



AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO

**NUOVO ARGINE IN DESTRA PO  
A VALLE SVINCOLO AUTOSTRADALE  
IN COMUNE DI MONCALIERI (TO)**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE IDROLOGICO – IDRAULICA**

PROGETTISTA:  
DOTT. ING.  
FULVIO BERNABEI

GRUPPO DI LAVORO:  
DOTT. ING. LAURA GRILLI  
DOTT. ING. FEDERICA RADICE  
DOTT. ING. PIETRO BONACCI



**DIZETA INGEGNERIA** STUDIO ASSOCIATO

Via Bassini, 19 – 20133 MILANO Tel. 02-70600125 Fax 02-70600014

DATA FEBBRAIO 2009

COMMESSA N°  
009/2008

REDATTO

**INGEOART**

Piazza Stazione, 3 - 28844 VILLADOSSOLA (VB)  
s.r.l. Tel. 0324/579511 - Fax 0324/579530

CODICE COMMESSA  
DEFMONCALIERI

CONTROLLATO

NOME FILE

APPROVATO

• STUDIO TECNICO BONACCI

REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.
02	LUGLIO 2013	AGGIORNAMENTO A SEGUITO CONFERENZA SERVIZI GENNAIO 2013 E PROCEDURA DI VIA			
01	GIUGNO 2011	AGGIORNAMENTO PIANO PARTICELLARE DI ESPROPRIO ED ELENCO DITTE			

# INDICE

<b>1</b>	<b>Premesse</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Studio idrologico</b>	<b>2</b>
2.1	Introduzione	2
2.2	Dati idrologici disponibili	4
2.3	Stima degli eventi di piena con diversi tempi di ritorno	6
2.3.1	<i>Metodologia applicata</i>	6
2.3.2	<i>Determinazione delle curve di riduzione</i>	6
2.3.2	<i>Determinazione delle portate al colmo</i>	8
2.3.3	<i>Determinazione del coefficiente di posizione del picco</i>	12
2.3.4	<i>Determinazione degli idrogrammi sintetici</i>	13
2.4	Individuazione dell'evento di progetto	20
<b>3</b>	<b>Costruzione del modello monodimensionale</b>	<b>24</b>
3.1	Dominio di studio	24
3.2	Generazione del modello digitale del terreno	25
3.2.1	<i>Dati grezzi</i>	25
3.2.2	<i>Creazione del modello digitale DEM</i>	25
3.3	Il codice di calcolo monodimensionale	27
3.3.1	<i>Le equazioni del moto</i>	27
3.3.2	<i>Definizione della cadente e delle perdite di carico localizzate</i>	29
3.3.3	<i>Proprietà opzionali delle sezioni</i>	30
3.3.4	<i>Strutture</i>	30
3.4	Schematizzazione dell'alveo di piena	33

3.4.1	<i>Schematizzazione delle sezioni idrauliche</i>	34
3.4.2	<i>Schematizzazione delle aree di invaso golenali</i>	36
3.5	Condizioni al contorno del modello di propagazione	38
3.5.1	<i>Condizioni al contorno di monte</i>	38
3.5.2	<i>Condizioni al contorno in corrispondenza delle confluenze</i>	40
3.5.3	<i>Condizioni al contorno di valle</i>	40
3.5.4	<i>Ponti</i>	43
4	Definizione dei parametri di scabrezza	44
4.1	Parametri di scabrezza nell'aveo di piena ordinario	46
4.2	Parametri di scabrezza nelle golene e negli overbank	48
4.2.1	<i>Stima del parametro di scabrezza in presenza di ostacoli rigidi</i>	49
4.2.2	<i>Stima del parametro di scabrezza in presenza di ostacoli rigidi</i>	55
4.3	Valori di scabrezza adottati nel modello di simulazione	56
5	Taratura	57
6	Simulazione della piena duecentennale	58
6.1	Configurazione attuale	58
6.2	Ipotesi di demolizione argine secondario destro	62
6.3	Ipotesi di chiusura dell'argine secondario destro	66
7	Analisi dei risultati ottenuti	70
8	Costruzione del modello bidimensionale	72
8.1	Il codice di calcolo	72
8.2	Costruzione della mesh	79
8.3	Definizione delle condizioni al contorno	80

<b>9</b>	<b>Calibrazione del modello bidimensionale</b>	<b>81</b>
9.1	Determinazione dei parametri di scabrezza	81
9.2	Risultati del modello	81
<b>10</b>	<b>Simulazione della piena duecentennale</b>	<b>81</b>
10.1	Configurazione attuale	81
10.2	Ipotesi di demolizione argine secondario destro	81
10.3	Ipotesi di chiusura argine secondario destro	81
<b>11</b>	<b>Analisi dei risultati ottenuti</b>	<b>81</b>
<b>12</b>	<b>Gora del Molino del Pascolo e relativo affluente</b>	<b>81</b>
12.1	Assetto geometrico	81
12.2	Analisi idrologica	81
12.3	Analisi idraulica	81
	<i>Affluente (Scolatore vecchia idrovora 2E)</i>	81
	<i>Rio Molino del Pascolo</i>	81
12.4	Analisi idraulica di progetto	81
12.4.1	Verifica del funzionamento delle chiaviche all'atto dell'avvio dello scolmatore	81
	<i>Affluente (Scolatore vecchia idrovora 2E) Progetto</i>	81
	<i>Rio Molino del Pascolo</i>	81
12.4.2	Verifica del funzionamento delle chiaviche con il massimo deflusso compatibile nei rii	81
	<i>Affluente (Scolatore vecchia idrovora 2E)</i>	81
	<i>Rio Molino del Pascolo</i>	81
<b>13</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>81</b>
	<b>Appendice A</b>	<b>81</b>

# 1 Premesse

La presente relazione descrive la metodologia adottata per lo sviluppo dell'analisi idraulica del fiume Po nel tratto di alveo in comune di Moncalieri, in corrispondenza della confluenza con il Torrente Chisola, finalizzata alla verifica della necessità di realizzare un nuovo manufatto arginale da costruirsi, in sponda destra, parallelamente al tracciato del rilevato autostradale ATIVA.

Tale analisi ha avuto dunque come obiettivo la costruzione di un modello matematico atto a riprodurre il funzionamento idrodinamico dell'intera fascia di allagamento dell'alveo del Po, al passaggio di eventi di piena con prefissato tempo di ritorno, sia nelle attuali condizioni morfologiche che in quelle modificate dalla presenza della nuova linea difensiva.

L'attività svolta ha inoltre permesso, non solo di definire il tracciato più idoneo per la nuova arginatura e la sua quota di ritenuta, ma anche di individuare la tipologia più corretta da assegnare alla struttura difensiva stessa.

Nelle pagine che seguono si da atto di quanto sopra, con particolare riguardo allo sviluppo metodologico adottato ed ai criteri numerici e parametrici, che hanno consentito di creare l'impostazione modellistica utilizzata.

Nel capitolo 12 si da atto anche **dell'integrazione richiesta in fase di valutazione della procedura di VIA** riguardo le verifiche condotte sui due corsi d'acqua di competenza del Settore Regionale Decentrato OO. PP. e Difesa Assetto Idrogeologico di Torino (Gora del Molino del Pascolo e relativo affluente), in condizioni di moto permanente riferite a portate calcolate con tempi di ritorno di 200 anni.

## 2 Studio idrologico

### 2.1 Introduzione

Lo studio idrologico ha preso corpo dalle ricerche ed analisi svolte dallo scrivente e da altri all'interno dello *“Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del Fiume Po nel tratto dalla confluenza del Fiume Stura di Lanzo alla confluenza del Fiume Dora Baltea”*. (Autorità di Bacino del Fiume Po, 2006) Tale studio infatti contiene una ampia ed accurata stima delle onde di piena nelle sezioni del tronco di Po compreso tra l'abitato di Moncalieri e la confluenza del Fiume Tanaro.

Le analisi idrologiche svolte hanno riguardato in particolare la stima degli idrogrammi sintetici di piena di assegnato tempo di ritorno (5, 10, 20, 50, 100, 200 e 500 anni).

Le informazioni idrologiche necessarie allo sviluppo delle elaborazioni sono state raccolte presso gli uffici dell'Arpa Piemonte e presso l'unità di idrologia dell'ENEL. Si tratta di idrogrammi di piena, portate di colmo e scale di portata registrati nelle stazioni idrometrografiche attive nel corso del Po. I dati raccolti sono stati criticamente validati mediante il confronto con i risultati di modellazioni idrologiche - idrauliche portate a termine da altri team di studio, durante attività analoghe svolte per conto di Enti Locali.

Sono stati inoltre consultati i seguenti studi dell'Autorità di Bacino del fiume Po:

*“Caratterizzazione idrologica dell'asta principale del fiume Po nel tratto dalla confluenza della Dora Baltea all'incile di Po di Goro”* Politecnico di Milano, Ottobre 2001;

*“Verifica e eventuale aggiornamento degli studi e della progettazione di fattibilità della sistemazione idraulica con particolare riguardo alla criticità rappresentata dal nodo di Casale Monferrato”* Risorse Idriche s.p.a. Giugno 2001.

Nei paragrafi seguenti, dopo una sintesi sulle informazioni prese in considerazione, sono descritte le metodologie impiegate per la stima delle grandezze idrologiche necessarie alla successiva fase di modellazione.

## 2.2 Dati idrologici disponibili

Per la stazione idrometrografica di Moncalieri (vedi dati generali nella tabella che segue

<b>Sezioni</b>	<b>Sup</b>	<b>H<sub>med</sub></b>	<b>L</b>
	km <sup>2</sup>	m s.l.m.	km
<b>Moncalieri</b>	4885	961	88.88

Tabella 2.1: superficie, altitudine media e lunghezza dell'asta principale del Po in corrispondenza della sezione di Moncalieri

è stata considerata la serie storica già utilizzata nello studio “*Caratterizzazione idrologica dell'asta principale del fiume Po nel tratto che va dalla confluenza della Dora Baltea all'incile di Po di Goro*”. Per gli anni dal 1951 al 1963 sono state digitalizzate le onde registrate alla stazione di Meirano, mentre per gli anni compresi fra il 1964 al 1999 si è fatto riferimento alle onde di piena della stazione di Moncalieri, che dal luglio 1963 è subentrata a quella di Meirano.

Per la conversione dei livelli in portate si sono utilizzate le scale di deflusso pubblicate dal servizio idrografico e mareografico nazionale (SIMN), per gli anni 1951÷1985; per gli anni successivi si è fatto ricorso a due scale fornite dalla sezione del SIMN di Torino; tali scale sono state ottenute sulla base di misure di portata effettuate rispettivamente nei periodi 1990-1994 e 1994-1999.

Nel complesso la serie storica utilizzata nel presente studio consta di 60 idrogrammi di piena, registrati in un periodo di 49 anni.

Non è stato possibile verificare le scale di deflusso storiche tramite modello matematico, in quanto la geometria del corso d'acqua utilizzata per descrivere l'alveo del Po, differisce sensibilmente rispetto a quella precedente alla piena del 2000.

Il campione dei dati appare tuttavia sufficientemente affidabile se si tiene conto della frequenza con cui sono state aggiornate le scale di deflusso.

## **2.3 Stima degli eventi di piena con diversi tempi di ritorno**

### **2.3.1 Metodologia applicata**

Nei casi in cui sia disponibile una serie sufficientemente lunga di idrogrammi di piena, l'analisi statistica dei volumi viene condotta elaborando i valori relativi alle massime portate medie di assegnata durata  $D$ , così definite:

$$Q_D = \max \left( \frac{1}{D} \int_{t-D}^t Q(\tau) d\tau \right)$$

dove il massimo è calcolato rispetto a tutte le possibili finestre temporali  $(t-D, t)$  di ampiezza  $D$  contenute nel generico idrogramma di piena.

La costruzione degli idrogrammi sintetici richiede pertanto la costruzione della curva di riduzione dei colmi di piena, che fornisce, per assegnato tempo di ritorno, i volumi di piena e la stima della posizione media del colmo di piena in ciascuna durata, a partire dall'analisi delle posizioni assunte dal picco delle onde reali, secondo il modello proposto da Majone et al. (Majone et al., 2000a; Majone et al., 2000b).

### **2.3.2 Determinazione delle curve di riduzione**

Sono state raccolte presso gli enti competenti le registrazioni dei livelli idrici degli eventi più significativi per ogni anno di funzionamento dello strumento nella sezione di misura. Dopo la conversione di tali dati in portate utilizzando le scale di deflusso disponibili, per ciascun idrogramma di piena è stata determinata, mediante un'analisi a finestra mobile, la massima portata media  $Q_D$  per assegnata durata  $D$ , dove il massimo è

calcolato rispetto a tutte le possibili finestre temporali  $(t-D, t)$  di ampiezza  $D$  contenute nell'idrogramma di piena.

La scelta delle ampiezze  $D$  delle finestre temporali considerate è stata fatta in base ad un'analisi preliminare della durata della parte significativa degli idrogrammi di piena registrati. Le onde di piena del tratto di fiume Po in esame presentano una durata significativa dell'evento di  $7\div 10$  giorni. Sono comunque presenti, tra i dati utilizzati per l'elaborazione, onde di durata minore, anche a causa di lacune talvolta presenti nelle registrazioni.

Per ciascun idrogramma di piena reale è stato calcolato il valore massimo assunto dalla portata media per  $n$  durate prefissate, ottenendo così  $n$  serie di portate, composte ciascuna da un numero di dati pari al numero di eventi.

La stima della legge  $q_D = q_D(T)$  – ossia della curva di riduzione dei colmi di piena è stata effettuata con procedura così detta A.F.S., cioè considerando i valori massimi annuali di tale grandezza. Questa metodologia garantisce un andamento assai regolare della curva di riduzione, dato che la dipendenza dalla durata  $D$  è contenuta solo nel coefficiente  $\mu(Q_D)$  che varia in modo graduale con la durata. A tal fine si è adottata una procedura di stima indiretta: dapprima sono stati posti in relazione i quantili della portate medie di assegnata durata  $Q_D(T)$  con quelli della portata al colmo per mezzo del rapporto di riduzione  $\varepsilon_D(T)$ :

$$\varepsilon_D(T) = \frac{Q_D(T)}{Q_0(T)}$$

In generale tale rapporto di riduzione dipende dal tempo di ritorno  $T$ , dalla durata  $D$  e da un insieme di altri valori rappresentativi delle caratteristiche del bacino idrografico. L'ipotesi di base comune a tutte le formulazioni presentate in letteratura è che esso

possa essere considerato indipendente dal tempo di ritorno ed essere di conseguenza legato solo al rapporto tra le medie di  $Q_D$  e  $Q_0$  :

$$\varepsilon_D = \frac{\mu(Q_D)}{\mu(Q_0)}$$

La stima del coefficiente di riduzione è stata effettuata utilizzando la formulazione proposta da Bacchi et al. (1992):

$$\varepsilon_D \approx \sqrt{\Gamma(D)} = \sqrt{\frac{\theta}{2D} \left[ 2 + e^{-\frac{4D}{\theta}} - \frac{3\theta}{4D} \left( 1 - e^{-\frac{4D}{\theta}} \right) \right]}$$

la quale mostra che il rapporto di riduzione  $\varepsilon_D$  dipende dal solo parametro  $\theta$  dedotto per ciascuna delle stazioni strumentate con un'interpolazione ai minimi quadrati. Come è detto nei paragrafi seguenti, l'adattamento della formulazione ai valori del rapporto di riduzione risulta essere soddisfacente, con scostamenti minimi rispetto al rapporto tra le grandezze  $\mu(Q_D)/\mu(Q_0)$ : ciò giustifica a posteriori l'assunzione della formulazione nella stima del rapporto di riduzione.

Una volta ricavato  $\varepsilon_D$  l'equazione della curva di riduzione dei colmi di piena risulta essere:

$$Q_D(T) = Q_0(T) \cdot \varepsilon_D$$

e richiede, quindi, la determinazione della distribuzione di probabilità della portata al colmo  $Q_0(T)$ .

### **2.3.2 Determinazione delle portate al colmo**

Per la determinazione delle portate al colmo è stato utilizzato il modello probabilistico MG (Majone et al. L'Acqua 4/2005). La struttura di questo modello è stata ottenuta a

posteriori a partire dalle serie storiche delle portate al colmo massime annue registrate in oltre 7000 stazioni idrometrografiche ubicate in diversi continenti. L'ipotesi di base è che la funzione di probabilità  $P_{Q/\mu}$  della variabile  $Q/\mu$  (con  $\mu$  media delle portate al colmo  $Q$ ) sia universale (unica cioè per qualsiasi corso d'acqua) e dipenda in pratica solo dai coefficienti di variazione  $CV(Q)$  e di asimmetria  $\gamma(Q)$ . Per i quantili  $Q/\mu$  si può dunque scrivere:

$$\frac{Q}{\mu} = f(T; CV(Q); \gamma(Q))$$

con  $T$  tempo di ritorno.

Le statistiche  $CV(Q)$  e  $\gamma(Q)$  sono entrambe indici della dispersione dei valori della variabile intorno alla media  $\mu(Q)$ . Le analisi condotte nelle pubblicazioni prima indicate hanno individuato l'esistenza di un legame statistico fra  $\gamma$  e  $CV$ ; ne deriva che la distribuzione della variabile di  $Q/\mu$  viene a dipendere solo da  $CV(Q)$ :

$$\frac{Q}{\mu} = f(T; CV(Q))$$

Il modello MG è stato calibrato utilizzando i valori massimi  $\hat{Q}$  delle serie storiche analizzate; tali valori, normalizzati rispetto alle medie delle serie di appartenenza, sono riportati nel diagramma ( $CV, Q/\mu$ ) (vedi Figura 2.1). Come si vede, le osservazioni possono essere interpolate con una curva che volge la concavità verso l'alto e alla quale può essere attribuita l'equazione seguente:

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + a \cdot CV^b$$

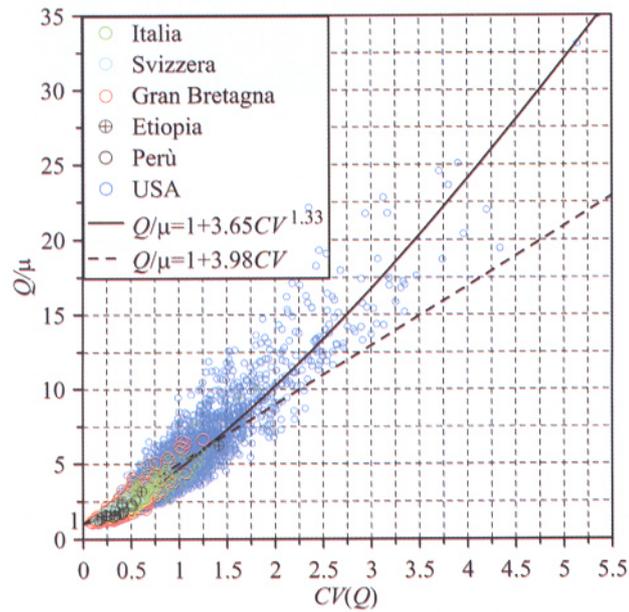


Figura 2.1: dispersione dei valori  $\hat{Q}/\mu$  nel piano  $(CV, Q/\mu)$

La procedura di calibrazione del modello MG si basa sull'introduzione della variabile normalizzata  $Y$ :

$$Y = \frac{Q/\mu - 1}{CV^{1.33}}$$

i cui quantili, per quanto detto in precedenza, risultano praticamente indipendenti da  $CV(Q)$ . Raggruppando i 7300 valori massimi osservati di  $Y$  e stimando la frequenza di non superamento di ciascun valore, si ottiene il risultato riportato in figura 2.2, che mostra come le frequenze empiriche possano essere interpolate con una curva la cui porzione contrale è ben approssimata da una funzione lineare rispetto a  $\ln(T)$ :

$$Y = 0.37 + 0.8 \ln T$$

L'equazione precedente, in termini della variabile  $Q/\mu$ , assume pertanto la forma:

$$Q_0(T) = \mu(Q_0) \cdot \left\{ 1 + [0.37 + 0.80 \cdot \ln(T)] \cdot CV^{1.33} \right\}$$

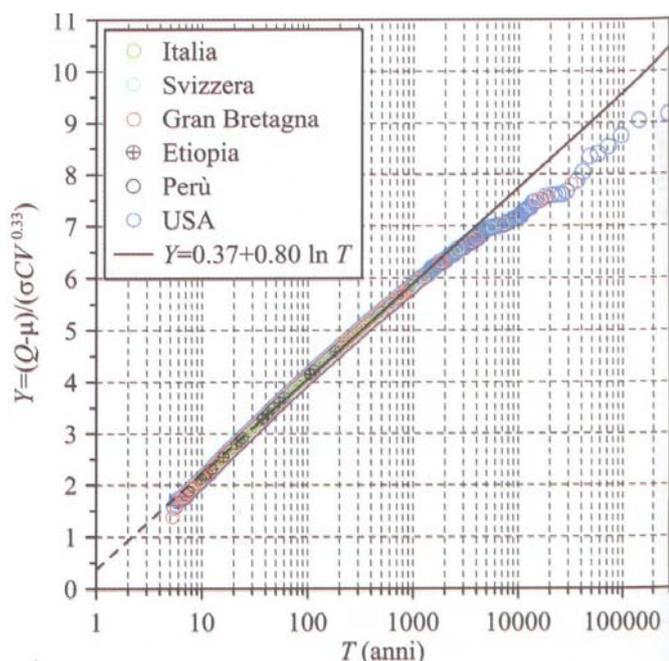


Figura 2.2: frequenze empiriche di non superamento dei valori massimi di Y

Come risulta evidente dalla figura 2.2, i dati corrispondenti a tempi di ritorno superiori a 4000 anni risultano apprezzabilmente dispersi; il limite superiore per il quale la formula interpolare può essere ritenuta soddisfacente appare così pari circa a 7, mentre il massimo valore di Y osservato nelle oltre 7000 stazioni considerate è pari a 9.

Rispetto ad altri modelli probabilistici a due parametri, il modello MG ha il pregio di essere stato ricavato dall'interpolazione delle frequenze di non superamento empiriche dei colmi osservati in un gran numero di stazioni e di tener conto anche della variabilità del coefficiente di asimmetria  $\lambda(Q)$ , grazie al riconosciuto legame esistente tra quest'ultimo parametro statistico e il coefficiente di variazione. Le stime ottenute col modello MG si ritengono più significative anche di quelle provenienti da distribuzioni a tre parametri, potenzialmente in grado di rendere conto anche della variabilità locale del coefficiente di asimmetria, stante la notevole incertezza di stima di  $\lambda(Q)$ , anche per i siti strumentati, a causa della limitata dimensione delle serie storiche disponibili. Questo

modello probabilistico, proprio per come è stato ricavato, vale per tempi di ritorno compresi fra 30 (dimensione media delle serie storiche utilizzate nella sua taratura) e 4000 anni (limite superiore dell'intervallo nel quale l'interpolazione delle frequenze di non superamento empiriche appare significativa).

Pertanto, nel presente studio, la stima delle portate al colmo per i tempi di ritorno superiori a 30 anni è stata condotta con l'equazione precedente, mentre per i tempi di ritorno inferiori si è fatto riferimento alla distribuzione di Gumbel:

$$Q_D(T) = u - \alpha \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right]$$

### **2.3.3 Determinazione del coefficiente di posizione del picco**

Per ricostruire la forma dell'onda di piena è necessario ricavare dagli idrogrammi storici l'informazione sulla posizione  $r_D$ , che la portata al colmo assume all'interno della finestra temporale che contiene il valore massimo delle portate medie di assegnata durata.

Per ciascun idrogramma di piena viene quindi calcolata, per le diverse durate considerate, la posizione  $r_D$  assunta dal picco ( $0 \leq r_D \leq 1$ ), definita come rapporto tra la frazione della finestra temporale che precede il picco e l'intera durata  $D$ .

Per come è definito, il valore della posizione del picco  $r_D$  può variare tra 0 e 1; in particolare, assume il valore 0 se il picco cade all'inizio della finestra temporale considerata, mentre assume valore 1 se il picco cade alla fine della finestra temporale.

Si hanno così a disposizione tante serie temporali di posizioni del picco quante sono le durate analizzate. Nella costruzione dell'onda di piena sintetica viene fatto riferimento al valore medio di ogni serie associandole alle diverse durate.

Al fine di ottenere per l'onda sintetica una forma il più possibile regolare, i punti  $(D, r)$ , ottenuti con la procedura sopra descritta, vengono interpolati per tutte le stazioni con una funzione a quattro parametri del tipo:

$$r_D(D) = a + \frac{b}{c + (D)^d}$$

dove i coefficienti  $a, b, c, d$  sono stimati, per ciascuna stazione, con il metodo dei minimi quadrati.

### **2.3.4 Determinazione degli idrogrammi sintetici**

Ottenuta la curva di riduzione dei colmi di piena e la posizione del picco, la costruzione dell'idrogramma sintetico di assegnato tempo di ritorno viene effettuata come segue.

La massima portata media in ciascuna durata si ammetta coincidente con quella fornita dalla curva di riduzione; in particolare, il valore di colmo dell'idrogramma sintetico è dato dalla curva di riduzione dei colmi di piena  $Q_0(T)$  per  $D=0$ .

Ciascun intervallo temporale attorno al picco, nel quale ricade il massimo valore della portata media di assegnata durata  $D$ , viene scomposto in due parti: una di ampiezza  $r_D \cdot D$  prima del colmo e l'altra di ampiezza  $(1 - r_D) \cdot D$  dopo il colmo.

Il volume di piena da distribuire attorno al picco nell'intervallo temporale sopra definito viene dedotto dalla curva di riduzione dei colmi e vale  $Q_D(T) \cdot D$ ; tale volume viene suddiviso nelle due porzioni  $r_D \cdot Q_D(T) \cdot D$  e  $(1 - r_D) \cdot Q_D(T) \cdot D$  corrispondenti agli intervalli  $[-r_D D, 0]$  prima del colmo e  $[0, (1 - r_D) D]$  dopo il colmo, sicché valgono le equazioni:

$$\int_{-r_D D}^0 Q(\tau) d\tau = r_D Q_D(T) D; \quad \int_0^{(1-r_D)D} Q(\tau) d\tau = (1 - r_D) Q_D(T) D$$

L'espressione dell'idrogramma sintetico  $Q(t)$  si ottiene, infine, differenziando le precedenti equazioni rispetto alla durata  $D$ :

$$Q(t) = \frac{\left. \frac{d}{dD} (r_D D Q_D(T)) \right|_{D=D(t)}}{\left. \frac{d}{dD} (r_D D) \right|_{D=D(t)}}, \quad t = -r_D D \quad (-r_D D_f \leq t \leq 0)$$

$$Q(t) = \frac{\left. \frac{d}{dD} ((1-r_D) D Q_D(T)) \right|_{D=D(t)}}{\left. \frac{d}{dD} ((1-r_D) D) \right|_{D=D(t)}}, \quad t = (1-r_D) D \quad (0 \leq t \leq (1-r_D) D_f)$$

Le due equazioni corrispondono ai due rami dell'idrogramma sintetico situati rispettivamente prima e dopo il valore del colmo.

Per ognuna delle stazioni idrometrografiche situate lungo l'asta del fiume Po sono state estratte dai dati digitalizzati le serie storiche dei valori massimi annuali delle portate medie in assegnata durata; per le stesse durate è stato quindi valutato il coefficiente  $r$  per la posizione del colmo. Fissato il generico valore del tempo di ritorno, sono state quindi ricavate le curve di riduzione dei colmi di piena e infine le onde sintetiche.

In particolare per la stazione di Meirano/Moncalieri, ricavate per ogni anno le massime portate medie in assegnata durata, si è proceduto a verificare la costanza con la durata  $D$  del coefficiente di variazione  $CV(Q_D)$ , condizione necessaria perché sia accettabile l'ipotesi di indipendenza del rapporto di riduzione  $\varepsilon_D$  dal tempo di ritorno (vedi figura 2.3). Risulta evidente come tale ipotesi sia sufficientemente rispettata. Si è quindi pervenuti alla definizione del coefficiente di riduzione  $\varepsilon_D$  attraverso la stima del parametro  $\theta$  che compare nella formula proposta da Bacchi.

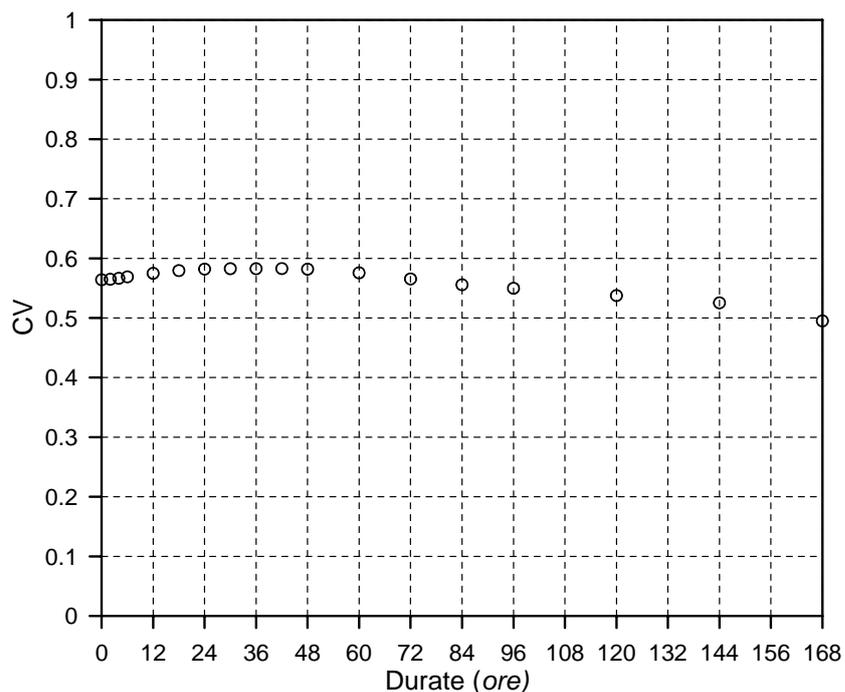


Figura 2.3: Coefficiente di variazione  $CV(Q_D)$  per la stazione di Moncalieri.

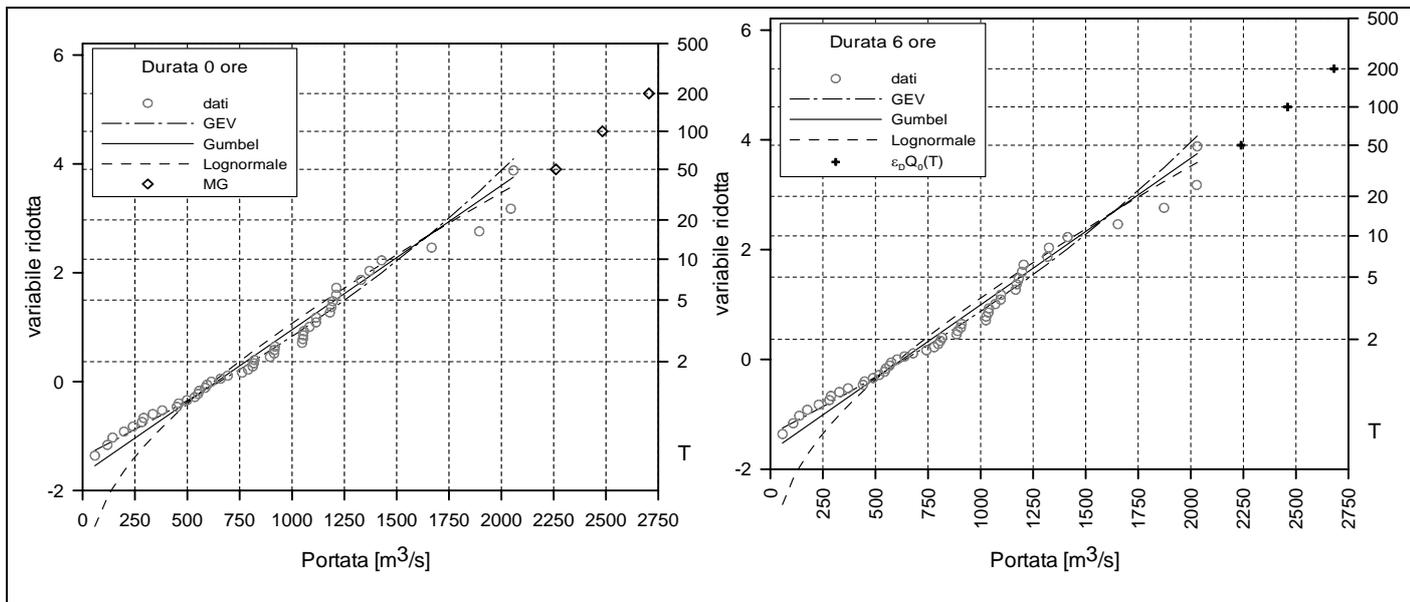
D (ore)	Lognormale		Gumbel		GEV			Test di Hosking		
	$\mu$	$\sigma$	$\alpha$	u (m <sup>3</sup> /s)	k	$\alpha$	$\xi$ (m <sup>3</sup> /s)	Z	Z crit-	Z crit+
0	6.62	0.53	377.11	640.45	0.12	436.11	654.03	1.13	-1.96	1.96
6	6.60	0.53	374.11	628.07	0.12	431.99	641.20	1.12	-1.96	1.96
24	6.48	0.54	341.08	555.41	0.10	385.79	563.46	0.89	-1.96	1.96
96	6.03	0.51	202.44	355.85	0.14	242.37	363.12	1.32	-1.96	1.96

Tabella 2.2: Parametri delle distribuzioni statistiche per alcune durate, stazione di Moncalieri

Si è quindi proceduto alla stima delle portate di piena di assegnato tempo di ritorno  $T$ , utilizzando la distribuzione di Gumbel per i tempi di ritorno inferiori a 30 anni, e il modello probabilistico MG per valori superiori. In figura 2.4 è riportato l'andamento delle distribuzioni di probabilità GEV, Gumbel e Lognormale e i punti sperimentali nella carta probabilistica della distribuzione di Gumbel per alcuni significativi valori della durata  $D$ . Nel grafico relativo alle portate al colmo ( $D=0$ ) è riportato anche l'andamento del modello probabilistico MG.

Nella tabella 2.2 sono riportati i parametri delle distribuzioni di Gumbel, GEV e Lognormale per alcune delle durate considerate. Nella stessa tabella è anche riportato il risultato del test sul parametro di forma della GEV (Hosking, 1985) eseguito adottando un livello di significatività del 5%; il test, effettuato a partire dalla stima del parametro di forma  $k$  della GEV sull'ipotesi  $k=0$ , permette di giustificare l'utilizzo della distribuzione di Gumbel (per i tempi di ritorno inferiori a 30 anni), in luogo della GEV nei casi in cui  $k$  non assuma valori significativamente diversi da zero (per  $k=0$  la GEV si riduce alla distribuzione di Gumbel).

Il test risulta superato per tutte le durate considerate.



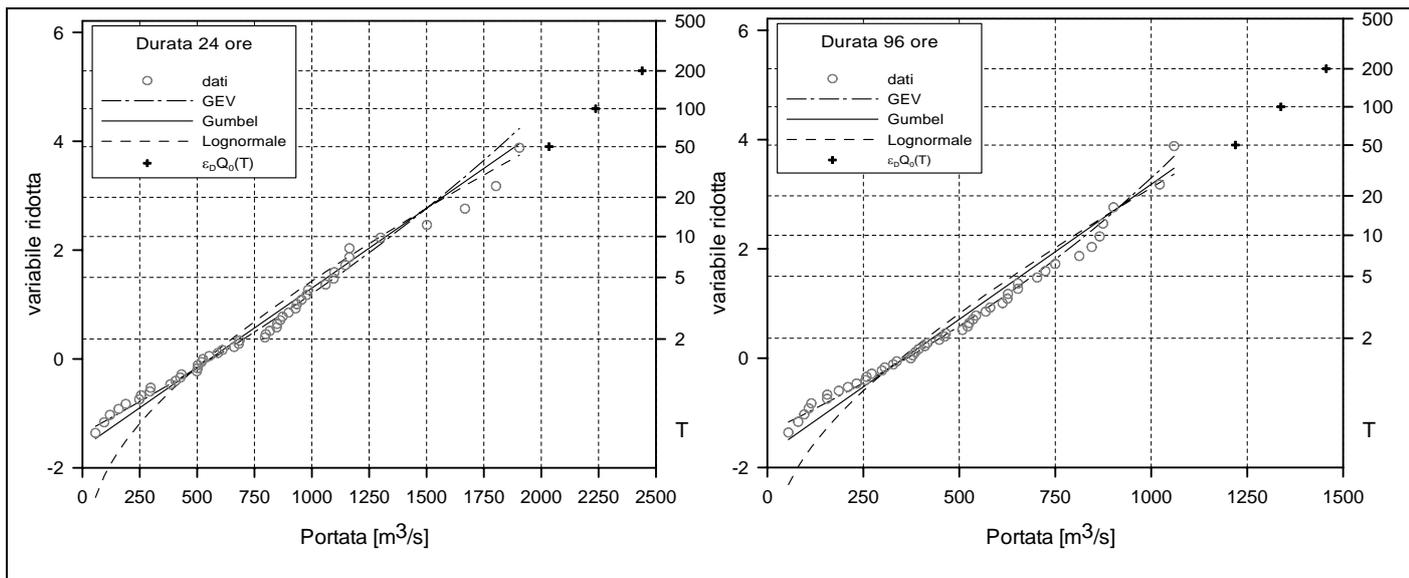


Figura 2.4: Distribuzioni teoriche e punti sperimentali nella carta probabilistica della distribuzione di Gumbel, stazione di misura di Moncalieri

Nella tabella 2.3 sono riportate le stime delle portate al colmo per diversi valori del tempo di ritorno. In figura 2.7 sono riportate le curve di riduzione dei colmi di piena.

In figura 2.6 è riportato l'adattamento della curva interpolare dei valori del coefficiente del picco  $r_D$  ed in figura 2.8 gli idrogrammi sintetici.

In figura 2.9 è riportato il volume dell'idrogramma sintetico di assegnato tempo di ritorno in funzione della portata soglia  $Q_{soglia}$ . Questo volume coincide con quello necessario per ridurre, tramite provvedimento di laminazione controllata, la portata di colmo al prestabilito valore di soglia  $Q_{soglia}$ .

	Tempo di ritorno (anni)						
	5	10	20	50	100	200	500
Modello	Gumb	Gumb	Gumb	MG	MG	MG	MG
Portata	1'206	1'489	1'761	2'261	2'483	2'705	2'999

Tabella 2.3: Valori della portata al colmo  $Q_0$  per la stazione di misura di Moncalieri.

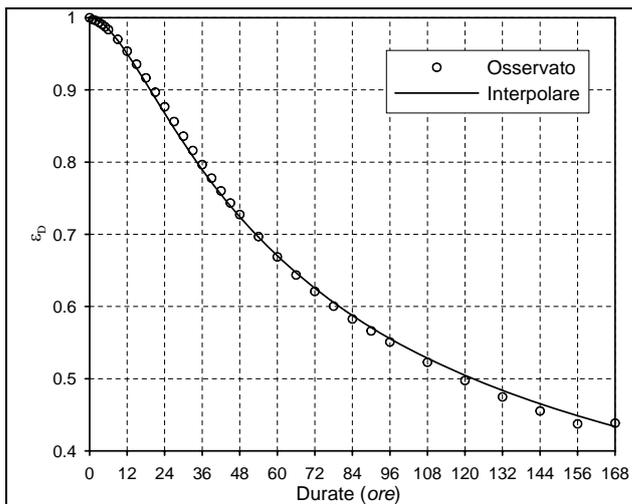


Figura 2.5: Stazione di misura di Moncalieri: rapporto di riduzione dei colmi di piena e interpolare

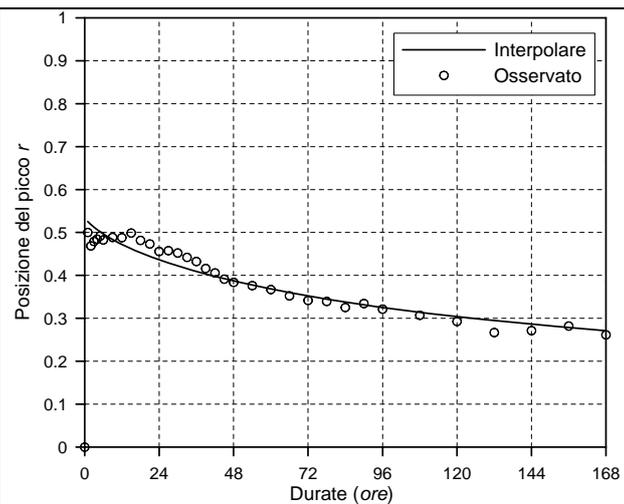


Figura 2.6: Posizione del picco  $r$  in funzione della durata  $D$  e curva interpolare per la stazione di Moncalieri.

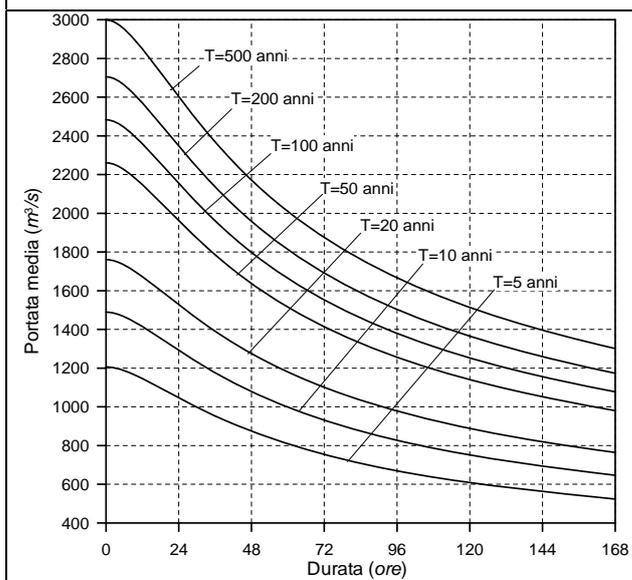


Figura 2.7: Curve di riduzione dei colmi di piena per la stazione di Moncalieri

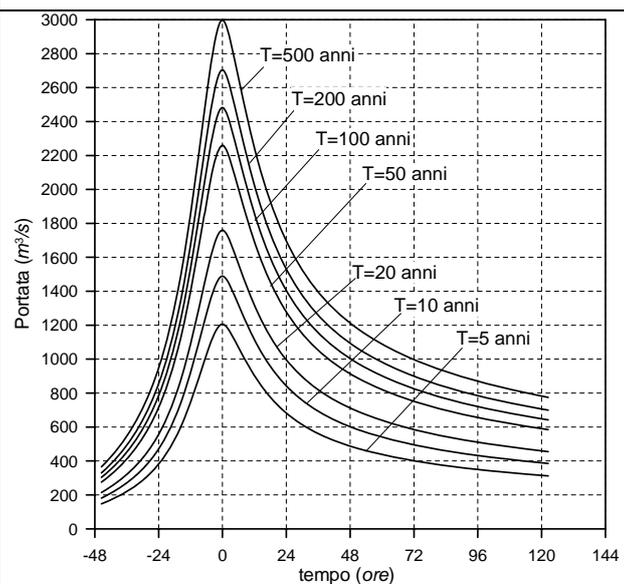


Figura 2.8: Onde di piena sintetiche per la stazione di Moncalieri.

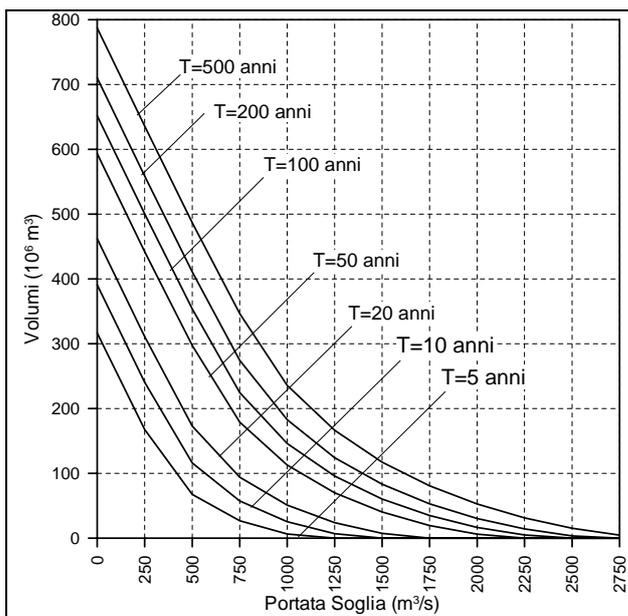


Figura 2.9: Volumi degli idrogrammi sintetici al di sopra della portata soglia per la stazione di Moncalieri.

## 2.4 Individuazione dell'evento di progetto

In ottemperanza a quanto indicato nella “*Direttiva P.A.I. sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica*” emanata a cura dell’Autorità di bacino del fiume Po, quale evento di progetto per la modellazione in essere è stato assunto l’idrogramma di piena che presenta tempo di ritorno (ossia probabilità media di ricorrenza) pari a 200 anni.

Dalla costruzione idrologica sopra riportata (vedi precedente figura 2.8) emergere che l’onda di piena sintetica rappresentativa del suddetto evento è caratterizzata da una durata complessiva di circa 170 ore e da un colmo di piena dell’entità di circa 2700 m<sup>3</sup>/s in corrispondenza della quarantottesima ora.

Nella scelta delle caratteristiche idrologiche dell’evento di progetto, in questa sede tuttavia, si è preferito assumere come maggiormente rispettose della realtà le risultanze sull’argomento proposte da altri studi o progetti già approvati in precedenza, essendo queste poco discoste da un punto di vista numerico da quelle ottenute con la metodologia sopra descritta ed al fine di voler rendere più facile una valutazione sul merito dei risultati ottenuti dal presente studio.

In particolare si è fatto riferimento al progetto definitivo “*Variante n.15 al vigente P.R.G.C. ex art.17 comma 4 della L.R. n. 56/77 e s.m.i. di adeguamento al piano stralcio per l’assetto idrogeologico dell’autorità di Bacino (P.A.I.)*”, con il quale il comune di Moncalieri ha predisposto una variante specifica al P.R.G. ed all’interno del quale è stata condotta una simulazione in moto permanente con portata duecentennale pari a 2600 m<sup>3</sup>/s alla sezione di misura di Moncalieri.

Analogamente si è fatto riferimento all'analisi idrologica contenuta nel progetto di ristrutturazione dell'argine in sponda sinistra Po lungo il medesimo tratto, sviluppato da AIPO, che prevede un idrogramma di piena (ricostruito in termini di volume sulla base delle misure idrometriche della stazione Murazzi durante gli eventi 94 – 2000) con portata al colmo a Moncalieri pari a  $2600 \text{ m}^3/\text{s}$  ed un contributo concomitante del Torrente Chisola pari ad un valore costante di  $200 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Sulla base di queste considerazioni **l'idrogramma di progetto scelto** per il presente studio ha assunto la configurazione riportata nella **figura 2.10**, con un colmo pari a  $2400 \text{ mc/s}$  nel tronco a monte della confluenza Chisola, che sommato al contributo costante del torrente Chisola stesso presso la confluenza, determina un colmo massimo di  $2600 \text{ mc/s}$  alla sezione di Moncalieri.

L'idrogramma presenta una forma ed un volume determinati sulla base delle misure di livello ottenute alla stazione idrometrica di Torino-Murazzi nel corso degli eventi di piena del 1994 e del 2000.

Per chiarezza di chi legge, nella **figura 2.11**, è stato riportato il confronto tra l'idrogramma di cui sopra e l'idrogramma sintetico di tempo di ritorno T 200 anni dedotto attraverso lo studio idrologico descritto nei precedenti paragrafi.

Come si può osservare l'idrogramma scelto presenta una portata al colmo ed un volume complessivo pressochè coincidenti con l'idrogramma derivante dallo studio idrologico, solo la parte ascendente della curva appare più ripida e robusta.

Figura 2.10: Idrogramma T=200, ingresso Po

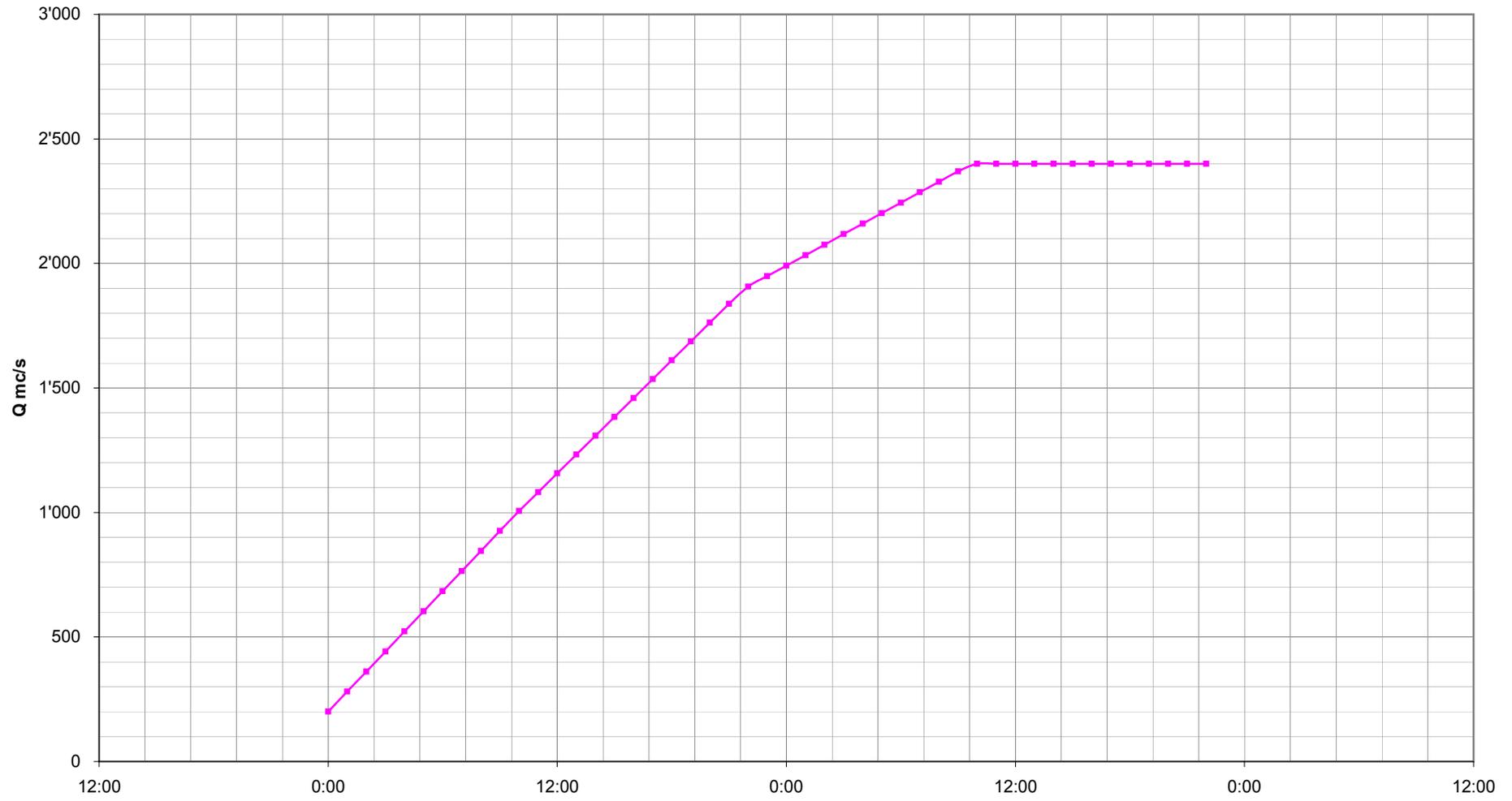
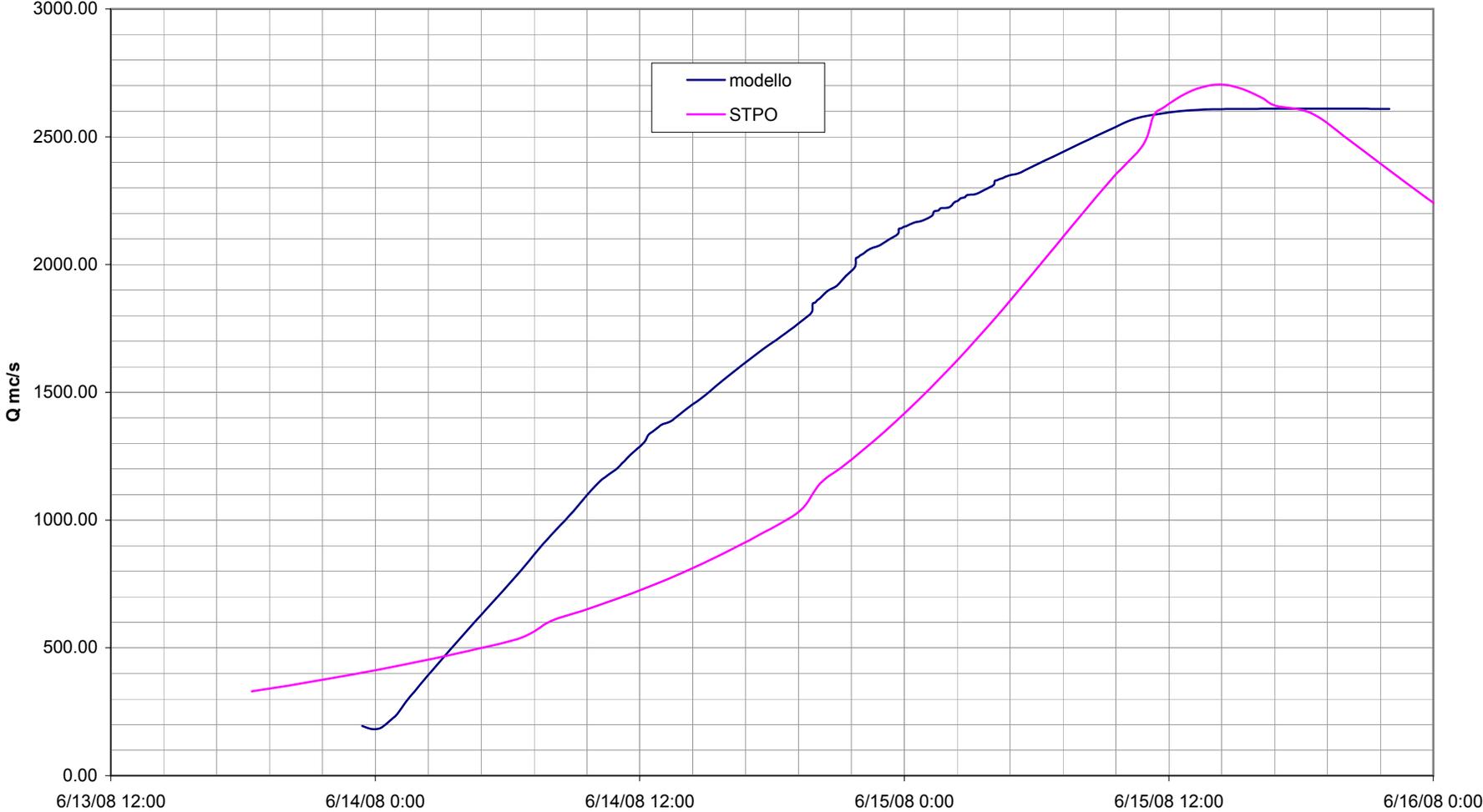


Figura 2.11: Confronto idrogramma STPO ed evento di progetto assunto



## **3 Costruzione del modello monodimensionale**

### **3.1 Dominio di studio**

Il dominio di studio è costituito dall'asta del fiume Po e dalla sua relativa piana golenale nel tratto compreso tra il ponte dello svincolo tra l'autostrada A6 Torino – Savona e l'autostrada A21 Torino – Piacenza – Brescia e la stazione di misura di Moncalieri, per una distanza complessiva di circa 4.7 Km (vedi corografia di progetto di Tav. 1).

Lateralmente l'area di studio è limitata dalla fascia B di progetto del PAI, coincidente in destra con il ciglio dell'autostrada A21 Torino – Piacenza – Brescia, ed in sinistra con il ciglio del canale di adduzione della centrale AEM.

All'interno del tratto è presente la confluenza con il torrente Chisola.

## **3.2 Generazione del modello digitale del terreno**

### **3.2.1 Dati grezzi**

I dati grezzi da cui si è partiti per la costruzione della morfologia dell'area di studio sono stati:

- il piano quotato di realizzazione del Comune di Moncalieri;
- il rilievo di dettaglio delle linee arginali e dell'autostrada del Comune di Moncalieri;
- le 26 sezioni trasversali comprese di batimetria del fiume Po, ottenute con rilievo topografico a terra ed estese dal tracciato della tangenziale al canale derivatore della centrale AEM in sinistra orografica.

### **3.2.2 Creazione del modello digitale DEM**

Il modello digitale del terreno (Digital Elevation Model - DEM) è stato realizzato con il software ArcView utilizzando la tecnica TIN (Triangulated Irregular Network). La tecnica TIN ha il pregio, rispetto ai DEM basati su una griglia regolare, di poter rappresentare in modo esatto le discontinuità presenti sul terreno, svincolandone la precisione dalla dimensione del passo di griglia.

Per la costruzione del modello si sono utilizzati i rilievi precedentemente elencati ed opportunamente accoppiati.

In particolare il piano quotato è stato utilizzato per rappresentare le aree golenali e le aree esterne all'alveo inciso, il rilievo di dettaglio per rappresentare gli argini (quote

della sommità e del piede) e il ciglio della tangenziale, mentre le sezioni sono state utilizzate per modellare l'alveo del Po, con riferimento a quote di fondo e forma della sezione stessa.

Le quote così ottenute sono state utilizzate per creare il modello monodimensionale e bidimensionale.

Il modello monodimensionale è stato ottenuto estrapolando dal TIN così creato le sezioni, opportunamente georeferenziate. Sono state estrapolate sia le 26 sezioni sopra elencate, che ulteriori sezioni atte a rappresentar in modo dettagliato particolari strutture, quali ponti, sfioratori e confluenze.

### 3.3 Il codice di calcolo monodimensionale

Il modello idraulico è stato costruito utilizzando il codice di calcolo **HEC-RAS** (sviluppato dall'U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center). Il software restituisce il profilo di corrente in moto vario monodimensionale a partire dalla conoscenza della geometria del corso d'acqua, dei valori di scabrezza e dell'idrogramma in input.

#### 3.3.1 Le equazioni del moto

Lungo ognuno dei rami d'alveo tramite i quali è rappresentato un generico reticolo idrografico (reaches), HEC-RAS risolve le equazioni di De Saint Venant, distinguendo l'alveo inciso (main channel) dalle fasce golenali (overbanks). Le espressioni generali sono scritte nel modo seguente:

*Equazione di conservazione della massa (continuità):*

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$$

dove:

x      distanza lungo il canale;

t      tempo;

Q      portata;

A      area della sezione;

S      area della sezione non considerata contribuente al deflusso (ineffective flow area);

q<sub>l</sub>    flusso laterale per unità di lunghezza.

*Equazione di conservazione dell'energia:*

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA \left( \frac{\partial z}{\partial x} + S \right) = 0$$

dove:

- g      accelerazione di gravità;
- S      perdite di energia dovute alla scabrezza;
- V      velocità.

Il software HEC-RAS, considerando separatamente l'alveo inciso, la golena destra e la golena sinistra, di seguito, scompone le equazioni di cui sopra nel modo seguente:

*Equazione di conservazione della massa (continuità):*

$$\frac{\partial A_a}{\partial t} + \frac{\partial Q_a}{\partial x_a} - q_g = 0$$

$$\frac{\partial A_g}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q_g}{\partial x_g} = q_a + q_l$$

*Equazione di conservazione dell'energia:*

$$\frac{\partial Q_a}{\partial t} + \frac{\partial(V_a Q_a)}{\partial x_a} + gA_a \left( \frac{\partial z}{\partial x_a} + S_a \right) = M_g$$

$$\frac{\partial Q_g}{\partial t} + \frac{\partial(V_g Q_g)}{\partial x_g} + gA_g \left( \frac{\partial z}{\partial x_g} + S_g \right) = M_a$$

I pedici "a" e "g" indicano rispettivamente l'alveo inciso e le golene, "q<sub>c</sub>" e "q<sub>g</sub>" indicano gli scambi di portata tra l'alveo inciso e le zone golenali ed M rappresenta lo scambio di quantità di moto tra le medesime.

### 3.3.2 Definizione della cadente e delle perdite di carico localizzate

HEC-RAS utilizza l'espressione di Chezy per la definizione delle perdite di carico distribuite, esplicitando le resistenze al moto secondo l'equazione di Manning:

$$Q = \frac{AR_H^{2/3}\sqrt{S}}{n}$$

dove  $n$  è il coefficiente di scabrezza, e

$$Q/\sqrt{S} = K = \frac{AR_H^{2/3}}{n}$$

è normalmente indicata come “conveyance”.

Per quanto riguarda l'attribuzione del coefficiente di scabrezza, si sono assunti, per le simulazioni effettuate, valori del coefficiente  $n$  di Manning compresi tra 0.030 e 0.096  $m^{-1/3}s$ .

In particolare sono stati assunti dallo “Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del Fiume Po nel tratto dalla confluenza del Fiume Stura di Lanzo alla confluenza del Fiume Dora Baltea” pari ai valori di seguito elencati nella tabella 3.1:

Tipologia uso suolo	n effettivo
Alveo ordinario	<b>0.030</b>
Case sparse	<b>0.096</b>
Vegetazione fitta	<b>0.082</b>
Prato	<b>0.050</b>

Tabella 3.1: coefficienti di scabrezza utilizzati

Oltre alle perdite di carico distribuite, sono state considerate anche perdite di carico localizzate, generate dal brusco allargamento e/o restringimento delle sezioni. La variazione di energia dovuta alle suddette perdite è stata stimata attraverso la seguente espressione:

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

dove  $C$  coefficiente di contrazione è stato assunto come segue:

	<b>Contrazione</b>	<b>Espansione</b>
<i>Variazione graduale</i>	<b>0.1</b>	<b>0.3</b>
<i>Ponte</i>	<b>0.3</b>	<b>0.5</b>

Tabella 3.2: coefficienti di contrazione/espansione utilizzati

### **3.3.3 Proprietà opzionali delle sezioni**

Nel modello è stata utilizzata una particolare opzione definita come “ineffective flow area”. Tale opzione ha consentito di definire parti di sezione in cui si generano solo accumuli d’acqua, senza che questi contribuiscano al deflusso della portata transitante.

In particolare, l’opzione è stata utilizzata per una migliore definizione dei processi idraulici dovuti al restringimento causato dalle strutture di attraversamento.

### **3.3.4 Strutture**

All’interno del modello sono state schematizzate diversi tipi di strutture sia trasversali al corso d’acqua che parallele allo stesso.

#### *Ponti*

Le perdite di energia determinate dai ponti vengono calcolate da HEC-RAS in tre parti: la prima parte riguarda le perdite che si verificano nel tratto di canale immediatamente a valle della struttura per l’espansione del flusso; la seconda parte riguarda le perdite dovute all’attraversamento della struttura e l’ultima parte consiste nelle perdite che si verificano nel tratto immediatamente a monte della struttura per contrazione del flusso.

La valutazione delle perdite di carico complessive è svolta mediante l’introduzione di quattro sezioni fittizie. Partendo da valle verso monte, la prima descrive la sezione

ordinaria a valle del ponte, al termine dell'eventuale tratto di raccordo; la seconda e la terza sezione descrivono, rispettivamente, la faccia di valle e la faccia di monte del ponte e sono poste ad una distanza pari alla larghezza dell'impalcato; la quarta, infine, descrive la sezione ordinaria a monte del manufatto, immediatamente prima dell'eventuale tratto di raccordo.

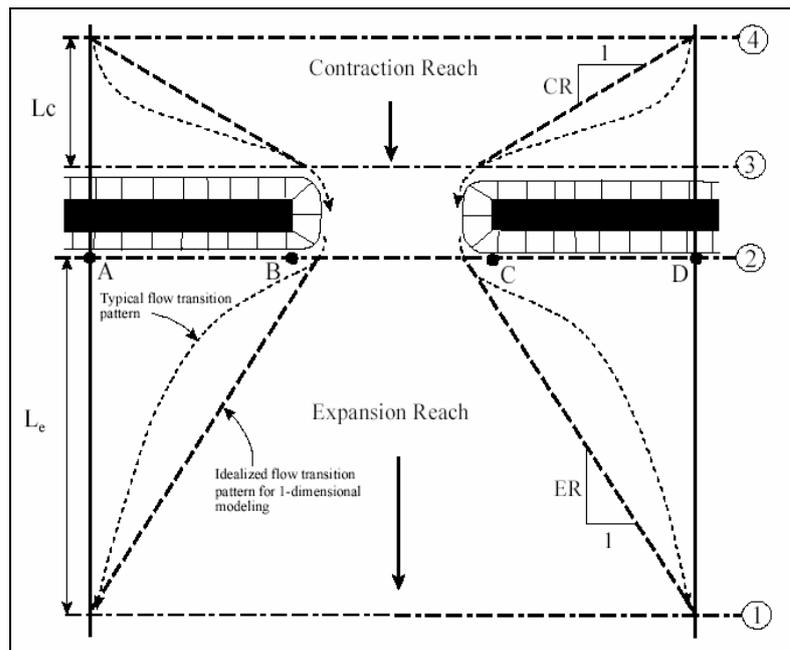


Figura 3.1: Posizionamento delle sezioni per l'analisi di una struttura

Le perdite di carico dovute al manufatto sono state stimate con il metodo del “bilanciamento dei momenti”.

Il bilanciamento è valutato tra la sezione 2 e la sezione BD interna al ponte, tra la sezione BD e BU ed infine tra la sezione BU e la sezione 3.

$$A_{BD}Y_{BD} + \frac{\beta_{BD}Q_{BD}^2}{gA_{BD}} = A_2Y_2 + \frac{\beta_2Q_{BD}^2}{gA_2} - A_{pBD}Y_{pBD} + F_f - W_x$$

$$A_{BU}Y_{BU} + \frac{\beta_{BU}Q_{BU}}{gA_{BU}} = A_{BD}Y_{BD} + \frac{\beta_{BD}Q_{BD}^2}{gA_{BD}} + F_f - W_x$$

$$A_3 Y_3 + \frac{\beta_3 Q_3^2}{g A_3} = A_{BU} Y_{BU} + \frac{\beta_{BU} Q_{BU}^2}{g A_{BU}} - A_{pBU} Y_{pBU} + \frac{1}{2} C_D \frac{\beta_{pBU} Q_3^2}{g A_3} F_f - W_x$$

dove:

A = area della sezione;

Y = distanza verticale fra il pelo d'acqua e il baricentro della sezione corrispondente;

C = coefficiente di contrazione, assunto pari 0.3 nei restringimenti ed a 0.5 negli allargamenti;

$C_D$  = coefficiente di drag, assunto a favore di sicurezza, pari a 2;

$\beta$  = coefficiente correttivo della quantità di moto;

Q = portata;

F = attrito;

W = pressione.

### *Sfioratori*

Nel modello sono stati introdotti sfioratori longitudinali (ad esempio per simulare i trasferimenti di portata dal canale alla golena sinistra).

Il valore della portata sfiorante è determinato, integrando lungo lo sviluppo della soglia,

l'equazione di seguito riportata:

$$Q = CLH^{3/2}$$

dove:

H = carico sulla soglia;

$C = \mu (2g)^{1/2}$  = coefficiente di efflusso assunto pari a 1.7.

### 3.4 Schematizzazione dell'alveo di piena

Come già detto, il dominio di studio è costituito dall'asta del fiume Po e dalla sua relativa piana golenale nel tratto compreso tra il ponte dello svincolo tra l'autostrada A6 Torino – Savona e l'autostrada A21 Torino – Piacenza – Brescia e la stazione di misura di Moncalieri, per una distanza complessiva di circa 4.7 Km (vedi corografia di progetto di Tav. 1).

La scelta di estendere il modello verso valle (rispetto alla prevista estensione della nuova linea arginale) è stata adottata al fine di comprendere nel tratto in esame la stazioni di misura presente sul Po in corrispondenza del ponte di Moncalieri, e poterne quindi utilizzare (come elemento al contorno) la scala di deflusso.

Di seguito si riportano le caratteristiche generali del modello proposto nell'ambito della presente attività.

Lo schema modellistico adottato per l'analisi idraulica è del tipo “quasi-bidimensionale”. Il modello risulta costituito da un *alveo principale* (canale\_Po), da un “*alveo secondario*” indipendente (reaches), che rappresenta l'area golenale destra, e da un “*storages area*”, che schematizza la golena in sinistra allagabile per sormonto arginale.

L'alveo principale ed il secondario sono connessi idraulicamente all'alveo principale attraverso una “*join*”, che schematizza la confluenza, mentre l'alveo principale è collegato alla golena sinistra attraverso una serie di sfioratori laterali avente come quota la quota arginale.

Lo *storage* in sinistra è stato modellato inserendo la quota minima del piano e la superficie, considerando quindi una curva di invaso lineare. Tale approssimazione è

accettabile, valutando a posteriori che gli argini in sinistra non vengono sormontati dalla piena e che la piana golenale sinistra è ben rappresentata da tale ipotesi.

Gli elementi “*storages*” sono aree esterne di allagamento e pertanto rappresentano porzioni allagabili in corrispondenza del passaggio delle onde di piena di maggiore entità, durante le quali il fenomeno di allagamento avviene per sormonto degli argini.

Il canale principale è stato schematizzato attraverso 38 sezioni trasversali a partire dalla sezione S10, a valle della stazione di misura di Moncalieri, fino alla sezione S120 posta ad una distanza di circa 500 m a monte del ponte della autostrada “Torino – Piacenza”.

La golena inserita nel modello di simulazione come alveo secondario è stata schematizzata attraverso 8 sezioni trasversali tracciate in corrispondenza delle sezioni del canale principale del Po ad esso adiacente.

#### **3.4.1 Schematizzazione delle sezioni idrauliche**

Le sezioni trasversali sono state inserite nel modello in maniera automatica a partire dalla loro traccia planimetrica e sulla base delle informazioni del modello digitale del terreno. Successivamente si è proceduto ad una disamina puntuale, allo scopo di verificare, che la schematizzazione del terreno fosse il più possibile aderente allo stato dei luoghi.

Contemporaneamente a questa fase di verifica si è proceduto all’inserimento di ulteriori sezioni laddove si è ritenuto che la morfologia del territorio non risultasse correttamente rappresentata ed all’inserimento dei ponti e degli sfioratori. Tutte le informazioni introdotte nel modello sono georeferenziate.

La tabella seguente contiene l’elenco completo delle sezioni trasversali inserite nel modello:

Progr. modello idraulico [m]	Nome sezione modello	Nome sezione	Quota di ritenuta argine sinistro [m]	Quota di ritenuta argine destro [m]	scabrezza n [m <sup>-1/3</sup> s]	Quota fondo [m]
4667.81	26	S120	224.65	224.51	0.03	212.87
4243.54	25	S110	224.63	224.51	0.03	212.52
4189.51	24	P80	224.68	224.51	0.03	212.01
4121.17	23	P75	224.88	224.50	0.03	212.01
4006.45	22	S100	224.53	224.40	0.06	212.36
3726.10	21.5	S90B	224.09	224.38	0.04	211.91
3438.44	21	S90	223.65	224.35	0.04	211.44
3149.22	20	P70	223.74	224.18	0.03	211.04
2745.66	19	S80	223.27	223.88	0.03	210.54
2396.83	18.5	S70B	223.20	223.51	0.03	210.76
2036.68	18	S70	223.12	223.13	0.04	211.07
1859.49	17.6		223.17		0.03	209.10
1858.49	17.5		223.17		0.03	209.10
1853.49	17.1		223.17		0.03	209.10
1852.49	17	P65	223.17		0.03	209.10
1754.04	16	S60	223.09		0.03	207.88
1526.41	15	P64	223.01		0.03	209.81
1380.89	14	S50	222.96		0.03	211.11
1239.60	13	P63	222.75		0.03	211.15
968.24	12	S40	222.65		0.03	211.34
805.39	11	P61	222.75		0.03	210.11
731.79	10	P60			0.04	209.55
649.29	9	S30			0.03	208.82
448.39	8	S20			0.03	207.90
344.98	7.8				0.03	214.79
343.98	7.3				0.03	214.79
313.98	7	P40			0.03	214.38
308.48	6.8				0.03	214.31
307.48	6.3				0.03	214.31
302.82	6	P35			0.03	214.31
237.28	5	P30			0.03	213.95
225.03	4.6				0.03	213.47
224.03	4.4				0.03	213.47
212.85	4	P25			0.03	213.47
113.40	3	P20			0.03	212.03
98.68	2.8				0.03	211.44
97.68	2.4				0.03	211.44
91.47	2	P15			0.03	211.44
0.00	1	S10			0.03	210.27

Tabella 3.3: Sezioni trasversali alveo principale

Progr. modello idraulico [m]	Nome sezione modello	Nome sezione	Quota di ritenuta argine destro [m]	Quota di ritenuta argine autostrada [m]	scabrezza n [m <sup>-1/3</sup> s]	Quota fondo [m]
4006.45	64	S100	224.40	224.51	0.03	211.10
3726.10	63	S90B	224.38	223.40	0.03	210.85
3438.44	62	S90	224.35	223.32	0.07	210.60
3149.22	61	P70	224.18	223.20	0.06	210.36
2745.66	60	S80	223.88	223.86	0.05	210.07
2396.83	59	S70B	223.51	223.34	0.06	209.77
2036.68	58	S70	223.13	223.52	0.05	209.42
1859.49	57			222.90	0.08	209.10

Tabella 3.4: Sezioni trasversali alveo secondario

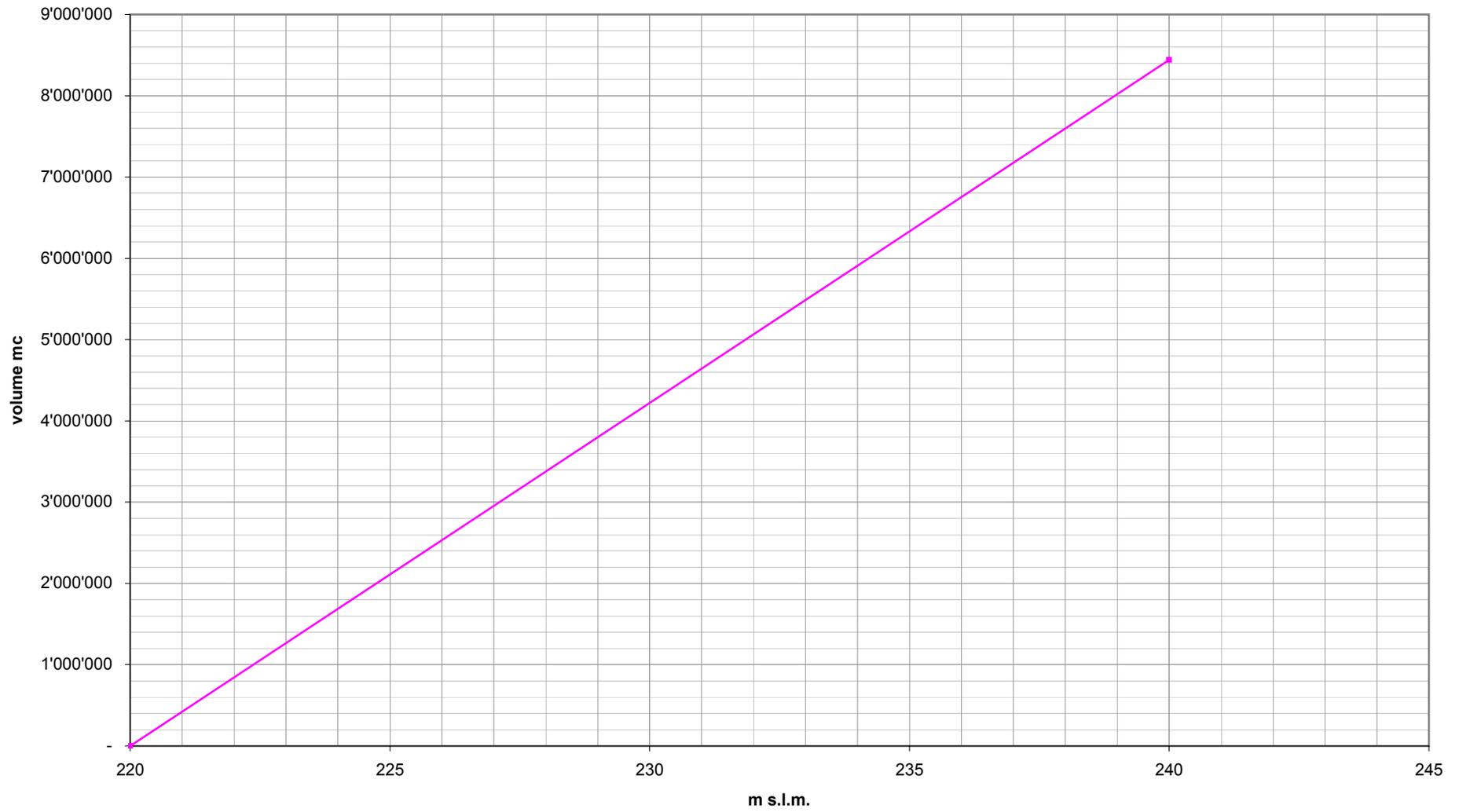
### **3.4.2 Schematizzazione delle aree di invaso golenali**

La golenale sinistra è stata schematizzata come area occlusa al moto della corrente di piena, ossia avente velocità nulla. Tale invaso è collegato al canale principale attraverso una serie di sfioratori che percorrono la linea arginale in sinistra.

L'area è stata schematizzata da una curva di invaso lineare, propria dei solidi cilindrici. Tale schematizzazione è accettabile considerando la regolare uniformità in quota.

Di seguito si riporta la curva di invaso adottata.

**Figura 3.2: Curva di invaso golena sinistra**



### **3.5 Condizioni al contorno del modello di propagazione**

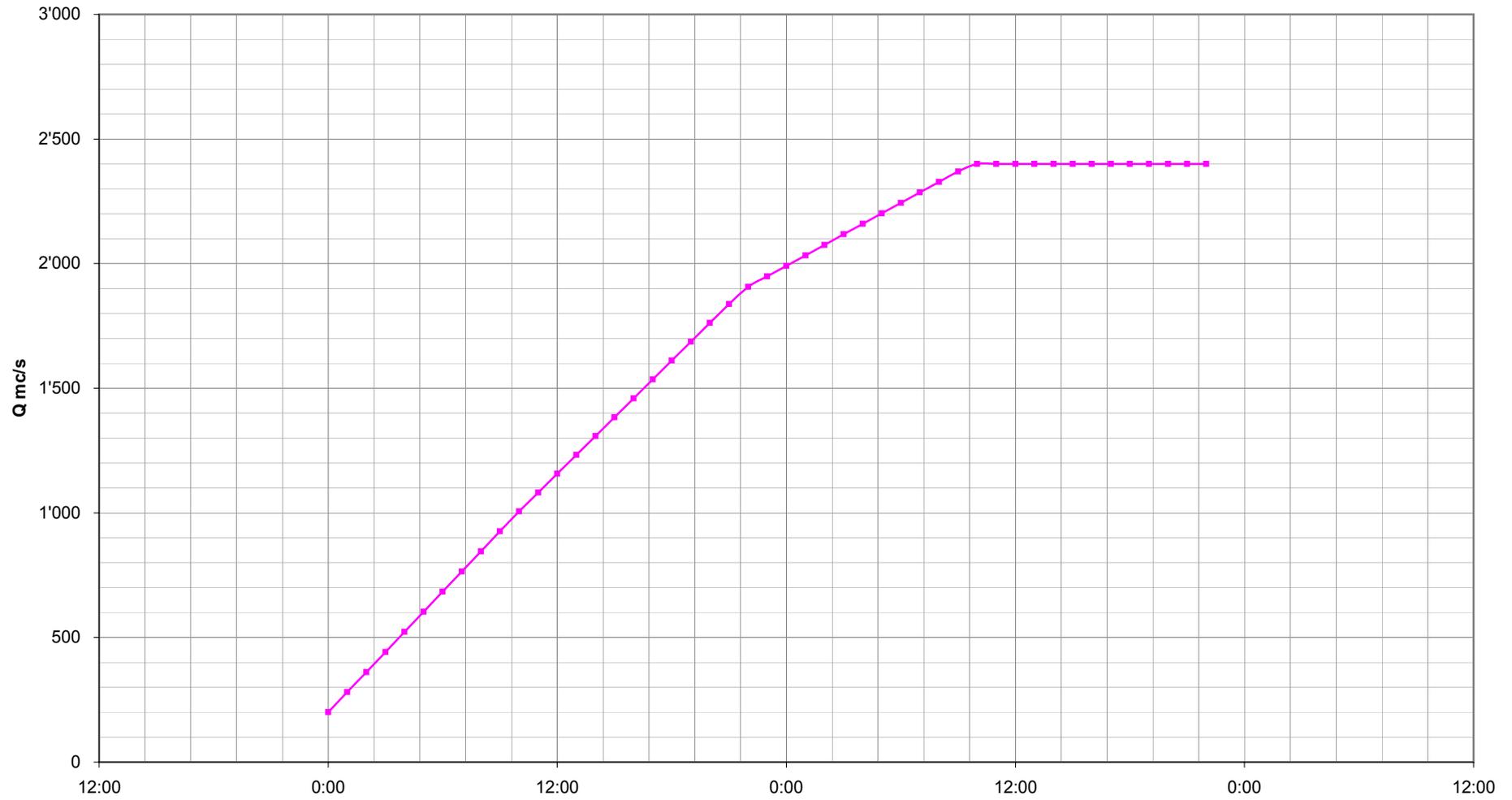
L'analisi idraulica è stata condotta riproducendo i profili di corrente in condizioni di moto vario che si generano nel corso d'acqua nella situazione morfologica attuale e in ulteriori configurazioni di progetto. Per tutti gli scenari di piena si sono assunte le seguenti condizioni al contorno:

- Idrogramma di piena (T=200), di valore al colmo pari a 2400 m<sup>3</sup>/s in entrata a monte dell'attraversamento della tangenziale Sud di Torino (sez.S120);
- Idrogramma di piena a portata costante (T=200) di valore al colmo pari a 200 m<sup>3</sup>/s in entrata in corrispondenza della confluenza del torrente Chisola (sez.S30);
- Scala di deflusso a valle generata dalla combinazione della scala di deflusso misurata presso la stazione di Moncalieri (portate inferiori a 400 m<sup>3</sup>/s) e di quella ottenuta tramite i risultati delle simulazioni contenute nello "*Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del Fiume Po nel tratto della confluenza del fiume Stura di Lanzo alla confluenza del Fiume Dora Baltea*" (portate superiori a 400 m<sup>3</sup>/s).

#### **3.5.1 Condizioni al contorno di monte**

La condizione al contorno di monte è costituita dall'idrogramma di piena valutato nella fase di studio idrologico per un periodo di ritorno T pari a 200 e riportato nella seguente figura.

Figura 3.3: Idrogramma T=200, ingresso Po



### **3.5.2 Condizioni al contorno in corrispondenza delle confluenze**

Lungo il tratto oggetto di studio è presente l'immissione nell'alveo del Fiume Po del torrente Chisola. Tale condizione è stata rappresentata imponendo in corrispondenza della sezione S30 un' immissione laterale sotto forma di idrogramma a portata costante pari a  $200 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### **3.5.3 Condizioni al contorno di valle**

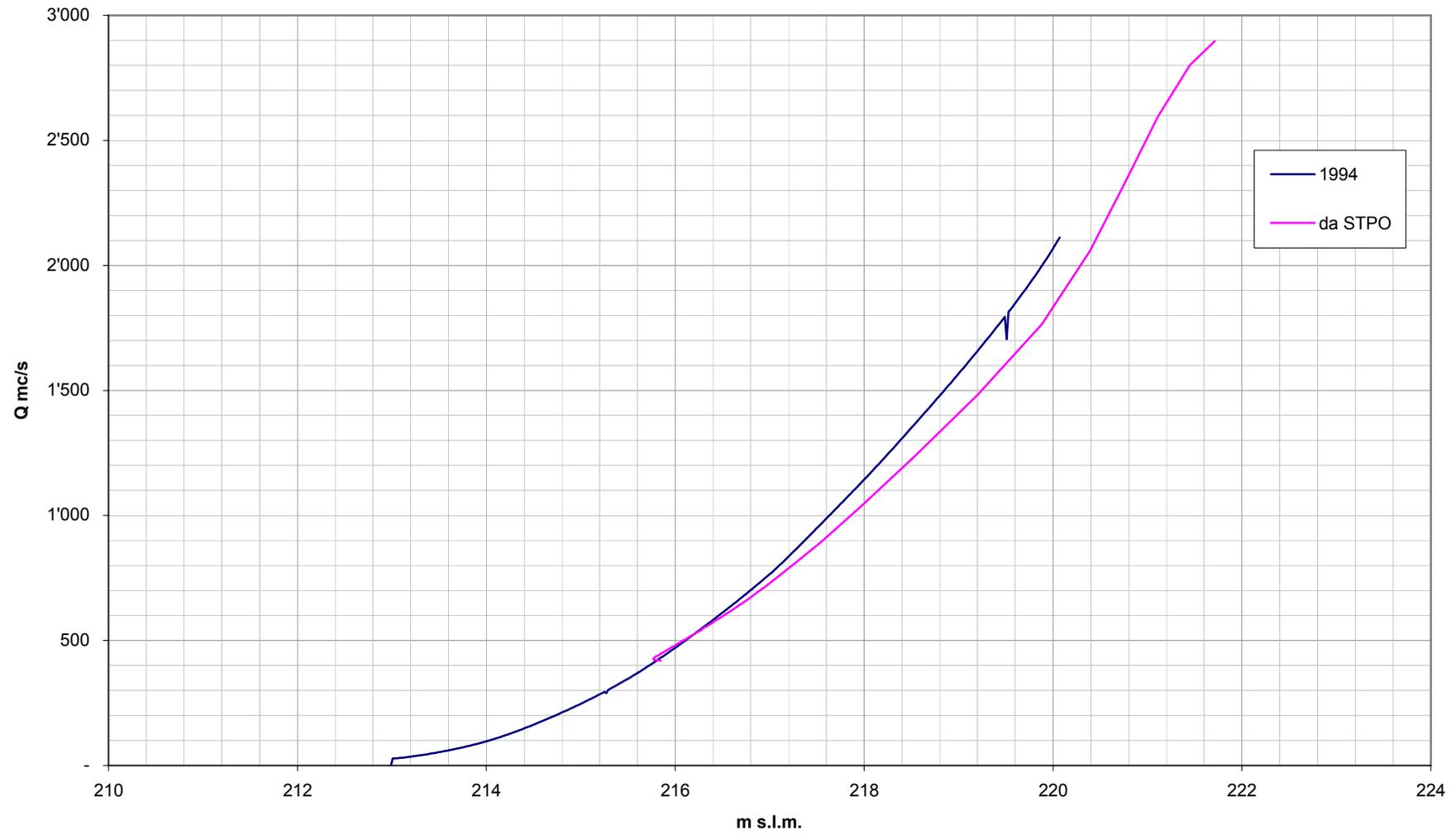
Le condizioni al contorno di valle sono state assunte del tipo "Dirichelet". Trattandosi di un moto in corrente lenta il calcolo del profilo idraulico è stato calcolato da valle verso monte.

Nella sezione terminale del modello si è imposta una scala di deflusso generata dalla combinazione della scala di deflusso misurata presso la stazione di Moncalieri (portate inferiori a  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ ) e di quella ottenuta tramite i risultati delle simulazioni contenute nello "*Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del Fiume Po nel tratto della confluenza del fiume Stura di Lanzo alla confluenza del Fiume Dora Baltea*" (portate superiori a  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

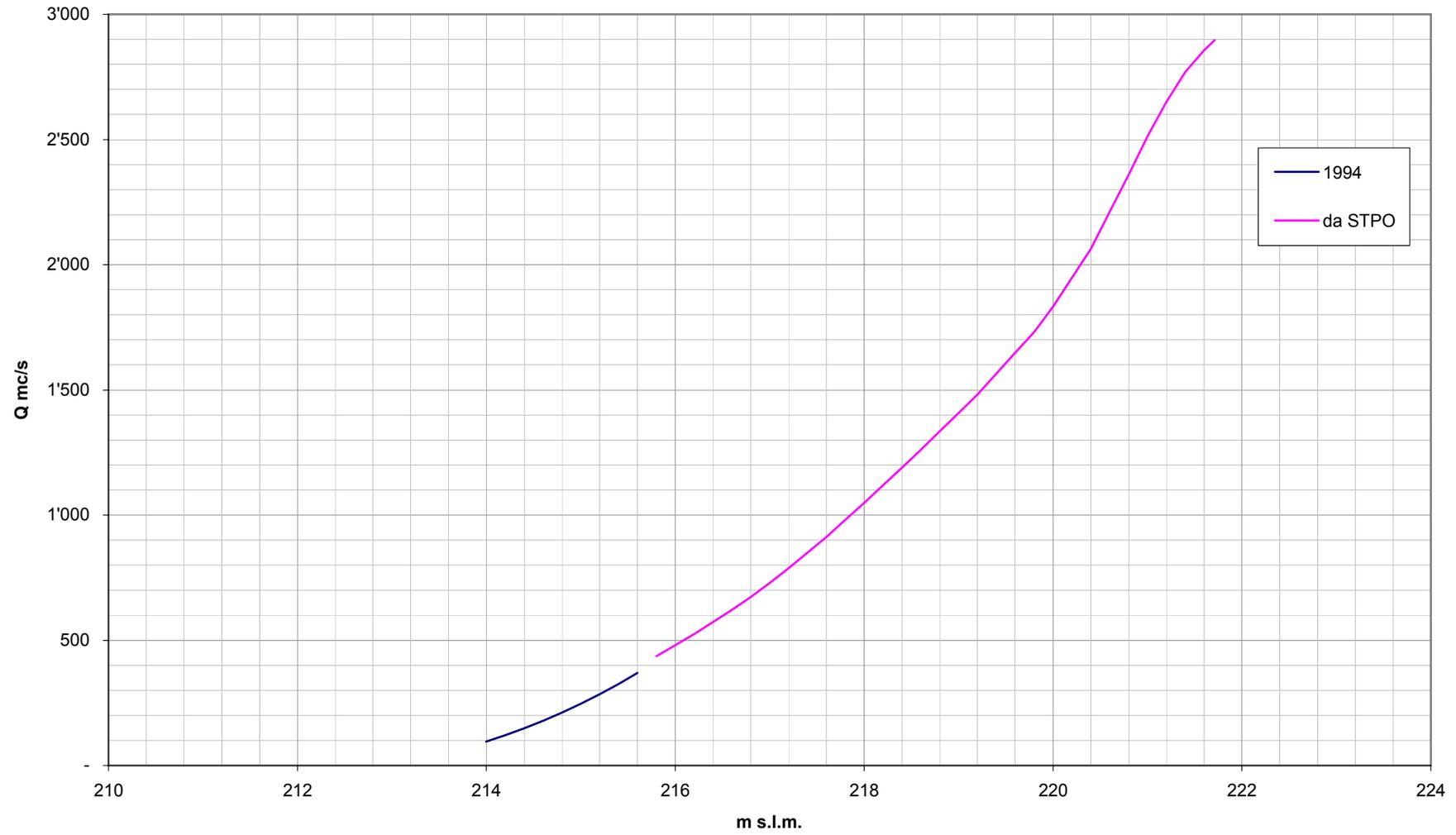
L'accoppiamento è stato dettato dal fatto che la scala di deflusso di Moncalieri è troncata ad un valore di portata pari a circa  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ , ma perde di certezza già per valori di portata intorno al migliaio di metri cubi.

Di seguito si riportano i grafici delle singole scale disponibili e di quella ottenuta combinandole.

**Figura 3.4: Scale di deflusso Moncalieri z.i.= 212,49 m s.l.m.**



**Figura 3.5: Scala di deflusso Moncalieri z.i.= 212,49 m s.l.m.**



### **3.5.4 Ponti**

Nel modello sono presenti quattro attraversamenti, sia ferroviari che stradali.

Tali strutture sono state inserite secondo la modellizzazione illustrata nel paragrafo 3.3.4 e permettono di rappresentare la perdita d'energia associata all'attraversamento fluviale in varie condizioni idrauliche tenendo conto del possibile superamento del coronamento.

## 4 Definizione dei parametri di scabrezza

I parametri di scabrezza utilizzati sono stati stimati in modo analogo a quanto fatto all'interno dello "*Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del Fiume Po nel tratto della confluenza del fiume Stura di Lanzo alla confluenza del Fiume Dora Baltea*". In tale studio è stata infatti valutata la scabrezza dell'alveo del Po per il tratto esteso tra Moncalieri e la Dora Baltea.

Di seguito si riporta la metodologia adottata.

In primo luogo ciascuna sezione trasversale introdotta nel modello è stata suddivisa in tratti (sottosezioni) omogenei in termini di macro scabrezza superficiale.

La scabrezza di ciascuna sottosezione è stata valutata attraverso il coefficiente di Strickler  $k$  [ $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ] ed inserita nel programma di calcolo come coefficiente di Manning  $n = 1/k$ .

Il calcolo di tale coefficiente, necessario alla determinazione delle perdite di carico distribuite, risulta determinante nella definizione dei livelli idrici stante il legame di tipo  $h = \alpha k^{-3/5}$ , ricavabile nelle ipotesi che le perdite di carico siano calcolate in moto uniforme.

Il suo valore per una sezione fluviale rappresenta infatti l'insieme di tutte i meccanismi di dissipazione energetica legati alla forma della sezione, alle caratteristiche del materiale di fondo, alla vegetazione presente ed al suo grado di sommergenza.

In particolare poi per la determinazione dell'andamento delle scabrezze nella regione fluviale esterna all'alveo inciso è stato necessario procedere ad una analisi dell'uso del suolo condotta a partire dalla mappatura realizzata dalla società A.R.T. S.r.l. nel 2004 nell'ambito del "*Progetto di rinaturazione e riqualificazione ambientale nei tratti*

*interessati dalle fasce fluviali del bacino del Fiume Po, (Primo Stralcio), Attività di definizione del quadro conoscitivo della regione fluviale”.*

## 4.1 Parametri di scabrezza nell'aveo di piena ordinario

Per la determinazione dei parametri di scabrezza caratteristici dell'aveo di piena ordinaria si è anzitutto fatto ricorso a dati di letteratura e precisamente ci si è riferiti alla *“Guide for selecting Manning’s roughness coefficients for natural channels and flood plains”* pubblicata da *“United States Geological Survey”*.

Tale pubblicazione definisce una procedura di individuazione del valore di riferimento del parametro di scabrezza in alveo in funzione delle caratteristiche dell'aveo stesso.

Il valore così stimato è stato poi modificato durante le successive fasi di taratura del modello. In base alla sopra citata pubblicazione, il valore di riferimento di  $n$  viene individuato applicando la seguente formula:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m$$

in cui:

$n_0$  = valore di base di  $n$  per canale naturale rettilineo, uniforme, pervio;

$n_1$  = fattore di correzione per l'effetto delle irregolarità della superficie;

$n_2$  = valore per la variazione di forma o di dimensione della sezione;

$n_3$  = valore per le ostruzioni;

$n_4$  = valore per la vegetazione e le condizioni di flusso (sommergenza);

$m$  = fattore di correzione per flusso non rettilineo (alveo meandriforme).

Per canali pervi e con fondo costituito di ghiaia fine la guida suggerisce di assumere il valore  $n_0 = 0.024$ ; detto valore è stato dunque preliminarmente assunto come valore medio rappresentativo dell'aveo di Po nel tratto di studio.

Per quanto riguarda poi i fattori correttivi sono stati scelti i seguenti valori:

$n_1$  : è stato assunto un valore di 0.002, suggerito per canali digradanti in buone condizioni ma con sponde lievemente erose o dissestate;

$n_2$  : è stato assunto pari a 0, poiché le sezioni sono abbastanza fitte da cogliere le variazioni significative di geometria o dimensione della sezione di deflusso: le perdite di contrazione ed espansione del flusso vengono quindi calcolate direttamente dal software di simulazione (HEC-RAS);

$n_3$  : è stato assunto pari a 0.003, corrispondente ad ostruzioni quasi trascurabili, sparse, comprendenti tronchi, radici esposte, ceppi di legname;

$n_4$  : è stato assunto pari a 0.005, corrispondente a poca vegetazione, principalmente erba od arbusti flessibili abbondantemente sommersi;

$m$  : assunto pari a 1.0, ovvero ininfluente poiché le sezioni sono abbastanza vicine da cogliere l'andamento dell'asse del fiume Po.

Il risultato dell'adozione di questi valori e dell'applicazione dell'equazione di cui sopra è il valore  $n = 0.034$ , ovvero  $K_s = 29.4$ .

In fase di taratura del modello di simulazione, come dettagliato nel seguito, il suddetto valore è stato leggermente modificato nel valore di  $n = 0.030$ , ovvero  $K_s = 33.3$ .

## 4.2 Parametri di scabrezza nelle golene e negli overbank

Per la stima del parametro di scabrezza da adottare all'interno delle aree golenali e delle overbanks si è fatto riferimento, come prima anticipato, alla mappa di uso del suolo di cui dispone l'Autorità di Bacino.

Il primo passo è stato quello di considerare i ventidue usi del suolo individuati nella mappa sopra citata e raggrupparli in dieci macro-gruppi, omogenei rispetto alla scabrezza (vedi Tabella 4.1). Fra questi dieci macro-gruppi si sono poi distinti i primi cinque, caratterizzati dalla presenza di ostacoli rigidi, dai restanti cinque, senza la presenza di detti ostacoli.

Uso del suolo	Macro-gruppo
Tessuto urbano continuo	Case Dense
Aree industriali o commerciali	Case Dense
Orti, serre, vivai	Case Sparse
Tessuto urbano discontinuo	Case Sparse
Aree sportive e ricreative	Case Sparse
Altri impianti specializzati per l'arboricoltura da legno	Vegetazione Fitta
Zone boscate	Vegetazione Fitta
Aree a vegetazione boschiva e arbustiva in evoluzione	Vegetazione Fitta
Vigneti	Vegetazione Rada
Zone aperte con vegetazione rada o assente	Vegetazione Rada
Pioppeti	Pioppeti
Formazioni arbustive dense	Vegetazione Arbustiva Fitta
Seminativi	Prato
Prati permanenti e pascoli	Prato
Zone agricole eterogenee	Prato
Zone a vegetazione erbacea non oggetto di pratiche colturali	Prato
Aree ad attività estrattiva	Terreni Nudi
Ambiti degradati soggetti ad usi diversi	Terreni Nudi
Reti stradali e ferroviarie e spazi accessori	Ferrovia
Corsi d'acqua	Specchi liquidi
Zone umide	Specchi liquidi
Bacini d'acqua	Specchi liquidi

Tabella 4.1: Schema di calcolo della scabrezza in presenza di piante singole.

Successivamente si è proceduto alla stima dei parametri di scabrezza distinguendo il caso in cui si era in presenza di ostacoli rigidi dal caso in cui si era in presenza di terreno nudo o vegetazione flessibile (prati o arbusti).

#### 4.2.1 Stima del parametro di scabrezza in presenza di ostacoli rigidi

Nel caso di ostacoli al deflusso praticamente rigidi (piante ad alto fusto, edifici) distribuiti in maniera non troppo densa nelle aree esterne all'alveo di piena ordinaria, la scabrezza viene stimata analizzando la resistenza offerta dalle singole piante.

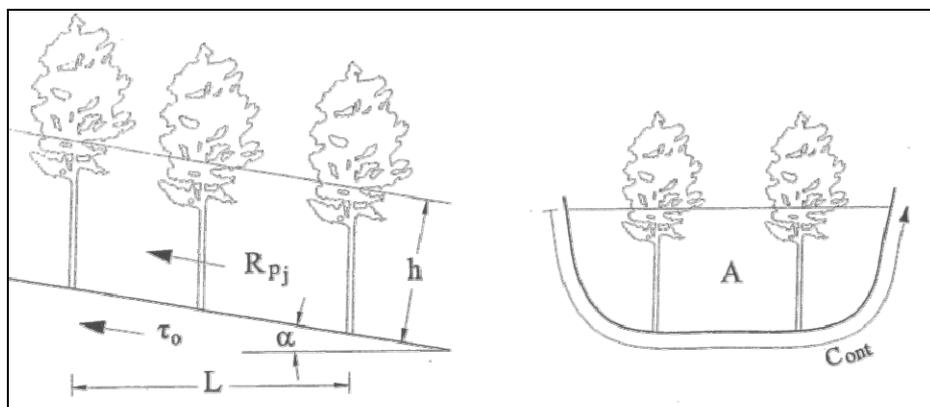


Figura 4.1: Schema di calcolo della scabrezza in presenza di piante singole.

In moto uniforme la componente della forza peso nella direzione del moto di un tratto di canale lungo  $L$  ( $\rho g A L i_E$ ) è bilanciata dagli sforzi alla parete agenti sul contorno  $Cont$ , ( $\tau_0 C_{ont} L$ ) e dalla resistenza idrodinamica offerta dalle singole piante ( $\sum R_{pj}$ ):

$$\rho g A L i_E = \tau_0 C_{ont} L + \sum R_{pj}$$

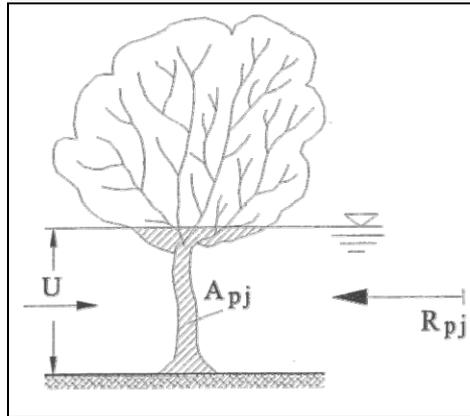


Figura 4.2: Schema dell'ingombro di una singola pianta.

dove  $\rho$  è la densità dell'acqua,  $i_E$  la cadente della linea dell'energia. La resistenza offerta dalla singola pianta può essere espressa in funzione del coefficiente di resistenza  $C_R$ , della sezione d'ingombro medio delle piante  $A_{pj}$  e della velocità  $U$ , attraverso la seguente espressione:

$$R_{pj} = C_R \rho A_{pj} \frac{U^2}{2}$$

Tramite sostituzione e passaggi matematici, definita con

$$\Lambda_v = C_R \frac{A_{pj}}{a_x a_y}$$

la densità della vegetazione, in definitiva si ha (Petryks e Bosmajian, 1975).

$$k_{s-veg} = \frac{k_{s0}}{\sqrt{1 + \frac{\Lambda_v}{2g} k_{s0}^2 R_h^{4/3}}}$$

Dove:

$A_{pj}$  = sezione orizzontale di ingombro di una pianta [ $m^2$ ];

$C_R$  = coefficiente di resistenza;

$a_x$  = distanza tra le piante nella direzione della corrente;

$a_y$  = distanza tra le piante nella direzione perpendicolare alla corrente;

$R_h$  = raggio idraulico dell'area interessata;

$k_{s0}$  = coefficiente di Strickler del terreno [ $m^{1/3}/s$ ].

Valori ricorrenti di questi parametri sono riportati nella tabella successiva.

vegetazione	grado di sviluppo	$d_p$ [m]	$a_x$ [m]	$a_y$ [m]
vegetazione distribuita - <i>canneto</i> - <i>arbusti</i> - <i>salici</i> alberi - <i>Betulla</i>	1 anno	0.003 ÷ 0.01	0.01 ÷ 0.03	0.01 ÷ 0.03
	più anni	0.03	0.25 ÷ 0.35	0.25 ÷ 0.35
	5 anni	0.03 ÷ 0.06	0.15 ÷ 0.25	0.15 ÷ 0.25
	> 5 anni	0.04 ÷ 0.10	1.0 ÷ 5.0	1.0 ÷ 5.0
piante isolate e gruppi di alberi - <i>cespugli</i> - <i>gruppi di alberi</i>	solo tronchi	0.15 ÷ 0.50	3.0 ÷ 10.0	3.0 ÷ 10.0
	più anni	0.5 ÷ 1.0	10.0 ÷ 20.0	5.0 ÷ 15.0
	più anni	3.5	3.5 ÷ 10.0	3.0 ÷ 10.0
	più anni	1.0	10.0	10.0

Tabella 4.2: Parametri geometrici tipici della vegetazione in funzione delle diverse tipologie.

Valori medi di tali parametri sono stati stimati per ognuna delle cinque classi di uso del suolo interessate, sulla base di sopralluoghi e tramite l'analisi delle ortofotografie disponibili; tali valori sono riportati in tabella 4.3, insieme al valore di scabrezza effettiva risultante. Per la determinazione del parametro  $\Lambda_v$ , i valori  $a_x$  e  $a_y$  sono stati considerati uguali e pari alla spaziatura  $S$ . Si è ipotizzato di lavorare con sezioni molto larghe in modo da poter considerare il raggio idraulico pari all'altezza idrica. Il valore di scabrezza di base è stato assunto sempre equivalente a quello assunto in alveo e precisamente si è posto  $k_{s0} = 29.4$  ( $n = 0.034$ ).

Tipologia uso suolo	$K_{s0}$ [ $m^{1/3}/s$ ]	Spaziatura [m]	Diametro [m]	R [m]	CR [/]	$\Lambda_v$ [/]	$k_s$ effettivo [ $m^{1/3}/s$ ]	N effettivo [ $s/m^{1/3}$ ]
Case sparse	29.4	25	10	1	10.5	0.168	10.14	0.096
Case dense	29.4	10	10	1	10.5	1.05	4.3	0.232
Vegetazione	29.4	2	0.25	1	10.5	0.656	5.2	0.192
Vegetazione	29.4	20	0.25	1	10.5	0.006	25.89	0.039
Pioppeti	29.4	5	0.25	1	10.5	0.105	12.2	0.082

Tabella 4.3: Parametri della formula di Petryks e Bosmajian adottati per le diverse classi di uso del suolo e valore del  $K_s$  risultante.

Tale suddivisione in tipologie di uso del suolo è coerente con i risultati ottenuti dall'analisi di sensitività unitaria effettuata per determinare i limiti di applicabilità legati alla stima dei parametri della formula di Petryks e Bosmajian per il calcolo della scabrezza effettiva tenente conto della presenza della vegetazione e di ostacoli rigidi; l'analisi di sensitività è stata effettuata variando in un intervallo di riferimento il valore di un solo parametro alla volta. I parametri analizzati sono stati:

- diametro degli ostacoli;
- spaziatura tra gli elementi, uguale nelle due direzioni, ortogonale e trasversale al moto;
- coefficiente di resistenza;
- altezza idrica.

Anche in questa analisi si è ipotizzata una sezione trasversale molto larga così da poter approssimare il raggio idraulico con l'altezza idrica.

In tabella 4.4 vengono riportate le combinazioni di parametri adottate nell'analisi.

<b>Sensitività al parametro</b>	<b>CR</b>	<b>Spaziatura</b>	<b>Diametro</b>	<b>Altezza idrica</b>	<b><math>k_{s0}</math></b>
		[m]	[m]	[m]	[m <sup>1/3</sup> /s]
Coeff. di Resistenza	8.5-13.5	2	0.25	1	29.4
Diametro	10.5	2	0.25-10	1	29.4
Spaziatura	10.5	1-20	0.25	1	29.4
Altezza Idrica	10.5	2	0.25	1-3	29.4

Tabella 4.4: Parametri analizzati per l'analisi di sensitività

I risultati dell'analisi di sensitività in forma grafica sono mostrati nelle seguenti figure nelle quali si visualizza in colore blue il valore di  $K_{s0}$ , in verde il valore effettivo di scabrezza risultante dalla formula di Petryks e Bosmajian e in colore azzurro la

percentuale di variazione del coefficiente di scabrezza effettivo rispetto al valore di riferimento  $K_{s0}$ .

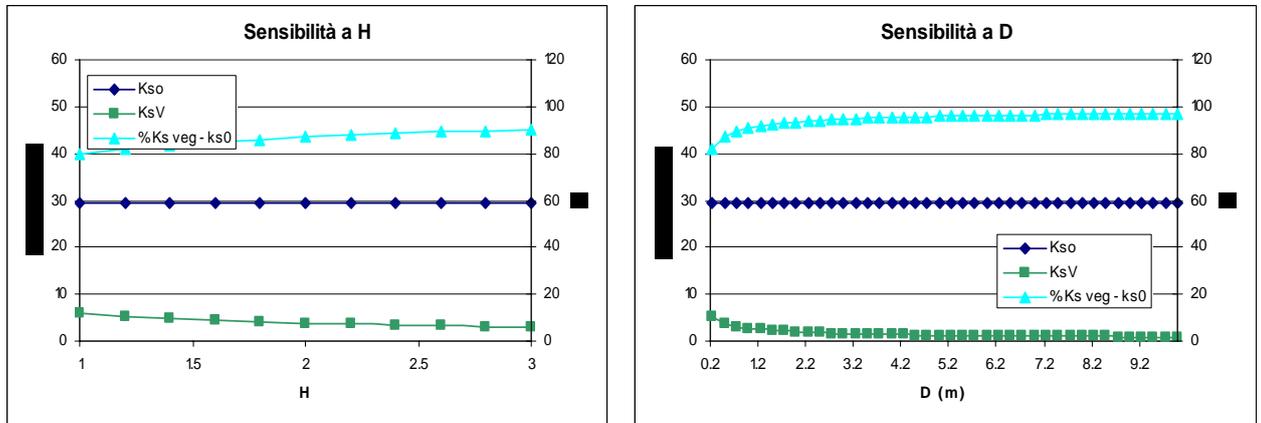


Figura 4.3: Sensibilità all'altezza idrica (sinistra) e al diametro medio degli ostacoli (destra).

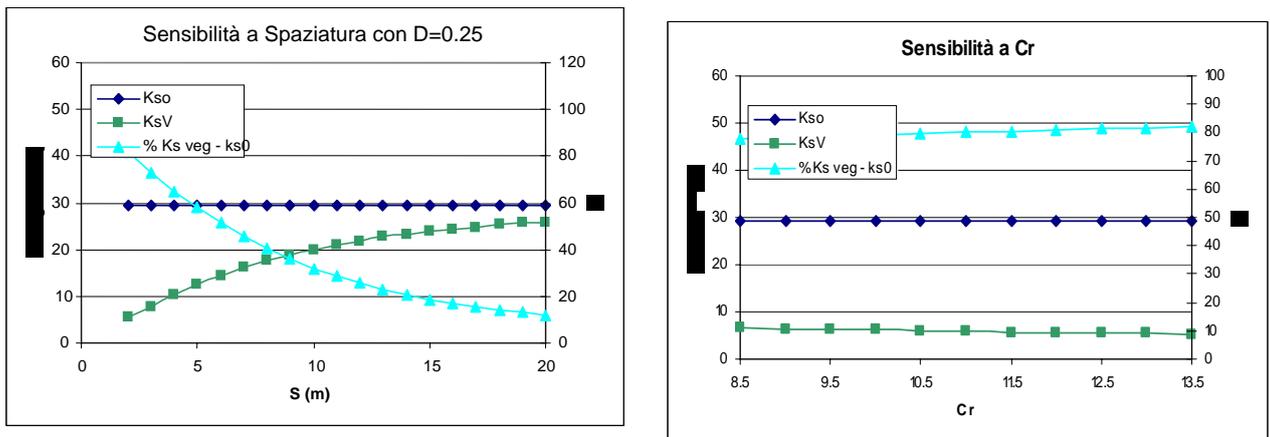


Figura 4.4: Sensibilità al coefficiente di resistenza (sinistra) e alla spaziatura degli ostacoli di piccole dimensioni (destra).

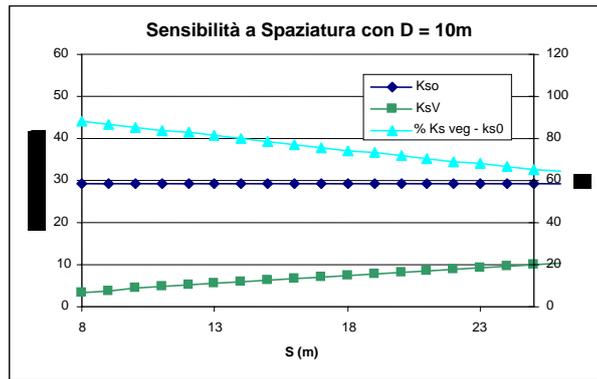


Figura 4.5: Sensibilità alla spaziatura degli ostacoli di grandi dimensioni.

Dai grafici si osserva come il coefficiente di scabrezza dovuto all'effetto di ostacoli rigidi secondo Petryks e Bosmajian risulti poco sensibile al coefficiente di resistenza  $C_r$ , mediamente sensibile all'altezza idrica  $H$  e molto sensibile al diametro  $D$  e alla spaziatura  $S$  degli elementi, in particolar modo in concomitanza di diametri piccoli inferiori al metro. Il coefficiente di scabrezza diventa invece mediamente sensibile alla spaziatura tra gli ostacoli nel caso di elementi di grandi dimensioni.

La scarsa sensibilità all'altezza idrica e al coefficiente di resistenza hanno permesso di tenere costanti tali valori senza commettere approssimazioni eccessive, mentre la distinzione in due macro tipologie di uso del suolo (edificati e vegetazione) caratterizzate da diametri differenti e sottoclassi aventi spaziature diverse (due classi distinte per gli edificati e di tre classi distinte per la vegetazione), hanno permesso di descrivere correttamente la sensibilità del coefficiente di scabrezza rispetto alla spaziatura e ai diametri degli ostacoli presenti sul suolo.

#### 4.2.2 Stima del parametro di scabrezza in presenza di ostacoli rigidi

Nella tabella seguente riportiamo i parametri di stima ed il valore di riferimento risultante della scabrezza effettiva per le aree di golena (od overbank) in cui non sono presenti ostacoli rigidi al deflusso della portata.

Per i primi due (*vegetazione arbustiva fitta e prato*) è stata applicata l'espressione additiva già utilizzata per l'alveo:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m$$

Per *Terreni nudi e ferrovia e strade* sono stati usati valori di riferimento da letteratura, mentre per *specchi d'acqua* il valore assunto è pari a quello di alveo.

Tipologia uso suolo	n0	n1	n2	n3	n4	n eff.	ks
	[s/m <sup>1/3</sup> ]	[m <sup>1/3</sup> /s]					
Vegetazione fitta	0.034	0.005	0	0.005	0.025	0.069	14.5
Prato	0.034	0.005	0	0.001	0.005	0.045	22.2
Terreni nudi	-	-	-	-	-	0.04	25
Ferrovia e strade	-	-	-	-	-	0.04	25
Specchi liquidi	-	-	-	-	-	0.036	29.4

Tabella 4.5: Parametri di scabrezza effettiva in assenza di ostacoli rigidi.

### 4.3 Valori di scabrezza adottati nel modello di simulazione

Al termine della fase di taratura il set di parametri rappresentativi della scabrezza adottati per le successive simulazioni sono stati i seguenti:

<b>Tipologia uso suolo</b>	<b>n effettivo</b>
Alveo ordinario	<b>0.030</b>
Case sparse	<b>0.096</b>
Vegetazione fitta	<b>0.082</b>
Prato	<b>0.050</b>
Cava	<b>0.096</b>
Specchi liquidi	<b>0.030</b>

Tabella 4.6: Set di parametri rappresentativi delle scabrezze adottati all'interno delle simulazioni  
(Scabrezza espressa in  $s/m^{1/3}$ ).

## 5 Taratura

La taratura è stata condotta assumendo come condizione di valle la scala di deflusso desunta dalle misurazioni effettuate durante l'evento di piena del 1994 e dalle simulazioni effettuate all'interno dello "*Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del Fiume Po nel tratto della confluenza del fiume Stura di Lanzo alla confluenza del Fiume Dora Baltea*".

Si è innanzitutto cercato di riprodurre la medesima dinamica di allagamento verificatasi durante gli eventi del 1994 e del 2000, nei quali si è osservato che gli argini sia destro che sinistro non sono stati tracimati e che i livelli massimi di piena hanno lambito le quote arginali.

Inoltre i livelli di piena si sono mantenuti a quote inferiori rispetto al ciglio dell'autostrada Torino-Savona.

## 6 Simulazione della piena duecentennale

### 6.1 Configurazione attuale

Le simulazioni hanno riguardato la propagazione dell'onda di piena caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 200 anni. Come precedentemente accennato, si è proceduto all'inserimento nel modello di due idrogrammi: il primo in corrispondenza della sezione S120 ed il secondo in corrispondenza della sezione S30 (confluenza torrente Chisola).

Tale scenario rappresenta il funzionamento idrodinamico attuale.

In particolare si osserva che l'argine di Po esistente, sia il sinistro che il destro, non vengono mai tracimati per la piena di riferimento. I livelli di piena ottenuti sono per ogni sezione inferiori alle quote arginali.

Questo risultato è conforme alle dinamiche di allagamento della piena del novembre 1994 e dell'evento del 2000, nei quali appunto gli argini non sono mai stati tracimati, ma piuttosto i massimi livelli idrici hanno lambito la sommità arginale.

La golena destra è inoltre invasa per retroallagamento e quindi non per tracimazione dell'argine medesimo. Questo fenomeno si origina in corrispondenza della sezione P65 e si propaga verso monte fino al rilevato dell'autostrada Torino – Savona.

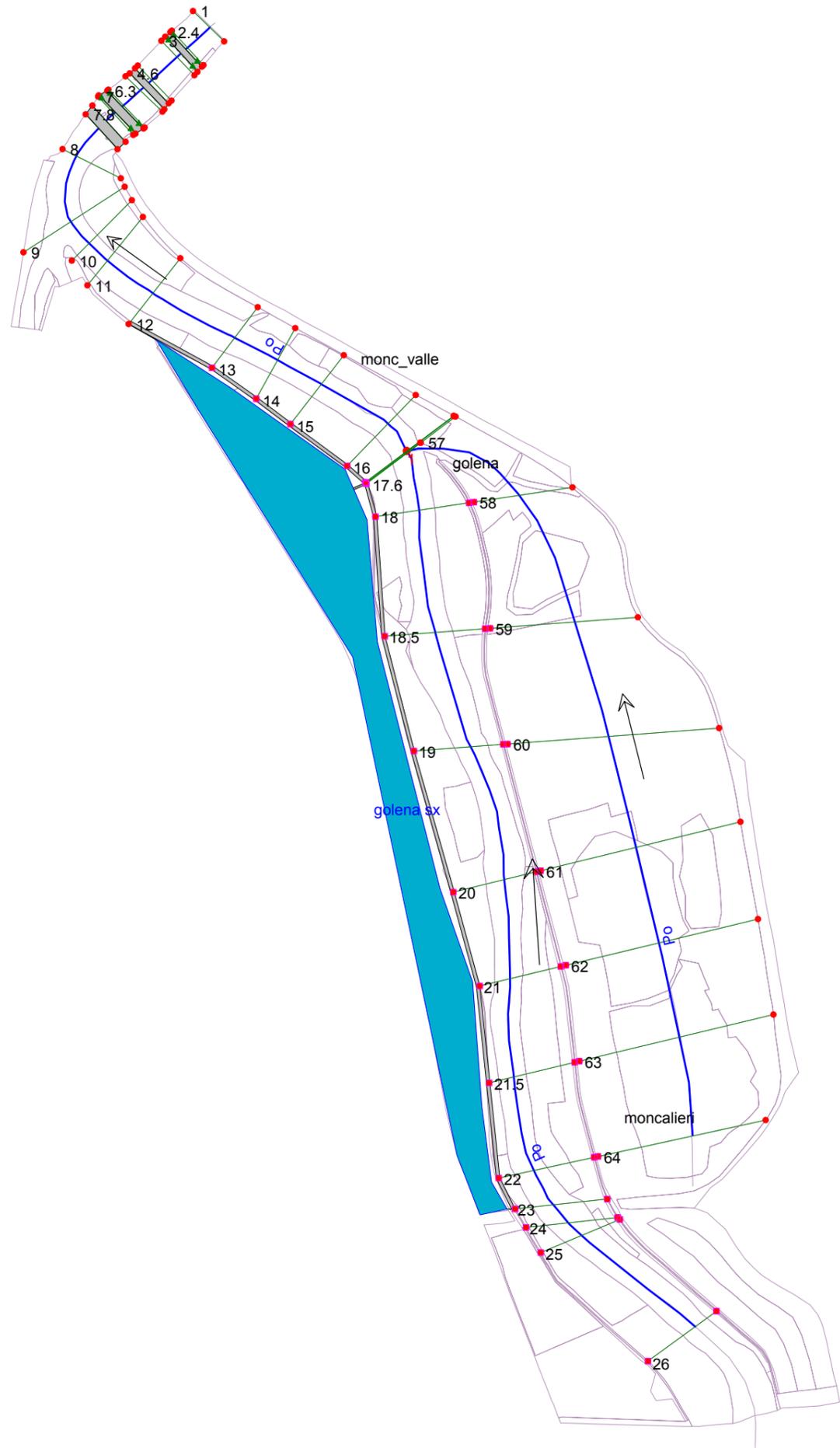
Si osserva inoltre come l'onda di piena simulata non venga laminata in termini di valore di portata di picco in corrispondenza dell'apertura esistente corrispondente alla sezione P65, in quanto la golena destra viene invasata già per portate di Po più basse, poiché le quote sono prossime a quelle della sponda destra dell'alveo inciso.

Infine, i livelli massimi sono risultati inferiori alle quote della tangenziale, sempre in accordo alle piene del 1994 e del 2000.

La quota massima che si genera all'interno della golenia destra è:

– 222.81 m s.l.m.;

I risultati tabellari e lo schema di calcolo sono riportati di seguito.



**Configurazione stato di fatto - Simulazione T=200**

**alveo principale**

Progr. modello idraulico [m]	Nome sezione modello	Nome sezione	Portata [mc/s]	Quota fondo [m]	Quota di ritenuta argine sinistro [m]	Livelli massimi [m]	Quota di ritenuta argine destro [m]	Velocità [m/s]
4667.81	26	S120	2400	212.87	224.65	223.83	224.51	2.12
4243.54	25	S110	2400	212.52	224.63	223.74	224.51	1.84
4189.51	24	P80	2400	212.01	224.68	223.79	224.51	1.54
4121.17	23	P75	2400	212.01	224.88	223.78	224.50	1.53
4006.45	22	S100	2400	212.36	224.53	223.64	224.40	1.80
3726.10	21.5	S90B	2400	211.91	224.09	223.40	224.38	1.68
3438.44	21	S90	2400	211.44	223.65	223.26	224.35	1.89
3149.22	20	P70	2400	211.04	223.74	223.23	224.18	1.63
2745.66	19	S80	2400	210.54	223.27	223.12	223.88	1.73
2396.83	18.5	S70B	2400	210.76	223.20	223.04	223.51	1.67
2036.68	18	S70	2400	211.07	223.12	222.89	223.13	1.85
1859.49	17.6		2400	209.10	223.17	222.81		2.00
1858.49	17.5		2400	209.10	223.17	222.81		2.00
1853.49	17.1		2400	209.10	223.17	222.81		1.51
1852.49	17	P65	2400	209.10	223.17	222.81		1.51
1754.04	16	S60	2400	207.88	223.09	222.73		1.82
1526.41	15	P64	2400	209.81	223.01	222.63		1.97
1380.89	14	S50	2400	211.11	222.96	222.55		2.12
1239.60	13	P63	2400	211.15	222.75	222.55		1.91
968.24	12	S40	2400	211.34	222.65	222.42		2.11
805.39	11	P61	2400	210.11	222.75	222.39		1.97
731.79	10	P60	2400	209.55		222.36		1.98
649.29	9	S30	2400	208.82		222.47		1.08
448.39	8	S20	2600	207.90		222.23		2.22
344.98	7.8		2600	214.79		221.99		2.97
343.98	7.3		2600	214.79		221.79		3.06
313.98	7	P40	2600	214.38		221.90		2.62
308.48	6.8		2600	214.31		221.81		2.90
307.48	6.3		2600	214.31		221.49		3.03
302.82	6	P35	2600	214.31		221.59		2.71
237.28	5	P30	2600	213.95		221.54		2.75
225.03	4.6		2600	213.47		221.53		2.76
224.03	4.4		2600	213.47		221.40		2.81
212.85	4	P25	2600	213.47		221.39		2.81
113.40	3	P20	2600	212.03		221.38		2.69
98.68	2.8		2600	211.44		221.33		2.83
97.68	2.4		2600	211.44		221.05		2.92
91.47	2	P15	2600	211.44		221.12		2.67
0.00	1	S10	2600	210.27		221.13		2.48

**golena destra**

Progr. modello idraulico [m]	Nome sezione modello	Nome sezione	Portata [mc/s]	Quota fondo [m]	Quota di ritenuta argine destro [m]	Livelli massimi [m]	Quota di ritenuta autostrada [m]	Velocità [m/s]
4006.45	64	S100	1	211.10	224.40	222.81	224.51	0
3726.10	63	S90B	1	210.85	224.38	222.81	223.40	0
3438.44	62	S90	1	210.60	224.35	222.81	223.32	0
3149.22	61	P70	1	210.36	224.18	222.81	223.20	0
2745.66	60	S80	1	210.07	223.88	222.81	223.86	0
2396.83	59	S70B	0	209.77	223.51	222.81	223.34	0
2036.68	58	S70	0	209.42	223.13	222.81	223.52	0
1859.49	57	P65	0	209.10		222.81	222.90	0

## 6.2 Ipotesi di demolizione argine secondario destro

La seconda simulazione ha riguardato la propagazione dell'onda di piena caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 200 anni, nell'ipotesi che l'argine secondario destro venga demolito.

Questa ipotesi ha la duplice finalità da una parte di simulare la situazione in cui l'argine esistente venga demolito dalla piena e quindi di verificare la tenuta dell'argine in progetto, dall'altra di simulare la situazione in cui si decida di eliminare l'argine destro esistente secondario e quindi di avere il solo argine maestro in progetto.

La simulazione è condotta con le medesime condizioni al contorno di valle e di monte.

In particolare si osserva che l'argine di Po esistente sinistro non viene tracimato per la piena di riferimento e che quindi i livelli di piena ottenuti sono per ogni sezione inferiori alla quota arginale.

In termini di livelli idrici di piena la simulazione mostra nell'alveo principale un sensibile abbassamento di livello di circa 30 cm, rispetto al precedente scenario, tra le sezioni S120 e S100.

Tale variazione di livello si riduce progressivamente verso valle, fino ad annullarsi in corrispondenza della sezione P65.

Alla diminuzione di livello nell'alveo principale corrisponde un incremento di livello all'interno della golena destra di circa 30-40 cm.

La quota massima che si genera all'interno della golena destra è:

- 223.23 m s.l.m.;

La velocità media in golena, al colmo di piena è:

- 0.5 m/s.

I risultati tabellari e lo schema di calcolo sono riportati di seguito.



Ipotesi di demolizione argine secondario destro - Simulazione T=200								
Progr. modello idraulico [m]	Nome sezione modello	Nome sezione	Portata [mc/s]	Quota fondo [m]	Quota di ritenuta argine sinistro [m]	Livelli massimi [m]	Velocità canale[m/s]	Velocità golena destra[m/s]
4667.81	26	S120	2400	212.87	224.65	223.20	2.46	
4243.54	25	S110	2400	212.52	224.63	223.09	2.1	
4189.51	24	P80	2400	212.01	224.68	223.15	1.72	
4121.17	23	P75	2400	212.01	224.88	223.14	1.71	
4006.45	22	S100	2400	212.36	224.53	223.23	0.69	0.68
3726.10	21.5	S90B	2400	211.91	224.09	223.22	0.56	0.58
3438.44	21	S90	2400	211.44	223.65	223.18	1.32	0.42
3149.22	20	P70	2400	211.04	223.74	223.13	1.2	0.58
2745.66	19	S80	2400	210.54	223.27	223.06	1.48	0.37
2396.83	18.5	S70B	2400	210.76	223.20	222.99	1.51	0.31
2036.68	18	S70	2400	211.07	223.12	222.90	1.44	0.61
1859.49	17.6		2400	209.10	223.17	222.81	1.51	
1858.49	17.5		2400	209.10	223.17	222.81	1.51	
1853.49	17.1		2400	209.10	223.17	222.81	1.51	
1852.49	17	P65	2400	209.10	223.17	222.81	1.51	
1754.04	16	S60	2400	207.88	223.09	222.73	1.82	
1526.41	15	P64	2400	209.81	223.01	222.63	1.97	
1380.89	14	S50	2400	211.11	222.96	222.55	2.12	
1239.60	13	P63	2400	211.15	222.75	222.55	1.91	
968.24	12	S40	2400	211.34	222.65	222.42	2.11	
805.39	11	P61	2400	210.11	222.75	222.39	1.97	
731.79	10	P60	2400	209.55		222.36	1.98	
649.29	9	S30	2400	208.82		222.47	1.08	
448.39	8	S20	2600	207.90		222.23	2.22	
344.98	7.8		2600	214.79		221.99	2.97	
343.98	7.3		2600	214.79		221.79	3.06	
313.98	7	P40	2600	214.38		221.90	2.62	
308.48	6.8		2600	214.31		221.81	2.9	
307.48	6.3		2600	214.31		221.49	3.03	
302.82	6	P35	2600	214.31		221.58	2.71	
237.28	5	P30	2600	213.95		221.54	2.75	
225.03	4.6		2600	213.47		221.53	2.75	
224.03	4.4		2600	213.47		221.40	2.81	
212.85	4	P25	2600	213.47		221.39	2.81	
113.40	3	P20	2600	212.03		221.37	2.69	
98.68	2.8		2600	211.44		221.33	2.83	
97.68	2.4		2600	211.44		221.05	2.92	
91.47	2	P15	2600	211.44		221.12	2.67	
0.00	1	S10	2600	210.27		221.13	2.48	

### 6.3 Ipotesi di chiusura dell'argine secondario destro

La terza simulazione ha riguardato la propagazione dell'onda di piena caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 200 anni, nell'ipotesi che l'argine secondario destro venga chiuso in corrispondenza dell'apertura ora esistente a monte della sezione P65.

Questa ipotesi ha la finalità di simulare la situazione in cui la golena destra sia un bacino di invaso, non più invaso per retroallagamento, ma per sfioro attraverso il manufatto posto lungo l'apertura ora esistente. La quota di sfioro è posta a 222.20 m s.l.m..

Dal grafico seguente si osserva la posizione dello sfioratore.

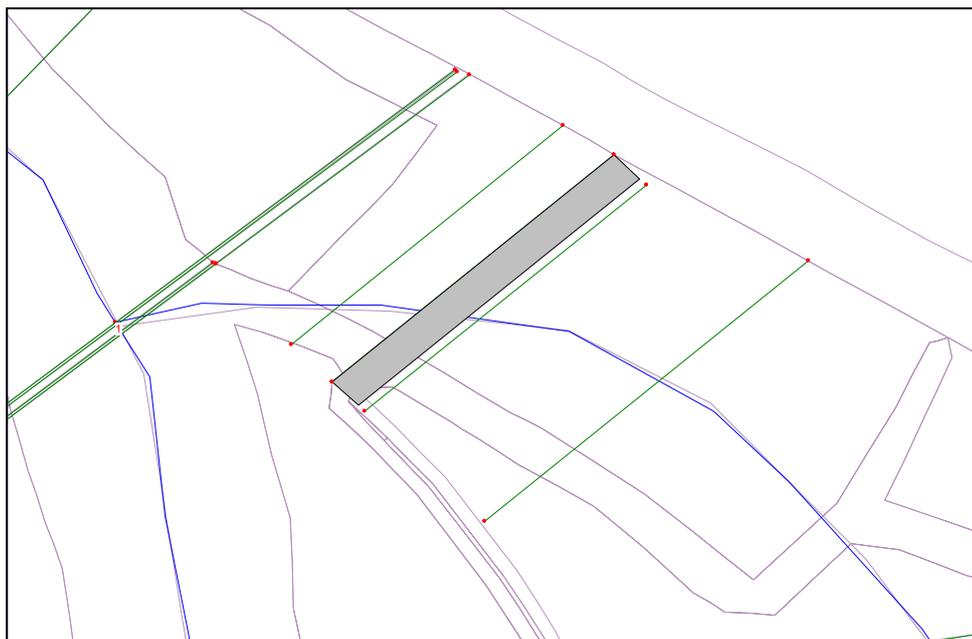


Figura 6.3: campo delle velocità in corrispondenza della parte terminale dell'argine secondario destro

La simulazione è condotta con le medesime condizioni al contorno di valle e di monte.

In particolare si osserva che, anche in tale ipotesi, l'argine di Po esistente sinistro non viene tracimato per la piena di riferimento e che quindi i livelli di piena ottenuti sono per ogni sezione inferiori alla quota arginale.

La golena destra è invece allagata ora per tracimazione dell'argine medesimo in corrispondenza dello sfioratore.

Non si assiste ad una significativa laminazione dell'onda di piena, ma piuttosto si ritrova una situazione analoga allo stato di fatto.

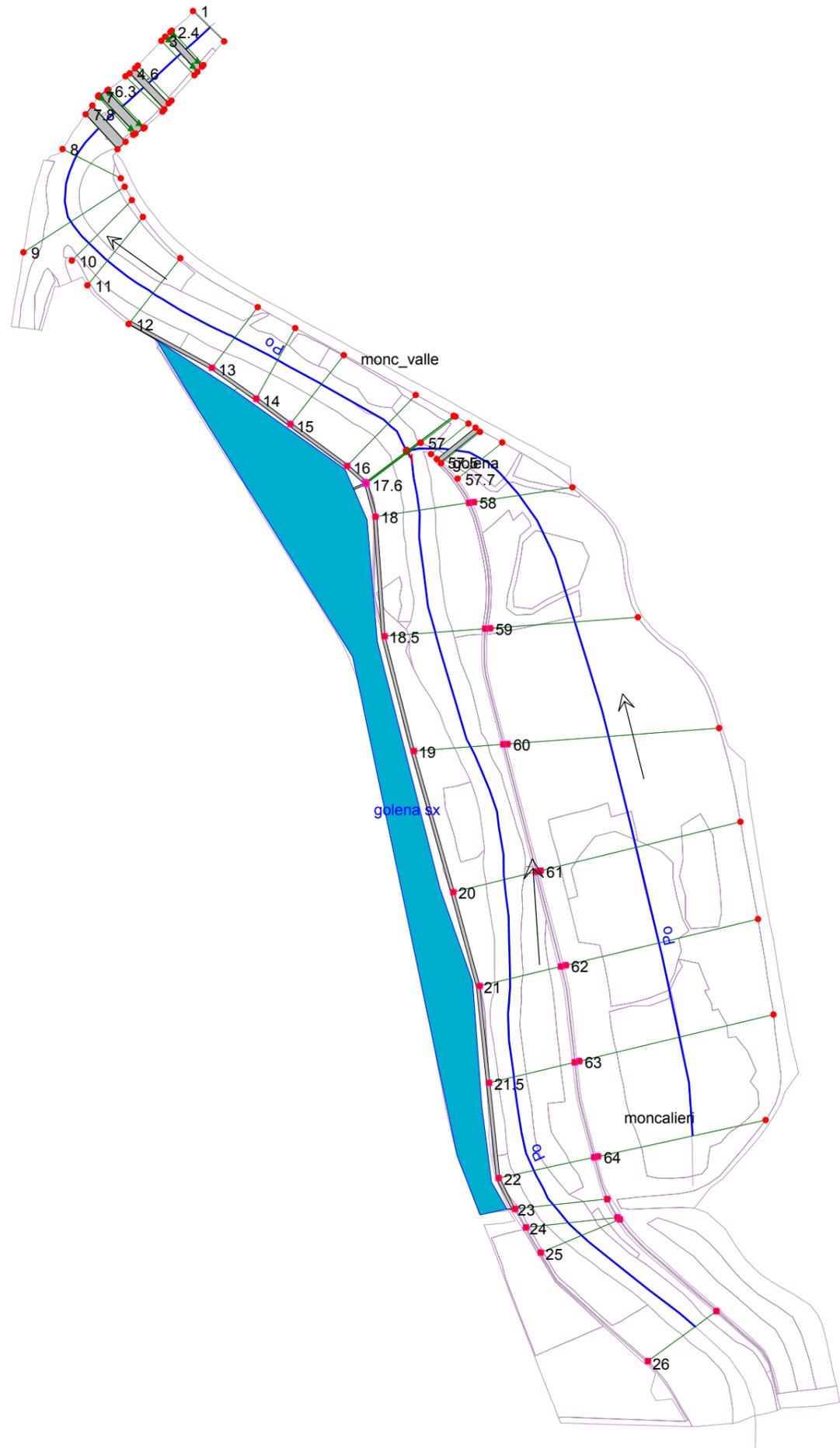
In termini di livelli idrici di piena la simulazione mostra una situazione di assoluta uguaglianza rispetto alla situazione di stato di fatto.

La quota massima che si genera all'interno della golena destra è:

– 222.81 m s.l.m.;

Si ritrova quindi il medesimo livello della configurazione di stato di fatto.

I risultati tabellari e lo schema di calcolo sono riportati di seguito.



**Ipotesi di chiusura argine secondario destro - Simulazione T=200**

**alveo principale**

Progr. modello idraulico [m]	Nome sezione modello	Nome sezione	Portata [mc/s]	Quota fondo [m]	Quota di ritenuta argine sinistro [m]	Livelli massimi [m]	Quota di ritenuta argine destro [m]	Velocità [m/s]
4667.81	26	S120	2400	212.87	224.65	223.83	224.51	2.12
4243.54	25	S110	2400	212.52	224.63	223.74	224.51	1.84
4189.51	24	P80	2400	212.01	224.68	223.79	224.51	1.54
4121.17	23	P75	2400	212.01	224.88	223.78	224.50	1.53
4006.45	22	S100	2400	212.36	224.53	223.64	224.40	1.80
3726.10	21.5	S90B	2400	211.91	224.09	223.40	224.38	1.68
3438.44	21	S90	2400	211.44	223.65	223.26	224.35	1.89
3149.22	20	P70	2400	211.04	223.74	223.23	224.18	1.63
2745.66	19	S80	2400	210.54	223.27	223.12	223.88	1.73
2396.83	18.5	S70B	2400	210.76	223.20	223.04	223.51	1.67
2036.68	18	S70	2400	211.07	223.12	222.89	223.13	1.85
1859.49	17.6		2400	209.10	223.17	222.81		1.99
1858.49	17.5		2400	209.10	223.17	222.81		2.00
1853.49	17.1		2400	209.10	223.17	222.81		1.51
1852.49	17	P65	2400	209.10	223.17	222.81		1.51
1754.04	16	S60	2400	207.88	223.09	222.73		1.82
1526.41	15	P64	2400	209.81	223.01	222.63		1.97
1380.89	14	S50	2400	211.11	222.96	222.55		2.12
1239.60	13	P63	2400	211.15	222.75	222.55		1.91
968.24	12	S40	2400	211.34	222.65	222.42		2.11
805.39	11	P61	2400	210.11	222.75	222.39		1.97
731.79	10	P60	2400	209.55		222.36		1.98
649.29	9	S30	2400	208.82		222.47		1.08
448.39	8	S20	2600	207.90		222.23		2.22
344.98	7.8		2600	214.79		221.99		2.97
343.98	7.3		2600	214.79		221.79		3.06
313.98	7	P40	2600	214.38		221.90		2.62
308.48	6.8		2600	214.31		221.81		2.90
307.48	6.3		2600	214.31		221.49		3.03
302.82	6	P35	2600	214.31		221.59		2.71
237.28	5	P30	2600	213.95		221.54		2.75
225.03	4.6		2600	213.47		221.53		2.76
224.03	4.4		2600	213.47		221.40		2.81
212.85	4	P25	2600	213.47		221.39		2.81
113.40	3	P20	2600	212.03		221.38		2.69
98.68	2.8		2600	211.44		221.33		2.83
97.68	2.4		2600	211.44		221.05		2.92
91.47	2	P15	2600	211.44		221.12		2.67
0.00	1	S10	2600	210.27		221.13		2.48

**golena destra**

Progr. modello idraulico [m]	Nome sezione modello	Nome sezione	Portata [mc/s]	Quota fondo [m]	Quota di ritenuta argine destro [m]	Livelli massimi [m]	Quota di ritenuta autostrada [m]	Velocità [m/s]
4006.45	64	S100	1	211.10	224.40	222.81	224.51	0
3726.10	63	S90B	0.9	210.88	224.38	222.81	223.40	0
3438.44	62	S90	0.79	210.66	224.35	222.81	223.32	0
3149.22	61	P70	0.71	210.45	224.18	222.81	223.20	0
2745.66	60	S80	0.6	210.19	223.88	222.81	223.86	0
2396.83	59	S70B	0.53	209.93	223.51	222.81	223.34	0
2036.68	58	S70	0.47	209.61	223.13	222.81	223.52	0
1956.68	57.7		0.45	209.34	223.10	222.81	222.95	0
1886.68	57.6		0.5	209.26	223.06	222.81	222.90	0
1881.68	57.3		0.49	209.26	223.06	222.81	222.90	0
1866.68	57.2		0.49	209.25		222.81	222.90	0
1859.49	57	P65	0.48	209.10		222.81	222.90	0

## **7    Analisi dei risultati ottenuti**

I risultati delle simulazioni sono riportati in forma riassuntiva nella tabella 7.1. Per ciascuna configurazione sono riportati i livelli massimi in corrispondenza di ciascuna sezione.

Si osserva una situazione invariata per quanto riguarda i livelli tra la configurazione di stato di fatto e l'ipotesi di chiusura dell'argine destro a monte della sezione P65.

Nell'ipotesi di demolizione dell'argine destro, invece, si assiste ad un aumento dei livelli fino a 30 cm.

Per un'analisi globale dei risultati si rimanda al capitolo 11, all'interno del quale i risultati numerici sono analizzati in riferimento all'opera arginale in progetto, non solo al fine di fissare la quota e l'estensione dell'opera stessa, ma anche dal punto di vista del raggiungimento di una maggiore efficienza di difesa e del miglioramento o meno degli effetti delle piene a valle.

Nome sezione	Progr. modello idraulico [m]	Quota fondo [m]	Quota di ritenuta argine sinistro [m]	Quota di ritenuta argine destro [m]	Configurazione stato di fatto - Simulazione T=200 - Livelli [m]		Ipotesi di demolizione argine secondario destro - Simulazione T=200 - Livelli [m]		Ipotesi di chiusura argine secondario destro - Simulazione T=200 - Livelli [m]	
					alveo	golena destra	alveo	golena destra	alveo	golena destra
S120	4660.81	212.87	224.65	224.51	223.83	222.81	223.20	223.20	223.83	222.81
S110	4236.54	212.52	224.63	224.51	223.74	222.81	223.09	223.09	223.74	222.81
P80	4182.51	212.01	224.68	224.51	223.79	222.81	223.15	223.15	223.79	222.81
P75	4114.17	212.01	224.88	224.50	223.78	222.81	223.14	223.14	223.78	222.81
S100	3999.45	212.36	224.53	224.40	223.64	222.81	223.23	223.23	223.64	222.81
S90	3431.44	211.44	223.65	224.35	223.26	222.81	223.18	223.18	223.26	222.81
P70	3142.22	211.04	223.74	224.18	223.23	222.81	223.13	223.13	223.23	222.81
S80	2738.66	210.54	223.27	223.88	223.12	222.81	223.06	223.06	223.12	222.81
S70	2029.68	211.07	223.12	223.13	222.89	222.81	222.90	222.90	222.89	222.81
P65	1852.49	209.10	223.17		222.81	222.81	222.81	222.81	222.81	222.81
S60	1754.04	207.88	223.09		222.73		222.73		222.73	
P64	1526.41	209.81	223.01		222.63		222.63		222.63	
S50	1380.89	211.11	222.96		222.55		222.55		222.55	
P63	1239.60	211.15	222.75		222.55		222.55		222.55	
S40	968.24	211.34	222.65		222.42		222.42		222.42	
P61	805.39	210.11	222.75		222.39		222.39		222.39	
P60	731.79	209.55			222.36		222.36		222.36	
S30	649.29	208.82			222.47		222.47		222.47	
S20	448.39	207.90			222.23		222.23		222.23	
P40	313.98	214.38			221.90		221.90		221.9	
P35	302.82	214.31			221.59		221.58		221.59	
P30	237.28	213.95			221.54		221.54		221.54	
P25	212.85	213.47			221.39		221.39		221.39	
P20	113.40	212.03			221.38		221.37		221.38	
<b>P15</b>	91.47	211.44			221.12		221.12		221.12	
S10	0.00	210.27			221.13		221.13		221.13	

Tabella 7.1: risultati riassuntivi

## 8 Costruzione del modello bidimensionale

### 8.1 Il codice di calcolo

Il codice di calcolo RMA2 è stato sviluppato da *US Army Engineer Research and Development Center Waterways Experiment Station Coastal and Hydraulics Laboratory* a partire dal 1973. Lo sviluppatore iniziale del codice (Ian King) è successivamente uscito dall'ente americano per fondare la società RMA (Resource Modelling Associates Sydney, Australia) continuando lo sviluppo del codice in modo autonomo. Esistono quindi due codici di calcolo denominati RMA-2, uno sviluppato dal WES ed un altro sviluppato da Ian King. I due codici hanno una base comune, ma differiscono per alcune caratteristiche che rendono il codice di Ian King un programma più adatto alla simulazione fluviale.

Tale codice sarà utilizzato per la costruzione del modello bidimensionale.

RMA-2 è un modello bidimensionale agli elementi finiti che risolve le equazioni di De Saint Venant in forma bidimensionale. Le equazioni dell'energia nelle direzioni x e y e l'equazione di continuità sono:

$$h \frac{\partial u}{\partial t} + hu \frac{\partial u}{\partial x} + hv \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left[ E_{xx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + E_{xy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] + gh \left[ \frac{\partial a}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{gun^2}{h^{1/3}} \sqrt{(u^2 + v^2)} - \zeta V_a^2 \cos \psi - 2hv \sin \Phi = 0$$

$$h \frac{\partial v}{\partial t} + hu \frac{\partial v}{\partial x} + hv \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left[ E_{yx} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + E_{yy} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right] + gh \left[ \frac{\partial a}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{gvn^2}{h^{1/3}} \sqrt{(u^2 + v^2)} - \zeta V_a^2 \sin \psi - 2hu \sin \Phi = 0$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + u \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} = 0$$

dove:

$h$  = tirante d'acqua,

$u$  = velocità in direzione  $x$ ,

$v$  = velocità in direzione  $y$ ,

$\rho$  = densità dell'acqua,

$E$  = coefficiente di eddy viscosity,

$g$  = accelerazione di gravità,

$a$  = quota del fondo,

$n$  = coefficiente di scabrezza secondo la formulazione di Manning,

$\zeta$  = coefficiente di attrito del vento,

$V_a$  = velocità del vento,

$\psi$  = direzione del vento,

$\omega$  = velocità angolare di rotazione della terra,

$\Phi$  = latitudine.

La dimensione verticale  $z$  è eliminata dalle equazioni mediante integrazione delle stesse lungo la verticale, per tale motivo  $u$  e  $v$  devono essere considerate come velocità medie sulla verticale.

Le perdite di carico per attrito sono calcolate con la formulazione di Manning. Per ogni materiale è quindi assegnato un coefficiente di scabrezza.

Per il calcolo dell'Eddy viscosity ( $E_{xx}$ ,  $E_{xy}$ ,  $E_{yx}$  e  $E_{yy}$ ) il codice utilizza la formulazione di Peclet:

$$P = \frac{\rho u dx}{E}$$

Dove:

$\rho$  = densità dell'acqua;

E = coefficiente di eddy viscosity;

u = velocità media;

dx = lunghezza caratteristica dell'elemento in direzione della corrente.

All'interno del file di input dei parametri di simulazione si inserisce il parametro Eddy viscosity ( $E_{xx}$ ,  $E_{xy}$ ,  $E_{yx}$  e  $E_{yy}$ ) come valore costante, calcolato imponendo un numero di Peclet compreso tra 15 e 40.

Si utilizza il programma "*make\_ev\_df.exe*", formulato da *US Army Engineer Research and Development Center Waterways Experiment Station Coastal and Hydraulics Laboratory* per il calcolo della viscosità. Tale programma calcola il predetto valore in base alla geometria della maglia, alla velocità media prevista e al numero di Peclet prescelto.

RMA-2 utilizza il metodo degli elementi finiti di Galerkin per risolvere il sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali. Il dominio di calcolo è suddiviso in sottoinsiemi denominati elementi, all'interno dei quali le variabili indipendenti del sistema vengono definite sulla base dei valori sui nodi mediante opportune funzioni, dette funzioni di forma.

In RMA2 tali funzioni sono di tipo quadratico per le velocità e lineari per i tiranti d'acqua. Gli elementi supportati sono di tipo bidimensionale (triangolari a 6 punti e quadrangolari a 8 punti) e monodimensionale (lineari a 3 punti). I lati degli elementi possono essere sia rettilinei che curvilinei.

Tale particolare caratteristica rende il modello uno strumento sufficientemente flessibile per la descrizione di territori morfologicamente anche molto complessi, essendo la risoluzione della mesh suscettibile a cambiamenti in aree di specifico interesse.

L'integrazione nello spazio è eseguita mediante le formule di quadratura di Gauss. Le derivate nel tempo sono sostituite da un'approssimazione alle differenze finite non lineare. Si assume che le variabili varino nel tempo nella forma:

$$f(t) = f(t_0) + at + bt^c$$

con coefficienti  $a$ ,  $b$  e  $c$  costanti.

La soluzione è completamente implicita e il sistema di equazioni è risolto con il metodo iterativo di Newton-Raphson.

Il codice è strutturato in modo tale da poter escludere dalla soluzione le equazioni relative ai nodi in cui le variabili hanno già raggiunto convergenza, permettendo di ridurre i tempi di soluzione.

Il codice permette di dimezzare il passo di calcolo nel caso non sia raggiunta la convergenza nel numero di passi definiti, questo permette di utilizzare un passo di calcolo relativamente lungo che è ridotto durante le fasi di allagamento che danno i principali problemi di convergenza.

Il problema di allagamento e successivo ritiro delle acque (flooding and drying problem) è risolto dal codice introducendo la "marsh porosity". Facendo riferimento alla figura 8.1 si vede come la quota del nodo  $n$ , collegato agli elementi A e B, in realtà non rappresenti solo la quota di un punto, ma una più complessa situazione altimetrica. Nel terreno sono presenti avvallamenti e canalini che per quanto possa essere fine la discretizzazione non possono mai essere definiti completamente.

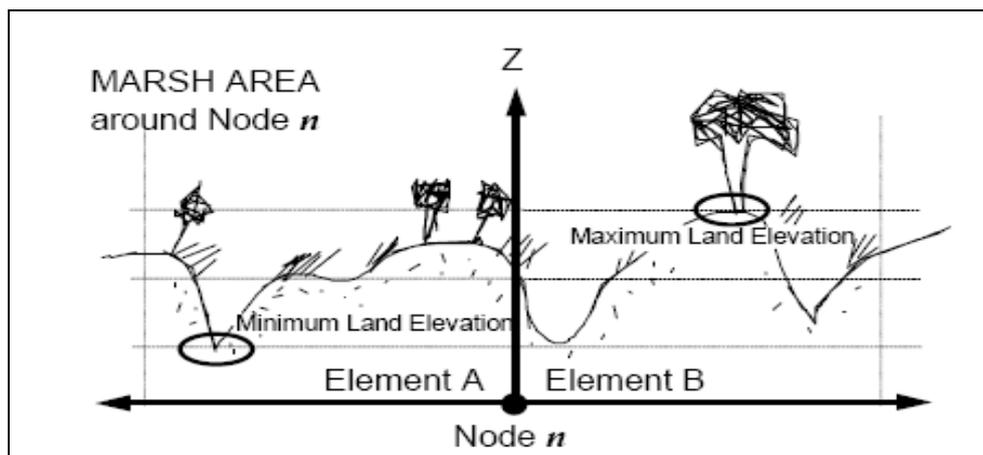


Figura 8.1. Rappresentazione della Marsh Porosity

Per inserire queste variazioni altimetriche l'area associata al nodo è fatta variare in modo lineare dall'area geometrica per un livello pari alla quota del nodo ad un valore minimo, definito dall'utente come percentuale dell'area totale, in un intervallo sempre definito dall'utente. Infine si definisce l'intervallo per cui è attiva l'area minima (Low porosity zone) che rappresenta il flusso all'interno dei canalini che si formano nelle aree di deflusso e/o il flusso subsuperficiale. L'area associata al nodo ha quindi una variazione rappresentata nella figura 8.2.

Il codice, sulla base dei valori che definiscono la Marsh Porosity, a partire da un livello d'acqua che è inferiore alla quota del nodo converte il livello in un tirante d'acqua non negativo, secondo una funzione riportata in figura 8.3. Per zone superiori alla zona di transizione il tirante è pari al livello meno la quota del nodo, all'interno della zona di transizione il tirante rimane positivo anche per livelli inferiori alla quota del nodo.

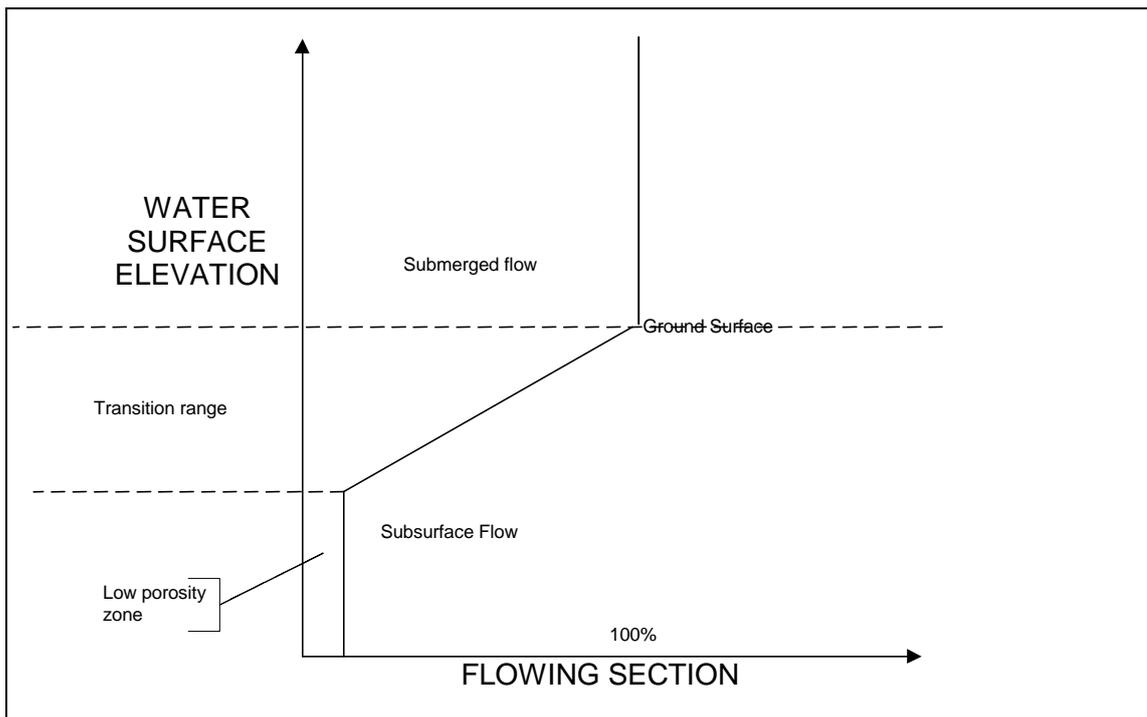


Figura 8.2. Rappresentazione della Marsh Porosity

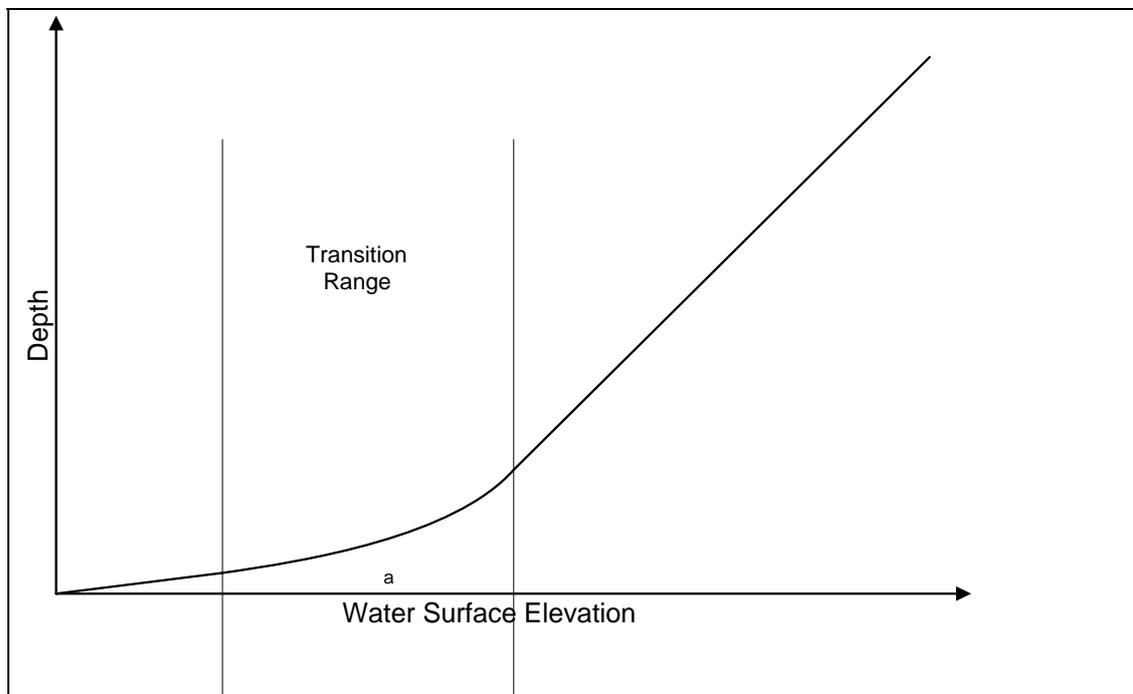


Figura 8.3. Relazione tra livello e tirante

Durante il calcolo un elemento viene eliminato dal dominio se in tutti i suoi nodi il livello d'acqua è all'interno della Low porosity zone di un valore  $D_{asc}$  definito dall'utente. Un elemento rientra nel dominio di calcolo se in uno dei suoi nodi il livello d'acqua è all'interno della Low porosity zone per un valore inferiore a  $D_{all}$ , dove  $D_{all} < D_{asc}$ . Questa tecnica, oltre a stabilizzare la soluzione permettendo una graduale variazione del dominio di calcolo, consente di evitare problemi di conservazione di massa. In RMA-2 è possibile definire 6 tipi di strutture attraverso elementi particolari. In tali elementi la portata fluente è funzione del dislivello tra i due lati della struttura, oppure in cui il dislivello è funzione della portata. Inoltre è possibile definire strutture tipo soglia, in cui la portata di sormonto è calcolata con il metodo di Kindsvater:

1. portata nulla se i livelli di monte e valle sono inferiori alla soglia di sfioro;
2. se almeno uno dei due livelli del pelo libero è superiore alla quota di sfioro la portata sfiorata è calcolata attraverso la seguente formula

$$Q = C_q \sqrt{2g} h_e^{3/2} L$$

dove:

$L$  è la lunghezza di sfioro;

$h_e = h_0 + 0,001$  (in metri), dove  $h_0$  è il carico sulla soglia e 0,001 è la correzione apportata per tener conto degli effetti della viscosità e della tensione superficiale;

$C_q$  è il coefficiente di portata ricavato dalla seguente:

$$C_q = 0,602 + 0,075 h_0/p, \text{ con } p \text{ petto dello stramazzo}$$

3. quando il livello a valle è superiore all'altezza critica misurata a partire dalla soglia dello sfioratore l'efflusso è rigurgitato e si applica un fattore correttivo  $< 1$  al coefficiente di portata.

Questa procedura è utilizzata per modellizzare le linee arginali.

## 8.2 Costruzione della mesh

La mesh del modello è stata costruita con il programma SMS (Surfacewater Modelling System) sviluppato dalla Brigham Young University, utilizzato anche per leggere l'output dei modelli.

Nel metodo agli elementi finiti il dominio di calcolo viene suddiviso in elementi che possono variare in forma e dimensione all'interno dell'area schematizzata. La dimensione degli elementi dipende dalla morfologia e dal dettaglio della soluzione che si vuole ottenere. Le zone in cui variano più rapidamente le caratteristiche orografiche e planimetriche e le zone in cui si vuol conoscere con maggior dettaglio la soluzione, sono schematizzate con elementi di minor dimensione, mentre le zone con pendenze relativamente costanti e distanti dalla zona di interesse vengono schematizzate con elementi di maggiore dimensione.

Il modello è stato costruito per analizzare il comportamento idrodinamico del tratto che si estende dalla sezione a valle del ponte di Moncalieri risalendo fino a monte, oltre il ponte della tangenziale Torino – Piacenza, per una distanza complessiva di circa 4.7 Km. Il dominio di calcolo ha un'estensione di circa 3.2 km<sup>2</sup> ed è stato suddiviso in 5.384 elementi definiti da 16.123 nodi.

La quotatura dei nodi della mesh deriva dal TIN utilizzato anche per la costruzione del modello monodimensionale. Si importa, quindi, nel software SMS lo shape file contenente i punti quotati e si interpolano i nodi della mesh attraverso una triangolazione, in modo da ottenere uno scatter point. Particolare attenzione è posta nel modellare le sponde, gli argini e le quote dell'autostrada, attraverso una triangolazione più fine in tali aree.

Le quote del terreno rappresentate nella mesh sono riportate in allegato.

### **8.3 Definizione delle condizioni al contorno**

La condizione al contorno di monte sul Po è stata imposta utilizzando l'idrogramma delle portate alla sezione S120, come nel modello monodimensionale. Uguale procedura è stata seguita per la condizione di monte sul torrente Chisola.

Come condizione al contorno di valle è stata impostata la medesima scala di deflusso utilizzata nel modello 1D e ricavata da simulazioni precedentemente condotte nello *“Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del Fiume Po nel tratto della confluenza del Fiume Stura di Lanzo alla confluenza del Fiume Dora Baltea”*.

## 9 Calibrazione del modello bidimensionale

Nelle equazioni risolte dal codice di calcolo compaiono una serie di termini che devono essere definiti per ottenere la soluzione delle equazioni. Tralasciando i termini legati al vento e alla rotazione terrestre, non influenti nel problema in esame, si è osservato che il parametro che maggiormente influenza la soluzione e la qualità dei risultati è il termine di Eddy viscosity.

Si è operata un' accurata calibrazione dei termini  $E_{xx}$ ,  $E_{xy}$ ,  $E_{yx}$  e  $E_{yy}$  attraverso l'utilizzo del programma "make\_ev\_df.exe", formulato da *US Army Engineer Research and Development Center Waterways Experiment Station Coastal and Hydraulics Laboratory*. Tale software calcola il predetto valore in base alla geometria della maglia (lunghezza caratteristica nella direzione del moto), alla velocità media prevista e al numero di Peclet prefissato.

Imponendo un numero di Peclet pari a 20 e una velocità media prevista, il software elabora il file della geometria (fornito in input) e calcola per ogni tipologia di materiale la lunghezza caratteristica (cioè la media delle lunghezze dei lati) ed infine fornisce in output il valore dell'Eddy viscosity.

Nel tabella 9.1 si riportano i valori utilizzati.

MATERIALE	Eddy viscosity (Pa s)
alveo	1500
specchi liquidi	2000
vegetazione fitta	1400
prato	1700
case sparse	1500
cava	1300

Tabella 9.1 Scabrezze utilizzate nel modello 2D

## 9.1 Determinazione dei parametri di scabrezza

Sono stati utilizzati i valori di scabrezza utilizzati nei modelli dell'Autorità di Bacino del Fiume Po realizzati per il tratto di alveo da confluenza Dora Baltea a confluenza Tanaro.

Tali valori sono riportati nella tabella seguente.

MATERIALE	Scabrezza n ( $m^{-1/3}s$ )
alveo	0.028
specchi liquidi	0.028
vegetazione fitta	0.062
prato	0.030
case sparse	0.200
cava	0.080

Tabella 9.2 Scabrezze utilizzate nel modello 2D

## 9.2 Risultati del modello

La calibrazione del modello bidimensionale è stata condotta sulla base dei livelli ottenuti nel modello monodimensionale. In figura 9.1 si riporta il profilo ottenuto con i due modelli.

Si osserva che il profilo derivante dal modello 2D risulta in media superiore di circa 10 cm al modello 1D.

La calibrazione del modello ha portato, per quanto concerne il canale principale, ad un confronto tra la scala di deflusso determinata dal modello di simulazione e la scala di deflusso alla sezione dell'idrometro.

In figura 9.2 è rappresentato il confronto sopra descritto. Come si può notare, la curva ottenuta dal modello di calcolo rispecchia con buona approssimazione, quella dello

strumento. In particolar modo, la scala di deflusso ottenuta dal modello si discosta dalla medesima per un massimo di 10 cm.

Figura 9.1: Massimi livelli - Simulazione stato di fatto - T=200

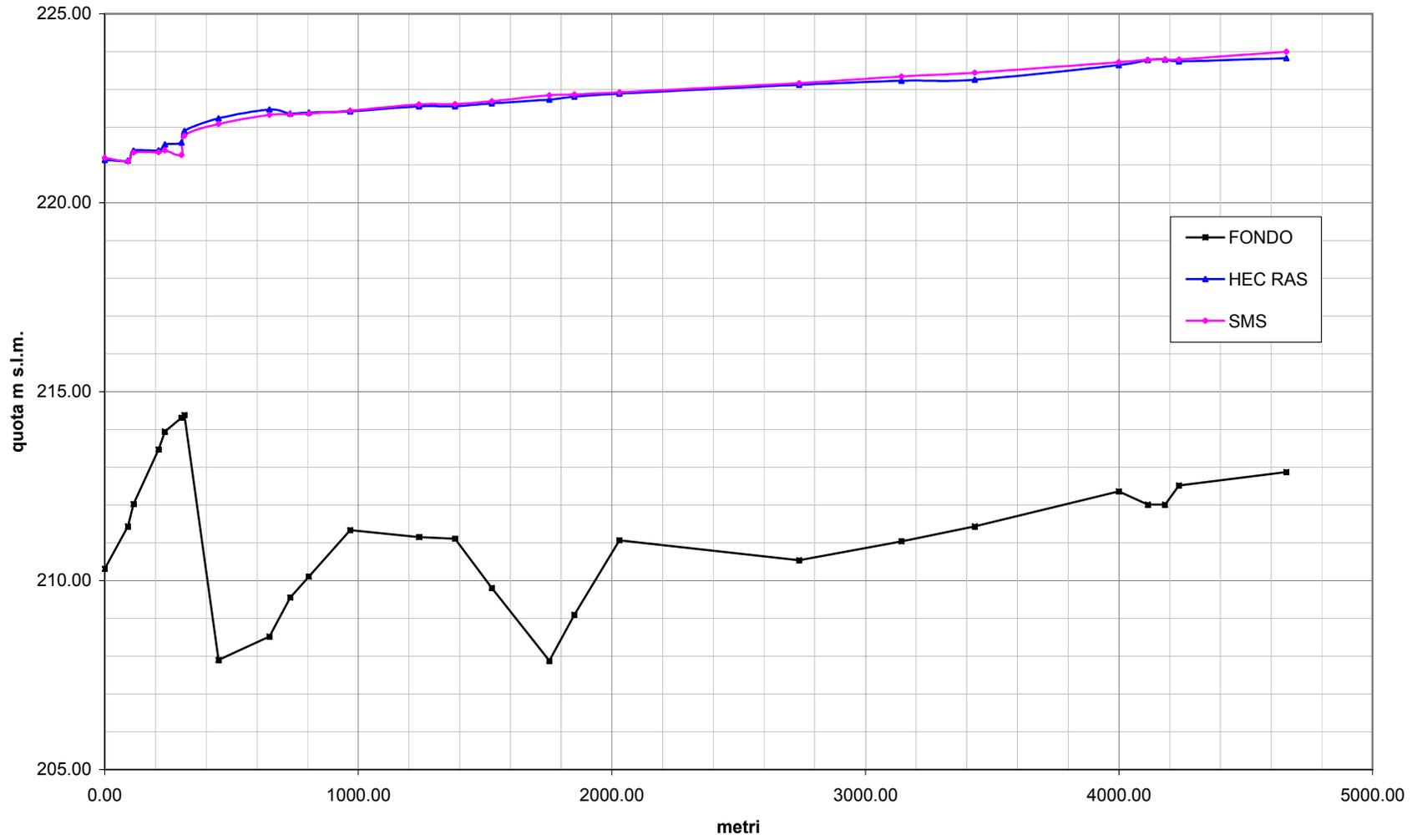
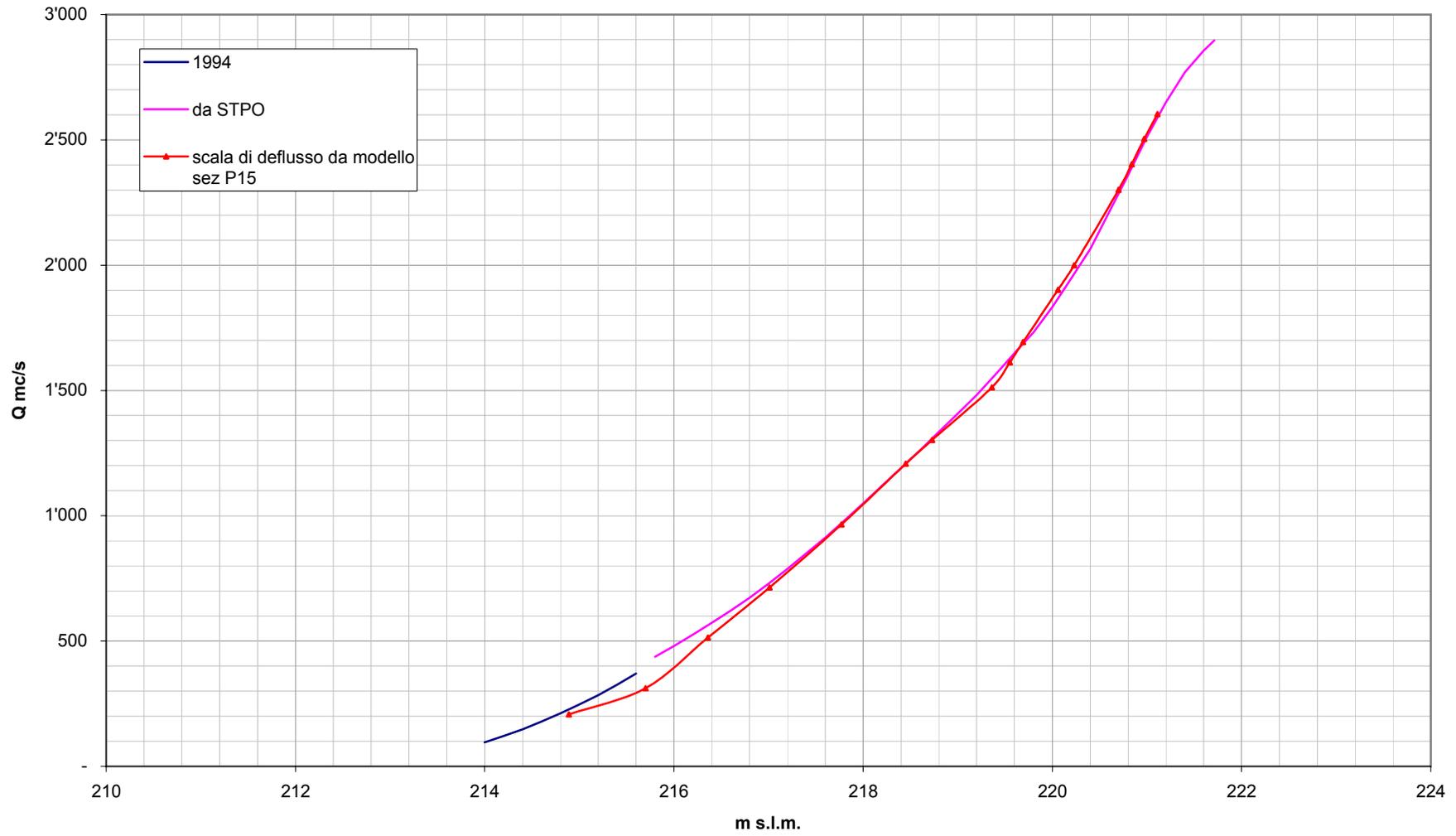


Figura 9.2: Scala di deflusso Moncalieri z.i.= 212,49 m s.l.m.



## **10 Simulazione della piena duecentennale**

Nei paragrafi seguenti si descrivono i risultati dalle simulazioni numeriche per propagazione della piena di riferimento nel dominio di modellazione e si evidenziano le variazioni delle caratteristiche degli allagamenti dovute alle ipotesi introdotte.

Sono state condotte tre simulazioni, una che rappresenta lo stato di fatto e quindi la dinamica attuale e due che rappresentano ipotesi di scenari differenti.

In seguito sono illustrate le modalità di simulazione e un'analisi critica dei risultati ottenuti.

### **10.1 Configurazione attuale**

La prima serie di simulazioni ha riguardato la propagazione dell'onda di piena caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 200 anni.

Tale scenario rappresenta il funzionamento idrodinamico attuale.

In particolare si osserva che l'argine di Po esistente, sia il sinistro che il destro, non vengono mai tracimati per la piena di riferimento. I livelli di piena ottenuti sono per ogni sezione inferiori alle quote arginali.

Questo risultato è conforme alle dinamiche di allagamento della piena del novembre 1994 e dell'evento del 2000, nei quali appunto gli argini non sono mai stati tracimati, ma piuttosto i massimi livelli idrici hanno lambito la sommità arginale.

La golena destra è inoltre allagata per retroallagamento e quindi non per tracimazione dell'argine medesimo. Questo fenomeno si origina in corrispondenza del tratto terminale dell'argine secondario destro e si propaga verso monte fino al rilevato della tangenziale Torino – Piacenza, come si osserva nella figura 10.1

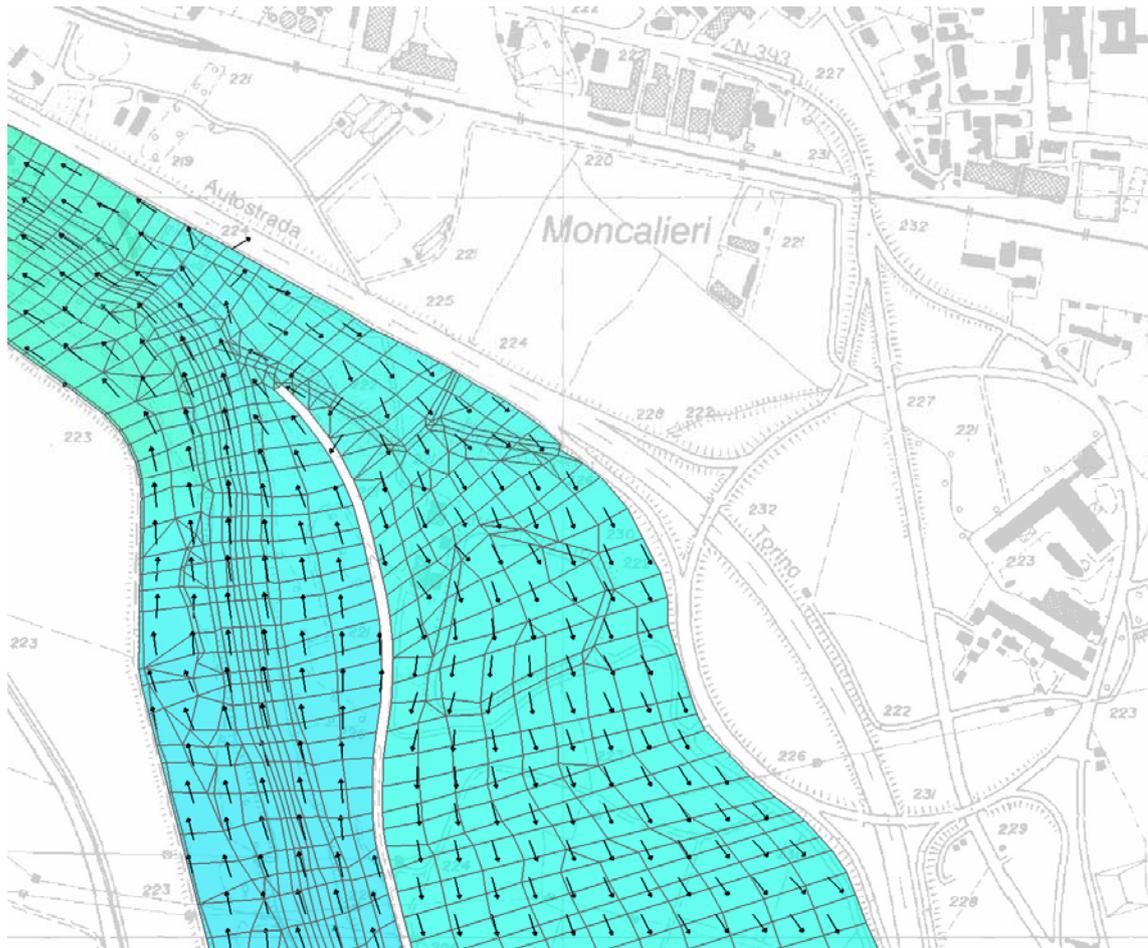


Figura 10.1: campo delle velocità in corrispondenza della parte terminale dell'argine secondario destro

L'onda di piena simulata non è laminata in termini di valore di portata di picco in corrispondenza dell'apertura esistente corrispondente alla sezione P65, in quanto la golena destra viene invasata già per portate di Po più basse, poiché le quote sono prossime a quelle della sponda destra dell'alveo inciso.

Infine, i livelli massimi sono risultati inferiori alle quote della tangenziale, sempre in accordo alle piene del 1994 e del 2000.

La quota massima che si genera all'interno della golena destra è:

- 222.92 m s.l.m.;

La velocità media in golena al colmo di piena è pari a :

– 0.29 m/s;

La velocità minima in golena al colmo di piena è pari a:

– 0.00 m/s;

La velocità massima in golena al colmo di piena è pari a:

– 1.44 m/s.

I risultati sono riportati in allegato, in termini di campo dei livelli piezometrici massimi e campo delle velocità al colmo di piena.

## **10.2 Ipotesi di demolizione argine secondario destro**

La seconda serie di simulazioni ha riguardato la propagazione dell'onda di piena caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 200 anni, nell'ipotesi che l'argine secondario destro venga demolito.

Questa ipotesi ha la duplice finalità da una parte di simulare la situazione in cui l'argine esistente venga demolito dalla piena e quindi di verificare la tenuta dell'argine in progetto, dall'altra di simulare la situazione in cui si decida di eliminare l'argine destro esistente secondario e quindi di avere il solo argine maestro in progetto.

La simulazione è condotta con le medesime condizioni al contorno di valle e di monte.

Si è ipotizzato di inserire lungo l'argine destro esistente una serie di sfioratori di larghezza pari alla testa dell'argine e di lunghezza totale pari alla lunghezza della linea arginale. La quota è quindi fissata al piano del piede arginale, sommando 30 cm in modo da stabilizzare il processo di sfioro senza inficiare il meccanismo.

In particolare si osserva che l'argine di Po esistente sinistro non viene tracimato per la piena di riferimento e che quindi i livelli di piena ottenuti sono per ogni sezione inferiori alla quota arginale.

La golena destra è invece allagata ora per tracimazione dell'argine medesimo, come si osserva nella figura 10.2.

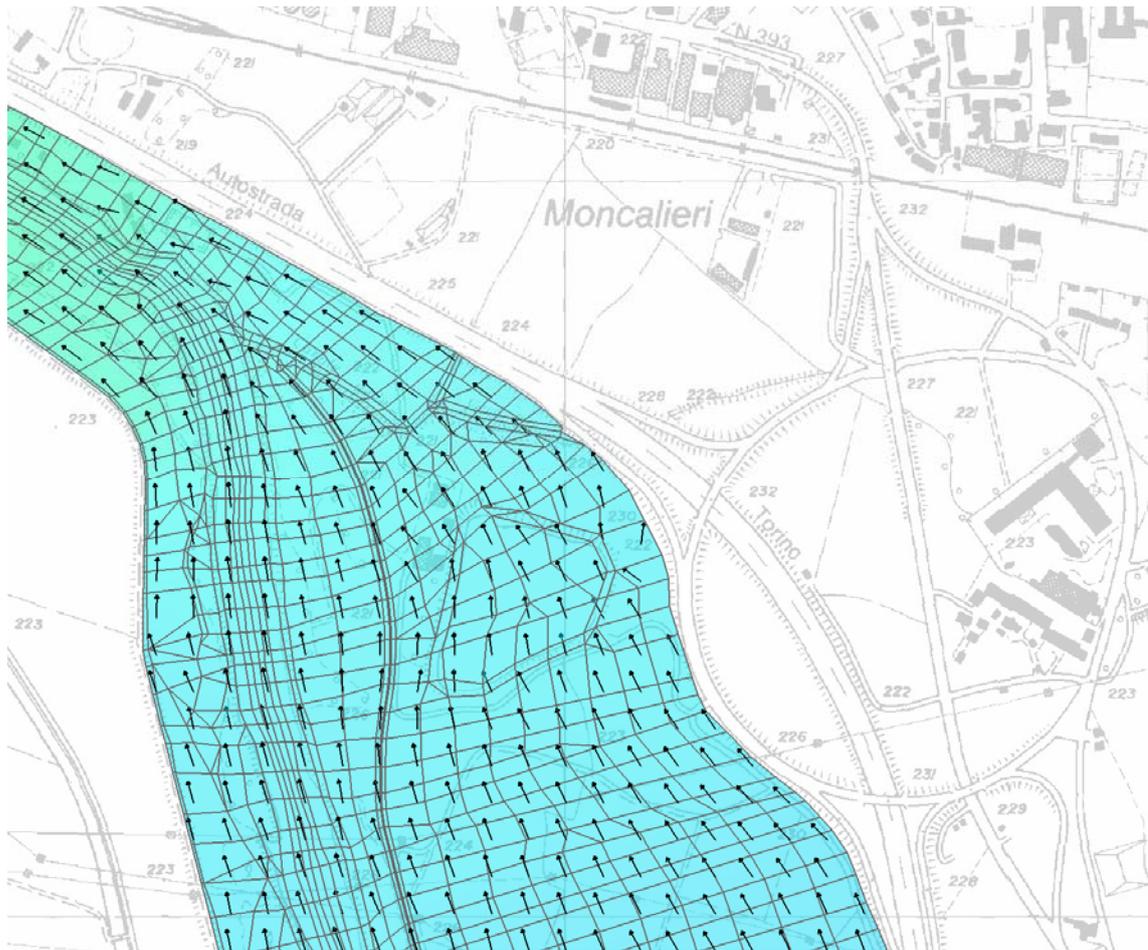


Figura 10.2: campo delle velocità in corrispondenza della parte terminale dell'argine secondario destro

In termini di livelli idrici di piena la simulazione mostra un sensibile abbassamento di livello di circa 30 cm, rispetto al precedente scenario, tra le sezioni S120 e S100.

Tale variazione di livello si riduce progressivamente verso valle, fino ad annullarsi in corrispondenza della sezione P64.

Alla diminuzione di livello nell'alveo principale corrisponde un incremento di livello all'interno della golena destra di circa 30-40 cm.

La quota massima che si genera all'interno della golena destra è:

- 223.28 m s.l.m.;

La velocità media in golena al colmo di piena è pari a:

- 0.51 m/s;

La velocità minima in golena al colmo di piena è pari a:

- 0.00 m/s;

La velocità massima in golena al colmo di piena è pari a:

- 2.13 m/s.

### 10.3 Ipotesi di chiusura argine secondario destro

La terza serie di simulazioni ha riguardato la propagazione dell'onda di piena caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 200 anni, nell'ipotesi che l'argine secondario destro venga chiuso in corrispondenza dell'apertura ora esistente alla sezione P65.

Questa ipotesi ha la finalità di simulare la situazione in cui la golena destra sia un bacino di invaso, non più allagato per retroallagamento, ma per sfioro attraverso il manufatto sfioratore posto lungo l'apertura ora esistente. La quota di sfioro è posta a 222.20 m s.l.m..

Dalla figura seguente si osserva la posizione dello sfioratore ed il campo di velocità sul manufatto.

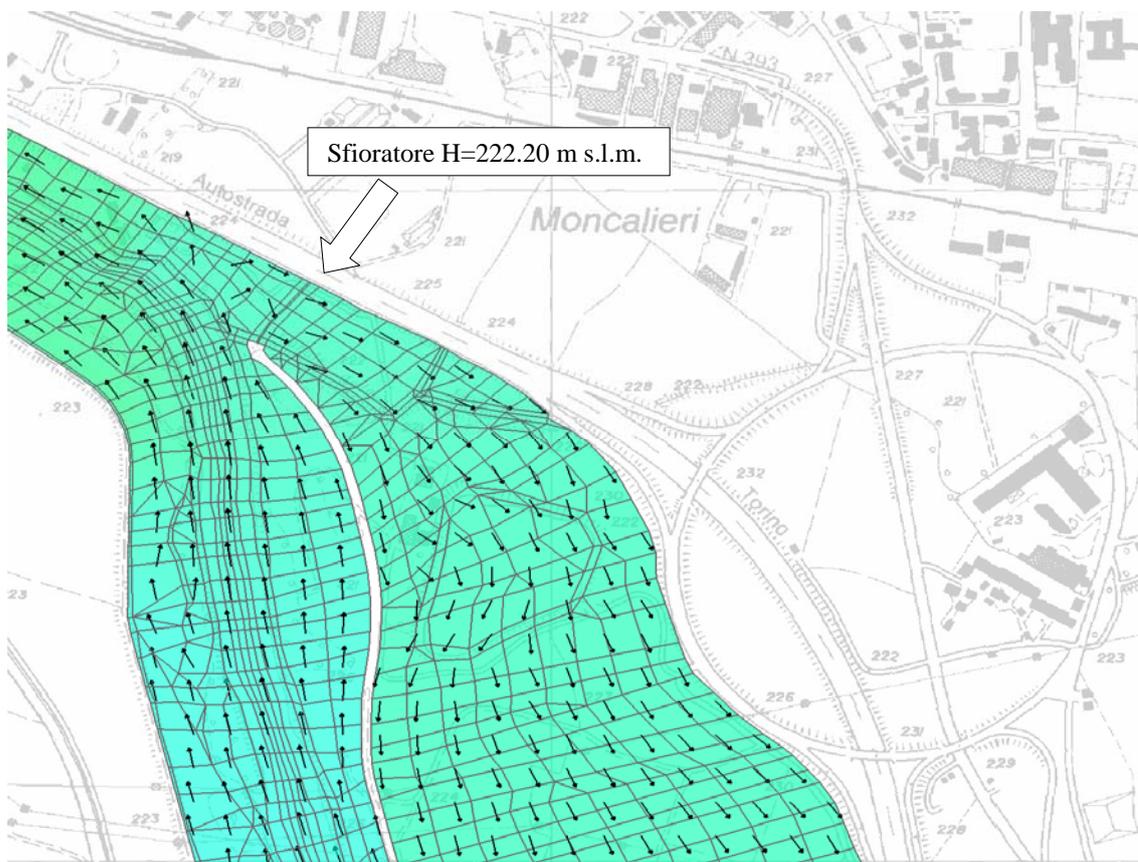


Figura 10.3: campo delle velocità in corrispondenza della parte terminale dell'argine secondario destro

La simulazione è condotta con le medesime condizioni al contorno di valle e di monte.

In particolare si osserva che, anche in tale ipotesi, l'argine di Po esistente sinistro non viene trascinata per la piena di riferimento e che quindi i livelli di piena ottenuti sono per ogni sezione inferiori alla quota arginale.

La golena destra è invece allagata ora per trascinamento dell'argine medesimo in corrispondenza dello sfioratore.

Non si assiste ad una significativa laminazione dell'onda di piena, ma piuttosto si ritrova una situazione analoga allo stato di fatto.

In termini di livelli idrici di piena la simulazione mostra una situazione di assoluta uguaglianza rispetto alla situazione di stato di fatto.

La quota massima che si genera all'interno della golena destra è:

- 222.92 m s.l.m.;

La velocità media in golena al colmo di piena è pari a:

- 0.30 m/s;

La velocità minima in golena al colmo di piena è pari a:

- 0.00 m/s;

La velocità massima in golena al colmo di piena è pari a:

- 1.66 m/s.

## 11 Analisi dei risultati ottenuti

I risultati delle simulazioni sono riportati in forma riassuntiva nella tabella 11.1. Per ciascuna configurazione sono riportati i livelli massimi in corrispondenza di ciascuna sezione.

I risultati sono stati analizzati in riferimento all'opera arginale in progetto, non solo al fine di fissare la quota e l'estensione dell'opera stessa, ma anche dal punto di vista del raggiungimento di una maggiore efficienza di difesa e del miglioramento o meno degli effetti delle piene a valle.

Si è scelto di realizzare la nuova arginatura ad una quota pari a 223.92 m s.l.m., 1m al di sopra del massimo livello raggiunto in golena destra in modo da garantire il franco di sicurezza. L'estensione dell'opera in progetto è tale da garantire il franco fino al termine della golena medesima.

I livelli considerati sono quelli derivanti dalla simulazione di stato di fatto con il software SMS; la scelta di utilizzare la configurazione di stato di fatto è illustrata nel paragrafo seguente, mentre la scelta del software deriva dal fatto che i modelli 2D meglio rappresentano le dinamiche di invaso nelle golene e la presenza di singolarità.

Nome sezione	Progr. modello idraulico [m]	Quota fondo [m]	Quota di ritenuta argine sinistro [m]	Quota di ritenuta argine destro [m]	Configurazione stato di fatto - Simulazione T=200 - Livelli [m]		Ipotesi di demolizione argine secondario destro - Simulazione T=200 - Livelli [m]		Ipotesi di chiusura argine secondario destro - Simulazione T=200 - Livelli [m]	
					alveo	golena destra	alveo	golena destra	alveo	golena destra
S120	4660.81	212.87	224.65	224.51	224.00	222.92	223.73	223.80	223.97	222.92
S110	4236.54	212.52	224.63	224.51	223.79	222.92	223.44	223.29	223.76	222.92
P80	4182.51	212.01	224.68	224.51	223.79	222.92	223.43		223.76	222.92
P75	4114.17	212.01	224.88	224.50	223.78	222.92	223.42	223.28	223.76	222.92
S100	3999.45	212.36	224.53	224.40	223.72	222.92	223.37	223.28	223.69	222.92
S90	3431.44	211.44	223.65	224.35	223.44	222.92	223.26	223.27	223.42	222.92
P70	3142.22	211.04	223.74	224.18	223.34	222.92	223.23	223.24	223.33	222.92
S80	2738.66	210.54	223.27	223.88	223.17	222.92	223.16	223.20	223.16	222.92
S70	2029.68	211.07	223.12	223.13	222.93	222.92	223.00	223.07	222.92	222.92
P65	1852.49	209.10	223.17		222.87		222.94		222.88	
S60	1754.04	207.88	223.09		222.84		222.86		222.85	
P64	1526.41	209.81	223.01		222.69		222.69		222.69	
S50	1380.89	211.11	222.96		222.61		222.61		222.61	
P63	1239.60	211.15	222.75		222.60		222.60		222.60	
S40	968.24	211.34	222.65		222.44		222.42		222.43	
P61	805.39	210.11	222.75		222.36		222.35		222.36	
P60	731.79	209.55			222.34		222.33		222.34	
S30	649.29	208.82			222.32		222.32		222.32	
S20	448.39	207.90			222.08		222.08		222.08	
P40	313.98	214.38			221.78		221.77		221.78	
P35	302.82	214.31			221.27		221.25		221.27	
P30	237.28	213.95			221.39		221.38		221.39	
P25	212.85	213.47			221.34		221.33		221.34	
P20	113.40	212.03			221.33		221.33		221.33	
<b>P15</b>	91.47	211.44			221.10		221.09		221.10	
S10	0.00	210.27			221.19		221.18		221.18	

Tabella 11.1: risultati riassuntivi

Analizzando i risultati ottenuti, si osserva come la scelta di mantenere l'argine destro secondario e la progettazione di un nuovo argine destro maestro in fregio alla tangenziale dia al primo il compito di contenere e limitare gli effetti distruttivi della piena, mentre al secondo di contenere i livelli e garantire il franco adeguato di sicurezza. La soluzione proposta inoltre non modifica le condizioni di piena a valle: la piena transitante non si modifica in termini di picco. Questo risultato garantisce il mantenimento di condizioni di sicurezza a valle e in aggiunta limita gli effetti distruttivi a monte che altrimenti si avrebbero in assenza dell'opera medesima.

Infatti, se si osservano i risultati della seconda ipotesi di simulazione, cioè quella in cui si demolisce l'argine destro secondario per effetto della piena, si osserva come i livelli in golena si mantengano comunque all'interno del franco di sicurezza, quindi inferiori a 223.92 m.

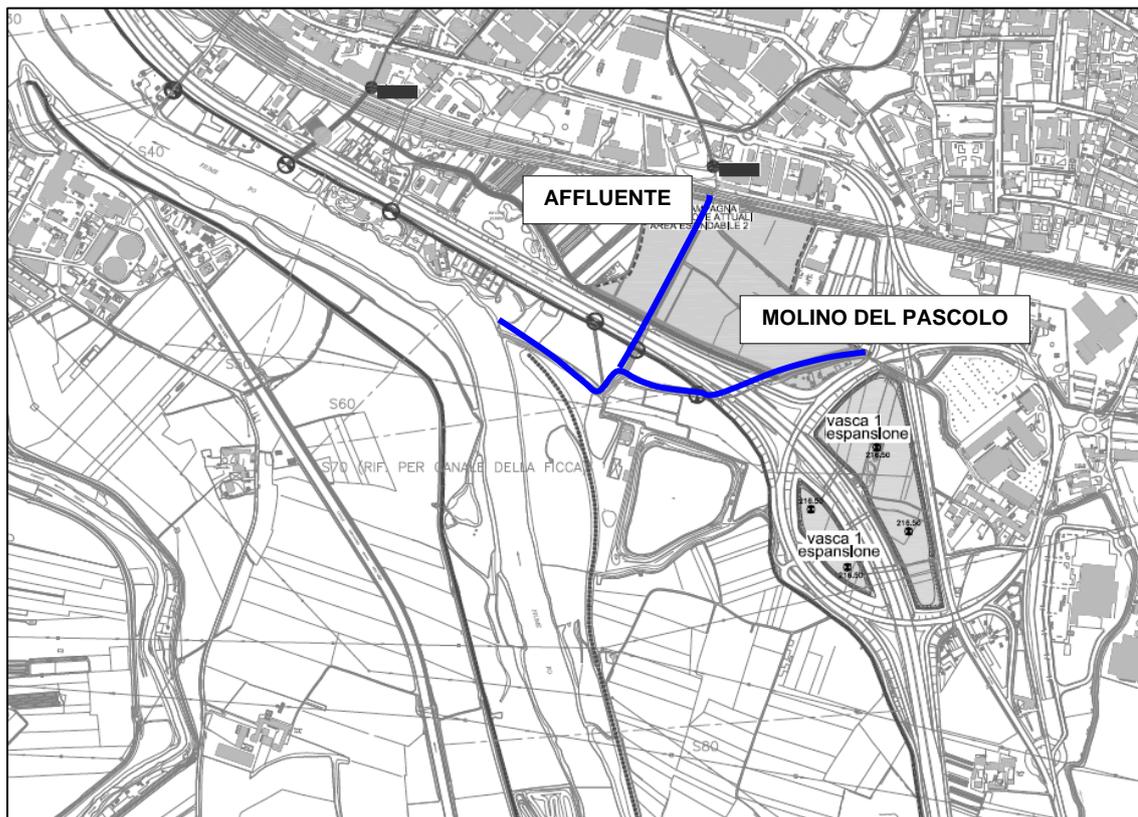
Nel caso in cui si demolisse l'argine destro secondario, come scelta progettuale, mantenendo il solo argine maestro, si dovrebbe assegnare a quest'ultimo una quota di ritenuta superiore, fino anche a 40 cm, e si assegnerebbe a quest'ultimo non solo il compito di contenere i livelli, ma anche di contenere gli effetti distruttivi della piena.

Assegnando invece l'ultimo compito all'argine secondario si preserva maggiormente l'integrità dell'opera in progetto e si aumenta quindi l'efficienza della difesa.

La terza ipotesi non modifica sostanzialmente i livelli di piena. Non raggiunge, quindi l'obiettivo prefissato di laminare la piena, quindi risulta inefficiente.

## 12 Gora del Molino del Pascolo e relativo affluente

In questo capitolo si riportano le verifiche condotte sui due corsi d'acqua di competenza del settore Regionale Decentrato OO. PP. e Difesa Assetto Idrogeologico di Torino (Gora del Molino del Pascolo e relativo affluente) in relazione alle opere in oggetto, con riferimento a eventi di piena aventi tempi di ritorno  $T = 200$  anni. Le attività svolte partono dall'analisi della relazione idrologico-idraulica fornita dai progettisti della "Realizzazione di nuovo canale scolmatore tra il canale della Ficca ed i ponti cittadini sul Fiume Po" incaricati dal Comune di Moncalieri.



Come si dimostrerà nel seguito, il rilevato arginale in progetto e le due chiaviche previste in corrispondenza del rilevato arginale per intercettare i due corsi d'acqua, non modificano in alcun modo le dinamiche di piena dei due corsi d'acqua a monte dell'opera.

Nel seguito si riportano in sintesi le analisi idrologiche derivate dal progetto dello Scolmatore citato e l'analisi idraulica condotta per le verifiche di quanto appena dichiarato.

## **12.1 Assetto geometrico**

Questo paragrafo è una sintesi tratta dalla Relazione idraulica allegata al progetto definitivo della Realizzazione di nuovo canale scolmatore tra il canale della ficca ed i ponti cittadini sul fiume Po.

Per la definizione dell'assetto geometrico nell'ambito della progettazione del Canale scolmatore, sono stati effettuati dei rilievi di dettaglio a partire dal rilievo e dai caposaldi della Carta Tecnica Comunale. Il rilievo integrativo procede a partire dalla confluenza del Rio Rulla nel Canale Scolmatore e da monte rotonda Corso Savona per la Gora del Molino, sino a valle dello scarico dell'impluvio proveniente dalla zona dell'Agenzia delle Entrate in Moncalieri Corso Savona. Ulteriori integrazioni topografiche di dettaglio sono state riferite ai caposaldi della Carta tecnica comunale per le sezioni idrauliche del canale scolmatore nel tratto Rio Rulla Ferrovia (Cavallero 2000) e per le sezioni idrauliche nel tratto C.so Savona rotonda Decathlon della gora del Molino (Gattiglia 2004-2005). Il rilievo completo risulta inquadrato, per la parte di interesse, nelle tavole di rilievo. In conclusione, dal punto di vista idraulico vengono indagati circa 1200 m della Gora del Molino, 1450 m del Canale scolmatore, 420 m del canale della Ficca e circa 1300 m del nuovo tratto del Canale scolmatore.

Per le considerazioni che seguono inoltre è bene tenere presente alcuni vincoli geometrici e della rilevanza di alcuni elementi topografici e idrografici significativi. Per

chiarezza si riportano nella successiva tabella i vincoli topografici principali utili per la definizione dei livelli di obiettivo da raggiungere a tergo delle arginature:

<b>Piano campagna</b>	<b>quota</b>
Lungo Po Abellonio	Da 219.7 a 220.2
Via Goito	223.8
Piazza Caduti della Libertà	Da 223.1 a 223.6
Ferrovia stazione	226.0
Ferrovia sovrappasso Cso Savona	223.3
Corso Savona - Piazza Caduti della Libertà	223.3
Corso Savona – Via Bandina	222.5
Via Bandina	Da 219.7 a 221.3
Posteggio Via Bandina	220.5
Corso Savona – Agenzia Entrate	221.6
Via Cavour (quote più basse)	221.9
Campo sportivo L. Einaudi	219.3
Viale XXIV Maggio (ed aree limitrofe)	Da 219.9 a 220.8
Corso Savona – Via Bruno Buozzi	222.0
Corso Savona – Rotonda San Paolo minimo ingresso posteggio	221.1
Corso Savona – Rotonda San Paolo Lato strada Vivero	221.6
Corso Savona – zona Decathlon	221.8
Argini canale scolmatore attuale	Da 221
Area San Paolo	221.5
Area Decathlon	221.5
Area Bussetti	221.9
Sponde Rio Molino del Pascolo tra Decathlon e parallelo 45°	221.3
Via Postiglione	223
Area Industriale	Da 223 a 223.8
Bauducchi	Da 222.7 a 223.5
Bauducchi grossi	Da 223.0 a 223.8

**Corsi d'acqua**

Fondo alveo Canale della Ficca a confluenza in Po	215.6
Fondo alveo Canale della Ficca a confluenza Rio Molini del Pascolo e Canale Scolmatore	217.06
Fondo alveo Canale scolmatore al ponte di Strada Sanda	221.5
Ingresso rio Rulla in canale scolmatore	219.2
Canale scolmatore ad Ingresso rio Rulla	218.75
Ciglio acqua Po in Lungo Po Abellonio	213.5

**Idrovora 1 (Agenzia delle Entrate)**

quota strada di accesso da Corso Savona	221.40
quota balcone	222.38
quota fondo mascone	220.05
quota cielo tubo di scarico	218.65
quota scorrevole di scarico a valle	216.94
dimensione a monte tubo 1200	dimensione a valle arco basso: altezza in chiave 1.20 m larghezza alla base 2.50.

**idrovora 2 (Distributore c.so Savona)**

quota strada Corso Savona	221.61
quota estradosso scatolare	220.00
fondo scorrevole	217.90
spessore parete superiore 25 cm	altezza utile 2m

Dall'analisi della geometria attuale si deduce che le due idrovore esistenti trovano giustificazione, alla luce dei problemi evidenziati, proprio per deprimere il livello delle acque nelle zone basse a tergo di corso Savona in condizioni di Po in piena.

A partire dalle quote riportate nelle tabelle precedenti e sulla base del rilievo topografico di dettaglio esteso, effettuato in fase di definizione del progetto dello scolmatore, risulta necessario definire dei livelli limite, superati i quali si innescano differenti livelli di problemi.

In particolare viste le quote a tergo dell'idrovora 1 e dell'idrovora 2 si osserva che la maggior parte delle strade presenta quote intorno a 221; si rileva inoltre come alcuni cortili interni risultino essere maggiormente depressi; considerato inoltre un franco

minimo connesso con la propagazione a monte dei livelli in condizioni di piena, si ritiene di individuare il valore di 220 msm quale quota idrometrica limite di riferimento; per livelli idrometrici inferiori, quindi, si può ritenere che il sistema nelle attuali condizioni non subisca interferenze negative; per quote superiori iniziano invece a manifestarsi progressivamente problemi diversi: a quota 220.5 msm possono ad esempio innescarsi problemi localizzati di allagamento di cortili e/o cantine; quota 221 msm è il limite per l'esonazione sulle strade.

Si sono quindi individuate le seguenti "quote idrometriche limite", il cui superamento può comportare problemi diffusi nelle aree circostanti (o a monte nel caso delle idrovore), quali allagamenti, insufficienza della rete drenante, etc.:

- Idrovora 1: 220.00 msm
- Idrovora 2: 220.50 msm.
- Canale scolmatore – Rio Rulla: 221.10 msm
- Sottopasso di Strada Vivero: 220.30 msm
- Rio Molino del Pascolo: 221.00 msm

Sempre in base alla geometria attuale si può stimare **che livelli in Po alla confluenza con il canale della Ficca pari o superiori a 218.30 m slm** diano inizio a fenomeni di rigurgito che interessano progressivamente l'idrovora 1, la 2 ed a seguire il canale della Ficca stesso.

In conclusione per il livelli a monte del sistema arginale una quota di 220 msm sarebbe di sicurezza pressochè assoluta; la quota di 220.50 msm rappresenta il limite dei minimi disagi tollerabili in presenza di un evento di piena di portata duecentennale; la quota di 221 msm è il limite estremo da non superare per preservare le viabilità cittadine e la maggioranza delle aree dall'acqua.

## 12.2 Analisi idrologica

Nello studio per la realizzazione del nuovo scolmatore tra il Canale della Ficca ed i ponti cittadini sul fiume Po sono stati accuratamente approfonditi gli aspetti idrologici di correlazione tra le condizioni del reticolo di monte e quelle contemporaneamente presenti in Po; ulteriori approfondimenti derivano da analisi della geometria del piano campagna e conseguentemente dalla valutazione degli effetti dei livelli sullo stesso.

Lo studio idrologico ha adottato un modello concettuale «afflussi-deflussi»; tale tipologia di modello permette di determinare l'idrogramma di portata in determinate sezioni del bacino di riferimento assegnate le precipitazioni meteoriche ed in funzione di parametri morfometrici del bacino, di dati sulla copertura vegetale e sulle caratteristiche del suolo. L'indagine idrologica ha portato a fornire, quindi, portate d'assegnata probabilità alla sezione di chiusura dei sottobacini che, nel caso in esame sono forniti (ed univoci) a monte delle aree potenzialmente allagabili (ai piedi della collina); per ciò che avviene a valle, invece è stata elaborata una modellazione di affinamento (moto vario monodimensionale) per la valutazione di livelli, idrogrammi e portate finali di confluenza in Po per quella porzione di territorio soggetta a problematiche non lineari di rigurgito.

Sulla base dei risultati dell'analisi idrologica riportati nella tabella seguente per il canale della Ficca, ricettore dei due corsi d'acqua a valle dell'arginatura, è stato individuato il valore di portata al colmo relativo ad un evento con tempo di ritorno duecento anni, su cui effettuare le verifiche.

Tale valore è relativo al tempo di pioggia di 24 ore, concomitante con l'evento di piena del Po per cui è prevista l'entrata in funzione delle chiaviche.

Le condizioni per la verifica quindi sono le seguenti:

Soluzione sviluppata (con riferimento allo studio di fattibilità)	Ingresso da canale della Ficca	Ingresso da scolatore della vecchia idrovora 2E
Ipotesi TR 200 ANNI TP 24 h	Idrogramma delle portate per TR 200 anni TP 24 h Colmo A 30.2 mc/s	Idrogramma delle portate per TR 200 ANNI TP 24 h Colmo A 3.84 mc/s

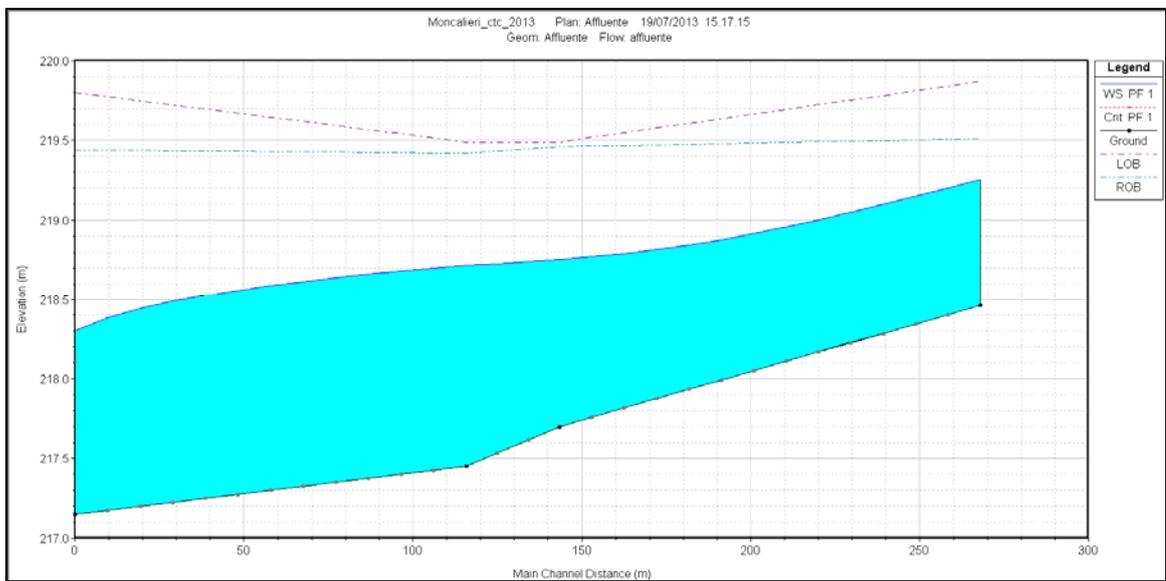
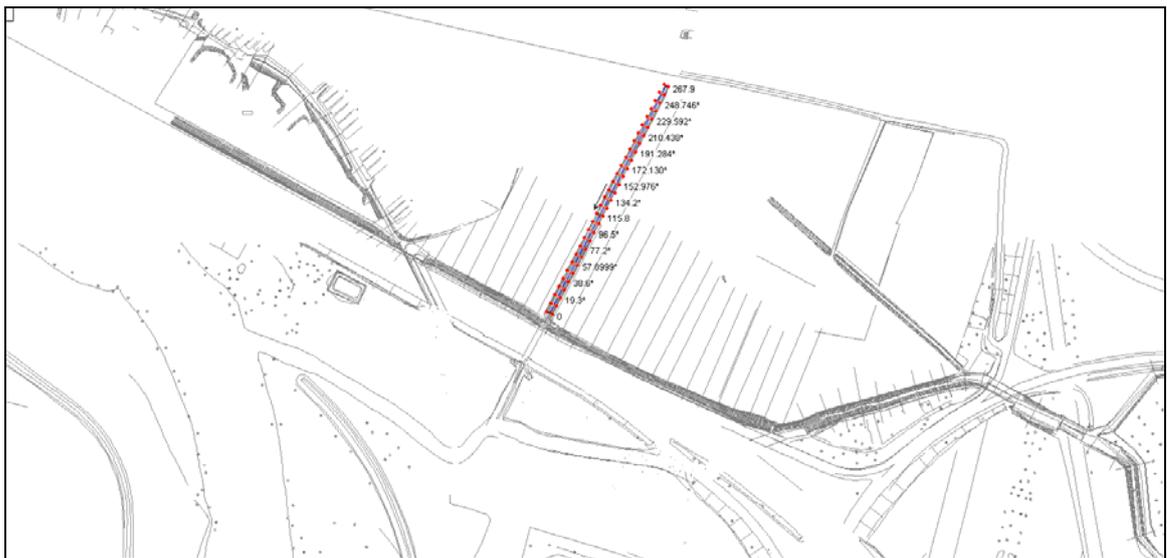
### 12.3 Analisi idraulica

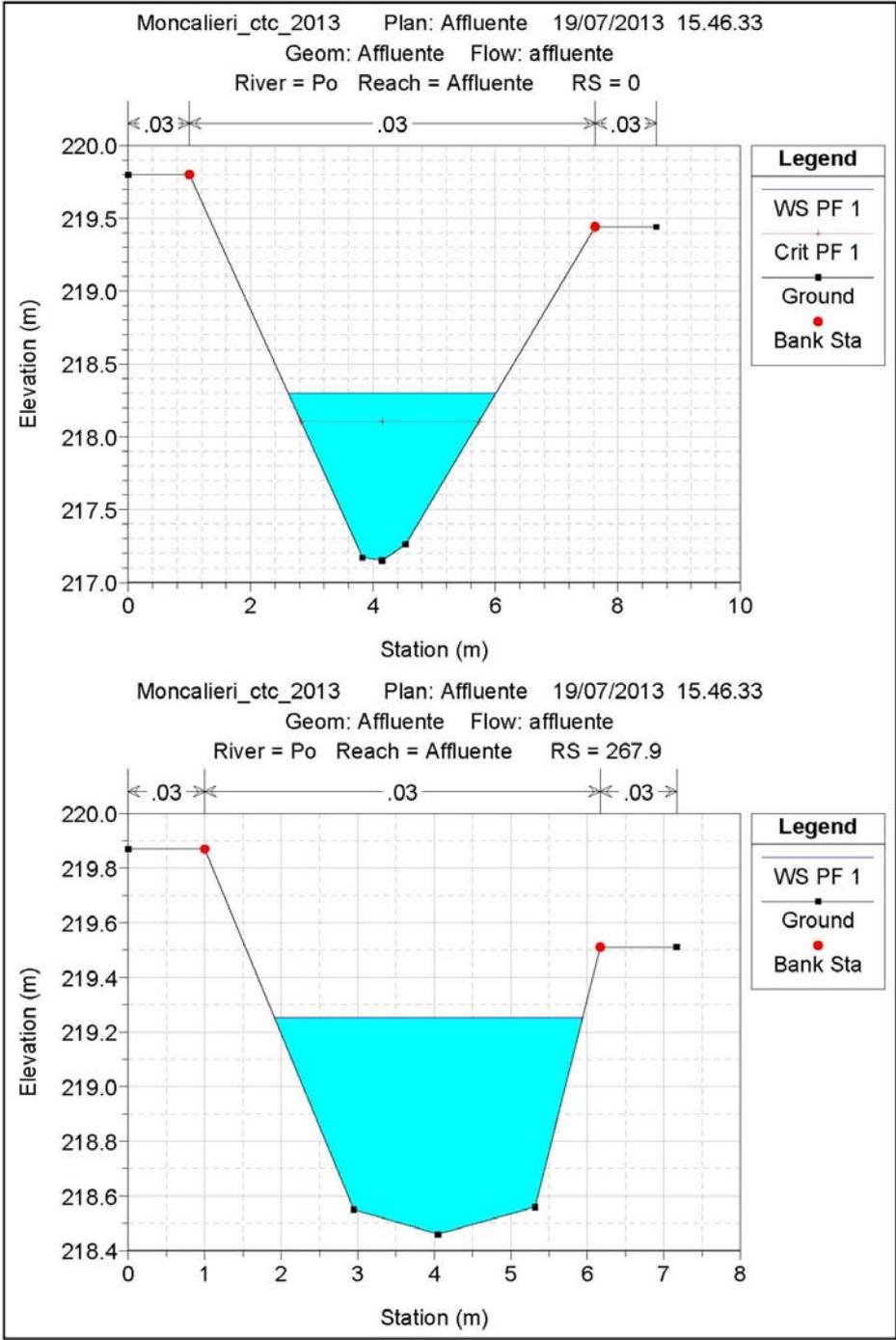
Al fine di verificare i due corsi d'acqua in relazione all'argine e alle chiaviche in progetto è stata condotta una verifica in condizioni di moto permanente. L'analisi è volta a verificare che fintanto che il livello in Po è inferiore a **218.30 m slm**, quindi le paratoie delle chiaviche sono alzate, i due corsi d'acqua sono in grado di convogliare le portate sopra indicate. Per la verifica sono stati quindi realizzati due modelli monodimensionali in moto permanente, di seguito si riportano i risultati ottenuti.

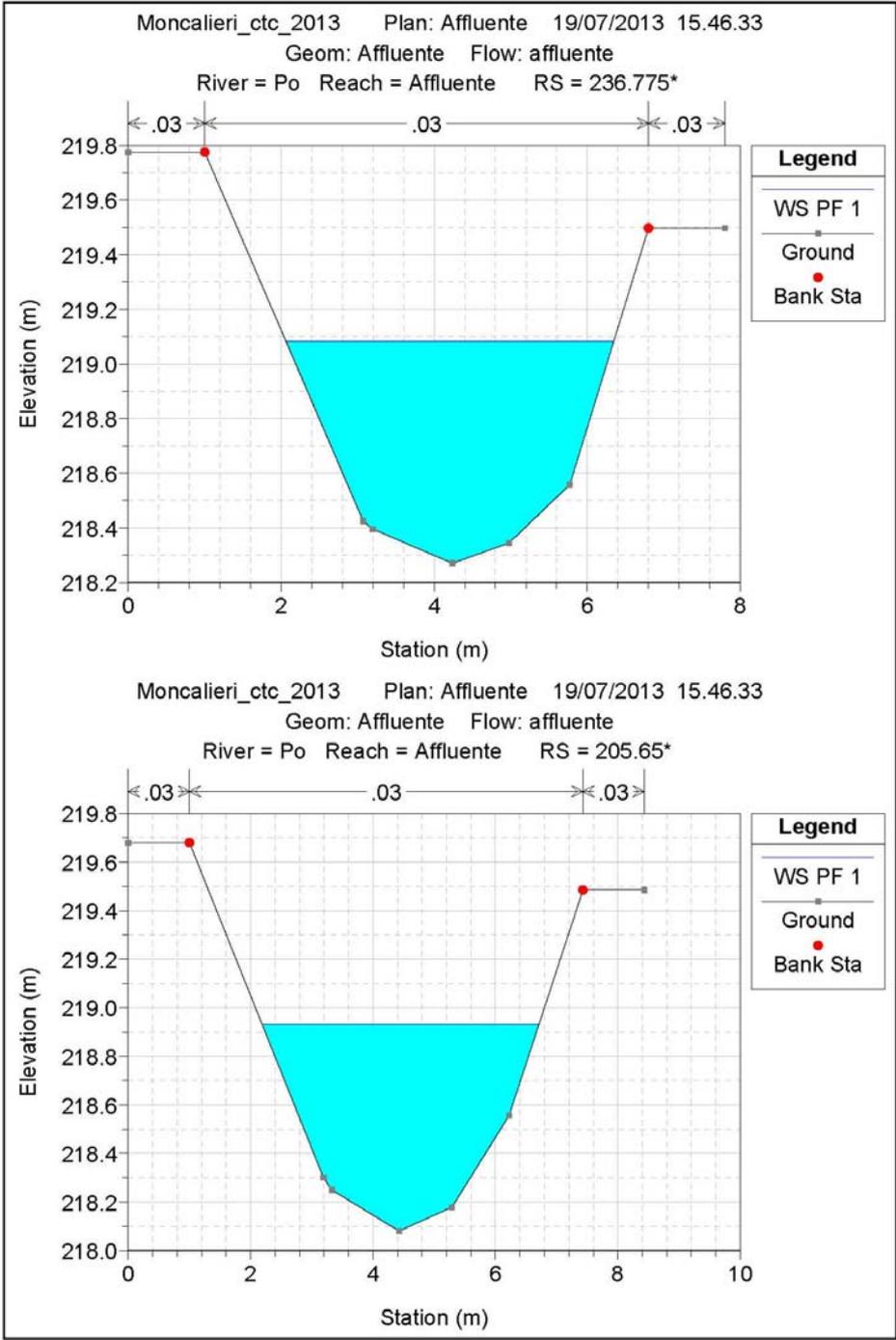
### **Affluente (Scolatore vecchia idrovora 2E)**

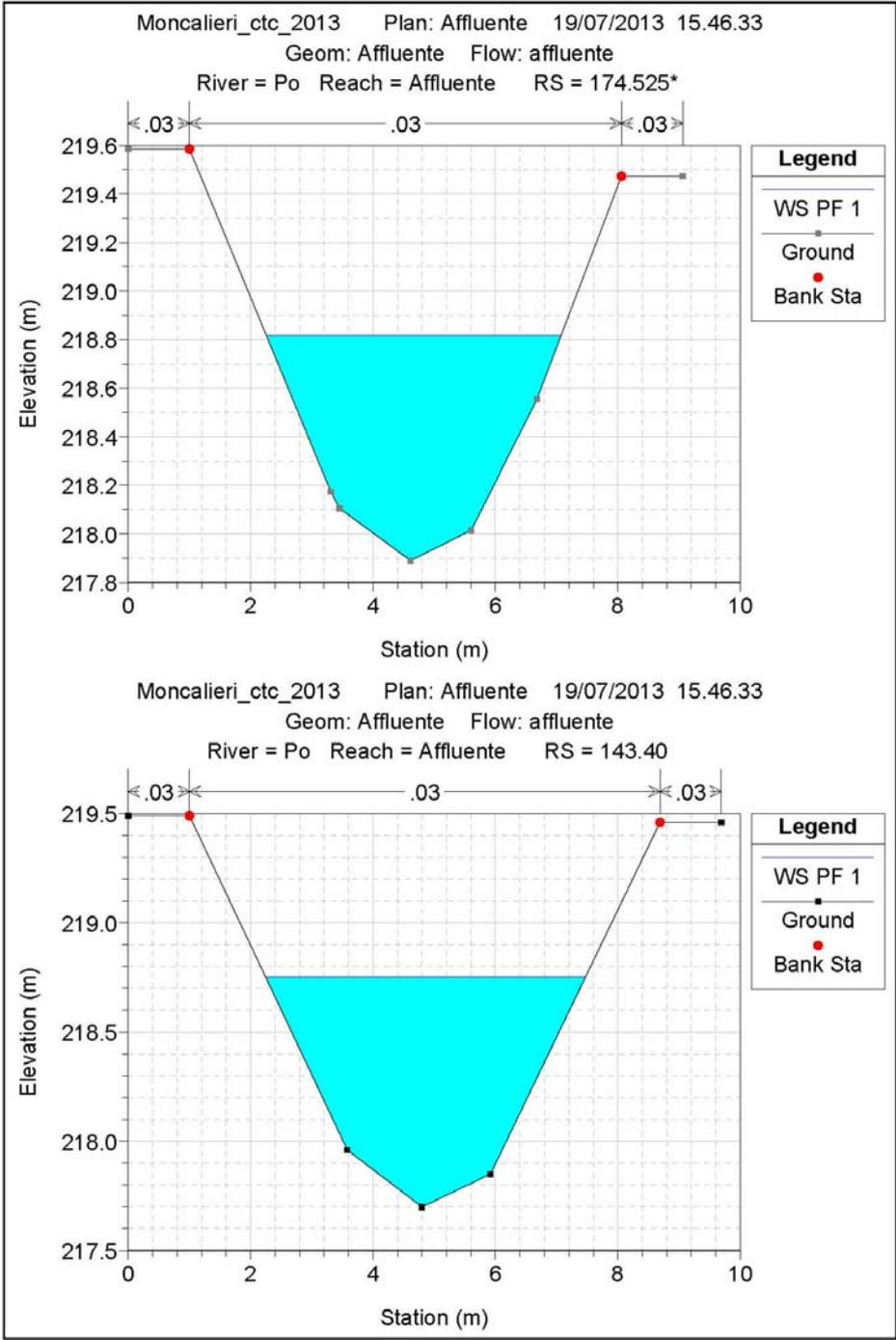
Condizione di valle Livello Fiume Po: 218.30 m s.l.m.

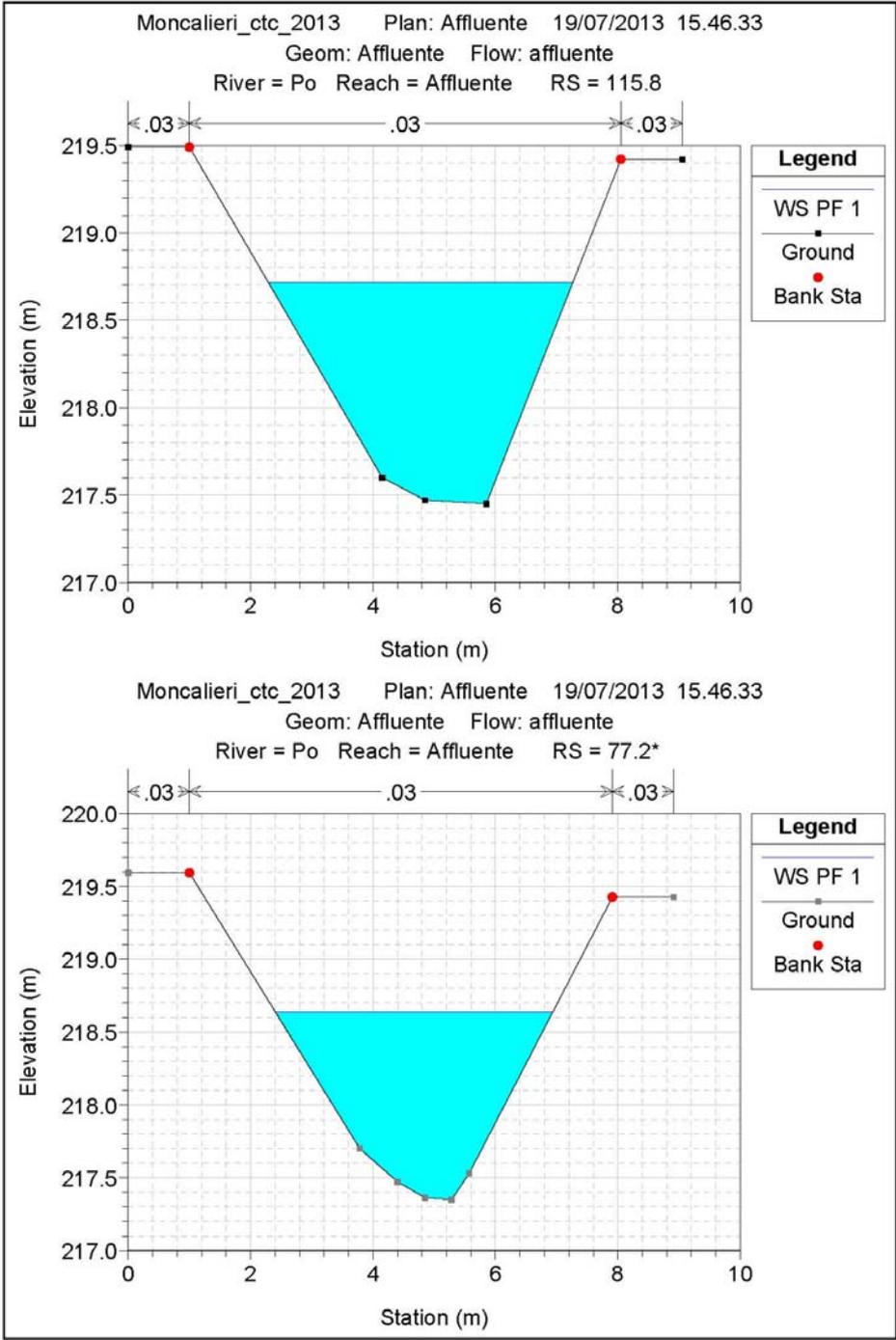
Portata in ingresso: 3.84 m<sup>3</sup>/s

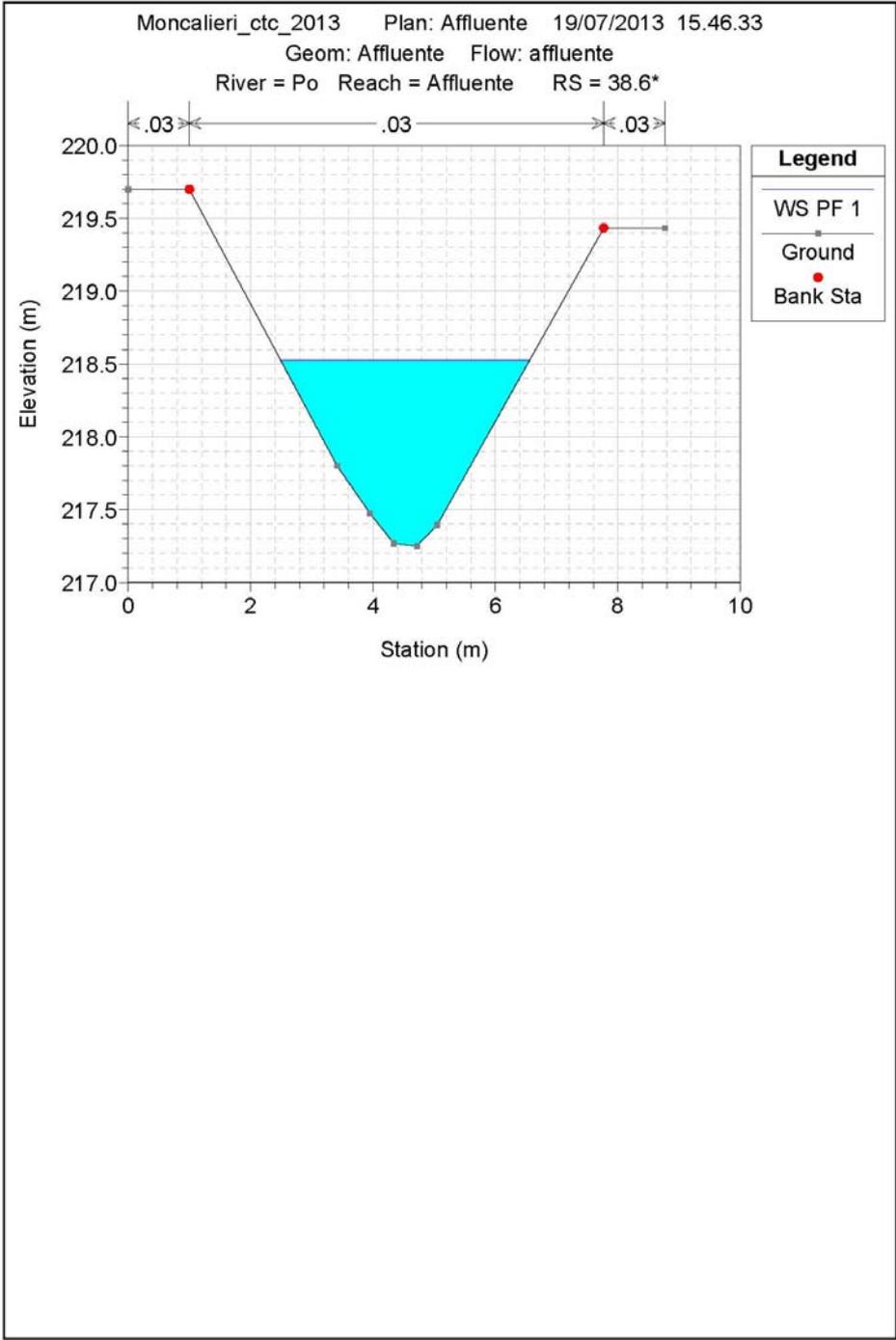








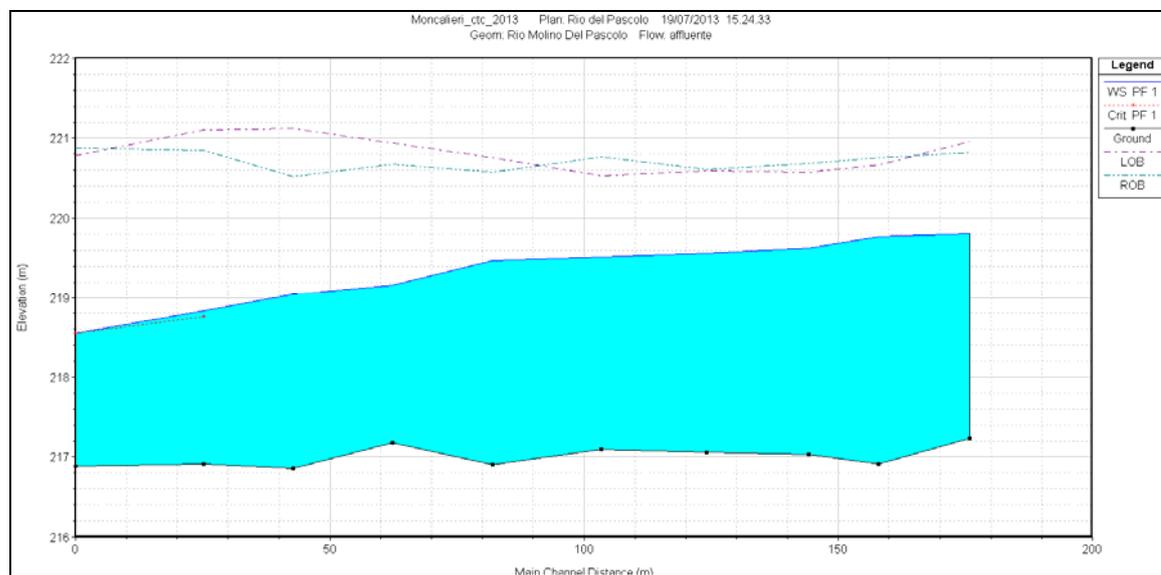
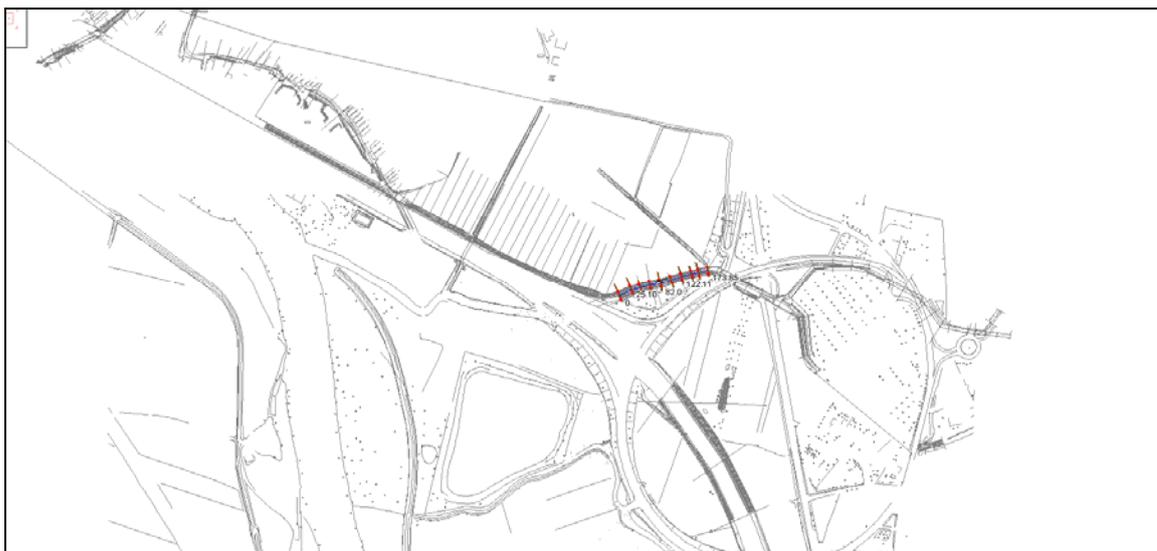


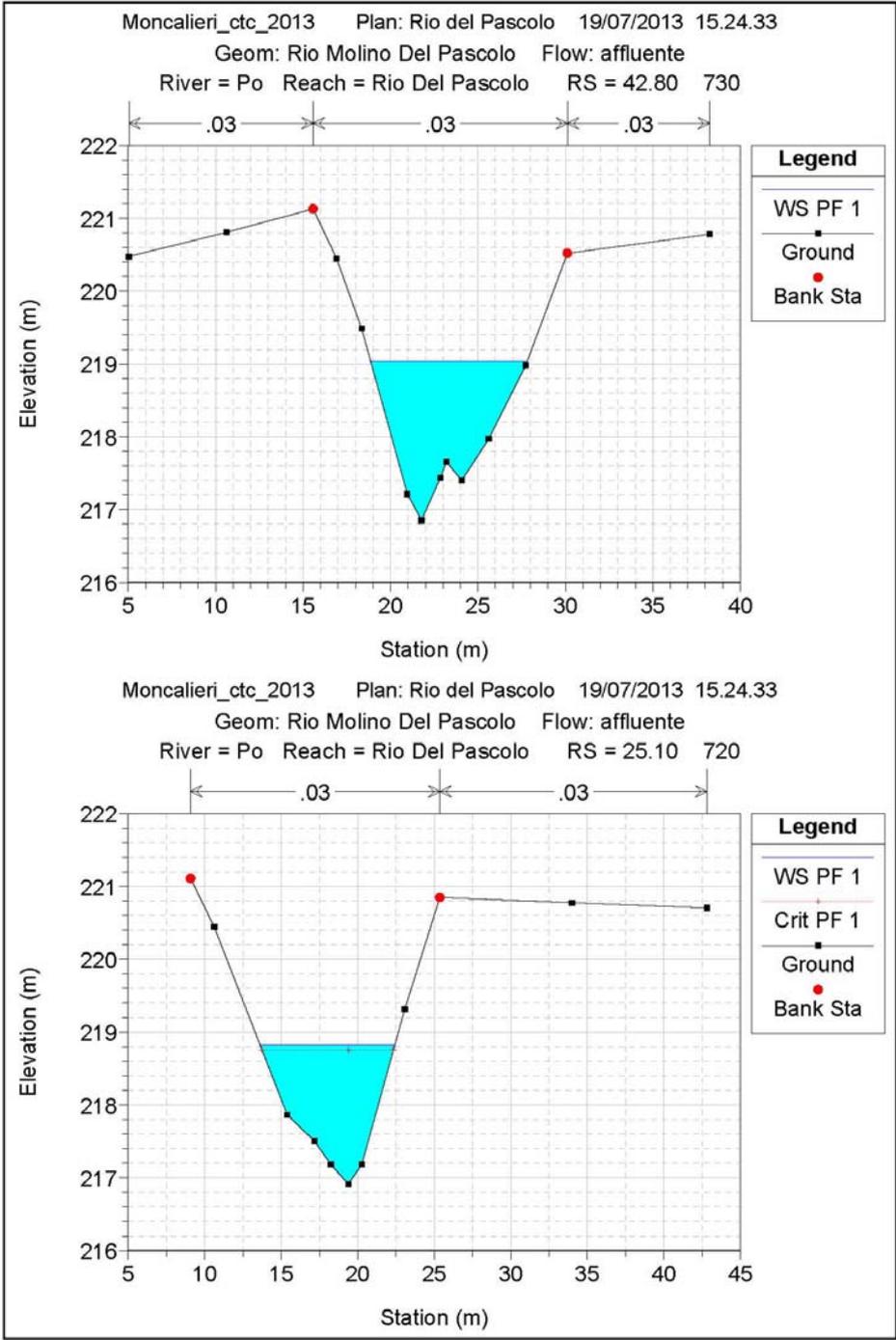


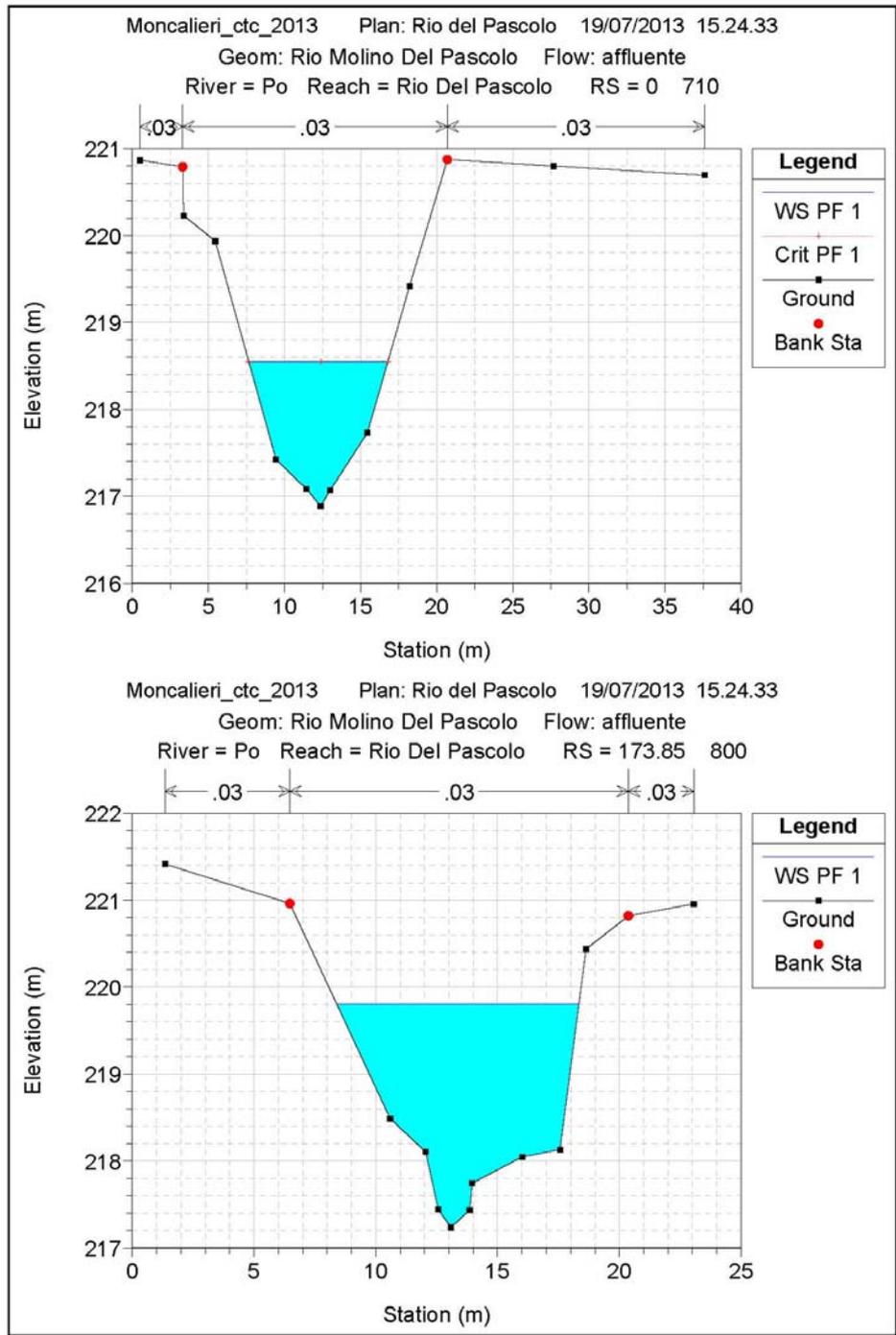
## Rio Molino del Pascolo

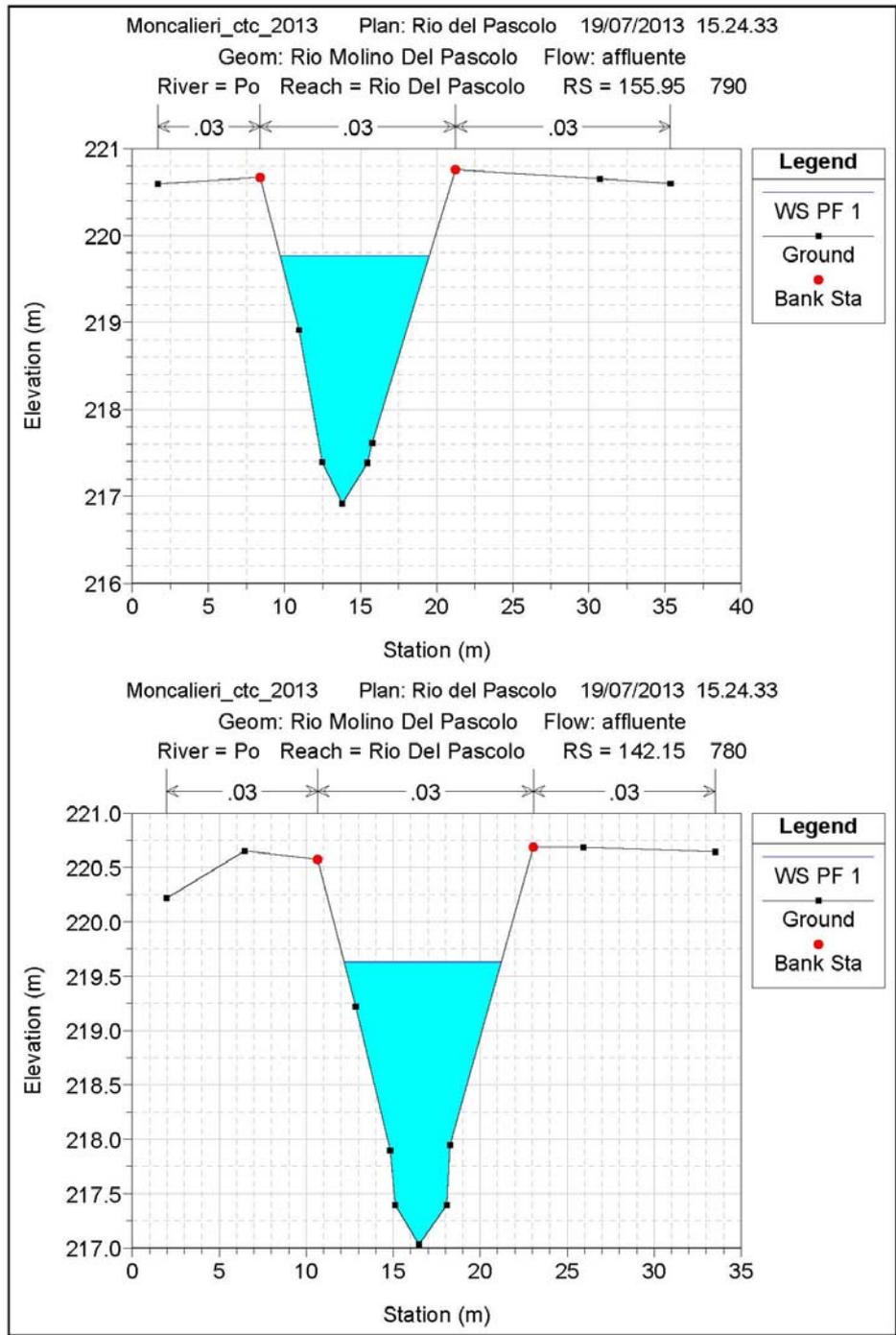
Condizione di valle Livello Fiume Po: 218.30 m s.l.m.

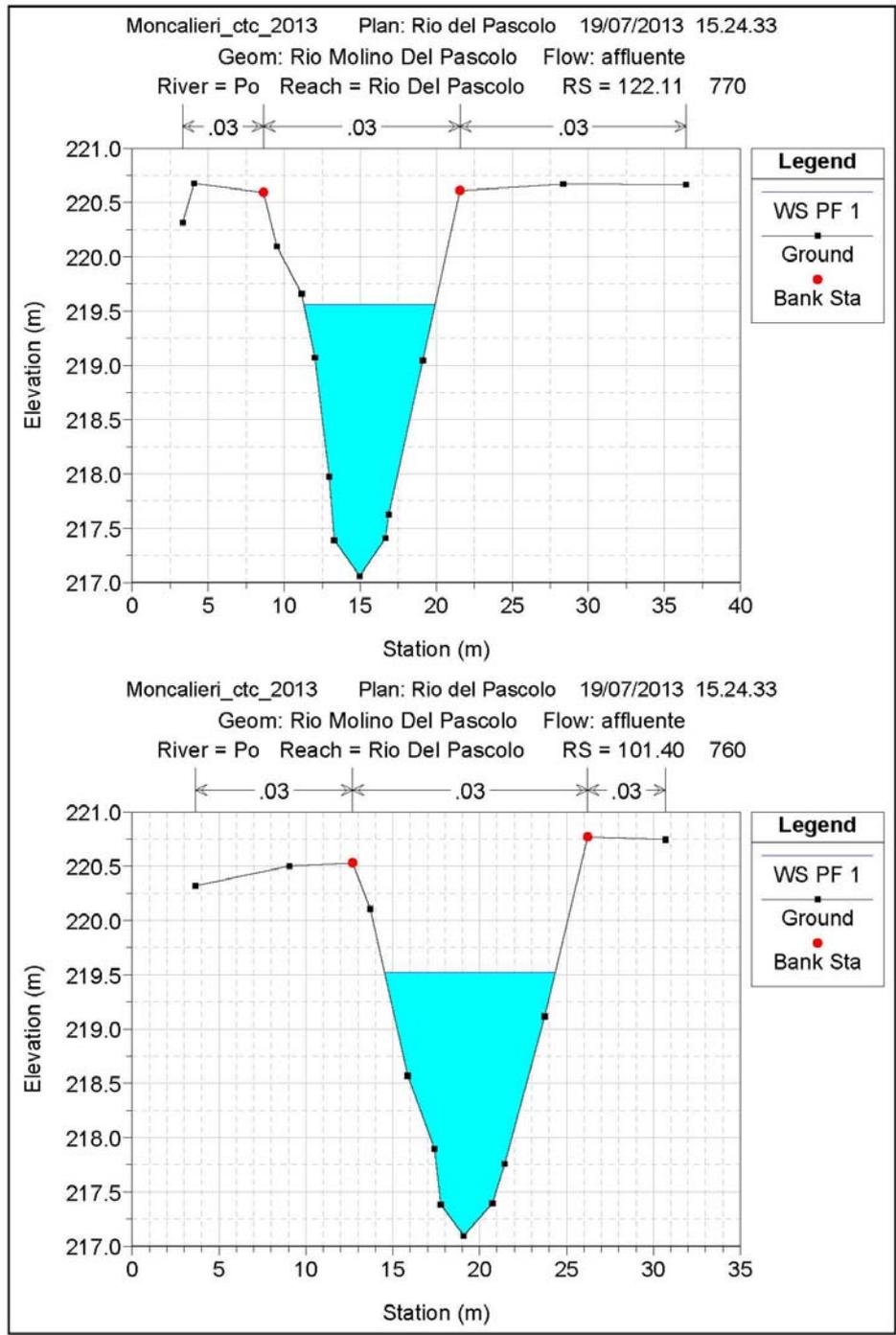
Portata in ingresso: 30.2 m<sup>3</sup>/s

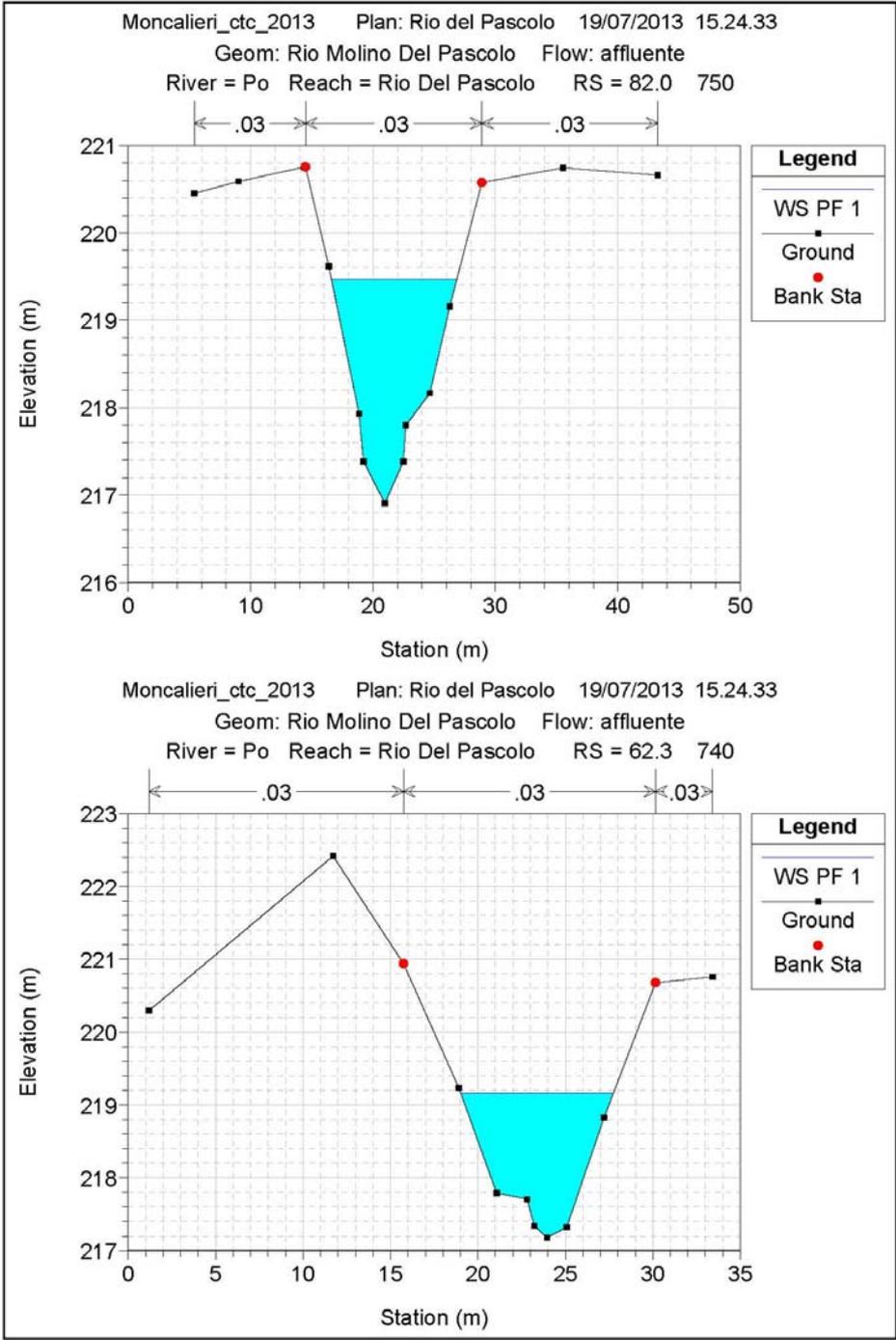








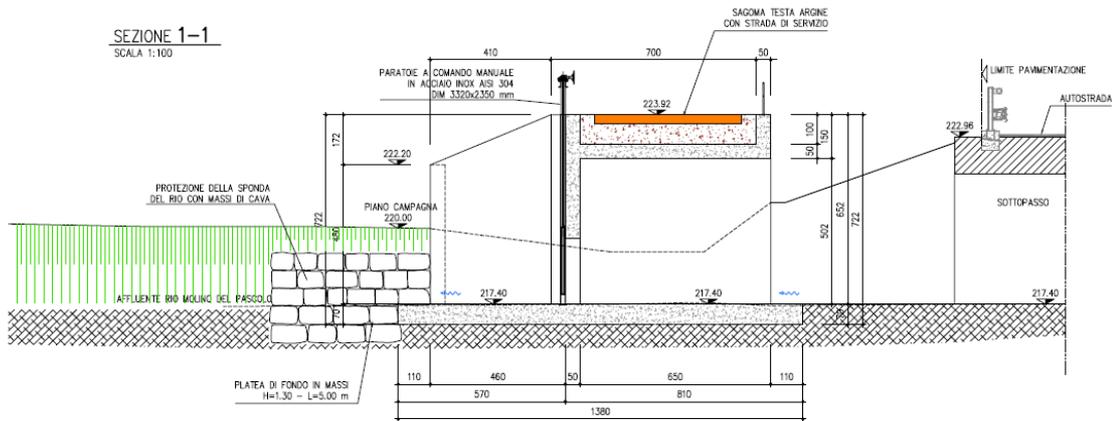
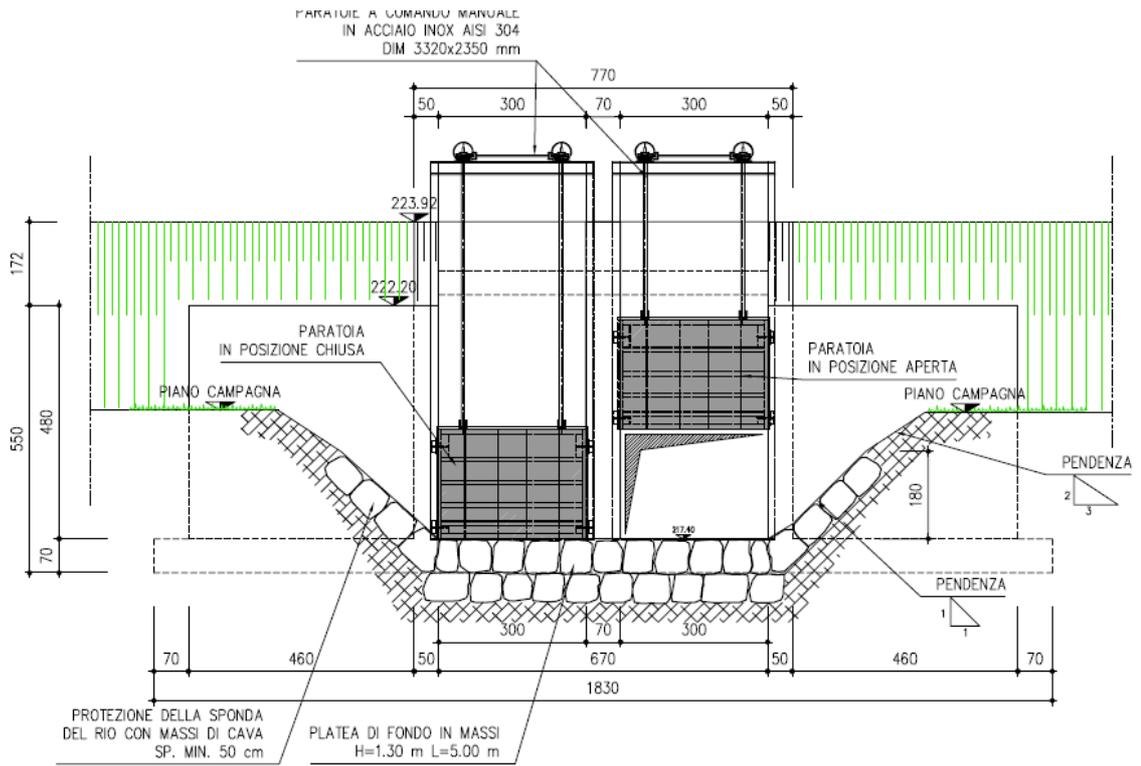




## 12.4 Analisi idraulica di progetto

Per l'analisi dello stato di progetto il modello numerico è stato adattato inserendo i manufatti chiavica previsti nel corpo arginale in corrispondenza del Rio Molino del Pascolo e dell' affluente. Ciascuna chiavica ha una luce formata da due aperture di 3.00 x 2.00 m, per una superficie libera complessiva pari a 12 m<sup>2</sup>. Nel modello idraulico sono stati quindi inseriti gli opportuni elementi necessari alla modellazione del passaggio della corrente attraverso tali luci sfruttando l'elemento "Culvert" del codice di calcolo HecRas. Sono state condotte **due serie di simulazioni**, la prima analoga alla simulazione del paragrafo precedente, volta alla **verifica del funzionamento delle chiaviche all'atto dell'avvio dello scolmatore**, quindi con il livello di Po pari a **218,30 m s.l.m.** e le massime portate defluenti compatibili con il verificarsi dell'evento **T 200 anni** di Po. La seconda serie di simulazioni è stata invece svolta al fine di **verificare il funzionamento delle chiaviche con il massimo deflusso compatibile nei rii**. Nelle figure che seguono si riportano il prospetto di valle e una sezione longitudinale delle due chiaviche (Vedi Tavv. 8.1.1 e 8.2.1)





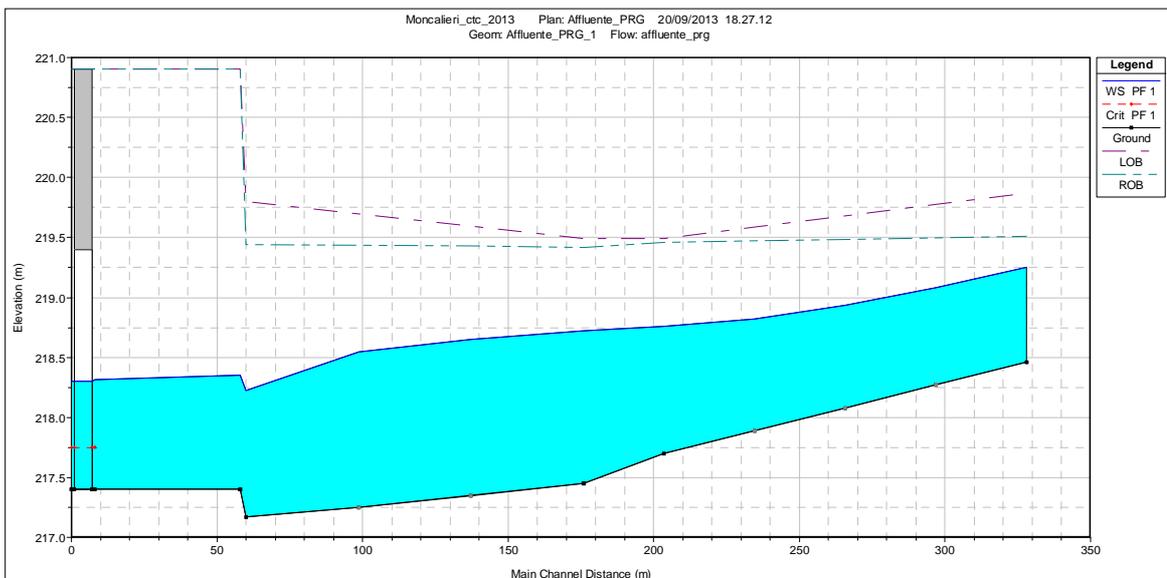
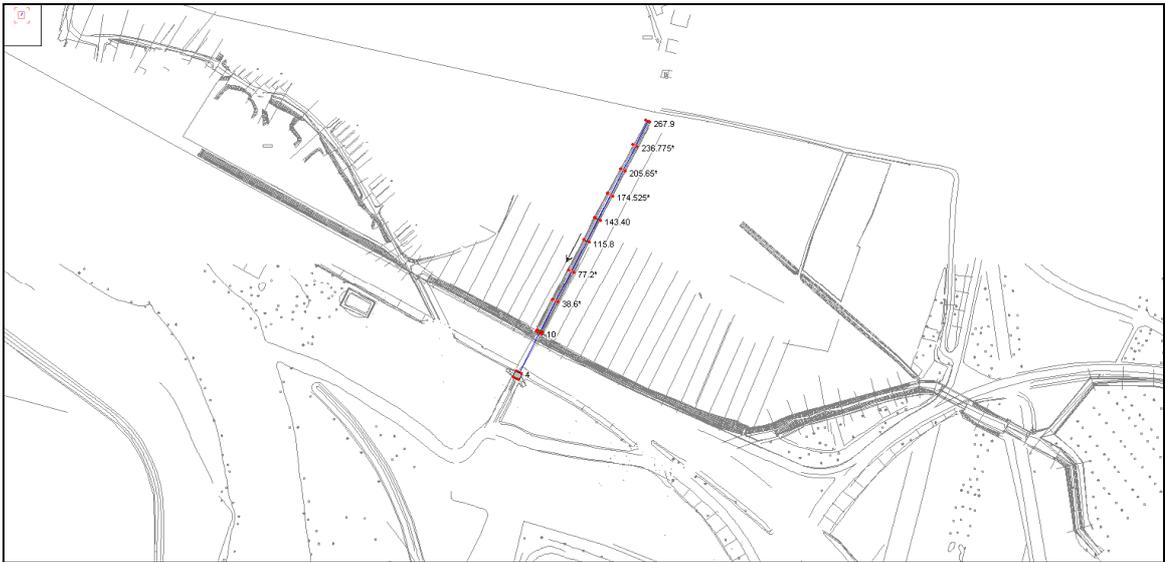
Vista da Valle e sezione longitudinale della chiavica dell’Affluente

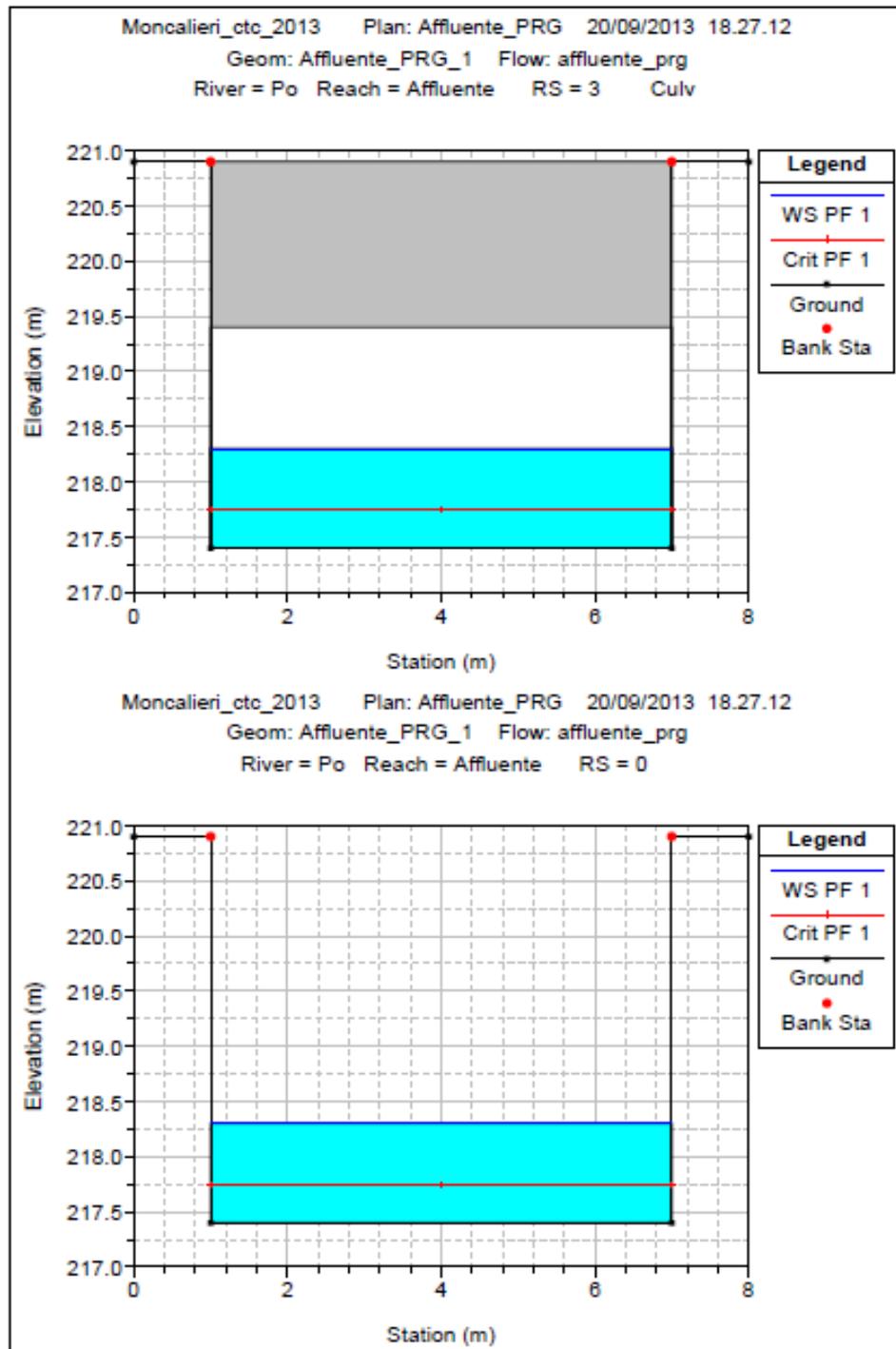
## 12.4.1 Verifica del funzionamento delle chiaviche all'atto dell'avvio dello scolmatore

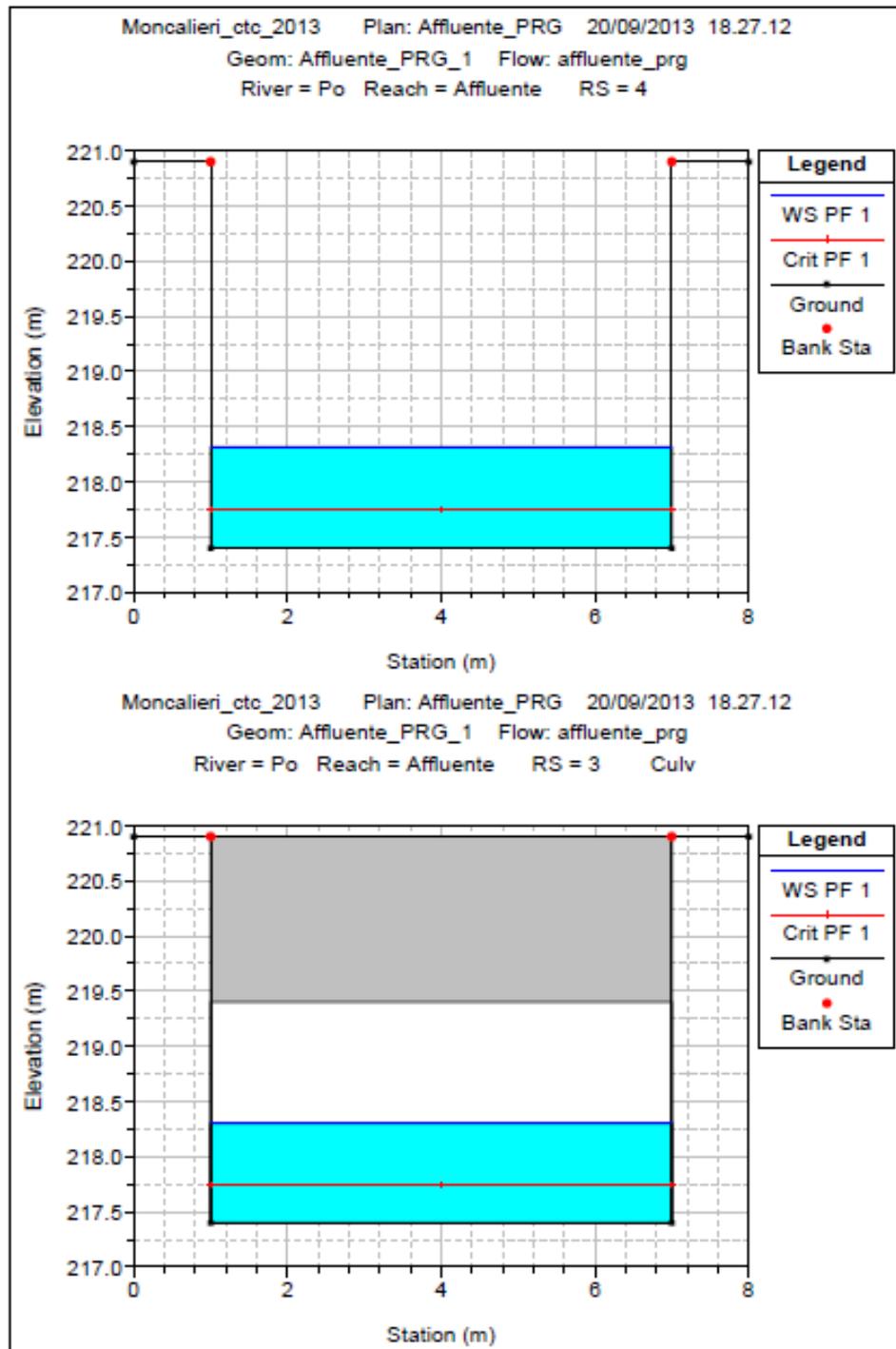
### *Affluente (Scolatore vecchia idrovora 2E) Progetto*

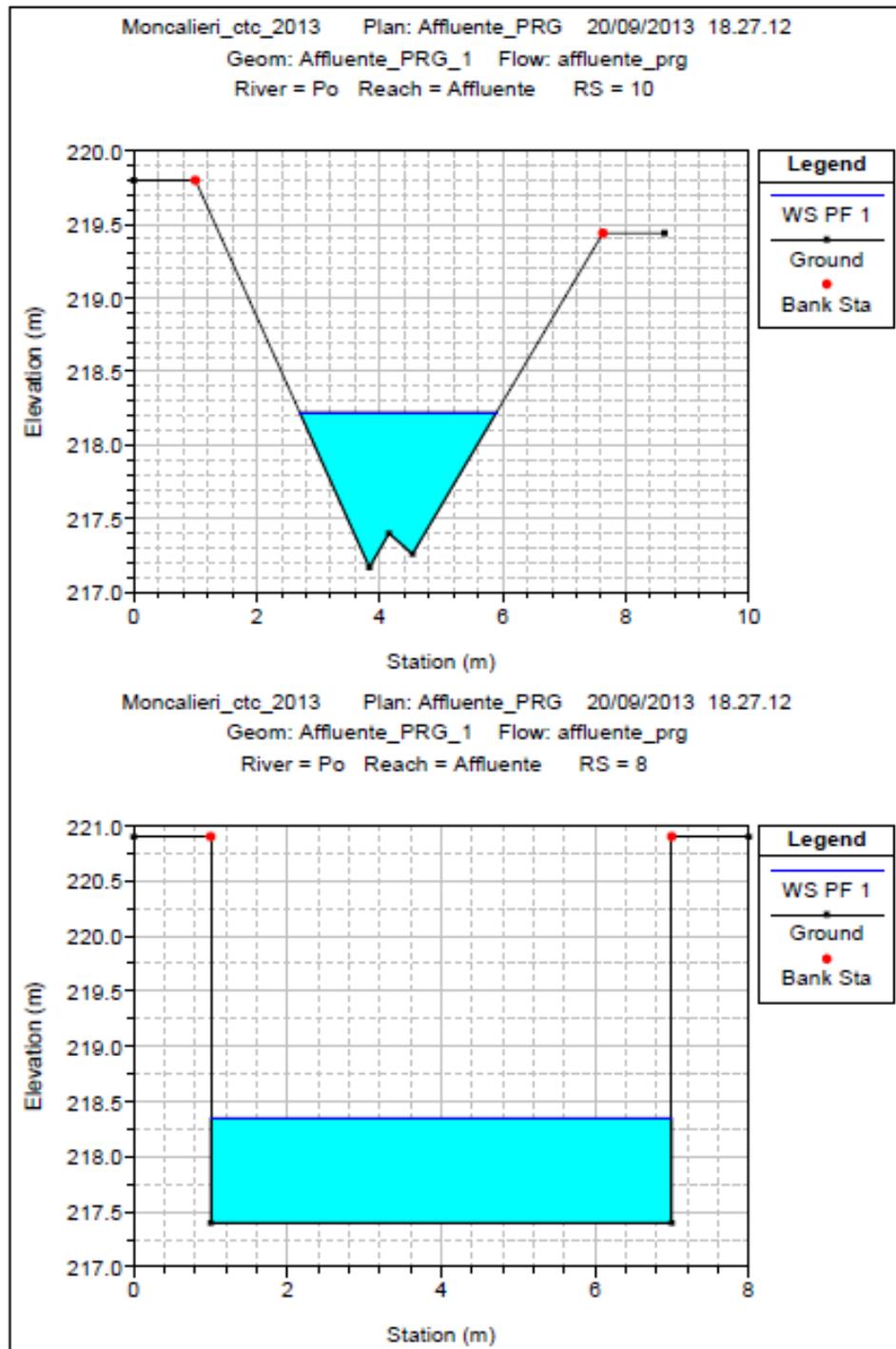
Condizione di valle Livello Fiume Po: 218.30 m s.l.m.

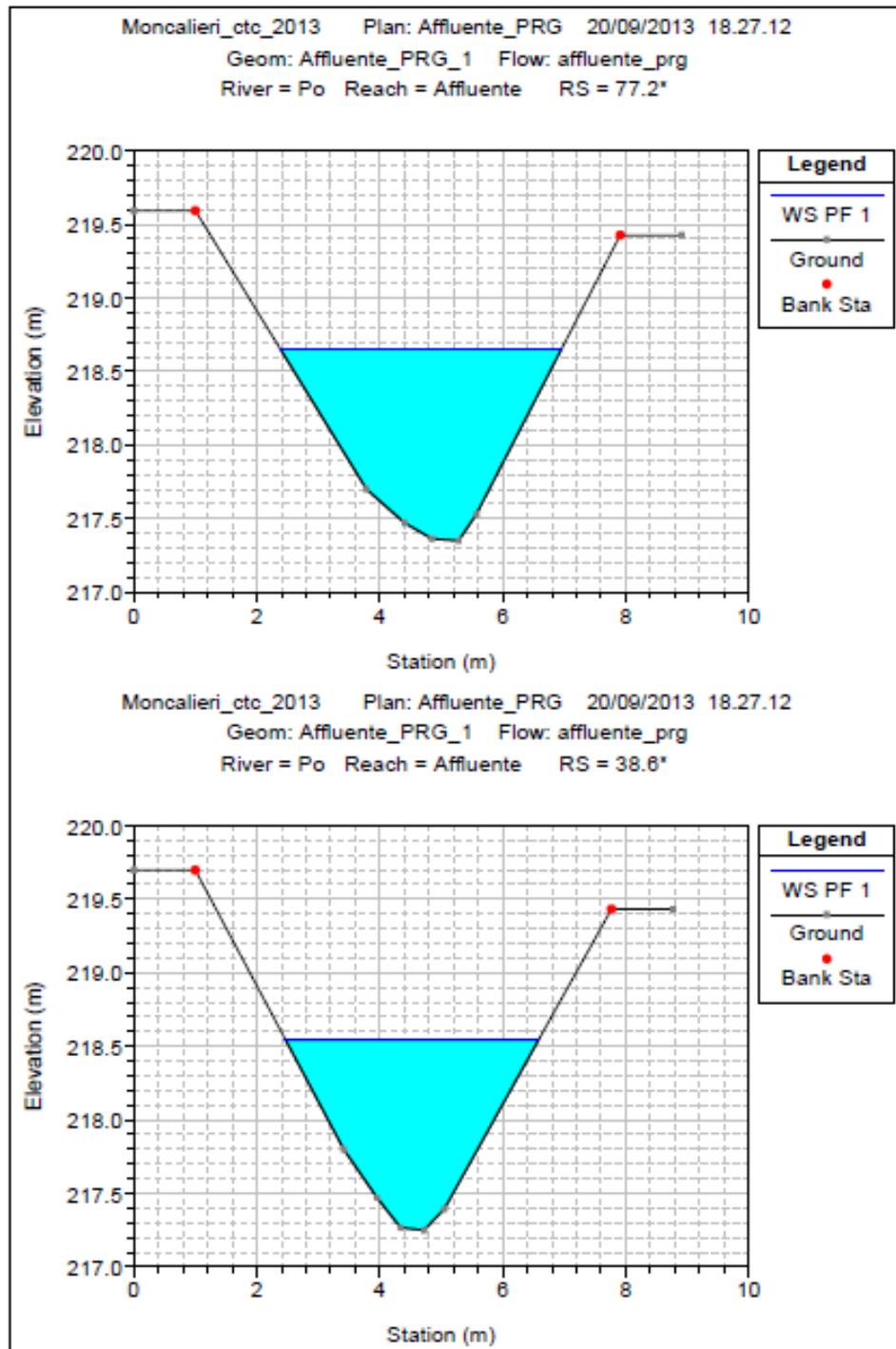
Portata in ingresso: 3.84 m<sup>3</sup>/s

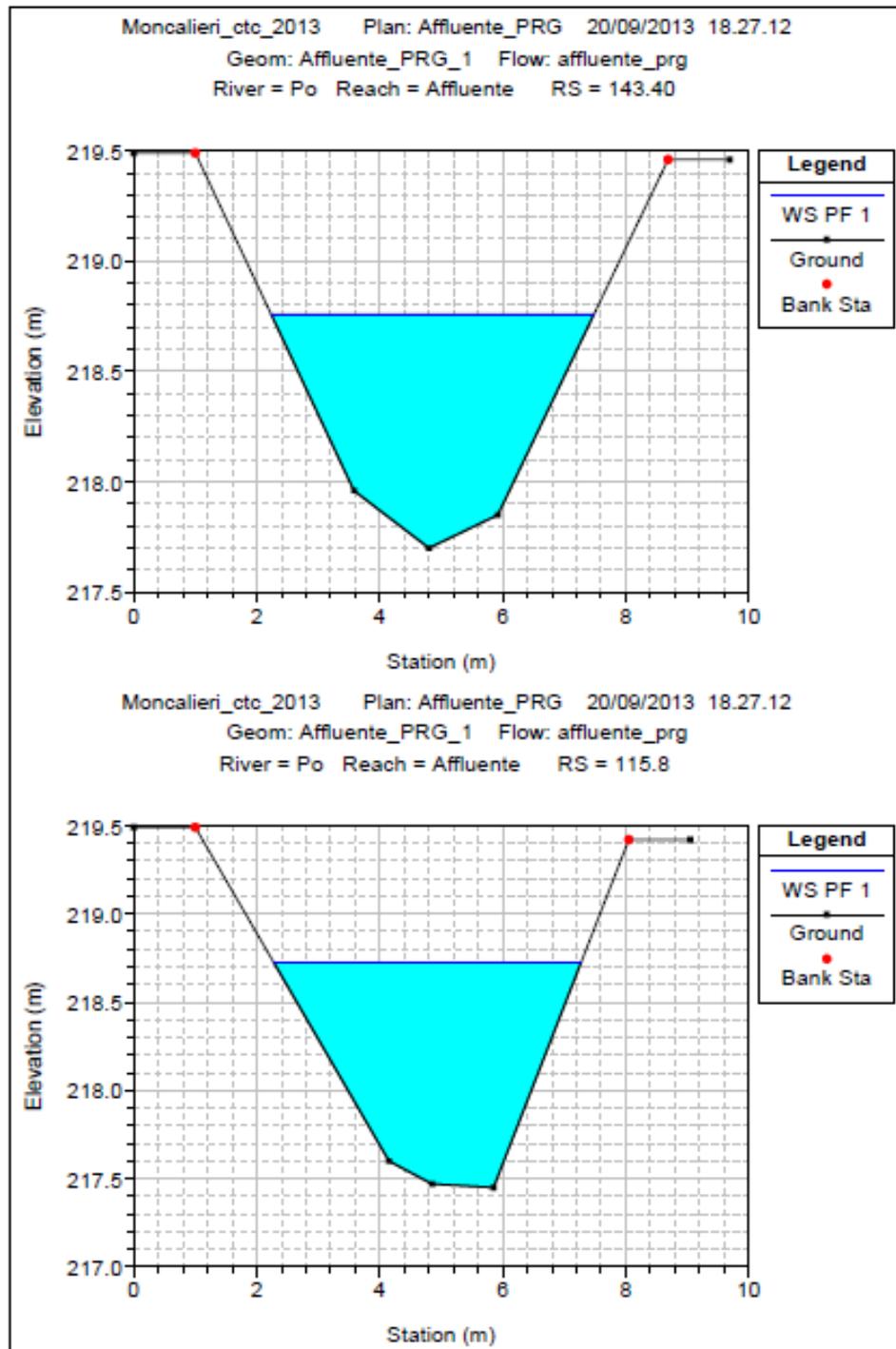


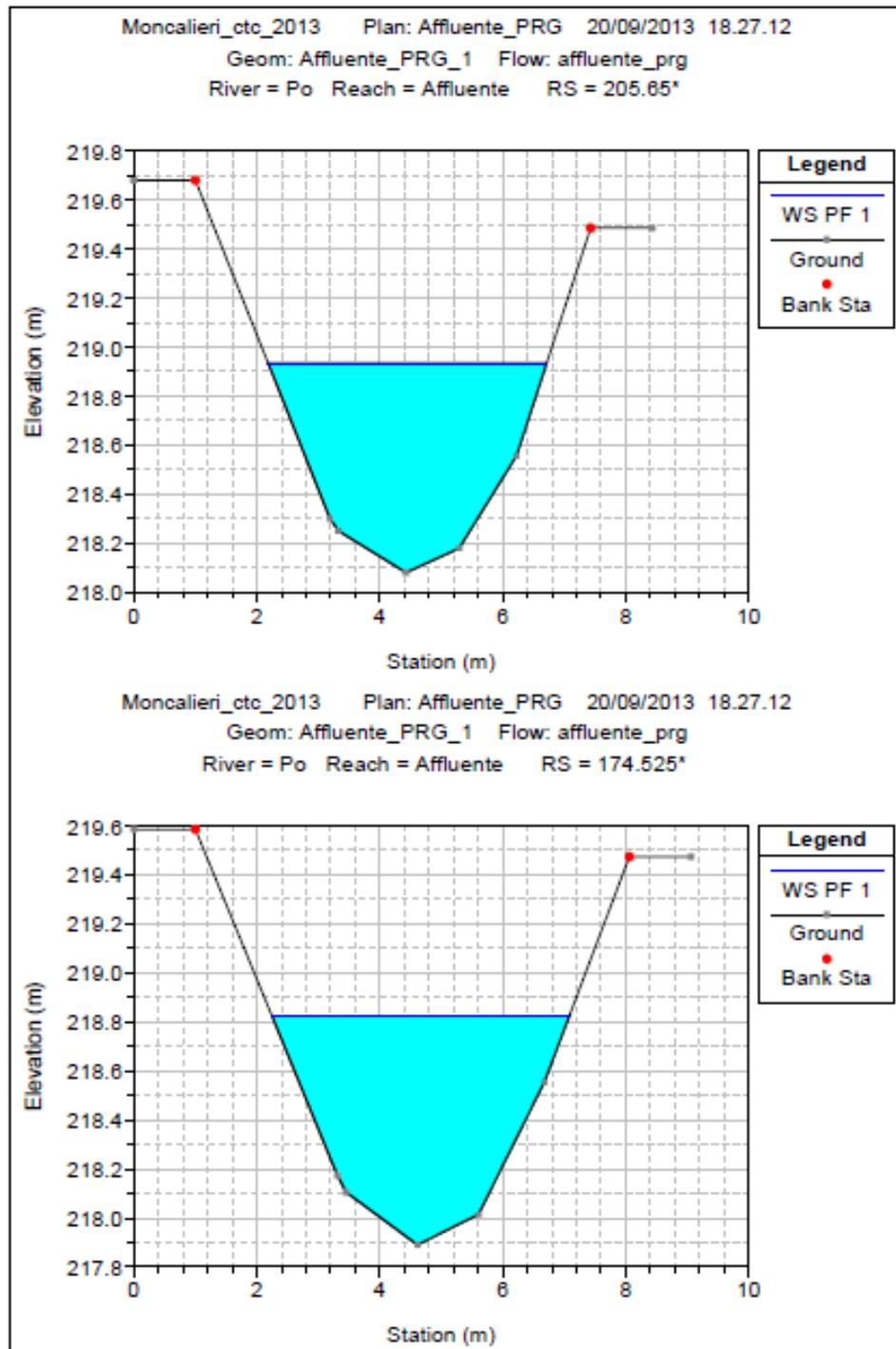


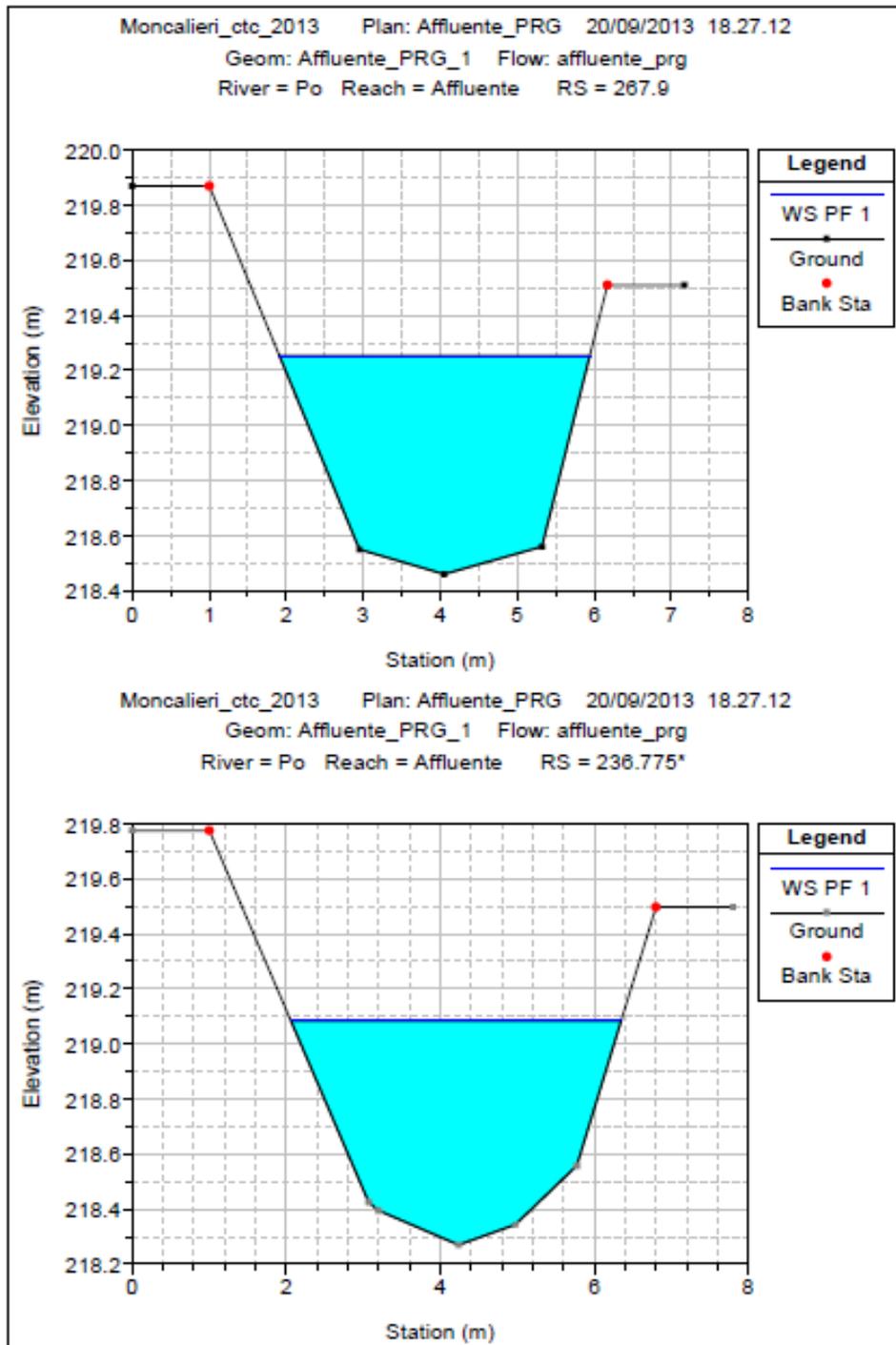








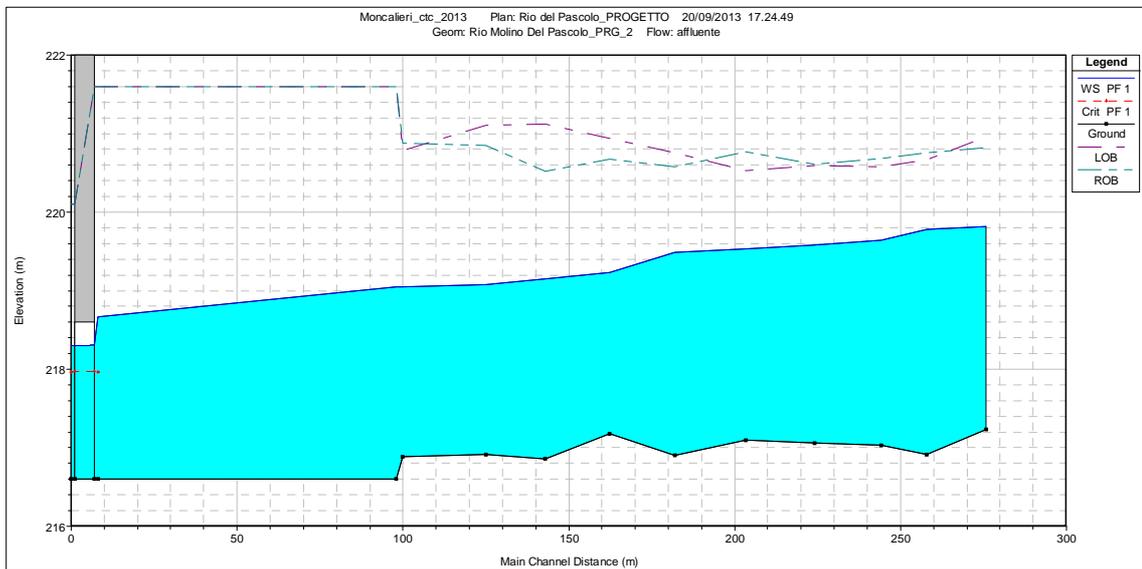


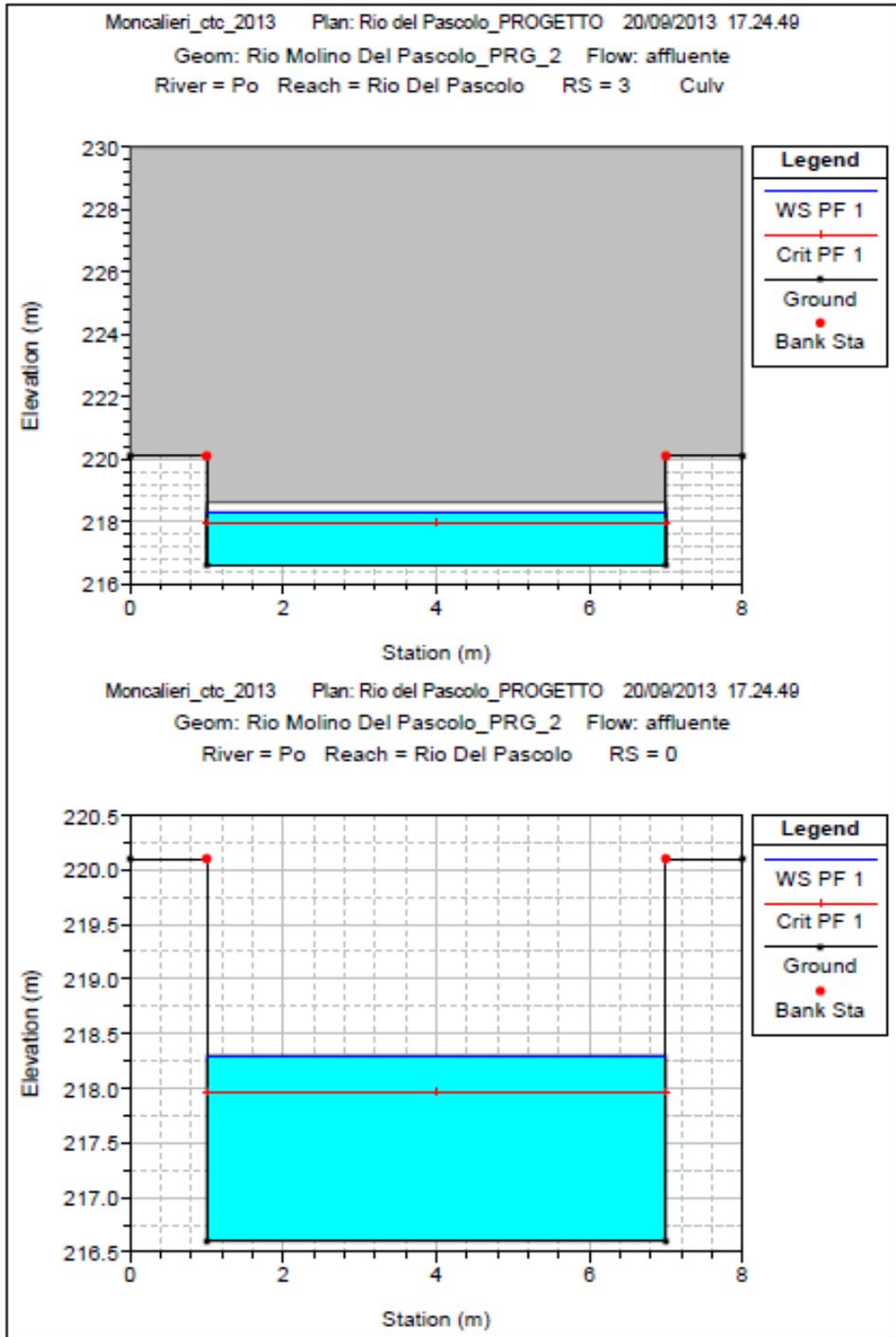


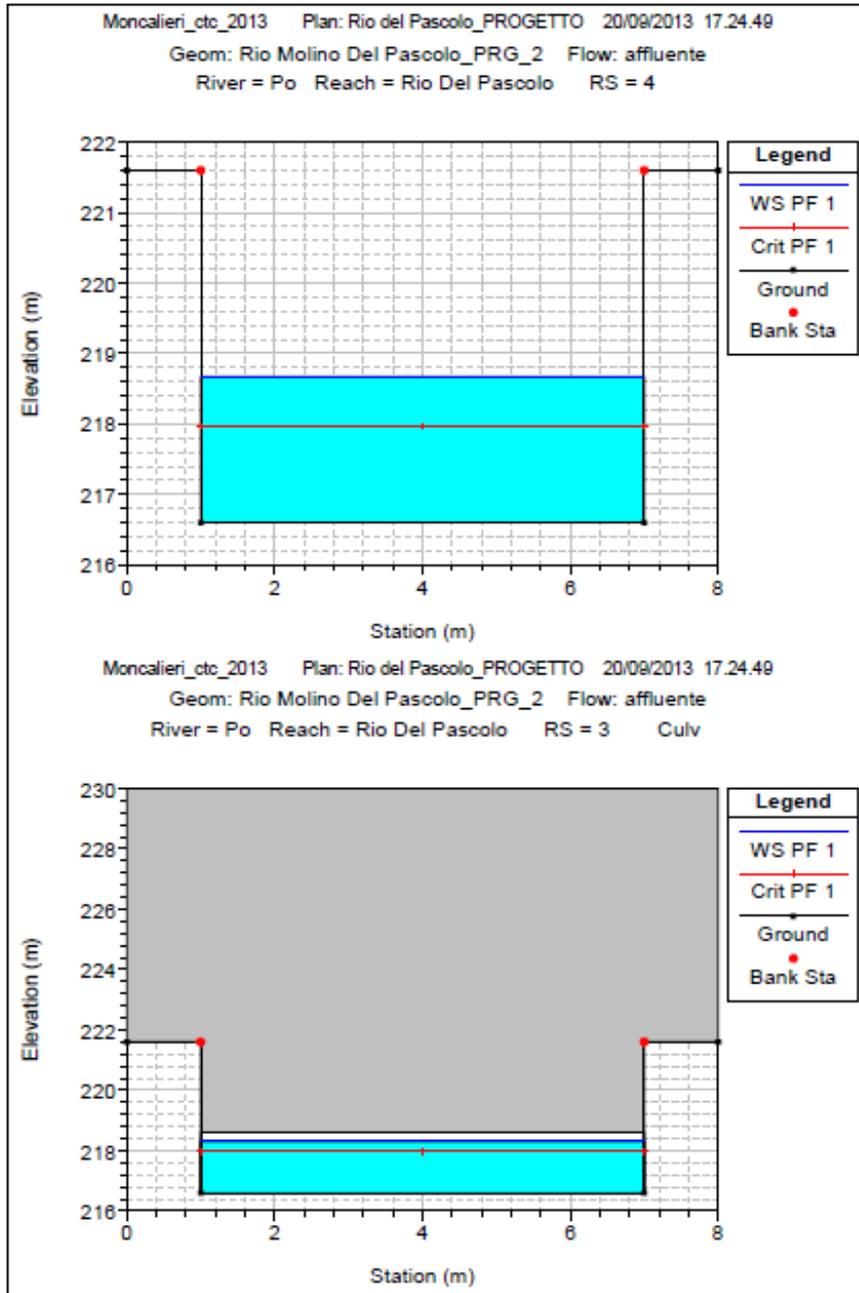
## Rio Molino del Pascolo

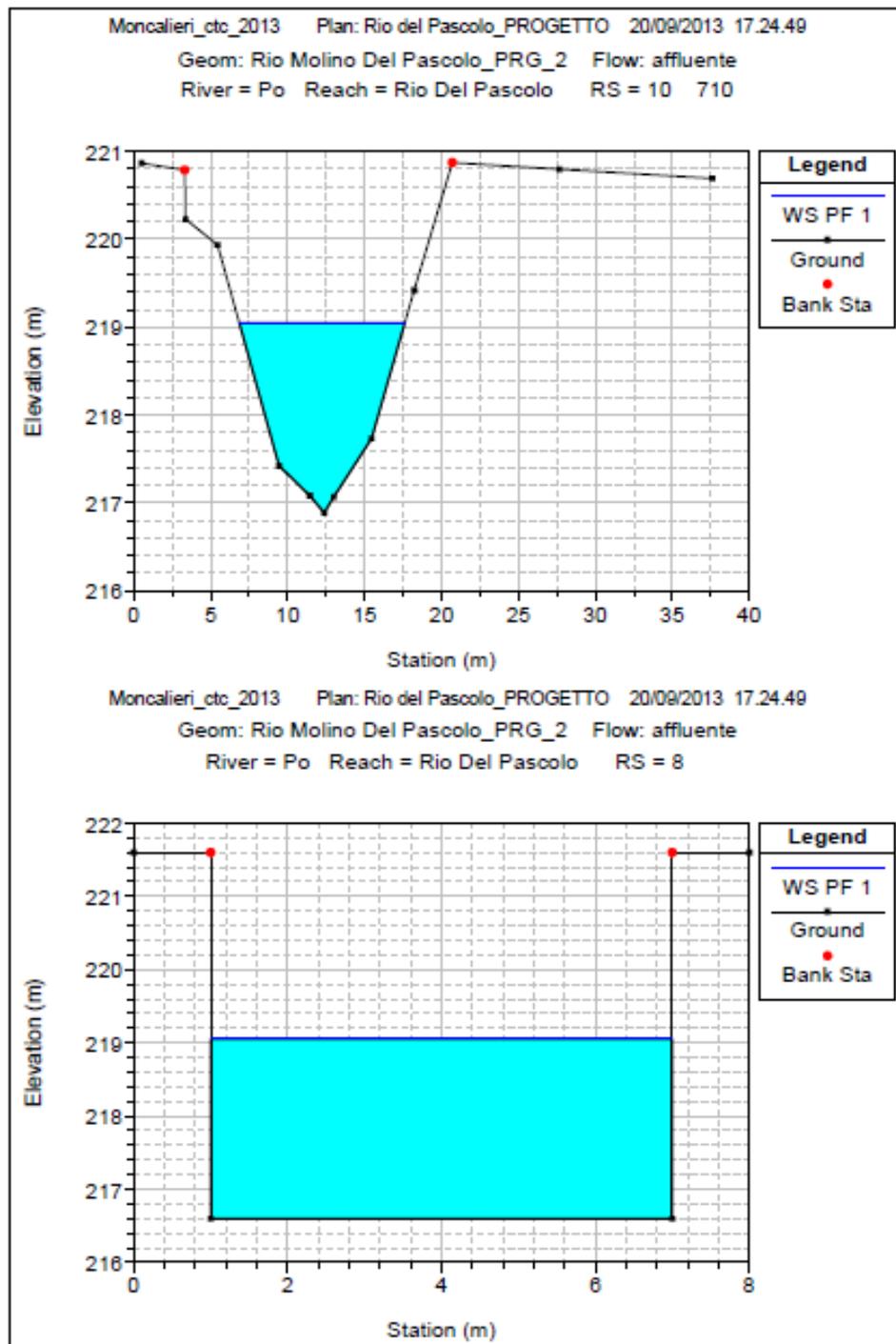
Condizione di valle Livello Fiume Po: 218.30 m s.l.m.

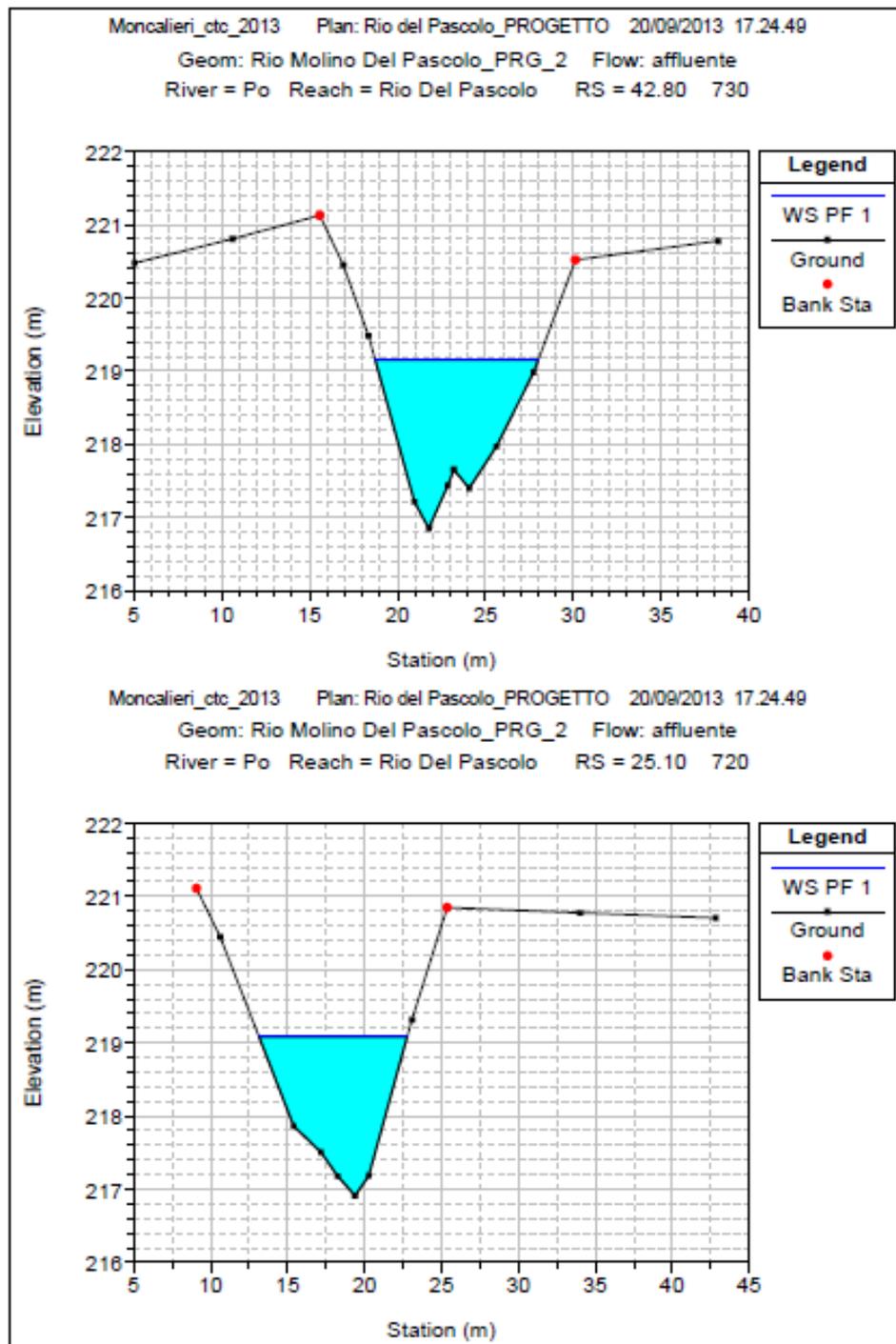
Portata in ingresso: 30.2 m<sup>3</sup>/s

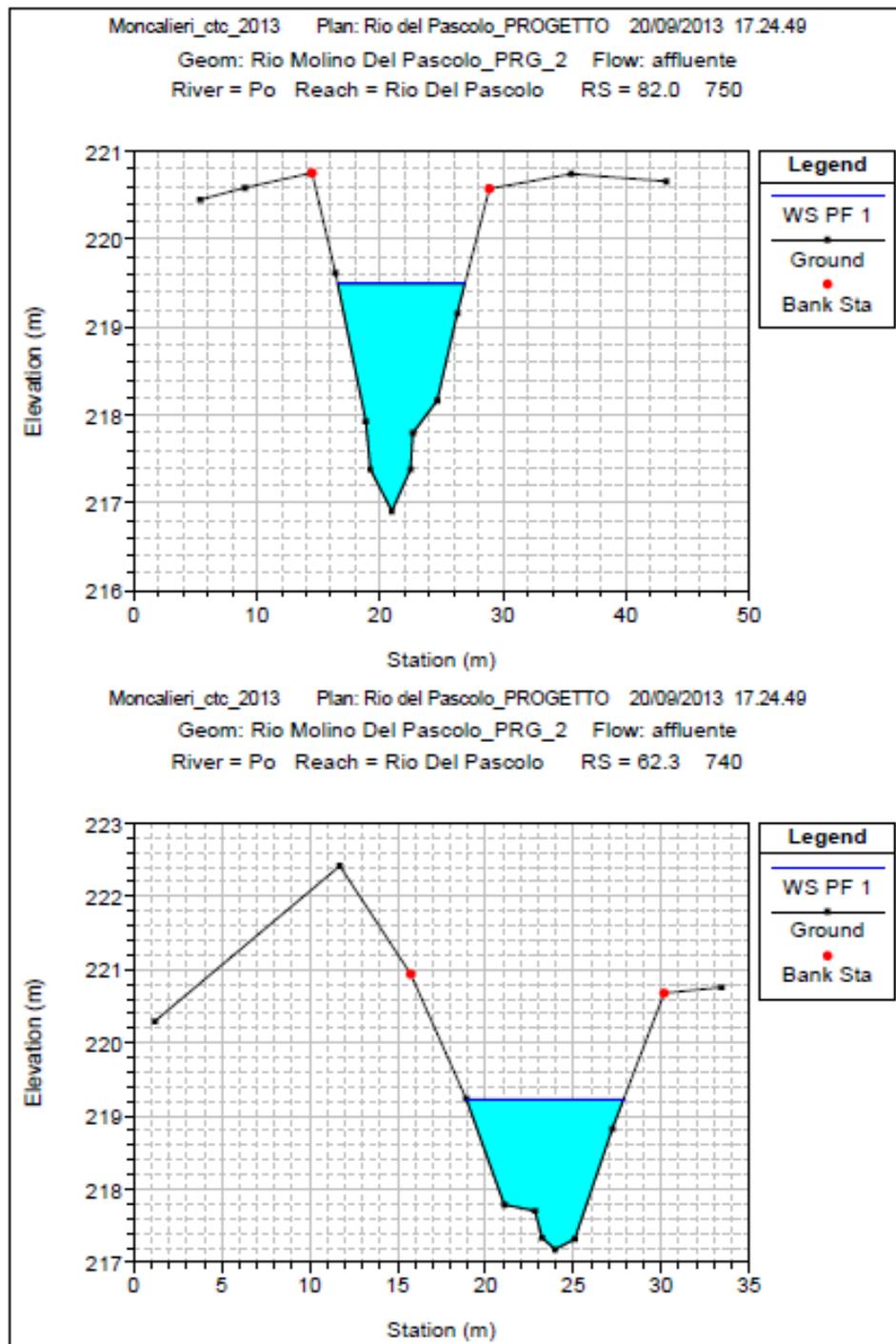


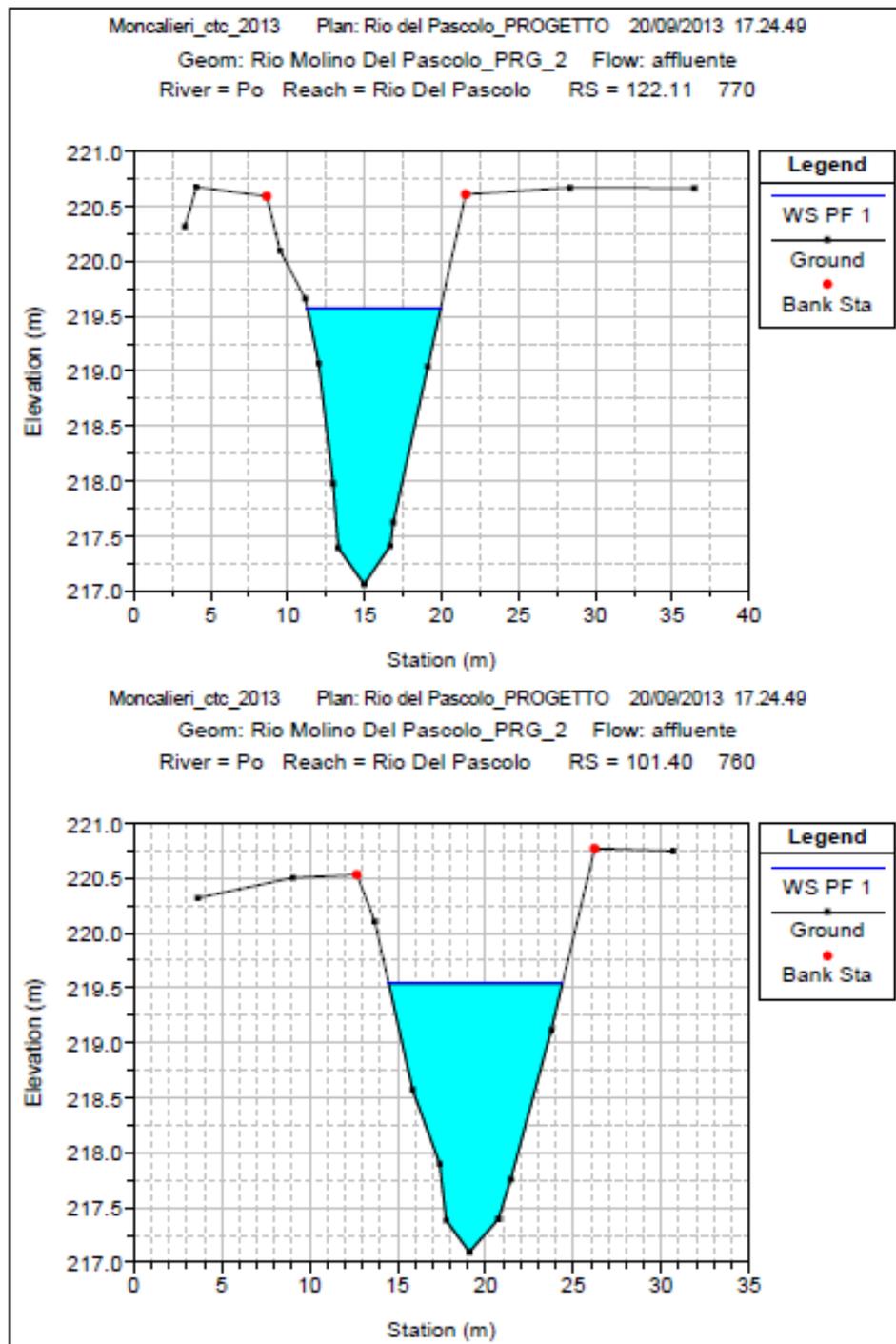


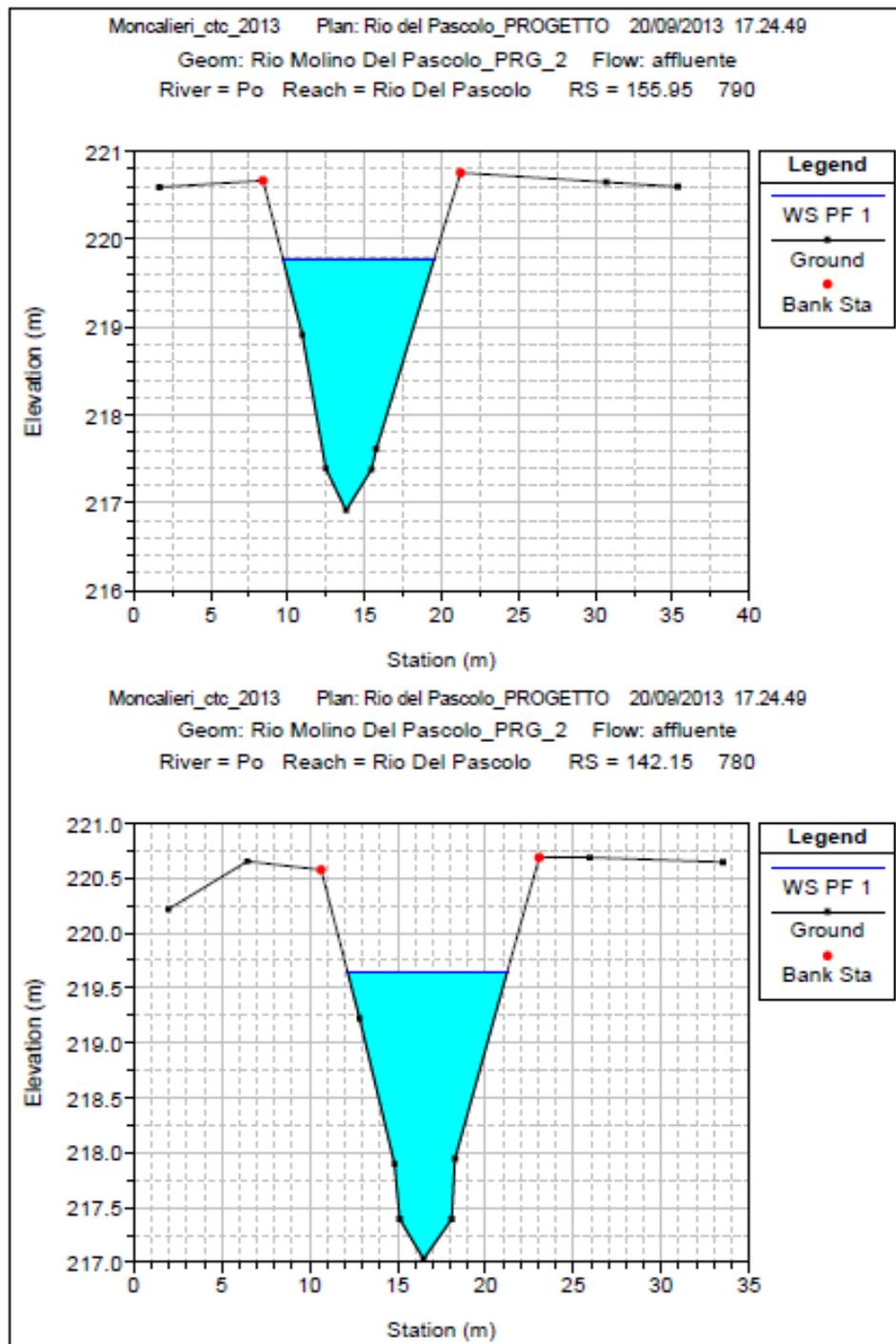












### **12.4.2 Verifica del funzionamento delle chiaviche con il massimo deflusso compatibile nei rii**

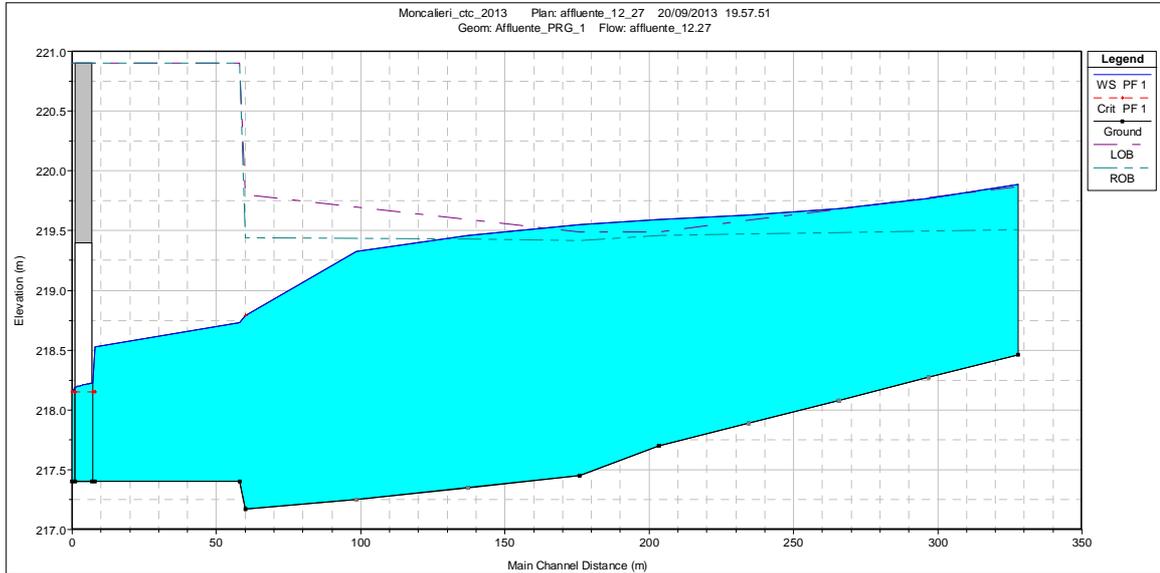
Come anticipato questa simulazione è stata condotta al fine di verificare il funzionamento delle chiaviche con il massimo deflusso compatibile nei rii.

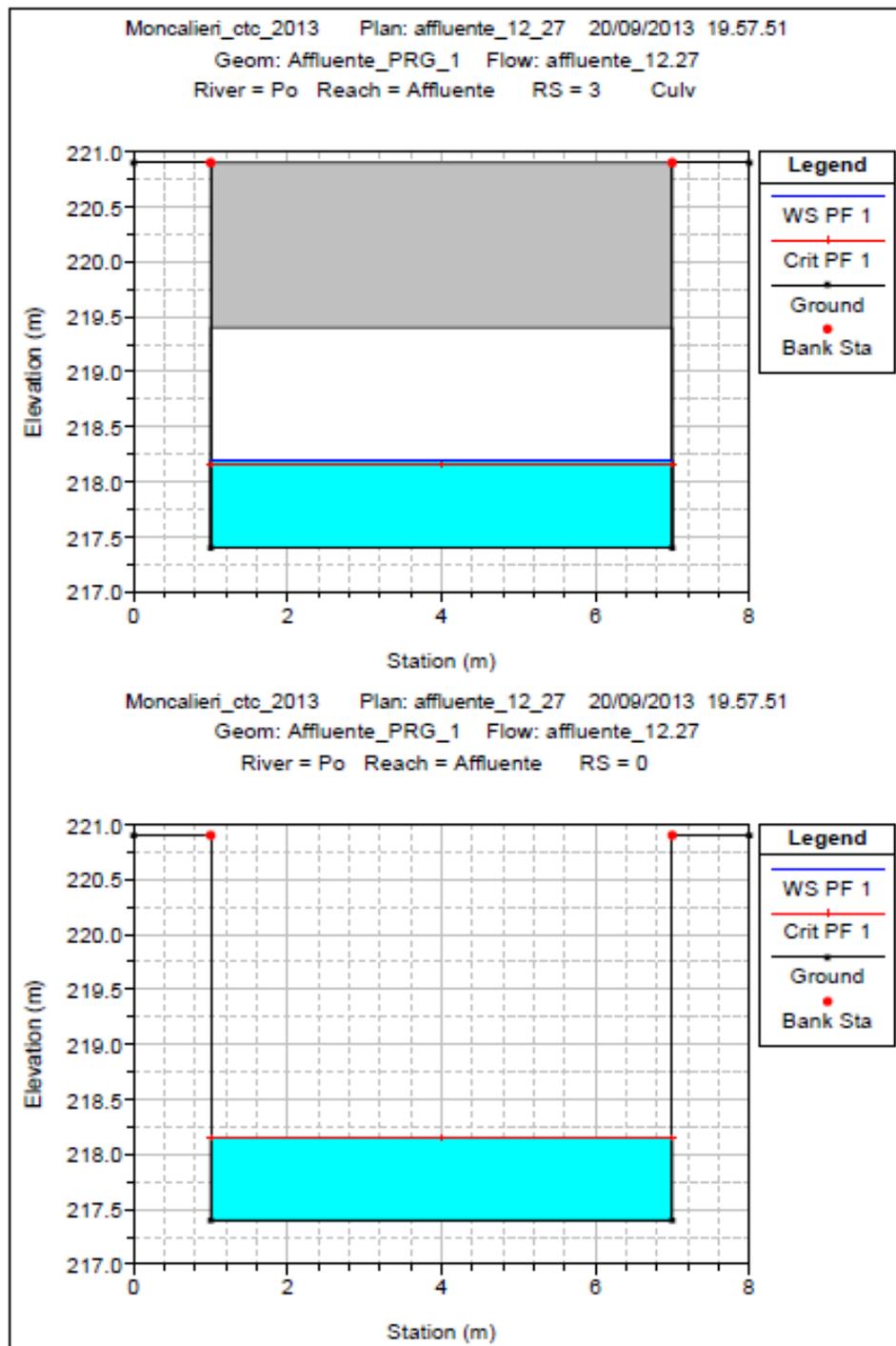
Tale deflusso è definito come il deflusso di incipiente esondazione ed è caratteristico del tronco di corso d'acqua a monte del rilevato arginale in progetto ed è indipendente dalle dimensioni della bocca delle chiaviche. I valori di portata di deflusso individuati sono relativi ad eventi meteorici sul bacino afferente ai rii, di durata e intensità con tempi di ritorno superiori a quello individuato nello scenario congiunto con la piena di Po, avente tempo di ritorno 200 anni; pertanto, realisticamente, la condizione di valle utilizzate è relativa al Po non in piena. Relativamente al funzionamento della chiavica del rio molino del Pascolo che con la portata in ingresso individuata funzionerà in pressione, la legge di efflusso adottata è quella ben nota del efflusso libero a bocca piena. Di seguito si riporta il profilo idraulico ottenuto per i due rii e le relative sezioni, ottenute rispettivamente per il Rio Affluente con una portata massima compatibile pari a **12.27 m<sup>3</sup>/s** e per il Rio Molino del Pascolo pari a **60 m<sup>3</sup>/s**.

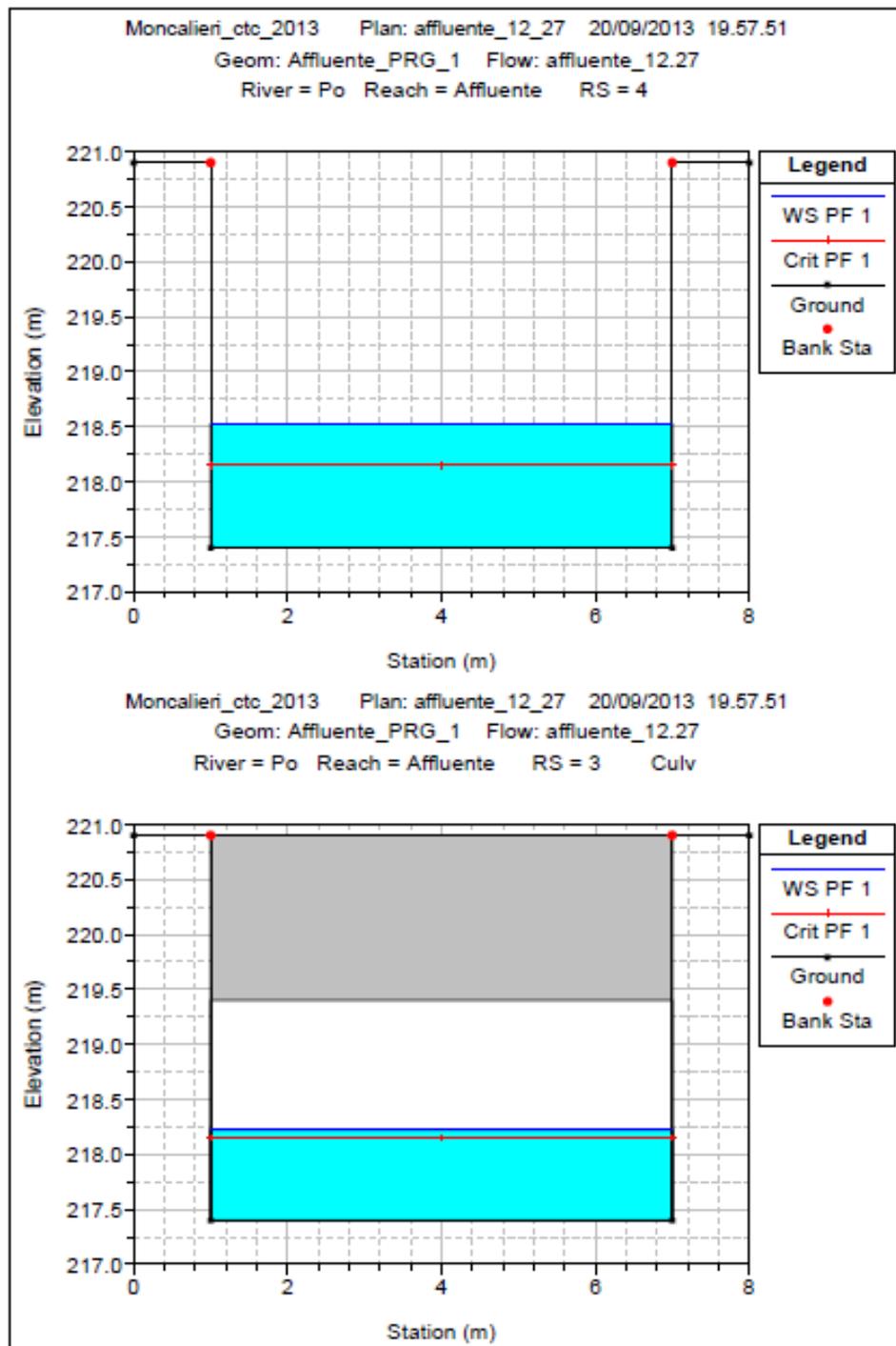
## Affluente (Scolatore vecchia idrovora 2E)

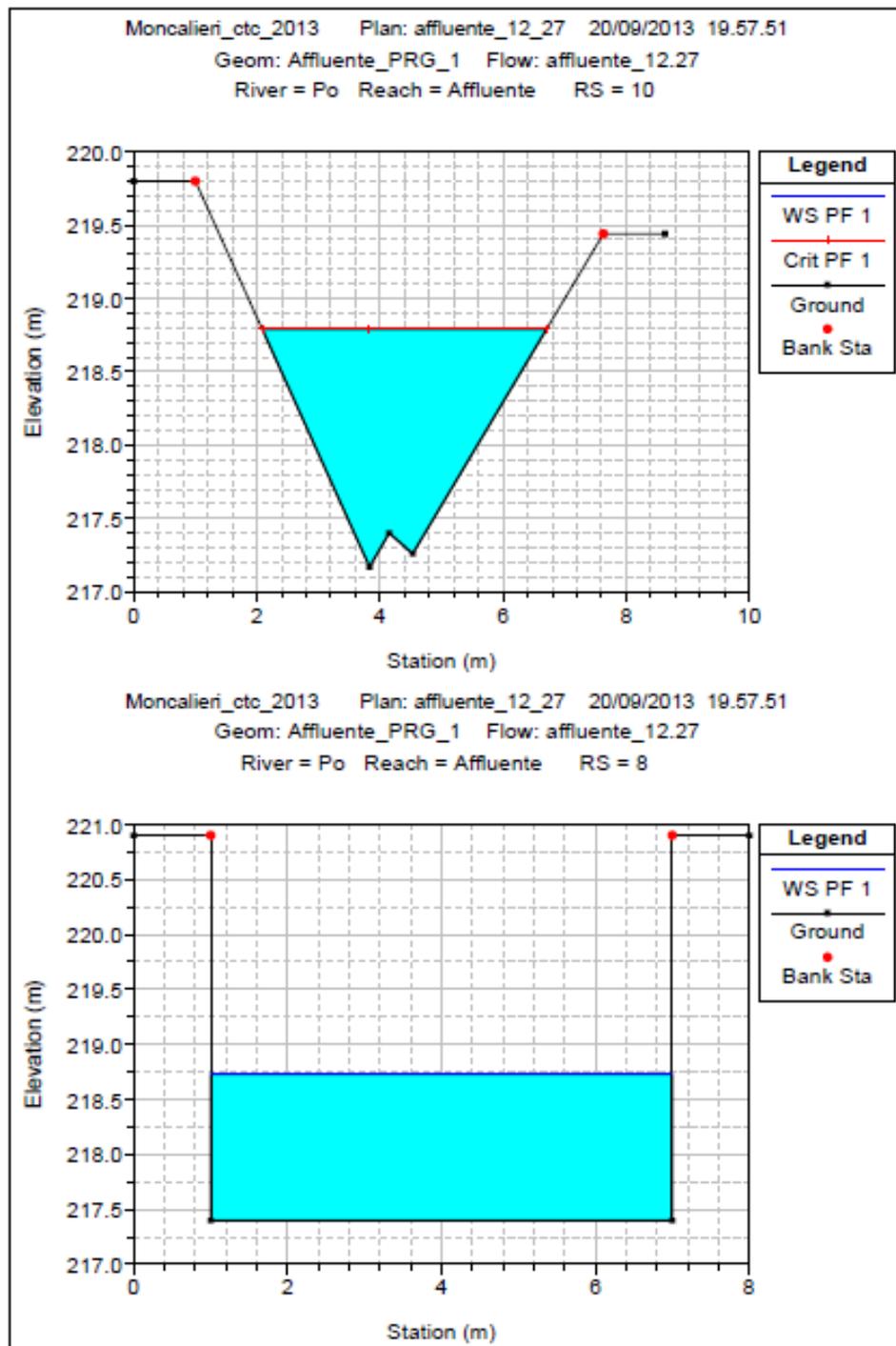
La portata Portata in ingresso:

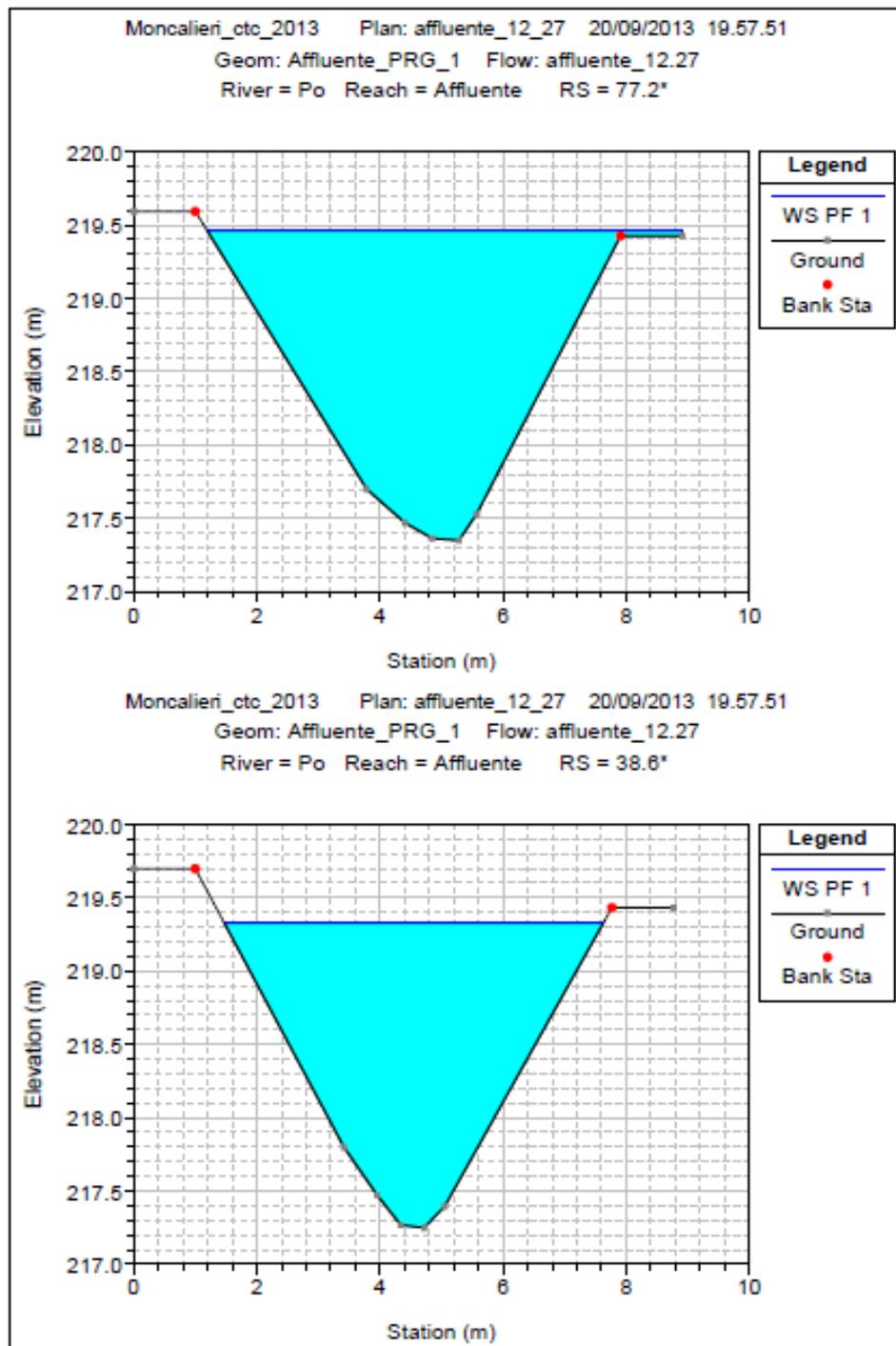
**12.27 m<sup>3</sup>/s**

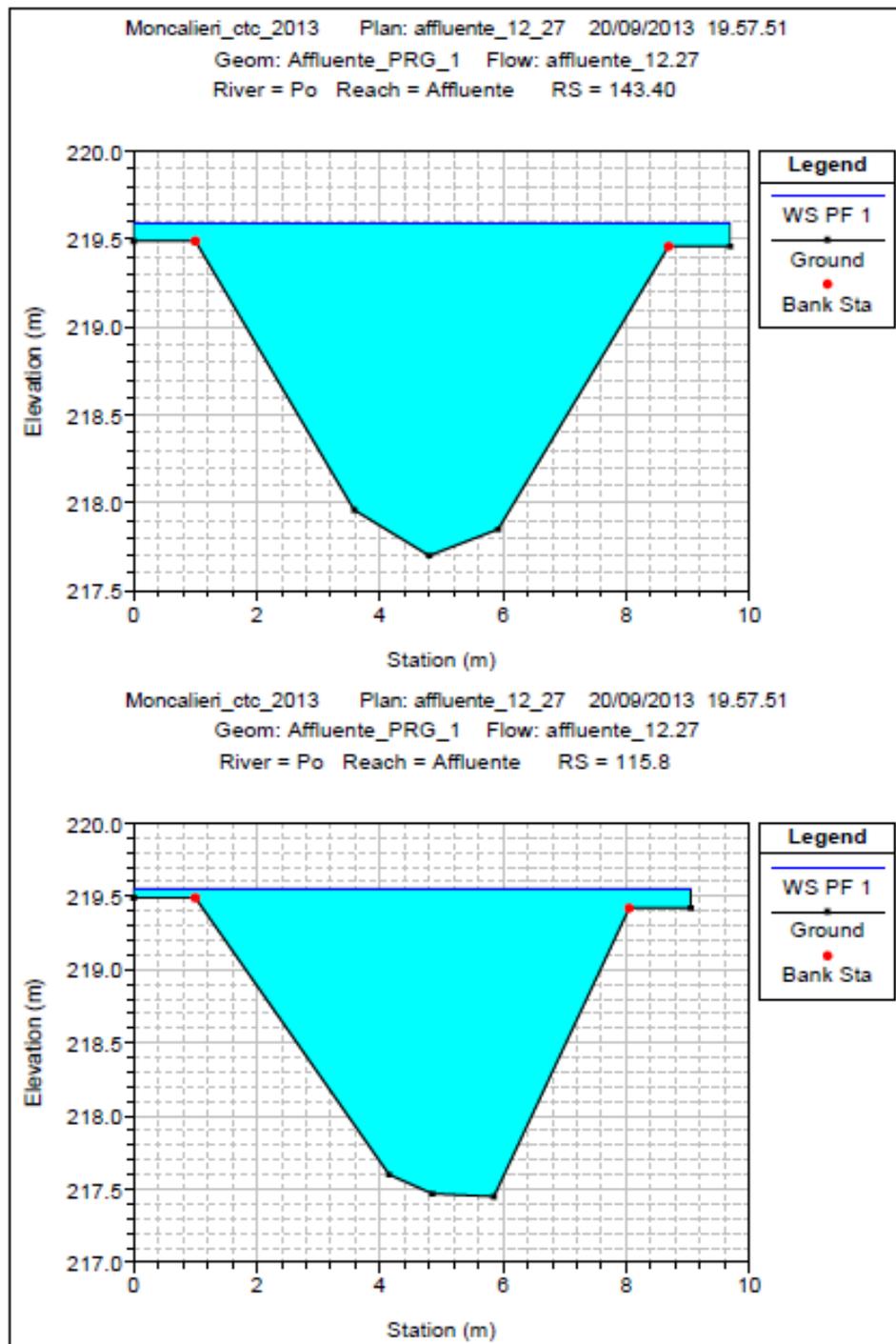


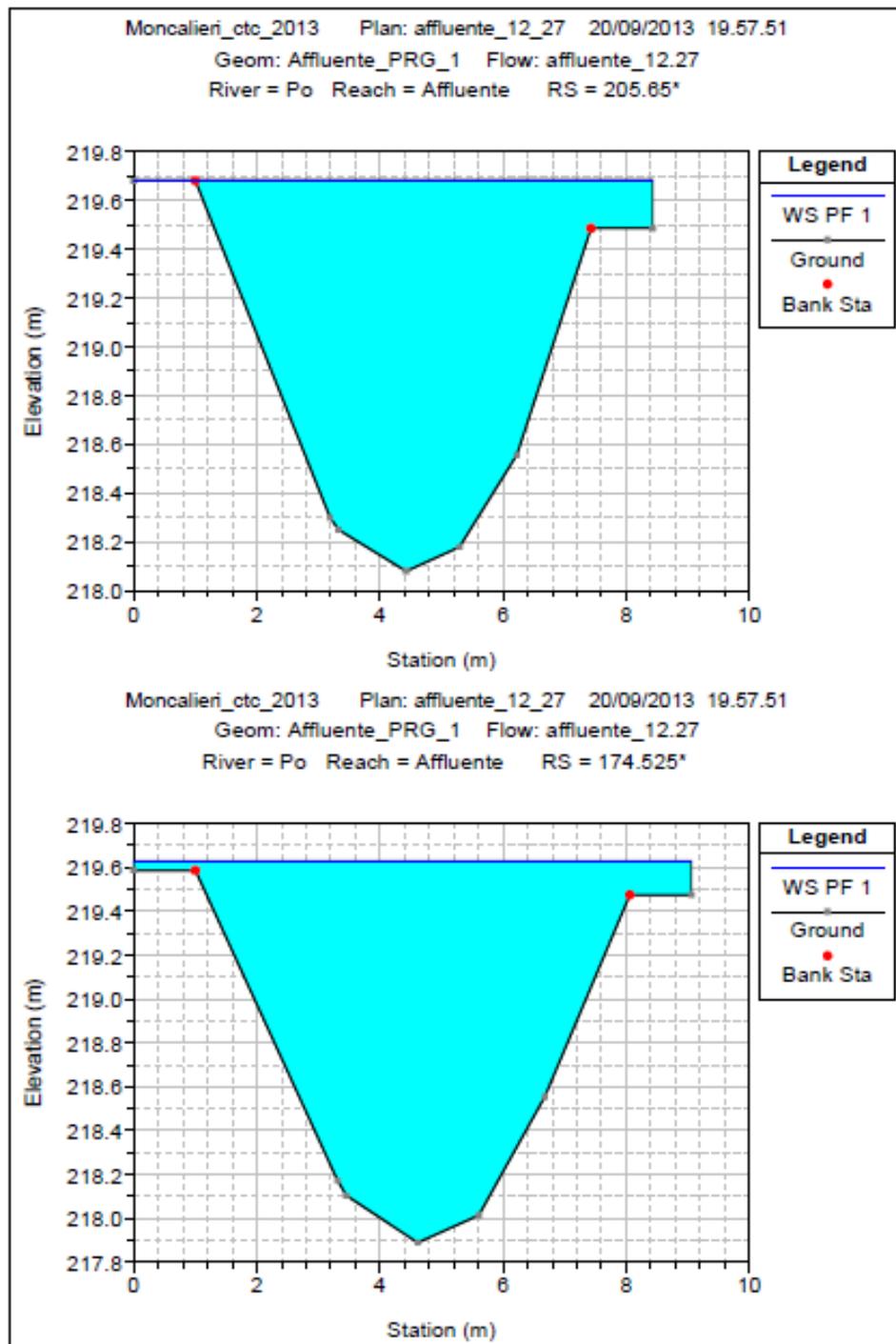




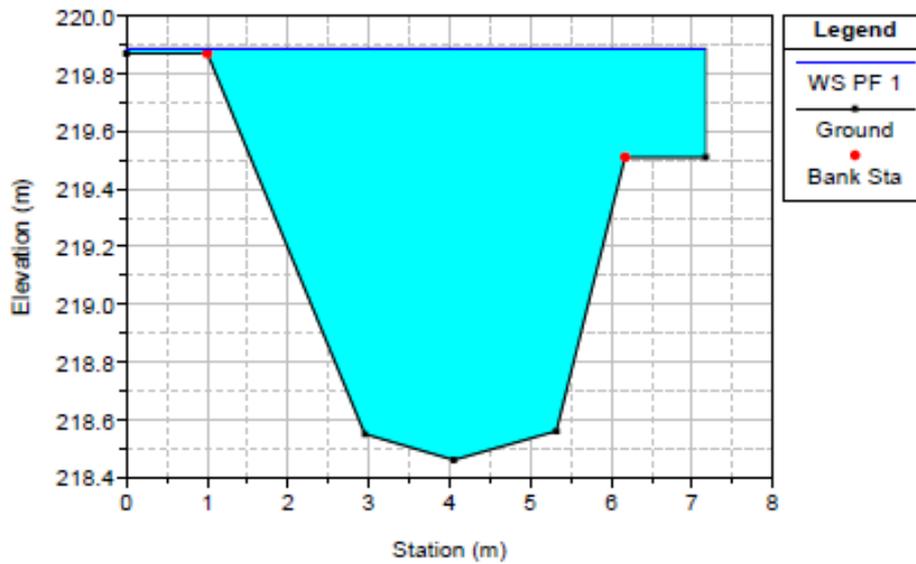




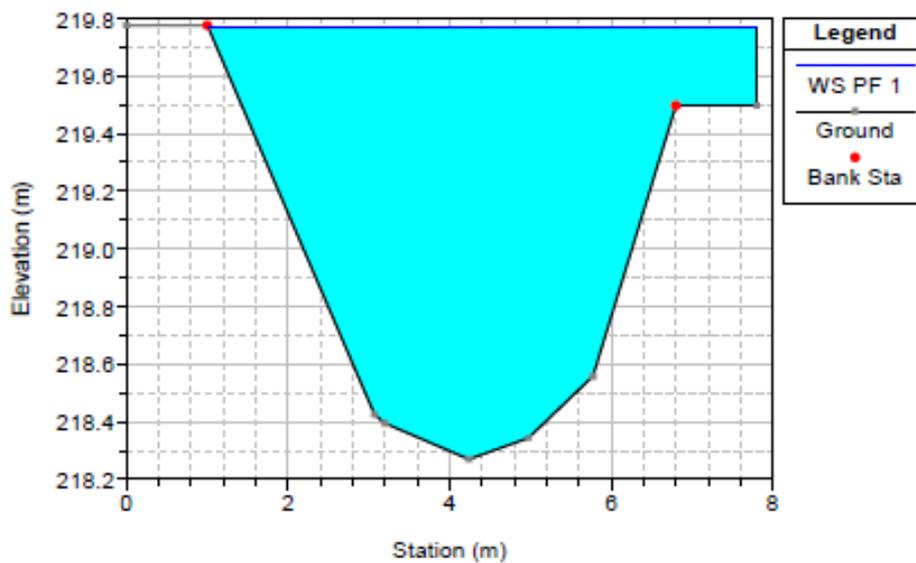




Moncalieri\_ctc\_2013 Plan: affluente\_12\_27 20/09/2013 19.57.51  
 Geom: Affluente\_PRG\_1 Flow: affluente\_12.27  
 River = Po Reach = Affluente RS = 267.9



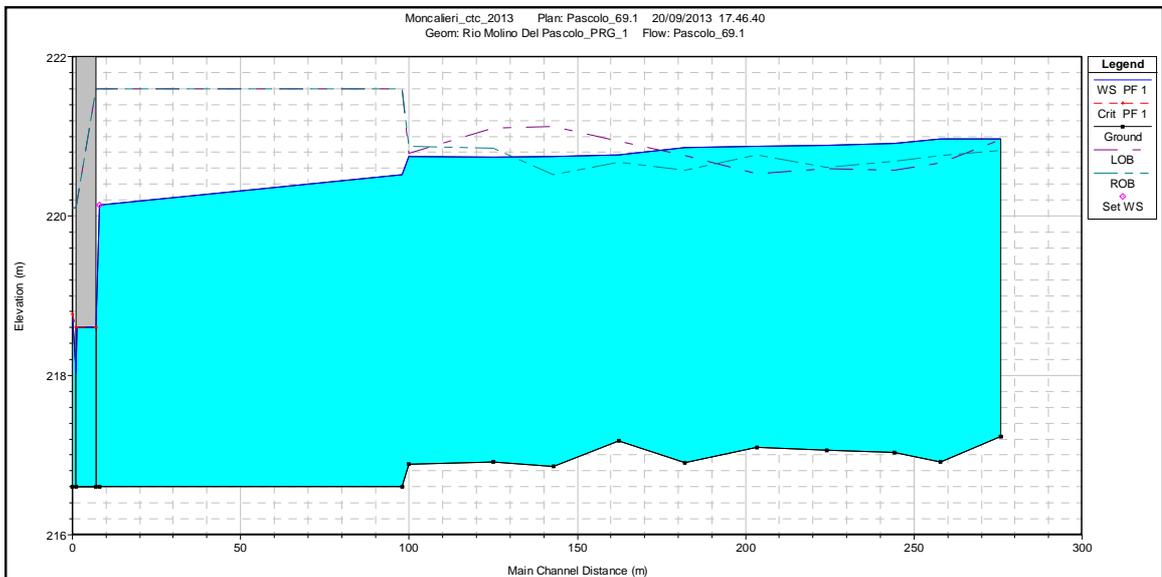
Moncalieri\_ctc\_2013 Plan: affluente\_12\_27 20/09/2013 19.57.51  
 Geom: Affluente\_PRG\_1 Flow: affluente\_12.27  
 River = Po Reach = Affluente RS = 236.775"

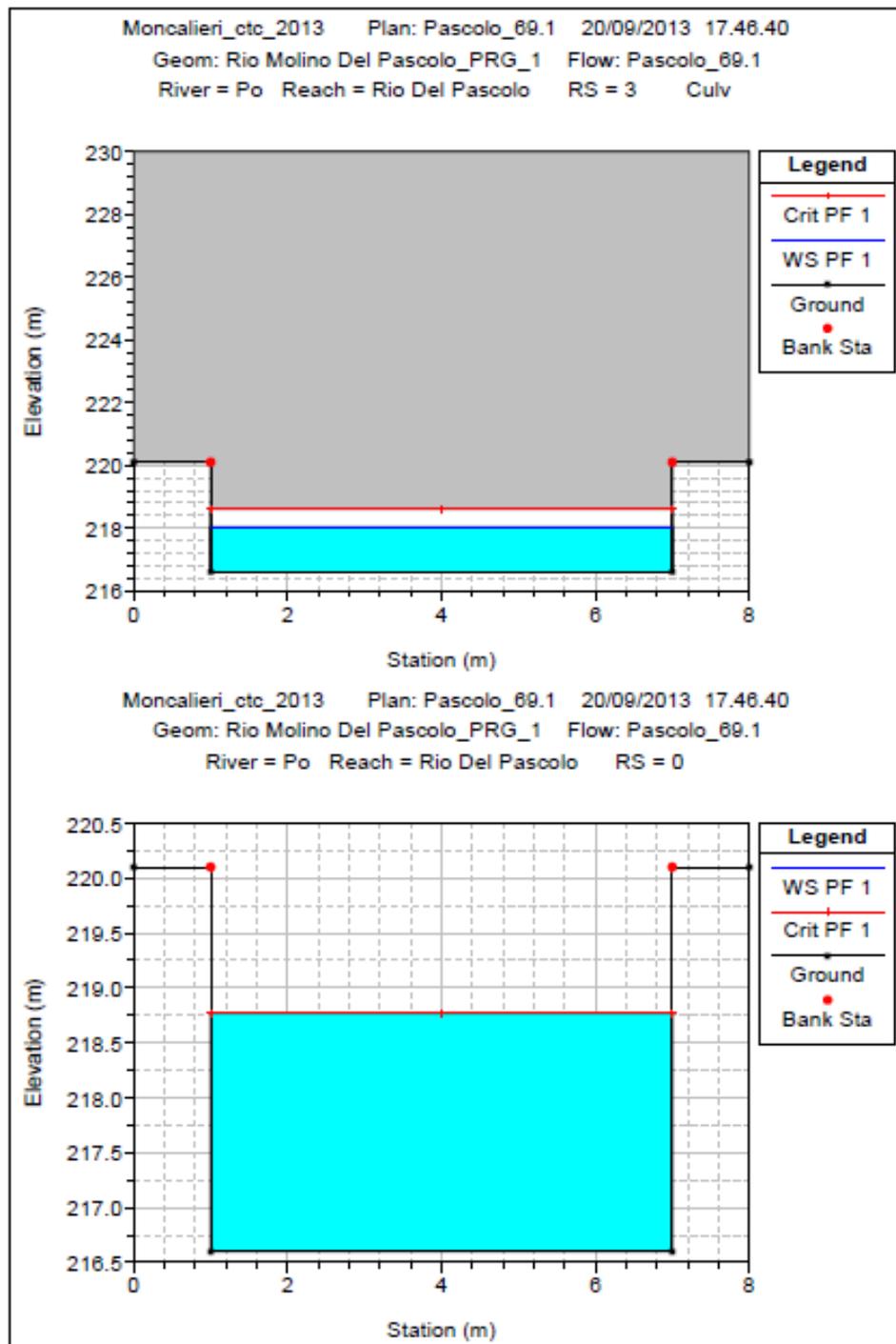


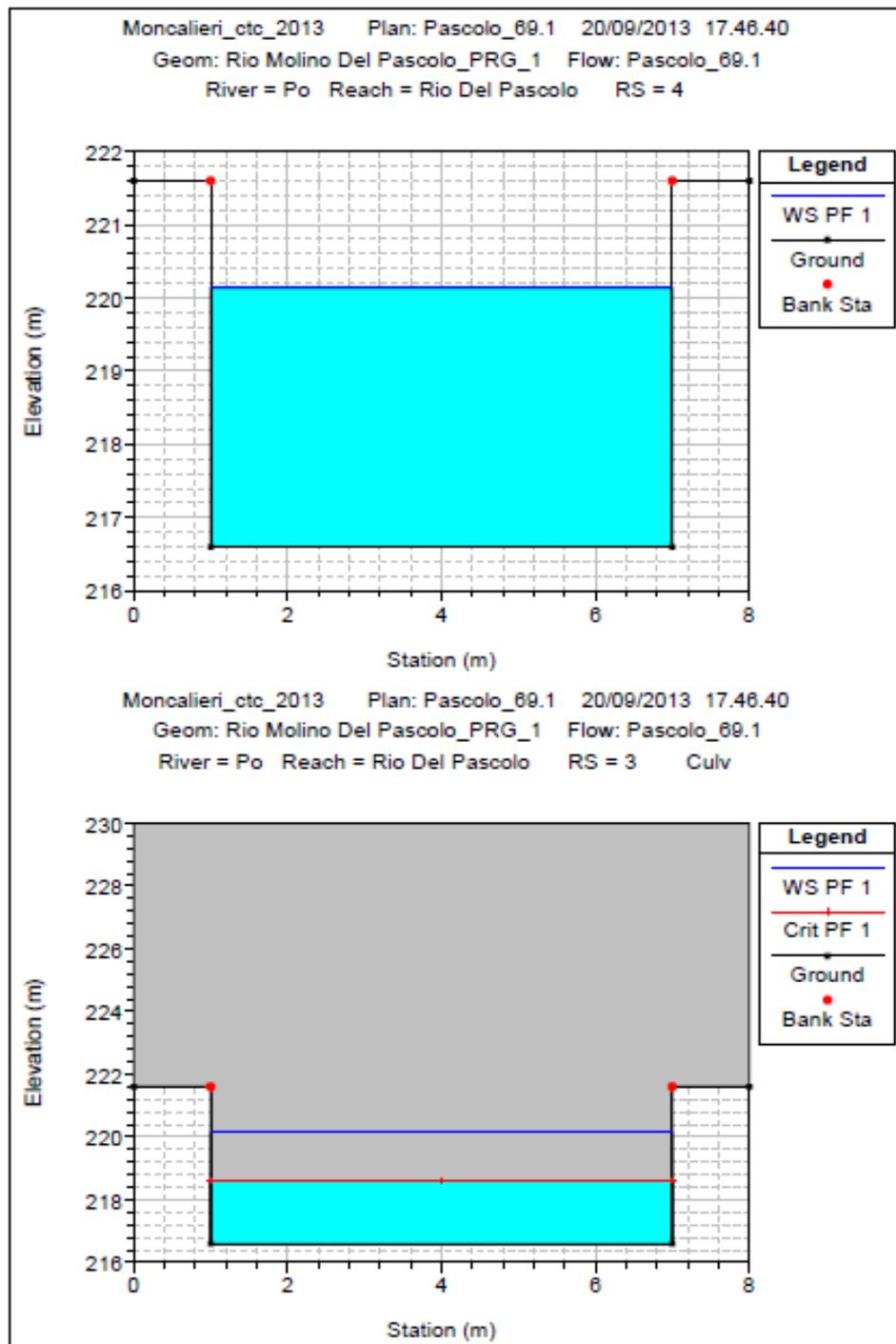
## Rio Molino del Pascolo

Portata in ingresso:

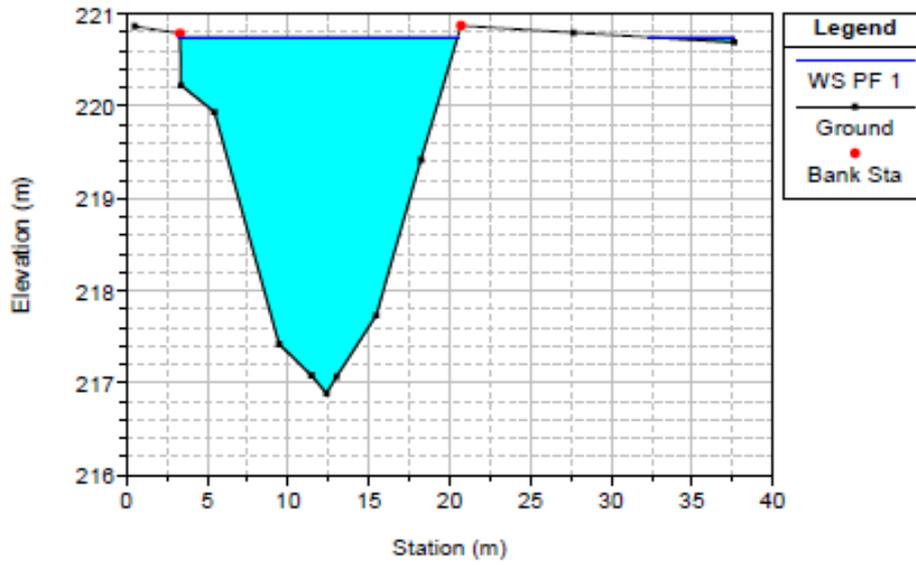
60 m<sup>3</sup>/s



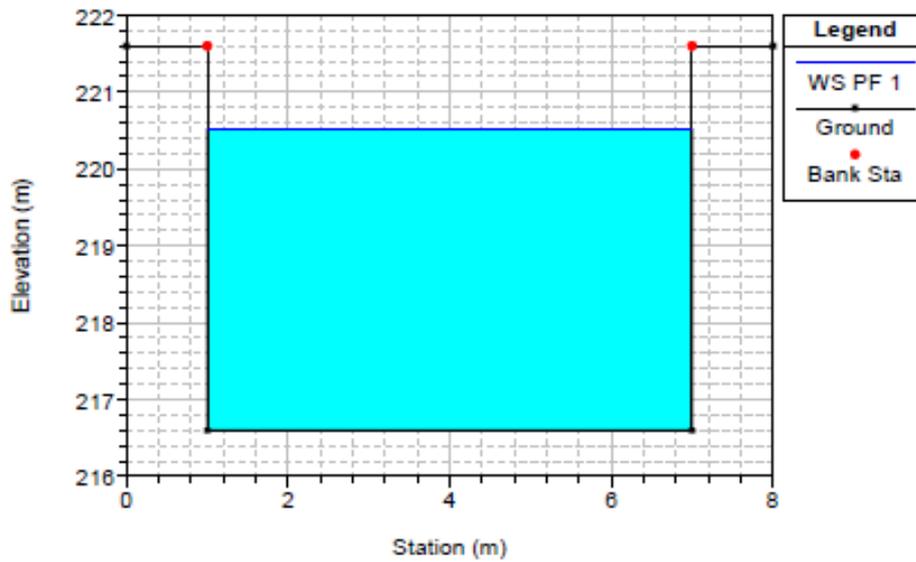


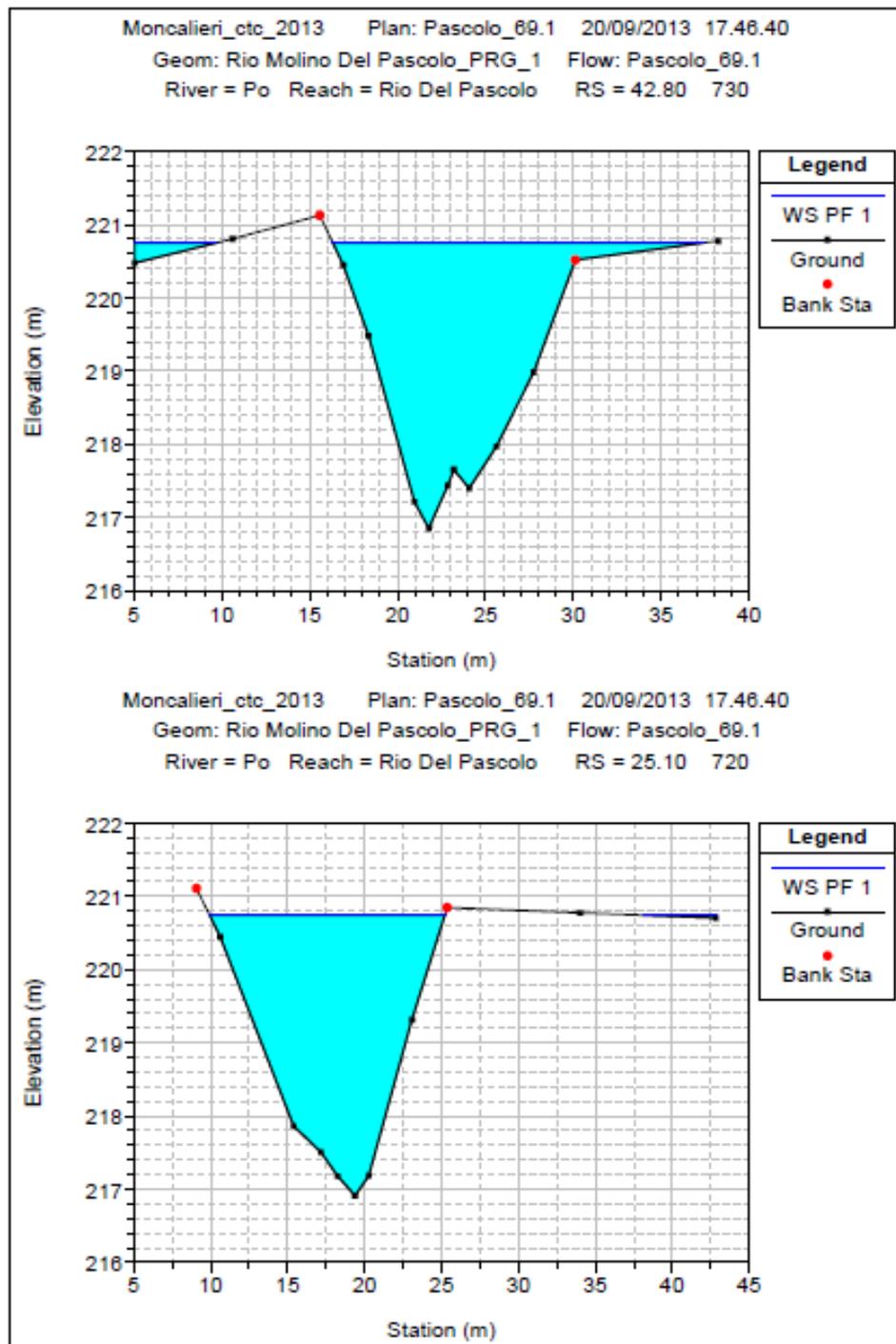


Moncalieri\_ctc\_2013 Plan: Pascolo\_69.1 20/09/2013 17.46.40  
 Geom: Rio Molino Del Pascolo\_PRG\_1 Flow: Pascolo\_69.1  
 River = Po Reach = Rio Del Pascolo RS = 10 710

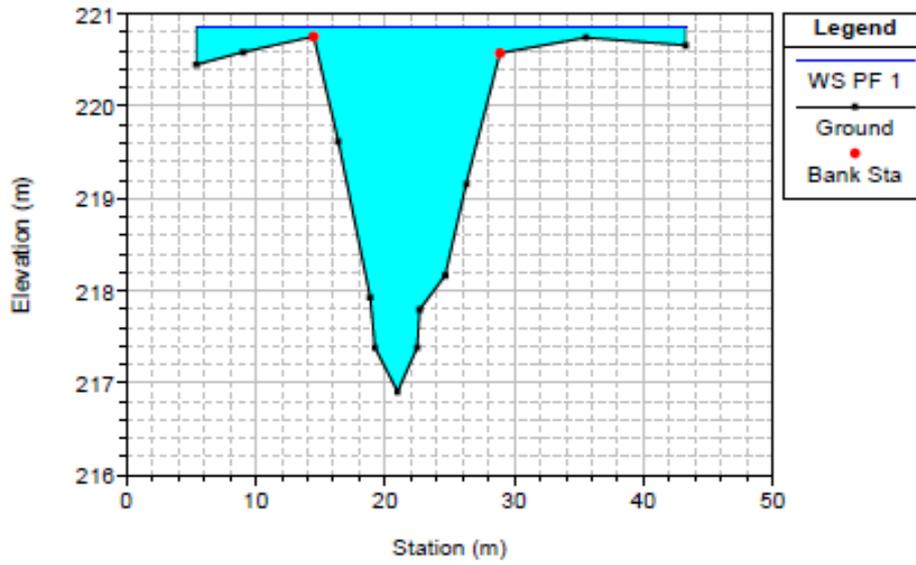


Moncalieri\_ctc\_2013 Plan: Pascolo\_69.1 20/09/2013 17.46.40  
 Geom: Rio Molino Del Pascolo\_PRG\_1 Flow: Pascolo\_69.1  
 River = Po Reach = Rio Del Pascolo RS = 8

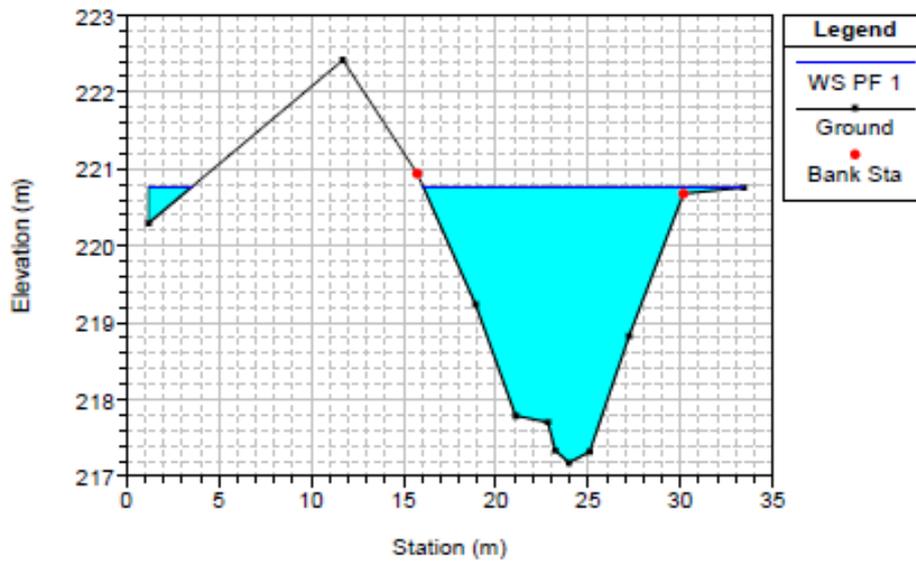




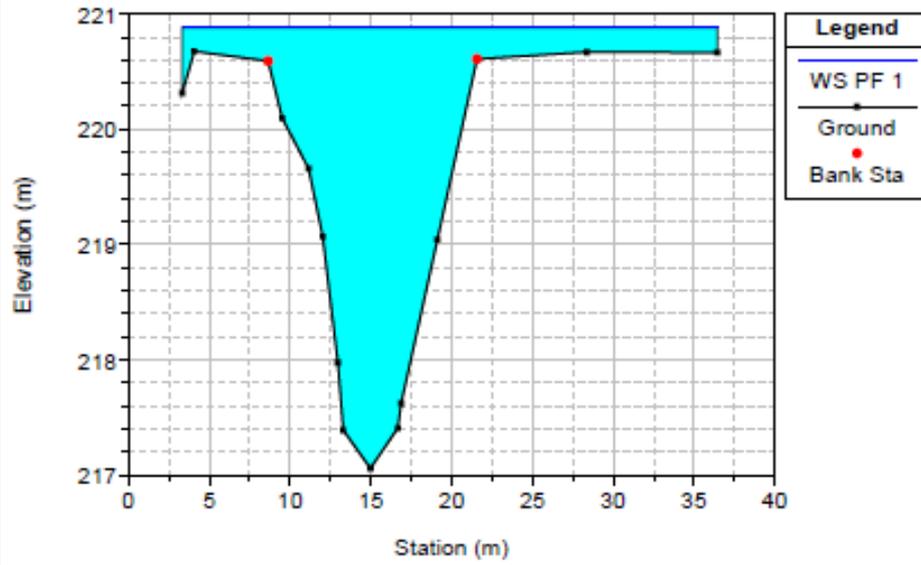
Moncalieri\_ctc\_2013 Plan: Pascolo\_69.1 20/09/2013 17.46.40  
 Geom: Rio Molino Del Pascolo\_PRG\_1 Flow: Pascolo\_69.1  
 River = Po Reach = Rio Del Pascolo RS = 82.0 750



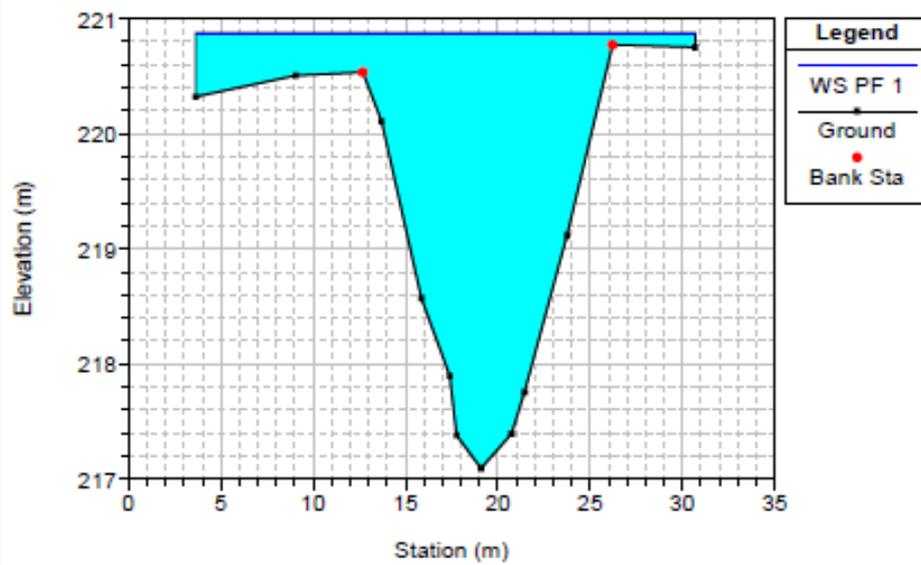
Moncalieri\_ctc\_2013 Plan: Pascolo\_69.1 20/09/2013 17.46.40  
 Geom: Rio Molino Del Pascolo\_PRG\_1 Flow: Pascolo\_69.1  
 River = Po Reach = Rio Del Pascolo RS = 62.3 740



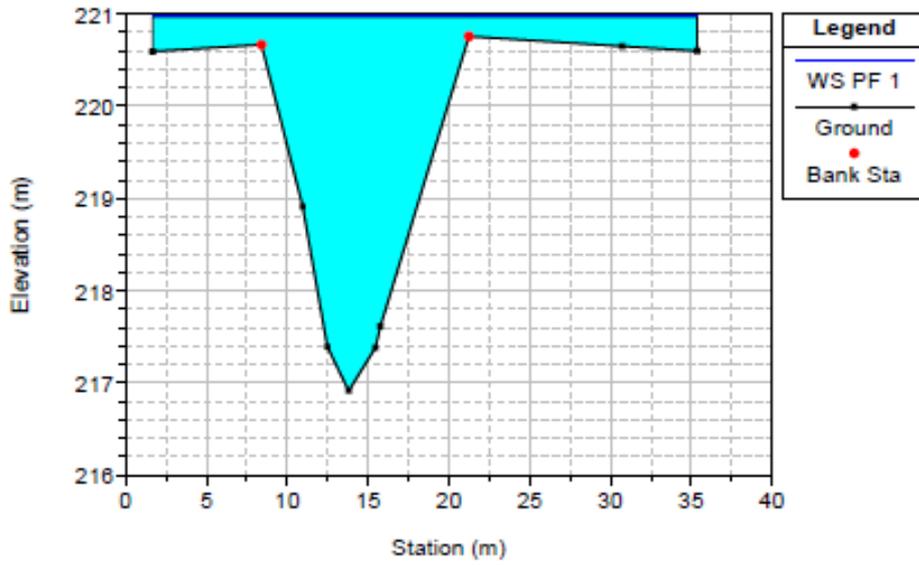
Moncalieri\_ctc\_2013 Plan: Pascolo\_69.1 20/09/2013 17.46.40  
 Geom: Rio Molino Del Pascolo\_PRG\_1 Flow: Pascolo\_69.1  
 River = Po Reach = Rio Del Pascolo RS = 122.11 770



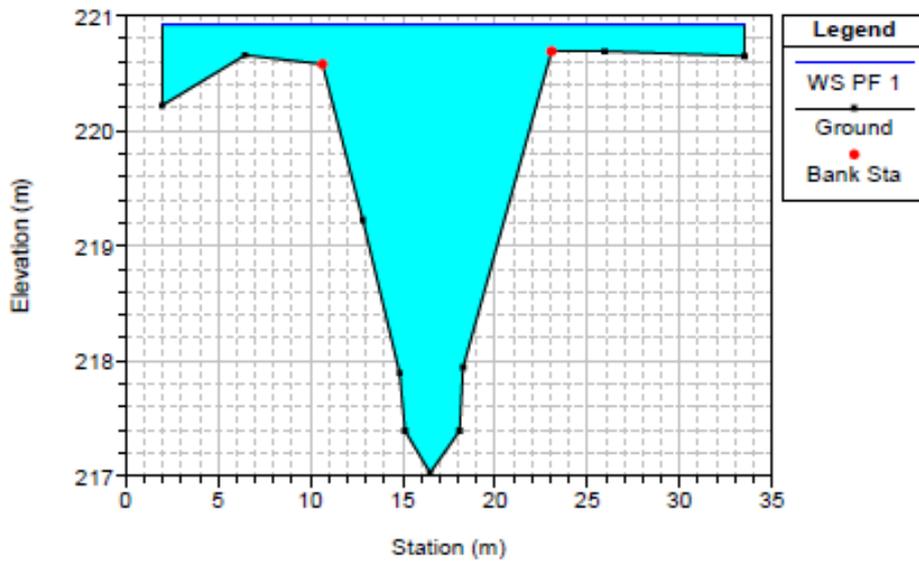
Moncalieri\_ctc\_2013 Plan: Pascolo\_69.1 20/09/2013 17.46.40  
 Geom: Rio Molino Del Pascolo\_PRG\_1 Flow: Pascolo\_69.1  
 River = Po Reach = Rio Del Pascolo RS = 101.40 760



Moncalieri\_etc\_2013 Plan: Pascolo\_69.1 20/09/2013 17.46.40  
 Geom: Rio Molino Del Pascolo\_PRG\_1 Flow: Pascolo\_69.1  
 River = Po Reach = Rio Del Pascolo RS = 155.95 790



Moncalieri\_etc\_2013 Plan: Pascolo\_69.1 20/09/2013 17.46.40  
 Geom: Rio Molino Del Pascolo\_PRG\_1 Flow: Pascolo\_69.1  
 River = Po Reach = Rio Del Pascolo RS = 142.15 780



## 13 Conclusioni

L'assetto di progetto individuato prevede la realizzazione di un argine maestro in destra orografica ed il mantenimento dell'argine secondario destro.

Gli interventi in progetto garantiscono la sicurezza e l'efficienza della difesa, senza aggravare le condizioni di valle.

La creazione del nuovo argine destro maestro garantisce il necessario franco di sicurezza in caso di piena, raggiungendo quindi con efficienza il compito di contenere i livelli. D'altra parte il mantenimento dell'argine secondario destro consente di ridurre gli impatti distruttivi delle piene sul nuovo argine maestro, riducendo quindi le velocità all'interno della golena.

Le velocità massime all'interno della golena non creano effetti distruttivi per l'opera, essendo contenute nell'intorno del rilevato entro 1 m/s.

In conclusione la quota fissata per la nuova arginatura è:

- 223.92 m s.l.m.;

Al termine del nuovo argine in progetto è previsto un rivestimento della scarpata del rilevato autostradale, essendo le quote del medesimo superiori ai livelli massimi di piena registrati.

Per quanto riguarda il Rio Molino del Pascolo e il relativo affluente i due corsi d'acqua sono in grado di convogliare la portata al colmo duecentennale anche fino alla condizione limite di livello di Po, superata la quale, si avrà la chiusura delle paratoie delle chiaviche in progetto e l'entrata in funzione del Nuovo Canale Scolmatore.

Milano, luglio 2013

Il progettista

Dott. Ing. Fulvio Bernabei



## **Appendice A**

Nella presente appendice si riportano le planimetrie che illustrano i risultati numerici della propagazione dell'onda di piena di riferimento con il software SMS e nella configurazione di stato di fatto, in base alla quale è stata definita la quota di ritenuta.

In particolare si riporta l'altimetria del dominio di studio, il campo dei livelli piezometrici massimi, il campo delle velocità al colmo di piena ed infine le sezioni idrauliche.