 2–7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Steep, over 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Undeveloped							
Cultivated Land							
Flat, 0–2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Average, 2–7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Steep, over 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pasture/Range							
Flat, 0–2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Average, 2–7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Steep, over 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Forest/Woodlands							
Flat, 0–2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Average, 2–7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Steep, over 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

In pratica al fine di determinare l'idrogramma liquido di piena in prima approssimazione si fanno corrispondere le isocorrive (le linee che uniscono i punti di bacino aventi ugual tempo di corrivazione) alle isoipse (ossia le curve di livello); in tal modo si può utilizzare la curva ipsografica per determinare le aree contribuenti corrispondenti ai vari intervalli temporali Δt in cui si è suddiviso il T_c . Nel nostro caso con T_c pari a 20 minuti si sono considerati $5\Delta t$ da 4 minuti l'uno e si è suddivisa

pertanto l'area del bacino in 5 sottoaree i cui valori sono stati ricavati dalla curva ipsografica. In tal modo si sono ricavate la curva aree incrementali – tempi e di conseguenza la curva area cumulata – tempi. (I valori indicati sono relativi al bacino identificato come “Parte bassa”)

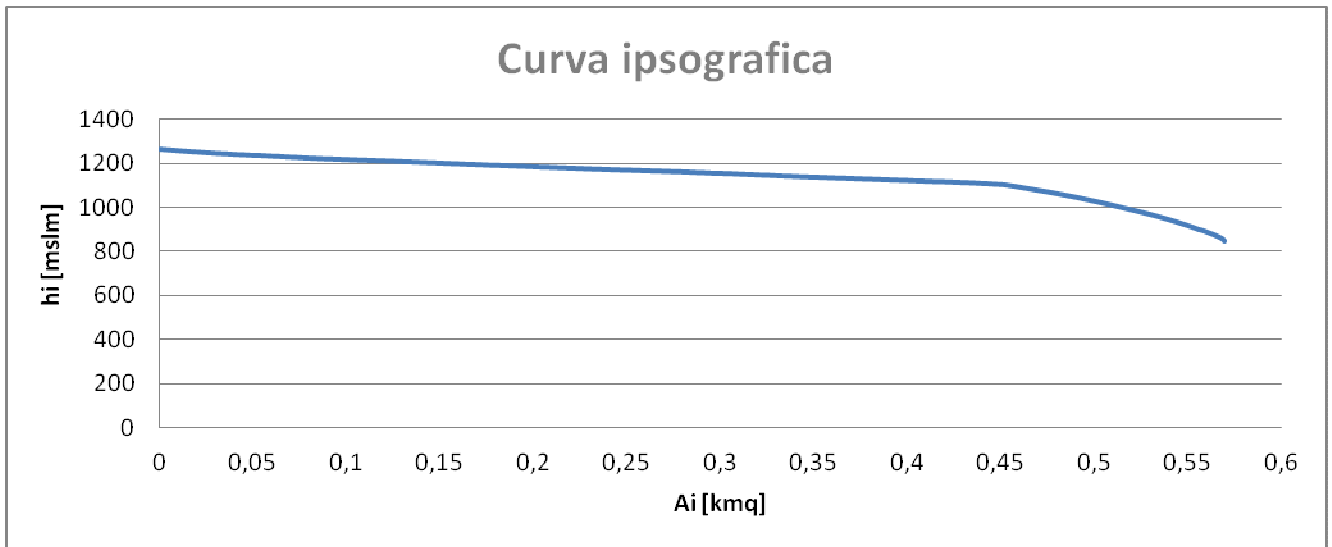


Figura 10 – Bacino “parte bassa”- curva ipsografica

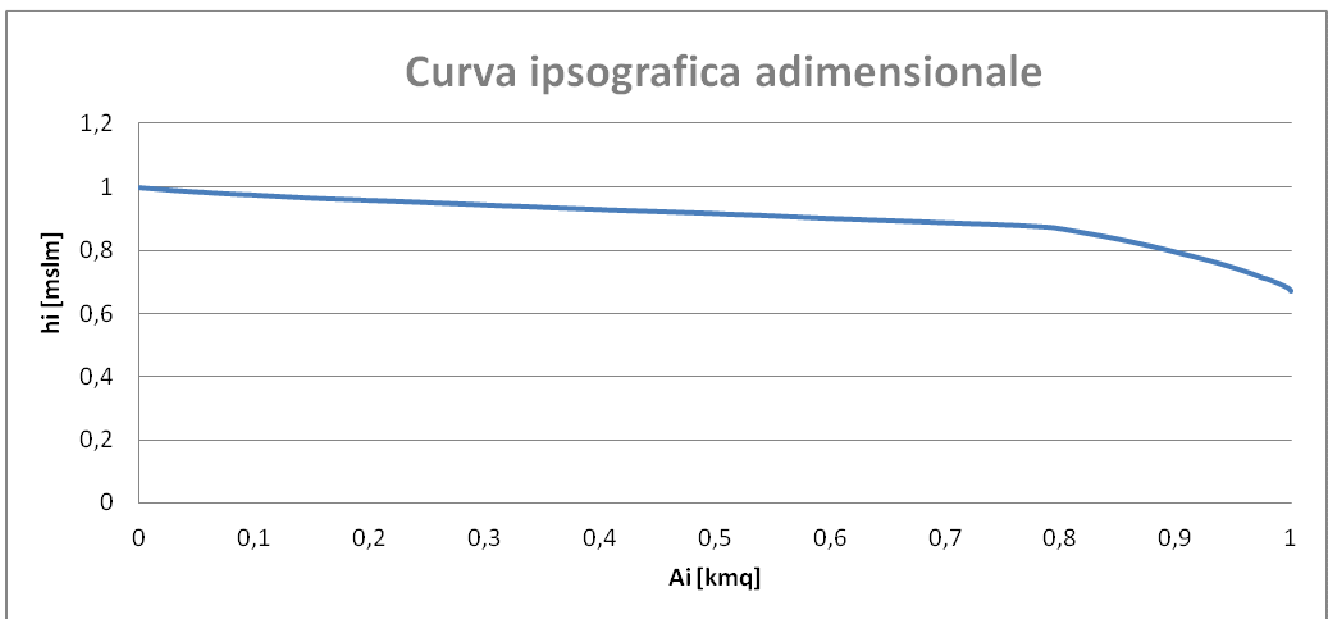


Figura 11 – Bacino “parte bassa”- curva ipsografica adimensionale

Di seguito si riportano i risultati della curva area-tempi:

Tabella 3 – Determinazione curva area-tempi

j	t	A_j	jDt	$A(t)$
	(min)	(kmq)	(min)	(kmq)
-	-	-	0	0
1	0-4	0.024	4	0.02
2	4-8	0.038	8	0.06
3	8-12	0.052	12	0.11
4	12-16	0.244	16	0.36
5	16-20	0.213	20	0.57

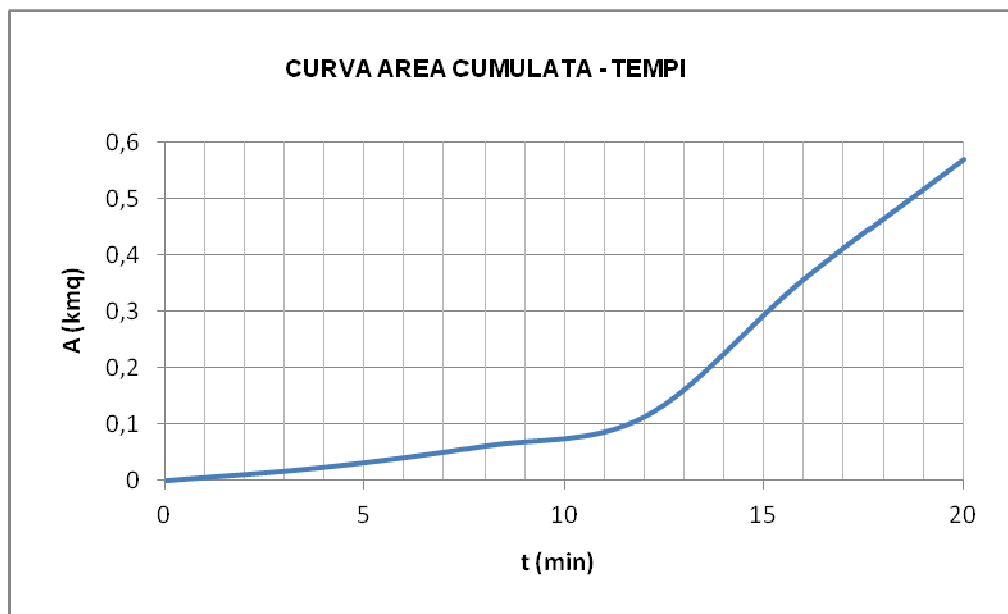


Figura 12 –Curva area cumulata – tempi

A questo punto moltiplicando le intensità di pioggia riportate in precedenza con le aree contribuenti in ogni intervallo temporale e sommando poi i vari contributi si costruisce l'idrogramma liquido di piena.

Tabella 4 – Bacino “parte bassa”-idrogramma liquido di piena $T_r=20$ anni $T_p=20$ min

t	$i(t)$	A1	A2	A3	A4	A5	$QI(max)$	Coeffomogenizzazione K	Coeff di deflusso C	$QI(T_p=T_c)$
[min]	[mm/h]	[km ²]	[km ²]	[km ²]	[km ²]	[km ²]	[m ³ /s]			[m ³ /s]
		0,0238	0,0376	0,0518	0,2435	0,2127				
0-4	38,19	0,25					0,25	0,278	0,4195	0,029
4-8	38,19	0,25	0,40				0,65	0,278	0,4195	0,076
8-12	38,19	0,25	0,40	0,55			1,20	0,278	0,4195	0,140
12-16	38,19	0,25	0,40	0,55	2,58		3,78	0,278	0,4195	0,441
16-20	38,19	0,25	0,40	0,55	2,58	2,26	6,04	0,278	0,4195	0,704
20-24	0,00	0,00	0,40	0,55	2,58	2,26	5,79	0,278	0,4195	0,675
24-28	0,00	0,00	0,00	0,55	2,58	2,26	5,39	0,278	0,4195	0,628
28-32	0,00	0,00	0,00	0,00	2,58	2,26	4,84	0,278	0,4195	0,564
32-36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,26	2,26	0,278	0,4195	0,263
36-40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,000
40-44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,000

La portata liquida massima a seguito di un evento di pioggia di durata 20', per il bacino denominato “parte bassa”, con tempo di ritorno 20 anni è pari 0,704 m³/s.

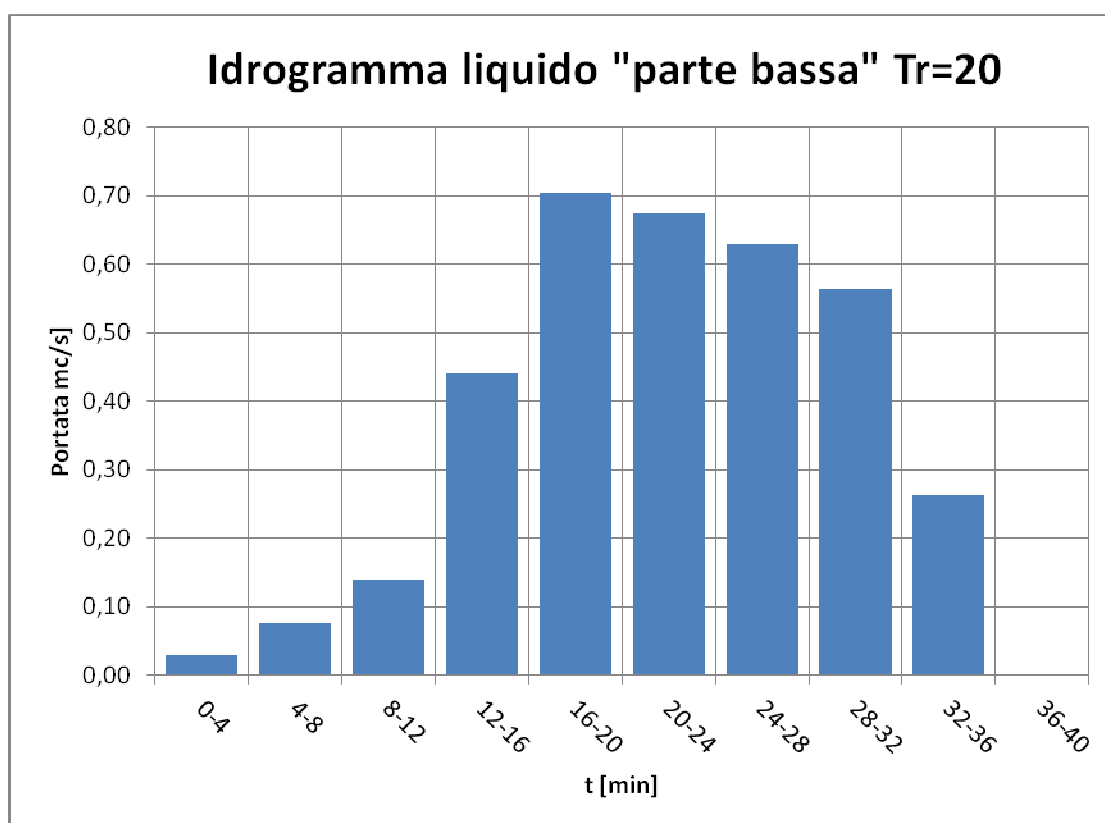


Figura 13 – Determinazione Idrogramma liquido di piena $T_p=20'$ $T_r=20$ anni

A questo valore è stato aggiunto il contributo della parte alta del bacino. A questo scopo si è proceduto in maniera analoga alla precedente, considerando però solamente i contributi che possono essere convogliati dalla tubazione di diametro 50 cm posizionata a monte della località Berzin per uno sviluppo di circa 750 metri. La portata massima che può essere smaltita dalla tubazione è stata valutata con la formula di Chezy con coefficiente scabrezza di Gauckler-Strickler:

$$Q = k \cdot \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \quad \text{in cui:}$$

D = Diametro interno del canale circolare

i = Pendenza del canale

Q = Portata nella condotta

k = Coefficiente di scabrezza

Operando le opportune sostituzioni è stato calcolato un valore di portata massima che può defluire nel canale pari a 1.25 m³/s.

I contributi di pioggia del bacino “Parte alta” che giungono in conoide di Chessin sono stati considerati pertanto fino al valore soglia pari a 1.25 m³/s. La quota parte restante prosegue verso valle nel bacino adiacente.

L'idrogramma liquido relativo a questa porzione di bacino è rappresentato di seguito:

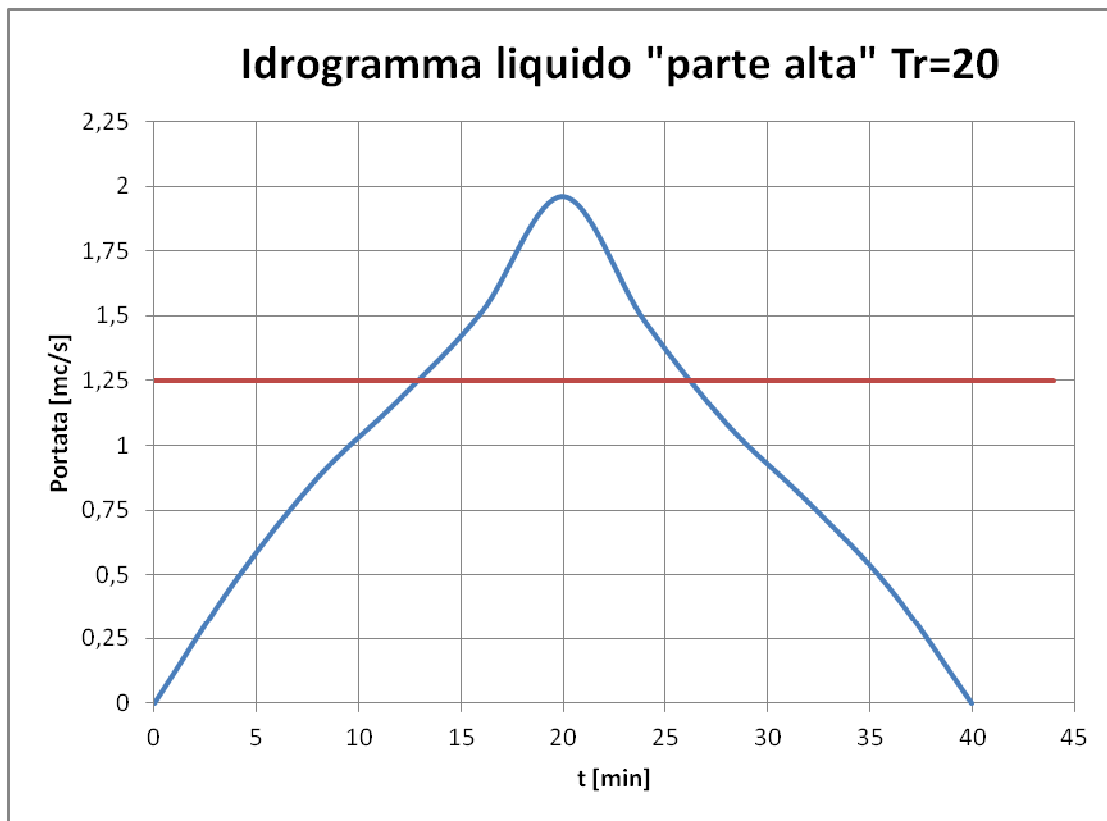


Figura 14– Bacino “parte alta”- idrogramma liquido di piena $Tr=20$ anni $Tp=20$ min
 Sommando i due contributi e considerando lo sfasamento temporale pari al Tc del bacino parte bassa (20 minuti) con cui gli apporti del bacino superiore giungono in conoide, si è tracciato l'idrogramma di piena liquido:

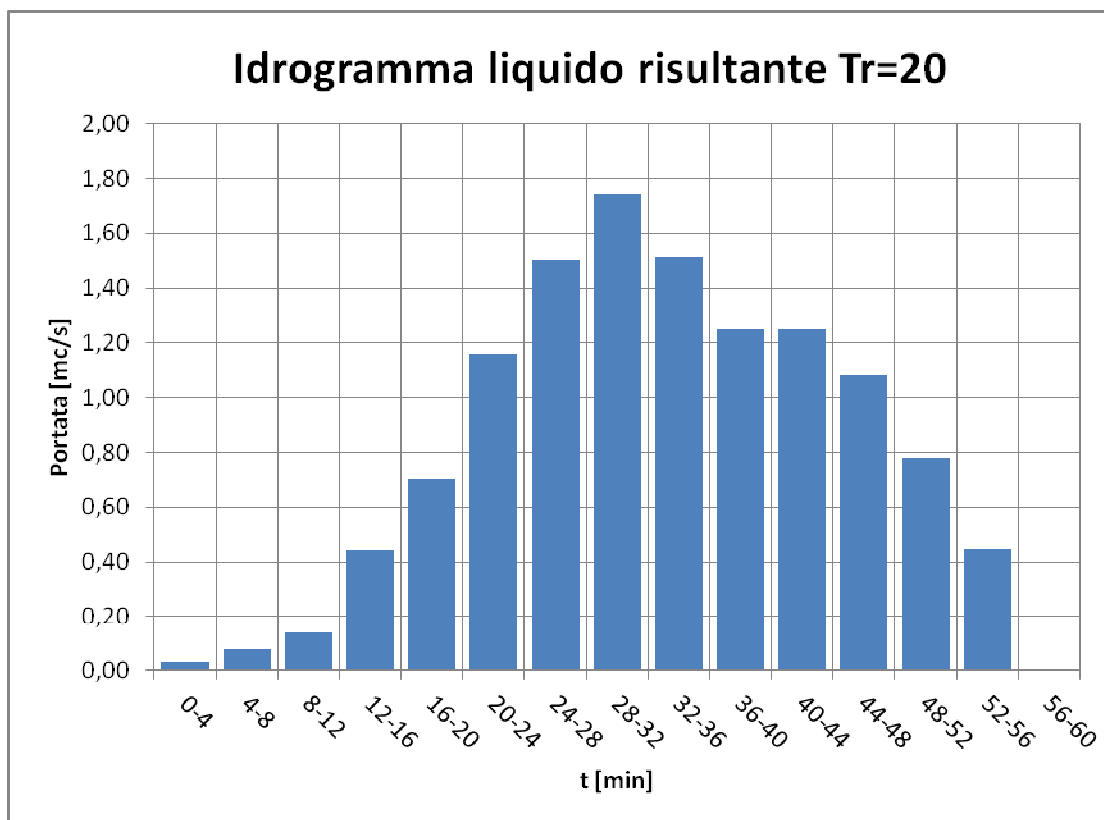


Figura 15 – Determinazione Idrogramma liquido di piena intero bacino $T_p=20'$ $T_r=20$ anni

Tale procedimento è stato ripetuto per i tempi di ritorno $TR\ 100$ e $TR\ 200$ ottenendo i seguenti risultati:

I valori di pioggia critica e di intensità critica saranno:

	TR 20	TR 100	TR 200
Pioggia critica $T_p=T_c$ [mm]	12,73	17,57	20,17
Intensità critica [mm/h]	38,19	52,71	60,51

La portata di progetto liquida per ogni tempo di ritorno sarà la seguente:

	TR 20	TR 100	TR 200
Portata di progetto	1,74 m ³ /s	2,08 m ³ /s	2,25 m ³ /s

Si riporta di seguito gli idrogrammi distinti in “parte alta” e “parte bassa” per i tempi di ritorno 100 e 200 anni.

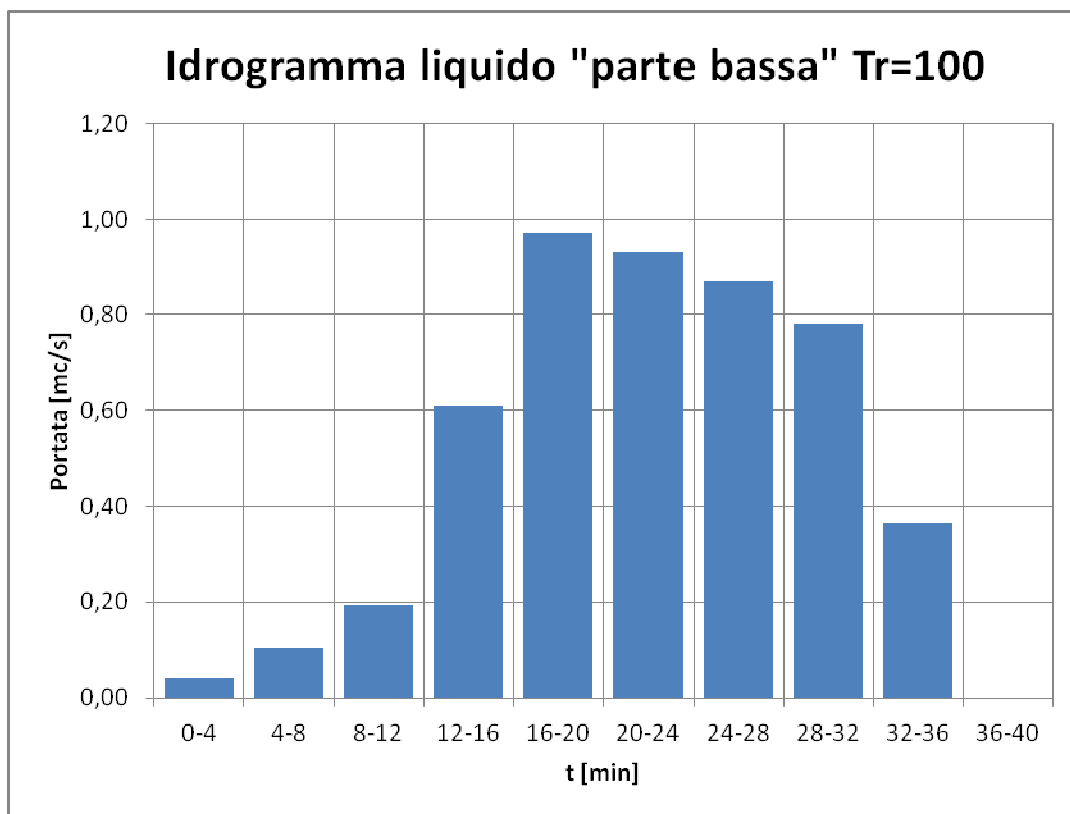


Figura 16– Bacino “parte bassa”- idrogramma liquido di piena $T_p=20'$ $T_r=100$ anni

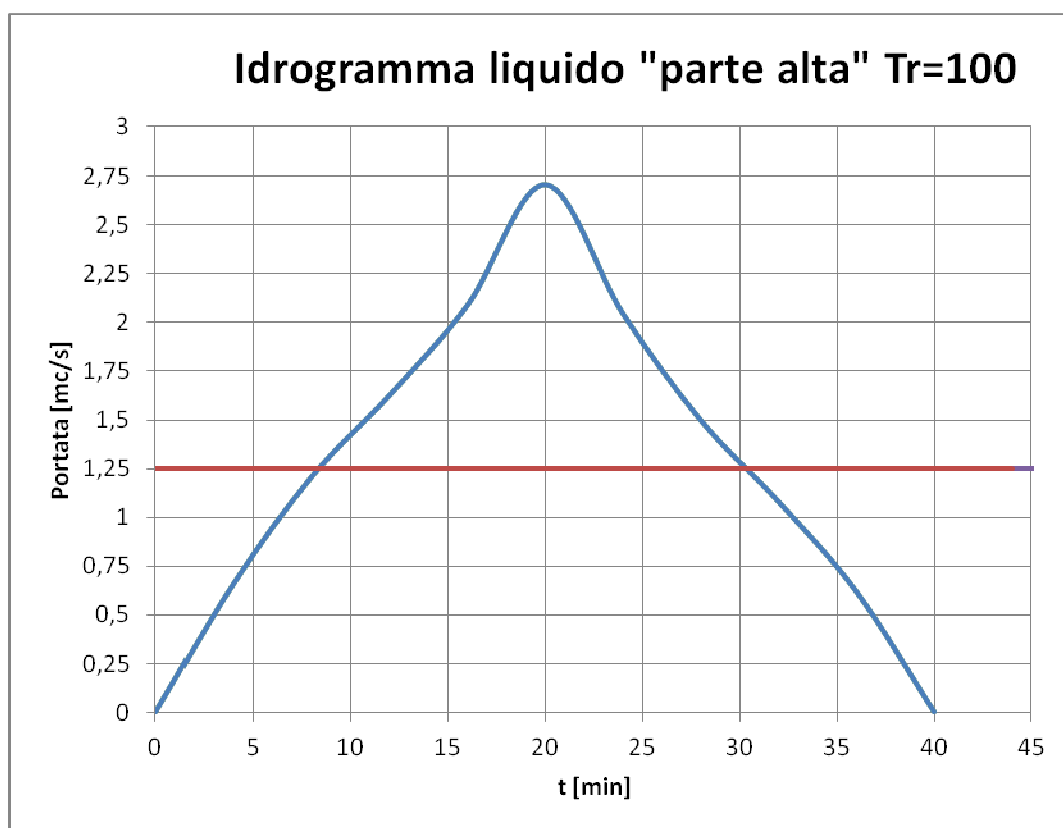


Figura 17– Bacino “parte alta”- idrogramma liquido di piena $T_p=20'$ $T_r=100$ anni

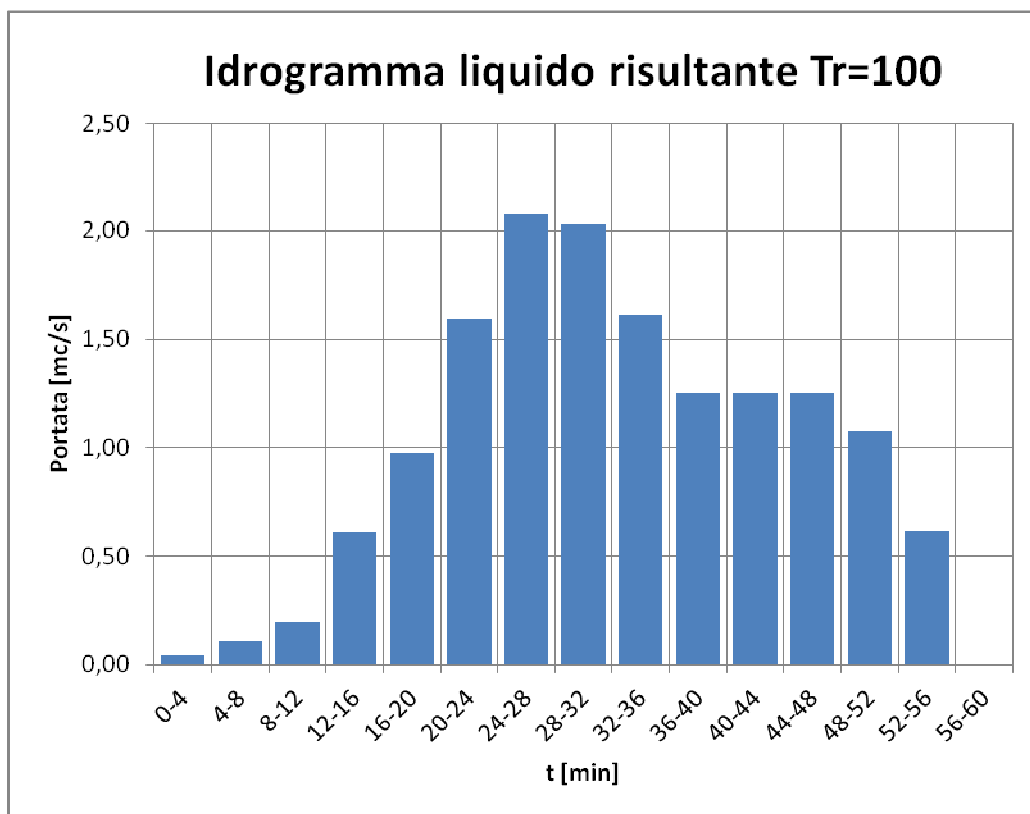


Figura 18– Determinazione Idrogramma liquido di piena intero bacino $T_p=20'$ $T_r=100$ anni

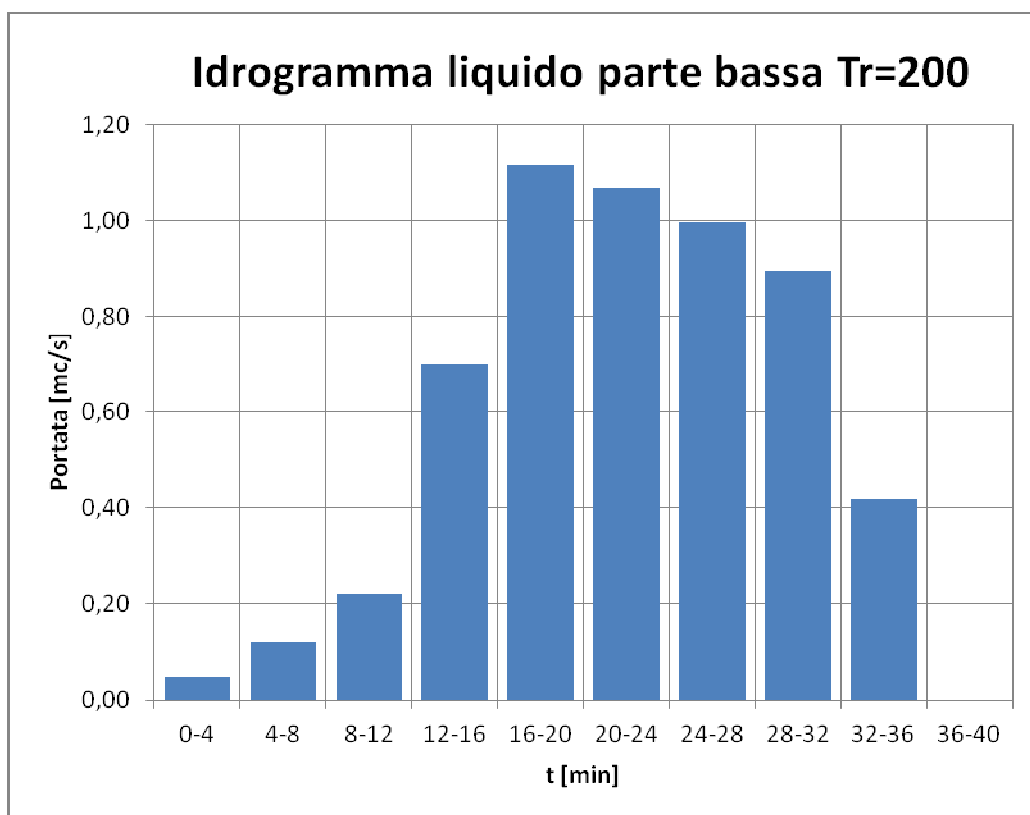


Figura 19– Bacino “parte bassa” – idrogramma liquido di piena $T_p=20'$ $T_r=200$ anni

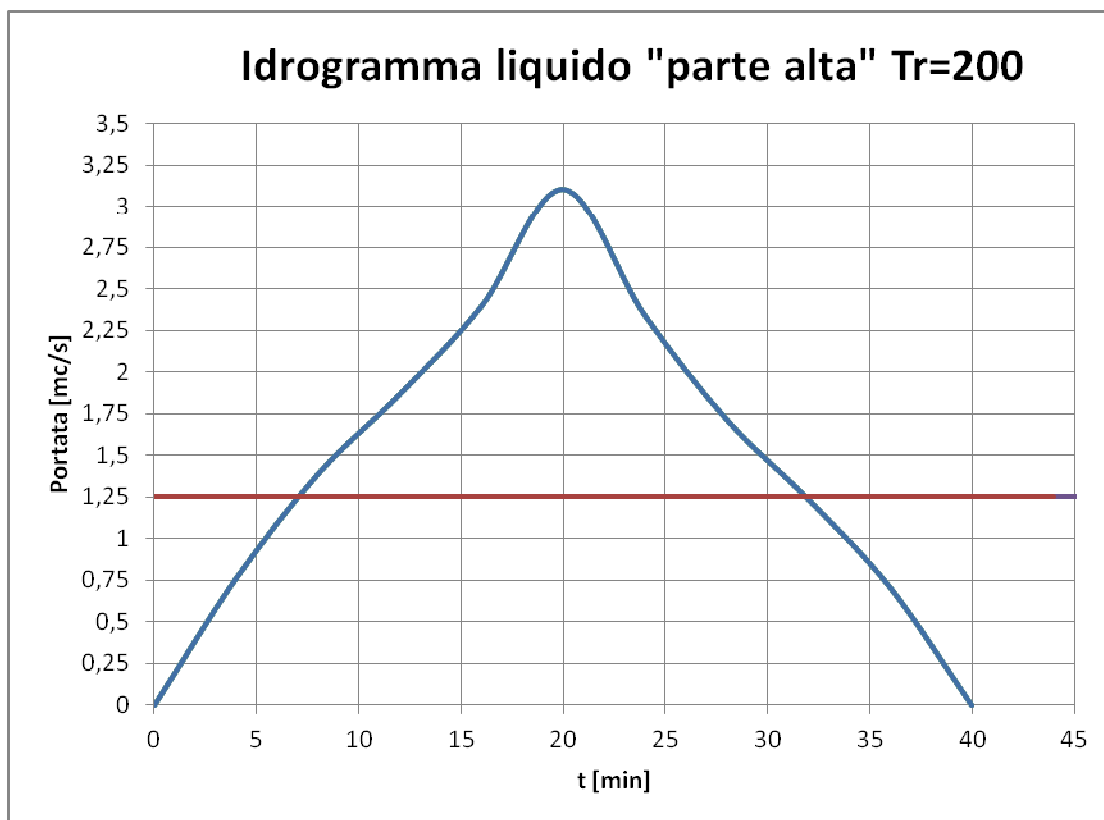


Figura 20– Bacino “parte alta”- idrogramma liquido di piena $T_p=20'$ $T_r=200$ anni

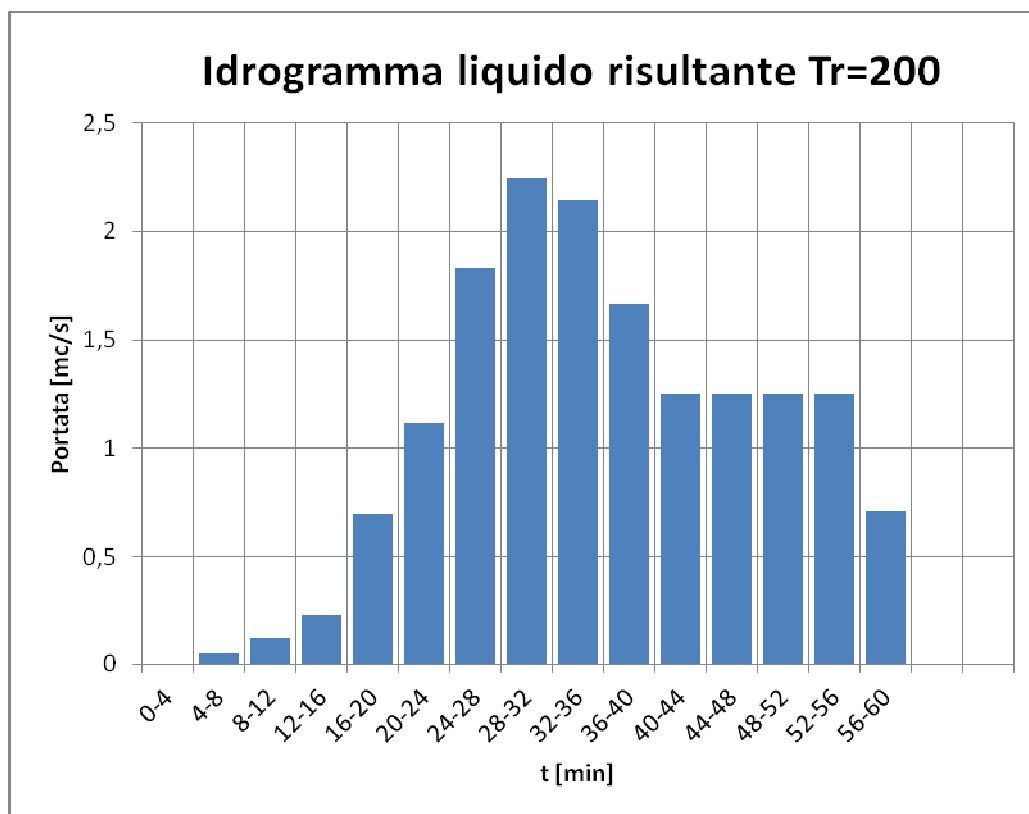


Figura 21– Determinazione Idrogramma liquido di piena intero bacino $T_p=20'$ $T_r=200$ anni

3.2 VALUTAZIONE DEL TRASPORTO SOLIDO

A completamento dell'analisi idrologica di un evento alluvionale, alla portata liquida bisogna aggiungere la portata solida ammettendo che durante il fenomeno di piena si raggiungano condizioni di trasporto solido di fondo prossime alla "capacità di trasporto". Questo parametro esprime la quantità di materiale solido che può essere mobilizzata da una corrente liquida quando questa, pur non dando luogo ad una colata detritica, possa disporre di un'alimentazione solida da monte pari esattamente alla capacità del flusso di veicolare i sedimenti.

Il calcolo della portata solida per alvei con pendenza media superiore a 3.5% si può condurre con la formula proposta da Smart e Jaeggi (1983) che risulta essere:

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

dove:

Q_s = la portata solida convogliata come trasporto di fondo (m³/s);

Q = la portata liquida (m³/s);

i = la pendenza media del collettore (m/m);

τ = lo sforzo tangenziale medio sul contorno in funzione di Q (N/m²);

τ_c = lo sforzo tangenziale di incipiente trasporto solido (N/m²);

ρ, ρ_s = densità dell'acqua e della particella;

D_{90}, D_{30} = diametri caratteristici della granulometria del materiale in alveo.

Per la determinazione della tensione tangenziale critica τ_c è stata utilizzata la seguente formula proposta da Schoklitsch:

$$\tau_c = \sqrt{0.201 \cdot \gamma(\gamma_s - \gamma) \cdot \lambda \cdot d^3}$$

dove:

γ, γ_s = peso specifico dell'acqua e della parte solida;

λ = fattore di forma, valori variabili tra 1 (sfere) e 4.4 (elementi piatti);

d = diametro medio dei grani (m).

Per la determinazione della tensione tangenziale media nell'alveo τ è stata utilizzata la seguente espressione:

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot i$$

dove:

τ = lo sforzo tangenziale medio sul contorno (m^3/s);

γ = densità dell'acqua (N/m^2);

R = raggio idraulico (m);

i = pendenza media dell'alveo (m/m).

La formulazione appena definita necessita dell'inserimento del raggio idraulico. Questo valore a sua volta si può esprimere come $R=A/P_b$, cioè come rapporto fra l'area della sezione di deflusso ed il suo perimetro bagnato. Questo implica la conoscenza della velocità di deflusso che può essere determinata grazie all'applicazione delle seguenti formule verificate in campo da D'Agostino:

$$U = 1.30 \cdot g^{0.25} \cdot S^{0.18} \cdot q^{0.5} \cdot d_{84}^{-0.25} \quad (1)$$

dove:

U = velocità media della corrente (m/s);

g = accelerazione di gravità (m/s^2);

S = pendenza della linea di energia (m/m);

q = la portata liquida unitaria ($q=Q/B$; m^2/s);

B = larghezza della sezione di deflusso (m);

d_{84} = diametro della curva granulometrica numerale dei sedimenti costituenti il letto, che rappresenta la dimensione intermedia dei clasti per la quale l'84% del campione è più fine (m);

$$U = 0.93 \cdot g^{0.25} \cdot S^{0.14} \cdot q^{0.5} \cdot d_{50}^{-0.25} \quad (2)$$

dove:

U = velocità media della corrente (m/s);

g = accelerazione di gravità (m/s²);

S = pendenza della linea di energia (m/m);

q = la portata liquida unitaria (q=Q/B; m²/s);

B = larghezza della sezione di deflusso (m);

d₅₀ = diametro della curva granulometrica numerale dei sedimenti del letto che rappresenta la dimensione intermedia dei clasti per la quale 50% del campione è più fine (m);

Si sono utilizzate entrambe le formule calcolandone la media per poter definire i parametri A e Pb, informazioni geometriche del flusso liquido necessarie per il calcolo della tensione tangenziale media dell'alveo.

Tale procedimento ha permesso di calcolare la portata totale, somma della portata liquida più la solida, del torrente in funzione del tempo di ritorno considerato.

Si è inoltre considerato un ulteriore incremento della portata per effetto del fenomeno di fusione nivale primaverile-estivo; si è utilizzato allo scopo il metodo 'operativo' dell'indice di temperatura consigliato a scala di bacino (WMO, 1986) basato sulla seguente formulazione:

$$M = DDF \cdot (T - T_b)$$

Dove:

M=mm/giorno di neve fusa

T = valore medio di temperatura giornaliera (°C) = 10° (scenario severo)

T_b = temperatura soglia inizio della fusione (°C)(=0°)

DDF = fattore grado giorno (mm°C-1 giorno-1) = 5 mm°C-1 giorno-1

Per cui si ottiene $M = 50$ mm/giorno di neve fusa, il che corrisponde per il bacino in esame nella sua globalità ad una portata addizionale $Q_N = 0,33$ m³/s.

Il volume movimentato per trasporto solido di trascinamento ricavato dalla formula di Smart e Jaeggi (1983) deve essere in seguito confrontato con l'effettiva disponibilità di materiale mobilizzabile in alveo e in ogni caso la concentrazione solida volumetrica ($C_v = Q_{tot}/Q_s$) non deve essere maggiore di 0,25 per evitare di entrare nel campo delle colate detritiche.

Nel caso in studio i valori di concentrazione solida volumetrica secondo la formula di Smart e Jaeggi (1983) sono pari a 0.40 quindi sono stati corretti e ricondotti ad un valore di 0.25 come riportato nella tabella seguente:

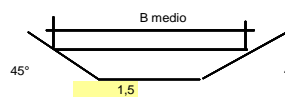
Tabella 4 – Tabella delle portate di piena per vari tempi di ritorno (apice conoide)

Tr [anni]	Ql [m ³ /s]	Qs [m ³ /s]	Q _N [m ³ /s]	Q _{tot} [m ³ /s]
20	1.74	0.69	0.33	2.76
100	2.08	0.80	0.33	3.21
200	2.25	0.86	0.33	3.44

Si riportano anche i valori di concentrazione solida volumetrica secondo la formula di Smart e Jaeggi (1983):

Tabella 5 - Tabella con le elaborazioni per Tempo di ritorno 20 anni (apice conoide)

CALCOLO DELLA TENSIONE TANGENZIALE CRITICA																	
Schoklitsch	$\tau_c = \sqrt{0.201 \cdot \gamma(\gamma_s - \gamma) \lambda \cdot d^3}$ <table border="1"> <tr><td>$\gamma =$</td><td>1000 kg/m³</td></tr> <tr><td>$\gamma_s =$</td><td>2600 kg/m³</td></tr> <tr><td>$\lambda =$</td><td>2,5 1/m</td></tr> <tr><td>$d =$</td><td>0,08 m</td></tr> </table> <p>variabile: 1 (sfera) - 4,4 (elementi piatti) diametro medio molto sensibile</p> <p>$\tau_c =$ 20,3 kg/m²</p>	$\gamma =$	1000 kg/m ³	$\gamma_s =$	2600 kg/m ³	$\lambda =$	2,5 1/m	$d =$	0,08 m								
$\gamma =$	1000 kg/m ³																
$\gamma_s =$	2600 kg/m ³																
$\lambda =$	2,5 1/m																
$d =$	0,08 m																
CALCOLO DELLA TENSIONE TANGENZIALE MEDIA NELLA'ALVEO - parte finale -																	
	$\tau = \gamma R i$ <table border="1"> <tr><td>$\gamma =$</td><td>1000 kg/m³</td></tr> <tr><td>$R = \frac{A}{P}$</td><td></td></tr> <tr><td>$A =$</td><td>1,19 m²</td></tr> <tr><td>$P =$</td><td>3,13 m</td></tr> <tr><td>$R =$</td><td>0,382 m</td></tr> <tr><td>$i =$</td><td>0,357 m/m</td></tr> </table> <p>raggio idraulico sezione di deflusso perimetro bagnato pendenza dell'alveo</p> <p>(N6+R12)*P28/2</p> <p>$\tau =$ 136,3 kg/m²</p>	$\gamma =$	1000 kg/m ³	$R = \frac{A}{P}$		$A =$	1,19 m ²	$P =$	3,13 m	$R =$	0,382 m	$i =$	0,357 m/m				
$\gamma =$	1000 kg/m ³																
$R = \frac{A}{P}$																	
$A =$	1,19 m ²																
$P =$	3,13 m																
$R =$	0,382 m																
$i =$	0,357 m/m																
CALCOLO DEL TRASPORTO SOLIDO																	
Smart e Jaeggi	$Q_s = 4 \cdot \left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \cdot i^{1.6} \cdot Q \cdot \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau} \right)$ <table border="1"> <tr><td>$D_{90} =$</td><td>0,6 m</td></tr> <tr><td>$D_{30} =$</td><td>0,05 m</td></tr> <tr><td>$r =$</td><td>1000 kg/m³</td></tr> <tr><td>$r_s =$</td><td>2600 kg/m³</td></tr> <tr><td>$i =$</td><td>0,357 m/m</td></tr> <tr><td>$Q =$</td><td>1,74 m³/s</td></tr> <tr><td>$\tau_c =$</td><td>20,3 kg/m²</td></tr> <tr><td>$\tau =$</td><td>136,3 kg/m²</td></tr> </table> <p>poco sensibili</p> <p>$Q_s =$ 1,17 m³/s</p>	$D_{90} =$	0,6 m	$D_{30} =$	0,05 m	$r =$	1000 kg/m ³	$r_s =$	2600 kg/m ³	$i =$	0,357 m/m	$Q =$	1,74 m ³ /s	$\tau_c =$	20,3 kg/m ²	$\tau =$	136,3 kg/m ²
$D_{90} =$	0,6 m																
$D_{30} =$	0,05 m																
$r =$	1000 kg/m ³																
$r_s =$	2600 kg/m ³																
$i =$	0,357 m/m																
$Q =$	1,74 m ³ /s																
$\tau_c =$	20,3 kg/m ²																
$\tau =$	136,3 kg/m ²																



Dagostino 1	$U = 1.30 g^{0.25} S^{0.18} q^{0.5} d^{84-0.25}$ <table border="1"> <tr><td>$g =$</td><td>9,80665 m/s²</td></tr> <tr><td>$S =$</td><td>0,36 m/m</td></tr> <tr><td>$q = Q/B =$</td><td>0,7 m²/s</td></tr> <tr><td>$B =$</td><td>2,65 m</td></tr> <tr><td>$d_{84} =$</td><td>0,5 m</td></tr> </table> <p>larghezza del pelo libero</p> <p>$U =$ 1,8 m/s</p>	$g =$	9,80665 m/s ²	$S =$	0,36 m/m	$q = Q/B =$	0,7 m ² /s	$B =$	2,65 m	$d_{84} =$	0,5 m
$g =$	9,80665 m/s ²										
$S =$	0,36 m/m										
$q = Q/B =$	0,7 m ² /s										
$B =$	2,65 m										
$d_{84} =$	0,5 m										

Dagostino 1	$U = 0.93 g^{0.25} S^{0.14} q^{0.5} d^{50-0.25}$ <table border="1"> <tr><td>$g =$</td><td>9,80665 m/s²</td></tr> <tr><td>$S =$</td><td>0,36 m/m</td></tr> <tr><td>$q = Q/B =$</td><td>0,7 m²/s</td></tr> <tr><td>$B =$</td><td>2,65 m</td></tr> <tr><td>$d_{50} =$</td><td>0,05 m</td></tr> </table> <p>larghezza del pelo libero</p> <p>$U =$ 3,0 m/s</p>	$g =$	9,80665 m/s ²	$S =$	0,36 m/m	$q = Q/B =$	0,7 m ² /s	$B =$	2,65 m	$d_{50} =$	0,05 m
$g =$	9,80665 m/s ²										
$S =$	0,36 m/m										
$q = Q/B =$	0,7 m ² /s										
$B =$	2,65 m										
$d_{50} =$	0,05 m										

Velocità media $U =$ 2,44 m/s

Altezza del pelo libero considerando una sezione trapezia in approssimazione e la portata liquida + portata solida

$h =$ 0,58 m

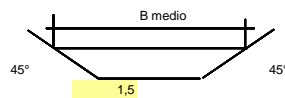
CALCOLO DELLA PORTATA TOTALE	
$Q_l =$	1,74 m ³ /s
$Q_s =$	1,17 m ³ /s
$Q_N =$	0,33 m ³ /s
$Q_{tot} =$	3,24 m ³ /s

contributo nivale

$M = DDFx 10^\circ = 50 \text{ mm} / g$

Tabella 6 - Tabella con le elaborazioni per Tempo di ritorno 100 anni (apice conoide)

CALCOLO DELLA TENSIONE TANGENZIALE CRITICA																	
Schoklitsch	$\tau_c = \sqrt{0.201 \cdot \gamma(\gamma_s - \gamma) \lambda \cdot d^3}$ <table border="1"> <tr><td>$\gamma =$</td><td>1000 kg/m³</td></tr> <tr><td>$\gamma_s =$</td><td>2600 kg/m³</td></tr> <tr><td>$\lambda =$</td><td>2,5 1/m</td></tr> <tr><td>$d =$</td><td>0,08 m</td></tr> </table> <p>variabile: 1 (sfera) - 4,4 (elementi piatti) diametro medio molto sensibile</p> <p>$\tau_c =$ 20,3 kg/m²</p>	$\gamma =$	1000 kg/m ³	$\gamma_s =$	2600 kg/m ³	$\lambda =$	2,5 1/m	$d =$	0,08 m								
$\gamma =$	1000 kg/m ³																
$\gamma_s =$	2600 kg/m ³																
$\lambda =$	2,5 1/m																
$d =$	0,08 m																
CALCOLO DELLA TENSIONE TANGENZIALE MEDIA NELLA'ALVEO - parte finale -																	
	$\tau = \gamma R i$ <table border="1"> <tr><td>$\gamma =$</td><td>1000 kg/m³</td></tr> <tr><td>$R = \frac{A}{P}$</td><td></td></tr> <tr><td>$A =$</td><td>1,34 m²</td></tr> <tr><td>$P =$</td><td>3,28 m</td></tr> <tr><td>$R =$</td><td>0,408 m</td></tr> <tr><td>$i =$</td><td>0,357 m/m</td></tr> </table> <p>raggio idraulico sezione di deflusso perimetro bagnato pendenza dell'alveo</p> <p>(N6+R12)*P28/2</p> <p>$\tau =$ 145,7 kg/m²</p>	$\gamma =$	1000 kg/m ³	$R = \frac{A}{P}$		$A =$	1,34 m ²	$P =$	3,28 m	$R =$	0,408 m	$i =$	0,357 m/m				
$\gamma =$	1000 kg/m ³																
$R = \frac{A}{P}$																	
$A =$	1,34 m ²																
$P =$	3,28 m																
$R =$	0,408 m																
$i =$	0,357 m/m																
CALCOLO DEL TRASPORTO SOLIDO																	
Smart e Jaeggi	$Q_s = 4 \cdot \left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0.2} \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \cdot i^{1.6} \cdot Q \cdot \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau} \right)$ <table border="1"> <tr><td>$D_{90} =$</td><td>0,6 m</td></tr> <tr><td>$D_{30} =$</td><td>0,05 m</td></tr> <tr><td>$r =$</td><td>1000 kg/m³</td></tr> <tr><td>$r_s =$</td><td>2600 kg/m³</td></tr> <tr><td>$i =$</td><td>0,357 m/m</td></tr> <tr><td>$Q =$</td><td>2,08 m³/s</td></tr> <tr><td>$\tau_c =$</td><td>20,3 kg/m²</td></tr> <tr><td>$\tau =$</td><td>145,7 kg/m²</td></tr> </table> <p>poco sensibili</p> <p>$Q_s =$ 1,42 m³/s</p>	$D_{90} =$	0,6 m	$D_{30} =$	0,05 m	$r =$	1000 kg/m ³	$r_s =$	2600 kg/m ³	$i =$	0,357 m/m	$Q =$	2,08 m ³ /s	$\tau_c =$	20,3 kg/m ²	$\tau =$	145,7 kg/m ²
$D_{90} =$	0,6 m																
$D_{30} =$	0,05 m																
$r =$	1000 kg/m ³																
$r_s =$	2600 kg/m ³																
$i =$	0,357 m/m																
$Q =$	2,08 m ³ /s																
$\tau_c =$	20,3 kg/m ²																
$\tau =$	145,7 kg/m ²																



Dagostino 1	$U = 1.30 g^{0.25} S^{0.18} q^{0.5} d^{84-0.25}$ <table border="1"> <tr><td>$g =$</td><td>9,80665 m/s²</td></tr> <tr><td>$S =$</td><td>0,36 m/m</td></tr> <tr><td>$q = Q/B =$</td><td>0,8 m²/s</td></tr> <tr><td>$B =$</td><td>2,76 m</td></tr> <tr><td>$d_{84} =$</td><td>0,5 m</td></tr> </table> <p>larghezza del pelo libero</p> <p>$U =$ 2,0 m/s</p>	$g =$	9,80665 m/s ²	$S =$	0,36 m/m	$q = Q/B =$	0,8 m ² /s	$B =$	2,76 m	$d_{84} =$	0,5 m
$g =$	9,80665 m/s ²										
$S =$	0,36 m/m										
$q = Q/B =$	0,8 m ² /s										
$B =$	2,76 m										
$d_{84} =$	0,5 m										

Dagostino 1	$U = 0.93 g^{0.25} S^{0.14} q^{0.5} d^{50-0.25}$ <table border="1"> <tr><td>$g =$</td><td>9,80665 m/s²</td></tr> <tr><td>$S =$</td><td>0,36 m/m</td></tr> <tr><td>$q = Q/B =$</td><td>0,8 m²/s</td></tr> <tr><td>$B =$</td><td>2,76 m</td></tr> <tr><td>$d_{50} =$</td><td>0,05 m</td></tr> </table> <p>larghezza del pelo libero</p> <p>$U =$ 3,3 m/s</p>	$g =$	9,80665 m/s ²	$S =$	0,36 m/m	$q = Q/B =$	0,8 m ² /s	$B =$	2,76 m	$d_{50} =$	0,05 m
$g =$	9,80665 m/s ²										
$S =$	0,36 m/m										
$q = Q/B =$	0,8 m ² /s										
$B =$	2,76 m										
$d_{50} =$	0,05 m										

Velocità media $U =$ 2,61 m/s

Altezza del pelo libero considerando una sezione trapezia in approssimazione e la portata liquida + portata solida

$h =$ 0,63 m

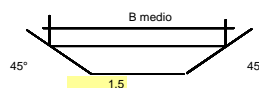
CALCOLO DELLA PORTATA TOTALE	
$Q_l =$	2,08 m ³ /s
$Q_s =$	1,42 m ³ /s
$Q_N =$	0,33 m ³ /s
$Q_{tot} =$	3,83 m ³ /s

contributo nivale

$M = DDFx 10^\circ = 50 \text{ mm} / g$

Tabella 7 - Tabella con le elaborazioni per Tempo di ritorno 200 anni (apice conoide)

CALCOLO DELLA TENSIONE TANGENZIALE CRITICA																	
Schoklitsch	$\tau_c = \sqrt{0.201 \cdot \gamma(\gamma_s - \gamma) \lambda \cdot d^2}$ <table border="1"> <tr><td>$\gamma =$</td><td>1000 kg/m³</td></tr> <tr><td>$\gamma_s =$</td><td>2600 kg/m³</td></tr> <tr><td>$\lambda =$</td><td>2.5 1/m</td></tr> <tr><td>$d =$</td><td>0.05 m</td></tr> </table> <div>variabile: 1 (sfera) - 4,4 (elementi piatti)</div> <div>diametro medio molto sensibile</div>	$\gamma =$	1000 kg/m ³	$\gamma_s =$	2600 kg/m ³	$\lambda =$	2.5 1/m	$d =$	0.05 m								
$\gamma =$	1000 kg/m ³																
$\gamma_s =$	2600 kg/m ³																
$\lambda =$	2.5 1/m																
$d =$	0.05 m																
	$\tau_c =$ 20.3 kg/m ²																
CALCOLO DELLA TENSIONE TANGENZIALE MEDIA NELLA'ALVEO - parte finale -																	
	$\tau = \gamma R i$ <table border="1"> <tr><td>$\gamma =$</td><td>1000 kg/m³</td></tr> <tr><td>$R = \frac{A}{P}$</td><td></td></tr> <tr><td>$A =$</td><td>1.41 m²</td></tr> <tr><td>$P =$</td><td>3.35 m</td></tr> <tr><td>$R =$</td><td>0.420 m</td></tr> <tr><td>$i =$</td><td>0.357 m/m</td></tr> </table> <div>raggio idraulico</div> <div>sezione di deflusso</div> <div>perimetro bagnato</div> <div>pendenza dell'alveo</div>	$\gamma =$	1000 kg/m ³	$R = \frac{A}{P}$		$A =$	1.41 m ²	$P =$	3.35 m	$R =$	0.420 m	$i =$	0.357 m/m				
$\gamma =$	1000 kg/m ³																
$R = \frac{A}{P}$																	
$A =$	1.41 m ²																
$P =$	3.35 m																
$R =$	0.420 m																
$i =$	0.357 m/m																
(N6+R12)*P28/2	$\tau =$ 150.0 kg/m ²																
CALCOLO DEL TRASPORTO SOLIDO																	
Smart e Jaeggi	<table border="1"> <tr><td>$D_{30} =$</td><td>0.6 m</td></tr> <tr><td>$D_{50} =$</td><td>0.05 m</td></tr> <tr><td>$r =$</td><td>1000 kg/m³</td></tr> <tr><td>$r_s =$</td><td>2600 kg/m³</td></tr> <tr><td>$i =$</td><td>0.357 m/m</td></tr> <tr><td>$Q =$</td><td>2.25 m³/s</td></tr> <tr><td>$\tau_c =$</td><td>20.3 kg/m²</td></tr> <tr><td>$\tau =$</td><td>150.0 kg/m²</td></tr> </table> <div>poco sensibili</div>	$D_{30} =$	0.6 m	$D_{50} =$	0.05 m	$r =$	1000 kg/m ³	$r_s =$	2600 kg/m ³	$i =$	0.357 m/m	$Q =$	2.25 m ³ /s	$\tau_c =$	20.3 kg/m ²	$\tau =$	150.0 kg/m ²
$D_{30} =$	0.6 m																
$D_{50} =$	0.05 m																
$r =$	1000 kg/m ³																
$r_s =$	2600 kg/m ³																
$i =$	0.357 m/m																
$Q =$	2.25 m ³ /s																
$\tau_c =$	20.3 kg/m ²																
$\tau =$	150.0 kg/m ²																
	$Q_s =$ 1.54 m ³ /s																



Dagostino 1	
	$U = 1.30 g^{0.25} S^{0.18} q^{0.5} d^{84-0.25}$
	$g =$ 9.80665 m/s ²
	$S =$ 0.36 m/m
	$q = Q/B =$ 0.8 m ³ /s
	$B =$ 2.81 m
larghezza del pelo libe	
$d_{84} =$	0.8 m
$U =$	2.0 m/s

Dagostino 1	
	$U = 0.93 g^{0.25} S^{0.18} q^{0.5} d^{50-0.25}$
	$g =$ 9.80665 m/s ²
	$S =$ 0.36 m/m
	$q = Q/B =$ 0.8 m ³ /s
	$B =$ 2.81 m
larghezza del pelo libe	
$d_{50} =$	0.05 m
$U =$	3.4 m/s

Velocità media	$U =$ 2.69 m/s
----------------	----------------

Altezza del pelo libero considerando una sezione trapezia in approssimazione e la portata liquida + portata solida	$h =$ 0.65 m
--	--------------

CALCOLO DELLA PORTATA TOTALE	
$Q =$	2.25 m ³ /s
$Q_s =$	1.54 m ³ /s
$Q_{tot} =$	0.33 m ³ /s
$Q_{tot} =$	4.12 m ³ /s

contributo nivale

$M = DDFx 10^\circ = 50 \text{ mm / g}$

3.3 STIMA DEI VOLUMI DI MATERIALE SOLIDO (METODO DI HUNGR)

La stima dei volumi di materiale detritico potenzialmente ancora mobilizzabile dal corso d'acqua è stata condotta attraverso l'applicazione del metodo geomorfologico di terreno che perviene alla determinazione dei volumi di colata detritica a partire dal rilievo delle aree sorgenti di sedimento e dello stato di ricarica del collettore.

Il criterio utilizzato è quello proposto da Hungr (1984); tale metodo si basa su due ipotesi cautelative:

- la prima è che, in occasione del verificarsi di una colata detritica, tutte le aree sorgenti vengano attivate,
- la seconda è che non si abbia una ridistribuzione del materiale all'interno del bacino.

Sulla base di un'attenta analisi e osservazione effettuata in campo si è suddivisa la rete idrografica del bacino in tratti aventi caratteristiche omogenee.

Determinata la loro lunghezza “Li” (m) e assegnatogli un valore dell’apporto di sedimento unitario “ei” (m³/m), ovvero il volume erodibile per unità di lunghezza del collettore, sulla base di una tabella fornita da Hungr e anche di considerazioni particolari legate al contesto in esame, si è ricavato il volume totale di materiale mobilizzabile:

$$V_{TOT} = \sum ei \times Li$$

I valori indicativi dell’apporto detritico per unità di lunghezza per diversi tipi di alvei torrentizi proposti da Hungr et al., (1984) sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 8 - Apporto detritico per unità di lunghezza per diversi tipi di alvei torrentizi Hungr et al., (1984)

Classe	Pendenza alveo (°)	Materiale alveo	Sponde	Condizioni di stabilità	Apporto detritico unitario (m ³ /m)
A	20 - 35	Roccia	Non erodibili	Stabile (virtuale assenza di detrito)	0 - 5
B	10 - 20	Sottile strato di detrito o suolo sciolto su roccia	Non erodibili (roccia)	Stabile	5 - 10
C	10 - 20	Copertura detritica o morenica	Altezza < 5m	Stabile	10 - 15
D	10 - 20	Copertura detritica o morenica	Detrito, altezza >5m	Angolo di riposo del materiale	15 - 30
E	10 - 20	Copertura detritica o morenica	Detrito, altezza > 20m	Sponde potenzialmente instabile (area di frana)	Fino a 200 (sorgente di detrito localizzata)

Nello studio non è stato determinato il quantitativo di apporto detritico proveniente dalla parte alta del bacino in quanto fuoriesce in corrispondenza dell’inizio del tratto intubato e quindi ai fini della zonizzazione del conoide non ha influenza.

Pertanto nel metodo geomorfologico è stato tenuto in considerazione solamente la parte del bacino compreso tra i pascoli della località Berzin e il Conoide di Chessin. In questo tratto il torrente scorre in un tratto boscato in cui si ha una discreta presenza di materiale mobilizzabile.

Tabella 9- Volumi di materiale solido mobilizzabile secondo metodologia di Hungr.

Tratto	Lunghezza [m]	Apporto detritico unitario minimo [mc/m]	Apporto detritico unitario massimo [mc/m]	Apporto detritico minimo [mc]	Apporto detritico massimo [mc]
1	200	5	10	1000	2000
2	105	2	5	210	525
3	250	1	2	250	500
4	100	3	6	200	500

Totale apporto detritico minimo = 1760 mc

Totale apporto detritico massimo= 3625 mc

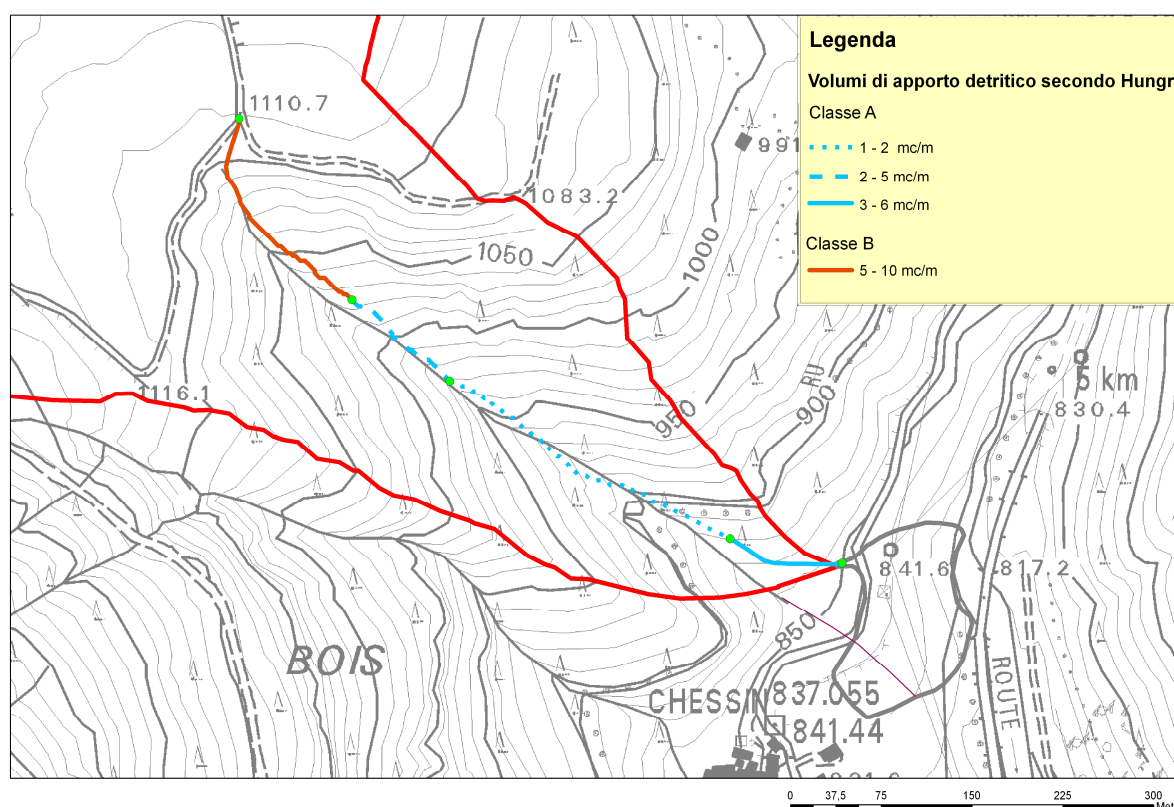


Figura 22- Volumi di apporto detritico secondo Hungr nel tratto di torrente considerato

La stima dei volumi mobilizzabili nei vari tratti è stata fatta seguendo come riferimento la tabella proposta da Hungr riportata ad inizio pagina e modulando i valori sulla base

di misurazioni geometriche in campo degli spessori di materiale erodibile sia dalle sponde sia dal fondo del corso d'acqua: il risultato finale è quello riassunto in tabella 9.

3.4 DETERMINAZIONE DEI DEBRISGRAMMI DI PIENA

Per la determinazione del debrisgramma di piena (ossia del diagramma che esprime la variazione nel tempo della portata solida della colata detritica) si utilizza il metodo volumetrico proposto da Takahashi con le modifiche proposte da Marchi e D'Agostino (2003).

Tale metodo consiste in un approccio di tipo idrologico che consente di trasformare l'idrogramma liquido di piena, determinato al paragrafo precedente, nell'onda solido-liquida che rappresenta la colata detritica corrispondente a quell'evento pluviometrico.

Le ipotesi alla base della metodologia sono le seguenti:

1. La colata viene innescata da un evento di pioggia di forte intensità e di breve durata (inferiore all'ora) di assegnato tempo di ritorno
2. L'alveo dispone di una quantità illimitata di sedimenti e questa viene mobilitata al transito della portata liquida al colmo dell'idrogramma
3. La portata del debris flow (Q_d), intesa come somma della portata liquida (Q_l) e della portata solida (Q_s), viene determinata nell'ipotesi di scorrimento di una portata liquida su un ammasso granulare saturo; la relazione usata è la seguente:

$$Q_d(t) = Q_l(t) \cdot \frac{C_*}{(C_* - C(t))}$$

dove:

C_* è la concentrazione di massimo impaccamento del materiale costituente l'ammasso, che si assume pari a 0,65

C è la concentrazione volumetrica di equilibrio del fronte stazionario della colata in movimento; per pendenze superiori ai 20° la concentrazione è esprimibile come $C = \alpha C_*$ (con α pari a 0,9 nei casi più sfavorevoli).

Per pendenze inferiori a 20° (del tratto di asta torrentizia compreso tra il punto di innesco della colata e il punto che precede l'inizio di ogni possibile deposizione della stessa) si determina la concentrazione di equilibrio con la seguente relazione di Takahashi:

$$C = \frac{\rho \cdot \tan \beta}{(\rho_s - \rho) \cdot (\tan \varphi - \tan \beta)} \quad (*1)$$

dove:

$S = \tan \beta$ è la pendenza del canale

ρ_s è la densità dei sedimenti = 2.700 kg/m³

ρ è la densità dell'acqua = 1.000 kg/m³

φ è l'angolo di attrito dei sedimenti

Nel calcolo della Q_d con la suindicata relazione, il valore della concentrazione C viene fatto variare nel tempo con andamento lineare dal valore minimo $C=0,20$ in corrispondenza del transito di una portata liquida pari ad almeno il doppio della portata di inizio del trasporto di fondo (Q_{cr}), al valore massimo $C=0,43$.

Similare andamento lineare si adotta nella fase calante del debrisgramma, partendo dal valore di picco fino all'ultimo valore di Q_d ancora determinato per $Q_l = 2 \cdot Q_{cr}$.

Si è considerata solamente l'asta torrentizia compresa tra i pascoli della località Berzin e il Conoide di Chessin, in quanto nei tratti a monte l'asta è intubata e pertanto non contribuisce all'apporto di materiale detritico; sono stati invece considerati i contributi delle portate liquide della "parte alta" del bacino che vengono convogliate nel tratto intubato sino a valle di Berzin; in base a quanto detto in precedenza, dopo aver calcolato con la relazione (*2) la pendenza media del corso d'acqua S pari a 19,65° è stato considerato come valore massimo $C=0,43$ ottenuto con la relazione (*1).

$$S = \frac{h_{iniziale} - h_{finale}}{L_{torrente}} \quad [\]^\circ \quad (*2)$$

dove:

h_{iniziale} : quota di monte dell'asta torrentizia considerata: 1100 m

h_{finale} : quota più bassa dell'asta torrentizia considerata (apice del conoide):
850m

L_{torrente} : lunghezza del torrente: 700 m

Operando le opportune sostituzioni si ottiene un valore di S pari a 0.357 m/m, ovvero 19.65°.

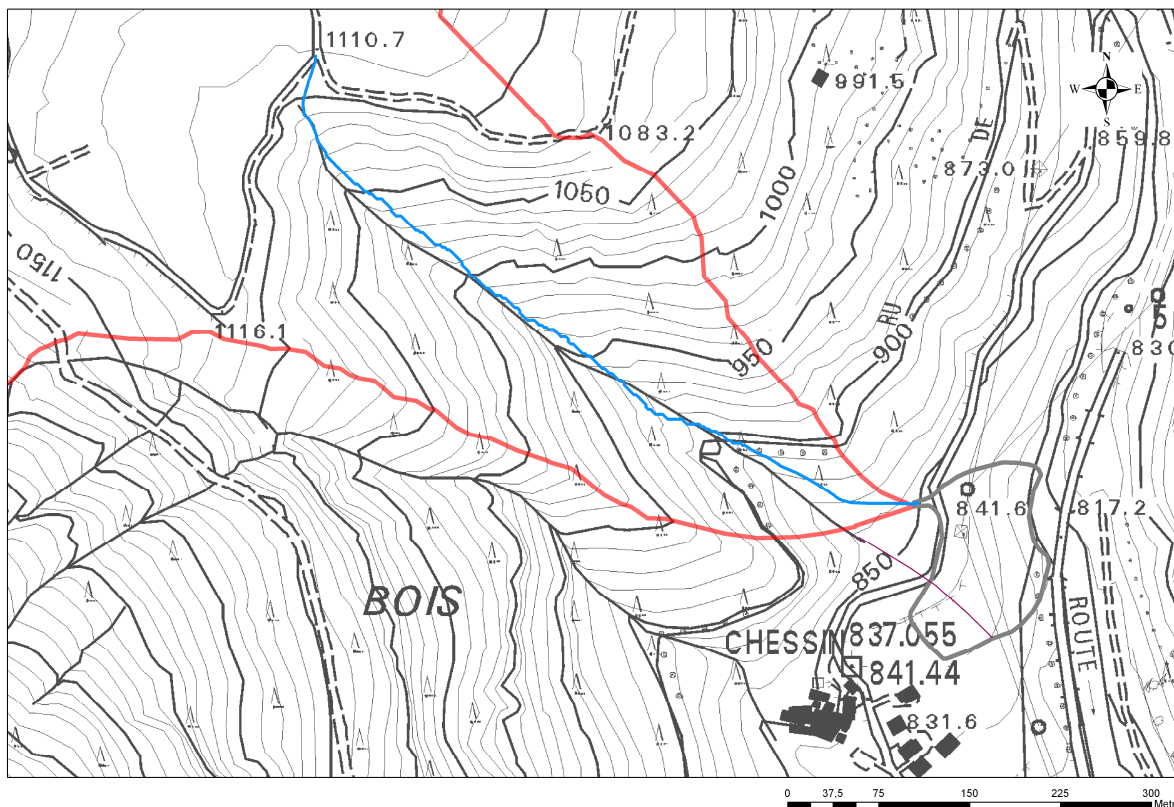


Figura 23– Porzione di bacino contribuyente all’apporto detritico con relativo tratto di torrente considerato

La portata critica di inizio del trasporto di fondo si calcola con la formula di Schoklitsch (1962):

$$Q_c = 0,26 \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)^{5/3} \cdot \frac{D^{1.5}}{S^{7/6}} \cong 0,60 \cdot B \cdot \frac{D^{1.5}}{S^{7/6}}$$

dove:

Q_c è la portata di inizio del trasporto (m^3/s)

B è la larghezza del letto = 1,50 m

D è il diametro medio caratteristico = 0,10 m

S è la pendenza di fondo (m/m) = 0,357

ρ_s è la densità dei sedimenti = 2.700 kg/m^3

ρ è la densità dell'acqua = 1.000 kg/m^3

Con i valori numerici indicati si ottiene una Q_c pari a 0,10 m^3/s ; l'inizio della colata detritica si considera in corrispondenza quindi del transito di una portata liquida pari a $2 \cdot Q_c = 0,20 m^3/s$.

Si sono quindi determinati gli idrogrammi liquidi e di debris flow per le seguenti durate di pioggia: $T_p=12'$ - $T_p=16'$ - $T_p=20'$.

Le tabelle con relativi risultati e successivamente gli istogrammi rappresentativi del debrisgramma ottenuto a partire dall'idrogramma liquido di piena con tempo di ritorno 200 anni sono riportati di seguito:

t [min]	l(t) [mm/h]	A1 [km²]	A2 [km²]	A3 [km²]	A4 [km²]	A5 [km²]	Q(max) [m³/s]	Coeff omogenizzazione K		Coeff di deflusso C		Ql [m³/s]	Contributo bacino superiore	Q(laplace conoide) [m³/s]	Vl (m3)	C(t)	Qd(t) (m3/s)	Vs (m3)	Vd (m3)
0		0,0238	0,0376	0,0518	0,2435	0,2127											0		
4	78,53	0,52					0,52	0,278		0,4195		0,0607		0,06	14,56	0,000	0,06	-	14,56
8	78,53	0,52	0,82				1,34	0,278		0,4195		0,1563		0,16	37,52	0,000	0,16	-	37,52
12	78,53	0,52	0,82	1,13			2,47	0,278		0,4195		0,2880		0,29	69,13	0,200	0,42	30,72	99,85
16	0,00	0,00	0,82	1,13	5,31		7,26	0,278		0,4195		0,8469		0,85	203,26	0,277	1,47	150,63	353,88
20	0,00	0,00	0,00	1,13	5,31	4,64	11,08	0,278		0,4195		1,2924		1,29	310,19	0,353	2,83	369,43	679,62
24	0,00	0,00	0,00	0,00	5,31	4,64	9,95	0,278	0,4195		0,99	1,1608		2,15	516,11	0,430	6,35	1.008,76	1.524,87
28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,64	4,64	0,278		0,4195		0,5412		1,79	429,89	0,397	4,60	675,20	1.105,10
32	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278		0,4195		0,0000		1,25	300,00	0,364	2,84	382,50	682,50
36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278		0,4195		0,0000		1,25	300,00	0,331	2,55	312,11	612,11
40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278		0,4195		0,0000		1,25	300,00	0,299	2,31	254,88	554,88
44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278		0,4195		0,0000		1,25	300,00	0,266	2,11	207,43	507,43
48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278		0,4195		0,0000		1,25	300,00	0,233	1,95	167,47	467,47
52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278		0,4195		0,0000		0,44	105,60	0,200	0,64	46,93	152,53
56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278		0,4195		0,0000		0,14	33,60	0,000	0,14	-	33,60
60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278		0,4195		0,0000		0,03	7,20	0,000	0,03	-	7,20
64	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278		0,4195		0,0000		0,00	-	0,000	0,00	-	-
														3,227,05			3.606,06	6.833,11	
														Volume di colata limite =					39.480,00

Tabella 10a – Determinazione Idrogramma colata (debrisgramma) d1=12' Tr=200 anni

t	i(t)	A1	A2	A3	A4	A5	Ql(max)	Coefl omogenizzazione K	Coefl di deflusso C	Ql(Tp-Tc)	Contributo bacino superiore	Q(appliance conoide)	VI	C(t)	Qd(t)	Vs	Vd	
[min]	[mm/h]	[km²]	[km²]	[km²]	[km²]	[km²]	[m³/s]			[m³/s]		[m³/s]	(m3)		(m³/s)	(m3)	(m3)	
0		0,0238	0,0376	0,0518	0,2435	0,2127						0			0			
4	67,81	0,45					0,45	0,278	0,4195	0,0524		0,05	12,57	0,000	0,05	-	12,57	
8	67,81	0,45	0,71				1,16	0,278	0,4195	0,1350		0,13	32,40	0,000	0,13	-	32,40	
12	67,81	0,45	0,71	0,97			2,13	0,278	0,4195	0,2487		0,25	59,69	0,200	0,36	26,53	86,22	
16	67,81	0,45	0,71	0,97	4,59		6,72	0,278	0,4195	0,7837		0,78	188,08	0,258	1,30	123,39	311,46	
20	0,00	0,00	0,71	0,97	4,59	4,01	10,28	0,278	0,4195	1,1986		1,20	287,67	0,315	2,33	270,49	558,16	
24	0,00	0,00	0,00	0,97	4,59	4,01	9,57	0,278	0,4195	1,1160	0,855	1,97	472,93	0,373	4,62	634,83	1.107,76	
28	0,00	0,00	0,00	0,00	4,59	4,01	8,59	0,278	0,4195	1,0023	1,25	2,252	540,55	0,430	6,65	1.056,63	1.597,08	
32	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,01	4,01	0,278	0,4195	0,4673	1,250	1,72	412,16	0,397	4,41	647,35	1.059,51	
36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	1,250	1,25	300,00	0,364	2,84	382,50	682,50	
40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	1,25	1,25	300,00	0,331	2,55	312,11	612,11	
44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	1,25	1,25	300,00	0,299	2,31	254,88	554,88	
48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	1,25	1,25	300,00	0,266	2,11	207,43	507,43	
52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	1,18	1,18	282,25	0,233	1,83	157,56	439,81	
56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	0,38	0,38	91,86	0,200	0,55	40,83	132,69	
60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	0,13	0,13	30,30	0,000	0,13	-	30,30	
64	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000		0,00	-	0,000	0,00	-	-	
													3.610,45			4.114,42	7.724,87	
													Volume di colata limite =					39.480,00

Tabella 10b – Determinazione Idrogramma colata (debrisgramma) d1=16' Tr=200 anni

t [min]	$i(t)$ [mm/h]	A1 [km ²]	A2 [km ²]	A3 [km ²]	A4 [km ²]	A5 [km ²]	Ql(max) [m ³ /s]	Coef. omogenizzazione K	Coef di deflusso C	Ql(Tp=Tc) [m ³ /s]	Contributo bacino superiore	Ql(appliance conoide) [m ³ /s]	VI (m3)	C(t)	Qd(t) (m3/s)	Vs (m3)	Vd (m3)
0		0,0238	0,0376	0,0518	0,2435	0,2127						0			0		
4	60,51	0,40					0,40	0,278	0,4195	0,0467		0,05	11,22	0,000	0,05	-	11,22
8	60,51	0,40	0,63				1,03	0,278	0,4195	0,1205		0,120	28,91	0,000	0,12	-	28,91
12	60,51	0,40	0,63	0,87			1,90	0,278	0,4195	0,2219		0,22	53,26	0,200	0,32	23,67	76,94
16	60,51	0,40	0,63	0,87	4,09		6,00	0,278	0,4195	0,6993		0,70	167,84	0,258	1,16	110,11	277,95
20	60,51	0,40	0,63	0,87	4,09	3,58	9,57	0,278	0,4195	1,1164		1,12	267,93	0,315	2,17	251,93	519,86
24	0,00	0,00	0,63	0,87	4,09	3,58	9,17	0,278	0,4195	1,0696	0,763	1,83	439,73	0,373	4,29	590,27	1,030,00
28	0,00	0,00	0,00	0,87	4,09	3,58	8,54	0,278	0,4195	0,9959	1,2500	2,25	539,01	0,430	6,64	1,063,53	1,592,54
32	0,00	0,00	0,00	0,00	4,09	3,58	7,67	0,278	0,4195	0,8944	1,250	2,14	514,66	0,401	5,60	830,18	1,344,84
36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,58	3,58	0,278	0,4195	0,4170	1,250	1,67	400,09	0,373	3,90	537,06	937,15
40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	1,250	1,25	300,00	0,344	2,65	336,73	636,73
44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	1,250	1,25	300,00	0,315	2,43	282,09	582,09
48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	1,250	1,25	300,00	0,286	2,23	236,08	536,08
52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	1,250	1,25	300,00	0,258	2,07	196,82	496,82
56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	1,049	1,05	251,88	0,229	1,62	136,78	388,65
60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	0,342	0,34	81,98	0,200	0,49	45,54	118,41
64	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,278	0,4195	0,0000	0,000	0,00	-	0,000	0,00	-	-
													3,956,51			4,630,79	8,576,19
													Volume di colata limite =				39,480,00

Tabella 10c – Determinazione Idrogramma colata (debrisgramma) d1=20' Tr=200 anni

I valori di volume totali della colata, per le diverse durate di pioggia, con tempo di ritorno pari a 200 anni sono pertanto i seguenti sono stati messi a confronto con il valore limite indicato dalla seguente relazione di D'Agostino e Marchi (2001):

$$V_d = 70.000 \cdot A = 39450 \text{ [mc]}$$

dove A è la superficie del bacino in Km².

Gli istogrammi rappresentativi dei debrisgrammi per i diversi tempi di pioggia sono i seguenti:

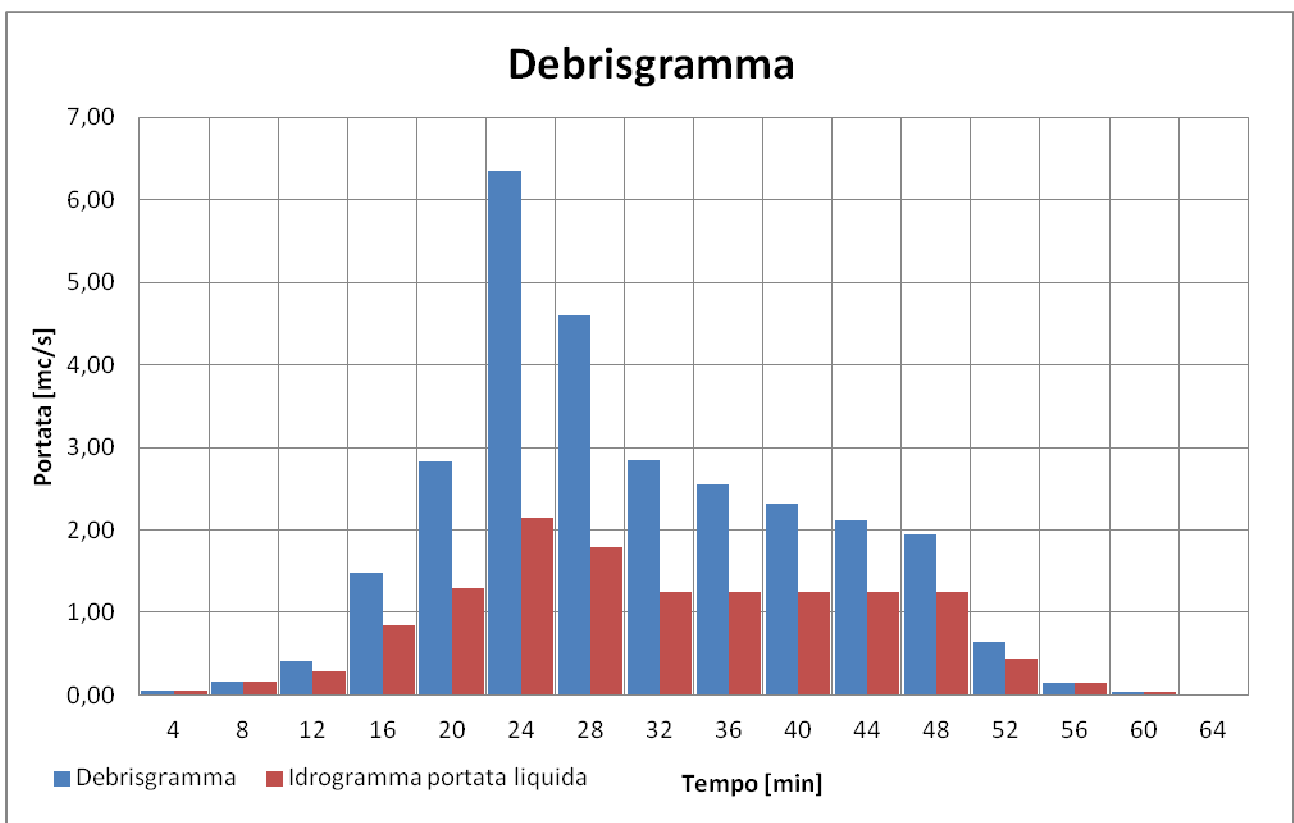


Figura 24 – Idrogrammi di piena liquido e della colata del bacino in esame (Tp=12' Tr=200 anni)

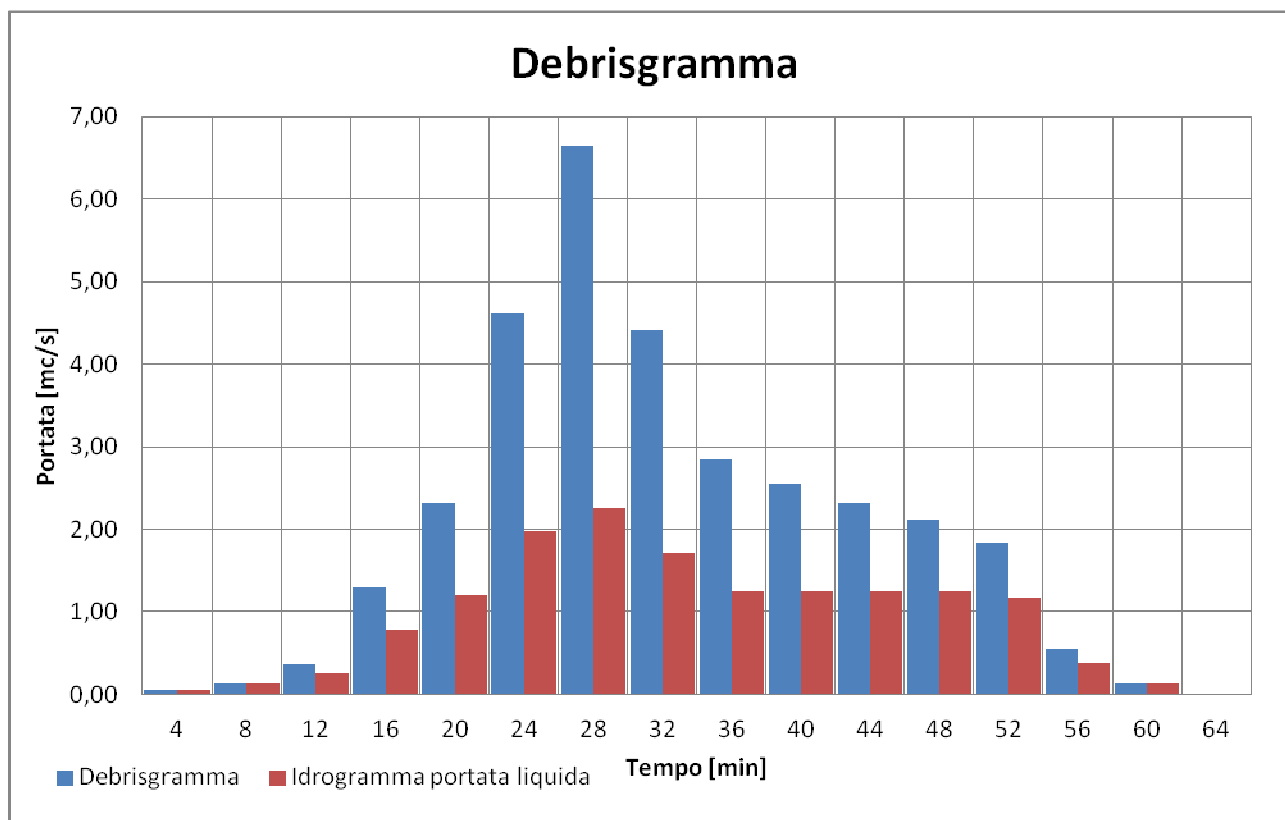


Figura 25 – Idrogrammi di piena liquido e della colata del bacino in esame ($T_p=16'$ $T_r=200$ anni)

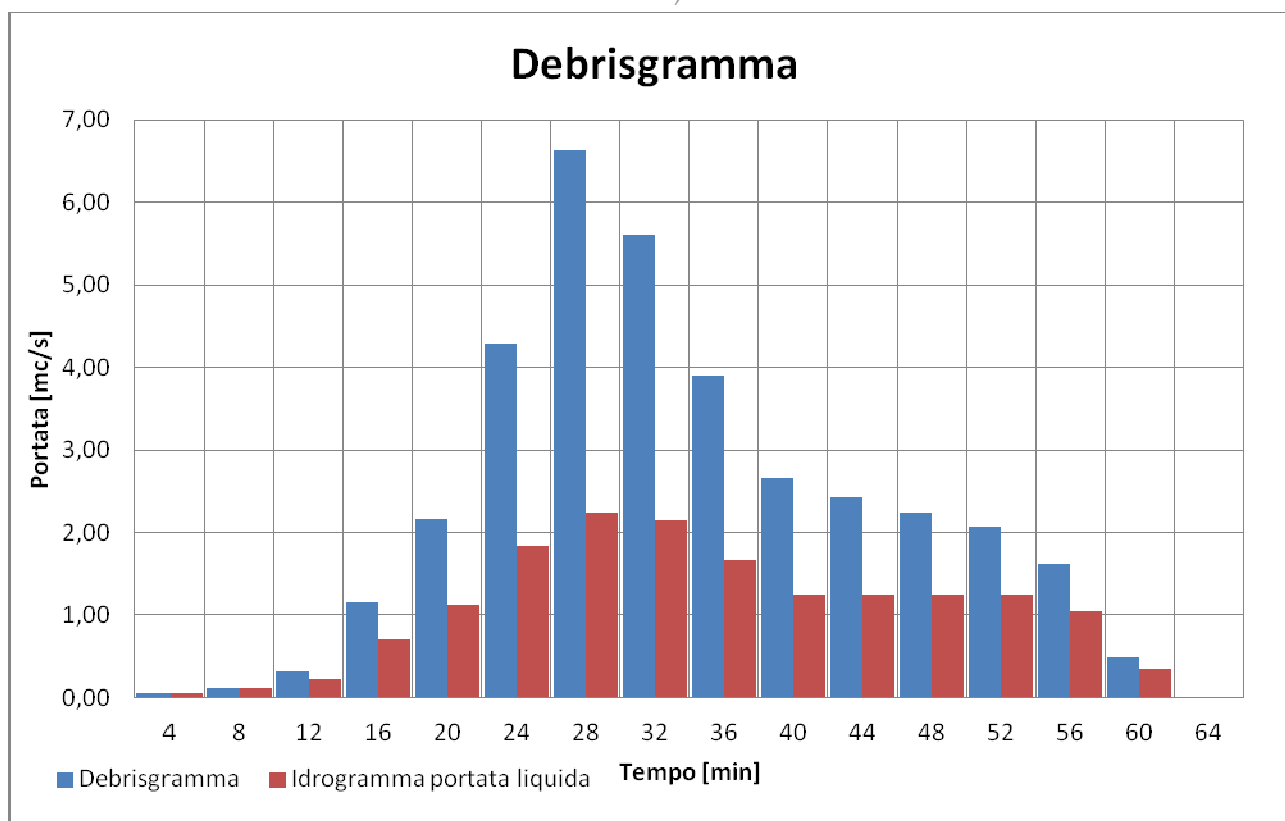


Figura 26 – Idrogrammi di piena liquido e della colata del bacino in esame ($T_p=20'$ $T_r=200$ anni)

Di seguito si riporta il raffronto tra i debrisgrammi così ottenuti per i seguenti tempi:

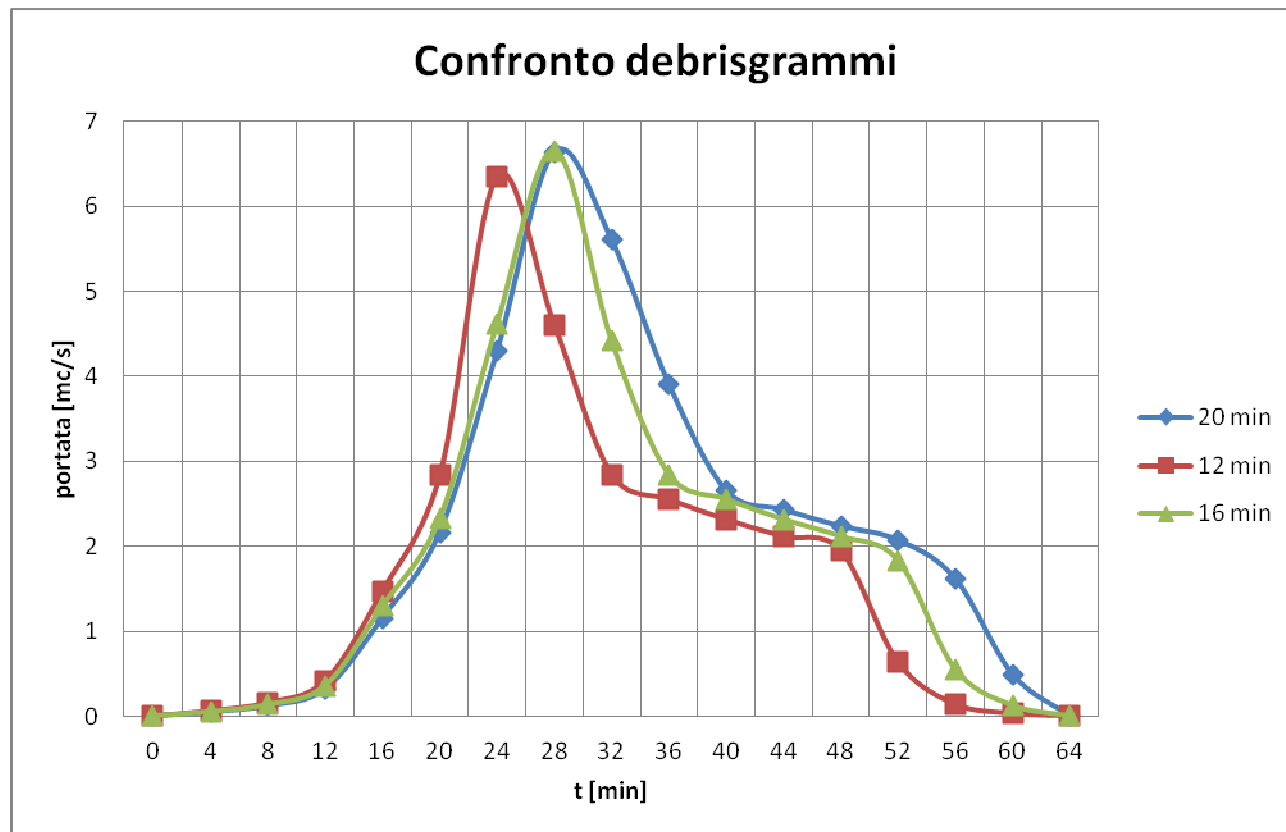


Figura 27 – Debrisgrammi del bacino intero per diverse durate di pioggia

Più precisamente riassumiamo in una tabella i risultati più significativi ottenuti per l'intero bacino relativamente alle diverse durate di pioggia considerate:

Tabella 11-Valori dei volumi liquidi, solidi e di debris flow in funzione dei diversi tempi di pioggia considerati e relative portate di picco.

d pioggia [min]	Q_{lmax} [m³/s]	V_l [m³]	Q_{dmax} [m³/s]	V_s [m³]	V_d [m³]
12,00	2,15	3.227	6,35	3.606	6.833
16,00	2,25	3.610	6,65	4.115	7.724
20,00	2,25	3.956	6,64	4.630	8.578

Andamento dei Volumi solidi della colata in funzione delle durate di pioggia

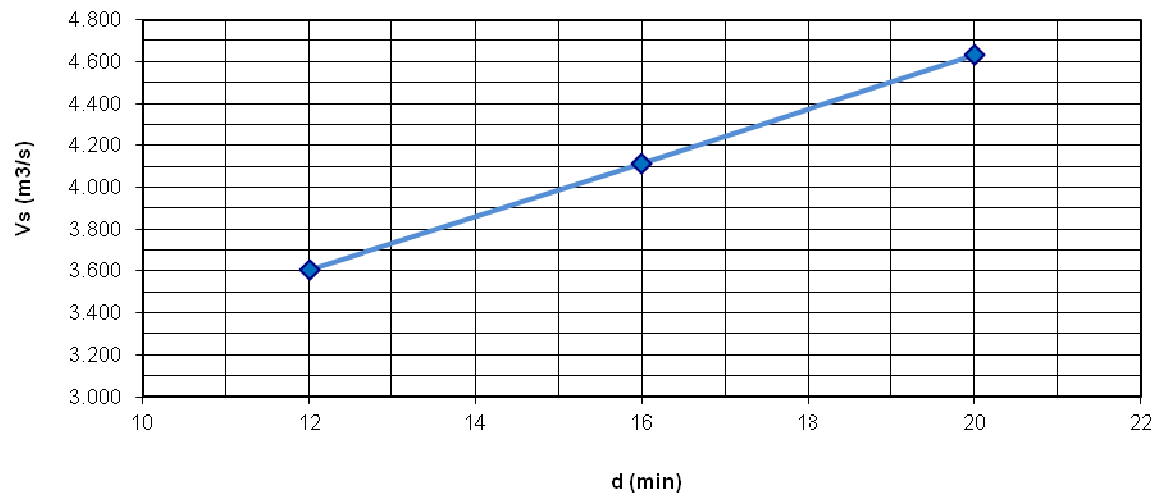


Figura 28– Curva dell'andamento dei volumi di apporto detritico da debris flow in funzione dei diversi tempi di pioggia considerati.

4. FASE VALUTATIVA

4.1 PREMESSA

In questa seconda fase del presente studio si porta a compimento l'elaborazione dei risultati ottenuti sinora e si raggiunge pertanto l'obiettivo finale, ovvero la mappatura del pericolo per colata detritica e per alluvione del conoide;

4.2 ANALISI COMPARATA DEI VOLUMI DELLE COLATE DETRITICHE

Il primo passo da effettuare nello sviluppo della fase valutativa del presente studio consiste nella determinazione del volume della colata detritica di riferimento che verrà utilizzato nelle successive verifiche idrauliche e che porterà quindi alla redazione delle mappe di pericolosità e di vulnerabilità del bacino e del conoide.

Riepiloghiamo i risultati ottenuti nei paragrafi 3.3 e 3.4:

Debris-gramma morfometrico: volume totale parte solida della colata pari a 3625 m³

Debris-gramma idrologico:

- **volume totale della parte solida pari a 3.606m³ per Tp1=12'**
- **volume totale della parte solida pari a 4.115m³ per Tp2=16'**
- **volume totale della parte solida pari a 4.630m³ per Tp3=18'**

Come si può vedere il volume ottenuto con il metodo idrologico per una durata di evento compresa tra 12' e 16' è molto prossimo al volume ottenuto dall'indagine in campagna.

Per la scelta del volume di riferimento va fatta in ogni caso un'analisi critica di questi risultati, prendendo in considerazione le condizioni di alimentazione solida del bacino.

Sulla base degli studi di Bovis e Jakob (1999) si distinguono due tipologie “limite” di bacino:

- Bacini a disponibilità illimitata di sedimento: per questi la valutazione del volume potenzialmente movimentabile effettuata su base geomorfologia è poco dipendente dal momento in cui viene effettuata l'indagine in campo; in questo caso la stima idrologica è utile per avvalorare le valutazioni di campagna.
- Bacini a disponibilità limitata di sedimento: per questi la valutazione del volume potenzialmente movimentabile effettuata su base geomorfologia è strettamente legata al momento in cui viene effettuata l'indagine in campo; la stima geomorfica, se effettuata subito dopo un evento di colata detritica, può sottostimare il volume rispetto alla disponibilità dello stesso proiettata in un periodo futuro.

L'evento di riferimento dovrà essere scelto quindi tra queste tre casistiche:

1. quello associabile ad un idrogramma di piena avente un tempo di ritorno di 200 anni per bacini ad alimentazione solida da considerarsi quasi illimitata: **debris-gramma idrologico**
2. quello associabile al rilascio del volume geomorfico stimato in campo (allo stato attuale del bacino e tenendo conto dell'eventuale ricarica solida in un periodo di almeno 50 anni per bacini ad alimentazione solida molto limitata: **debris-gramma morfometrico**
3. quello associabile ad un evento avente un volume intermedio tra quello ottenibile mediante le due procedure precedenti per bacini con apprezzabile disponibilità solida, ma di entità comunque inferiore a quella determinata con la metodologia esposta al punto 1: **media ragionata tra debris-gramma idrologico e debris-gramma morfometrico**.

Nel caso in esame sulla base delle risultanze della fase conoscitiva e dei vari sopralluoghi effettuati, si ritiene di poter affermare con buona sicurezza di essere di fronte ad un bacino avente una considerevole, ma non illimitata, disponibilità di materiale solido potenzialmente mobilitabile (casistica numero 3).

Si è deciso pertanto di adottare come valore di riferimento per le successive elaborazioni quello corrispondente, derivante dalla stima idrologica, ad un evento di pioggia di durata pari a circa 12', avente un volume solido prossimo (leggermente

inferiore) a quello derivante dalla stima geomorfica; tale durata appare compatibile con quella di eventi di debris-flow di breve durata.

Il volume totale della parte solida della colata di riferimento per l'intero bacino risulta pertanto pari a circa **3606 m³**; il **volume totale della colata di riferimento** è pari quindi a **6833 m³**.

Si adotta pertanto per le successive elaborazioni un debris-gramma di riferimento schematico a forma triangolare avente le seguenti caratteristiche:

Volume totale della colata: 6833 m³

Durata della colata: 32' (valore inferiore a quello reale in modo da ottenere un valore di picco coerente)

Portata di picco (schematizzando l'onda in forma triangolare): 7,12m³/s

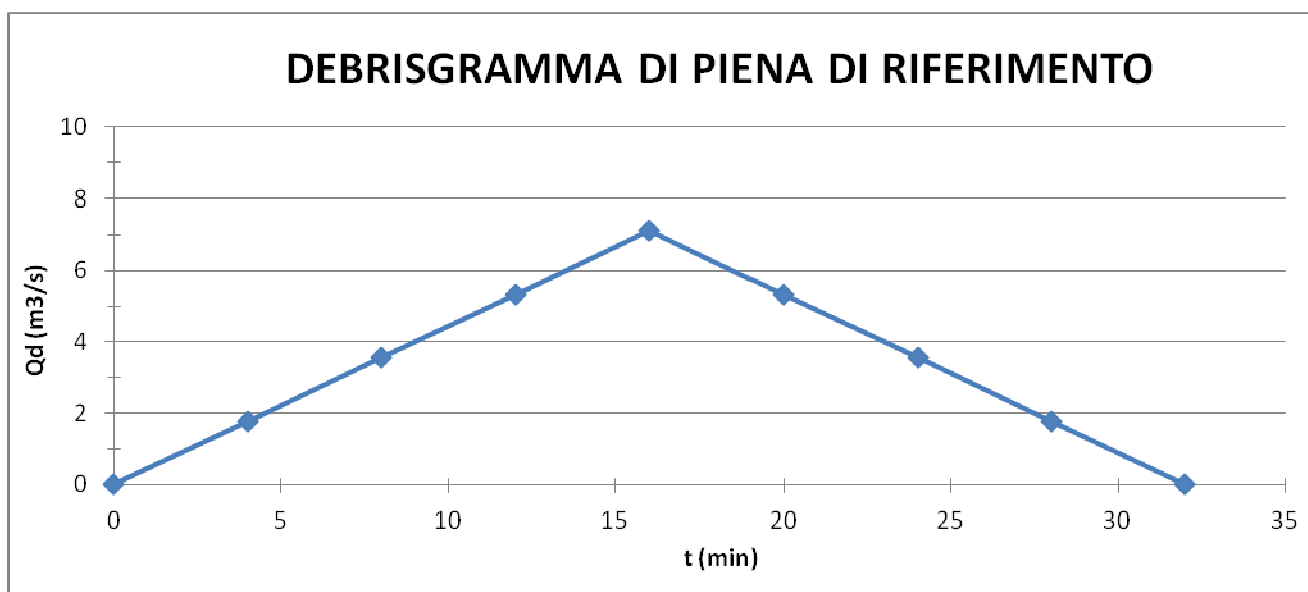


Figura 29 – Debris-gramma di riferimento

4.3 VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ DI CONDUZIONE DEL CONOIDE

La valutazione della capacità di conduzione del conoide è un'attività immediatamente propedeutica alle successive verifiche idrauliche delle sezioni critiche dell'asta torrentizia sul conoide, finalizzate alla redazione delle carte di pericolosità dello stesso.

Bisogna praticamente definire la propensione geomorfologia di un conoide a convogliare il materiale di una colata, fuoriuscito da una certa sezione del corso d'acqua, in una zona piuttosto che in un'altra.

A tal fine sono fondamentali alcuni risultati ottenuti nella precedente fase conoscitiva, ossia:

- topografia del conoide
- carta delle acclività del conoide
- carta di uso del suolo del conoide

Per la topografia del conoide ci si è avvalsi sia del rilievo Lasescan fornito dalla R.A.V.A. ed elaborato con un'applicazione GIS, sia del rilievo topografico effettuato su alcune sezioni dell'asta torrentizia.

Si è elaborata una carta di acclività del conoide in cui sono state distinte le seguenti classi di pendenza θ , che risultano significative per il moto non confinato dei debris flows:

- $\theta > 10^\circ$ → la colata subisce un rallentamento trascurabile;
- $6^\circ < \theta < 10^\circ$ → la colata subisce un rallentamento sensibile;
- $3^\circ < \theta < 6^\circ$ → la colata inizia ad arrestarsi;
- $0^\circ < \theta < 3^\circ$ → la colata si arresta entro un breve spazio.

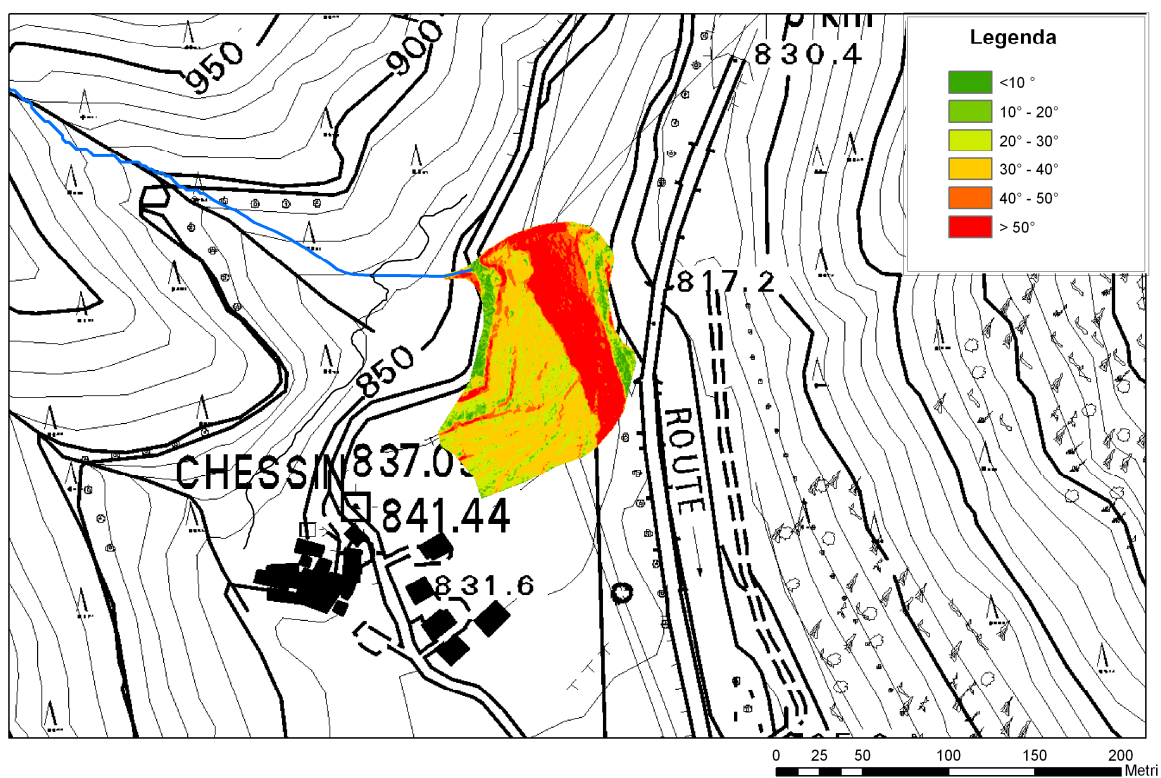


Figura 30 – Carta dell'acclività del conoide in località Chessin

5. VERIFICHE IDRAULICHE AI FINI DELLE ZONIZZAZIONI

5.1 VERIFICHE IDRAULICHE AI FINI DELLA VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ LEGATA A FENOMENI DI DEBRIS-FLOW

Sulla base del volume di riferimento indicato al paragrafo 4.2 si procede pertanto alla verifica idraulica delle sezioni topografiche dell'asta torrentizia in conoide.

A tal fine si utilizza la seguente formula per il calcolo della velocità della colata detritica in regime di moto laminare:

$$V = \frac{\gamma_b \cdot h^2 \cdot S}{k \cdot \mu_N}$$

dove:

μ_N = viscosità Newtoniana apparente della colata = 3.000 Pa·s

γ_b = peso specifico della colata = 20.000 N/m³

h = altezza del fronte (m)

S = pendenza (m/m) nel tratto di torrente a monte della sezione in esame

K = fattore di forma della sezione del torrente

K = 3 per rettangolare larga

K = 5 per trapezia

K = 8 per semicircolare

Per ogni sezione, quindi note le caratteristiche geometriche della sezione e la pendenza del tratto di alveo immediatamente a monte, si sono determinate l'area bagnata e la velocità della colata al limite di esondazione; il prodotto delle due grandezze ci fornisce in ogni punto dell'alveo la portata massima smaltibile dal corso d'acqua.

Tale valore viene quindi confrontato con il valore di picco di portata relativo al debrisgramma di riferimento considerato; se quest'ultimo è superiore alla portata smaltibile dalla sezione significa che una porzione del volume totale mobilitato durante la colata fuoriesce in questo punto.

Si sono determinati pertanto nelle sezioni critiche del corso d'acqua i volumi di colata fuorusciti e per differenza quelli passanti.

In allegato si riportano le elaborazioni relative alle sezioni più significative del torrente in esame nel tratto compreso tra l'apice del conoide e la confluenza nella Dora Baltea; si veda al riguardo l'allegato 1.

Per la generica sezione trapezia considerata si adotta la simbologia riportata nella seguente figura:

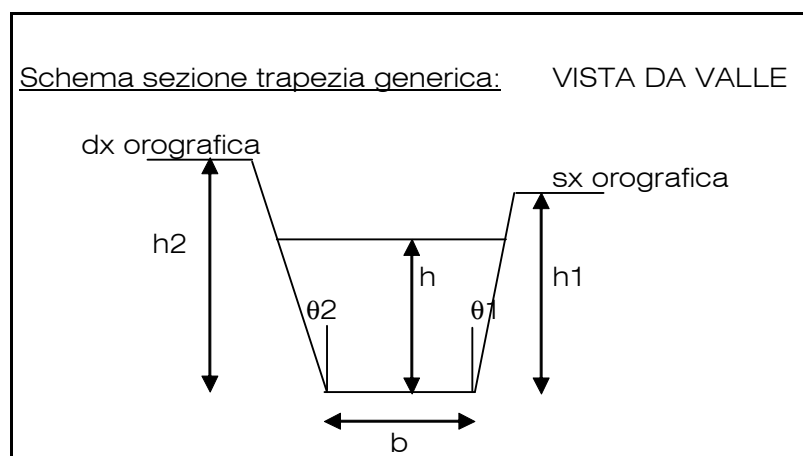


Figura 31 – Sezione trapezia dell'alveo

Una volta determinato analiticamente il volume di colata che fuoriesce in corrispondenza di una sezione critica, sono stati determinati, mediante osservazioni di campo, i percorsi preferenziali di movimento della colata sulla conoide, valutando sia eventuali ostacoli incontrati dalla colata, sia superfici con maggiore attitudine a far muovere il flusso (ad esempio le strade). Spostandosi in cartografia lungo le linee di percorso preferenziale della colata si sono calcolate le relative distanze di arresto "R".

A tal fine si utilizza la relazione empirica proposta da Ikeya, 1981 (in Bathurst et al., 1997):

$$R = 8,6 (V \tan \theta)^{0,42}$$

essendo θ l'angolo che esprime l'inclinazione media del piano di scorrimento della colata rispetto all'orizzontale e $V(m^3)$ il volume dei sedimenti fuoriusciti.

Per la massima larghezza trasversale di dispersione della colata "B" si utilizza la seguente relazione cautelativa in funzione della distanza di arresto:

$$B = 0,6 R$$

Dopo aver proceduto a tracciare la zona di deposizione della colata, sulla base dei valori ottenuti per R e B, si è eseguito un ulteriore controllo relativo alla congruenza sul valore ottenuto in termini di spessore dei sedimenti spazialmente mediato sull'area invasa dalla colata.

Al riguardo la letteratura scientifica (Hungry et al., 1984) indica come spessori medi "ragionevoli" del deposito valori compresi fra 0,5 ed 1 m per magnitudo della colata compresi fra i 10.000 e i 50.000 m^3 . Un'applicazione prudentiale di questo criterio porta quindi a concludere che, valori dello spessore medio inferiori ad 1 metro sono da considerarsi comunque piuttosto prudentiali, nel senso che conducono generalmente ad una sovrastima dell'estensione dell'area occupata dal deposito.

Nell'allegato 2 si riportano i calcoli delle distanze di arresto e delle larghezze di dispersione relative alle sezioni critiche (caratterizzate dalla fuoriuscita di un certo volume di colata) nel tratto in conoide.

Si è prodotta anche una corografia con l'indicazione delle sezioni oggetto di verifiche idrauliche sul conoide in scala 1:2.000 (allegato 1).

I risultati più significativi delle verifiche sono i seguenti:

- sezione 2: fuoriuscita di 6825 m^3 circa in corrispondenza di un tratto intubato in corrispondenza della strada podereale. Questa sezione è posizionata a circa 150 m dall'abitato di Chessin, in destra orografica avente altezza spondale inferiore rispetto alla sinistra orografica. Durante i sopralluoghi è stato constatato che tale tubazione è ostruita per circa i 2/3 della sua sezione da materiali trasportati dal torrente. Durante le verifiche idrauliche è stata considerata solamente la quota parte di tubazione attualmente non ostruita ; non è stata considerata la sezione nella sua interezza in quanto, anche nel caso in cui venissero effettuate operazione di pulizia della

tubazione, questa verrebbe nuovamente riempita velocemente da detriti in caso di eventi piovosi importanti.

5.2 VERIFICHE IDRAULICHE AI FINI DELLA VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ LEGATA ALLE ESONDAZIONI

La verifica idraulica dell'alveo del torrente nel tratto di conoide è stata eseguita individuando una serie di sezioni ritenute più a rischio.

Per ognuna di queste sezioni è stata determinata la geometria, compresa la pendenza del tratto d'alveo immediatamente a monte. Tale verifica è stata eseguita calcolandone la capacità di deflusso in termini di portata e confrontandola con le portate calcolate nel paragrafo 1.8.4.

Il calcolo della portata smaltibile in ogni sezione è stato eseguito utilizzando la formula derivata dall'espressione di Chézy:

$$Q = A \cdot k \cdot R^{2/3} \cdot i^{0.5}$$

dove: Q = portata liquida (m^3/s);

A = area della sezione dell'alveo (m^2);

k = indice di scabrezza di Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$);

R = raggio idraulico della sezione (m);

i = pendenza dell'alveo (m/m).

Per determinare l'indice di scabrezza k di Strickler ci si è riferiti alla tabella riportata a pag. 39 della pubblicazione "La sistemazione dei bacini idrografici" di Vito Ferro e alla tabella riportata a pag. 36 della pubblicazione "Sistemazioni idraulico-forestali" di Giuseppe Benini.

Le sezioni verificate sono quasi sempre ricondotte alla forma trapezia con le seguenti grandezze:

b = larghezza minore (m);

B = larghezza maggiore (m);

I tratti in tombinatura hanno invece sezione circolare.

Nell'allegato 3 si riportano i risultati delle verifiche delle sezioni critiche del torrente nel tratto in conoide; la posizione di tali sezioni è individuata sulla corografia. Le sezioni del corso d'acqua risultano verificate tranne la sezione n. 2 in conoide (tubazione in c.a. DN 1000 mm) quasi completamente riempita di detriti che non è in grado di smaltire neanche la portata ventennale; questo fatto non crea però particolari problematiche in quanto le portate critiche proseguono verso valle fino alla confluenza del Torrente Marmore a circa 80 m dalla sezione 2.

6. ZONIZZAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ

6.1 CARTA DELLA PERICOLOSITÀ PER COLATA DETRITICA

L'elaborazione della carta della pericolosità per colata detritica, prodotta sulla base di quanto esposto in precedenza al paragrafo 3.4, è stata condotta sulla base delle indicazioni fornite al comma 3, paragrafo A, Capitolo III della dGR n. 2939/2008, ovvero: "Nel caso in cui non venissero applicate le modalità di perimetrazione di cui al precedente comma 2, i criteri di definizione delle perimetrazioni in argomento saranno valutati in sede di concertazione e faranno, comunque, principalmente riferimento, anche se in forma semplificata, a quanto contenuto nell'Allegato 1 al presente documento. Le perimetrazioni delle aree a diversa pericolosità, alluvionabili per colate detritiche, sono riportate sia nella cartografia per frane di cui al capitolo II sia nella cartografia per inondazioni di cui al capitolo IV. La loro disciplina d'uso è indicata al paragrafo C4 seguente"

La delimitazione delle aree alluvionabili dalle colate detritiche e comprende tre fasce di gravità decrescente:

ad elevata pericolosità (colore rosso) – consiste nelle porzioni di conoide comprese all'interno dell'area delimitata principalmente dalla sua distanza di arresto (o dal percorso descritto dal suo scorrimento) e dalla sua larghezza trasversale di dispersione. In questa zona si presume che l'energia cinetica della colata e/o gli spessori - a prescindere dalla loro entità - si considerino tali da comportare pericolo per l'incolumità di persone presenti od in transito e per la stabilità stessa di abitazioni ed infrastrutture;

area a media pericolosità (colore giallo) – consiste nelle porzioni di conoide comprese all'interno dell'area delimitata come zona ad elevata pericolosità, incrementata in estensione assumendo:

a) un valore della distanza d'arresto (scorrimento) aumentato di almeno un 30% (rispetto a quella utilizzata per determinare la zona ad elevata pericolosità);

b) una dispersione trasversale incrementata di almeno un del 20% (rispetto a quella utilizzata per determinare la zona ad elevata pericolosità). In questa zona si presume che la colata presenti un carico dinamico e/o spessore tali da non comportare pericolo per l'incolumità delle persone, quando esse mantengano un minimo grado di vigilanza o quando siano all'interno di edifici nei quali siano stati adottati provvedimenti architettonico-strutturali, idonei ad evitare l'ingresso della colata e a salvaguardare l'integrità statica degli stessi;

area a bassa pericolosità (colore verde) – comprende quelle aree interessate dai flussi prevalentemente liquidi che si manifestano su conoide a valle e/o nell'intorno delle fasce ad elevata e media pericolosità: sono queste le zone per le quali, dopo l'arresto della colata, si verifica il rilascio della parte acquosa in essa contenuta.

Nel caso in studio, il conoide del Torrente Chessin non presenta una fascia a bassa pericolosità in quanto l'intero conoide potrebbe essere interessato da eventi di debris.

In seguito ai sopralluoghi effettuati si è constatata una forte pendenza della zona compresa tra il conoide di Chessin e il Torrente Marmore che, in caso del verificarsi di un fenomeno di debris, non permette l'arresto della colata. Pertanto la fascia ad elevata pericolosità é stata prolungata fino al corso d'acqua stesso.

6.2 CARTA DELLA PERICOLOSITÀ PER ESONDAZIONI

La carta della pericolosità per esondazioni, prodotta sulla base delle elaborazioni effettuate in precedenza al paragrafo 3.2, ha come obiettivo la delimitazione delle aree alluvionabili per esondazioni e comprende anche in questo caso tre fasce di gravità decrescente, ai sensi della L.R. 11/98 art. 36 e della D.G.R. 2939/2008:

Fascia di tipo A (colore rosso-elevata pericolosità) – è costituita dalla porzione di alveo che è sede prevalente del deflusso della corrente per la piena ordinaria annuale e dalle porzioni di conoide e di bacino interessate dagli effetti delle esondazioni conseguenti ad una portata di piena di riferimento avente un tempo di ritorno pari a 20 anni.

Fascia di tipo B (colore giallo-media pericolosità) – consiste nelle porzioni di conoide e di bacino interessate dagli effetti delle esondazioni conseguenti ad una portata di piena di riferimento avente un tempo di ritorno pari a 100 anni.

Fascia di tipo C (colore verde-bassa pericolosità) – consiste nelle porzioni di conoide e di bacino esterne alla precedente Fascia B, che possono essere interessate dagli effetti delle esondazioni conseguenti ad una portata di piena di riferimento catastrofica avente un tempo di ritorno pari ad almeno 200 anni.

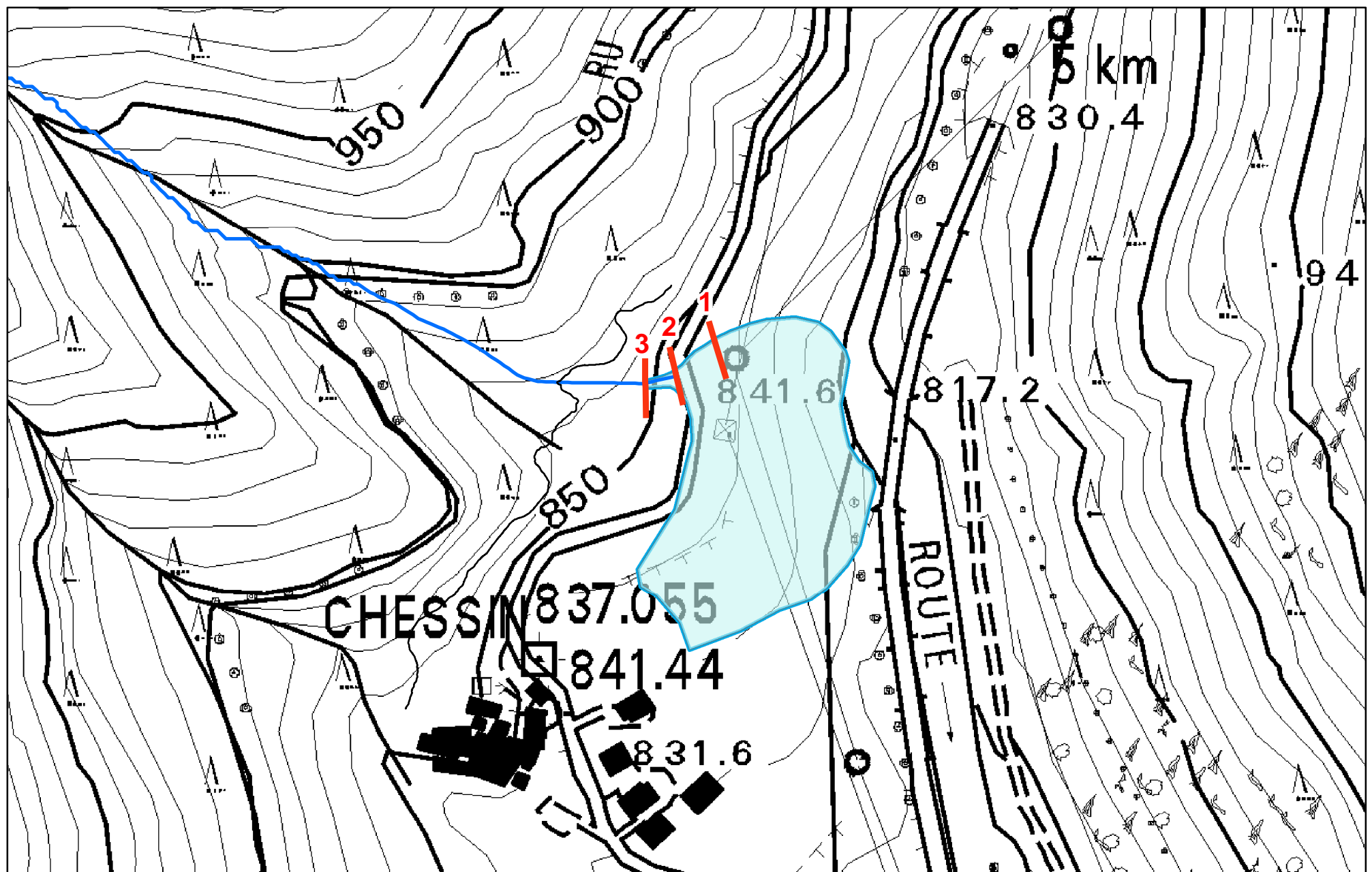
Questa carta è stata redatta sulla base delle risultanze delle verifiche idrauliche riportate all'allegato 3 e tenendo in particolare considerazione le caratteristiche morfologiche, acquisite in occasione dei sopralluoghi, quali cambi bruschi di pendenza, allargamenti e restringimenti improvvisi di sezione e i cambi di direzione planimetrici dell'asta torrentizia. Pertanto, in considerazione della forte pendenza della zona compresa tra il conoide di Chessin e il Torrente Marmore, le fasce di tipo A, B e C sono state prolungate fino al corso d'acqua stesso.

ALLEGATO 0

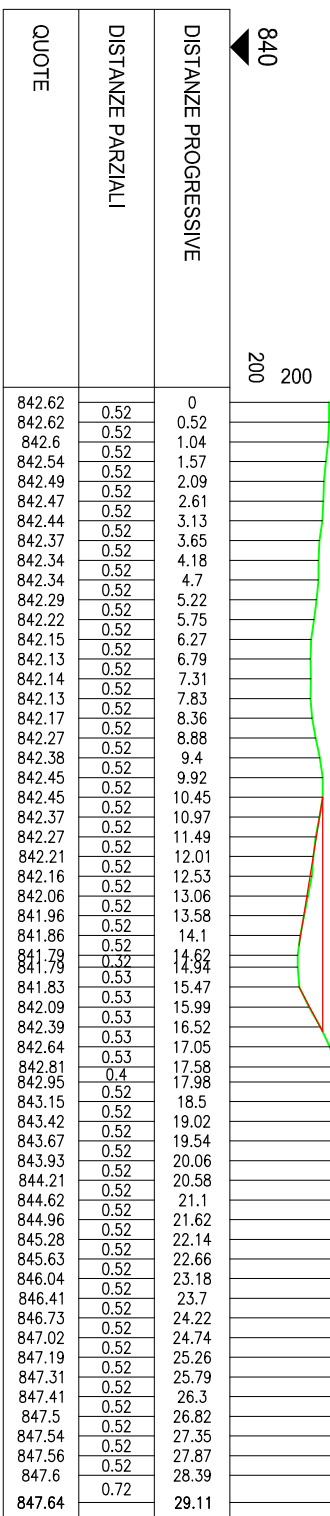
COROGRAFIA DEL BACINO

ALLEGATO 1

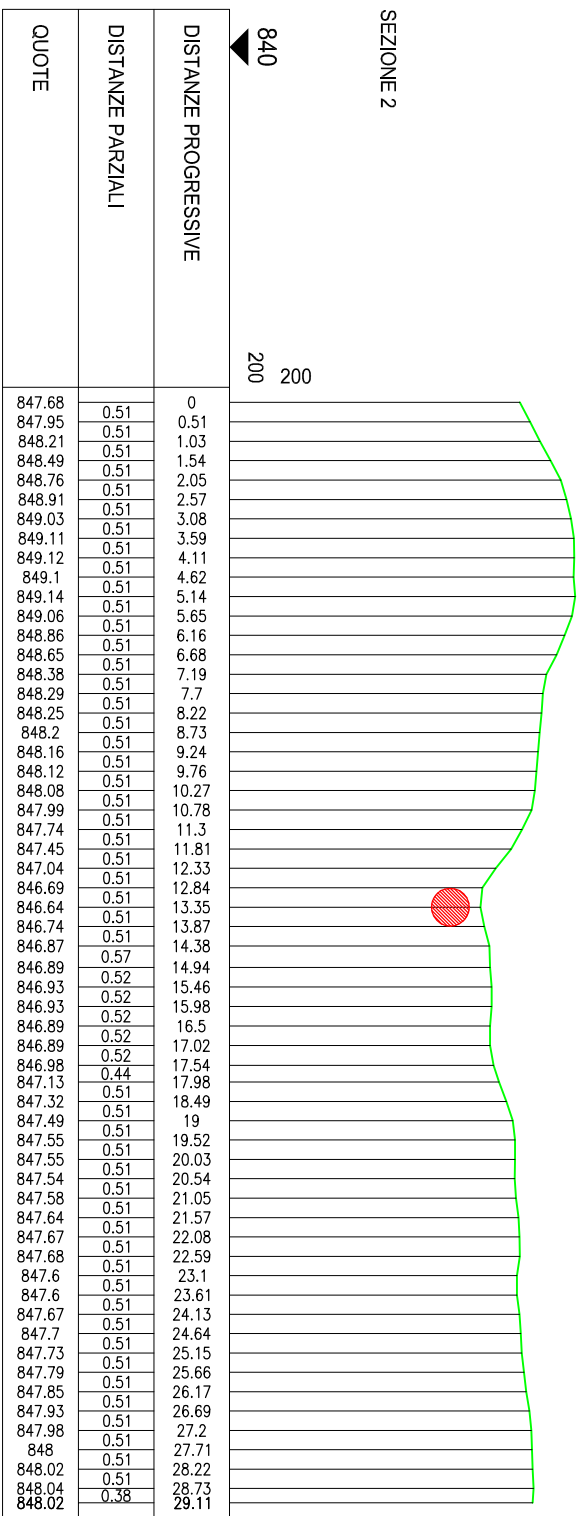
COROGRAFIA CONOIDE E SEZIONI DI VERIFICA



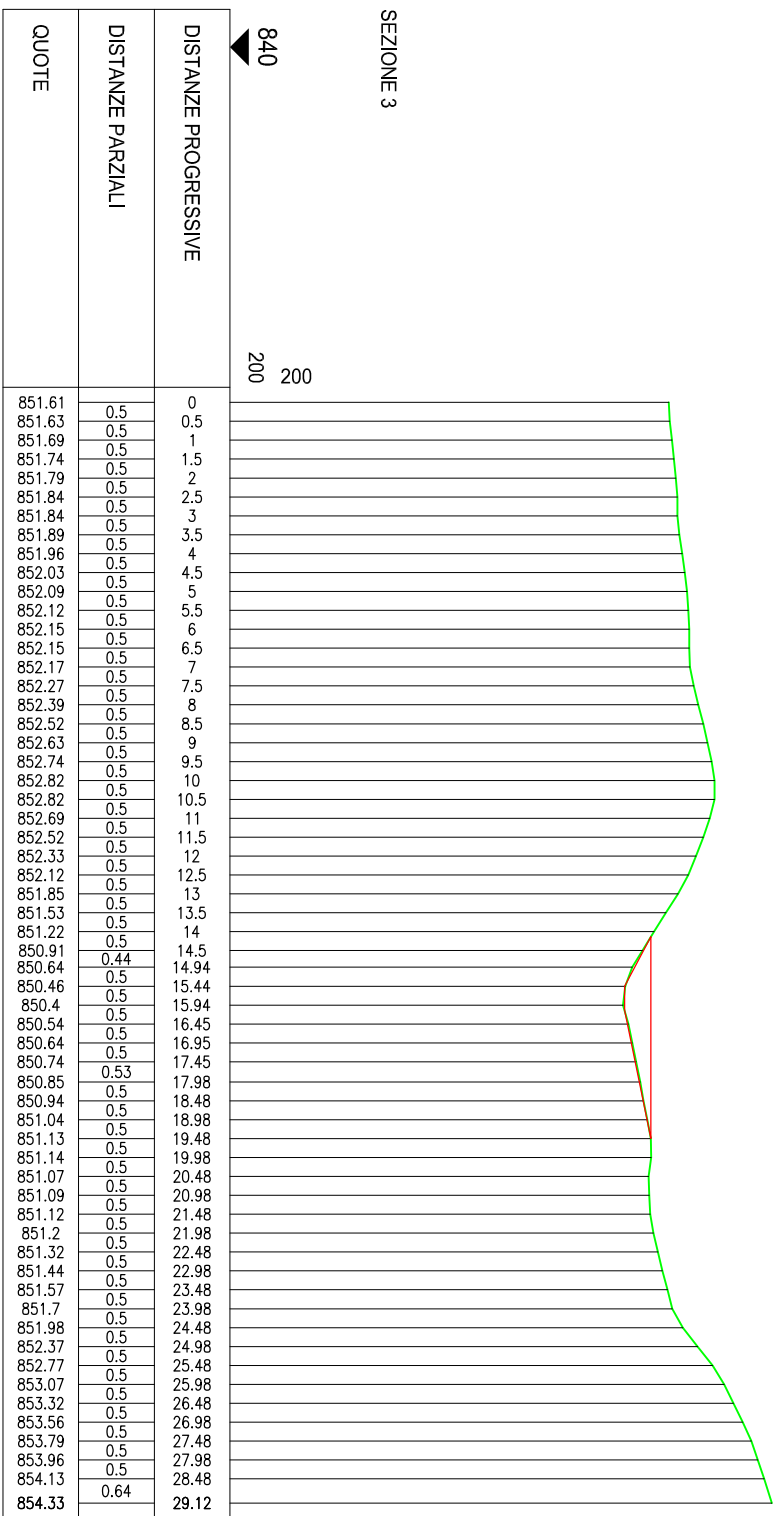
SEZIONE 1



SEZIONE 2

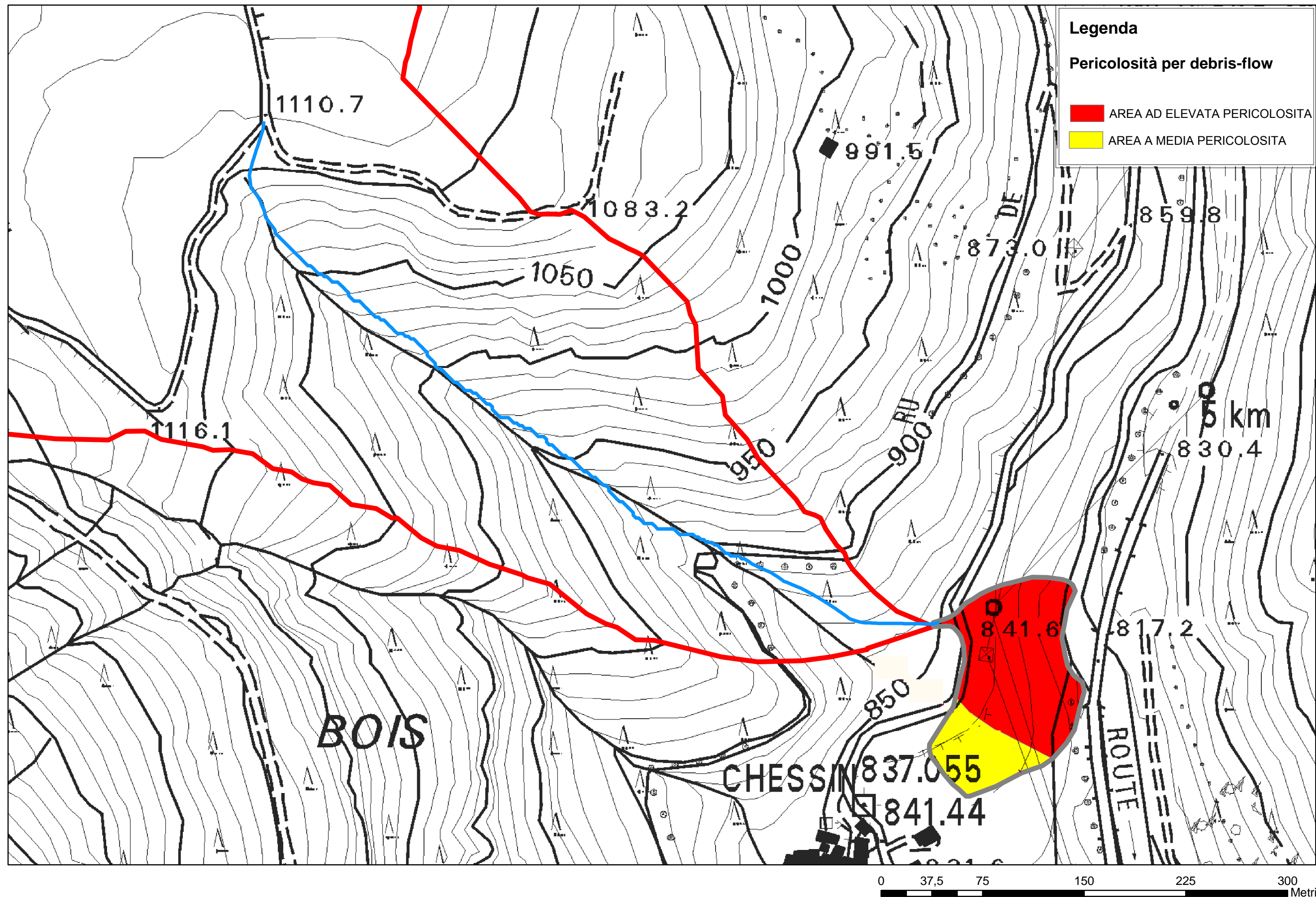


SEZIONE 3



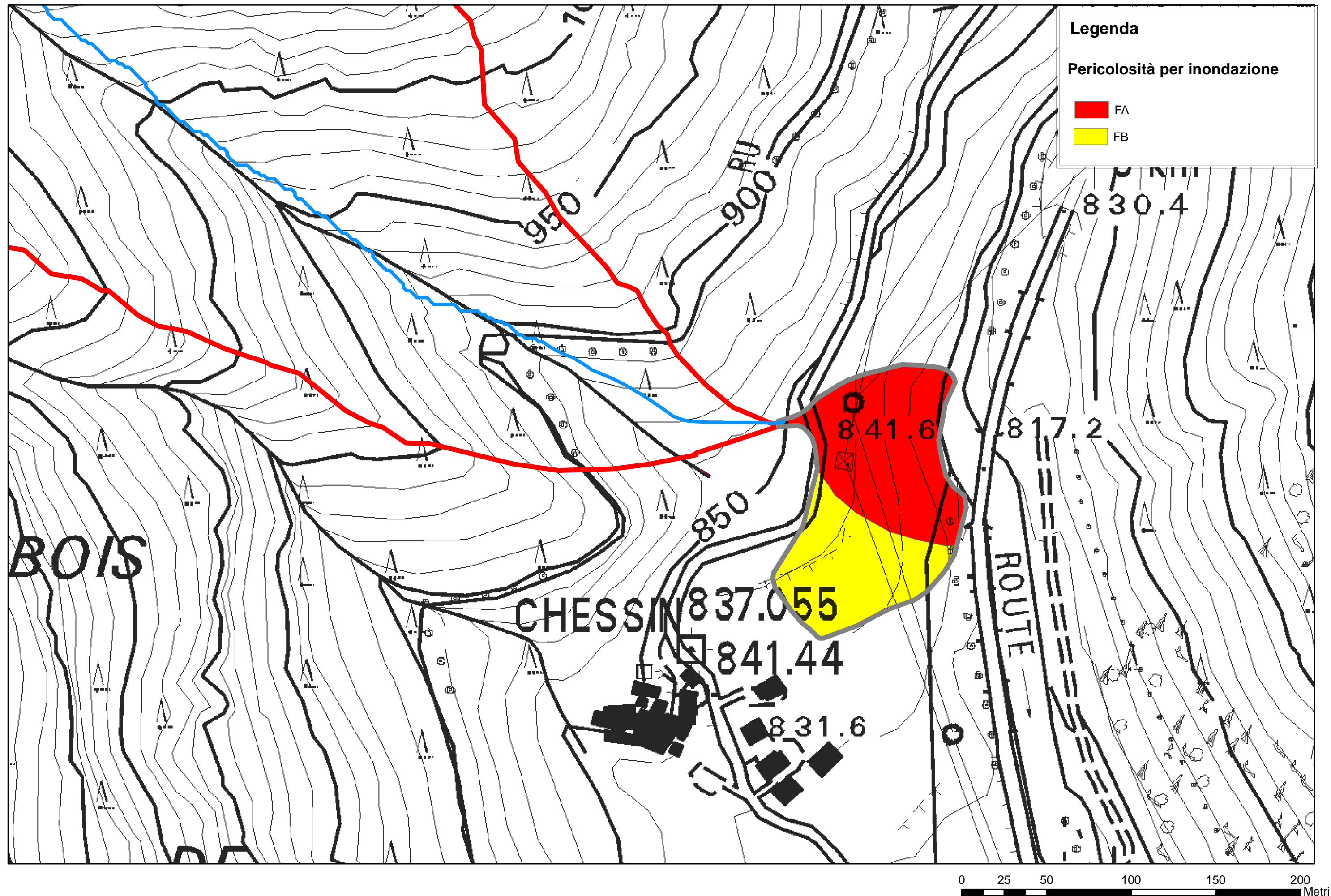
ALLEGATO 2

ZONIZZAZIONE DELLA PERICOLOSITA PER COLATA DETRITICA -CONOIDE CHESSIN-



ALLEGATO 3

ZONIZZAZIONE DELLA PERICOLOSITA PER INONDAZIONE -CONOIDE CHESSIN-



VERIFICHE IDRAULICHE - T ritorno=20 anni

0 = Verifica ok
1 = non verificata

$$V = k \bar{r}^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}$$

Sezione	1	apice conoide				
$Q = k \cdot \left(\frac{(B+b) \cdot h/2}{b + \sqrt{4h^2 + (B-b)^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{(B+b)h}{2}$						
k =	10	V =	2,57			
B =	6,20					
b =	1,10					
h =	0,62					
i =	0,261					
Q _p =	5,812	Q _{in} =	2,76	Q _f =	-3,05	0

Sezione	2	tubo sotto la strada				
$Q = k \cdot \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{1}{4} \cdot D^2$						
k =	60	V =	4,30			
D =	0,61					
i =	0,063					
Q _p =	1,263	Q _{in} =	2,76	Q _f =	1,50	1

Sezione	3	conoide finale				
$Q = k \cdot \left(\frac{(B+b) \cdot h/2}{b + \sqrt{4h^2 + (B-b)^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{(B+b)h}{2}$						
k =	10	V =	2,72			
B =	6,20					
b =	1,12					
h =	0,63					
i =	0,286					
Q _p =	6,274	Q _{in} =	2,76	Q _f =	-3,51	0

Figura 22 – Verifica pericolosità per inondazione TP=20' Tr=20 anni

VERIFICHE IDRAULICHE - T ritorno=100 anni

0 = Verifica ok
1 = non verificata

$$V = k \bar{r}^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}$$

Sezione	1	apice conoide				
$Q = k \cdot \left(\frac{(B+b) \cdot h / 2}{b + \sqrt{4h^2 + (B-b)^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{(B+b)h}{2}$						
k =	10	V =	2,57			
B =	6,20					
b =	1,10					
h =	0,62					
i =	0,261					
Q _p =	5,812	Q _{in} =	3,21	Q _f =	-2,60	0

Sezione	2	tubo sotto la strada				
$Q = k \cdot \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{1}{4} \cdot D^2$						
k =	60	V =	4,30			
D =	0,61					
i =	0,063					
Q _p =	1,263	Q _{in} =	3,21	Q _f =	1,95	1

Sezione	3	conoide finale				
$Q = k \cdot \left(\frac{(B+b) \cdot h / 2}{b + \sqrt{4h^2 + (B-b)^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{(B+b)h}{2}$						
k =	10	V =	2,72			
B =	6,20					
b =	1,12					
h =	0,63					
i =	0,286					
Q _p =	6,274	Q _{in} =	3,21	Q _f =	-3,06	0

Figura 23 – Verifica pericolosità per inondazione TP=20' Tr=100 anni

VERIFICHE IDRAULICHE - T ritorno=200 anni

$$V = k \bar{r}^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}$$

0 = Verifica ok
1 = non verificata

Sezione	1	apice conoide				
$Q = k \cdot \left(\frac{(B+b) \cdot h/2}{b + \sqrt{4h^2 + (B-b)^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{(B+b)h}{2}$						
k =	10	V =	2,57			
B =	6,20					
b =	1,10					
h =	0,62					
i =	0,261					
Q _p =	5,812	Q _{in} =	3,44	Q _f =	-2,37	0

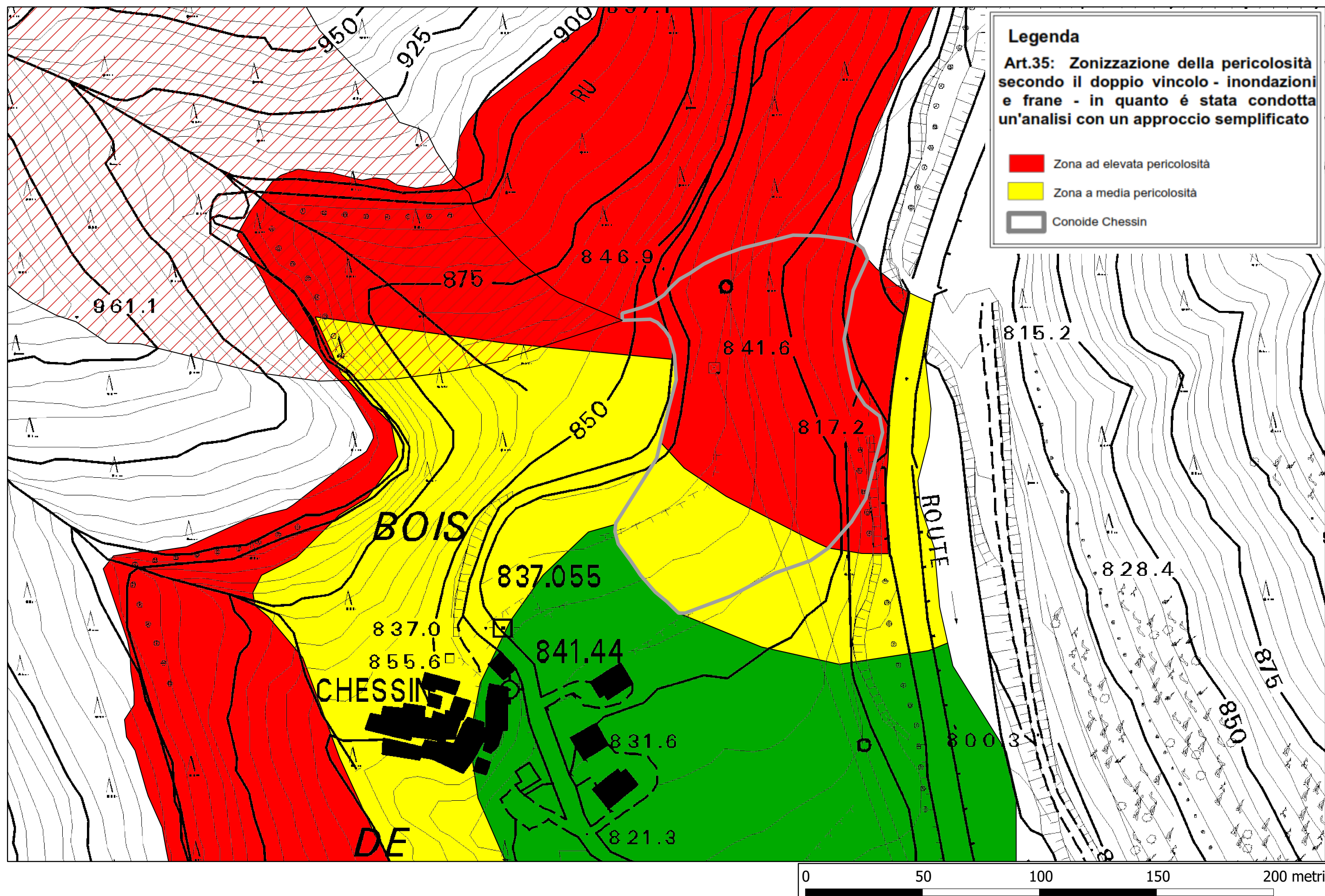
Sezione	2	tubo sotto la strada				
$Q = k \cdot \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{1}{4} \cdot D^2$						
k =	60	V =	4,30			
D =	0,61					
i =	0,063					
Q _p =	1,263	Q _{in} =	3,44	Q _f =	2,18	1

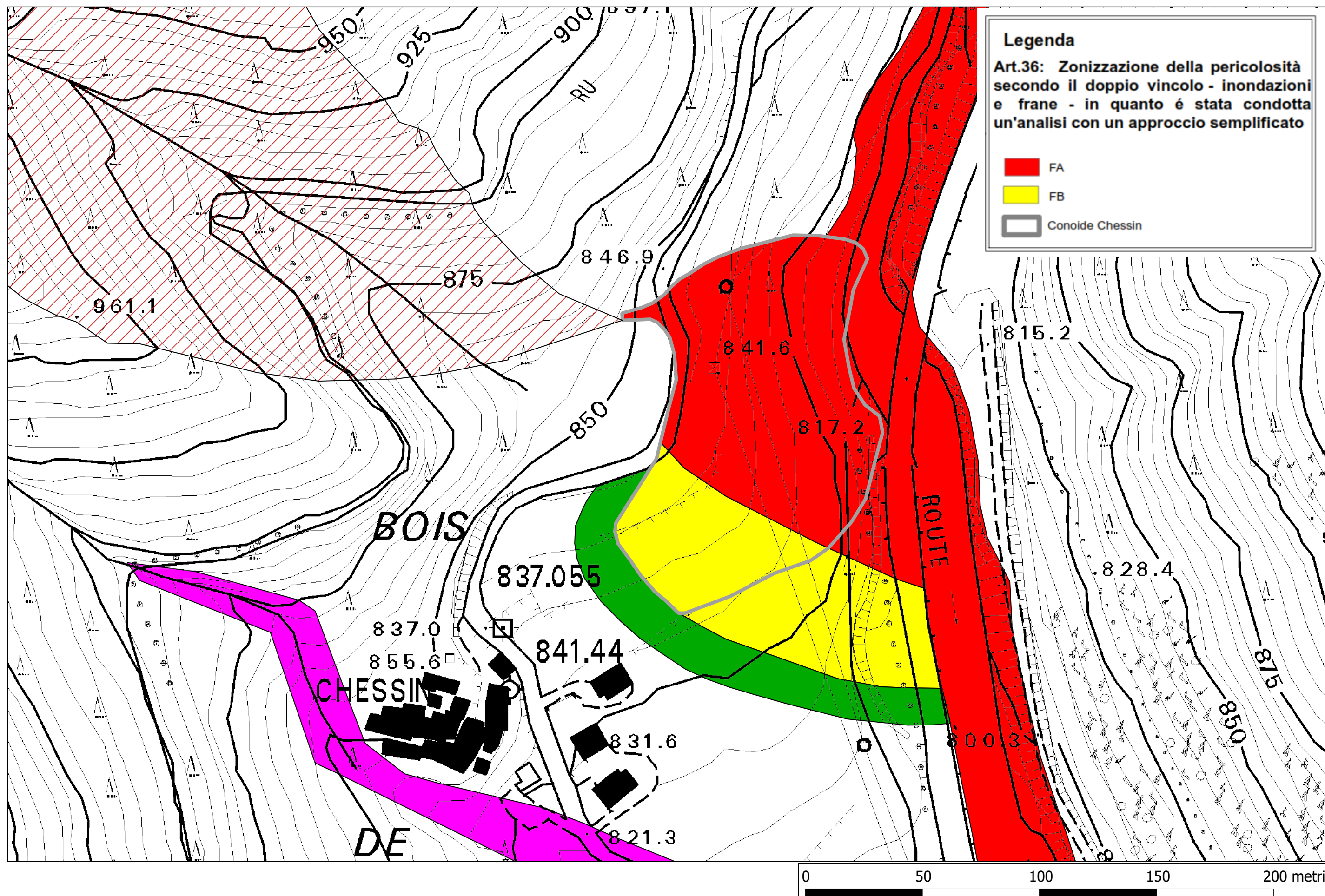
Sezione	3	conoide finale				
$Q = k \cdot \left(\frac{(B+b) \cdot h/2}{b + \sqrt{4h^2 + (B-b)^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{(B+b)h}{2}$						
k =	10	V =	2,72			
B =	6,20					
b =	1,12					
h =	0,63					
i =	0,286					
Q _p =	6,274	Q _{in} =	3,44	Q _f =	-2,83	0

Figura 24 – Verifica pericolosità per inondazione TP=20' Tr=200 anni

ALLEGATO 4

Art. 35 e 36 CONOIDE T.CHESSIN





ALLEGATO 5

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

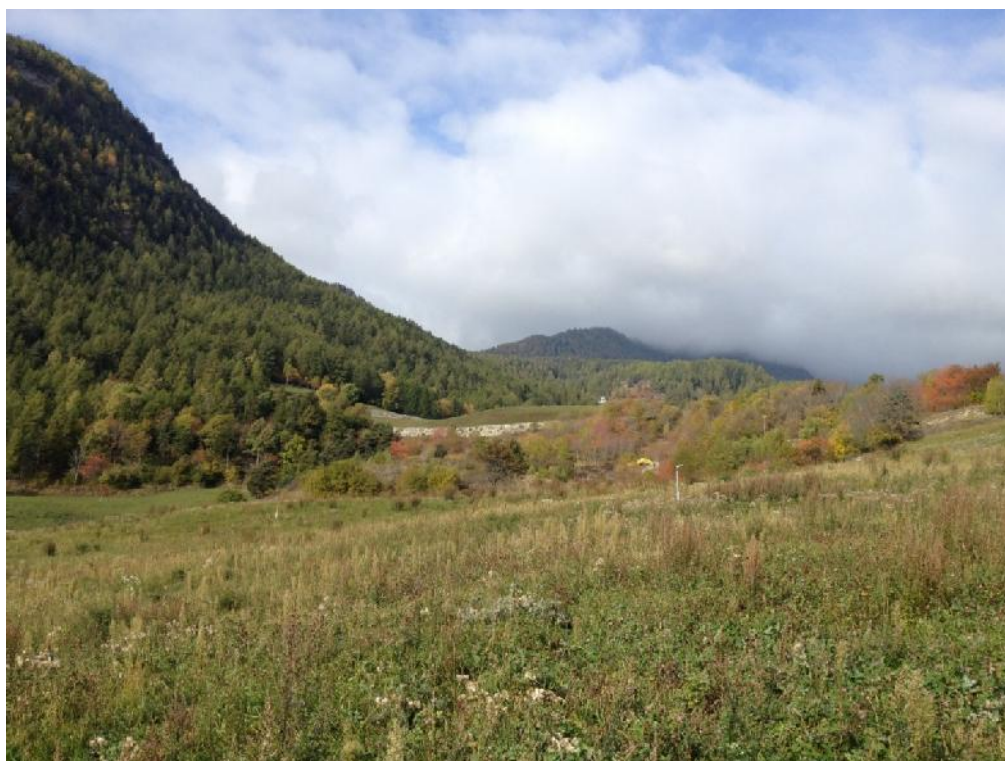


Figura 25 – Visuale sulla “Parte alta del bacino”



Figura 26 – Visuale dei pascoli in loc. Berzin



Figura 27 – Tratto intubato DN500 in loc. Berzin



Figura 28 – Fine tratto intubato DN500, a valle dei pascoli in loc. Berzin



Figura 29 – Fine tratto intubato DN500, a valle dei pascoli in loc. Berzin



Figura 30– Inizio tratto boscato tra Berzin e conoide di Chessin

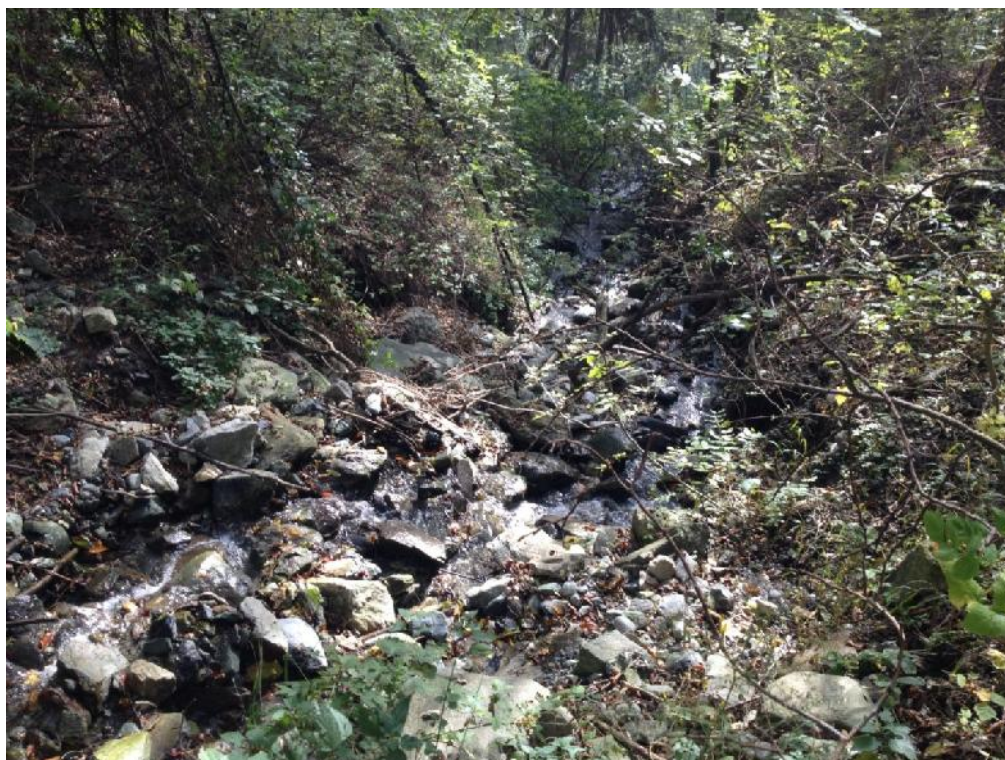


Figura 31– Detriti presenti in alveo nel tratto boscato tra Berzin e conoide di Chessin



Figura 32– Tratto poco pendente tra Berzin e conoide di Chessin



Figura 33 – Tratto intubato quasi completamente ostruito in corrispondenza della strada poderale nei pressi di Chessin

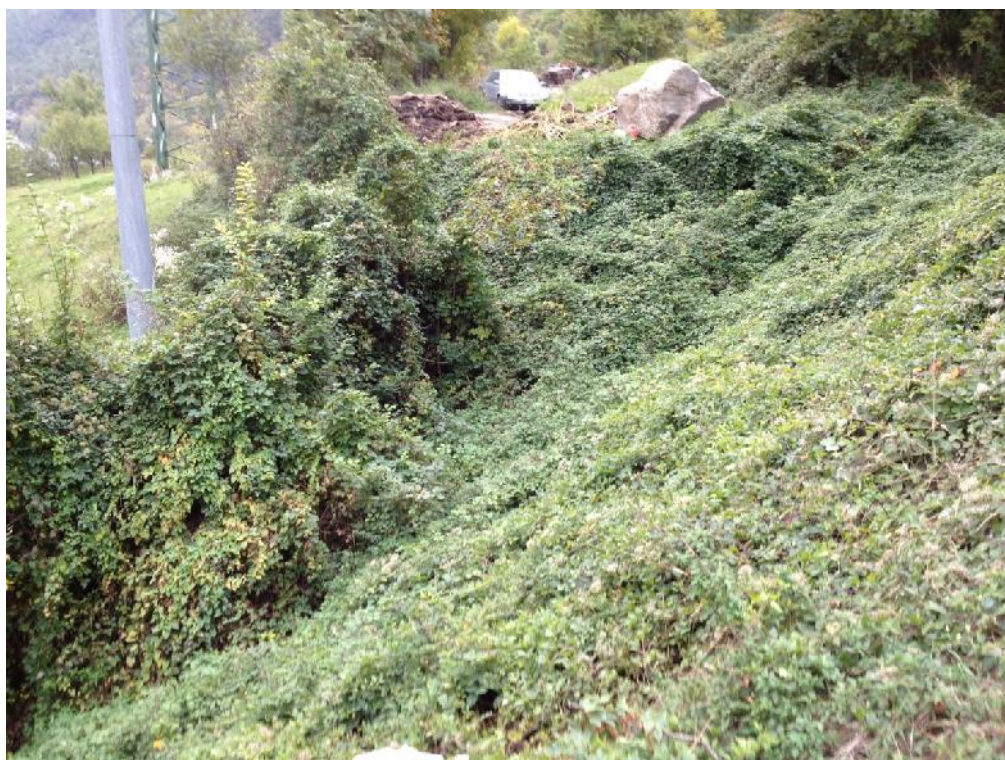


Figura 34 – Conoide di Chessin

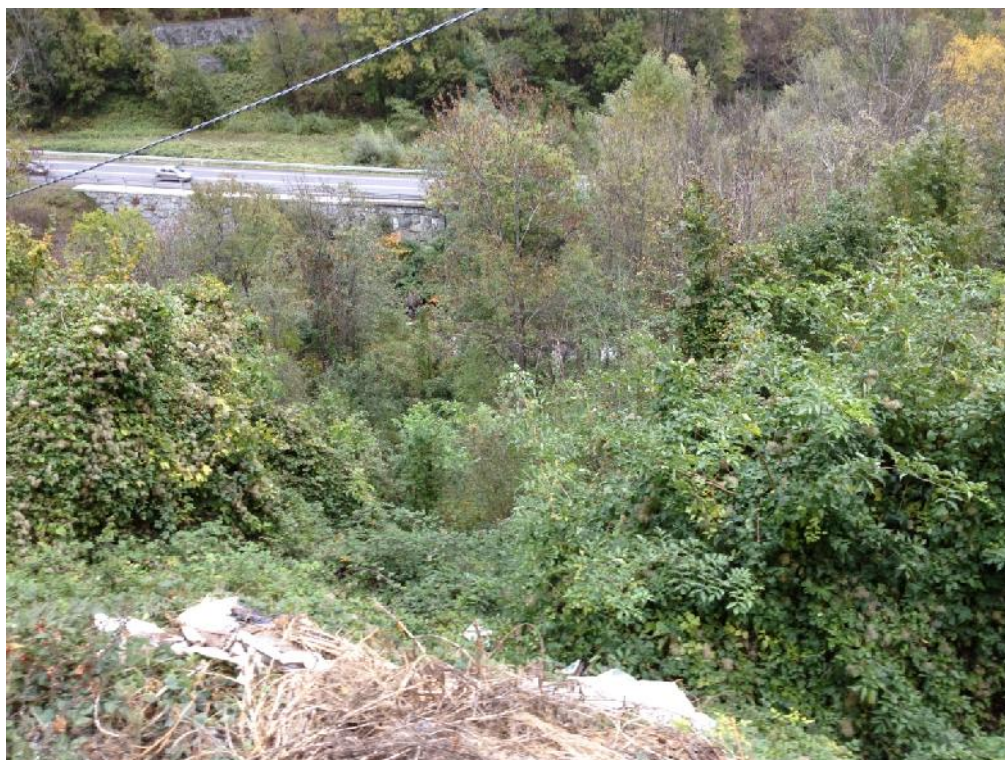


Figura 35– Conoide di Chessin in prossimità della confluenza con il torrente Marmore



Figura 36– Conoide di Chessin in prossimità dell'abitato di Chessin

C. ADEGUAMENTO ESITO STUDI DI BACINO

Come già riportato nella premessa generale, nell'espletamento si è fatto riferimento alle risultanze degli studi di bacino ed ai relativi adeguamenti delle cartografie ambiti inedificabili (art. 36 della L.R. 11/1998). Nella proposta di perimetrazione si è tenuto conto di quanto riportato nella Deliberazione di Giunta Regionale n. 2939 del 10 ottobre 2008, ampliando dove necessario la fascia A come fascia di rispetto ed integrando con le risultanze dell'approfondimento dei settori di confluenza con il Torrente Marmore, di cui alla relazione predisposta dal Dipartimento Programmazione, Difesa del Suolo e Risorse Idriche riportata in allegato alla presente.

D. APPROFONDIMENTO FILEY

L'approfondimento delle dinamiche idrauliche del torrente Marmore in località Filey, all'altezza dell'esistente stazione di distribuzione di carburanti si è reso necessario per cercare di verificare se è possibile prevedere, a livello di pianificazione, l'inserimento in tale contesto di una zona artigianale.

L'individuazione dell'area del Filey risulta una scelta obbligata in quanto per necessità di funzionalità le aree a destinazione artigianale è opportuno che siano ubicate in aree lungo il torrente Marmore e non nelle parti alte del territorio comunale. Sono stati presi in considerazione i terreni a valle della strada regionale, ma si è preso atto che tali zone sono interessate dal possibile rischio di esondazione del Torrente Marmore sia in tutta l'intera piana, località Filey - Poutaz - Lillaz - Fiernaz, sia verso monte, località Buisson - Nuarsaz - Chesod, sia verso valle, Champlong - Covalou - Chessin. Pertanto si è constatato che, purtroppo, lungo l'asse di fondovalle non esistono valide alternative, tenuto conto che, in altri contesti, si aggiungono problemi riferiti a rischio frane e/o debris-flow, in particolare in corrispondenza con i conoidi dei torrenti laterali.

In seguito ad incontri con gli amministratori comunali è emersa l'esigenza di disporre, se possibile e compatibilmente con le situazioni in atto, di aree destinate all'insediamento di attività commerciali ed artigianali lungo l'asse stradale di fondovalle in quanto tale ambito territoriale per la sua posizione baricentrica, risulta strategico e funzionale per l'insediamento di nuove attività economiche a favore anche dei comuni limitrofi. Per detta motivazione la scelta pianificatoria di individuare una sottozona di completamento destinata alla creazione di nuove attività economiche rappresenta l'obiettivo prioritario di interesse generale per l'intera comunità.

Da un'analisi accurata di tutto il territorio lungo il Torrente Marmore si è riscontrato, preliminarmente, che l'unica area che poteva essere destinata a tale uso è quella in località Filey, a valle della strada regionale in corrispondenza della stazione di servizio. La zona individuata infatti ben si presta a svolgere la funzione per la sua localizzazione, ma purtroppo la cartografia vigente degli ambiti inedificabili risulta incompatibile con la destinazione urbanistica ipotizzata.

In tale area delimitata a valle da un parcheggio comunale a raso, strada regionale della Valtournenche e Torrente Marmore, e a monte da un tracciolino di pista, si è

però osservato, a seguito di sopralluoghi compiuti con amministratori comunali e funzionari regionali, una zona situata ad una diversa quota altimetrica rispetto a tutta la restante parte.

A seguito di ricerche effettuate, anche tramite l'osservazione delle ortofoto relative al post-alluvione ottobre 2000, e dal relativo confronto sia con amministratori comunali sia con persone del luogo, si è riscontrato che tutta l'area in questione è stata interessata in modo marginale dall'esondazione del Torrente Marmore, cioè con un'altezza di laminazione molto contenuta, al contrario di quanto accaduto in corrispondenza della sinistra orografica del Torrente Marmore. In situazione di un evento con conseguenze disastrose, come quello dell'alluvione del 2000, la zona a quota altimetrica più elevata non è stata interessata dall'esondazione del Torrente Marmore.

Come già riportato nel paragrafo precedente "Adeguamento studi di bacino", l'area in esame rientra all'interno dell'approfondimento dei settori di confluenza con il Torrente Marmore, per la cui realizzazione delle relative verifiche idrauliche si è utilizzato come base il DTM. Con le risultanze di tale studio erano state apportate delle modifiche alle perimetrazioni degli ambiti inedificabili per esondazione. A seguito di un confronto continuo con i funzionari del competente ufficio dell'Amministrazione Regionale, si è concordato di eseguire un dettagliato rilievo plano-altimetrico dell'area in esame così da ottenere una base reale del piano di campagna. Il rilievo eseguito da un tecnico specializzato, topografo, con l'ausilio di un GPS 700, ha permesso di ricostruire le sezioni dell'andamento del terreno in corrispondenza di quelle utilizzate per lo studio di cui in precedenza, consentendo di affinare la base su cui effettuare nuove simulazioni idrauliche. In particolare sono variate alcune sezioni sia per profondità, sia per larghezza dell'alveo, consentendo di migliorare il risultato delle verifiche idrauliche.

La carta della pericolosità per esondazione è stata prodotta sulla base dell'interpretazione dei risultati ottenuti con il modello idraulico implementato con il codice di calcolo Hec-Ras. Tale fase risulta fondamentale in quanto è stato utilizzato un modello monodimensionale, in cui non è stata tenuta in considerazione la distribuzione della velocità del flusso di acqua lungo le sezioni di calcolo.

Secondo la simulazione infatti, non risulta esserci continuità della fascia A nella zona adiacente alla Strada Regionale compresa tra le sezioni 4 e 5. Dal momento che si

ritiene ragionevole ipotizzare una componente della velocità di flusso parallela alla sezione 5 che contribuisce ad un maggior apporto di acqua nel tratto in esame, durante la fase di interpretazione si è optato per allargare la fascia A in suddette zone, garantendo continuità della fascia stessa.

L'utilizzo di sezioni acquisite con un rilievo topografico ha permesso di identificare con precisione le differenze di quota presenti in destra orografica in corrispondenza di un "terrazzo". Inoltre i profili ottenuti con le sezioni topografiche, poiché generalmente ad una quota inferiore rispetto a quelli ottenuti da DTM, identificano un'area allagata meno estesa.

Dalla simulazione non risulta inoltre interessato dalla portata ventennale una porzione di terreno importante compresa tra le sezioni 4 e 5. Considerando la vicinanza di tale appezzamento di terreno all'alveo del Torrente Marmore, e trovandosi in continuità con zone interessate da portate ventennali, per ragioni di carattere cautelativo è stato scelto di considerare tale porzione in fascia A.

La zonizzazione riportata negli ambiti inedificabili coincide abbastanza bene con i risultati delle simulazioni per quanto riguarda la fascia A. Le fasce B e C invece differiscono sostanzialmente, pertanto le attuali fasce di rischio sono state modificate riducendo la fascia B e introducendo la fascia C, in cui sono raggruppate zone che secondo il modello sono interessate da eventi di inondazione conseguenti ad una portata di piena di riferimento catastrofica avente un tempo di ritorno pari ad almeno 200 anni.

**E. ALLEGATO: APPROFONDIMENTO CONFLUENZE TORRENTE
MARMORE**

COMUNE DI ANTEY-SAINT-ANDRÉ'

TORRENTE MARMORE

1.1. *Premessa*

Il presente approfondimento deriva dall'esigenza di definire le fasce di pericolosità per inondazione lungo l'asta del torrente Marmore nei settori di interferenza con i conoidi oggetto di studi di bacino. Nel territorio del comune di Antey-Saint-André, sono stati studiati i seguenti conoidi nel corso del biennio 2005-2007:

- Il conoide del Torrente Chamois
- Il conoide del Torrente Suisse
- Il conoide del Torrente Petit-Monde
- Il conoide del Torrente d'Antey
- Il conoide del Torrente Grand-Moulin.

1.2. *Metodologia utilizzata per la definizione degli ambiti inedificabili art.36*

Gli ambiti inedificabili dei terreni a rischio di inondazioni (art. 36, l.r. n. 11/1998) di Antey-Saint-André sono stati redatti dal dott. Agr. Roberto Gaudio e approvati con d.G.R. n. 1792 del 20 maggio 2002.

La delimitazione delle fasce di inondazione era stata effettuata principalmente sulla base di un criterio geomorfologico avvalendosi delle evidenze geomorfologiche quali terrazzi fluviali, paleoalvei, erosioni e di quanto avvenuto durante l'evento alluvionale dell'ottobre 2000.

Benché la delimitazione delle fasce di pericolosità da inondazione sia stata fatta con un criterio prettamente geomorfologico, nella relazione allegata agli ambiti inedificabili precedentemente approvati erano stati calcolati anche i valori delle portate di progetto mediante l'applicazione di un metodo di correlazione, per avere un'idea dell'ordine di grandezza delle portate in gioco.

1.3. *Metodologia generale per lo studio in esame*

Per quanto riguarda il presente studio, sono state mantenute ed, eventualmente, integrate le considerazioni di carattere geomorfologico indicate nella precedente relazione degli ambiti inedificabili. Per quanto riguarda le verifiche idrauliche è stato

impiegato il software Hec-RAS e sono state condotte 2 simulazioni (ANT1, ANT2) relative ciascuna ai seguenti tratti:

- ANT1: zona di confluenza dei T. Suisse e T. Chamois
- ANT2: zona di confluenza del T. Petit-Monde, T. Grand-Moulin e T. Petit-Antey

I tratti di T. Marmore esclusi dalle simulazioni sopra riportate e ricadenti nel comune di Antey-Saint-André fanno quindi riferimento alle cartografie precedentemente approvate, eventualmente integrate da ulteriori considerazioni di carattere geomorfologico e dalla fascia di rispetto prevista dalla D.G.R. n.2939/2008.

1.3.1. Definizione della portata di progetto

Nel caso in esame è stato seguito il seguente approccio:

1. utilizzo del **metodo razionale** per il calcolo della portata di progetto di riferimento (TR 20, 100 e 200 anni) tenendo presente che, trattandosi sempre di bacini di area superiore a 10 Km², il coefficiente C perde il suo significato originario di coefficiente afflussi/deflussi e quindi è stato scelto “tarando” la portata di progetto sulla base dei dati registrati all'idrometro più vicino (nel caso specifico l'idrometro di Valtournenche-Maën situato poco più a monte del tratto analizzato) e di eventuali altre informazioni disponibili.
2. uniformizzazione dei dati di pioggia utilizzati che fanno sempre riferimento alla nuova regionalizzazione delle precipitazioni intense della Regione Valle d'Aosta disponibile su WebGis.

1.3.2. Verifiche idrauliche

Una volta individuate le portate di riferimento, il tratto di corso d'acqua recettore è stato oggetto di approfondimento applicando un modello idraulico integrato da un criterio geomorfologico.

Il modello idraulico utilizzato per la definizione delle sezioni critiche è il modello monodimensionale Hec-RAS (River Analysis System) sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers. Attraverso l'impiego dell'applicativo Hec-Geo-RAS sono state generate le informazioni relative alla geometria del tratto, estrapolate dal DTM disponibile, necessarie per il funzionamento di Hec-Ras.

1.3.3. HEC-RAS

Per la definizione del profilo e dei livelli nelle singole sezioni è stato impiegato il modello monodimensionale Hec-Ras (River Analysis System) sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers.

Il programma ha la capacità di determinare profili di correnti lineari in regime di corrente lenta, rapida e mista ed è applicabile anche ad alvei molto irregolari o in prossimità di singolarità geometriche, naturali e artificiali. Le principali caratteristiche della corrente (livello idrico e velocità media) sono state calcolate a partire da una sezione a quella successiva, posta a monte o a valle a seconda che il regime sia, rispettivamente, subcritico o supercritico, risolvendo, con una procedura iterativa nota come standard step, l'equazione che esprime il bilancio di energia della corrente tra le medesime sezioni, nota anche come equazione di Bernoulli.

L'equazione esprime il principio per cui la variazione dell'energia specifica della corrente è pari alle perdite continue, dipendenti principalmente dall'attrito tra fluido e contorno (e quindi dalla scabrezza delle pareti) ed alle perdite localizzate dovute all'attrito tra fluido e fluido (che si verifica quando vengono a contatto due correnti a velocità diversa).

Attraverso l'impiego dell'applicativo Hec-Geo-RAS, infine, è stato possibile generare il file contenente le informazioni sulla geometria (necessarie per il funzionamento di Hec-Ras) a partire dal DTM disponibile (nel caso in esame quello a passo 0,5 m relativo al volo 2006) per il tratto di corso d'acqua in esame. Sono quindi state generate le sezioni di riferimento, il canale principale e la linea dei bank (argini) direttamente su supporto GIS; in seguito, previa generale verifica della coerenza delle sezioni con la situazione reale e della determinazione del coefficiente di scabrezza, è stata condotta la simulazione con Hec-Ras.

1.3.4. Valutazioni generali sull'impiego del modello idraulico Hec-Ras

L'applicazione modellistica per lo studio richiesto ha come finalità l'individuazione dei punti di criticità nel tratto di torrente analizzato.

Il modello utilizzato è di tipo monodimensionale a fondo fisso e pertanto non tiene in considerazione fenomeni di erosione del fondo e deposito di materiale così come non considera l'eventuale sovrizzo del pelo libero in prossimità di curve e battute di sponda. Analogamente non simula quanto accade fuori dall'alveo in termini di velocità e direzione di propagazione.

La definizione delle aree a rischio di esondazione non è stata effettuata solamente attraverso l'impiego del modello monodimensionale. Le aree allagabili derivano quindi da considerazioni basate in parte sui risultati della simulazione (in termini di sezioni critiche), in parte su evidenze geomorfologiche (eventualmente integrando quanto riportato negli ambiti inedificabili (l.r. n. 11/1998, art.36) attualmente in vigore.

Infine, le sezioni utilizzate dal programma derivano dal DTM disponibile e presentano un grado di approssimazione a tratti anche elevato, così come evidenziato dall'approfondimento condotto in località Filey, in destra idrografica.

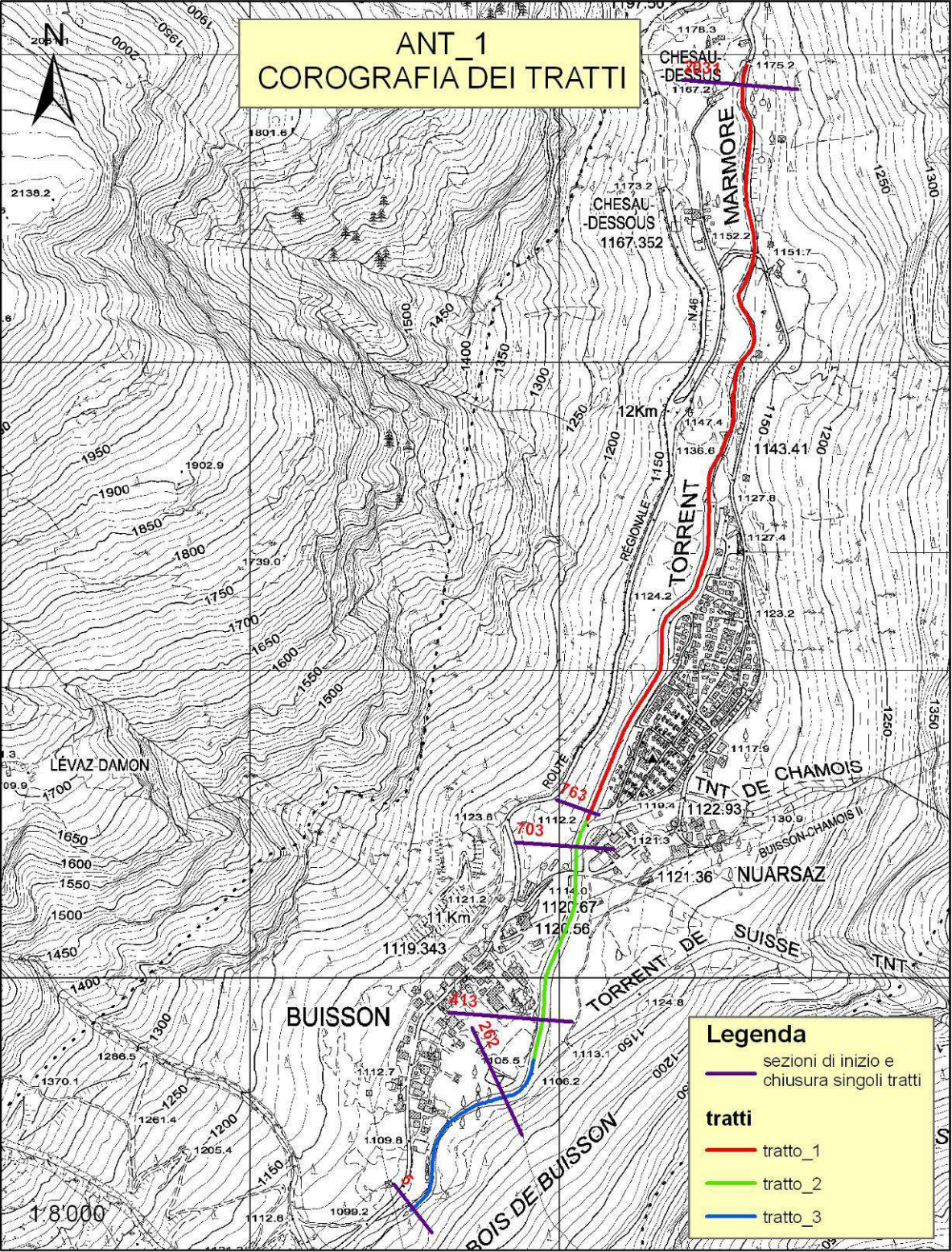
1.4. Analisi idraulica del Torrente Marmore tratto ANT_1: dalla fraz. Chesau-Dessous fino a valle di Buisson

1.4.1. Inquadramento generale del tratto in esame

Il settore in esame comprende il tratto di T. Marmore a monte del campeggio di Buisson fino a valle della confluenza con il T. Suisse.

Il corso d'acqua presenta sponde e fondo naturali nel settore più a monte fino all'altezza del campeggio, mentre più a valle è caratterizzato da arginature in c.a. rivestite in pietra e malta con salti di fondo.

Figura 1 – corografia dei tratti della simulazione ANT_1



1.4.2. Portata di progetto

Il metodo utilizzato per il calcolo della portata di progetto è quello **razionale** il cui risultato è stato poi messo a confronto con quello utilizzato negli ambiti inedificabili (ottenuto mediante il sopracitato metodo di correlazione - probabilistico), con le portate registrate all'idrometro di Maen.

Analisi delle piogge critiche

L'analisi pluviometrica del presente studio si è basata sull'impiego del WebGis denominato "Analisi regionale delle precipitazioni intense" che si basa sui risultati degli studi di regionalizzazione delle precipitazioni intense condotto dai competenti uffici regionali.

Tale sistema consente all'utente di ottenere informazioni relative ai valori di "altezza pluviometrica" per diverse durate in funzione dei tempi di ritorno.

Nel caso specifico è stata utilizzata la "Toolbar Areale" che permette di calcolare la linea segnalatrice di Possibilità Pluviometrica media relativa al bacino idrografico sotteso a monte della sezione di chiusura individuata sulla matrice canale del reticolo idrografico. Bisogna quindi tenere presente che i valori di pioggia così definiti tengono già conto dell'abbattimento della precipitazione ARF che varia in funzione dell'area del bacino, della durata di precipitazione e del tempo di ritorno considerato.

Le altezze di pioggia per i vari tempi di ritorno e per le durate che vanno da 1 a 6 ore sono quindi le seguenti:

Bacino T. Marmore – zona Buisson						
Tr[anni]	d[ore]=1	d[ore]=2	d[ore]=3	d[ore]=4	d[ore]=5	d[ore]=6
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	14	22	28	34	39	43
100	19	30	38	45	52	58
200	21	33	43	51	59	66

Metodo razionale

La caratteristica principale del Metodo RAZIONALE è la sua semplicità di applicazione. Dal momento però che tale metodo nasce per definire la portata di progetto in bacini inferiori a 10 Km², si deve in qualche modo “correggere” il risultato operando sul parametro C; in bacini di elevata estensione quindi esso “perde” di significato.

Nel caso in esame esso è quasi al limite della sua applicabilità e i valori di portata così calcolati devono necessariamente essere “tarati” o sulla base di serie storiche di portate, o, come nel caso in esame, sulla base di una regionalizzazione delle portate.

La scelta del coefficiente C è stata quindi tarata sulla base del valore di portata registrato all'idrometro di Maen (situato più a monte del tratto esaminato) in occasione dell'evento di piena del 29-31 maggio 2008 il cui tempo di ritorno può essere ragionevolmente compreso tra i 5-10 anni. La portata massima registrata da tale idrometro nell'evento di maggio 2008 è di **46,4 mc/s** e si riferisce a un bacino di circa 106 Km²; rapportando tale valore alle sezioni di chiusura esaminate (che sottendono rispettivamente un bacino di 116 Km² e 129 Km²) si avrà circa una portata di **50,8 mc/s** e **56,5 mc/s** a cui può essere associato cautelativamente un tempo di ritorno di circa 5 anni. Si ritiene pertanto corretto utilizzare un coefficiente C pari a 0,3 in modo da ottenere una portata ventennale pari a 98 mc/s nella sezione più a monte e 109 mc/s in quella più a valle.

I valori morfometrici relativi al bacino in esame e il valore del coefficiente C utilizzati per il calcolo della portata di progetto, riferiti alle sezioni di chiusura esaminate sono quindi i seguenti:

A (Km ²)	L (Km)	Hm (m s.l.m.)	Ho (m s.l.m.)	tc (h)	C
116	19,01	1112	2457	2,44	0.3
129	19,44	1110	2441	2,56	0.3
133	20,06	1106	2425	2,62	0.3

dove

A: superficie del bacino in Km²

L: lunghezza dell'alveo principale protratta fino allo spartiacque in Km

Hm: quota media del bacino in m s.l.m.

Ho: quota alla sezione di chiusura in m s.l.m.

tc: tempo di corrivazione calcolato secondo Giandotti in ore

C: coefficiente di trasformazione afflussi/deflussi

Dall'altezza di pioggia, calcolata secondo quanto riportato nel paragrafo "Analisi pluviometrica", si ricava l'intensità critica (in funzione del tempo di corrivazione), e quindi il relativo valore di portata di progetto, semplicemente applicando la formula

$$Q = k \cdot C \cdot i \cdot A.$$

Si avrà pertanto:

Portata liquida Metodo Razionale	TR 20 anni (m³/s)	TR 100 anni (m³/s)	TR 200 anni (m³/s)	Bacino sotteso
Tratto 1 (tra sez. 2031 e 763)	98	133	149	116 Km²
Tratto 2 (tra sez. 703 e 412)	107	145	162	129 Km²
Tratto 3 (tra sez. 262 e 5)	110	150	168	134 Km²

Tabella 1 - Le portate sopra indicate sono da intendersi esclusivamente liquide (non tengono conto quindi del trasporto solido)

Trasporto solido

La quantificazione del trasporto solido è stata stimata applicando la formula di Smart e Jaeggi alla sezione con maggior pendenza e utilizzando dei diametri rappresentativi del tratto D90 e D30 più sfavorevoli. La percentuale di trasporto solido risulterebbe quindi dell'ordine del 5% della portata liquida.

Seguendo quindi una logica cautelativa (dovuta anche alle evidenze morfologiche del tratto naturale a monte del campeggio), si è ipotizzato di considerare un trasporto solido pari al **10 %** della portata liquida.

La portata di riferimento utilizzata per le verifiche idrauliche (quella cioè introdotta nel modello Hec-Ras) è pertanto la seguente:

Portata liquida + solida Metodo Razionale	TR 20 anni (m3/s)	TR 100 anni (m3/s)	TR 200 anni (m3/s)
Tratto 1 (tra sez. 2031 e 763)	108	147	164
Tratto 2 (tra sez. 703 e 412)	117	160	178
Tratto 3 (tra sez. 262 e 5)	121	165	185

1.4.3. Modello Hec-RAS/Hec-GeoRAS

Per la definizione del profilo e dei livelli nelle singole sezioni è stato impiegato il software Hec-Ras (River Analysis System) sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers di cui è stata effettuata una breve descrizione nel paragrafo 1.3.3.

Il risultato così ottenuto è stato poi "Interpretato" e integrato da considerazioni di tipo geomorfologico effettuate direttamente in campo e sulla base di quanto riportato nella relazione degli ambiti inedificabili (art.36) precedentemente approvati.

La simulazione condotta presenta in genere una buona coerenza con quanto riportato nella carta degli ambiti inedificabili ai sensi dell'art. 36, precedentemente approvata.

1.4.4. Risultati e commenti

Sulla base dei risultati della simulazione e delle evidenze geomorfologiche rilevate durante il sopralluogo si rileva quanto segue:

- Nel tratto più a monte, dove il torrente scorre nel suo alveo naturale, appare evidente che, anche per portate ventennali, si ha la riattivazione in destra orografica del tratto di alveo abbandonato di cui sono ancora molto evidenti le tracce.



Foto 1 - Tracce del vecchio corso dell'alveo del T. Marmore in destra orografica

- A valle della sezione 1465 il corso d'acqua tende a riattivare il paleoalveo in destra orografica coinvolgendo tutto il settore più a valle esterno all'arginatura fino alla sezione 1014 dove le acque di divagazione tendono a confluire nuovamente nell'alveo principale. In questo caso è stato molto utile fare il confronto anche con la mappa catastale che riporta ancora il vecchio corso del torrente che coincide con l'attuale paleoalveo.

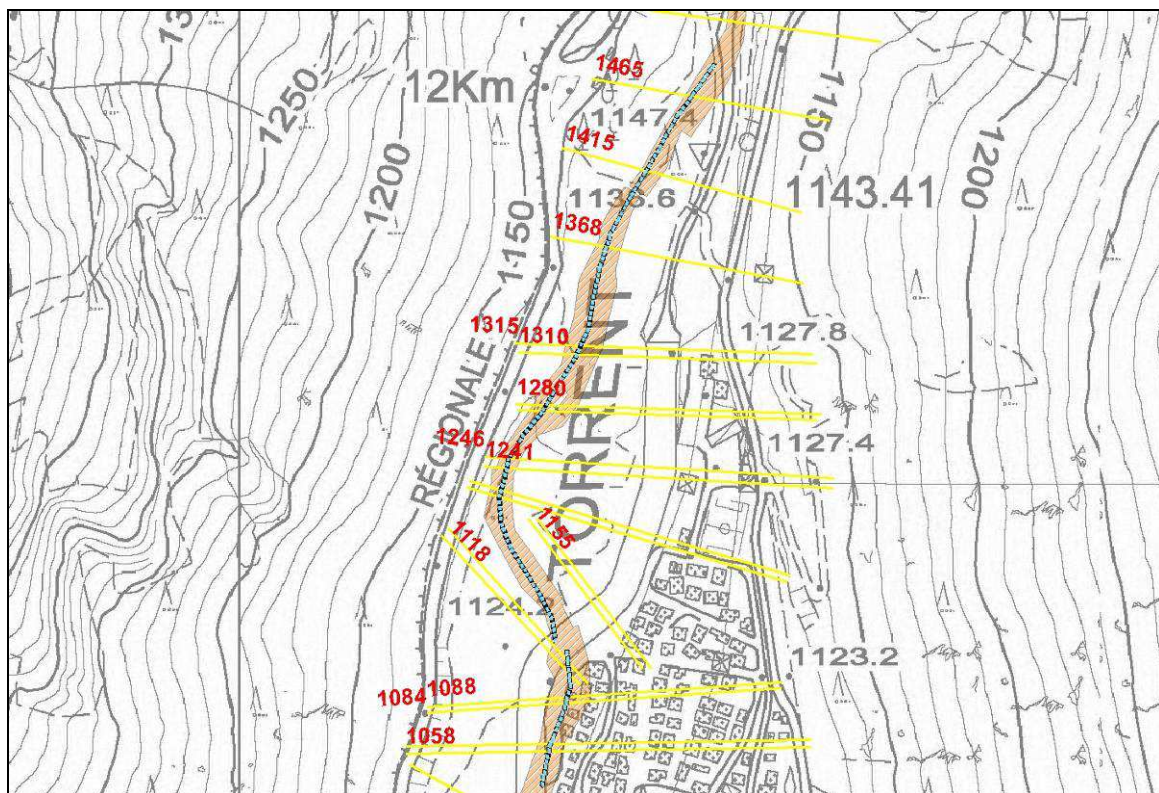


Figura 2 – in arancione il tracciato dell'alveo catastale tra le sezioni 1464 - 1014

- A valle della sezione 1204, dove le sponde del torrente sono interamente arginate, la portata ventennale risulta verificata in sinistra orografica, mentre quella centennale fuoriesce e tende a comprendere l'intero campeggio (foto 2).



Foto 2 - T. Marmore nel tratto arginato; in sinistra orografica si può osservare il campeggio che ricade in fascia B.

- Nel tratto a monte della confluenza con il Torrente Chamois, la pendenza dell'alveo principale si riduce e a valle della sezione 898 la portata ventennale fuoriesce sia in destra sia in sinistra comprendendo il settore più a valle del campeggio. E' stato utile anche in questo caso il confronto con la mappa catastale in cui è riportato il vecchio corso del torrente: il settore in esame faceva parte dell'alveo attivo del torrente.

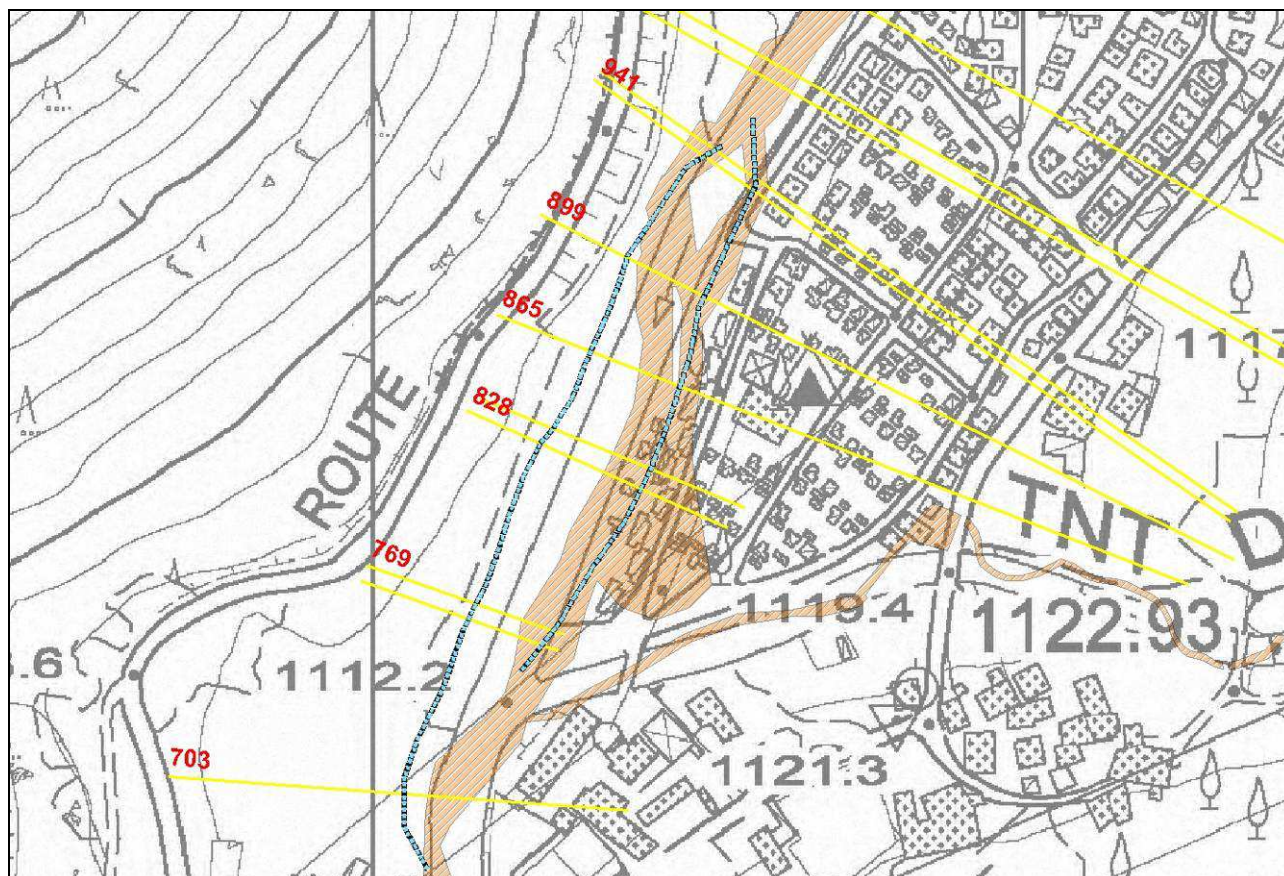


Figura 3 – in arancione il tracciato dell'alveo catastale tra le sezioni 899 -769

- Il tratto a valle della confluenza con il Torrente Chamois, risulta verificato fino alla sezione 464 per le portate ventennali sia considerando le sole portate liquide sia considerando anche quelle solide
- La portata ventennale risulta nuovamente non verificata in corrispondenza della sezione 205 e comprende tutto il settore in destra orografica immediatamente a valle della confluenza con il Torrente Suisse.

Figura 4 - Risultati della simulazione ANT_1 (settore di monte) con individuazione di paleo alvei e sezioni.

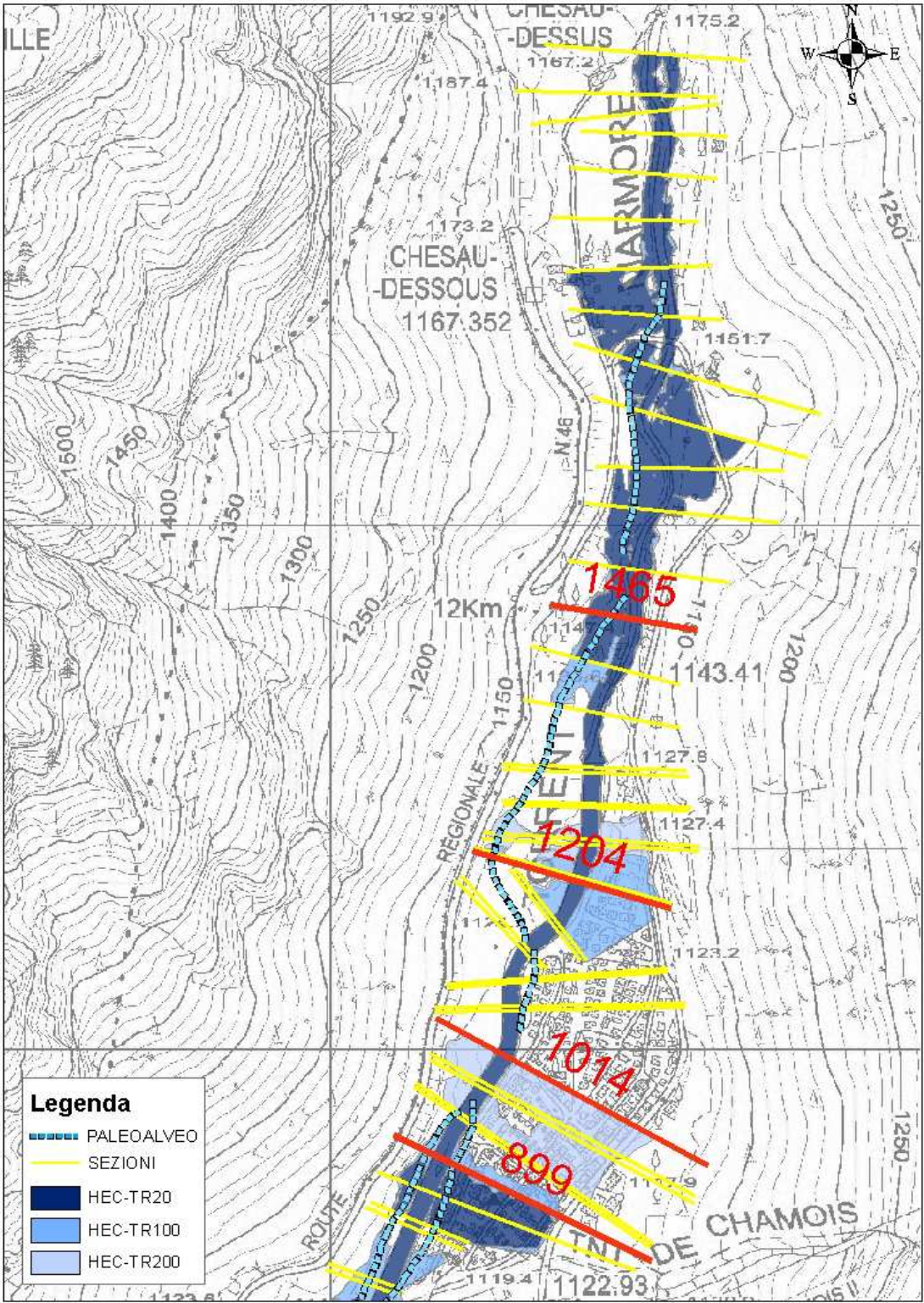
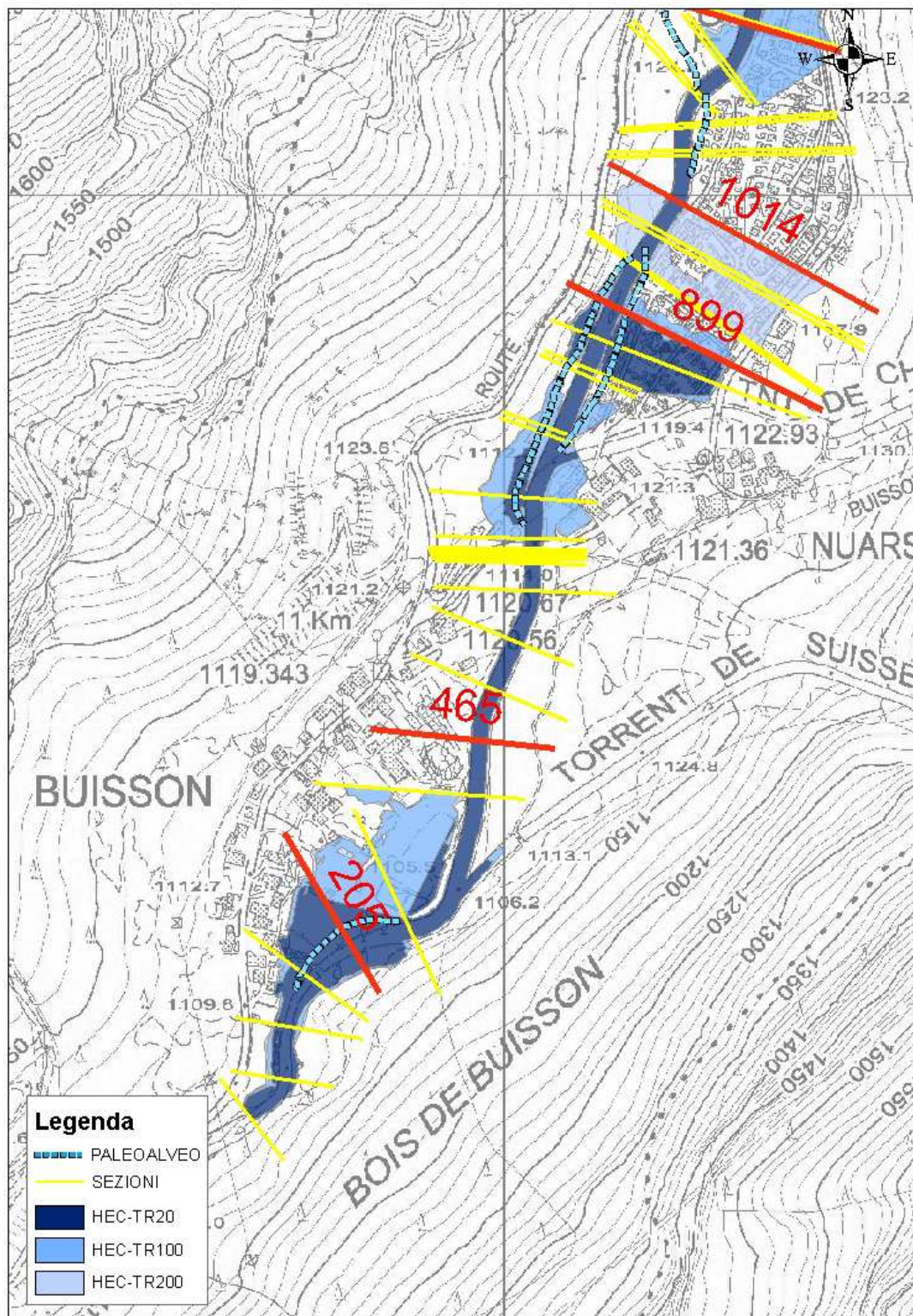


Figura 5 - Risultati della simulazione ANT_1 (settore di valle) con individuazione di paleo alvei e sezioni.



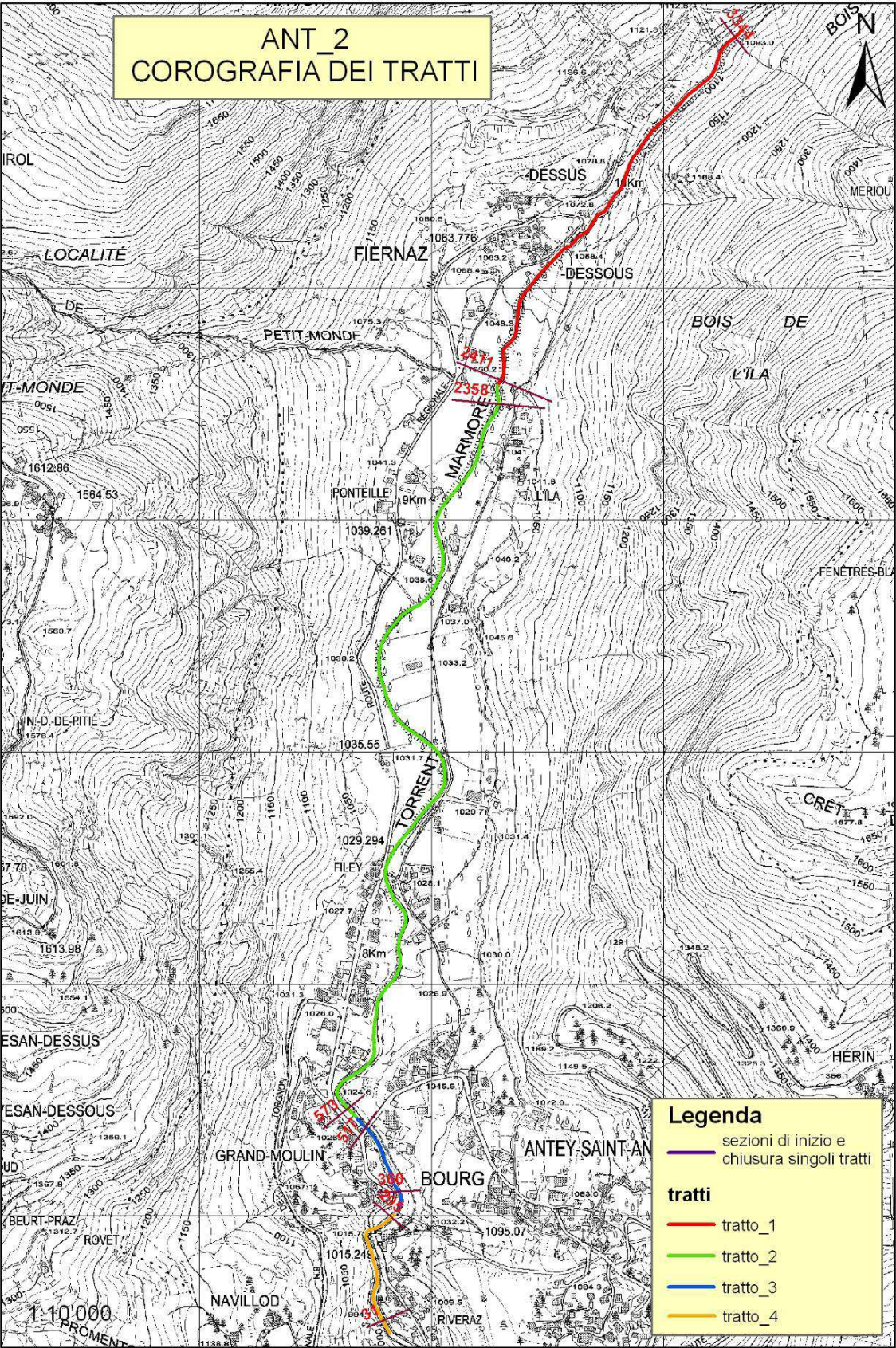
1.5. *Analisi idraulica del Torrente Marmore tratto ANT_2: dalla fraz. Fiernaz-Dessous alla fraz. Riveraz.*

1.5.1. Inquadramento generale del tratto in esame

Il settore in esame comprende il tratto di T. Marmore compreso tra la fraz. Fiernaz Dessous (a monte della confluenza con il T. Petit-Monde) e la fraz. Riveraz (a valle della confluenza con il T. Petit-Antey).

Il Torrente Marmore presenta in questo tratto un andamento prevalentemente naturale fino a monte della confluenza con il T. Grand-Moulin per poi proseguire con sponde arginate in pietra e malta.

Figura 6 – corografia dei tratti della simulazione ANT_2



1.5.2. Portata di progetto

Il metodo utilizzato per il calcolo della portata di progetto, come nel caso precedente, è quello razionale il cui risultato è stato poi messo a confronto con quello utilizzato negli ambiti inedificabili (ottenute mediante il sopracitato metodo di correlazione - probabilistico).

Analisi delle piogge critiche

L'analisi pluviometrica del presente studio si è basata sull'impiego del WebGis denominato "Analisi regionale delle precipitazioni intense" che si basa sui risultati degli studi di regionalizzazione delle precipitazioni intense condotto dai competenti uffici regionali.

Tale sistema consente all'utente di ottenere informazioni relative ai valori di "altezza pluviometrica" per diverse durate in funzione dei tempi di ritorno.

Nel caso specifico è stata utilizzata la "Toolbar Areale" che permette di calcolare la linea segnalatrice di Possibilità Pluviometrica media relativa al bacino idrografico sotteso a monte della sezione di chiusura individuata sulla matrice canale del reticolo idrografico. Bisogna quindi tenere presente che i valori di pioggia così definiti tengono già conto dell'abbattimento della precipitazione ARF che varia in funzione dell'area del bacino, della durata di precipitazione e del tempo di ritorno considerato.

Le altezze di pioggia per i vari tempi di ritorno e per le durate che vanno da 1 a 6 ore sono quindi le seguenti:

Bacino T. Marmore – zona T. Petit-Monde					
Tr[anni]	d[ore]=1	d[ore]=2	d[ore]=3	d[ore]=6	d[ore]=12
	mm	mm	mm	mm	mm
20	14	22	28	43	64
100	18	29	38	57	86
200	20	33	43	65	98
Bacino T. Marmore – zona T. Petit-Antey					
Tr[anni]	d[ore]=1	d[ore]=2	d[ore]=3	d[ore]=6	d[ore]=12
	mm	mm	mm	mm	mm
20	14	22	28	43	64
100	18	29	38	57	86
200	20	33	43	65	98

Metodo razionale

La caratteristica principale del Metodo RAZIONALE è la sua semplicità di applicazione. Dal momento però che tale metodo nasce per definire la portata di progetto in bacini inferiori a 10 Km², si deve in qualche modo “correggere” il risultato operando sul parametro C; in bacini di elevata estensione quindi esso “perde” di significato.

Nel caso in esame esso è quasi al limite della sua applicabilità e i valori di portata così calcolati devono necessariamente essere “tarati” o sulla base di serie storiche di portate, o, come nel caso in esame, sulla base di una regionalizzazione delle portate.

La scelta del coefficiente C è stata quindi tarata sulla base del valore di portata registrato all'idrometro di Maën (situato più a monte del tratto esaminato) in occasione dell'evento di piena del 29-31 maggio 2008 il cui tempo di ritorno può essere ragionevolmente compreso tra i 5-10 anni. La portata massima registrata da tale idrometro nell'evento di maggio 2008 è di 46,4 mc/s e si riferisce a un bacino di circa 106 Km²; rapportando tale valore alle sezioni di chiusura esaminate (che sottendono bacini di 137 Km², 163 Km², 164 Km² e 171 Km²) si avrebbero portate rispettivamente di 60 mc/s, 71 mc/s, 72 mc/s, 75 mc/s, a cui può essere associato cautelativamente un tempo di ritorno di circa 5 anni. Si ritiene pertanto sufficientemente cautelativo utilizzare un coefficiente C pari a 0,3 in modo da ottenere una portata ventennale rispettivamente di 115 mc/s, 129 mc/s, 129 mc/s e 133 mc/s.

I valori morfometrici relativi al bacino in esame e il valore del coefficiente C utilizzati per il calcolo della portata di progetto, riferiti alle sezioni di chiusura esaminate sono quindi i seguenti:

A (Km ²)	L (Km)	Hm (m s.l.m.)	Ho (m s.l.m.)	tc (h)	C
137	20,9	2416	1043	2,64	0.30
163	22,7	2385	1021	2,88	0.30
164	22,9	2379	1013	2,89	0.30
171	23,2	2355	990	2,94	0.30

dove A: superficie del bacino in Km²

L: lunghezza dell'alveo principale protratta fino allo spartiacque in Km

Hm: quota media del bacino in m s.l.m.

Ho: quota alla sezione di chiusura in m s.l.m.

tc: tempo di corrivazione calcolato secondo Giandotti in ore

C: coefficiente di trasformazione afflussi/deflussi

Dall'altezza di pioggia, calcolata secondo quanto riportato nel paragrafo Analisi pluviometrica, si ricava l'intensità critica (in funzione del tempo di corrivazione), e quindi il relativo valore di portata di progetto, semplicemente applicando la formula

$$Q = k \cdot C \cdot i \cdot A.$$

Si avrà pertanto:

Portata liquida Metodo Razionale	TR 20 anni (m³/s)	TR 100 anni (m³/s)	TR 200 anni (m³/s)	Bacino sotteso
Tratto 1 (trasezz. 3344 e 2411)	115	152	171	137 Km²
Tratto 2 (trasezz. 2358 e 573)	128	174	197	163 Km²
Tratto 3 (tra sezz. 517 e 359)	129	175	198	164 Km²
Tratto 4 (tra sezz. 295 e 31)	134	181	205	171 Km²

Tabella 2 - Le portate sopra indicate sono da intendersi esclusivamente liquide (non tengono conto quindi del trasporto solido)

Trasporto solido

La quantificazione del trasporto solido è stata stimata applicando la formula di Smart e Jaeggi alla sezione con maggior pendenza e utilizzando dei diametri rappresentativi del tratto D90 e D30 più sfavorevoli. La percentuale di trasporto solido risulterebbe quindi dell'ordine del 5% della portata liquida.

Seguendo quindi una logica cautelativa (dovuta anche alle evidenze morfologiche del tratto naturale a monte del campeggio), si è ipotizzato di considerare un trasporto solido pari al 10 % della portata liquida.

La portata di riferimento utilizzata per le verifiche idrauliche (quella cioè introdotta nel modello Hec-Ras) è pertanto la seguente:

Portata liquida + solida Metodo Razionale	TR 20 anni (m3/s)	TR 100 anni (m3/s)	TR 200 anni (m3/s)
Tratto 1 (tra sez. 3344 e 2411)	126	167	188
Tratto 2 (tra sez. 2358 e 573)	142	192	217
Tratto 3 (tra sez. 517 e 359)	142	193	218
Tratto 4 (tra sez. 295 e 31)	147	199	225

1.5.3. Modello Hec-RAS/Hec-GeoRAS

Per la definizione del profilo e dei livelli nelle singole sezioni è stato impiegato il software Hec-Ras (River Analysis System) sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers di cui è stata effettuata una breve descrizione nel paragrafo 1.3.3..

Il risultato così ottenuto è stato quindi "Interpretato" e integrato da considerazioni di tipo geomorfologico effettuate direttamente in campo e sulla base di quanto riportato nella relazione degli ambiti inedificabili (art.36) attualmente in vigore.

La simulazione condotta presenta in genere una buona coerenza con quanto riportato nella carta degli ambiti inedificabili ai sensi dell'art. 36, precedentemente approvata.

1.5.4. Risultati e commenti

La delimitazione della fasce A e B è stata effettuata sulla base dell'interpretazione dei risultati ottenuti con Hec-Geo-RAS. Tale simulazione, infatti, essendo frutto di un modello monodimensionale, non tiene conto della riduzione della velocità della corrente sul piano campagna in caso di esondazione.

Secondo il modello, infatti, verrebbero interessati dalla portata ventennale ampie porzioni di terreni alluvionali del fondovalle, anche a grande distanza dall'alveo attivo, solamente sulla base della quota del piano campagna; l'interpretazione dei risultati, quindi, è stata eseguita cercando di individuare un limite tra fascia A e fascia B sulla

base di un criterio geomorfologico che tenga conto del rapporto tra tirante e velocità della corrente di esondazione sul piano campagna.

La zonizzazione riportata negli ambiti inedificabili si adatta abbastanza bene ai risultati emersi dal presente studio. Le attuali fasce di pericolosità per inondazione sono quindi state modificate solo in alcuni tratti in cui è stata leggermente ampliata la fascia A e in cui è stata introdotta la fascia di rispetto di 5 m, così come indicato dalla D.G.R. n. 2939/2008.

Figura 7 - Risultati della simulazione ANT_2 (settore di monte) con individuazione dei paleoalvei e sezioni

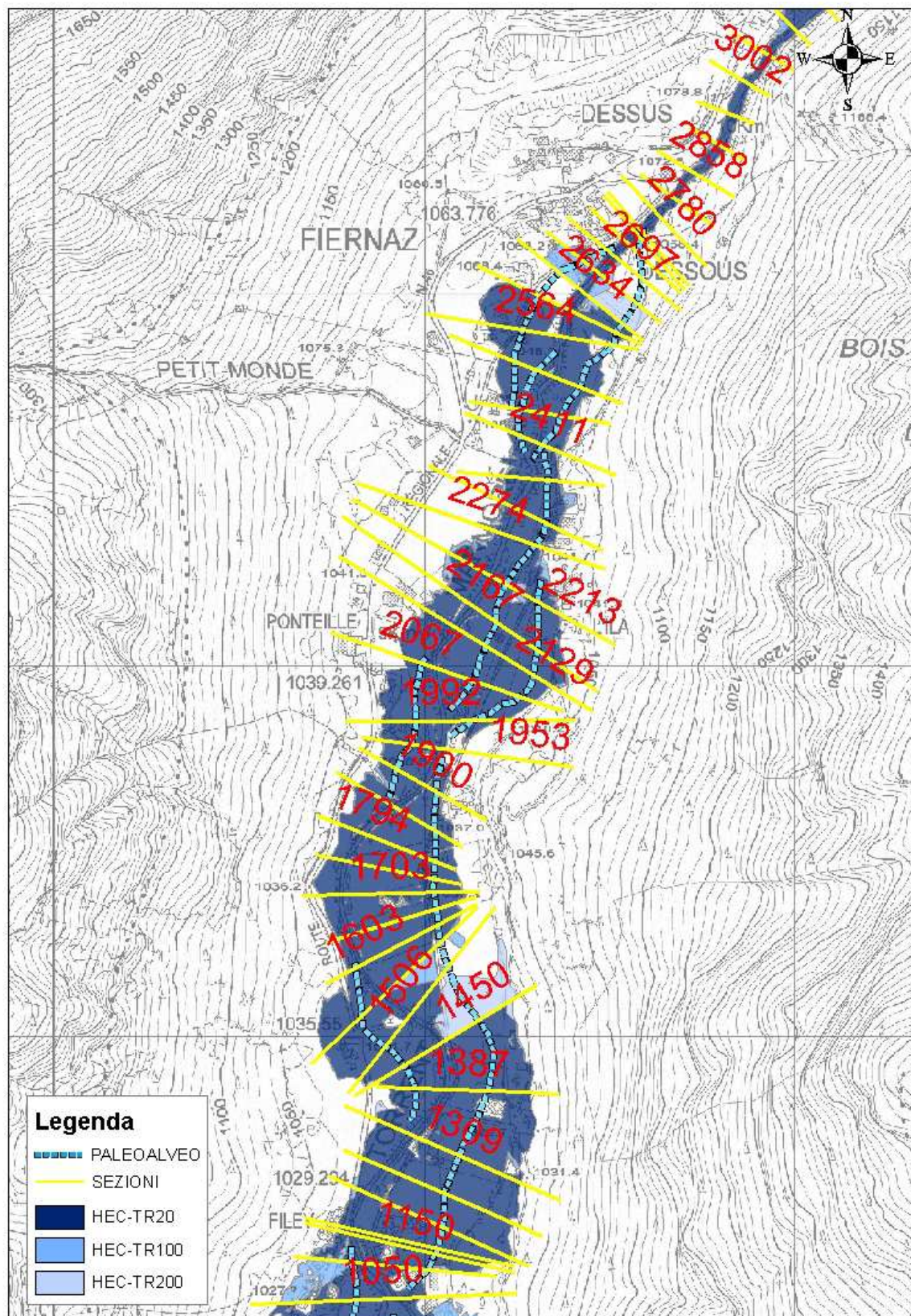
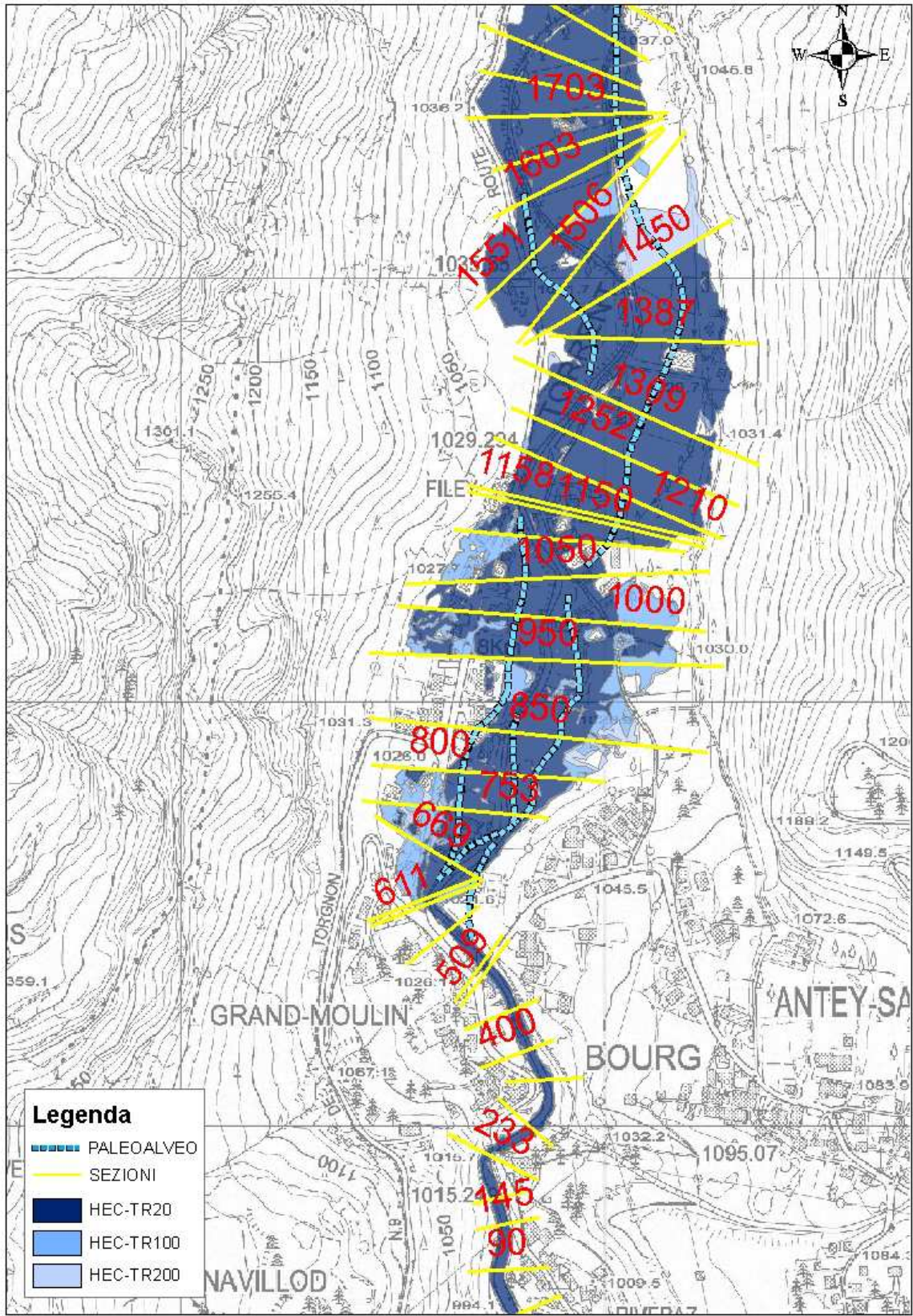


Figura 8 - Risultati della simulazione ANT_2 (settore di valle) con individuazione di paleo alvei e sezioni



1.6. Approfondimento settore Filey in destra idrografica

A seguito delle interferenze degli ambiti inedificabili proposti con il presente studio con alcune proposte di zonizzazione nell'ambito dell'iter di adeguamento del piano regolatore comunale con il PTP, in accordo con l'amministrazione comunale e in ottica di collaborazione, si è provveduto alla verifica nel dettaglio di un tratto del torrente Marmore in destra idrografica, in località Filey.

L'amministrazione comunale, mediante i tecnici incaricati dell'approfondimento, ha fornito un rilievo topografico del piano campagna del settore in questione, situato in destra idrografica del torrente Marmore. Nell'ambito di tale rilievo, sono state individuate anche alcune sezioni lungo il corso d'acqua nel tratto in esame.

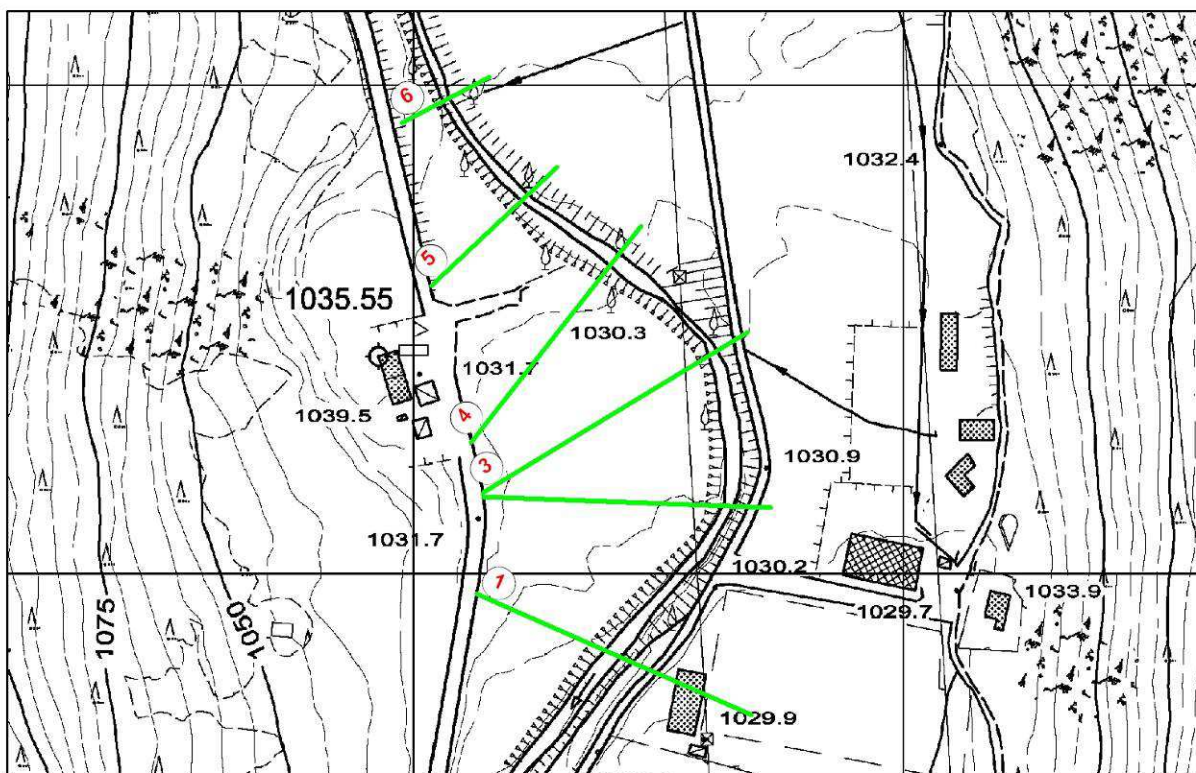


Figura 9 – corografia delle sezioni rilevate

Sulla base di quanto è pervenuto agli uffici regionali si segnala quanto segue:

- Il rilievo topografico dell'area in esame risulta essere sufficientemente dettagliato per la rappresentazione plano-altimetrica della sponda destra idrografica e non sembra discostarsi di molto da quanto emerge dal DTM.
- È stato possibile sfruttare le sezioni rilevate topograficamente n. 4, 3 e 2 sul T. Marmore.

A completamento del rilievo fornito, l'amministrazione regionale ha provveduto ad integrare le sezioni incomplete (sez. 6 e sez. 5) mediante un rilievo speditivo dei punti rappresentativi delle sponde del corso d'acqua effettuato dai tecnici del Dipartimento difesa del suolo e risorse idriche. La sezione 1 rilevata topograficamente, non avendo rappresentato correttamente le dimensioni del torrente Marmore, è stata sostituita con quella derivata dal DTM.

Prendendo le sezioni topografiche così modificate e integrate, si è proceduto all'inserimento delle stesse nel modello HEC-RAS utilizzando le quote assolute del rilievo topografico; così facendo sono stati ricavati i nuovi profili di piena per i tempi di ritorno considerati le cui quote di riferimento sono riportate nella tabella seguente sezione per sezione:

	sezioni rilevate topograficamente			delta h		
	PL_TR_20 m s.l.m.	PL_TR_100 m s.l.m.	PL_TR_200 m s.l.m.	TR_20	TR_100	TR_200
sez. 6	1032.83	1033.04	1033.14	-0.55	-0.45	-0.41
sez. 5	1031.97	1032.12	1032.18	-0.76	-0.75	-0.75
sez. 4	1031.53	1031.67	1031.75	-0.97	-0.83	-0.75
sez. 3	1031.16	1031.36	1031.46	-0.66	-0.63	-0.59
sez. 2	1031.08	1031.23	1031.32	-0.13	-0.1	-0.11
sez. 1	1030.48	1030.75	1030.83	-0.59	0.26	0.29

Si può quindi osservare che il profilo ottenuto con le sezioni topografiche risulta essere generalmente ad una quota inferiore rispetto a quello ottenuto con le sezioni del DTM.

Pur confermando le medesime criticità, la quota della piena di riferimento risulta essere leggermente ridotta e pertanto l'area allagata leggermente inferiore.

Nella pagina seguente si riporta l'area allagata per tempi di ritorno di 20, 100 e 200 anni riferita alle quote ottenute dal nuovo profilo riportato sul DTM; segue anche la stessa immagine riportata sulle curve di livello aventi equidistanza 1 m ricavate dal DTM.

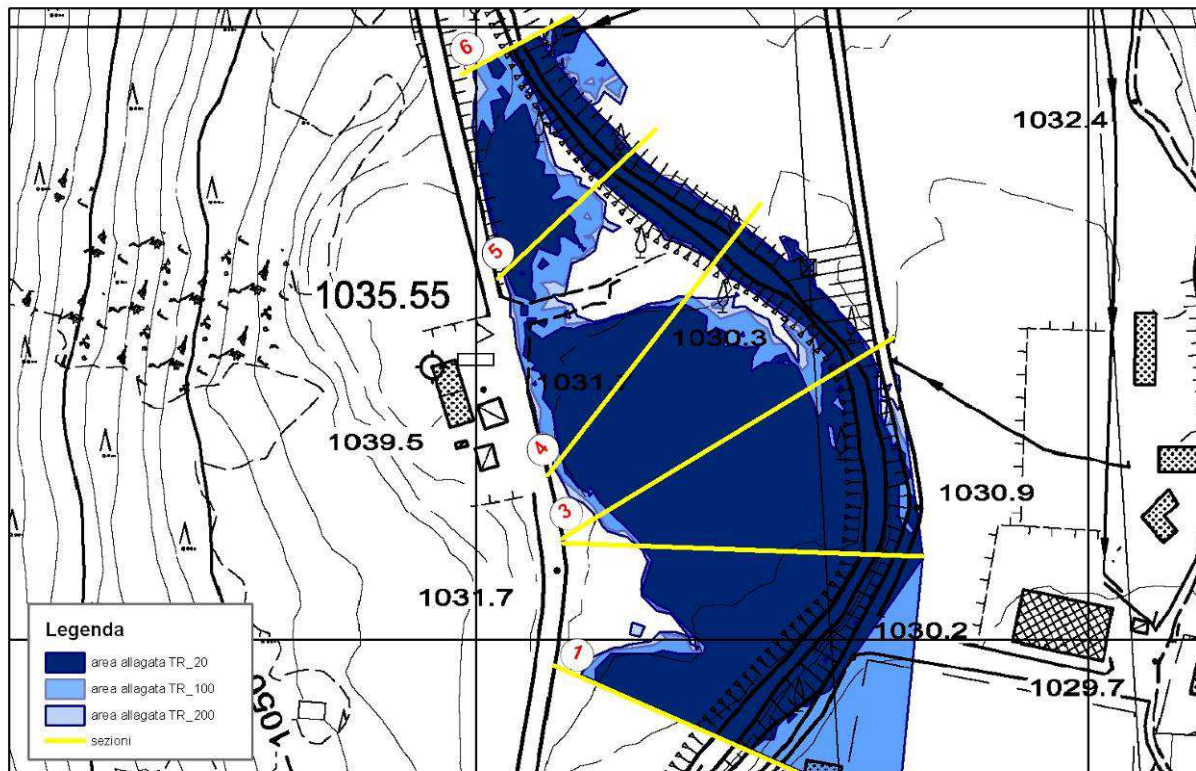


Figura 10 – esiti della simulazione le nuove sezioni rilevate

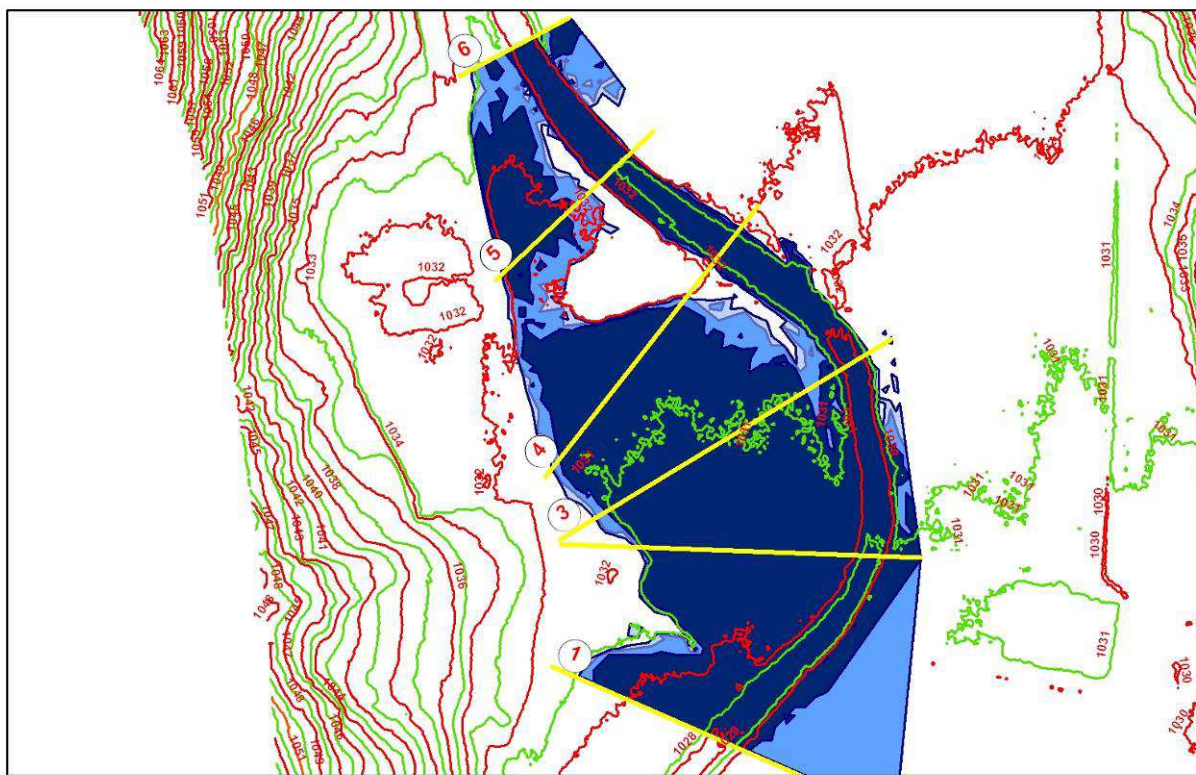


Figura 11 – esiti della simulazione con le curve di livello provenienti da DTM

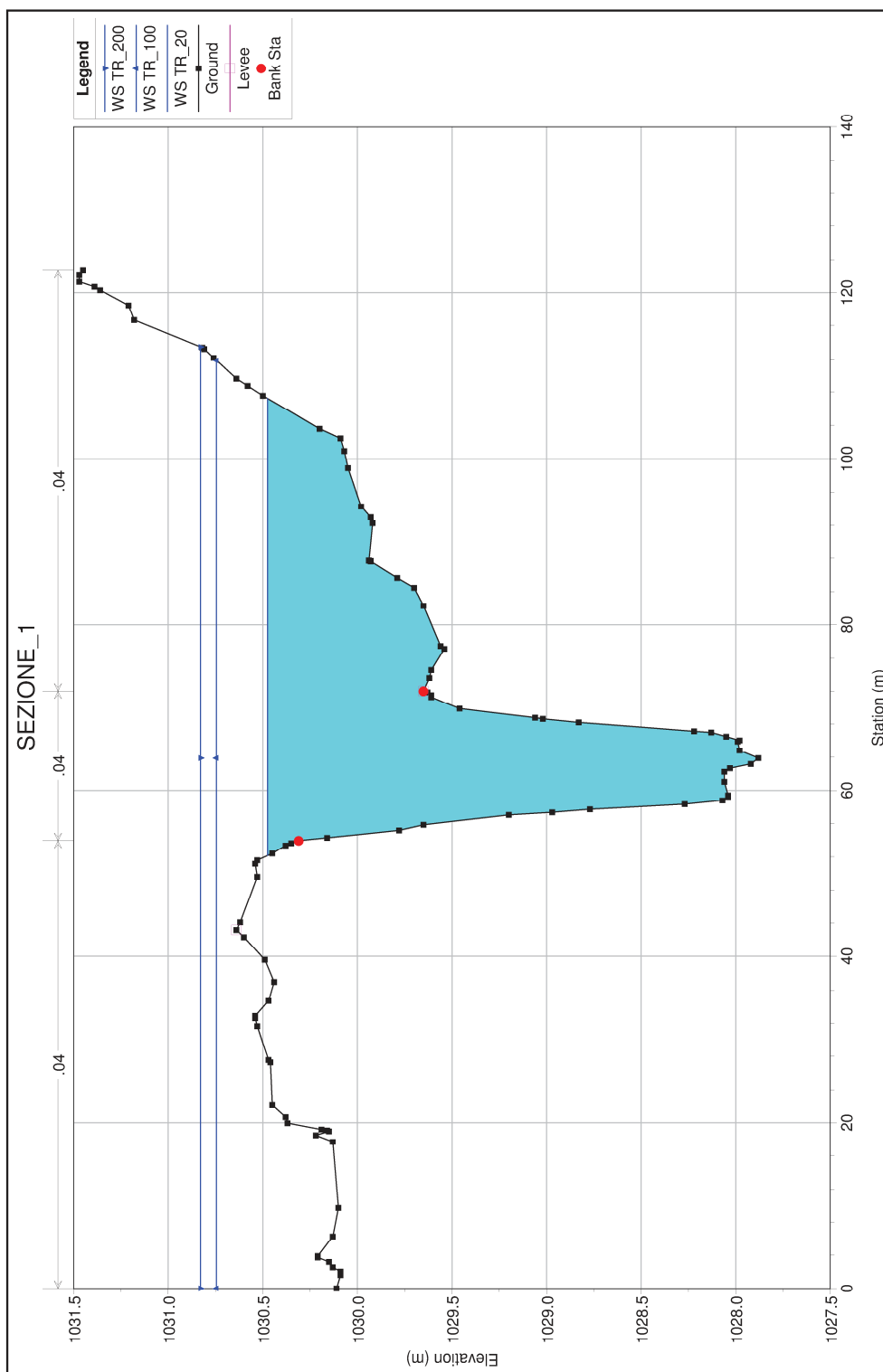


Figura 12 – esiti della simulazione idraulica – sezione 1

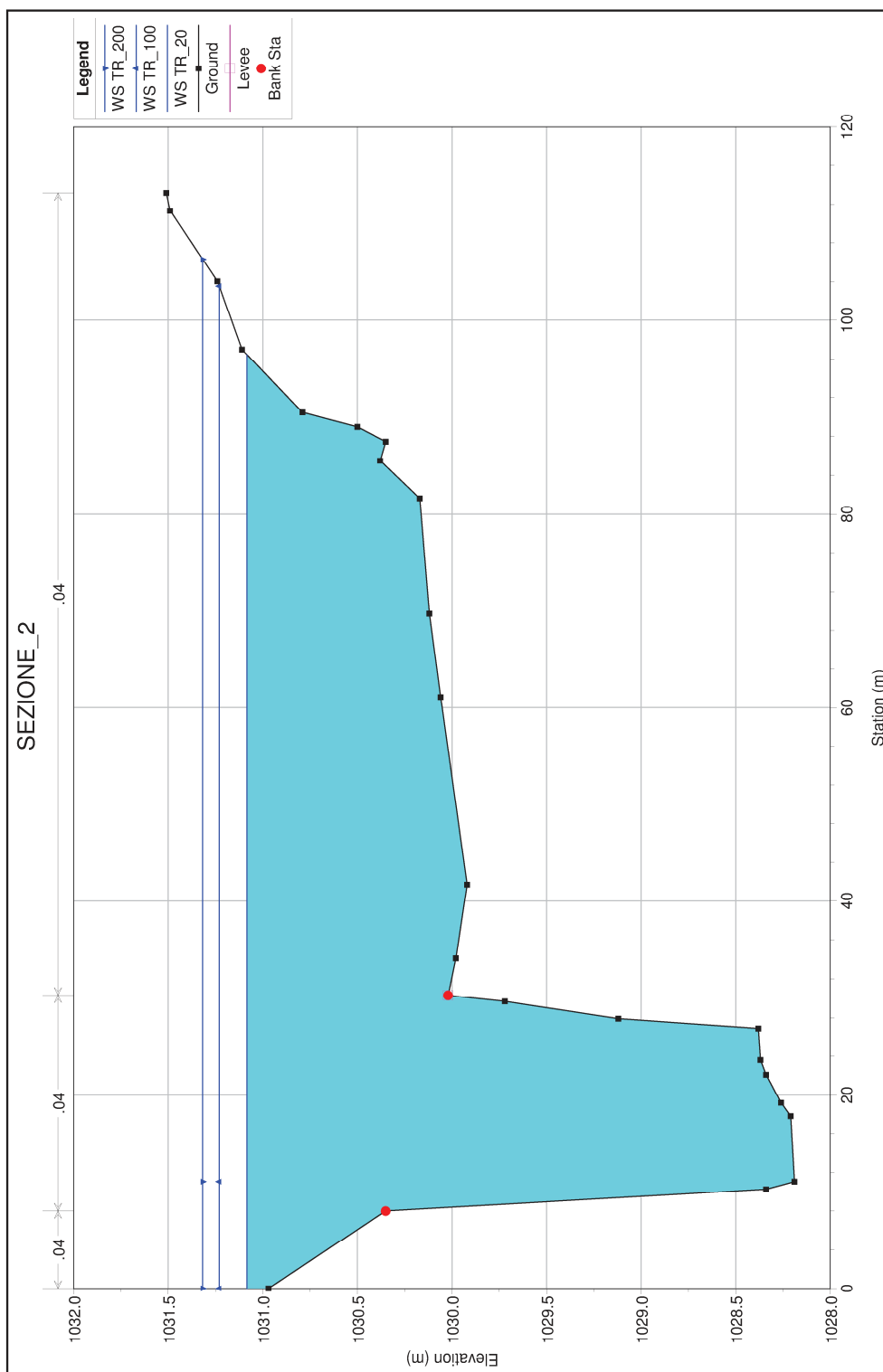


Figura 13 – esiti della simulazione idraulica – sezione 2

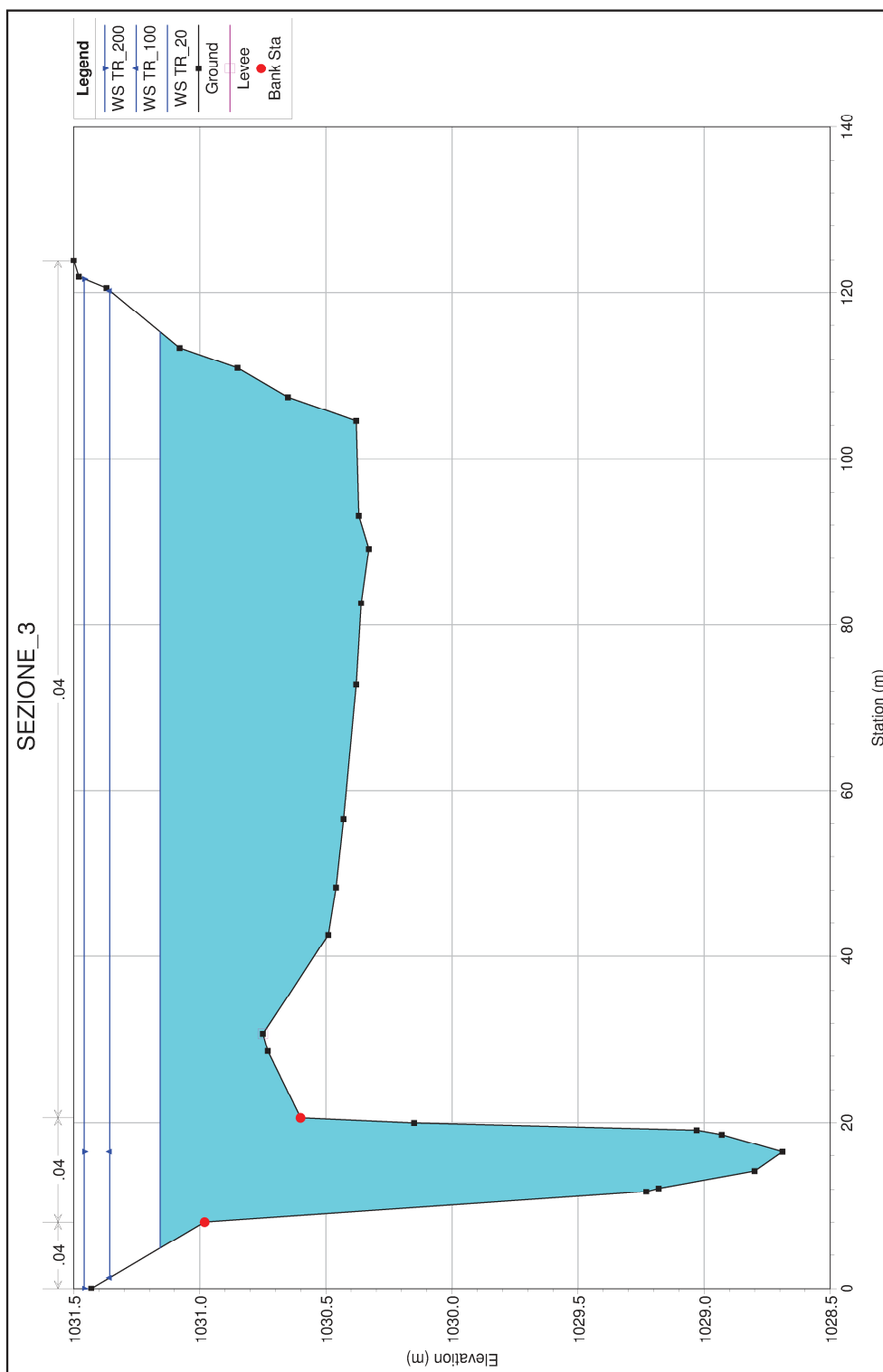


Figura 14 – esiti della simulazione idraulica – sezione 3

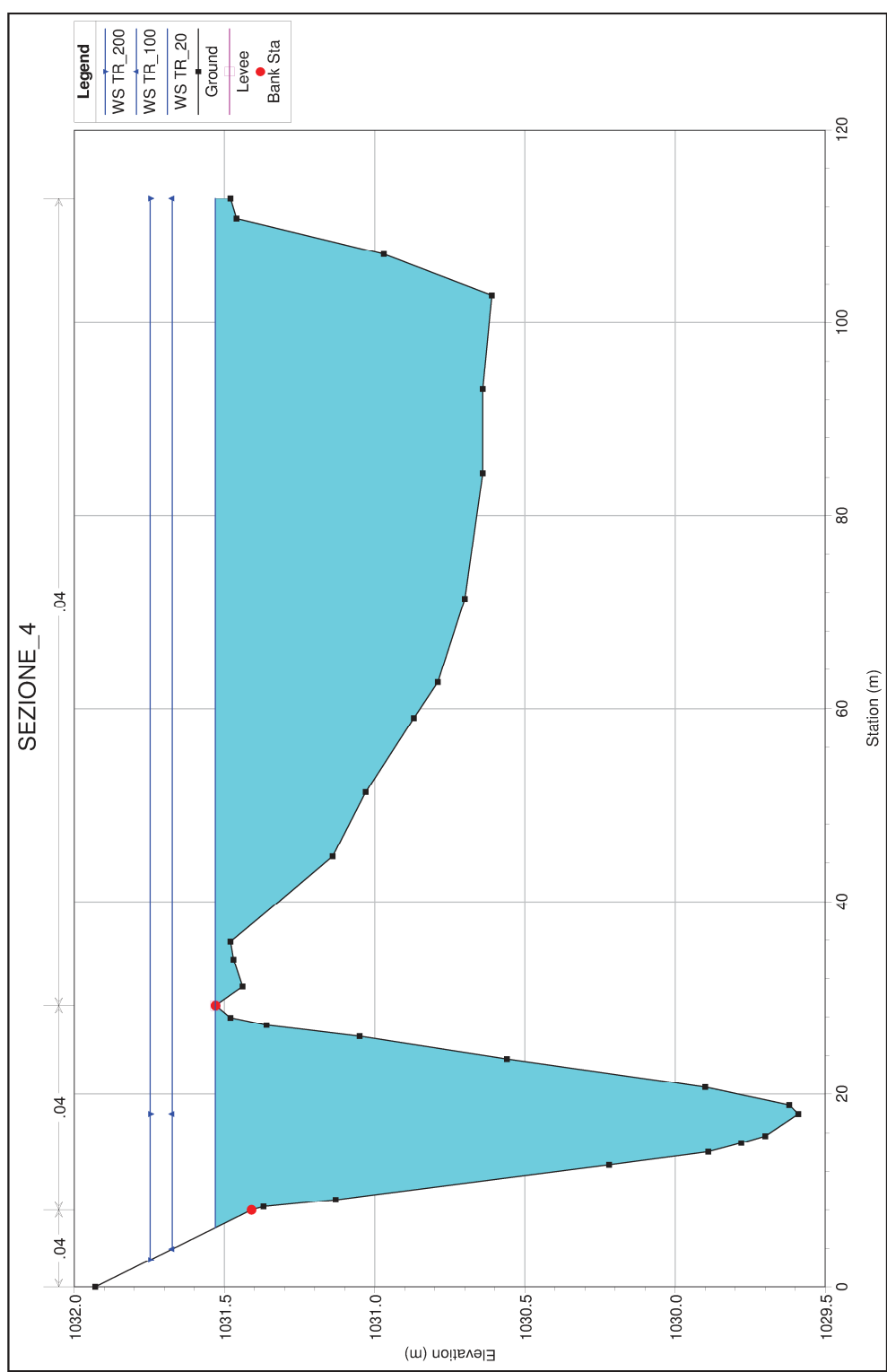


Figura 15 – esiti della simulazione idraulica – sezione 4

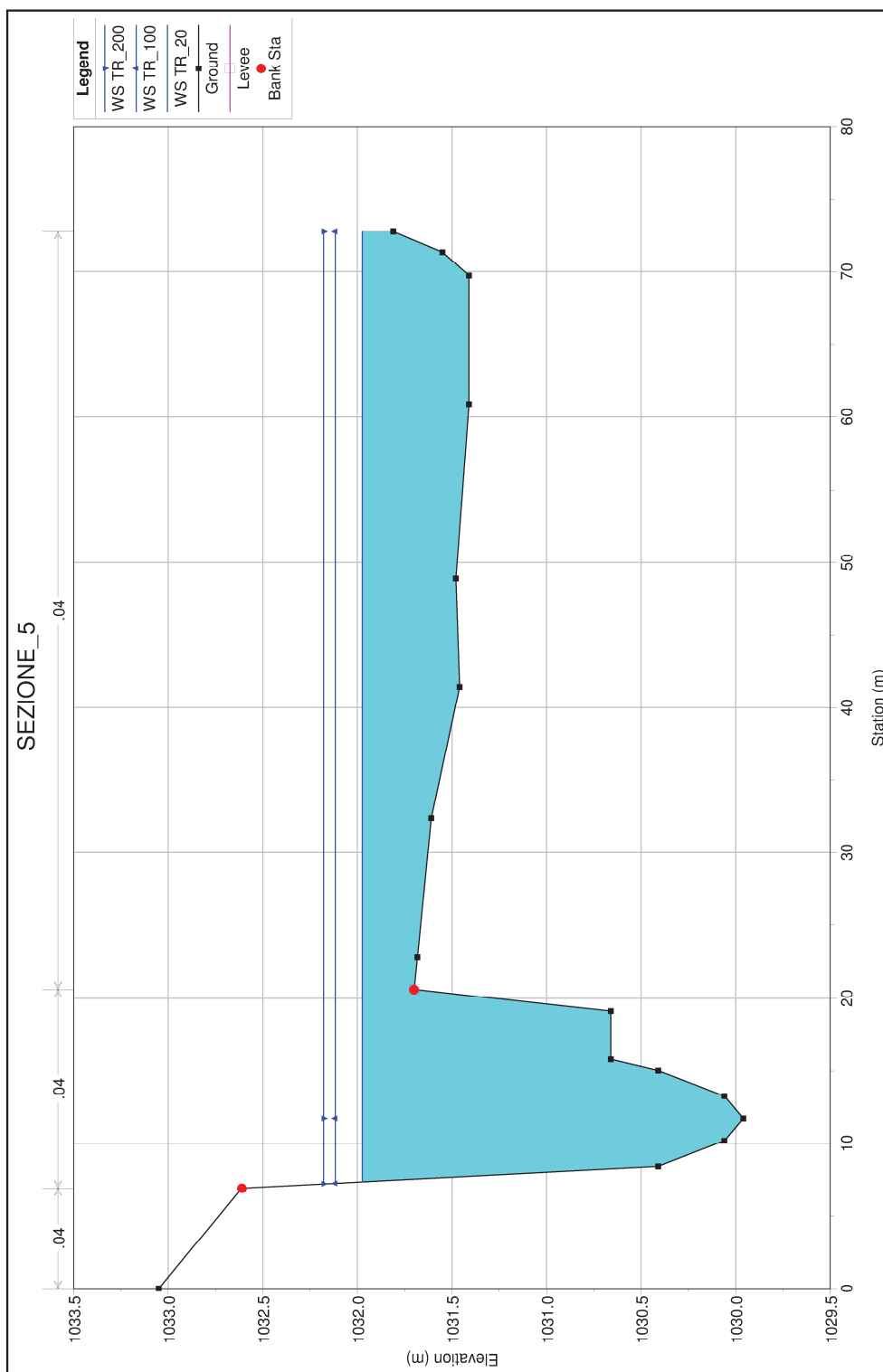


Figura 16 – esiti della simulazione idraulica – sezione 5

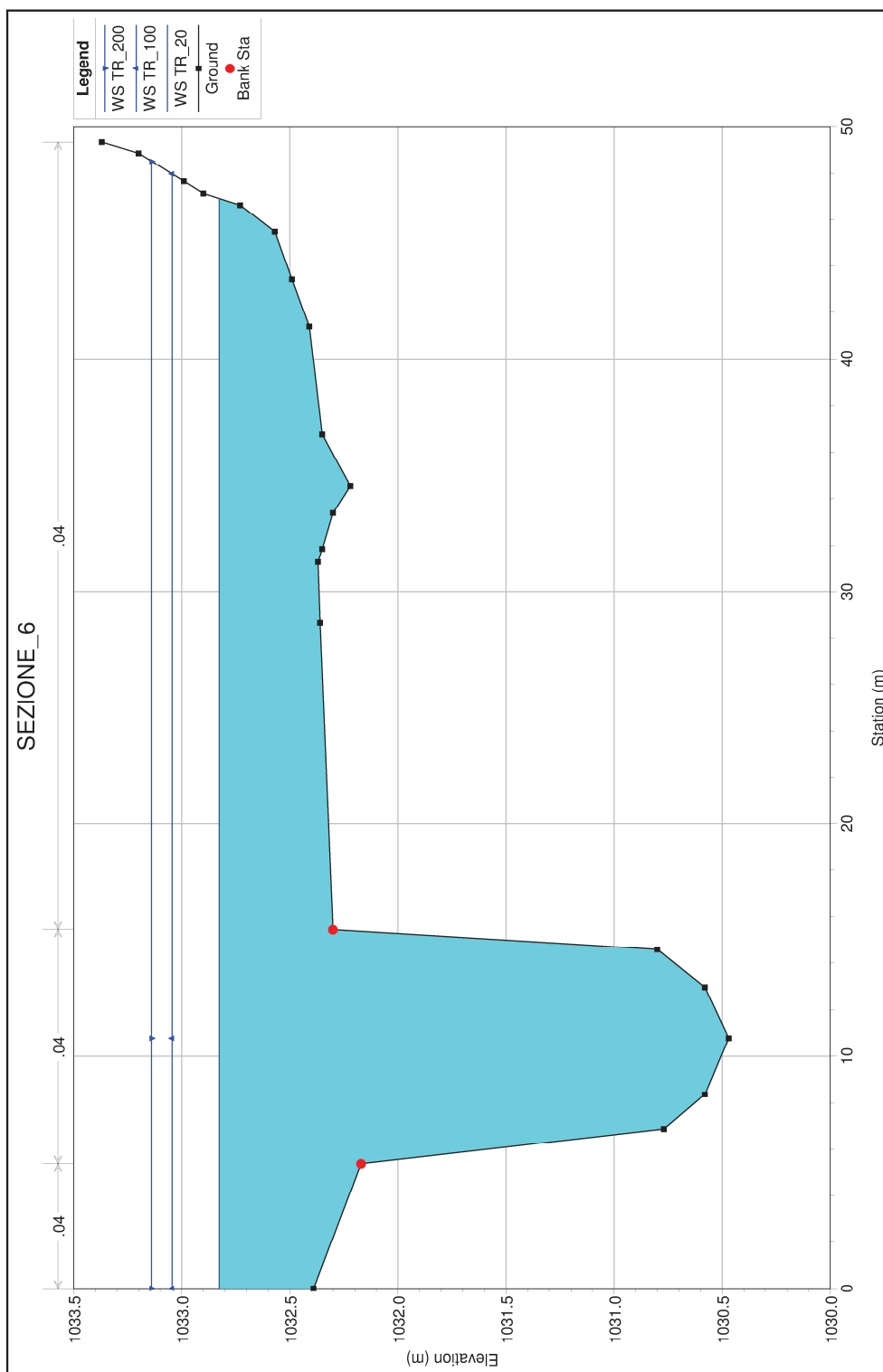


Figura 17 – esiti della simulazione idraulica – sezione 6