



Comune di  
Edolo



Regione  
Lombardia



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU

## PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR) - MISSIONE 2, COMPONENTE 4,  
SUB-INVESTIMENTO 2.2: "INTERVENTI PER LA RESILIENZA, LA VALORIZZAZIONE DEL  
TERRITORIO E L'EFFICIENZA ENERGETICA NEI COMUNI"

RIPRISTINO DELLE STRUTTURE E DELLE INFRASTRUTTURE  
DEL TORRENTE OGLIOLO DANNEGGIATE A SEGUITO DEGLI  
EVENTI ALLUVIONALI DELL'OTTOBRE 2020. RIFACIMENTO  
TRATTI DI SCOGLIERE IN MASSI CICLOPICI, OPERE  
IDRAULICHE IN ALVEO E RIPRISTINO DELLE ADIACENZE in  
Comune di Edolo (Bs)  
CUP G28H22000770001

ELABORATO	<b>Relazione di compatibilità idraulica</b>	
SCALA		
DATA	<b>Febbraio 2024</b>	
COMMITTENTE	<b>Comune di Edolo</b>	
PROGETTAZIONE E DIREZIONE LAVORI	<p><b>ING. Roberta Filisetti</b> via XI Novembre n° 27 25040 Malonno (Bs)</p> 	<p>Elab.n°</p> <p style="font-size: 2em; font-weight: bold; text-align: center;">T2</p>



**SOMMARIO**

PREMESSA.....2

CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA COMPATIBILITÀ IDRAULICA .....2

    Assetto geometrico dell’alveo.....2

    Portate di piena.....4

    Opere di difesa idraulica .....4

    Manufatti interferenti .....4

    Modalità di deflusso della piena .....4

    Condizioni di sicurezza dell’intervento rispetto alle piene.....5

    Franco minimo .....5

IDROLOGIA .....6

    PREMESSA.....6

    INQUADRAMENTO DEL BACINO .....6

    PLUVIOMETRIA.....8

    PORTATE AL COLMO DI PIENA.....12

        Portate di pioggia netta .....12

        Trasformazione Afflussi-Deflussi.....15

        Confronto con il metodo di Bacchi (1999): .....16

    RISULTATI.....18

        Portate straordinarie .....18

IDRAULICA.....19

    PREMESSA.....19

    MODELLO IDRAULICO .....20

        Definizione del modello.....20

        Condizioni al contorno.....21

        Coefficienti di Manning .....21

    RISULTATI.....22

CONCLUSIONI.....24

    ALLEGATO 1: TABULATO.....25

## **PREMESSA**

La verifica della compatibilità del ponte e delle scogliere in progetto si esegue secondo la direttiva “criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all’interno delle fasce A e B” secondo la delibera 2/1999/11-maggio-1999 e successive modifiche ed integrazioni.

Ciò, anche se l’area interessata all’intervento non è soggetta alle fasce idrauliche istituite dall’autorità di bacino distrettuale del fiume Po.

Il torrente Ogliolo di Edolo appartiene al reticolo idrico principale soggetto al controllo della Regione Lombardia alla quale dovrà essere trasmesso il progetto per la sua approvazione.

La costruzione del ponte è consentita a condizione che non peggiori i fenomeni idraulici che possono aver luogo nelle aree circostanti, costituendo un significativo ostacolo al deflusso e non limiti in modo significativo le capacità di invaso. Le verifiche idrauliche dimostrano che la sezione idraulica del ponte consente il passaggio della piena duecentennale col franco di sicurezza prescritto dalle norme tecniche (N.T.C. 2018).

Per ottenere questo obiettivo l’impalcato è stato alzato di circa 3,50 m sopra il piano di campagna circostante.

Questo progetto è redatto nel rispetto delle prescrizioni tecniche per la verifica idraulica come emanato dall’autorità di bacino. La luce del ponte esistente e l’alveo a cavallo dello stesso determinano una sostanziale strozzatura idraulica del torrente.

## **CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA COMPATIBILITÀ IDRAULICA**

Gli effetti dell’opera sull’assetto del tronco di corso d’acqua interessato rispetto alle condizioni attuali si valutano secondo le attività progettuali seguenti:

### **Assetto geometrico dell’alveo**

Il tratto di alveo rettificato, a cavallo del nuovo ponte, presenta una lunghezza di circa 175,00 m

A monte si raccorda con l’alveo esistente, a valle è delimitato da una briglia che obbliga la corrente ad eseguire un salto. La pendenza media di questo tratto è: 2,05 % circa.

Il tutto è rappresentato da opportuni elaborati grafici che riportano: la planimetria – le sezioni trasversali – ed il profilo longitudinale. Si evidenzia che la collocazione del vecchio manufatto: è insufficiente in luce libera; in altezza sopra il profilo dell’alveo e dunque con sezione idraulica nettamente insufficiente. Tant’è che è stato superato in occasione dell’alluvione del 03/10/2020 ed è stato irreversibilmente compromesso strutturalmente.

La presenza della briglia a valle determina, nel tratto di torrente in esame, una pendenza modesta (per un torrente di montagna) che non permette di essere migliorata col progetto. La quota di sommità di detta briglia risulta utile per la salvaguardia delle fondazioni dell'argine destro che si presentano sotto-scavate.

Un abbassamento della gaveta della briglia richiederebbe il rifacimento delle murature dell'argine destro. Il loro crollo creerebbe problemi al grande fabbricato esistente, vicino all'alveo.



*Figura 1 – fabbricato esistente ravvicinato alla sponda destra dell'alveo*

Anche le sezioni idrauliche del corso d'acqua sono insufficienti. Esse saranno adeguate rettificando la sponda sinistra. L'argine destro non può essere migliorato idraulicamente per la presenza di un fabbricato a poca distanza dallo stesso.

L'intradosso del nuovo impalcato sarà posto con un franco minimo di 1,50 m sopra il livello della piena di portata determinata con tempo di ritorno 200 anni.

### **Portate di piena**

La portata di piena di riferimento assunta per la valutazione idraulica è di 323 m<sup>3</sup>/s ed è associata al tempo di ritorno di 200 anni. Essa è risultata dallo studio idrologico specifico del bacino riportato di seguito.

### **Opere di difesa idraulica**

L'assetto delle opere di difesa esistenti per il tratto di corso d'acqua individuato sono rappresentate sugli elaborati grafici di rilievo.

Sono, generalmente, formate da arginature naturali che ospitano alte vegetazioni ripariali e sassi non organizzati in scogliere.

Dette opere non sono in grado di contenere la piena di progetto che si espande nelle aree a monte del ponte in progetto.

L'ultima alluvione avvenuta che ha danneggiato il ponte esistente è stata, comunque, contenuta negli argini.

Il progetto prevede il rifacimento di un tratto di argine sinistro migliorando la capacità di deflusso del torrente, e consente anche il rientro nel corso d'acqua delle piene che si espandono, favorito anche dalla rampa di risalita al nuovo impalcato.

### **Manufatti interferenti**

Il manufatto interferente principale è il vecchio ponte coinvolto e gravemente danneggiato dalla piena del 03/10/2022.

Esso sarà demolito e sostituito dal ponte in progetto.

In sponda sinistra è presente una condotta in vetroresina interrata che dovrà essere svuotata durante l'esecuzione dei lavori. Gli scavi per l'impianto della spalla e dei muri d'argine in sinistra dovranno essere eseguiti con molta attenzione per la vicinanza della condotta forzata.

I ritombamenti della spalla e degli argini dovranno avvenire ricostruendo un idoneo rinfiacco della condotta con sabbia opportunamente costipata.

### **Modalità di deflusso della piena**

Più avanti in questa relazione sono riportati i risultati delle analisi del deflusso della piena eseguite sul tratto di corso d'acqua a cavallo del nuovo manufatto.

Sono rappresentati i livelli idrici e le velocità della corrente nel tratto inciso, mentre nelle aree di espansione si considera acqua "ferma".

### **Condizioni di sicurezza dell'intervento rispetto alle piene**

Le nuove opere presenteranno adeguate condizioni di stabilità in condizione di piena, soprattutto nell'ipotesi dell'azione erosiva che sarà comunque piccola data la limitata velocità della corrente.

Le nuove opere daranno luogo ad un allargamento dell'alveo migliorando l'assetto idraulico del torrente nel tronco verificato con un significativo abbattimento del rischio idraulico.

### **Franco minimo**

La quota dell'intradosso dell'impalcato è stata prevista al minimo 1,50 m sopra il livello di piena, ed è sempre al disopra alla quota di sommità arginale.

Le spalle sono state previste dietro agli argini (fuori dalle sponde incise) per dare regolarità alle sezioni del torrente, con l'individuazione della luce al netto del ponte di 18,30 m.

La soluzione adottata per il ponte e per le rampe d'accesso allo stesso garantisce l'assenza di effetti negativi sulle modalità di deflusso in piena: tende a diminuire gli allagamenti delle aree circostanti.

Le fondazioni delle nuove spalle e delle nuove scogliere spondali sono spinte ad una profondità da non poter essere scalzate.

La luce netta del ponte di 18,30 m è stata assunta a seguito della rettifica dell'andamento planimetrico della sponda sinistra per individuare sezioni idrauliche adeguate.

## IDROLOGIA

### PREMESSA

La seguente relazione ha come scopo l'analisi delle caratteristiche idrologiche del bacino sotteso al novo ponticello previsto sull'Ogliolo a Edolo, nell'alta Valle Camonica (BS). Verranno prima definite le caratteristiche geomorfologiche del bacino e la pluviometria dell'area, successivamente le portate al colmo di piena.

### INQUADRAMENTO DEL BACINO

Il bacino del torrente Ogliolo sottende un'ampia area di tipo montano, caratterizzato da un fondovalle incanalato e dotato di una certa pendenza, di sparsi aggregati urbani perlopiù in mezzacosta (Aprica, Cortenedolo, Corteno Golgi, Santicolo), versanti boscosi che salendo di quota evolvono prima in cespuglieti e praterie d'altura e poi, in prossimità delle cime più alte nella zona meridionale, in zone di depositi detritici e substrati lapidei affioranti privi di vegetazione. Nella zona di alta quota, a circa 2400 m s.l.m., è presente il laghetto naturale di Piccolo (100 m<sup>2</sup> circa) ed altri piccoli specchi d'acqua montani di pochi m<sup>2</sup>.

Tabella 1: Caratteristiche topografiche del bacino

Torrente	Area [Km <sup>2</sup> ]	Lunghezza asta principale [m]	Pendenza media versanti [°]	Quota media m s.l.m.	Quota max m s.l.m.	Quota min m s.l.m.
Ogliolo	114,06	20.979	26,4	1480	2532	656

Dal DTM 20x20 disponibile sul geoportale di Regione Lombardia è stato inoltre possibile creare mappe di elevazione e pendenza delle aree.



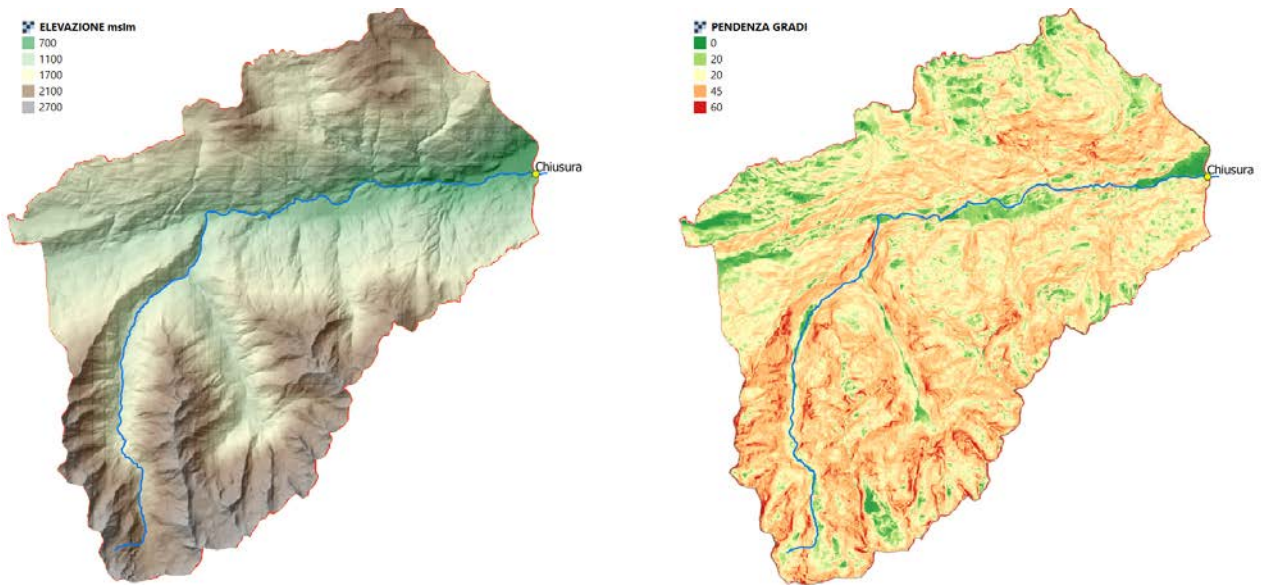


Figura 2: Altimetria e pendenza del bacino ricavate dai raster 20x20 (Geoportale Lombardia)

Sul geoportale è inoltre possibile reperire informazioni areali sull'uso del suolo (e quindi la sua copertura) e la classe e tipologia di impermeabilità data dal substrato geologico.

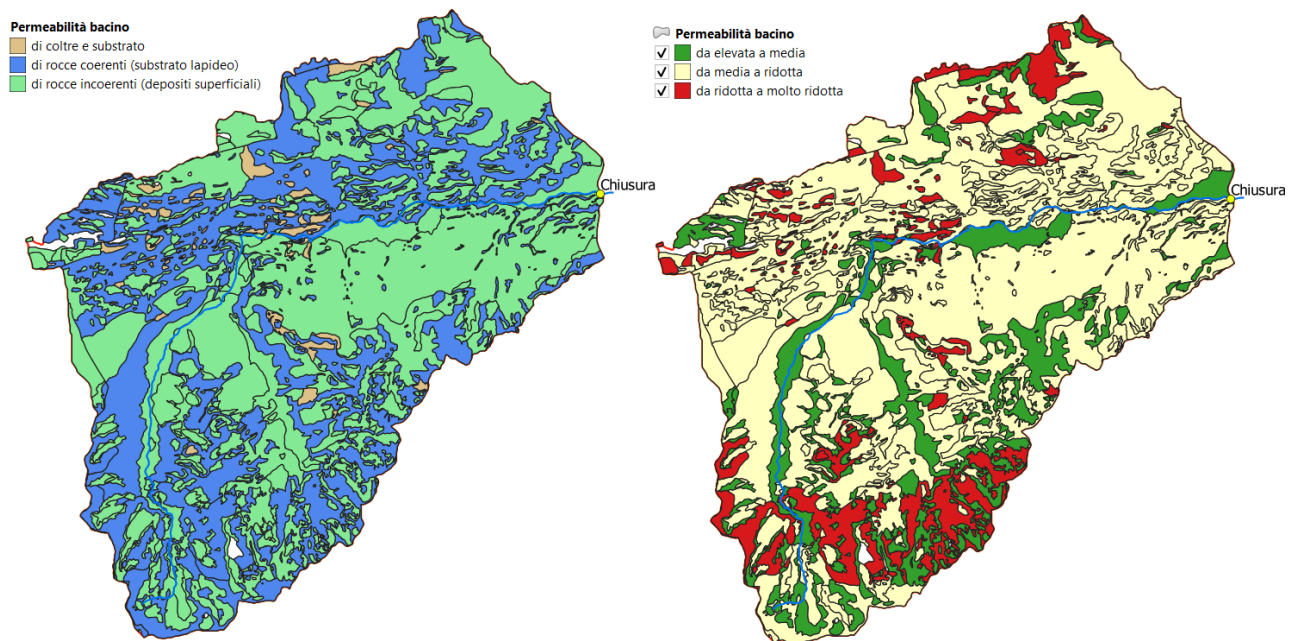


Figura 3: Livello e tipologia di permeabilità del bacino (Geoportale Lombardia)

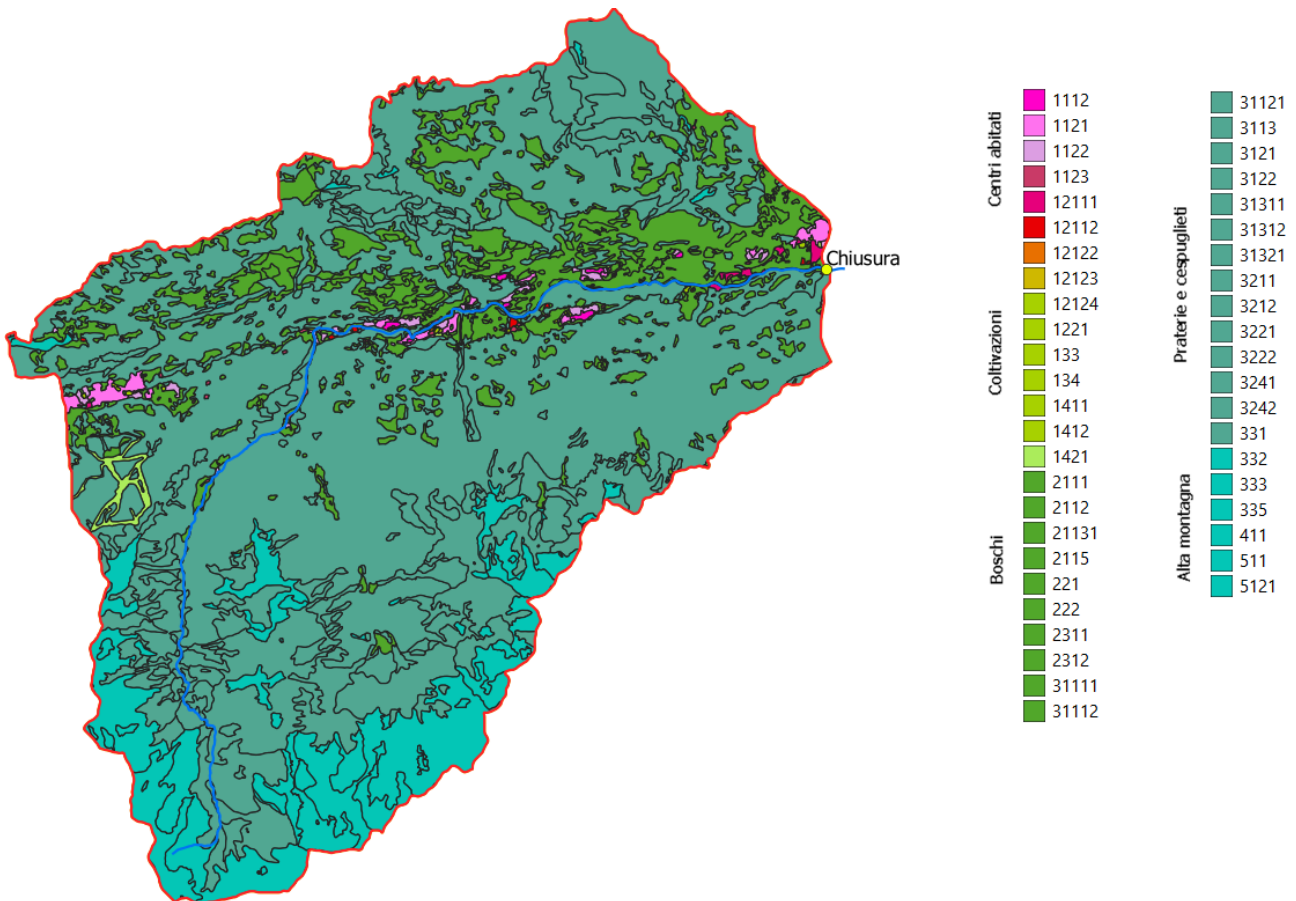


Figura 4: Copertura del suolo DUSAF (Geoportale Lombardia)

## PLUVIOMETRIA

Ai fini della stima della portata al colmo di piena è conveniente definire la sollecitazione meteorica di progetto mediante ietogrammi sintetici con caratteristiche legate ad analisi statistiche di sintesi delle piogge intense e di breve durata, che sono responsabili dei valori più elevati di intensità di precipitazione media. Questa osservazione è valida soprattutto nel caso in cui non importi conoscere l'andamento dell'intero idrogramma di piena ma solo del suo valore massimo (colmo di piena). Per questo motivo le osservazioni di piogge intense disponibili sono trattate con metodi statistici per ottenere le curve probabilistiche di possibilità pluviometrica (LSPP). Tali curve, che esprimono una relazione tra le massime altezze di pioggia  $h$  e le durate di pioggia  $d$  in una determinata zona per un determinato tempo di ritorno  $T$ , sono solitamente rappresentate attraverso leggi di potenza del tipo  $h=ad^n$ . Esse quantificano l'intensità media  $i$  dell'evento di assegnata durata ( $i=ad^{n-1}$ ) in un particolare luogo e sono determinate quando sono noti i valori dei loro parametri  $a$  e  $n$  per il tempo di ritorno  $T$  considerato.

Nel caso in esame le curve sono state costruite attraverso i valori forniti dal Portale Idrologico Geografico di ARPA Lombardia (<http://idro.arpalombardia.it/pmapper-4.0/map.phtml>). Sul portale

sono accessibili i valori dei parametri delle curve di possibilità pluviometrica interpolate per tutta la superficie del territorio lombardo. I parametri forniti sono quelli relativi al modello probabilistico GEV (Generalized Extreme Value) di tipo scala-invariante, nel quale la massima altezza di precipitazione  $h$  per una certa durata  $d$  e per un assegnato tempo di ritorno  $T$  è rappresentata dalla legge a tre parametri mostrata di seguito dove  $a=a_1 \cdot w_T$ :

$$h = a_1 \cdot w_T \cdot d^n = a \cdot d^n \tag{3}$$

$$w_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k} \left\{ 1 - \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right]^k \right\} \tag{4}$$

I parametri sono forniti per un grid di celle rettangolari, la media dei valori è utilizzata come parametro di calcolo. Considerando una durata di precipitazione variabile tra 1 e 24 ore, i parametri medi assumono i seguenti valori:

Tabella 2: Parametri regionalizzati della distribuzione GEV da <http://idro.arpalombardia.it/pmapper-4.0/>

Parametri regionalizzati distribuzione GEV da ARPA Lombardia				
a1 medio	n medio	Alpha medio	K medio	Epsilon medio
18.63196	0.446468	0.295813	-0.135886	0.77850

I valori di  $w_T$  e del parametro  $a$  al variare del tempo di ritorno  $T$  ottenuti sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 3: parametri  $w_T$  e  $a$  calcolati dai parametri regionalizzati GEV

T	$w_T$ [-]	a [mm/h <sup>n</sup> ]
5	1.27	23.67
10	1.56	29.01
20	1.86	34.67
50	2.30	42.87
100	2.67	49.73
200	3.07	57.24

Una volta stimate le altezze di precipitazione ed il tempo di corrivazione del bacino va affrontato il problema della variabilità spaziale della precipitazione, la quale può essere molto alta e difficile da valutare anche in aree di moderata estensione. Si può ritenere che durante il verificarsi degli scrosci che nella località di interesse hanno dato luogo alle altezze di precipitazione massime annuali, l'altezza di precipitazione in un altro punto posto ad una certa distanza da quello considerato sia risultata diversa. Al riguardo è ragionevole supporre che durante il verificarsi di eventi di massima intensità registrati in una stazione, si siano verificati proprio in corrispondenza di quella stazione (o nelle sue immediate vicinanze) le massime altezze di precipitazione tra tutte quelle cadute nei vari punti all'interno della superficie considerata; si assume così che il baricentro della stazione stessa coincida col centro di scroscio (o comunque sia molto prossimo a quest'ultimo). Segue da ciò che l'altezza di precipitazione media ragguagliata risulta in ciascuno degli eventi suddetti minore dell'altezza registrata nella stazione pluviometrica.

Per questa ragione si usa in pratica fare riferimento a curve di possibilità pluviometrica areali, esprimenti cioè il legame, per un assegnato tempo di ritorno, tra l'altezza media di pioggia che in un'assegnata durata cade su una superficie di area  $A$  (altezza di pioggia ragguagliata all'area) e la durata stessa.

In Italia il problema del ragguaglio delle piogge all'area non viene usualmente affrontato mediante l'introduzione di un coefficiente di riduzione della massima altezza di precipitazione puntuale, bensì modificando i coefficienti  $a$  e  $n$  della curva di possibilità climatica puntuale. La curva di possibilità climatica areale viene così espressa:

$$h_A = a' \cdot d^{n'} \quad [5]$$

in cui  $a'$  e  $n'$  vengono messi in relazione con i coefficienti  $a$  e  $n$  della curva puntuale e con l'area  $A$ . Per il bacino idrografico oggetto di studio, si è deciso di utilizzare le formule proposte da Marchetti, ottenute elaborando i dati di Columbo.

$$a' = a \left[ 1 - 0,06 \left( \frac{A}{100} \right)^{0,4} \right] \quad [6]$$

$$n' = n + 0,003 \left( \frac{A}{100} \right)^{0,6} \quad [7]$$

nelle quali l'area  $A$  è espressa in ettari.

Nella tabella seguente sono riportati i parametri per effettuare il ragguaglio all'area ai quali si è pervenuti per i diversi tempi di ritorno:

Tabella 4: parametri ragguagliati  $a'$  e  $n'$

Tempo di ritorno T [anni]	$a'$ [mm/h <sup><math>n'</math></sup> ]	$n'$ [-]
5	14.23	0.50
10	17.44	0.50
20	20.84	0.50
50	25.77	0.50
100	29.89	0.50
200	34.40	0.50

Una volta ottenute le LSPP dell'area, si può passare alla determinazione dello ietogramma di progetto e della portata di piena dei vari bacini. Il tempo di corrivazione  $t_c$  dei bacini è uno dei parametri fondamentali usati per la determinazione dello ietogramma di progetto. In mancanza di misure di portata alla chiusura del bacino,  $t_c$  può essere stimato sulla base delle pendenze e della forma geometrica ed estensione dell'area. Qui la sua determinazione avviene con la formula di Giandotti, una delle più utilizzate in letteratura:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5L}{0,8 \cdot \sqrt{H_m - h_0}} \quad [8]$$

Dove con  $S$  è indicata la superficie del bacino espressa in km<sup>2</sup>, con  $L$  la lunghezza dell'asta principale espressa in km, con  $H_m$  l'altitudine media del bacino, espressa in m, riferita al livello medio del mare e con  $h_0$  la quota della sezione di chiusura, anch'essa in m, sempre riferita al livello medio del mare.

#### *Ietogrammi di progetto*

Per la stima delle portate al colmo è stato adottato uno ietogramma di progetto rettangolare, di durata pari alla durata critica ed intensità di pioggia costante per tutto l'evento e pari a:

$$I = a \cdot d^{n-1} \quad [9]$$

Ovvero l'altezza di precipitazione ottenuta dalle LSPP relativa alla durata critica divisa per la durata critica stessa per ogni tempo di ritorno  $T$ . Questo ietogramma è utilizzato in quanto le dimensioni dei bacini sono ridotte, la morfologia scoscesa e la superficie quasi completamente coperta da vegetazione, la quale avrebbe un effetto smorzante su eventuali picchi.

Nella seguente tabella si mostrano le intensità critiche calcolate per ogni tempo di ritorno T per ogni durata critica.

Tabella 5: intensità critiche puntuali e ragguagliate con la formula di Marchetti e la formula di Papiri con il tempo di corrivazione

I Critica [mm/h]	
	tc =3.17 h
T = 5	7.99
T = 10	9.79
T = 20	11.70
T = 50	14.47
T = 100	16.78
T = 200	19.31

Per bacini di piccola dimensione il ragguaglio potrebbe però non essere opportuno per portate di progetto, dato che già l'ipotesi di pioggia uniforme sull'area del bacino, solitamente adottata per aree limitate, può portare a sottostime della portata al colmo (Paoletti, 1988).

Se l'area in oggetto è comunque maggiore di 1 km<sup>2</sup> (in caso contrario è meglio non effettuare alcun ragguaglio) e il bacino ha una forma allungata che rende abbastanza improbabile l'ipotesi di precipitazione uniforme su tutto il bacino è comunque ragionevole ragguagliare il valore della precipitazione.

### **PORTATE AL COLMO DI PIENA**

Una volta definito lo ietogramma di piogge lorde di progetto, è necessario scegliere un modello di deflusso superficiale per determinare la quantità di perdite per infiltrazione o accumulo nei bacini e di un modello di formazione di piene per ottenere l'idrogramma di piena alla sezione di chiusura del bacino. Per il calcolo delle infiltrazioni son stati usati due modelli: il metodo percentuale e il metodo del Soil Conservation Service (1972) detto anche Curve Number (SCS-CN). Per il modello di formazione di piene è stato usato il metodo cinematico, noto anche come metodo della corrivazione.

### **Portate di pioggia netta**

La portata di pioggia netta si ottiene moltiplicando la pioggia lorda per un coefficiente che può essere costante, come nel metodo percentuale, o variabile nel tempo come nel metodo SCS-CN modificato.

Nel primo caso il valore delle perdite da infiltrazione sarà fisso, e non terrà conto di fattori come la decrescente capacità di infiltrazione del suolo. Questo approccio è efficace per aree dove la capacità d'infiltrazione delle superfici ha variazioni minime nel tempo perché quasi totalmente impermeabili (strade, pavimentazioni o edifici) o al contrario dotate di un'alta capacità di infiltrazione tale da restare lontano dal punto di saturazione e non variare in modo sensibile in relazione alle piogge di progetto (terreni sabbiosi molto profondi). Il metodo percentuale assegna un coefficiente di deflusso da 0 a 1 (0-100% di deflusso) per il tipo di terreno del bacino. Nel caso di una copertura quasi completamente boscosa o di prato come nel caso corrente si può assumere un coefficiente  $\emptyset$  di 0.20 (20%).

Il metodo SCS-CN stima le perdite per infiltrazione sull'ipotesi che ci sia una relazione tra la massima capacità di immagazzinare acqua nel terreno  $S$  e l'infiltrazione totale effettiva  $P$  per una precipitazione di una certa durata. Il metodo tiene conto anche di una perdita iniziale  $I_a$  prima di cui non si ha alcun deflusso superficiale. La relazione fra questi elementi restituisce la portata di deflusso superficiale  $Q$  come dall'espressione [19]. Il valore di  $S$  è dato dall'espressione [20], in cui CN è il Curve Number, un parametro che va virtualmente da 0 a 100. La perdita iniziale è definita da [21] in mancanza di elementi per una stima più precisa.

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \text{ mm} \quad [19]$$

$$S = 254 + \left( \frac{100}{CN} - 1 \right) \text{ mm} \quad [20]$$

$$I_a = 0.2 S \quad [21]$$

Il parametro CN dipende da vari fattori. Il primo è il tipo di suolo, che può ricadere in 4 categorie A, B, C, D, dove la prima classe indica terreni sabbiosi o ghiaiosi e molto profondi, difficili da saturare, mentre l'ultima superfici argillose o limose compatte con una bassissima capacità di infiltrazione.

Il secondo fattore è la copertura del suolo (strade, residenziale, industriale, prato, bosco, campi...) che in base alla precedente classe di terreno assegna un valore di CNII da 0 a 100. Questo valore andrà poi corretto in base alla condizione di umidità antecedente del terreno (AMC I, II, III) attraverso le formule [22] e [23]:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \quad [22]$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0,13CN(II)} \quad [23]$$

Il metodo SCS-CN è formalmente un metodo che lega una precipitazione lorda cumulata di una certa durata al suo deflusso superficiale, e non la precipitazione lorda di un intervallo dt al relativo deflusso del medesimo istante. Ciò detto, la dimensione temporale può essere ottenuta in maniera molto semplice sottraendo il deflusso superficiale calcolata al tempo t-dt a quello calcolato al tempo t.

Il valore del parametro CN nel caso presente è assunto in base seguenti ai valori dedotti dalla permeabilità e dall'uso del suolo DUSAF degli shapefiles di regione Lombardia. I valori di CN per le diverse classi DUSAF sono state adattate dai valori provenienti da “Rosso Renzo, Consulenza tecnico scientifica nell'ambito del progetto shakeup-2 caratterizzazione idrologica del regime di piena in Lombardia: bacini tributari del lago di Como mappatura dell'indice di assorbimento e del massimo volume specifico di ritenzione potenziale del terreno relazione finale, Arpa Lombardia, 2004”, calibrati sull'area della Valtellina, peraltro confinante con il bacino dell'Ogliolo in lato Aprica.

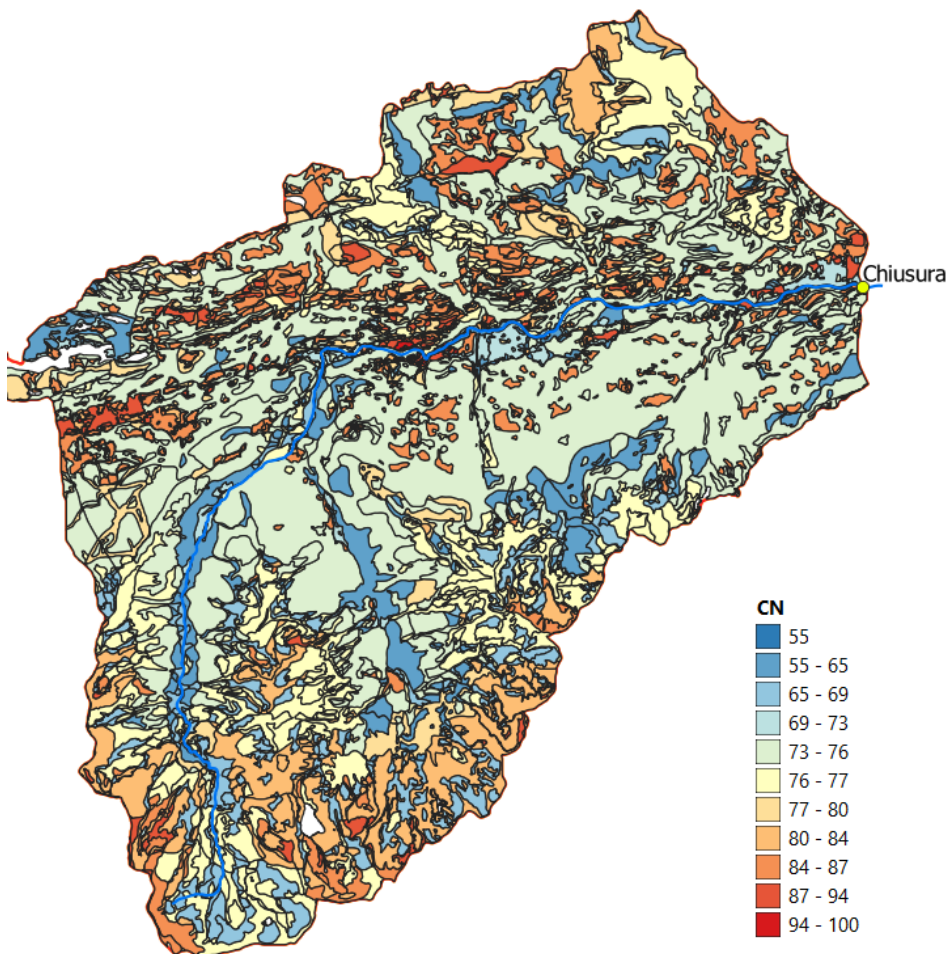


Figura 5: Valori del Parametro CN\_II ricavati dal database DUSAF di uso del suolo e dalla permeabilità.



Da essi sono state infatti ricavate le classi di permeabilità A-D e i corrispettivi valori, traslati in un raster 20x20 con il valore del CN\_II, CN\_I e CN\_III per ogni pixel. Dai raster è stato poi calcolato il CN medio del bacino:

Tabella 6: Valori medi di CN number sul bacino. Per i calcoli è utilizzato il CN\_III che considera la situazione sfavorevole di terreno già saturo da precipitazioni precedenti

CN_I medio	CN_II medio	CN_III medio
57	76	88

Il valore di calcolo adottato è quello del CN\_III, in quanto considera un terreno saturo da precipitazioni precedenti (situazione più sfavorevole).

### **Trasformazione Afflussi-Deflussi**

Il Metodo Cinematico o della Corrivazione, fa parte della famiglia dei modelli di formazione di piena lineari. Questi modelli hanno la caratteristica di definire la relazione ingresso-uscita attraverso equazioni differenziali di tipo lineare a coefficienti costantisi.

Il metodo cinematico basa su alcune considerazioni:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento della massa liquida
- ogni goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dal punto in cui è caduta
- la velocità di una goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce
- la portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano nello stesso istante alla sezione di chiusura

La portata uscente dal bacino  $q(t)$  si definisce in generale come integrale di convoluzione della portata di pioggia netta  $p(t)$  moltiplicata per l'idrogramma unitario istantaneo  $u(t)$  come in [24]

$$q(t) = \int_0^t u(t - \tau) \cdot p(\tau) d\tau \quad [24]$$

Nel caso del metodo della corrivazione  $u(t)$  si definisce come in [25]

$$u(t) = \frac{1}{S} \cdot \frac{ds}{dt} \quad [25]$$

Dove  $S$  è la superficie totale e  $ds/dt$  l'espressione differenziale che rappresenta la curva Area-tempi, ovvero la relazione tra la superficie parziale del bacino e i relativi tempi di ruscellamento. Per uno ietogramma di pioggia rettangolare, metodo di depurazione percentuale e una curva Area-tempi

lineari esiste una soluzione analitica. La formulazione analitica per il valore di portata al colmo va a coincidere in questo caso con la formula razionale come espressa in [26].

$$Q_{max} = \emptyset \frac{A I_{critica}}{3,6} \quad [26]$$

Dove A è in km<sup>2</sup>, I<sub>critica</sub> in mm/h e  $\emptyset$  è il coefficiente di afflusso costante.

Nel momento in qui però si vuole utilizzare un modello di deflusso superficiale più avanzato come SCS-CN lo ietogramma delle piogge nette diventa irregolare e/o utilizzare una curva Aree-tempi irregolare occorre utilizzare un approccio numerico. Definito un intervallo temporale  $dt$  pari al tempo di corrivazione  $tc$  diviso un numero  $n$  l'area totale si divide in  $n$  aree di isocorrivazione  $A_i$  (di uguale tempo di ruscellamento fino alla chiusura del bacino).  $A_1$  è l'area più a monte,  $A_n$  quella adiacente al punto di chiusura. Vengono assunte come condizioni al contorno le 2 aree fittizie  $A_0$  e  $A_{n+1}$  di superficie nulla, dove la prima indica il limite superiore del bacino e la seconda la sezione di chiusura del bacino. L'equazione discretizzata diventa quindi:

$$Q(i,t) = q(i,t)*A_i + Q(i-1, t-1) \quad [27]$$

Dove la portata in ogni area  $A_i$  al tempo  $t$   $Q(i,t)$  corrisponde alla portata di deflusso superficiale di  $A_i$  al tempo  $t$   $q(i,t)*A_i$  sommata alla portata al precedente tempo  $t-1$  dell'area immediatamente a monte  $Q(i-1, t-1)$ . L'altezza di deflusso superficiale  $q(i,t)$  può essere calcolato ogni istante con il metodo percentuale oppure con il metodo SCS-CN, sottraendo in quest'ultimo caso il valore calcolato sulla cumulata dall'istante iniziale a  $t-1$  a quello calcolato dall'istante iniziale a  $t$ . Qualora la curva Area-tempi si assuma lineare, queste aree  $A_i$  saranno di uguale estensione pari all'area totale divisa per  $n$ . Ad ogni  $A_i$  può essere assegnato un diverso valore di percentuale o CN se necessario.

Nel caso d'interesse è stato usato il metodo cinematico con curva Area-tempi lineare, applicando sia il metodo percentuale che quello SCS-CN per il deflusso superficiale. Sia il coefficiente di afflusso del metodo superficiale che CN son stati assunti omogenei e pari ai valori descritti in precedenza (0.20 e 88 (CN\_III) rispettivamente).

### **Confronto con il metodo di Bacchi (1999):**

Come elemento di confronto, è utile calcolare la portata di picco considerando anche la relazione proposta da Bacchi et al. (1999), sviluppata in uno studio relativo alla valutazione delle portate di piena nella Provincia di Brescia. Tale relazione è valida per bacini con area drenante variabile da 1 a 40 km<sup>2</sup>, in cui la portata al colmo di assegnata frequenza viene calcolata, secondo il metodo di

regionalizzazione, come prodotto di una portata indice  $m(Q_c)$  legata all'area drenata  $A$  (è l'area sottesa dalla sezione interessata) e di un coefficiente di crescita  $X_T$  espresso in funzione del tempo di ritorno  $T$ :

$$Q_{c,T} = X_T \cdot m(Q_c) \quad [28]$$

dove:

$$m(Q_c) = 3,24 \cdot A^{0,73} \quad [29]$$

$$X_T = 1 + 0,53 \cdot \frac{\exp \left[ 0,0521 \left( -\ln \left( -\ln \left( (T - 1)/T \right) \right) \right) \right] - 1,033}{0,072} \quad [30]$$

Nonostante il bacino abbia un'area di 100 Km<sup>2</sup>, la relazione viene applicata ugualmente come puro raffronto con i risultati ottenuti con altri metodi.

## RISULTATI

### Portate straordinarie

I risultati dell'altezza di pioggia netta e delle relative portate al colmo per tempi di ritorno di 200 anni sono mostrati nella seguente immagine.

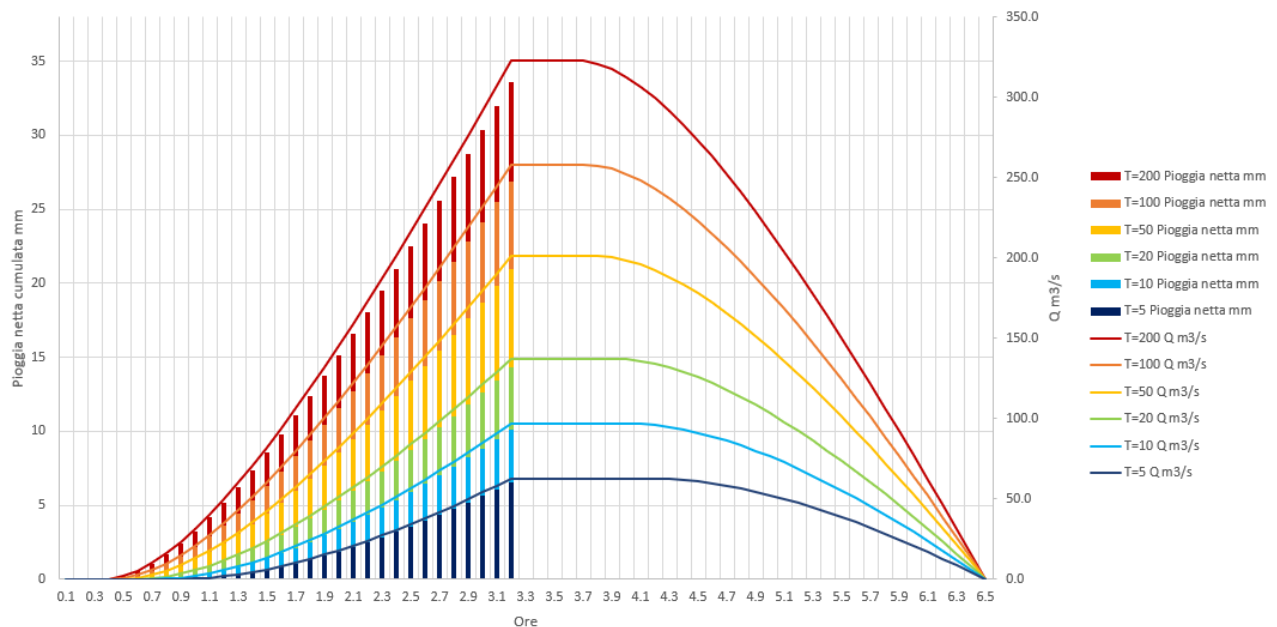


Figura 6: Idrogramma di piena con il metodo della corrivazione e depurazione delle piogge con il metodo SCS CN

Tabella 7: Portate al colmo di piena calcolate con il metodo della corrivazione depurato con SCS CN e con il metodo percentuale. E' presente anche il confronto con la formula empirica di Bacchi.

T	Q CN m <sup>3</sup> /s	Q perc. m <sup>3</sup> /s	Q Bacchi m <sup>3</sup> /s
T = 5	62,62	50,6	139,4
T = 10	96,83	62,0	172,0
T = 20	137,21	74,1	204,5
T = 50	201,13	91,7	248,5
T = 100	257,97	106,3	282,8
T = 200	322,91	122,4	318,3

Il metodo percentuale sembra sottostimare in maniera netta le portate in gioco rispetto agli altri due metodi.

Il metodo della corrivazione con SCS CN è dunque scelto per le portate al colmo da adottare in quanto molto più vicino all'indicazione della formula di Bacchi.

# IDRAULICA

## PREMESSA

La seguente relazione ha come scopo l'analisi e la modellazione idraulica del nuovo ponticello previsto.

Tabella 8: Caratteristiche topografiche del bacino

Torrente	Area [Km <sup>2</sup> ]	Lunghezza asta principale [m]	Pendenza media versanti [°]	Quota media m s.l.m.	Quota max m s.l.m.	Quota min m s.l.m.
Ogliolo	114,06	20.979	26,4	1480	2532	656

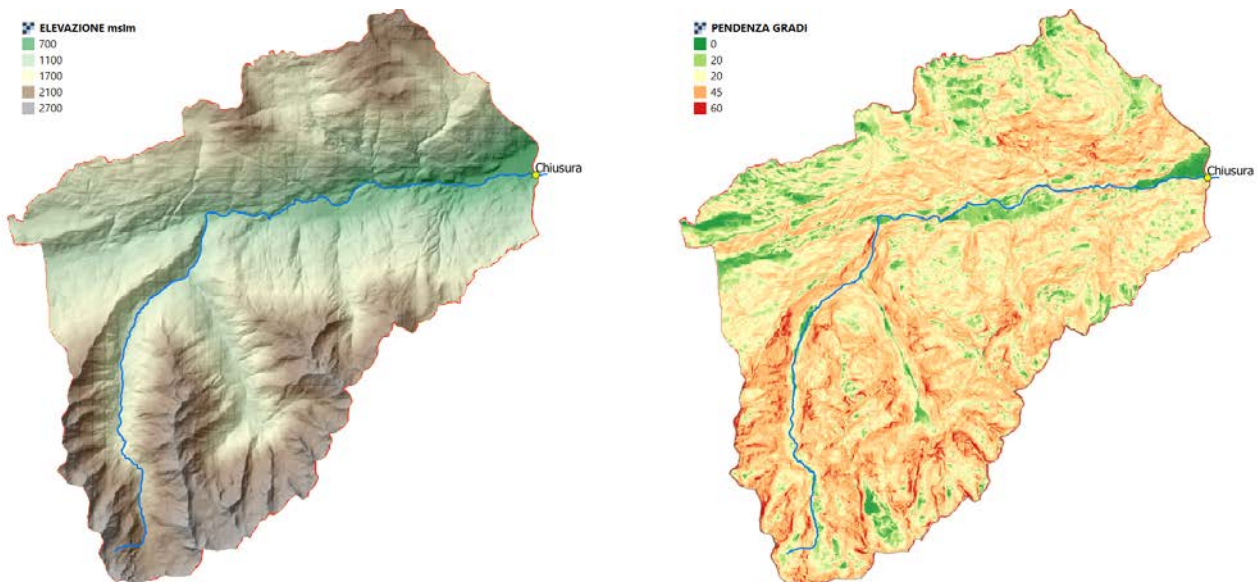


Figura 7: Altimetria e pendenza del bacino ricavate dai raster 20x20 (Geoportale Lombardia)

Verrà a tale scopo utilizzata la portata al colmo di piena calcolata nella relazione idrologica. La portata di progetto utilizzata è quella calcolata con il metodo SCS-CN per un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 322,9 m<sup>3</sup>/s

Tabella 9: Portate al colmo di piena calcolate con il metodo della corrivazione depurato con SCS CN e con il metodo percentuale. E' presente anche il confronto con la formula empirica di Bacchi.

T	Q SCS-CN m <sup>3</sup> /s	Q perc. m <sup>3</sup> /s	Q Bacchi m <sup>3</sup> /s
T = 5	62,62	50,6	139,4

T = 10	96,83	62,0	172,0
T = 20	137,21	74,1	204,5
T = 50	201,13	91,7	248,5
T = 100	257,97	106,3	282,8
T = 200	<b>322,91</b>	122,4	318,3

Ulteriori dettagli sono riportati nella relazione idrologica allegata. L'obiettivo di questa relazione è dimostrare come l'opera in progetto sia in grado di convogliare la portata  $Tr = 200$  in sicurezza garantendo un adeguato franco di sicurezza (1,50).

### MODELLO IDRAULICO

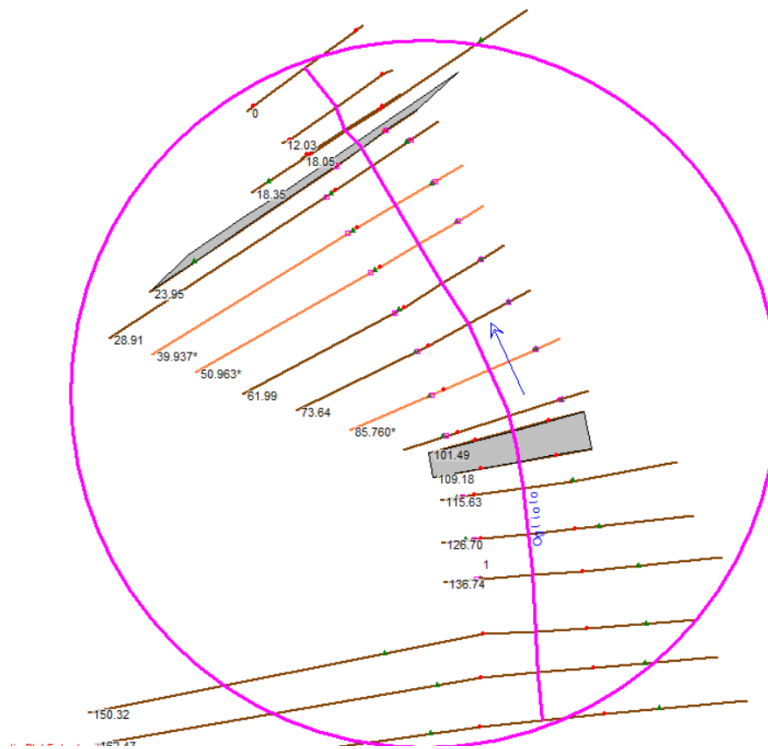


Figura 8: geometria 1D che rappresenta le sezioni e gli elementi (Ponte di progetto e passerella pedonale esistente) inseriti nel modello

### Definizione del modello

Il modello è stato realizzato utilizzando il software HEC-RAS sviluppato dal Centro d'ingegneria idrologica del corpo degli ingegneri statunitense (US Army Corps of Engineers) nella versione 5.0.7 (<http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/>).

Hec-Ras è in grado di risolvere le equazioni del bilancio di massa ed energia sia per problemi in regime di moto stazionario (1D) che non stazionario (1D e 2D).

Date le caratteristiche di linearità dei tratti di torrente e dei manufatti, e dato che non è previsto in questo frangente un'analisi bidimensionale della propagazione di eventuali fuoriuscite dall'alveo nell'area circostante si è optato per il solo uso del modello monodimensionale.

Essendo inoltre le condizioni di progetto condizionate da grandi portate e zone d'espansione laterali considerevoli che avrebbero reso instabile e poco affidabile il ricorso alla risoluzione nel metodo non stazionario, è stata svolta un'analisi in regime di moto stazionario con portata costante corrispondente alla portata di progetto.

### Condizioni al contorno

Il modello geometrico è stato ricostruito in base ai rilievi topografici effettuati ed alle sezioni di progetto, modellando sia a monte che a valle del manufatto un sufficiente tratto di torrente in modo da minimizzare l'influenza delle condizioni al contorno.

Le condizioni al contorno scelte sono del tipo "*Normal depth*" sia nella sezione a monte che in quella a valle. Il valore del parametro, che corrisponde alla pendenza del fondo su cui calcolare il livello con la formula di Manning, è uguale alla pendenza stimata dai rilievi topografici: di 0,02 a valle e di 0,12 a monte.

### Coefficienti di Manning

I valori del coefficiente di Manning che determinano la scabrezza delle banchine e del canale sono stati assunti in base ai valori suggeriti in letteratura e sono i seguenti:

Tabella 10: Valori dei coefficienti di manning adottati

<b>Tipologia di alveo</b>	<b>Manning's <i>n</i></b>
<i>Banchine (sassi ed erba, irregolari)</i>	<i>0,04</i>
<i>Fondo del torrente irregolare con sassi, ciottoli ed erba, sponde in pietra</i>	<i>0,035</i>

## RISULTATI

Il profilo risultante alle simulazioni per la piena di progetto è il seguente:

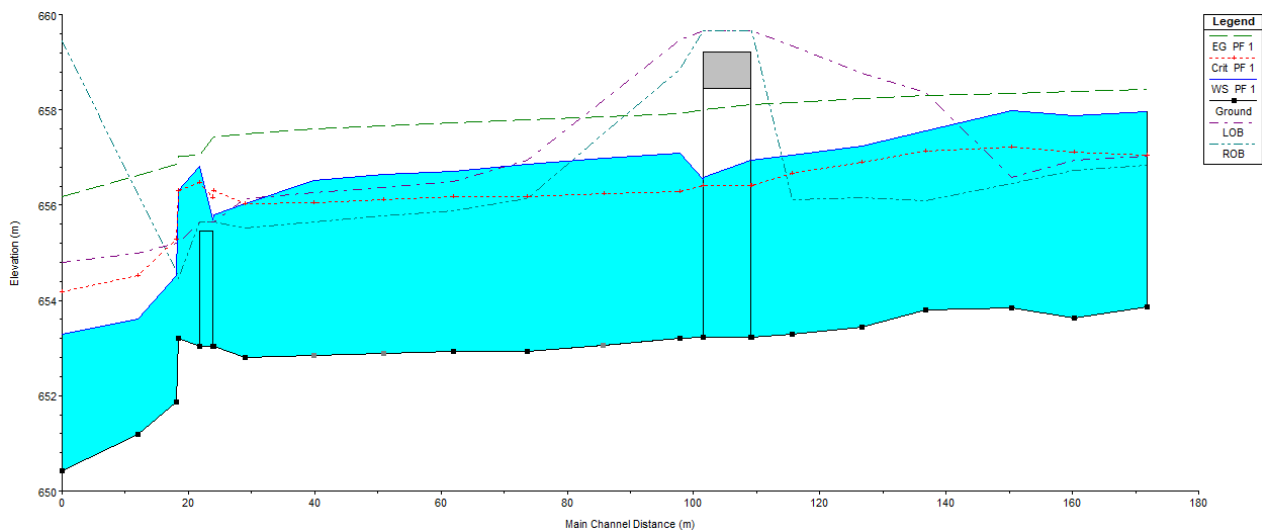


Figura 9: profilo per la portata di  $T=200$  anni ( $322.9 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ottenuta sul tratto in oggetto.

Si nota come la corrente attraversi il manufatto senza perturbazioni importanti. Più a valle la passerella pedonale esistente, la quale viene completamente sormontata dal flusso, provoca un risalto nella corrente. La briglia appena più a valle ne causa l'accelerazione ed il passaggio da una corrente subcritica ad una supercritica.

La velocità massima della corrente sotto il manufatto è di  $5,35 \text{ m/s}$ , corrispondente ad un'altezza cinetica della corrente di  $1,46 \text{ m}$ . Il franco idraulico richiesto (N.T.C. 2018) è al minimo di  $1,50 \text{ m}$  che, come mostrato nel dettaglio esso viene ampiamente rispettato.



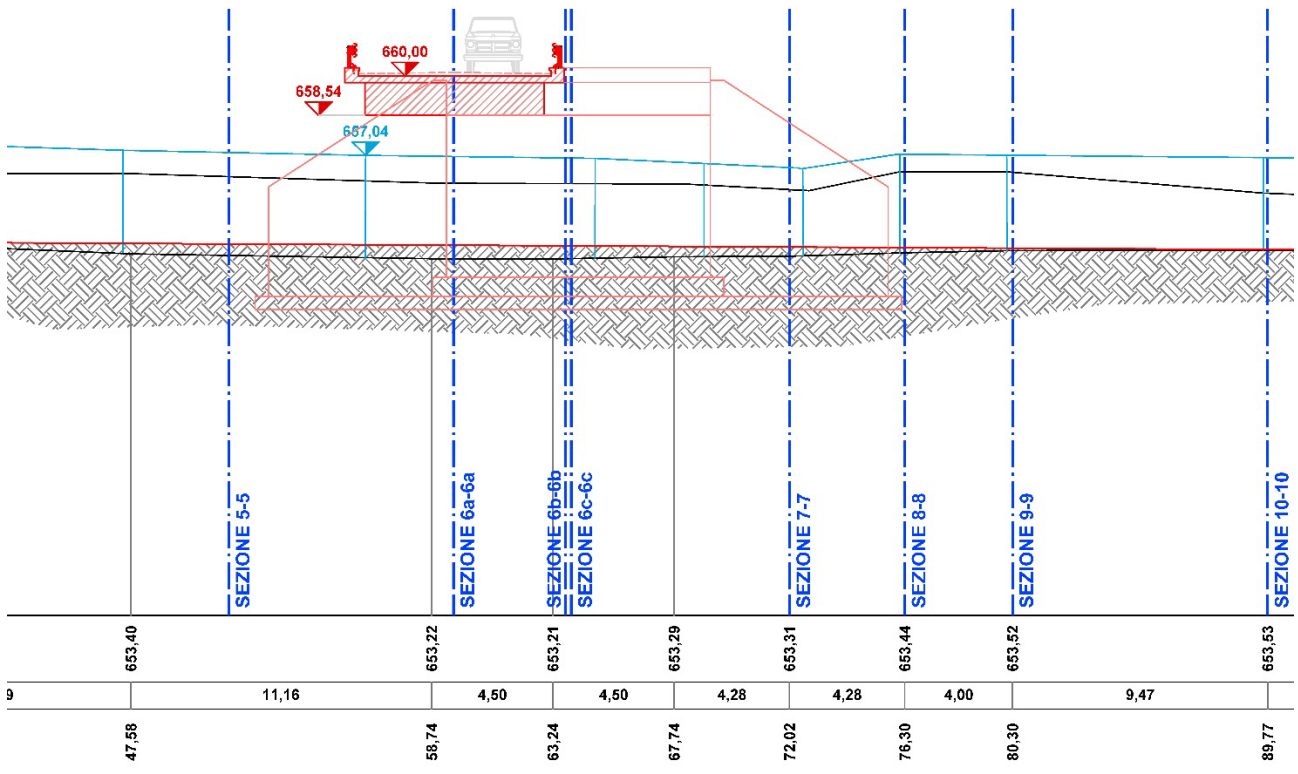


Figura 10: Particolare del livello del pelo libero dell'acqua al passaggio sotto il ponte per la portata di progetto. Il franco minimo è di 1,5 m.

Per quanto riguarda l'analisi della portata limite teorica sotto il manufatto si può notare, nell'immagine seguente, come fino a  $520 \text{ m}^3/\text{s}$  si possa prevenire l'instaurarsi di un moto in pressione al di sotto dell'impalcato. Questo garantisce che anche nel caso di discendimento da monte di grandi quantitativi di portata solida il ponte sarà in grado di consentire il passaggio di portate molto importanti.

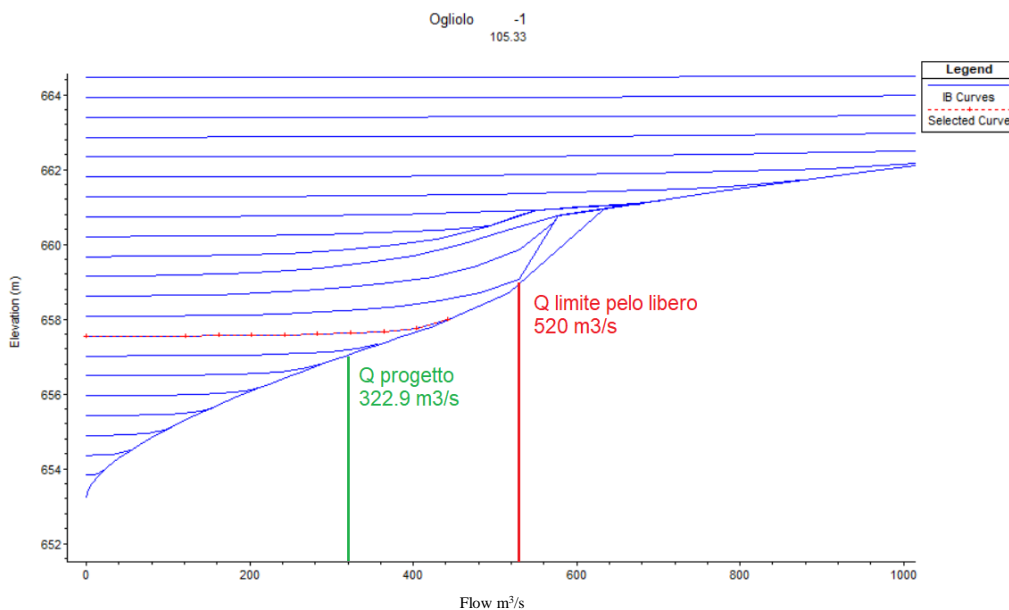


Figura 11: Curva di portata del ponte: il brusco passaggio da moto a pelo libero a moto in pressione avviene per portate superiori a  $520 \text{ m}^3/\text{s}$

## CONCLUSIONI

Utilizzando il software Hec-Ras 6.0.1 è stato costruito il modello relativo al tratto di torrente oggetto di intervento utilizzando le geometrie di rilievo e di progetto, le portate calcolate nella relazione idrologica e i parametri più idonei suggeriti da letteratura.

I risultati della simulazione sono riportati in modo completo nell'Allegato e negli elaborati grafici.

L'intervento garantisce un franco idraulico di 1,5 m per la portata di progetto di 200 anni pari a 322,9 m<sup>3</sup>/s.

La portata massima teorica a pelo libero sotto al manufatto è superiore ai 500 m<sup>3</sup>/s, ciò dovrebbe garantire una sicurezza nel caso di trasporto solido eccezionale durante una piena straordinaria.

**ALLEGATO 1: TABULATO**

River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
173.98	322.9	653.86	657.96	657.04	658.42	0.002601	3.09	117.35	141.67	0.55
162.47	322.9	653.63	657.89	657.12	658.39	0.002774	3.25	112.73	141.97	0.57
150.32	322.9	653.85	657.98	657.22	658.35	0.001977	2.89	137.07	136.7	0.48
136.74	322.9	653.8	657.56	657.14	658.29	0.004346	3.9	90.74	52.58	0.69
126.7	322.9	653.44	657.24	656.9	658.23	0.005887	4.47	75.56	49.85	0.78
115.63	322.9	653.3	657.05	656.66	658.16	0.006527	4.66	69.37	45.66	0.83
109.18	322.9	653.23	656.94	656.41	658.11	0.007659	4.79	67.47	18.31	0.8
105.33	Bridge									
101.49	322.9	653.23	656.55	656.41	658.01	0.010686	5.35	60.3	18.29	0.94
97.88	322.9	653.2	657.1	656.29	657.92	0.00489	4.02	80.29	23.22	0.69
85.760*	322.9	653.07	656.98	656.24	657.86	0.005181	4.15	77.87	22.6	0.71
73.64	322.9	652.93	656.87	656.18	657.79	0.005256	4.26	75.85	28.06	0.73
61.99	322.9	652.93	656.72	656.17	657.72	0.005812	4.44	73.49	72.79	0.77
50.963*	322.9	652.89	656.65	656.11	657.66	0.005853	4.46	72.78	80.27	0.77
39.937*	322.9	652.85	656.53	656.05	657.59	0.005738	4.57	70.92	87.74	0.8
28.91	322.9	652.81	656.02	656.02	657.49	0.009116	5.37	60.14	29.71	1
23.95	322.9	653.03	655.8	656.3	657.42	0.020696	6.42	69.3	69.49	1.27
23.9	Bridge									
18.35	322.9	653.21	656.3	656.3	657.02	0.005912	4.2	99.45	80	0.79
18.05	322.9	651.86	654.52	655.28	656.86	0.021397	6.77	47.69	20.76	1.43
12.03	322.9	651.18	653.61	654.52	656.62	0.036208	7.69	41.99	23.48	1.84
0	322.9	650.43	653.29	654.18	656.19	0.030359	7.54	42.85	21.83	1.72