

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI CUNEO



COMUNE DI PRIOLA
PROVINCIA DI CUNEO

RIPRISTINO DIFESA SPONDALE NEL FIUME TANARO

A MONTE DELLA LOC. PIANCHIOSSO

CN_A18_430_16_641

Ordinanza Commissariale n°3/A18.000/430 in data 22.03.2017

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

2 RELAZIONE IDRAULICA

Priola, li Luglio 2017

Redatto da:
ing. Alberto FERRERI

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO
882 Dott. Ing. Alberto Ferreri

STUDIO TECNICO FERRERI - ing. Alberto FERRERI - Tel 0174 / 81109
Piazza Vittorio Veneto n°2 - Garessio - (CN)

Sommario

1.	PORTATE DI PIENA.....	3
1.1.	Metodo razionale.....	5
1.1.1.	Tempo di corrivazione t_c	6
1.1.2.	Coefficiente di deflusso c	7
1.1.3.	Intensità di pioggia	8
1.1.4.	Portata di massima piena.....	8
1.2.	Calcolo della portata di massima piena del Fiume Tanaro.....	9
1.2.1.	Determinazione del tempo di corrivazione	9
1.2.2.	Definizione dell'altezza di pioggia	10
1.2.3.	Stima del coefficiente di deflusso	10
1.2.4.	Calcolo della portata di massima piena	11
2.	VERIFICHE IDRAULICHE DEL FIUME TANARO	12
2.1.	Modello idraulico	12
2.2.	Metodo di calcolo numerico	13
2.3.	Verifica idraulica del Fiume Tanaro	14
2.4.	Risultati numerici.....	15
2.4.1.	Situazione attuale.....	15
2.5.	Livelli idrometrici sulla sponda sinistra.....	17
2.5.1.	Situazione esistente	18
3.	CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI DELLE VERIFICHE IDRAULICHE	19
4.	PROFILI E SEZIONI DEL FIUME TANARO	20

1. PORTATE DI PIENA

La Direttiva “Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all’interno delle fasce A e B” del Piano Stralcio delle Fasce fluviali al paragrafo 2.5. Portate di piena specifica:

“La portata di piena di riferimento da assumere per le valutazioni idrauliche è quella per cui è stata condotta la delimitazione della fascia B.

I valori di riferimento delle portate di piena nelle diverse sezioni dei corsi d’acqua interessati dalla delimitazione delle fasce fluviali sono definiti dall’Autorità di bacino nell’ambito di apposita direttiva. ...”

L’Autorità di Bacino del Fiume Po attraverso la “Direttiva sulla piena da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica” contenuta nel “Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico” ha definito le portate di massima piena per la definizione delle fasce fluviali.

Nella Tabella 20 del sopraccitato documento sono riassunte le portate di massima piena utilizzate per delimitare le fasce A e B sul Fiume Tanaro. La frazione di Pianchiosso è situata circa 12 km a monte della sezione 123 (Ceva), a valle della quale è stata condotta la delimitazione delle fasce fluviali.

Per la sezione di Ceva, le portate di massima piena da assumersi sono:

- $Q_{20} = 670 \text{ m}^3/\text{s};$
- $Q_{100} = 990 \text{ m}^3/\text{s};$
- $Q_{200} = 1150 \text{ m}^3/\text{s};$
- $Q_{500} = 1340 \text{ m}^3/\text{s}.$

La figura successiva mostra l’ubicazione delle sezioni significative del Fiume Tanaro per cui l’Autorità di Bacino del Fiume Po ha definito le portate di massima piena per la definizione delle fasce fluviali A e B.

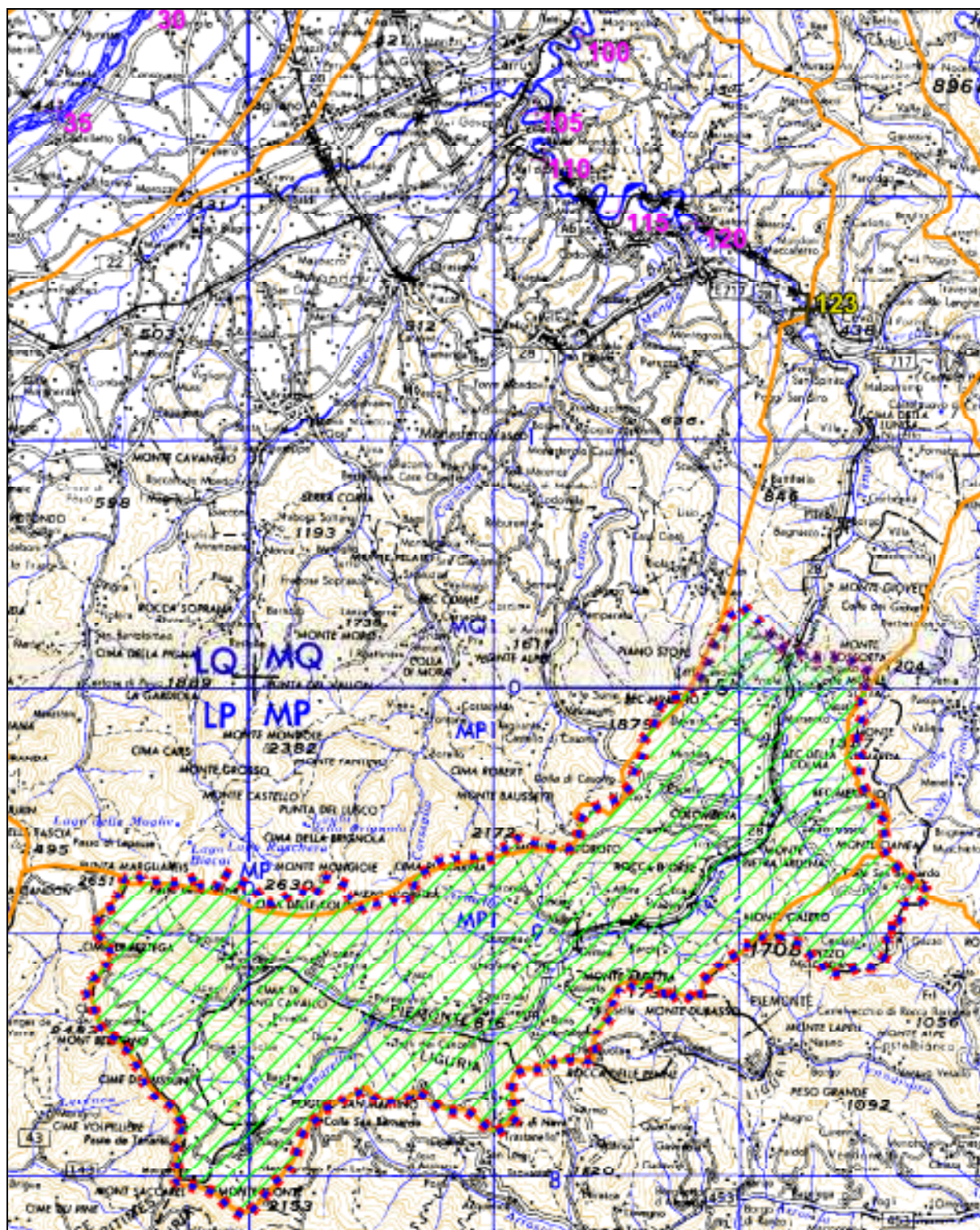


Figura 1: Ubicazione delle sezioni significative del Fiume Tanaro

Il bacino imbrifero del Fiume Tanaro con sezione di chiusura presso la frazione di Pianchiosso di Priola ha una superficie di 336 km^2 , mentre quella del bacino idrografico con sezione di chiusura a Ceva, individuata dal PAI col numero 123, è di 470 km^2 , di cui 74 km^2 sono da imputare all'affluente Torrente Cevetta.

L'influenza della restante superficie di bacino idrografico sulla portata al colmo è importante, quindi si procede alla definizione della portata di massima piena del Fiume Tanaro nella sezione di presa in progetto.

1.1. Metodo razionale

La formula del metodo razionale è la seguente:

$$Q_c = 0,28 \cdot c \cdot i \cdot A$$

dove:

- Q_c = portata al colmo (m^3/s),
- c = coefficiente di deflusso,
- i = intensità di pioggia (mm/h),
- A = superficie del bacino (km^2).

Il metodo considera il bacino idrografico come una singola unità e stima il valore al colmo della portata con le seguenti assunzioni:

- la precipitazione è uniformemente distribuita sul bacino,
- la portata stimata ha lo stesso tempo di ritorno T di quello dell'intensità di pioggia,
- il tempo di formazione del colmo di piena è pari a quello della fase di riduzione,
- l'intensità di pioggia ha una durata pari a quella del tempo di corrivazione t_c .

Il tempo di corrivazione è definito in via teorica come il tempo che impiega la precipitazione che cade nella parte più distante del bacino a raggiungere la sezione terminale; una definizione forse migliore è che esso rappresenta l'intervallo di tempo dall'inizio della precipitazione oltre al quale tutto il bacino contribuisce al deflusso nella sezione terminale.

Il coefficiente di deflusso tiene conto di tre fattori:

- il fattore di ragguaglio c_r della precipitazione alla superficie del bacino idrografico considerato,
- il fattore di trattenuta del terreno c_d , funzione della capacità di assorbimento del terreno (rapporto tra l'altezza di pioggia netta h_e e l'altezza di pioggia totale h),
- il fattore di laminazione c_l , che dipende dalla capacità di invaso sulla superficie del bacino e nel reticolo idrografico dello stesso.

In via teorica l'utilizzo della formula razionale per convertire una precipitazione di assegnato tempo di ritorno T in una portata al colmo con pari valore di T , richiede di caratterizzare anche il coefficiente di deflusso c con un valore medio di ricorrenza. Ciò è possibile solamente quando si disponga di serie storiche sufficientemente estese di dati di pioggia e di portate al colmo.

1.1.1. Tempo di corrivazione t_c

Il tempo di corrivazione del bacino è calcolato come media dei risultati delle formule empiriche più utilizzate.

Giandotti (1934, 1937):

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}} \quad (h)$$

dove:

- L = lunghezza del percorso idraulicamente più lungo del bacino (km),
- H_m = altitudine media del bacino (m s.l.m.),
- H_0 = altitudine della sezione di chiusura (m s.l.m.).

Ventura (1905):

$$t_c = 0,127 \sqrt{\frac{A}{p}} \quad (h)$$

in cui:

- p = pendenza media (m/m).

Pezzoli (1970):

$$t_c = 0,055 \frac{L}{\sqrt{p}} \quad (h)$$

Puglisi (1978):

$$t_c = 6 \cdot L^{2/3} \cdot (H_{\max} - H_0)^{-1/3} \quad (h)$$

con:

- $H_{\max}$ = altitudine massima del bacino (m s.l.m.).

Quando siano noti gli elementi della rete idrografica del bacino che consentono la stima di un valore medio delle velocità della corrente nell'alveo, il tempo di corrivazione può essere stimato dividendo il percorso più lungo della rete per il valore calcolato della velocità.

Nessuna delle formulazioni descritte è esente da critiche; pertanto, a meno che controlli sperimentali diretti non forniscano elementi sicuri per una scelta, conviene senz'altro riferirsi ai più semplici di essi.

1.1.2. Coefficiente di deflusso c

La stima del coefficiente di deflusso è estremamente difficile e costituisce il maggiore elemento di incertezza nella valutazione della portata. Il parametro tiene conto in forma implicita di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione tra la portata al colmo e l'intensità media di pioggia; si utilizzano normalmente valori di riferimento, tratti dalla letteratura scientifica, che spesso sono adattabili con difficoltà alle effettive condizioni del bacino in studio.

Gli studi disponibili, per altro in numero piuttosto limitato, indicano tutti che il valore di c in un dato bacino varia in misura elevata da evento ad evento, in particolare in funzione delle differenti condizioni climatiche antecedenti. E' possibile comunque ipotizzare che, per gli eventi gravosi che sono di interesse nel campo della progettazione e delle verifiche idrauliche, il parametro assuma valori sufficientemente stabili. In qualche caso si assume che il valore di c cresca in funzione del tempo di ritorno dell'evento, supponendo in tal modo una risposta non lineare del bacino.

Normalmente per i bacini di piccole dimensioni si trascura l'effetto di invaso, mentre un'indicazione dei valori da attribuire al fattore di trattenuta del terreno è fornita nella letteratura scientifica come di seguito riportato.

Tabella 1

Coefficienti di deflusso raccomandati da American Society of Civil Engineers e da Pollution Control Federation, con riferimento prevalente ai bacini urbani

Caratteristiche del bacino	c
Superfici pavimentate o impermeabili (strade, aree coperte, ecc.)	0,70 – 0,95
Suoli sabbiosi a debole pendenza (2%)	0,05 – 0,10
Suoli sabbiosi a pendenza media (2 - 7%)	0,10 – 0,15
Suoli sabbiosi a pendenza elevata (7%)	0,15 – 0,20
Suoli argillosi a debole pendenza (2%)	0,13 – 0,17
Suoli argillosi a pendenza media (2 - 7%)	0,18 – 0,22
Suoli argillosi a pendenza elevata (7%)	0,25 – 0,35

Tabella 2

Coefficienti di deflusso raccomandati da Handbook of Applied Hydrology, Ven Te Chow, 1964

Tipo di suolo	c	
	Uso del suolo	
	Coltivato	Bosco
Suolo con infiltrazione elevata, normalmente sabbioso o ghiaioso	0,20	0,10
Suolo con infiltrazione media, senza lenti argillose; suoli limosi e simili	0,40	0,30
Suolo con infiltrazione bassa, suoli argillosi e suoli con lenti argillose vicine alla superficie, strati di suolo sottile al di sopra di roccia impermeabile	0,50	0,40

1.1.3. Intensità di pioggia

L'intensità di pioggia è determinata col metodo di regionalizzazione indicata dalla Direttiva 2 del PAI.

La previsione quantitativa delle piogge intense in un determinato punto è effettuata attraverso la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè della relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno.

Si ricorda che con il termine altezza di precipitazione in un punto, comunemente misurata in mm, s'intende l'altezza d'acqua che si formerebbe al suolo su una superficie orizzontale e impermeabile, in un certo intervallo di tempo (durata della precipitazione) e in assenza di perdite.

La curva di probabilità pluviometrica è comunemente espressa da una legge di potenza del tipo:

$$h(t) = a \cdot t^n$$

in cui i parametri a e n dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato.

La Direttiva, al fine di fornire uno strumento per l'analisi di frequenza delle piogge intense nei punti privi di misure dirette, contiene un'interpolazione spaziale con il metodo di kriging dei parametri a e n delle linee segnalatrici, discretizzate in base a un reticolo di 2 km di lato.

I risultati sono rappresentati nell'Allegato 3 della Direttiva; gli elaborati consentono il calcolo delle linee segnalatrici in ciascun punto del bacino, a meno dell'approssimazione derivante dalla risoluzione spaziale della griglia di discretizzazione, per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni, identificando la localizzazione sulla corografia e, in dettaglio, sulla cartografia in scala 1:250.000.

L'intensità di pioggia è determinata come rapporto tra l'altezza della stessa e la durata:

$$i = \frac{h(t)}{t}$$

Siccome il "Metodo razionale" si basa sull'ipotesi che l'intensità di pioggia abbia una durata pari a quella del tempo di corivazione, la relazione diventa:

$$i = \frac{h(t_c)}{t_c}$$

1.1.4. Portata di massima piena

Introducendo nella funzione per il calcolo della portata di massima piena del "Metodo razionale" la relazione per la determinazione dell'intensità di pioggia si ottiene:

$$Q_c = \frac{c}{3,6} \cdot \frac{h(t_c)}{t_c} \cdot A$$

1.2. Calcolo della portata di massima piena del Fiume Tanaro

Alla sezione di interesse si hanno i seguenti dati caratteristici:

- $H_{max} = 2652$ m s.l.m. P.ta Marguareis;
- $H_m = 1292$ m s.l.m.;
- $H_0 = 511$ m s.l.m. Pianchiosso;
- $A = 336$ km²;
- $L = 44,9$ km;
- $p = 3,7\%$.

1.2.1. Determinazione del tempo di corrivazione

Giandotti (1934, 1937):

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}} = \frac{4 \cdot \sqrt{336} + 1,5 \cdot 44,9}{0,8 \cdot \sqrt{1292 - 511}} = 6,29 \text{ h}$$

Ventura (1905):

$$t_c = 0,127 \sqrt{\frac{A}{p}} = 0,127 \sqrt{\frac{336}{0,037}} = 12,07 \text{ h}$$

Pezzoli (1970):

$$t_c = 0,055 \frac{L}{\sqrt{p}} = 0,055 \frac{44,9}{\sqrt{0,037}} = 12,81 \text{ h}$$

Puglisi (1978):

$$t_c = 6 \cdot L^{2/3} \cdot (H_{max} - H_0)^{-1/3} = 6 \cdot 44,9^{2/3} \cdot (2652 - 511)^{-1/3} = 5,88 \text{ h}$$

La media dei valori del tempo di corrivazione calcolati è:

$$t_c = \frac{\sum_1^n t_{c,i}}{n} = \frac{6,29 + 12,07 + 12,81 + 5,88}{4} = 9,26 \text{ h}$$

1.2.2. Definizione dell'altezza di pioggia

Il bacino idrografico d'interesse è contenuto nella Tavola 13 dell'Allegato 3 della Direttiva. Le coordinate UTM della sezione oggetto dello studio idrologico sono:

- 422567 Est,
- 4901402 Nord.

Per ciascuna cella delimitata dal perimetro del bacino idrografico si calcola il volume di pioggia riferito ai diversi tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni.

Il volume si ricava considerando l'area e l'altezza di pioggia di ogni cella.

Per il calcolo dell'altezza di pioggia si utilizzano i parametri che caratterizzano la curva di probabilità pluviometrica riferiti a ciascuna cella e ai vari tempi di ritorno.

Per ogni cella che ricade nel bacino si ricavano le altezze di pioggia espresse in mm, utilizzando la formula $h(t_c)_{TR} = a \cdot t_c^n$.

La somma dei volumi di ogni cella per un dato tempo di ritorno fornisce il volume di pioggia di tutto il bacino idrografico.

Una volta noto il volume totale di pioggia di tutto il bacino è sufficiente dividerlo per l'area del bacino in modo da ricavare l'altezza media di pioggia.

Nella seguente tabella si riportano i risultati:

Tabella 3: Altezze medie di pioggia in mm

T_r	Volume	h
20 anni	3,83E+10	114 mm
100 anni	4,86E+10	145 mm
200 anni	5,30E+10	158 mm
500 anni	5,88E+10	175 mm

1.2.3. Stima del coefficiente di deflusso

Il valore del coefficiente di deflusso è influenzato da vari fattori:

- fattore di ragguaglio della precipitazione alla superficie del bacino idrografico considerato,
- fattore di trattenuta del terreno,
- fattore di laminazione,

Data la complessità della stima di tale coefficiente, il valore utilizzato è ricavato considerando la sezione di Ceva, per la quale sono note le portate di piena fornite dall'Autorità di Bacino del Fiume Po. Infatti, procedendo a ritroso, mediante la formula del metodo razionale si è calcolato un coefficiente pari a:

- $c = 0,65$

1.2.4. Calcolo della portata di massima piena

In base alle caratteristiche del bacino idrografico considerato ed a quanto precedentemente determinato, per i vari tempi di ritorno, risulta:

$$Q_c|_{20} = \frac{c}{3,6} \cdot \frac{h(t_{c_1})}{t_c} \cdot A = \frac{0,65}{3,6} \cdot \frac{114}{9,26} \cdot 336 = 747 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c|_{100} = \frac{c}{3,6} \cdot \frac{h(t_{c_1})}{t_c} \cdot A = \frac{0,65}{3,6} \cdot \frac{145}{9,26} \cdot 336 = 948 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c|_{200} = \frac{c}{3,6} \cdot \frac{h(t_{c_1})}{t_c} \cdot A = \frac{0,65}{3,6} \cdot \frac{158}{9,26} \cdot 336 = 1033 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c|_{500} = \frac{c}{3,6} \cdot \frac{h(t_{c_1})}{t_c} \cdot A = \frac{0,65}{3,6} \cdot \frac{175}{9,26} \cdot 336 = 1147 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. VERIFICHE IDRAULICHE DEL FIUME TANARO

2.1. Modello idraulico

Il modello idraulico utilizzato per la verifica del Fiume Tanaro è formato da 26 sezioni trasversali principali.

Il modello si estende per circa 930 m, dei quali 710 m sono a monte del ponte di Pianchiosso.

Il modello idraulico è sviluppato sul rilievo della situazione attuale, non ancora del tutto sistemata. Nelle aree golenali depresse in sinistra orografica, a monte del ponte, è considerato che il flusso idraulico sia inefficace, poiché a seguito della sistemazione saranno colmate o comunque sarà interrotto il collegamento idraulico con l'alveo inciso del fiume Tanaro. Analogamente anche le aree depresse in destra orografica a valle del ponte sono considerate inefficaci al deflusso della piena del fiume Tanaro.

La condizione al contorno di monte è influente sul moto idraulico del fiume Tanaro, ordinariamente subcritico, mentre a valle è stata imposta l'altezza idrometrica ricavata dal Piano di Gestione del Rischio da Alluvioni dell'Autorità di Bacino del fiume Po.

Per i corsi d'acqua montani non sono disponibili le tabelle con l'indicazione delle quote idrometriche di piena, pertanto il livello è ricavato dal piano quotato della planimetria in funzione dell'espansione delle aree allagabili dello scenario M, definito con tempo di ritorno di 100 ÷ 200 anni.

Il livello idrometrico nella sezione di chiusura di valle del modello idraulico è imposto alla quota di 522,00 m s.l.m..

Per definire la scabrezza dell'alveo inciso e delle aree golenali, secondo la teoria di Manning, si è proceduto a sviluppare più simulazioni idrauliche con valori differenti:

- scenario 1
 - alveo $0,033 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$
 - golena $0,040 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$
- scenario 2
 - alveo $0,040 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$
 - golena $0,055 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$
- scenario 3
 - alveo $0,050 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$
 - golena $0,060 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$

Dall'analisi dei risultati è emersa una dipendenza modesta del profilo della corrente rispetto ai valori di scabrezza utilizzati, poiché risulta che l'elemento più influente sia il rigurgito del ponte.

Alla luce di quanto indicato, si è optato per lo scenario 3, che risulta quello più conservativo.

2.2. Metodo di calcolo numerico

La soluzione del problema idraulico è stata ricercata con metodo numerico, utilizzando il programma HEC-RAS sviluppato da US Army Corps of Engineers _ Hydrologic Engineering Center, che consente di calcolare profili di corrente in moto permanente monodimensionale per alvei con geometria qualsiasi ed in presenza di ponti, traverse, espansioni e contrazioni.

Il codice HEC-RAS prevede la costruzione di un modello numerico che comprende:

- a) schema del corso d'acqua e dei tronchi che lo compongono mediante le coordinate planimetriche dell'asse;
- b) sezioni trasversali che possono avere forma qualsiasi; i coefficienti di scabrezza di Manning sono variabili lungo la sezione a seconda del materiale presente;
- c) definizione dei metodi di calcolo dei profili a seconda dei tipi di corrente: lenta, veloce, mista;
- d) definizione del metodo di calcolo del flusso in corrispondenza dei ponti, il programma permette di calcolare le perdite di energia attraverso i ponti con i seguenti metodi:
 - equazione dell'energia (metodo normale),
 - bilanciamento della q.m.,
 - equazione di Yarnell,
 - metodo FHWA-WSPRO;
- e) sezioni trasversali dei ponti mediante l'introduzione della geometria di: intradosso ed estradosso, pile e spalle;
- f) introduzione delle portate di calcolo e delle condizioni al contorno (boundary conditions) a monte ed a valle del tronco di calcolo.

2.3. Verifica idraulica del Fiume Tanaro

Nel caso in esame:

- a) schema del corso d'acqua
si è definito l'asse del tronco con coordinate tratte dalle planimetrie allegate al progetto;
- b) sezioni trasversali e scabrezza
sono state introdotte 26 sezioni "principali" tratte direttamente dai rilievi topografici e posizionate in corrispondenza delle zone caratteristiche;
la scabrezza è definita con i coefficienti $n = \frac{1}{k}$ di Manning; nelle sezioni si sono assunti i seguenti valori
 - golena sinistra $0,060 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$
 - alveo inciso $0,050 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$
 - golena destra $0,060 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$
- c) definizione dei metodi di calcolo dei profili
si è prescelto il profilo della corrente di tipo subcritico, "subcritical", corrispondente alla natura del moto idraulico del fiume Tanaro nell'area di interesse;
- d) definizione del metodo di calcolo del flusso in corrispondenza dei ponti;
nell'area di estensione del modello idraulico è presente un ponte stradale, che collega le fraz. Pianchiosso e Pievetta;
- e) sezioni trasversali del ponte
la sezione trasversale del ponte è stata rilevata in sito;
- f) introduzione delle portate di calcolo e delle condizioni al contorno
la portata di calcolo è quella definita nel capitolo 1 "Portate di piena" considerando il tempo di ritorno di 200 anni ($1033 \text{ m}^3/\text{s}$);
nelle sezioni al contorno si sono definite le condizioni indicate nel paragrafo 2.1. "Modello idraulico"; a monte si è imposta la condizione di moto critico, mentre a valle è stato definito il livello idrometrico della piena duecentennale, pari a 522,00 m s.l.m..

2.4. Risultati numerici

2.4.1. Situazione attuale

Tabella standard 1

River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Sezione 1	Q200	1033	523,42	529,18		529,41	0,003815	2,66	598,89	361,57	0,46
Sezione 2	Q200	1033	523,33	528,69		529,18	0,007496	3,56	400,27	240,61	0,64
Sezione 3	Q200	1033	523,51	528,24	528,24	528,82	0,010203	3,80	389,72	329,34	0,73
Sezione 4	Q200	1033	523,24	527,68	527,68	528,10	0,007789	3,47	476,57	396,44	0,64
Sezione 5	Q200	1033	523,18	527,43		527,59	0,004871	2,15	633,55	429,63	0,48
Sezione 6	Q200	1033	523,20	527,37		527,47	0,002790	1,66	757,15	433,40	0,37
Sezione 7	Q200	1033	523,02	527,26		527,38	0,003105	1,82	715,31	422,70	0,39
Sezione 8	Q200	1033	523,22	527,14		527,29	0,003605	2,03	663,09	421,14	0,43
Sezione 9	Q200	1033	523,64	527,02		527,19	0,003830	2,13	639,86	410,67	0,45
Sezione 10	Q200	1033	523,20	526,92		527,08	0,003644	2,09	641,90	411,87	0,44
Sezione 11	Q200	1033	523,19	526,82		526,99	0,004272	2,14	618,81	415,59	0,47
Sezione 12	Q200	1033	523,14	526,70		526,89	0,004308	2,19	608,52	425,70	0,47
Sezione 13	Q200	1033	523,01	526,62		526,79	0,003732	2,11	629,86	439,40	0,44
Sezione 14	Q200	1033	522,15	526,35		526,61	0,005254	2,59	530,80	429,95	0,53
Sezione 15	Q200	1033	521,71	525,77	525,64	526,32	0,009076	3,52	376,37	348,30	0,69
Sezione 16	Q200	1033	521,55	525,73		526,02	0,003901	2,61	518,46	348,58	0,47
Sezione 17	Q200	1033	521,22	525,62		525,88	0,002899	2,45	545,21	308,52	0,41
Sezione 18	Q200	1033	520,96	525,56		525,77	0,001918	2,25	619,89	281,32	0,35
Sezione 19	Q200	1033	520,23	525,47		525,70	0,001865	2,32	563,51	278,21	0,35
Sezione 20	Q200	1033	519,71	525,15	523,25	525,55	0,003289	2,96	426,28	267,00	0,45
Ponte		Bridge									
Sezione 21	Q200	1033	519,69	524,46	523,46	525,15	0,007061	3,76	324,85	237,33	0,64
Sezione 22	Q200	1033	519,71	524,12	524,12	524,89	0,008308	4,19	337,30	227,23	0,71
Sezione 23	Q200	1033	519,30	523,42	523,42	524,34	0,009459	4,49	291,06	187,64	0,75
Sezione 24	Q200	1033	518,81	522,97	522,97	523,73	0,008901	4,34	347,21	234,67	0,74
Sezione 25	Q200	1033	518,23	522,43	522,32	523,10	0,007187	3,99	360,41	228,63	0,67
Sezione 26	Q200	1033	518,01	522,00	521,39	522,57	0,005796	3,53	378,85	255,56	0,59

Tabella standard 2

River Sta	Profile	E.G. Elev (m)	W.S. Elev (m)	Vel Head (m)	Frctn Loss (m)	C & E Loss (m)	Q Left (m ³ /s)	Q Channel (m ³ /s)	Q Right (m ³ /s)	Top Width (m)	Hydr Radius (m)
Sezione 1	Q200	529,41	529,18	0,23	0,21	0,03	0,19	554,50	478,50	361,57	1,63
Sezione 2	Q200	529,18	528,69	0,49	0,35	0,01		734,71	298,29	240,61	1,63
Sezione 3	Q200	528,82	528,24	0,58	0,35	0,05		787,04	245,96	329,34	1,16
Sezione 4	Q200	528,10	527,68	0,42	0,24	0,08		640,51	392,49	396,44	1,19
Sezione 5	Q200	527,59	527,43	0,16	0,11	0,02		439,14	593,86	429,63	1,45
Sezione 6	Q200	527,47	527,37	0,10	0,08	0,00		420,37	612,63	433,40	1,72
Sezione 7	Q200	527,38	527,26	0,12	0,09	0,00		501,39	531,61	422,70	1,67
Sezione 8	Q200	527,29	527,14	0,15	0,10	0,00		593,12	439,69	421,14	1,56
Sezione 9	Q200	527,19	527,02	0,17	0,10	0,00		621,70	411,30	410,67	1,55
Sezione 10	Q200	527,08	526,92	0,17	0,09	0,00		665,84	367,16	411,87	1,57
Sezione 11	Q200	526,99	526,82	0,17	0,10	0,00		613,72	419,29	415,59	1,53
Sezione 12	Q200	526,89	526,70	0,18	0,10	0,00		642,00	391,00	425,70	1,53
Sezione 13	Q200	526,79	526,62	0,17	0,17	0,01		660,90	372,10	439,40	1,60
Sezione 14	Q200	526,61	526,35	0,26	0,26	0,03		727,25	305,75	429,95	1,46
Sezione 15	Q200	526,32	525,77	0,55	0,22	0,08		880,74	152,26	348,30	1,30
Sezione 16	Q200	526,02	525,73	0,28	0,13	0,01		789,47	243,53	348,58	1,77
Sezione 17	Q200	525,88	525,62	0,25	0,09	0,01	0,00	811,08	221,92	308,52	2,02
Sezione 18	Q200	525,77	525,56	0,21	0,07	0,00	45,95	800,33	186,72	281,32	2,16
Sezione 19	Q200	525,70	525,47	0,23	0,13	0,02	45,95	822,49	210,51	278,21	2,72
Sezione 20	Q200	525,55	525,15	0,40	0,06	0,04		928,35	104,65	267,00	2,21
Ponte	Bridge										
Sezione 21	Q200	525,15	524,46	0,68	0,25	0,01	14,18	981,49	37,32	237,33	1,34
Sezione 22	Q200	524,89	524,12	0,77	0,25	0,02	78,05	867,36	87,59	227,23	1,46
Sezione 23	Q200	524,34	523,42	0,92	0,36	0,05	10,06	910,85	112,08	187,64	1,53
Sezione 24	Q200	523,73	522,97	0,76	0,35	0,03	138,12	787,23	107,66	234,67	1,47
Sezione 25	Q200	523,10	522,43	0,67	0,51	0,03	118,58	825,37	89,05	228,63	1,56
Sezione 26	Q200	522,57	522,00	0,57			79,86	919,26	33,87	255,56	1,47

2.5. Livelli idrometrici sulla sponda sinistra

Tra le sezioni 1 e 15, l'alveo inciso del fiume Tanaro, in cui scorre il flusso idraulico principale, presenta un'ampia curva verso destra. Di conseguenza, il pelo libero della corrente nelle varie sezioni non risulta orizzontale, bensì presenta un'inclinazione con il livello maggiore verso la sponda sinistra orografica.

Nelle correnti subcritiche, il dislivello tra i peli liberi all'interno ed all'esterno della curva è calcolabile con l'espressione:

$$\Delta H_w = \frac{U^2 \cdot b}{g \cdot r_m}$$

dove

- ΔH_w dislivello tra i peli liberi esterno ed interno;
- U velocità della corrente;
- $b = 60$ m larghezza del pelo libero;
- $g = 9,81$ m/s² accelerazione di gravità;
- $r_m = 175$ m raggio di curvatura medio.

Il calcolo è svolto solamente per il flusso principale della corrente di piena, che segue l'alveo inciso del fiume, mentre la portata che esonda in destra orografica occupando l'area golenale, presenta un andamento più rettilineo e di conseguenza presenta un pelo libero pressoché orizzontale.

Per quanto indicato, la larghezza ed il raggio di curvatura medio sono riferiti all'alveo inciso del fiume Tanaro, che si sviluppa principalmente addossato alla sponda sinistra orografica.

La velocità della corrente è ricavata dai risultati delle verifiche idrauliche riportate nel precedente paragrafo.

Nelle tabelle che seguono sono riportati i livelli idrometrici della sponda sinistra orografica ricavati aggiungendo il dislivello tra i peli liberi esterno ed interno alle quote piezometriche definite con Hec Ras.

Nella tabella, i simboli hanno il seguente significato:

- U velocità della corrente;
- ΔH_w dislivello tra i peli liberi esterno ed interno;
- H_w altezza idrometrica in sinistra orografica.

2.5.1. Situazione esistente

Tabella 4: Livello idrometrico in sponda sinistra orografica

Portata duecentennale

$$Q_{200} = 1033 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sezione	U (m/s)	ΔH_w (m)	H_w (m s.l.m.)
Sezione 1	2,66	0,25	529,43
Sezione 2	3,56	0,44	529,13
Sezione 3	3,80	0,50	528,74
Sezione 4	3,47	0,42	528,10
Sezione 5	2,15	0,16	527,59
Sezione 6	1,66	0,10	527,47
Sezione 7	1,82	0,12	527,38
Sezione 8	2,03	0,14	527,28
Sezione 9	2,13	0,16	527,18
Sezione 10	2,09	0,15	527,07
Sezione 11	2,14	0,16	526,98
Sezione 12	2,19	0,17	526,87
Sezione 13	2,11	0,16	526,78
Sezione 14	2,59	0,23	526,58
Sezione 15	3,52	0,43	526,20
Sezione 16	2,61		525,73
Sezione 17	2,45		525,62
Sezione 18	2,25		525,56
Sezione 19	2,32		525,47
Sezione 20	2,96		525,15
Ponte			
Sezione 21	3,76		524,46
Sezione 22	4,19		524,12
Sezione 23	4,49		523,42
Sezione 24	4,34		522,97
Sezione 25	3,99		522,43
Sezione 26	3,53		522,00

Portata centennale

$Q_{100} = 948 \text{ m}^3/\text{s}$

Sezione	U (m/s)	ΔH_w (m)	H_w (m s.l.m.)
Sezione 1	2,65	0,25	529,32
Sezione 2	3,42	0,41	529,02
Sezione 3	3,68	0,47	528,64
Sezione 4	3,56	0,44	528,00
Sezione 5	2,11	0,16	527,51
Sezione 6	1,61	0,09	527,37
Sezione 7	1,77	0,11	527,29
Sezione 8	1,98	0,14	527,19
Sezione 9	2,08	0,15	527,08
Sezione 10	2,04	0,15	526,98
Sezione 11	2,10	0,15	526,88
Sezione 12	2,15	0,16	526,77
Sezione 13	2,07	0,15	526,67
Sezione 14	2,51	0,22	526,48
Sezione 15	3,73	0,49	526,04
Sezione 16	2,67		525,53
Sezione 17	2,50		525,40
Sezione 18	2,25		525,34
Sezione 19	2,31		525,24
Sezione 20	2,96		524,91
Ponte			
Sezione 21	3,57		524,38
Sezione 22	4,09		524,01
Sezione 23	4,45		523,26
Sezione 24	4,23		522,86
Sezione 25	3,92		522,31
Sezione 26	3,44		521,87

3. CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI DELLE VERIFICHE IDRAULICHE

La sistemazione della sponda sinistra orografica a monte del ponte risulta efficace al contenimento della piena duecentennale del fiume Tanaro e pertanto la progettazione della scogliera/mantellata con fondazione intasata in cls, riuscirà a garantire il contenimento del livello di portata Q200 con un franco che sarà individuato seguendo le indicazioni delle autorità preposte(almeno 1ml.)

In destra orografica, rimane attiva l'ampia area golenale compresa tra l'alveo inciso e la frazione di Pianchiosso, in accordo alla Direttiva 4 del P.A.I., che prevede il mantenimento della capacità d'invaso degli alvei di piena. Si precisa che il rilievo sul quale si basa la stima è in seguito ai lavori di disalveo e pulizia in sponda dx eseguiti ad oggi, ed occorrerà inoltre tener conto del futuro asporto del materiale necessario per il riempimento in scarpata ANAS/RFI che aumenterà la capacità di laminazione del Tanaro ma dalle verifiche influirà poco sulla capacità di deflusso dovuto allo

sbarramento che offre il Ponte di Pianchiosso (sottodimensionato, così come risulta dalle verifiche di calcolo con il programma HEC-RAS).

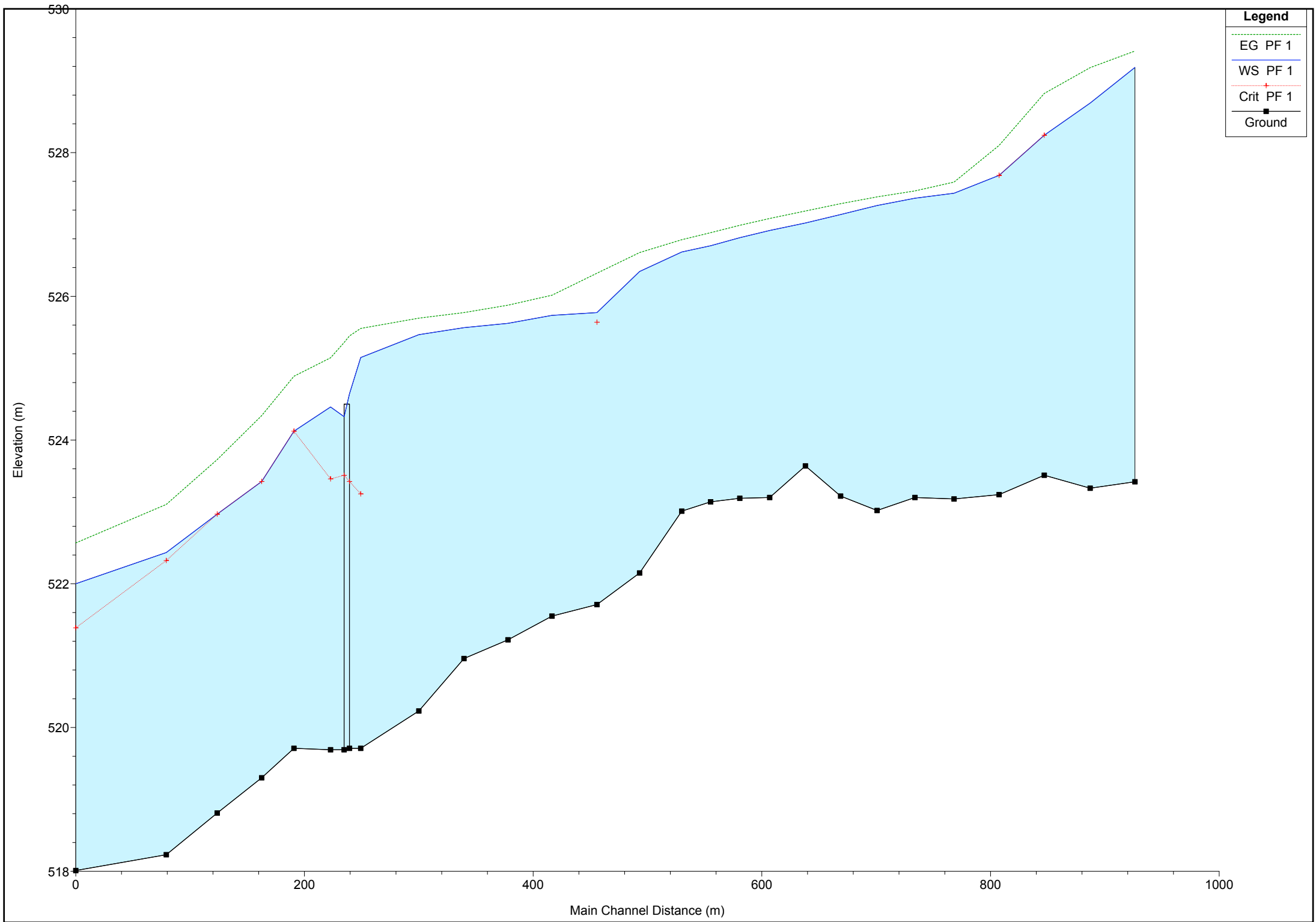
In merito al deflusso in corrispondenza del ponte si evidenzia:

- la sezione idraulica attuale è insufficiente nei confronti della piena duecentennale; infatti, l'impalcato è in leggera pressione ed il rilevato di accesso in destra orografica risulta tracimato, con conseguente rischio di attivazione di una nuova via di deflusso e aggiramento del ponte; inoltre, si segnala che le luci delle campate esistenti sono strette e facilmente soggetto ad occlusione da parte di materiale flottante trasportato dalla corrente.

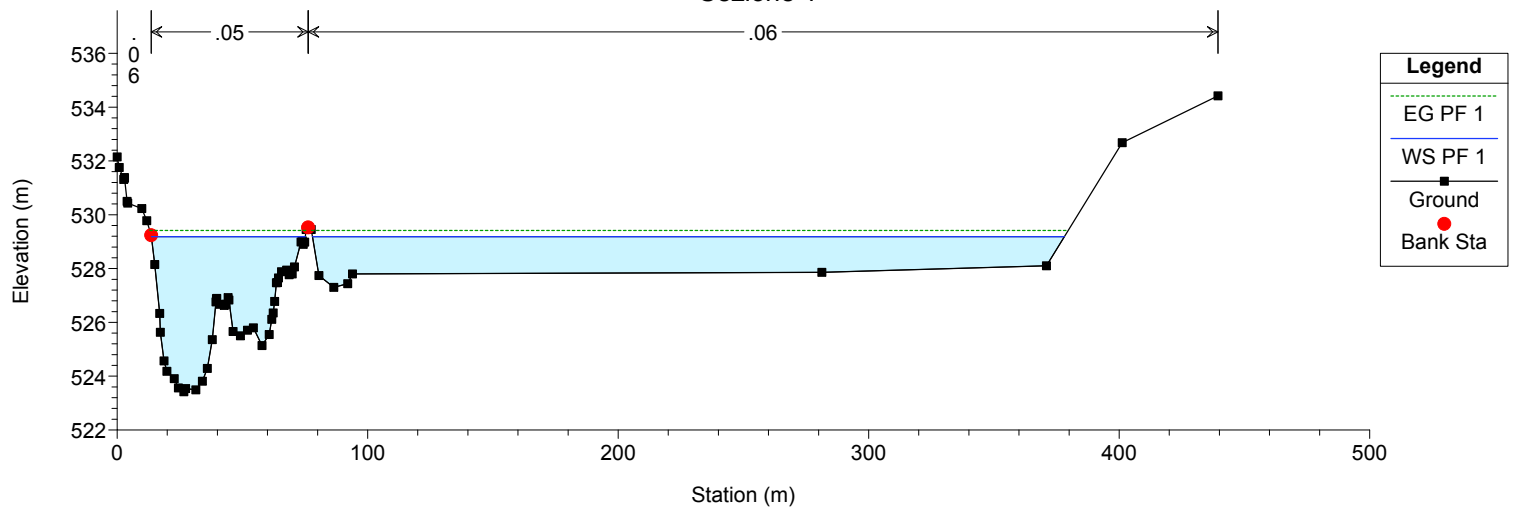
4. PROFILI E SEZIONI DEL FIUME TANARO

Nelle pagine che seguono sono riportati i profili e le sezioni trasversali del fiume Tanaro con l'indicazione del livello idrometrico medio della corrente.

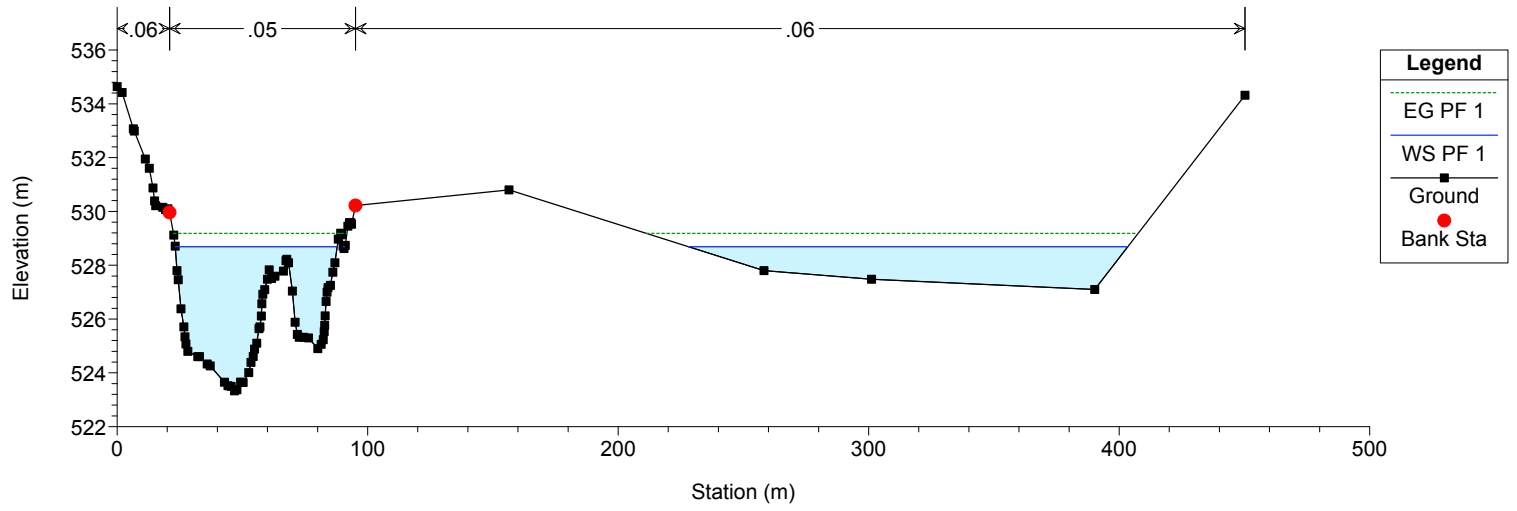
Nelle figure che seguono, il livello idraulico è quello medio, pertanto non tiene conto dell'innalzamento in sponda sinistra dovuto alla curva dell'alveo inciso, tra le sezioni 1 e 15.



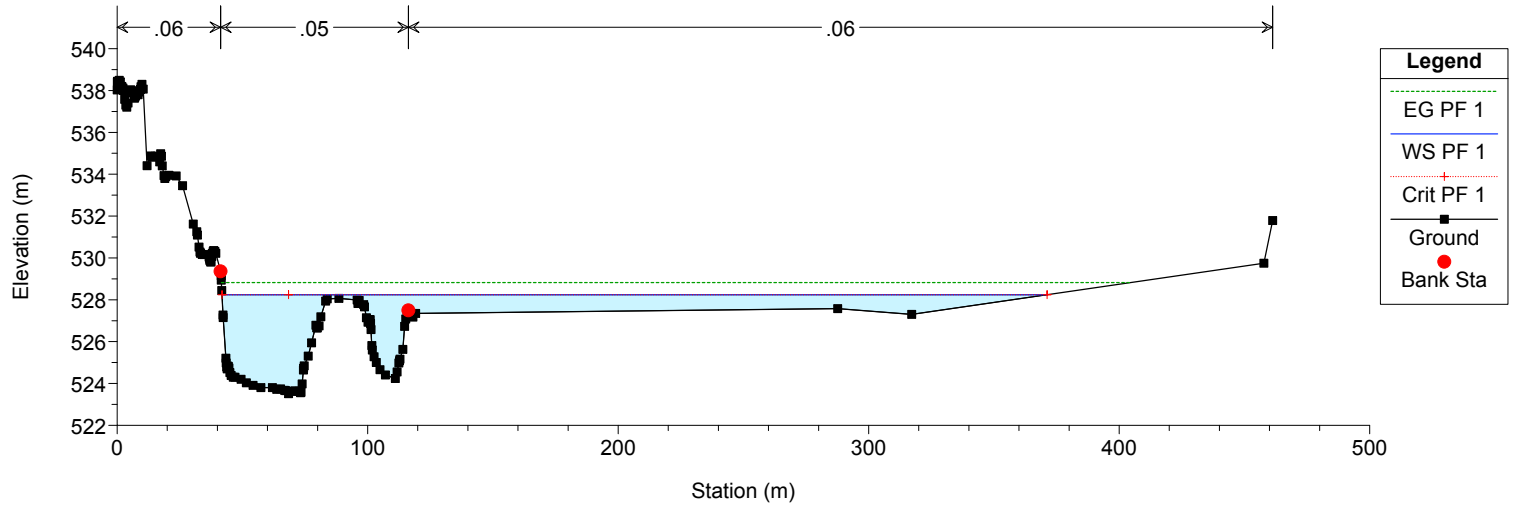
Sezione 1



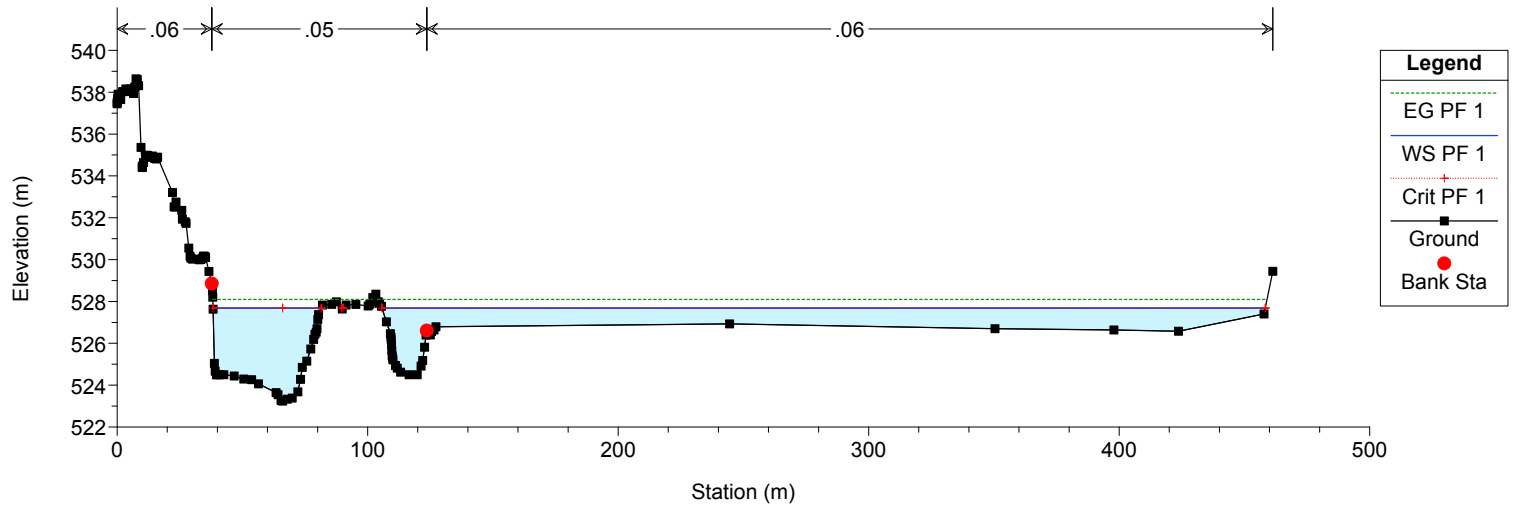
Sezione 2



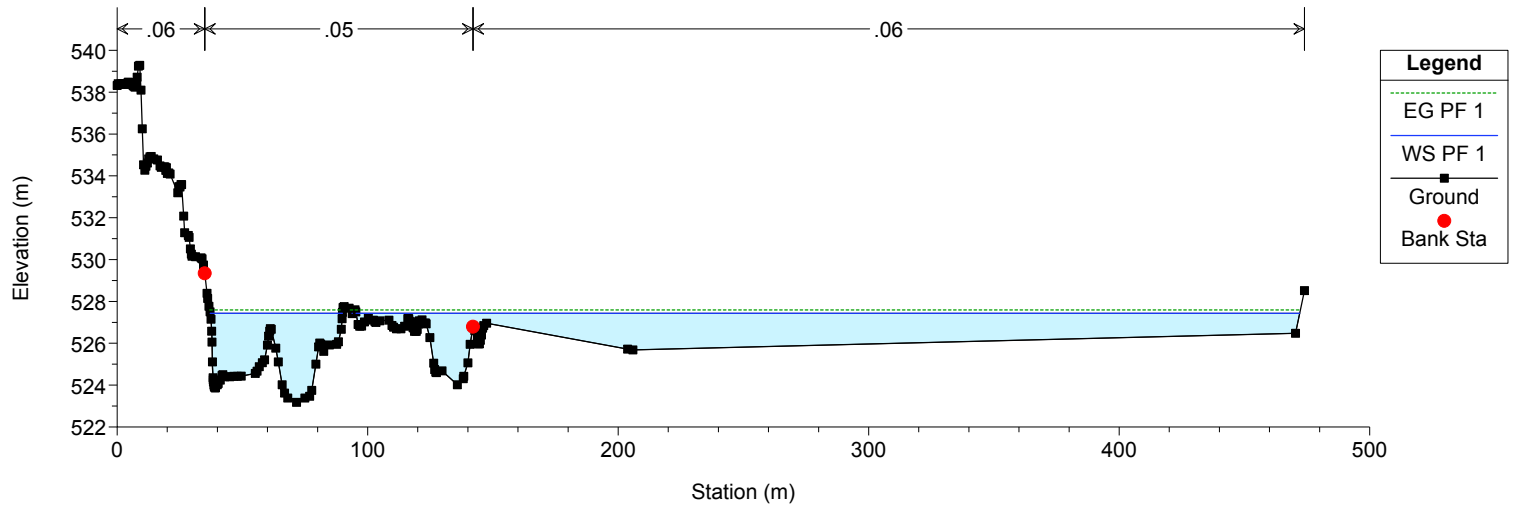
Sezione 3



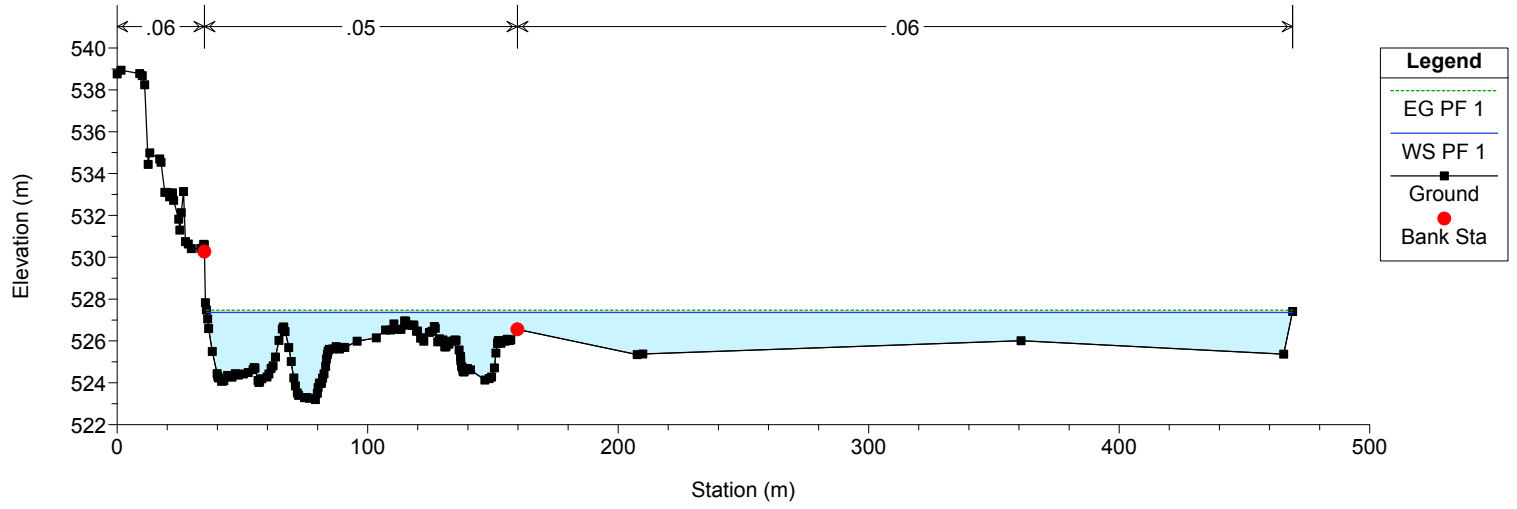
Sezione 4



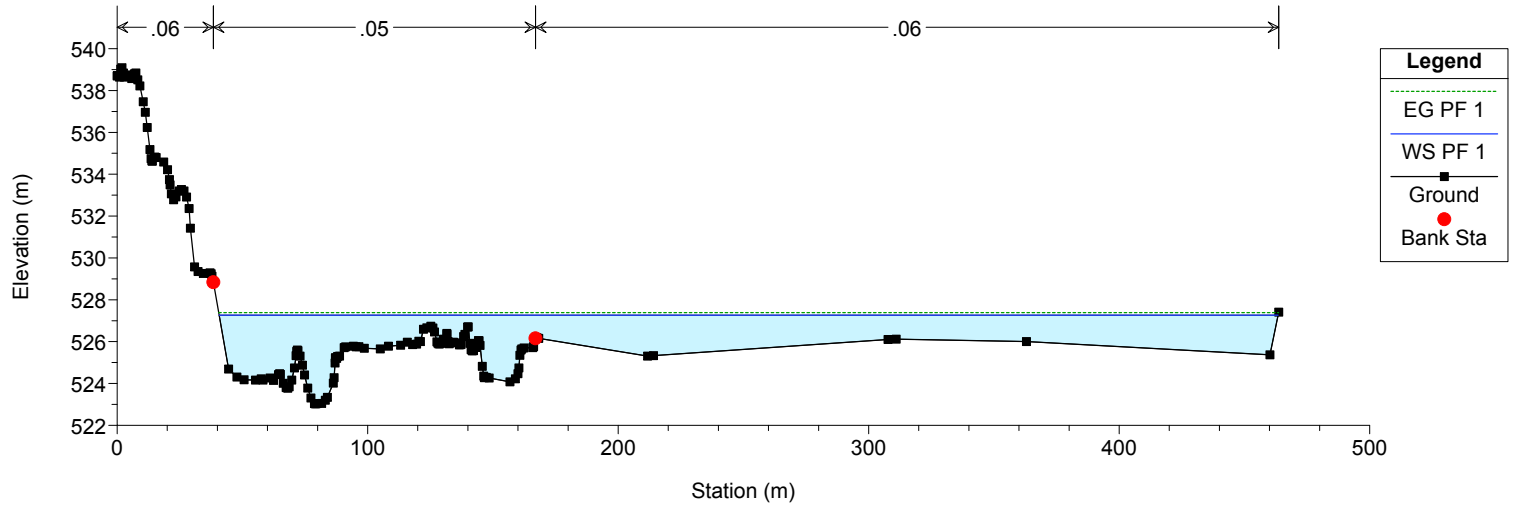
Sezione 5



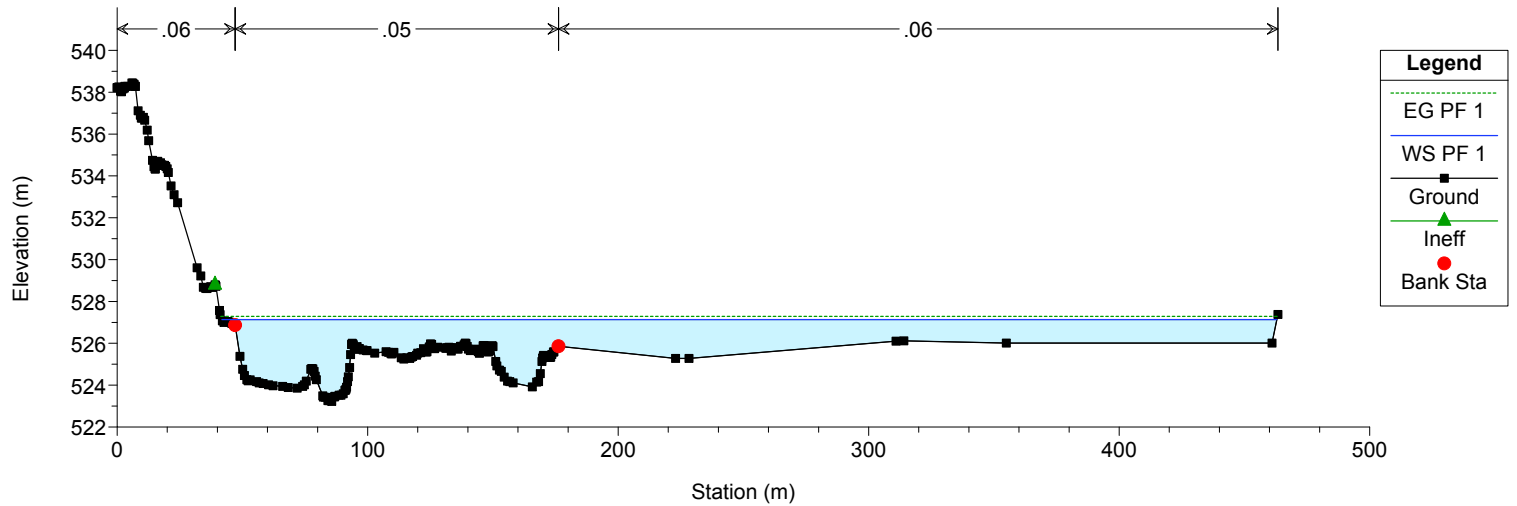
Sezione 6



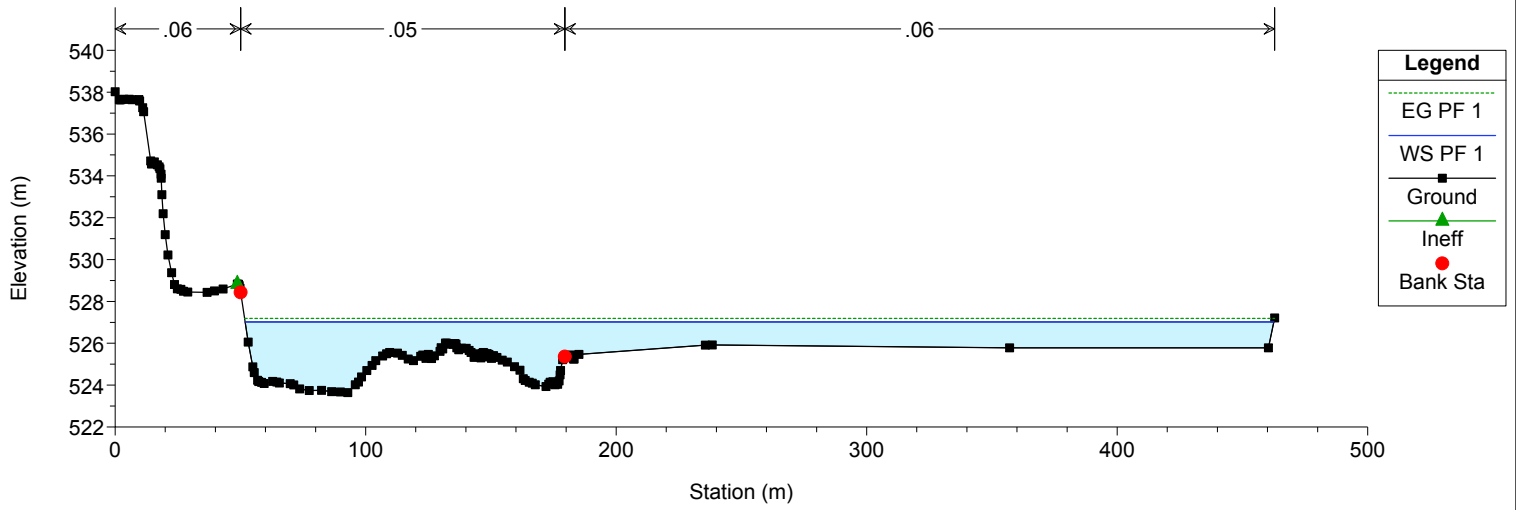
Sezione 7



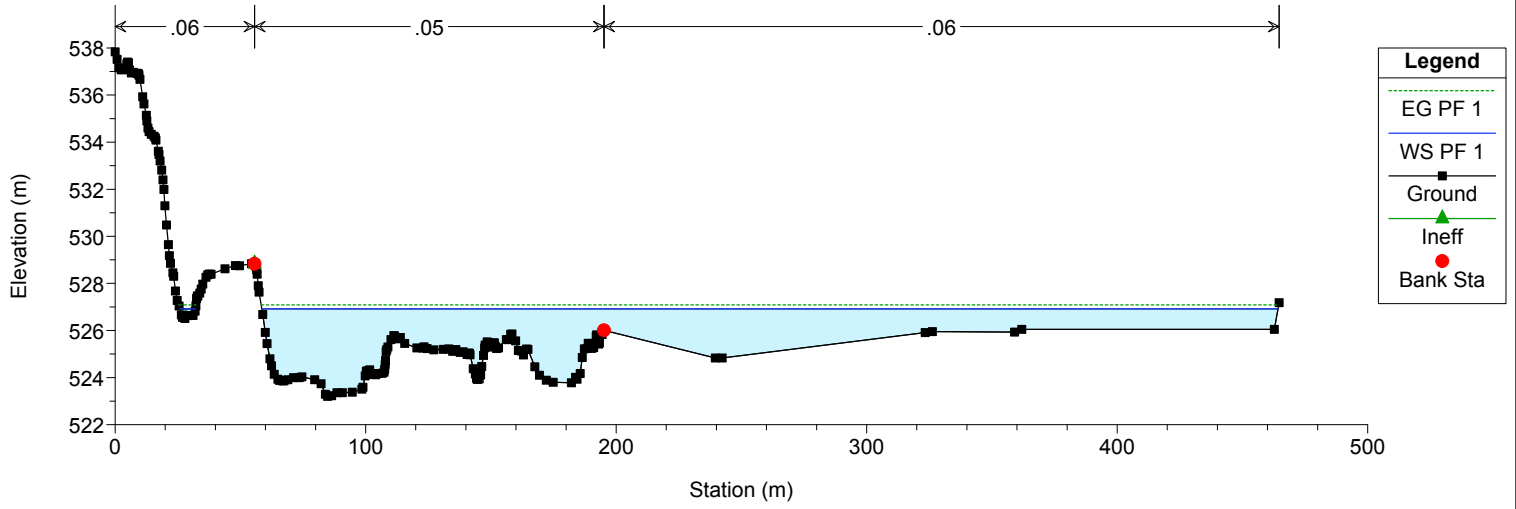
Sezione 8



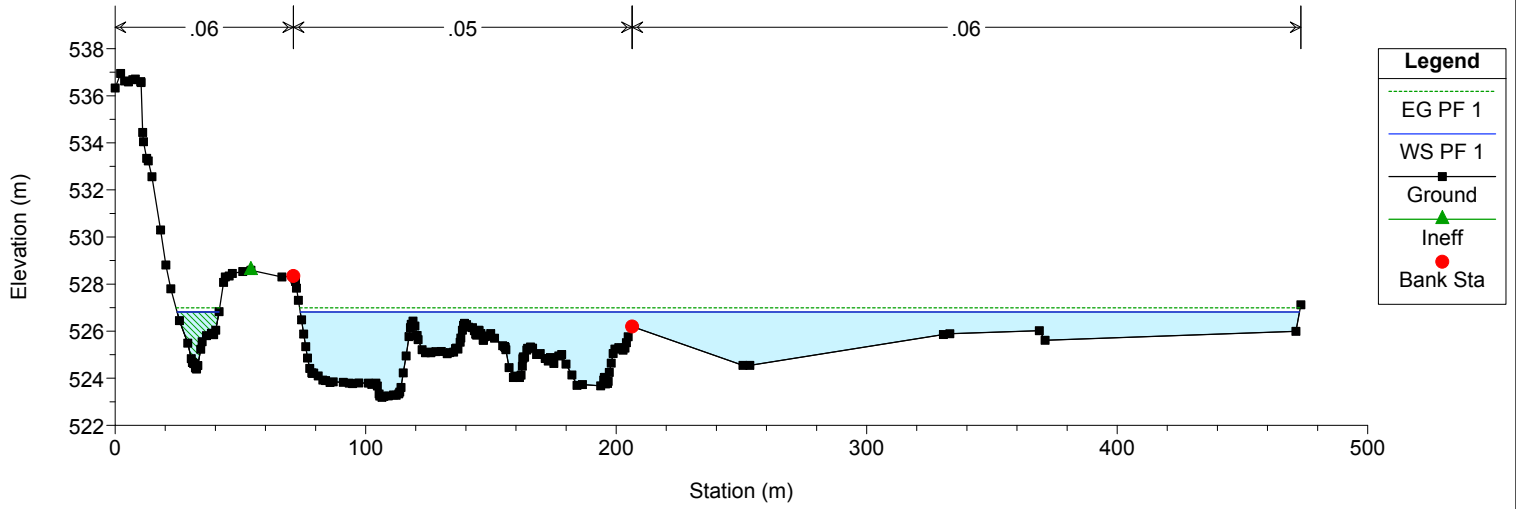
Sezione 9



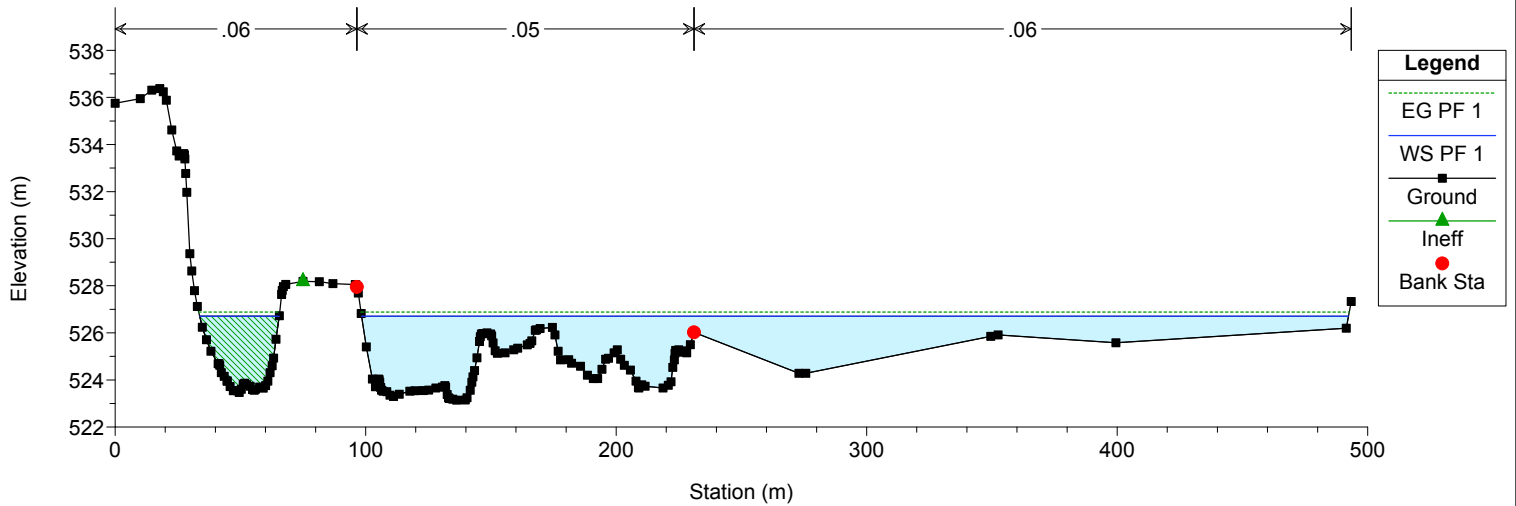
Sezione 10



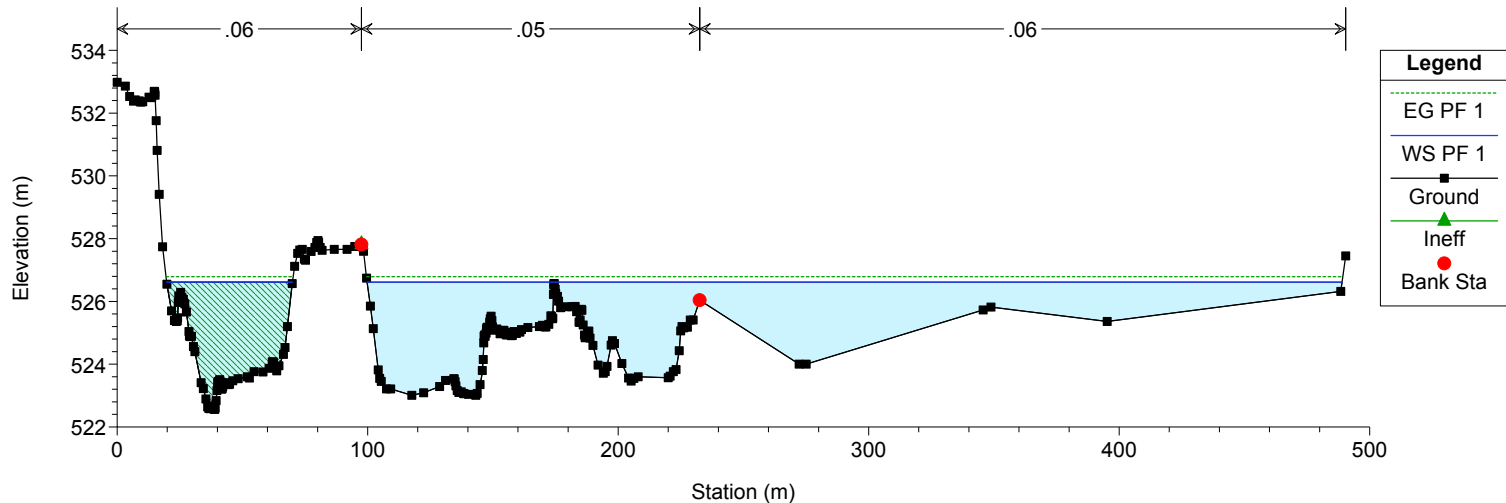
Sezione 11



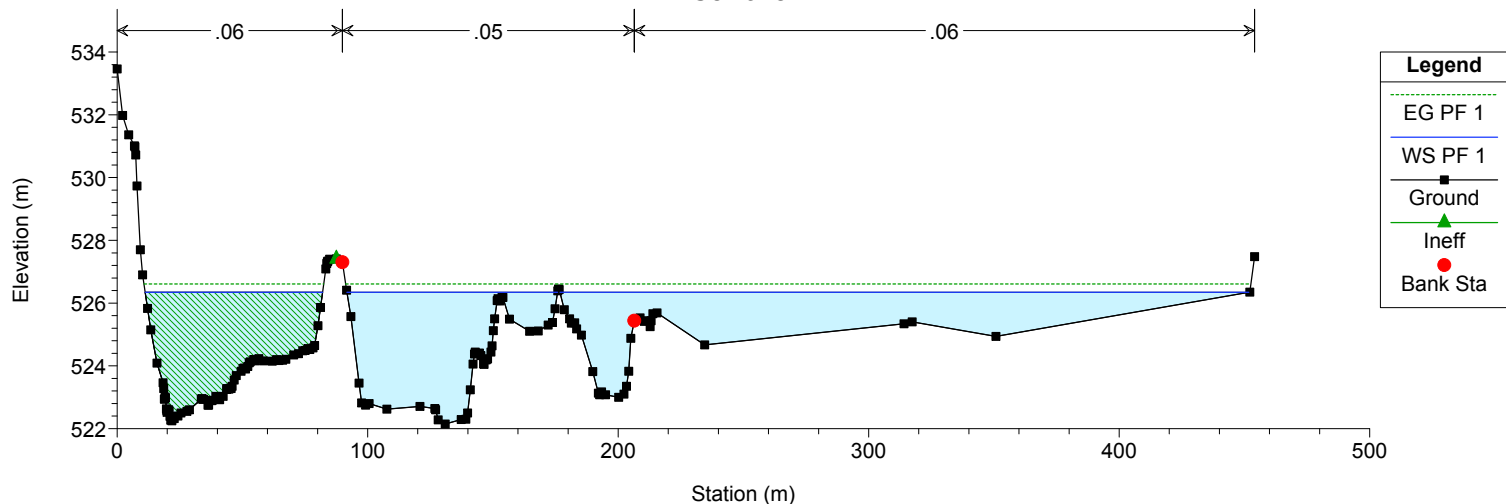
Sezione 12



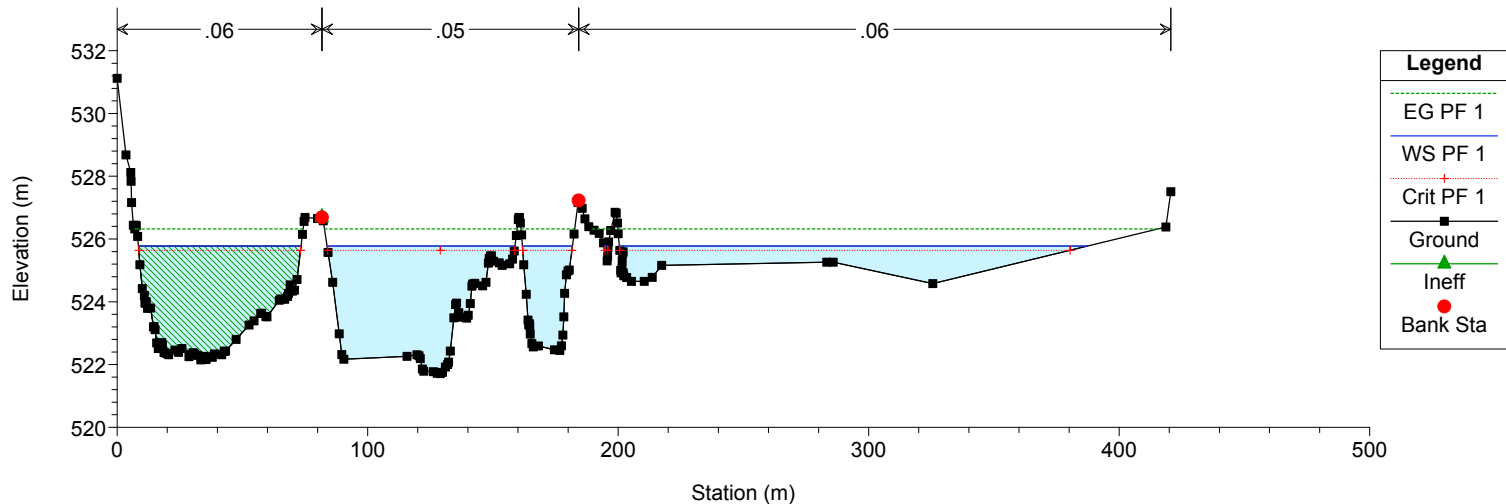
Sezione 13



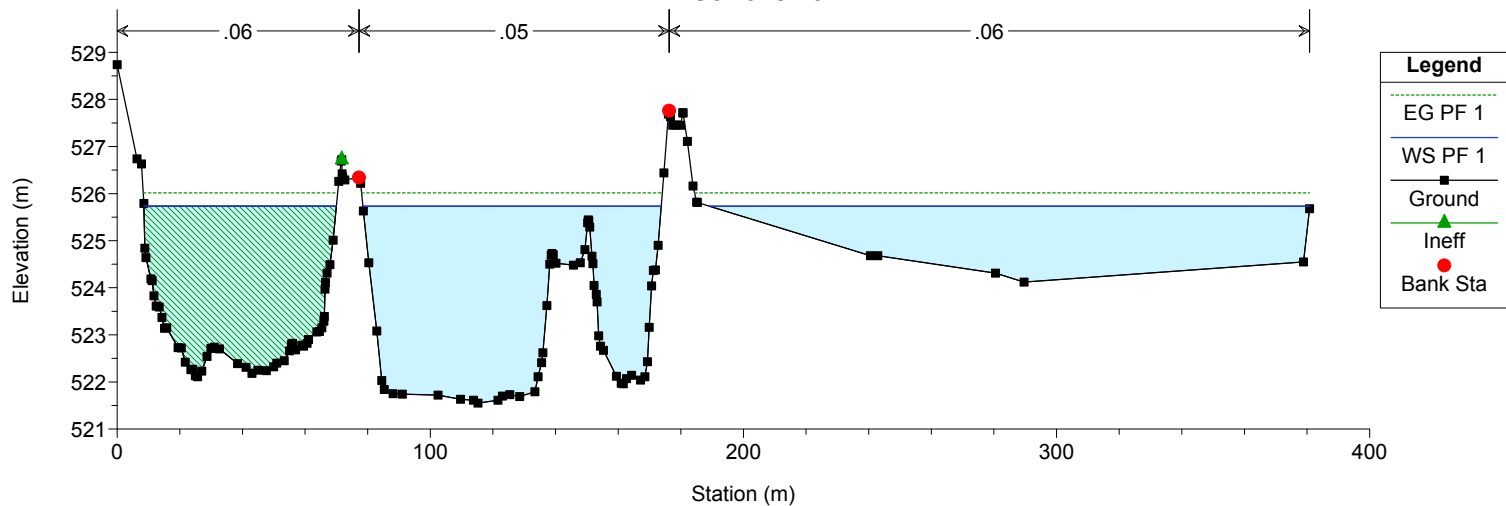
Sezione 14



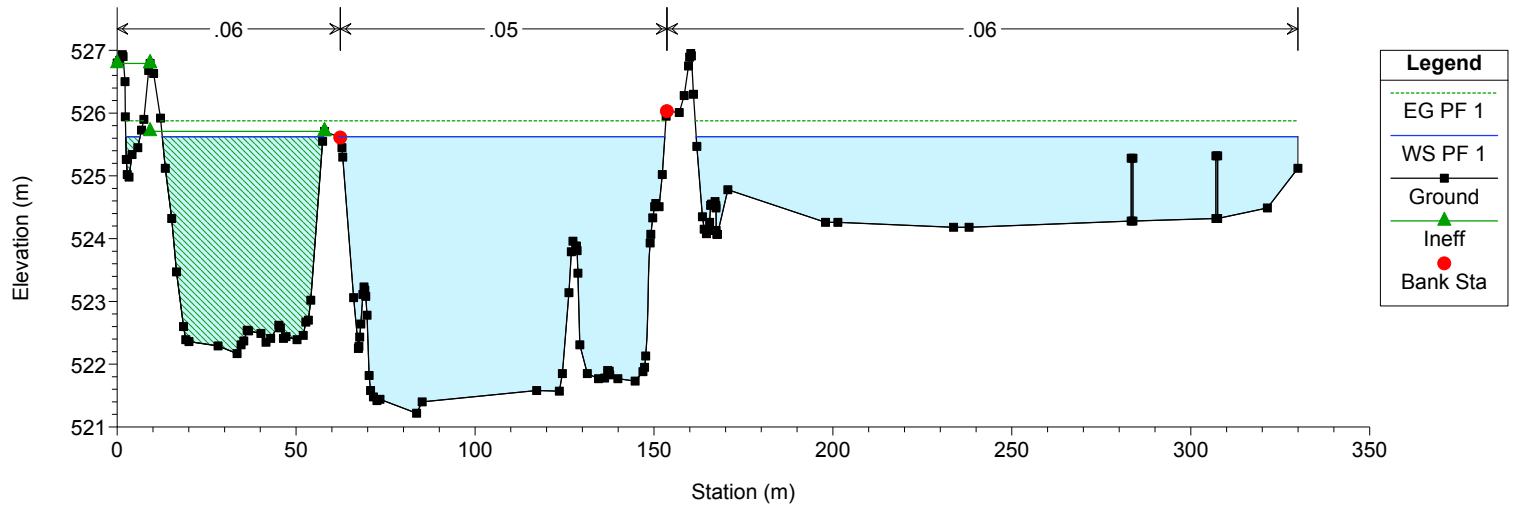
Sezione 15



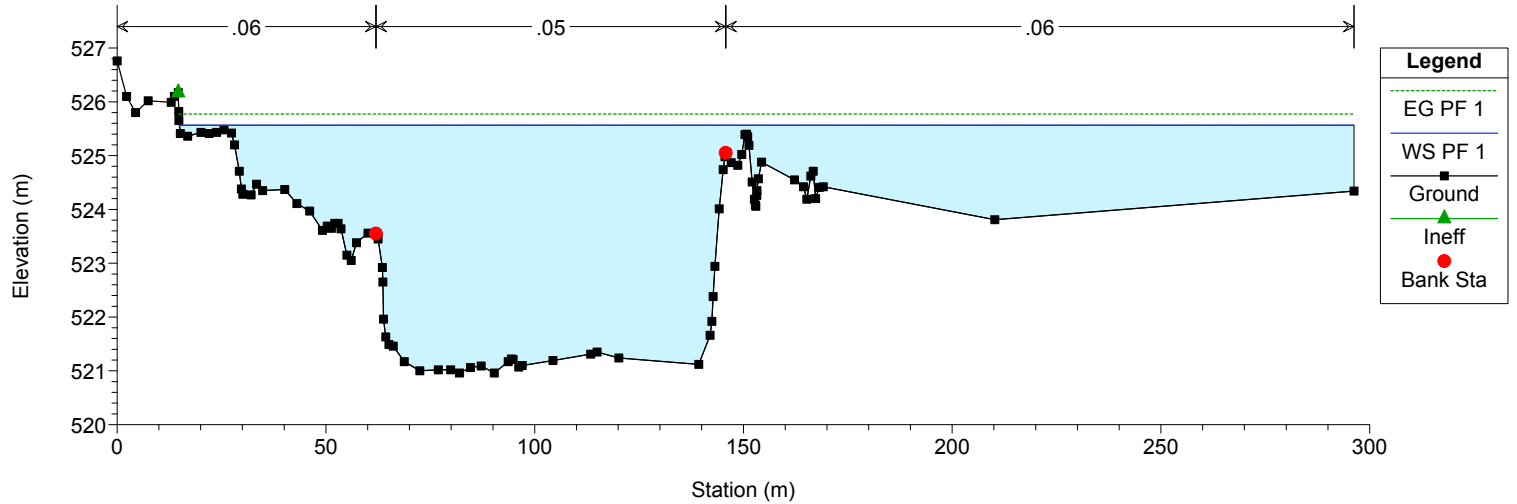
Sezione 16



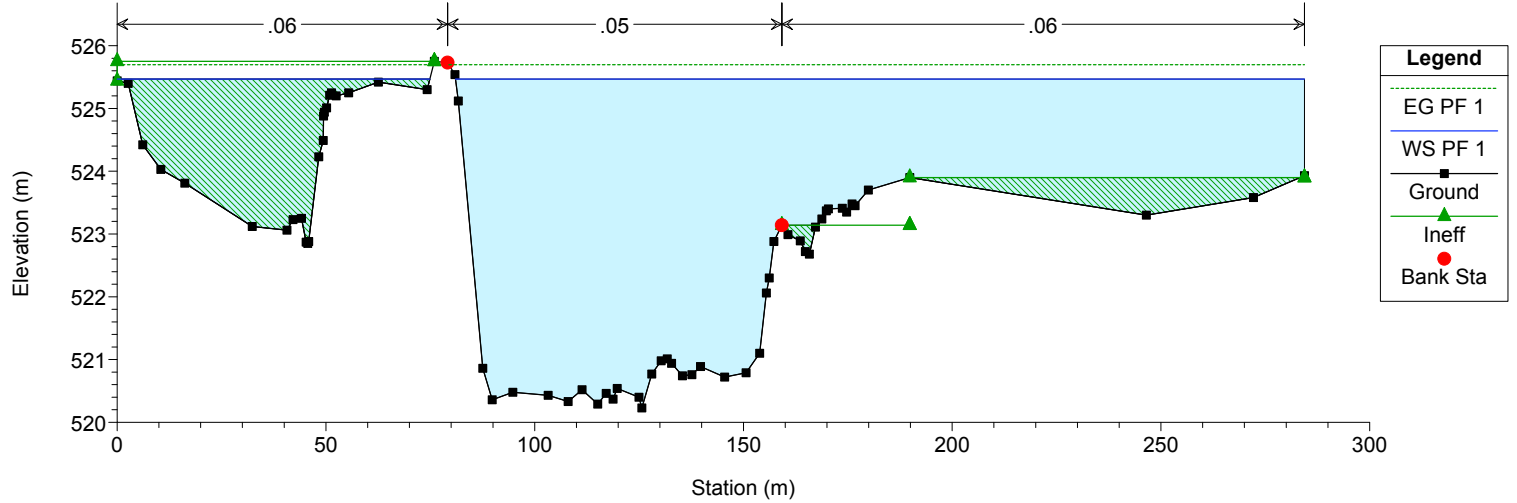
Sezione 17



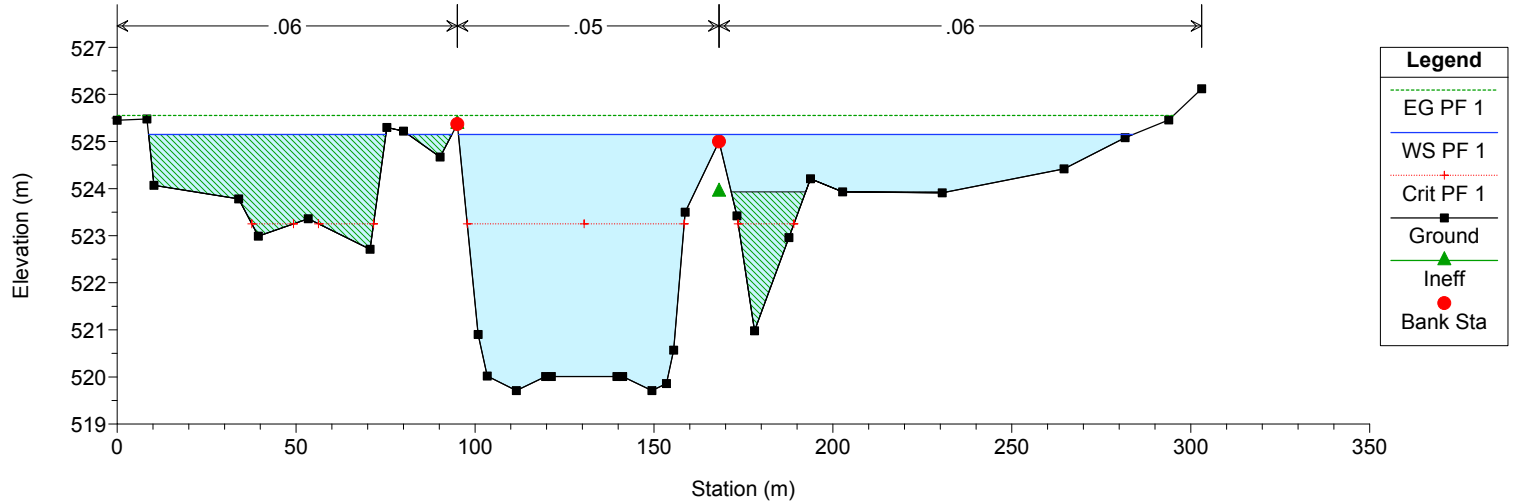
Sezione 18

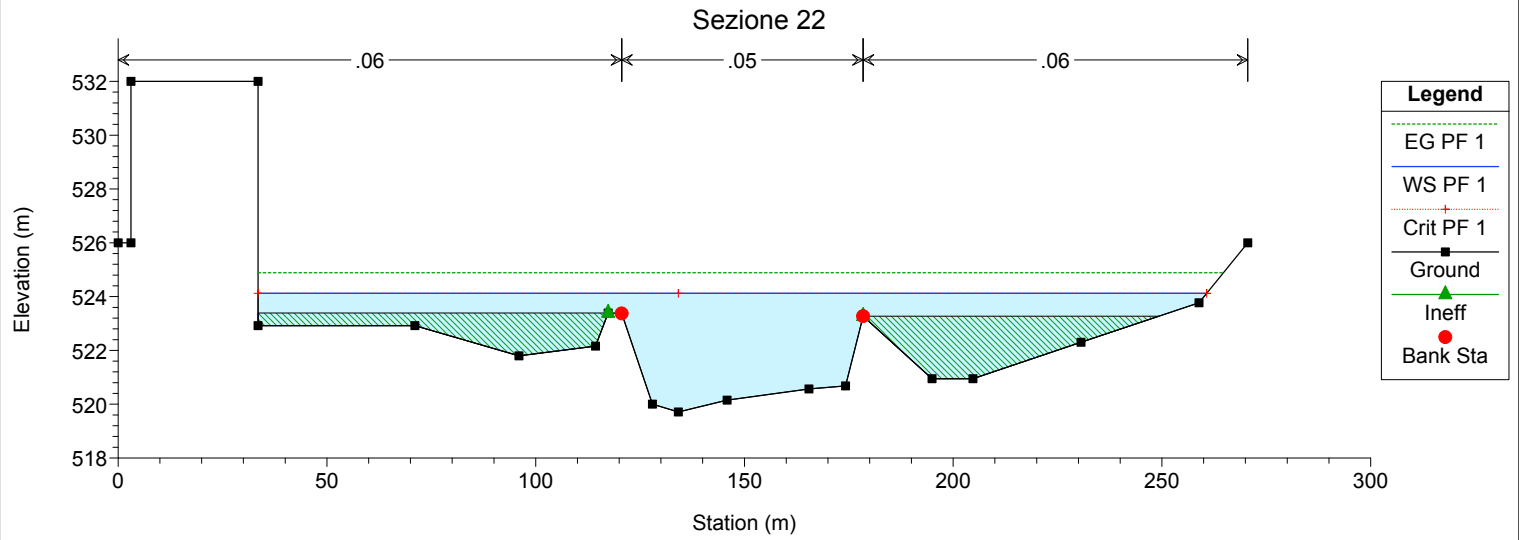
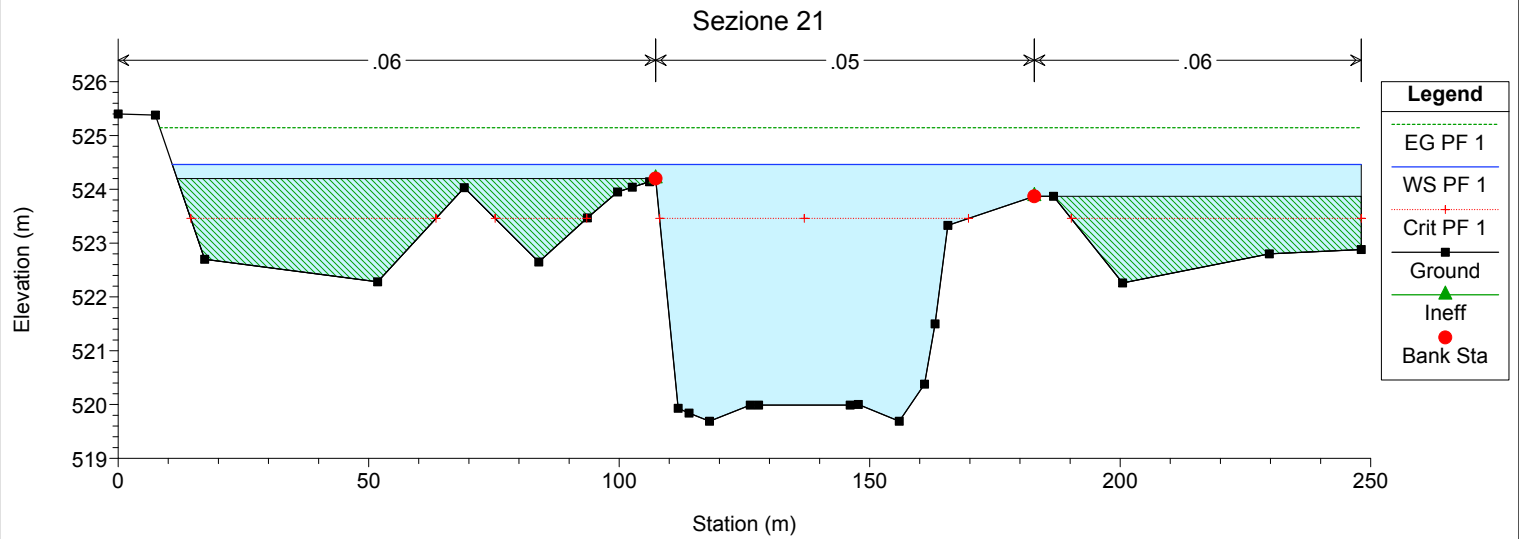
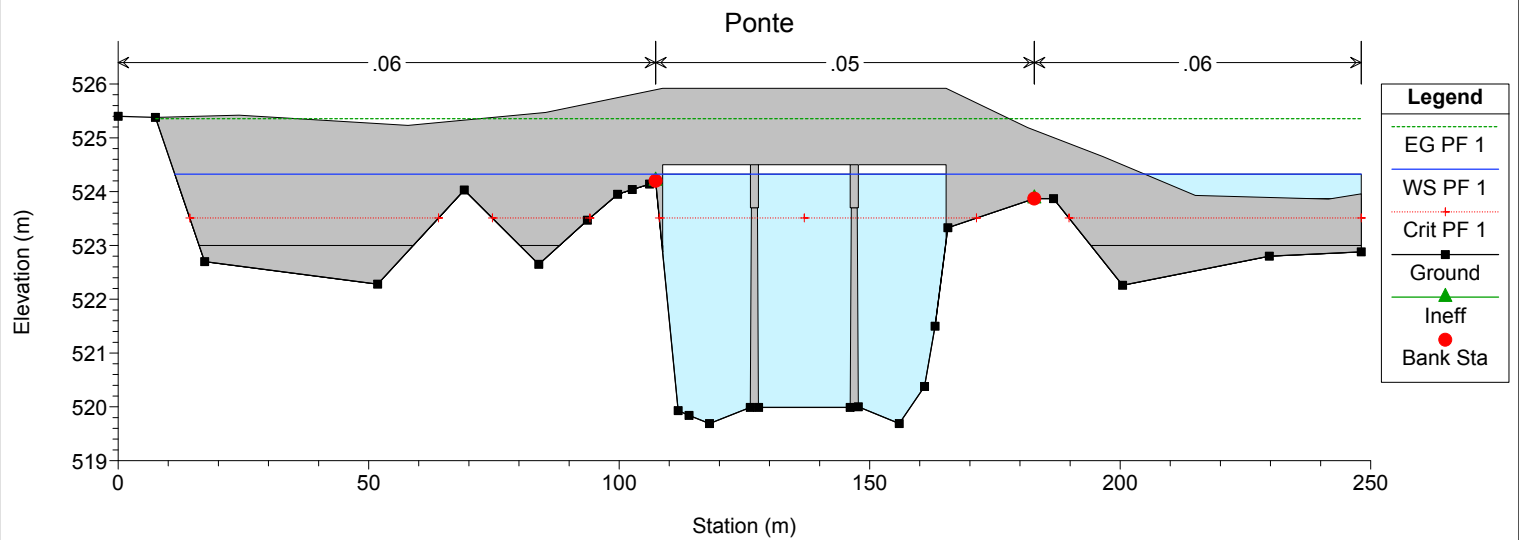
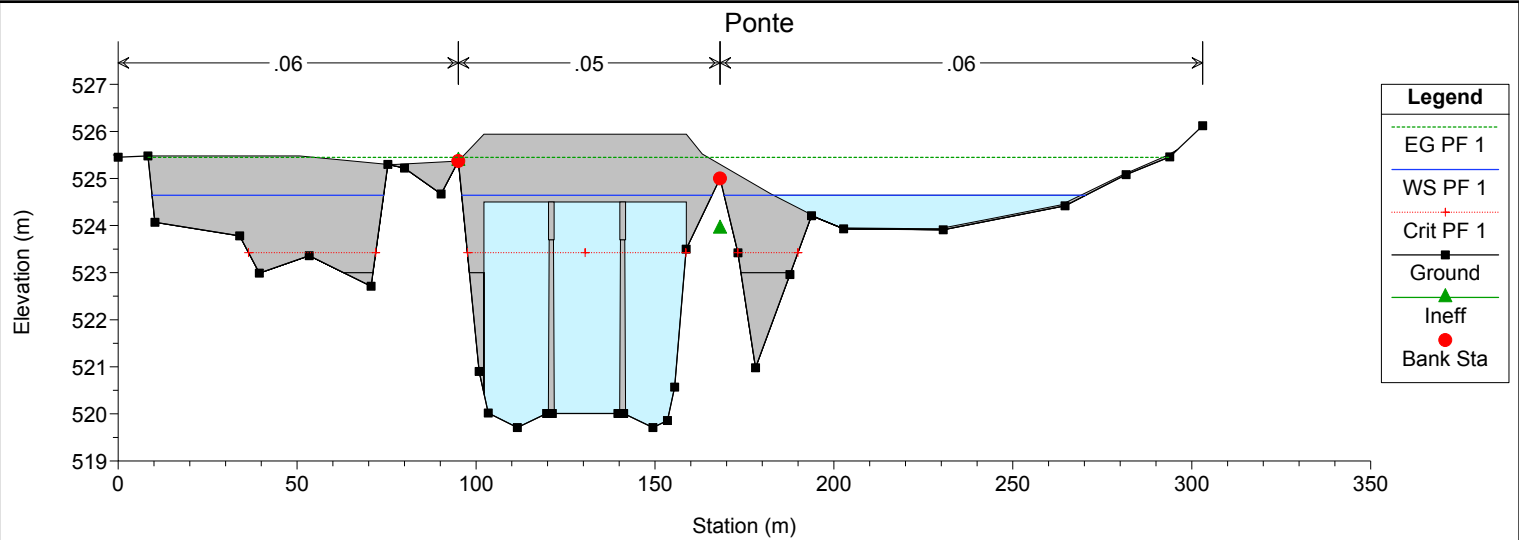


Sezione 19

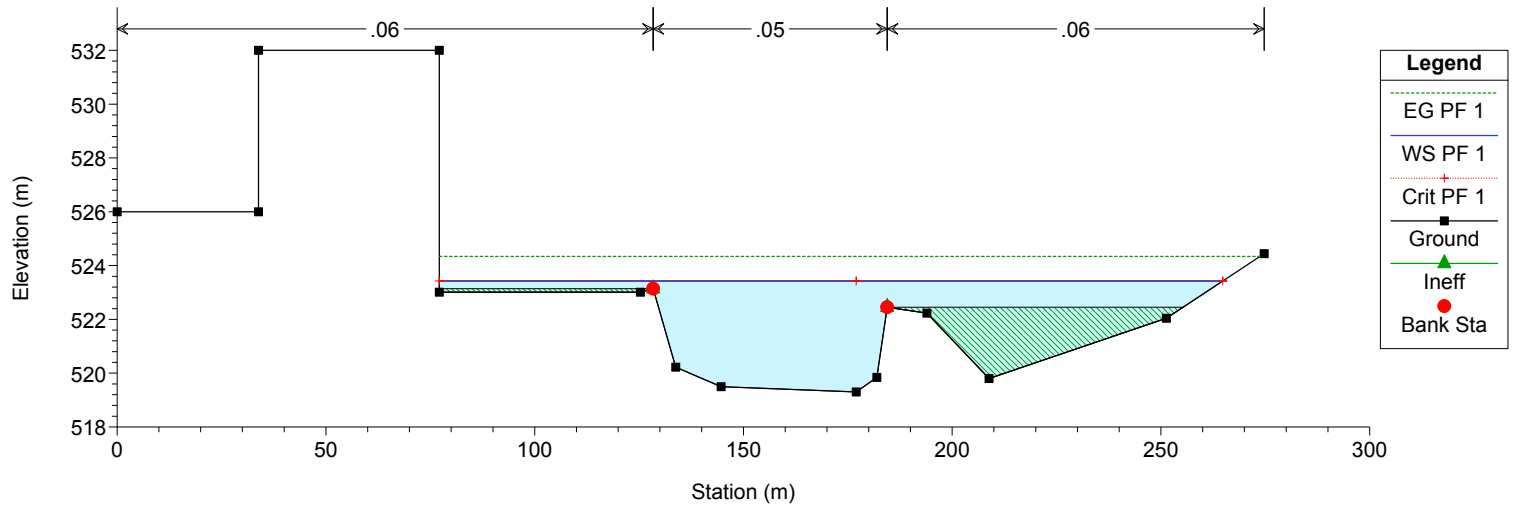


Sezione 20

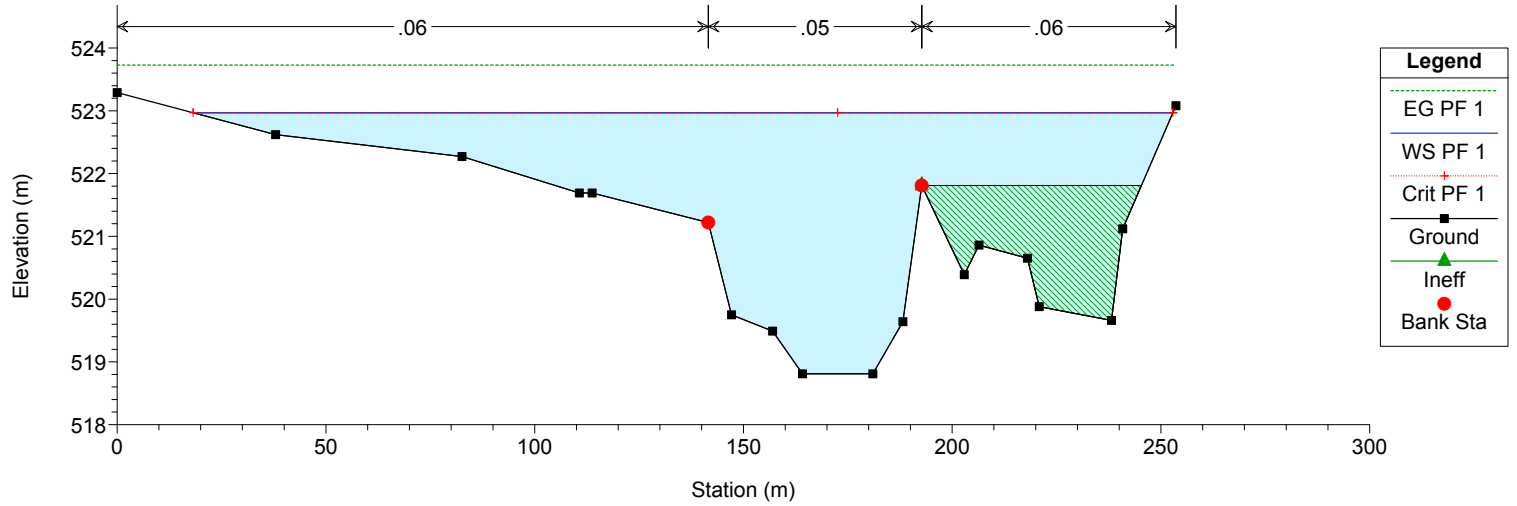




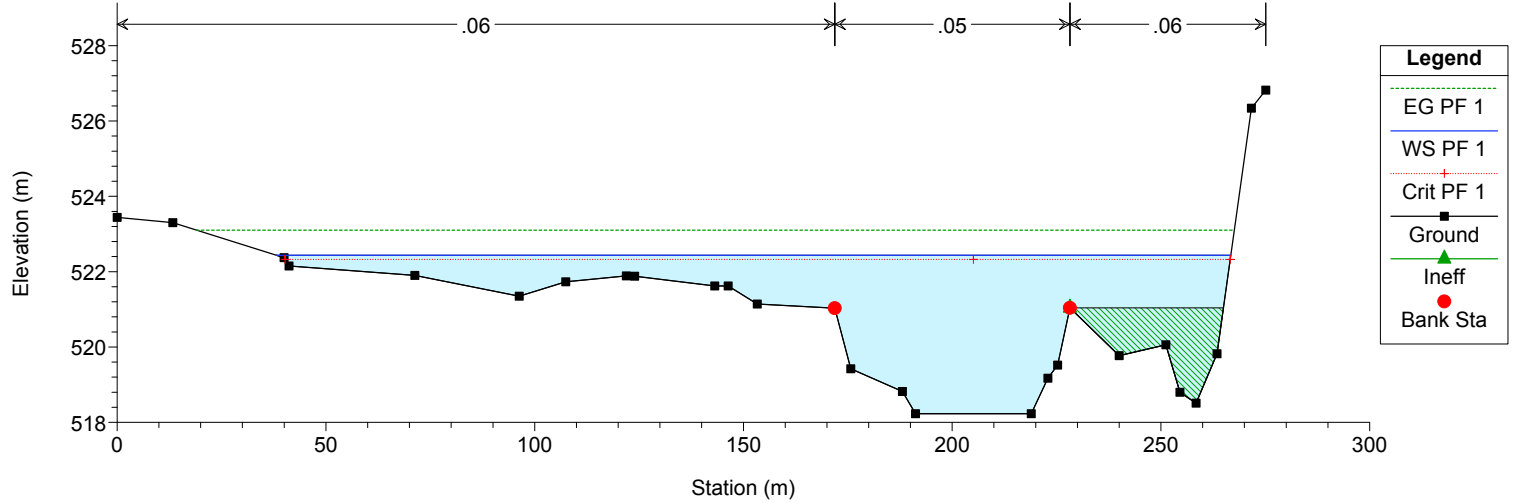
Sezione 23



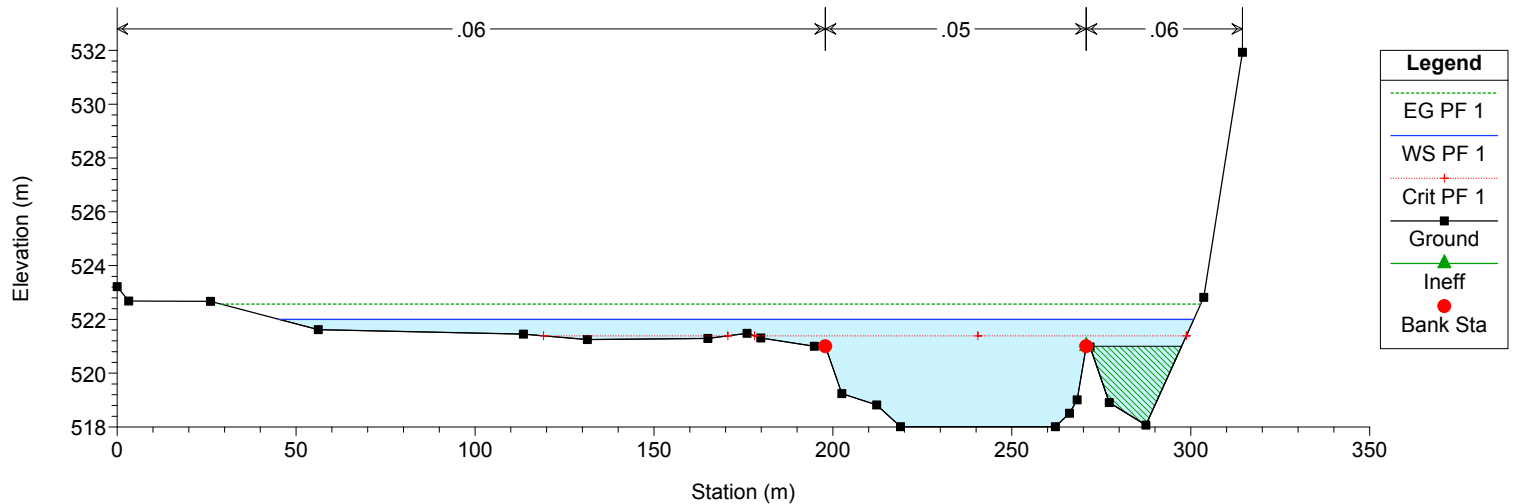
Sezione 24



Sezione 25



Sezione 26



Planimetria

LEGENDA

- Limite area esondabile con portata duecentennale
- Situazione esistente
- Sommità della sponda dell'alveo inciso
- Situazione esistente

