

Ufficio di Torino

OPERE IDRAULICHE DI 3° CATEGORIA Fiume Dora Riparia

(TO-E-1274) COMPLETAMENTO OPERE ARGINALI DEL FIUME DORA RIPARIA A PROTEZIONE DELL'AMBITO DI BUSSOLENO (TO)

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO R.2

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA

approvato
Dott. Ing. Ivo Fresia
verificato
Dott. Ing. Giuseppe Campi
Elaborato
Dott. Ing. Roberto Malcotti

1	RM	GC	FR	Febbraio 2021
0	RM	GC	FR	Agosto 2020
rev.	sigle			data

codice elaborato 0487-05-02-002R-01

Il Progettista e Responsabile dell'integrazione fra le varie prestazioni specialistiche	Dott. Ing. Giuseppe CAMPI
Modellazione idraulica	Dott. Ing. Roberto Malcotti
Il Responsabile Unico del Procedimento:	Dott. Ing. Gianluca ZANICHELLI



01PQ-Mod06
Rev. 1
Data emissione: 02.2018

Indice

1	PREMESSA	1
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE E CLIMATICO	2
2.1	Ubicazione geografica	2
2.2	Caratteristiche climatiche	3
2.3	Assetto idrografico e orografico	3
2.4	Caratteristiche di uso del suolo	4
2.5	Inquadramento idrogeologico	6
2.6	Eventi alluvionali recenti	6
2.6.1.	EVENTI ALLUVIONALI DEL GIUGNO E DELL'OTTOBRE 2000	6
2.6.2.	EVENTO ALLUVIONALE DEL MAGGIO 2008	8
3	ANALISI IDROLOGICA	11
4	ANALISI GEOMORFOLOGICA	12
5	OPERE IDRAULICHE	14
6	ANALISI IDRAULICA	19
6.1	Assetto geometrico dell'alveo	19
6.1.1.	Manufatti interferenti	22
6.2	Modalità di schematizzazione del deflusso in piena	22
6.3	Simulazioni idrodinamiche	22
6.3.1.	Simulazione SCENARIO 1	22
6.3.2.	Simulazione SCENARIO 2	26
6.3.3.	Simulazione SCENARIO 3	32
6.3.4.	Simulazione SCENARIO 4	37
6.3.5.	Scenario 2 (progetto AIPO) a confronto con lo scenario di progetto dell'Autorità di bacino del fiume Po	40
7	ANALISI OPERE PROVVISORIALI	42
7.1	Valutazione del tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisorie	42
7.2	Stima delle portate di piena di riferimento per le opere provvisorie	44
7.3	Verifiche idrauliche	45
7.3.1.	Schematizzazione del modello geometrico e condizioni al contorno	45
7.3.2.	Verifiche idrauliche	45
7.3.2.1	Stato attuale	45
7.3.2.2	Opere provvisorie Interventi 10 e 11 sponda DX e interventi 3, 4, 5 e 6 in sponda SX	50

1 **PREMESSA**

La presente relazione illustra le analisi idrologiche e idrauliche eseguite a supporto del progetto di sistemazione idraulica della Dora Riparia finalizzato alla mitigazione del rischio idraulico per il comune di Bussoleno.

L'assetto idraulico di progetto della Dora Riparia è stato definito a livello di Pianificazione dallo "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Dora Riparia nel tratto da Oulx alla confluenza in Po", redatto dall'Autorità di bacino del Po, finalizzato inoltre alla revisione del Piano delle Fasce Fluviali. In particolare per l'abitato di Bussoleno nel tratto di attraversamento urbano, sono stati previsti interventi di:

- adeguamento e/o nuova realizzazione delle opere di difesa arginale in destra e sinistra idraulica;
- adeguamento dei manufatti di attraversamento presenti;
- adeguamento dell'opera di derivazione, gestita dalla Società N.I.E. S.r.l., localizzata a monte del ponte Cambursano;
- manutenzione straordinaria tramite ricalibratura e riprofilatura dell'alveo inciso, finalizzata alla rimozione del materiale litoide presente.

Degli interventi sopra elencati, il presente Progetto prevede soltanto la realizzazione di quelli di sistemazione idraulica (ai punti 1 e 4) relativi all'adeguamento e/o nuova realizzazione delle arginature in destra e sinistra idraulica a difesa del concentrico (tratto da monte del ponte in Ferro alla traversa N.I.E.) e alla ricalibratura della sezione incisa della Dora Riparia nel tratto compreso tra il ponte Vecchio e la traversa N.I.E., rimuovendo gli accumuli di materiale litoide presente in modo da aumentare la capacità di deflusso del corso d'acqua.

Il dimensionamento delle opere di contenimento dei livelli idrici eseguito ha inoltre tenuto conto degli interventi di adeguamento dell'opera di derivazione esistente (punto 3 dell'elenco sopra riportato), previsti nel Progetto redatto dalla Società N.I.E. S.r.l.; il Progetto di adeguamento consiste nell'eliminazione della paratoia a settore, dei relativi 2 piloni di sostegno e dalla nuova realizzazione di una paratoia a ventola, che elimina totalmente gli effetti di rigurgito indotti dal transito di portate di piena a tempo di ritorno elevato.

Il profilo idraulico di dimensionamento delle opere arginali del presente Progetto Esecutivo, ha quote idrometriche superiori di quello dello Studio di fattibilità redatto dall'Autorità di bacino del fiume Po, in quanto considera le opere viarie di attraversamento nell'attuale configurazione geometrica. I 2 profili diventano invece congruenti nell'ipotesi di realizzazione degli interventi di adeguamento dei ponti Vecchio e Cambursano.

Sulla base delle considerazioni sopra esposte, le quote di sommità dei muri arginali sono state dimensionate con franco idraulico di sicurezza pari a 1,0 m rispetto al profilo idrometrico determinato nello Studio di fattibilità dell'Autorità di bacino. Nel periodo temporale che intercorrerà tra la sistemazione fluviale prevista da questo Progetto e quella finale (con le infrastrutture viarie adeguate) dovranno essere realizzate sulle sommità arginali strutture mobili in elevazione (panconature), atte a garantire il contenimento della piena di riferimento a tempo di ritorno 200 anni con un franco residuo.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E CLIMATICO

2.1 Ubicazione geografica

Il Comune di Bussoleno è situato in Provincia di Torino, nella Valle di Susa, valle alpina percorsa dal fiume Dora Riparia, a 45 km di distanza da Torino.

Il Comune ha una superficie di 37,38 km² su cui risiede una popolazione di 6.627 abitanti (anno 2007), distribuita secondo una densità di 1777 abitanti per km².

E' l'unico Comune della Bassa Valle Susa ad estendersi su entrambi i versanti montani: quello settentrionale, sinistro orografico, appartenente alle Alpi Graie e quello meridionale, destro orografico, appartenente alle Alpi Cozie. Il Comune di Bussoleno fa inoltre parte della Comunità Montana Bassa Val di Susa e Val Cenischia.

Il progetto riguarda la realizzazione e l'adeguamento delle opere di difesa nel concentrico cittadino di Bussoleno (Figura 1).

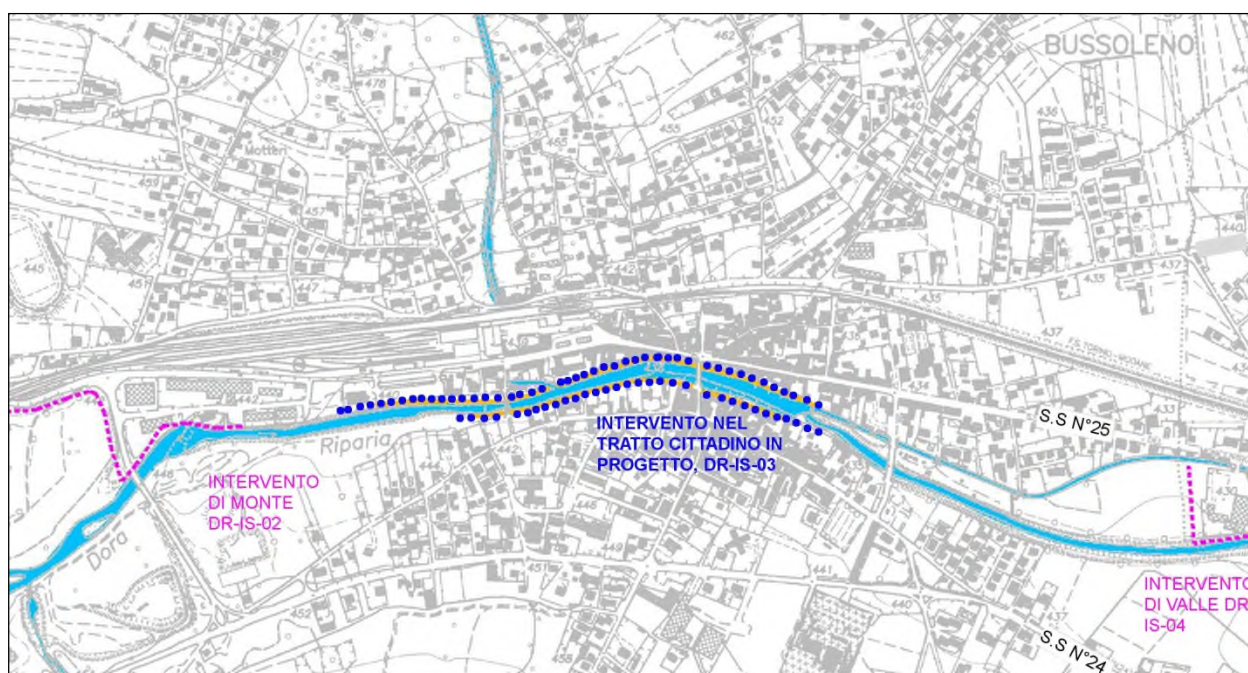


Figura 1 – Indicazione della localizzazione degli interventi

La Val di Susa è percorsa in direzione Ovest-Est dal fiume Dora Riparia, uno dei principali affluenti di sinistra del settore piemontese del bacino del Po, ed è orientata trasversalmente alla struttura delle Alpi; è stata modellata principalmente dall'azione dei ghiacciai quaternari e successivamente dall'erosione delle acque e dallo sviluppo di importanti corpi franosi estesi alla maggior parte dei versanti.

La valle principale è caratterizzata da un ampio fondovalle pianeggiante, sovrastato da versanti abbastanza acclivi e boscati.

2.2 Caratteristiche climatiche

Il bacino della Dora Riparia è classificabile tra i “bacini alpini interni”. Appartengono a tale tipologia le vallate poste nelle zone più interne della catena alpina, che protegge dall’arrivo diretto di aria umida dall’Atlantico o dal Mediterraneo e fa sì che le altezze annue e l’intensità di precipitazione risultino piuttosto modeste. Inoltre, per la presenza di ampie zone al di sopra dei 2000 m s.m., le precipitazioni si manifestano nella maggior parte dell’anno prevalentemente sotto forma nevosa e non contribuiscono alla formazione delle piene. Le piene si verificano generalmente tra la fine della primavera e l’inizio dell’autunno, quando le precipitazioni nevose sono in proporzione scarse. Talora, in particolare a fine primavera, la presenza di un manto nevoso ancora consistente provoca un importante incremento del contributo di piena per effetto dello scioglimento della neve. In questo ambito territoriale, tipico dei bacini alpini interni, spesso il verificarsi delle piene critiche non corrisponde ai valori di massima intensità di pioggia registrati alle stazioni pluviometriche, ma alla coincidenza di una serie di fattori negativi che (oltre alla elevata intensità delle precipitazioni) comprende essenzialmente il manifestarsi di rialzi termici anomali e la presenza di una coltre nevosa consistente. Nei bacini secondari si verificano frequentemente piene provocate da rovesci o temporali di grande intensità ma di scarsa estensione. In questi casi si possono verificare rilevanti fenomeni di trasporto solido, con danni notevoli soprattutto nel caso di riattivazione di conoidi. Nel bacino idrografico le precipitazioni medie variano da 800 mm/anno in pianura a poco oltre 1000 mm/anno.

2.3 Assetto idrografico e orografico

Il bacino della Dora Riparia si estende per il 90% della sua superficie in territorio italiano, ed è pari a circa 1210 km² (1,7% del bacino del Po). Di questi, l’87% ricade a sua volta in ambito montano. Il corso d’acqua Riparia percorre tutta l’asta valliva della Valle di Susa fino allo sbocco nella pianura torinese.

L’asta principale è suddivisibile in tre tratti, distinti per caratteristiche morfologiche, morfometriche e per comportamento idraulico: il tratto montano fino a Susa, quello di fondovalle fino a Sant’Ambrogio e quello prettamente di pianura fino alla confluenza in Po a Torino. Il primo tratto sottende il sottobacino a monte di Susa, il secondo tratto il sottobacino della bassa Valle di Susa e della Val Cenischia. L’andamento dell’alveo è monocursale rettilineo da Susa a Castello di Camerletto (Caselette), diventa sinuoso fino all’ingresso in Torino per poi essere rettilineo, contenuto da muri di sponda continui nell’attraversamento della città.

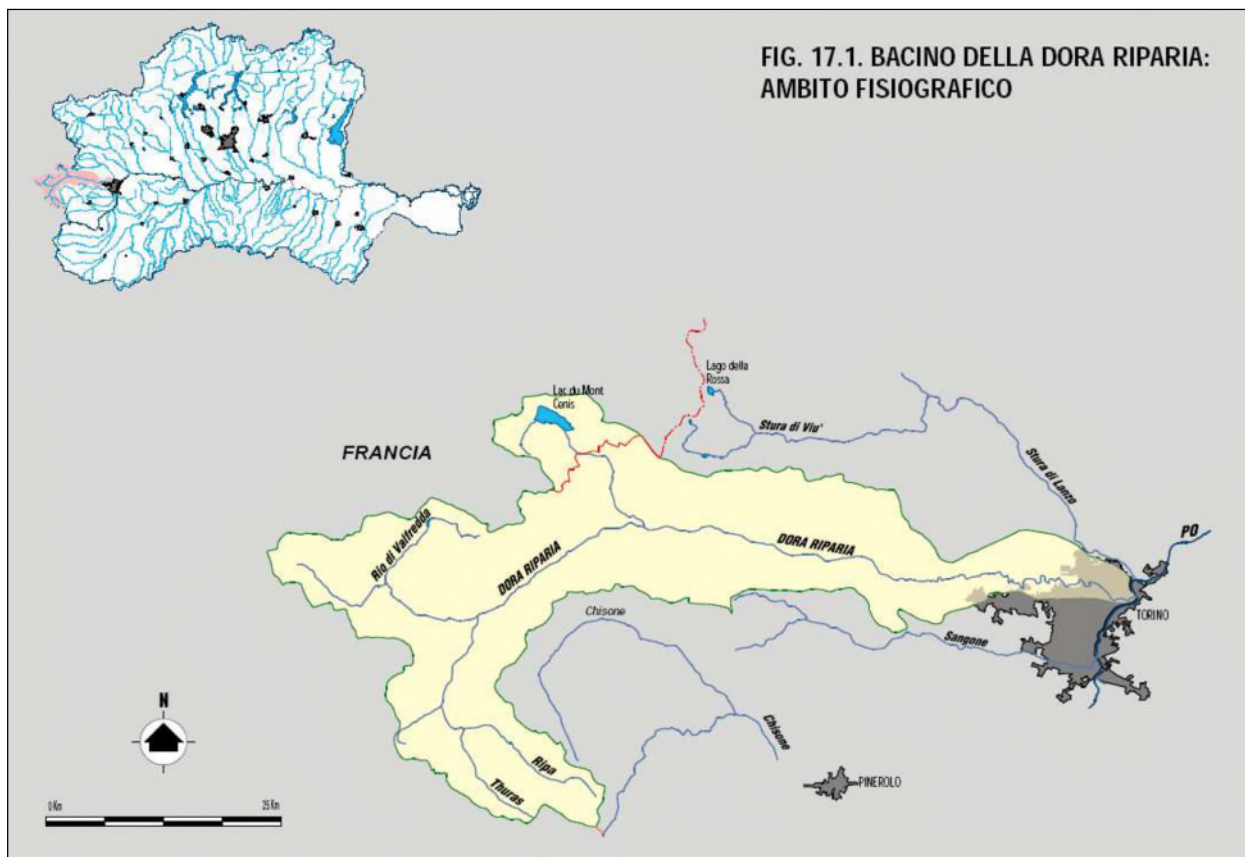


Figura 2 - Bacino della Dora Riparia: Ambito Fisiografico

2.4 Caratteristiche di uso del suolo

Tutti gli interventi sono previsti all'interno dell'area urbana di Bussoleno, nel tratto che si affaccia sulla sponda destra e sinistra della Dora Riparia. Complessivamente, si tratta di un'area di margine urbano indefinito, caratterizzato da una successione arteriale di edifici ed aree libere, privo di un assetto che lo connoti come parte di un sistema urbano (Figura 3).

Per l'ambito della Dora Riparia il PRC non prevede azioni specifiche se non l'insieme delle tutele di legge per gli ambiti fluviali con l'esigenza di "ricostruire un rapporto positivo tra fiume ed area urbana" per conferire all'area fluviale ricompresa nell'area urbana una propria identità.

In merito si richiama quanto proposto dagli Studi preliminari predisposti dalla Regione Piemonte nel quadro del Piano Territoriale Regionale, fino alla conseguente ipotesi del PRGC (Figura 4) di prevedere per il segmento del corso fluviale ricompreso nell'area urbana la possibilità di predisporre un apposito progetto che, partendo dall'analisi degli spazi pubblici e degli accessi esistenti ai due lati del corso d'acqua, definisca precise azioni di riqualificazione degli spazi pubblici e privati oltre che degli edifici esistenti, garantendo un adeguato livello di fruibilità collettiva delle due sponde. Subordinando comunque eventuali modifiche di carattere strutturale all'area in oggetto ad uno studio complessivo al fine di non pregiudicare il citato progetto.



Figura 3 - L'edificato storico sulla Dora Riparia.

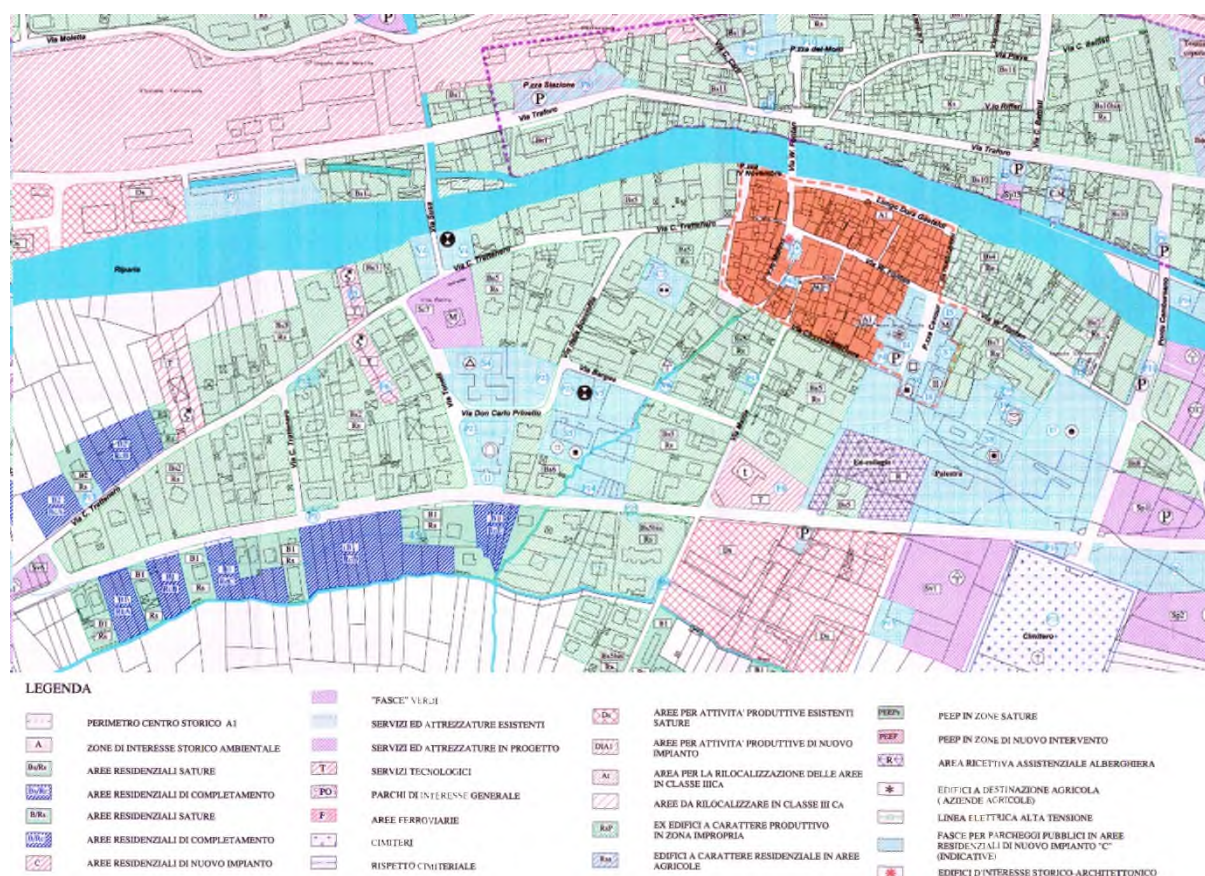


Figura 4 - Estratto dal PRGC.

2.5 Inquadramento idrogeologico

La Valle di Susa, nel settore intra-vallivo, è caratterizzata da acquiferi superficiali in depositi fluviali e di conoide. Localmente si riscontrano acquiferi profondi, intercalati alla serie di deposizione fluvio-lacustre sottostante ai precedenti. A valle dell'anfiteatro morenico è presente un acquifero superficiale regionale, con spessore decrescente tra il margine collinare ed il fiume Po.

L'acquifero superficiale del settore intra-vallivo è alimentato dalla ricarica meteorica, dagli apporti dai bacini montani nei settori di conoide e dalle perdite per dispersione in subalveo lungo i tributari del Fiume Dora Riparia. Per gli acquiferi profondi, invece, l'alimentazione deriva verosimilmente da deflusso profondo dall'anfiteatro morenico di Rivoli – Avigliana, dal flusso attraverso livelli semipermeabili alla base dell'acquifero superficiale, dalla ricarica meteorica e dalle perdite dei corsi d'acqua nelle zone di affioramento.

La prevalenza di rocce a bassa permeabilità non permette un consistente stoccaggio nel sottosuolo degli afflussi meteorici. In queste condizioni, le piogge si traducono in massima parte in ruscellamento superficiale e, conseguentemente, il regime dei corsi d'acqua presenta forti variazioni di portata, con piene che comportano anche un elevato rischio alluvionale.

2.6 Eventi alluvionali recenti

Nell'arco dell'ultimo decennio nel bacino della Dora Riparia si sono manifestati tre intensi eventi di piena, tra i quali il maggiore è sicuramente quello occorso nell'ottobre del 2000:

- 10-13 giugno 2000;
- 13-16 ottobre 2000;
- 27-30 maggio 2008.

2.6.1. EVENTI ALLUVIONALI DEL GIUGNO E DELL'OTTOBRE 2000.

L'evento meteorico dei giorni 10-14 Giugno 2000 ha interessato prevalentemente i settori occidentali e sud occidentali della regione Piemonte coinvolgendo maggiormente i bacini idrografici compresi tra la Valle di Susa ed il torrente Pesio.

Per quanto riguarda la Dora Riparia gli effetti delle precipitazioni, elevate solo nella valle del torrente Ripa, sono stati piuttosto limitati e solo nell'alta valle si sono avuti innalzamenti significativi dei livelli, così come si evince dalla Figura 5.

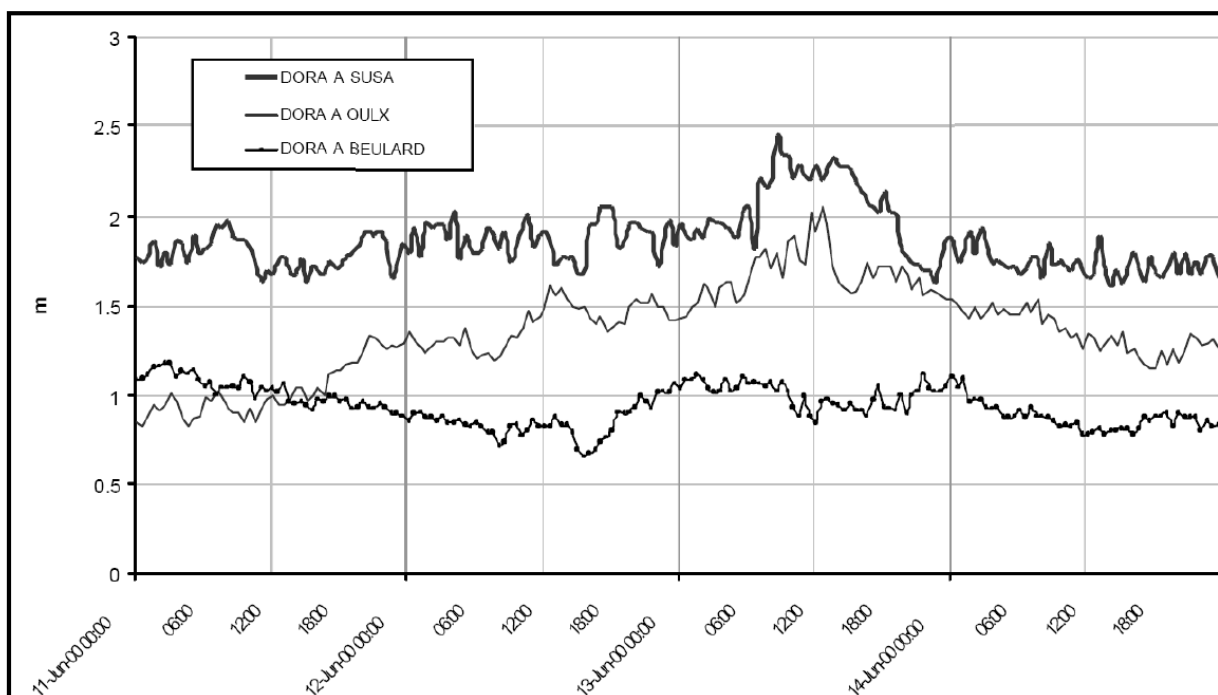


Figura 5 - Idrogrammi di piena registrati in Dora Riparia (evento del 10-14 Giugno 2000, fonte ARPA Piemonte).

Il colmo di piena fu registrato a Susa alle 8.30 del 13 Giugno, quando il livello raggiunse un'altezza di 2,45 m.

L'evento alluvionale del 13-16 ottobre 2000 interessò l'intera valle di Susa e le valli laterali Clarea e Cenischia, con effetti e danni di diversa entità e natura, nei settori di alta, media e bassa valle. Nei settori di valle compresi tra gli abitati di Susa e Avigliana si registrarono i processi di esondazione più gravi, con effetti di allagamento lungo estese porzioni di fondovalle, deposito di materiale sabbioso-ghiaioso, con numerosi danni ad opere di difesa, ad attraversamenti e, più localmente, a reti di sottoservizi, abitazioni ed opifici.

A partire dal ponte dell'autostrada del Fréjus in territorio comunale di Mompantero si registrarono esondazioni sia in destra che in sinistra idrografica del torrente Cenischia e della Dora Riparia, caratterizzate da tiranti idrici compresi tra i 40 e 160 cm, nel tratto compreso tra la stazione di Susa e la confluenza con il Rio Giandola e con elevato trasporto di massa di materiale grossolano (massi e ciottoli) e fine (sabbioso limoso).

Scendendo verso valle, a monte dell'abitato di Bussoleno il fiume Dora esondò nuovamente in sinistra idrografica a monte della Regione Gerbido ed in località "Dora Spansà" a monte del ponte della ferrovia Torino – Modane; le acque oltrepassarono la SS. 25, invadendo la zona industriale a monte del concentrico con tiranti idrici compresi tra 200 e 250 cm e ostruendo interamente il sottopasso della ferrovia. Le acque di esondazione defluirono in parte lungo la ferrovia allagando completamente la stazione (battenti di circa 200 cm), e gli edifici compresi tra la linea ferroviaria e la sponda sinistra del fiume. Nell'abitato di Bussoleno si registrarono altezze d'acqua superiori al metro.

Allagamenti meno estesi, ma ancora associati a deposito di materiale limoso – sabbioso, interessarono anche le abitazioni ubicate in prossimità della sponda destra idrografica. Nel tratto di valle compreso tra gli abitati di Bussoleno e Borgone di Susa, il fiume Dora Riparia esonda in destra idrografica nel territorio comunale di San Giorgio di Susa in una zona poco edificata, arrecando danni alle opere di difesa ed ai coltivi; più a valle, in territorio di Borgone, fenomeni di esondazione si registrano in più punti lungo la sponda sinistra idrografica, coinvolgendo gravemente la zona industriale e parte dell'abitato compreso tra la SS 24 e la ferrovia Torino – Modane, con battenti d'acqua talora superiori ai 160 cm.

2.6.2. EVENTO ALLUVIONALE DEL MAGGIO 2008.

L'evento si concentrò nelle giornate del 28 e 29 maggio con precipitazioni molto intense nelle valli Susa, Chisone, Germanasca e Pellice coinvolgendo anche il territorio cuneese. Le precipitazioni elevate favorirono l'innescò di fenomeni franosi sui versanti. L'innalzamento dei livelli si verificò dalla mattina del 29 maggio lungo l'asta della Dora Riparia con valore al colmo a Susa di 3,34 m (250 m³/s). Livelli prossimi alla soglia di pericolo si verificarono a Torino durante la notte e fino alla mattina del giorno seguente (tempo di ritorno stimato di 40 anni).

Per quanto concerne l'abitato di Bussoleno il deflusso di piena della Dora Riparia interessò il centro abitato, invadendo alcune abitazioni poste a ridosso del corso d'acqua e da queste rifluì lungo la S.S. 25; vennero disposte numerose ordinanze temporanee di sgombero a tutela degli abitanti della zona.

Risultò intensa anche l'attività dei rii laterali, che misero in moto un considerevole quantitativo di trasporto solido, soprattutto quelli provenienti da bacini montani più ripidi.

Di seguito si allegano alcuni scatti fotografici che documentano il deflusso di piena in Bussoleno.



FOTO 1 - Vista dalla sponda destra dell'impalcato lato monte del ponte Vecchio (Maggio 2008).



FOTO 2 - Vista dalla sponda destra dell'impalcato lato valle del ponte Vecchio (Maggio 2008).



FOTO 3 - Vista della sponda destra dal ponte Vecchio verso monte (Maggio 2008).



FOTO 4 - Vista della sponda destra dell'impalcato lato valle del ponte Vecchio (Maggio 2008).



FOTO 5 - Vista della Dora Riparia nel concentrico di Bussoleno e apertura del varco sulla SS25 per consentire il deflusso del rio Rocciamelone (Maggio 2008).

3 ANALISI IDROLOGICA

I principali dati di riferimento per le analisi condotte sono stati tratti dalle elaborazioni realizzate nell'ambito della "Variante del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.)", approvato con DPCM nel Novembre 2009.

La portata di piena di riferimento utilizzata nelle verifiche idrauliche è quella a tempo di ritorno 200 anni desunta dallo Studio di fattibilità redatto dall'Autorità di bacino del fiume Po, che nell'abitato di Bussoleno ha un valore al colmo di $540 \text{ m}^3/\text{s}$; essa proviene dall'analisi modellistica idrologica e idraulica eseguita per l'intera asta della Dora Riparia. Per ogni dettaglio in merito alle metodologie idrologiche ed idrauliche impiegate nel calcolo ed ai risultati ottenuti, si rimanda allo Studio di fattibilità dell'Autorità di bacino citato in precedenza.

Tabella 1 - Portate di piena di riferimento ("Variante del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico per il fiume Dora Riparia")

Località	Portata Stato di fatto(m^3/s)	Portata di Progetto (m^3/s)
Oulx	310	310
a valle confluenza con Dora di Bardonecchia	450	450
ingresso forra di Serre la Voute	430	430
Susa	530	530
valle immissione Cenischia	580	580
Bussoleno	540	540
Borgone di Susa	530	530
Rosta (a monte area laminazione)	680	690
Alpignano (a valle area laminazione)	650	530
ingresso Torino (valle Ponte Regina Margherita)	630	530

4 ANALISI GEOMORFOLOGICA

L'approfondimento morfologico eseguito riguarda il tratto di Dora Riparia di attraversamento dell'abitato di Bussoleno, compreso tra il ponte in Ferro a monte della città ed il ponte Cambursano a valle di essa.

Il corso d'acqua, nel tratto di attraversamento dell'abitato di Bussoleno, è caratterizzato da alveo monocursale ben definito, le cui sponde sono costituite dalle opere spondali esistenti (muri in cls o muratura), che hanno funzione di ritenuta dei livelli idrici anche se non sempre risultano adeguate in quota. L'alveo tipo è assimilabile ad un canale di sezione rettangolare, caratterizzato da tendenza al deposito nel tratto compreso tra il ponte Vecchio e la traversa N.I.E.; infatti il recente rilievo topografico ha mostrato che in alveo, rispetto all'anno 2002 (rilievo ADBPO), si sono depositati rilevanti accumuli di materiale litoide, messo in movimento dagli ultimi eventi alluvionali gravosi (Figura 6).

L'alveo inciso attuale presenta una buona stabilità, favorita dalle condizioni prevalenti di sponda alta e dall'assetto delle opere di difesa in alveo presenti (Figura 8). I sedimenti nel tratto d'alveo in esame presentano diametri tipici delle alluvioni medie, costituite da una matrice di sabbie e ghiaie (diametro medio di circa 0,02 – 0,04 m) ma con elevata presenza di ciottoli (diametro medio 0,10 – 0,20 m).

Il confronto tra le cartografie e le immagini multitemporali, eseguito con maggior dettaglio in riferimento all'evoluzione di un periodo temporale di circa 100 anni, si è basata sui seguenti elaborati:

- Fogli IGM in scala 1:50.000, prima levata, anno 1882;
- Tavole IGM in scala 1:25.000, levate anni 1922-1934;
- Tavole IGM in scala 1:25.000, levate anni 1955-1969;
- Carta Tecnica Regionale del Piemonte, da rilievi aerofotogrammetrici anno 1989.

Il confronto tra le cartografie storiche ha messo in evidenza che l'alveo del 1822 a monte della città era pluricursale con presenza di un'isola stabile nella parte centrale; la progressiva industrializzazione e l'espansione urbanistica dell'abitato è correlata da una crescente artificializzazione dell'asta fluviale con un conseguente suo restringimento e traslazione planimetrica del tracciato. I rilievi storici sovrapposti (dal 1822 a 1934) mostrano che planimetricamente, nel tratto compreso da valle del ponte Vecchio sino all'attuale ponte Cambursano (allora non ancora costruito), gli alvei hanno mantenuto il proprio tracciato con equivalente ampiezza della sezione incisa. Variazioni ancora apprezzabili sono individuabili nel periodo della levata degli anni 1955-1969 in cui il corso d'acqua è stato sistemato in funzione della massima espansione e infrastrutturazione dell'abitato, tramite modifiche planimetriche di tracciato rispetto ai periodi antecedenti e secondo una sezione tipo totalmente canalizzata, caratteristiche analoghe a quelle attuali. Nella Figura 7 sono indicati gli alvei storici che indicano l'evoluzione dell'assetto geomorfologico a monte ed a valle dell'abitato di Bussoleno.

Malgrado l'intensità dell'evento alluvionale dell'ottobre 2000 non si sono segnalati inneschi di forme potenzialmente riattivabili ma soltanto di dissesti a monte dell'abitato per effetto di collasso di opere esistenti e ingenti quantità di materiale lapideo trasportato.



Figura 6 – Andamento del fondo alveo attuale a confronto con quello rilevato nell'anno 2002 dall'Autorità di bacino del fiume Po.

5 OPERE IDRAULICHE

Le opere idrauliche sono state censite riguardo l'esatta posizione, la tipologia, lo stato di conservazione e manutenzione, tramite sopralluoghi in campo ed osservazioni dirette.

In particolare sono state individuate le seguenti tipologie di opere:

- opere arginali, costituite da muri spondali in cls o muratura;
- opere di difesa trasversali, costituite dalla traversa N.I.E localizzata nel tratto compreso tra i ponti Vecchio e Cambursano;
- opere di attraversamento costituite, in ordine da monte verso valle, dai ponti in Ferro, Vecchio e Cambursano.

I muri spondali, inadeguati in quota, non costituiscono una fascia di ritenuta continua sia in destra che in sinistra idrografica per tutto il tratto in analisi, infatti è possibile individuare delle finestre arginali, seppure di estensione limitata, localizzate tra i vari edifici presenti.

La localizzazione e la tipologia delle opere censite è riportata nella Figura 8, in cui si sono rappresentate inoltre le aree allagate dall'evento di piena dell'ottobre 2000¹, con relativi tiranti idrici di allagamento in alcune zone dell'abitato e la perimetrazione delle Fasce Fluviali del PAI.

Sono inoltre state allegate alla presente relazione alcune fotografie che mostrano l'assetto idraulico attuale della Dora Riparia nel tratto di attraversamento urbano di Bussoleno.

¹ Fonte: Geo Portale ARPA Piemonte.

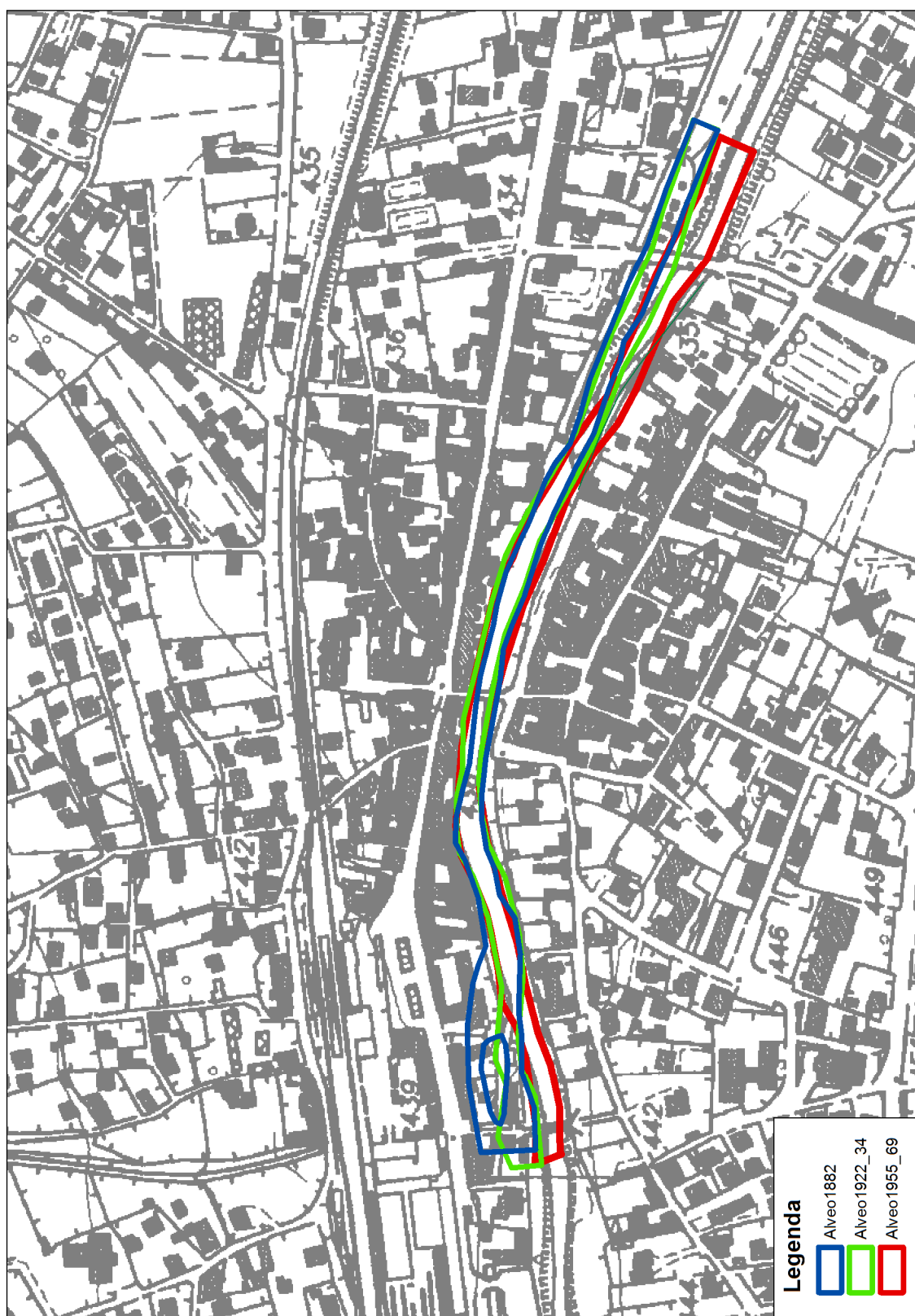


Figura 7 - Assetto geomorfologico ed evoluzione del corso d'acqua.

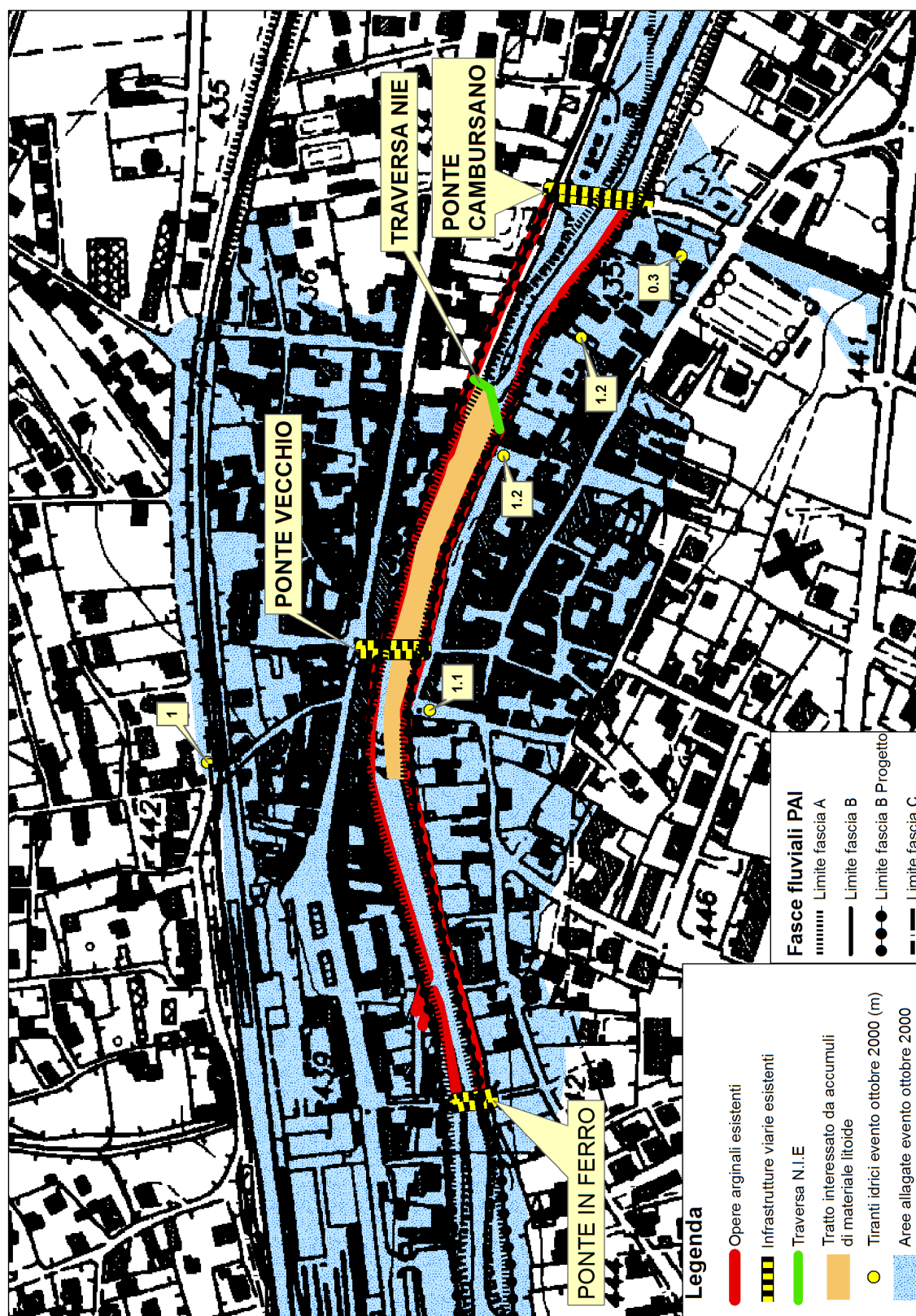


Figura 8 - Assetto del sistema difensivo caratterizzato dalle opere idrauliche esistenti.



FOTO 6 – Vista dell'alveo nel tratto compreso tra il ponte di Ferro e il ponte Vecchio.



FOTO 7 – Vista dell'alveo nel tratto a monte del ponte Vecchio.



FOTO 8 – Vista dell'alveo nel tratto compreso tra il ponte Vecchio e la traversa N.I.E.



FOTO 9 – Vista da monte della traversa N.I.E.

6 ANALISI IDRAULICA

Questa attività ha avuto la finalità di dimensionare e verificare per tempo di ritorno 200 anni tutti gli interventi previsti dal presente Progetto Esecutivo; le verifiche idrauliche eseguite tengono conto anche della geometria della nuova traversa N.I.E.

Le configurazioni analizzate, oggetto della modellizzazione idraulica sono 4:

- SCENARIO 1 di stato attuale;
- SCENARIO 2 di progetto previsto da questo lavoro, nell'ipotesi di nuova realizzazione di opere arginali e/o nell'adeguamento in quota di quelle esistenti e da interventi di manutenzione straordinaria, da eseguirsi tramite riprofilatura della sezione incisa dell'alveo con rimozione del materiale litoide presente;
- SCENARIO 3 di sistemazione futura, con adeguamento idraulico del ponte Cambursano in aggiunta agli interventi simulati nello Scenario 2;
- SCENARIO 4 di sistemazione futura, con adeguamento idraulico del ponte Vecchio in aggiunta agli interventi simulati nello Scenario 3.

Gli scenari 3 e 4 sono stati simulati per riverificare l'assetto di progetto dello Studio di fattibilità in scala di dettaglio progettuale.

6.1 Assetto geometrico dell'alveo

Per la descrizione delle caratteristiche geometriche dell'alveo si sono utilizzati i recenti rilievi topografici eseguiti da AIPO nell'abitato e dallo studio R&C nei tratti a monte ed a valle di Bussoleno. Sono stati inoltre esaminati i rilievi topografici eseguiti negli anni 2002 dall'Autorità di bacino del fiume Po nell'ambito della redazione dello Studio di fattibilità più volte citato in questo documento; le sezioni di rilievo dello Studio di fattibilità sono state inoltre confrontate con quelle più attuali utilizzate per il presente Progetto.

In particolare il rilievo topografico eseguito da A.I.PO è caratterizzato da un elevato grado di dettaglio al fine di verificare lo stato dell'arte delle opere idrauliche di difesa, delle opere di attraversamento e dei manufatti di derivazione presenti e ha compreso, in sintesi:

- la definizione della rete di inquadramento collegata a quella dello "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Dora Riparia nel tratto da Oulx alla confluenza in Po";
- il rilievo batimetrico con riverifica di 7 sezioni trasversali dell'Autorità di Bacino (sez. 095, 096, 096_1P, 096_1T, 096_2P, 097_1P, 098);
- il rilievo batimetrico di 8 nuove sezioni trasversali in aggiunta alle precedenti nei tratti di corso d'acqua, ove sia stata riscontrata una significativa variazione di dimensione della sezione di deflusso;
- il rilievo celerimetrico per la restituzione di dettaglio in quota delle sponde destra e sinistra e del fondo alveo;
- il rilievo dei principali manufatti esistenti (ponti Ferro, Vecchio e Cambursano e traversa N.I.E.).

In ausilio ai dati topografici determinati da AIPO si è inoltre considerato il rilievo laser - scanner e restituzione di modello digitale 3D del terreno (DTM) realizzati nell'ambito del Piano Straordinario di Telerilevamento Ambientale (PST-A, legge 179 del 31 luglio 2002 art. 27) dal Ministero dell'Ambiente e il rilievo eseguito dallo Studio R&C nel tratto da Coldimosso a Bussoleno e da Bussoleno a Vernetto.

Va specificato che le sezioni rilevate da AIPO ricadono in termini di localizzazione ed orientamento in corrispondenza di quelle di calcolo considerate dall'Autorità di bacino nello Studio di fattibilità.

Di seguito si riporta, in forma tabulare, il tratto di profilo longitudinale del modello geometrico d'interesse per questo Progetto Esecutivo (estensione 1292 m), esteso da immediatamente a monte del ponte di Ferro fino a valle del ponte Cambursano; questo profilo costituisce quindi un sottotratto di quello complessivo (rilievi AIPO e Studio R&C) costruito (circa 4521 m), che si estende dalla località Coldimosso fino a valle dell'attraversamento dell'A32 sulla Dora Riparia, in prossimità dell'abitato di Vernetto (a monte di San Giorio).

Nel profilo longitudinale sotto riportato sono elencate le sezioni trasversali utilizzate, la loro progressiva metrica, quota di fondo alveo (thalweg) e la posizione dei manufatti presenti.

Tabella 2 – Profilo longitudinale del modello geometrico della Dora Riparia.

Manufatto	Sezione	Progressiva	Quota fondo alveo
	-	(m)	(m s.m.)
	190	63096,00	433,47
	180	63233,00	433,08
	170	63359,00	432,06
monte ponte in Ferro	160	63414,00	431,68
valle ponte in Ferro	150	63423,00	431,58
	140	63481,00	431,27
	130	63577,00	430,69
	120	63668,00	430,41
monte ponte Vecchio	110	63753,00	428,86
valle ponte Vecchio	100	63773,00	428,90
	90	63857,00	429,56
	80	63928,00	429,40
monte traversa N.I.E.	70	63952,00	428,90
valle traversa N.I.E.	60	63962,00	427,65
	50	64044,00	426,14
monte ponte Cambursano	40	64140,00	426,81
valle ponte Cambursano	30	64151,00	426,36
	20	64190,00	426,20
	10	64388,00	425,22

In Figura 9 si riporta uno stralcio planimetrico del tratto di corso d'acqua simulato con la rappresentazione delle sezioni trasversali introdotte nel modello.

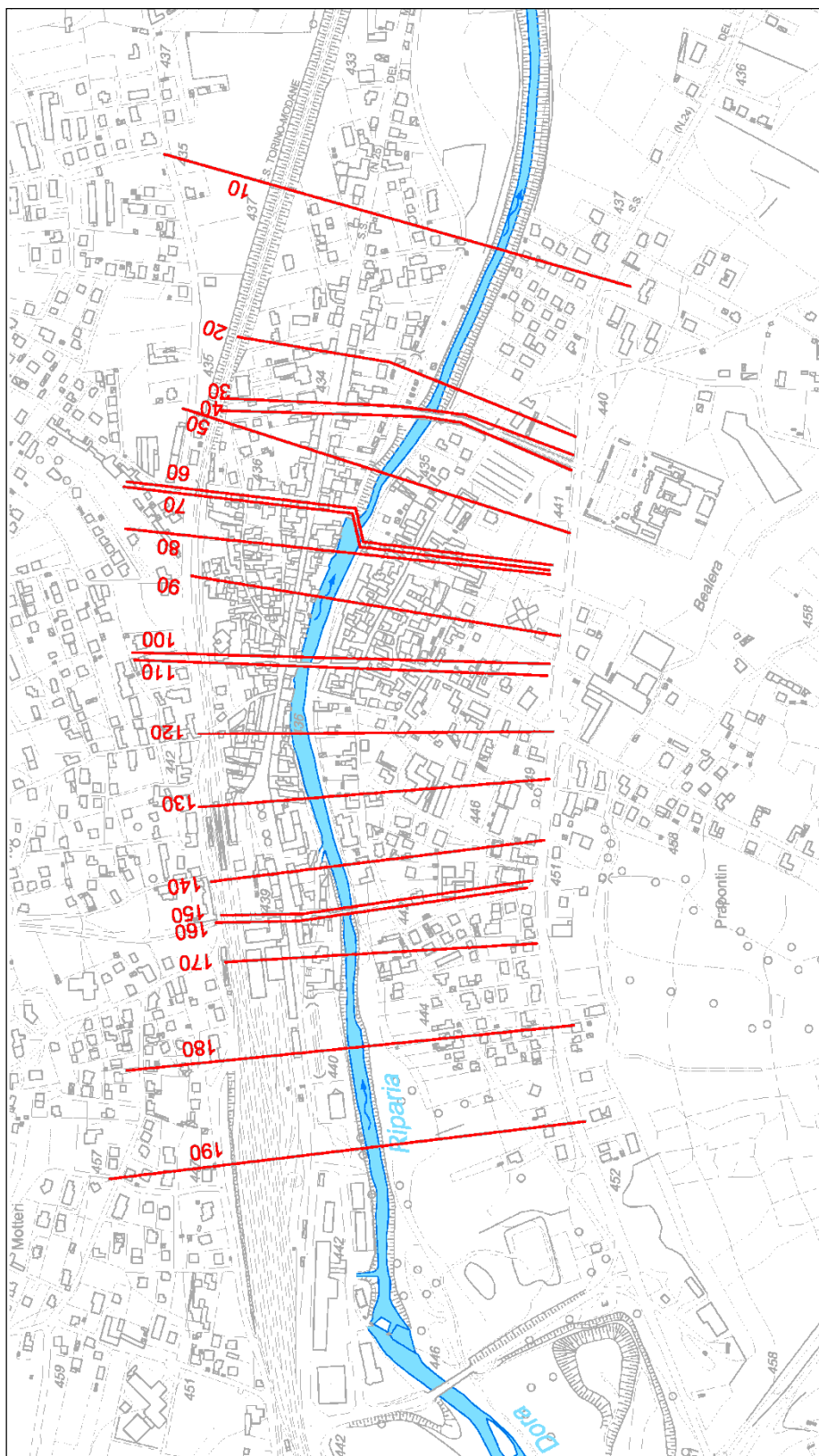


Figura 9 – Planimetria del modello idrodinamico eseguito con la rappresentazione delle sezioni trasversali utilizzate.

6.1.1. Manufatti interferenti

I manufatti interferenti con il deflusso della Dora Riparia introdotti nel modello, in ordine da monte verso valle, sono i seguenti:

- Ponte di Ferro (Ponte Stazione) nell'abitato di Bussoleno tra le progressive 63414,0 e 63423,0 m;
- ponte Vecchio (ponte storico di Via Valter Fontan) nell'abitato di Bussoleno tra le progressive 63753,0 e 63773,0 m;
- traversa di derivazione N.I.E nell'abitato di Bussoleno tra le progressive 63952,0 e 63962,0 m;
- ponte stradale di via Guido Cambursano a valle dell'abitato di Bussoleno tra le progressive 64140,0 e 64151,0 m.

6.2 Modalità di schematizzazione del deflusso in piena

Le verifiche idrauliche sono state eseguite utilizzando il codice di calcolo HEC RAS; il funzionamento del modello viene descritto in dettaglio nell'ALLEGATO 1 al presente documento.

Le simulazioni idrodinamiche sono state condotte in moto permanente in modalità monodimensionale, date le caratteristiche di propagazione della corrente di piena nel tratto canalizzato in analisi.

La schematizzazione geometrica dell'alveo è stata costruita in modo da ottenere una buona rappresentazione del deflusso in piena, tenendo conto delle caratteristiche geometriche del corso d'acqua, degli edifici presenti sulle sponde e delle strutture interferenti con il moto; in particolare nei tratti ove gli edifici costituiscono elemento di tenuta dei livelli idrici nel modello si è inserito un limite non sormontabile dalla piena di riferimento.

Le condizioni al contorno necessarie per l'esecuzione di simulazioni idrodinamiche con il modello sono le seguenti:

- a monte è stato inserito l'idrogramma a portata costante per tempo di ritorno 200 anni (pari a $540 \text{ m}^3/\text{s}$);
- a valle è stato imposto il livello idrico bicentenario ottenuto dallo Studio di fattibilità dell'Autorità di bacino.

Le condizioni al contorno assunte sopra descritte sono state mantenute identiche per tutte le simulazioni.

I valori di scabrezza inseriti nel modello sono quelli derivanti dallo Studio di fattibilità dell'Autorità di bacino del fiume Po e corrispondono a coefficienti medi di scabrezza $0,05 \text{ s/m}^{1/3}$ (Strickler $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) per l'alveo inciso e pari a $0,25 \text{ s/m}^{1/3}$ (Strickler $4,0 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) per le aree di piano campagna esterne all'alveo inciso; quest'ultimo valore di macro scabrezza è stato assunto per simulare l'effetto di resistenza degli edifici dell'abitato sul deflusso di esondazione.

6.3 Simulazioni idrodinamiche

6.3.1. Simulazione SCENARIO 1

Lo Scenario 1 rappresenta la Dora Riparia nelle condizioni di stato attuale; il recente rilievo topografico ha mostrato che rispetto all'anno 2002 (rilievo ADBPO) in alveo si sono depositati rilevanti accumuli di materiale litoide. In particolare la campata in destra del ponte Vecchio (due campate ad arco) risulta parzialmente ostruita dal materiale lapideo, che ne limita in modo sensibile la capacità di deflusso.

La piena bicentennale non è contenuta dalle opere di ritenuta dei livelli esistenti in destra e sinistra, costituite esclusivamente da muri in c.a. o in muratura; gli edifici presenti sono localizzati in fregio alle opere arginali esistenti a carattere quasi continuo e in questo modo costituiscono un elemento di contenimento dei livelli. L'inondazione dell'abitato avviene quindi per effetto del transito dei livelli idrici

attraverso i passi d'uomo e i vicoli presenti tra un edificio e l'altro, una volta sormontati i muri esistenti. La SS.25 del Moncenisio che attraversa l'abitato di Bussoleno in sinistra idraulica, non viene sormontata dalla piena soltanto nel tratto circa compreso tra le sezioni 190 e 130; nella restante parte del tratto l'esondazione della Dora la sommerge con tiranti idrici variabili tra valori di circa 0,3 -0,7 m, provocando l'inondazione di parte dell'abitato di Bussoleno e generando un deflusso preferenziale in direzione Torino.

I ponti denominati "Vecchio" e "Cambursano" sono gravemente inadeguati idraulicamente al deflusso della piena di riferimento; in particolare il ponte Vecchio viene sormontato da un tirante idrico medio di circa 1,5 m, il ponte Cambursano viene sormontato nella parte in sinistra idraulica da un tirante idrico medio di circa 0,5 m, in ragione dell'andamento del piano viabile che risulta inclinato dalla destra verso la sinistra idraulica. Il ponte Cambursano genera verso monte un rigurgito di circa 0,9 m mentre il ponte Vecchio di circa 1,6 m.

La traversa N.I.E. è rigurgitata dal ponte Cambursano; infatti la variazione di livello tra la sezione 50 a progressiva 64044 m (localizzata a monte del ponte e interessata dal rigurgito completamente sviluppato) e l'opera di derivazione (progressiva 63952 m) è di circa 0,4 m.

Il deflusso nel tratto simulato avviene generalmente secondo un moto di corrente lenta, con velocità comprese tra valori di 1,0 e 5,3 m/s circa.

I risultati esposti nelle seguenti Tabella 3 e Figura 10, rappresentano in forma tabulare e grafica il profilo idrometrico dello Scenario 1; in ALLEGATO 2 si riportano le sezioni trasversali introdotte nel modello con indicazione dei livelli idrici.

Tabella 4 viene inoltre riportato il confronto con i livelli ottenuti tramite le analisi modellistiche eseguite nello Studio di fattibilità dell'Autorità di bacino del fiume Po; tale confronto mostra una sostanziale corrispondenza tra i risultati; differenze di livello idrico significative locali derivano dal maggior dettaglio geometrico di questo Progetto in cui sono state rilevate un maggior numero di sezioni finalizzate a rappresentare con precisione le variazioni di capacità di deflusso dell'alveo nel tratto modellizzato.

Tabella 3 – Scenario 1: profilo idrometrico nella situazione di stato attuale per portata pari a 540 m³/s.

Manufatto	Sezione	Progressiva	Portata	Quota fondo alveo	Livello idrico	Altezza critica	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza	Froude
(-)	(-)	(m)	(m3/s)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m/s)	(m2)	(m)	(-)
	190	63096,00	540,00	433,47	438,08	437,58	438,99	4,57	255,29	102,14	0,74
	180	63233,00	540,00	433,08	437,99	436,36	438,34	2,61	206,91	54,71	0,43
	170	63359,00	540,00	432,06	437,84	435,42	438,11	2,31	234,04	49,66	0,34
monte ponte in Ferro	160	63414,00	540,00	431,68	437,49	435,41	438,00	3,18	169,58	35,18	0,45
	155	63419,00	Bridge								
valle ponte in Ferro	150	63423,00	540,00	431,58	437,49	435,17	437,96	3,04	177,79	108,87	0,42
	140	63481,00	540,00	431,27	436,92	435,29	437,77	4,08	132,32	75,90	0,57
	130	63577,00	540,00	430,69	436,94	434,30	437,40	2,98	181,04	31,45	0,40
	120	63668,00	540,00	430,41	436,87	433,88	437,21	2,58	209,27	35,76	0,34
monte ponte Vecchio	110	63753,00	540,00	428,86	436,65	433,60	437,07	2,88	187,49	30,31	0,37
	105	63763,00	Bridge								
valle ponte Vecchio	100	63773,00	540,00	428,90	435,03	433,83	435,87	4,08	132,36	40,03	0,72
	90	63857,00	540,00	429,56	434,50	433,32	435,35	4,08	132,21	30,24	0,62
	80	63928,00	540,00	429,40	433,67	433,04	434,69	4,47	120,72	33,16	0,75
monte traversa N.I.E.	70	63952,00	540,00	428,90	433,61	430,90	433,73	1,56	354,45	84,98	0,24
	65	63957,00	Inl Struct								
valle traversa N.I.E.	60	63962,00	540,00	427,65	433,53	430,09	433,58	1,00	542,68	118,22	0,15
	50	64044,00	540,00	426,14	433,20	430,56	433,50	2,42	222,89	45,83	0,35
monte ponte Cambursano	40	64140,00	540,00	426,81	432,37	431,06	433,26	4,20	128,67	117,61	0,61
	35	64145,50	Bridge								
valle ponte Cambursano	30	64151,00	540,00	426,36	431,49	431,16	432,92	5,29	102,05	71,06	0,87
	20	64190,00	540,00	426,20	431,41	430,77	432,44	4,53	152,63	89,13	0,74
	10	64388,00	540,00	425,22	430,99	429,93	431,33	2,65	374,81	385,37	0,50

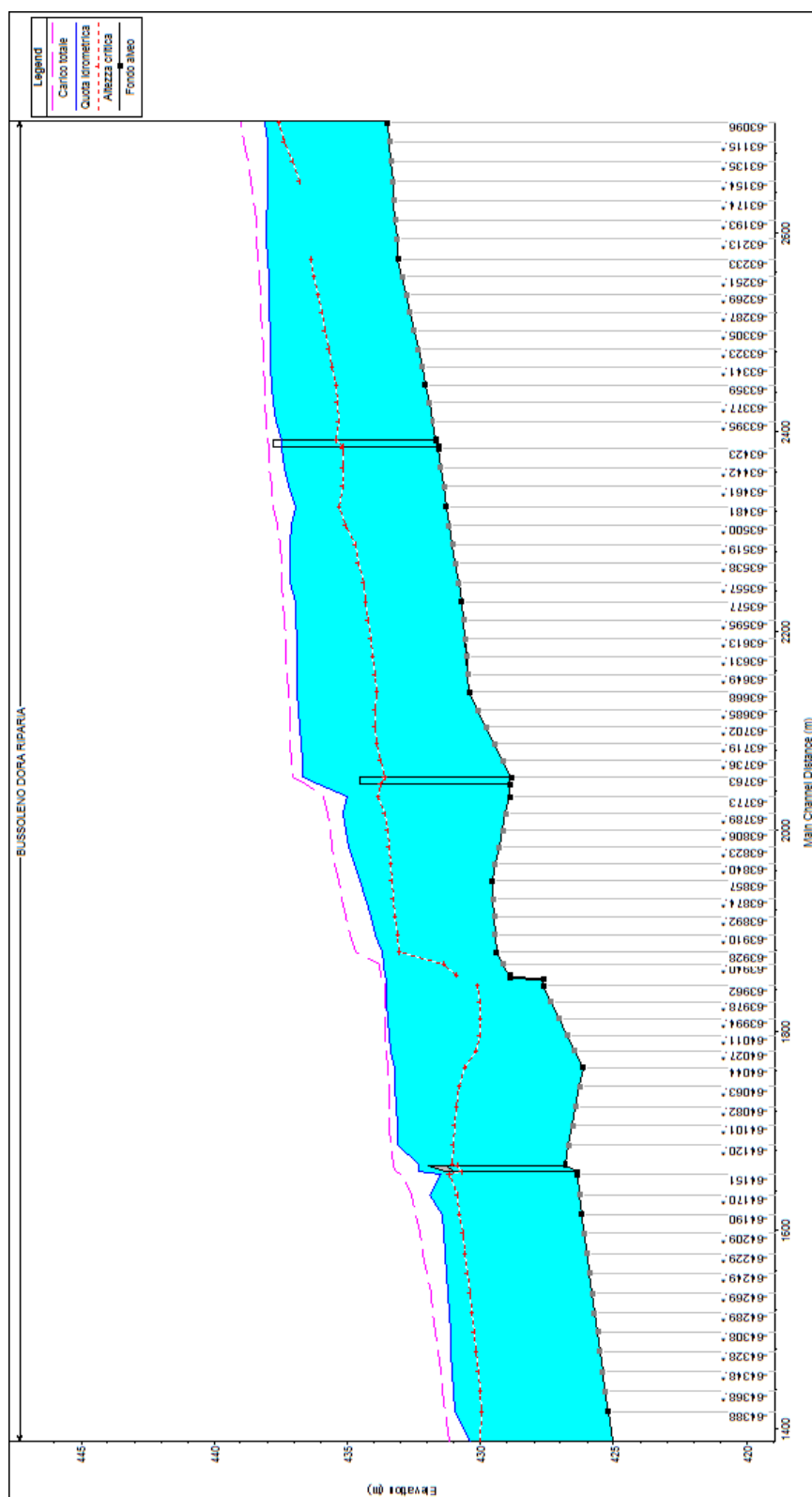


Figura 10 – Scenario 1: profilo idrometrico nella situazione attuale per portata pari a 540 m³/s.

Tabella 4 – Confronto di stato attuale tra lo Scenario 1 e i risultati ottenuti nello Studio di fattibilità dell'Autorità di bacino del fiume Po.

Manufatto	Sezione	Progressiva	Livello idrico Scenario 1	Livello AdbPo attuale	Differenza con attuale AdbPo
(-)	-	(m)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m)
	190	63096,00	438,08		
	180	63233,00	437,99		
	170	63359,00	437,84	437,85	-0,01
monte ponte in Ferro	160	63414,00	437,49	437,59	-0,10
valle ponte in Ferro	150	63423,00	437,49	437,07	0,42
	140	63481,00	436,92		
	130	63577,00	436,94		
	120	63668,00	436,87		
monte ponte Vecchio	110	63753,00	436,65	436,72	-0,07
valle ponte in Vecchio	100	63773,00	435,03	433,75	1,28
	90	63857,00	434,50		
	80	63928,00	433,67	433,82	-0,15
monte traversa N.I.E.	70	63952,00	433,61		
valle traversa N.I.E.	60	63962,00	433,53	433,02	0,51
	50	64044,00	433,20		
monte ponte Cambursano	40	64140,00	432,37	432,25	0,12
valle ponte Cambursano	30	64151,00	431,49	431,57	-0,08
	20	64190,00	431,41	431,3	0,11
	10	64388,00	430,99		

6.3.2. Simulazione SCENARIO 2

In questa simulazione si è analizzato il comportamento idrodinamico del corso d'acqua nelle condizioni di progetto, per tempo di ritorno 200 anni. La sistemazione idraulica considerata nel modello numerico prevede i seguenti interventi:

- adeguamento e/o nuova realizzazione delle opere di difesa arginale in destra e sinistra nel tratto da monte del ponte in Ferro alla traversa N.I.E.;
- manutenzione straordinaria tramite ricalibratura e riprofilatura dell'alveo inciso, finalizzata alla rimozione del materiale litoide presente.

Nel modello si è inoltre tenuto conto del Progetto di adeguamento previsto per l'opera di derivazione localizzata a monte del ponte Cambursano, gestita dalla Società N.I.E. S.r.l.

Le opere arginali di nuova realizzazione vengono realizzate in prossimità delle sponde destra e sinistra dell'alveo urbano canalizzato, a prolungamento di quelle esistenti che devono essere adeguate in quota tramite rialzo dei muri in c.a.

Gli interventi di manutenzione straordinaria consistono nella ricalibratura e riprofilatura dell'alveo nel tratto compreso tra il ponte Vecchio e la traversa N.I.E.; in particolare nelle seguenti Figura 11 e Figura 12 si riporta sul profilo longitudinale e sulle sezioni trasversali l'intervento di sistemazione previsto.

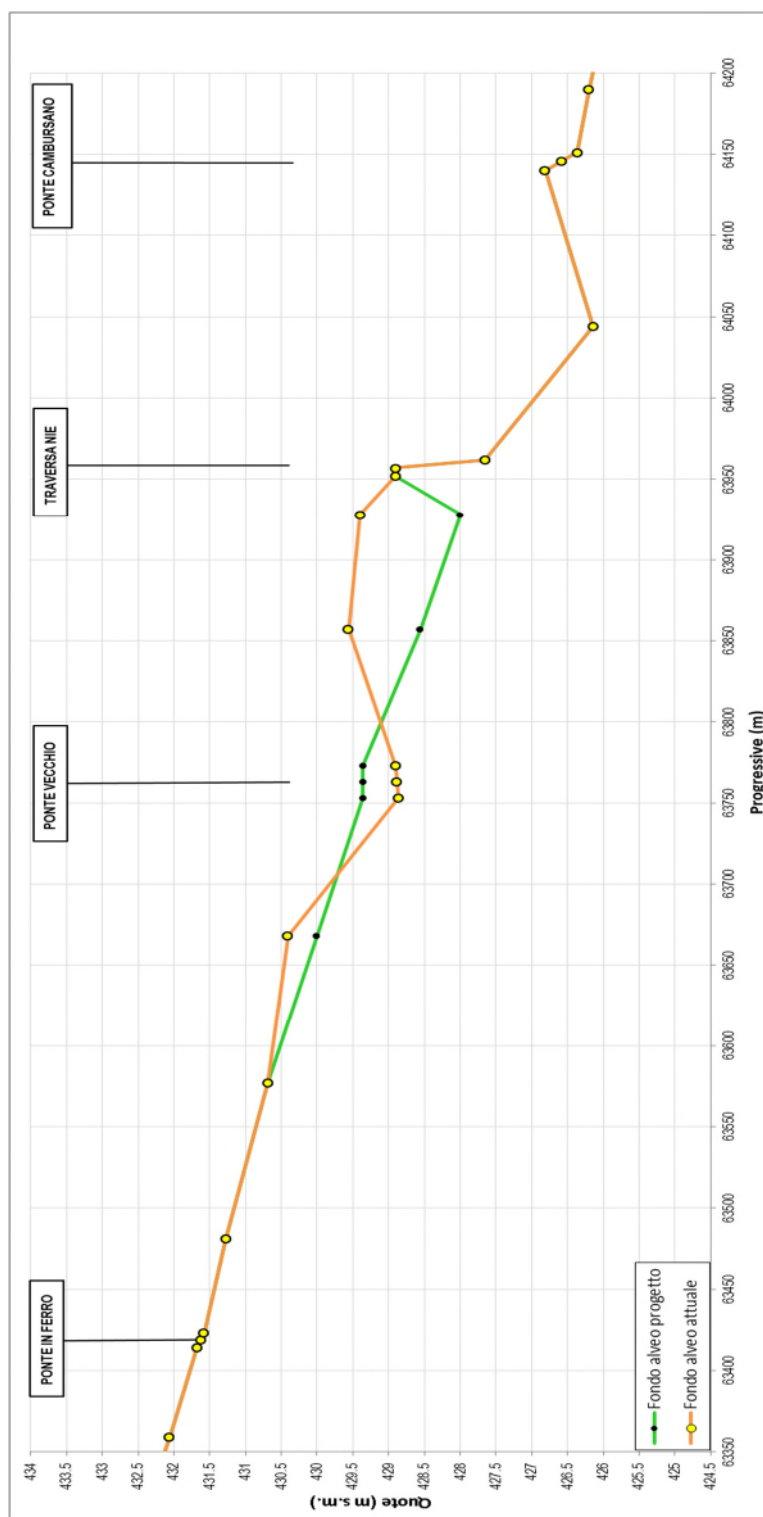


Figura 11 – Intervento di riprofilatura: profilo longitudinale di disalveo.

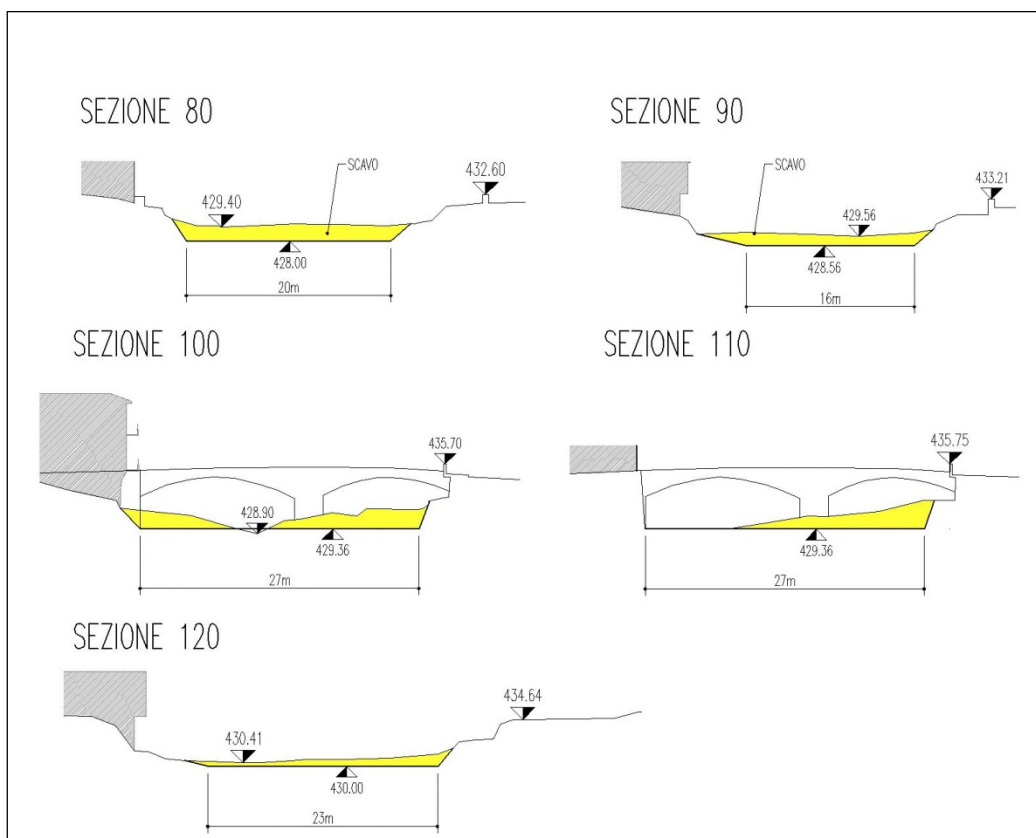


Figura 12 – Intervento di riprofilatura: schema di disalveo delle sezioni trasversali.

Gli interventi di ricalibratura previsti migliorano il deflusso della piena di riferimento nel tratto compreso tra monte del ponte in Ferro e la traversa di derivazione. In particolare si registrano abbassamenti di livello compresi tra valori di 0,56 e 0,60 m nel tratto compreso tra la traversa e il ponte Vecchio; da monte del ponte Vecchio al ponte in Ferro si registrano abbassamenti di livello idrico di circa 0,80 m; a monte del ponte di Ferro l'effetto di aumento della capacità di deflusso si smorza progressivamente passando da abbassamenti di 0,52 m a 0,26 m. Quanto descritto è riportato nella colonna denominata "Differenza Scenari 2-1".

I risultati esposti nelle seguenti Tabella 5 e Figura 13, rappresentano in forma tabulare e grafica il profilo idrometrico della piena bicentenaria per lo Scenario 2.

In ALLEGATO 3 si riportano le sezioni trasversali introdotte nel modello con indicazione dei livelli idrici.

Tabella 5 – Scenario 2: profilo idrometrico nella situazione di progetto per portata pari a 540 m³/s

Manufatto	Sezione	Progressiva	Portata	Quota fondo alveo	Livello idrico	Altezza critica	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza	Froude	Livello idrico scenario 1	Differenza Scenari 2-1
(-)	(-)	(m)	(m3/s)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m/s)	(m2)	(m)	(-)	(m)	(m)
	190	63096,00	540,00	433,47	437,82	437,58	438,91	4,97	229,00	100,49	0,83	438,08	-0,26
	180	63233,00	540,00	433,08	437,64	436,36	438,07	2,87	187,85	54,71	0,50	437,99	-0,35
	170	63359,00	540,00	432,06	437,44	435,42	437,76	2,52	213,95	49,62	0,39	437,84	-0,40
monte ponte in Ferro	160	63414,00	540,00	431,68	436,97	435,41	437,61	3,54	152,41	35,18	0,53	437,49	-0,52
	155	63419,00	Bridge										
valle ponte in Ferro	150	63423,00	540,00	431,58	437,00	435,17	437,57	3,34	161,49	95,29	0,49	437,49	-0,49
	140	63481,00	540,00	431,27	436,08	435,29	437,29	4,88	110,62	71,35	0,75	436,92	-0,84
	130	63577,00	540,00	430,69	436,08	434,30	436,71	3,51	154,02	31,45	0,51	436,94	-0,86
	120	63668,00	540,00	430,00	436,01	433,38	436,40	2,76	195,89	35,76	0,38	436,87	-0,86
monte ponte Vecchio	110	63753,00	540,00	429,36	435,85	432,70	436,26	2,83	190,59	30,31	0,36	436,65	-0,80
	105	63763,00	Bridge										
valle ponte Vecchio	100	63773,00	540,00	429,36	434,43	432,78	435,13	3,72	145,27	40,03	0,54	435,03	-0,60
	90	63857,00	540,00	428,56	433,94	432,54	434,71	3,88	139,08	30,24	0,58	434,50	-0,56
	80	63928,00	540,00	428,00	433,65	431,98	434,27	3,48	155,04	33,16	0,51	433,67	-0,02
monte traversa N.I.E.	70	63952,00	540,00	428,90	433,60	430,90	433,72	1,51	365,90	87,98	0,23	433,61	-0,01
	65	63957,00	Inl Struct										
valle traversa N.I.E.	60	63962,00	540,00	427,65	433,53	430,09	433,58	1,00	542,68	118,22	0,15	433,53	0,00
	50	64044,00	540,00	426,14	433,20	430,56	433,50	2,42	222,89	45,83	0,35	433,20	0,00
monte ponte Cambursano	40	64140,00	540,00	426,81	432,37	431,06	433,26	4,20	128,67	117,61	0,61	432,37	0,00
	35	64145,50	Bridge										
valle ponte Cambursano	30	64151,00	540,00	426,36	431,49	431,16	432,92	5,29	102,05	71,06	0,87	431,49	0,00

Manufatto	Sezione	Progressiva	Portata	Quota fondo alveo	Livello idrico	Altezza critica	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza	Froude	Livello idrico scenario 1	Differenza Scenari 2-1
(-)	(-)	(m)	(m3/s)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m/s)	(m2)	(m)	(-)	(m)	(m)
	20	64190,00	540,00	426,20	431,41	430,77	432,44	4,53	152,63	89,13	0,74	431,41	0,00
	10	64388,00	540,00	425,22	430,99	429,93	431,33	2,65	374,83	385,37	0,50	430,99	0,00

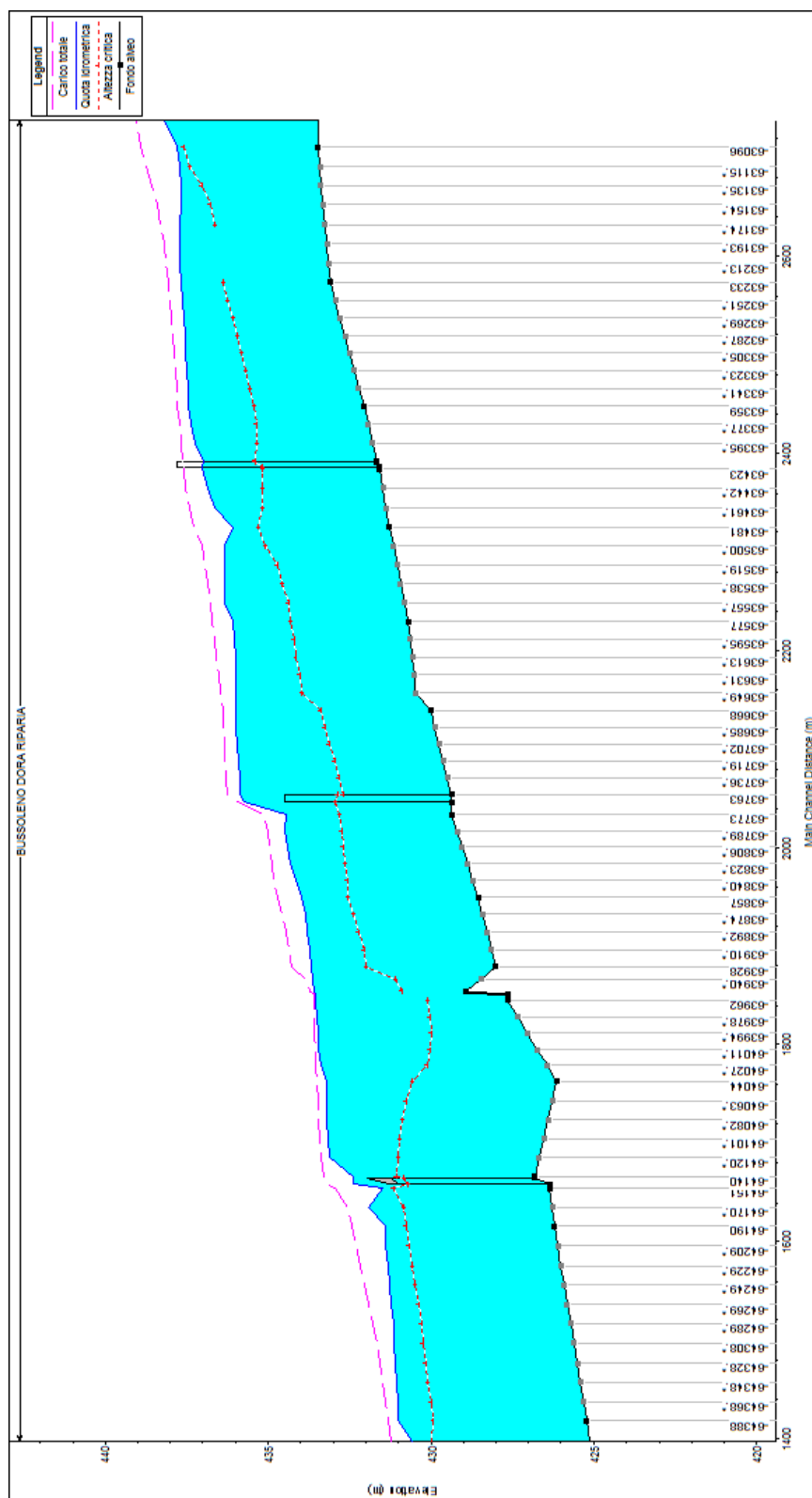


Figura 13 – Scenario 2: profilo idrometrico nella situazione di progetto per portata pari a 540 m³/s.

6.3.3. Simulazione SCENARIO 3

Lo Scenario 3 rappresenta l'assetto idraulico di progetto previsto dallo Studio di fattibilità dell'Autorità di bacino, caratterizzato dall'adeguamento idraulico del ponte Cambursano in aggiunta agli interventi simulati nello Scenario 2. I 2 Scenari si diversificano soltanto dal tipo di adeguamento della traversa di derivazione N.I.E.

L'adeguamento previsto dall'Ente gestore della traversa è costituito dall'eliminazione della paratoia a settore e relativi piloni di sostegno e sostituzione della stessa con una paratoia a ventola ancorata al fondo alveo senza modificare geometricamente la parte di soglia fissa attualmente esistente; l'Autorità di bacino aveva previsto di eliminare la traversa, demolendo la paratoia a settore e relativo edificio di sostegno nonché abbassando la soglia fissa di 1,40 m. Esaminando il profilo idrometrico dello Scenario 2 rappresentato in Figura 13 (traversa adeguata secondo il progetto dell'Ente Gestore) si vede che la traversa non induce alcun rigurgito verso monte.

L'eliminazione del ponte Cambursano induce un abbassamento generalizzato del profilo idraulico rispetto allo Scenario 2 fino in corrispondenza del ponte Vecchio; da monte del ponte Vecchio l'effetto di abbassamento viene ad annullarsi.

Si è confrontato quindi il profilo dello Scenario 3 con quello dell'Autorità di bacino; il confronto ha messo in luce il buon accordo dei 2 modelli in termini di livelli in quote assolute in corrispondenza:

1. del ponte Cambursano (sez.40 e 30 a confronto con sez.96-1P e 96-1Pa) con scostamenti rispettivamente pari a valori di 0,24 e 0,18 m nelle sezioni di valle e di monte del ponte rimosso; va specificato che a monte del ponte Cambursano esiste ancora un leggero sovrizzo di livello per effetto del restringimento della sezione d'alveo (tratto da valle traversa a ponte Cambursano rimosso) a causa della presenza del canale di derivazione N.I.E. Il restringimento della sezione di deflusso rispetto al tratto d'alveo compreso tra il ponte Vecchio e la traversa, è messo in evidenza dal rilievo di estremo dettaglio eseguito per il presente Progetto ed è inoltre apprezzabile planimetricamente esaminando la Figura 9;
2. della sez.80 immediatamente a monte della traversa (confrontabile con sez.96_1PC dell'ADBPO) in cui vi è uno scostamento di 0,21 m;
3. della sez.100 a valle del ponte Vecchio (confrontabile con sez.96_2Pa dell'ADBPO) in cui vi è uno scostamento di 0,05 m.

Si segnalano scostamenti apprezzabili in corrispondenza:

4. del piede della traversa esistente adeguata (valore di 0,97 m superiore a quello dell'ADBPO) in quanto il profilo del presente Progetto tiene conto del restringimento dell'alveo descritto al precedente punto 1;
5. della sezione a monte del ponte Vecchio in cui vi è uno scostamento di 0,73 m tra i 2 profili, malgrado la soluzione di adeguamento del ponte in termini di intervento coincida; questa discrepanza di risultato è probabilmente dovuta al fatto che nel presente Progetto si è definito con estremo dettaglio il restringimento dell'alveo presente a monte del ponte Vecchio, per effetto della presenza della strada lungo Dora Riparia di Bussoleno in destra idraulica, che continua a parzializzare il deflusso attraverso il ponte Vecchio, malgrado lo svaso dell'alveo previsto. Tale situazione geometrica è evincibile dalle fotografie scattate in sequenza da monte verso valle (FOTO 10, FOTO 11, e FOTO 12) e dalla planimetria di Figura 9 da cui è possibile desumere l'effetto prodotto nel modello per la presenza della curva del corso d'acqua e del restringimento prodotto dalla strada a sbalzo in alveo, che parzializza la luce in destra del ponte. L'interferenza della strada comunale lungo Dora in occasione di eventi gravosi (deflusso indirizzato principalmente in direzione della luce di sinistra) è visibile nelle FOTO 3 e FOTO 4 che mostrano l'evento alluvionale del maggio 2008.



FOTO 10 – Curva del corso d’acqua a monte del ponte Vecchio.



FOTO 11 – Ponte Vecchio visto da monte in corrispondenza del termine della curva del corso d’acqua e del parapetto della strada comunale a sbalzo in destra idraulica.



FOTO 12 – Vista frontale da monte del ponte Vecchio con parapetto in destra a sbalzo.

I risultati esposti nelle seguenti Tabella 6 e Figura 14, rappresentano in forma tabulare e grafica il profilo idrometrico dello Scenario 3; la colonna denominata “Differenza Scenari 3-2” mostra il confronto tra lo Scenario 2 previsto dal presente Progetto di sistemazione e quello con aggiunta dell’intervento di adeguamento del ponte Cambursano; la colonna denominata “Differenza Scenario 3- Scenario progetto AdbPo” mostra il confronto con il profilo di progetto dello Studio di fattibilità dell’Autorità di bacino.

Tabella 6 - Confronto profili idrometrici per le varie situazioni di progetto (portata pari a 540 m³/s).

Manufatto	Sezione	Progressiva	Livello idrico Scenario 3	Differenza Scenari 3-2	Livello AdbPo progetto	Differenza Scenario 3- Scenario progetto AdbPo
(-)	(-)	(m)	(m s.m.)	(m)	(m s.m.)	(m)
	190	63096,00	437,82	0,00		
	180	63233,00	437,64	0,00		
	170	63359,00	437,44	0,00	436,66	0,78
monte ponte in Ferro	160	63414,00	436,97	0,00	435,86	1,11
valle ponte in Ferro	150	63423,00	437	0,00	435,86	1,14
	140	63481,00	436,08	0,00		
	130	63577,00	436,08	0,00		
	120	63668,00	436,01	0,00		
monte ponte Vecchio	110	63753,00	435,85	0,00	435,12	0,73
valle ponte Vecchio	100	63773,00	433,61	-0,82	433,56	0,05
	90	63857,00	433,09	-0,85		
	80	63928,00	433,11	-0,54	432,90	0,21
monte traversa N.I.E.	70	63952,00	433,08	-0,52		

Manufatto	Sezione	Progressiva	Livello idrico Scenario 3	Differenza Scenari 3-2	Livello AdbPo progetto	Differenza Scenario 3- Scenario progetto AdbPo
(-)	(-)	(m)	(m s.m.)	(m)	(m s.m.)	(m)
valle traversa N.I.E.	60	63962,00	433,08	-0,45	432,11	0,97
	50	64044,00	432,79	-0,41		
monte ponte Cambursano	40	64140,00	431,78	-0,59	431,60	0,18
valle ponte Cambursano	30	64151,00	431,36	-0,13	431,60	-0,24
	20	64190,00	431,41	0,00	431,30	0,11
	10	64388,00	430,99	0,00		

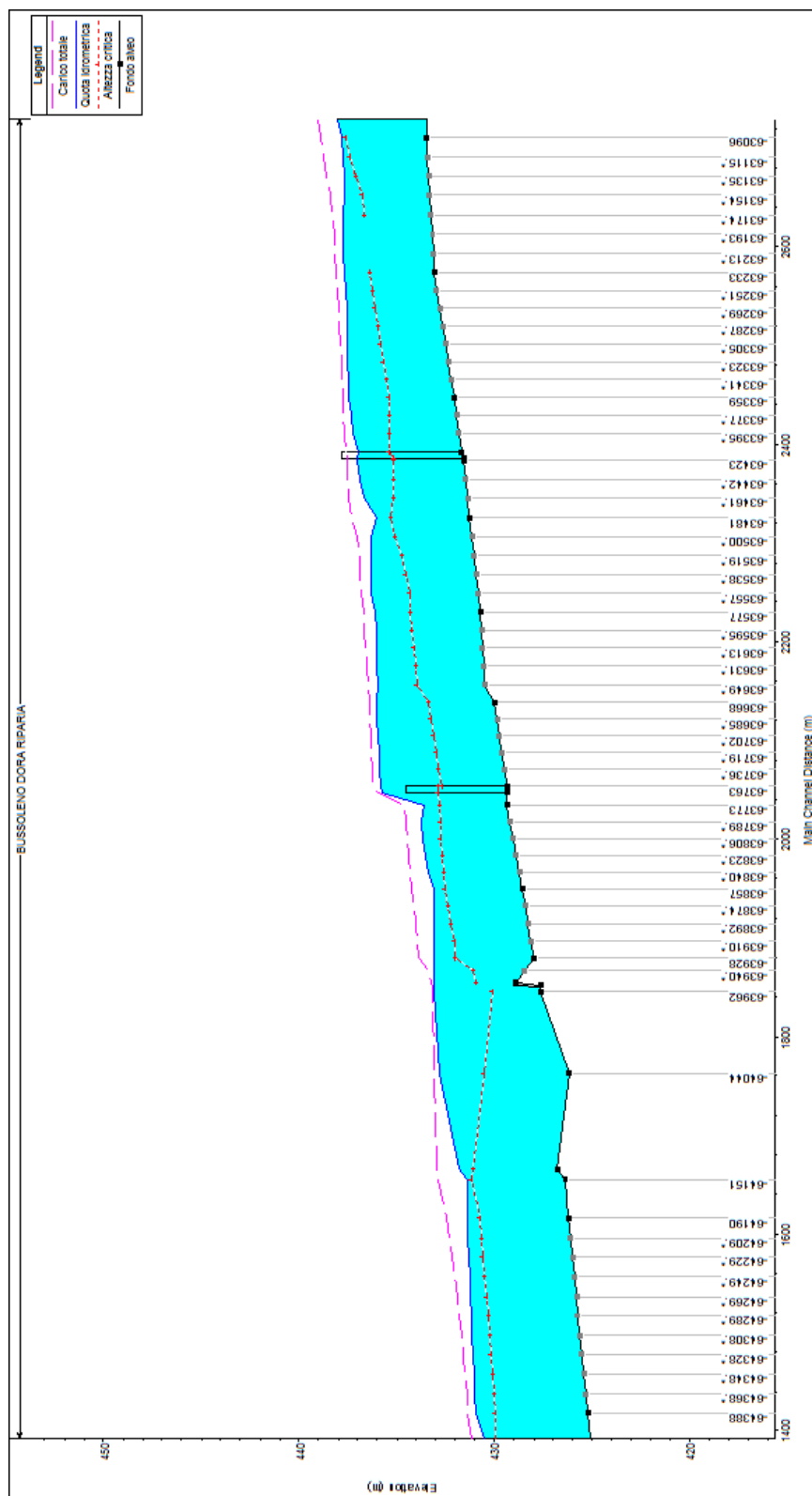


Figura 14 – Scenario 3: profilo idrometrico nella situazione di progetto per portata pari a 540 m³/s.

6.3.4. Simulazione SCENARIO 4

Lo Scenario 4 rappresenta quello precedente con in aggiunta l'adeguamento idraulico del ponte Vecchio secondo l'opzione di intervento prevista dall'Autorità di bacino con modifica della sua geometria strutturale.

Ai benefici ottenuti sul deflusso della piena di riferimento e descritti al paragrafo precedente si aggiungono i decrementi di livello indotti dall'adeguamento del ponte Vecchio che comportano un abbassamento di livello di 1,24 m nella sezione immediatamente a monte del ponte stesso che va smorzandosi progressivamente verso monte fino a raggiungere il valore di 0,05 m in corrispondenza del ponte in Ferro ed annullarsi poco a monte di esso.

Si è confrontato quindi il profilo dello Scenario 4 con quello dell'Autorità di bacino; il confronto ha messo in evidenza rispetto a quanto detto per lo scenario precedente soltanto un abbassamento di livello a monte del ponte Vecchio di 0,51 m accompagnato da un innalzamento di 0,22 m a valle di esso per effetto del rifacimento del manufatto di attraversamento. Tale di livello idrometrico (434,61 m s.m.) risulta circa 0,85 m più elevato rispetto a quello determinato nello Studio di fattibilità (433,75 m s.m.), in considerazione del restringimento a monte del ponte Vecchio come descritto al paragrafo precedente.

I risultati esposti nelle seguenti Tabella 7 e Figura 15, rappresentano in forma tabulare e grafica il profilo idrometrico dello Scenario 4; la colonna denominata "Differenza Scenari 4-2" mostra il confronto tra lo Scenario 2 previsto dal presente Progetto di sistemazione e quello con aggiunta degli interventi di adeguamento dei ponti Cambursano e Vecchio; la colonna denominata "Differenza Scenario 4- Scenario progetto AdbPo" mostra il confronto con il profilo di progetto dello Studio di fattibilità dell'Autorità di bacino.

Tabella 7 - Confronto profili idrometrici per le varie situazioni di progetto (portata pari a 540 m³/s).

Manufatto	Sezione	Progressiva	Livello idrico Scenario 4	Differenza Scenari 4-2	Livello AdbPo progetto	Differenza Scenario 4- Scenario progetto ADBPO
(-)	(-)	(m)	(m s.m.)	(m)	(m s.m.)	(m)
	190	63096,00	437,8	-0,02		
	180	63233,00	437,61	-0,03		
	170	63359,00	437,4	-0,04	436,66	0,74
monte ponte in Ferro	160	63414,00	436,92	-0,05	435,86	1,06
valle ponte in Ferro	150	63423,00	436,95	-0,05	435,86	1,09
	140	63481,00	435,93	-0,15		
	130	63577,00	435,29	-0,79		
	120	63668,00	434,91	-1,10		
monte ponte Vecchio	110	63753,00	434,61	-1,24	435,12	-0,51
valle ponte Vecchio	100	63773,00	433,78	-0,65	433,56	0,22
	90	63857,00	433,09	-0,85		
	80	63928,00	433,11	-0,54	432,90	0,21
monte traversa N.I.E.	70	63952,00	433,08	-0,52		
valle traversa N.I.E.	60	63962,00	433,08	-0,45	432,11	0,97
	50	64044,00	432,79	-0,41		

Manufatto	Sezione	Progressiva	Livello idrico Scenario 4	Differenza Scenari 4-2	Livello AdbPo progetto	Differenza Scenario 4- Scenario progetto ADBPO
(-)	(-)	(m)	(m s.m.)	(m)	(m s.m.)	(m)
monte ponte Cambursano	40	64140,00	431,78	-0,59	431,60	0,18
valle ponte Cambursano	30	64151,00	431,36	-0,13	431,60	-0,24
	20	64190,00	431,41	0,00	431,30	0,11
	10	64388,00	430,99	0,00		

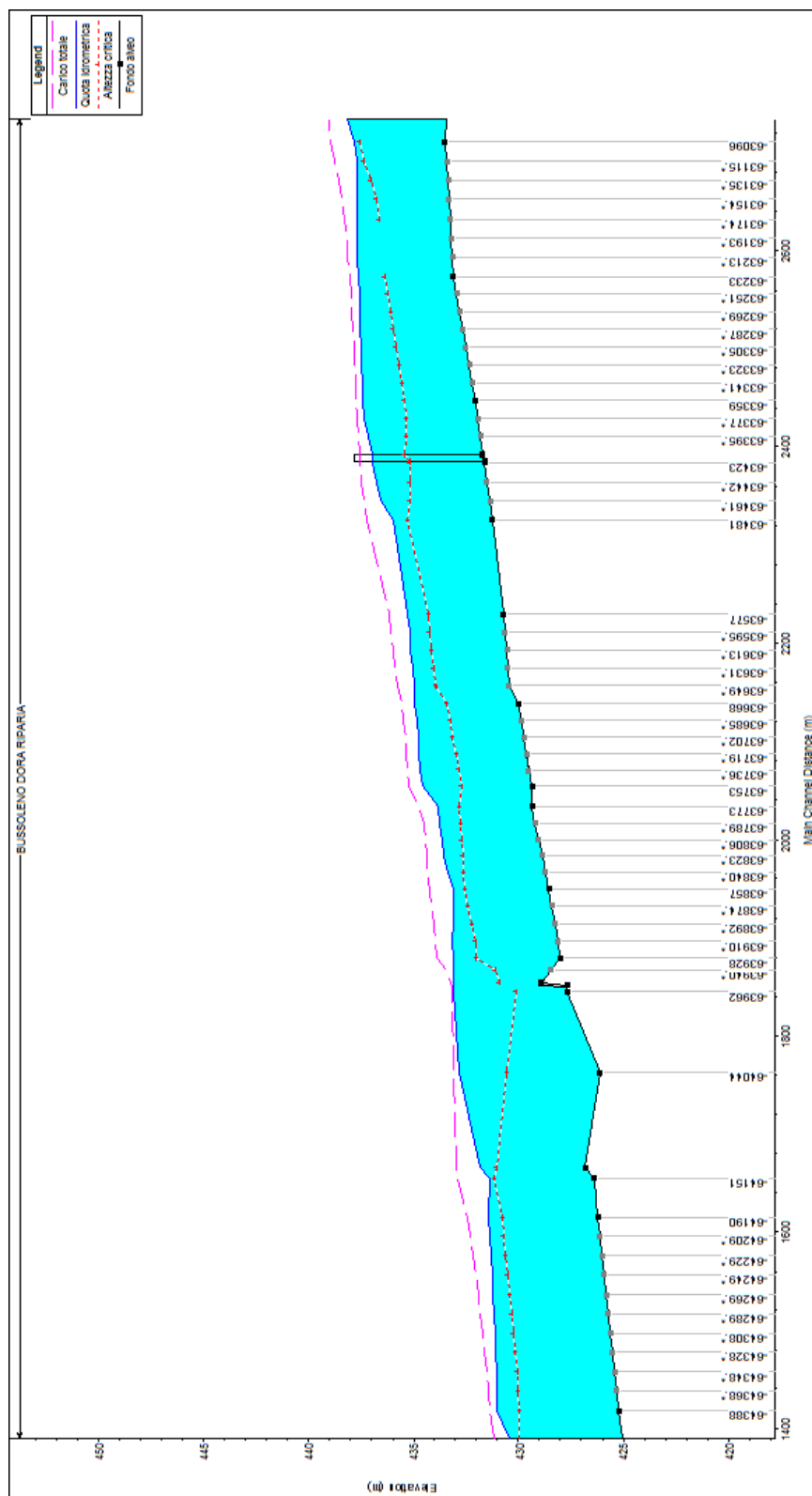


Figura 15 - Scenario 4: profilo idrometrico nella situazione di progetto per portata pari a 540 m³/s.

6.3.5. Scenario 2 (progetto AIPO) a confronto con lo scenario di progetto dell'Autorità di bacino del fiume Po

L'ultimo confronto eseguito ha esaminato lo Scenario di progetto dell'Aipo (SCENARIO 2) e quello dello "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Dora Riparia nel tratto da Oulx alla confluenza in Po", redatto dall'Autorità di bacino del Po.

Lo Scenario 2 è caratterizzato da un maggiore dettaglio geometrico poiché funzionale alla progettazione delle opere di difesa nel comune di Bussoleno; quello redatto dall'Autorità di bacino è funzionale invece alla Pianificazione di progetto a livello di asta fluviale nonché di aggiornamento delle Fasce fluviali e pertanto non possiede la stessa definizione geometrica del rilievo eseguito per il presente lavoro. Le sezioni topografiche dell'Autorità di bacino sono inoltre più datate di quelle rilevate per il presente progetto, anche se sotto questo aspetto non emergono grandi differenze tra i 2 rilievi, se non per la definizione trasversale della geometria in termini di densità di punti e della estensione lineare.

Si è tuttavia eseguito un confronto tra i 2 profili idrodinamici al fine di determinare una generale coerenza tra le linee di intervento proposte dall'Autorità di bacino e gli interventi previsti nel presente lavoro.

La tabella di seguito riportata mostra a confronto i 2 profili con il grado di sicurezza espresso dal franco idraulico di sicurezza delle opere in progetto; in particolare il franco di sicurezza AIPO è ottenuto aggiungendo 0.5 m al valore del livello idrico ottenuto nei calcoli idraulici eseguiti per il presente progetto, quello dell'Autorità di bacino aggiungendo invece 1.0 m al livello idrico ottenuto nel più volte citato Studio di fattibilità.

Tabella 8 – Confronto tra Scenario2 AIPO e scenario Progetto Studio di fattibilità.

Sezione	Progressiva	Livello idrico Scenario2	Valore franco AIPO (livello + 0.5 m)	Livello AdbPo progetto	Valore franco ADBPO (livello + 1.0 m)	Differenza Scenario 2- Scenario progetto ADBPO	Differenza franco Scenario 2- franco ADBPO
(-)	(m)	(m s.m.)	(m)	(m s.m.)	(m)	(m)	(m)
190	63096	437.82	438.32				
180	63233	437.64	438.14				
170	63359	437.44	437.94	436.66	437.66	0.78	0.28
160	63414	436.97	437.47	435.86	436.86	1.11	0.61
155	63419						
150	63423	437.00	437.50	435.86	436.86	1.14	0.64
140	63481	436.08	436.58				

Sezione	Progressiva	Livello idrico Scenario2	Valore franco AIPO (livello + 0.5 m)	Livello AdbPo progetto	Valore franco ADBPO (livello + 1.0 m)	Differenza Scenario 2- Scenario progetto ADBPO	Differenza franco Scenario 2- franco ADBPO
(-)	(m)	(m s.m.)	(m)	(m s.m.)	(m)	(m)	(m)
130	63577	436.08	436.58				
120	63668	436.01	436.51				
110	63753	435.85	436.35	435.12	436.12	0.73	0.23
105	63763						
100	63773	434.43	434.93	433.56	434.56	0.87	0.37
90	63857	433.94	434.44				
80	63928	433.65	434.15	432.90	433.90	0.75	0.25
70	63952	433.60	434.10				
65	63957						
60	63962	433.53	434.03	432.11	433.11	1.42	0.92
50	64044	433.20	433.70				
40	64140	432.37	432.87	431.60	432.60	0.77	0.27
35	64145.5						
30	64151	431.49	431.99	431.60	432.60	-0.11	-0.61
20	64190	431.41	431.91	431.30	432.30	0.11	-0.39
10	64388	430.99	431.49				

7 ANALISI OPERE PROVVISORIALI

Nel seguito viene riportato lo studio idraulico a supporto del progetto di cantierizzazione in alveo del fiume Dora Riparia per la realizzazione delle opere in oggetto.

I lavori di nuova realizzazione e adeguamento arginale in destra e sinistra del corso d'acqua avverranno in distinte fasi, come dettagliato nel cronoprogramma dei lavori.

Il presente documento riporta la verifica della fase di cantiere più gravosa in termini di riduzione della sezione di deflusso, relativa agli interventi 10 e 11 in sponda DX ed interventi 3, 4, 5 e 6 in sponda SX.

7.1 Valutazione del tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisoriali

In merito alle opere provvisoriali previste in alveo della Dora Riparia (pertanto ricadenti in fascia A), si è proceduto alla verifica idraulica secondo quanto disposto dalla Direttiva 2/99 dell'Autorità di Bacino del fiume Po.

Per quanto concerne la determinazione del tempo di ritorno per la verifica idraulica in presenza di opere provvisoriali, la Direttiva 11 maggio 1999 n.2 dell'Autorità di Bacino del Fiume Po – aggiornata con deliberazione n.10 del Comitato Istituzionale del 5 Aprile 2006 “Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B” e degli altri riferimenti normativi in essa citati, stabilisce al paragrafo 4-8.3 – Condizioni fisiche di riferimento – che per le “fasi significative” di costruzione dell'opera, tenendo conto delle opere provvisoriali eventualmente inserite, qualora comportino interazioni più severe con le condizioni di deflusso in piena rispetto alla condizione di opera realizzata [...], il tempo di ritorno della piena da assumere per le valutazioni è quello la cui probabilità di essere raggiunta o superata una volta nel periodo temporale corrispondente alle fasi di costruzione non è superiore alla probabilità che ha la portata di progetto di essere raggiunta o superata una volta nel periodo di vita dell'opera.

Tale definizione richiama il concetto di “rischio idraulico”, cioè la probabilità composta di non superamento che un determinato evento caratterizzato da tempo di ritorno assegnato, T, si manifesti nel corso di un periodo temporale prefissato, N.

Lo sviluppo della formulazione di tempo di ritorno, associato alla probabilità composta per la quale l'evento si manifesti all'interno dell'orizzonte temporale stabilito, porta alla seguente formulazione del rischio idraulico:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

nella quale:

R = rischio idraulico, inteso come probabilità di non superamento;

T = tempo di ritorno dell'evento di riferimento (anni);

N = orizzonte temporale di riferimento (anni).

L'assunto della Direttiva sopracitata può essere interpretato nel modo seguente: il rischio idraulico associato all'interferenza prodotta dalle opere provvisorie nel periodo di installazione del cantiere (periodo di costruzione dell'opera) deve essere uguale al rischio idraulico che l'evento di progetto si manifesti nel corso della vita dell'opera.

Stabilite quindi le seguenti variabili:

T = tempo di ritorno di progetto (anni);

V = durata dell'opera (anni);

c = durata di costruzione (anni);

T_{pr} = tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisorie (anni);

l'assunto precedente si trasforma nella seguente eguaglianza:

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

dalla quale si ricava T_{pr} :

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

Per l'opera di attraversamento si sono assunti i seguenti valori di riferimento:

- il tempo di ritorno (T) della piena utilizzata per il dimensionamento/la verifica dell'opera è di **200 anni**;
- la vita dell'opera (V) è stata assunta pari a **100 anni**;
- il tempo di installazione del cantiere (c) è variabile in funzione degli effettivi tempi di lavorazione e si considera che possa interessare un periodo complessivo della fase analizzata inferiore a **1 anno**.

Utilizzando tali valori, facendo variare V tra 50 e 150 anni (con passo di 10 anni) e assumendo per (c) valori di 1, 2 e 3 anni, sono state costruite le curve di variazione di T_{pr} riportate nella seguente Figura 16.

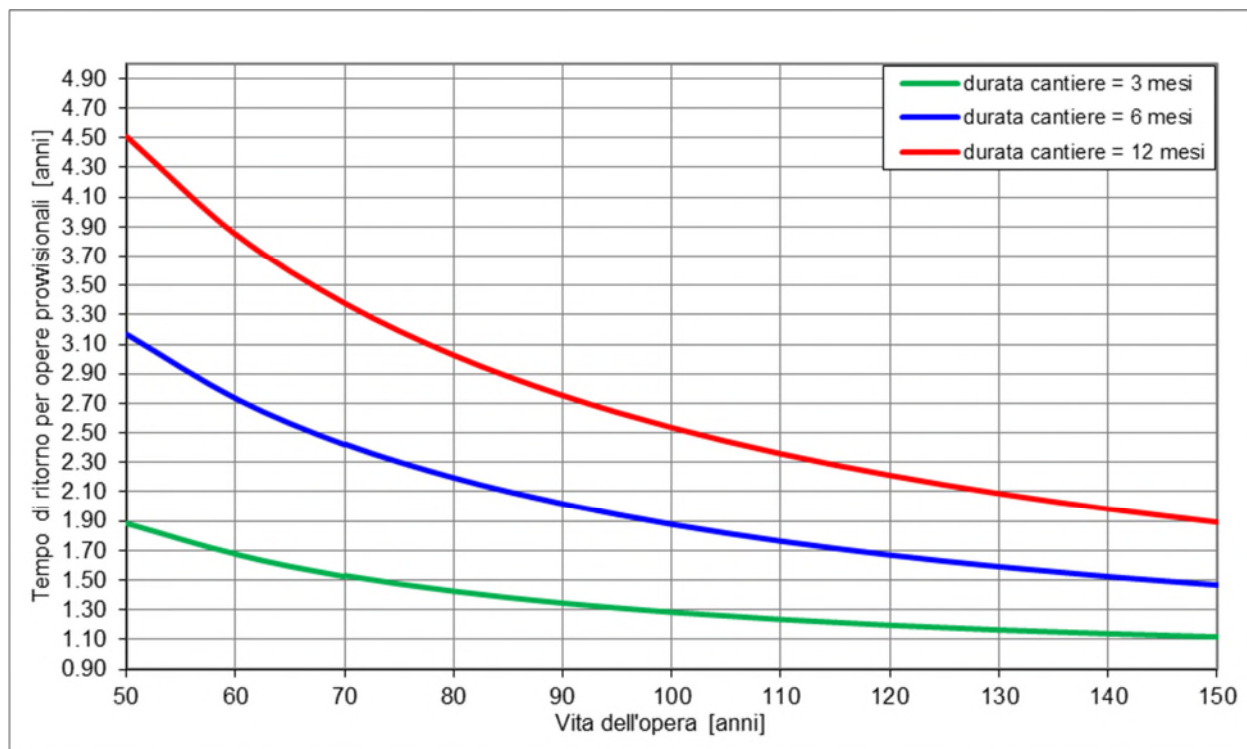


Figura 16 – Variazione del tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisionali in funzione della vita dell'opera (V) e del tempo di costruzione (c) per un tempo di ritorno di progetto di 200 anni.

Come si può notare dal grafico su riportato all'aumentare della vita dell'opera ed al diminuire del tempo di costruzione si riduce il tempo di ritorno richiesto per la verifica delle opere provvisionali, coerentemente con la struttura delle formulazioni statistiche utilizzate.

Considerando una vita utile dell'opera pari a 100 anni ed assumendo un tempo relativo alla presenza del cantiere in alveo inferiore a 1 anno, risulta che **il tempo di ritorno da assumere per la verifica delle opere provvisionali è circa pari a 2,5 anni**; nelle verifiche idrauliche si è assunto un tempo di ritorno di verifica pari a **2 anni**, a cui corrisponde un evento di piena pari a circa quella ordinaria.

7.2 Stima delle portate di piena di riferimento per le opere provvisionali

La portata a tempo di ritorno 2 anni è stata desunta in termini di valore al colmo dallo Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Dora Riparia nel tratto da Oulx alla confluenza in Po, predisposto dall'Autorità di bacino del fiume Po per l'aggiornamento delle fasce fluviali e del PAI. La portata a tempo di ritorno 2 anni nel tratto di Dora di attraversamento dell'abitato di Bussoleno è pari a $82 \text{ m}^3/\text{s}$.

7.3 Verifiche idrauliche

7.3.1 Schematizzazione del modello geometrico e condizioni al contorno

Le verifiche idrauliche sono state eseguite utilizzando il codice di calcolo HEC RAS; il funzionamento del modello viene descritto in dettaglio nell'allegato 1 al presente documento.

Le simulazioni idrodinamiche sono state condotte in moto permanente in modalità monodimensionale, date le caratteristiche di propagazione della corrente di piena nel tratto canalizzato in analisi.

La schematizzazione geometrica dell'alveo è stata costruita in modo da ottenere una buona rappresentazione del deflusso in piena, tenendo conto delle caratteristiche geometriche del corso d'acqua, degli edifici presenti sulle sponde e delle strutture interferenti con il moto; in particolare nei tratti ove gli edifici costituiscono elemento di tenuta dei livelli idrici nel modello si è inserito un limite non sormontabile dalla piena di riferimento.

Le condizioni al contorno necessarie per l'esecuzione di simulazioni idrodinamiche con il modello sono le seguenti:

- a monte è stato inserito l'idrogramma a portata costante per tempo di ritorno 2 anni (pari a $82 \text{ m}^3/\text{s}$);
- a valle è stato imposto il livello idrico a tempo di ritorno 2 anni ottenuto dallo Studio di fattibilità dell'Autorità di bacino.

Le condizioni al contorno assunte sopra descritte sono state mantenute identiche per tutte le simulazioni.

I valori di scabrezza inseriti nel modello sono quelli derivanti dallo Studio di fattibilità dell'Autorità di bacino del fiume Po e corrispondono a coefficienti medi di scabrezza $0,05 \text{ s/m}^{1/3}$ (Strickler $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) per l'alveo inciso e pari a $0,25 \text{ s/m}^{1/3}$ (Strickler $4,0 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) per le aree di piano campagna esterne all'alveo inciso; quest'ultimo valore di macro scabrezza è stato assunto per simulare l'effetto di resistenza degli edifici dell'abitato sul deflusso di esondazione.

7.3.2 Verifiche idrauliche

7.3.2.1 Stato attuale

Il modello dello stato attuale è equivalente a quello utilizzato per lo studio idraulico condotto a supporto del progetto esecutivo (vedi par. 6 della presente relazione). Il tratto rappresentato è quello oggetto del rilievo AIPo, compreso tra le sezioni 190 (monte ponte di Ferro) e 10 (valle del ponte Cambursano).

Di seguito si allegano i risultati della simulazione; in tabella 9 si riportano i principali parametri idrodinamici che caratterizzano il deflusso della piena a tempo di ritorno 2 anni mentre in Figura Figura si rappresenta il profilo idrometrico di corrente per tempo di ritorno 2 anni.

Note	Sez_AIP O	Progressiv a	Parzial e	Portat a TR20	Fondo alveo	Livello idrico	Altezza critica	Carico totale	Velocit à	Area defluss o	Larghezz a pelo libero	Froud e
-	(-)	(m)	(m)	(m³/s)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m/s)	(m²)	(m)	(-)
		-61284.50	86.54	82.00	445.12	447.12	446.49	447.22	1.40	59.39	53.59	0.40
monte ponte comunale		-61371.00	1.00	82.00	444.64	446.39	445.93	446.52	1.59	51.51	50.84	0.49
		-61376.00	Bridge									
valle ponte comunale		-61381.00	137.84	82.00	444.23	446.33	445.52	446.40	1.16	75.71	89.19	0.32
		-61518.90	139.70	82.00	443.82	445.70	445.00	445.79	1.28	71.19	115.46	0.36
		-61658.60	101.10	82.00	443.03	444.76	444.17	444.89	1.60	54.25	79.60	0.46
		-61759.70	82.70	82.00	442.47	444.35	443.45	444.41	1.12	73.37	63.40	0.32
		-61842.40	64.10	82.00	442.02	443.74	443.33	443.99	2.19	37.42	27.58	0.60
		-61906.50	34.70	82.00	441.68	443.24	442.80	443.39	1.76	46.68	40.26	0.52
		-61941.20	26.80	82.00	441.26	442.83	442.57	443.04	2.00	40.92	129.10	0.66
monte ponte ferroviario		-61968.00	1.00	82.00	440.94	442.57	442.16	442.73	1.82	45.00	40.39	0.55
		-61975.00	Bridge									
valle ponte ferroviario		-61982.00	102.40	82.00	440.86	442.39	442.08	442.59	1.99	41.30	39.76	0.62
		-62084.40	73.10	82.00	440.25	441.91	441.24	441.98	1.17	73.92	86.75	0.34
		-62157.50	98.10	82.00	439.82	441.52	441.07	441.65	1.59	56.95	74.68	0.48
		-62255.60	68.10	82.00	439.25	441.08	440.28	441.17	1.40	62.39	63.02	0.36
		-62323.70	45.10	82.00	438.85	440.85	440.03	440.94	1.32	63.56	57.76	0.35
		-62368.80	71.80	82.00	438.58	440.77	439.71	440.82	1.05	99.99	176.40	0.26
		-62440.60	76.40	82.00	438.35	440.45	439.79	440.60	1.68	48.94	42.34	0.47
		-62517.00	90.10	82.00	438.08	440.01	439.37	440.15	1.67	49.24	36.31	0.45
		-62607.10	54.90	82.00	437.77	439.74	439.12	439.81	1.23	70.29	219.18	0.36
		-62662.00	60.20	82.00	437.61	439.58	438.90	439.67	1.30	63.21	262.69	0.38
	190	-63096.00	137.00	82.00	433.47	435.37	434.97	435.66	2.41	34.10	23.18	0.63
	180	-63233.00	126.00	82.00	433.08	434.56	434.27	434.79	2.11	38.82	35.08	0.64

Note	Sez_AIP O	Progressiv a	Parzial e	Portat a TR20	Fondo alveo	Livello idrico	Altezza critica	Carico totale	Velocit à	Area defluss o	Larghezz a pelo libero	Froud e
-	(-)	(m)	(m)	(m³/s)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m/s)	(m²)	(m)	(-)
	170	-63359.00	55.00	82.00	432.06	433.83	433.48	434.04	2.01	40.78	35.12	0.60
monte ponte in Ferro	160	-63414.00	1.00	82.00	431.68	433.44	433.15	433.70	2.24	36.60	31.35	0.66
	155	-63419.00	Bridge									
valle ponte in Ferro	150	-63423.00	58.00	82.00	431.58	433.43	433.02	433.63	1.95	41.96	37.47	0.56
	140	-63481.00	96.00	82.00	431.27	433.04	432.56	433.32	2.32	35.37	24.19	0.61
	130	-63577.00	90.99	82.00	430.69	432.61	432.03	432.78	1.83	44.86	31.42	0.49
	120	-63668.00	85.00	82.00	430.41	432.33	431.67	432.48	1.69	48.45	32.37	0.44
monte ponte Vecchio	110	-63753.00	0.20	82.00	428.86	432.14	431.01	432.26	1.55	53.06	27.32	0.35
	105	-63763.00	Bridge									
valle ponte Vecchio	100	-63773.00	84.00	82.00	428.90	431.95	431.45	432.14	1.95	42.10	30.54	0.53
	90	-63857.00	71.00	82.00	429.56	431.59	430.85	431.77	1.83	44.75	27.04	0.45
	80	-63928.00	24.00	82.00	429.40	430.85	430.68	431.20	2.65	30.95	27.08	0.79
monte traversa N.I.E.	70	-63952.00	10.00	82.00	428.90	430.80	429.50	430.82	0.66	124.14	75.46	0.16
	65	-63957.00	Inl Struct									
valle traversa N.I.E.	60	-63962.00	82.01	82.00	427.65	429.63	428.96	429.66	0.84	97.90	105.29	0.28
	50	-64044.00	97.00	82.00	426.14	429.41	428.16	429.50	1.35	60.77	38.07	0.34
monte ponte Cambursan o	40	-64140.00	1.00	82.00	426.81	428.95	428.53	429.21	2.25	36.49	29.37	0.61
	35	-64145.50	Bridge									
valle ponte Cambursan	30	-64151.00	39.00	82.00	426.36	428.56	428.56	429.09	3.22	25.45	24.29	1.00

Note	Sez_AIP O	Progressiv a	Parzial e	Portat a TR20	Fondo alveo	Livello idrico	Altezza critica	Carico totale	Velocit à	Area defluss o	Larghezz a pelo libero	Froud e
-	(-)	(m)	(m)	(m³/s)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m/s)	(m²)	(m)	(-)
o												
	20	-64190.00	198.00	82.00	426.20	428.23	427.71	428.50	2.32	35.34	21.52	0.58
	10	-64388.00	45.00	82.00	425.22	427.47	426.76	427.69	2.04	40.14	23.27	0.50

Tabella 9 – Risultati della simulazione di stato attuale per tempo di ritorno 2 anni.

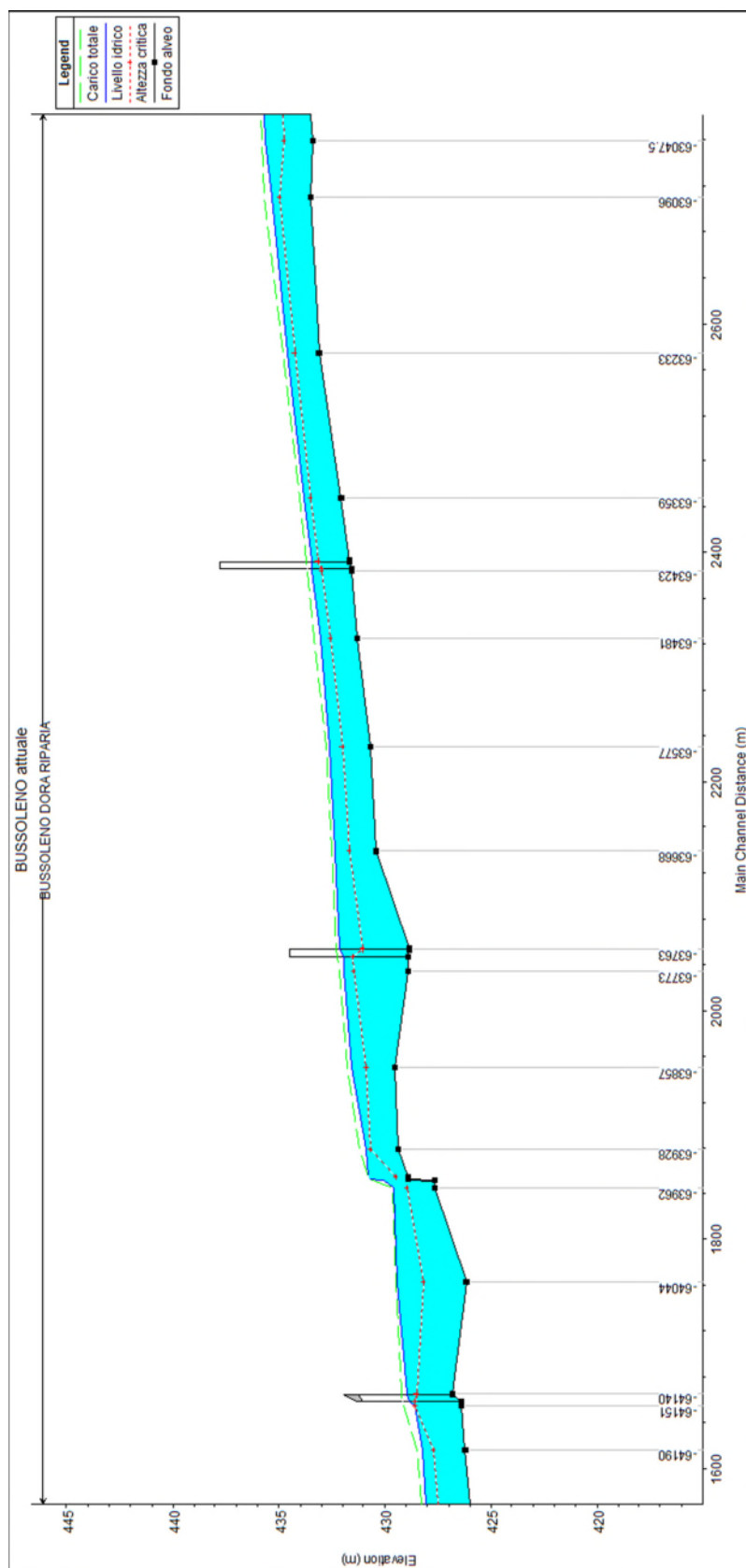


Figura 17 – Profilo idrometrico di corrente nelle condizioni di stato attuale per tempo di ritorno 2 anni.

7.3.2.2 Opere provvisionali Interventi 10 e 11 sponda DX e interventi 3, 4, 5 e 6 in sponda SX

La fase di cantiere verificata idrodinamicamente nel seguito, rappresenta la condizione di deflusso più critica per la presenza del cantiere in alveo. Durante questa fase vengono realizzate 2 piste di servizio adiacenti alle 2 sponde destra e sinistra dell'alveo della Dora e 1 guado in alveo utile al passaggio dei mezzi da una sponda all'altra. In particolare ciascuna pista è caratterizzata da una larghezza in sommità pari a 4 m con banche inclinate secondo una pendenza 3 su 2 (corrispondente ad un angolo rispetto all'orizzontale di circa 33.70°.

A valle della sezione denominata 120 viene realizzato un guado di altezza pari a 1.5 m sul fondo alveo, con 5 tombini in cls di diametro 1.0 m. Le opere provvisorie saranno realizzate in materiale asportabile dalla corrente di piena se sormontate, in modo tale da non ostacolare il deflusso in alveo.

Le opere provvisorie nella simulazione, sono state cautelativamente considerate inasportabili dalla corrente di piena in modo da valutarne la massima interferenza con il deflusso.

Le opere provvisorie generano a monte della sezione 120 un innalzamento di livello pari a 0.64 m che si annulla a monte del ponte in Ferro e non genera alcuna criticità per esondazione al tratto in analisi.

Di seguito si allegano i risultati ottenuti dove viene mostrata la differenza di livello idrico rispetto allo stato attuale; in particolare in tabella 10 si riportano i parametri idrodinamici della simulazione mentre in Figura 18 il profilo idrometrico di corrente.

Note	Sez_AIPO	Progressiva	Parziale	Portata TR20	Fondo alveo	Livello idrico	Altezza critica	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza pelo libero	Froude	Differenza con attuale
-	(-)	(m)	(m)	(m3/s)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m/s)	(m2)	(m)	(-)	m
	190	-63096.00	137.00	82.00	433.47	435.37	434.96	435.66	2.41	34.03	23.18	0.64	0.00
	180	-63233.00	126.00	82.00	433.08	434.57	434.27	434.79	2.10	38.98	35.09	0.64	0.01
	170	-63359.00	55.00	82.00	432.06	434.07	433.48	434.21	1.66	49.38	38.64	0.47	0.24
monte ponte in Ferro	160	-63414.00	1.00	82.00	431.68	433.93	433.15	434.06	1.58	51.89	31.89	0.39	0.49
	155	-63419.00	Bridge										0.00
valle ponte in Ferro	150	-63423.00	58.00	82.00	431.58	433.93	433.02	434.03	1.40	58.68	47.83	0.34	0.50
	140	-63481.00	96.00	82.00	431.27	433.42	432.95	433.84	2.87	28.56	15.38	0.67	0.38
	130	-63577.00	90.99	82.00	430.69	433.11	432.08	433.23	1.54	53.11	29.44	0.37	0.50
	120	-63668.00	30.00	82.00	430.41	432.97	431.78	433.07	1.43	57.51	28.06	0.32	0.64
		-63698.00	4.00	82.00	429.99	432.94	431.15	433.00	1.11	74.20	36.91	0.25	
		-63700.00	Culvert										
		-63702.00	51.00	82.00	429.93	432.45	431.09	432.54	1.34	61.41	27.88	0.29	

Note	Sez_AIPO	Progressiva	Parziale	Portata TR20	Fondo alveo	Livello idrico	Altezza critica	Carico totale	Velocità	Area deflusso	Larghezza pelo libero	Froude	Differenza con attuale
-	(-)	(m)	(m)	(m3/s)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m s.m.)	(m/s)	(m2)	(m)	(-)	m
monte ponte Vecchio	110	-63753.00	0.20	82.00	429.20	432.12	431.58	432.42	2.43	33.68	19.97	0.60	-0.02
	105	-63763.00	Bridge										0.00
valle ponte Vecchio	100	-63773.00	84.00	82.00	428.90	431.95	431.45	432.14	1.95	42.10	30.54	0.53	0.00
	90	-63857.00	71.00	82.00	429.56	431.59	430.85	431.77	1.83	44.75	27.04	0.45	0.00
	80	-63928.00	24.00	82.00	429.40	430.85	430.68	431.20	2.65	30.95	27.08	0.79	0.00
monte traversa N.I.E.	70	-63952.00	10.00	82.00	428.90	430.80	429.50	430.82	0.66	124.14	75.46	0.16	0.00
	65	-63957.00	Inl Struct										0.00
valle traversa N.I.E.	60	-63962.00	82.01	82.00	427.65	429.63	428.96	429.66	0.84	97.90	105.29	0.28	0.00
	50	-64044.00	97.00	82.00	426.14	429.41	428.16	429.50	1.35	60.77	38.07	0.34	0.00
monte ponte Cambursano	40	-64140.00	1.00	82.00	426.81	428.95	428.53	429.21	2.25	36.49	29.37	0.61	0.00
	35	-64145.50	Bridge										0.00
valle ponte Cambursano	30	-64151.00	39.00	82.00	426.36	428.56	428.56	429.09	3.22	25.45	24.29	1.00	0.00
	20	-64190.00	198.00	82.00	426.20	428.23	427.71	428.50	2.32	35.34	21.52	0.58	0.00
	10	-64388.00	45.00	82.00	425.22	427.47	426.76	427.69	2.04	40.14	23.27	0.50	0.00

Tabella 10 – Risultati della simulazione di cantiere per tempo di ritorno 2 anni.

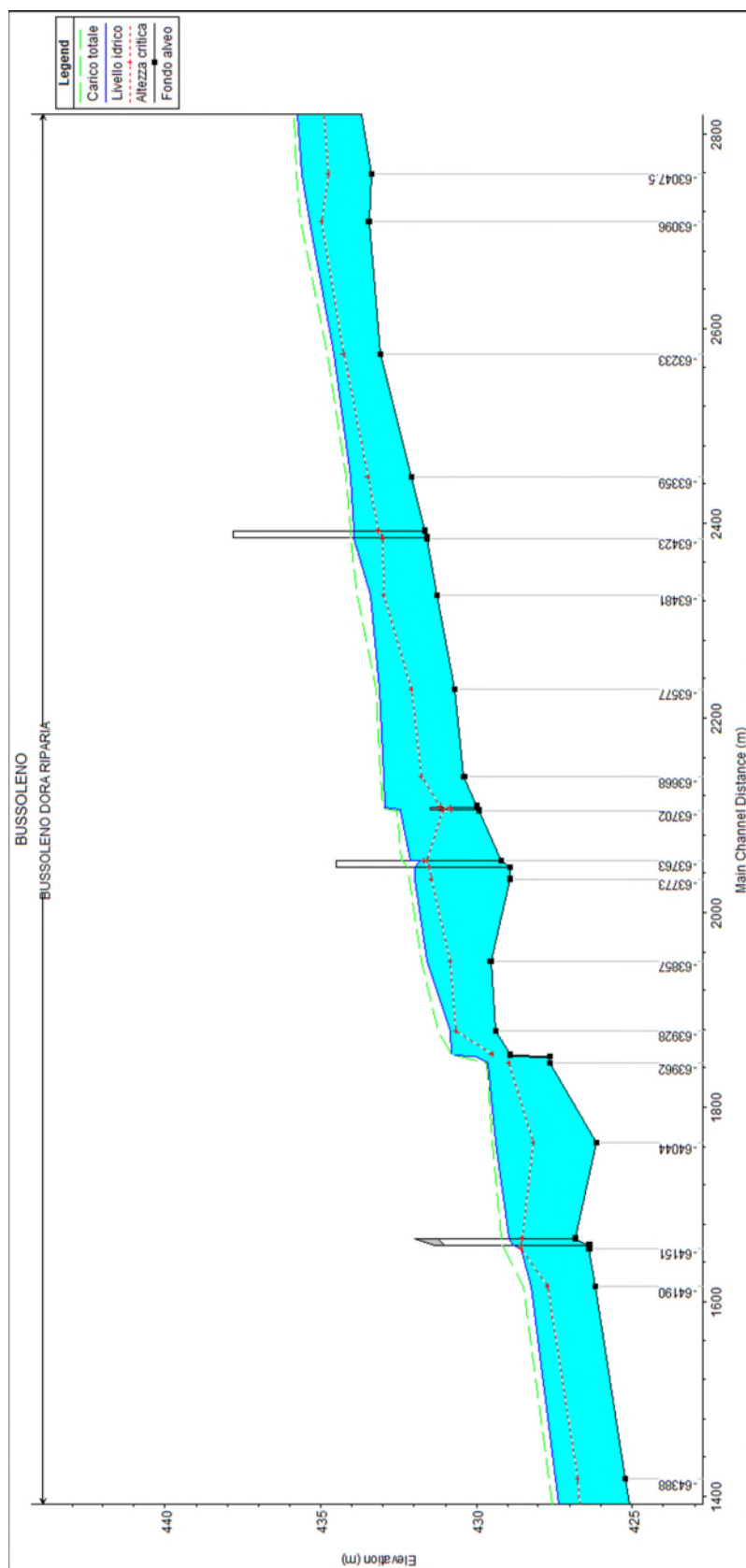


Figura 10 – Profilo idrometrico di corrente nelle condizioni di cantiere per tempo di ritorno 2 anni.

7.4 Piano di allertamento

Preliminarmente all'avvio del cantiere dovrà essere predisposto dall'Appaltatore un apposito piano di allertamento, che tenga conto anche dei possibili rilasci delle centrali di monte, secondo quanto indicato nel Piano di Sicurezza e di Coordinamento.

ALLEGATO 1

Descrizione del modello numerico di simulazione

DESCRIZIONE

Il codice di calcolo HEC-RAS dell' U.S. Army Corps of Engineers consente di determinare il profilo idraulico, lungo un determinato tratto fluviale o canale artificiale, in condizioni di moto stazionario e vario.

Possono essere analizzate condizioni di moto in corrente lenta, condizioni di moto critiche e condizioni di regime misto.

Il codice di calcolo permette di descrivere in maniera dettagliata la geometria delle singole sezioni idrauliche, tenendo conto di scabrezze differenti non solo in diversi tratti del corso d'acqua, ma anche all'interno della stessa sezione, ad esempio per differenziare le zone golenali e il canale principale. Esso consente inoltre di modellizzare l'andamento meandriforme di un corso d'acqua, sia in ambito monodimensionale che QUASI 2D, indicando differenti lunghezze del tratto che separa due sezioni adiacenti per la golenale in sponda sinistra, la golenale in sponda destra ed il canale principale.

Le ipotesi di base che caratterizzano il codice di calcolo sono:

- il moto della corrente è permanente e gradualmente variato;
- il deflusso della corrente è monodimensionale: le componenti della velocità nelle direzioni diverse da quella principale della corrente non vengono considerate; le equazioni utilizzate assumono che il carico totale è lo stesso per tutti i punti appartenenti ad una generica sezione;
- la pendenza del fondo alveo è limitata (inferiore a 1:10);
- la cadente è assunta costante tra due sezioni adiacenti;
- la geometria delle sezioni idrauliche è fissa.

Il programma di calcolo opera integrando le equazioni generali del moto secondo il metodo denominato nella letteratura anglosassone "Standard Step Method". Il processo di calcolo si sviluppa a seconda delle caratteristiche della corrente, lenta o veloce, dalla sezione estrema di valle o dalla sezione estrema di monte, dove vengono assegnate dall'utente le condizioni al contorno, e procede verso l'altro estremo.

In corrispondenza dei ponti o di eventuali canali a sezione chiusa, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici. L'equazione differenziale fondamentale del moto permanente, viene risolta nella seguente forma:

$$H_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = H_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + \Delta E \quad (1)$$

dove (si veda la Figura I.1):

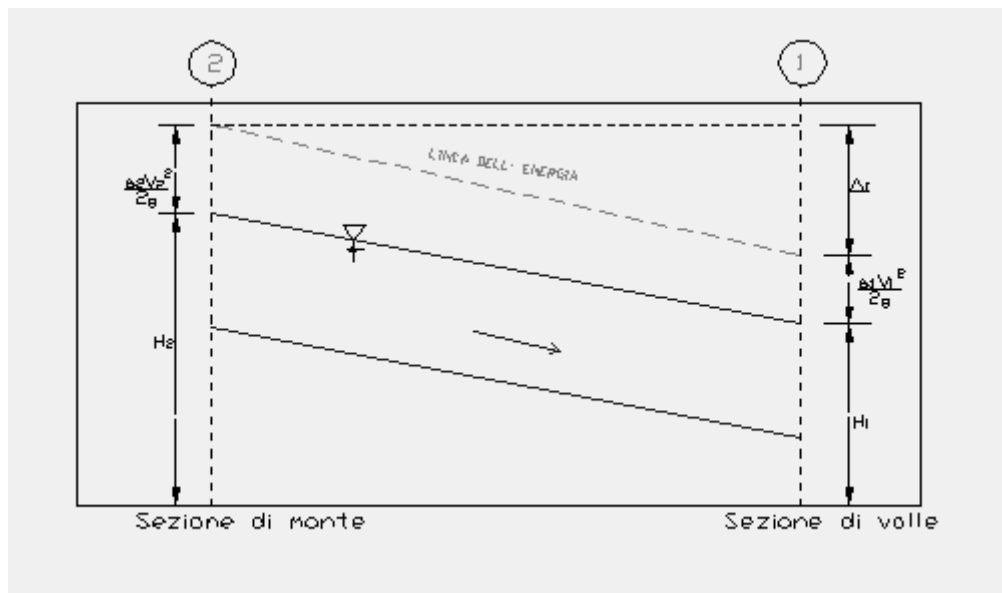


Figura I.1: Grandezze presenti nell'equazione dell'energia.

- H_1, H_2 : quote assolute della superficie della corrente alle sezioni 1 e 2;
- v_1, v_2 : velocità medie della corrente (portata totale/area totale bagnata);
- α_1, α_2 : coefficienti di ragguglio della potenza cinetica (coefficienti di Coriolis);
- ΔE : perdita di carico tra le sezioni 2 e 1.

La perdita di carico tra due sezioni è data dalla somma delle perdite distribuite lungo il tratto d'alveo compreso tra le due sezioni e le eventuali perdite dovute alla contrazione o alla espansione della corrente. L'espressione che permette il calcolo della perdita di carico risulta:

$$\Delta E = L \cdot J + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right| \quad (1)$$

dove:

- L : lunghezza del tratto d'alveo in esame;
- J : cadente piezometrica;
- C : coefficiente che tiene conto dei fenomeni di contrazione ed espansione della corrente.

La distanza L tra due successive sezioni viene valutata con la seguente espressione:

$$L = \frac{L_{gs} Q_{gs} + L_{gd} Q_{gd} + L_{gc} Q_{gc}}{Q_{gs} + Q_{gd} + Q_{gc}} \quad (2)$$

dove:

- L_{gs}, L_{gd}, L_{gc} : distanza percorsa dalla corrente rispettivamente in golena sinistra, destra e nel canale principale;
- Q_{gs}, Q_{gd}, Q_{gc} : portate rispettivamente defluite alla sezione terminale in golena sinistra, destra e nel canale principale.

La cadente piezometrica può essere ricavata attraverso la seguente espressione:

$$J = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{k_1 + k_2} \right)^2 \quad (4)$$

essendo:

- Q_1, Q_2 : portata transitata rispettivamente alla sezione 1 e alla sezione 2;
- k_1, k_2 : capacità di deflusso (conveyance) totale rispettivamente associata alla sezione 1 e alla sezione 2.

La capacità di deflusso è calcolabile attraverso la seguente espressione:

$$k = \frac{1}{n} A R^{2/3} \quad (3)$$

essendo:

- n : coefficiente di Manning;
- A : area bagnata;
- R : raggio idraulico.

La capacità di deflusso complessiva di una determinata sezione è data dalla somma delle capacità di deflusso delle due golene e del canale principale. Ciascuna parte con cui si è idealmente suddivisa la sezione idraulica è infatti caratterizzata, una volta noto o ipotizzato il tirante idrico, da una determinata area bagnata e raggio idraulico; da qui la possibilità di applicare la (6.5) per calcolare la capacità di deflusso per la golenia in sponda destra, sinistra e per il canale principale.

Il coefficiente di ragguaglio della potenza cinetica (coefficiente di Coriolis) viene calcolato attraverso la seguente espressione:

$$\alpha = \left(\frac{k_{gs}^3}{A_{gs}^2} + \frac{k_c^3}{A_c^2} + \frac{k_{gd}^3}{A_{gd}^2} \right) \frac{A_t^2}{k_t^3} \quad (.4)$$

dove:

- A_t, A_{gs}, A_{gd}, A_c : rispettivamente area totale bagnata della sezione, area bagnata in golenia destra, in golenia sinistra e nel canale principale;
- k_t, k_{gs}, k_{gd}, k_c : rispettivamente capacità di deflusso della sezione nel suo complesso, per la golenia sinistra, la golenia destra e per il canale principale.

Il coefficiente C viene introdotto per tenere in conto delle perdite energetiche dovute ai fenomeni di espansione o di contrazione della corrente. Esso viene definito dall'utente, sezione per sezione, in funzione delle caratteristiche del fenomeno di transizione. I valori tipici di tale coefficiente vengono indicati in Tabella 6.8.

Tabella I.1: Valori tipici del coefficiente C.

Descrizione	Coefficiente di contrazione	Coefficiente di espansione
Nessuna perdita per contrazione o espansione	0.0	0.0
Transizione graduale	0.1	0.3
Ponti	0.3	0.5
Transizioni molto brusche	0.6	0.8

La risoluzione delle equazioni (1) e (2) attraverso un procedimento iterativo permette di determinare l'andamento del profilo idrico in moto permanente una volta assegnate le caratteristiche geometriche e fisiche dell'alveo e le condizioni ai limiti del problema.

Il processo di risoluzione è volto essenzialmente ad individuare quel tirante idrico (nella sezione in cui esso non risulta già noto o calcolato in precedenza) che permette di verificare il bilancio energetico, espresso dalla (1), a meno di una tolleranza prefissata e ritenuta soddisfacente dall'utente. Per i dettagli di calcolo si rinvia alla documentazione del codice di calcolo.

Nei casi in cui si verifica il passaggio attraverso lo stato critico, l'equazione dell'energia (1) non può essere applicata in quanto la transizione tra moto in corrente lenta e moto in corrente veloce e viceversa non rispetta le ipotesi di moto gradualmente variato. Ciò può, ad esempio, verificarsi in seguito a elevati cambi di pendenza o alla presenza di forti restringimenti della sezione idraulica. In questi casi il codice di calcolo permette di risolvere il problema utilizzando o delle formule empiriche oppure l'equazione del momento.

In particolare l'equazione del momento può essere applicata, nel codice di calcolo HEC-RAS in tre differenti situazioni:

- presenza di un risalto idraulico;
- condizioni di deflusso attraverso un ponte senza che si generi un processo di moto in pressione;
- immissione di una corrente in un'altra corrente.

Senza entrare nei particolari, per i quali si rimanda alla letteratura specializzata ed al manuale scientifico del codice di calcolo, è qui il caso solo di riportare l'equazione del momento applicata ad una determinata massa d'acqua compresa tra due sezioni distinte 1 e 2:

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (.5)$$

dove (vedi Figura I.2):

- P_i : forza legata alla pressione idrostatica agente sulle sezioni 1 e 2;
- W_x : forza peso proiettata nella direzione del moto;
- F_f : forza legata agli attriti;
- Q : portata;
- ρ : densità dell'acqua;
- ΔV_x : variazione di velocità nella direzione del moto.

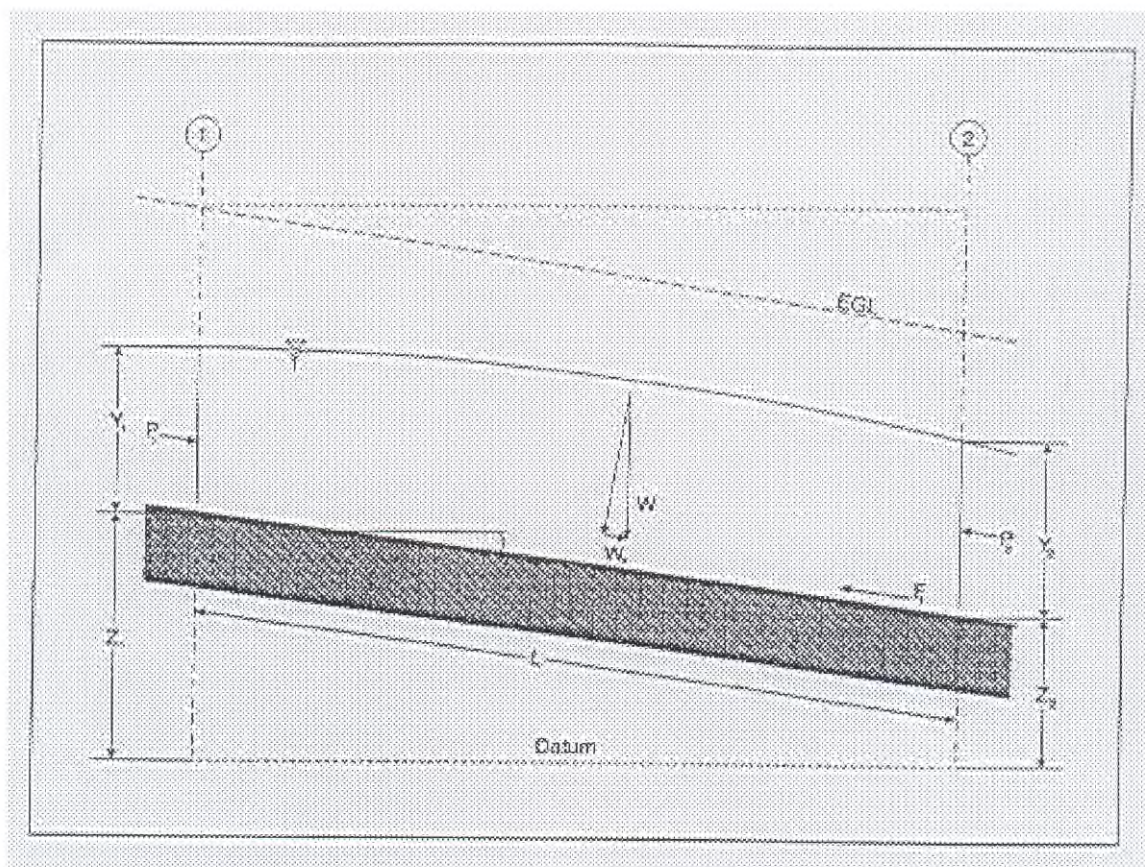


Figura I.2: Elementi caratteristici dell'equazione del momento.

In corrispondenza dei ponti, dove i meccanismi caratterizzanti il fenomeno sono più complessi, vengono utilizzati metodi di calcolo specifici. Il codice di calcolo permette di considerare l'intera gamma di condizioni che possono generarsi in un processo di deflusso attraverso un ponte. Tali condizioni sono di seguito riportate:

- la corrente non viene in contatto con l'intradosso del ponte (Low flow);
- la corrente viene in contatto con l'intradosso del ponte (Pressure/Weir flow).

La prima condizione a sua volta prevede i seguenti casi:

- la corrente si mantiene lenta durante l'attraversamento del ponte (Class A low flow);
- la corrente transita attraverso la profondità critica (Class B low flow);
- la corrente si mantiene veloce durante l'attraversamento del ponte (Class C low flow).

La seconda condizione prevede a sua volta i seguenti casi:

- il ponte risulta in pressione (Pressure flow);
- il ponte viene sormontato (Pressure and Weir flow).

Le perdite energetiche caratteristiche del deflusso attraverso la struttura comprendono:

- le perdite che si sviluppano nei tratti immediatamente a monte e a valle del manufatto; tali perdite sono dovute essenzialmente ai processi di contrazione ed espansione della corrente;
- le perdite che si generano proprio nel processo di deflusso attraverso la struttura.

In funzione delle condizioni di deflusso che vengono a crearsi, si applicano metodi di calcolo differenti per valutare le perdite di carico e quindi l'andamento del profilo idraulico nell'intorno della struttura.

Il codice di calcolo permette di risolvere i problemi relativi al deflusso di portata anche attraverso i tombini. La risoluzione di tali problemi si fonda sull'approccio teorico proposto nella letteratura specializzata (cfr. "Open Channel Hydraulics", V.T.Chow).

Il tipo di deflusso attraverso un tombino può essere catalogato come deflusso con sezione di controllo presso l'imbocco (in seguito "inlet control") o con sezione di controllo presso l'uscita ("outlet control").

Nel caso di "inlet control" la capacità del tombino dipende dal carico idraulico alla sezione di approccio, dalla geometria della sezione di ingresso, dal tipo di imbocco. La scabrezza del tombino, la sua lunghezza e pendenza, le condizioni idrauliche del ricettore di valle non sono elementi determinanti in grado di influenzare la capacità di deflusso.

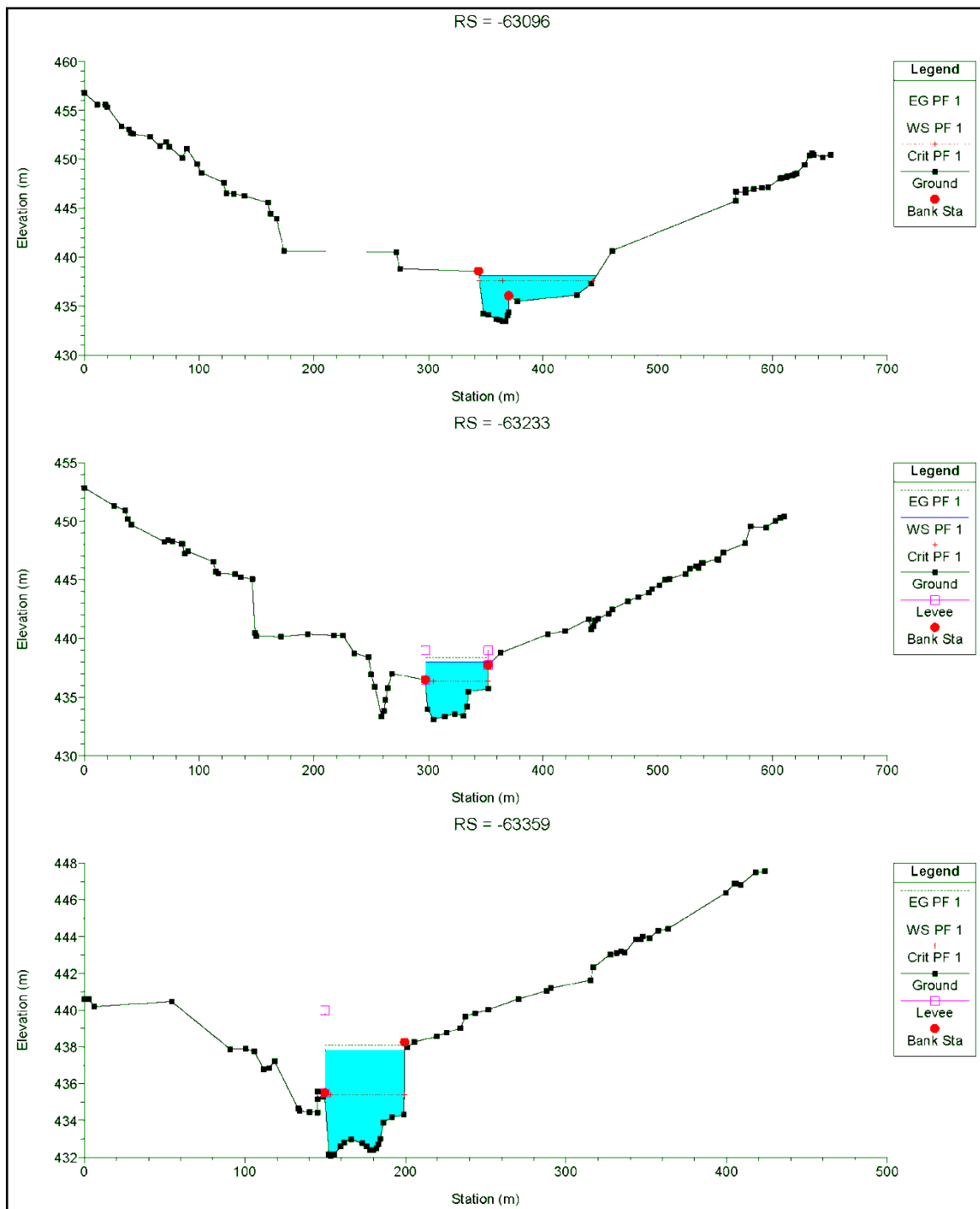
Nel caso di "outlet control" gli elementi determinanti per fissare la capacità idraulica del tombino sono, oltre a quelli caratteristici del caso precedente, la lunghezza, la pendenza e la scabrezza del tombino e le caratteristiche idrauliche del ricettore di valle.

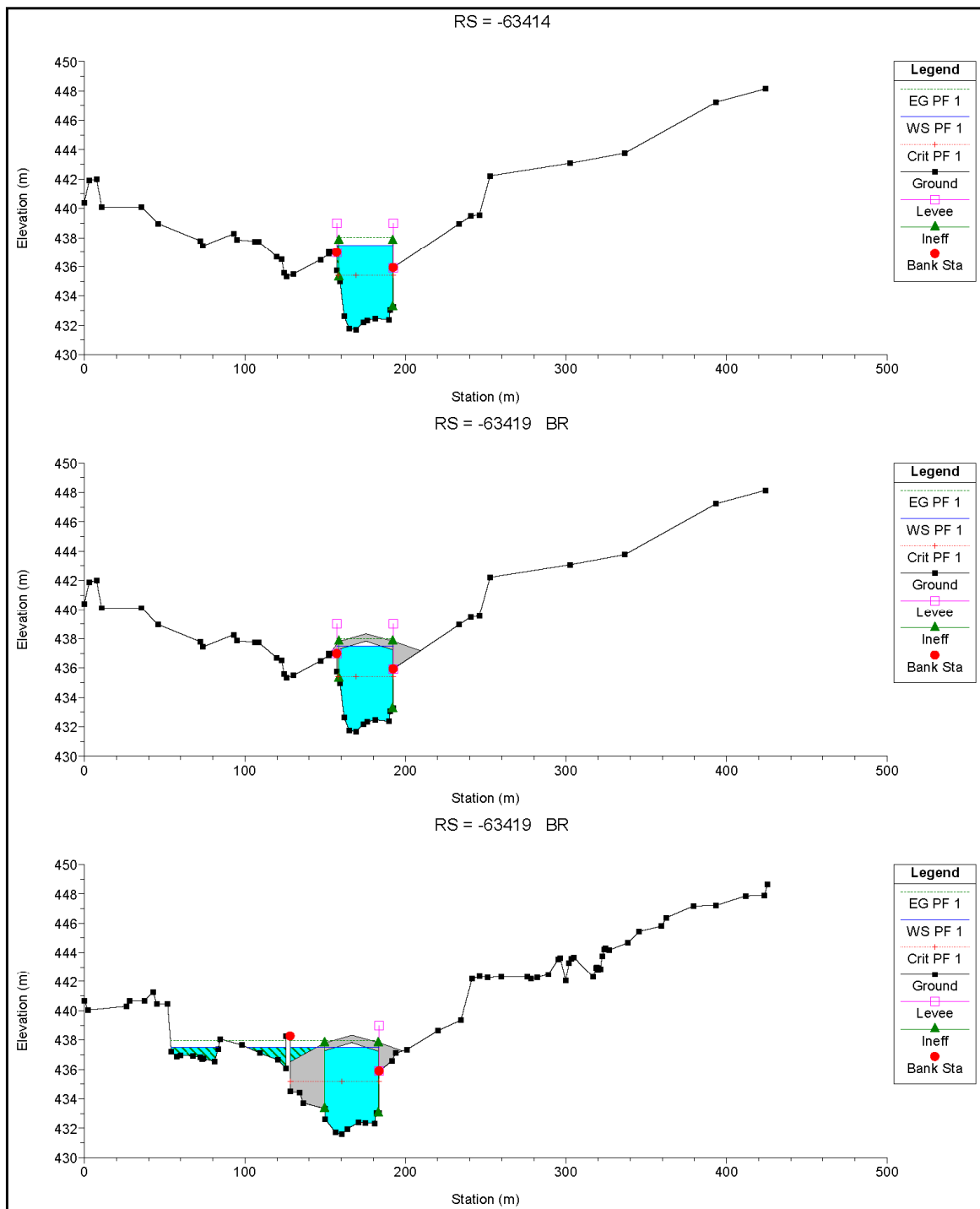
Il codice di calcolo risolve generalmente il problema calcolando, per la portata fissata dall'utente, il tirante idrico nella sezione di approccio al tombino utilizzando sia le equazioni adatte ai casi di "inlet control" sia quelle per i casi di "outlet control". Si assume quindi che la soluzione è quella cui è associato il massimo tirante idrico.

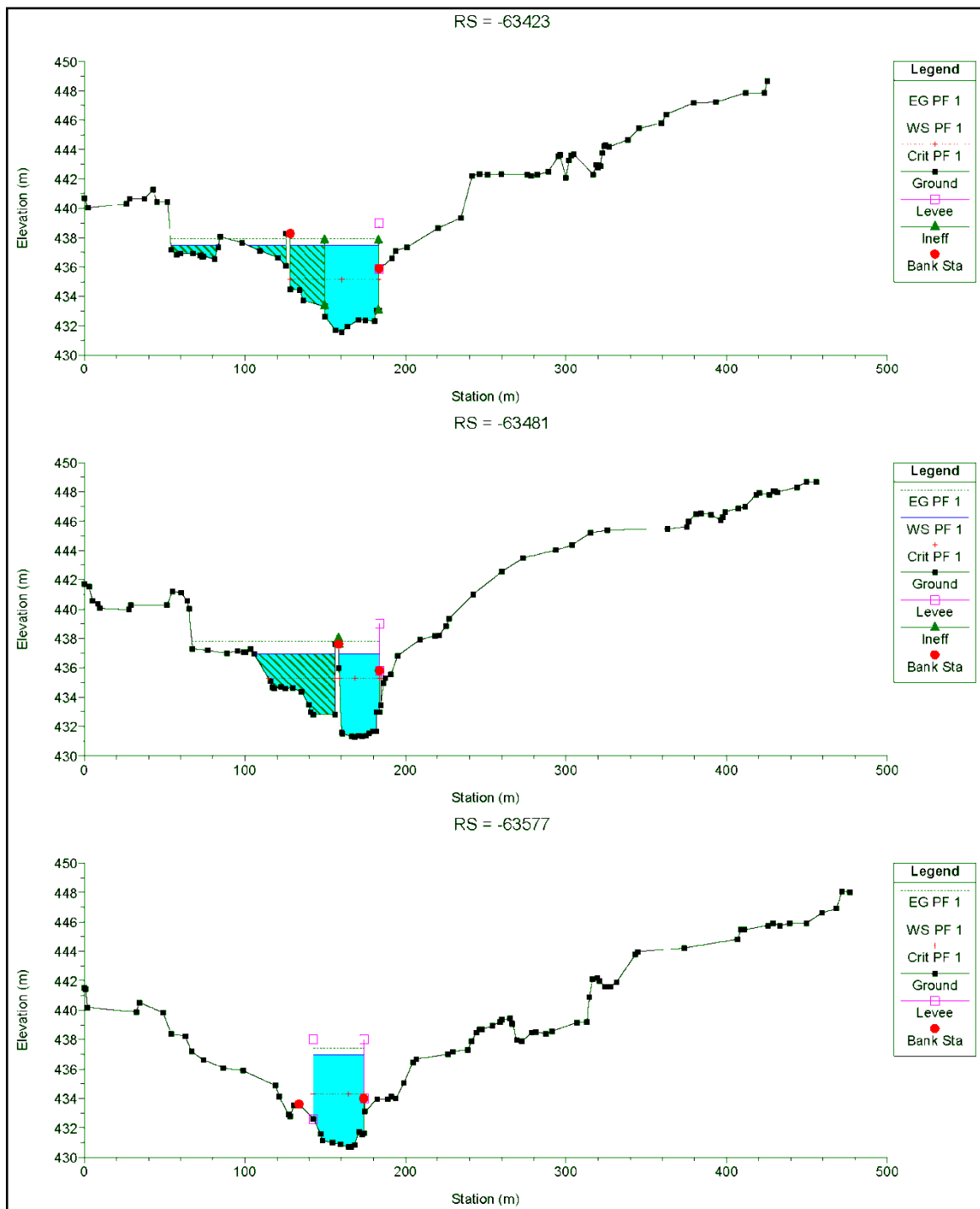
Nei casi di "inlet control" il tirante idrico a monte del tombino viene calcolato schematizzando il moto della corrente come quello che si genera sotto una paratoia a battente. Nei casi di "outlet control" il tirante idrico a monte del tombino viene calcolato a partire dal tirante idrico alla sezione di sbocco del tombino e considerando le perdite energetiche concentrate e distribuite che si determinano nel processo di deflusso.

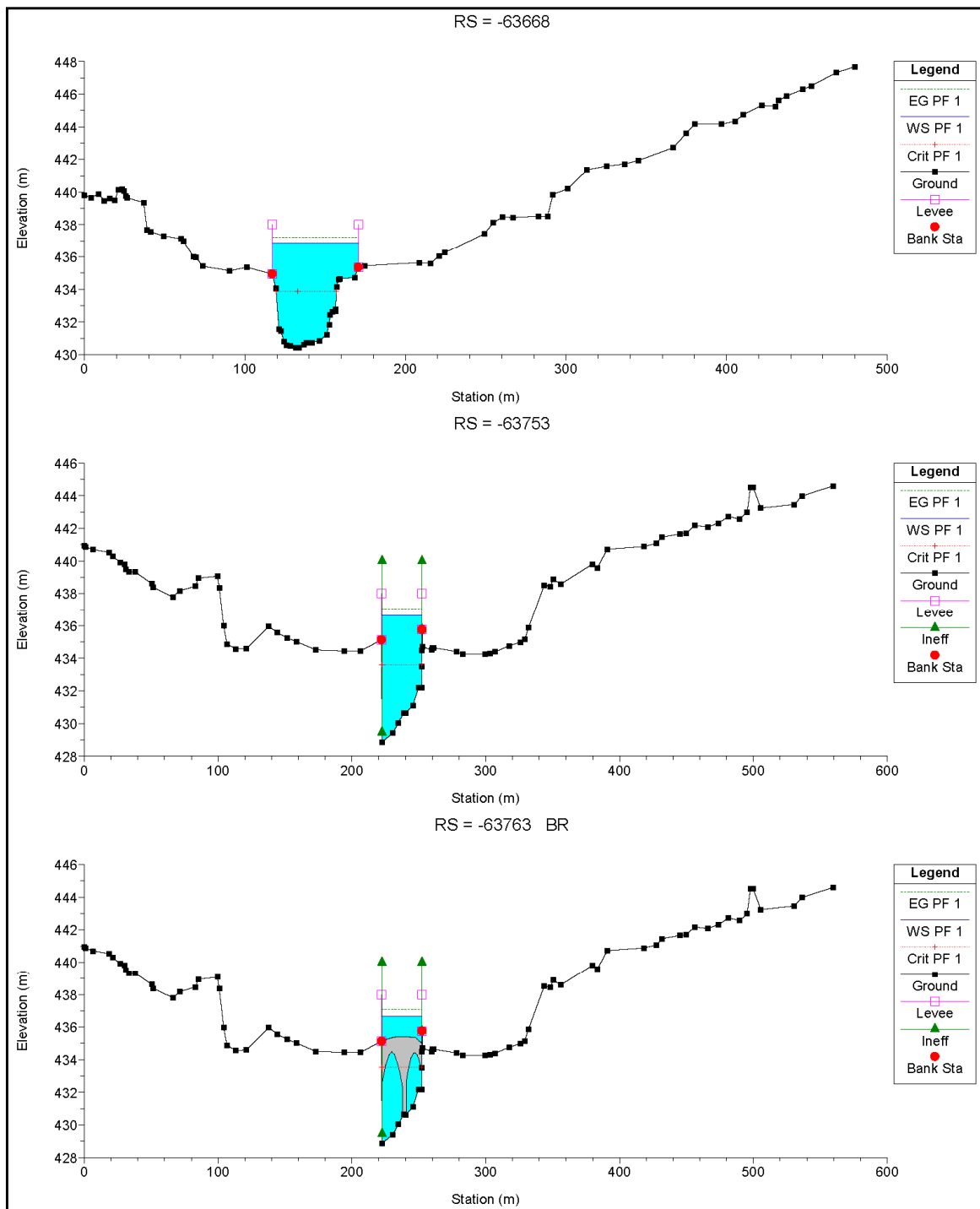
ALLEGATO 2

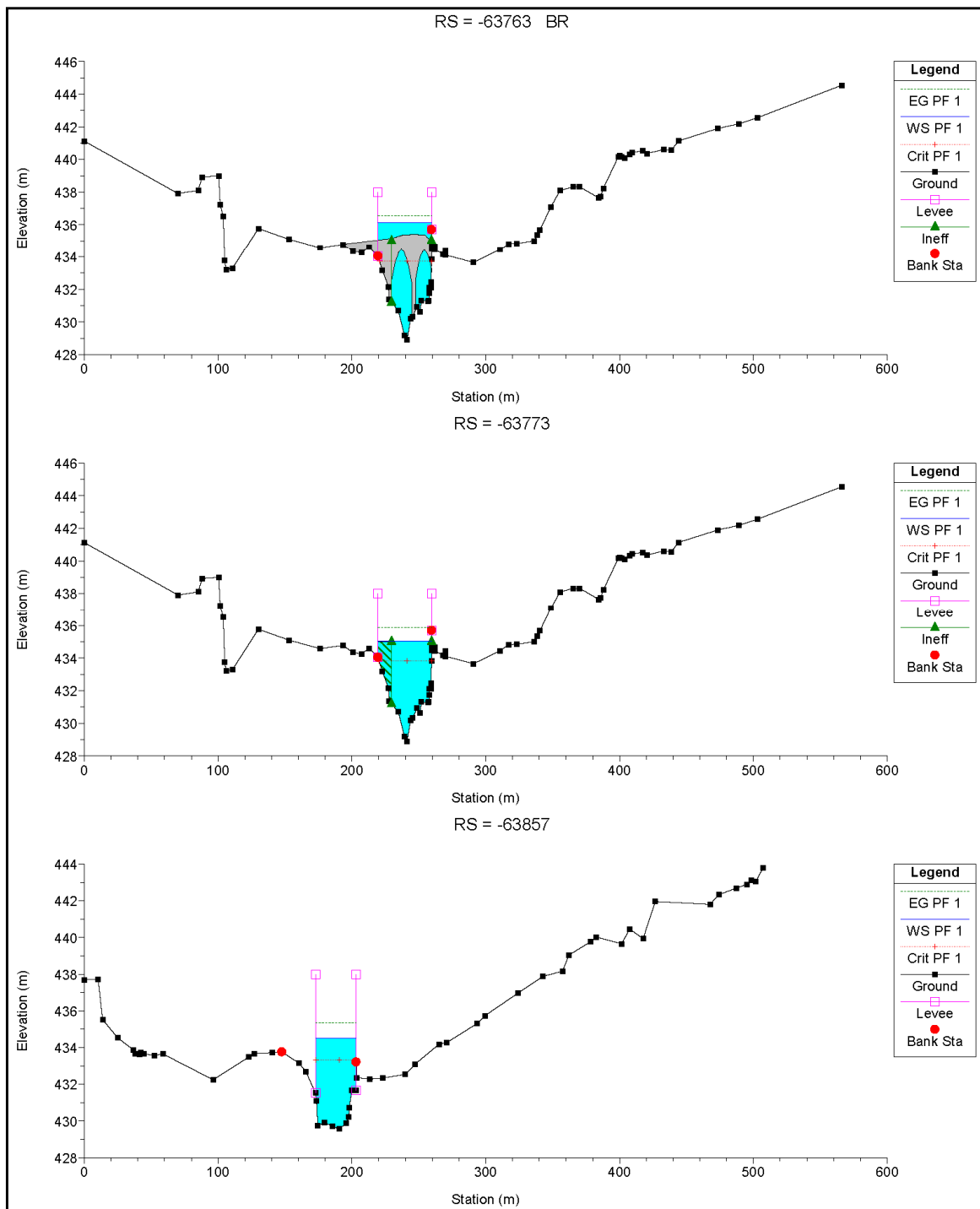
**Sezioni trasversali nello Scenario 1 con rappresentazione dei livelli idrometrici
per la piena a TR200 anni**

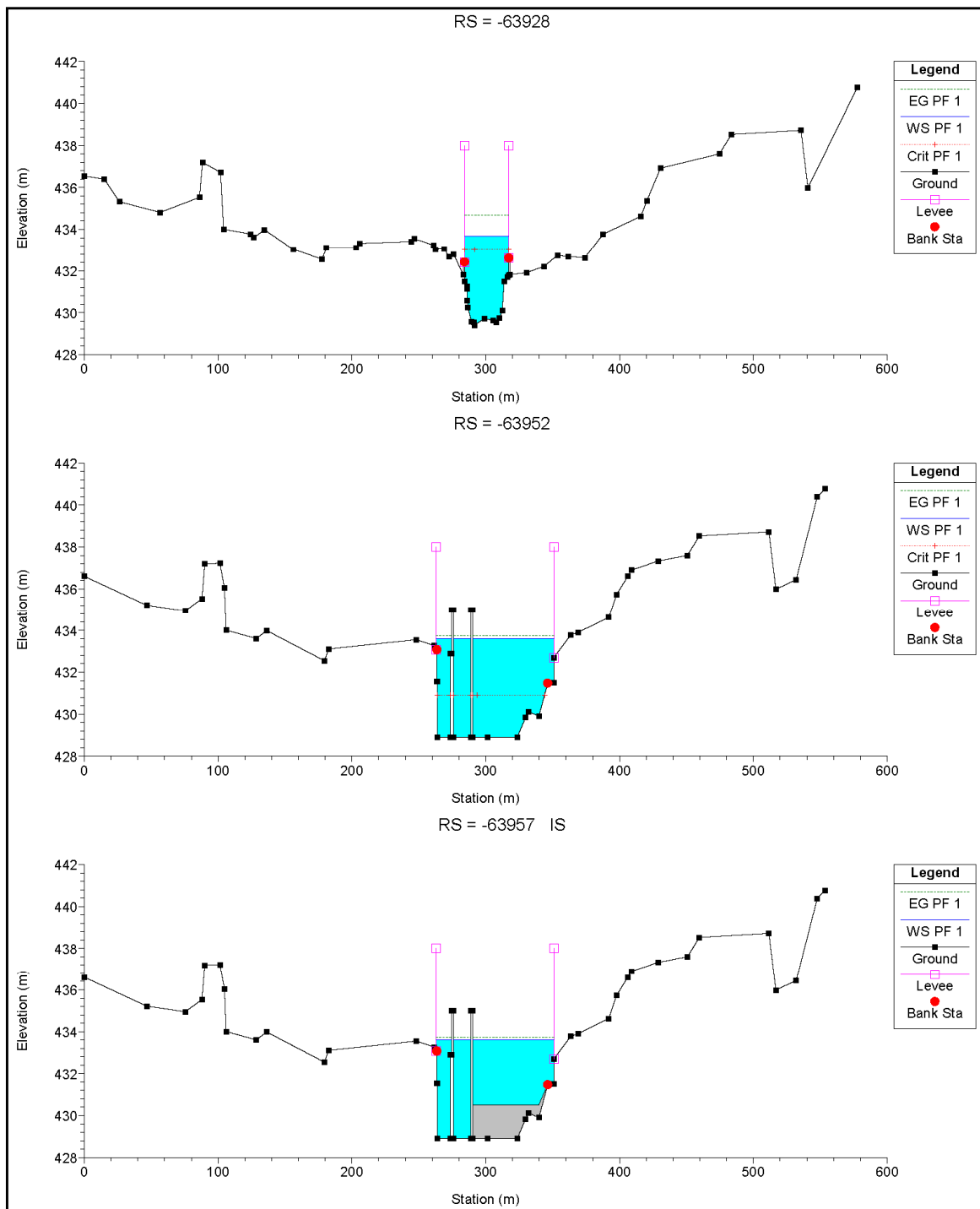


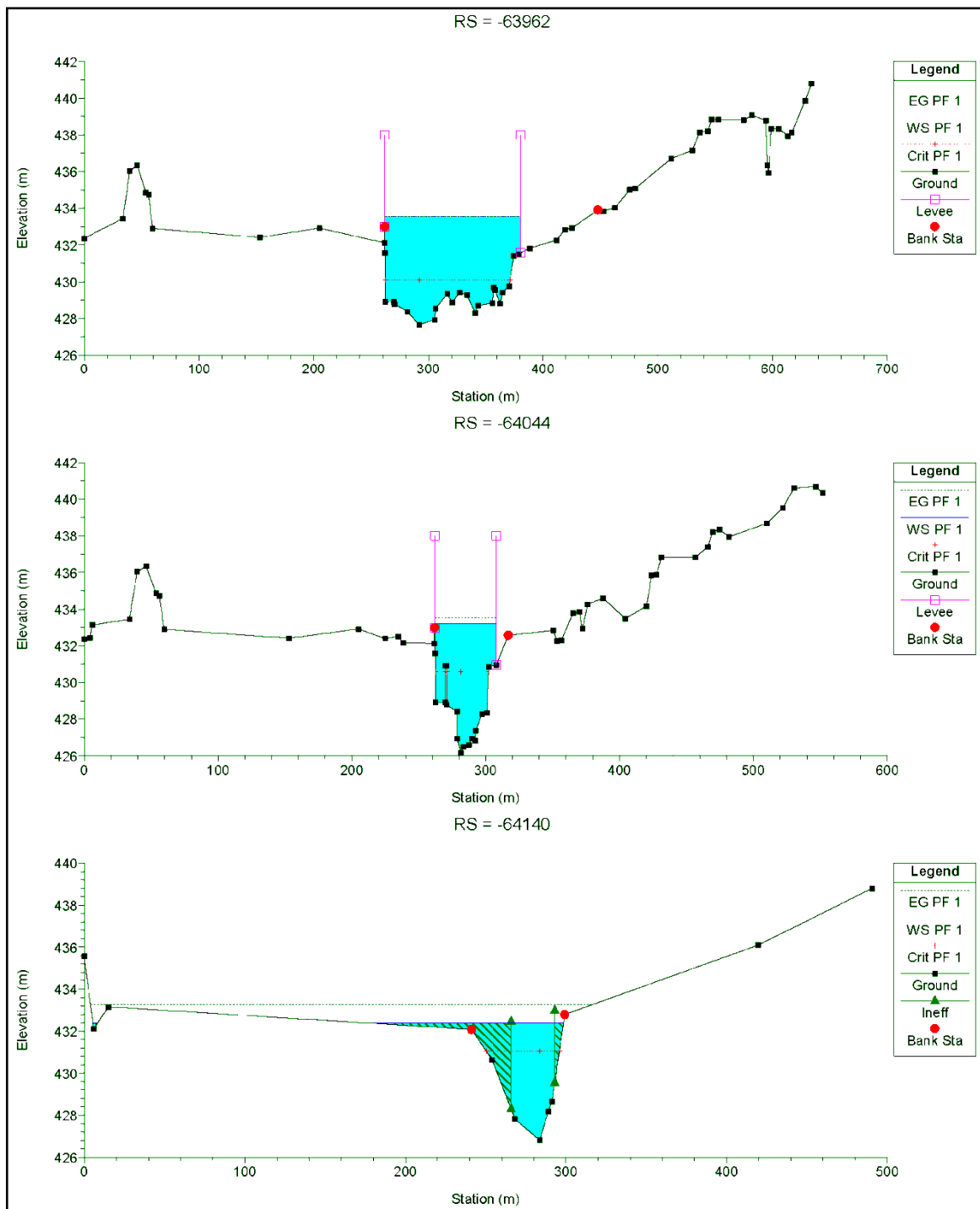


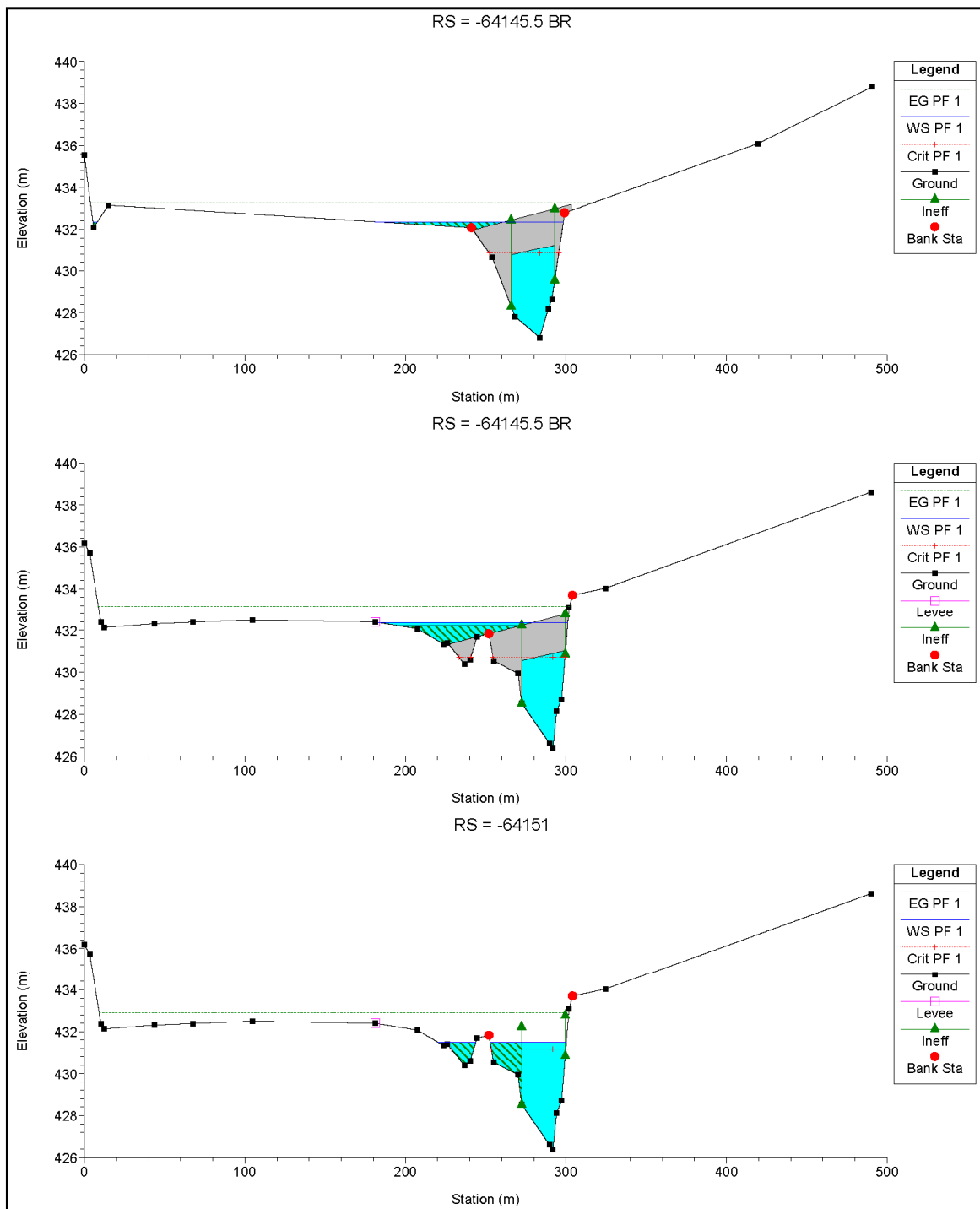


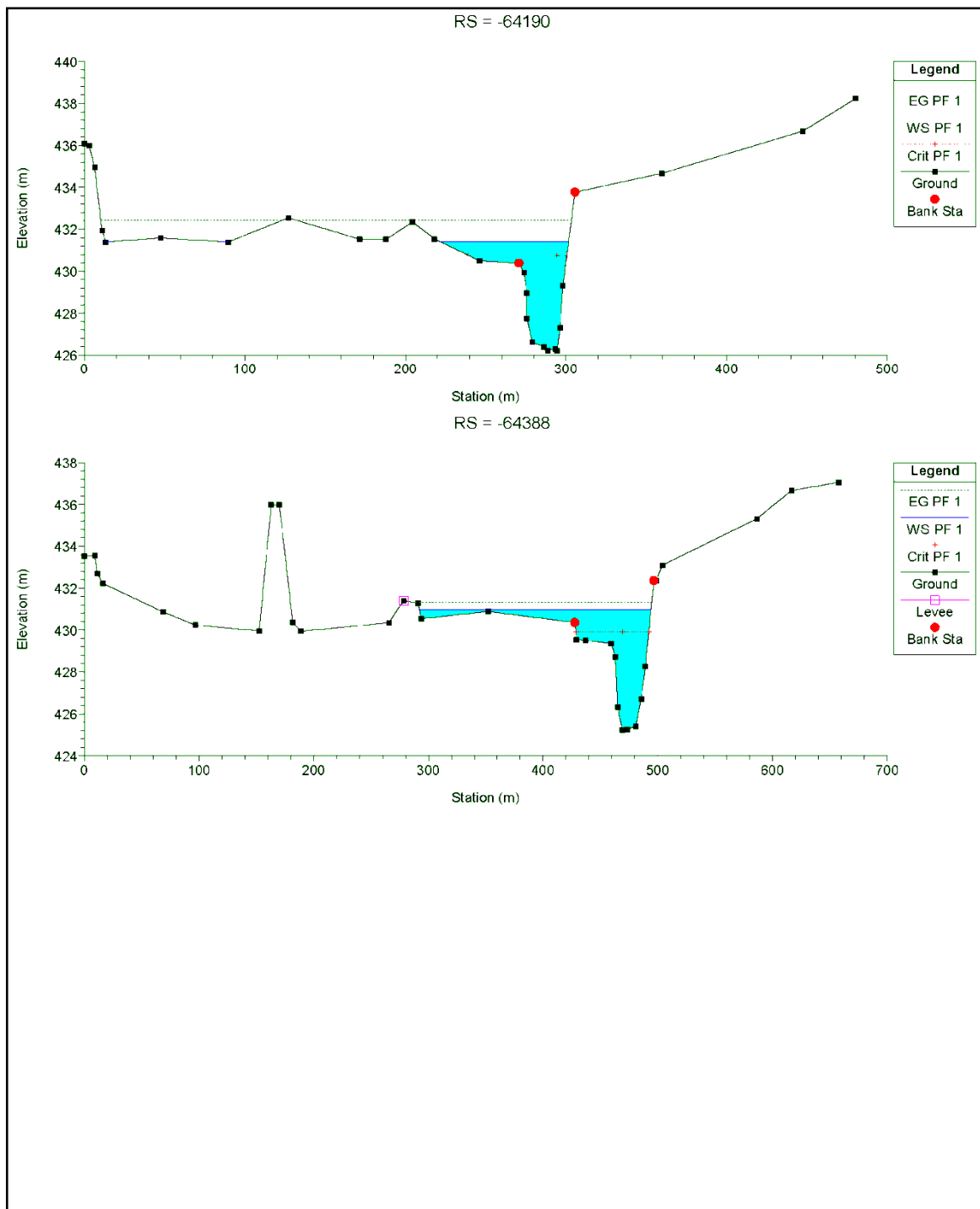












ALLEGATO 3

**Sezioni trasversali nello Scenario 2 con rappresentazione dei livelli idrometrici
per la piena a TR200 anni**

