

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI TORINO

COMUNE DI BOBBIO PELLICE

PROGETTO DI

SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO PAUSETTE

ORDINANZA COMMISSARIALE n° 31/DB 14.00/1.2.6/3683 del 01/03/2010

IMPORTO COMPLESSIVO € 500.000,00

TO. DA. 14.3683.08 518

CIG 350754882B - CUP G79H11000350002

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO

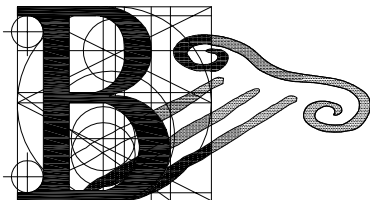
***RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA***

DATA \_\_\_\_\_

SCALA

TAVOLA

02



STUDIO DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

DOTT. ING.

**CLAUDIO BADARIOTTI**

VIA REGIS 1 - 10064 PINEROLO - TO  
TEL. 0121/397.818 - FAX 0121/395.009

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

IL TECNICO

## **RELAZIONE IDROLOGICA e IDRAULICA**

### *Premessa*

La presente relazione idrologica del tratto di asta del Rio Pausette ha la finalità di determinare le portate massime per determinati tempi di ritorno, da utilizzare nelle applicazioni progettuali inerenti la sistemazione idraulica del suddetto rio (Intervento Ordinanza Commissariale n° 31/DB 14.00/1.2.6/3683 del 1° marzo 2010 – Cod. intervento TO\_DA14\_3683\_08\_518).

Per semplificare la descrizione degli interventi il percorso del Rio Pausette è stato suddiviso in 6 zone. Di seguito sono descritte le caratteristiche dell'area ed i lavori previsti, procedendo da monte verso valle:

- **Zona 6**: situata a monte del centro abitato, presenta 4 attraversamenti che necessitano un allargamento della sezione di deflusso con scatolari prefabbricati dalle dimensioni comprese tra 2,50 x 2,00 m e 3,50 x 2,00 m (*Figura 1, Figura 2, Figura 3*); in attesa di ulteriori fondi da stanziare per ora non si procede ad alcun intervento;
- **Zona 5**: sita immediatamente a monte della SP 161, sul lato sinistro a scendere, presenta sponde in cls armato (in cattive condizioni lungo la sponda destra) con fondo in cemento (*Figura 4*); si prevede la realizzazione in sponda destra di una scogliera con finalità di protezione antierosione realizzata con massi provenienti da cave aperte per conto dell'impresa disposti secondo sagoma prestabilita di volume non inferiore a m<sup>3</sup> 0,30 e dal peso superiore di 800 kg, con l'intasamento dei vuoti della base con calcestruzzo; tale difesa di sponda viene prevista con un'altezza totale di

2,20 m e raccorda il tratto di Rio con una pendenza elevata al tratto intubato posto al di sotto del manto stradale della strada provinciale; il fondo dell'alveo sarà in massi cementati e presenterà 2 salti, che permetteranno una riduzione della pendenza; a monte della SP161 (*Figura 5*) è prevista una vasca di dissipazione dalle dimensioni 3,00 x 3,00 x 2,50 m che avrà la funzione di rallentare la velocità del deflusso e di agevolare l'ingresso dell'acqua nel tratto intubato;

- **Zona 4**: comprende il tratto di Rio intubato al di sotto della SP161 e dei campi agricoli adiacenti la diga di Cromwell (*Figura 6*); si prevede la realizzazione di scatolari gettati in opera, con sezione interna 2,50 x 2,00 m, nel tratto compreso tra la sezione 4 e la sezione 6, il tutto per una lunghezza pari a circa 106 m; lungo il tratto realizzato saranno poste 2 griglie con dimensioni 2,70 x 2,00 m che permetteranno la raccolta di acqua scolante durante l'eventuale evento di piena, nonché l'ingresso di mezzi d'opera e di personale autorizzato per le operazioni di pulizia e la rimozione di trasporto solido sedimentato all'interno dello scatolare;
- **Zona 3**: tratto a cielo aperto, localizzato tra capannoni e muri in cls di vecchia e recente fattura (*Figura 7*); in particolare i muri in cls, presso più punti, presentano marcate erosioni al piede: per questo motivo si procederà ad interventi di sottomurazione e imbottimento a tergo con materiale inerte proveniente dall'alveo e alla regolarizzazione del fondo tramite mantellata con scapoli di granito di dimensioni 0,20 - 0,5 m<sup>3</sup> spessore medio di cm 20-25, di forma parallelepipedica con le facce a vista a spacco di cava, posati su letto in malta cementizia compreso la stilatura dei giunti e la sigillatura con malta grossa di cemento;

- **Zona 2**: sita nei pressi dell'area-sosta dei camper, presenta attualmente scogliere con massi arrotondati non intasati con cls (*Figura 8*); in particolare la sponda sinistra adiacente prati ed edifici residenziali ha subito spostamenti di massi e presenta un'altezza inferiore alla sponda destra; è prevista, lungo l'intero tratto, la ricostruzione e l'innalzamento di tale difesa in sponda sinistra con massi provenienti da cave aperte per conto dell'impresa disposti secondo sagoma prestabilita di volume non inferiore a  $m^3 0,30$  e dal peso superiore di 800 kg, con l'intasamento dei vuoti della base con calcestruzzo; tale difesa di sponda avrà un'altezza totale di 3,50 m; lungo la sponda destra si procederà ad una sistemazione puntuale dei tratti smossi da eventi di piena; al termine del tratto a cielo aperto sarà realizzato un ramo di scolo *ex-novo* (*Figura 9*), in quanto il tubo presente all'interno della zona 1 (terminante nel T. Pellice) presenta una sezione insufficiente; il percorso per circa 40 m sarà costituito da scatolari gettati in opera, con sezione interna 2,50 x 2,00 m; il tratto terminale invece sarà a cielo aperto, con larghezza 2,50 m e sponde in massi provenienti da cave aperte per conto dell'impresa disposti secondo sagoma prestabilita di volume non inferiore a  $m^3 0,30$  e dal peso superiore di 800 kg, con l'intasamento dei vuoti della base con calcestruzzo; tale difesa di sponda avrà un'altezza totale di 3,50 m circa; ai piedi della confluenza sono posizionati massi cementati;
- **Zona 1**: comprende il tratto di Rio intubato al di sotto del piazzale in larga parte sterrato (parcheggio pullman); presenta un tubo con  $d=1,00$  m con una lunghezza di circa 110 m; tale tubazione avrà solo più una funzione di troppo pieno ad opere realizzate.

Durante i lavori si provvederà al taglio della vegetazione nata spontaneamente all'interno del Rio e il materiale ligneo sarà accatastato in zona non esondabile e messo a disposizione dell'Amministrazione Comunale.

Nei tratti di intervento si realizzerà una larghezza di alveo tale da permettere il deflusso della portata di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni e presenza di trasporto solido ( $18,44 \text{ m}^3/\text{s}$ ).



*Figura 1 – Rio Pausette, attraversamento sez. 25, a monte della borgata Posette (zona 6)*



*Figura 2 – Rio Pausette, attraversamento sez. 24, a monte della borgata Posette (zona 6)*



*Figura 3 – Rio Pausette, attraversamento sez. 17, presso la borgata Pautasset (zona 6)*



*Figura 4 – Rio Pausette, tratto presso la sez. 11, a monte della S.P. 161 (zona 5)*



*Figura 5 – Rio Pausette, attraversamento sez. 2, presso la S.P. 161 (zona 5)*



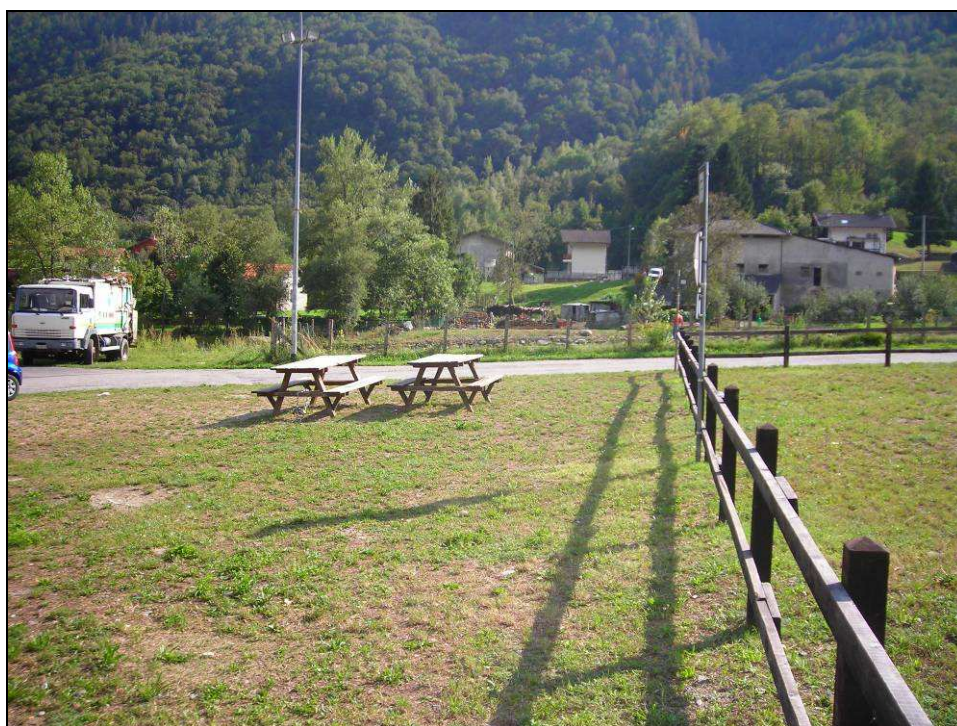
*Figura 6 – Rio Pausette, tratto intubato sito al di sotto dei campi ad uso agricolo (sez. 5), a valle della diga di Cromwell (zona 4)*



*Figura 7 – Rio Pausette, tratto presso la sez. 3 (zona 3)*



*Figura 8 – Rio Pausette, tratto presso le sez. 1-2 (zona 2)*



*Figura 9 – Area pic-nic, presso le sez. 0.4-0.5 (zona 2)*

### **Introduzione – Dati utilizzati**

Per la definizione del bacino idrologico sono stati utilizzati dati su supporto cartaceo (scala 1:10.000), analisi ed osservazioni dirette a seguito di sopralluoghi e informazioni contenute dalla pubblicazione “Risorse idriche superficiali dei principali bacini della provincia di Torino” (Provincia di Torino, 2001).

Il territorio comunale di Bobbio Pellice, nella porzione interessata dal presente studio, presenta caratteristiche di tipo montano, con il concentrico (740 m s.l.m. circa) addossato al versante orografico sinistro della media – alta Val Pellice e le borgate periferiche localizzate sui pendii circostanti fino a quote di circa 1500 m s.l.m.

Il reticolo idrografico presente è composto dal T. Pellice e dai corsi d’acqua secondari di versante, tra i quali è compreso il rio Pausette oggetto di studio.

Escludendo il T. Pellice, i principali corsi d’acqua naturali presenti, appartenenti al reticolo secondario, sono (da ovest verso est):

- Rio degli Imeut in sponda orografica destra del T. Pellice,
- Torrente Cruello in sponda orografica sinistra del T. Pellice,
- Rio Pausette in sponda orografica sinistra del T. Pellice,
- Rio Subiasco in sponda orografica sinistra del T. Pellice,
- Rio Ghicciard in sponda orografica destra del T. Pellice.

Tali corsi d’acqua appartengono al reticolo idrografico principale ma non sono interessati dalla delimitazione delle fasce fluviali e pertanto sono o dovranno essere oggetto di successiva analisi idrologica ed idraulica.

### **Rilievo topografico**

Il reticolo idrografico esistente per quanto riguarda il rio Pausette in esame è stato ricostruito minuziosamente in base a diversi sopralluoghi e rilievi topografici, rilevandone le sezioni idrauliche e le caratteristiche di tutti i principali attraversamenti e canalizzazioni esistenti nei tratti oggetto di verifica.

In particolare sono state rilevate 26 sezioni d'alveo, a partire dal tratto a monte della borgata Posette (dove vi è la presenza di due attraversamenti stradali sottodimensionati) fino alla zona di confluenza con il T. Pellice, che ha premesso di ricostruire il profilo di fondo e le sezioni idrauliche nello stato attuale; il rilievo ha invece escluso la parte sommitale del bacino, che non riveste particolare interesse ai fini del presente studio, risultando pressoché inaccessibile.

Tale rilievo topografico di dettaglio è alla base della presente analisi idraulica particolareggiata, in cui è stato analizzato il profilo di piena per un tratto della lunghezza di circa 800 metri. La rappresentazione grafica di tali sezioni è riportata nella tavola di progetto relativa alle sezioni di deflusso del rio Pausette (*Tavola 31*).

Le sezioni ed i punti di rilievo sono riportati nelle planimetrie di progetto, su base catastale.

Nella descrizione geometrica del corso d'acqua particolare attenzione è stata posta nell'individuazione delle singolarità presenti in alveo che potenzialmente possono influire sulla definizione dei livelli idrici e delle velocità della corrente all'interno dell'alveo inciso.



*Figura 10 – Localizzazione del sito di intervento, Comune di Bobbio Pellice*

### **Analisi bacino imbrifero**

Il bacino del Torrente Rio Pausette rappresenta un sottobacino del Torrente Pellice, che si estende nel settore sud-occidentale della provincia di Torino nell'arco alpino occidentale sul versante orografico sinistro della media-alta Val Pellice ed è delimitato essenzialmente dai bacini dei Torrenti Subiasco e Cruello.

Il bacino ha carattere prevalentemente montano, la quota massima si trova a monte della Borgata Serre Sarsena ad un'altezza pari a circa 1.678 m s.l.m. .

Il ramo principale del Rio Pausette si sviluppa per una lunghezza pari a circa 1,75 km, fino alla confluenza nel Torrente Pellice.

Le caratteristiche della sezione di chiusura considerata sono riportate in *Tabella 1*.

*Tabella 1 – Caratteristiche fisiografiche del bacino*

Sezione	area bacino [km <sup>2</sup> ]	lunghezza asta [km]	altitudine massima [m s.l.m.]	altitudine sez. di chiusura [m s.l.m.]	altitudine media [m s.l.m.]
Ponte Giurnà	1,11	1,75	1.678	733	1.122

### *Introduzione*

L'Autorità di bacino ha definito attraverso la Direttiva del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI):

- i valori delle portate di piena e delle precipitazioni intense da assumere come base di progetto e relativi metodi e procedure di valutazione per le diverse aree del bacino del Po,
- i criteri e i metodi di calcolo dei profili di piena nei corsi d'acqua,
- i tempi di ritorno delle portate di piena per il dimensionamento o la verifica delle diverse opere,
- i franchi da assumere per i rilevati arginali e per le opere di contenimento e di attraversamento.

Il presente studio idrologico si propone di stimare i valori delle portate di piena, con tempi di ritorno prefissati di 20, 50, 100, 200 e 500 anni, relativi alla sezione di nostro interesse localizzata sull'asta del rio Pausette, confrontando i risultati ottenuti con quelli prescritti dalla Direttiva sopracitata. Si ribadisce che è possibile esclusivamente compiere un paragone tra valori, in quanto la distanza tra la sezione del rio Pausette oggetto di studio e le sezioni contenute nella Direttiva (T. Pellice, Comune di Luserna San Giovanni) è di ca. 2 km. Si rende

quindi necessario un successivo ragguaglio areale per i coefficienti utilizzati nel calcolo.

Le verifiche sono state eseguite considerando le condizioni peggiori, al fine di poter definire con precisione l'intervento da realizzare, optando ad una soluzione capace di far fronte a precipitazioni violente e deflussi di piena.

#### *Fasi componenti lo studio idrologico*

Lo studio è composto da diverse fasi:

- rilievo topografico dei luoghi e del tratto di asta oggetto di verifica,
- caratterizzazione della parte di bacino idrografico e della rete idrica del rio Pausette interessata dall'intervento,
- studio delle piogge con definizione di una curva di probabilità pluviometrica con tempi di ritorno di 20, 50, 100, 200 e 500 anni,
- valutazione della portata di massima piena relativa ai tempi di ritorno suddetti mediante diversi metodi esistenti in letteratura,
- simulazione del deflusso delle portate di massima piena secondo il codice di calcolo "Hec-Ras" del U.S. Army Corps of Engineers.

Il calcolo delle portate massime per determinati tempi di ritorno è stato svolto elaborando statisticamente i dati sulle precipitazioni disponibili. Non è stato possibile utilizzare dati sulle portate poiché lungo il rio considerato non esistono strumenti per il rilievo sistematico delle portate (e quindi non sono disponibili serie storiche di dati per l'elaborazione statistica).

Nelle pagine seguenti sono presentate le modalità di calcolo dei diversi metodi utilizzati e i risultati conseguiti.

### **Rilievo topografico**

Il reticolo idrografico esistente per quanto riguarda il tratto di torrente in esame è stato ricostruito minuziosamente in base a diversi sopralluoghi e rilievi topografici, rilevandone sezioni idrauliche e caratteristiche.

### **Definizione del bacino idrologico**

#### **Dati utilizzati**

Per la definizione del bacino idrologico sono stati utilizzati dati su supporto cartaceo (scala 1:10.000), analisi ed osservazioni dirette a seguito di vari sopralluoghi effettuati nel corso di circa 12 mesi.

#### **Individuazione delle caratteristiche morfometriche del bacino**

Il bacino del rio Pausette oggetto di studio ha una estensione di circa 1,11 km<sup>2</sup> ed il corso d'acqua ha origine a monte della Borgata Serre Sarsena (circa 1.140 m s.l.m.).

Il dislivello altimetrico varia da 733 m.s.l.m (altitudine della sezione di confluenza tra il suddetto rio e il T. Pellice) a 1.678 m.s.l.m., con un'escursione di 945 m.

Attraversa con direzione nord-sud la parte più elevata della valle, e quindi, in prossimità del centro del Comune di Bobbio Pellice, presenta dopo una svolta di circa 90°, discende verso l'abitato, e quindi confluisce nel T. Pellice.

Le caratteristiche della sezione di chiusura considerata sono riportate in *Tabella 2*.

*Tabella 2 – Caratteristiche fisiografiche del bacino*

Sezione	area bacino [km <sup>2</sup> ]	lunghezza asta princ. [km]	altitudine massima [m s.l.m.]	altitudine sezione [m s.l.m.]	altitudine media [m s.l.m.]	coefficiente di deflusso [mm]
PAUSETTE	11,1	1,75	1.678	733	1.122	0,6

### **Struttura dell'analisi**

Il procedimento di analisi impiegato per il calcolo delle portate corrispondenti a tempi di ritorno pari a 20, 50, 100, 200, 500 anni, in sintesi, è così strutturato:

- determinazione delle caratteristiche fisiografiche del sottobacino,
- scelta dei relativi coefficienti “a”, “n” della curva di possibilità pluviometrica,
- stima del coefficiente di deflusso,
- calcolo delle portate di piena.

### **Trattamento dei dati pluviometrici**

#### *Curve di possibilità pluviometrica*

La successione cronologica degli eventi, benché costituisca il punto di partenza di ogni elaborazione, non sempre è adeguata a sistematiche ricerche data la irregolarità con la quale generalmente gli eventi si presentano. Si ricorre, pertanto, a rappresentazioni cartesiane, ottenute attraverso un'analisi statistica dei dati disponibili, dove in ascissa sono riportati i tempi ed in ordinata le intensità di precipitazione o le altezze totali di precipitazione per assegnati tempi di ritorno.

Le curve che si ottengono, e delle quali si possono determinare le espressioni algebriche, si definiscono curve segnalatrici di possibilità pluviometrica.

Queste curve sono costruite in modo tale da mettere in evidenza l'andamento critico della pioggia, ovvero i valori massimi di altezza di pioggia che la medesima può assumere in funzione della durata dell'evento di precipitazione e di un assegnato tempo di ritorno.

Da questo la denominazione di "pioggia critica" per un particolare evento di nota durata che porta in condizioni critiche una rete idraulica, ovvero quando la massa di volume d'acqua invasato e del volume scaricato in un dato intervallo di tempo supera il volume che affluisce alla rete nello stesso tempo.

Si ricorda che con il termine altezza di precipitazione in un punto (comunemente misurata in mm) si 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:

$$h_{(t,T_r)} = a \cdot t^n$$

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

Note le rilevazioni pluviometriche, è possibile costruire la curva di possibilità pluviometrica per via statistica procedendo nel modo seguente:

1. si campionano i valori osservati delle altezza di pioggia  $h$  nella durata  $t$  considerando un certo numero di anni che definisce il tempo di ritorno (il procedimento comporta l'uso, per ogni durata, dell'osservazione massima annuale);

2. fissato un certo tempo di ritorno  $T_r$  ed una durata  $t$  si ricava un valore di altezza di pioggia:

$$h_{t,T_r} = h(t) \quad \rightarrow \quad h_{(t,T_r)} = a \cdot t^n$$

dove le costanti “a”, “n” si determinano riportando le coppie di valori  $h(t)$ ,  $t$  in un diagramma cartesiano logaritmico tale che la curva si trasforma nell'equazione di una retta:

$$\log h = \log a + n \log t$$

Per evitare i passaggi precedenti si assume che il massimo annuale dell'altezza di pioggia “h” per una certa durata “t” sia distribuito secondo una legge probabilistica i cui parametri si stimano a partire dal campione disponibile.

In particolare la Direttiva dell'Autorità di Bacino ha utilizzato la legge di Gumbel:

parametri della distribuzione:  $\alpha, \beta$

funzione di probabilità:  $P(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$

Allo scopo di determinare i parametri “a” e “n” la Direttiva ha utilizzato le serie storiche delle precipitazioni intense riportate negli Annali Idrologici del Servizio Idrografico e Mareografico Italiano relative ai massimi annuali delle precipitazioni della durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive. L'intervallo di durata

tra 1 e 24 ore rappresenta il campo entro cui sono da ricercare le durate critiche per la maggior parte dei corsi d'acqua.

La stima delle curve di probabilità pluviometrica nelle stazioni di misura è stata effettuata la legge del valore estremo del primo tipo (EV1 o di Gumbel), sulla base delle serie storiche dei massimi annuali delle altezze di precipitazione per le durate considerate, definendo i parametri "a" e "n" per i tempi di ritorno di 20, 50, 100, 200 e 500 anni.

#### *Ragguaglio delle altezze di pioggia all'area*

Un'osservazione sperimentale delle piogge intense mostra che, all'interno di un'area di bacino assegnata, l'intensità di precipitazione durante un certo evento risulta variabile da punto a punto in maniera tanto più evidente quanto maggiore è l'estensione dell'area esaminata.

Evidentemente, la curva di possibilità pluviometrica dedotta per una certa località ubicata all'interno del bacino può ritenersi rappresentativa del legame tra altezza e durata, a fissato tempo di ritorno, soltanto per la località in cui essa è stata dedotta e non può essere assunta valida per l'intera area del bacino.

Perciò si usa far riferimento a curve di possibilità pluviometrica areali, esprimenti il legame, per un assegnato tempo di ritorno, tra l'altezza media di pioggia che in un'assegnata durata cade su un bacino idrografico di area A (altezza ragguagliata all'area) e la durata della stessa.

La stima delle curve areali deve generalmente essere condotta a partire dalle osservazioni pluviometriche disponibili in un certo numero di punti appartenenti al bacino in cui sono ubicate stazioni di misura, per i quali si

dispone delle osservazioni necessarie alla stima delle curve di possibilità pluviometrica puntuali.

La stima dell'altezza di pioggia ragguagliata di assegnata durata e tempo di ritorno può essere affrontata modificando i coefficienti  $a$  e  $n$  della curva di possibilità pluviometrica puntuale.

L'espressione della curva risulta:

$$h_{(t,T)} = a' \cdot t^{n'}$$

in cui  $a'$  e  $n'$  sono messi in relazione con i coefficienti  $a$  e  $n$  della curva puntuale e con l'area  $A$  del bacino attraverso la relazione di Puppini:

$$a' = a \cdot \left( 1 - 0.084 \cdot \frac{A}{100} + 0.007 \cdot \left( \frac{A}{100} \right)^2 \right)$$

$$n' = n + 0.014 \cdot \frac{A}{100}$$

I coefficienti  $a'$  e  $n'$  ottenuti nel presente studio idrologico e i coefficienti "a" e "n" contenuti nella Direttiva sono riassunti nella *Tabella 3*.

*Tabella 3 – Parametri della curva di possibilità pluviometrica*

Stazione	coefficienti	Tr=20	Tr=50	Tr=100	Tr=200	Tr=500
Luserna San Giovanni 1394 (Direttiva Autorità di Bacino)	a	41,72	-	52,87	57,63	63,9
	n	0,500	-	0,503	0,504	0,505
Bobbio Pellice Rio Pausette	a'	37,882	43,283	47,328	51,358	56,675
	n'	0,4911	0,4914	0,4917	0,4918	0,4921

### **Determinazione delle portate di massima piena**

Le procedure adottabili per stima della portata di piena in un corso d'acqua si differenziano in relazione alla disponibilità di serie storiche di dati idrologici rappresentativi.

Il caso più favorevole si ha quando nella sezione di interesse sono disponibili valori di portata misurati per un periodo di osservazione sufficientemente lungo; in queste condizioni l'analisi statistica diretta di frequenza delle piene consente di determinare le stime richieste.

Poiché tale situazione si verifica raramente, in ragione del modesto numero di stazioni di misura esistenti e del ridotto periodo di osservazione disponibile per alcune di esse, nella maggior parte dei casi si è nelle condizioni di dover stimare i valori delle portate di piena con metodi indiretti.

In questo caso le procedure utilizzabili sono le seguenti:

- impiego di modelli di regionalizzazione del dato idrometrico, costruiti tramite l'analisi statistica dei dati idrologici disponibili relativi a una porzione di territorio ("regione idrologica") omogenea rispetto ai fenomeni di piena;

- analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse e impiego di modelli afflussi-deflussi per la trasformazione in portate.

La costruzione di un modello di regionalizzazione richiede uno studio idrologico su vasta scala, che non è normalmente compatibile con le esigenze, di progettazione o di verifica idraulica, di un singolo intervento. È necessario pertanto ricorrere all'impiego di procedure appartenenti alla seconda categoria sopra indicata.

#### *Tempo di corrivazione*

La maggior parte dei metodi di stima delle portate di piena si basano sul concetto di tempo di corrivazione.

Il tempo di corrivazione è definito in via teorica come il tempo che impiega la precipitazione che cade nella parte idraulicamente 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 tempo di corrivazione è funzione della superficie del bacino sotteso in corrispondenza della sezione di chiusura, della pendenza del corso d'acqua, della lunghezza dell'asta del torrente e dell'altitudine media del bacino.

In letteratura vengono proposte diverse formule per il calcolo del tempo di corrivazione; di seguito vengono riportate le più note:

*Formula di Giandotti:*

$$T_c = \frac{a \cdot \sqrt{S} + b \cdot L}{c \cdot \sqrt{H - Z_{\min}}}$$

dove:

- $T_c$ : tempo di corrivazione [h];
- a, b, c: coefficienti, pari rispettivamente a 4 - 1,5 - 0,8;
- S: superficie del bacino [km<sup>2</sup>];
- H: altezza media del bacino [m];
- Z min: altezza del bacino calcolata alla sezione d'interesse;
- L: lunghezza del percorso idraulicamente più lungo [km].

*Formula di Ventura:*

$$t_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{S}{i}}$$

dove:

- S: superficie del bacino [km<sup>2</sup>];
- i: pendenza dell'asta principale [m/m].

*Formula di Kirpich:*

$$t_c = 0.066 \cdot L^{0.77} \cdot \left( \frac{1000 \cdot L}{H_{\max} - H_{\text{med}}} \right)^{0.385}$$

dove:

- S: superficie del bacino [km<sup>2</sup>];
- $H_{\max}$ : altitudine massima [m s.m.];
- $H_{\text{med}}$ : altitudine media [m s.m.];
- L: lunghezza dell'asta principale [km].

*Formola di Pasini:*

$$t_c = 0.108 \cdot \frac{(S \cdot L)^{1/3}}{\sqrt{i}}$$

dove:

- S: superficie del bacino [km<sup>2</sup>];  
 i: pendenza dell'asta principale [m/m];  
 L: lunghezza dell'asta principale [km].

Nell'ambito del presente studio idrologico, si ritiene opportuno utilizzare la formula di Giandotti in quanto è stata studiata e verificata su diversi bacini dell'Italia Settentrionale ed inoltre è l'unica espressione che tiene conto di tutti i parametri che possono influenzare il valore del tempo di corrivazione. Il risultato ottenuto è **t<sub>c</sub> = 0,46 ore**.

*Tabella 4 – Altezze di precipitazione*

sezione	T <sub>c</sub> [h]	h(T <sub>c</sub> ) [mm]				
		Tr=20	Tr=50	Tr=100	Tr=200	Tr=500
Bobbio Pellice – Rio Pausette	0,46	25,75	29,41	32,16	34,89	38,49

### **Calcolo delle portate di piena di progetto – Formule empiriche**

Sono state prese in considerazione alcune formulazioni empiriche presenti in letteratura per confrontare i dati ottenuti e verificarne la congruità.

Le portate di piena sono state calcolate, come suggerito dalla Direttiva, con la formula razionale e confrontate poi con i risultati di altre formule empiriche presenti in letteratura.

*Formula razionale*

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  $t_c$ .

Sotto queste ipotesi la portata alla sezione di chiusura del bacino è data dalla seguente espressione empirica:

$$Q = \frac{\Phi \cdot A \cdot i_c}{360}$$

dove:

$\Phi$ : coefficiente di deflusso, assunto pari a 0,60 (secondo quanto raccomandato da "Handbook of Applied Hydrology", Ven Te Chow, 1964 – valori riportati dalla Direttiva sulla Piena di Progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica),

$i_c$ : intensità della pioggia riferita al tempo di corrivazione [mm/ora] desunta dalle curve di possibilità pluviometrica,

A: superficie del bacino in [km<sup>2</sup>],

Q: portata al colmo [m<sup>3</sup>/s].

Definiti i parametri di ingresso è possibile stimare il valore della portata di piena con riferimento alla relazione sopra riportata; ciò è stato eseguito con riferimento alle altezze di pioggia calcolate in base ai metodi descritti nei paragrafi precedenti.

#### *Formula di Giandotti*

Un'ulteriore espressione empirica che si basa sulla teoria del metodo della corrivazione è quella proposta da Giandotti con il contributo di Visentini per i bacini del Po:

$$Q_{\max} = \lambda \cdot h \cdot \frac{S}{k \cdot t_c}$$

dove:

k: coefficiente pari a 0,8,

$\lambda$ : coefficiente dipendente dalla superficie pari a 166 per aree < 500 km<sup>2</sup> e a 133 per aree > 500 km<sup>2</sup>,

h: altezza di massima pioggia relativa al tempo di corrivazione  $t_c$  desunta dalle curve di possibilità pluviometrica per un assegnato tempo di ritorno [m],

$t_c$ : tempo di corrivazione [h],

S: superficie del bacino [km<sup>2</sup>].

#### *Formula di Sordo*

Per la valutazione della portata massima annua al colmo si procede, quando possibile, con metodi probabilistici per via diretta, elaborando i dati storici di portata massima registrati negli anni da stazioni di misura in prossimità della sezione in esame. Quando questo non è possibile, si possono adottare metodi

per la valutazione della portata massima basati sul concetto della similitudine idrologica. Tale metodo mira ad individuare il comportamento di un discreto numero di bacini della stessa regione idrologica che presentino la geomorfologia ed un regime delle precipitazioni di breve durata molto simili.

Effettuate le elaborazioni statistiche, si ottengono le portate di massima piena riferite ad un dato tempo di ritorno  $T_r$  che devono correlarsi con altre caratteristiche dei bacini idrografici quali la superficie, la pendenza media o il tempo di corrivazione.

Nel caso del metodo del prof. Sordo si fa riferimento ai risultati dello studio "Valutazione probabilistica delle portate di massima piena dei corsi d'acqua piemontesi". Per ogni bacino considerato nel lavoro citato, l'autore ha riportato in diagramma le portate massime annue al colmo, calcolate in base alla Log-normale a due parametri per assegnati tempi di ritorno, in funzione delle superfici  $S$  dei bacini stessi; si è notata una tendenza dei punti sperimentali a disporsi lungo una curva regolarmente crescente con  $S$ .

Sulla base di queste affinità si sono ricavate le espressioni  $Q = Q(S,T)$  valide rispettivamente per bacini con superficie superiore di  $350 \text{ km}^2$  e minore di  $350 \text{ km}^2$ :

$$Q_{c,max} = e^{\sqrt{58.92 \cdot \ln(\ln S) - 76}} \cdot e^{e^{\frac{2.886 \cdot \sqrt{\ln\left(\frac{T^2}{4T-4}\right)}}{(0.155 \cdot \ln^2 S + 0.6480)}}} \quad S \geq 350 \text{ km}^2$$

$$Q_{c,max} = e^{\left[ -0.245 + 1.83 \cdot \sqrt{\ln\left(\frac{T^2}{4T-4}\right)} \right] \cdot S^{0.948 - 0.161 \cdot \sqrt{\ln\left(\frac{T^2}{4T-4}\right)}}} \quad S < 350 \text{ km}^2$$

### *Formula di Gherardelli-Marchetti*

Tramite una indagine statistica effettuata sulle massime portate di piena al colmo verificate nei corsi d'acqua italiani fino al 1938, Gherardelli ha dedotto una formula, successivamente aggiornata da Marchetti, che lega il contributo di massima piena alla superficie del bacino. Tale formula, indipendente dal tempo di ritorno, assume l'espressione:

$$Q_{\max} = Q_{100} \left( \frac{S}{100} \right)^{-\frac{2}{3}}$$

dove:

$Q_{\max}$ : è espressa in  $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$

$S$ : è la superficie del bacino espressa in  $\text{km}^2$

$Q_{100}$ : è un parametro caratteristico della regione idrologica a cui appartiene il bacino e rappresenta il contributo di massima piena relativo ad un'area scolante di  $100 \text{ km}^2$ .

Per i bacini piemontesi gli stessi autori propongono valori di  $Q_{100}$  superiori a  $5 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$ . Nel presente studio è stato utilizzato un valore di  $Q_{100}$  pari a  $5 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$ .

### *Formule di Forti*

Sono state dedotte non in seguito a considerazioni statistiche ma semplicemente cercando di mettere in relazione il massimo contributo di piena verificatosi in passato con la superficie  $S$  del bacino, sono valide per bacini aventi una superficie di bacino inferiore ai  $1000 \text{ km}^2$ .

Le formule assumono l'espressione:

$$Q_{\max} = 2.35 \frac{500}{S + 125} + 0.5$$

$$Q_{\max} = 3.25 \frac{500}{S + 125} + 0.5$$

La prima formula è valida per i bacini sui quali la pioggia giornaliera è inferiore a 200 mm/giorno mentre la seconda è valida se la pioggia è inferiore a 400 mm/giorno. Nel presente studio è stata applicata la seconda formula.

#### *Formula di De Marchi*

Per bacini montani soggetti a piogge con intensità elevata e di superficie S fino a circa 150 km<sup>2</sup> è stata proposta la seguente formula:

$$Q_{\max} = 6 \frac{500}{S + 125} + 5$$

I risultati ottenuti sono ampiamente superiori a quelli avuti utilizzando le altre formule; tuttavia la portata di piena risultante viene riportata per confronto.

#### *Formula di Pagliaro*

La formula risulta valida per bacini aventi area inferiore a 1000 km<sup>2</sup>:

$$Q_{\max} = \frac{2900}{90 + S}$$

### **Determinazione della portata di massima piena**

I valori delle portate sono stati determinati utilizzando le formule sopra elencate (*Tabella 5*).

*Tabella 5 – Confronto tra i valori di piena ottenuti nella sez. Bobbio Pellice, Rio Pausette*

Metodologia	Q con tempi di ritorno [m <sup>3</sup> /s]				
	Tr=20	Tr=50	Tr=100	Tr=200	Tr=500
razionale	10,46	11,94	13,06	14,17	15,63

Giandotti	13,02	14,87	16,26	17,64	19,46
Sordo	7,16	11,84	16,47	22,21	31,79
	Q di piena [ $m^3/s$ ]				
Gherardelli-Marchetti	111,53				
Forti	14,86				
De Marchi	31,96				
Pagliaro	35,33				

I vari metodi utilizzati per il calcolo della portata hanno fornito valori diversi ma confrontabili fra loro, ad esclusione della formula empirica di Gherardelli-Marchetti. In particolare la formula empirica di Giandotti e la formula razionale forniscono, nel caso in esame, valori simili.

Si è qui ritenuto opportuno adottare, in ogni caso, i valori forniti dalla formula razionale come indicato dalla Direttiva dell'Autorità di Bacino.

### **Il trasporto solido $Q_s$**

Al fine di ottenere le portate di verifica i valori ottenuti sono stati incrementati al fine di considerare il contributo del trasporto solido.

In corsi d'acqua montani il trasporto solido fornisce un grosso contributo ai volumi liquidi transitanti durante un evento di piena, influenzando quindi notevolmente i livelli idrici.

Il trasporto solido, in condizioni di saturazione della corrente, viene normalmente calcolato con formulazioni di carattere empirico che si basano sui principi dell'equilibrio dinamico.

E' evidente che i meccanismi che innescano i processi di trasporto sono piuttosto complessi e richiederebbero degli approfondimenti che esulano dagli obiettivi del presente studio. Per tale motivo per la stima del contributo del trasporto solido vengono usate le formulazioni semplificate qui di seguito riportate, funzione delle pendenze del fondo  $i_f$ :

$$\text{Smart \& Jaegge} \quad Q_s = 2,55 \cdot Q_{liq} \cdot i_f^{1,6}$$

$$\text{Richenmann} \quad Q_s = 5,83 \cdot Q_{liq} \cdot i_f^{2,0}$$

$$\text{Mizuyama \& Shimohigashi} \quad Q_s = 8,36 \cdot Q_{liq} \cdot i_f^{2,0}$$

$$\text{Mizuyama} \quad Q_s = 5,50 \cdot Q_{liq} \cdot i_f^{2,0}$$

Lo studio condotto, facendo riferimento in generale alla pendenza massima del torrente nel tratto in esame (pari a circa il 0,19), conduce ad incrementi della portata liquida pari a circa il 30%.

In particolare si considera il valore massimo ottenuto dalle formulazioni sopra riportate, a riguardo della  $Q_{20}$ ,  $Q_{100}$  e  $Q_{200}$  (come risulta dalla seguente tabella).

Tabella 2 – Confronto tra i valori di trasporto solido ottenuti nella sezione PEL08

Formula	Trasporto solido $Q_s$ con tempi di ritorno [ $m^3/s$ ]		
	Tr=20	Tr=100	Tr=200
<i>Smart &amp; Jaegge</i>	1,87	2,34	2,53
<i>Richenmann</i>	2,20	2,75	2,98

<i>Mizuyama &amp; Shimohigashi</i>	3,16	3,94	4,28
<i>Mizuyama</i>	2,08	2,59	2,81
Valutazione della portata di verifica [ $m^3/s$ ]			
$Q_{liq}+Q_s$	13,61	17,00	18,44

I valori risultanti dalla somma della portata liquida e del trasporto solido sono stati utilizzati all'interno della simulazione effettuata nelle sezioni identificate lungo il percorso del Rio Pausette.

Generalmente, vista la notevole pendenza delle aste torrentizie montane nonché le caratteristiche dei materiali presenti in alveo e lungo le sponde, si è soliti effettuare una valutazione delle portate solide nell'eventualità che si inneschi un fenomeno di tipo *debris-flow*, utilizzando la metodologia specifica per le colate detritiche. Ciò al fine di valutare in modo preliminare l'impatto di un evento simile in particolare sui manufatti esistenti.

Un'analisi preliminare riguardante il Rio Pausette, le minori portate e le caratteristiche geomorfologiche del bacino e dell'alveo (presenza di substrato roccioso affiorante nella parte alta, numerosi attraversamenti e sponde rivestite più a valle oltre a lunghi tratti canalizzati) consentono in prima analisi di escludere l'insacco di tali fenomeni di trasporto solido di massa, per cui per il corso d'acqua oggetto dello studio si è ritenuta sufficiente la valutazione del trasporto di materiali fini secondo le formule riportate in precedenza.

### Verifica idraulica in moto permanente

Per le verifiche idrauliche è stato utilizzato il codice di calcolo "Hec Ras" del U.S. Army Corps of Engineers.

Il modello integra l'equazione della corrente a pelo libero in moto stazionario gradualmente variato, definisce in modo automatico i tratti di corrente lenta e veloce e la posizione dei risalti (HEC-2 water Surface Profile Program).

Il fenomeno idraulico fuori e dentro l'alveo è stato simulato considerando l'alveo trasversalmente come una sezione unica (piano golenale + alveo inciso), dal momento che tale ipotesi è l'unica ipotesi valida nel contesto della modellistica fluviale quando si ricorre alla simulazione degli alvei composti tramite i modelli monodimensionali (pelo libero orizzontale e linea dell'energia parallela al pelo libero).

L'equazione del moto utilizzata è la seguente:

$$\frac{d}{ds} \left( Y_m + \frac{Q^2}{2gA^2} \right) = -J - E_B$$

Le grandezze considerate sono:

A	=	area bagnata (m <sup>2</sup> ),
Q	=	portata(m <sup>3</sup> /s),
s	=	coordinata lungo l'asse dell'alveo (m),
Y <sub>m</sub>	=	quota media del pelo libero nella sezione (m s.m.),
J	=	cadente,
g	=	accelerazione di gravità: 9,81 m/s <sup>2</sup> .

Le perdite di carico considerate sono:

- a) perdita di carico continua espressa

$$J = \frac{Q^2}{K^2}$$

ove la conduttanza idraulica vale, per sezione semplice,

$$K = \frac{AR^{2/3}}{n}$$

$n$  è il coefficiente di Manning e  $R$  è il raggio idraulico.

Per sezione composta da  $N$  parti e munita di variazioni di scabrezza lungo il perimetro bagnato si ha:

$$K = \sum_{i=1,N} \frac{A_i R_i^{2/3}}{n_i}$$

b) perdite di carico concentrate sul tronco elementare  $\Delta S$  che vale:

$$E_B = \frac{C}{\Delta s} \left| \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} \right|$$

ove

$C$  = coefficiente tipo Borda (allargamento e restringimento brusco o graduale),

$v$  = velocità della corrente nell' $i$ -esima sezione,

$d$  = coefficiente di ragguglio di Coriolis.

Le perdite di carico complessive sono ottenute

$$h_{f_{1-2}} = \bar{L}J + C \left| \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} \right|$$

dove

$$\bar{L} = \frac{L_1 Q_1 + L_2 Q_2 + L_3 Q_3}{Q_1 + Q_2 + Q_3}$$

$\bar{L}$  = distanza pesata nelle portate tra due sezioni, consecutive,  $i-i+1$ , che caratterizzano l'alveo,

$L_{i=1,3}$  = distanza parziale tra le sezioni  $i-i+1$  nei tronchi di corrente contenuti tra le golene e gli alvei di magra,

$Q_{i=1,3}$  = portata transitante nei tronchi di corrente contenuti tra le golene e gli alvei di magra delle sezioni consecutive  $i$  ed  $i+1$ .

Il sistema di equazioni è integrato alle differenze finite col metodo standard step. La risoluzione del sistema richiede la conoscenza di opportune condizioni al contorno: il valore della portata  $Q$  e il valore del tirante  $h$  nella sezione di monte e di valle del tratto in esame se la corrente è veloce o lenta rispettivamente.

Il tracciato dei profili di corrente viene effettuato da parte del codice tra le sezioni rilevate e le sezioni fittizie o intermedie. Tali sezioni sono distribuite spazialmente, tra le sezioni rilevate, ad una distanza parziale assegnata dall'utente. Le grandezze geometriche ed idrauliche delle sezioni intermedie vengono calcolate interpolando lungo l'ascissa i valori di tali grandezze nelle sezioni rilevate o topograficamente note localizzate negli estremi del tronco in esame.

L'eventuale presenza di ponti viene trattata come singolarità all'interno del codice.

Le verifiche sono state effettuate in condizioni di moto stazionario monodimensionale, per cui è stato utilizzato un valore della portata costante con geometria dell'alveo variabile (questo tipo di moto rappresenta con buona

approssimazione quello che si manifesta negli alvei naturali dei corsi d'acqua durante gli eventi di piena).

Tale metodologia permette, pertanto, una valutazione dei livelli di piena nelle sezioni del corso d'acqua più raffinata di quanto non lo consenta la schematizzazione del moto uniforme nelle singole sezioni dell'alveo. Con essa, infatti, è possibile calcolare i livelli idrici considerando l'influenza della variazione della geometria e delle singolarità idrauliche presenti nel tratto d'asta del corso d'acqua analizzato.

Il problema del tracciamento del profilo di superficie libera di un corso d'acqua naturale in moto permanente con una data portata  $Q$  si risolve con procedimenti di calcolo numerico.

L'operazione richiede la suddivisione del corso d'acqua in tronchi di lunghezza  $\Delta s$ , tali da poter confondere i valori medi della sezione e della velocità in ciascun tronco con i valori ad un estremo.

La natura dell'alveo deve conservarsi, entro certi limiti, in ciascun tronco.

Siano  $i$  e  $i + 1$  due sezioni consecutive, distanti  $\Delta x$  in asse, nella prima delle quali siano note tutte le grandezze idrauliche.

La variazione di carico idraulico  $\Delta H$  tra le due sezioni si può calcolare mediante la seguente relazione alle differenze finite:

$$\Delta H = -[j]_i \Delta x$$

Si può ottenere così il carico totale  $H_{i+1}$  della sezione  $i + 1$  e conseguentemente il carico piezometrico  $h_{i+1}$ , che rappresenta la quota del pelo libero rispetto ad un piano di riferimento orizzontale, risolvendo l'equazione:

$$H_{i+1} = h_{i+1} + \frac{Q^2}{2g\Omega_{i+1}^2}$$

È possibile in questo modo ricavare il carico piezometrico della corrente nelle sezioni di rilievo e da questo calcolare le caratteristiche idrauliche che il torrente presenta nel tratto in esame.

Per lo sviluppo delle verifiche idrauliche in questione è stato necessario determinare le seguenti condizioni al contorno e dati di base:

- geometria dell'alveo come definita con l'apposita campagna di rilievo precedentemente citata (composta da 4 sezioni per uno sviluppo lineare di ca. 300 m),
- scabrezza e portate,
- pendenza del fondo alveo ad entrambi i tratti terminali considerati.

#### *Condizioni al contorno*

Le portate utilizzate nelle simulazioni idrauliche derivano dallo studio idrologico effettuato in precedenza.

Nello studio idrologico sono state considerate le portate di massima piena in relazione a tempi di ritorno pari a 50, 100, 200 e 500 anni.

Le scabrezze dell'alveo utilizzate sono state dedotte dall'analisi della tipologia di materiale presente in alveo, dal tipo di terreno e di vegetazione

presente nelle aree golenali e dal materiale costituente le pareti e la volta dei tratti coperti, confrontandoli con i valori riportati in letteratura (Hec Ras Hydraulic reference manual). In generale vengono utilizzati per ciascuna sezione due valori diversi di scabrezza: uno per l'alveo inciso ed uno per le aree golenali.

Il coefficiente di scabrezza è stato determinato secondo Manning confrontando le caratteristiche dell'alveo oggetto di studio con le relative tabelle di riferimento (Chow, 1959). In particolare, per l'alveo naturale è stato adottato un valore pari a  $0,04 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  (presenza di vegetazione o roccia affiorante con sporgenze, ghiaia e movimento di materiale sul fondo); per le sponde i coefficienti di scabrezza sono pari a  $0,05 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  (presenza di terra e vegetazione); per le condotte presenti i valori sono compresi tra  $0,015 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  (cemento prefabbricato) e  $0,024 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  (acciaio corrugato).

Nella simulazione "post-intervento", in linea generale i valori del coefficiente di scabrezza dell'alveo sono compresi tra  $0,025$  a  $0,035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  (presenza di ghiaia e materiale ciottoloso, fondo in massi scogliera cementati, terra con erba sul fondo presso la sez. 2), i valori delle sponde pari  $0,04 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  (presenza di scogliere in massi di cava, con profili regolarizzati), il valore delle pareti degli scatolari gettati in opera è stato cautelativamente considerato pari a  $0,022 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ .

#### *Simulazioni effettuate*

Le verifiche idrauliche sono state condotte considerando come dati di input della simulazione la situazione geometrica dell'alveo attuale e dopo l'intervento illustrato nella "Relazione tecnica illustrativa", e portate con tempi di ritorno pari a 20, 100, e 200 anni con trasporto solido in caso di colata detritica.

I risultati della misurazione della portata e delle simulazioni sopra descritte sono allegati di seguito.

*Conclusioni – situazione attuale*

Dall'esame dei risultati di calcolo, sono emerse criticità idrauliche lungo il tratto di corso d'acqua analizzato particolarmente in prossimità degli attraversamenti di monte (sez. 12, 17, 24, 25 – zone 5 e 6), che risultano sottodimensionati o fortemente sottodimensionati.

Discorso simile, cioè elevato sottodimensionamento, per la tubazione presente lungo la S.P. 161 (zona 4) e nella parte finale del percorso del rio (zona 1).

La simulazione evidenzia una fuoriuscita della portata con tempo di ritorno centennale e duecentennale presso la sezione 10 (tratto immediatamente a monte della S.P. 161), la sezione 3 (tratto compreso tra i capannoni) e soprattutto la sezione 2, con conseguente allagamento delle unità abitative presenti nell'area adiacente la sponda sinistra del rio.

Per quanto possibile, con i fondi a disposizione, si rende quindi necessario intervenire lungo il rio allargando le sezioni di deflusso, dando priorità alla salvaguardia del centro abitato.

*Conclusioni – situazione post-intervento*

Vista l'impossibilità economica di intervenire nella zona a monte della sezione 11, la situazione rimane inalterata per ciò che riguarda i quattro attraversamenti presenti presso le sez. 12, 17, 24, 25 (zone 5 e 6).

Dopo la sistemazione del tratto di rio presso la sezione 11, con la realizzazione di una scogliera lungo la sponda destra e di una vasca di dissipazione, si nota un'attenuazione dei livelli idrici presenti nei vari eventi alluvionali, con la presenza di un franco minimo di sicurezza. La criticità non viene completamente rimossa in quanto il primo tratto di tubazione che scorre sotto la S.P. 161 rimane inalterato per circa 110 m (con un diametro pari a 1,00 m), e ciò provoca l'impossibilità del deflusso completo dell'acqua in presenza di portate elevate, con la conseguente fuoriuscita.

Dalla sezione 6 alla sezione 4 la realizzazione di uno scatolare con sezione interna 2,50 x 2,00 m permette il deflusso della portata di piena duecentennale con un franco di circa 1 m (e un numero di Froude pari a circa 3); l'acqua eventualmente fuoriuscita presso la vasca di dissipazione sarà raccolta lungo questo tratto attraverso tre griglie poste lungo lo scatolare realizzato, di dimensioni 2,50 x 2,10 m.

La zona 3, con l'esecuzione della mantellata e l'abbassamento del fondo di circa 0,35 m, non presenta più criticità: in presenza di  $Q_{200}$  il franco di sicurezza è di circa 40 cm; la corrente risulta essere ripida ( $Fr \approx 1$ ).

Le sezioni appartenenti alla zona 2 vengono riprofilate con massi-scogliera già presenti in loco (principalmente lungo la sponda destra) oppure prelevati da cave apposite (sponda sinistra): il franco minimo presente presso la sezione 2 è di circa 1,50 m. Le unità abitative presenti lungo la sponda sinistra sono così in condizioni di sicurezza.

Il ramo realizzato *ex-novo* e costituito in particolare da scatolari con dimensioni 2,50 x 2,00 m presenta livelli idrici con franchi di sicurezza pari a circa 0,90 m; **considerato però l'angolo esistente tra l'antico percorso del rio**

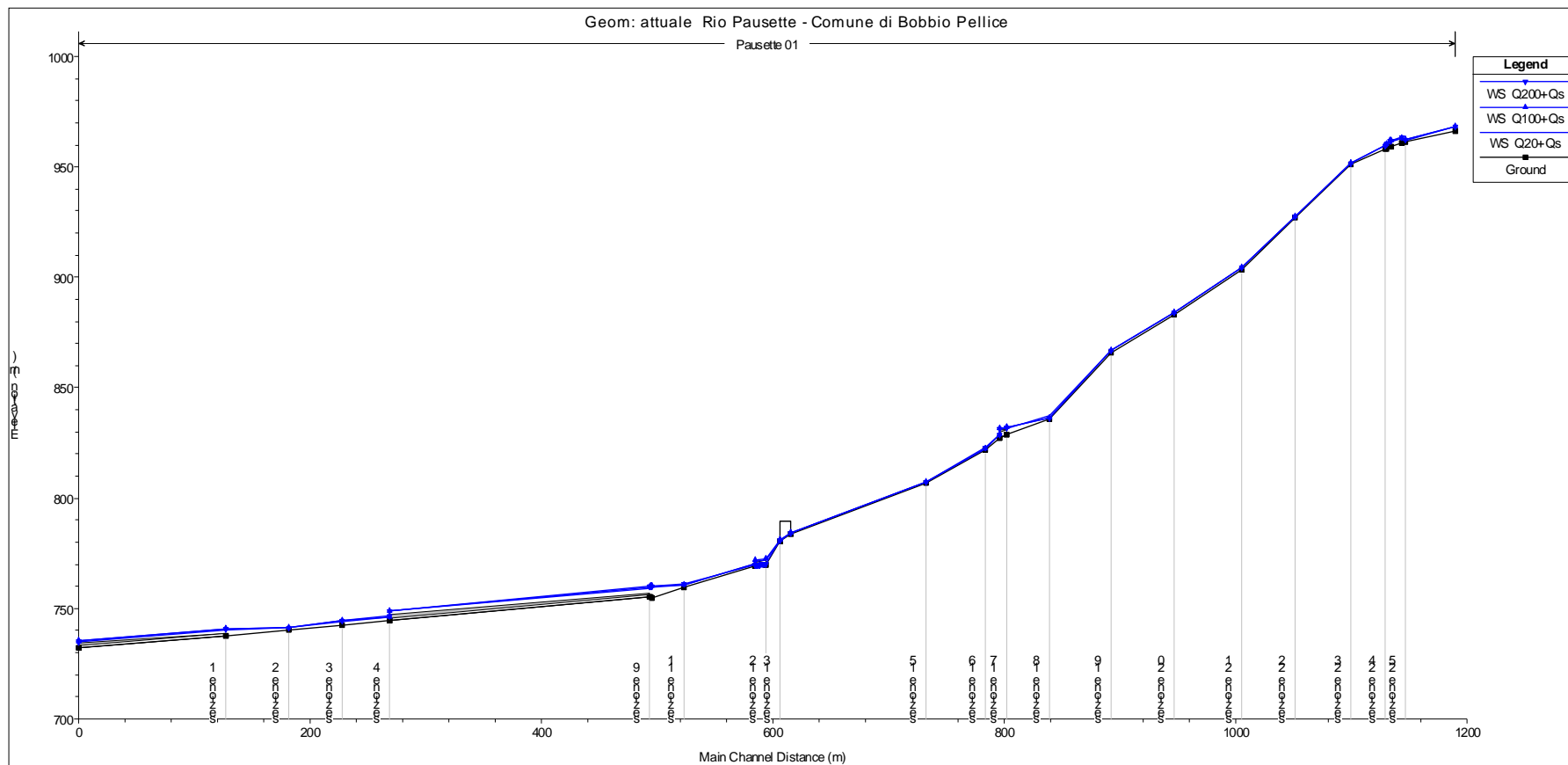
**Pausette e il nuovo tratto (circa 120°) è necessario procedere alla manutenzione ordinaria delle sezioni di deflusso** (taglio di erba nell'alveo, eliminazione di ciottoli e arbusti che possono insediarsi all'interno dell'alveo in condizioni di magra), per evitare il peggioramento dei coefficienti di scabrezza e i conseguenti rallentamento della corrente e innalzamento dei livelli.

La corrente lungo il nuovo ramo risulta essere veloce ( $1 < Fr < 2$ ).

Per la simulazione nel tratto terminale pre-esistente del rio (zona 1) si sono ipotizzate prudenzialmente quantità di acqua defluente minime (da 0,50 a 1,50 m<sup>3</sup>/s): nei vari casi analizzati lo scorrimento della risorsa idrica non presenta criticità, con il tubo (di  $d=1,00$  m) che svolge la funzione di "troppo pieno".

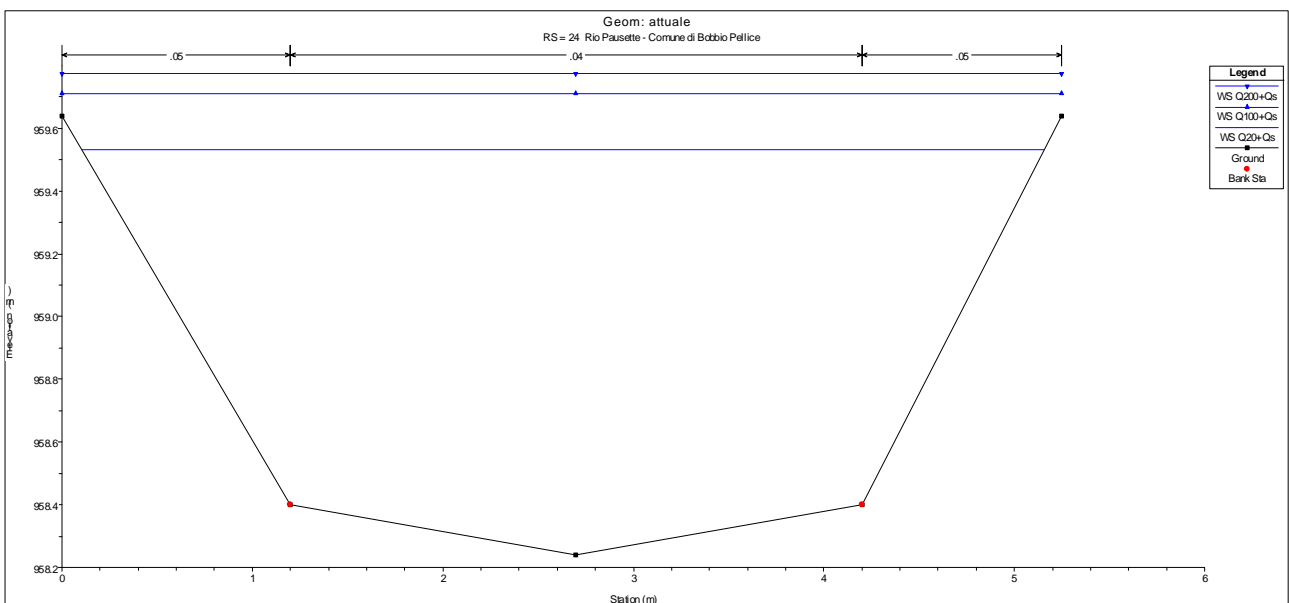
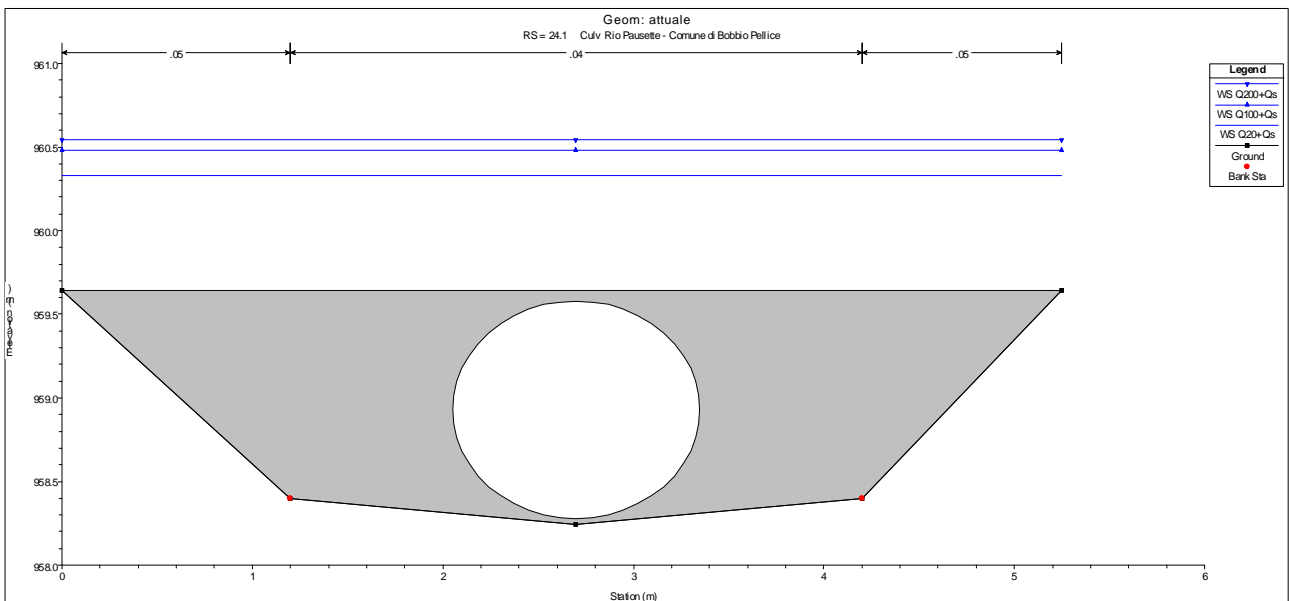
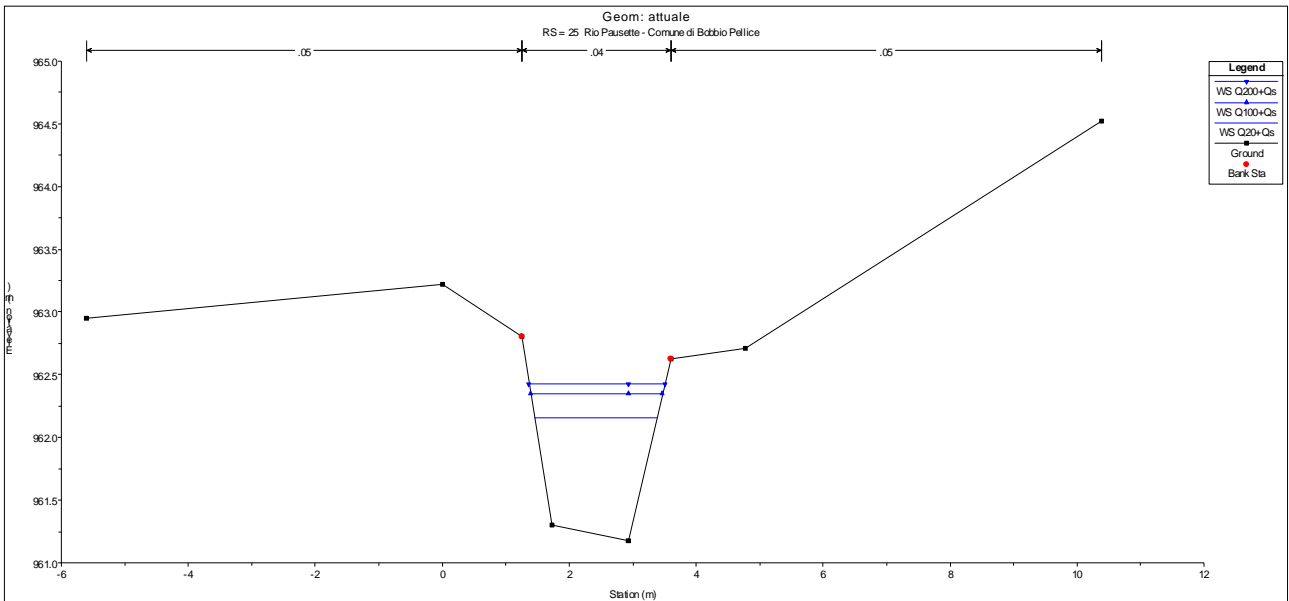
IL PROGETTISTA

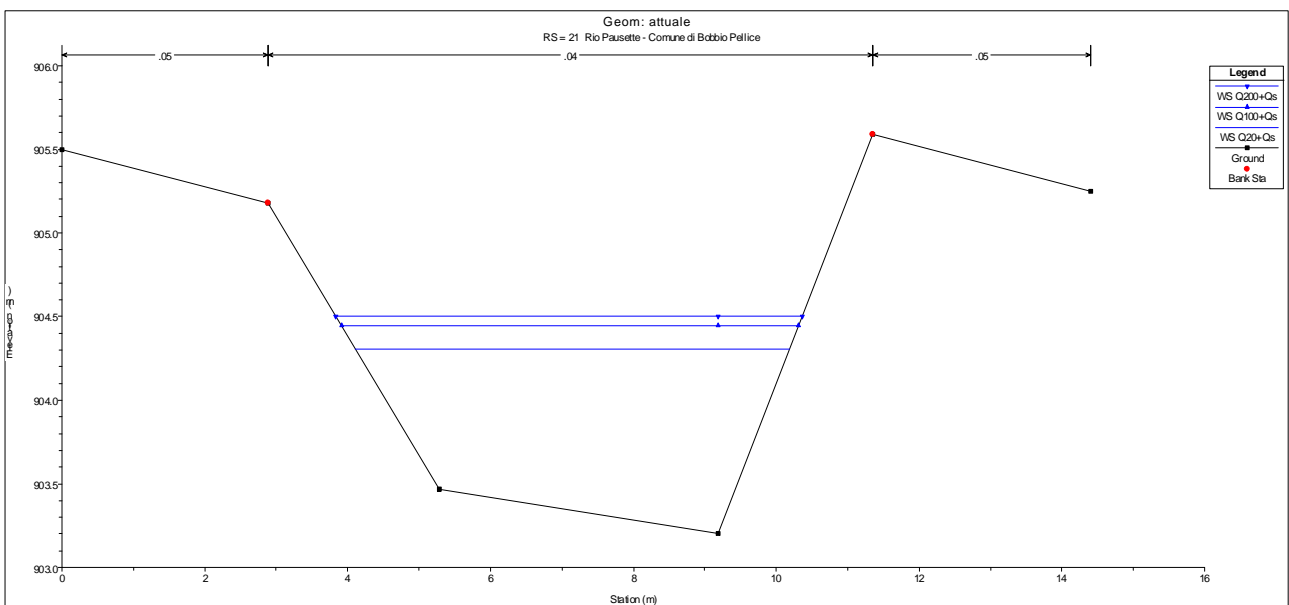
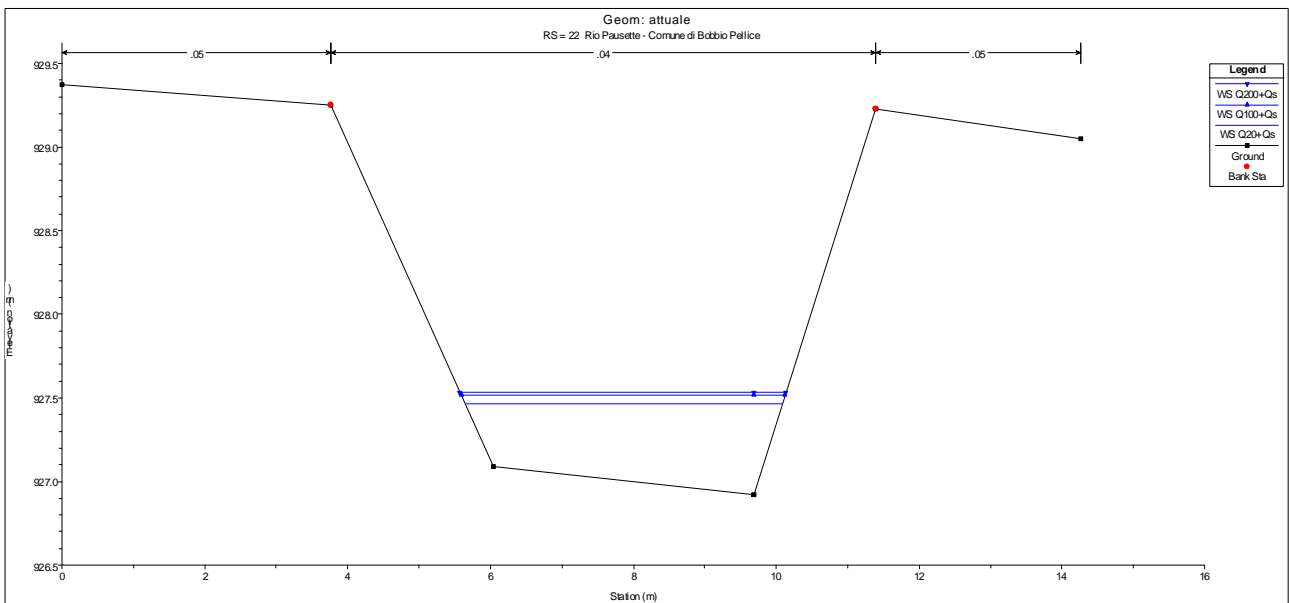
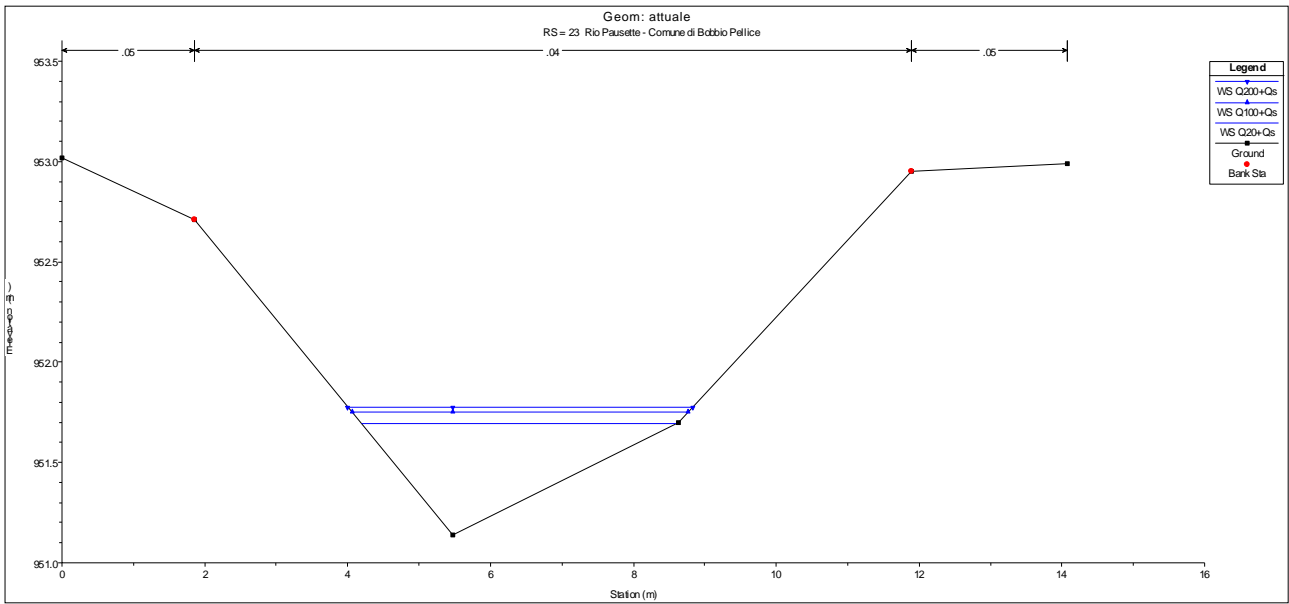
**VERIFICHE IDRAULICHE IN MOTO PERMANENTE**  
**RIO PAUSETTE – SITUAZIONE ATTUALE**

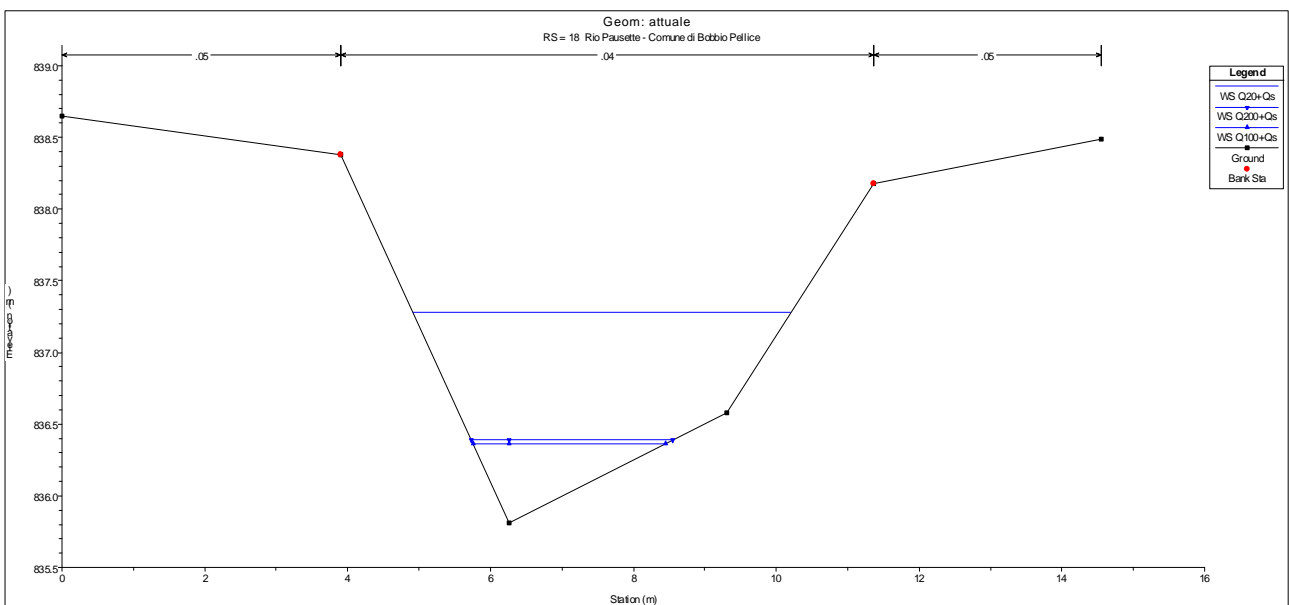
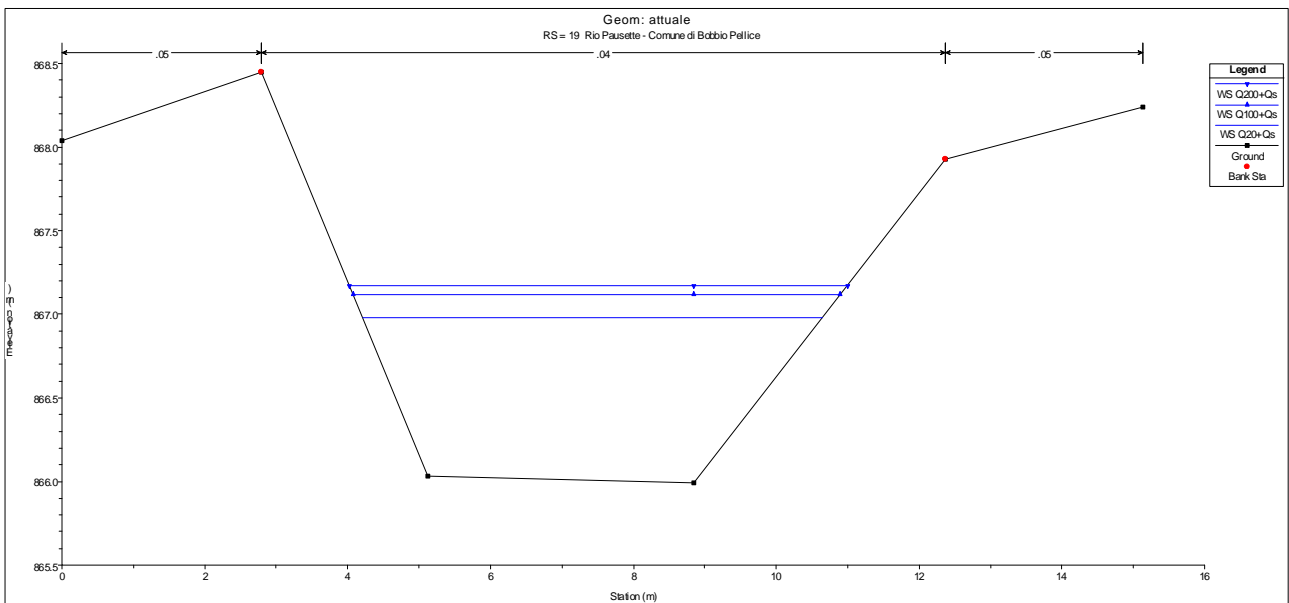
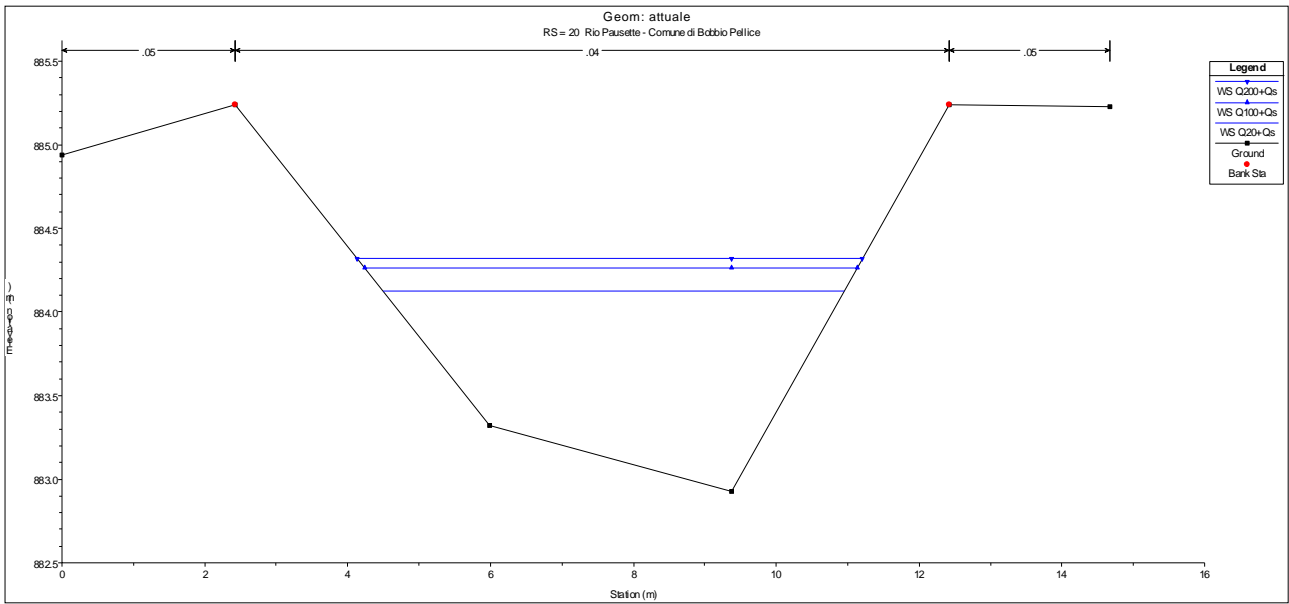


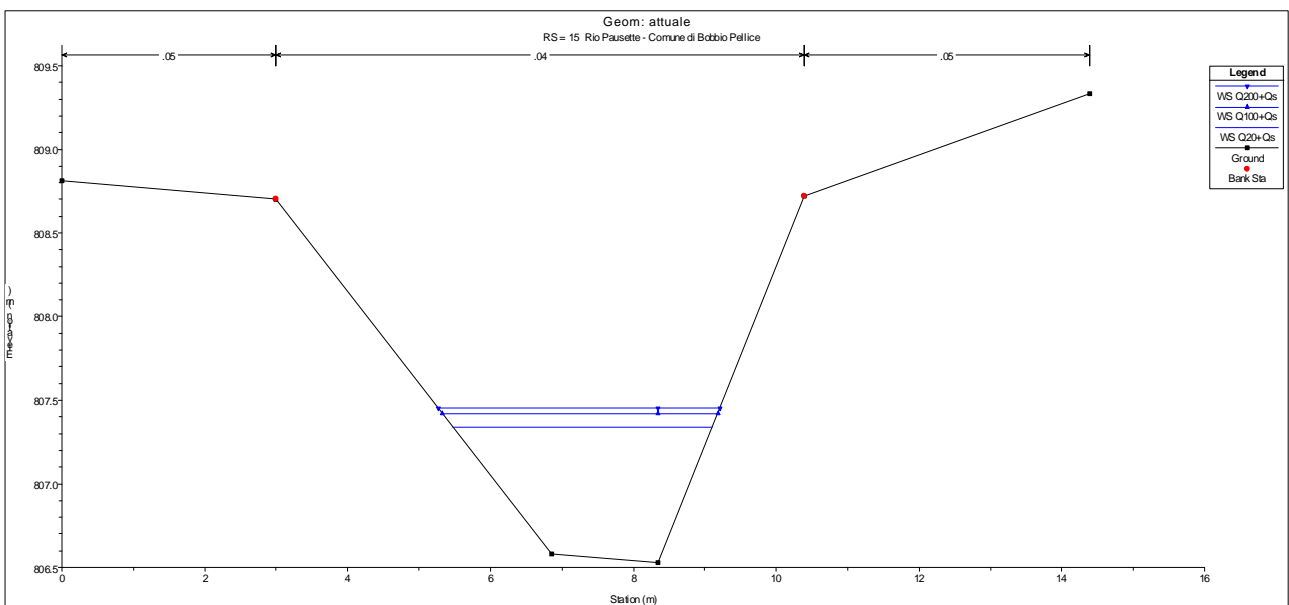
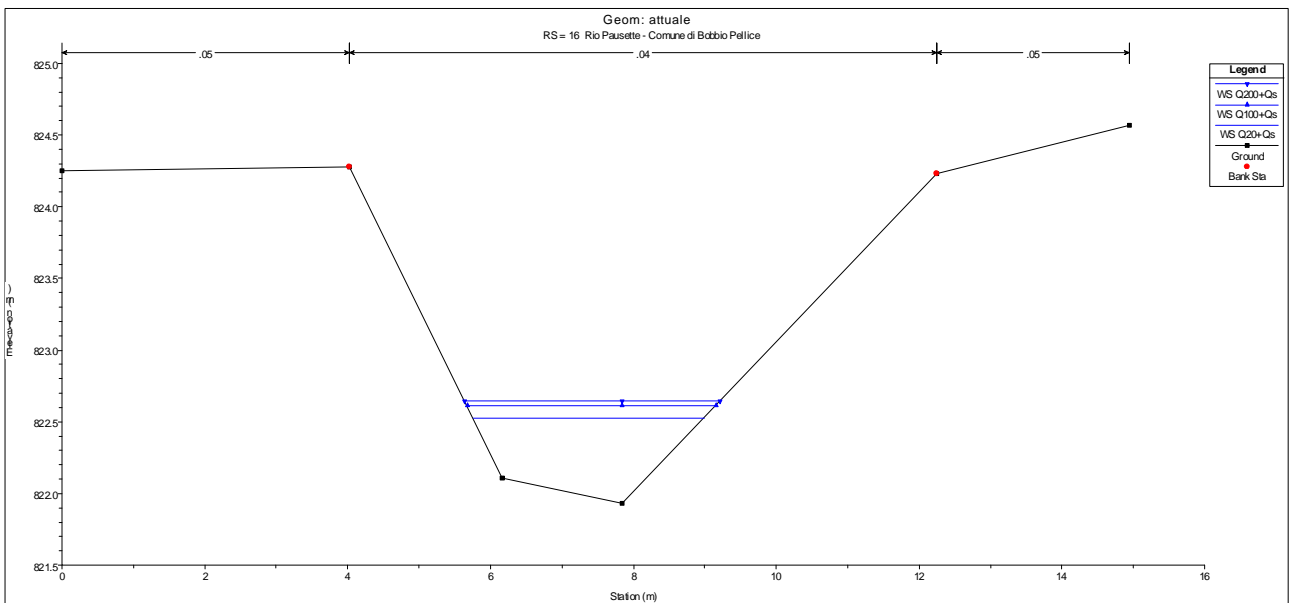
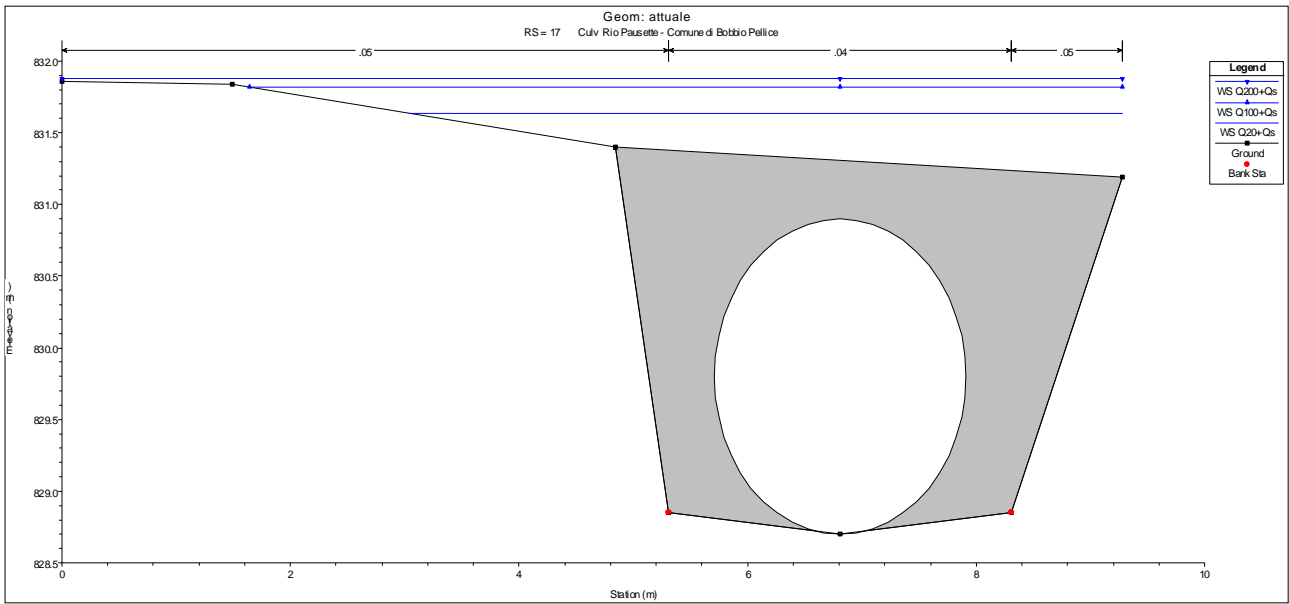
Sezione	Portata [m <sup>3</sup> /s]	Fondo [m]	P.L. [m]	h [m]	A [m <sup>2</sup> ]	B [m]	R [m]	v [m/s]	Froude [-]	H [m]
25	13,61	961,18	962,16	0,98	1,45	3,20	0,45	9,38	3,46	966,65
	17,00	961,18	962,35	1,17	1,83	3,60	0,51	9,30	3,17	966,75
	18,44	961,18	962,43	1,25	1,99	3,77	0,53	9,26	3,06	966,80
24	13,61	958,24	959,53	1,29	4,80	6,07	0,79	3,35	0,97	960,05
	17,00	958,24	959,71	1,47	5,73	6,51	0,88	3,57	0,97	960,29
	18,44	958,24	959,77	1,53	6,06	6,64	0,91	3,69	0,98	960,39
23	13,61	951,14	951,69	0,55	1,22	4,56	0,27	11,20	6,80	958,08
	17,00	951,14	951,75	0,61	1,49	4,90	0,30	11,41	6,48	958,39
	18,44	951,14	951,78	0,64	1,61	5,03	0,32	11,48	6,35	958,49
22	13,61	926,92	927,46	0,54	1,85	4,86	0,38	7,36	3,64	930,22
	17,00	926,92	927,52	0,60	2,10	5,01	0,42	8,09	3,80	930,85
	18,44	926,92	927,54	0,62	2,18	5,06	0,43	8,45	3,90	931,18
21	13,61	903,20	904,31	1,11	4,84	6,85	0,71	2,81	1,01	904,71
	17,00	903,20	904,45	1,25	5,71	7,28	0,78	2,98	1,01	904,90
	18,44	903,20	904,50	1,30	6,07	7,45	0,81	3,04	1,01	904,97
20	13,61	882,93	884,12	1,19	4,93	7,08	0,70	2,76	1,01	884,51
	17,00	882,93	884,26	1,33	5,85	7,60	0,77	2,91	1,01	884,69
	18,44	882,93	884,32	1,39	6,25	7,82	0,80	2,95	1,00	884,76
19	13,61	865,99	866,98	0,99	4,93	7,09	0,69	2,76	1,01	867,37
	17,00	865,99	867,12	1,13	5,86	7,58	0,77	2,90	1,00	867,55
	18,44	865,99	867,17	1,18	6,23	7,76	0,80	2,96	1,00	867,62
18	13,61	835,81	837,28	1,47	4,61	6,28	0,73	2,95	1,01	837,72
	17,00	835,81	836,36	0,55	0,75	3,02	0,25	22,70	13,77	862,62
	18,44	835,81	836,39	0,58	0,81	3,15	0,26	22,64	13,44	862,49
17	13,61	828,70	831,64	2,94	11,08	10,41	1,06	1,49	0,28	831,74
	17,00	828,70	831,82	3,12	12,35	12,00	1,03	1,73	0,32	831,96
	18,44	828,70	831,88	3,18	12,84	13,72	0,94	1,84	0,33	832,04
16	13,61	821,93	822,53	0,60	1,27	3,56	0,36	10,69	5,43	828,34
	17,00	821,93	822,61	0,68	1,56	3,86	0,40	10,89	5,19	828,66
	18,44	821,93	822,64	0,71	1,68	3,98	0,42	10,98	5,11	828,79
15	13,61	806,53	807,34	0,81	2,00	4,17	0,48	6,82	2,93	809,71
	17,00	806,53	807,42	0,89	2,30	4,45	0,52	7,38	3,05	810,20
	18,44	806,53	807,45	0,92	2,43	4,56	0,53	7,60	3,09	810,39
14	13,61	783,64	784,20	0,56	2,12	4,89	0,43	6,42	2,73	786,30
	17,00	783,64	784,30	0,66	2,50	5,09	0,49	6,81	2,67	786,66
	18,44	783,64	784,34	0,70	2,65	5,18	0,51	6,95	2,65	786,81

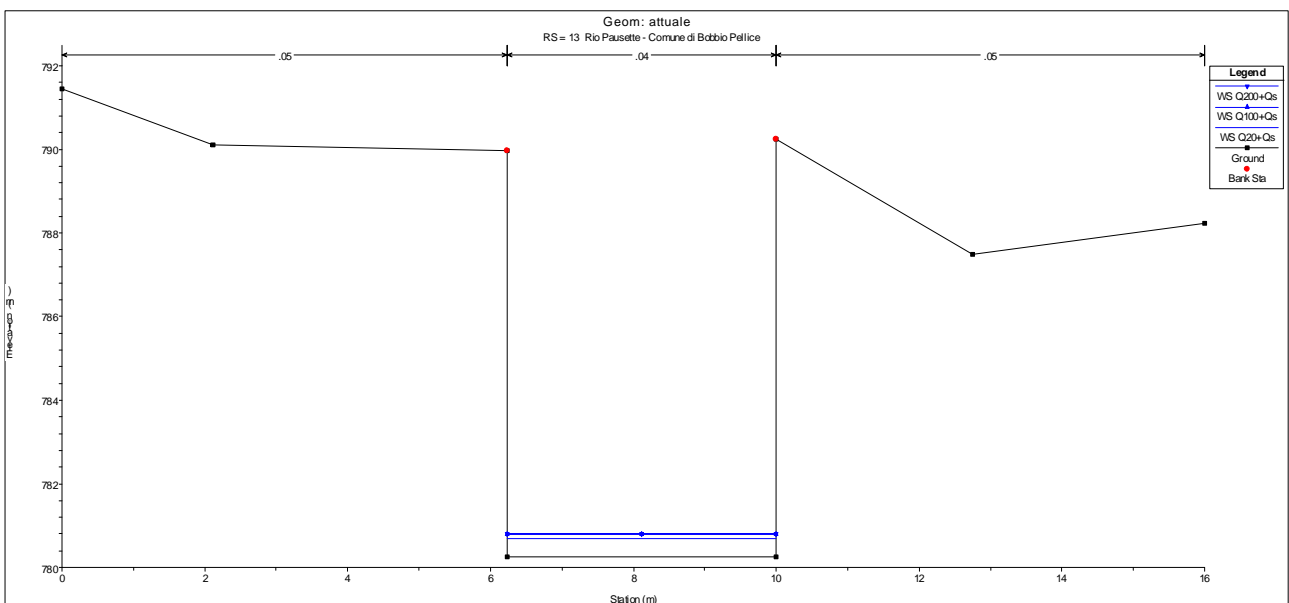
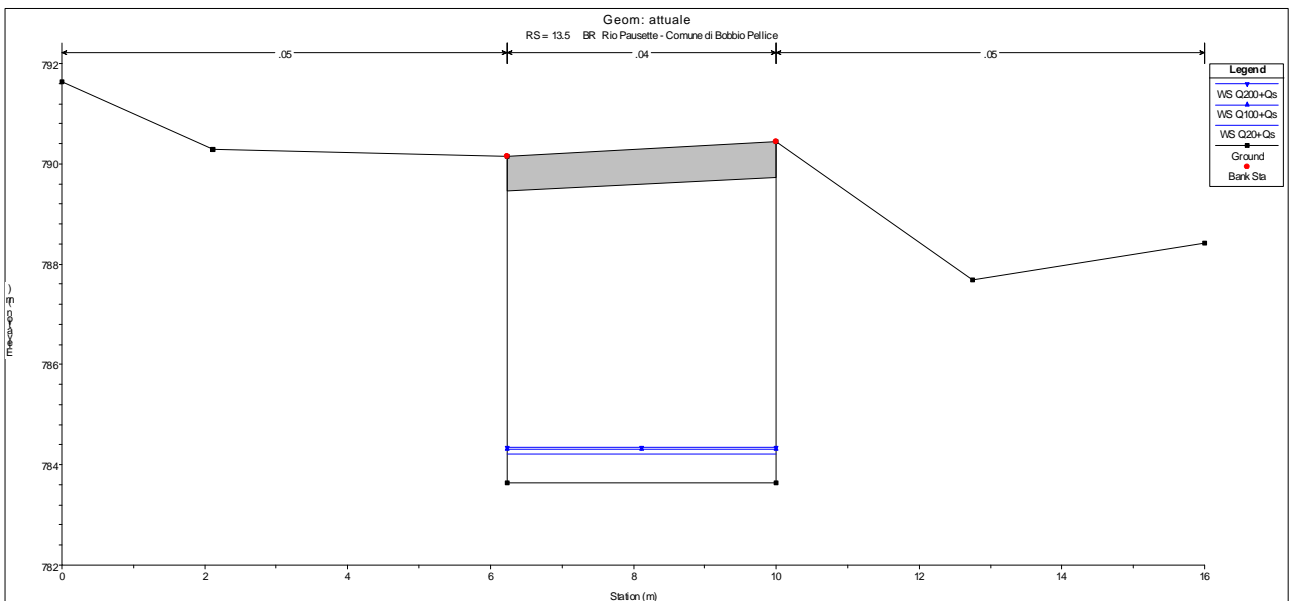
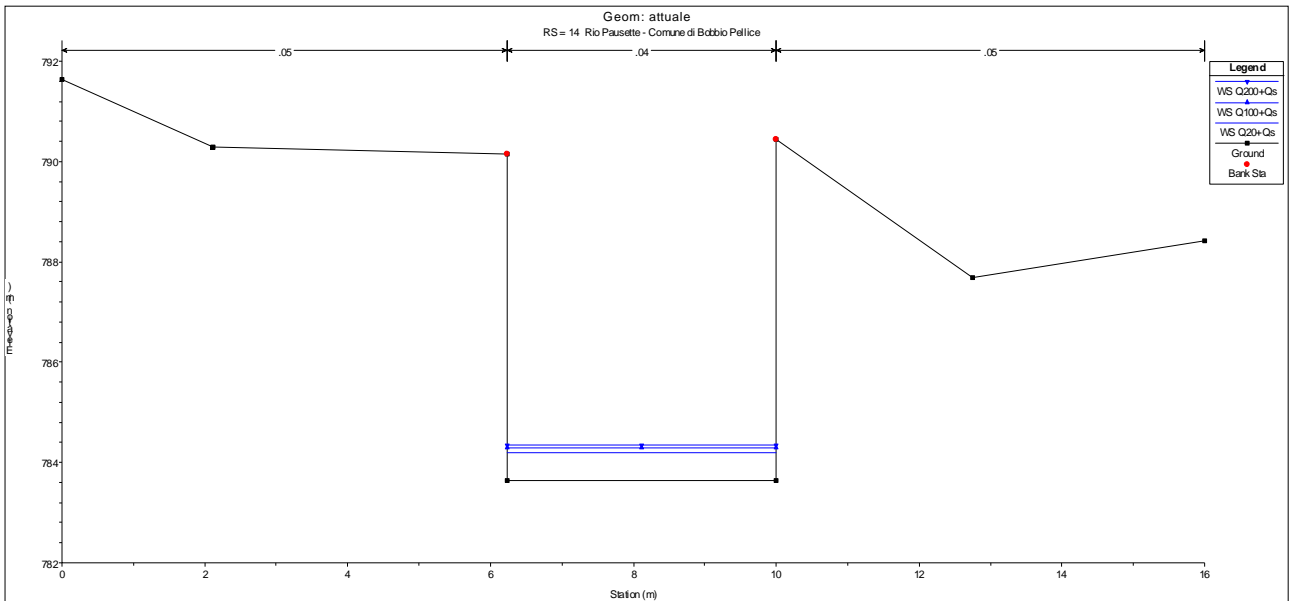
Sezione	Portata [m <sup>3</sup> /s]	Fondo [m]	P.L. [m]	h [m]	A [m <sup>2</sup> ]	B [m]	R [m]	v [m/s]	Froude [-]	H [m]
13	13,61	780,25	780,69	0,44	1,65	4,64	0,35	8,27	4,00	784,17
	17,00	780,25	780,78	0,53	2,00	4,83	0,41	8,49	3,72	784,46
	18,44	780,25	780,82	0,57	2,15	4,91	0,44	8,58	3,63	784,57
12	13,61	769,69	772,05	2,36	7,34	8,32	0,88	1,86	0,39	772,23
	17,00	769,69	772,33	2,64	8,49	9,81	0,87	2,06	0,40	772,54
	18,44	769,69	770,19	0,50	1,56	4,11	0,38	11,80	5,30	777,29
11	13,61	759,82	760,70	0,88	1,40	3,06	0,46	9,75	3,65	765,54
	17,00	759,82	760,86	1,04	1,75	3,79	0,46	9,88	3,36	765,82
	18,44	759,82	761,41	1,59	3,06	5,03	0,61	6,41	1,71	763,44
10	13,61	755,13	759,50	4,37	26,90	17,28	1,56	0,50	0,08	759,52
	17,00	755,13	760,07	4,94	31,04	18,42	1,69	0,55	0,08	760,09
	18,44	755,13	760,30	5,17	32,68	18,87	1,73	0,57	0,08	760,32
4	13,61	744,40	746,08	1,68	3,34	5,34	0,63	4,07	1,00	746,93
	17,00	744,40	746,35	1,95	3,88	5,87	0,66	4,38	1,01	747,33
	18,44	744,40	746,46	2,06	4,09	6,09	0,67	4,50	1,01	747,49
3	13,61	742,40	744,12	1,72	3,39	5,50	0,62	4,05	1,02	744,95
	17,00	742,40	744,41	2,01	4,07	6,28	0,65	4,26	0,99	745,33
	18,44	742,40	744,51	2,11	4,33	6,48	0,67	4,37	0,99	745,47
2	13,61	740,00	741,39	1,39	3,02	5,26	0,57	4,65	1,65	742,47
	17,00	740,00	741,49	1,49	3,42	5,52	0,62	5,14	1,76	742,81
	18,44	740,00	741,53	1,53	3,59	5,62	0,64	5,33	1,79	742,94
1	13,61	737,60	740,39	2,79	9,78	8,82	1,11	1,52	0,34	740,50
	17,00	737,60	740,62	3,02	11,00	9,29	1,18	1,71	0,36	740,76
	18,44	737,60	740,71	3,11	11,48	9,47	1,21	1,78	0,37	740,87
0	13,61	731,55	733,79	2,24	5,24	10,49	0,50	3,06	0,65	734,21
	17,00	731,55	733,93	2,38	6,11	10,78	0,57	3,31	0,69	734,41
	18,44	731,55	733,99	2,44	6,47	10,90	0,59	3,40	0,69	734,48

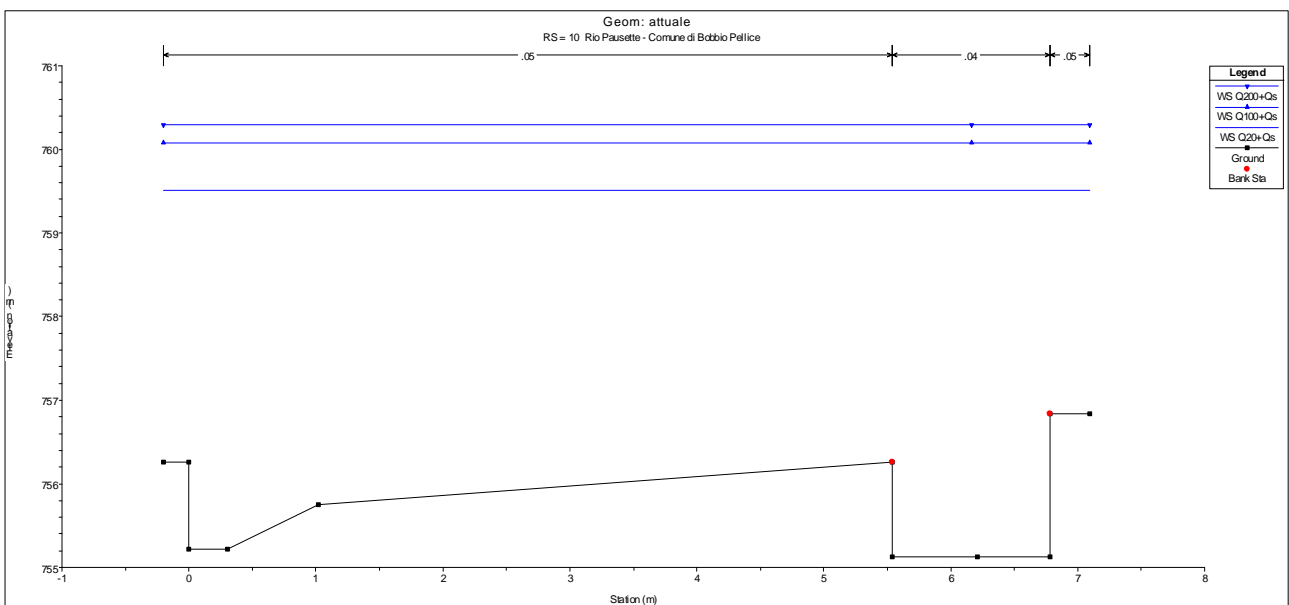
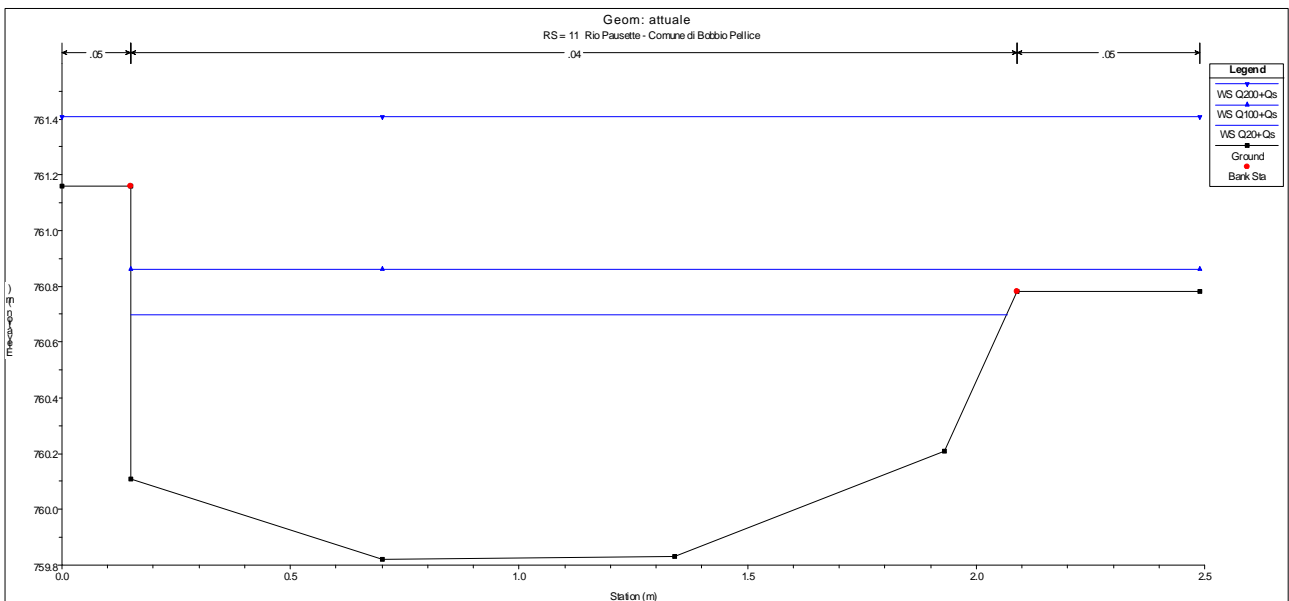
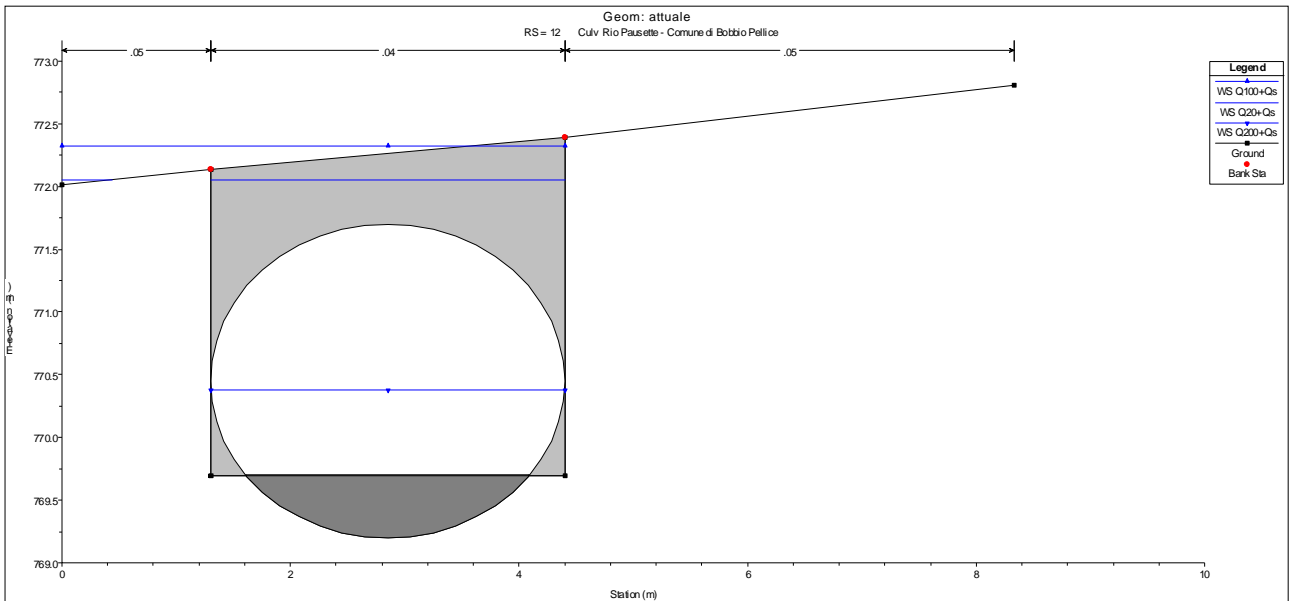


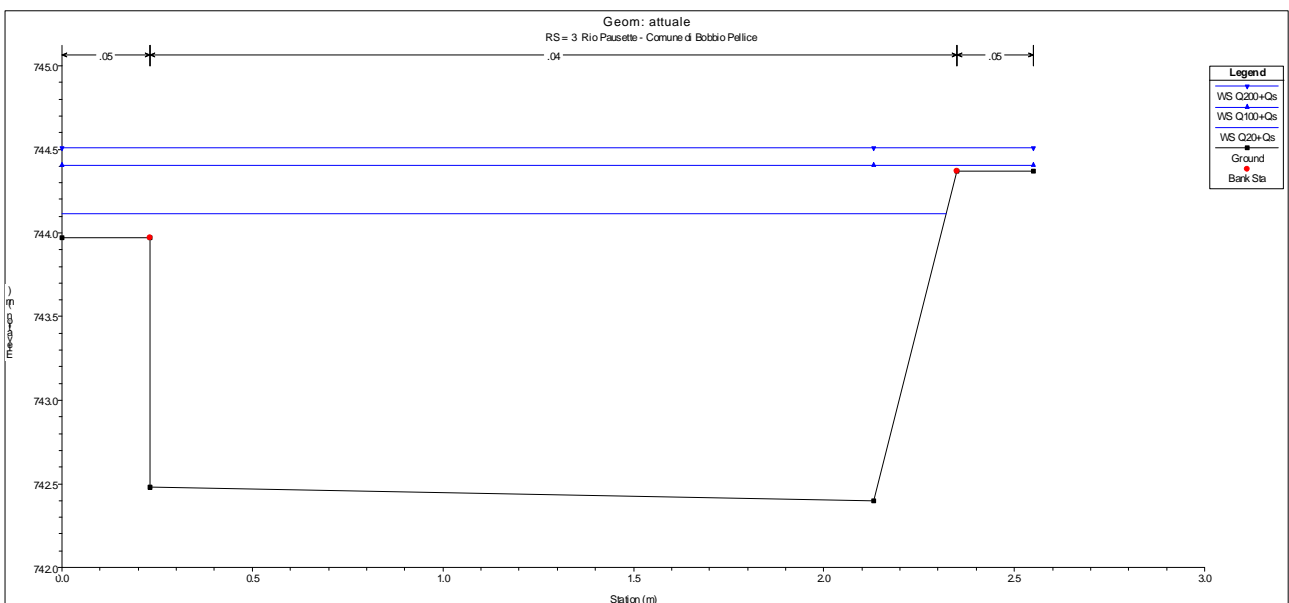
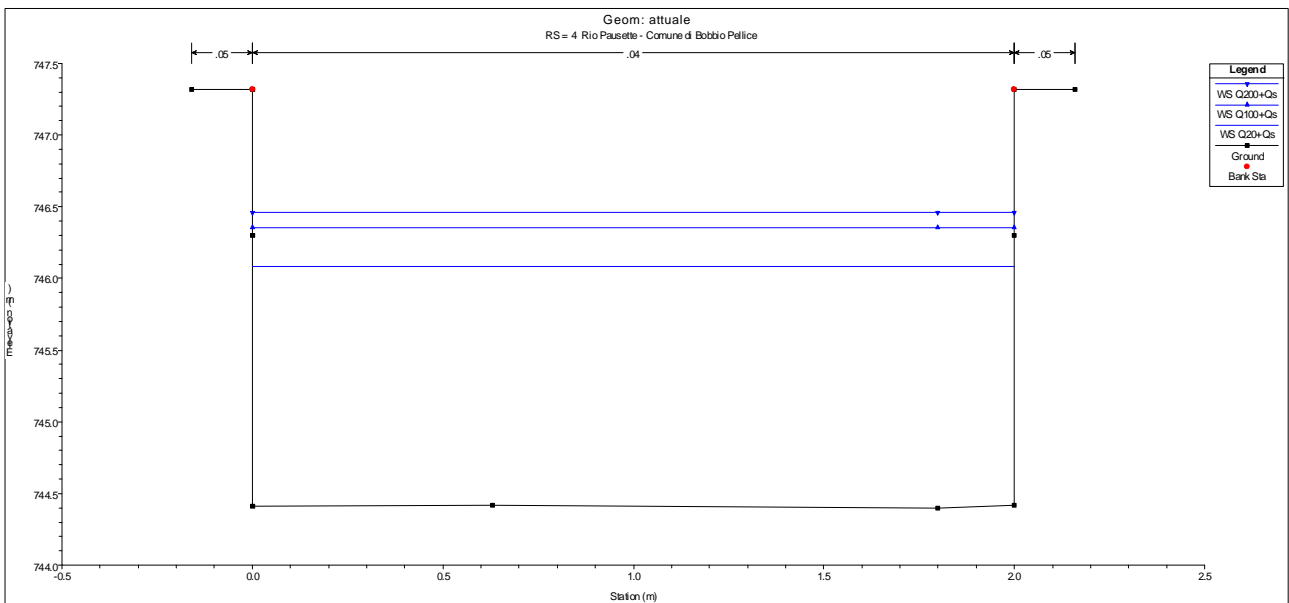
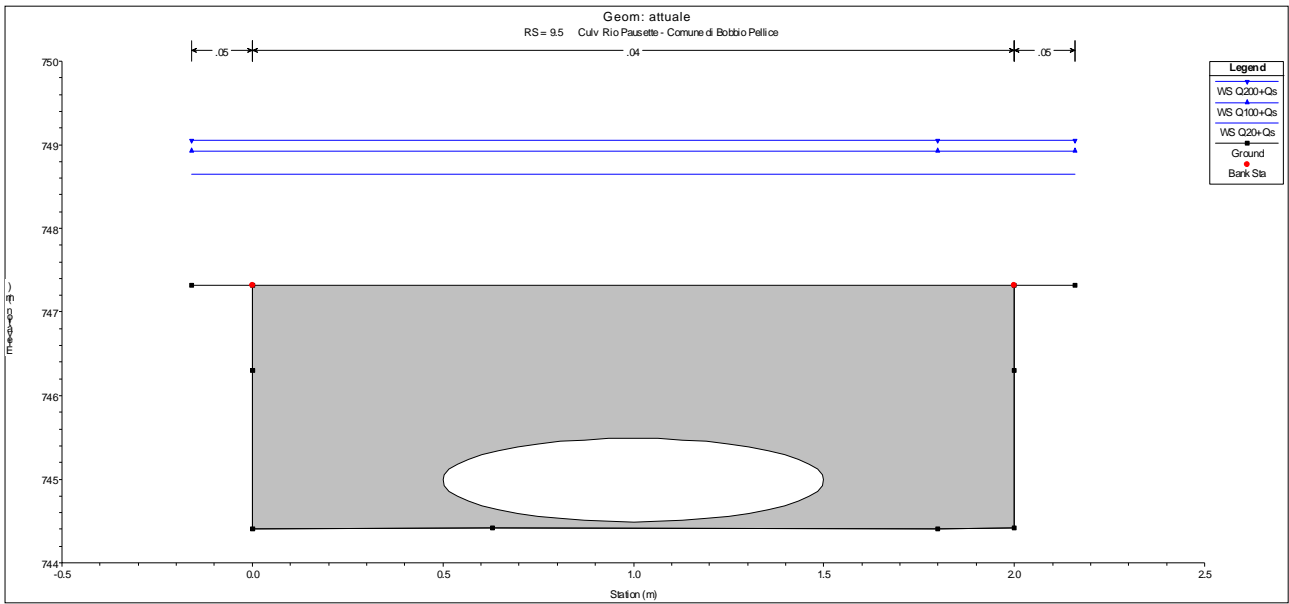


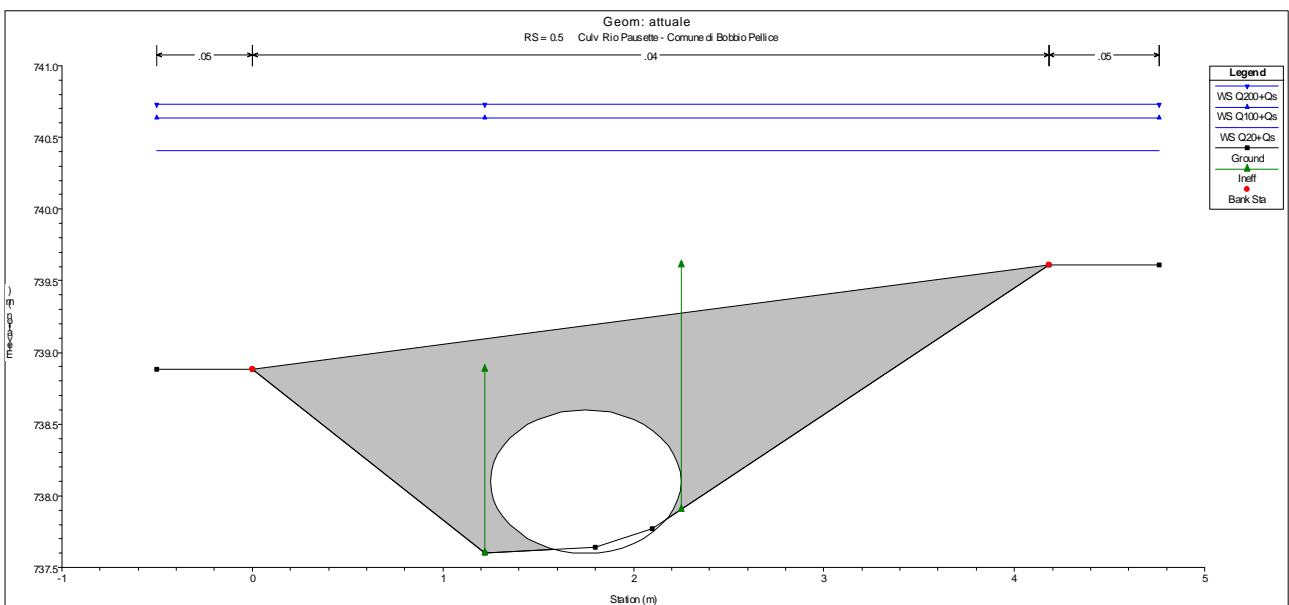
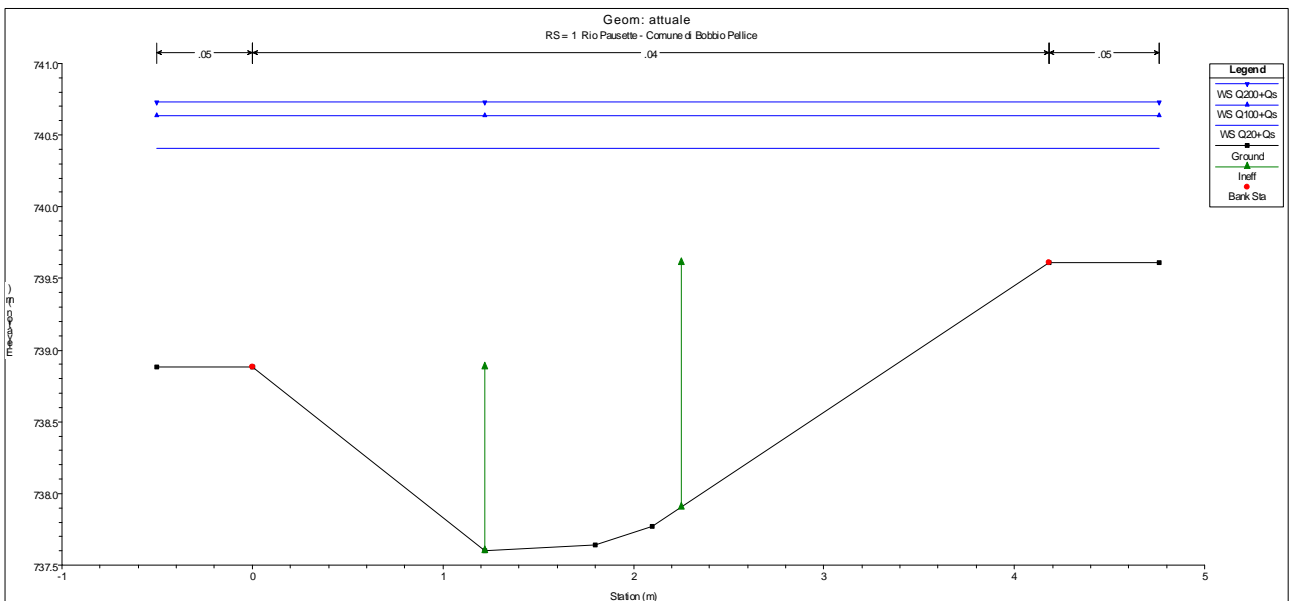
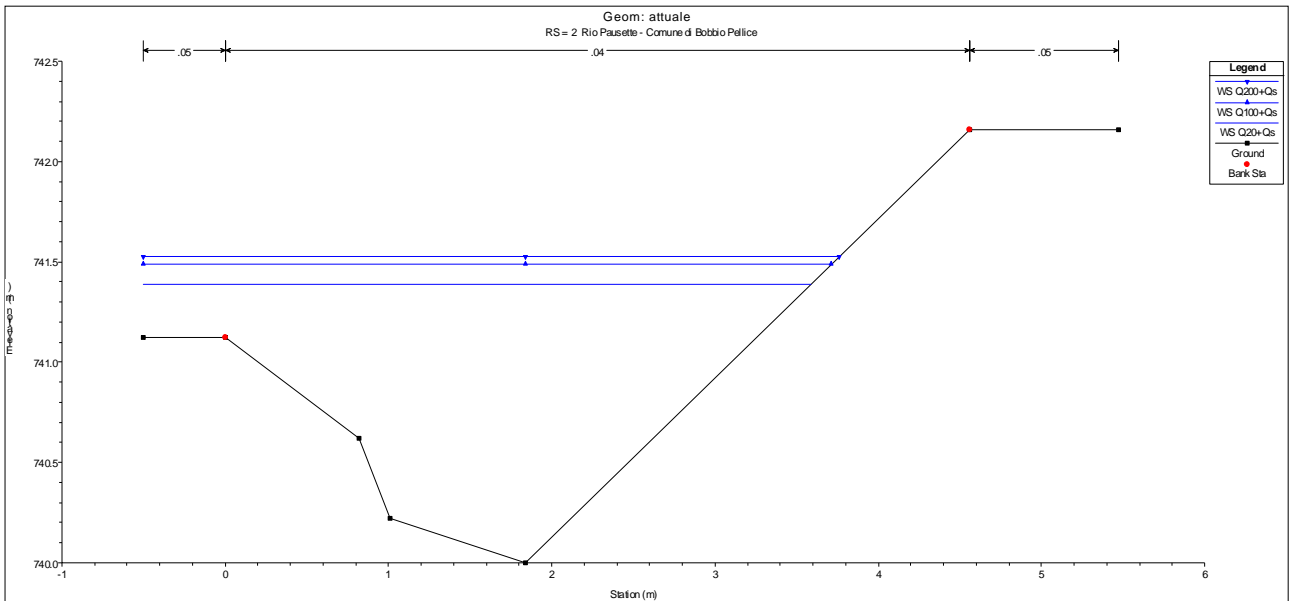


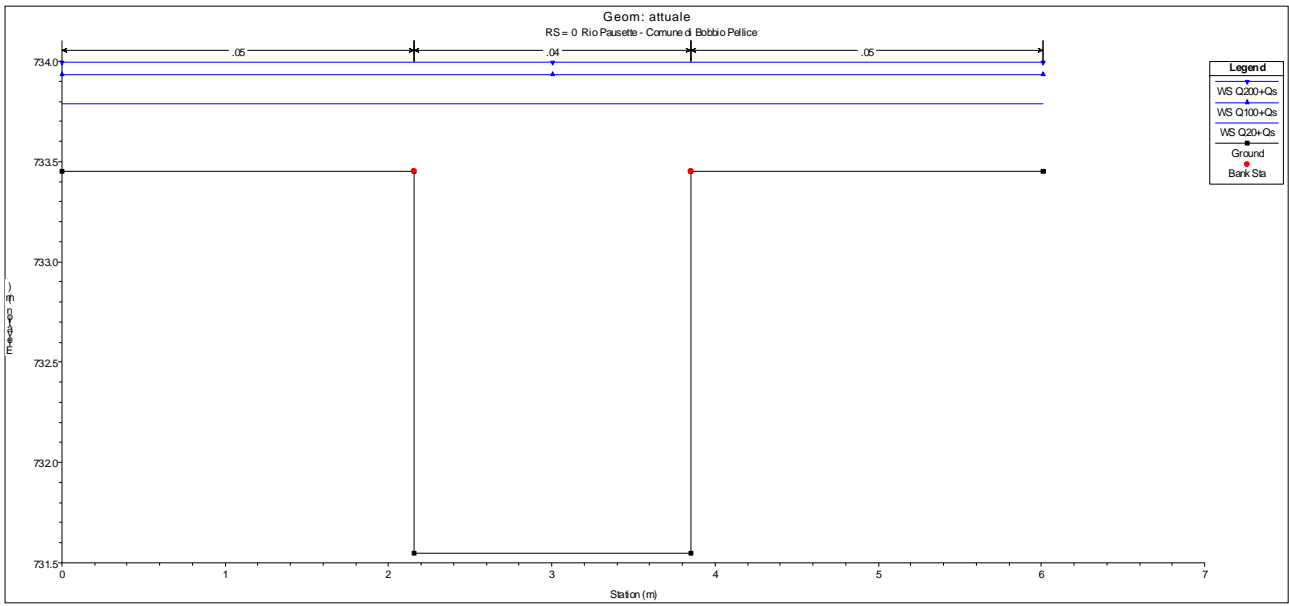




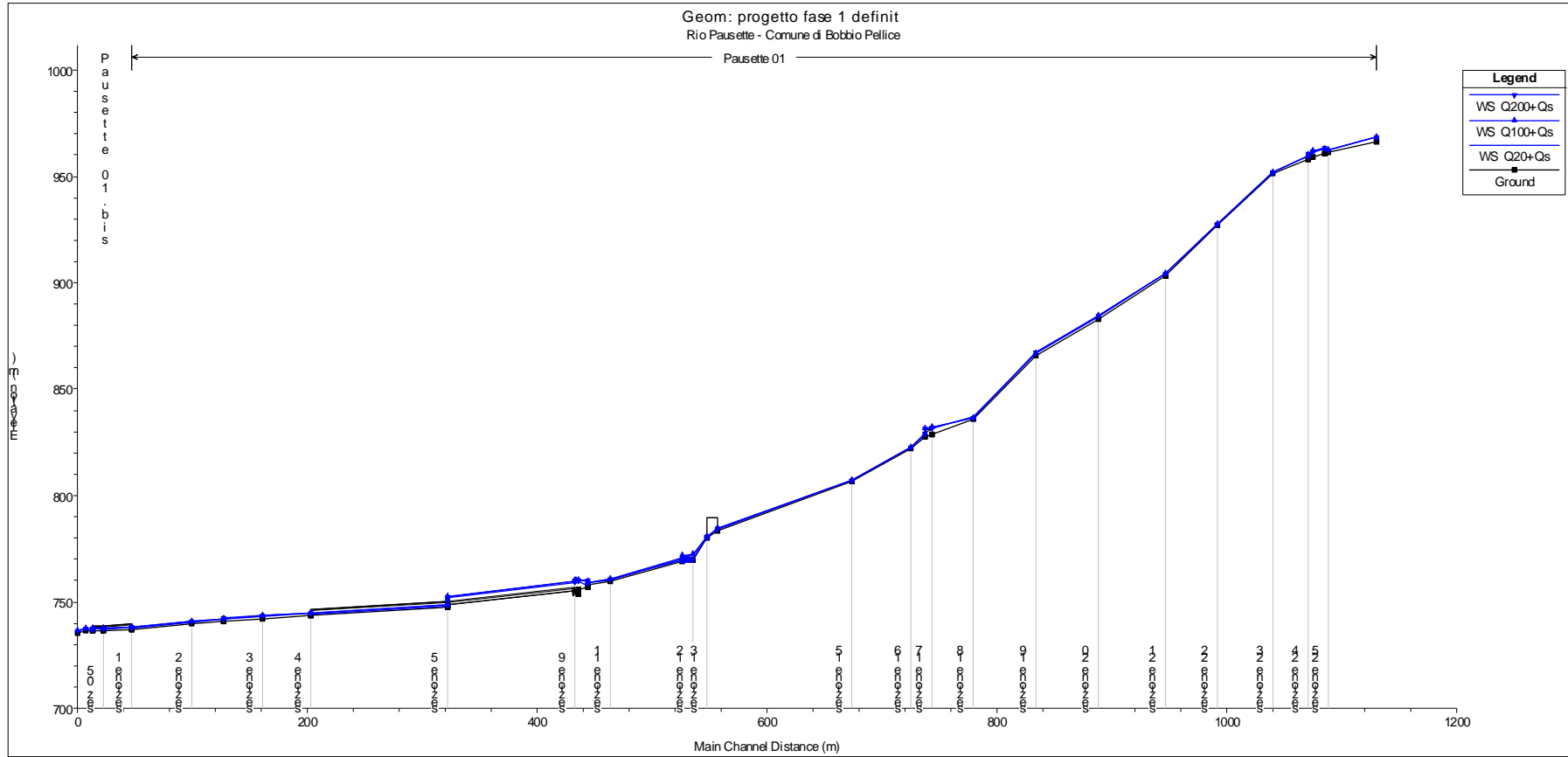


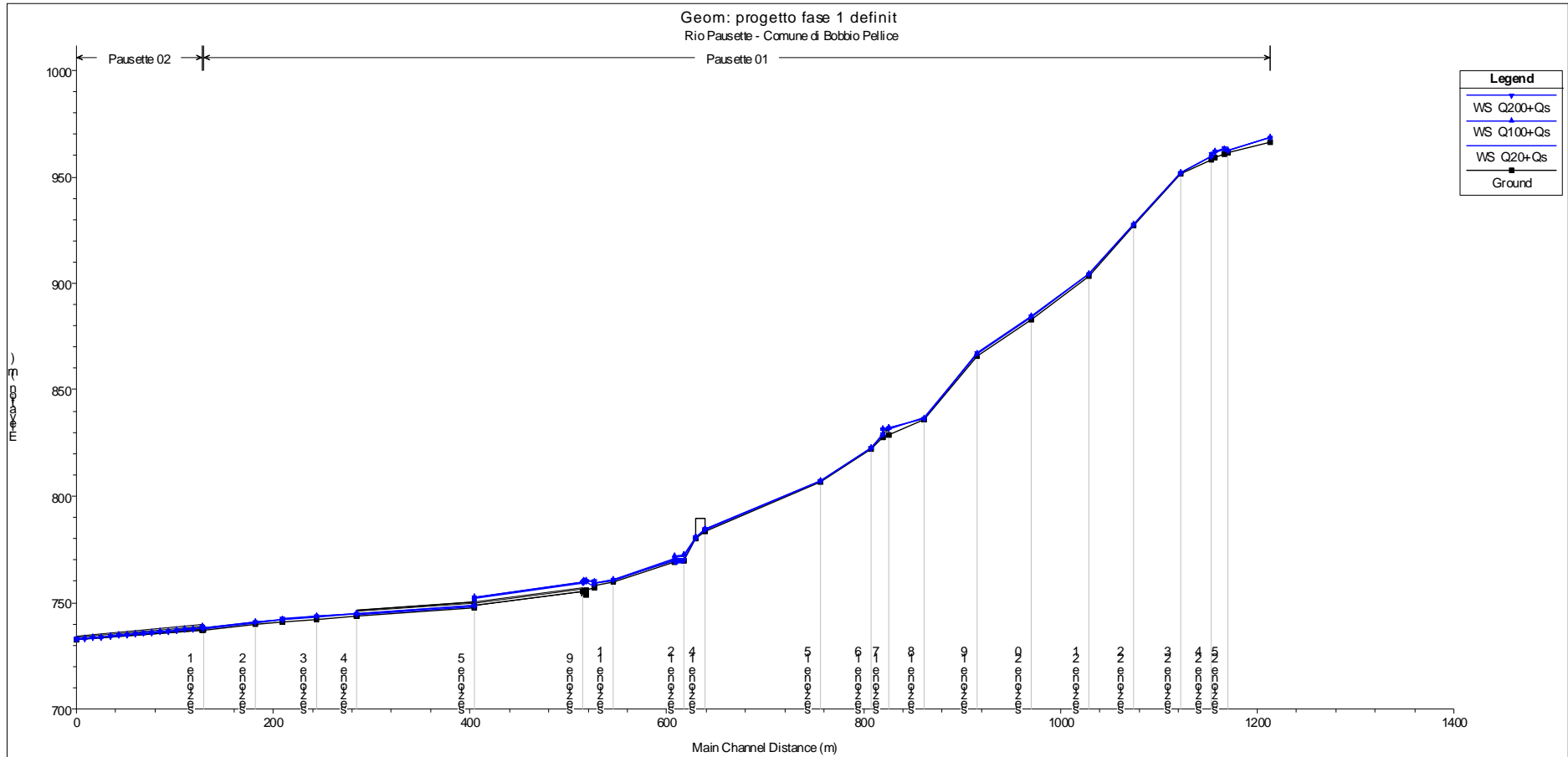






**VERIFICHE IDRAULICHE IN MOTO PERMANENTE**  
**RIO PAUSETTE – SITUAZIONE PROGETTO**





Sezione	Portata [m <sup>3</sup> /s]	Fondo [m]	P.L. [m]	h [m]	A [m <sup>2</sup> ]	B [m]	R [m]	v [m/s]	Froude [-]	H [m]
25	13,61	961,18	962,16	0,98	1,45	3,20	0,45	9,38	3,46	966,65
	17,00	961,18	962,35	1,17	1,83	3,60	0,51	9,30	3,17	966,75
	18,44	961,18	962,43	1,25	1,99	3,77	0,53	9,26	3,06	966,80
24	13,61	958,24	959,53	1,29	4,80	6,07	0,79	3,35	0,97	960,05
	17,00	958,24	959,71	1,47	5,73	6,51	0,88	3,57	0,97	960,29
	18,44	958,24	959,77	1,53	6,06	6,64	0,91	3,69	0,98	960,39
23	13,61	951,14	951,69	0,55	1,22	4,56	0,27	11,20	6,80	958,08
	17,00	951,14	951,75	0,61	1,49	4,90	0,30	11,41	6,48	958,39
	18,44	951,14	951,78	0,64	1,61	5,03	0,32	11,48	6,35	958,49
22	13,61	926,92	927,46	0,54	1,85	4,86	0,38	7,36	3,64	930,22
	17,00	926,92	927,52	0,60	2,10	5,01	0,42	8,09	3,80	930,85
	18,44	926,92	927,54	0,62	2,18	5,06	0,43	8,45	3,90	931,18
21	13,61	903,20	904,31	1,11	4,84	6,85	0,71	2,81	1,01	904,71
	17,00	903,20	904,45	1,25	5,71	7,28	0,78	2,98	1,01	904,90
	18,44	903,20	904,50	1,30	6,07	7,45	0,81	3,04	1,01	904,97
20	13,61	882,93	884,12	1,19	4,93	7,08	0,70	2,76	1,01	884,51
	17,00	882,93	884,26	1,33	5,85	7,60	0,77	2,91	1,01	884,69
	18,44	882,93	884,32	1,39	6,25	7,82	0,80	2,95	1,00	884,76
19	13,61	865,99	866,98	0,99	4,93	7,09	0,69	2,76	1,01	867,37
	17,00	865,99	867,12	1,13	5,86	7,58	0,77	2,90	1,00	867,55
	18,44	865,99	867,17	1,18	6,23	7,76	0,80	2,96	1,00	867,62
18	13,61	835,81	837,28	1,47	4,61	6,28	0,73	2,95	1,01	837,72
	17,00	835,81	836,36	0,55	0,75	3,02	0,25	22,70	13,77	862,62
	18,44	835,81	836,39	0,58	0,81	3,15	0,26	22,64	13,44	862,49
17	13,61	828,70	831,64	2,94	11,08	10,41	1,06	1,49	0,28	831,74
	17,00	828,70	831,82	3,12	12,35	12,00	1,03	1,73	0,32	831,96
	18,44	828,70	831,88	3,18	12,84	13,72	0,94	1,84	0,33	832,04
16	13,61	821,93	822,53	0,60	1,27	3,56	0,36	10,69	5,43	828,34
	17,00	821,93	822,61	0,68	1,56	3,86	0,40	10,89	5,19	828,66
	18,44	821,93	822,64	0,71	1,68	3,98	0,42	10,98	5,11	828,79
15	13,61	806,53	807,34	0,81	2,00	4,17	0,48	6,82	2,93	809,71
	17,00	806,53	807,42	0,89	2,30	4,45	0,52	7,38	3,05	810,20
	18,44	806,53	807,45	0,92	2,43	4,56	0,53	7,60	3,09	810,39
14	13,61	783,64	784,20	0,56	2,12	4,89	0,43	6,42	2,73	786,30
	17,00	783,64	784,30	0,66	2,50	5,09	0,49	6,81	2,67	786,66
	18,44	783,64	784,34	0,70	2,65	5,18	0,51	6,95	2,65	786,81

Sezione	Portata [m <sup>3</sup> /s]	Fondo [m]	P.L. [m]	h [m]	A [m <sup>2</sup> ]	B [m]	R [m]	v [m/s]	Froude [-]	H [m]
13	13,61	780,25	780,69	0,44	1,65	4,64	0,35	8,27	4,00	784,17
	17,00	780,25	780,78	0,53	2,00	4,83	0,41	8,49	3,72	784,46
	18,44	780,25	780,82	0,57	2,15	4,91	0,44	8,58	3,63	784,57
12	13,61	769,69	772,05	2,36	7,34	8,32	0,88	1,86	0,39	772,23
	17,00	769,69	772,33	2,64	8,49	9,81	0,87	2,06	0,40	772,54
	18,44	769,69	770,19	0,50	1,56	4,11	0,38	11,80	5,30	777,29
11	13,61	759,81	760,43	0,62	1,32	3,30	0,40	10,27	4,27	765,81
	17,00	759,81	760,57	0,76	1,63	3,57	0,46	10,43	3,96	766,11
	18,44	759,81	760,97	1,16	2,58	4,40	0,59	7,15	2,23	763,57
10	13,61	754,03	759,47	5,44	43,52	22,03	1,98	0,40	0,06	759,48
	17,00	754,03	760,04	6,01	49,57	23,16	2,14	0,44	0,06	760,05
	18,44	754,03	760,28	6,25	52,05	23,63	2,20	0,46	0,06	760,28
6	13,61	747,68	748,34	0,66	1,65	3,82	0,43	8,27	3,25	751,82
	17,00	747,68	748,46	0,78	1,96	4,07	0,48	8,69	3,13	752,31
	18,44	747,68	748,51	0,83	2,08	4,17	0,50	8,85	3,09	752,50
4	13,61	743,69	744,54	0,85	2,00	4,05	0,49	6,82	2,36	746,91
	17,00	743,69	744,73	1,04	2,43	4,42	0,55	6,99	2,19	747,22
	18,44	743,69	744,81	1,12	2,62	4,58	0,57	7,05	2,13	747,34
3	13,61	742,06	743,29	1,23	3,56	5,36	0,66	3,82	1,10	744,03
	17,00	742,06	743,49	1,43	4,14	5,75	0,72	4,11	1,10	744,35
	18,44	742,06	743,57	1,51	4,38	5,92	0,74	4,21	1,09	744,47
2	13,61	739,67	740,50	0,83	2,79	4,82	0,58	4,87	1,80	741,71
	17,00	739,67	740,63	0,96	3,27	5,09	0,64	5,20	1,80	742,00
	18,44	739,67	740,68	1,01	3,47	5,20	0,67	5,32	1,80	742,12
0.5	13,11	736,26	737,16	0,90	2,26	4,31	0,52	5,80	1,95	738,88
	16,00	736,26	737,31	1,05	2,62	4,60	0,57	6,10	1,90	739,21
	16,94	736,26	737,35	1,09	2,72	4,67	0,58	6,23	1,91	739,33
0.4	13,11	736,19	737,48	1,29	3,81	5,24	0,73	3,44	1,04	738,09
	16,00	736,19	737,61	1,42	4,24	5,50	0,77	3,78	1,09	738,33
	16,94	736,19	737,59	1,40	4,18	5,46	0,76	4,05	1,18	738,43
0.1	13,11	735,26	736,10	0,84	2,34	4,28	0,55	5,60	2,06	737,70
	16,00	735,26	736,23	0,97	2,77	4,57	0,61	5,78	1,98	737,93
	16,94	735,26	736,27	1,01	2,90	4,66	0,62	5,83	1,96	738,01

Sezione	Portata [m <sup>3</sup> /s]	Fondo [m]	P.L. [m]	h [m]	A [m <sup>2</sup> ]	B [m]	R [m]	v [m/s]	Froude [-]	H [m]
---------	--------------------------------	--------------	-------------	----------	------------------------	----------	----------	------------	---------------	----------

1	0,50	737,10	738,25	1,15	3,84	5,40	0,71	0,13	0,04	738,25
	1,00	737,10	738,57	1,47	5,04	6,07	0,83	0,20	0,06	738,57
	1,50	737,10	738,86	1,76	6,16	6,67	0,92	0,24	0,06	738,86
0	0,50	731,55	731,76	0,21	0,35	2,11	0,17	1,42	1,00	731,86
	1,00	731,55	731,88	0,33	0,55	2,35	0,24	1,80	1,01	732,04
	1,50	731,55	731,98	0,43	0,73	2,55	0,28	2,07	1,01	732,20

