

Provincia di Cuneo  
S.S. 28 del Colle di Nava  
Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con collegamento alla S.S. 28 Dir – 564 e al casello A6 "Torino–Savona" – III Lotto (Variante di Mondovì)

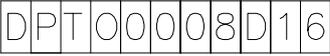
**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. TO08

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	MANDATARIA: 	MANDANTI:  <b>MATILDI+PARTNERS</b>
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	IL PROGETTISTA: <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	GRUPPO DI PROGETTAZIONE: COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E PROGETTAZIONE STRADALE: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. 6457/A</i> COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E COORDINATORE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE: <i>Ing. Edoardo Piccoli – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A3381</i>
IL GEOLOGO: <i>Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL Ordine Geologi Veneto n. A501</i>	OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIA: <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i>	OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTI E MINORI: <i>Ing. Stefano Isani – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A4550</i>
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Ing. Paolo Barrasso – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A9513</i>	GEOTECNICA: <i>Ing. Alessandro Rizzo – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A19598</i>	IDROLOGIA ED IDRAULICA: <i>Ing. Simone Venturini – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2515</i>
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. Giuseppe Danilo Malgeri</i>		
PROTOCOLLO:	DATA:	

04 – IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idraulica

CODICE PROGETTO 	NOME FILE 04.03_P00_ID00_IDR_RE02_B	PROGR. ELAB. 04.03	REV.	SCALA:		
	CODICE ELAB. 			–		
D						
C						
B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Mag. 2020	Technital	Follesa	Venturini	Renso
A	EMISSIONE	Mar. 2020	Technital	Follesa	Venturini	Renso
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>MODELLAZIONE FLUVIALE.....</b>	<b>1</b>
2.1	Premessa .....	1
2.2	Modello di calcolo: Hec-Ras.....	3
2.3	Modellazione del fiume Ellero .....	6
2.3.1	Scabrezza.....	6
2.3.2	Condizioni al contorno .....	6
2.3.3	Risultati della modellazione .....	7
2.3.4	Opere di protezione .....	11
2.4	Modellazione del torrente Ermena.....	19
2.4.1	Scabrezza.....	19
2.4.2	Condizioni al contorno .....	20
2.4.3	Risultati della modellazione .....	20
2.4.4	Opere di protezione .....	23
2.5	Conclusioni.....	24
<b>3</b>	<b>IDRAULICA DI PIATTAFORMA.....</b>	<b>25</b>
3.1	Premessa .....	25
3.2	Rete acque di piattaforma.....	25
3.2.1	Descrizione del sistema di drenaggio.....	25
3.2.2	Pioggia di progetto.....	25
3.2.3	Verifica delle rete .....	27
3.3	Verifiche di dimensionamento dei collettori .....	31
3.4	Invarianza idraulica .....	34
3.4.1	Stima delle portate efficaci .....	34
3.4.2	Misure compensative per la mitigazione delle portate di piena .....	35
3.4.3	Determinazione del volume di invaso per la laminazione.....	35
3.4.4	Sistemi di laminazione .....	35
3.5	Trattamento delle acque .....	40
3.5.1	Caratteristiche delle acque da trattare .....	40
3.5.2	Schema di funzionamento .....	41
3.5.3	Vasca di sversamento.....	42
3.6	Trincee drenanti .....	42

---

<b>4</b>	<b>FOSSI DI GUARDIA E TOMBINI .....</b>	<b>43</b>
4.1	Area sottesa .....	43
4.2	Portata nei fossi di guardia e tombini .....	44
4.3	Verifica idraulica fossi di guardia .....	46
4.4	Verifica idraulica tombini di attraversamento .....	46
	<b>Allegato 1: Risultati modellazione Fiume Ellero.....</b>	<b>48</b>
	<b>Allegato 2: Risultati modellazione ture per cantiere pile .....</b>	<b>54</b>
	<b>Allegato 3: Risultati modellazione Torrente Ermena .....</b>	<b>57</b>

## 1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono trattati gli aspetti idraulici relativi agli attraversamenti fluviali e l'idraulica di piattaforma relativi al progetto denominato *S.S. 28 del Colle di Nava Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con collegamento alla S.S. 28 Dir - 564 ed al casello A6 "Torino-Savona" - III Lotto (Variante di Mondovì)*.

In particolar modo, nel capitolo 2 vengono trattati gli aspetti idraulici relativi alla modellazione del fiume Ellero alla sezione di chiusura nei pressi di Mezzavia frazione di Mondovì (CN) alle coordinate geografiche 44.367452 N - 7.809482 E, e alla modellazione del torrente Ermena alla sezione di chiusura nei pressi di Rione Borgato alle coordinate geografiche 44.380558 N, 7.820701 E. Per entrambe le modellazioni verranno presentati i dati di partenza, come modello digitale del terreno, scabrezza e condizioni al contorno, per arrivare infine ai risultati della modellazione presentando i livelli del profilo idrico rispetto ai nuovi attraversamenti di progetto.

Nel capitolo 3, invece viene trattata la verifica e il dimensionamento dell'idraulica di piattaforma.

Tutte le modellazioni e le verifiche idrauliche fanno riferimento ai valori di portata e alle altezze di pioggia precedentemente calcolate nella relazione idrologica.

## 2 MODELLAZIONE FLUVIALE

### 2.1 Premessa

Il progetto della nuova *Tangenziale di Mondovì – III lotto* interseca in due punti la rete idrografica superficiale (Figura 1). Nello specifico si prevede l'attraversamento del fiume Ellero con un viadotto lungo 120 metri formato da quattro campate che poggiano sulle spalle dei versanti e su tre pilastri che trovano fondazione sul letto del fiume. L'altro attraversamento è previsto con un'opera secondaria nei pressi di Rione Borgato con un ponte a due campate e la pila posta in una parte golenale molto alta rispetto all'alvo.

Nei pressi di questi due attraversamenti è stato modellato l'andamento del fiume sottostante con il software HEC-RAS per determinare l'influenza delle opere sull'andamento del profilo idraulico e per garantire un franco di sicurezza. Le portate prese in considerazione considerano un tempo di ritorno pari a 200 anni.

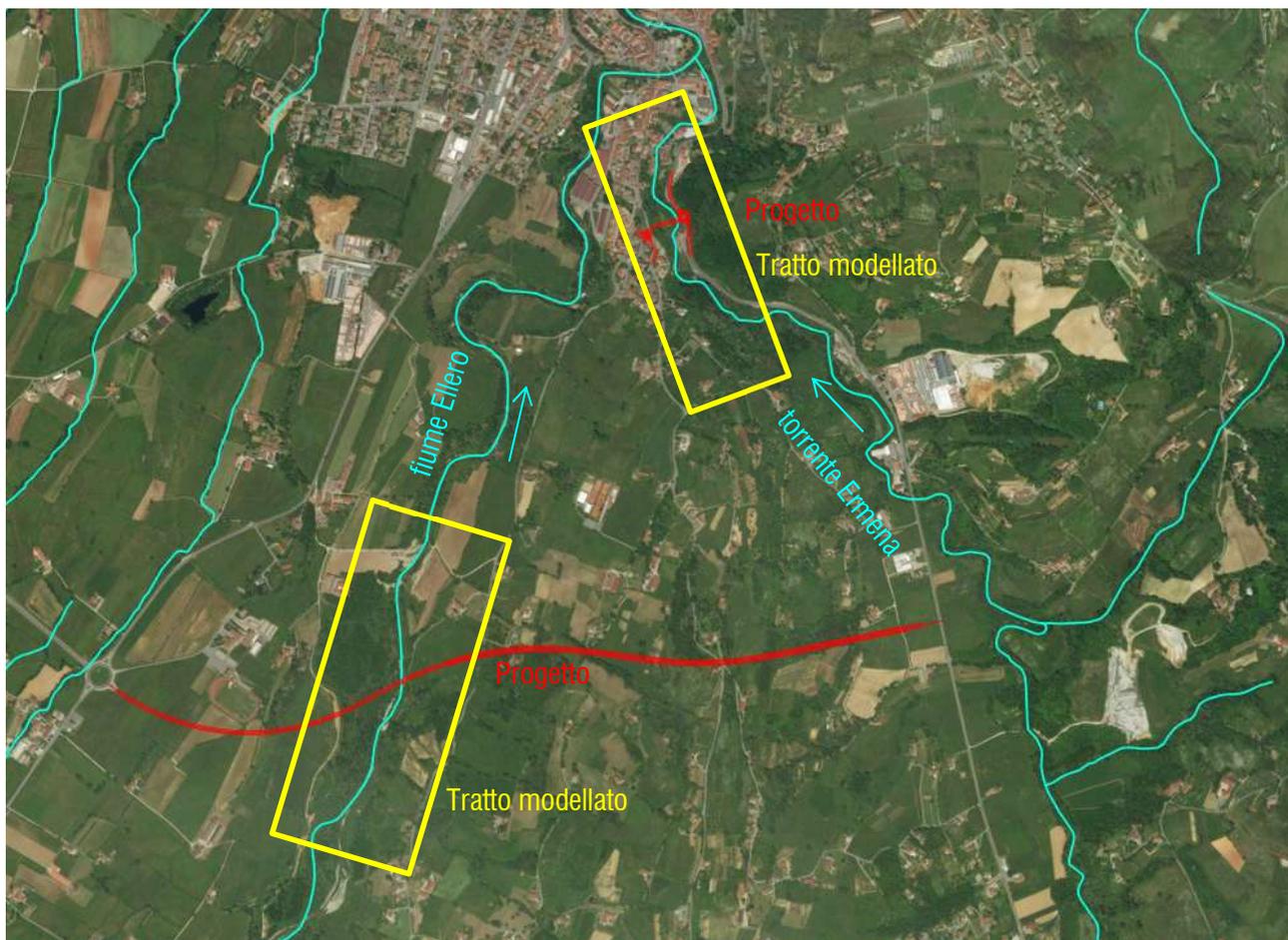


Figura 1: Inquadramento delle opere di attraversamento con messa in evidenza dell'opera prevista di progetto e il tratto di fiume modellato.

## 2.2 Modello di calcolo: Hec-Ras

Il software utilizzato nel presente studio è HEC-RAS 5.0. Il pacchetto software HEC-RAS 5.0 (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System), elaborato dall'U.S. Army Corps of Engineers è uno strumento di calcolo idraulico monodimensionale dalla consolidata affidabilità, ampiamente utilizzato in campo internazionale e nazionale. HEC-RAS permette di condurre l'analisi idraulica monodimensionale sia a moto permanente che vario.

Il modello a moto permanente, costruito con il codice di calcolo HEC-RAS permette di valutare tutte le grandezze idrauliche di interesse per una corrente gradualmente variata in regime subcritico, supercritico o misto.

Tale codice di calcolo è basato essenzialmente sull'integrazione, alle differenze finite, dell'equazione dell'energia di una corrente. Le perdite di energia sono valutate mediante il coefficiente di scabrezza di Manning per le perdite distribuite e mediante i coefficienti di contrazione ed espansione della corrente per valutare le perdite concentrate dovute alla variazione della sezione trasversale. Nella simulazione del moto vario il modello utilizza il motore di calcolo UNET sviluppato dal Dr. Robert L. Barkau's. UNET risolve le equazioni complete di De St. Venant utilizzando uno schema di risoluzione implicito alle differenze finite. Tale schema di calcolo è stato sviluppato per il moto vario in corrente subcritica.

Lo schema di risoluzione utilizza il metodo di Newton-Raphson iterativo per risolvere equazioni non lineari. Tale codice di calcolo, comunque, pur utilizzando una soluzione linearizzata, per una corrente subcritica fornisce risultati affidabili e stabili, avendo l'accortezza di utilizzare intervalli di calcolo sufficientemente ridotti. Permette inoltre di simulare in modo efficace le singolarità introdotte nel modello: ponti, tratti tombinati, invasi in linea e in derivazione, sfioratori in linea, sfioratori laterali, luci a battente.

I profili di corrente sono calcolati risolvendo, mediante procedura iterativa (standard step method) la seguente equazione del bilancio dell'energia fra due sezioni:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

dove:

- Y1, Y2: Altezze idriche in corrispondenza delle sezioni 1 e 2
- Z1, Z2: Quote dei punti di thalweg in corrispondenza delle sezioni 1 e 2
- V1, V2: Velocità medie
- $\alpha_1, \alpha_2$ : Coefficienti di perdita
- g: Accelerazione di gravità
- he: Perdite fra le sezioni calcolate con la seguente espressione:

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

dove:

- L: Distanza fra le sezioni pesata sulle portate,

Sf: Pendenza della linea dell'energia per le perdite distribuite,

C: Coefficiente di espansione o contrazione.

Per distanza fra le sezioni pesata sulle portate si intende la lunghezza calcolata con la seguente formula:

$$L = \frac{L_{lob} Q_{lob} + L_{ch} Q_{ch} + L_{rob} Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}}$$

dove:

- Llob, Lch, Llor: Distanza fra le sezioni specificata rispettivamente per la golena sinistra, per l'alveo e per la golena destra;
- Qlob, Qch, Qlor: Somme aritmetiche delle portate defluenti rispettivamente nella golena sinistra, nell'alveo e nella golena destra.

Le ipotesi alla base del modello sono le seguenti:

- Si ipotizza che il moto sia gradualmente variato, ovvero che, in corrispondenza di ciascuna sezione, vi sia una distribuzione idrostatica delle pressioni.
- In prossimità di singolarità, dove il moto diventa rapidamente variato, il programma utilizza in automatico, invece dell'equazione dell'energia, l'equazione dell'equilibrio delle spinte o altre equazioni empiriche.
- Il moto è ipotizzato monodimensionale.
- La pendenza del corso idrico è generalmente modesta.

Con il supporto del software HEC-RAS, è possibile calcolare, in tutte le sezioni di interesse del modello, le principali caratteristiche della corrente sia in moto permanente che vario. I dati necessari per la costruzione del modello sono i dati geometrici relativi alle sezioni, le distanze fra le sezioni, i coefficienti di scabrezza, i coefficienti di espansione e contrazione, la descrizione geometrica ed i parametri idraulici di eventuali strutture aggiuntive (ponti, traverse, sfioratori etc.). Oltre a questi dati occorre inserire le condizioni al contorno per il dominio di calcolo, che possono essere ad esempio l'altezza critica, l'altezza di moto uniforme etc..

Nell'inserimento dei dati relativi alla geometria, HEC-RAS permette di georeferenziare sia il tracciato dell'asta fluviale, sia le sezioni fluviali, permettendo così la costruzione di una visualizzazione prospettica del modello e dei suoi risultati in termini di livelli idrici.

L'opzione "Ineffective Areas" permette di definire, per ciascuna sezione, una porzione della stessa che non partecipa attivamente al deflusso: in tali aree, soggette comunque ad allagamento, la velocità di deflusso è molto prossima allo zero. Il volume invasato è incluso nell'equazione di continuità, ma la porzione di perimetro bagnato relativo a tali aree non partecipa al calcolo delle perdite distribuite. Tali aree vengono di solito utilizzate in prossimità di strutture che ingombrano parte della sezione di deflusso e creano delle zone dove effettivamente la velocità di deflusso è prossima allo zero.

È inoltre possibile fissare una quota di disattivazione di tali aree; ovvero quando il livello idrico nella sezione raggiunge o supera tale valore la porzione di sezione viene attivata e partecipa al deflusso.

La contrazione e l'espansione della vena liquida fra due sezioni adiacenti è causa di perdite di carico valutate dal codice di calcolo come concentrate con l'utilizzo di opportuni valori del coefficiente C.

Tipici valori, nel caso di correnti lente variano fra 0.1 e 0.3 per il coefficiente di contrazione e fra 0.3 e 0.5 per il coefficiente di espansione. I valori più elevati sono tipici in prossimità dei restringimenti causati dall'ingombro delle spalle e delle pile dei manufatti di attraversamento.

Tali coefficienti sono quindi utilizzati per valutare le perdite di energia a valle e a monte dei ponti inseriti nel modello. Il programma ha la capacità di utilizzare approcci di calcolo differenti per simulare le diverse configurazioni del passaggio della corrente a seconda che l'altezza idrica interessi l'impalcato del ponte e che il deflusso sia in regime di corrente lenta o veloce o passi lo stato critico in corrispondenza dell'attraversamento.

Nel caso di corrente completamente subcritica che non interessa l'impalcato dei ponti, l'effetto di rigurgito indotto dalla presenza delle spalle può essere valutato dal programma mediante diverse opzioni:

- 1 - Standard Step Method,
- 2 - Bilancio delle spinte,
- 3 - L'equazione empirica di Yarnell,
- 4 - Il metodo FHWA WSPRO.

Nel modello costruito si sono valutate le perdite con la formula dell'energia (Standard Step Method).

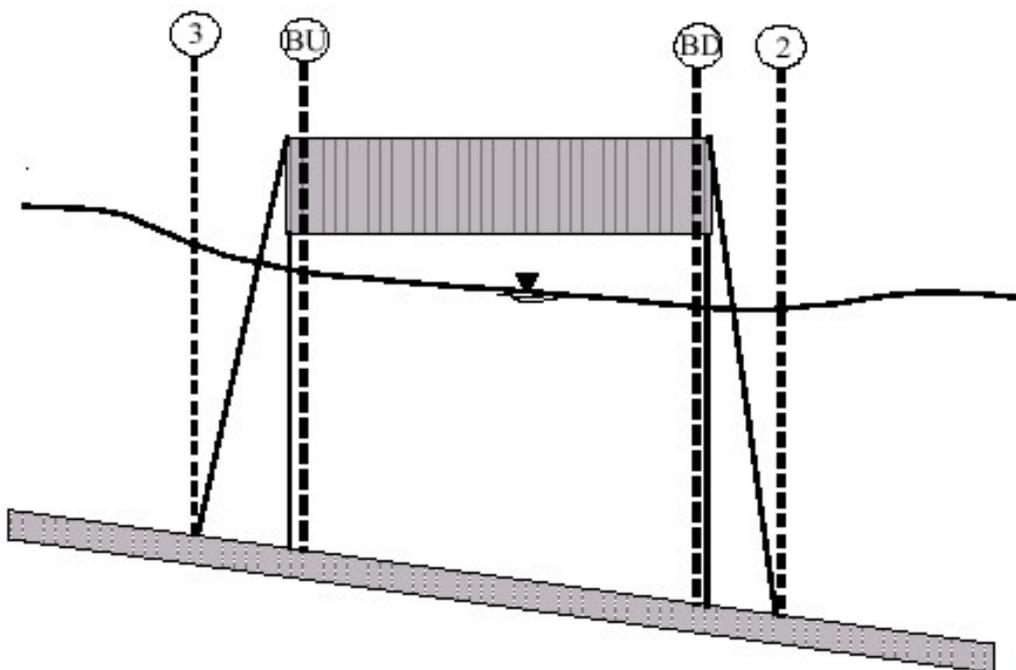


Figura 2: Profilo in corrispondenza di un ponte. (dal manuale di HEC-RAS)

## 2.3 Modellazione del fiume Ellero

La modellazione del fiume Ellero ha permesso di identificare il livello idrico che una portata con tempo ritorno di 200 anni assumerebbe in alveo. Per fare ciò è stato inizialmente creato un modello digitale del terreno a partire da una nuvola di punti rilevata sul campo. Una volta determinato l'andamento del fondo sono state prese delle sezioni significative che potessero rappresentare tratti simili. Ne è stata definita la scabrezza e le condizioni al contorno. In ultima, inserito il progetto del viadotto per valutarne l'interazione con il fiume considerando la presenza di più pile nel letto del fiume.

### 2.3.1 Scabrezza

Per l'implementazione del modello idraulico sono stati utilizzati diversi valori di scabrezza. I valori del coefficiente di Manning attribuiti rispettivamente al tratto di alveo alle aree golenali sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 1: Valori di scabrezza per l'alveo inciso e le aree golenali del fiume Ellero.

	<b>coefficienti di Manning [<math>m^{-1/3} \cdot s</math>]</b>	<b>coefficiente di Gauckler Strickler [<math>m/s^{-1/3}</math>]</b>
Alveo inciso	0.0286	35
Aree golenali	0.0667	15

Questi valori sono stati estrapolati dalla Direttiva "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" dell'Autorità di Bacino del fiume Po.

Il fiume Ellero presenta un definito alveo inciso, tuttavia per una portata bicentenaria, invade le aree golenali presenti per alcuni tratti in sinistra idrografica e per certe in sinistra idrografica.

### 2.3.2 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno di cui si è tenuto conto per l'implementazione del modello idraulico sono:

- un rappresentazione del modello del terreno con una sezioni almeno ogni 50 metri che considerasse un tratto a monte e a valle dell'opera pari a circa 500 m;
- il raggiungimento di moto uniforme nella prima e nell'ultima sezione inserita;
- una portata di riferimento adottata per la modellazione idraulica:

$$\text{Portata duecentennale: } Q_{T200} = 711 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 2.3.3 Risultati della modellazione

Dalla modellazione del fiume Ellero, risulta che il profilo idraulico (Figura 3) che si instaura prima del viadotto sia principalmente di corrente veloce. Solo per brevi tratti il profilo instaura profili di corrente lenta dovuti all'allagamento di possibili aree golenali presenti ai lati che fanno modificare la scabrezza del fondo.

Dopo il viadotto il profilo idraulico diventa invece di tipo lento dovuto al fatto che l'alveo riduce la sua pendenza e aumenta l'area esondabile laterale. Infatti non sono da ritenere responsabili le pile del ponte in quanto, anche modellando lo stato di fatto, il passaggio da corrente veloce a corrente è comunque presente (Figura 4 e Figura 5).

Nella sezione dove è presente l'attraversamento con viadotto (schematizzato in Figura 6), il tirante idrico raggiunge una quota pari a 433,04 m slm con portata duentecentesimale. Se si considera che la quota più bassa dell'intradosso del viadotto sopra il fiume risulta essere di 439 m slm, si ottiene un franco di sicurezza pari a 5,96 m.

Per quanto riguarda l'area di esondazione, il fiume Ellero con portata con tempo di ritorno 200 anni, vede allagare aree limitrofe al corso d'acqua nonché le sue golene laterali. L'intera zona interessata all'esondazione risulta per la maggior parte aree incolte. Solo nell'ultima parte vede l'allagamento di una parte di un campo coltivato. Modellando senza l'opera, l'area esondata risulta identica e quindi coincidente (Figura 7), in quanto nella sezione sul ponte la pila occupa 3 metri rispetto ai 100 metri di allargamento laterale occupato del fiume.

In Figura 7 viene indicata anche l'area esondabile come da Autorità di Bacino Distrettuale del fiume Po per il Rischio Alluvioni. In questo caso, l'AdBD fa coincidere le aree che si riferiscono ai tre gradi di pericolosità (P1-Frequente, P2-Poco frequente, P3-Rara) con un'unica identica area rappresentata in figura. Per P1-Frequente è da escludere l'area così rappresentata perché il fiume occupa una piccola parte centrale e sarà difficile per portate con Tr20-50 anni occupare le intere aree golenali laterali. Mentre per P3-Rara il Tempo di ritorno è di 500 anni quindi più basso rispetto a quello di progetto Tr200. Se si confronta l'area esondata risultante dalla modellazione con l'area indicata dall'AdBD, si nota come quest'ultima area sia nettamente più grande rispetto a quella modellata. Per ottenere un'area di esondazione di tale estensione con la modellazione fluviale, bisognerebbe utilizzare un coefficiente di scabrezza pari a  $k_s=6$  sia nell'alveo, sia nelle aree golenali: questo coefficiente risulta essere molto basso e inverosimile per la realtà riscontrabile. Inoltre, studiando attentamente il rilievo effettuato nella zona di interesse e la realistica possibilità di occupare l'area come da AdBD, si evince che i risultati derivati dalla modellazione di questo progetto, sono da ritenersi veritieri.

I risultati numerici tabulari della modellazione nelle principali sezioni sono riportati nell'*Allegato 1: Risultati modellazione Fiume Ellero*. Le sezioni sono riportate, invece, nell'elaborato 04.08\_P00\_ID00\_IDR\_SZ01.

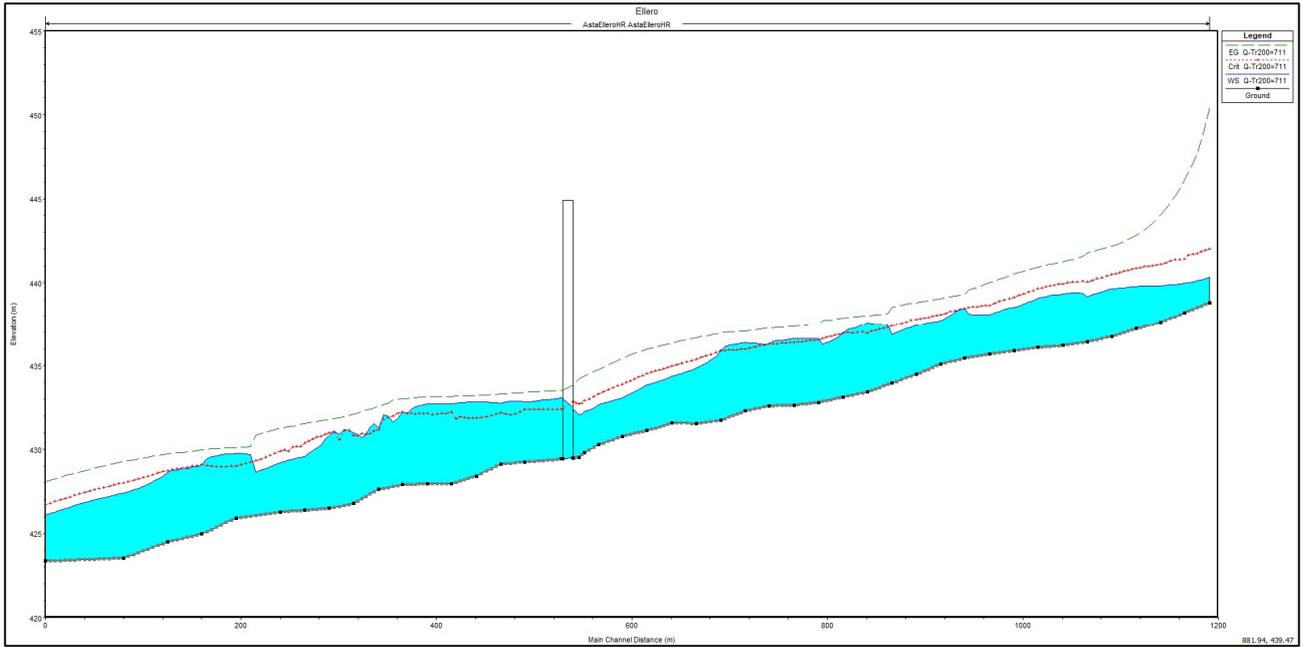


Figura 3: Profilo longitudinale del fiume Ellero con rappresentato il viadotto di progetto.

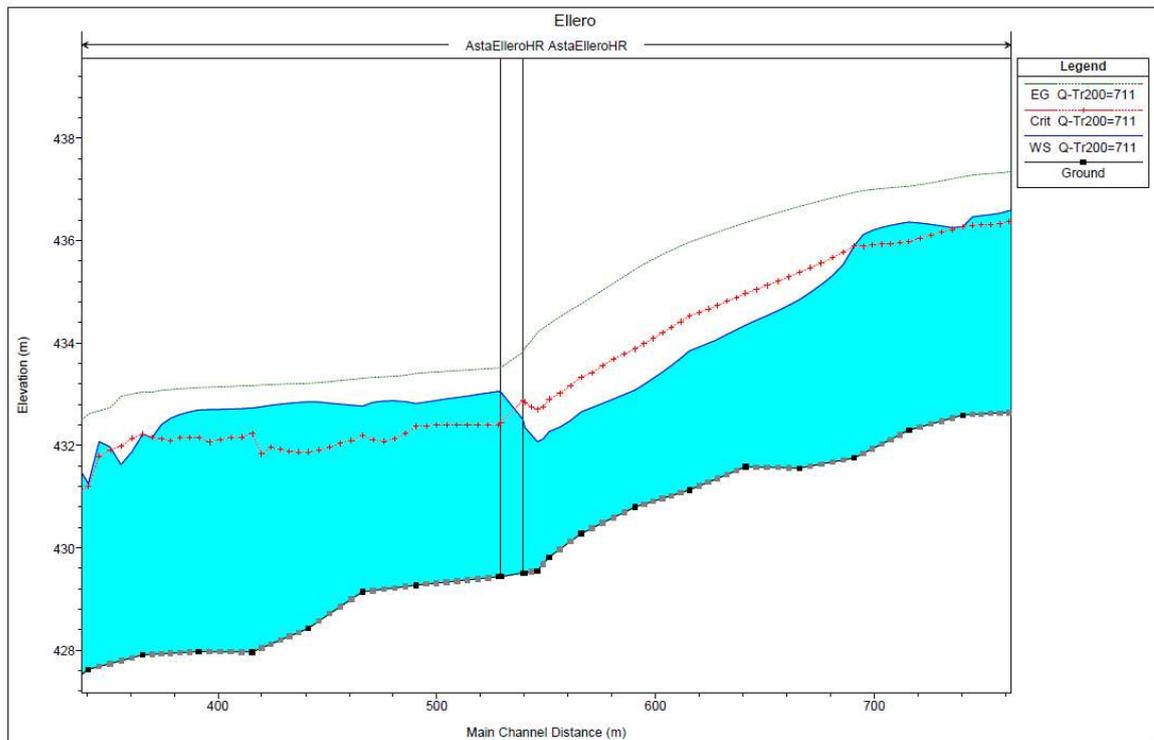


Figura 4: Particolare del profilo idraulico del fiume Ellero che si instaura sotto il viadotto.

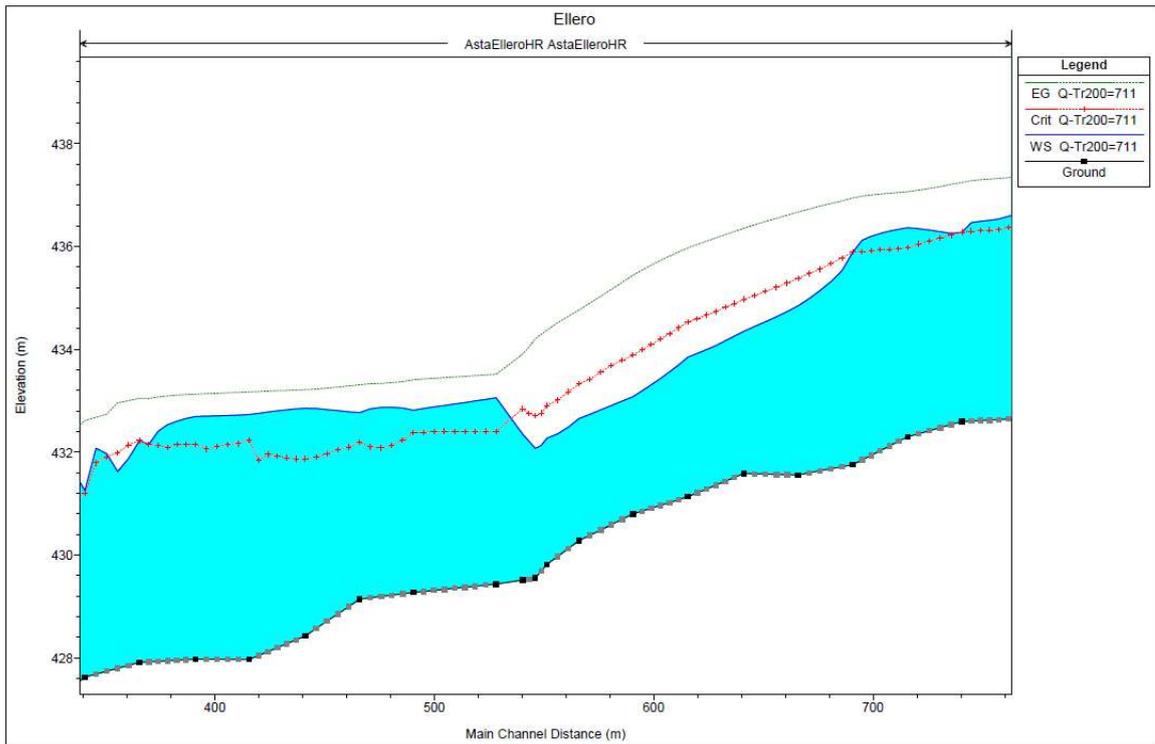


Figura 5: Particolare del profilo idraulico del fiume Ellero allo stato di fatto.

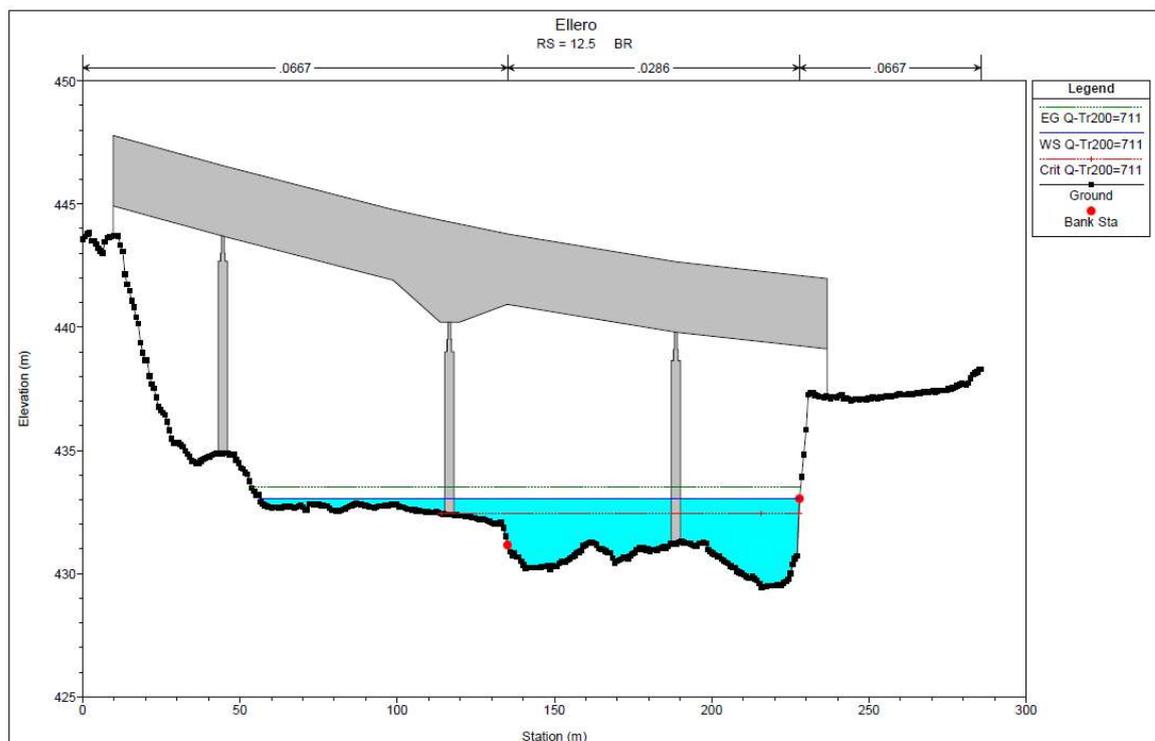


Figura 6: Livello idrico nella sezione del viadotto pari a 433,04 m slm con  $Q_{Tr200}=711 \text{ m}^3/\text{s}$ .

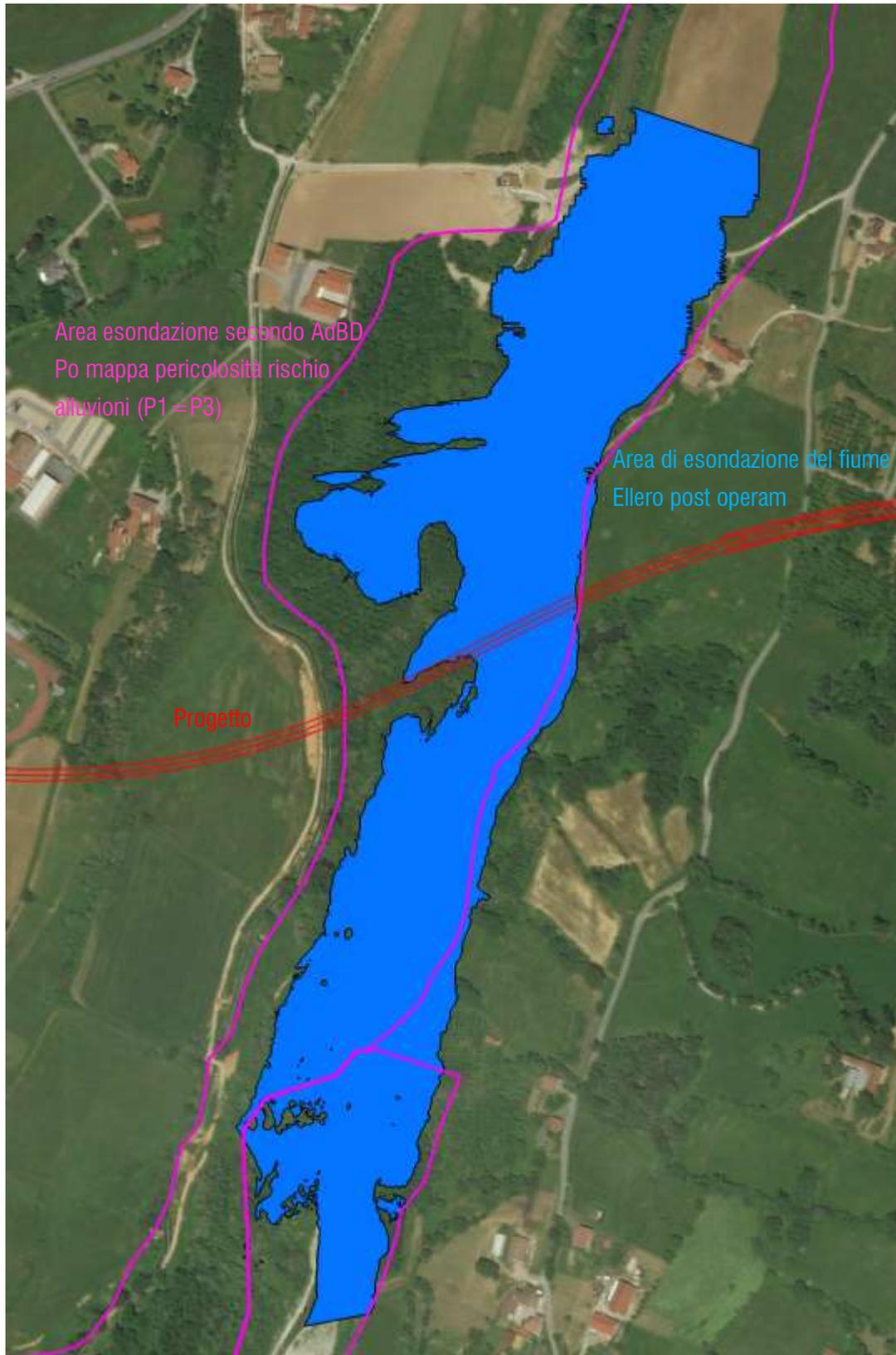


Figura 7: Area di esondazione del fiume Ellero con  $Q_{Tr200}$ . Lo stato di fatto coincide con l'area di esondazione post operam.

### 2.3.4 Opere di protezione

#### Dimensionamento scogliere laterali

Dove si prevedono attraversamenti di corsi d'acqua, le cui strutture possono essere interessate dalla corrente, si prevede di intervenire attraverso la realizzazione di una protezione spondale, realizzata con scogliere opportunamente estese sia a monte, sia a valle delle strutture in progetto.

Il dimensionamento delle scogliere prevede di individuare, innanzitutto, il diametro d'equilibrio del materiale costituente le protezioni.

Stevens et al. (1976), dopo accurata analisi dei momenti delle forze agenti sull'elemento solido, giunsero alle seguenti espressioni utili per la determinazione del diametro d'equilibrio su sponda inclinata e quindi per la valutazione dell'opportunità di realizzare scogliere in massi di forma tondeggiante alla rinfusa.

$$\sigma = \frac{21\tau}{(\gamma_s / \gamma - 1)\gamma d_m} = \frac{0,30u_r^2}{(\gamma_s / \gamma - 1)gd_m} \quad (1)$$

$$\beta = \text{tg}^{-1} \left( \frac{\cos \lambda}{\frac{2 \sin \Theta}{\sigma \text{tg} \phi} + \sin \lambda} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{1 + \sin(\lambda + \beta)}{2} \quad (3)$$

$$C_s = \frac{\cos \Theta \text{tg} \phi}{\sigma' \text{tg} \phi + \sin \Theta \cos \beta} \quad (4)$$

dove:

- $d_m$  è il diametro del masso;
- $C_s$  è il coefficiente di sicurezza al ribaltamento del masso rispetto al punto P di rotazione (rapporto tra il momento risultante delle forze stabilizzanti e il momento risultante delle forze ribaltanti);
- $\Theta$  è la pendenza adottata per la scarpata;
- $\phi$  è l'angolo di riposo in acqua dei massi;
- $\beta$  è l'angolo che la direzione di caduta del masso forma con la linea di massima pendenza della scarpata;
- $\lambda$  è l'angolo diedro tra il piano orizzontale ed il piano inclinato costituente il fondo dell'alveo ( $\text{tg} \lambda = i =$  pendenza del fondo);
- $\sigma$  e  $\sigma'$  sono i cosiddetti numeri di stabilità del masso rispettivamente su sponda inclinata ed orizzontale ( $\Theta = 0$ );
- $\tau$  è l'azione di trascinamento sul masso;

- $u_r$  è la velocità della corrente contro il masso.

La velocità  $u_r$  può essere desunta dalla legge logaritmica di distribuzione della velocità sulla verticale  $Y$  in un moto assolutamente turbolento (Keulegan, 1938):

$$u(Y) = 2,5 u^* \ln \left( 30,2 \frac{Y}{d_m} \right) \quad (5)$$

in cui:

$$u^* = (\tau/\rho)^{1/2} \quad (6)$$

Integrando la (5) sulla verticale si ottiene per la velocità media  $V$  della corrente:

$$V = 2,5 u^* \ln \left( 12,3 \frac{Y_o}{d_m} \right) \quad (7)$$

in cui  $Y_o$  è il tirante idrico.

Ammettendo che la velocità  $u_r$  sia corrispondente alla profondità  $Y = d_m$ , dalle (5) e (7) si ottiene l'espressione:

$$\frac{u_r}{V} = \frac{3,4}{\ln(12,3 Y_o/d_m)} \quad (8)$$

da utilizzare per il calcolo di  $u_r$ , avendo precedentemente determinato, con i criteri esposti, la velocità media  $V$  e la profondità  $Y_o$ . È però importante ricordare che le (5), (7) e (8) valgono per profondità relative  $Y_o/d_m > 6$ ; nel caso invece in cui la scabrezza sia macroscopica ( $Y_o/d_m < 6$ ) e conseguentemente molto alta la turbolenza e l'aerazione della corrente, si può assumere in via pratica:

$$u_r = V \quad (9)$$

In definitiva le espressioni precedenti consentono di verificare la stabilità di una scogliera. Dati infatti la dimensione  $d_m$  dei massi, l'angolo di scarpata  $\Theta$ , l'angolo di riposo  $\phi$ , calcolata con la (8), o con la (9), la velocità  $u_r$  e la sua direzione, applicando in successione le (1), (2), (3), (4) si giunge a calcolare il coefficiente di sicurezza  $C_s$ . Se questo è maggiore di 1, la scogliera ha sufficiente stabilità; se  $C_s = 1$ , l'equilibrio è al limite; se  $C_s < 1$ , la scogliera è soggetta a franamento. Per una buona sicurezza è auspicabile che  $C_s$  sia almeno pari a 1,25.

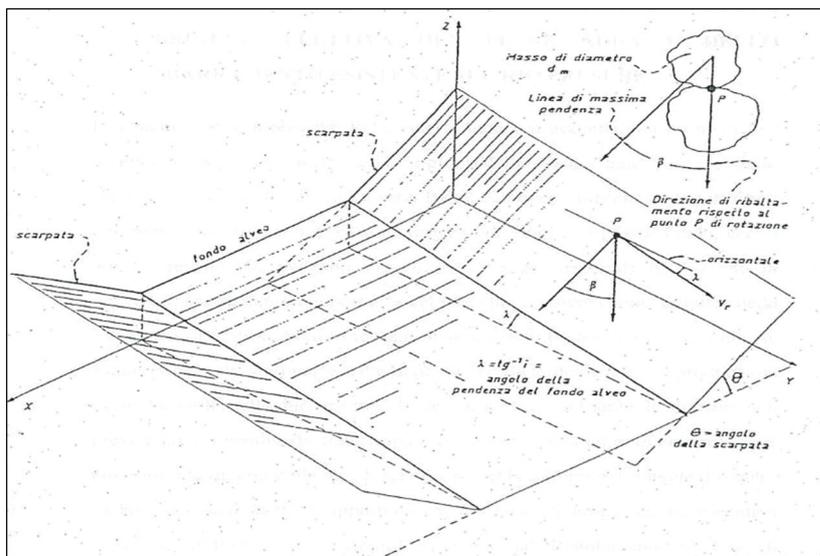


Figura 8: Parametri caratterizzanti la stabilità delle sponde.

Per il dimensionamento e la verifica delle scogliere a protezione delle opere di attraversamento poste in fregio all'alveo, si è considerata una pendenza di scogliera pari a  $2/3$  ( $h/b$ ).

Nella seguente tabella si riportano di valori delle dimensioni e i massi che consentono di ottenere un coefficiente di sicurezza pari o superiore a  $C_s = 1,30$ .

Nella Tabella 2 viene riportata la verifica del diametro dei massi da utilizzare per la stabilità del pendio. Ne risulta che per avere un coefficiente di sicurezza  $C_s$  pari ad almeno  $1,30$ , occorre installare massi di almeno  $150$  cm con peso specifico  $2700$  kg/m<sup>3</sup>.

Tabella 2: Verifica dei diametri dei massi ciclopici per la stabilità spondale.

Pendenza media	Portata	Velocità della corrente	Battente	Dim. dei massi	Angolo di scarpata	Angolo di attrito	Velocità contro il masso	peso specifico del masso $\gamma_s$	$\sigma$	$\beta$	$\sigma'$	$C_s$
$i$ [%]	$[m^3/s]$	$v$ [m/s]	[m]	$d_m$ [cm]	$\theta$	$\phi$	$u_r$ [m/s]	[kg/m <sup>3</sup> ]				
1,60	711	5,09	3,53	150	30	45	5,14	2700	0,32	0,32	0,16	1,31

## Dimensionamento della protezione delle pile

Prevenire e limitare l'estensione dell'erosione localizzata dovuta all'azione della corrente idrica in corrispondenza di manufatti in alveo è materia di grande interesse. In letteratura sono disponibili numerose e diverse formulazioni per il dimensionamento di tali protezioni, con risultati che, come è ben noto, sono oltremodo variabili.

Come è noto, l'intensità dei fenomeni erosivi provocati dal deflusso delle correnti a pelo libero nei corsi d'acqua è dovuta sia alle azioni tangenziali sulle superfici bagnate, normalmente valutabili per via teorica semplificata in funzione della velocità e della profondità della corrente (assunta monodimensionale), sia alle turbolenze locali, di più difficile schematizzazione e normalmente valutabili solo per via sperimentale. Molte delle varie formulazioni empiriche proposte negli ultimi decenni per il dimensionamento delle protezioni d'alveo con massi tengono conto, infatti, del grado di turbolenza della corrente o comunque considerano l'applicazione di un coefficiente di sicurezza che va aumentato o ridotto in funzione della maggiore o minore turbolenza delle acque.

Di seguito vengono riportate le equazioni utilizzate per il dimensionamento dei massi di protezione per i casi in esame:

- Izbash (1970):

$$d = C_t \frac{V^2}{g(s-1)}$$

dove:

- d è il diametro medio dei sedimenti (o delle protezioni), d50 (m);
- V è la velocità media della corrente nella sezione;
- s è il rapporto tra il peso specifico del materiale e quello dell'acqua;
- g è l'accelerazione di gravità;
- Ct è il coefficiente di turbolenza di Izbash i cui valori sono compresi entro l'intervallo 0,3 (condizioni di bassa turbolenza) ÷ 0,7 (condizioni di alta turbolenza, per esempio nel caso di presenza di risalti multipli).

- U.S. Corp of Engineers (1970):

$$d = 0,347 \frac{V^2}{g(s-1)} \quad (\text{per bassa turbolenza})$$

- "Antica" formula pratica:

$$V = 5\sqrt{d} \Rightarrow d = 0,04V^2$$

La velocità media della corrente utilizzata nei calcoli è stata ottenuta dai risultati dalle simulazioni condotte per evento con tempo di ritorno T = 200 anni.

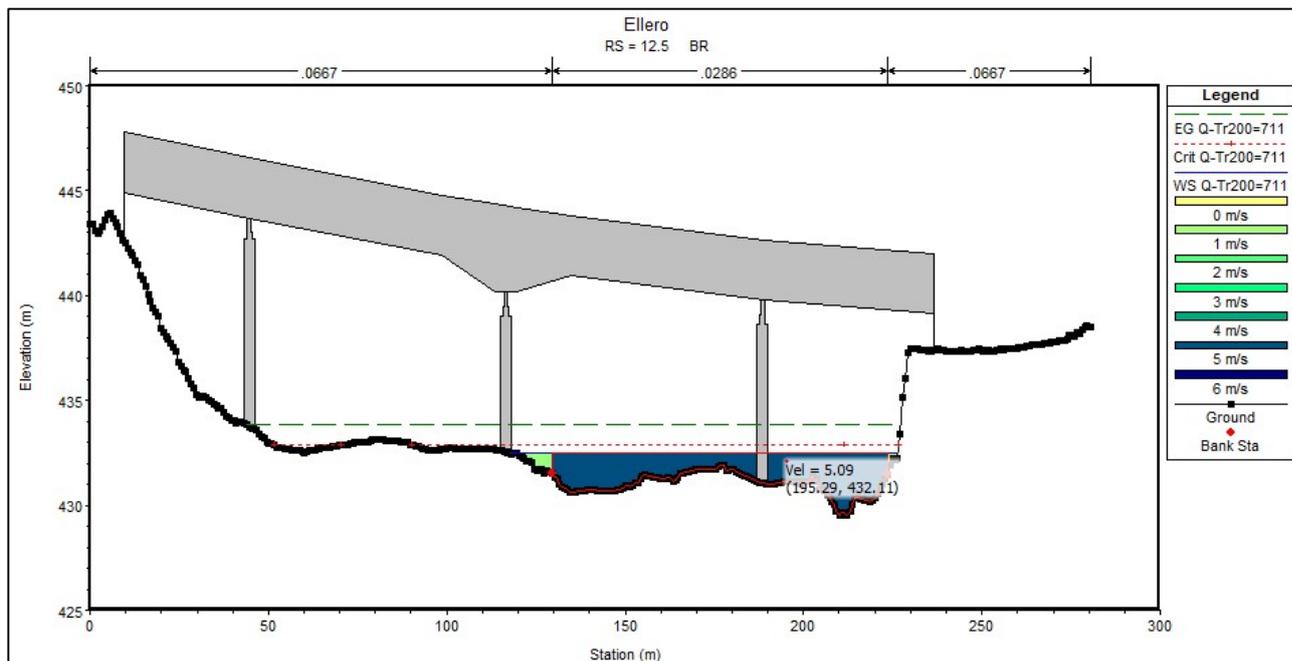


Figura 9: Distribuzione delle velocità nella sezione idraulica in prossimità del viadotto sul fiume Ellero.

Tabella 3: Risultati dei diametri per la protezione delle pile.

Velocità della corrente	peso specifico	Coefficiente di turbolenza	Criterio di Izbash	U.S. Corp of Engineers	Formula "Antica"
v[m/s]	$\gamma_s$	Ct	d <sub>50</sub> [cm]	d <sub>50</sub> [cm]	d <sub>50</sub> [cm]
5,09	2700	0,7	71,2	53,9	103,6

Come riportato in Tabella 3, il d<sub>50</sub> che si dovrà assumere per la protezione delle pile del ponte è di 103 cm, il risultato maggiore delle tre formule. Ai fini pratici e per restare in sicurezza, si assume un d<sub>50</sub> pari a 105 cm di diametro.

## Scalzamento previsto

Le rapide variazioni d'intensità e di distribuzione della velocità della corrente liquida possono provocare fenomeni di erosione localizzata, soprattutto se l'alveo è composto da materiale incoerente. La profondità di scavo massima è determinabile tramite l'applicazione di formule empiriche, disponibili della letteratura scientifica, derivanti dai risultati di indagini sperimentali. Qui verranno riportate due formulazioni dalle quali poi si è scelto il massimo scalzamento.

*Formula di Neill:*

$$dl = 1,5 y K_s K_\alpha \left(\frac{b}{y}\right)^{0,7}$$

dove:

- $dl$  = massimo scalzamento previsto;
- $y$  = tirante d'acqua;
- $K_s$  = coefficiente di forma;
- $K_\alpha$  = coefficiente di incidenza angolo con la corrente;
- $b$  = dimensione trasversale dell'ostacolo.

Tabella 4. Scalzamento risultante sotto la pila P3 applicando la formula di Neill.

pila	dl	quota tirante $Q_{Tr200}$	quota fondo alveo	y	ks	ka	b
	(m)	(m slm)	(m slm)	(m)	-	-	(m)
<b>P3</b>	<b>6,92</b>	433,04	431,00	2,04	0,9	1	7,6
<b>P2</b>	<b>5,18</b>	433,04	432,26	0,78	0,9	1	7,6

*Formula riportata dall'AdBD Po:*

$$\frac{d_s}{s} = f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) f_2(forma) f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right) \left(2 \tanh\left(\frac{y_0}{s}\right)\right)$$

dove:

- $d_s$  = profondità di scavo a partire dal fondo indisturbato;
- $b$  = larghezza della pila;
- $l$  = lunghezza della pila;
- $v_0$  = velocità media della corrente indisturbata;
- $v_c$  = velocità critica di trascinarsi, intesa come velocità media della corrente alla quale inizia il movimento del materiale di fondo di assegnato diametro  $d$ ; per materiale disomogeneo si adotta normalmente  $d = d_{50}$ ; gamma  $\gamma_s$  e  $\gamma$  indicano il peso specifico del materiale di fondo e dell'acqua;

$$v_c = 0,85 \left(2 g d \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma}\right)^{\frac{1}{2}}$$

-  $\alpha$  = angolo tra la direzione della corrente e la pila;

$$\begin{aligned}
 - f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) &= 0 && \text{per } \left(\frac{v_0}{v_c}\right) \leq 0,5 \\
 &= 2 \frac{v_0}{v_c} - 1 && \text{per } 0,5 \leq \left(\frac{v_0}{v_c}\right) \leq 1,0 \\
 &= 1 && \text{per } \left(\frac{v_0}{v_c}\right) > 1,0
 \end{aligned}$$

-  $f_2(forma)$  = 1 per pile circolari o con fronti arrotondati  
 = 0,75 per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente  
 = 1,30 per pile rettangolari

-  $f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right)$  = ricavabile graficamente:

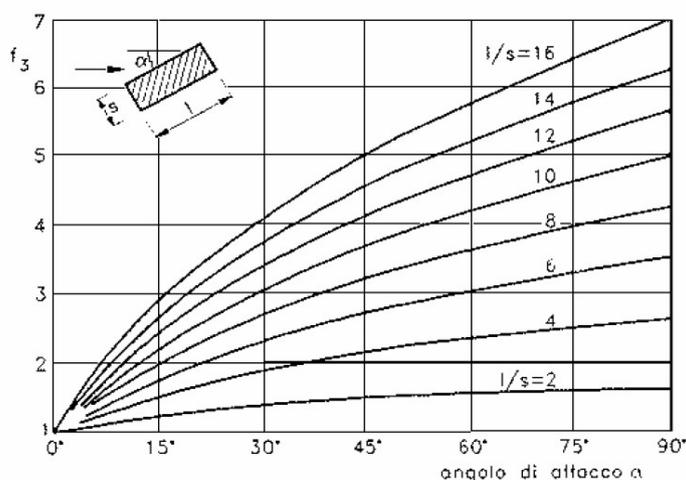


Tabella 5. Tabella 6. Scalzamento risultante sotto la pila P3 applicando la formula dell'AdBD Po.

pila	ds	s	v <sub>0</sub>	d	v <sub>c</sub>	quota tirante	quota fondo	y <sub>0</sub>	f <sub>1</sub>	f <sub>2</sub>	f <sub>3</sub>
	(m)	(m)	(m/s)	(m)	(m/s)	Q <sub>Tr200</sub>	alveo				
<b>P3</b>	<b>3,98</b>	7,60	5,09	0,035	0,8	433,04	431,00	2,04	1	1	1
<b>P2</b>	<b>1,55</b>	7,60	5,09	0,035	0,8	433,05	432,26	0,78	1	1	1

Mettendo a confronto risulta:

Formula	Scalzamento previsto (m)	
	pila P3	pila P2
Neill	<b>6,92</b>	<b>5,18</b>
AdBD del Po	3,98	1,55

Gli scalzamenti calcolati con le due formulazioni risultano dello stesso ordine di grandezza. Pertanto per restare in sicurezza si prevede una scalzamento sulla pila P3 pari a 6,92 m.

## Protezione nella cantierizzazione

Per la determinazione del tempo di ritorno da utilizzare per il calcolo della portata nelle opere provvisionali si è utilizzata la formulazione prevista dalla delibera 11 Maggio 1999 dell'AdB fiume Po:

$$\left(1 - 1 - \frac{1}{T_{pr}}\right)^c = \left(1 - 1 - \frac{1}{T}\right)^V$$

Ricavando:

$$T_{pr} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{V}{c}}}$$

Dove:

$T_{pr}$  = tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisionali [anni];

$T$  = tempo di ritorno di progetto dell'opera [anni];

$c$  = durata di costruzione del cantiere [anni];

$V$  = durata dell'opera [anni].

Da cronoprogramma, per il viadotto sul fiume Ellero sono previsti 126 giorni per la voce *Scavi e sottofondazioni* e 75 giorni per *Fondazioni ed elevazioni*, per un totale di 201 giorni ( $c=0.55$ ) necessari alla costruzione delle fondazioni delle pile in alveo. Se si considera un tempo di ritorno di progetto dell'opera ( $T$ ) pari a 200 anni e la durata dell'opera ( $V$ ) pari a 100 anni, risulta un tempo di ritorno per i lavori di fondazione in alveo ( $T_{pr}$ ) pari a 1,67, arrotondato a 2 anni.

È stata, quindi, eseguita una modellazione anche per la fase di cantiere. Per la costruzione delle pile del ponte, si è scelto di prevedere la costruzione di argini temporanei intorno alle pile stesse: un'arginatura che circoscriva la pila P3 e un'arginatura che comprenda all'interno le restanti pile P1 e P2 (Figura 10). Tra queste due arginature, si prevede un collegamento tramite guado, con quota superiore di +432,38 m slm, formato da 14 tubazioni in cls diametro DN1000 e ricoperto di materiale misto granulare.

Dalla modellazione, che ha tenuto in considerazione di tali ostruzioni e restringimenti, risulta che:

- portata 98 m<sup>3</sup>/s con tempo di ritorno 2 anni, il livello idrico raggiunge quota +432,12 m slm;

Con questa formazione di cantiere, emerge che a monte si viene a formare un innalzamento del tirante dovuto al forte restringimento dato dalle arginature e allo sbarramento del guado. Tuttavia, la portata con tempo di ritorno 2 anni riesce ad essere defluita dal sistema senza tracimare sopra il guado.

Per portate superiori, si dovranno sospendere i lavori che necessitano di attraversare il guado e per evitare che il guado stesso venga trascinato via dalla corrente, si dovrà zavorrarlo con grossi massi o colate di cls in modo da tener saldo le tubazioni in cls.

I tabulati e le singole sezioni modificate per la simulazione idraulica sono riportati nell'allegato *Allegato 2: Risultati modellazione ture per cantiere pile*.

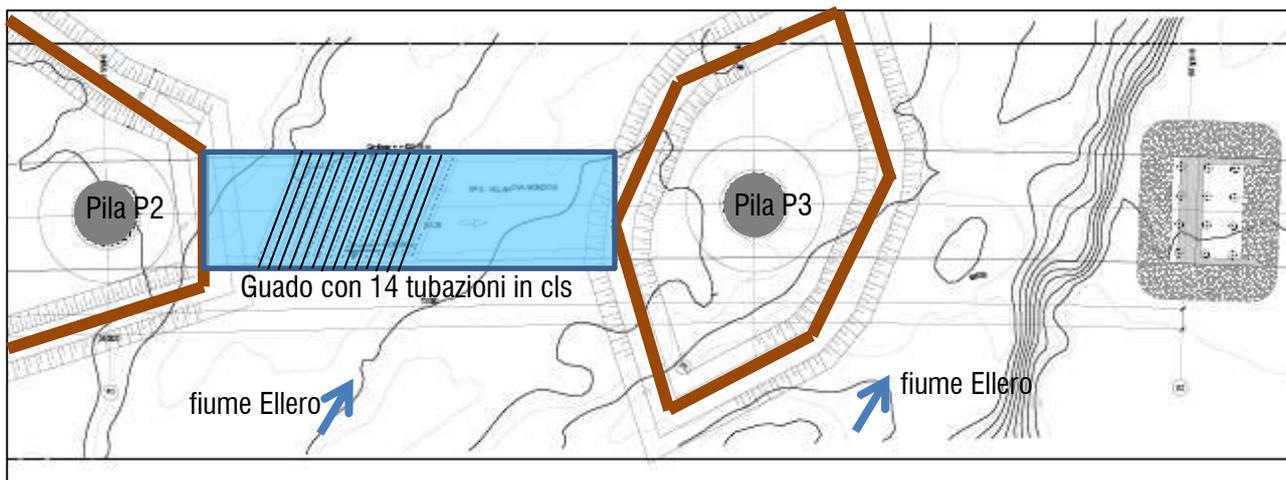


Figura 10. Pianta della sistemazione di cantiere per la costruzione delle pile del ponte.

## 2.4 Modellazione del torrente Ermena

Come per il fiume Ellero, la modellazione del torrente Ermena ha permesso di identificare il livello idrico che una portata con tempo ritorno di 200 anni assumerebbe in alveo. Per fare ciò è stato utilizzato un modello digitale del terreno che descrivesse molto dettagliatamente l'alveo che, in questo caso, è stato rilevato molto inciso. Una volta determinato l'andamento del fondo, sono state prese delle sezioni significative che potessero rappresentare tratti simili. Ne è stata definita la scabrezza e le condizioni al contorno. In ultima, inserito il progetto del ponte per valutarne il franco di sicurezza e l'eventuale interazione con la pila del ponte presente in una parte golenale del fiume molto alta.

### 2.4.1 Scabrezza

Per l'implementazione del modello idraulico sono stati utilizzati gli stessi valori di scabrezza del fiume ellero in quanto simili. I valori del coefficiente di Mannig attribuiti rispettivamente al tratto di alveo alle aree golenali sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 7: Valori di scabrezza per l'alveo inciso e le aree golenali del fiume Ellero.

	<b>coefficienti di Manning [<math>m^{-1/3} \cdot s</math>]</b>	<b>coefficiente di Gauckler Strickler [<math>m/s^{-1/3}</math>]</b>
Alveo inciso	0.0286	35
Aree golenali	0.0667	15

Il torrente Ermena presenta un alveo molto inciso e profondo, invadendo rare volte aree golenali presenti per alcuni tratti in sinistra idrografica.

#### 2.4.2 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno di cui si è tenuto conto per l'implementazione del modello idraulico sono:

- un rappresentazione del modello del terreno con una sezioni almeno ogni 50 metri che considerasse un tratto a monte e a valle dell'opera pari a circa 500 m;
- il raggiungimento di moto uniforme nella prima e nell'ultima sezione inserita;
- una portata di riferimento adottata per la modellazione idraulica:

Portata duecentennale:  $Q_{Tr200} = 125 \text{ m}^3/\text{s}$

#### 2.4.3 Risultati della modellazione

Dalla modellazione del torrente Ermena, risulta che il profilo idraulico (Figura 11) sia principalmente di corrente veloce. Nei cambi di pendenza del fondo, invece, il profilo della corrente diventa di tipo lenta. Essendo il fiume con un alveo molto inciso, non ha molte possibilità di espandersi nelle are golenali che saltuariamente presenta ai lati. Poco prima del ponte di progetto, è presente un'area limitata dove, secondo il modello digitale del terreno, il fiume trova una piccola espansione laterale. In questo zona è presente un'abitazione che risulta essere molto vicina al fiume in questione. Tuttavia il ponte previsto nel progetto non peggiora la situazione attuale in quanto l'unica pila prevista nell'attraversamento risulta poggiare in un'area non interessata dalla corrente con una portata duecentennale. (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

Sempre nella sezione di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, si può notare che il tirante idrico raggiunge una quota pari a 413,36 m slm con portata duentecentennale. Se si considera che la quota più bassa dell'intradosso del ponte sopra il fiume risulta essere di 420,66 m slm, si ottiene un franco di sicurezza pari a 7,30 m.

Per quanto riguarda l'area di esondazione (Figura 13), il torrente Ermena con portata con tempo di ritorno 200 anni, vede allagare limitate aree limitrofe al corso d'acqua presso le quali sono presenti poche abitazioni che si affacciano sulla sponda del torrente con appezzamenti terrieri o corti private. Queste aree potrebbe già presentare sul confine del torrente delle piccole opere, come muretti privati, per arginare il livello idrico che varia da un minimo di 0,10m a 1,50m.

In ogni caso, l'attraversamento di progetto non peggiora la situazione attuale in quanto la pila del ponte non viene interessata dalla corrente.

I risultati numerici tabulari della modellazione nelle principali sezioni sono riportati nell'*Allegato 3: Risultati modellazione Torrente Ermena*. Le sezioni sono riportate, invece, nell'elaborato 04.08\_P00\_ID00\_IDR\_SZ01.

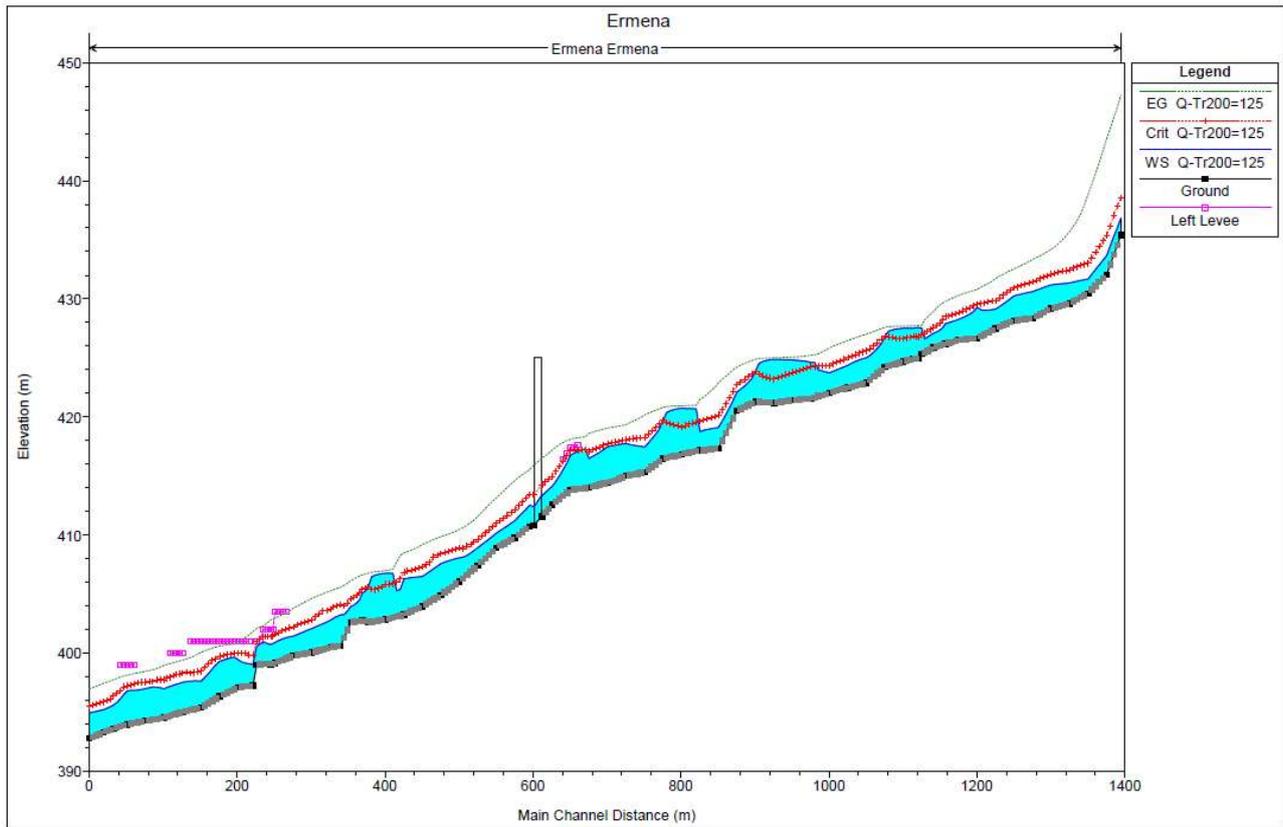


Figura 11: Profilo longitudinale del torrente Ermena con rappresentato il ponte di progetto.

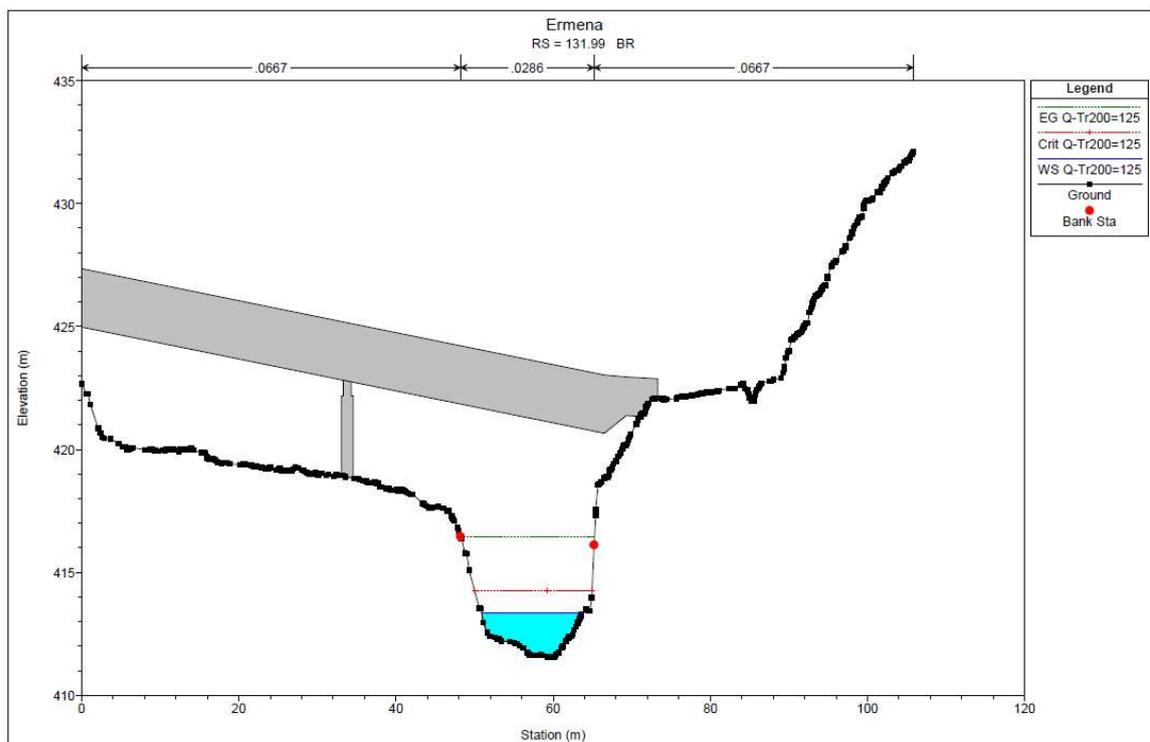


Figura 12. Livello idrico nella sezione del viadotto pari a 413,36m slm con  $Q_{Tr200}$ .

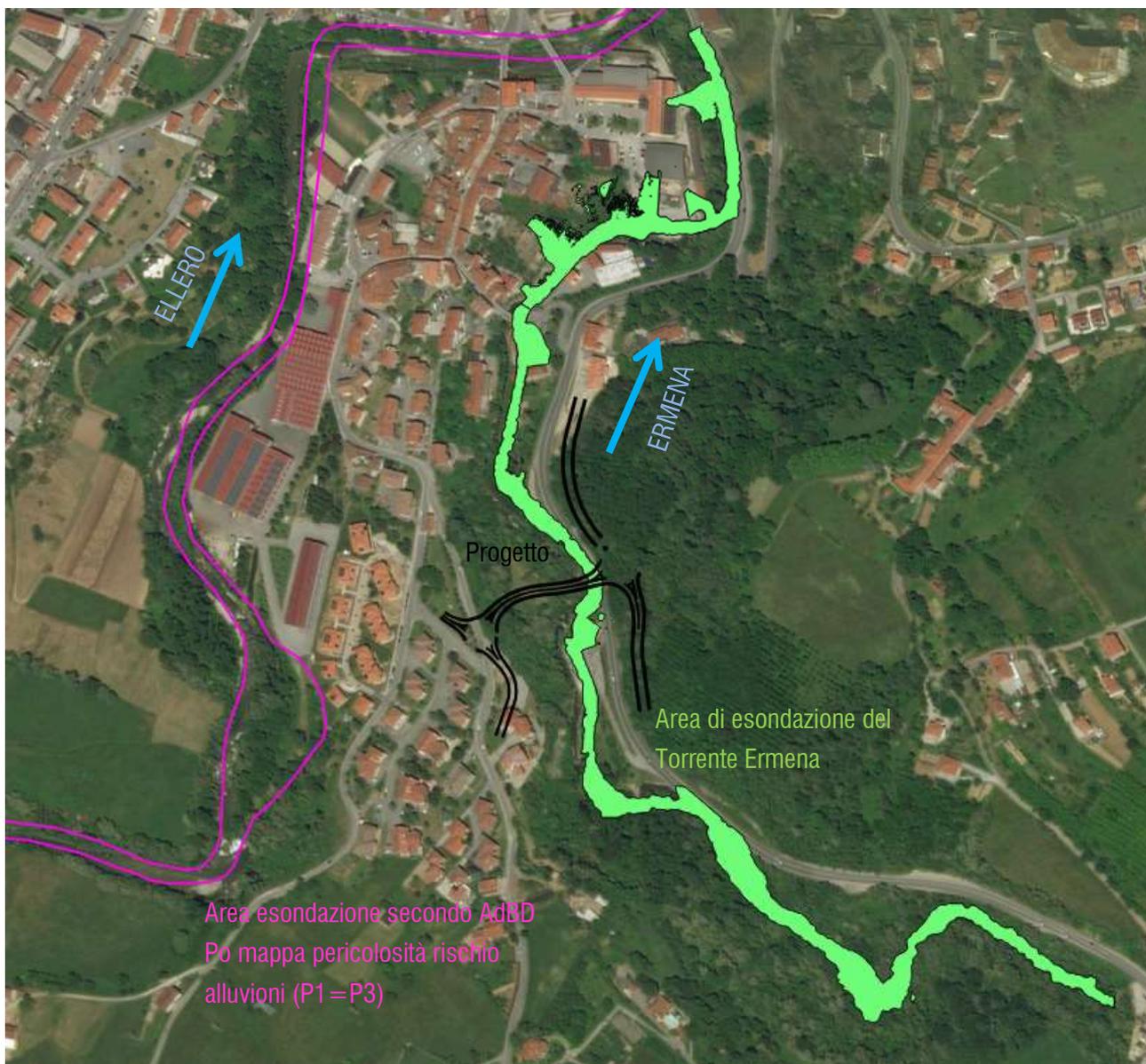


Figura 13: Area di esondazione modellata del torrente Ermena con  $Q_{Tr200}=125 \text{ m}^3/\text{s}$ . Si evince l'assenza di mappatura inerente all'area di esondazione del AdBD del Po.

## 2.4.4 Opere di protezione

Anche se nessuna pila è interessata dal passaggio di una piena con portata bicentenaria, si consiglia la protezione spondale del torrente Ermena per evitare cedimenti spondali specialmente per la spalla in destra idrografica. Dalla modellazione risulta una velocità della corrente pari a 8,35 m/s. A queste velocità non è più possibile trattare il dimensionamento come per il fiume Ermena. Occorrerà perseguire la strada di un muro di sponda in massi cementati.

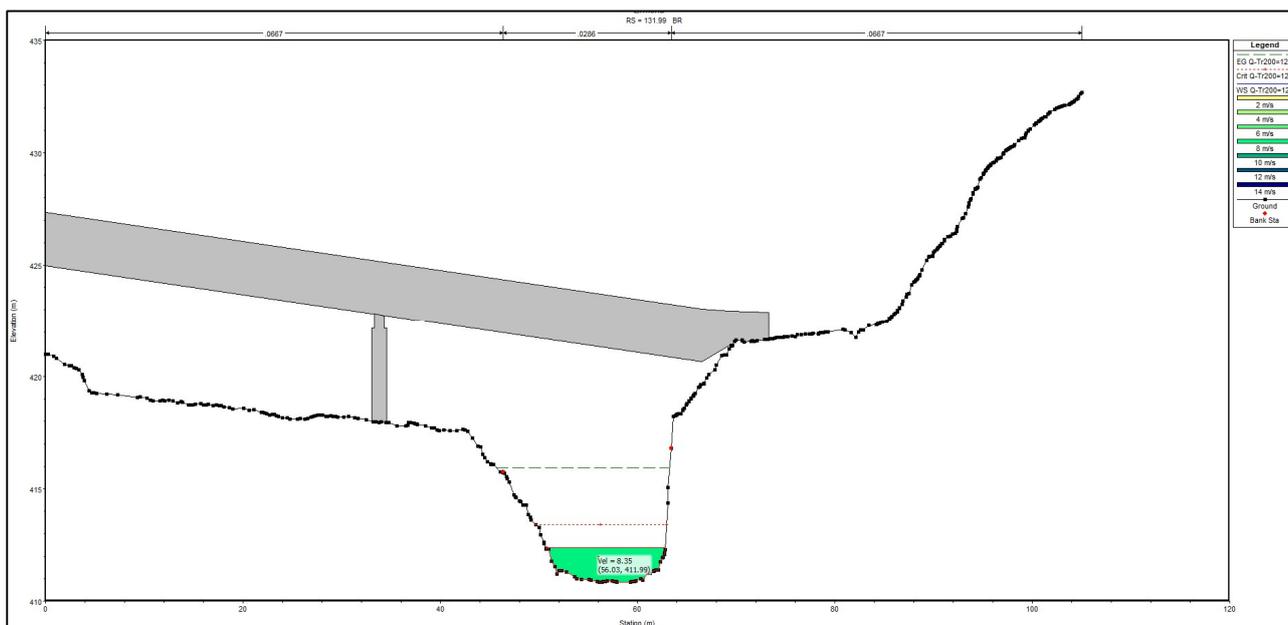


Figura 14: Distribuzione delle velocità nella sezione idraulica in prossimità del ponte sul torrente Ermena.

Si ricorre a questa tipologia quando lo spazio a disposizione è ridotto e la pendenza della sponda deve essere mantenuta elevata per motivazioni di vario genere (interferenze con costruzioni da salvaguardare, raccordo con spalle di ponti e muri incremento armato già esistenti e che si vogliono mantenere) oppure in speciali situazioni caratterizzate da forte erosione da parte della corrente. I muri d'argine in massi cementati presentano solitamente una sezione trapezoidale e sono realizzati con grossi massi, del volume indicativo di  $0,5 \text{ m}^3$ , e calcestruzzo. La sezione può essere suddivisa, sotto il profilo funzionale in due parti: l'unghia al piede con quota di posa sempre al di sotto dello scavo prevedibile nel tratto in esame per evitare lo scalzamento dell'intera opera e la parte "muro" vero e proprio fuori terra, di dimensioni variabili a seconda del contesto, ma tali da assicurare la stabilità per gravità del manufatto. Quando l'unghia di fondazione non risulti sufficientemente robusta, è necessario realizzare una sottofondazione con un diaframma con spessore indicativo pari a 1 m. Il diaframma deve assicurare la stabilità di tutta l'opera e quindi va preferibilmente immersato in uno strato con buone caratteristiche rispetto all'erosione causata dalla corrente. Anche in questo caso, come per i muri di sponda in calcestruzzo, rivestiti o meno in pietrame, particolare attenzione va posta nel dimensionamento delle fondazione dei tratti in curva a causa del problema degli scavi localizzati che si possono verificare per le correnti secondarie presenti e nei casi in cui il corso d'acqua presenti una tendenza all'erosione. A tergo del muro è utile inserire dei drenaggi per l'allontanamento dell'acqua allo scopo di ridurre le spinte esercitate. I muri in massi cementati sono opere in grado di resistere a pesanti sollecitazioni e solitamente sono caratterizzate da una buona durabilità; hanno però il difetto di eliminare

totalmente le zone di ristagno e di bassa velocità della corrente che costituiscono dei microhabitat essenziali per la vita di molte specie presenti all'interno del corso d'acqua. Come per le altre tipologie di muro di sponda queste opere hanno un impatto negativo a causa dell'eliminazione della vegetazione lungo la riva e per la forte pendenza che impedisce l'attraversamento del corso d'acqua e l'accessibilità alle sponde da parte della fauna non acquatica.

Anche se l'opera, oltre ad un impatto paesaggistico, presenta una certa rigidità e impermeabilità in caso di cedimenti, l'opera è caratterizzata da elevata resistenza strutturale ed realizzabile anche nei casi in cui la sponda sia molto ripida, come questo caso.

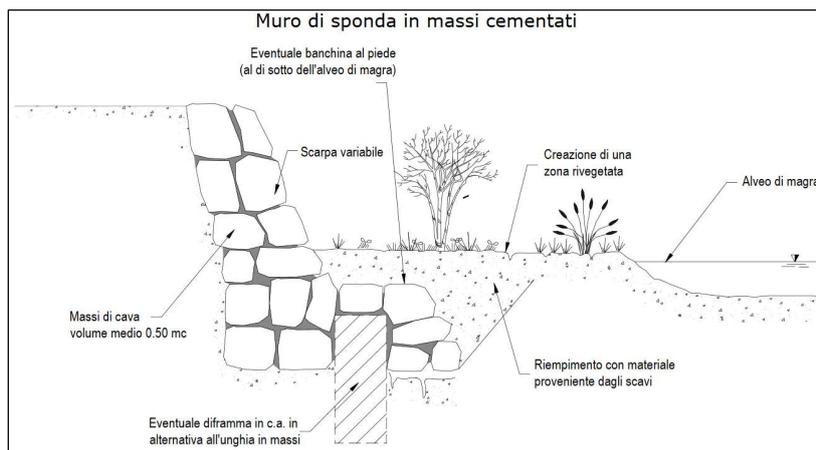


Figura 15: Esempio di massi cementati su sponda.

## 2.5 Conclusioni

Entrambe le modellazioni danno esito positivo per l'interazione tra l'opera di progetto e la rete idrica intercettata. Infatti in tutte e due le modellazioni risulta rispettato un franco di sicurezza di gran lunga maggiore a 1,5 m con una portata duecentennale.

Per il fiume Ellero, le pile dei ponti non provocano effetti peggiorativi sull'area di esondazione e, quest'ultime, rientrano nei limiti delle aree golenali del fiume stesso senza invadere aree sensibili o residenziali. La quota idrica sotto il viadotto risulta essere di 433,04 m slm portando così un franco effettivo dal pelo libero all'intradosso dell'opera viadotto pari a 5,96 m.

Il torrente Ermena, presentando un alveo molto inciso, non invade aree golenali laterali, se non per limitate aree laterali molto vicine ad abitazioni la quali si torva a fronte del fiume. L'opera di attraversamento posta a circa 60 metri più a valle non influenza in alcun modo il profilo idraulico in quanto la pila del ponte non viene mai raggiunta dal livello idrico massimo. In questo caso il franco idraulico garantito è pari a 7,30 m.

### 3 IDRAULICA DI PIATTAFORMA

#### 3.1 Premessa

Nel paragrafi che seguiranno verranno illustrati i criteri progettuali assunti nel dimensionamento delle reti di drenaggio delle acque provenienti dalle piattaforme stradali, le quali, vengono intercettate mediante caditoie grigliate e collettate verso lo scarico. La rete di drenaggio è composta da una serie di caditoie grigliate che raccolgono l'acqua che successivamente viene collettata attraverso tubature in PEAD di vario diametro. Lo scarico viene garantito da vasche di laminazione per rispettare l'invarianza idraulica. Successivamente verranno condotte in una vasca disoletrice prima di scaricare nel corpo ricettore finale.

La molteplicità di interventi e variazione morfologica, ha portato allo studio della rete di drenaggio in base alla sezione stradale presente. Infatti sono presenti tratti in rilevato, in trincea, in galleria artificiale e naturale.

Verrà presentato sia il dimensionamento sul tratto della nuova Tangenziale di Mondovì sia sull'opera secondaria a Rione Borgato. I dati di partenza, nonché le altezze di pioggia utilizzate per il dimensionamento, risultano essere quelle calcolate nella Relazione Idrologica cod. 04.03\_P00\_ID00\_IDR\_RE02\_BA.

L'intera progettazione ha previsto lo scarico delle acque di piattaforma nei rispettivi corpi idrici superficiali vicini alle opera, fiume Ellero e torrente Ermena. Prima di questo scarico sono stati previsti due disoleatori per trattare tutta l'acqua in continuo. Ancora più monte una vasca di 643 m<sup>3</sup> raccogliere tutte le acque proveniente dalla piattaforma stradale per avere un controllo sulla portata uscente, ovvero laminare le portate dello scarico dovute all'impermeabilizzazione di nuove superfici. Per il tratto in galleria naturale, è stata invece prevista una vasca di raccolta degli sversamenti accidentali collegata ai pozzetti tagliafuoco.

#### 3.2 Rete acque di piattaforma

##### 3.2.1 Descrizione del sistema di drenaggio

La rete delle acque di piattaforma è progettata per intercettare e portare a recapito le acque meteoriche ricadenti nella piattaforma stradale. La rete è costituita da opere di intercettazione dei deflussi costituiti da griglie carrabili e da tubazioni interrato di diametro variabile che convergono nel sistema di raccolta e poi scaricate nel corpo idrico ricettore.

##### 3.2.2 Pioggia di progetto

Si riportano di seguito i dati riassuntivi delle altezze di pioggia già calcolate nella Relazione Idrologica cod. 04.03\_P00\_ID00\_IDR\_RE02\_BA.

<i>Tr (anni)</i>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>200</b>
<i>Tempo</i>							
10 minuti	13,19	18,19	21,51	24,68	28,80	31,88	34,95
20 minuti	16,95	23,38	27,63	31,71	37,00	40,95	44,90

30 minuti	19,56	26,97	31,88	36,59	42,69	47,26	51,81
1 ora	24,90	34,34	40,59	46,58	54,34	60,16	65,95
3 ore	36,42	50,22	59,36	68,13	79,48	87,99	96,46
6 ore	46,29	63,84	75,46	86,60	101,03	111,84	122,61
12 ore	58,84	81,15	95,92	110,08	128,42	142,16	155,85
24 ore	74,79	103,15	121,92	139,93	163,24	180,71	198,11

Usando il metodo della regressione lineare è possibile determinare l'altezza di progetto relativamente ad ogni tempo di ritorno in cui:

$$hd = a * t^n$$

$$h(Tr) = K(Tr) * hd$$

Tabella 8: I fattori di crescita KT delle curve di possibilità pluviometrica relativi a vari tempi di ritorno per l'idraulica di piattaforma.

<b>Tr (anni)</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>200</b>
Fattore di crescita KT	1,00	1,38	1,63	1,87	2,18	2,42	2,65

Tabella 9: I parametri a e n delle curve di possibilità pluviometrica relativi a vari tempi di ritorno per l'idraulica di piattaforma di durata < 1 ora.

<b>Tr (anni)</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>200</b>
a	24,90	34,34	40,59	46,58	54,34	60,16	65,95
n	0,351	0,351	0,351	0,351	0,351	0,351	0,351

Tabella 10: I parametri a e n delle curve di possibilità pluviometrica relativi a vari tempi di ritorno per l'idraulica di piattaforma di durata > 1 ora.

<b>Tr (anni)</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>200</b>
a	24,90	34,34	40,59	46,58	54,34	60,16	65,95
n	0,346	0,346	0,346	0,346	0,346	0,346	0,346

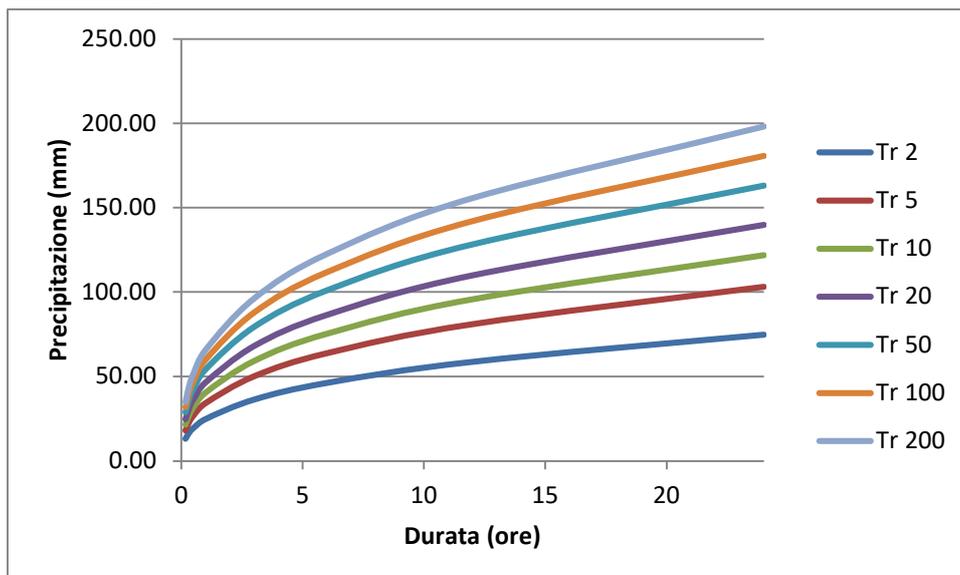


Figura 16: Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica per l'idraulica di piattaforma.

### 3.2.3 Verifica delle rete

La verifica della rete è stata condotta mediante il metodo cinematico andando a ricavare i diametri delle condotte ipotizzando un passo delle caditoie grigliate che intercettano la portata. Il passo delle caditoie varia da 15m fino a 30m a seconda delle pendenze e dalle dimensioni del tratto di piattaforma drenata. Per quanto riguarda i parametri  $a$  ed  $n$  sono stati utilizzati quelli del tempo di ritorno di 50 anni per precipitazioni inferiori all'ora.

### Calcolo del coefficiente di deflusso

Poiché la precipitazione va depurata della componente destinata ad infiltrarsi nel terreno, il coefficiente di deflusso esprime la percentuale della pioggia caduta che contribuisce alla formazione delle portate. I tipi di superficie presi in considerazione, in conformità a quanto previsto dal Piano di Tutela della Acque della Regione Piemonte, ed i relativi coefficienti di deflusso sono riportati nella seguente tabella:

Tipo di pavimentazione	coefficiente di deflusso
Pavimentazione stradale	0.90
Superfici a verde piane	0.20

Detto  $\varphi$  il coefficiente di deflusso relativo alla superficie  $S_i$ , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori  $\varphi$  si ottiene con una media ponderata:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i \cdot S_i}{\sum S_i}$$

### Calcolo dell'area scolante

Per determinare l'area scolante sul singolo tombino stradale si è tenuto in considerazione l'inclinazione stradale lungo l'asse principale e l'andamento dei cigli nella loro inclinazione laterale. Avendo questo progetto un'inclinazione principale vincolante lungo l'asse principale, si è determinata l'area scolante prendendo la distanza dal tombino preso in esame con il precedente moltiplicando per la larghezza della careggiata.

La somma di tutte le aree scolanti comprende tutte le nuove aree impermeabilizzate dal seguente progetto.

### Calcolo delle portate afferenti ai collettori

Gli eventi di pioggia più onerosi dal punto di vista della portata prodotta sono risultati essere quelli di durata inferiore all'ora (scrosci).

Il metodo razionale fornisce la seguente formula per il calcolo del coefficiente udometrico:

$$u = \frac{\varphi \cdot h}{\tau}$$

dove:

- $\varphi$  è il coefficiente di deflusso;
- $h$  è l'altezza di precipitazione;
- $\tau$  è la durata della precipitazione.

La precedente relazione può essere riscritta anche come:

$$u = \varphi \cdot a \cdot t^{n-1}$$

dove:

- $\varphi$  è il coefficiente di deflusso;
- $a, n$  sono i coefficienti della curva di possibilità pluviometrica;
- $t$  è la durata della precipitazione;

e nella quale:

$$j = a \cdot t^{n-1}$$

è l'intensità di precipitazione.

Determinato il coefficiente di deflusso  $u$ , la portata  $Q$  sarà pari a :

$$Q = u \cdot S$$

in cui  $S$  è la superficie scolante.

Per il dimensionamento dei collettori basta impostare nelle relazioni, la condizione:

$$\tau = \tau_c$$

ovvero che la durata della precipitazione sia pari al tempo di corrivazione, condizione che, sulla base del metodo razionale adottato, consente di massimizzare il valore della portata di deflusso per un evento meteorico di assegnato tempo di ritorno.

### Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione relativo ad una determinata sezione della rete idraulica è l'intervallo di tempo necessario affinché nella sezione considerata giungano insieme i contributi di tutte le parti che formano il bacino. Per il calcolo del tempo di corrivazione si è optato per l'utilizzo dell'espressione del Maryland, espressione tratta dal rapporto del 1971 disposto dal Civil Engineering dell'Università del Maryland:

$$\tau_c = \left[ \frac{26.3 \cdot \left( \frac{L}{k_s} \right)^{0.6}}{3600^{0.4(1-n)} \cdot \left( \frac{a}{1000} \right)^{0.4} \cdot i^{0.3}} \right]^{\frac{1}{(0.6+0.4n)}}$$

dove

$L$  è la lunghezza del tratto di piattaforma stradale considerato, espresso in m.

$K_s$  è il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler, che per superfici asfaltate vale  $K_s = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

$i$  è la pendenza longitudinale massima del tratto di piattaforma stradale considerato.

### Verifica dei collettori

Con le precedenti formulazioni si è ottenuta la portata che deve essere collettata dalla rete di drenaggio. Data tale portata, la verifica delle condotte viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Gauckler -Strickler:

$$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{3/2} \cdot i^{1/2}$$

dove:

---

Q	è la portata;
A	è la sezione liquida;
KS	è il coefficiente di Strickler;
RH	è il raggio idraulico;
i	è la pendenza longitudinale.

Fissati un coefficiente di scabrezza  $K_s$  ed una pendenza longitudinale  $i$ , si è in grado, con la formula precedente, di determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che danno luogo ad una portata  $Q$  pari a quella massima di progetto calcolata con il metodo razionale.

Il valore del coefficiente di scabrezza assunto è  $K_s=85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , valore identificato per le tubazioni plastiche nelle condizioni di tubi usati.

La verifica consisterà nel rispettare le condizioni dettate dalla Circolare del Ministero dei LL.PP. n. 11633 del 07/01/1974 contenente le istruzioni per la progettazione delle reti fognarie:

- $A_{rid} / A_c < 0,80$  il grado di riempimento delle condotte deve essere tale che il rapporto tra la sezione bagnata e la sezione piena della condotta sia minore di 0,80;
- $0,60 < v_{eff} < 5,00 \text{ m/s}$  relazione valida per le fognature bianche e miste.

Di seguito si riportano le verifiche di dimensionamento dei collettori.

### 3.3 Verifiche di dimensionamento dei collettori

Tabella 11: Prima parte del dimensionamento dei collettori della Nuova Tangenziale di Mondovì.

TRATTO		L	PROG.	S equ	i	tcor	Q	DN	v	GR
MONTE	VALLE	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[%]
A1	A2	25,00	25,00	236	1,00%	60	51	400	1,50	36%
A2	A3	25,00	50,00	473	1,56%	76	87	400	2,04	43%
A3	A4	25,00	75,00	709	2,84%	88	119	400	2,76	43%
A4	A5	25,00	100,00	945	3,48%	98	148	400	3,14	46%
A5	A6	25,00	125,00	1181	4,12%	105	176	400	3,50	48%
A6	A7	25,00	150,00	1418	3,48%	113	203	500	3,41	39%
A7	A8	25,00	175,00	1654	3,48%	120	227	500	3,50	42%
A8	A9	25,00	200,00	1890	3,48%	127	250	500	3,58	44%
A9	A10	25,00	225,00	2126	3,48%	134	272	500	3,65	46%
A10	A11	25,00	250,00	2363	3,52%	141	292	500	3,74	48%
A11	A12	25,00	275,00	2599	3,48%	148	312	500	3,79	50%
A12	A13	25,00	300,00	2835	3,48%	154	331	500	3,84	51%
A13	A14	25,00	325,00	3071	3,48%	161	349	500	3,89	53%
A14	A15	25,00	350,00	3308	3,17%	167	366	500	3,79	56%
A15	B1	25,00	375,00	3544	1,75%	174	383	500	3,02	70%
B1	B2	25,00	400,00	3544	3,49%	182	371	500	3,95	55%
B2	B3	25,00	425,00	3544	3,49%	188	363	500	3,93	54%
B3	B4	25,00	450,00	3544	3,49%	195	355	500	3,91	53%
B4	B5	25,00	475,00	3544	3,49%	201	348	500	3,89	53%
B5	B6	25,00	500,00	3544	3,49%	208	341	500	3,87	52%
B6	B7	25,00	525,00	3544	3,49%	214	334	500	3,86	52%
B7	A16	25,00	550,00	3780	4,98%	220	350	500	4,46	48%
A16	A17	25,00	575,00	4016	4,04%	226	365	500	4,16	52%
A17	A18	25,00	600,00	4253	3,49%	232	380	500	3,97	56%
A18	A19	25,00	625,00	4489	3,49%	238	395	500	4,00	57%
A19	A20	25,00	650,00	4725	3,49%	245	408	500	4,04	58%
A20	A21	25,00	675,00	4961	2,88%	251	422	500	3,77	63%
A21	A22	25,00	700,00	5198	4,04%	257	435	500	4,33	58%
A22	A23	25,00	725,00	5434	3,49%	263	448	500	4,12	62%
A23	C1	25,00	750,00	5670	3,32%	269	461	630	4,10	44%
C1	C2	25,00	775,00	5906	3,48%	275	473	630	4,20	44%
C2	C3	25,00	800,00	6143	3,48%	281	485	630	4,23	45%
C3	C4	25,00	825,00	6379	3,44%	287	497	630	4,23	46%
C4	C5	25,00	850,00	6615	3,08%	293	508	630	4,09	48%
C5	C6	25,00	875,00	6851	2,72%	299	520	630	3,93	50%
C6	C7	25,00	900,00	7088	2,40%	306	530	630	3,76	53%
C7	P1	100,00	1000,00	7324	1,82%	332	519	630	3,36	56%
P1	A28	10,50	1010,50	7324	0,29%	335	516	800	1,66	68%

TRATTO		L	PROG.	S equ	i	tcor	Q	DN	v	GR
MONTE	VALLE	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[%]
C8	C9	25,00	25,00	236	3,08%	51	57	630	2,07	14%
C9	C10	25,00	50,00	473	2,72%	63	99	630	2,47	21%
C10	C11	25,00	75,00	709	2,40%	73	134	630	2,59	25%
C11	C12	25,00	100,00	945	2,00%	83	165	630	2,63	30%
C12	C13	25,00	125,00	1181	1,64%	92	192	630	2,52	34%
C13	A27	28,50	153,50	1418	1,44%	104	214	630	2,47	37%
A27	A28	21,50	1032,00	8978	2,47%	335	632	800	3,98	41%
A28	A29	25,00	1057,00	9214	0,40%	342	641	800	1,98	70%
A29	A30	24,00	1081,00	9450	0,40%	354	643	800	1,98	70%
A30	A31	26,50	1107,50	9686	0,40%	367	643	800	1,98	70%
A31	A32	30,00	1137,50	9923	0,40%	382	642	800	1,98	70%
A32	P2	5,00	1142,50	10159	0,42%	385	654	800	2,02	70%
A39	A40	17,32	17,32	118	1,06%	57	26	315	1,30	35%
A40	A41	25,00	42,32	236	1,04%	76	44	315	1,47	46%
A41	A42	25,00	67,32	354	1,04%	93	57	400	1,58	38%
A42	A43	25,00	92,32	473	1,04%	109	69	400	1,65	42%
A43	A44	25,00	117,32	591	1,04%	124	79	400	1,71	45%
A44	P5	13,00	130,32	709	0,50%	131	92	400	1,34	61%
P5	P6	12,00	142,32	827	0,50%	140	92	400	1,34	61%
P6	B8	13,00	155,32	945	0,50%	150	92	400	1,34	61%

B8	B9	12,50	167,82	1063	1,05%	159	92	400	1,78	49%
B9	B10	1360,14	1527,96	1181	1,05%	923	92	400	1,78	49%
B10	B11	25,00	1552,96	1299	1,05%	937	92	400	1,78	49%
B11	P2	53,00	1605,96	1418	0,34%	966	92	400	1,15	69%
A33	A34	17,32	17,32	118	1,06%	57	26	315	1,30	35%
A34	A35	25,00	42,32	236	1,04%	76	44	315	1,47	46%
A35	A36	25,00	67,32	354	1,04%	93	57	400	1,58	38%
A36	A37	25,00	92,32	473	1,04%	109	69	400	1,65	42%
A37	A38	25,00	117,32	591	1,04%	124	79	400	1,71	45%
A38	B12	25,00	142,32	709	1,05%	138	89	400	1,76	48%
B12	B13	25,00	167,32	827	1,05%	153	89	400	1,76	48%
B13	B14	1360,14	1527,46	945	1,05%	923	89	400	1,76	48%
B14	B15	25,00	1552,46	1063	1,05%	937	89	400	1,76	48%
B15	P2	13,00	1565,46	1181	1,05%	945	89	400	1,76	48%

P2	P3	1,00	0,00	12758	0,65%	385	822	800	2,52	70%
P3	V1	1,00	0,00	12758	0,65%	385	822	800	2,52	70%

Tabella 12: Dimensionamento dei collettori del progetto stradale a Rione Borgato.

TRATTO		L	PROG.	S equ	i	tcor	Q	DN	v	GR
MONTE	VALLE	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m/m]	[s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[%]
A55	A56	14,00	14,00	135	2,74%	38	39	315	2,06	34%
A56	A57	14,00	28,00	280	2,74%	44	73	315	2,41	47%
A57	A58	11,50	39,50	403	2,74%	49	99	400	2,60	39%
A58	P8	1,00	40,50	527	2,74%	50	128	400	2,77	45%
P8	A59	19,00	59,50	527	6,76%	56	118	400	3,79	34%
A59	C17	23,50	83,00	668	6,76%	63	140	400	3,97	37%
C17	C18	25,00	108,00	772	6,76%	69	152	400	4,06	39%
C18	C19	25,00	133,00	895	6,76%	75	167	400	4,16	41%
C19	P10	25,00	158,00	1018	4,64%	81	180	400	3,68	47%
A60	P10	1,00	1,00	180	1,00%	51	43	315	1,45	46%
A45	A46	15,00	15,00	120	6,94%	24	46	315	3,05	30%
A46	P7	1,00	16,00	251	6,94%	25	96	315	3,66	42%
P7	A47	16,00	32,00	251	6,76%	29	87	400	3,53	30%
A47	C14	25,00	57,00	393	6,76%	36	118	400	3,79	34%
C14	C15	25,00	82,00	497	6,76%	43	133	400	3,91	36%
C15	C16	25,00	107,00	620	6,76%	49	152	400	4,06	39%
C16	P9	26,00	133,00	743	6,76%	55	168	400	4,17	41%
A49	A50	8,50	8,50	113	2,00%	53	26	315	1,66	31%
A50	A51	25,00	33,50	225	2,00%	68	45	315	1,90	39%
A51	P13	18,00	51,50	370	2,00%	77	68	315	2,10	49%
A52	P13	1,00	1,00	145	1,00%	43	39	315	1,41	44%
A48	P9	1,00	1,00	145	1,00%	43	39	315	1,41	44%
P9	P13	30,00	30,00	0	1,00%	0	207	500	2,13	56%
P13	P10	40,00	40,00	0	1,20%	0	314	500	2,50	70%
A53	P10	13,00	13,00	145	1,00%	43	39	315	1,41	44%
P10	P11	28,00	28,00	0	2,70%	0	576	630	4,00	53%
A54	A61	6,00	6,00	113	1,00%	57	25	315	1,26	35%
A61	P11	6,00	6,00	113	1,00%	61	24	315	1,24	34%
P11	P12	20,00	20,00	0	2,50%	0	600	630	3,92	56%
P12	V6	1,00	1,00	0	2,50%	0	600	630	3,92	56%

### 3.4 Invarianza idraulica

#### 3.4.1 Stima delle portate efficaci

Per precipitazione efficace s'intende la frazione della precipitazione complessiva, non trattenuta dal terreno e dalla vegetazione, che partecipa alla formazione del deflusso superficiale. Il rapporto fra precipitazione efficace e precipitazione lorda prende il nome di coefficiente di afflusso.

Il valore della precipitazione efficace dipende principalmente da tre fattori:

- *il grado di saturazione del terreno superficiale al momento del verificarsi dell'evento meteorico*: maggiore è il grado di saturazione, legato ad eventi meteorici precedenti, minore è la capacità del terreno di assorbire altra acqua e di conseguenza maggiore è la frazione del volume d'acqua precipitato che va ad alimentare il deflusso superficiale;
- *la permeabilità delle litologie superficiali*: ovviamente una maggiore permeabilità dei terreni superficiali favorisce l'infiltrazione dell'acqua meteorica, comportando una conseguente diminuzione del deflusso superficiale;
- *l'uso del suolo*: la destinazione del suolo influisce notevolmente sul volume del deflusso superficiale: una fitta copertura vegetale, per esempio, tende a diminuirlo, un'intensa urbanizzazione, diminuendo la permeabilità superficiale del terreno, tende viceversa ad aumentarlo.

I tipi di superficie presi in considerazione ed i relativi coefficienti di deflusso vengono assunti come nella seguente tabella:

Tipo di pavimentazione	coefficiente di deflusso
Superfici impermeabili	0.90
Superfici semi-permeabili	0.60
Superfici permeabili	0.20
Aree Agricole	0.10

I valori assunti sono cautelativamente quelli relativi alle superfici già imbibite e considerati costanti durante tutto l'evento meteorologico.

Detto  $\varphi$  il coefficiente di deflusso relativo alla superficie  $S_i$ , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori  $\varphi$  si ottiene con una media ponderata:

$$\varphi = \frac{\sum_i \varphi_i \cdot S_i}{S}$$

### 3.4.2 Misure compensative per la mitigazione delle portate di piena

L'incremento idrico dovuto alle opere stradali e alle altre opere in progetto è di notevole entità, quindi saranno necessarie misure compensative per non alterare l'attuale equilibrio idraulico che regimenta i flussi alla rete idrica superficiale.

Le misure compensative che si intendono adottare per mantenere invariato l'equilibrio idraulico dell'area consistono sostanzialmente nella realizzazione di vasche di laminazione, e che permetta l'accumulo temporaneo degli eccessi meteorici con progressivo rilascio nel corpo idrico ricettore, previo trattamento.

### 3.4.3 Determinazione del volume di invaso per la laminazione

Il dimensionamento degli invasi sarà effettuato con il metodo delle sole piogge che risulta essere il più cautelativo tra i metodi che si possono trovare in letteratura.

Il volume di laminazione sarà determinato dalla differenza tra il volume in ingresso e quello in uscita, integrando rispetto il tempo la portata in ingresso e quella in uscita ai bacini nel seguente modo:

- volume in ingresso al bacino di laminazione: 
$$Vi(t) = \sum_{t=0}^{tf} Qi(t) \cdot dt [m^3]$$

- volume in uscita al bacino di laminazione: 
$$Vu(t) = \sum_{t=0}^{tf} Qu(t) \cdot dt [m^3]$$

Il volume complessivo necessario per la laminazione sarà perciò dato dal valore massimo della seguente differenza variabile nel tempo:

$$\Delta V = Vi(t) - Vu(t) [m^3]$$

Il volume così determinato non sarà aumentato per tenere conto che tale metodo si basa su ipotesi semplificative e considera eventi di progetto isolati, in quanto per la conformazione dei bacini e del sistema di raccolta delle acque meteoriche si hanno comunque dei margini notevoli. Il tempo di ritorno di progetto dell'evento di progetto è di 50 anni.

### 3.4.4 Sistemi di laminazione

Per il calcolo dei volumi si sono presi in considerazione distintamente le aree scolanti prima e dopo la galleria naturale, per quanto riguarda la Tangenziale di Mondovì, e l'intera area che costituisce il progetto di Rione Borgato (Figura 17, Figura 18, Figura 19).

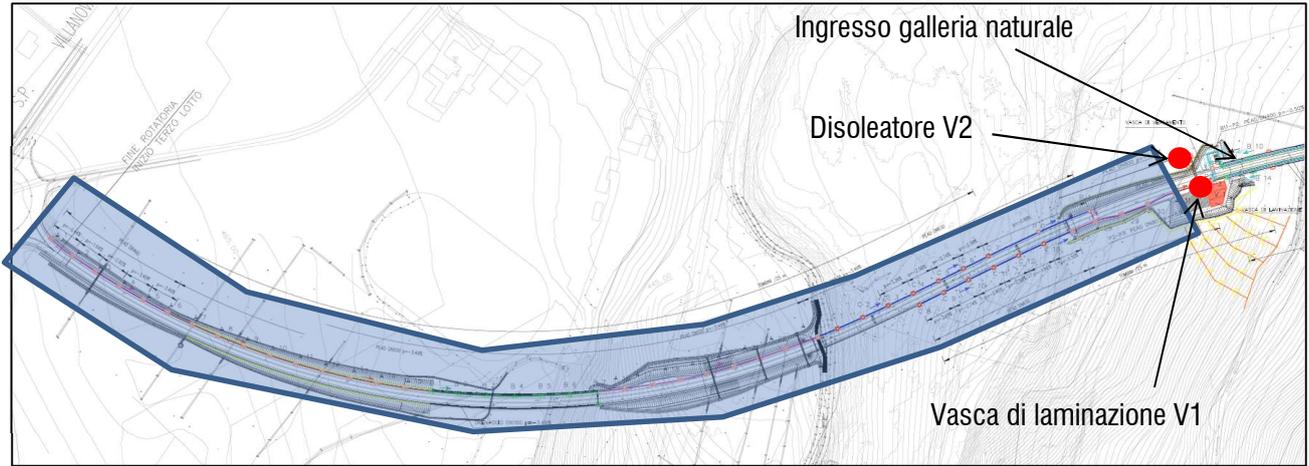


Figura 17: Area di progetto interessata alla laminazione della vasca V1.

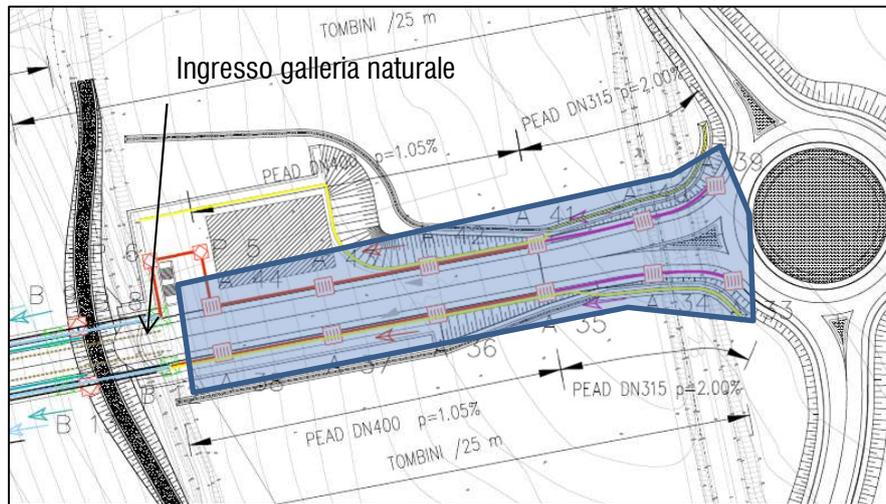


Figura 18: Area di progetto interessata alla laminazione dovuta alla vasca V1.

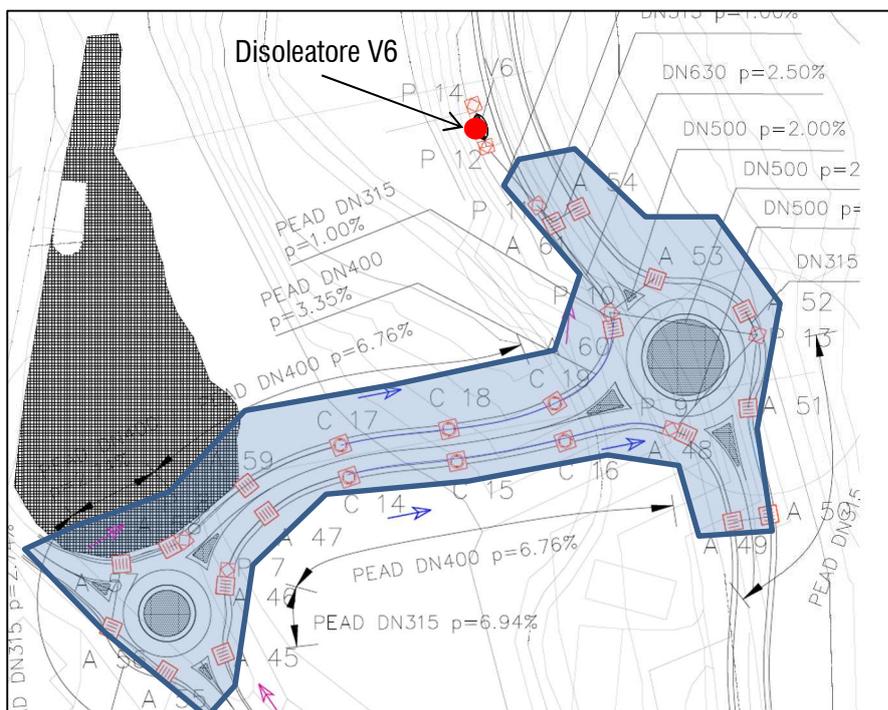


Figura 19: Area di progetto interessata al disoleatore di Rione Borgato.

### Vasca di laminazione V1

L'area sottesa alla vasca di laminazione V1 riguarda una superficie equivalente pari a 10868 m<sup>2</sup> per la parte a ovest della galleria naturale (Figura 17) a cui c'è bisogno aggiungere 2600 m<sup>2</sup> per la parte a est (Figura 18). Per garantire una portata specifica in uscita di 30 l/s/ha, si dovrà avere allo scarico di fondo una portata non superiore a 40 l/s e un volume di laminazione pari a 643 m<sup>3</sup>, come mostrato in Figura 21. Per garantire una portata simile viene previsto sul fondo un tubo in PEAD DN100 dove per gravità con un tirante idrico di 2 m può garantire una portata massima in uscita di 40 l/s. Il troppo pieno della vasca è da intendersi nel pozzetto in ingresso P3 dove è presente una deviazione diretta allo scarico.

La forma della vasca è irregolare visto la sua collocazione, tuttavia avrà un'area di 257 m<sup>2</sup> e una profondità di 2,5 m. Sarà divisa in tre camere di aree rispettivamente 100, 89 e 68 m<sup>3</sup> a riempimento intervallato (come riportato da esempio Figura 20).

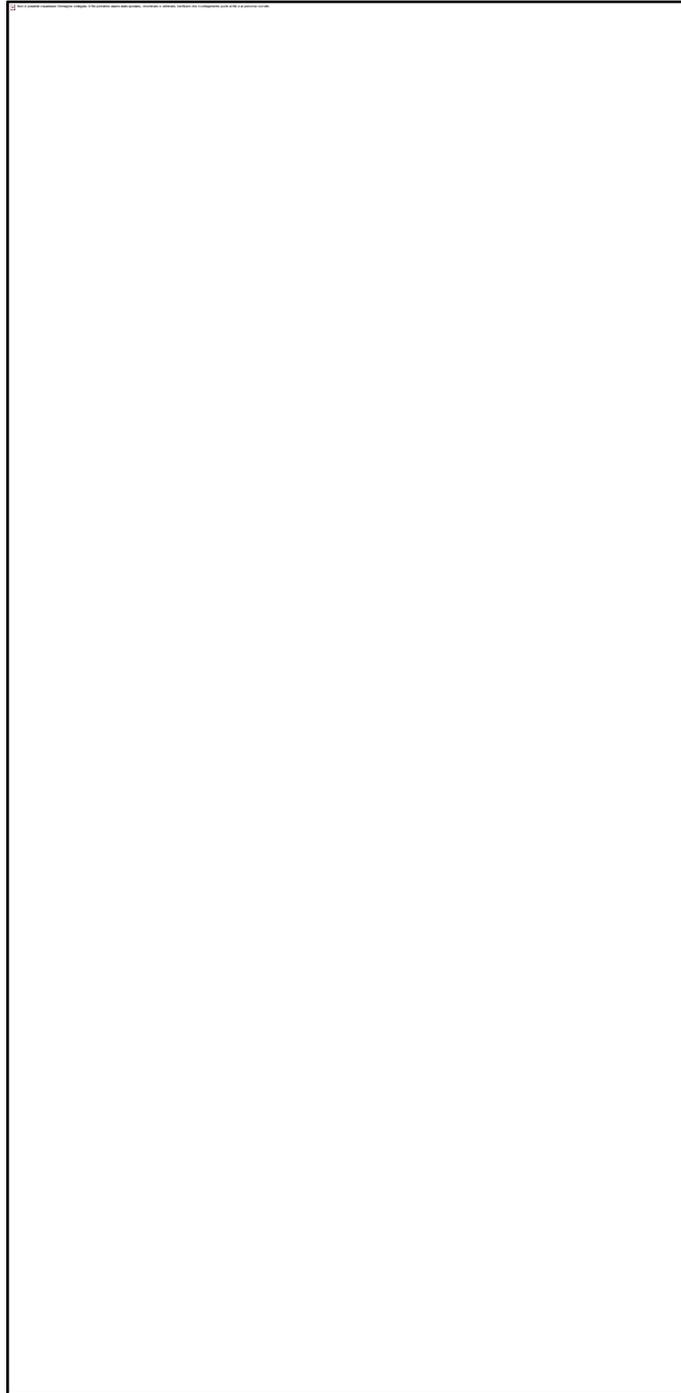


Figura 20: Esempio di funzionamento della vasca di laminazione V1.

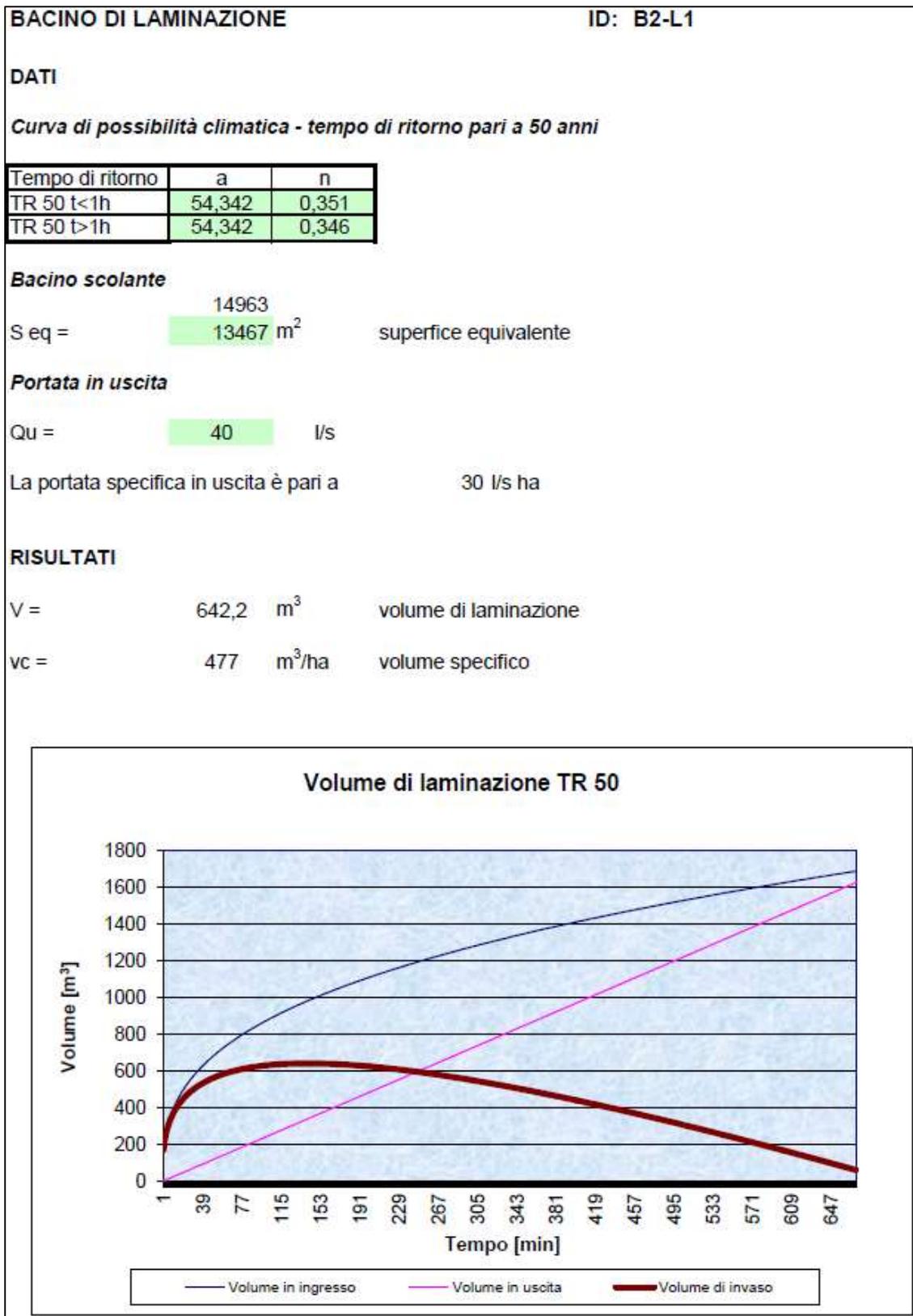


Figura 21: Calcoli per vasca di laminazione V1.

## Disoleatore

Il disoleatore è previsto come ultima parte della rete di raccolta delle acque di piattaforma in quanto lo scarico sarà effettuato nel corpo idrico ricettore superficiale che è il fiume Ellero per la vasca V1, mentre sarà il torrente Ermena per le acque di piattaforma inerenti al ponte situato nei pressi di Rione Borgato.

Per rispettare le normative vigenti e l'abbattimento degli inquinanti ricettore, si è considerato di trattare tutta l'acqua in regime continuo. Il disoleatore a valle di dovrà garantire una portata di massima pari a 40 l/s. Mentre il disoleatore situato nei pressi di Rione Borgato, una portata di 15 l/s.

## 3.5 Trattamento delle acque

### 3.5.1 Caratteristiche delle acque da trattare

Tutte le acque di pioggia provenienti dalla piattaforma stradale sono trattate in continuo da un disoleatore prima di ogni scarico, che consente di abbattere gli eventuali inquinanti in ingresso. Queste acque sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale di eventi pluviometrici e sono caratterizzate da elevate concentrazioni di inquinanti, spesso superiori addirittura a quelle che caratterizzano reflui "ordinari" civili e/o industriali. In conseguenza dell'evento pluviometrico, infatti, le acque meteoriche operano il dilavamento delle deposizioni secche dalle superfici urbane e stradali, causando il trasporto in fognatura di sostanze inquinanti, quali solidi sedimentabili (organici ed inorganici), sostanze nutritive, batteri, idrocarburi, oli minerali, grassi, metalli pesanti ecc. Tale fenomeno si presenta con particolare intensità nelle prime fasi dell'evento pluviometrico stesso ed è noto con il termine di acque di prima pioggia (first flush).

Le caratteristiche delle acque di prima pioggia, per la natura stessa dei processi idrologici che originano il dilavamento delle sostanze inquinanti dalle superfici urbane e stradali, risultano estremamente variabili e dipendenti dalla specificità del sito in esame ed in particolare dal regime pluviometrico, oltre che dalle caratteristiche climatiche e morfologiche dell'area drenata. I valori del carico inquinante variano in funzione, oltre che della natura dell'area esaminata (aree urbane, superfici stradali con intensità di traffico variabile ecc.), anche dell'intervallo di tempo intercorso dall'ultimo evento piovoso significativo che ha dato origine ad un fenomeno di dilavamento significativo e possono essere compresi tra 5 e 15 kg/ha/giorno di solidi sedimentabili.

Ciò premesso e facendo riferimento a dati medi riportati nella letteratura tecnica, le concentrazioni minime, medie e massime dei principali composti inquinanti che caratterizzano le acque di prima pioggia si possono così riassumere:

Tabella 13 - Valori minimi, massimi e medi delle concentrazioni dei nutrienti eutrofizzanti nel 2001

Parametro	Con. min.	Con. max.	Con. media	D.Lgs 152/99
	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]
SS	200	435	320	80
COD	80	680	380	160
BOD	40*	340*	190*	20
TKN	2	88	24	
Cu	0,10	0,19	0,15	0,10
Pb	0,01	0,19	0,10	0,20
Zn	0,33	0,87	0,87	0,50

(\*) I valori di BOD sono stati stimati sulla base dei risultati analitici relativi alla caratterizzazione sperimentale di acque di dilavamento di 7 punti vendita di carburanti a seguito di un evento meteorico, riportati nel manuale UNICHIM, che rileva un rapporto di BOD/COD massimo pari al 50%.

In linea generale si può affermare che il fenomeno del first flush si manifesta principalmente con i parametri SS, COD, Azoto e metalli pesanti (in particolare Cu, Zn e Pb), con un'entità tanto più pronunciata quanto maggiore è il periodo di tempo secco antecedente e quanto maggiore è l'intensità di precipitazione negli istanti iniziali dell'evento.

### 3.5.2 Schema di funzionamento

Il refluo proveniente dalla piattaforma in ingresso all'impianto di trattamento andrà per gravità in una vasca di laminazione e successivamente portato al disoleatore. Solo nel tratto della galleria naturale, invece, è prevista la raccolta di sversamenti accidentali tramite pozzetti tagliafuoco che andranno collegati da una tubazione che porta in una separata e chiusa vasca di sversamento.

Durante il normale funzionamento, il refluo in ingresso tratterà:

- acque di prima pioggia: è la frazione delle acque meteoriche come è definita dalla normativa vigente la L.R. della Lombardia n. 62/85 e successive modifiche: "Sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti".
- acque di seconda pioggia: è la frazione delle acque meteoriche che eccede dalla precedente.

Le acque vengono convogliate nelle vasche di laminazione e successivamente al disoleatore. L'intero nuovo tratto stradale della tangenziale di Mondovì, a est e a ovest della galleria naturale, si immette nella vasca di laminazione V1; il tratto di Rione Borgato in V6. Dalla vasca V1 parte poi un collegamento al disoleatore V2 prima dello scarico del corpo idrico mentre la V6 funge già da disoleatore. Questo trattamento avviene in continuo.

La manutenzione di queste vasche sarà fatta manualmente ogni circa 6 mesi; la manutenzione comporta l'asportazione degli oli, delle sostanze flottanti e delle sabbie depositate, nonché la pulizia e la raschiatura delle pareti e del fondo delle vasche.

### 3.5.3 Vasca di sversamento

Per la vasca settica di accumulo degli sversamenti accidentali che possono capitare nel tratto della galleria naturale, il volume complessivo è pari a 40 m<sup>3</sup>. Una volta riempito sarà cura del gestore provvedere al suo svuotamento e pulizia. Il refluo spurgato sarà poi convogliato a smaltimento. Tali operazioni potranno essere effettuate o dal personale specializzato del gestore o da ditte specializzate. La scelta di una o dell'altra soluzione, come la scelta della tipologia di smaltimento da effettuare, dovrà essere effettuata in ragione della tipologia di sversamento che si è verificata.

### 3.6 Trincee drenanti

Sono state previste delle trincee drenanti lungo il versante dell'ingresso ovest della galleria naturale e ai lati della careggiata in corrispondenza di sezioni in trincea. Le prime sono posizionate in corrispondenza di un possibile fenomeno deformativo superficiale e stagionale (creep o colata) individuato sul terreno in sede di progettazione e sul quale il Comune di Mondovì è intervenuto in passato tramite riprofilatura e piantumazione. La sua perimetrazione è riportata nella carta geomorfologica. In tale contesto il progetto definitivo è stato studiato in maniera tale da evitare l'area in dissesto, interponendo inoltre fra essa ed il tracciato una paratia di pali di grande diametro dimensionata sulla base di un approccio cautelativo al modello stratigrafico locale. Nell'ottica di favorire il drenaggio naturale dei terreni in un'area dove i piezometri rilevano una falda prossima a piano campagna, e con ciò migliorare la stabilità dei terreni superficiali, è stata prevista una trincea drenante che si sviluppa esternamente ed a monte rispetto ai lavori. La seconda tipologia riguarda quelle trincee drenanti che corrono lungo il tracciato stradale con sezione in trincea. Queste hanno la stessa funzione di intercettare la falda superficiale evitando il versamento di acque esterne sulla piattaforma stradale.

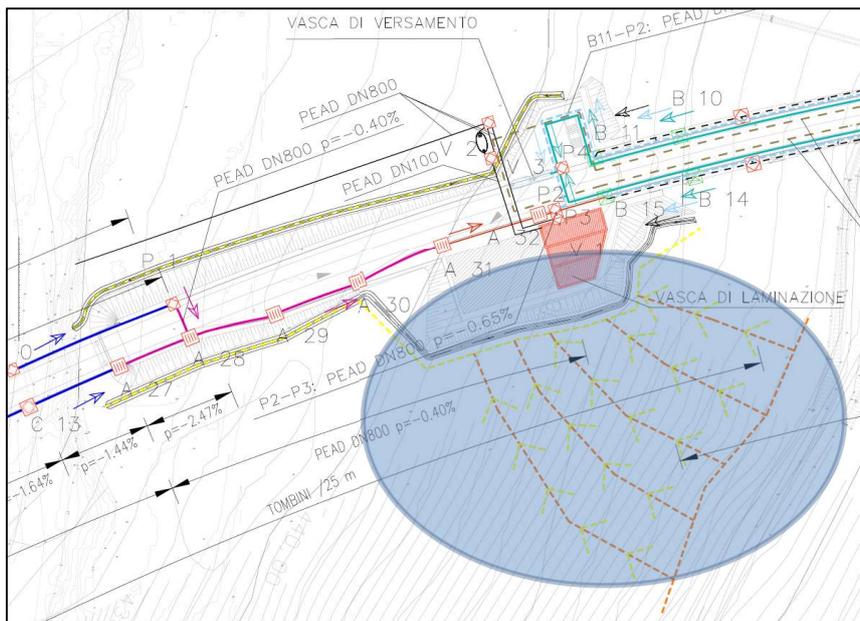


Figura 22. Indicazione e posizionamento delle trincee drenanti di versante per la mitigazione idraulica e intercettazione di falda.

## 4 FOSSI DI GUARDIA E TOMBINI

I fossi di guardia corrono parallelamente lungo tutto il tracciato stradale con una sezione trapezoidale con base minore e altezza variabile da 0,5 a 0,75 m . Questi fossi intercettano nella prima parte degli altri fossi esistenti che corrono perpendicolarmente. Nell'intersezioni di questi fossi è stato previsto l'installazione di un tombino in CLS DN1500 per l'attraversamento.

Questo sistema di raccolta, essendo esterno, non intercetta le acque di piattaforma, ma soltanto le acque meteoriche del territorio circostante.

### 4.1 Area sottesa

Per eseguire la verifica e un corretto dimensionamento, riportato nella relazione idraulica, è stata calcolata l'area sottesa. Si è deciso di considerare solo la parte più a sud in quando il terreno ha una pendenza naturale del 1-1,4% nella direzione sud-nord. Si è stimata un'area cautelativa che andasse da una strada esistente presente a sud fino al fosso del tracciato (Figura 23). Le aree calcolate sono riportate in *Tabella 14*.

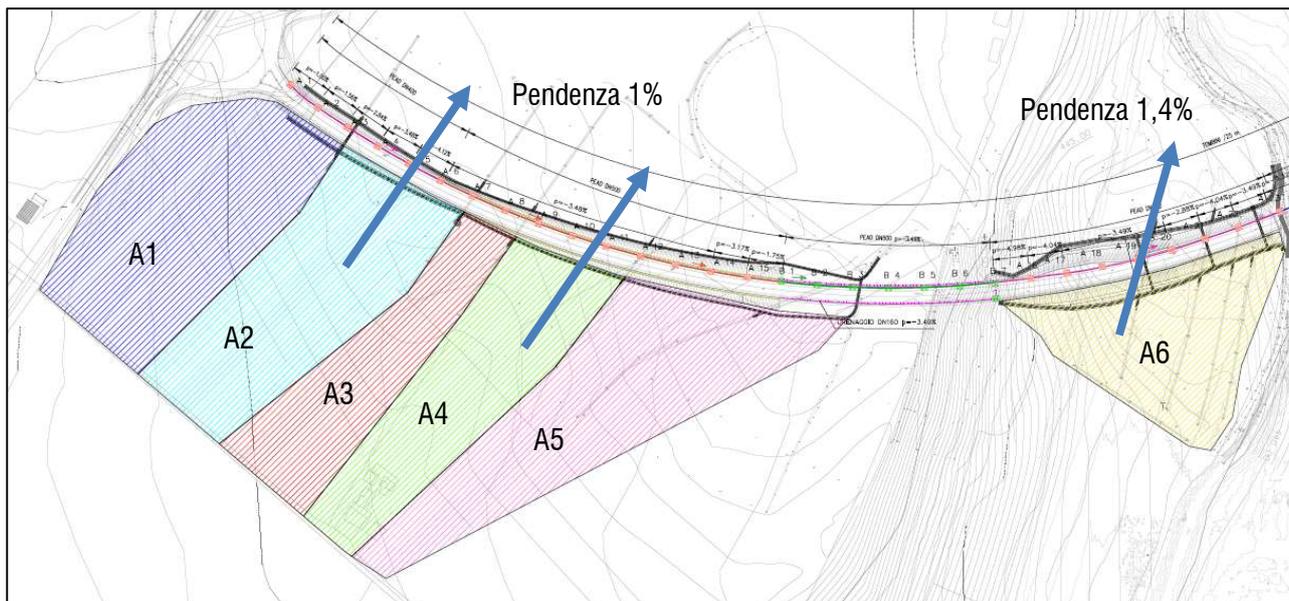


Figura 23: Aree sottese ai fossi i guardia

Tabella 14. Calcolo aree sottese ai fossi di guardia.

Area	m <sup>2</sup>	pendenza %
A1	21352	1,0
A2	19312	1,0
A3	12568	1,0
A4	16212	1,0
A5	22652	1,0
A6	14745	1,3

## 4.2 Portata nei fossi di guardia e tombini

Per il calcolo della portata si è utilizzata la seguente formula:

$$Q = \frac{\varphi \cdot A \cdot h_{tc}}{t_c \cdot 3,6}$$

dove:

- $\varphi$  = coefficiente di deflusso;
- $A$  = area sottesa [km<sup>2</sup>];
- $h_{tc}$  = altezza di pioggia considerata con il tempo di corrvazione [mm];

-  $t_c$  = tempo di corrivazione [ore].

Per il calcolo dei fossi di guardia, considerano che tutte le aree corrispondono a campi coltivati, si è scelto un coefficiente di deflusso  $\varphi$  pari a 0,2. Per il calcolo del tempo di corrivazione si è scelto la formula di Kirpich:

$$t_c = 0,000325 \cdot \left( \frac{l \cdot 1000}{\sqrt{i}} \right)^{0,8}$$

con una lunghezza  $l$  pari al tratto che la goccia d'acqua deve percorrere dal punto più lontano fino alla sezione di chiusura (km) e una pendenza del 1 o 1,3%.

Calcolato il tempo di corrivazione, si è determinata l'altezza di pioggia con un tempo di ritorno di 50 anni e 100 anni, quindi la portata. Nella Tabella 15 si sono riportati i risultati delle portate.

Tabella 15. Risultati delle portate affluenti dalle zone coltivate ai fossi di guardia con Tr 50 anni.

Area	Area (km <sup>2</sup> )	Area cumulata	$\varphi$	Tr	a	n	l (km)	tc (ore)	h (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1	0.0213	0.0213	0.2	50 anni	54.34	0.351	0.222	0.1545	28.21	0.22
2	0.0193	0.0406	0.2	50 anni	54.34	0.351	0.315	0.2044	31.13	0.34
3	0.0125	0.0531	0.2	50 anni	54.34	0.351	0.355	0.2249	32.19	0.42
4	0.0162	0.0693	0.2	50 anni	54.34	0.351	0.439	0.2666	34.17	0.49
5	0.0226	0.0921	0.2	50 anni	54.34	0.351	0.592	0.3386	37.15	<b>0.56</b>
6	0.0147	0.0147	0.2	50 anni	54.34	0.351	0.205	0.126	26.31	0.17

Tabella 16. Risultati delle portate affluenti dalle zone coltivate ai fossi di guardia con Tr 100 anni.

Area	Area (km <sup>2</sup> )	Area cumulata	$\varphi$	Tr	a	n	l (m)	tc (ore)	h (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1	0.0213	0.0213	0.2	100 anni	60.16	0.351	0.222	0.1545	31.24	0.24
2	0.0193	0.0406	0.2	100 anni	60.16	0.351	0.315	0.2044	34.46	0.38
3	0.0125	0.0531	0.2	100 anni	60.16	0.351	0.355	0.2249	35.64	0.47
4	0.0162	0.0693	0.2	100 anni	60.16	0.351	0.439	0.2666	37.83	0.55
5	0.0226	0.0921	0.2	100 anni	60.16	0.351	0.592	0.3386	41.14	<b>0.62</b>
6	0.0147	0.0147	0.2	100 anni	60.16	0.351	0.205	0.126	29.13	0.19

### 4.3 Verifica idraulica fossi di guardia

Per la verifica idraulica si sono considerate le dimensioni del fosso più piccolo, di forma trapezoidale, base 0,50m e altezza massima 0,5m situata nella sezione più gravosa quindi alla fine dell'area A5. Si è deciso per via cautelativa un riempimento inferiore all'80% della portata massima del fosso stesso per un tempo di ritorno di 50 anni e un riempimento del 100% per un tempo di ritorno di 100 anni.

Per il calcolo della portata massima si è utilizzata la seguente formula:

$$Q = k_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot A \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- $k_s$  coefficiente di scabrezza pari a 30;
- $R_h$  raggio idraulico considerando una sezione trapezoidale;
- $A$  l'area bagnata considerando l'altezza massima di 0,5 m;
- $i$  pendenza media pari 1,4%.

Quindi per un'altezza massima pari a 0,5 m, la massima portata transitante risulta essere di 0.73 m<sup>3</sup>/s. Prendendo la sezione più gravosa, dopo l'area A5 e per un tempo di ritorno di 50 anni, si ottiene una portata di 0.56 m<sup>3</sup>/s; con un tempo di ritorno di 100 anni un portata di 0.62 m<sup>3</sup>/s. Rispettivamente ne risulta un riempimento del 77% e 85 % della portata massima, quindi verificata entrambi.

### 4.4 Verifica idraulica tombini di attraversamento

I tombini utilizzati per l'attraversamento della sede stradale sono tutti in calcestruzzo con DN1500. All'ingresso e in uscita dai fossi di guardia è previsto un pozzetto di innesto. La pendenza minima da garantire è dell'1%. Con queste caratteristiche si è calcolata la portata massima transitante con un riempimento pari al 70%. Con la seguente formula:

$$Q = k_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot A \cdot \sqrt{i}$$

dove:

- $k_s$  coefficiente di scabrezza pari a 80;
- $R_h$  raggio idraulico considerando una sezione circolare;
- $A$  l'area bagnata considerando l'altezza massima di riempimento pari al 70%;
- $i$  pendenza media pari 1%.

risulta che la portata massima transitante da un tombino in cls DN1500, pendenza 1%, riempito al 70% sia di 6.16 m<sup>3</sup>/s, ben sopra rispetto alle portate massime calcolate per i fossi di guardia pari a 0.62 m<sup>3</sup>/s, quindi verificata. Questa ampia sicurezza tiene in considerazione gli eventuali intasamenti nel tempo al deposito del trasporto solido proveniente da fossi di guardia.

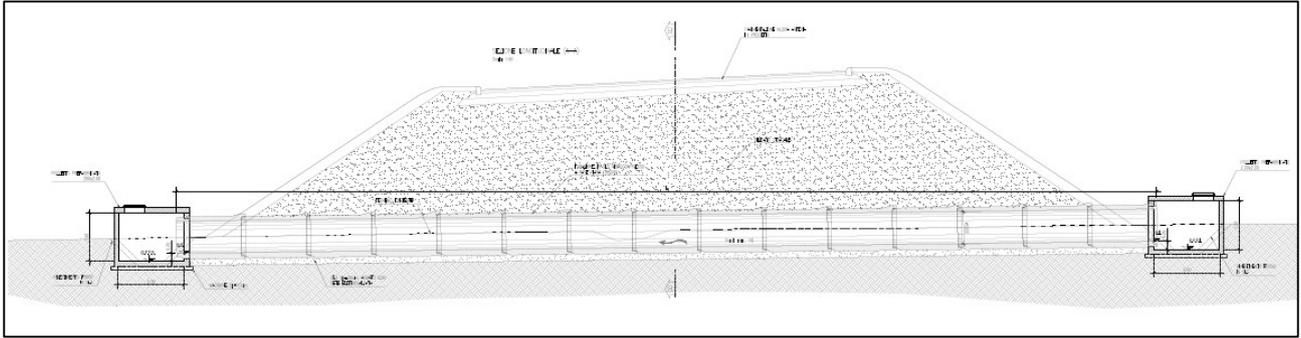


Figura 24. Attraversamento con un tombino in cls DN1500, pendenza 1%.

## Allegato 1: Risultati modellazione Fiume Ellero

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 33 Profile: Q-Tr200=711

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	440.50				
Vel Head (m)	1.98	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	438.52	Reach Len. (m)	4.98	4.98	4.98
Crit W.S. (m)	439.12	Flow Area (m2)	40.09	91.55	20.64
E.G. Slope (m/m)	0.021389	Area (m2)	40.09	91.55	20.64
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	64.73	612.25	34.02
Top Width (m)	155.42	Top Width (m)	65.07	59.05	31.29
Vel Total (m/s)	4.67	Avg. Vel. (m/s)	1.61	6.69	1.65
Max Chl Dpth (m)	2.63	Hydr. Depth (m)	0.62	1.55	0.66
Conv. Total (m3/s)	4861.5	Conv. (m3/s)	442.6	4186.3	232.6
Length Wtd. (m)	4.98	Wetted Per. (m)	66.07	61.21	31.68
Min Ch El (m)	435.89	Shear (N/m2)	127.27	313.72	136.68
Alpha	1.78	Stream Power (N/m s)	205.48	2098.17	225.26
Frctn Loss (m)	0.10	Cum Volume (1000 m3)	75.31	119.65	35.39
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	71.61	47.12	38.37

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 31 Profile: Q-Tr200=711

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	439.27				
Vel Head (m)	0.79	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	438.48	Reach Len. (m)	4.91	4.91	4.91
Crit W.S. (m)	438.42	Flow Area (m2)	61.24	108.86	97.05
E.G. Slope (m/m)	0.005027	Area (m2)	61.24	108.86	97.05
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	70.00	501.59	139.40
Top Width (m)	158.21	Top Width (m)	54.40	42.46	61.35
Vel Total (m/s)	2.66	Avg. Vel. (m/s)	1.14	4.61	1.44
Max Chl Dpth (m)	3.04	Hydr. Depth (m)	1.13	2.56	1.58
Conv. Total (m3/s)	10028.3	Conv. (m3/s)	987.4	7074.7	1966.2
Length Wtd. (m)	4.91	Wetted Per. (m)	54.91	42.96	61.78
Min Ch El (m)	435.44	Shear (N/m2)	54.98	124.92	77.43
Alpha	2.19	Stream Power (N/m s)	62.85	575.62	111.22
Frctn Loss (m)	0.03	Cum Volume (1000 m3)	73.45	114.66	34.00
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	68.70	44.26	36.58

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 29 Profile: Q-Tr200=711

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	438.80				
Vel Head (m)	1.38	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	437.42	Reach Len. (m)	4.95	4.95	4.95
Crit W.S. (m)	437.79	Flow Area (m2)	49.30	106.41	36.45
E.G. Slope (m/m)	0.009158	Area (m2)	49.30	106.41	36.45
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	59.91	599.83	51.26
Top Width (m)	148.12	Top Width (m)	62.72	48.12	37.27
Vel Total (m/s)	3.70	Avg. Vel. (m/s)	1.22	5.64	1.41
Max Chl Dpth (m)	2.95	Hydr. Depth (m)	0.79	2.21	0.98
Conv. Total (m3/s)	7429.8	Conv. (m3/s)	626.0	6268.2	535.7
Length Wtd. (m)	4.95	Wetted Per. (m)	63.26	48.67	37.57
Min Ch El (m)	434.47	Shear (N/m2)	69.99	196.36	87.14
Alpha	1.98	Stream Power (N/m s)	85.05	1106.86	122.54
Frctn Loss (m)	0.05	Cum Volume (1000 m3)	70.87	109.32	31.44
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	65.81	41.92	34.47

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 27 Profile: Q-Tr200=711

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	437.99				
Vel Head (m)	0.42	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	437.57	Reach Len. (m)	4.96	4.96	4.96
Crit W.S. (m)	436.95	Flow Area (m2)	183.96	128.73	57.37
E.G. Slope (m/m)	0.002122	Area (m2)	183.96	128.73	57.37
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	197.57	450.95	62.48

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 27 Profile: Q-Tr200=711 (Continued)

Top Width (m)	161.07	Top Width (m)	93.81	38.92	28.34
Vel Total (m/s)	1.92	Avg. Vel. (m/s)	1.07	3.50	1.09
Max Chl Dpth (m)	4.14	Hydr. Depth (m)	1.96	3.31	2.02
Conv. Total (m3/s)	15433.3	Conv. (m3/s)	4288.5	9788.5	1356.3
Length Wtd. (m)	4.96	Wetted Per. (m)	94.88	40.14	28.97
Min Ch El (m)	433.43	Shear (N/m2)	40.36	66.75	41.21
Alpha	2.22	Stream Power (N/m s)	43.34	233.82	44.89
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	66.08	103.74	29.48
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	61.89	39.74	32.79

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 25 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	437.49	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.87	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	436.63	Reach Len. (m)	4.17	4.17	4.17
Crit W.S. (m)	436.55	Flow Area (m2)	175.02	91.76	4.16
E.G. Slope (m/m)	0.004261	Area (m2)	175.02	91.76	4.16
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	246.18	460.82	4.01
Top Width (m)	131.84	Top Width (m)	100.57	27.60	3.68
Vel Total (m/s)	2.62	Avg. Vel. (m/s)	1.41	5.02	0.96
Max Chl Dpth (m)	3.81	Hydr. Depth (m)	1.74	3.33	1.13
Conv. Total (m3/s)	10892.5	Conv. (m3/s)	3771.4	7059.7	61.4
Length Wtd. (m)	4.17	Wetted Per. (m)	101.57	28.12	4.27
Min Ch El (m)	432.81	Shear (N/m2)	72.00	136.37	40.76
Alpha	2.47	Stream Power (N/m s)	101.27	684.83	39.24
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	58.50	98.56	28.83
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	57.04	38.09	32.29

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 23 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	437.24	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.97	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	436.28	Reach Len. (m)	4.95	4.95	4.95
Crit W.S. (m)	436.28	Flow Area (m2)	141.15	102.17	7.28
E.G. Slope (m/m)	0.004362	Area (m2)	141.15	102.17	7.28
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	188.03	515.94	7.03
Top Width (m)	128.11	Top Width (m)	89.84	31.13	7.14
Vel Total (m/s)	2.84	Avg. Vel. (m/s)	1.33	5.05	0.97
Max Chl Dpth (m)	3.68	Hydr. Depth (m)	1.57	3.28	1.02
Conv. Total (m3/s)	10765.8	Conv. (m3/s)	2847.1	7812.3	106.4
Length Wtd. (m)	4.95	Wetted Per. (m)	90.45	31.59	7.56
Min Ch El (m)	432.59	Shear (N/m2)	66.75	138.32	41.18
Alpha	2.36	Stream Power (N/m s)	88.91	698.50	39.75
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	49.84	93.60	28.51
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	52.24	36.63	31.95

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 21 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	436.94	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.05	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	435.89	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	435.89	Flow Area (m2)	124.28	99.90	8.85
E.G. Slope (m/m)	0.004620	Area (m2)	124.28	99.90	8.85
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	178.53	522.17	10.30
Top Width (m)	110.34	Top Width (m)	73.78	29.72	6.84
Vel Total (m/s)	3.05	Avg. Vel. (m/s)	1.44	5.23	1.16
Max Chl Dpth (m)	4.14	Hydr. Depth (m)	1.68	3.36	1.29
Conv. Total (m3/s)	10460.8	Conv. (m3/s)	2626.7	7682.6	151.5
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	74.25	30.63	7.25
Min Ch El (m)	431.76	Shear (N/m2)	75.83	147.77	55.30

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 21 Profile: Q-Tr200=711 (Continued)

Alpha	2.21	Stream Power (N/m s)	108.93	772.37	64.36
Frctn Loss (m)	0.03	Cum Volume (1000 m3)	42.78	87.94	28.11
C & E Loss (m)	0.03	Cum SA (1000 m2)	48.31	34.99	31.61

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 19 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	436.35	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.00	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	434.35	Reach Len. (m)	4.26	4.26	4.26
Crit W.S. (m)	434.97	Flow Area (m2)	55.08	95.91	1.44
E.G. Slope (m/m)	0.013126	Area (m2)	55.08	95.91	1.44
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	74.56	634.83	1.60
Top Width (m)	127.90	Top Width (m)	80.86	44.58	2.46
Vel Total (m/s)	4.66	Avg. Vel. (m/s)	1.35	6.62	1.12
Max Chl Dpth (m)	2.76	Hydr. Depth (m)	0.68	2.15	0.58
Conv. Total (m3/s)	6205.8	Conv. (m3/s)	650.8	5541.0	14.0
Length Wtd. (m)	4.26	Wetted Per. (m)	81.36	45.15	2.74
Min Ch El (m)	431.58	Shear (N/m2)	87.14	273.41	67.54
Alpha	1.81	Stream Power (N/m s)	117.97	1809.82	75.46
Frctn Loss (m)	0.06	Cum Volume (1000 m3)	38.86	83.30	27.98
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	44.52	33.15	31.44

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 17 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	435.44	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.36	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	433.08	Reach Len. (m)	4.91	4.91	4.91
Crit W.S. (m)	433.89	Flow Area (m2)	2.20	103.99	0.51
E.G. Slope (m/m)	0.024839	Area (m2)	2.20	103.99	0.51
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	2.01	708.41	0.58
Top Width (m)	88.36	Top Width (m)	12.04	75.01	1.31
Vel Total (m/s)	6.66	Avg. Vel. (m/s)	0.91	6.81	1.15
Max Chl Dpth (m)	2.28	Hydr. Depth (m)	0.18	1.39	0.39
Conv. Total (m3/s)	4511.3	Conv. (m3/s)	12.8	4494.9	3.7
Length Wtd. (m)	4.91	Wetted Per. (m)	12.13	75.65	1.50
Min Ch El (m)	430.80	Shear (N/m2)	44.13	334.82	82.34
Alpha	1.04	Stream Power (N/m s)	40.36	2280.93	94.41
Frctn Loss (m)	0.12	Cum Volume (1000 m3)	37.64	78.13	27.92
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	41.81	30.23	31.35

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 12.5 BR U Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	433.82	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.31	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	432.51	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	432.87	Flow Area (m2)	6.11	137.97	1.35
E.G. Slope (m/m)	0.012961	Area (m2)	6.11	137.97	1.35
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	7.18	702.56	1.26
Top Width (m)	105.78	Top Width (m)	11.68	91.11	2.99
Vel Total (m/s)	4.89	Avg. Vel. (m/s)	1.17	5.09	0.93
Max Chl Dpth (m)	3.00	Hydr. Depth (m)	0.52	1.51	0.45
Conv. Total (m3/s)	6245.2	Conv. (m3/s)	63.1	6171.1	11.1
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)	11.86	95.37	3.34
Min Ch El (m)	429.51	Shear (N/m2)	65.51	183.89	51.40
Alpha	1.07	Stream Power (N/m s)	76.92	936.38	47.97
Frctn Loss (m)	0.15	Cum Volume (1000 m3)	37.55	72.52	27.90
C & E Loss (m)	0.04	Cum SA (1000 m2)	41.55	25.90	31.29

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 12.5 BR D Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	433.52	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.48	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.000
W.S. Elev (m)	433.04	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	432.45	Flow Area (m2)	36.45	222.27	0.00
E.G. Slope (m/m)	0.002584	Area (m2)	36.45	222.27	0.00
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	18.54	692.46	0.00
Top Width (m)	165.57	Top Width (m)	75.87	89.70	0.01
Vel Total (m/s)	2.75	Avg. Vel. (m/s)	0.51	3.12	0.02
Max Chl Dpth (m)	3.61	Hydr. Depth (m)	0.48	2.48	0.00
Conv. Total (m3/s)	13985.7	Conv. (m3/s)	364.7	13621.0	0.0
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)	77.50	95.80	0.01
Min Ch El (m)	429.43	Shear (N/m2)	11.92	58.81	
Alpha	1.25	Stream Power (N/m s)	6.06	183.20	
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	37.55	72.52	27.90
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	41.55	25.90	31.29

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 11 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	433.41	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.59	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	432.82	Reach Len. (m)	4.90	4.90	4.90
Crit W.S. (m)	432.37	Flow Area (m2)	33.73	197.07	1.93
E.G. Slope (m/m)	0.003044	Area (m2)	33.73	197.07	1.93
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	26.08	683.61	1.31
Top Width (m)	148.62	Top Width (m)	66.32	80.62	1.68
Vel Total (m/s)	3.06	Avg. Vel. (m/s)	0.77	3.47	0.68
Max Chl Dpth (m)	3.55	Hydr. Depth (m)	0.51	2.44	1.15
Conv. Total (m3/s)	12886.5	Conv. (m3/s)	472.8	12390.0	23.7
Length Wtd. (m)	4.90	Wetted Per. (m)	66.55	81.73	2.59
Min Ch El (m)	429.27	Shear (N/m2)	15.13	71.98	22.24
Alpha	1.24	Stream Power (N/m s)	11.70	249.69	15.12
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	36.25	64.50	27.88
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	38.67	22.64	31.26

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 9 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	433.21	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.36	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	432.85	Reach Len. (m)	4.26	4.26	4.26
Crit W.S. (m)	431.87	Flow Area (m2)	208.44	204.59	9.68
E.G. Slope (m/m)	0.001299	Area (m2)	208.44	204.59	9.68
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	109.81	594.31	6.87
Top Width (m)	278.58	Top Width (m)	216.01	57.21	5.36
Vel Total (m/s)	1.68	Avg. Vel. (m/s)	0.53	2.90	0.71
Max Chl Dpth (m)	4.43	Hydr. Depth (m)	0.96	3.58	1.81
Conv. Total (m3/s)	19727.2	Conv. (m3/s)	3046.8	16489.6	190.7
Length Wtd. (m)	4.26	Wetted Per. (m)	216.51	58.46	6.43
Min Ch El (m)	428.43	Shear (N/m2)	12.26	44.58	19.18
Alpha	2.51	Stream Power (N/m s)	6.46	129.51	13.62
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	31.23	54.46	27.64
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	31.69	19.32	31.09

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 7 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	433.13	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.43	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	432.69	Reach Len. (m)	4.27	4.27	4.27
Crit W.S. (m)	432.15	Flow Area (m2)	288.81	142.56	19.06
E.G. Slope (m/m)	0.001516	Area (m2)	288.81	142.56	19.06
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	198.88	494.63	17.48

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 7 Profile: Q-Tr200=711 (Continued)

Top Width (m)	268.31	Top Width (m)	224.87	34.67	8.77
Vel Total (m/s)	1.58	Avg. Vel. (m/s)	0.69	3.47	0.92
Max Chl Dpth (m)	4.72	Hydr. Depth (m)	1.28	4.11	2.17
Conv. Total (m3/s)	18261.7	Conv. (m3/s)	5108.3	12704.5	449.0
Length Wtd. (m)	4.27	Wetted Per. (m)	225.39	35.04	9.68
Min Ch El (m)	427.97	Shear (N/m2)	19.05	60.48	29.28
Alpha	3.42	Stream Power (N/m s)	13.12	209.85	26.86
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	17.72	46.52	26.83
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	20.27	17.30	30.70

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 5 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	432.61	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.36	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	431.25	Reach Len. (m)	4.29	4.29	4.29
Crit W.S. (m)	431.19	Flow Area (m2)	73.30	114.05	20.85
E.G. Slope (m/m)	0.005392	Area (m2)	73.30	114.05	20.85
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	57.38	626.25	27.37
Top Width (m)	176.66	Top Width (m)	125.18	36.09	15.40
Vel Total (m/s)	3.42	Avg. Vel. (m/s)	0.78	5.49	1.31
Max Chl Dpth (m)	3.63	Hydr. Depth (m)	0.59	3.16	1.35
Conv. Total (m3/s)	9682.3	Conv. (m3/s)	781.4	8528.2	372.7
Length Wtd. (m)	4.29	Wetted Per. (m)	125.43	36.46	16.01
Min Ch El (m)	427.62	Shear (N/m2)	30.90	165.39	68.86
Alpha	2.29	Stream Power (N/m s)	24.19	908.19	90.40
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	7.76	40.14	26.08
C & E Loss (m)	0.14	Cum SA (1000 m2)	10.36	15.66	30.08

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 3 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	431.80	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.97	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	430.83	Reach Len. (m)	4.23	4.23	4.23
Crit W.S. (m)	430.99	Flow Area (m2)	110.59	99.38	111.80
E.G. Slope (m/m)	0.003585	Area (m2)	110.59	99.38	111.80
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	85.58	508.25	117.17
Top Width (m)	250.76	Top Width (m)	137.56	25.47	87.73
Vel Total (m/s)	2.21	Avg. Vel. (m/s)	0.77	5.11	1.05
Max Chl Dpth (m)	4.33	Hydr. Depth (m)	0.80	3.90	1.27
Conv. Total (m3/s)	11875.3	Conv. (m3/s)	1429.4	8489.0	1956.9
Length Wtd. (m)	4.23	Wetted Per. (m)	138.16	26.03	88.75
Min Ch El (m)	426.50	Shear (N/m2)	28.14	134.22	44.28
Alpha	3.88	Stream Power (N/m s)	21.78	686.44	46.41
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	2.99	34.47	23.18
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	4.33	14.07	28.01

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 1 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	431.25	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.02	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	429.23	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	429.90	Flow Area (m2)	24.34	79.51	85.59
E.G. Slope (m/m)	0.011806	Area (m2)	24.34	79.51	85.59
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	29.63	560.58	120.79
Top Width (m)	177.30	Top Width (m)	40.24	31.13	105.93
Vel Total (m/s)	3.75	Avg. Vel. (m/s)	1.22	7.05	1.41
Max Chl Dpth (m)	2.94	Hydr. Depth (m)	0.60	2.55	0.81
Conv. Total (m3/s)	6543.6	Conv. (m3/s)	272.7	5159.2	1111.7
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	40.79	31.45	106.15
Min Ch El (m)	426.29	Shear (N/m2)	69.10	292.69	93.35

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 1 Profile: Q-Tr200=711 (Continued)

Alpha	2.81	Stream Power (N/m s)	84.11	2063.54	131.74
Frctn Loss (m)	0.06	Cum Volume (1000 m3)	0.81	30.00	19.22
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	1.46	12.55	23.26

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 0.8 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	429.97	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.89	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	429.08	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	429.08	Flow Area (m2)	0.57	127.69	123.96
E.G. Slope (m/m)	0.004229	Area (m2)	0.57	127.69	123.96
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	0.29	584.14	126.57
Top Width (m)	160.07	Top Width (m)	1.27	43.16	115.64
Vel Total (m/s)	2.82	Avg. Vel. (m/s)	0.50	4.57	1.02
Max Chl Dpth (m)	4.11	Hydr. Depth (m)	0.45	2.96	1.07
Conv. Total (m3/s)	10932.8	Conv. (m3/s)	4.4	8982.1	1946.2
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	1.56	44.74	115.67
Min Ch El (m)	424.97	Shear (N/m2)	15.28	118.36	44.45
Alpha	2.19	Stream Power (N/m s)	7.66	541.47	45.38
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	0.04	18.65	7.85
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	0.15	8.47	14.17

Plan: Plan 45 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 0.6 Profile: Q-Tr200=711

E.G. Elev (m)	429.27	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.87	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	427.40	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	428.01	Flow Area (m2)	0.09	113.19	23.90
E.G. Slope (m/m)	0.011424	Area (m2)	0.09	113.19	23.90
Q Total (m3/s)	711.00	Flow (m3/s)	0.03	693.71	17.26
Top Width (m)	133.10	Top Width (m)	0.78	53.31	79.02
Vel Total (m/s)	5.18	Avg. Vel. (m/s)	0.36	6.13	0.72
Max Chl Dpth (m)	3.85	Hydr. Depth (m)	0.11	2.12	0.30
Conv. Total (m3/s)	6652.1	Conv. (m3/s)	0.3	6490.3	161.5
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	0.81	53.90	79.03
Min Ch El (m)	423.55	Shear (N/m2)	12.07	235.27	33.89
Alpha	1.36	Stream Power (N/m s)	4.38	1441.87	24.47
Frctn Loss (m)	0.06	Cum Volume (1000 m3)	0.01	8.76	2.28
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.06	4.77	6.22

## Allegato 2: Risultati modellazione ture per cantiere pile

Plan: Plan 61 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 13 Profile: Q-Tr2=98 (Continued)

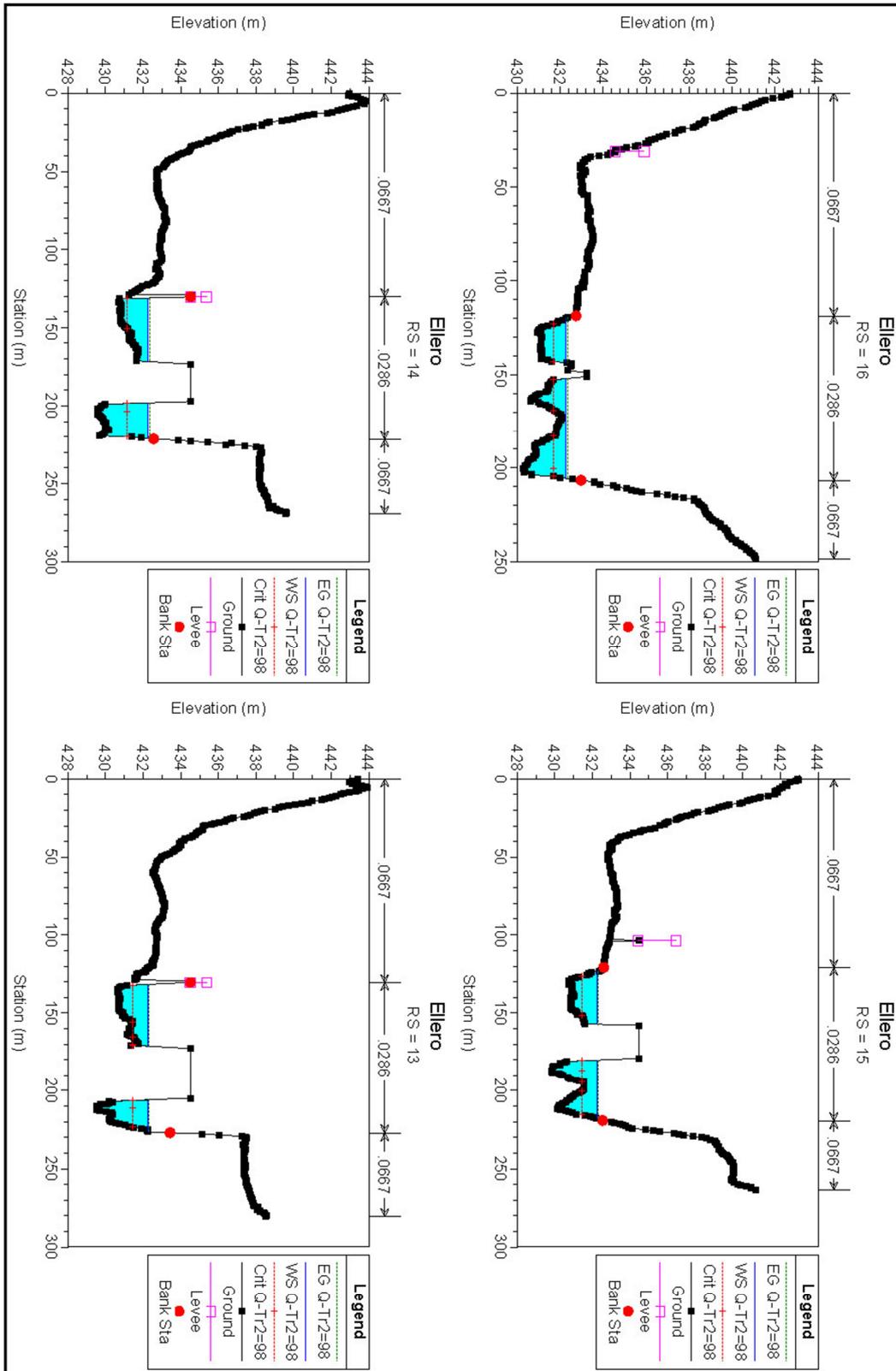
Top Width (m)	59.83	Top Width (m)		59.83	
Vel Total (m/s)	1.21	Avg. Vel. (m/s)		1.21	
Max Chl Dpth (m)	2.73	Hydr. Depth (m)		1.36	
Conv. Total (m3/s)	3345.9	Conv. (m3/s)		3345.9	
Length Wtd. (m)	12.21	Wetted Per. (m)		63.47	
Min Ch El (m)	429.51	Shear (N/m2)		10.76	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		12.99	
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)	0.01	17.36	0.00
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)	0.05	19.45	0.00

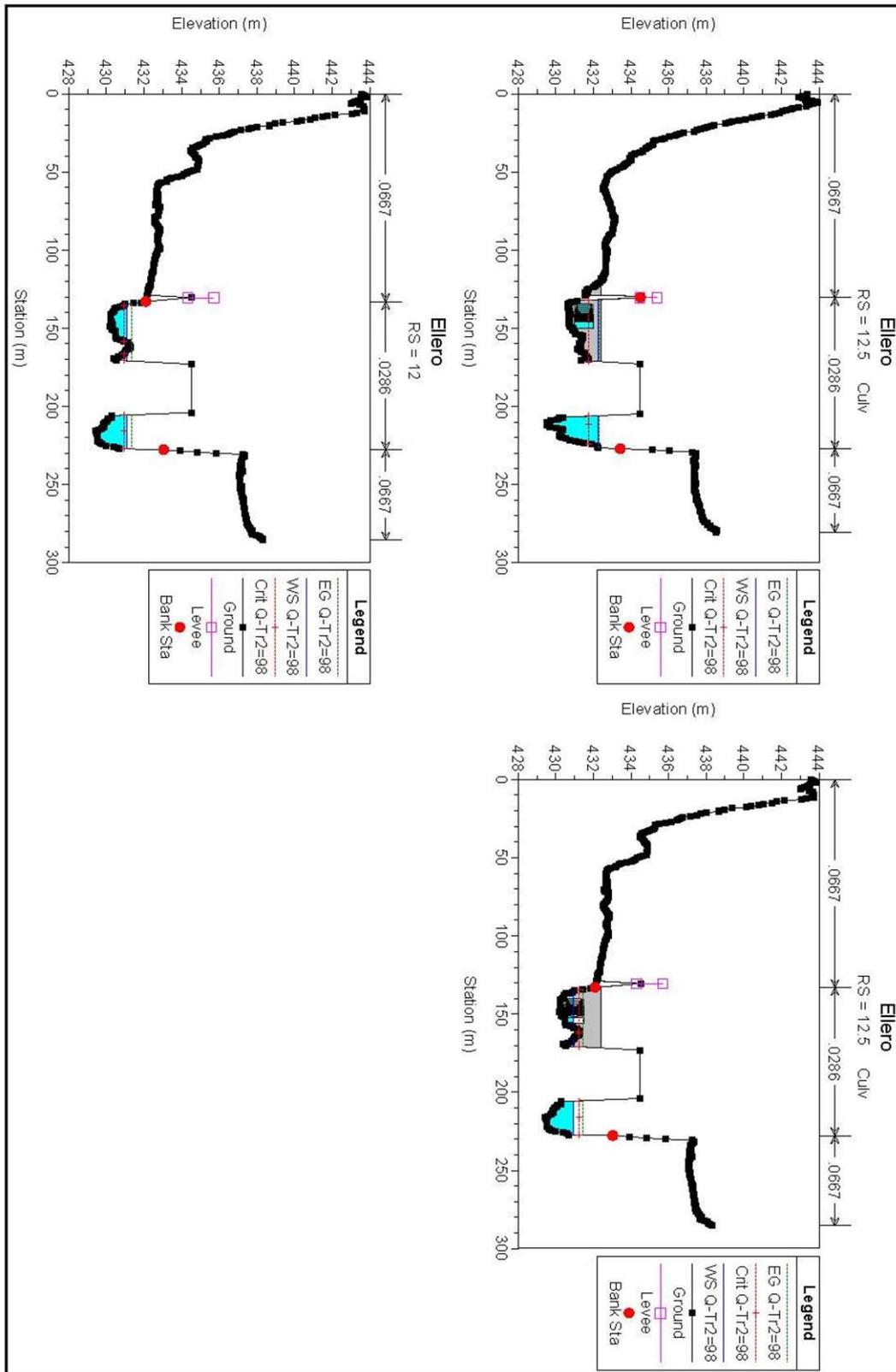
Plan: Plan 61 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 12 Profile: Q-Tr2=98

E.G. Elev (m)	431.34	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.23	Wt. n-Val.		0.029	
W.S. Elev (m)	431.11	Reach Len. (m)	4.71	4.71	4.71
Crit W.S. (m)	430.92	Flow Area (m2)		46.41	
E.G. Slope (m/m)	0.004614	Area (m2)		46.41	
Q Total (m3/s)	98.00	Flow (m3/s)		98.00	
Top Width (m)	53.59	Top Width (m)		53.59	
Vel Total (m/s)	2.11	Avg. Vel. (m/s)		2.11	
Max Chl Dpth (m)	1.68	Hydr. Depth (m)		0.87	
Conv. Total (m3/s)	1442.7	Conv. (m3/s)		1442.7	
Length Wtd. (m)	4.71	Wetted Per. (m)		55.37	
Min Ch El (m)	429.43	Shear (N/m2)		37.93	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		80.09	
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	0.01	16.81	0.00
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.05	18.76	0.00

Plan: Plan 61 AstaElleroHR AstaElleroHR RS: 11 Profile: Q-Tr2=98

E.G. Elev (m)	431.05	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.43	Wt. n-Val.		0.029	
W.S. Elev (m)	430.62	Reach Len. (m)	4.90	4.90	4.90
Crit W.S. (m)	430.67	Flow Area (m2)		33.70	
E.G. Slope (m/m)	0.010775	Area (m2)		33.70	
Q Total (m3/s)	98.00	Flow (m3/s)		98.00	
Top Width (m)	46.20	Top Width (m)		46.20	
Vel Total (m/s)	2.91	Avg. Vel. (m/s)		2.91	
Max Chl Dpth (m)	1.35	Hydr. Depth (m)		0.73	
Conv. Total (m3/s)	944.1	Conv. (m3/s)		944.1	
Length Wtd. (m)	4.90	Wetted Per. (m)		46.99	
Min Ch El (m)	429.27	Shear (N/m2)		75.78	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		220.39	
Frctn Loss (m)	0.06	Cum Volume (1000 m3)	0.00	15.23	0.00
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	0.01	16.82	0.00





### Allegato 3: Risultati modellazione Torrente Ermena

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 152 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	427.69	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.18	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	427.51	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	426.61	Flow Area (m2)	0.60	66.47	0.02
E.G. Slope (m/m)	0.001328	Area (m2)	0.60	66.47	0.02
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)	0.08	124.92	0.00
Top Width (m)	41.67	Top Width (m)	5.46	35.98	0.23
Vel Total (m/s)	1.86	Avg. Vel. (m/s)	0.13	1.88	0.08
Max Chl Dpth (m)	2.84	Hydr. Depth (m)	0.11	1.85	0.07
Conv. Total (m3/s)	3429.7	Conv. (m3/s)	2.1	3427.6	0.0
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	5.48	37.12	0.26
Min Ch El (m)	424.67	Shear (N/m2)	1.43	23.33	0.74
Alpha	1.02	Stream Power (N/m s)	0.18	43.84	0.06
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	0.63	27.72	0.30
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	3.21	15.74	0.70

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 150 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	427.01	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.00	Wt. n-Val.	0.067	0.029	
W.S. Elev (m)	425.01	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	425.59	Flow Area (m2)	0.03	19.97	
E.G. Slope (m/m)	0.019546	Area (m2)	0.03	19.97	
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)	0.01	124.99	
Top Width (m)	12.65	Top Width (m)	0.36	12.30	
Vel Total (m/s)	6.25	Avg. Vel. (m/s)	0.36	6.26	
Max Chl Dpth (m)	2.13	Hydr. Depth (m)	0.08	1.62	
Conv. Total (m3/s)	894.1	Conv. (m3/s)	0.1	894.0	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	0.39	13.78	
Min Ch El (m)	422.88	Shear (N/m2)	13.48	277.71	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	4.82	1738.23	
Frctn Loss (m)	0.10	Cum Volume (1000 m3)	0.60	25.80	0.30
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	3.06	14.58	0.70

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 148 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	425.86	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.13	Wt. n-Val.	0.000	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	423.73	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	424.36	Flow Area (m2)	0.00	19.34	0.00
E.G. Slope (m/m)	0.025922	Area (m2)	0.00	19.34	0.00
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)	0.00	125.00	0.00
Top Width (m)	14.55	Top Width (m)	0.00	14.50	0.05
Vel Total (m/s)	6.46	Avg. Vel. (m/s)	0.03	6.46	0.15
Max Chl Dpth (m)	1.68	Hydr. Depth (m)	0.00	1.33	0.02
Conv. Total (m3/s)	776.4	Conv. (m3/s)	0.0	776.4	0.0
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	0.01	15.72	0.06
Min Ch El (m)	422.05	Shear (N/m2)		312.69	3.79
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		2020.91	0.56
Frctn Loss (m)	0.12	Cum Volume (1000 m3)	0.60	24.82	0.30
C & E Loss (m)	0.09	Cum SA (1000 m2)	3.05	13.90	0.69

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 146 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	425.06	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.24	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	424.82	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	423.76	Flow Area (m2)	0.14	57.69	0.02
E.G. Slope (m/m)	0.001350	Area (m2)	0.14	57.69	0.02
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)	0.02	124.98	0.00

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 146 Profile: Q-Tr200=125 (Continued)

Top Width (m)	25.44	Top Width (m)	0.81	24.39	0.24
Vel Total (m/s)	2.16	Avg. Vel. (m/s)	0.16	2.17	0.10
Max Chl Dpth (m)	3.40	Hydr. Depth (m)	0.17	2.37	0.10
Conv. Total (m3/s)	3401.6	Conv. (m3/s)	0.6	3400.9	0.1
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	0.87	26.36	0.31
Min Ch El (m)	421.42	Shear (N/m2)	2.12	28.99	1.01
Alpha	1.01	Stream Power (N/m s)	0.35	62.79	0.10
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	0.59	22.99	0.30
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	3.02	12.97	0.68

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 144 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	424.87	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.01	Wt. n-Val.		0.029	
W.S. Elev (m)	423.86	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	423.86	Flow Area (m2)		28.05	
E.G. Slope (m/m)	0.007910	Area (m2)		28.05	
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		125.00	
Top Width (m)	13.89	Top Width (m)		13.89	
Vel Total (m/s)	4.46	Avg. Vel. (m/s)		4.46	
Max Chl Dpth (m)	2.59	Hydr. Depth (m)		2.02	
Conv. Total (m3/s)	1405.4	Conv. (m3/s)		1405.4	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		16.35	
Min Ch El (m)	421.27	Shear (N/m2)		133.09	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		593.19	
Frctn Loss (m)	0.05	Cum Volume (1000 m3)	0.59	19.86	0.30
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m2)	3.01	11.80	0.68

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 142 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	422.87	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	3.76	Wt. n-Val.		0.029	0.067
W.S. Elev (m)	419.11	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	420.18	Flow Area (m2)		14.55	0.02
E.G. Slope (m/m)	0.054673	Area (m2)		14.55	0.02
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		124.99	0.01
Top Width (m)	12.28	Top Width (m)		11.96	0.32
Vel Total (m/s)	8.58	Avg. Vel. (m/s)		8.59	0.46
Max Chl Dpth (m)	1.77	Hydr. Depth (m)		1.22	0.05
Conv. Total (m3/s)	534.6	Conv. (m3/s)		534.6	0.0
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		13.51	0.33
Min Ch El (m)	417.34	Shear (N/m2)		577.32	25.34
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		4958.65	11.61
Frctn Loss (m)	0.26	Cum Volume (1000 m3)	0.59	18.91	0.30
C & E Loss (m)	0.09	Cum SA (1000 m2)	3.01	11.04	0.68

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 140 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	420.93	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.21	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	420.73	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	419.13	Flow Area (m2)	0.20	62.16	0.12
E.G. Slope (m/m)	0.000963	Area (m2)	0.20	62.16	0.12
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)	0.03	124.95	0.01
Top Width (m)	23.56	Top Width (m)	0.75	21.92	0.89
Vel Total (m/s)	2.00	Avg. Vel. (m/s)	0.17	2.01	0.11
Max Chl Dpth (m)	3.90	Hydr. Depth (m)	0.26	2.84	0.13
Conv. Total (m3/s)	4028.4	Conv. (m3/s)	1.1	4026.9	0.4
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	0.89	24.65	0.97
Min Ch El (m)	416.83	Shear (N/m2)	2.09	23.81	1.12

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 140 Profile: Q-Tr200=125 (Continued)

Alpha	1.01	Stream Power (N/m s)	0.36	47.86	0.13
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	0.59	17.24	0.29
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	3.00	10.24	0.64

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 138 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	420.15	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.70	Wt. n-Val.		0.029	
W.S. Elev (m)	417.46	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	418.25	Flow Area (m2)		17.19	
E.G. Slope (m/m)	0.026358	Area (m2)		17.19	
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		125.00	
Top Width (m)	9.59	Top Width (m)		9.59	
Vel Total (m/s)	7.27	Avg. Vel. (m/s)		7.27	
Max Chl Dpth (m)	2.15	Hydr. Depth (m)		1.79	
Conv. Total (m3/s)	769.9	Conv. (m3/s)		769.9	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		11.86	
Min Ch El (m)	415.31	Shear (N/m2)		374.77	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		2725.27	
Frctn Loss (m)	0.12	Cum Volume (1000 m3)	0.58	15.53	0.29
C & E Loss (m)	0.07	Cum SA (1000 m2)	2.97	9.56	0.61

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 136 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	419.05	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.56	Wt. n-Val.	0.067	0.029	0.067
W.S. Elev (m)	417.49	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	417.69	Flow Area (m2)	0.08	22.59	0.00
E.G. Slope (m/m)	0.010738	Area (m2)	0.08	22.59	0.00
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)	0.03	124.97	0.00
Top Width (m)	9.60	Top Width (m)	0.35	9.19	0.06
Vel Total (m/s)	5.51	Avg. Vel. (m/s)	0.41	5.53	0.14
Max Chl Dpth (m)	3.07	Hydr. Depth (m)	0.22	2.46	0.06
Conv. Total (m3/s)	1206.3	Conv. (m3/s)	0.3	1206.0	0.0
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	0.56	11.97	0.13
Min Ch El (m)	414.42	Shear (N/m2)	14.40	198.68	2.83
Alpha	1.01	Stream Power (N/m s)	5.94	1099.21	0.40
Frctn Loss (m)	0.06	Cum Volume (1000 m3)	0.58	14.48	0.29
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	2.96	9.06	0.61

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 134 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	418.12	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.35	Wt. n-Val.		0.029	0.067
W.S. Elev (m)	416.76	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	417.17	Flow Area (m2)		19.45	11.69
E.G. Slope (m/m)	0.012403	Area (m2)	0.00	19.45	11.69
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		107.46	17.54
Top Width (m)	22.11	Top Width (m)		8.76	13.34
Vel Total (m/s)	4.01	Avg. Vel. (m/s)		5.52	1.50
Max Chl Dpth (m)	2.93	Hydr. Depth (m)		2.22	0.88
Conv. Total (m3/s)	1122.4	Conv. (m3/s)		964.9	157.5
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		11.51	13.71
Min Ch El (m)	413.83	Shear (N/m2)		205.55	103.67
Alpha	1.65	Stream Power (N/m s)		1135.66	155.62
Frctn Loss (m)	0.08	Cum Volume (1000 m3)	0.57	13.38	0.10
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m2)	2.95	8.58	0.30

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 131.99 BR U Profile: Q-Tr200=125

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	416.46				
Vel Head (m)	3.10	Wt. n-Val.		0.029	
W.S. Elev (m)	413.36	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	414.25	Flow Area (m2)		16.03	
E.G. Slope (m/m)	0.041355	Area (m2)		16.03	
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		125.00	
Top Width (m)	12.85	Top Width (m)		12.85	
Vel Total (m/s)	7.80	Avg. Vel. (m/s)		7.80	
Max Chl Dpth (m)	1.81	Hydr. Depth (m)		1.25	
Conv. Total (m3/s)	614.7	Conv. (m3/s)		614.7	
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)		13.95	
Min Ch El (m)	411.55	Shear (N/m2)		465.95	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		3634.41	
Frctn Loss (m)	0.48	Cum Volume (1000 m3)	0.57	12.72	0.02
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m2)	2.95	8.07	0.11

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 131.99 BR D Profile: Q-Tr200=125

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	415.94				
Vel Head (m)	3.56	Wt. n-Val.		0.029	
W.S. Elev (m)	412.38	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	413.39	Flow Area (m2)		14.97	
E.G. Slope (m/m)	0.050221	Area (m2)		14.97	
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		125.00	
Top Width (m)	12.14	Top Width (m)		12.14	
Vel Total (m/s)	8.35	Avg. Vel. (m/s)		8.35	
Max Chl Dpth (m)	1.55	Hydr. Depth (m)		1.23	
Conv. Total (m3/s)	557.8	Conv. (m3/s)		557.8	
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)		13.60	
Min Ch El (m)	410.83	Shear (N/m2)		542.00	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		4527.02	
Frctn Loss (m)	0.03	Cum Volume (1000 m3)	0.57	12.72	0.02
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	2.95	8.07	0.11

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 130 Profile: Q-Tr200=125

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	414.62				
Vel Head (m)	3.40	Wt. n-Val.		0.029	
W.S. Elev (m)	411.22	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	412.15	Flow Area (m2)		15.31	
E.G. Slope (m/m)	0.053616	Area (m2)		15.31	
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		125.00	
Top Width (m)	14.30	Top Width (m)		14.30	
Vel Total (m/s)	8.16	Avg. Vel. (m/s)		8.16	
Max Chl Dpth (m)	1.46	Hydr. Depth (m)		1.07	
Conv. Total (m3/s)	539.8	Conv. (m3/s)		539.8	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		15.12	
Min Ch El (m)	409.76	Shear (N/m2)		532.36	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		4345.94	
Frctn Loss (m)	0.27	Cum Volume (1000 m3)	0.57	12.32	0.02
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	2.95	7.75	0.11

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 128 Profile: Q-Tr200=125

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	411.58				
Vel Head (m)	2.65	Wt. n-Val.		0.029	0.067
W.S. Elev (m)	408.93	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	409.63	Flow Area (m2)		17.32	0.05
E.G. Slope (m/m)	0.061503	Area (m2)		17.32	0.05
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		124.97	0.03

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 128 Profile: Q-Tr200=125 (Continued)

Top Width (m)	22.78	Top Width (m)		22.15	0.63
Vel Total (m/s)	7.20	Avg. Vel. (m/s)		7.21	0.67
Max Chl Dpth (m)	1.51	Hydr. Depth (m)		0.78	0.08
Conv. Total (m3/s)	504.0	Conv. (m3/s)		503.9	0.1
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		22.83	0.64
Min Ch El (m)	407.42	Shear (N/m2)		457.63	45.96
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		3301.19	30.72
Frctn Loss (m)	0.28	Cum Volume (1000 m3)	0.57	11.51	0.02
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	2.95	6.86	0.11

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 126 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	409.86	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.28	Wt. n-Val.		0.029	0.067
W.S. Elev (m)	407.57	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	408.43	Flow Area (m2)		18.67	0.04
E.G. Slope (m/m)	0.022504	Area (m2)		18.67	0.04
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		124.98	0.02
Top Width (m)	11.09	Top Width (m)		10.58	0.51
Vel Total (m/s)	6.68	Avg. Vel. (m/s)		6.69	0.40
Max Chl Dpth (m)	2.64	Hydr. Depth (m)		1.76	0.08
Conv. Total (m3/s)	833.3	Conv. (m3/s)		833.1	0.1
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		12.96	0.53
Min Ch El (m)	404.93	Shear (N/m2)		318.07	16.48
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		2128.73	6.57
Frctn Loss (m)	0.11	Cum Volume (1000 m3)	0.57	10.60	0.02
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	2.95	6.17	0.10

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 124 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	408.49	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.20	Wt. n-Val.		0.029	0.067
W.S. Elev (m)	406.29	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	406.85	Flow Area (m2)		19.04	0.01
E.G. Slope (m/m)	0.018020	Area (m2)		19.04	0.01
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		125.00	0.00
Top Width (m)	8.44	Top Width (m)		8.37	0.07
Vel Total (m/s)	6.56	Avg. Vel. (m/s)		6.56	0.20
Max Chl Dpth (m)	3.04	Hydr. Depth (m)		2.28	0.08
Conv. Total (m3/s)	931.2	Conv. (m3/s)		931.2	0.0
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		11.51	0.17
Min Ch El (m)	403.25	Shear (N/m2)		292.29	5.54
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		1918.79	1.11
Frctn Loss (m)	0.16	Cum Volume (1000 m3)	0.57	9.70	0.02
C & E Loss (m)	0.07	Cum SA (1000 m2)	2.95	5.70	0.10

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 122 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	406.75	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.18	Wt. n-Val.		0.029	
W.S. Elev (m)	405.57	Reach Len. (m)	3.93	3.93	3.93
Crit W.S. (m)	405.57	Flow Area (m2)		25.99	
E.G. Slope (m/m)	0.008361	Area (m2)		25.99	
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		125.00	
Top Width (m)	11.15	Top Width (m)		11.15	
Vel Total (m/s)	4.81	Avg. Vel. (m/s)		4.81	
Max Chl Dpth (m)	2.94	Hydr. Depth (m)		2.33	
Conv. Total (m3/s)	1367.0	Conv. (m3/s)		1367.0	
Length Wtd. (m)	3.93	Wetted Per. (m)		14.09	
Min Ch El (m)	402.63	Shear (N/m2)		151.26	

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 122 Profile: Q-Tr200=125 (Continued)

Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		727.41	
Frctn Loss (m)	0.04	Cum Volume (1000 m3)	0.57	7.63	0.00
C & E Loss (m)	0.03	Cum SA (1000 m2)	2.94	4.79	0.01

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 119 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	405.27	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.50	Wt. n-Val.	0.067	0.029	
W.S. Elev (m)	402.77	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	403.69	Flow Area (m2)	0.03	17.85	
E.G. Slope (m/m)	0.023928	Area (m2)	0.03	17.85	
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)	0.01	124.99	
Top Width (m)	10.43	Top Width (m)	0.89	9.54	
Vel Total (m/s)	6.99	Avg. Vel. (m/s)	0.25	7.00	
Max Chl Dpth (m)	2.26	Hydr. Depth (m)	0.04	1.87	
Conv. Total (m3/s)	808.1	Conv. (m3/s)	0.1	808.0	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	0.91	12.12	
Min Ch El (m)	400.51	Shear (N/m2)	8.32	345.68	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	2.08	2420.66	
Frctn Loss (m)	0.12	Cum Volume (1000 m3)	0.57	6.63	0.00
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	2.92	4.12	0.01

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 117 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	403.80	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.38	Wt. n-Val.		0.029	
W.S. Elev (m)	401.42	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	402.22	Flow Area (m2)		18.31	
E.G. Slope (m/m)	0.033366	Area (m2)		18.31	
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		125.00	
Top Width (m)	15.61	Top Width (m)		15.61	
Vel Total (m/s)	6.83	Avg. Vel. (m/s)		6.83	
Max Chl Dpth (m)	1.64	Hydr. Depth (m)		1.17	
Conv. Total (m3/s)	684.3	Conv. (m3/s)		684.3	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		16.56	
Min Ch El (m)	399.78	Shear (N/m2)		361.71	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		2469.89	
Frctn Loss (m)	0.16	Cum Volume (1000 m3)	0.54	5.74	0.00
C & E Loss (m)	0.05	Cum SA (1000 m2)	2.51	3.51	0.01

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 114.9 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	401.82	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	2.79	Wt. n-Val.		0.029	
W.S. Elev (m)	399.03	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	399.85	Flow Area (m2)		16.91	
E.G. Slope (m/m)	0.038991	Area (m2)		16.91	
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		125.00	
Top Width (m)	14.11	Top Width (m)		14.11	
Vel Total (m/s)	7.39	Avg. Vel. (m/s)		7.39	
Max Chl Dpth (m)	1.81	Hydr. Depth (m)		1.20	
Conv. Total (m3/s)	633.0	Conv. (m3/s)		633.0	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		15.25	
Min Ch El (m)	397.22	Shear (N/m2)		423.78	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		3133.54	
Frctn Loss (m)	0.17	Cum Volume (1000 m3)	0.38	4.66	0.00
C & E Loss (m)	0.10	Cum SA (1000 m2)	1.66	2.57	0.01

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 113 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	400.58	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.29	Wt. n-Val.	0.067	0.029	
W.S. Elev (m)	399.29	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	399.74	Flow Area (m2)	10.70	22.25	
E.G. Slope (m/m)	0.010440	Area (m2)	10.70	22.25	
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)	8.89	116.11	
Top Width (m)	36.25	Top Width (m)	26.89	9.37	
Vel Total (m/s)	3.79	Avg. Vel. (m/s)	0.83	5.22	
Max Chl Dpth (m)	2.97	Hydr. Depth (m)	0.40	2.38	
Conv. Total (m3/s)	1223.4	Conv. (m3/s)	87.0	1136.4	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)	26.99	12.60	
Min Ch El (m)	396.32	Shear (N/m2)	40.58	180.77	
Alpha	1.76	Stream Power (N/m s)	33.73	943.42	
Frctn Loss (m)	0.06	Cum Volume (1000 m3)	0.19	3.67	0.00
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	1.01	2.04	0.01

Plan: Plan 13 Ermena Ermena RS: 111 Profile: Q-Tr200=125

E.G. Elev (m)	399.39	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.87	Wt. n-Val.		0.029	
W.S. Elev (m)	397.52	Reach Len. (m)	4.20	4.20	4.20
Crit W.S. (m)	398.28	Flow Area (m2)		20.65	
E.G. Slope (m/m)	0.016515	Area (m2)		20.65	
Q Total (m3/s)	125.00	Flow (m3/s)		125.00	
Top Width (m)	11.55	Top Width (m)		11.55	
Vel Total (m/s)	6.05	Avg. Vel. (m/s)		6.05	
Max Chl Dpth (m)	2.50	Hydr. Depth (m)		1.79	
Conv. Total (m3/s)	972.7	Conv. (m3/s)		972.7	
Length Wtd. (m)	4.20	Wetted Per. (m)		13.20	
Min Ch El (m)	395.02	Shear (N/m2)		253.32	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		1533.75	
Frctn Loss (m)	0.07	Cum Volume (1000 m3)	0.13	2.66	0.00
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.82	1.48	0.01