

**IDROLOGIA E IDRAULICA
RELAZIONE IDRAULICA**

Indice

1	INTRODUZIONE	4
2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	4
3	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI SUL RETICOLO IDROGRAFICO	6
4	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
4.1	PRESCRIZIONI NORMATIVE DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE.....	7
4.2	PRESCRIZIONI NORMATIVE DELL'AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME PO	9
4.3	VALUTAZIONE DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO DELLE OPERE PROVVISORIALI IN ALVEO	11
5	STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA: ATTRAVERSAMENTO TREBBIA.....	13
5.1	MODELLO IDRAULICO E CONDIZIONI DI RIFERIMENTO.....	13
5.1.1	EQUAZIONI DI BASE	14
5.1.2	SOLUZIONE NUMERICA.....	16
5.2	SCABREZZA	18
5.3	MODELLO HEC-RAS	19
5.3.1	CONDIZIONI AL CONTORNO	19
5.3.2	ANALISI E COEFFICIENTE DI SCABREZZA	19
5.3.3	RISULTATI SIMULAZIONI	19
6	OPERE DI ATTRAVERSAMENTO	25
6.1	VERIFICA TOMBINO SCATOLARE C1 - (OP01 A PK 0+110 KM)	28
6.2	VERIFICA TOMBINO SCATOLARE C2 - (OP02 A PK 0+190 KM)	29
6.3	VERIFICA TOMBINO SCATOLARE C3 - (OP05 A PK 0+820 KM).....	30
6.4	ULTERIORI TOMBINI SCATOLARI: OP03-04-06-07	31
6.5	VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI B1, B2, B3, B4	31
7	IDRAULICA DI PIATTAFORMA	32
7.1	SEZIONI IN TRINCEA.....	32
7.2	SEZIONI IN RILEVATO.....	32
7.3	SEZIONI IN GALLERIA.....	32
7.4	SEZIONI IN VIADOTTO	32

7.5	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO	32
7.5.1	STIMA PIOGGE DI PROGETTO	32
7.5.2	CALCOLO DELL'INTERASSE CADITOIE DELLE CONETTE ALLA FRANCESE	33
8	ALLEGATO A	35
8.1	VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA FIUME TREBBIA	35
8.1.1	PROFILI IDRICI "ANTE OPERAM"	35
8.1.2	PROFILI IDRICI "POST OPERAM"	38
8.2	VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA ATTRAVERSAMENTO B1	46
8.3	VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA ATTRAVERSAMENTO B2	50
8.4	VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA ATTRAVERSAMENTO B3	52
8.5	VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA ATTRAVERSAMENTO B4	56
9	ALLEGATO B	60
9.1	MECCANISMI DI EROSIONE E SCALZAMENTO	60
9.1.1	LA VULNERABILITÀ IDRAULICA DELL'ATTRAVERSAMENTO FLUVIALE	60
9.1.2	CARATTERISTICHE DEL FENOMENO.....	60
9.1.3	PROGRESSIVO ABBASSAMENTO O INNALZAMENTO DIFFUSO	61
9.1.4	EROSIONE DOVUTA A CONTRAZIONE	61
9.1.5	EROSIONE TRANSITORIA LOCALIZZATA	61
9.2	BASI INFORMATIVE: SCALZAMENTO PILE	66
9.3	I METODI DI CALCOLO.....	67
9.3.1	EQUAZIONE DI FROEHLICH.....	71
9.3.2	EQUAZIONE FROEHLICH DESIGN.....	71
9.3.3	EQUAZIONE HEC-18 MODIFICATA DA MUELLER E WAGNER.....	71
9.3.4	EQUAZIONE HEC-18-K4-MU (COLORADO STATE UNIVERSITY, CSU).....	72
9.3.5	EQUAZIONE DI BREUSERS-HANCU.....	73
9.3.6	INTERAZIONE FRA LE PILE.....	75
9.4	VALUTAZIONE DEL MASSIMO GRADO DI SCALZAMENTO FONDO TRAMITE SOFTWARE HEC-RAS.....	76
10	ALLEGATO C	80
10.1	IDRAULICA DI PIATTAFORMA	80

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riferisce lo studio eseguito per la definizione dei caratteri idraulici relativi alle interferenze con il reticolo idrografico di superficie dei lavori della Variante alla S.S. 45 di "Val Trebbia" - Comuni di Torrighia e Montebruno - dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno).

Nella presente relazione vengono di seguito descritte ed analizzate le metodologie utilizzate nella modellazione delle opere di attraversamento stradale destinate a ripristinare la funzionalità idraulica dei colatori interferiti dai lavori di adeguamento della sede stradale in oggetto.

Le analisi di compatibilità, finalizzate a valutare che l'inserimento dell'opera di attraversamento sia coerente con l'assetto idraulico del corso d'acqua, non comporti alterazioni delle condizioni di rischio idraulico, ed assicuri, con adeguati franchi di sicurezza, il passaggio della piena di progetto, sono state sviluppate nella seguente maniera:

- per l'opera di attraversamento del Fiume Trebbia, costituita da un viadotto due campate, lo studio è stato effettuato, in ottemperanza alle specifiche richieste della Provincia di Genova – Direzione Pianificazione Generale e di Bacino, con riferimento al modello monodimensionale in regime permanente, attraverso il codice di calcolo Hec- Ras;

- per le opere di attraversamento dei colatori minori, costituiti da tombini scolorari di dimensione 1.50 m x 1.50 m, le verifiche sono state effettuate, sempre con riferimento alle condizioni di moto permanente, attraverso lo specifico codice H-Y8 della FHWA, implementato sulla teoria "Hydraulic Design of Highway Culverts" (1985) dell'agenzia americana U.S. Federal Highway Administration.

Viene successivamente descritto, nella presente relazione, il sistema di drenaggio del corpo stradale, ovvero l'insieme delle opere destinate alla raccolta ed al convogliamento a recapito delle acque direttamente ricadenti sulla piattaforma stradale e di quelle che naturalmente scolano verso il corpo stradale. Vengono pertanto delineati i criteri di verifica e di dimensionamento dei diversi organi.

2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

T00ID00IDRRE01A	Relazione Idrologica	
T00ID00IDRCO01A	Corografia del bacino del fiume Trebbia	
T00ID00IDRCO02A	Corografia dei bacini idrografici minori	
T00ID00IDRPP01A	Area di propagazione della piena ante e post operam - fiume Trebbia Tr 200 anni	
T00ID00IDRSZ01A	Sezioni Idrauliche fiume Trebbia	TAV. 1/4
T00ID00IDRSZ02A	Sezioni Idrauliche fiume Trebbia	TAV. 2/4
T00ID00IDRSZ03A	Sezioni Idrauliche fiume Trebbia	TAV. 3/4
T00ID00IDRSZ04A	Sezioni Idrauliche fiume Trebbia	TAV. 4/4

- T00ID00IDRPL01A** Planimetria delle sistemazioni idrauliche da km 32+445 a km 32+629
- T00ID00IDRPL02A** Planimetria delle sistemazioni idrauliche da km 33+090,50 a km 34+000
- T00ID00IDRPL03A** Planimetria delle sistemazioni idrauliche da km 34+000 a km 34+819,41
- T00ID00IDRDI01A** Elementi del sistema di drenaggio delle acque di piattaforma e di versante - tipologici
- T00ID00IDRPL04A** Planimetrie e dettagli smaltimento acque di piattaforma Opere maggiori
- T00TM01STRDI01A** Tombino pk 0+110 Km
- T00TM02STRDI01A** Tombino pk 0+190 Km
- T00TM03STRDI01A** Tombino pk 0+270 Km
- T00TM04STRDI01A** Tombino pk 0+790 Km
- T00TM05STRDI01A** Tombino pk 0+820 Km
- T00TM06STRDI01A** Tombino pk 0+880 Km
- T00TM07STRDI01A** Tombino pk 1+710 Km

3 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI SUL RETICOLO IDROGRAFICO

Per il ripristino della continuità delle interferenze, caratterizzate da impluvi di modesta importanza, si prevede la realizzazione di tombini scatolari.

Tali opere sono costituite da:

- Opera di imbocco in c.a gettata in opera di dimensioni interne in pianta pari a 2.0x2.0m;

- Un collettore di attraversamento della sede stradale in c.a prefabbricato, di dimensioni trasversali nette pari a 1.5x1.5m.

4 RIFERIMENTI NORMATIVI

Relativamente agli aspetti connessi alla difesa del suolo, l'area interessata dalle opere in progetto ricade nell'ambito territoriale di competenza dell'Autorità di Bacino del Po.

Il quadro di riferimento normativo assunto nell'ambito dello sviluppo del presente progetto risulta essere il seguente:

- Regolamento regionale 14/07/2011 n. 3: "Regolamento recante disposizioni in materia di tutela delle aree di pertinenza dei corsi d'acqua";
- Regolamento regionale 10/07/2009 n. 4: "Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e delle acque di lavaggio di aree esterne (Legge regionale 28 ottobre 2008, n. 39)";
- "Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)", adottato in data 11 maggio 1999, che rappresenta lo strumento di pianificazione conclusivo e unificante degli stralci precedenti, riportante il quadro più aggiornato dei nodi critici del bacino;
- "Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF)", approvato con D.P.C.M. del 24 luglio 1998, contenente la delimitazione delle fasce fluviali per tutti i nodi critici ricadenti nel sottobacino del Po chiuso al confine piemontese e per l'asta principale del Po; in esso si individuano le misure di intervento a carattere non strutturale per tali nodi e si delineano, tramite il tracciato della fascia B di progetto, l'assetto idraulico di sistemazione del nodo. Per la restante parte dei nodi critici, la delimitazione delle fasce fluviali è contenuta nel PAI.
- Direttiva "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" - deliberazione n. 2/99, in data 11.05.1999, del Comitato Istituzionale Autorità di Bacino del Fiume Po - Parma;

Nel PAI la "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" è stata assunta a riferimento per la definizione del quadro idrologico di bacino, la definizione delle portate per assegnati tempi di ritorno del Rio Costafontana e le elaborazioni idrauliche che hanno determinato i livelli idrici corrispondenti nel tratto in esame.

Mentre la "Direttiva sui criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" è stata assunta a riferimento per i criteri di progettazione e gli indirizzi per le verifiche idrauliche sulle infrastrutture quali quella in progetto.

4.1 PRESCRIZIONI NORMATIVE DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE

In Italia i riferimenti normativi ai quali si deve attenere il progettista degli attraversamenti fluviali sono contenuti nel Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 "Norme tecniche per le

costruzioni". Le norme contengono i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali.

In particolare per quanto riguarda gli aspetti connessi alla compatibilità idraulica le norme prevedono che quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto debba essere corredato da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte. L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini, che ne costituiscono la base, dovranno essere commisurati all'importanza del problema. Per quanto riguarda l'inserimento dell'opera di attraversamento nell'ambito delle aree

di pertinenza del corso d'acqua le norme prevedono che il manufatto non deve interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente,

non deve essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nel caso di pile e/o spalle in alveo è necessario dedicare cura particolare al problema delle escavazioni dell'alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

Per quanto riguarda invece le condizioni di deflusso da prendere a riferimento per la verifica dei franchi le norme prescrivono che la quota idrometrica ed il franco debbano essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni.

Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave devono essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante. Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

In generale, nello studio idraulico dell'opera, devono essere oggetto d'indagine i seguenti problemi: classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna; valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni delle pile, delle spalle, delle fondazioni nonché dei rilevati; valutazione degli effetti dovuti all'eventuale presenza di correnti veloci; esame delle conseguenze della presenza di eventuali corpi natanti, flottanti e trasportati dalle acque, ove ricorra detta possibilità, nonché delle conseguenze di eventuali ostruzioni delle luci, specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte, sia in fase costruttiva, sia durante l'esercizio delle opere. In situazioni particolarmente complesse si suggerisce di sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli fisici in scala ridotta. Nel complesso, le norme emanate dal Ministero delle Infrastrutture fissano il quadro di riferimento per lo sviluppo della relazione sugli aspetti idrologici, idrografici ed idraulici prescritta a corredo della progettazione dell'attraversamento fluviale, delineando anche i criteri generali che devono guidare l'articolazione di tale relazione. Non vengono fornite invece specifiche indicazioni circa le procedure di calcolo che devono essere

eseguite per redigere la relazione idraulica né prescrizioni vincolanti sulle caratteristiche costruttive del manufatto di attraversamento in relazione alle sue interferenze con l'alveo fluviale in cui viene a collocarsi ed in particolare sui limiti ammissibili per il franco idraulico, lasciando in tal modo ampi margini all'estensore della relazione medesima.

Riferimenti in tal senso possono invece essere desunti dalle indicazioni date da diverse Autorità, Agenzie o Enti competenti sul territorio in tema di difesa del suolo nell'ambito dei propri strumenti di pianificazione o gestione del territorio. In particolare, il recente sviluppo sul territorio Nazionale della Pianificazione di Assetto Idrogeologico, redatta dalle Autorità di Bacino ai sensi della Legge 183/89 e del D.L. 180/98, ha prodotto una molteplicità di norme, direttive o linee guida circa i criteri di valutazione della compatibilità idraulica degli attraversi stradali e ferroviari; tutte comunque tra loro piuttosto uniformi.

Il corso d'acqua oggetto del presente studio ricade nelle competenze dell'Autorità di Bacino del fiume Po. Questa Autorità ha redatto ed adottato nel 1999 il Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) Tale piano presenta un'analisi idrologica ed idraulica dei principali corsi d'acqua del bacino del Po, ne perimetra le aree a pericolosità e a rischio idraulico, e fissa norme di tutela e misure di salvaguardia. Nell'ambito del PAI sono state emanate direttive e linee guida circa criteri o specifiche tecniche per le verifiche di compatibilità idraulica degli attraversamenti fluviali.

Pertanto, nell'ambito del presente studio si è assunto a riferimento i criteri ivi definiti, di seguito sintetizzati.

4.2 PRESCRIZIONI NORMATIVE DELL'AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME PO

L'Autorità di Bacino del Fiume Po ha deliberato in data 11 maggio 1999 l'emanazione di "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" dei corsi d'acqua di propria competenza (Autorità di Bacino del Fiume Po, 1999). Tali fasce sono state individuate dal Piano stralcio delle fasce fluviali approvato con D.P.C.M. 24 luglio 1998, che ha provveduto a circoscrivere le porzioni di territorio funzionali alla delimitazione dell'alveo di piena ordinaria (fascia A), all'espandersi della piena per i tempi di ritorno assunti a riferimento (fascia B) e le aree che potrebbero avere zone di coinvolgimento per piene con tempi di ritorno maggiori di 200 anni (fascia C).

Il Piano stabilisce che all'interno delle fasce A e B è consentita la realizzazione di nuove opere pubbliche di competenza degli organi statali, regionali o degli altri enti territoriali e quelle di interesse pubblico a condizione che non modificano i fenomeni idraulici naturali che possono avere luogo nelle fasce, costituendo significativo ostacolo al deflusso e non limitino in modo significativo la capacità di invaso. I progetti devono essere corredati da uno studio che documenti l'assenza dei suddetti fenomeni. Gli interventi e gli studi sono sottoposti all'Autorità Idraulica competente, ai fini dell'espressione di parere di compatibilità rispetto al Piano di bacino o ai suoi stralci. Gli interventi a maggiore criticità per ciò che riguarda l'impatto sull'assetto della rete idrografica sono sottoposti a specifico parere da parte dell'Autorità di Bacino, mentre i rimanenti devono essere sottoposti a verifica idraulica nel rispetto dei criteri per la valutazione di compatibilità emanati dall'Autorità

stessa. Le prescrizioni in questione riguardano sia gli attraversamenti in progetto che quelli esistenti. Nel caso di attraversamenti in progetto, esse sono rivolte a garantire che l'inserimento della struttura sia coerente con l'assetto idraulico del corso d'acqua e non comporti significative alterazioni delle condizioni di rischio idraulico, nonché a garantire che

siano valutate in modo adeguato le sollecitazioni di natura idraulica cui è sottoposta l'opera, in rapporto alla sua sicurezza.

Le norme impongono innanzitutto di assumere quale portata di piena di progetto quella utilizzata per la delimitazione della fascia B e, nel caso di corsi d'acqua non interessati dalla delimitazione delle fasce fluviali, una portata di tempo di ritorno non inferiore a 100 anni. Qualora si tratti di corsi d'acqua di piccole dimensioni o di infrastrutture di importanza molto modesta, possono essere assunti tempi di ritorno inferiori; in tali situazioni è comunque d'obbligo verificare che la presenza di tali opere non comporti un aggravio delle condizioni di rischio idraulico sul territorio circostante al passaggio della portata di piena duecentennale.

Il franco minimo fra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di intradosso del ponte non deve essere inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore ad 1.0 m. Il valore del franco deve essere assicurato per 2/3 della luce quando l'intradosso non sia rettilineo e comunque per almeno 40 m, nel caso di luci superiori a tale valore. Il franco minimo fra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota della sommità del rilevato di accesso al ponte deve anch'esso essere non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore ad 1.0 m. Limitatamente ai ponti in progetto, è prescritto che la quota di intradosso del ponte sia superiore a quella della sommità arginale ed è raccomandato di verificare che, qualora si tema il transito di alberi di alto fusto trasportati dalla corrente, sussista un adeguato dislivello tra la quota del fondo alveo e quella di intradosso dell'impalcato al fine di scongiurare il verificarsi di ostruzioni delle luci del ponte.

Il ponte deve essere inoltre adeguatamente posizionato rispetto all'alveo. Deve essere verificato l'orientamento delle pile e delle spalle e le relative interazioni con la corrente fluviale. Per i corsi d'acqua in progetto vengono dettate specifiche norme per la posizione delle pile e delle spalle dei ponti in relazione alla posizione degli argini e dell'alveo inciso.

Gli elementi strutturali del ponte e i relativi rilevati di accesso non devono comportare effetti negativi sul deflusso di piena; in particolare, il profilo di rigurgito eventualmente indotto dall'insieme delle opere di attraversamento deve essere compatibile con l'assetto delle opere di difesa presente e non deve comportare un aumento delle condizioni di rischio idraulico per il territorio circostante. Va inoltre verificato l'effetto della presenza di eventuali corpi flottanti trasportati dalla piena, ovvero di deposito anomalo del materiale ad opera del trasporto solido, soprattutto nel caso possano verificarsi a monte invasi temporanei di volume significativo.

Il manufatto di attraversamento e le opere connesse devono inoltre essere infine sottoposti a verifica della stabilità strutturale nei confronti di fenomeni di escavazione localizzata in corrispondenza delle fondazioni di pile e spalle del ponte e dei rilevati di accesso, urti ed abrasioni provocati dalla corrente sulle pile in alveo, spinta idrodinamica della corrente sulla struttura, ove opportuno anche con riferimento ad un scenario di tracimazione del ponte provocata dall'ostruzione delle luci.

4.3 VALUTAZIONE DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO DELLE OPERE PROVVISORIALI IN ALVEO

Per quanto concerne le opere provvisorie, necessarie per la costruzione dei manufatti di attraversamento o delle sistemazioni dell'alveo, la Direttiva 2/99 dell'Autorità di Bacino del fiume Po (deliberazione 11 maggio 1999) stabilisce al paragrafo 4-8.3 - Condizioni fisiche di riferimento - che per le "fasi significative" di costruzione dell'opera, tenendo conto delle opere provvisorie 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_R , 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:

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

nella quale:

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

T_R = 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_R = 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:

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

dalla quale si ricava T_{pr} :

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

Nel caso in esame, considerando un tempo di ritorno per le verifiche idrauliche pari a 200 anni, si ottengono le curve di riferimento rappresentate nella figura seguente che consentono di definire un tempo minimo di ritorno di verifica delle opere provvisionali in funzione della vita dell'opera e della durata del cantiere.

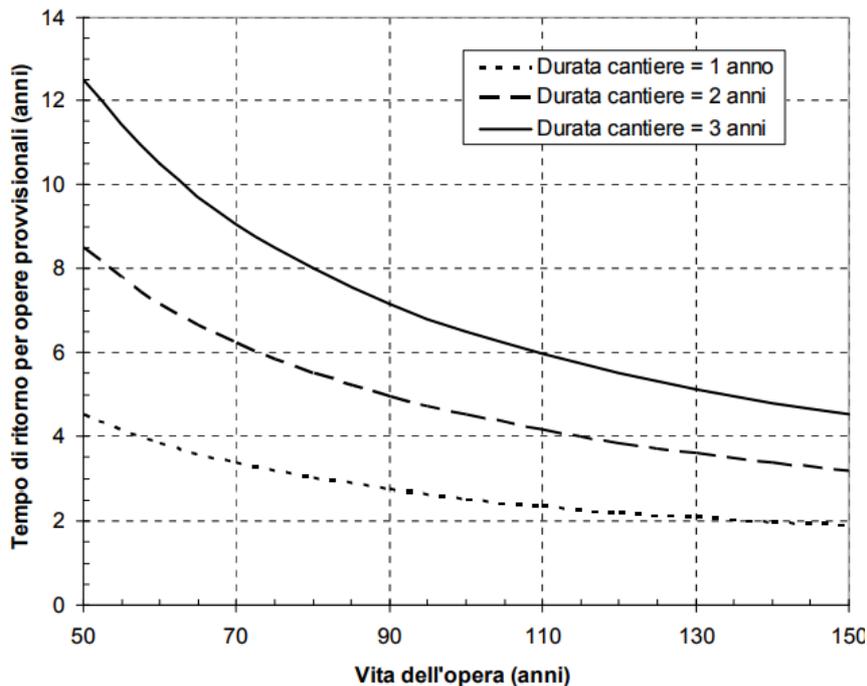


Figura 1: Grafico per la definizione del tempo di ritorno di verifica delle opere provvisionali in funzione della vita dell'opera e della durata del cantiere, fissato un tempo di ritorno di riferimento pari a 200 anni.

Assumendo pertanto come vita utile del viadotto 100 anni e, a vantaggio di sicurezza, 9 mesi come durata della cantierizzazione in alveo, il tempo di ritorno rispetto al quale dimensionare le opere provvisionali risulta stimabile in 2 anni.

TR di progetto	Vita utile del ponte	Durata lavori in alveo	TR opere provvisionali
200	100	0.75	2

Cautelativamente nel calcolo si assumerà un tempo di ritorno pari a 5 anni.

I risultati della modellazione idraulica descritta nei paragrafi successivi condotta per il tempo di ritorno in questione di 5 anni, nella sezione immediatamente a monte e a valle del ponte sul Trebbia, esposti nel paragrafo 8.1.2.1, sono presi a riferimento per il dimensionamento delle opere provvisionali propedeutiche alla realizzazione della pila in alveo (tura, rampa di scavalco etc.) rappresentate nell'elaborato denominato T00VI05GETDI01A.

5 STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA: ATTRAVERSAMENTO TREBBIA

5.1 MODELLO IDRAULICO E CONDIZIONI DI RIFERIMENTO

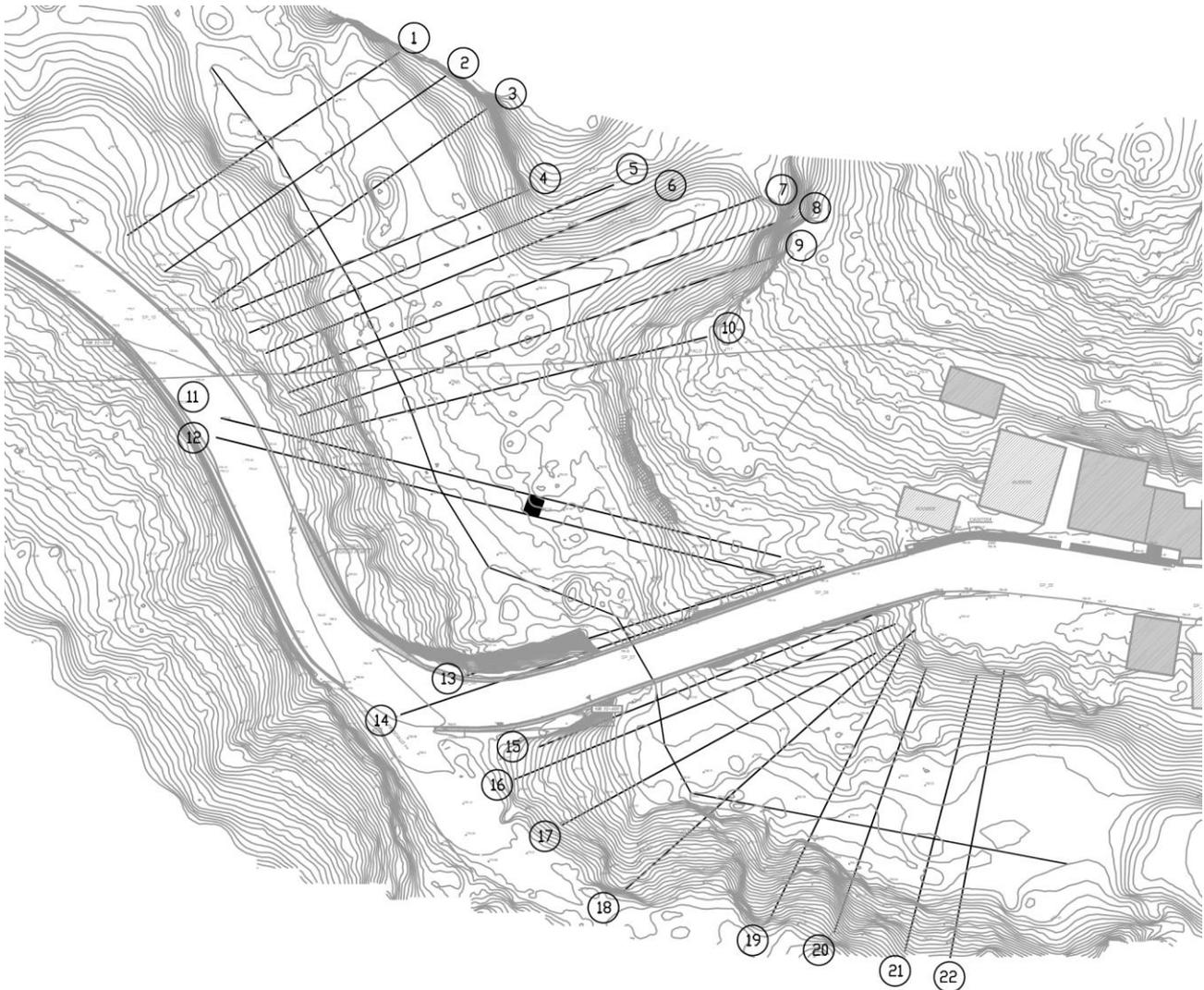


Figura 2: Analisi in condizioni di moto permanente del Fiume Trebbia - Sezioni di Calcolo

La geometria dell'alveo è stata caratterizzata attraverso n. sezioni trasversali, ricavate dal modello DTM del terreno; la posizione planimetrica di dette sezioni è riportata in figura.

Il calcolo dei profili di corrente è stato condotto per i valori di portata al colmo relativi ai tempi di ritorno di: 50, 100, 200, 500 anni.

5.1.1 Equazioni di base

Il calcolo di base risolve l'equazione monodimensionale dell'energia; le perdite energetiche sono calcolate tramite l'equazione di Manning ed i coefficienti di contrazione ed espansione. Nei casi in cui il profilo della superficie idrica è rapidamente variato, si utilizza l'equazione di conservazione della quantità di moto. Si possono considerare anche gli effetti di eventuali ostruzioni, come i ponti, ed è possibile analizzare anche gli effetti dei potenziali interventi di mitigazione delle piene.

L'equazione base è quella della conservazione dell'energia:

Dove, per le due sezioni successive indicate con i pedici 1 e 2:

$$Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + H_E$$

Z è la quota del fondo del canale,

Y è il tirante idrico in corrispondenza delle sezioni,

α è un coefficiente che tiene conto della distribuzione non uniforme della velocità dell'acqua,

V è la velocità media dell'acqua,

g è l'accelerazione di gravità,

H_E è la perdita di carico tra le due sezioni 1 e 2.

La perdita di carico totale tra due sezioni successive del corso d'acqua viene calcolata come somma delle perdite di carico per attrito lungo il contorno bagnato e delle perdite di carico per espansione o contrazione della corrente. L'equazione che esprime la perdita di carico complessiva assume dunque la forma:

$$H_E = LS_f + C \left| \frac{\alpha V_2^2}{2g} - \frac{\alpha V_1^2}{2g} \right|$$

Dove:

L è la lunghezza del tronco d'alveo tra le due sezioni, pesata rispetto alla portata,

S_f è la perdita di carico per attrito tra le due sezioni,

C il coefficiente di espansione/contrazione.

La distanza pesata L viene calcolata tramite l'equazione:

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

Dove:

L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} sono le lunghezze del tronco d'alveo rappresentative del canale e delle golene sinistra e destra.

Q_{lob} , Q_{ch} , Q_{rob} sono le portate medie transitanti nel canale e nelle due golene sinistra e destra.

Il metodo di soluzione adottato da HEC-RAS per l'equazione di continuità dell'energia applicata al moto permanente gradualmente vario richiede l'assunzione che la perdita di carico in una sezione sia la stessa che si avrebbe in moto uniforme a parità di sezione e velocità dell'acqua. HEC-RAS usa la formula del moto uniforme di Manning per valutare le perdite di carico distribuite, ossia la pendenza della linea piezometrica in alveo.

Dove K , fattore di trasporto, viene calcolato come:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2 \quad K = \frac{1}{n} AR^{2/3}$$

in cui:

n è il coefficiente di scabrezza di Manning

A è l'area della sezione

R è il raggio idraulico della sezione bagnata.

Il sistema delle due equazioni consente la determinazione del profilo idrico della corrente una volta note la geometria e la scabrezza dell'alveo e le condizioni del moto alla sezione dalla quale deve iniziare il calcolo del profilo.

Nel caso di passaggio da regime di corrente veloce a corrente lenta, tramite risalto idraulico, il flusso perde il carattere gradualmente variato e l'equazione dell'energia non può essere applicata. In tal caso, si ricorre all'equazione di conservazione della quantità di moto:

$$\frac{\beta_2 Q_2^2}{g A_2} + A_2 \bar{Y}_{2,b} + \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right) L \cdot i - \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right) L \cdot J_m - \frac{\beta_1 Q_1^2}{g A_1} - A_1 \bar{Y}_{1,b} = 0$$

Il calcolo dei tempi della propagazione del fronte è stato effettuato in accordo con il metodo proposto da Hunt (1987) e modificato da Molinaro e Fenaroli (1988) basato essenzialmente sulla teoria del modello cinematico combinata alla teoria delle onde a fronte rapido. Secondo tale metodo i valori di portata immessi a monte si propagano all'interno del corpo dell'onda con celerità $c=dQ/dA$, mentre il fronte avanza con velocità data dall'espressione:

$$v = \frac{(Q - Q_0)}{(A - A_0)}$$

dove Q ed A sono la portata e l'area della sezione bagnata dopo l'arrivo dell'onda, mentre Q_0 e A_0 sono l'area e la sezione bagnata preesistenti.

5.1.2 Soluzione numerica

Per la risoluzione dell'equazione di conservazione dell'energia in alvei a sezione variabile HEC-RAS impiega un metodo noto come "standard step method". Secondo tale metodo, il programma procede nel calcolo iterativamente, determinando per approssimazioni successive l'altezza dell'acqua alla successiva sezione di calcolo, sulla base dell'altezza già calcolata alla sezione corrente. In generale, la procedura è la seguente:

- la quota dell'acqua e la portata sono note alla sezione di inizio calcolo (sez. 1)
- si calcola l'energia della sezione sulla base dei dati a) e della geometria della sezione
- la geometria della sezione successiva (sez. 2) è nota insieme alla distanza tra le due sezioni
- si assume una quota dell'acqua alla successiva sezione 2 e se ne calcola il raggio idraulico e l'area sulla base della geometria della sezione stessa. Quindi si determina un valore medio della capacità di deflusso delle due sezioni. La capacità di deflusso di una sezione di un alveo è, per una determinata altezza d'acqua, la portata che può transitare nell'alveo con una pendenza piezometrica unitaria
- si calcola la perdita di carico ripartita sulla base del valore medio della capacità di deflusso, della lunghezza del tratto e della portata
- si calcola il carico cinetico pesato, $V^2/2g$, nella seconda sezione.
- si calcolano le ulteriori perdite di carico dovute alla contrazione ed all'allargamento della sezione
- si calcola la variazione della quota dell'acqua tra le due sezioni, come variazione della somma del carico cinetico e delle perdite di carico
- si calcola la quota dell'acqua nella seconda sezione come somma del primo livello idrico e delle variazioni di quota

Le principali ipotesi su cui si basa il modello matematico utilizzato si possono sintetizzare nella condizione che l'onda di piena possa essere assimilata ad una corrente a pelo libero di tipo unidimensionale.

Questa assunzione non si discosta molto dal vero se l'alveo ha un andamento regolare, con curve non troppo brusche e con le sezioni trasversali che variano gradualmente nel senso della corrente, tuttavia nella pratica è possibile che la topografia delle valli non soddisfi queste condizioni.

Per tale motivo, come sovente accade in Idraulica, la schematizzazione adottata non consente di spiegare ogni singolarità del fenomeno, ma permette di descrivere in modo soddisfacente l'andamento globale o medio. Nel caso dell'onda di piena, ciò si traduce in una descrizione della corrente media, in quanto ogni grandezza viene considerata costante su tutta la sezione trasversale.

Sotto queste condizioni l'onda di piena viene inclusa nella categoria delle correnti lineari o gradualmente variate e descritta tramite le equazioni esposte. La soluzione fornita è pertanto affetta da approssimazioni in tutte quelle situazioni in cui l'onda reale assume caratteristiche diverse dalla condizione di corrente a pelo libero di tipo lineare fino a divenire spiccatamente bidimensionali.

La presenza, infatti, di una curva molto stretta della valle o di una rapida apertura di una piana di espansione molto ampia producono variazioni delle caratteristiche della corrente, quali velocità e livello del pelo libero, non solo nella direzione longitudinale dell'asse, ma anche nella direzione ad esso perpendicolare.

Un'attenta ubicazione delle sezioni trasversali della valle ed una loro accurata descrizione in termini di canale, golene ed aree di solo invaso può ridurre l'approssimazione nel caso delle piane di esondazione, mentre per le curve molto brusche, qualora necessario, la sopraelevazione in curva del pelo libero può essere stimata utilizzando metodi empirici.

Un'altra approssimazione importante del modello deriva dalla formula di Manning, con la quale vengono calcolate le perdite di carico distribuite, ed in particolare dai valori attribuiti al coefficiente di scabrezza n . Quando sia possibile una buona stima di questo coefficiente il modello matematico è in grado di calcolare la propagazione di un'onda di piena con una approssimazione accettabile ai fini pratici. In assenza di conoscenze dettagliate delle caratteristiche fisiche delle sezioni ed in considerazioni del basso valore di portata esaminato, risulta opportuna l'adozione di valori comunque cautelativi.

5.2 SCABREZZA

Il coefficiente di scabrezza in un alveo naturale rappresenta una misura globale della resistenza al moto della corrente.

La sua determinazione deve quindi essere condotta con grande attenzione, valutando attentamente le caratteristiche specifiche dei materiali che compongono l'alveo e la copertura vegetale delle sponde e delle aree golenali adiacenti interessate al deflusso lungo tutto lo sviluppo dell'asta fluviale di interesse.

Nella pratica tecnica il valore numerico del coefficiente rappresentativo del termine di resistenza nell'equazione del moto può essere determinato facendo ricorso a relazioni e tabelle di natura sperimentale ampiamente disponibili in letteratura tecnica. Tali relazioni forniscono il valore del coefficiente di scabrezza sulla base di analogie delle caratteristiche morfologiche e di vegetazione dell'alveo di interesse ad una serie di situazioni tipiche dei corsi d'acqua naturali già investigate sperimentalmente.

Nel seguito, la determinazione del coefficiente di scabrezza di Manning, utilizzato nelle analisi idrauliche in moto permanente ed uniforme, verrà effettuata facendo riferimento al metodo di comprovata affidabilità, riportato in "Open Channel Hydraulics" (Chow, 1994):

$$n=(n_0+n_1+n_2+n_3+n_4) n_5$$

dove:

n è il coefficiente di Manning;

n_0 è un coefficiente che dipende dalla natura del materiale costituente l'alveo variabile tra 0.020 e 0.028 passando da terra a roccia e fino ad alluvioni grossolane;

n_1 è un coefficiente che dipende dall'entità dell'irregolarità della superficie della sezione, variabile tra 0.000 e 0.020 all'aumentare di questa;

n_2 è un coefficiente che dipende dalla gradualità e frequenza della variazione della forma e della dimensione della sezione trasversale, variabile tra 0.000 e 0.015 all'aumentare di queste;

n_3 è un coefficiente che tiene in conto l'eventuale entità di effetti locali relativi alla presenza di ostacoli puntuali, variabile tra 0.000 a 0.040;

n_4 è un coefficiente che dipende dall'effetto della vegetazione sulla resistenza al moto dell'acqua, variabile tra 0.000 e 0.0100

n_5 è un coefficiente che dipende dal grado di sinuosità longitudinale del corso d'acqua, variabile tra 1.00 e 1.30 all'aumentare di questo.

5.3 MODELLO HEC-RAS

Le simulazioni effettuate sono state eseguite tramite l'impiego del software HEC-RAS.

I profili di corrente sono stati determinati per portate relative a tempi di ritorno di 50 100 200 e 500 anni.

Le portate sono state ottenute considerando un valore del CN nel caso AMC III.

Portate Fiume Trebbia - Q[m ³ /s]				
T _r 5 anni	T _r 50 anni	T _r 100 anni	T _r 200 anni	T _r 500 anni
68.78	131.25	150.5	169.8	195.6

5.3.1 Condizioni al contorno

Per l'assegnazione delle condizioni al contorno da imporre per la risoluzione dei profili di corrente, si è imposta come unica condizione, la coincidenza a monte del tirante idrico con l'altezza critica della corrente, tale assegnazione è stata possibile essendo la corrente nel tratto analizzato in condizioni di corrente veloce.

5.3.2 Analisi e coefficiente di scabrezza

Sono state effettuate due analisi relativamente ai dati di input per le portate bicentinarie:

- Condizioni ante operam, ossia precenti alla realizzazione del nuovo attraversamento;
- Condizioni post operam, successivamente alla realizzazione dell'attraversamento.

Il coefficiente di scabrezza impiegato è:

$$n = 0.035 \text{ m}^{-1} \text{ s}^{1/3}$$

5.3.3 Risultati simulazioni

Si riportano a seguire i profili idrici relativi alle simulazioni effettuate con una Q (Tr=200 anni). In allegato sono riportati anche i profili idrici relativi a portate con tempi di ritorno di 5, 50, 100 e 500 anni.

Dal profilo per il tempo di ritorno 5 anni è stata determinata la quota di piena di 759.57 m s.l.m. in corrispondenza dell'opera provvisoria per la realizzazione della fondazione della pila.

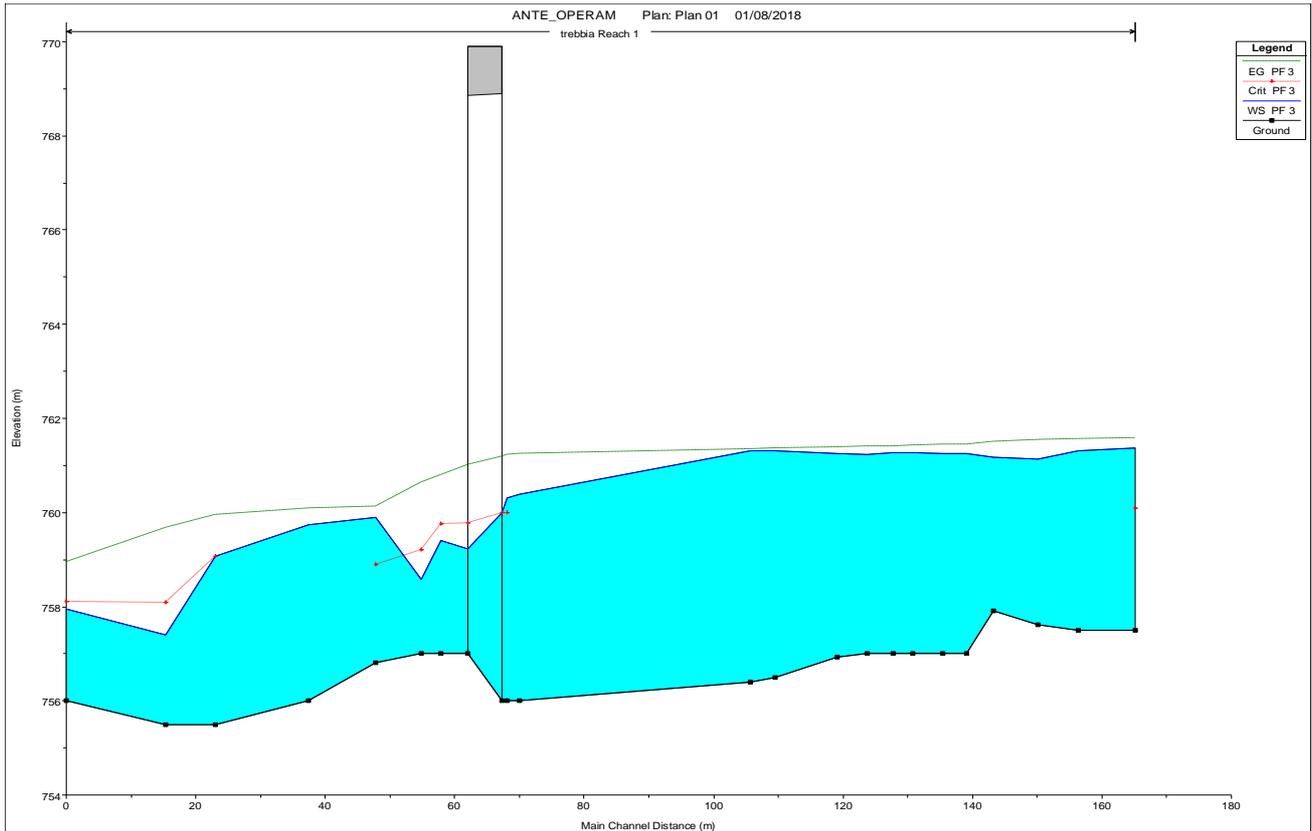


Figura 3: Profili idrici fiume Trebbia in condizioni "ante operam" Tr 200 anni

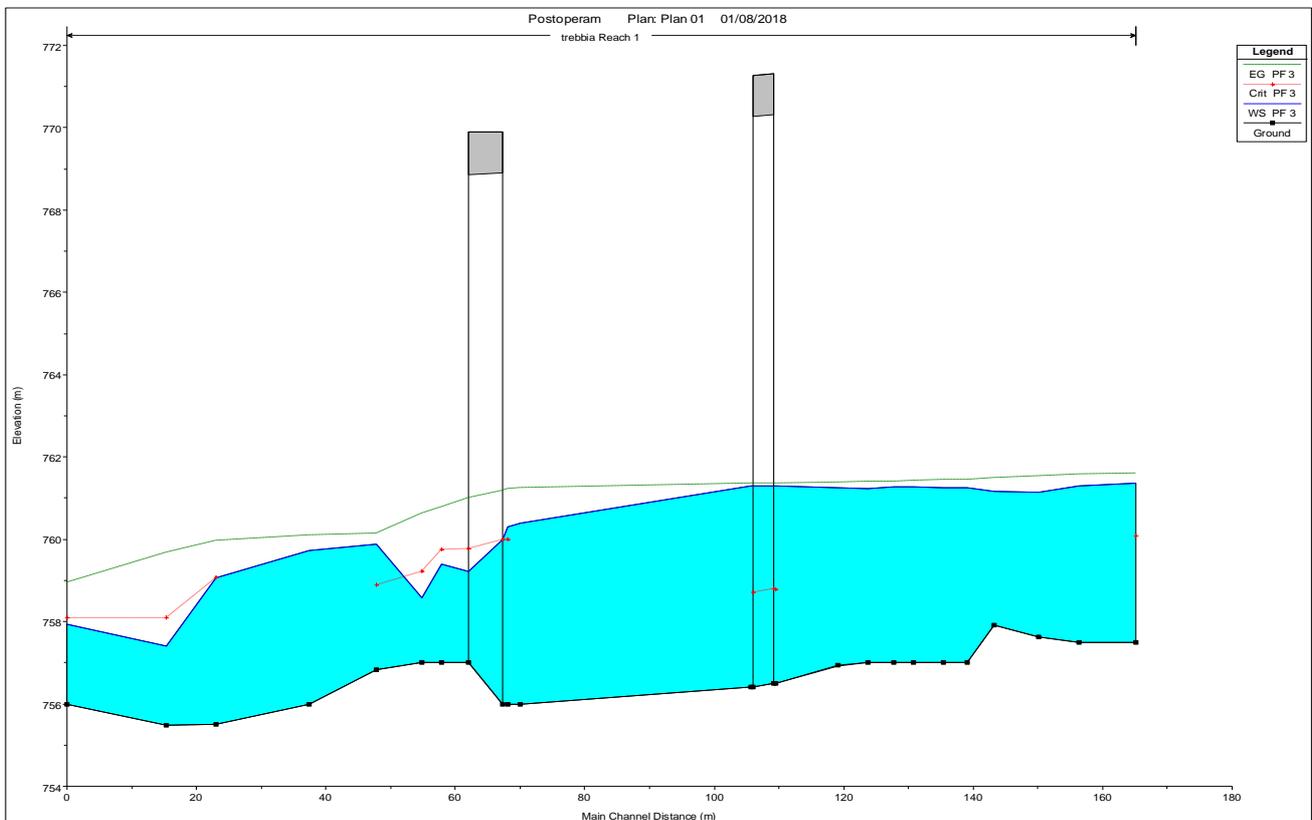


Figura 4: Profili idrici fiume Trebbia in condizioni "post operam" Tr 200 anni

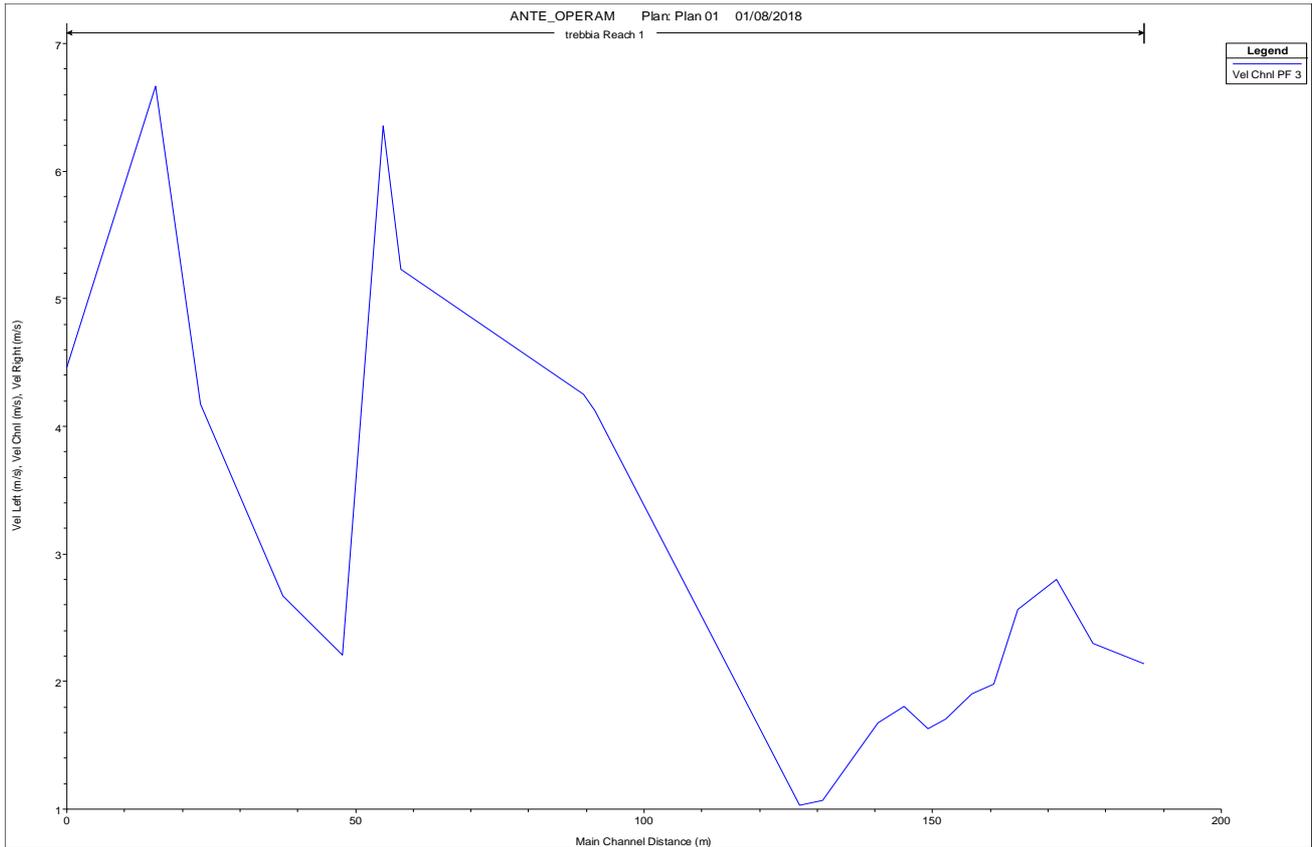


Figura 5: Andamento velocità Fiume Trebbia in condizioni "ante operam" Tr 200 anni

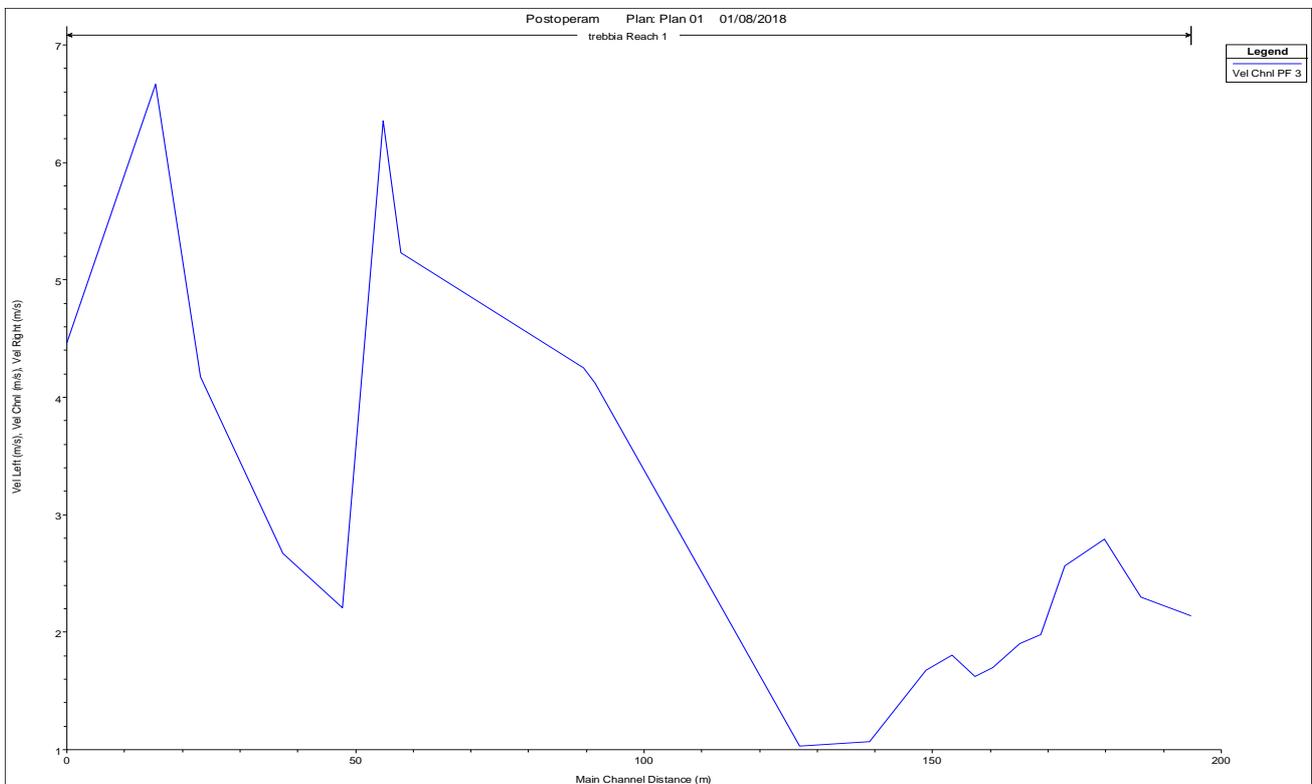


Figura 6: Andamento velocità Fiume Trebbia in condizioni "post operam" Tr 200 anni

A seguire le sezioni idrauliche immediatamente a monte e a valle del nuovo attraversamento.

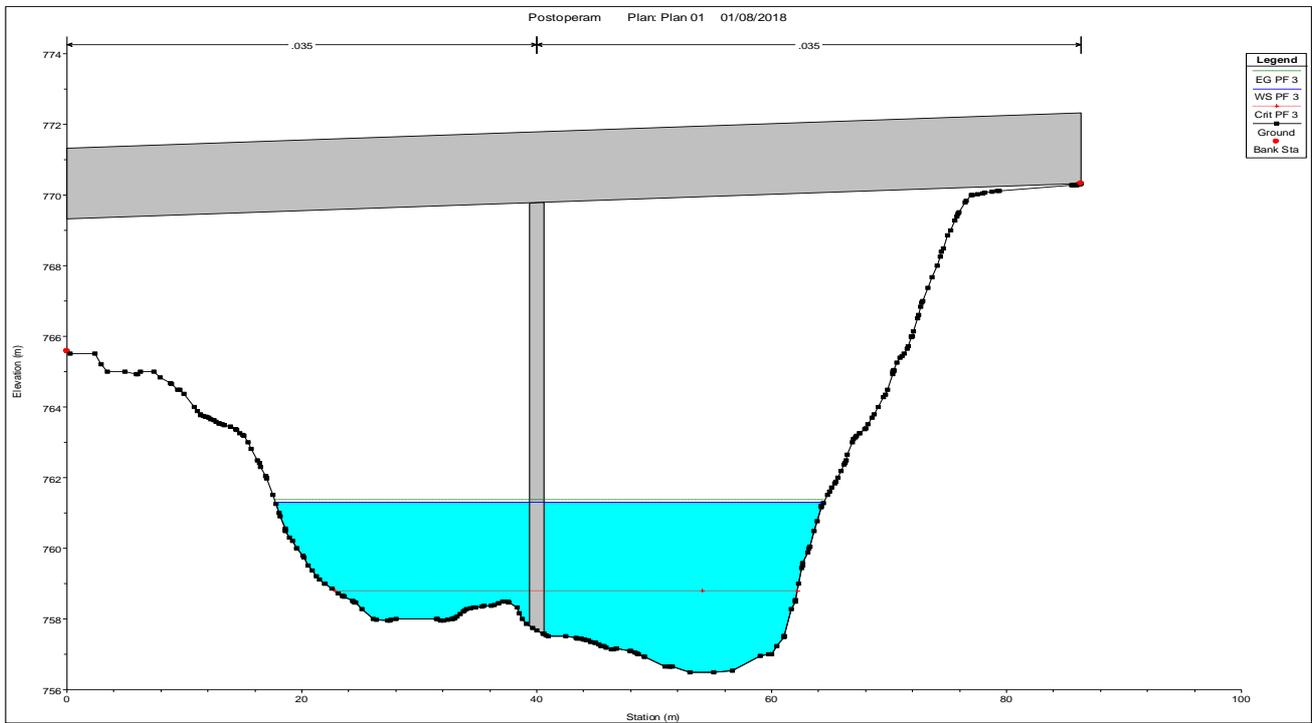


Figura 7: Sezione idraulica a monte del nuovo attraversamento

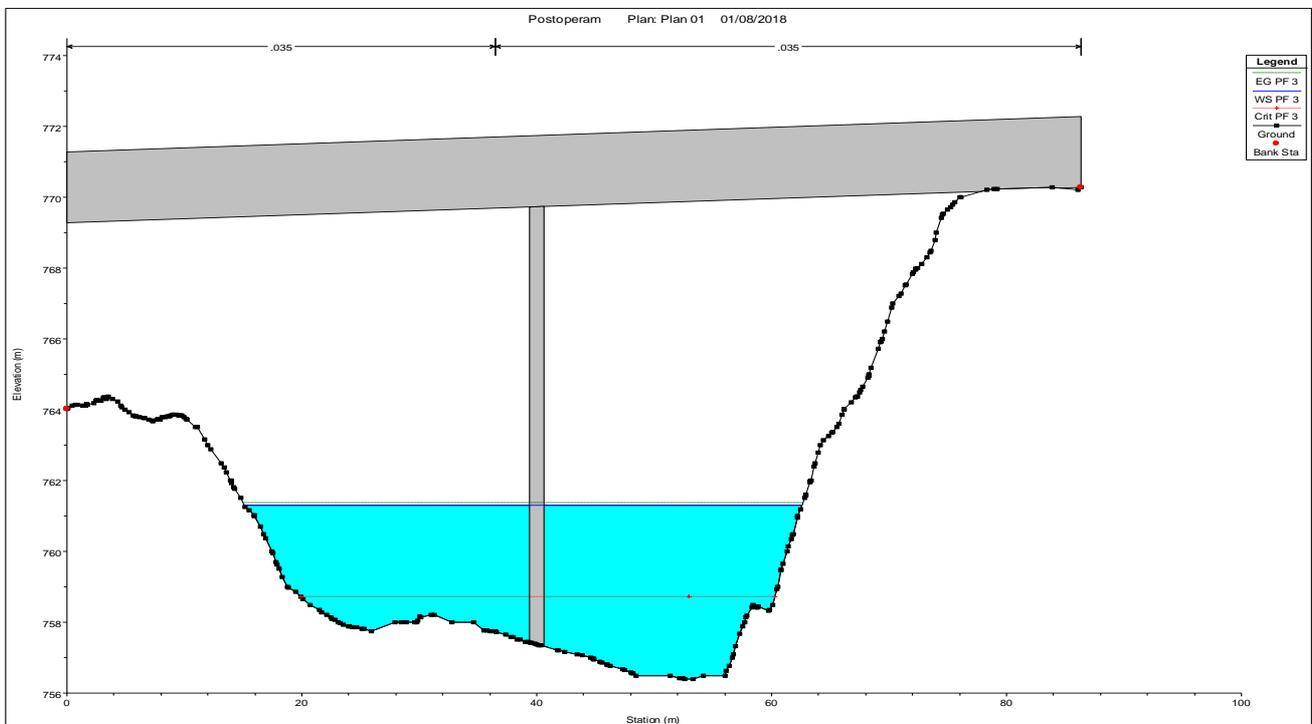


Figura 8: Sezione idraulica a valle del nuovo attraversamento

Il franco idraulico minimo f_m prescritto dalle norme AdB Po risulta ampiamente rispettato essendo pari a:

$$f = h_{mi} - h_{200} = 7.97 \text{ m}$$

La pila, pur non generando variazioni delle condizioni di deflusso di piena rispetto lo stato ante operam, risulta tuttavia "in alveo", interagendo nello specifico con il campo cinematico della corrente di piena.

Risulta quindi necessario mettere in sicurezza l'opera stessa, onde evitare fenomeni di scalzamento della fondazione della pila, urti ed abrasioni provocate dalla corrente sulla pila in alveo.

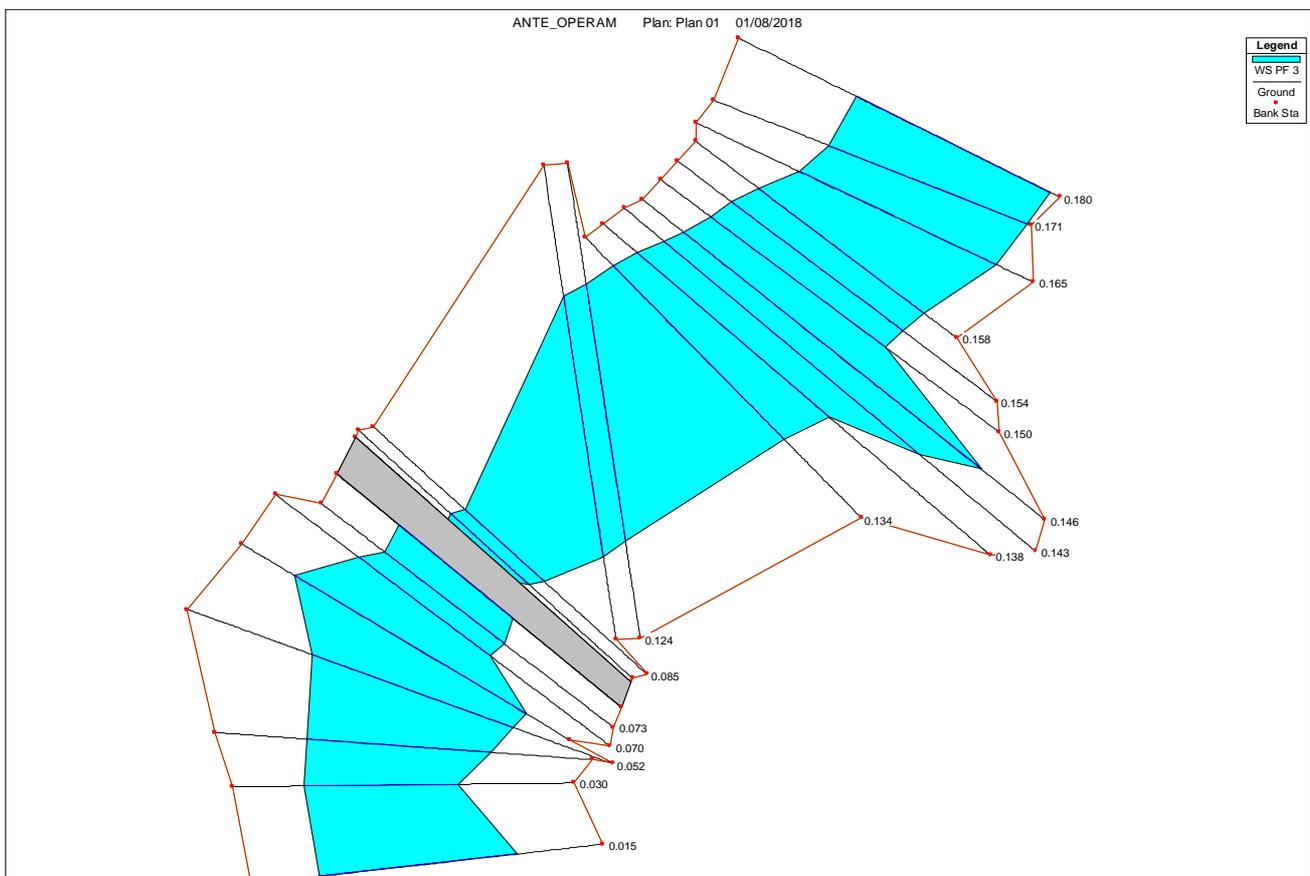


Figura 9: Vista in pianta al passaggio della piena - ante operam

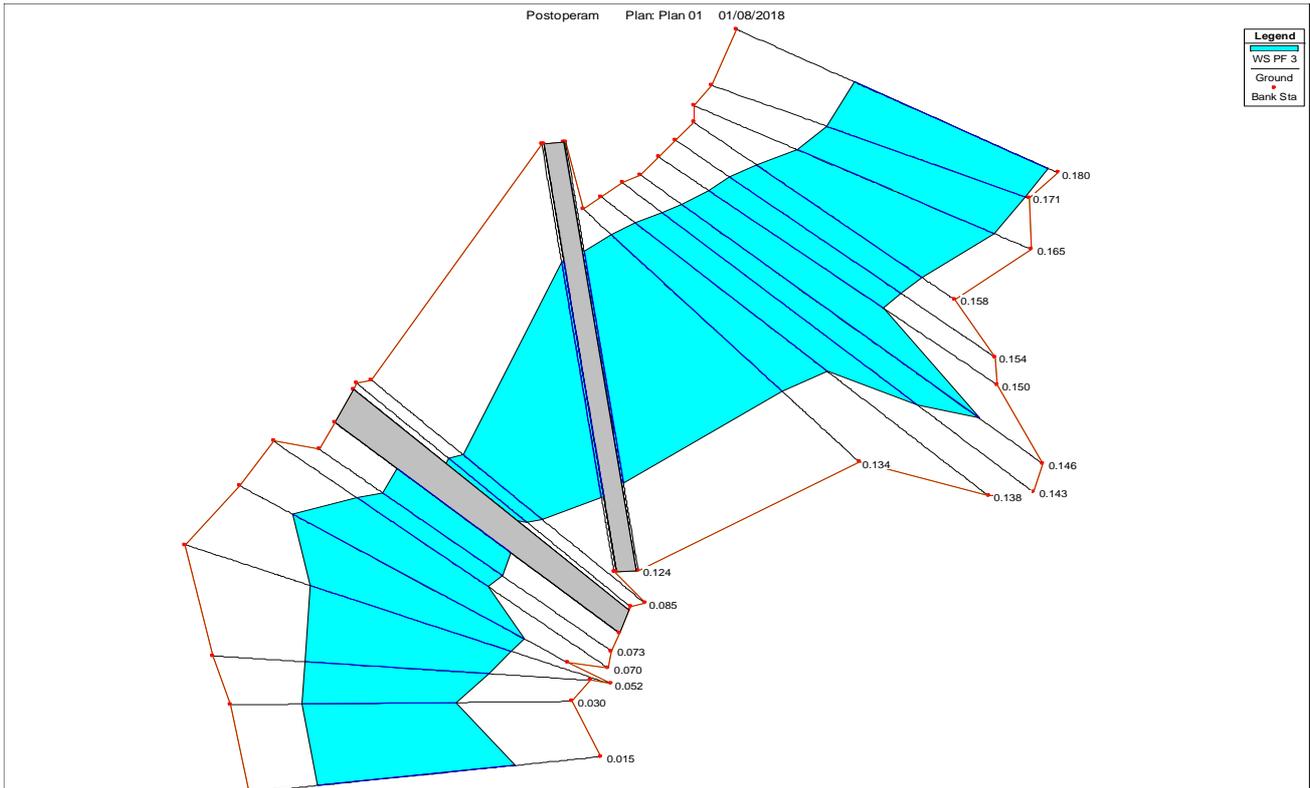


Figura 10: Vista in pianta al passaggio della piena - post operam

6 OPERE DI ATTRAVERSAMENTO

Le opere di attraversamento atte a derivare le portate provenienti dai sottobacini, nonché da parte della piattaforma stradale interessata, sono costituite da tombini scatolari di dimensioni trasversali pari a 1.5 x 1.5 m.

Le portate caratterizzanti il dato di progetto, sono riferite ad un tempo di ritorno pari a 200 anni, valutato in conformità alla "Relazione Idrologica".

BACINO	AREA [km2]	L [m]	H max [m]	H min [m]	DH [m]	i media	tc [h]	Puglisi [h]	tc	h pioggia netta [mm]					Portata al colmo [m3/s]				
										Tr	Tr	Tr	Tr	Tr	Q	Q	Q	Q	Q
										25 anni	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni	Tr 25	Tr 50	Tr 100	Tr 200	Tr 500
A1 Bacino del trebbia	9.65	4646	1360	756	604	0.13	1.976	1.98	81.95	96.77	110.95	125.21	144.19	111.15	131.25	150.49	169.83	195.57	
B3 Donderi	0.76	1526	1070	717	353	0.23	1.125	1.13	54.20	64.82	75.04	85.38	99.19	10.17	12.16	14.08	16.02	18.61	
B4 Montebruno	0.356	751	887	720	167	0.22	0.900	0.90	45.57	54.83	63.77	72.83	84.96	5.01	6.02	7.01	8.00	9.33	
B2 Costazza	0.214	716	945	745	200	0.28	0.821	0.82	42.36	51.10	59.55	68.13	79.62	3.07	3.70	4.31	4.93	5.76	
B1 Costamaglio	0.053	321	893	786	107	0.33	0.593	0.59	32.37	39.46	46.35	53.37	62.82	0.80	0.97	1.15	1.32	1.55	
C1 attraversamento	0.016	141	864	787	77	0.55	0.382	0.38	21.98	27.24	32.40	37.70	44.88	0.26	0.32	0.38	0.44	0.52	
C2 attraversamento	0.03	108	842	788	54	0.50	0.360	0.36	20.80	25.84	30.80	35.89	42.81	0.48	0.60	0.71	0.83	0.99	
C3 attraversamento	0.03	119	849	792	57	0.48	0.377	0.38	21.72	26.93	32.05	37.30	44.43	0.48	0.59	0.71	0.82	0.98	

Tabella 1: Valori di progetto riferiti ad un evento con Tr di 200 anni

La valutazione della portata massima che può transitare nelle condizioni di sicurezza richieste attraverso le opere di attraversamento è stata valutata con il codice H-Y8 della FHWA. Tale codice di calcolo è implementato sulla teoria esposta nel manuale di progettazione Hydraulic Design Series No. 5 "Hydraulic Design of Highway Culverts" (1985) redatto dall'agenzia americana U.S. Federal Highway Administration.

L'approccio utilizzato affronta il problema individuando due possibili sezioni di controllo per il moto:

- l'ingresso (Inlet control)
- l'uscita (Outlet control).

Il funzionamento idraulico dei manufatti di attraversamento a sezione chiusa dipende da numerosi fattori quali:

- la pendenza;
- la sezione;
- la forma;
- la scabrezza;
- i livelli idrici a monte e a valle.

Il comportamento idraulico dei tombini è piuttosto complesso perché può ricadere sia nel campo dell'idraulica a pelo libero che in quello delle condotte in pressione, in funzione della portata transitante.

Le verifiche idrauliche compiute sono finalizzate a determinare che l'altezza d'acqua agli imbocchi siano compatibili con il funzionamento delle opere di attraversamento (inferiori al 70% dell'altezza della canna) senza interessare l'infrastruttura stradale. Il codice di calcolo è in grado di determinare il tipo di funzionamento del tombino, che può essere controllato da monte (inlet control) o da valle (outlet control) e ricavare in base ad esso il grado di riempimento della sezione.

Il "controllo da monte" si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.

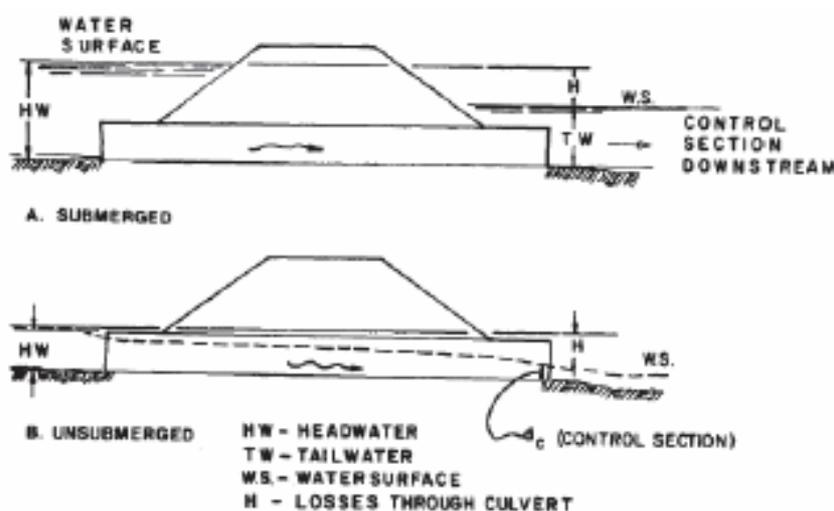


Figura 11: In basso "Moto controllato da monte"; In alto "Moto controllato valle"

Il livello idrico a monte è stato valutato sulla base dei diagrammi sperimentali (Hydraulic Charts for the selection of highway culverts – Bureau of Public Roads – 1964, USA).

Il diagramma della figura a seguire, fornisce tale livello per tombini scatolari in condizioni di "controllo da monte", prendendo in considerazione la portata di progetto e la geometria dell'ingresso (forma e area della sezione).

Il "controllo da valle" si verifica quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l'ingresso. La sezione di controllo si localizza all'uscita del tombino o più a valle.

In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione.

Il diagramma, nel caso di funzionamento per "controllo da valle", consente di valutare il livello idrico tenendo conto della scabrezza, della lunghezza della canna e di eventuali livelli idrici a valle.

Il software HY-8 determina, per diversi valori della portata, il tipo di controllo (inlet/outlet) che si instaura nella canna e fornisce per esso il profilo della superficie idrica lungo la canna e il tirante all'imbocco e allo sbocco.

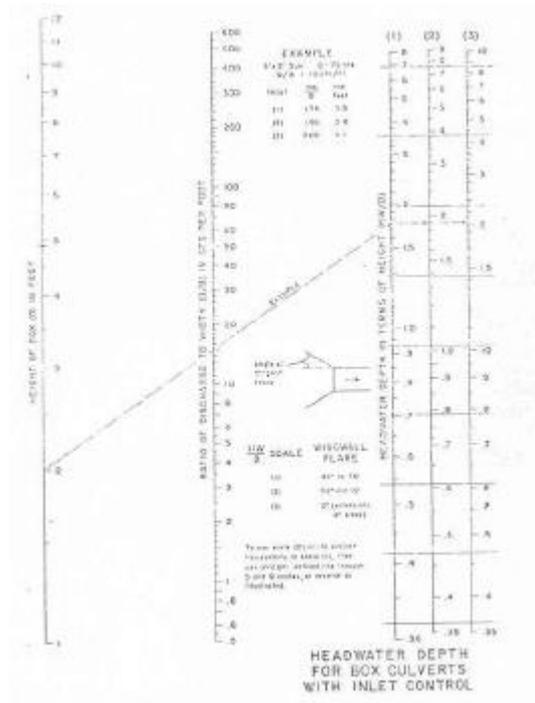


Figura 12: Verifica tombini con moto controllato da monte - Bureau of Public Roads

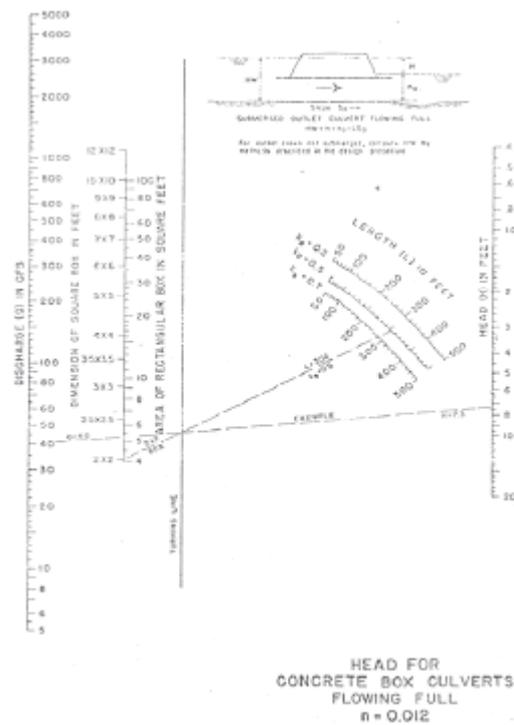


Figura 13: Verifica tombini con moto controllato da valle - Bureau of Public Roads

6.1 VERIFICA TOMBINO SCATOLARE C1 - (OP01 A PK 0+110 KM)

Tale tombino scatolare, viene verificato considerando come evento di progetto la portata:
 $Q = 0.44 \text{ m}^3/\text{s}$

Le simulazioni sono state effettuate tramite il software HY8 della FHWA.

Dai risultati si comprende come per un evento con T_R pari a 200 anni, il tombino scatolare non vada in pressione, permanendo al suo interno lungo tutta la sua estensione, condizioni di deflusso a superficie libera.

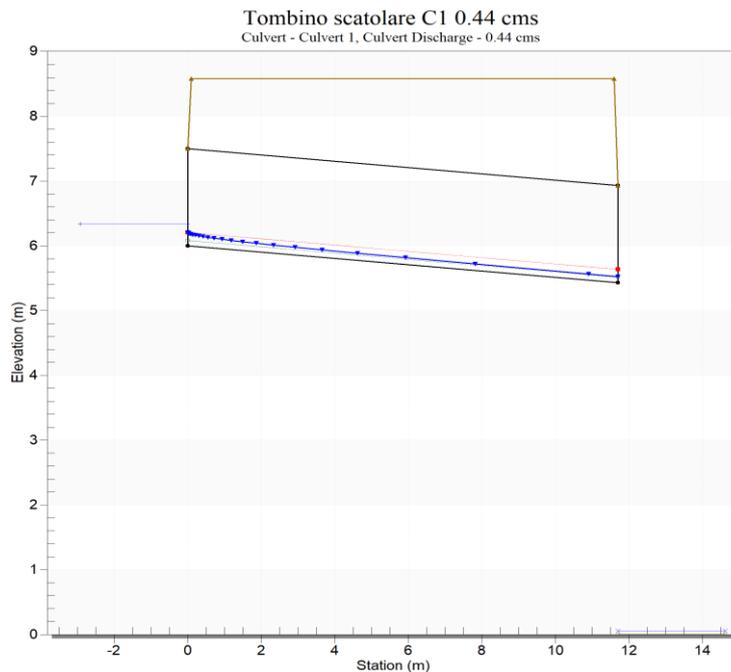


Figura 14: Profilo idraulico attraversamento C1

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Critical Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Tailwater Velocity (m/s)
0.05	0.05	6.08	0.05	0.01	1.68
0.09	0.09	6.12	0.07	0.02	2.10
0.13	0.13	6.15	0.09	0.03	2.41
0.17	0.17	6.18	0.11	0.03	2.67
0.21	0.21	6.20	0.12	0.03	2.89
0.25	0.25	6.23	0.14	0.04	3.09
0.28	0.28	6.25	0.15	0.04	3.26
0.32	0.32	6.27	0.17	0.04	3.42
0.36	0.36	6.30	0.18	0.05	3.57
0.40	0.40	6.32	0.19	0.05	3.71
0.44	0.44	6.34	0.21	0.05	3.83

Secondo le indicazioni di normativa, l'altezza massima di riempimento di un tombino stradale è pari al 70% dell'altezza del tombino stesso (1.05 m per un tombino di 1.5 m).

Dalla tabella precedente si desume come il tirante idrico relativo all'evento critico di progetto, sia inferiore a tale limite.

Il tombino risulta verificato.

6.2 VERIFICA TOMBINO SCATOLARE C2 - (OP02 A PK 0+190 KM)

Tale tombino scatolare, viene verificato considerando come evento di progetto la portata:

$$Q = 0.83 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le simulazioni sono state effettuate tramite il software HY8 della FHWA.

Dai risultati si comprende come per un evento con T_R pari a 200 anni, il tombino scatolare non vada in pressione, permanendo al suo interno lungo tutta la sua estensione, condizioni di deflusso a superficie libera.

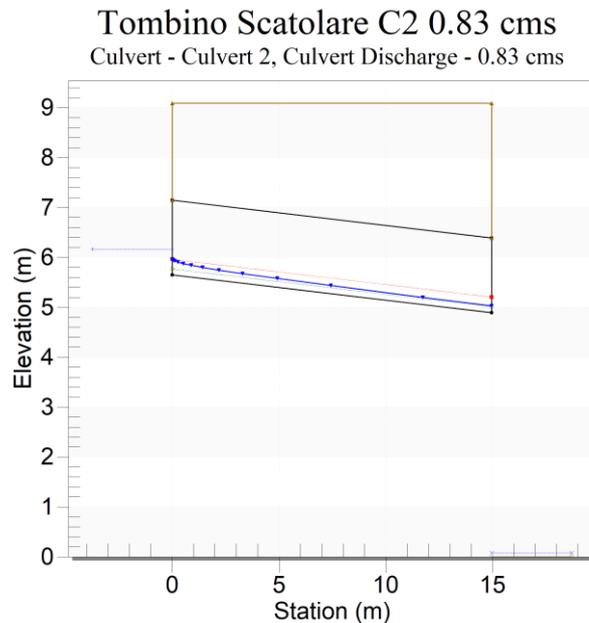


Figura 15: Profilo idraulico attraversamento C2

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Critical Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Tailwater Velocity (m/s)
0.05	0.05	5.73	0.05	0.01	1.68
0.13	0.13	5.80	0.09	0.03	2.41
0.21	0.21	5.85	0.12	0.03	2.89
0.28	0.28	5.90	0.15	0.04	3.26
0.36	0.36	5.95	0.18	0.05	3.57
0.44	0.44	5.99	0.21	0.05	3.83
0.52	0.52	6.03	0.23	0.06	4.07
0.60	0.60	6.06	0.25	0.06	4.28
0.67	0.67	6.10	0.27	0.07	4.47
0.75	0.75	6.13	0.29	0.07	4.65
0.83	0.83	6.16	0.31	0.08	4.82

Secondo le indicazioni di normativa, l'altezza massima di riempimento di un tombino stradale è pari al 70% dell'altezza del tombino stesso (1.05 m per un tombino di 1.5 m).

Dalla tabella precedente si desume come il tirante idrico relativo all'evento critico di progetto, sia inferiore a tale limite.

Il tombino risulta verificato.

6.3 VERIFICA TOMBINO SCATOLARE C3 - (OP05 A PK 0+820 KM)

Tale tombino scatolare, viene verificato considerando come evento di progetto la portata:

$$Q = 0.82 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le simulazioni sono state effettuate tramite il software HY8 della FHWA.

Dai risultati si comprende come per un evento con T_R pari a 200 anni, il tombino scatolare non vada in pressione, permanendo al suo interno lungo tutta la sua estensione, condizioni di deflusso a superficie libera.

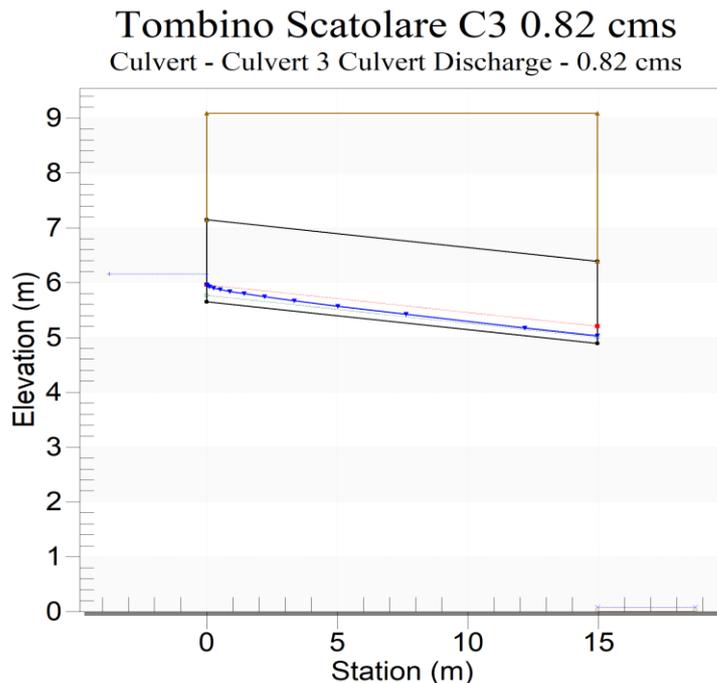


Figura 16: Profilo idraulico attraversamento C3

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Critical Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Tailwater Velocity (m/s)
0.05	0.05	5.73	0.05	0.01	1.68
0.13	0.13	5.80	0.09	0.03	2.40
0.20	0.20	5.85	0.12	0.03	2.88
0.28	0.28	5.90	0.15	0.04	3.25
0.36	0.36	5.94	0.18	0.05	3.55
0.43	0.43	5.98	0.20	0.05	3.82
0.51	0.51	6.02	0.23	0.06	4.05
0.59	0.59	6.06	0.25	0.06	4.26
0.67	0.67	6.09	0.27	0.07	4.46
0.74	0.74	6.13	0.29	0.07	4.63
0.82	0.82	6.16	0.31	0.08	4.79

Secondo le indicazioni di normativa, l'altezza massima di riempimento di un tombino stradale è pari al 70% dell'altezza del tombino stesso (1.05 m per un tombino di 1.5 m).

Dalla tabella precedente si desume come il tirante idrico relativo all'evento critico di progetto, sia inferiore a tale limite.

Il tombino risulta verificato.

6.4 ULTERIORI TOMBINI SCATOLARI: OP03-04-06-07

Lungo il tracciato sono stati inseriti ulteriori 4 attraversamenti, sempre scatolari di dimensioni 1.5 x 1.5 m come i tre sopra verificati, per ripristinare piccoli attraversamenti esistenti a servizio di zone d'interbacino e permettere lo scarico delle acque di piattaforma e versante.

- OP03 a pk 0+270 Km
- OP04 a pk 0+790 Km
- OP06 a pk 0+880 Km
- OP07 a pk 1+710 Km

Considerata la scelta di mantenere la medesima sezione già utilizzata per i tre tombini principali, per uniformità di tipologie costruttive, sono state omesse le verifiche di questi attraversamenti, manifestamente verificati anche alla luce delle verifiche dei paragrafi precedenti sui tre tombini principali.

6.5 VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI B1, B2, B3, B4

Relativamente alle verifiche di compatibilità idraulica degli attraversamenti B1, B2, B3 e B4, le analisi in moto permanente non rilevano situazioni critiche: le pile dei viadotti V1, V2, V3, V4 non sono interessate dalla piena. Si riportano nell'allegato A, gli output delle analisi riferite, per ciascun attraversamento, ad eventi di piena con tempi di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni.

7 IDRAULICA DI PIATTAFORMA

Per consentire un adeguato smaltimento delle acque di piattaforma dell'infrastruttura stradale sono state previste delle specifiche opere idrauliche.

7.1 SEZIONI IN TRINCEA

Nei tratti al piede delle trincee è prevista la realizzazione di cunette alla francese in cls di larghezza di fondo pari a 1.00 m, più una eventuale collettore sottostante.

7.2 SEZIONI IN RILEVATO

In tali casi le acque meteoriche vengono allontanate dalla piattaforma stradale mediante embrici disposti ad opportuno interasse.

7.3 SEZIONI IN GALLERIA

All'interno della galleria si dispone un sistema di collettamento delle acque costituito da collettori in PEAD di diametro pari a DN 400 mm.

7.4 SEZIONI IN VIADOTTO

Sull'impalcato dei viadotti si dispongono collettori in PVC di DN 300mm atti a raccogliere le acque meteoriche, tali collettori presentano delle bocche d'ingresso per l'acqua disposte ad interasse di 15m.

7.5 DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

Nel calcolo del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere è quella corrispondente ad un evento con tempo di ritorno pari a 25 anni, per tale valore si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta.

7.5.1 *Stima piogge di progetto*

Per la valutazione delle massime portate, affluenti nelle tubazioni e nelle canalizzazioni dei diversi tronchi del sistema di drenaggio è stata utilizzata la formula del metodo razionale.

$$Q_p = \frac{\phi_c \times b_c + \phi_s \times b_s + \phi_e \times b_e}{3600} \times L \times i_c \quad (\text{l/s})$$

Dove

Q_p = portata massima di pioggia

$c = 0.9$ coefficiente di deflusso della piattaforma stradale

$s = 0.5$ coefficiente di deflusso delle scarpate

$s = 0.4$ coefficiente di deflusso delle aree esterne

b_c = larghezza della piattaforma stradale [m]

b_s = larghezza della fascia esterna [m]

L = lunghezza tratto [m]

i_c = intensità di pioggia critica [mm/h] ($T_r = 25$ anni, $t_c = 5$ minuti)

7.5.2 Calcolo dell'interasse caditoie delle conette alla francese

Le canalette sono previste nella carreggiata esterna dei tratti in curva della strada ed hanno le caratteristiche geometriche indicate nelle sezioni tipo.

La portata massima smaltibile dalla cunetta in funzione della pendenza longitudinale della strada è ottenuta, una volta fissato il massimo riempimento $y=10\text{cm}$, mediante la relazione di Gauckler-Strickler:

$$Q_s = K \cdot A_c \cdot R_I^{2/3} \cdot j_c^{1/2}$$

Dove:

$K = 70$

J_c = pendenza longitudinale

A_c Area Bagnata in m^2

R = Raggio idraulico in m

Qualora l'apporto di acqua meteorica raggiunge in un tratto di strada il valore di portata massima, sarà necessario disporre una caditoia in grado di deviare le acque defluenti in un tubo collettore, che nel caso specifico è un collettore in PEAD di DN400 mm.

In tale maniera è stato verificato l'interasse minimo tra i pozzetti di raccolta.

Tuttavia, al fine di consentire la pulizia e manutenzione della tubazione tra due pozzetti contigue, l'interasse viene limitato a 40 m.

7.5.2.1 VERIFICA IDRAULICA DEI COLLETTORI

Il diametro dei tubi di collegamento tra i pozzetti di raccolta sottostanti la cunetta, è stata effettuata con la formula di Chezy:

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

i = pendenza longitudinale della tubazione

A = Area bagnata sezione collettore

R = raggio idraulico

K = 70 tubazioni in c.a

= 90 tubazioni in materiale plastico.

Al fine di garantire un margine di sicurezza adeguato la portata massima deve essere pari all'80 % di quella di tubo pieno.

Le verifiche menzionate, sono riportate in forma tabellare nell'allegato B.

8 ALLEGATO A

8.1 VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA FIUME TREBBIA

8.1.1 Profili idrici "Ante Operam"

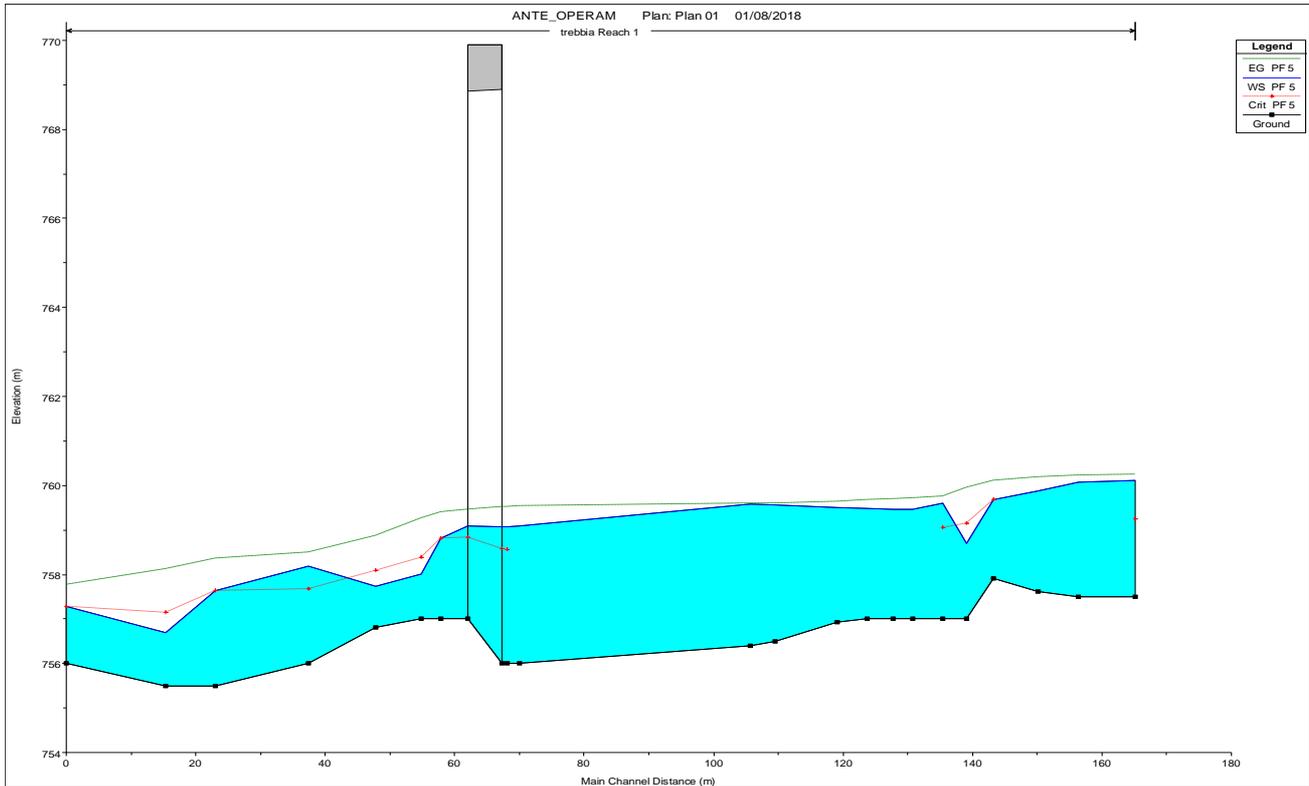


Figura 17: Q (T_r 5 anni)

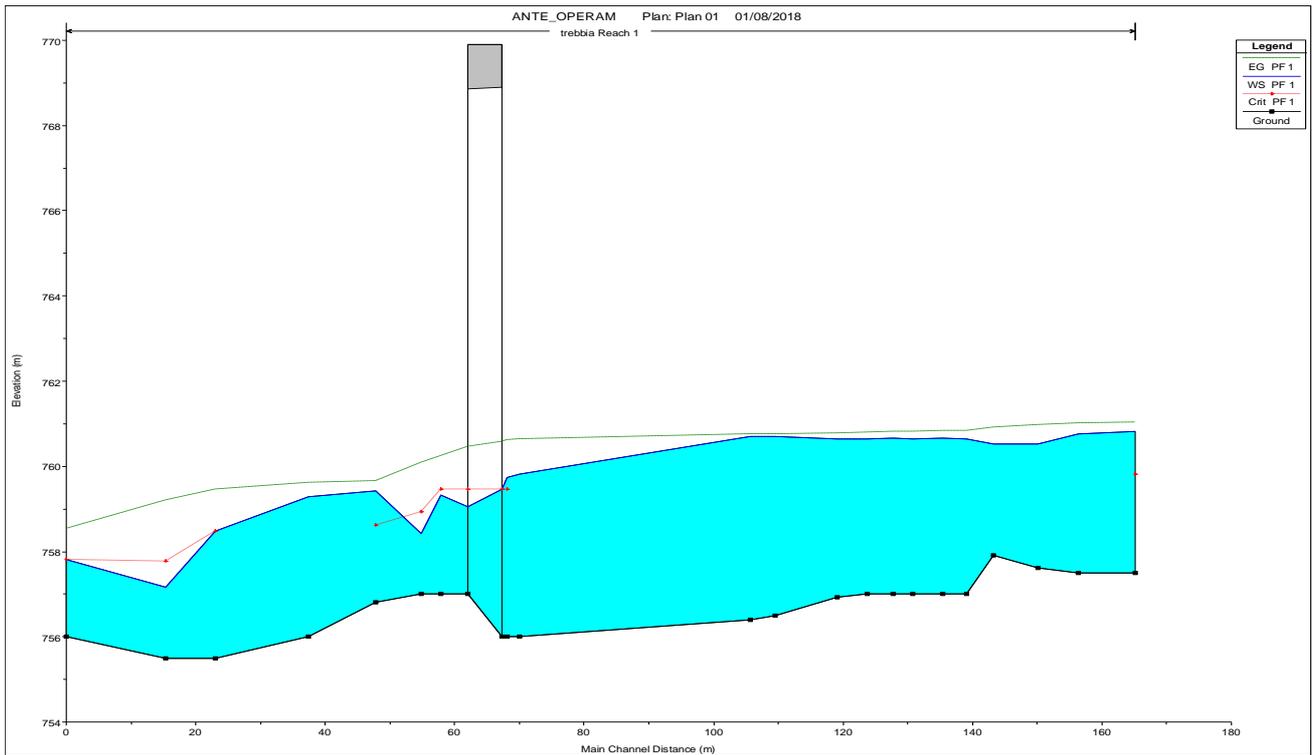


Figura 18: Q (T_r 50 anni)

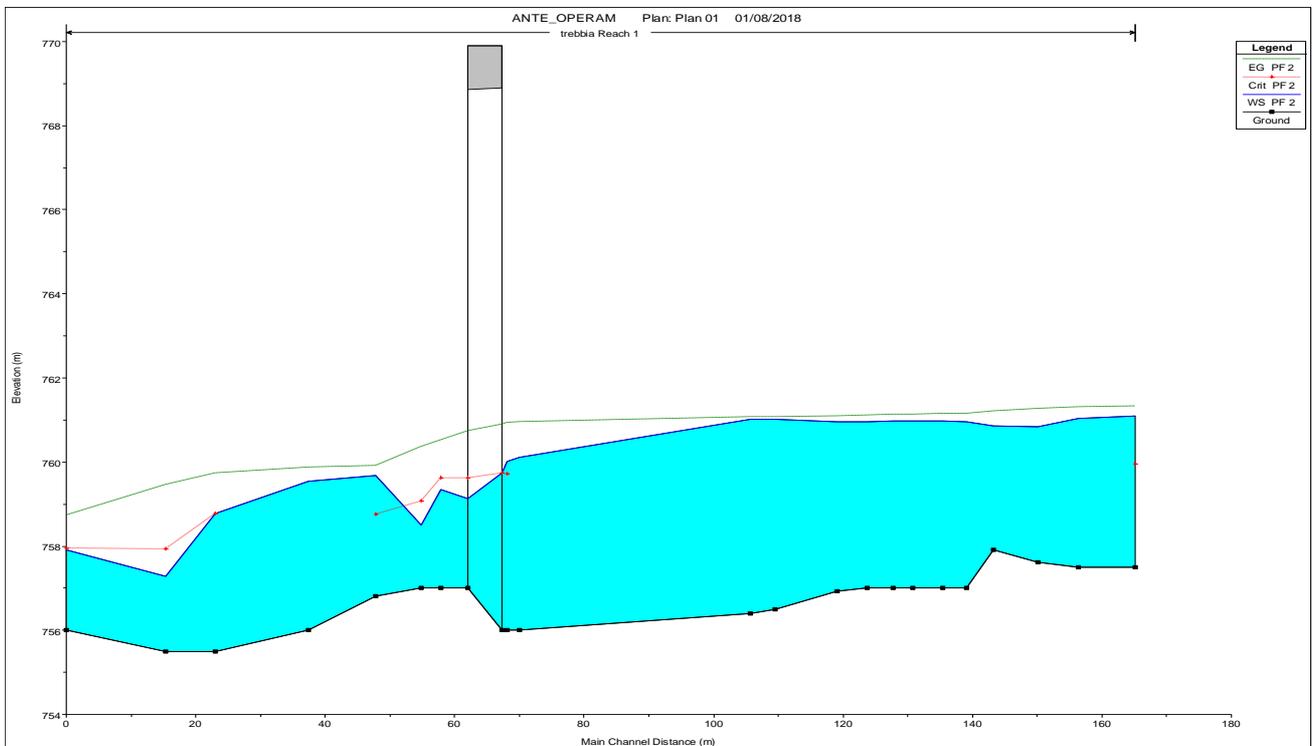


Figura 19: Q (T_r 100 anni)

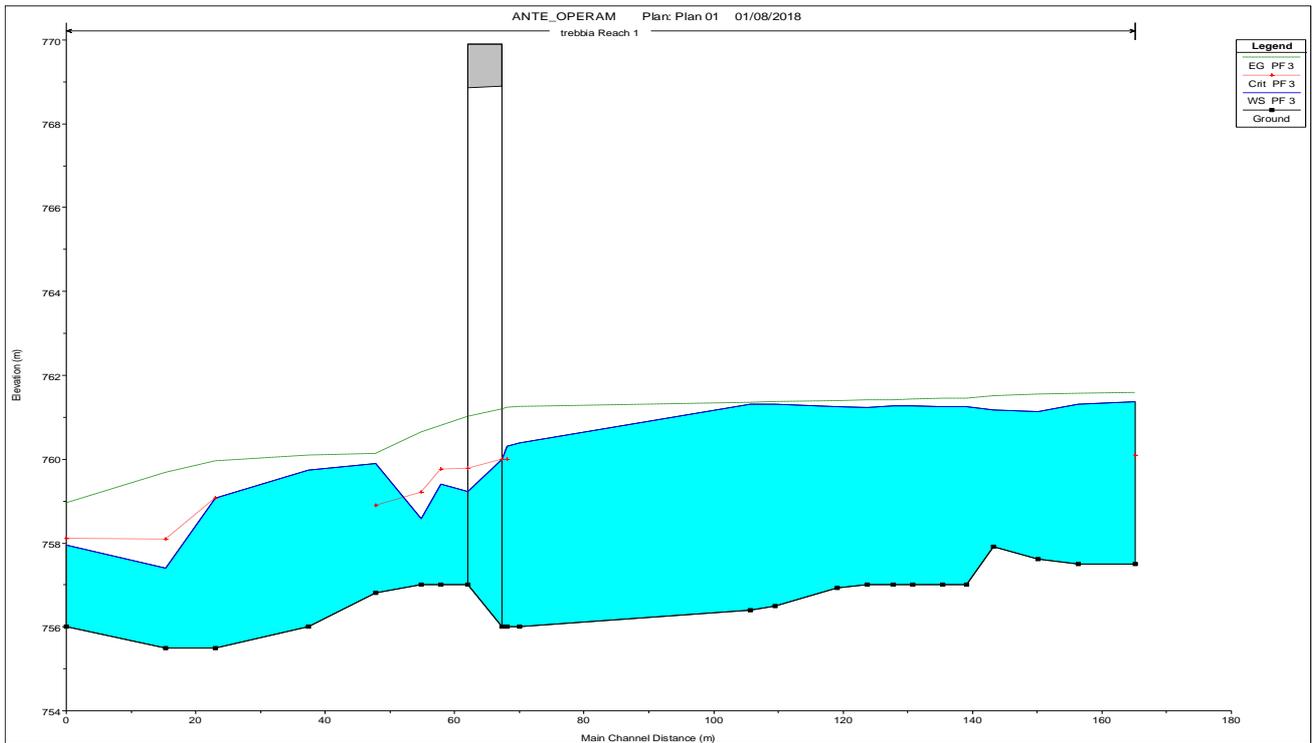


Figura 20: Q (T_r 200 anni)

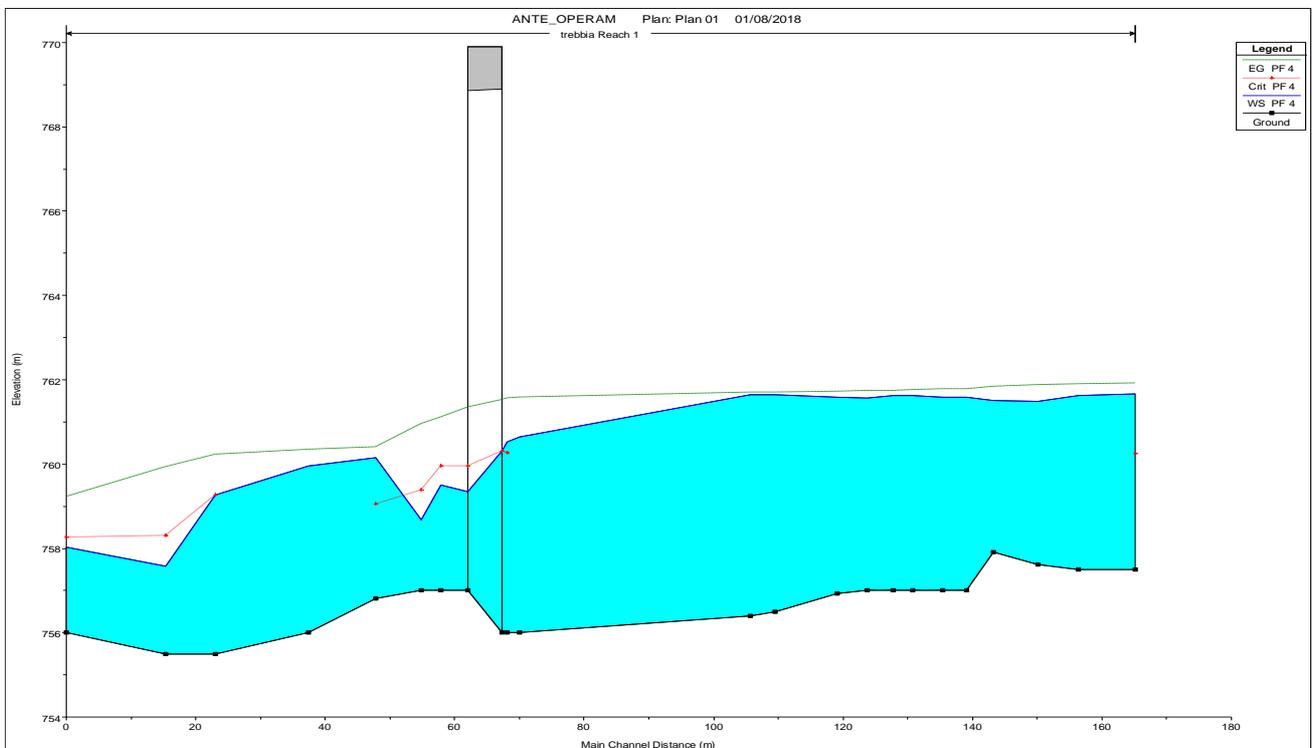


Figura 21: Q (T_r 500 anni)

8.1.2 Profili idrici "Post Operam"

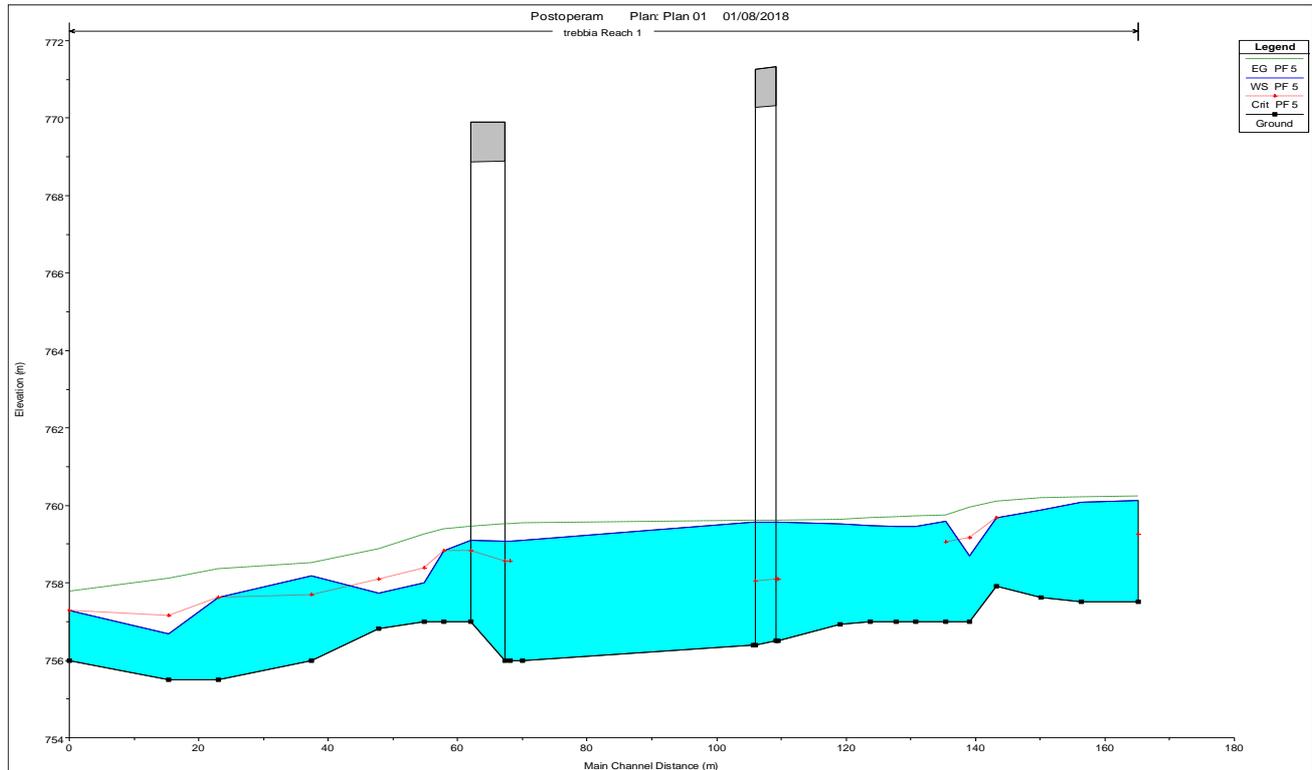


Figura 22: Q (T_r 5 anni)

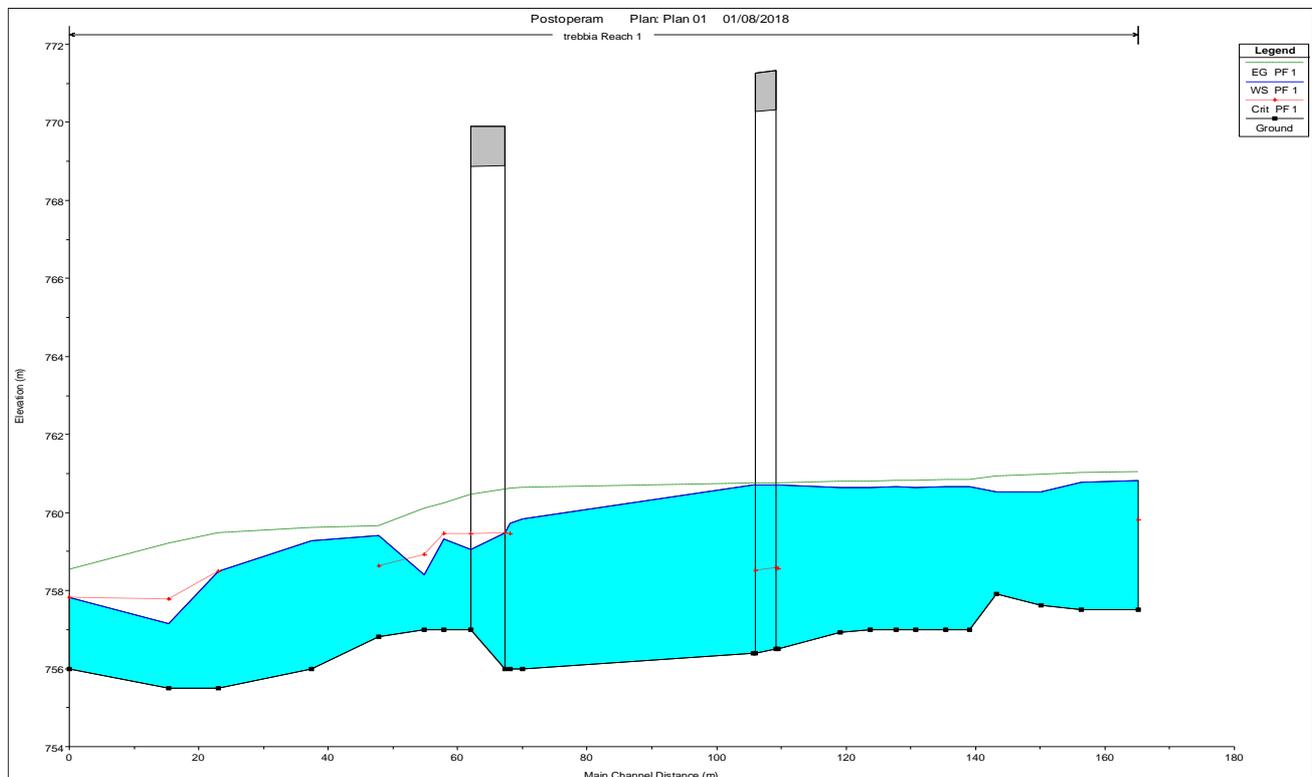


Figura 23: Q (T_r 50 anni)

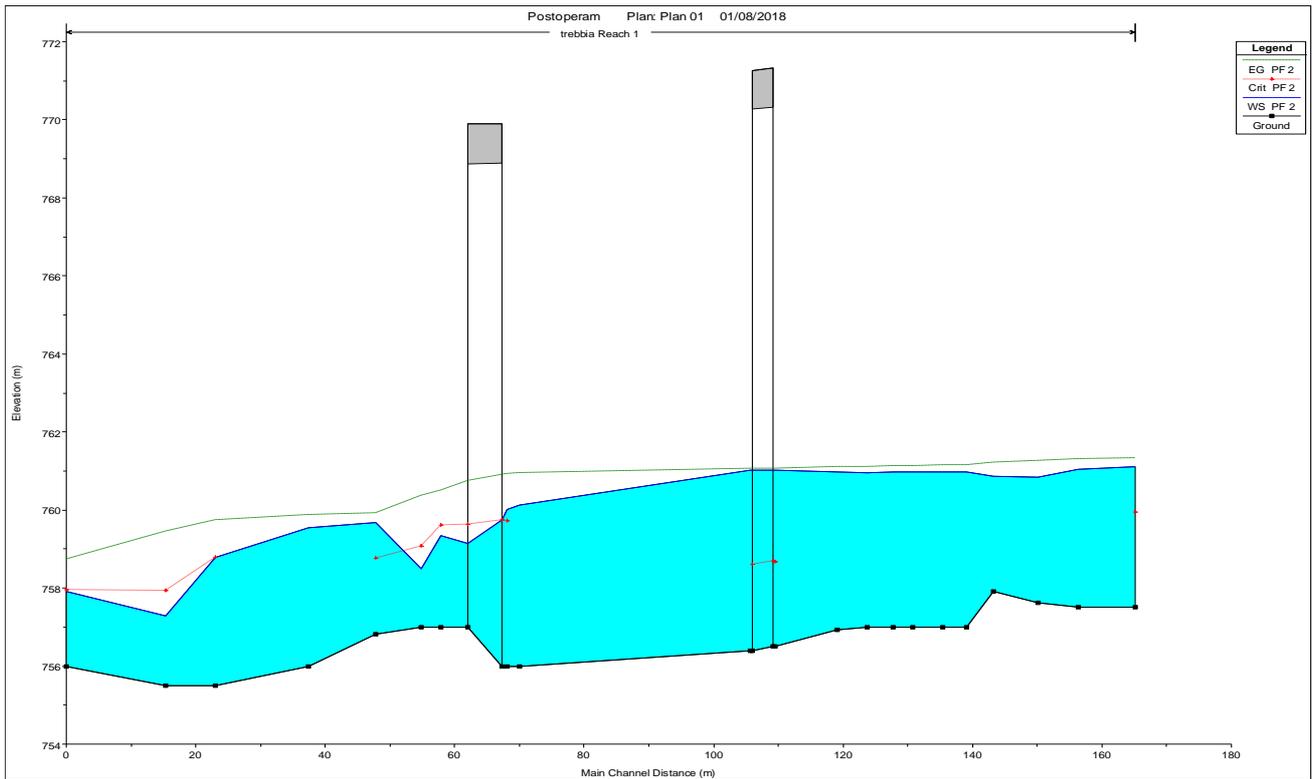


Figura 24: Q (T_r 100 anni)

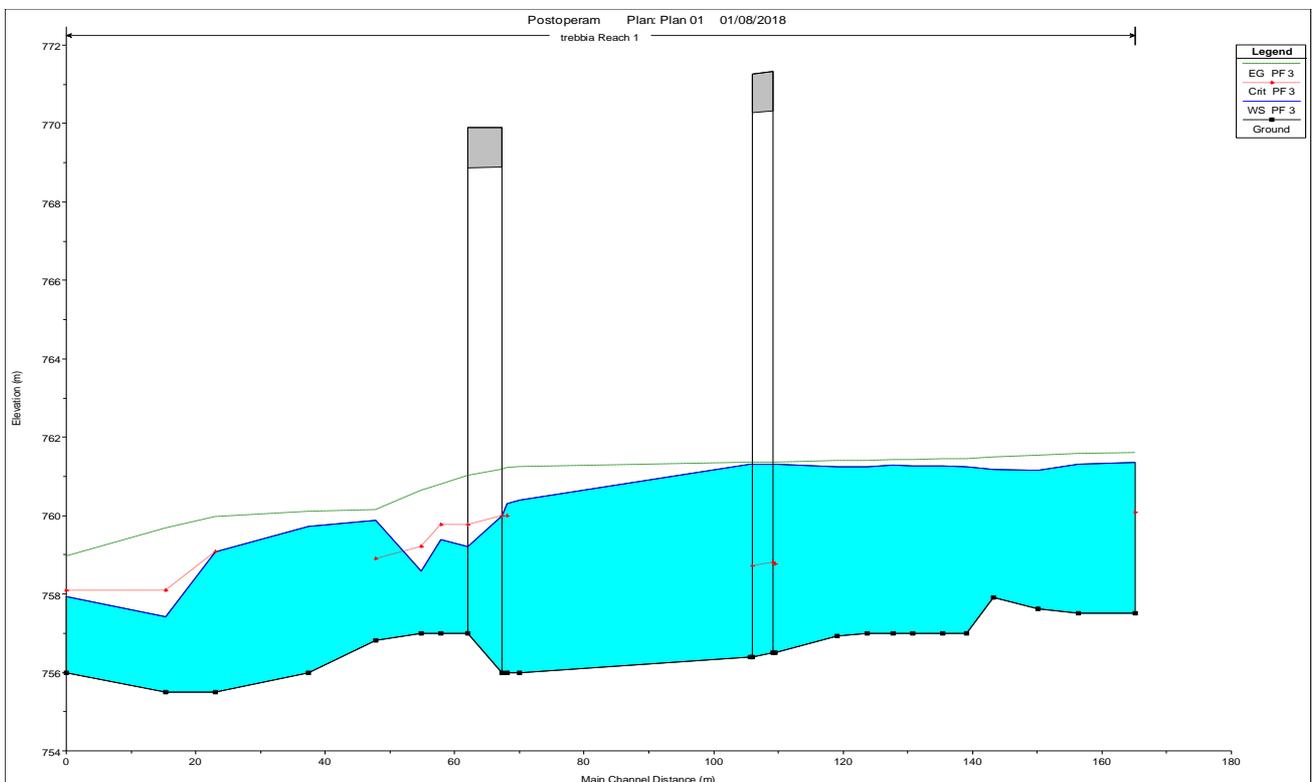


Figura 25: Q (T_r 200 anni)

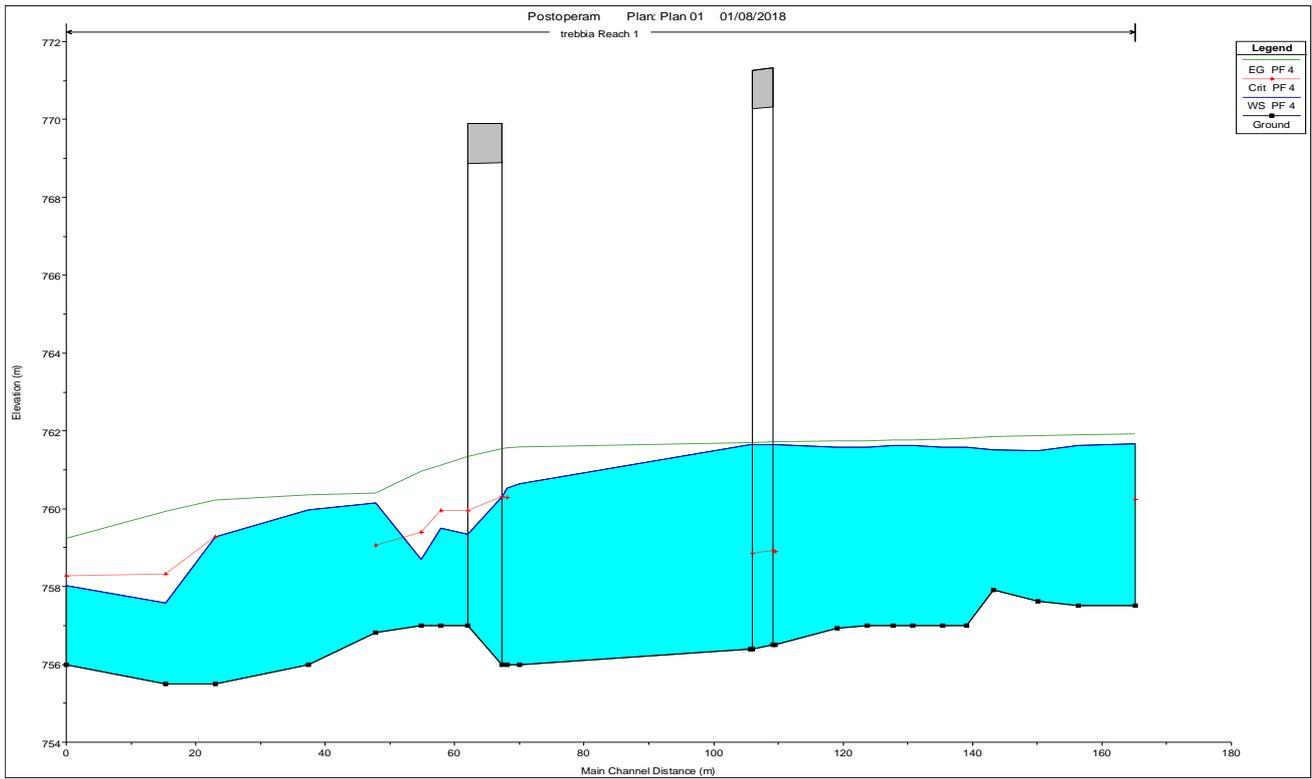


Figura 26: $Q (T_r 500 \text{ anni})$

8.1.2.1 SEZIONI IDRAULICHE A MONTE E A VALLE DEL NUOVO ATTRAVERSAMENTO

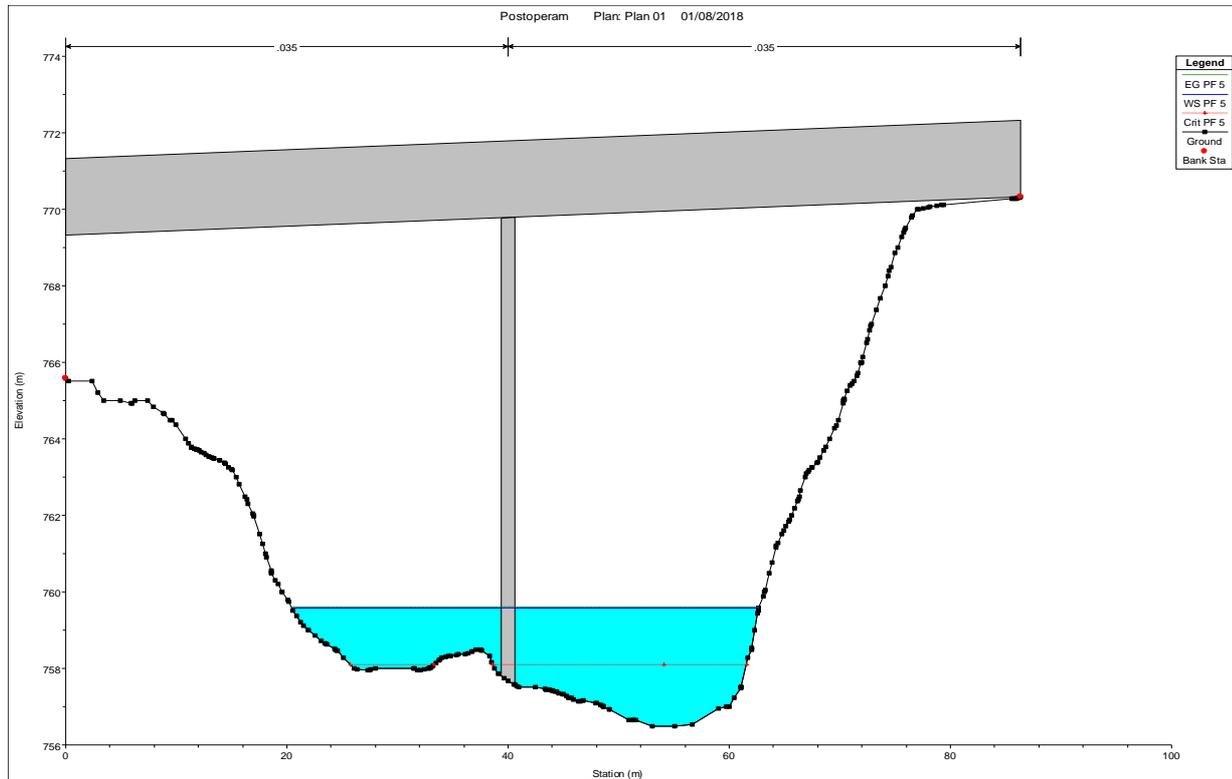


Figura 27: $Q (T_r 5 \text{ anni})$ – sezione di monte

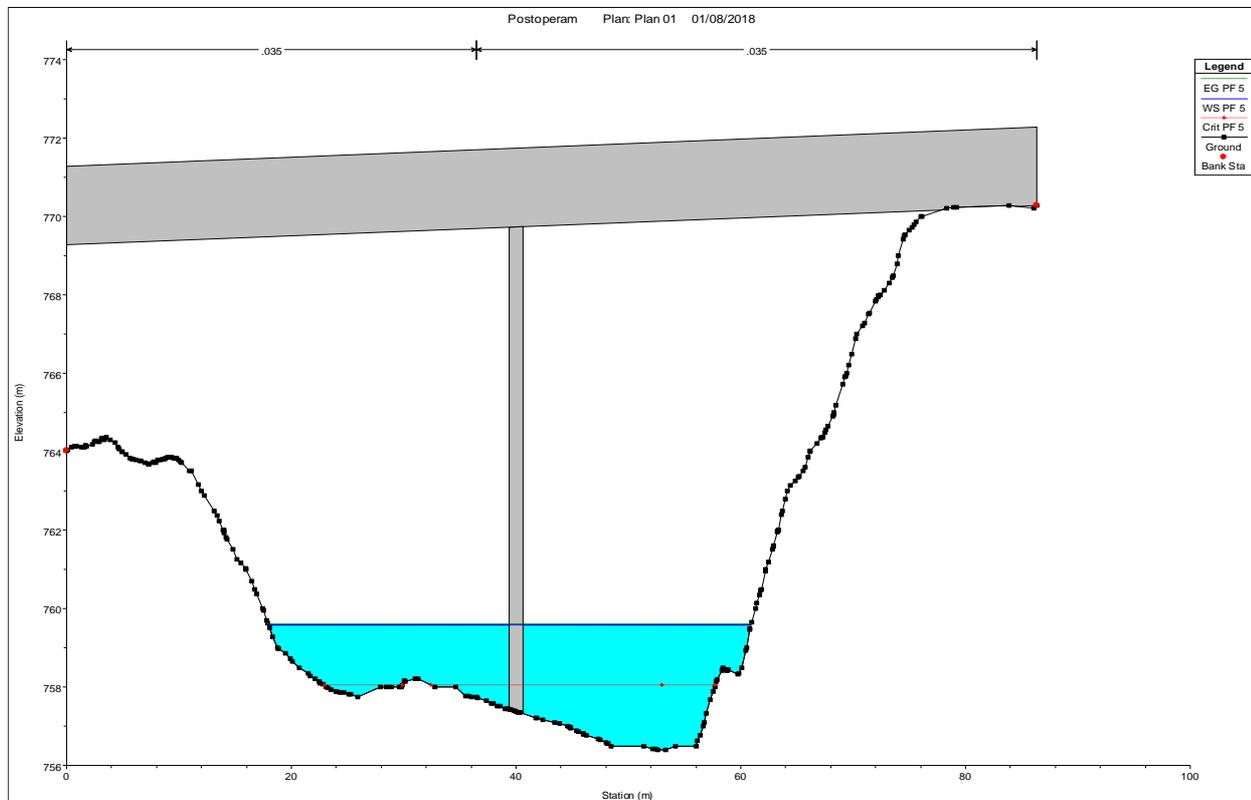


Figura 28: $Q (T_r 5 \text{ anni})$ – sezione di valle

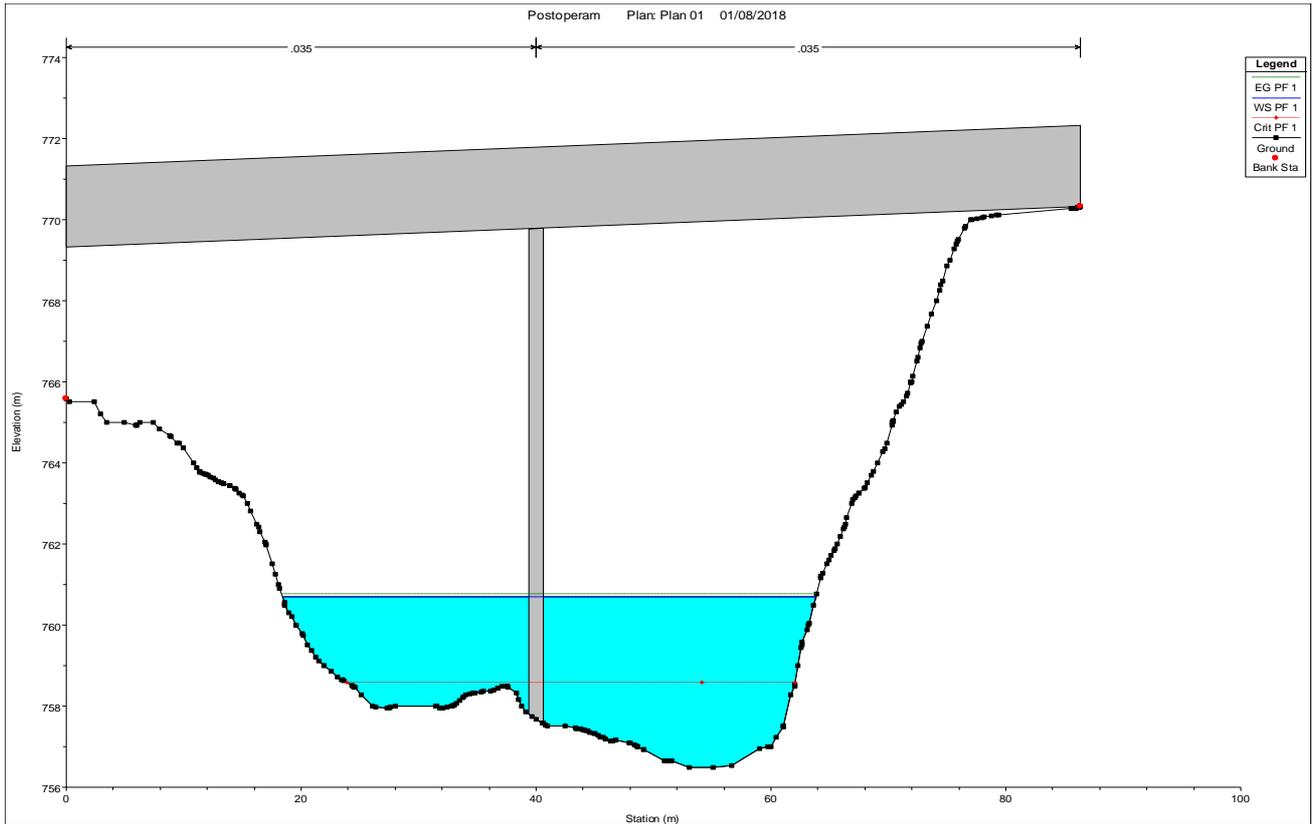


Figura 29: $Q (T_r 50 \text{ anni})$ – sezione di monte

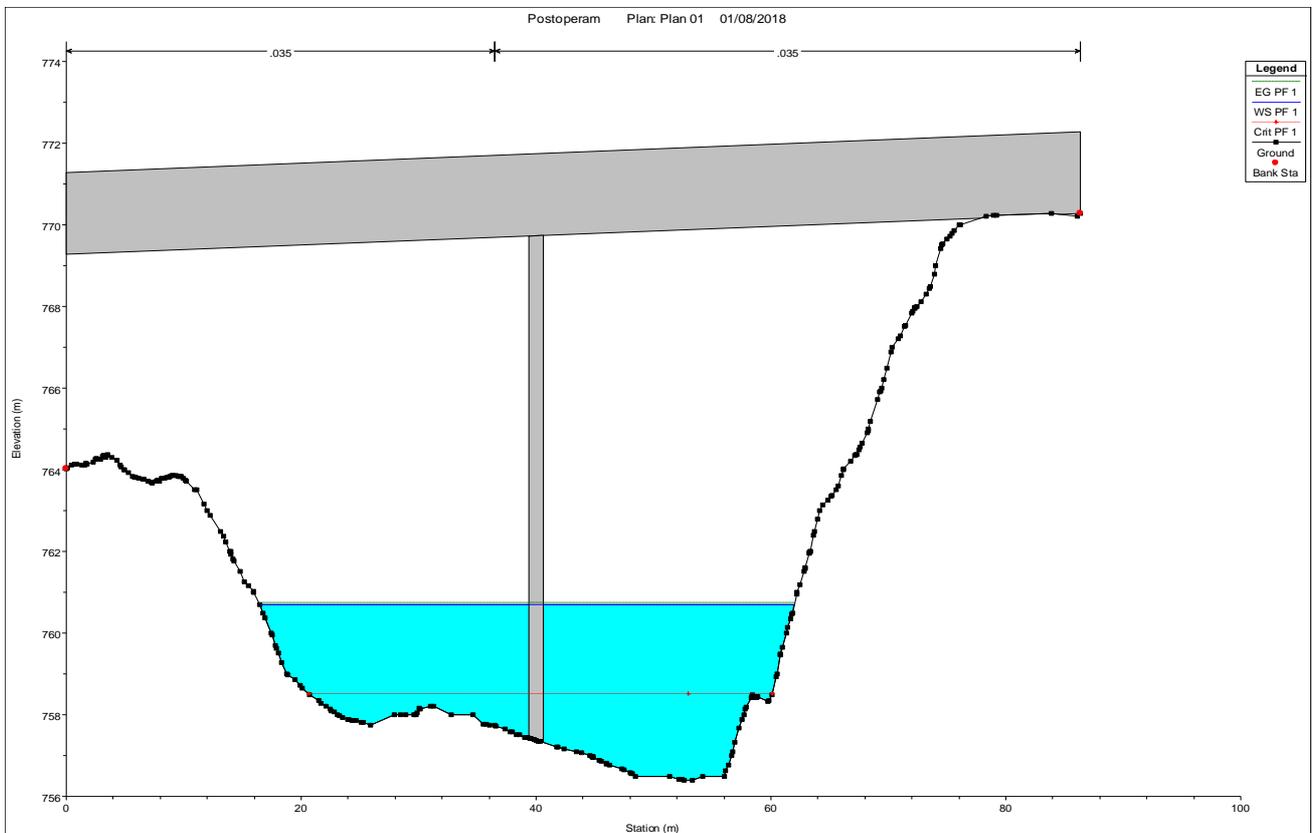


Figura 30: $Q (T_r 50 \text{ anni})$ – sezione di valle

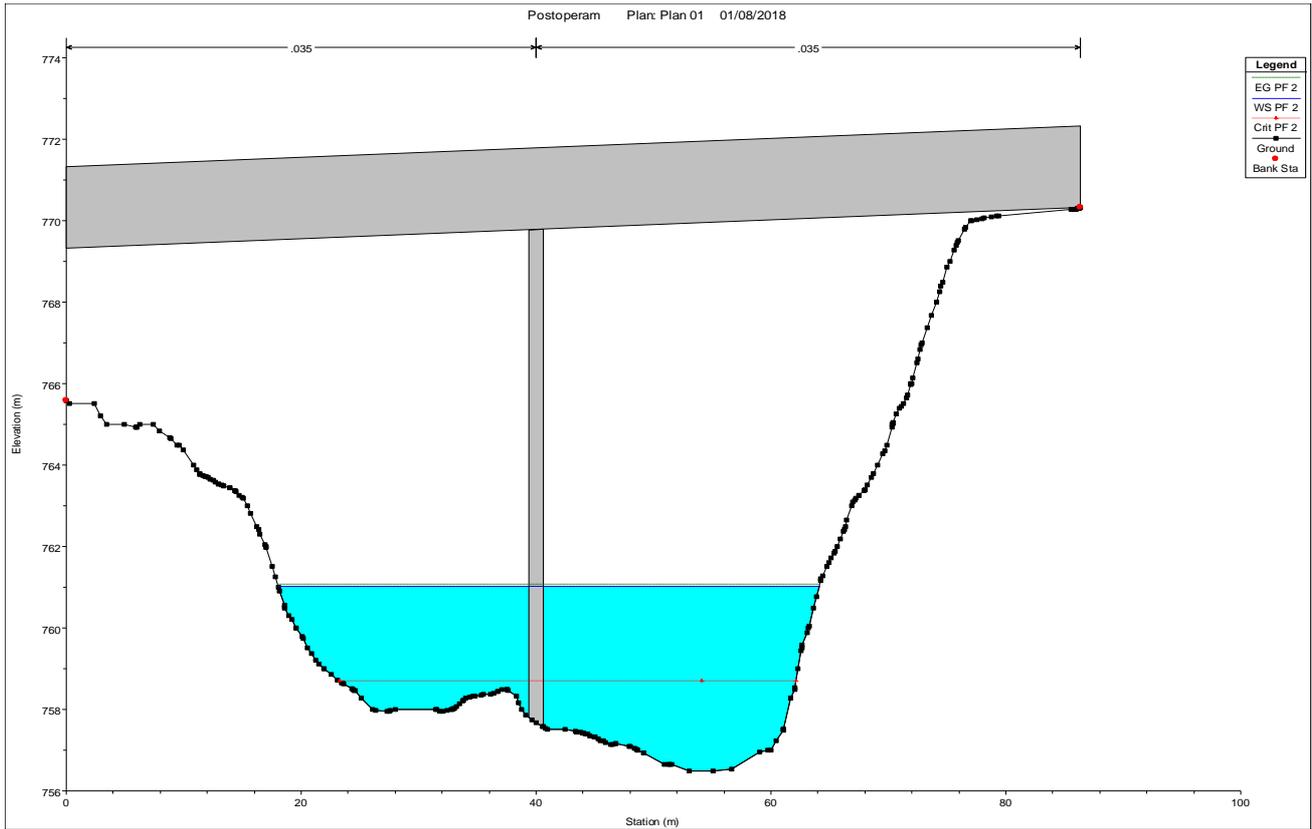


Figura 31: $Q (T_r, 100 \text{ anni})$ – sezione di monte

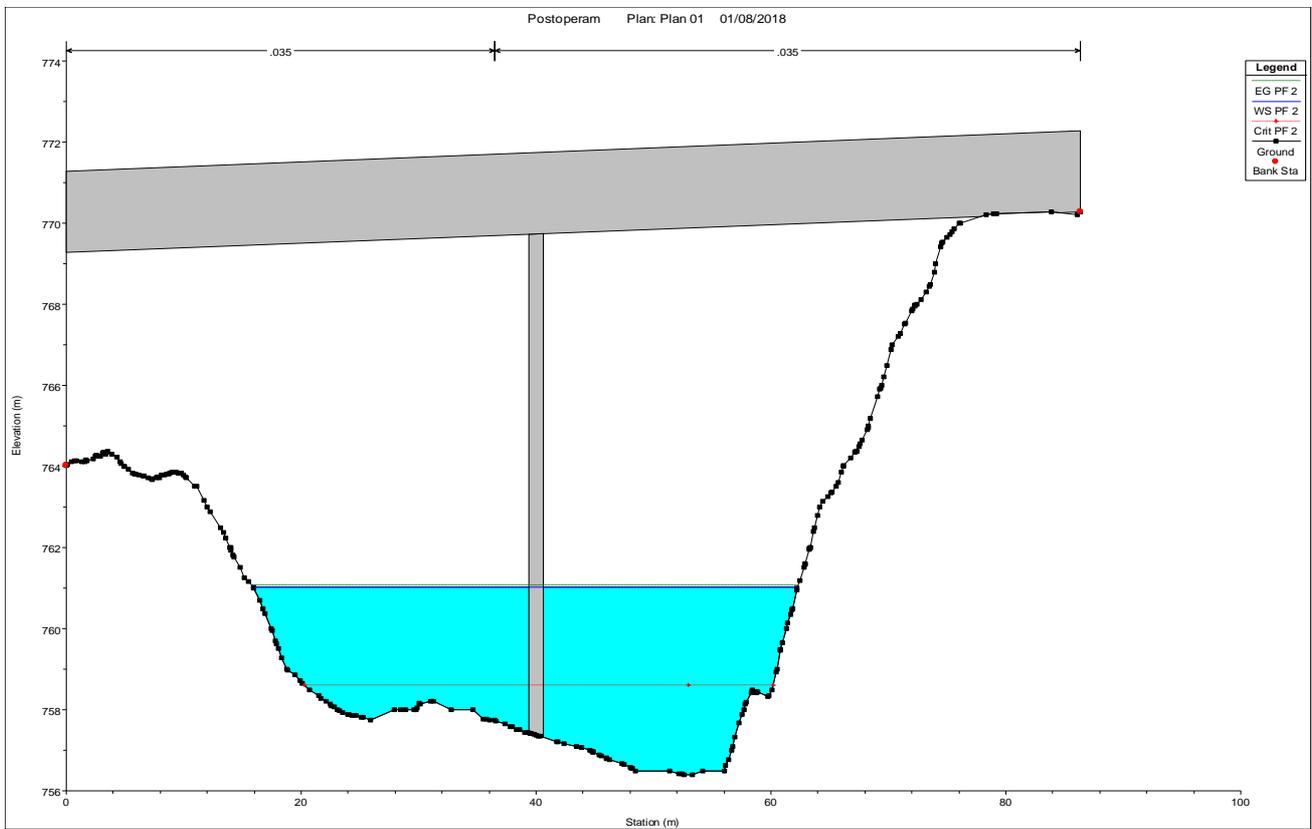


Figura 32: $Q (T_r, 100 \text{ anni})$ – sezione di valle

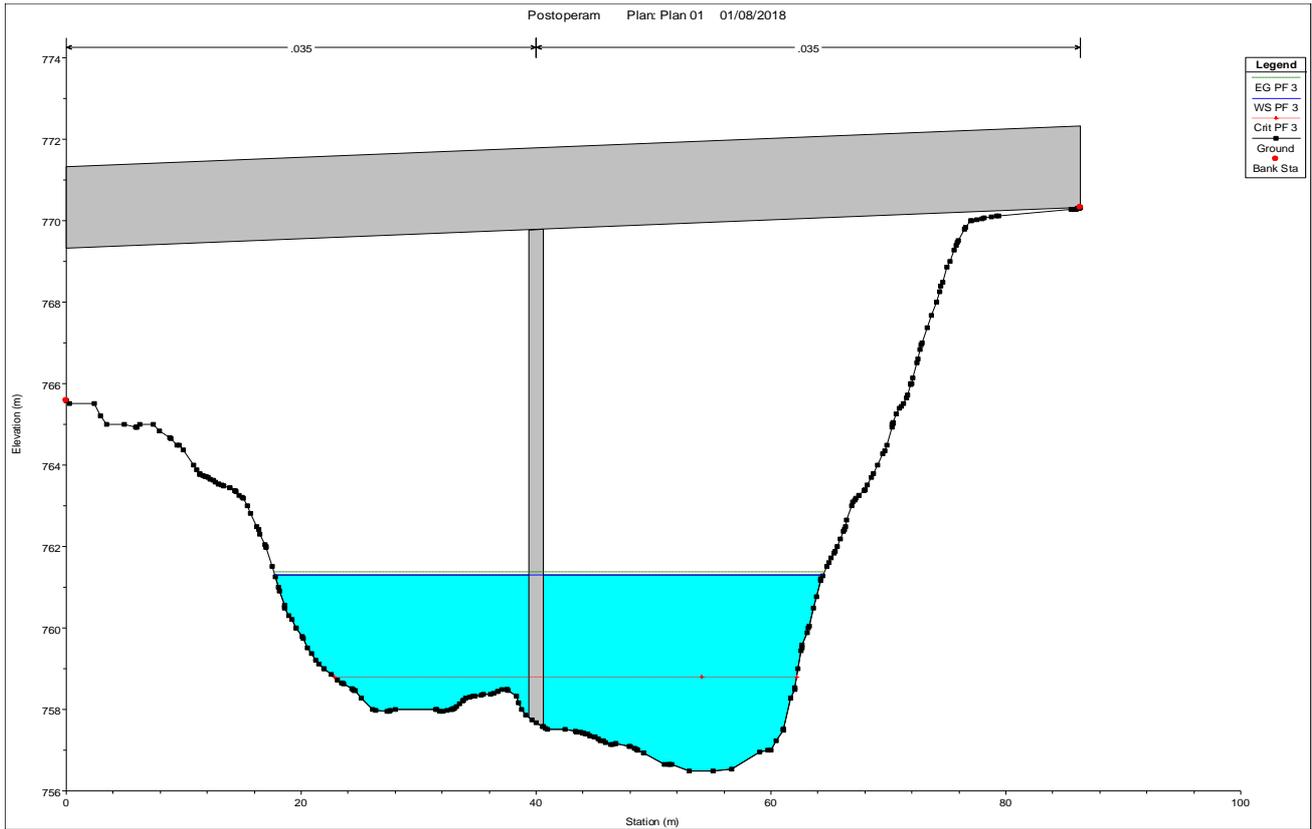


Figura 33: $Q (T_r 200 \text{ anni})$ – sezione di monte

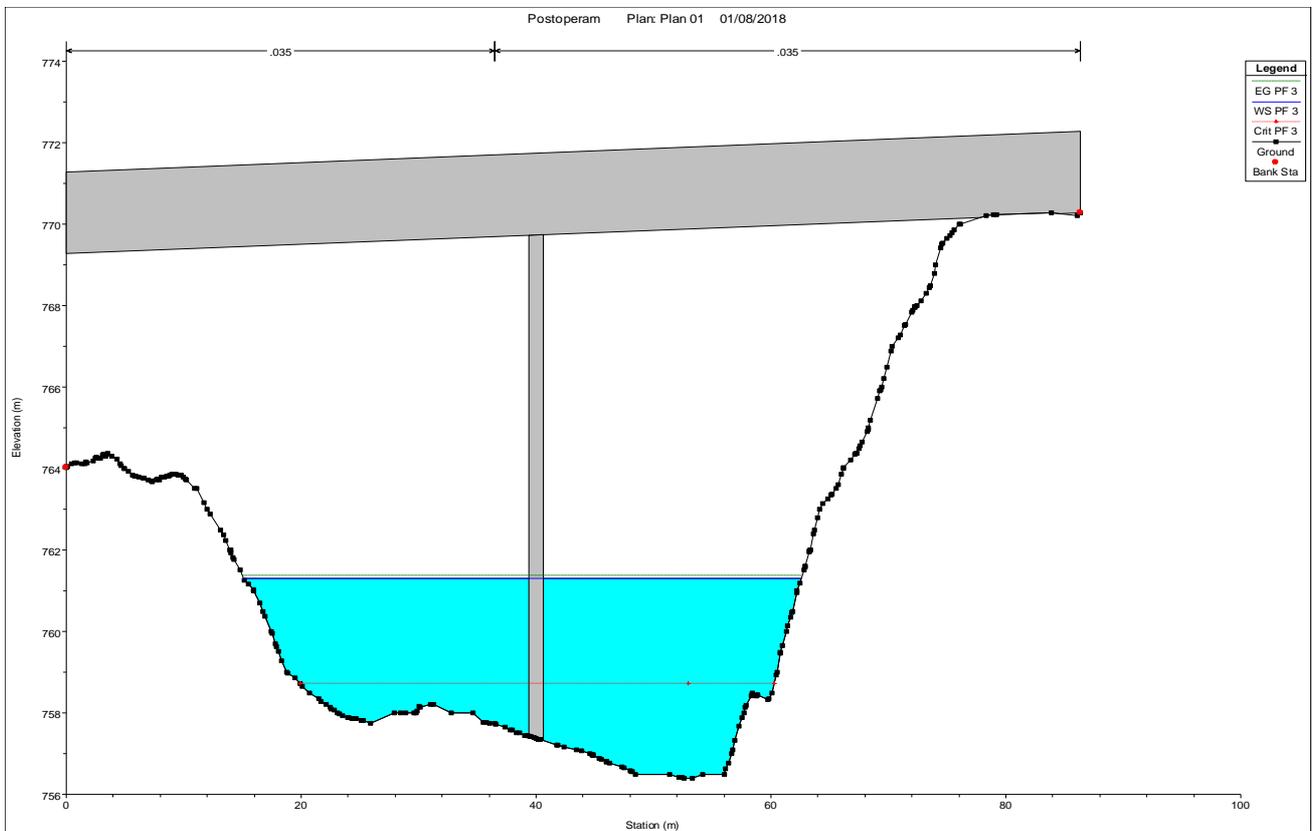


Figura 34: $Q (T_r 200 \text{ anni})$ – sezione di valle

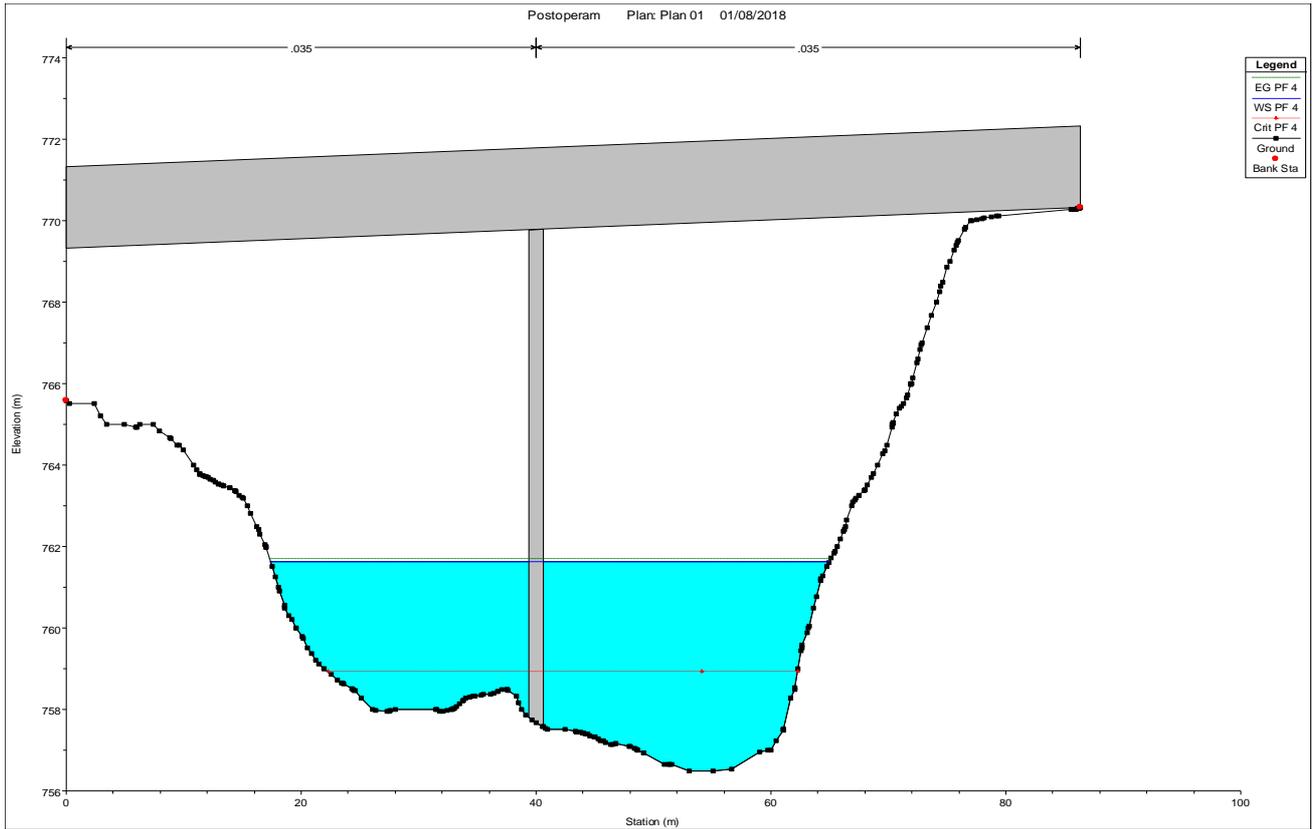


Figura 35: $Q (T_r 500 \text{ anni})$ – sezione di monte

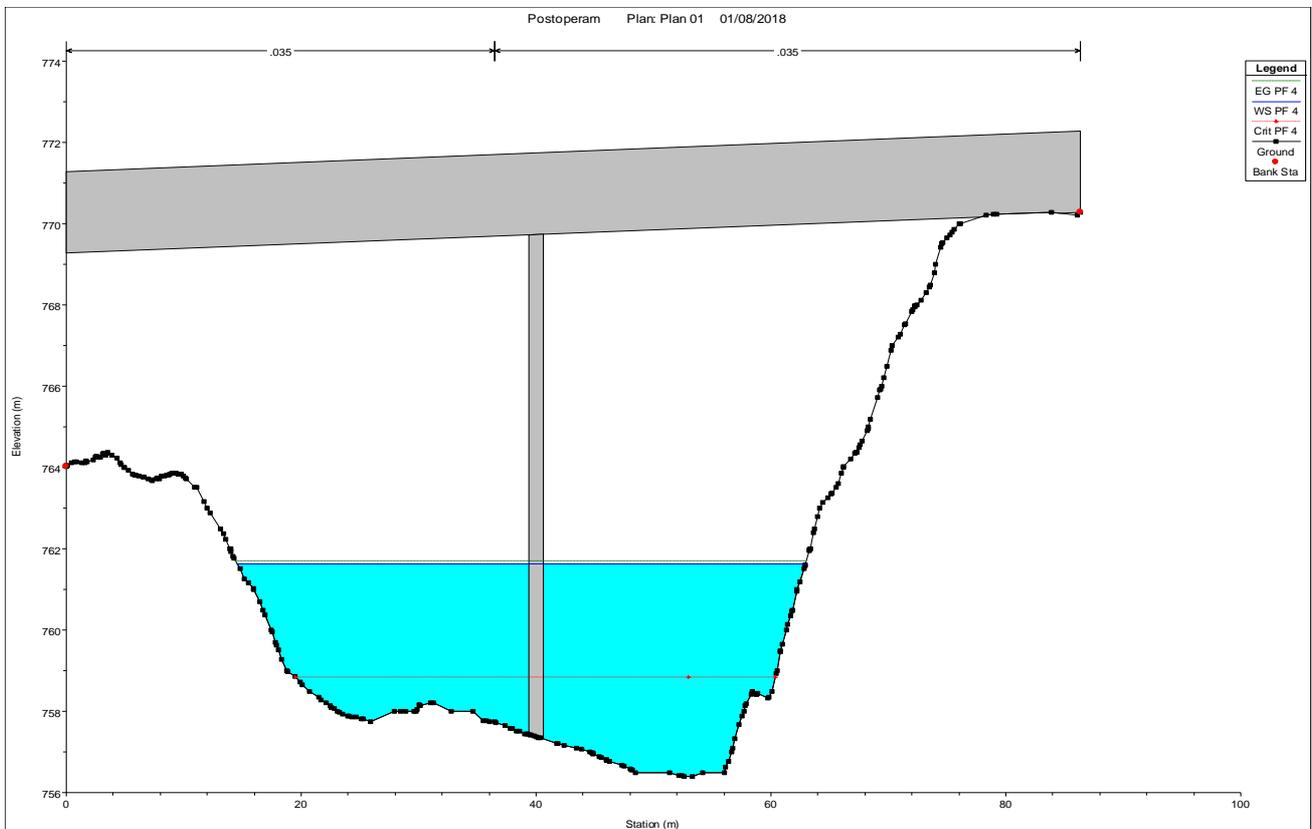
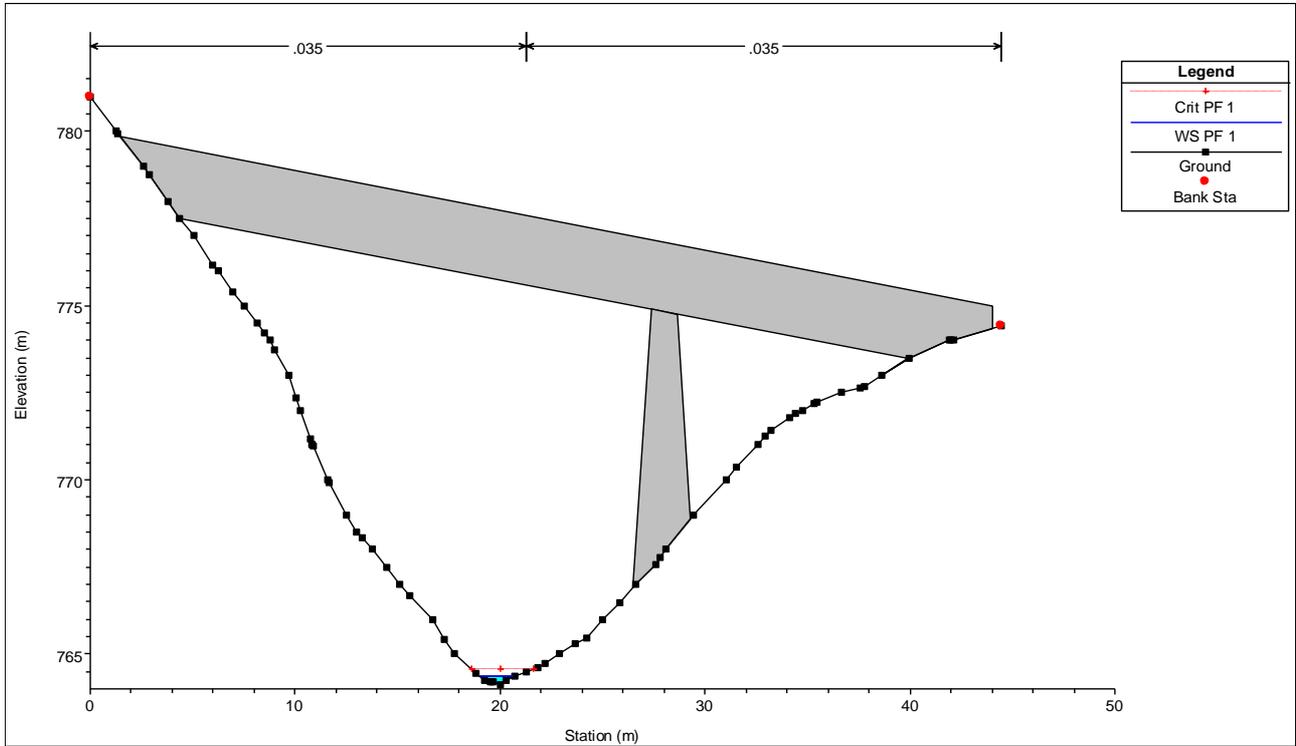


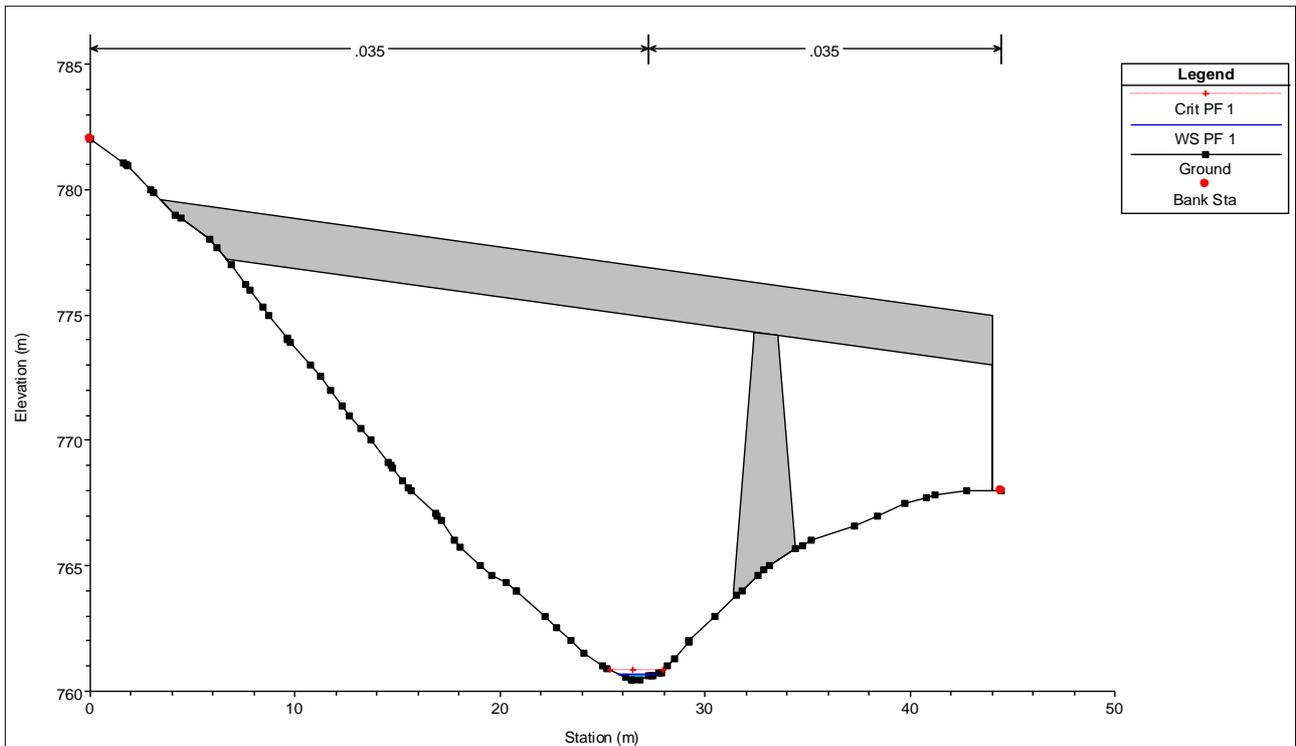
Figura 36: $Q (T_r 200 \text{ anni})$ – sezione di valle

8.2 VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA ATTRAVERSAMENTO B1

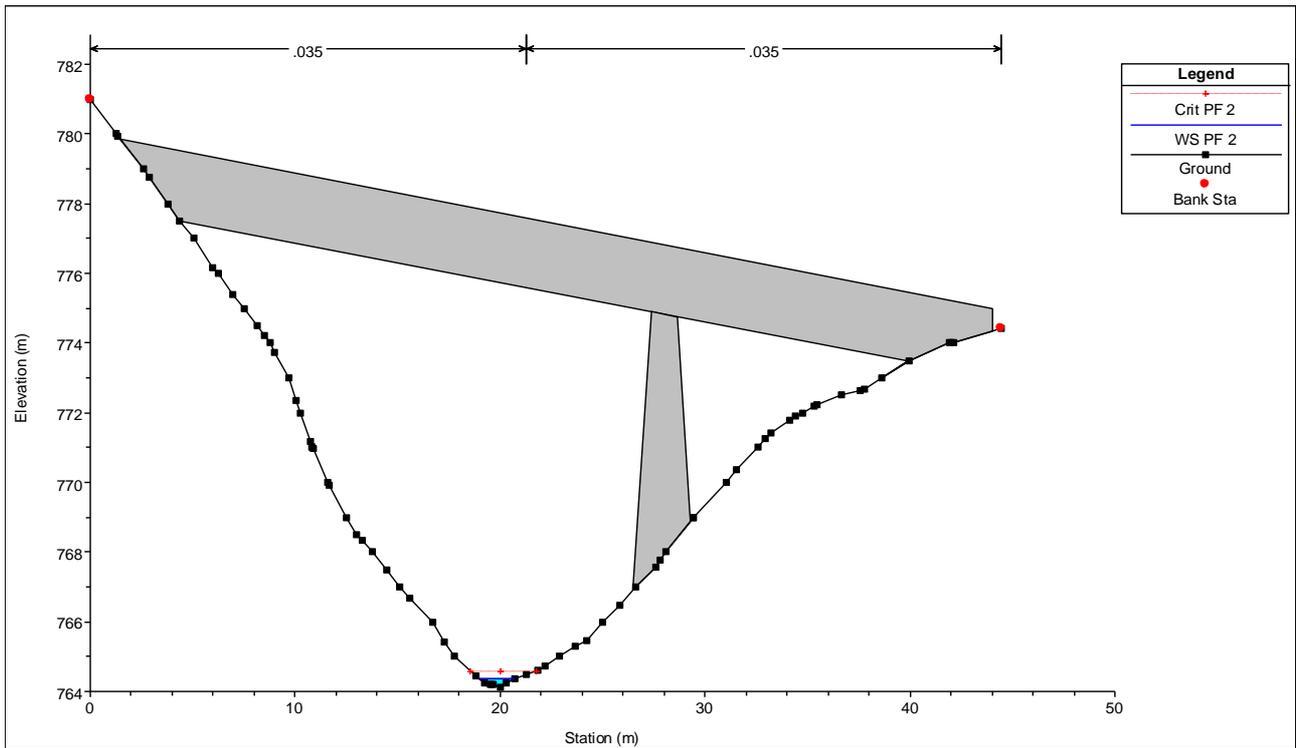
Sezione lato "Monte" dell'attraversamento Tr 50 anni



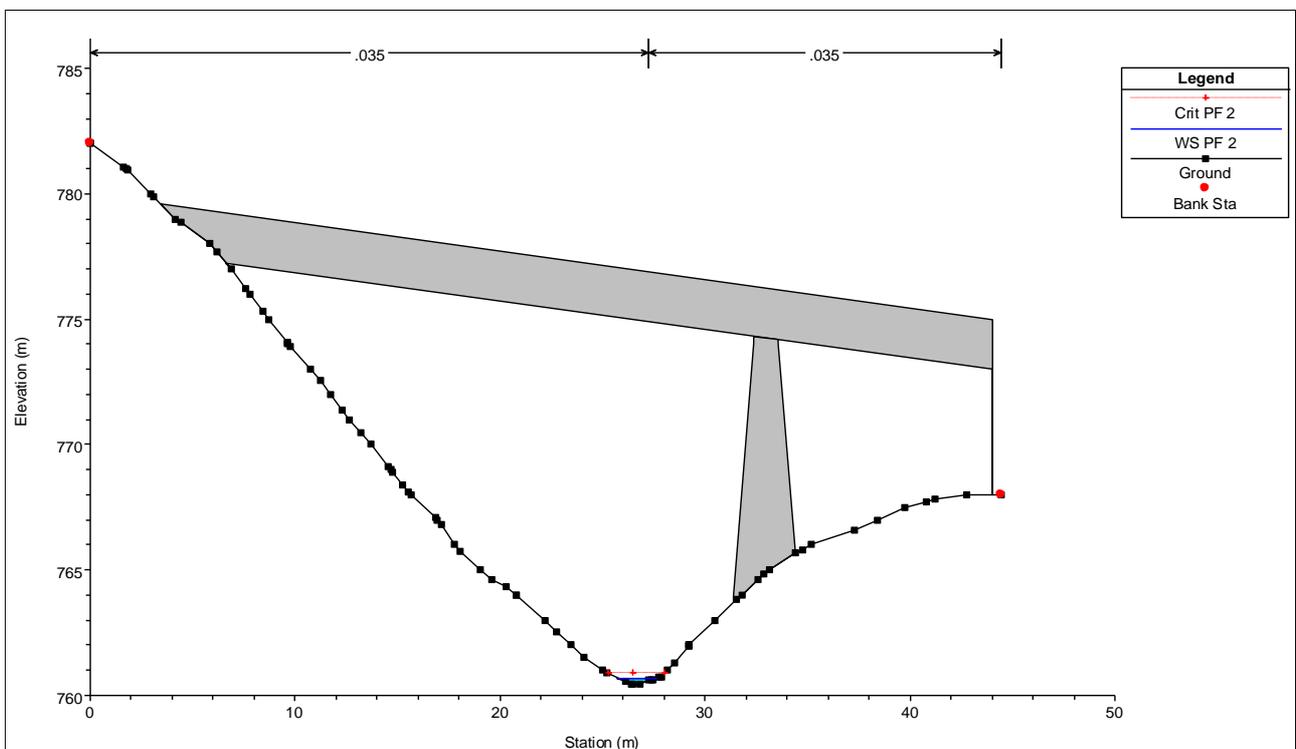
Sezione lato "Valle" dell'attraversamento Tr 50 anni



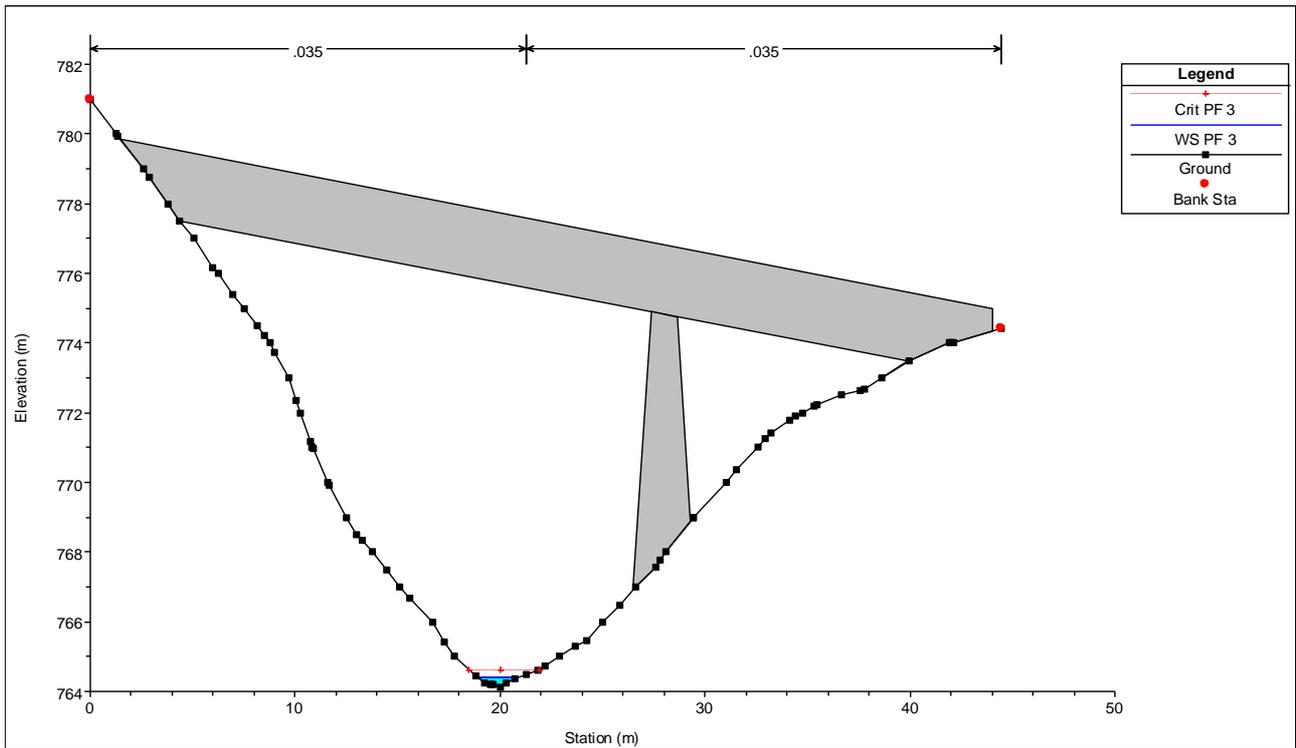
Sezione lato "Monte" dell'attraversamento Tr 100 anni



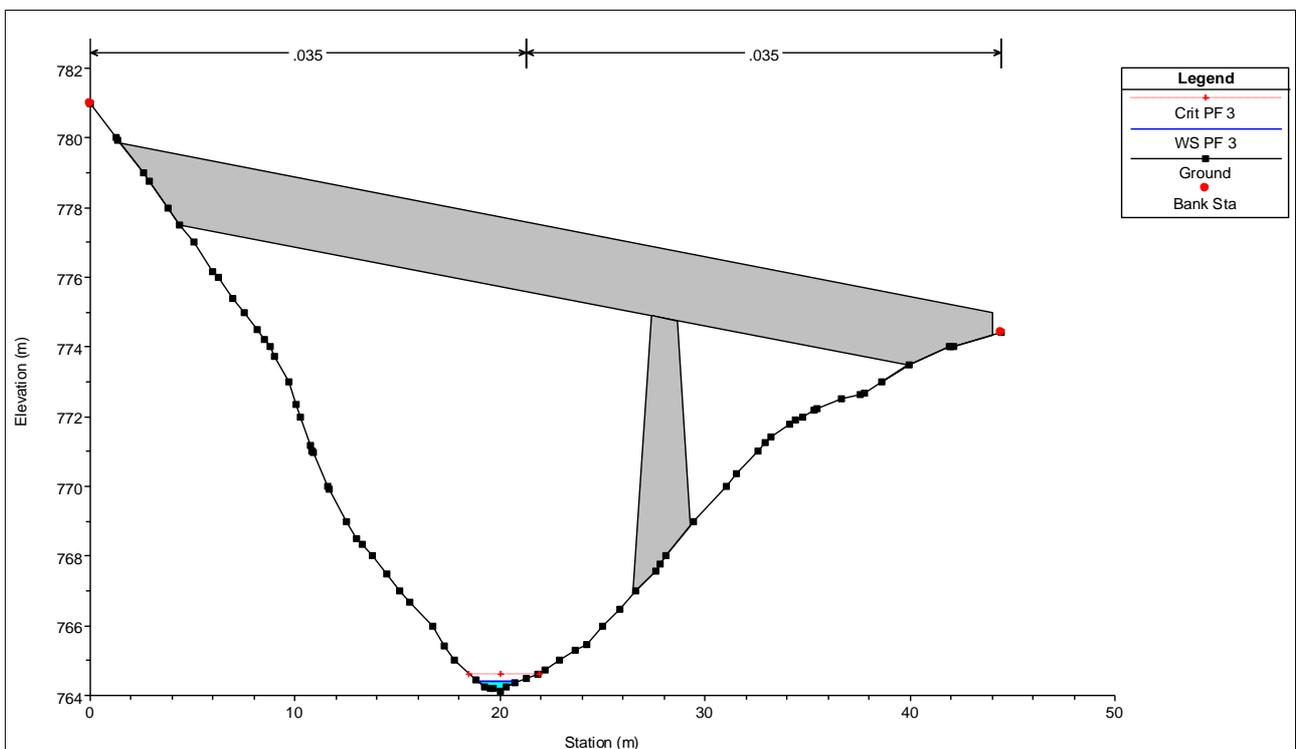
Sezione lato "Valle" dell'attraversamento Tr 100 anni



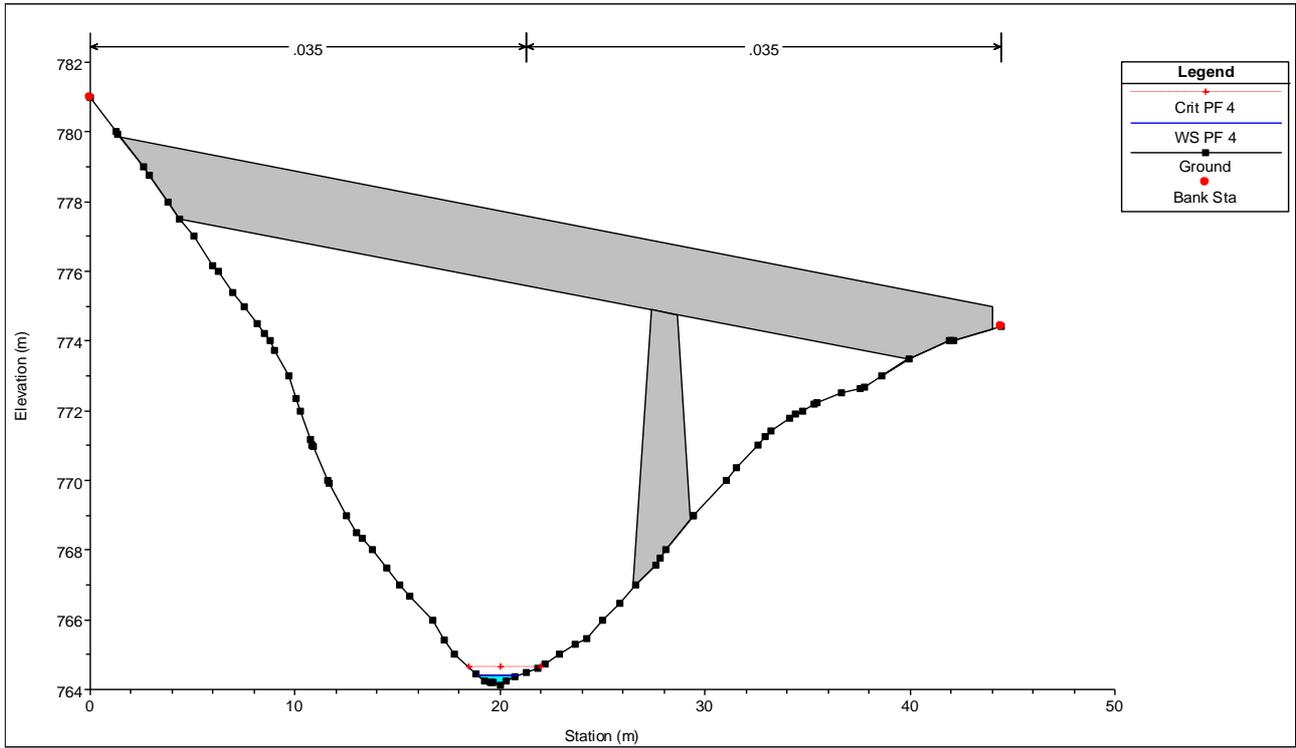
Sezione lato "Monte" dell'attraversamento Tr 200 anni



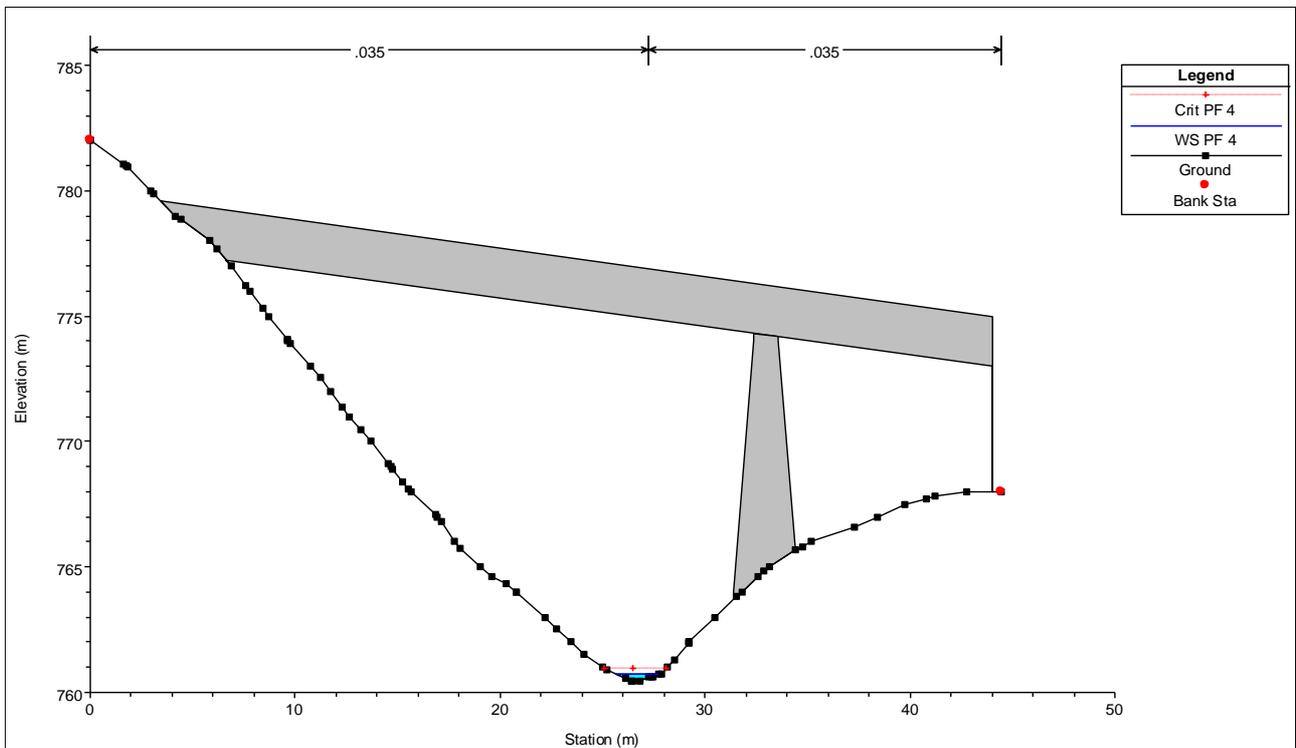
Sezione lato "Valle" dell'attraversamento Tr 200 anni



Sezioni lato "Monte" dell'attraversamento Tr 500 anni

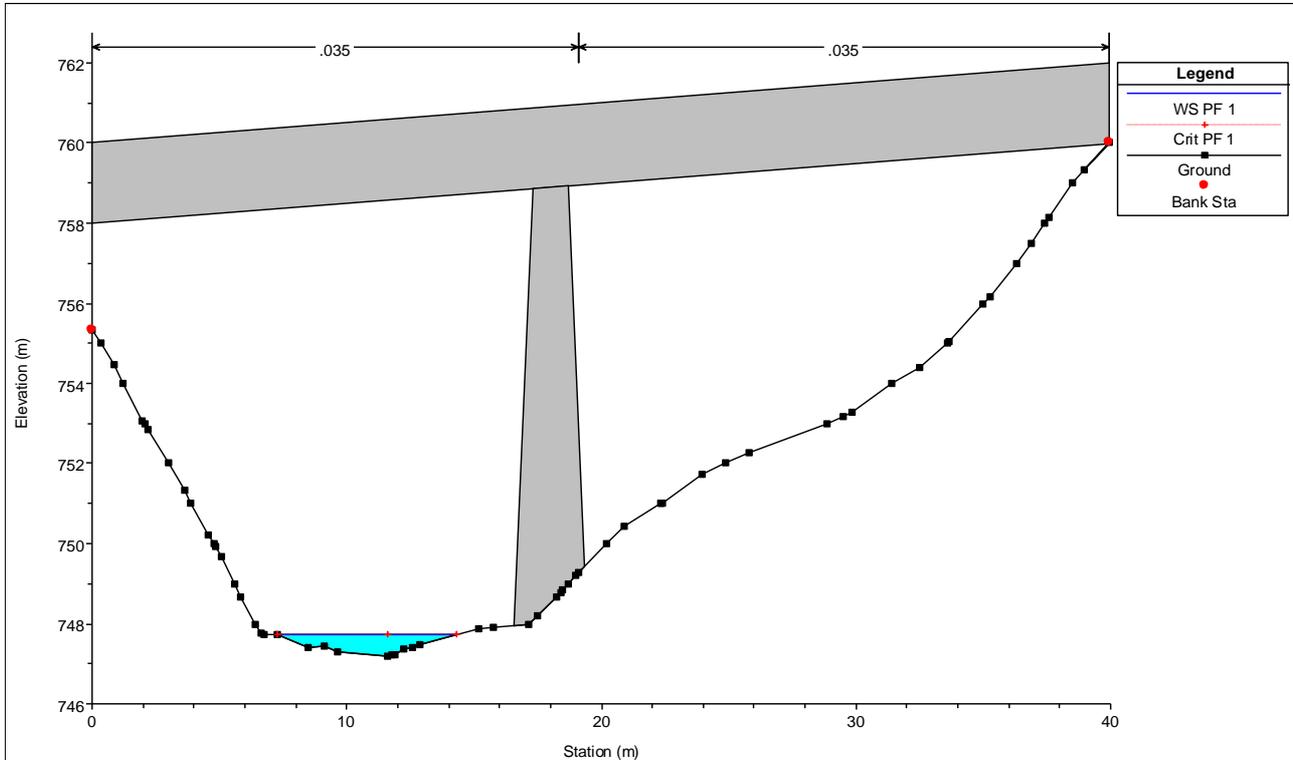


Sezioni lato "Valle" dell'attraversamento Tr 500 anni

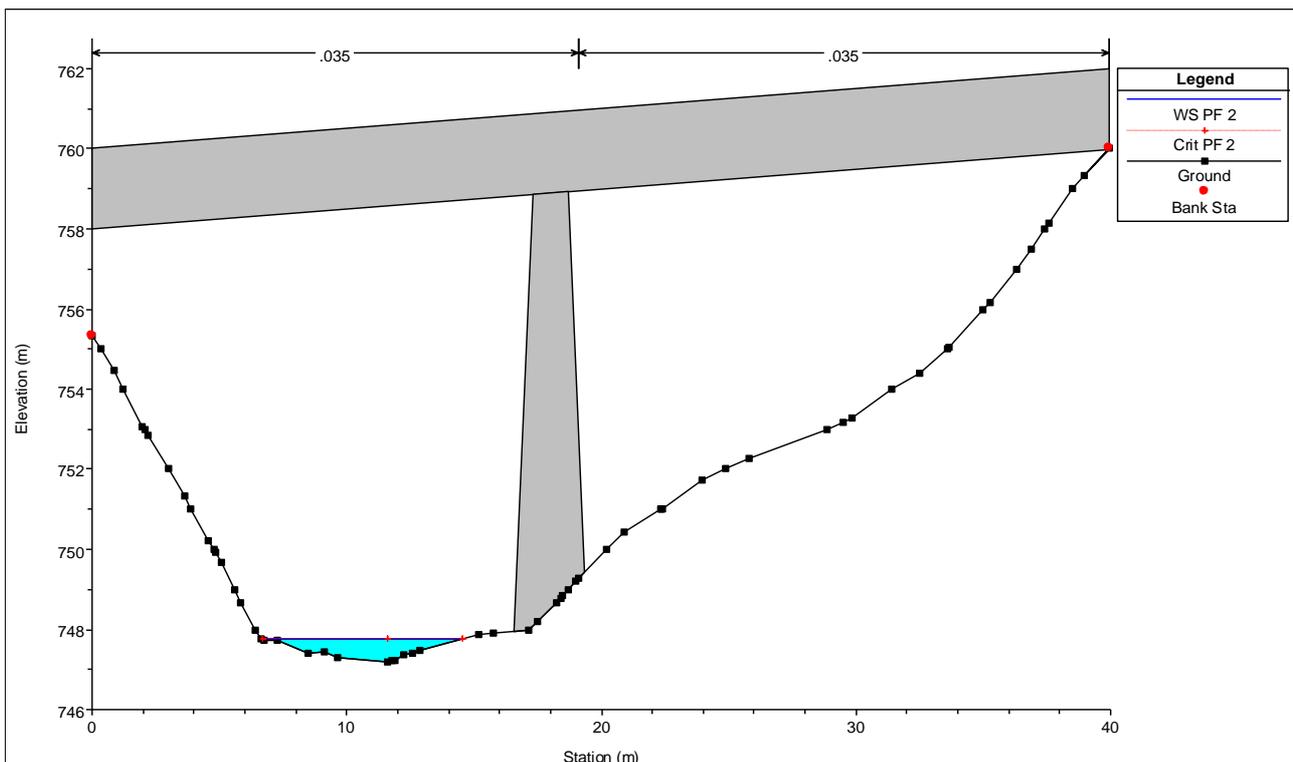


8.3 VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA ATTRAVERSAMENTO B2

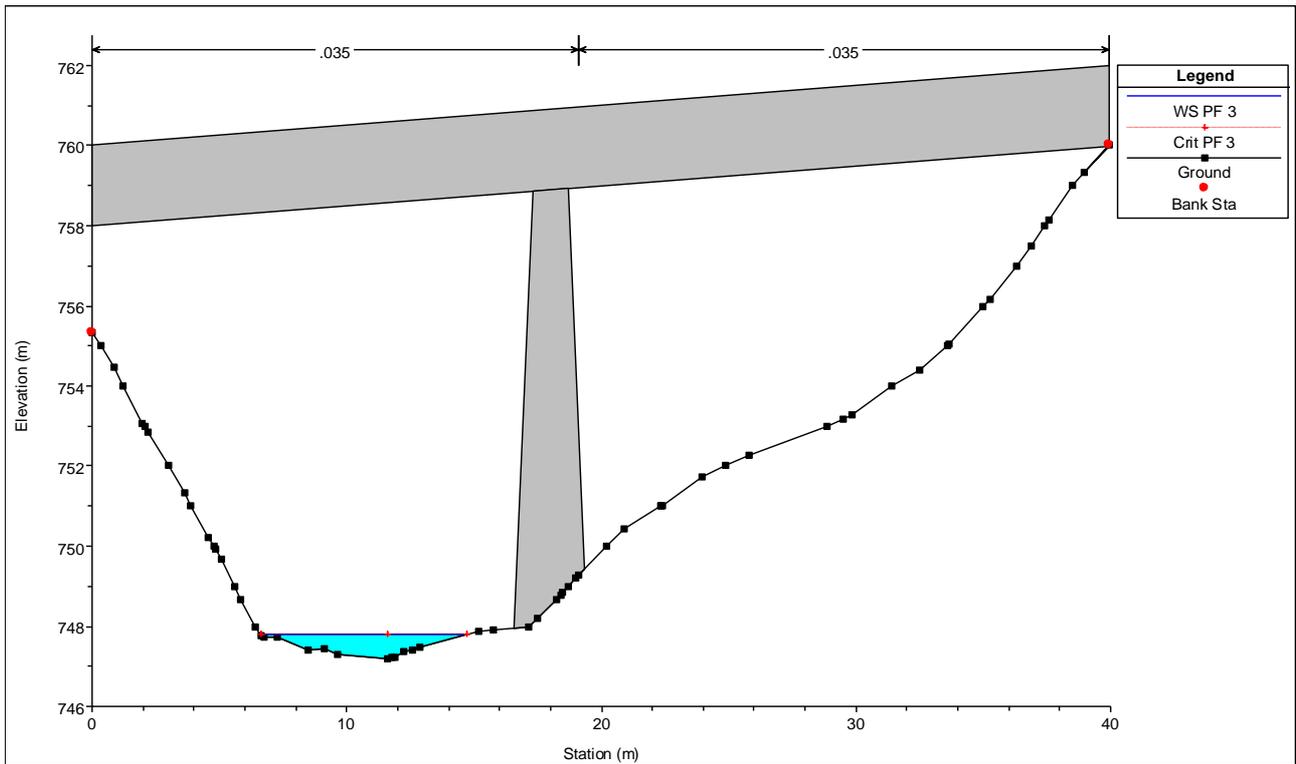
Sezione lato "Monte" dell'attraversamento Tr 50 anni



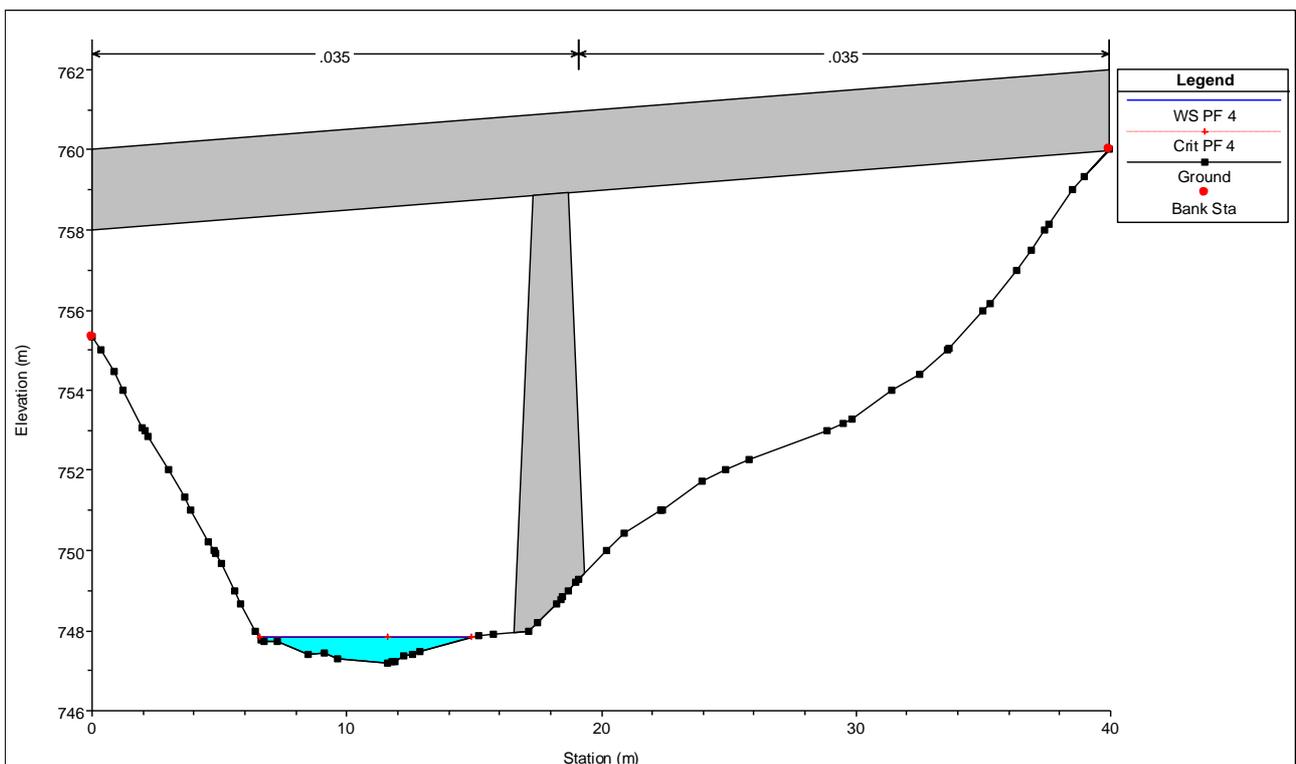
Sezione lato "Monte" dell'attraversamento Tr 100 anni



Sezione lato "Monte" dell'attraversamento Tr 200 anni

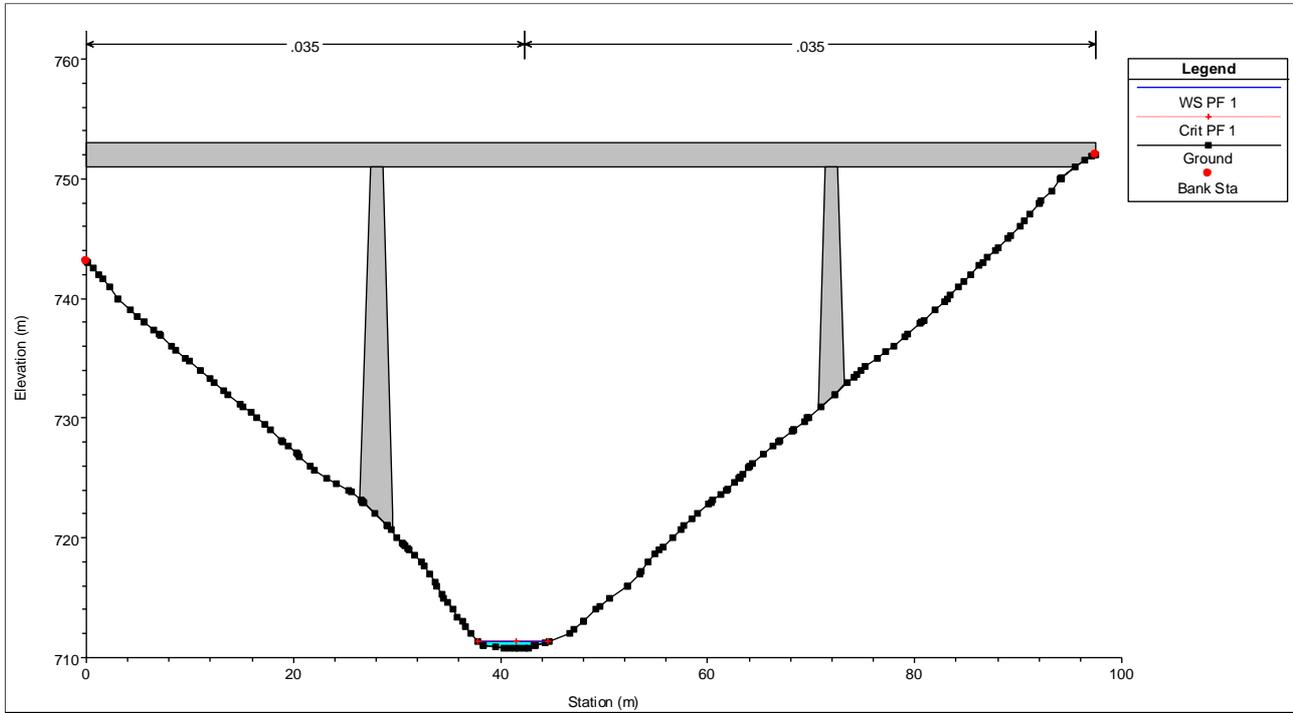


Sezioni lato "Monte" dell'attraversamento Tr 500 anni

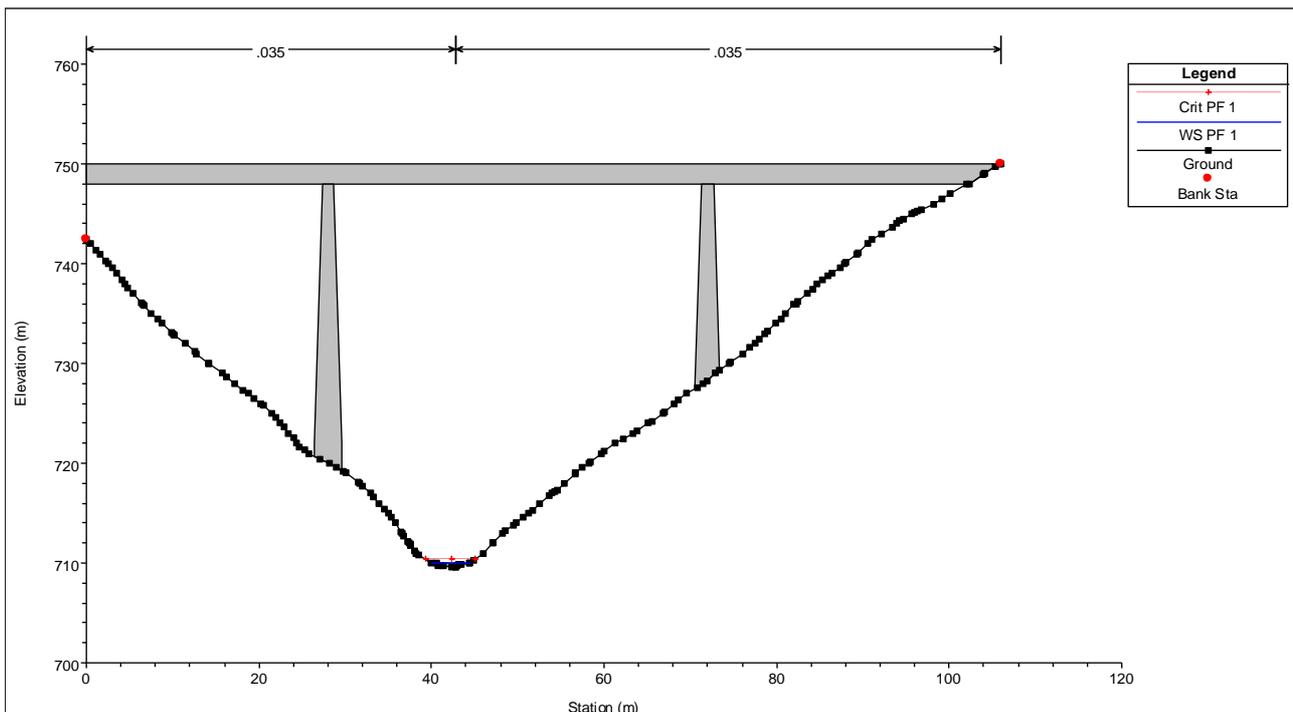


8.4 VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA ATTRAVERSAMENTO B3

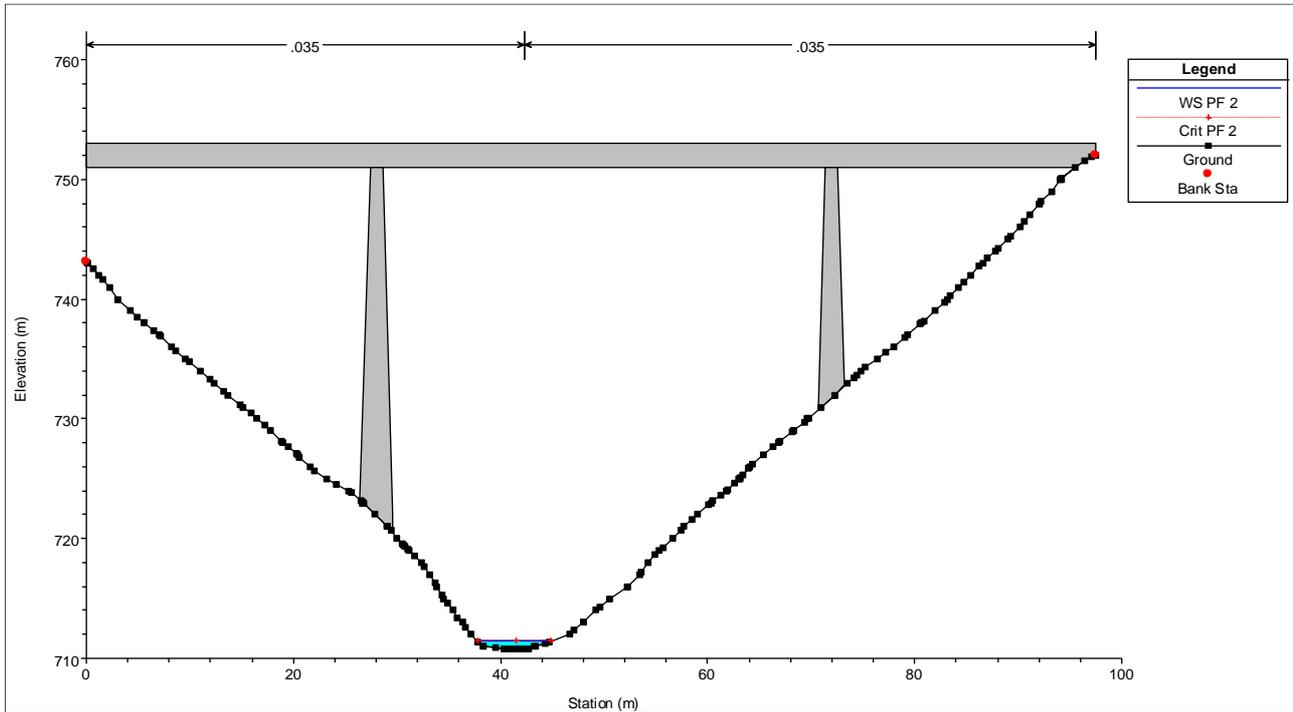
Sezione lato "Monte" dell'attraversamento Tr 50 anni



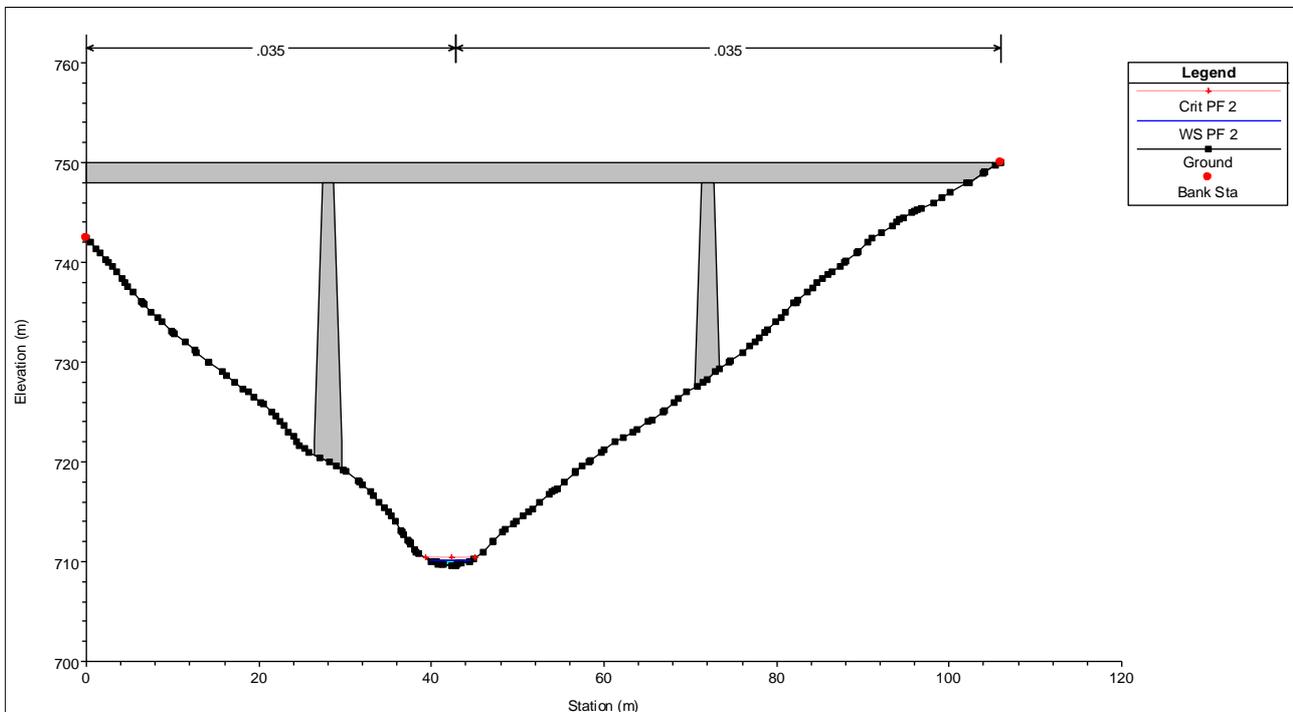
Sezione lato "Valle" dell'attraversamento Tr 50 anni



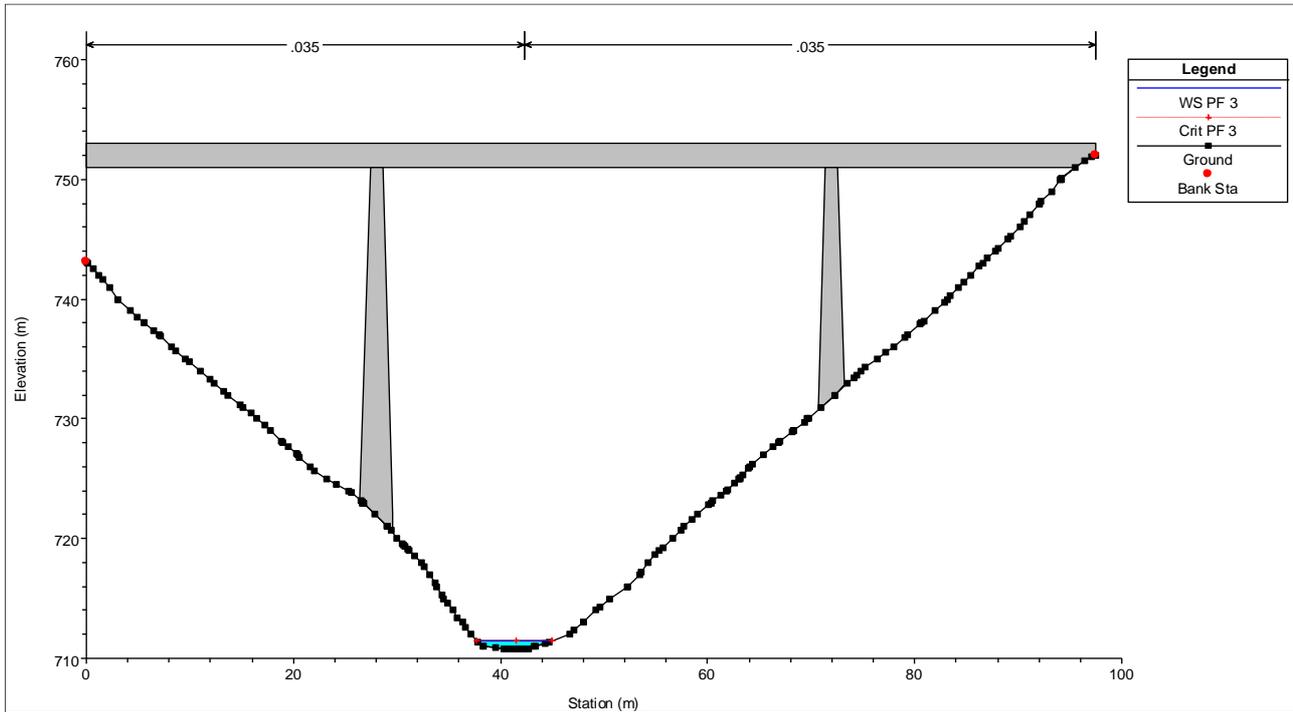
Sezione lato "Monte" dell'attraversamento Tr 100 anni



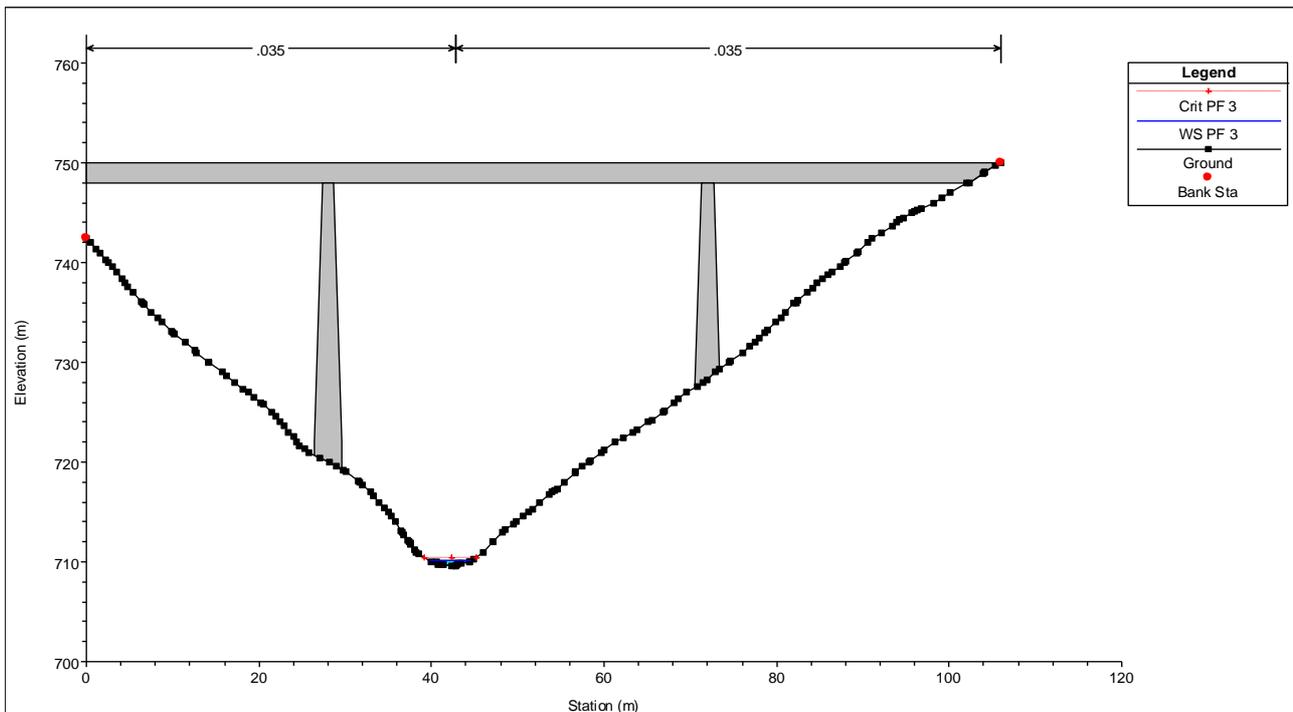
Sezione lato "Valle" dell'attraversamento Tr 100 anni



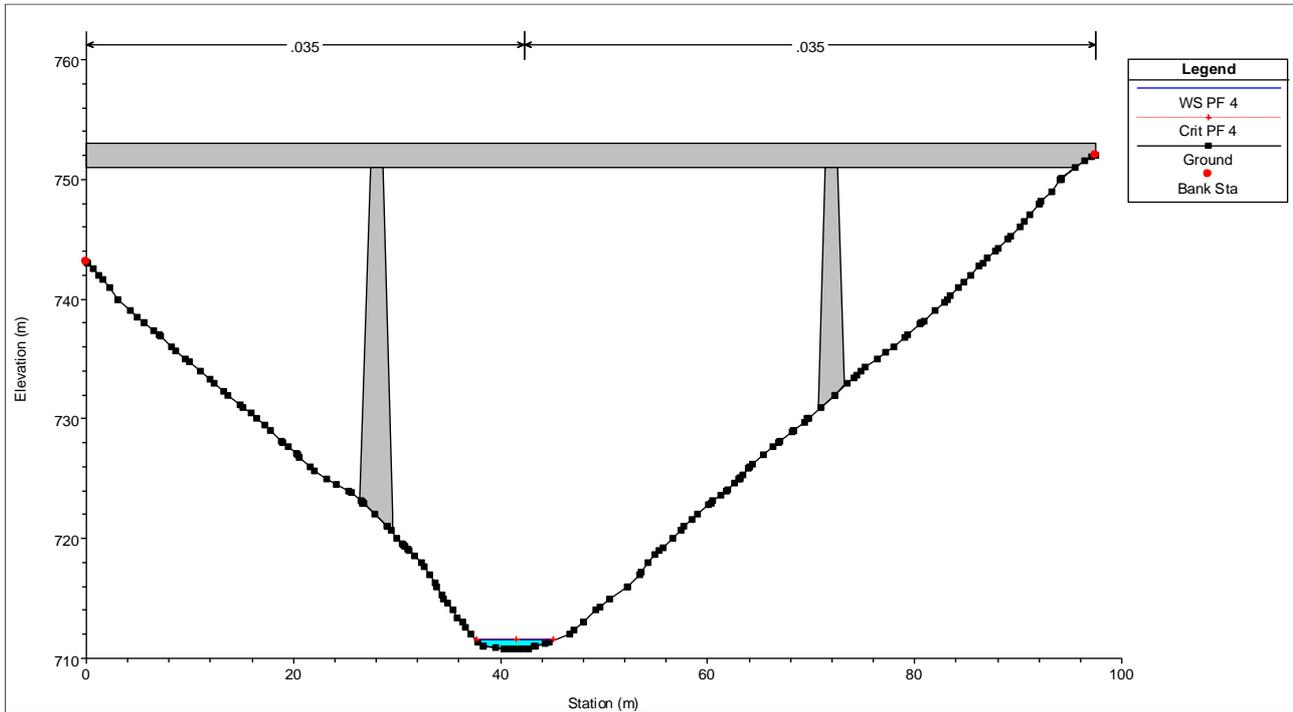
Sezione lato "Monte" dell'attraversamento Tr 200 anni



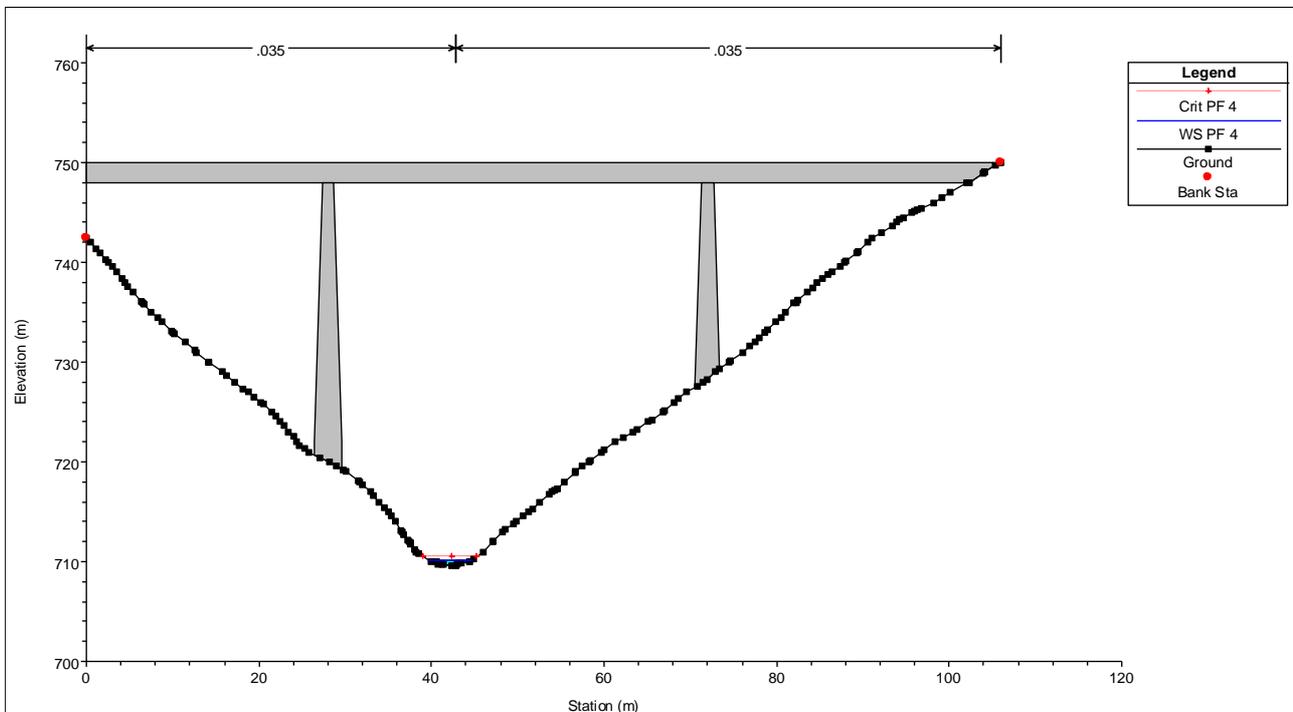
Sezione lato "Valle" dell'attraversamento Tr 200 anni



Sezioni lato "Monte" dell'attraversamento Tr 500 anni

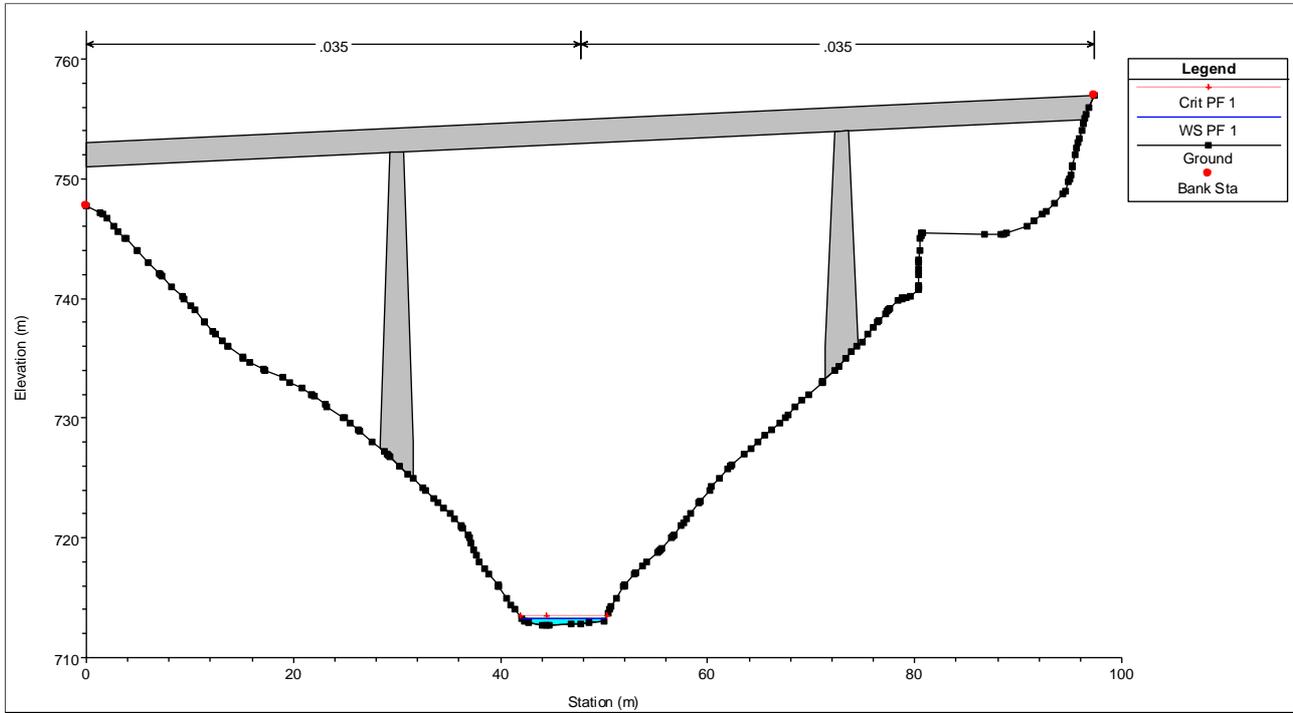


Sezioni lato "Valle" dell'attraversamento Tr 500 anni

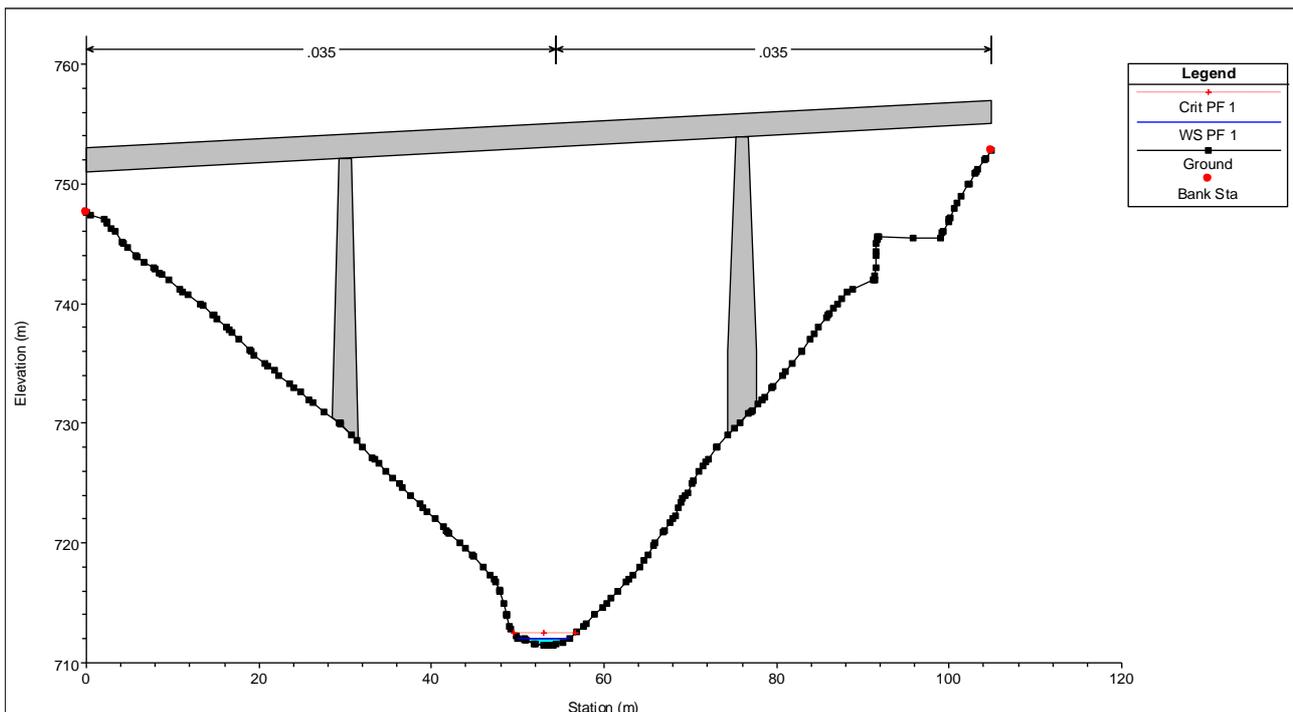


8.5 VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA ATTRAVERSAMENTO B4

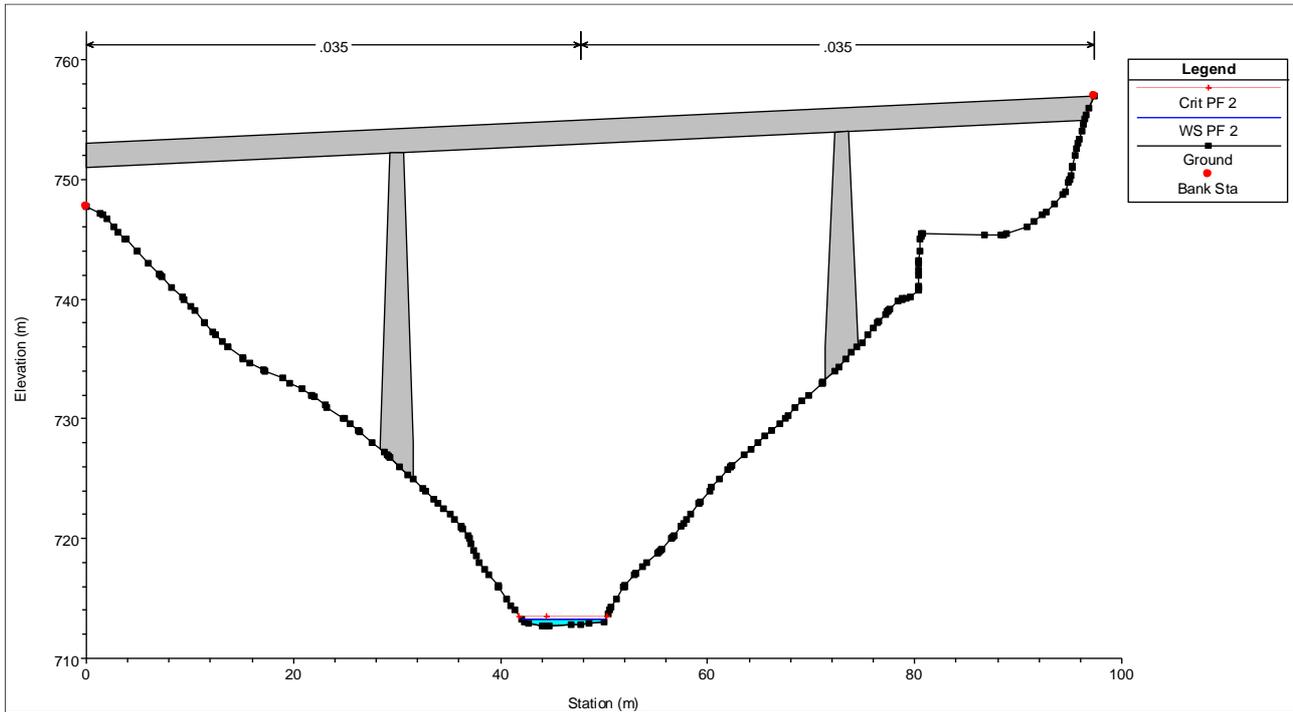
Sezione lato "Monte" dell'attraversamento Tr 50 anni



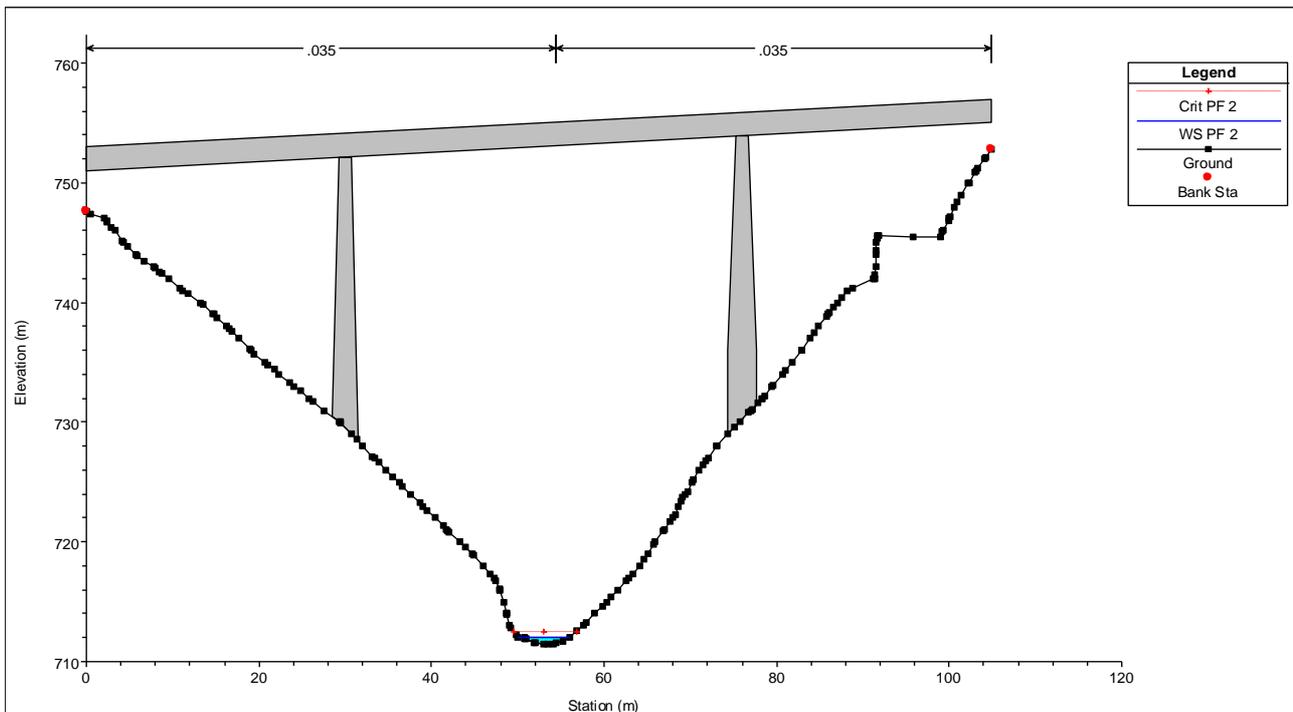
Sezione lato "Valle" dell'attraversamento Tr 50 anni



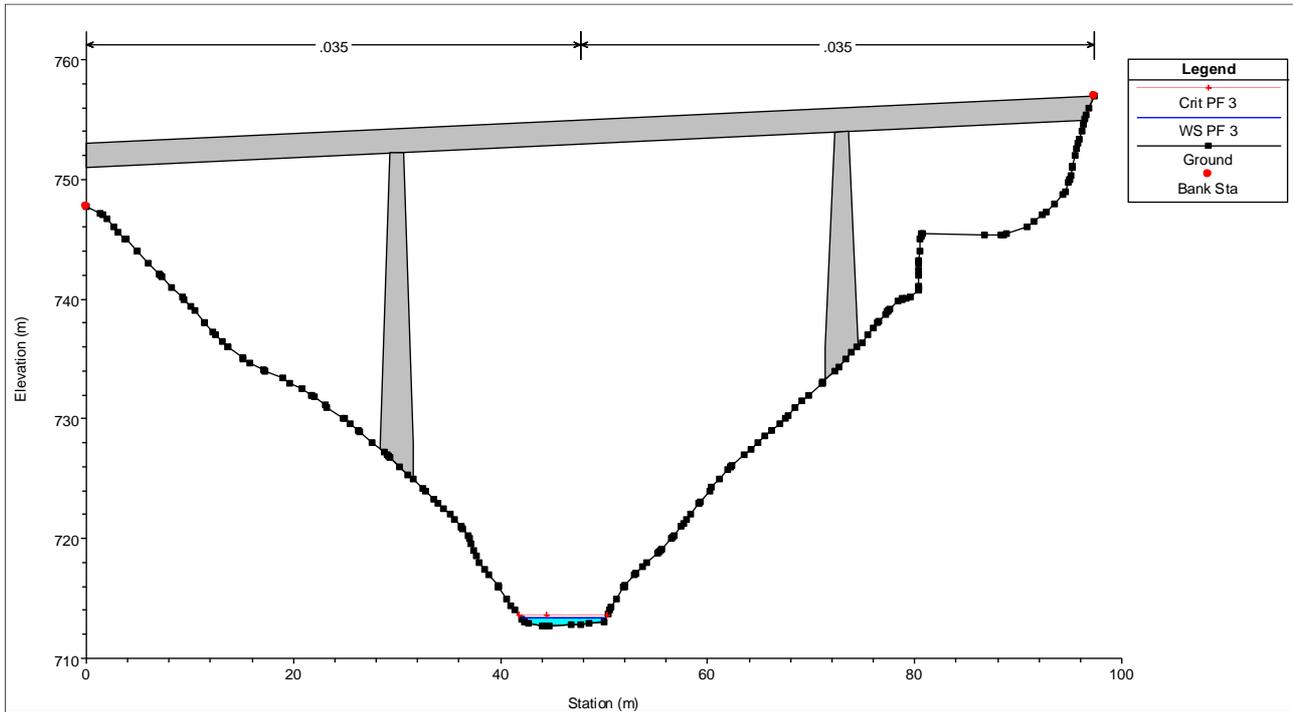
Sezione lato "Monte" dell'attraversamento Tr 100 anni



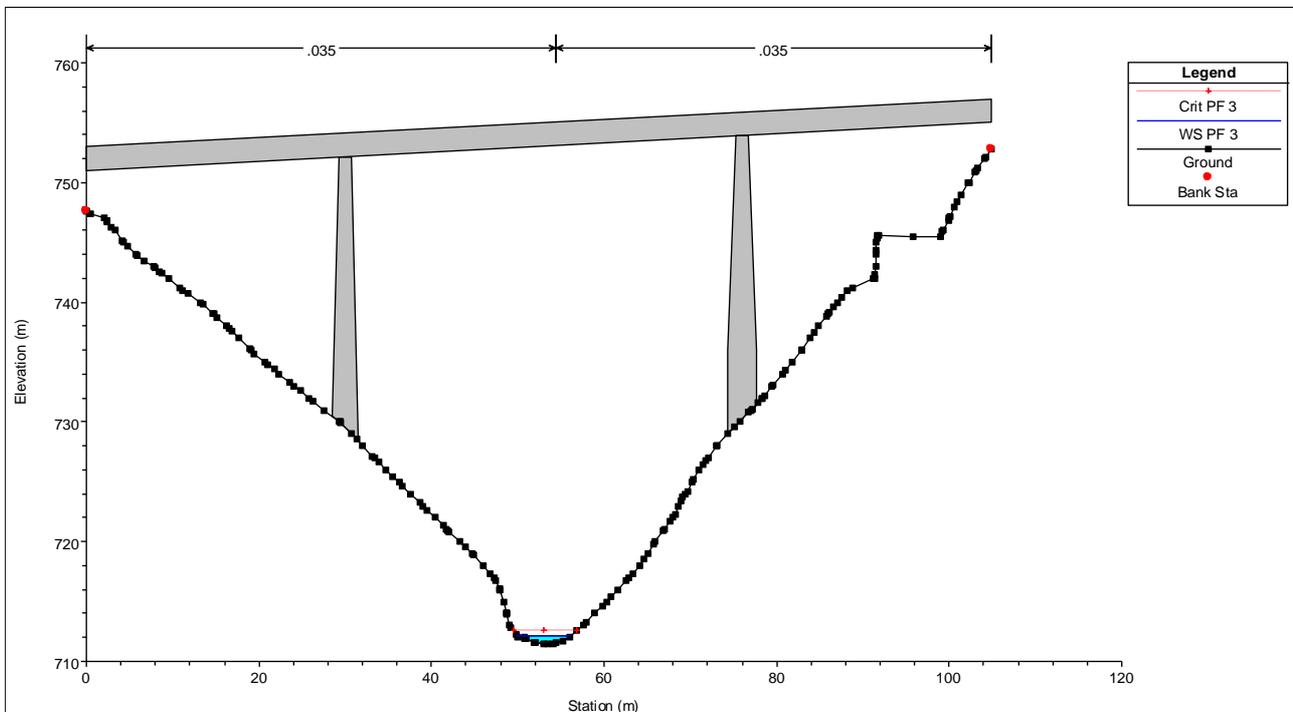
Sezione lato "Valle" dell'attraversamento Tr 100 anni



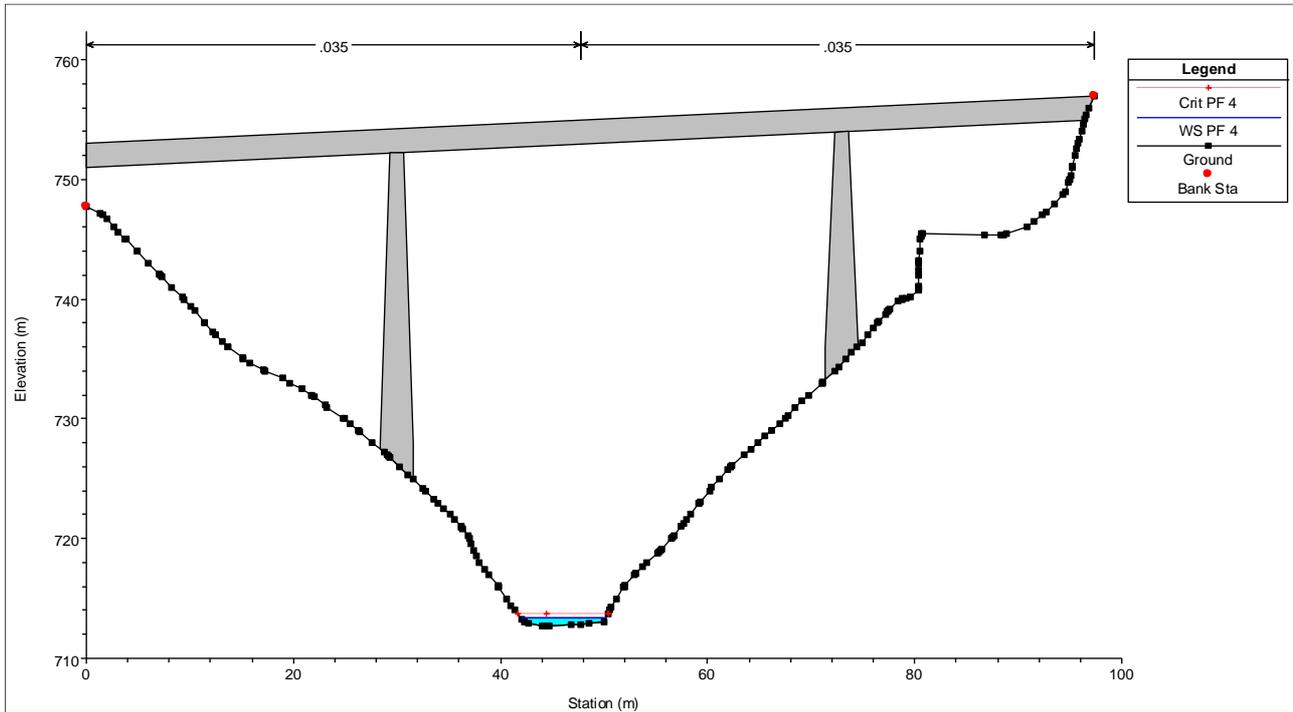
Sezione lato "Monte" dell'attraversamento Tr 200 anni



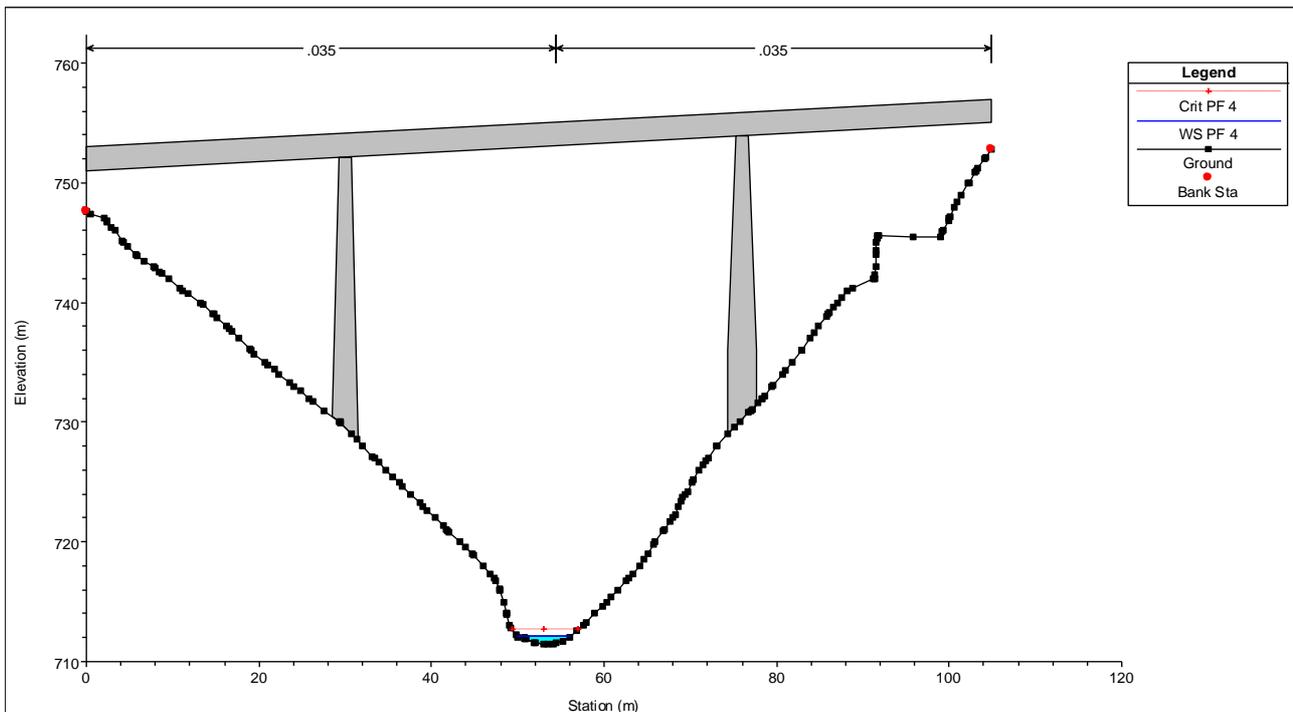
Sezione lato "Valle" dell'attraversamento Tr 200 anni



Sezioni lato "Monte" dell'attraversamento Tr 500 anni



Sezioni lato "Valle" dell'attraversamento Tr 500 anni



9 ALLEGATO B

9.1 MECCANISMI DI EROSIONE E SCALZAMENTO

Nel presente capitolo viene dettagliatamente svolta un'analisi quantitativa del massimo scalzamento atteso al piede delle stilate previste dal progetto delle opere di attraversamento, all'occorrenza della piena con portata di progetto, in funzione delle dimensioni significative delle pile e delle strutture di fondazione.

Si procederà quindi di seguito alla stima, con i più diffusi e validi metodi di letteratura, basati su sia su sperimentazioni di laboratorio che su dati di campo, dello scavo prodotto dalla corrente in piena al piede delle pile e delle spalle dei manufatti previsti per il superamento delle interferenze dell'asse viario in progetto con il reticolo idrografico esistente.

Si tenga presente che, in base alla analisi geologica e geotecnica dei terreni di imposta delle strutture di sostegno degli impalcati in progetto, l'evenienza di intestazione delle fondazioni delle pile e delle spalle in corrispondenza delle stratigrafie caratterizzate da ammassi rocciosi più o meno fratturati, tipici degli ambienti subalvei (Bedrock) induce a non considerare la necessità di verifiche allo scalzamento e correlata erosione delle fondazioni in argomento in quanto realisticamente non oggetto di accadimento.

Tuttavia, nei casi ove quanto predetto non dovesse avvenire, sarà valutato con le metodologie sotto riportate il massimo grado di escavo presumibile al piede delle fondazioni, confrontando tale dato con la potenza effettiva del terreno non roccioso al di sotto delle stesse definendo, quindi, la reale entità plausibile del fenomeno in studio.

9.1.1 La vulnerabilità idraulica dell'attraversamento fluviale

Mentre le attuali conoscenze circa i fenomeni di scavo ad opera della corrente permettono di meglio dimensionare, rispetto al passato, le fondazioni degli attraversamenti di nuova costruzione, la valutazione della vulnerabilità all'erosione delle opere esistenti è un problema tutt'altro che agevole. Spesso dette opere hanno un'età ragguardevole; di conseguenza non sempre è possibile reperirne i progetti originali, sicché in molti casi non si ha conoscenza delle caratteristiche della parte sommersa del ponte e, a maggior ragione, delle fondazioni. Inoltre, la verifica delle condizioni delle strutture sommerse è spesso difficile, sicché eventuali evidenze di pericolo, manifestate ad esempio da scavi localizzati attorno alle pile, non sono facilmente identificabili.

9.1.2 Caratteristiche del fenomeno

Lo scalzamento è causato dallo scavo e dall'erosione di materiale dal letto e dalle sponde dell'alveo, come conseguenza dell'azione erosiva della corrente. Lo scalzamento può mettere in crisi la stabilità di un ponte, fino ad esporne totalmente le fondazioni.

L'erosione totale in corrispondenza di un ponte con pile in alveo è costituita dalla somma di tre componenti:

- progressivo abbassamento o innalzamento diffuso: deposito o erosione generalizzata con variazione a lungo termine della pendenza dell'alveo (quindi della quota del fondo), dovute all'evoluzione altimetrica dell'alveo a monte e a valle del

ponte, sia in relazione alle variazioni cicliche e progressive, sia alle eventuali variazioni che si verificano nel corso di ogni singolo evento di piena;

- erosione dovuta a contrazione: rimozione del materiale di fondo lungo tutta o gran parte della larghezza dell'alveo. Questa componente dell'erosione può essere il risultato della contrazione dei filetti dovuta al restringimento della sezione, causato dalla presenza delle pile in alveo.
- erosione transitoria localizzata: erosione transitoria rapida che si verifica durante gli eventi di morbida e piena in corrispondenza di ostacoli, come le pile dei ponti, che determinano una brusca variazione nella direzione dei filetti fluidi, con formazione di vortici e accelerazioni locali. La buca di erosione si approfondisce con l'aumentare della velocità della corrente contro le pile e viene ricolmata al diminuire della stessa. Tale erosione può portare nel corso di una piena alla riduzione della capacità portante delle pile del ponte, fino al crollo delle stesse.

Oltre ai tipi di erosione indicati occorre considerare che il verificarsi della naturale migrazione laterale dell'alveo di magra (thalweg) all'interno dell'alveo, può incrementare l'erosione sulle pile, a causa del cambiamento dell'angolo di attacco della corrente sulle pile.

9.1.3 Progressivo abbassamento o innalzamento diffuso

Il progressivo deposito o erosione generalizzato può essere dovuto a cause naturali cicliche del corso d'acqua o a conseguenze di interventi dell'uomo sull'alveo o sul bacino imbrifero, come sottrazione di materiale da cave in alveo, costruzione di dighe o traverse, variazioni nell'utilizzo del suolo nel bacino (urbanizzazione, deforestazione, riduzione delle pratiche agricole), rivestimenti d'alveo, tagli di meandri, variazioni di pendenza mediante briglie, ecc..

9.1.4 Erosione dovuta a contrazione

Questo tipo di erosione, dovuta alla riduzione della sezione trasversale dell'alveo ad opera di un attraversamento, implica la rimozione di materiale dal letto e dalle sponde lungo tutta o gran parte della sezione dell'alveo, causata dall'aumento delle velocità e dell'azione di trascinamento in corrispondenza del restringimento. Tale erosione si esplica su scale temporali dell'ordine di grandezza della durata degli eventi di piena.

Tale erosione contribuisce al generale abbassamento dell'alveo rilevato durante le misure batimetriche nelle campate in cui avviene il deflusso principale.

9.1.5 Erosione transitoria localizzata

L'erosione transitoria localizzata comporta la rimozione di materiale nell'intorno degli elementi collocati in alveo che ostruiscono il flusso, in particolare delle pile e delle spalle di ponti.

La presenza della pila in alveo causa un aumento della velocità, rilevata dall'addensamento delle linee di corrente. In corrispondenza della pila si ha la formazione di un grosso vortice

a ferro di cavallo che interessa planimetricamente tutta l'area circostante la pila e che è il principale responsabile dell'erosione.

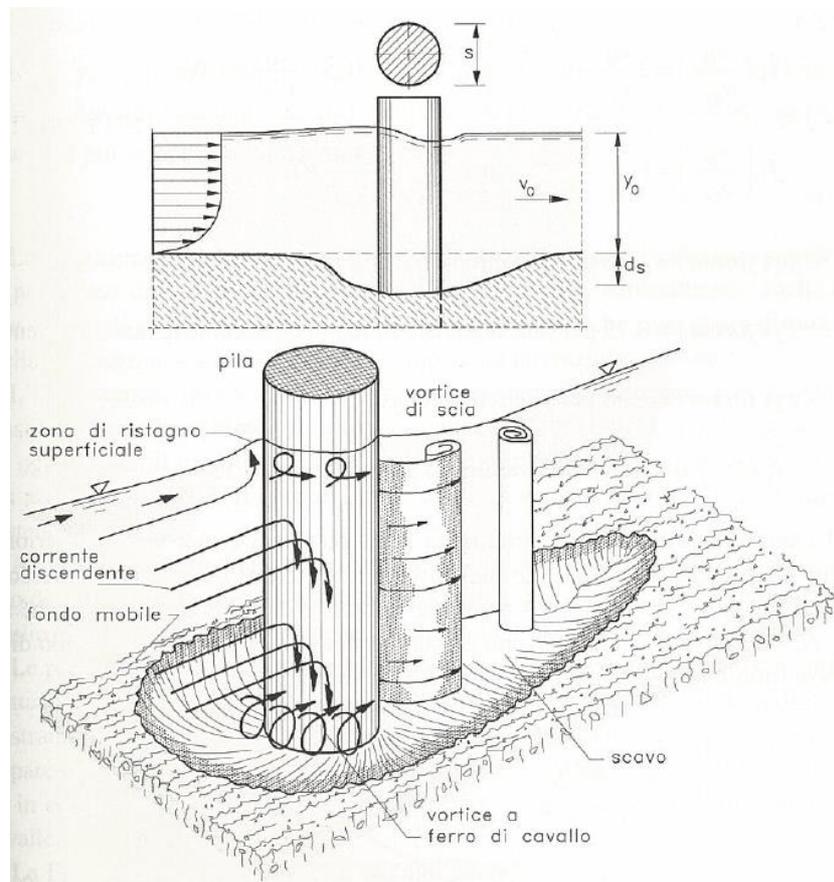


Figura 37 - Esempio di erosione transitoria localizzata per pila circolare.

Il fenomeno dell'erosione localizzata dipende da numerosi parametri legati sia alle caratteristiche della corrente e dell'alveo (portata, battente, velocità della corrente, capacità di trasporto, caratteristiche del materiale dell'alveo, ecc.) che a quelle dell'ostacolo (forma e dimensioni, inclinazione rispetto alla direzione di flusso).

Poiché l'entità dello scalzamento dipende in modo importante dall'altezza liquida, esso, in generale, risulta maggiore nelle fasi di piena. Durante la fase crescente della piena aumentano la portata, l'altezza liquida e la velocità dell'acqua, fino ad un valore di soglia

che inficia la stabilità del fondo alveo e determina lo scavo improvviso della fossa di erosione in corrispondenza delle pile. In alcuni casi le condizioni di magra risultano peggiori di quelle di piena in quanto, in generale, aumenta l'inclinazione della corrente principale rispetto alle pile stesse e la durata della portata è tale che possono venire raggiunti i valori massimi di erosione compatibili con le condizioni idrodinamiche.

La fossa di erosione è situata in corrispondenza dell'attacco delle pile da parte della corrente liquida e, nella fase crescente della piena, è caratterizzata da una pendenza della scarpata, verso monte, maggiore dell'angolo di attrito del terreno, in quanto la scarpata stessa è sostenuta dai moti vorticosi che si generano all'interno della fossa. Verso valle, dopo la pila, la pendenza della scarpata è minore dell'angolo di attrito del terreno.

Quando la piena è in fase decrescente si riducono le forze vorticosi che sostenevano la scarpata di monte, determinando il "frammento" della scarpata con parziale ricoprimento della fossa. Perciò le misure di profondità della fossa di erosione effettuate a conclusione dell'evento di piena sono poco significative e si rileva la necessità di misurare l'erosione durante la piena.

Nelle pile con dimensione longitudinale prevalente e inclinate rispetto alla corrente il fenomeno dell'erosione è simile, ma la fossa di massima erosione si riscontra nella parte di valle della pila ed è maggiore di quella che si genera a monte di una pila allineata con la corrente.

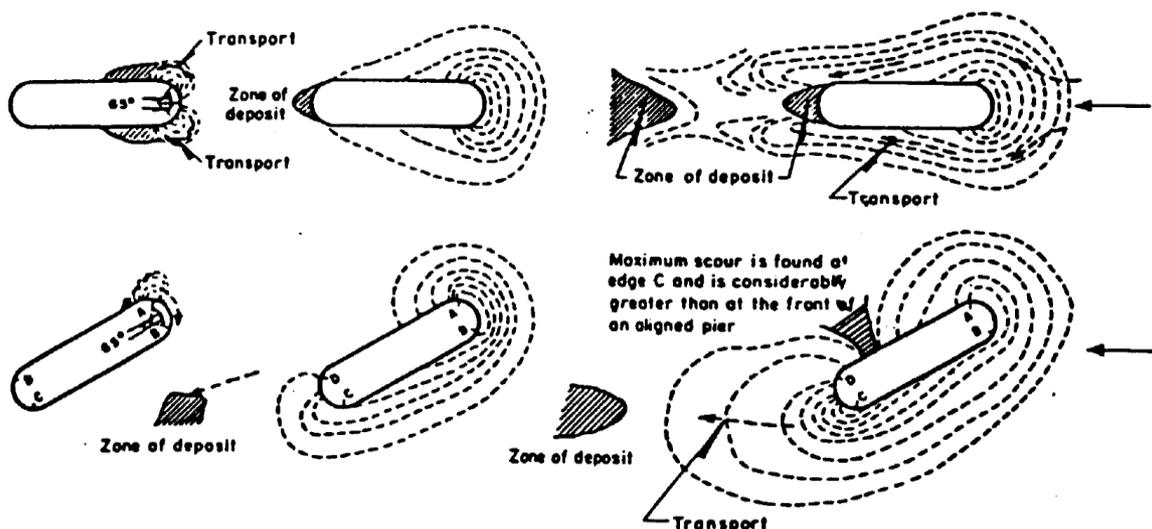


Figura 38 - Differenti stadi del processo di erosione per pile con direzione longitudinale prevalente.

Il processo erosivo e di scavo del fondo alveo si presenta in modo considerevole anche in corrispondenza delle spalle delle strutture in attraversamento dei corsi d'acqua, pur se in modo differente rispetto alle pile: la differenza sostanziale dello scavo prodotto attorno alle spalle del ponte rispetto a quello prodotto dalle pile è che esso si produce solo sul lato rivolto verso la corrente.

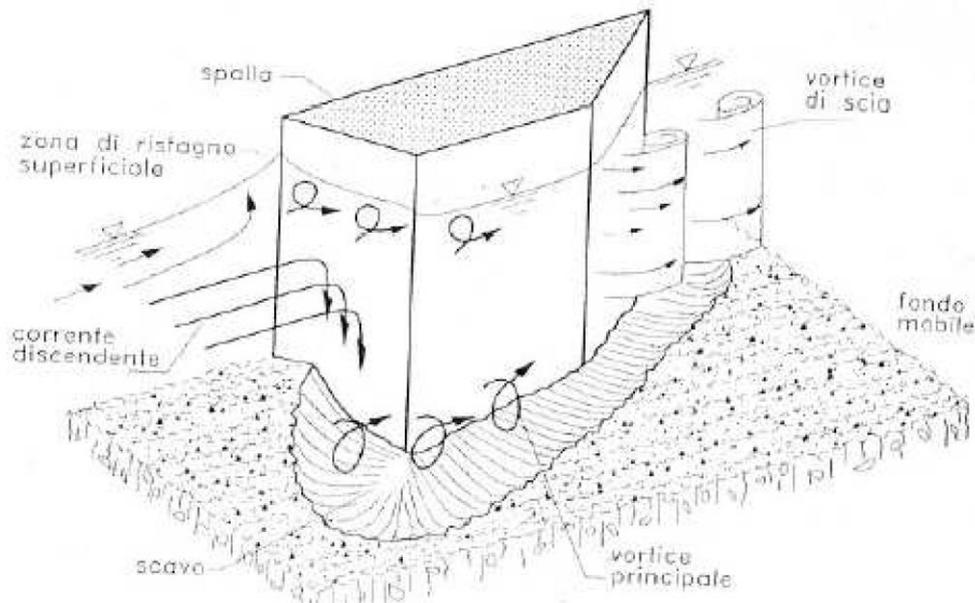


Figura 39 - Scavo prodotto alla base di una spalla del ponte.

Anche nel caso delle spalle, supponendo di considerare una velocità costante della corrente, è possibile relazionare lo scavo osservato al variare della forma delle spalle e del rapporto di contrazione.

La prima osservazione che si può dedurre dalle prove sperimentali è che per ogni forma considerata la profondità dello scavo risulta crescente con l'aumento del grado di contrazione. La seconda riguarda la forma delle spalle considerate: quando esse risultano a spigolo vivo lo scavo osservato risulta maggiore di circa il 15% rispetto a quello di spalle con spigoli arrotondati.

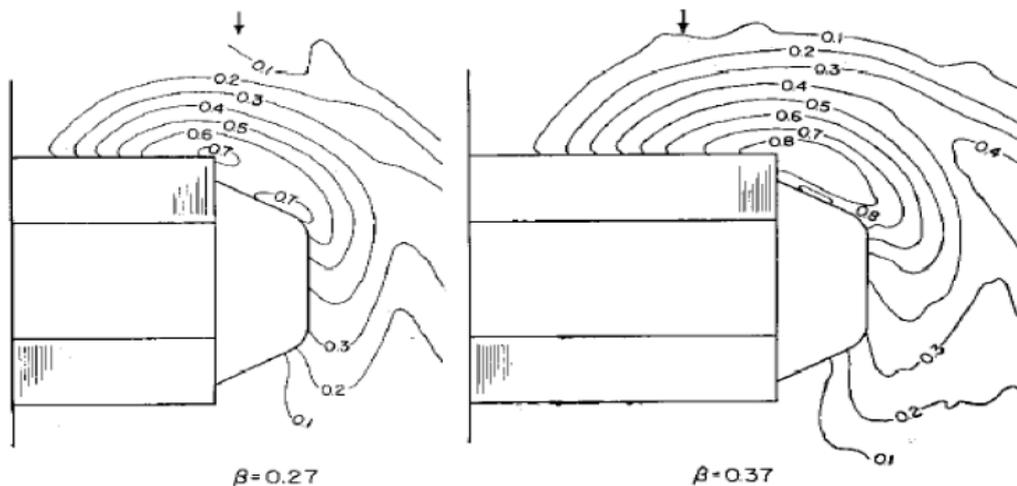


Figura 40 - Conformazione e profondità di scavo nell'intorno di una spalla a forma rettangolare.

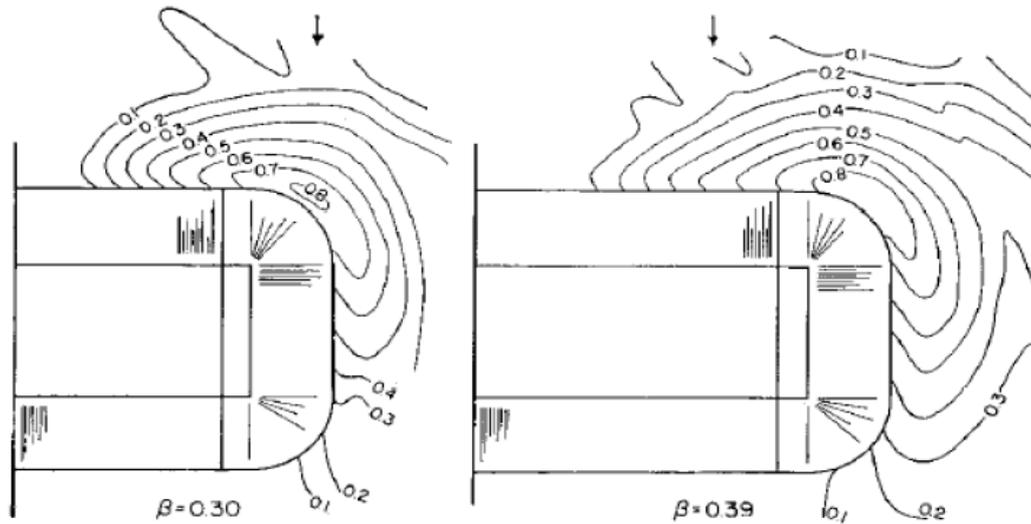


Figura 41 - Conformazione e profondità di scavo nell'intorno di una spalla a forma arrotondata.

Nel caso in cui si sovrappongono gli effetti erosivi di pile e spalle esiste una grande variabilità di risultati sperimentali. Dai dati sperimentali è possibile osservare come la presenza di pile associate a quella delle spalle non determini una variazione marcata dello scavo attorno a queste ultime. Al contrario la presenza delle spalle provoca effetti erosivi ai piedi delle pile in alveo. In particolare la configurazione dello scavo attorno alle pile in questo caso è simile a quella osservata per un angolo d'attacco a della corrente pari a 45° . I risultati di queste osservazioni sperimentali possono essere spiegati con la deviazione indotta dalle spalle di un ponte ai filetti idrici della corrente nella fase di contrazione.

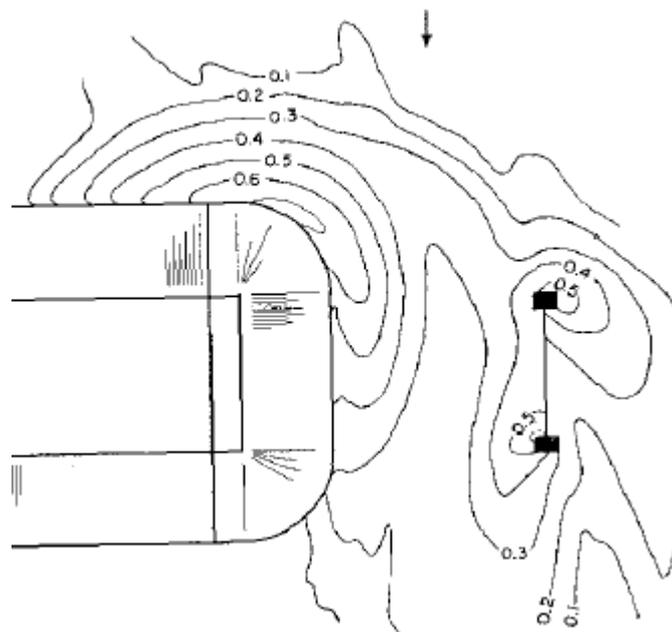


Figura 42 - Conformazione e profondità dello scavo prodotto attorno a pile e spalle.

L'elevata frequenza storica dei dissesti alle opere di fondazione, sia in fase di esecuzione che di esercizio delle opere, ha portato ormai da decenni ad affrontare il problema della previsione dello scalzamento massimo atteso in corrispondenza dei manufatti in alveo. Le indagini compiute da numerosi ricercatori hanno portato ad una sufficiente conoscenza del campo cinematico che si instaura nell'intorno dell'ostacolo e alla acquisizione di formule, in gran parte di tipo empirico, per la stima dei massimi prevedibili scalzamenti.

Le sperimentazioni effettuate sono di tipo sperimentale con verifiche sul campo in corrispondenza dei ponti e con modellazioni fisiche semplificate in laboratorio. Occorre sottolineare che le situazioni indagate in laboratorio sono naturalmente generalizzate e semplificate rispetto alla casistica degli attraversamenti esistenti e alla sostanziale imprevedibilità di alcune delle grandezze che influenzano il fenomeno, mentre le situazioni verificate sperimentalmente in campo sono necessariamente particolari in quanto influenzate dalle caratteristiche del contesto e da grandezze difficilmente misurabili.

Grazie comunque a tutte le indagini effettuate, sono disponibili in letteratura numerose formule per la stima del valore massimo atteso dell'erosione in corrispondenza dei manufatti in alveo.

Tali formule saranno applicate al caso in esame per calcolare la massima erosione attesa in corrispondenza delle pile del ponte nella situazione attuale, ed, eventualmente proponendo soluzioni atte alla sua mitigazione.

9.2 BASI INFORMATIVE: SCALZAMENTO PILE

L'applicazione di uno o più metodi di letteratura alla stima dello scavo prodotto dagli elementi di sostegno di un ponte richiede la disponibilità delle informazioni alla base della formulazione degli stessi metodi, ovvero di quei dati ritenuti dai rispettivi autori sufficienti a spiegare la variabilità campionaria dei dati osservati; d'altra parte, la scelta del metodo di stima può essere condotta anche sulla base dei dati reperibili con ragionevole facilità, escludendo di conseguenza, per i comuni scopi della verifica e progettazione, l'adozione di metodi di analisi in tempo reale che richiedano una conoscenza esaustiva e precisa del campo di moto durante l'intero evento di piena, ed esigano altresì un'informazione puntuale sulla composizione granulometrica del fondo del corso d'acqua, tutto ciò comunque senza dare luogo a risultati universalmente più affidabili rispetto a metodi semplificati.

In ogni caso, le analisi di laboratorio – svolte quindi in condizioni approssimativamente ideali – hanno rivelato, in modo largamente condiviso e con scarso margine di dubbio, la dipendenza della profondità di scavo alla base di una pila di ponte da una serie di parametri descrittivi del regime di moto, della configurazione geometrica e delle caratteristiche del materiale del fondo, quali:

- Larghezza s , lunghezza L e forma della pila, e suo angolo di inclinazione rispetto al flusso;
- Velocità V_0 e tirante y_0 della corrente indisturbata a monte o a valle dell'attraversamento, e numero di Froude ad essi collegato;

-
- Dimensioni caratteristiche del materiale al fondo, eventualmente assortito granulometricamente (D_{50} , D_{95}) e relativa velocità critica di trascinamento V_c (valutabile in genere secondo la formulazione di Shields);
 - Morfologia del letto fluviale (presenza o meno di dune o di ripples) e possibilità del corazzamento naturale (sulla base dell'assortimento granulometrico);
 - Numero e disposizione delle pile.

9.3 I METODI DI CALCOLO

Un'esauriente analisi della validità e delle "prestazioni" di una grande varietà di formulazioni di letteratura, basate sia su dati di campo che di laboratorio, è stata condotta da Mueller e Wagner per la Federal Highway Administration (USA)¹.

Lo studio passa in rassegna 26 diverse equazioni, che rappresentano lo stato dell'arte della ricerca nel settore, valutandone la rispondenza alle rilevazioni di campo raccolte dall'U.S. Geological Survey e dalla Federal Highway Administration (ed altre agenzie dei singoli Stati), relative a 79 ponti ubicati in 17 diversi Stati, per un totale di 493 osservazioni di scavi alla base delle pile, ridotte per le successive analisi a 266 per soddisfare i seguenti criteri, che diventano quindi discriminanti per l'estensione delle conclusioni dello studio ad altri casi:

- Corrente allineata alle pile;
- Eventuali depositi di sedimenti o detriti sul fondo privi di effetti sostanziali sullo scavo;
- Materiale al fondo non coesivo;
- Velocità al fondo sufficiente all'erosione della particella di dimensione mediana.

In particolare Mueller e Wagner hanno inteso confrontare i dati misurati con i valori stimati tramite ciascuna delle equazioni considerate, valutando successivamente, quali parametri di performance delle stesse:

- Precisione assoluta del metodo, in termini di somma dei quadrati degli errori sulle predizioni;
- Numero di valori sottostimati;
- Precisione del metodo solo relativamente ai valori sottostimati, valutata mediante la somma dei quadrati degli errori limitatamente a questi.

La valutazione comparativa della validità delle equazioni è stata condotta ricercando il trade-off ottimale fra precisione del metodo e riduzione al minimo del rischio di sottostimare il valore, preferendo infatti equazioni che tutt'al più commettano errori di stima per eccesso.

¹ David S. Mueller, Chad R. Wagner, *Field observations and evaluations of streambed scour at bridges*, U.S. Geological Survey – Water Resource Division, Office of Engineering Research and Development – Federal Highway Administration, Maggio 2005.

Se l'unico parametro di interesse fosse l'accuratezza del metodo, valutata attraverso la semplice somma dei quadrati degli errori, gli autori hanno trovato che la migliore equazione risulterebbe quella di **Froehlich**, che però conduce a sottostima in circa il 50% dei casi; la stessa equazione, modificata (con il nome di **Froehlich Design**) con l'aggiunta di un termine (pari allo spessore della pila) ai fini di costituire una relazione cautelativa valida in fase di progetto, si dimostra quella che produce meno valori sottostimati, ma in tal caso risulta fra le meno precise in assoluto. Allo stesso modo l'equazione di **Melville e Sutherland**, che si è rivelata quella che conduce alla migliore precisione relativamente ai soli valori sottostimati (somma dei quadrati degli errori rispetto solo a questi), è eccessivamente grossolana in generale (la somma dei quadrati degli errori è fra le peggiori).

Per tenere conto di tutti gli aspetti, sono stati quindi sommati i *ranking* di ogni equazione relativamente ai tre parametri di cui sopra, anche nell'eventualità di considerare solo quelli riferiti alla precisione del metodo (SSE, somma dei quadrati degli scarti), attribuendo in tal modo una sorta di punteggio ad ognuno e stilando quindi una "classifica" delle performance.

Mueller e Wagner concludono segnalando che nessuna delle equazioni è in assoluto superiore alle altre, ma si distinguono comunque 6 equazioni – di cui 4 sono la **HEC-18** e sue varianti, e le altre sono la Froehlich Design e la Mississippi – che hanno fornito un adattamento migliore ai dati di campo. La tabella che segue sintetizza gli indici di prestazione calcolati dagli autori, e mostra il ranking delle diverse formulazioni considerate.

Gli stessi autori hanno poi tentato di approfondire le cause degli errori delle 6 equazioni segnalate, riportando su un grafico gli scarti prodotti da queste rispetto ai valori osservati contro alcuni parametri significativi, quali il numero di Froude, la velocità relativa (V_0/V_c), il diametro della particella mediana, la larghezza della pila, la dimensione relativa del materiale del fondo (s/D_{50}) e la profondità relativa della corrente (y_0/s), riscontrando in molti casi delle correlazioni dei residui con tali grandezze, a conferma che non se ne sta tenendo conto in modo esatto nella valutazione dello scavo.

Allo stesso modo, Mueller e Wagner hanno tentato di spiegare la buona performance di equazioni – quali la Mississippi – che tengono conto di pochissimi parametri, a fronte delle prestazioni scadenti di altre che esigono una quantità di informazioni molto più estesa; a tal fine hanno ricercato la correlazione fra ognuno dei parametri più significativi e fra questi e la profondità dello scavo, individuando nelle forti interrelazioni fra alcune variabili la possibilità di esprimere lo scavo stesso in funzione di solo poche di esse; l'illustrazione che segue riporta appunto i grafici di relazione delle diverse variabili, mostrando altresì le distribuzioni di frequenza di ognuna.

Equation				Number of Underpredictions				Summation of Ranks			
	Number of Observations	SSE Magnitude	Rank	Count Number	Rank	SSE Magnitude	Rank	All Ranks		SSE Ranks	
								Total	Rank	Total	Rank
Ahmad	266	7536.86	27	61	14	159.48	22	63	23	49	25.5
Arkansas	266	239.52	4	74	20.5	165.61	23	47.5	20	27	16
Blench-Ingllis I	266	265.83	5	74	20.5	52.14	17	42.5	18	22	11
Blench-Ingllis II	266	954.55	17	174	27	824.60	27	71	25	44	23
Breusers	266	670.40	13	18	9.5	7.14	9	31.5	7.5	22	11
Breusers-Hancu	266	1205.60	21	77	22	201.18	25	68	24	46	24
Chitale	266	2299.40	25	90	23	169.37	24	72	26	49	25.5
Froehlich	266	160.67	1	129	26	98.24	21	48	21	22	11
Froehlich Design	266	1067.77	19	4	1	1.51	2	22	1	21	8.5
HEC-18	266	822.38	15	13	7	2.16	4	26	4.5	19	4.5
HEC-18-K4	262	791.54	14	15	8	1.93	3	25	3	17	2
HEC-18-KMO (All)	266	495.18	11	65	16	17.01	13	40	15.5	24	13
HEC-18-KMO (> 2 mm)	266	608.79	12	21	11	2.47	6	29	6	18	3
HEC-18-K4Mu	266	448.53	9	18	9.5	2.23	5	23.5	2	14	1
Ingllis-Poona I	266	1758.81	24	119	25	597.74	26	75	27	50	27
Ingllis-Poona II	266	229.68	3	72	19	45.67	16	38	12	19	4.5
Larras	266	311.13	7	48	13	72.09	20	40	15.5	27	16
Laursen I	266	1277.71	23	6	2	5.20	8	33	10	31	21
Laursen II	266	930.57	16	9	3.5	10.95	12	31.5	7.5	28	18
Laursen-Callander	266	960.55	18	9	3.5	10.39	11	32.5	9	29	19.5
Melville and Sutherland	262	3092.08	26	28	12	1.45	1	39	13.5	27	14
Mississippi	266	465.05	10	12	6	7.90	10	26	4.5	20	6
Molinas	262	199.79	2	103	24	55.96	18	44	19	20	7
Shen	266	300.77	6	69	18	37.00	15	39	13.5	21	8.5
Shen-Maza	266	1133.23	20	67	17	36.90	14	51	22	34	22
Sheppard	262	1276.04	22	11	5	3.89	7	34	11	29	19.5
Simplified Chinese	254	344.46	8	62	15	56.21	19	42	17	27	16

Tabella 2 - Sintesi degli indici di prestazione delle equazioni di stima dello scavo al piede delle pile di ponte.

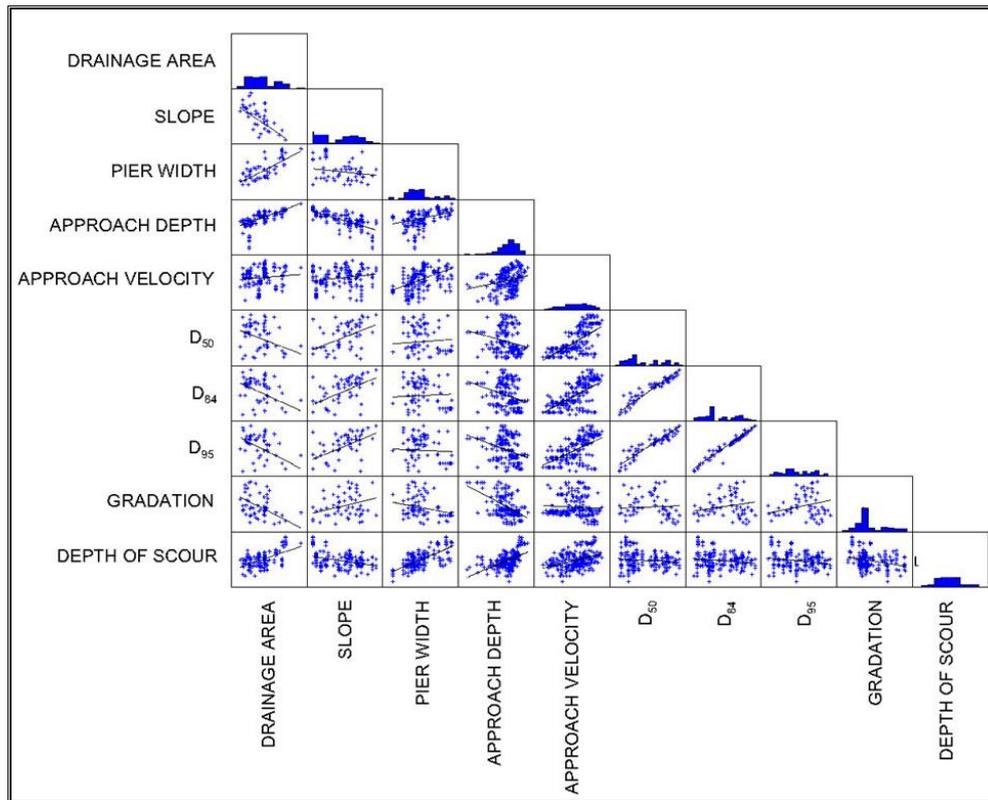


Figura 43 - Correlazione fra le diverse variabili e distribuzione di frequenza delle stesse, in trasformazione logaritmica.

Ulteriori analisi di regressione hanno poi condotto alla conclusione che la rappresentazione dei dati di campo risulta molto più accurata tenendo conto della dimensione dei granuli costituenti il fondo (generalmente tramite il valore mediano D_{50}), anche in caso di valutazioni “pesate” penalizzando fortemente le sottostime.

Di conseguenza, e sulla scia di quanto già praticato in diverse altre pubblicazioni, gli autori hanno provveduto alla formulazione di un coefficiente di correzione K_4 per l’equazione **HEC-18**, tale da permettere di considerare anche le caratteristiche del materiale al fondo. Tale coefficiente è stato studiato in modo tale da permettere una discreta precisione con pochissimi valori sottostimati e scarti sugli stessi molto contenuti; anche se l’equazione **HEC-18** così modificata non risulta superiore alle altre di cui si è già detto sopra, gli autori ritengono comunque che l’approccio sia fisicamente basato, e degno di ulteriori approfondimenti.

Ai fini della presente relazione, l’obiettivo è disporre di una stima sufficientemente precisa – tutt’al più conservativa – dello scavo producibile dalla corrente in piena al piede delle pile del ponte. Si farà dunque riferimento ad alcune delle equazioni segnalate dallo studio di Mueller e Wagner come più performanti, prendendo in considerazione anche l’equazione **HEC-18 modificata** dagli stessi autori. In particolare si è visto come l’equazione HEC-18 modificata e la Froehlich Design conducano con ottima affidabilità a delle stime conservative ma comunque molto precise, almeno con rispetto agli errori commessi in caso di sottostima; allo stesso modo l’equazione originaria di Froehlich risulta la più precisa fra quelle di letteratura, ma sottostima circa il 50% dei casi esaminati.

L'equazione **HEC-18-K4-Mu** (dello stesso Mueller, nota anche come equazione CSU – Colorado State University) infine si è trovata essere quella con più alti indici di prestazione globali. Di conseguenza è possibile procedere per il ponte oggetto della presente relazione valutando dapprima con quest'ultima equazione e con quella di Froelich un valore indicativo dello scavo atteso, e successivamente, per confronto fra i risultati delle equazioni HEC-18 modificata e Froehlich Design, un valore entro il quale è lecito aspettarsi che sia contenuto lo scavo stesso.

Di seguito si riportano le formulazioni adoperate ed i coefficienti utilizzati per le 3 equazioni di cui sopra; si riporta poi per confronto anche l'equazione di **Breusers-Hancu**, risultata scadente dallo studio citato, ma spesso utilizzata nella progettazione di ponti in Italia.

9.3.1 Equazione di Froehlich

$$y_s = 0.32\phi g^{-0.1} V_0^{0.2} y_0^{0.36} s^{0.62} D_{50}^{-0.08} \quad (10)$$

I simboli hanno il significato di cui sopra; il coefficiente ϕ invece rappresenta una correzione legata alla forma, valutabile pari a 1 per pile circolari o con fronti arrotondate, 1.3 per pile rettangolari e 0.7 per pile "idrodinamiche" ovvero con fronte appuntita.

9.3.2 Equazione Froehlich Design

$$y_s = 0.32\phi g^{-0.1} V_0^{0.2} y_0^{0.36} s^{0.62} D_{50}^{-0.08} + s \quad (11)$$

L'equazione è identica alla precedente, eccezion fatta per l'aggiunta del termine s (larghezza della pila) che rende tale formulazione cautelativa.

9.3.3 Equazione HEC-18 modificata da Mueller e Wagner

$$y_s = 2K_1 K_2 K_3 K_4 g^{-0.215} y_0^{0.135} s^{0.65} V_{50}^{0.43} \quad (12)$$

Si nota in questo caso l'assenza esplicita di termini legati alla dimensione del materiale al fondo (risolta, come detto, tramite l'introduzione del coefficiente K_4); i coefficienti K che compaiono sono valutati come descritto di seguito.

K_1 è un coefficiente legato alla forma delle pile (analogo al termine ϕ di Froehlich), che vale 1 per pile circolari o con fronti arrotondate, 1.1 per pile rettangolari e 0.9 per pile "idrodinamiche" ovvero con fronte appuntita.

K_2 è un termine di correzione rispetto all'angolazione α della pila rispetto alla corrente incidente, calcolato come:

$$K_2 = \left(\cos \alpha + \frac{L}{s} \sin \alpha \right)^{0.65} \quad (13)$$

Il termine K_3 tiene invece conto della morfologia dell'alveo, ponendosi pari a 1.1 in assenza di forme di fondo, e variabile fra 1.2 e 1.3 in presenza di dune di dimensioni da medie a grandi.

Il termine K_4 introdotto nel citato studio di Mueller e Wagner, infine, tiene conto della dimensione relativa delle particelle al fondo tramite l'espressione:

$$K_4 = 0.35 \left(\frac{s}{D_{50}} \right)^{0.19} \quad (14)$$

9.3.4 Equazione HEC-18-K4-Mu (Colorado State University, CSU)

$$\frac{y_s}{y_0} = 2K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{s}{y_{50}} \right)^{0.65} Fr_0^{0.43} \quad (15)$$

L'equazione è formalmente identica alla precedente (sviluppando si ottengono gli stessi esponenti per ogni grandezza), ma il termine correttivo per la granulometria del materiale al fondo K_4 viene valutato diversamente:

$$K_4 = 0.4V_R^{0.15} \quad (16)$$

purché non sia $D_{50} < 2$ mm o $D_{95} < 20$ mm, nel qual caso si assume $K_4 = 1$.

Il termine V_R che ivi compare è il rapporto delle velocità, espresso come segue:

$$V_R = \frac{V_0 - V_{ic,D_{50}}}{V_{c,D_{50}} - V_{ic,D_{95}}} \quad (17)$$

Le velocità che compaiono nel rapporto rappresentano:

- Velocità critica V_{c,D_x} di moto incipiente del granulo di dimensione D_x calcolata secondo la formula di Laursen:

$$V_{c,D_x} = 6.19 y_0^{1/6} D_x^{1/3} \quad (18)$$

- Velocità di approccio V_{ic,D_x} sufficiente a dare inizio al processo di scavo al piede della pila per granuli di dimensione D_x , calcolata sulla base della precedente da:

$$V_{ic,D_x} = 0.645 \left(\frac{D_x}{s} \right)^{0.053} V_{c,D_x} \quad (19)$$

Il fattore K_1 può essere calcolato in base alla seguente tabella:

Forma della pila	K_1
Fronte e retro rettangolari	1.10
Fronte e retro arrotondati	1.00
Pile circolari	1.00
Gruppo di pile circolari	1.00
Fronte triangolare	0.90

Il fattore K_2 può essere calcolato in base alla seguente espressione:

$$K_2 = \left(\cos \alpha + \frac{L}{a} \operatorname{sen} \alpha \right)^{0.65} \tag{20}$$

dove L è la lunghezza della pila lungo la direzione del moto e α l'angolo di incidenza della corrente.

Il fattore K_3 può essere calcolato in base alla seguente tabella:

Condizioni del Fondo	H delle dune	K_3
Assenza di trasporto solido	-	1.10
Letto piano ed assenza di dune	-	1.10
Dune di piccole dimensioni	$3 > H > 0.6$	1.10
Dune di medie dimensioni	$10 > H > 3$	1.10 – 1.20
Dune di grandi dimensioni	$H > 10$	1.30

9.3.5 Equazione di Breusers-Hancu²

Costituisce una delle formulazioni più comunemente utilizzate (indicata peraltro nella Direttiva 4 dell'Autorità di Bacino del Po "criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di Interesse pubblico"):

$$\frac{y_s}{s} = f_1 \left(\frac{V_0}{V_{cr}} \right) \cdot \left[2 \tanh \left(\frac{y_0}{s} \right) \right] \cdot f_2(\text{forma}) \cdot f_3 \left(\alpha, \frac{L}{s} \right) \tag{21}$$

Le funzioni che vi compaiono hanno sostanzialmente un ruolo analogo a quello dei coefficienti di correzione della formula HEC-18 nelle sue varie forme.

In particolare f_1 tiene conto del rapporto fra le velocità indisturbata e critica per il trascinamento, svolgendo perciò una funzione analoga al coefficiente K_4 dell'equazione

² L'equazione e la relativa procedura di applicazione sono riportate in Da Deppo, Datei, Salandin, *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica, Università degli Studi di Padova, Libreria Internazionale Cortina, Padova.

HEC-18 introdotto per considerare la granulometria del fondo; viene valutato come di seguito descritto:

$f_1 = 0$	per $V_0/V_{cr} \leq 0.5$
$f_1 = 2 V_0/V_{cr} - 1$	per $0.5 \leq V_0/V_{cr} \leq 1.0$
$f_1 = 1$	per $V_0/V_{cr} > 1.0$

La velocità critica in questo caso viene valutata mediante la formula, tratta dall'equazione di Shields, che esprime:

$$V_{cr} = 0.85 \sqrt{2gD_{50}(\gamma_s - \gamma_w)/\gamma_w} \tag{22}$$

dove per i terreni eterogenei si adotta come diametro rappresentativo del materiale il passante al 50% ($D = D_{50}$), con:

γ_s è il peso specifico del materiale di fondo,

γ_w è il peso specifico dell'acqua,

g è l'accelerazione di gravità.

Il fattore f_2 viene assunto in funzione della forma della pila, essendo pari a 1 per pile circolari o con fronti arrotondate, 1.3 per pile rettangolari e 0.75 per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente.

La funzione f_3 si ricollega invece all'angolazione della pila rispetto alla corrente, e conseguentemente anche al rapporto fra lunghezza e larghezza della pila stessa; il relativo valore è ricavato dal grafico che segue, ben approssimabile, tranne per gli angoli prossimi a 90°, dalla funzione che esprime K_2 per l'equazione HEC-18, riportata in precedenza.

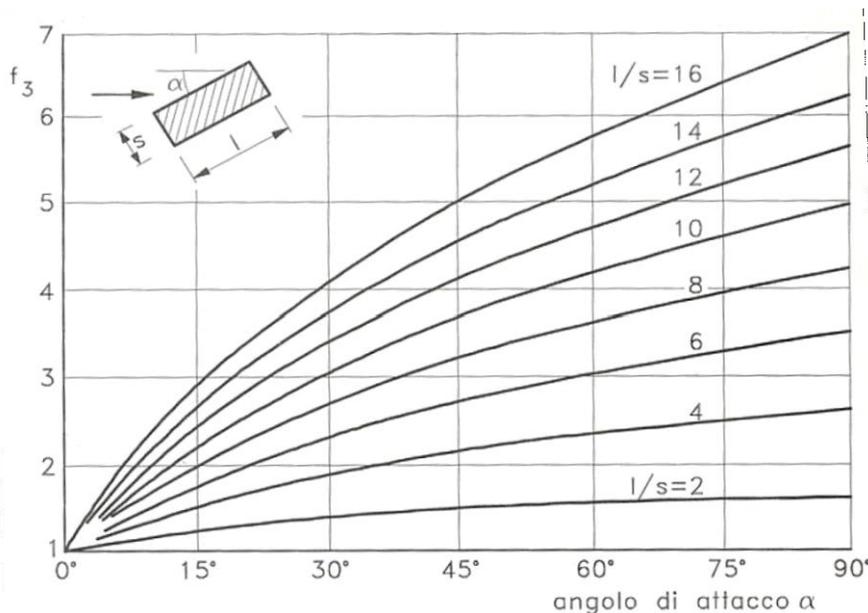


Figura 44 - Abaco per la determinazione di f_3 in funzione di α e L/s .

9.3.6 Interazione fra le pile³

La trattazione precedente, riferita al problema generico di una singola pila posta nell'alveo di un corso d'acqua, può estendersi tal quale anche ad altre eventuali pile dello stesso manufatto, a patto che siano sufficientemente distanti fra loro da potersi considerare indipendenti agli effetti del fenomeno di scavo.

L'interazione si verifica però abbastanza di frequente, specie in ponti con luci strette oppure con pile su più file; le esperienze condotte per indagare sui fenomeni di scavo nel caso di più pile hanno distinto il caso di pile allineate rispetto alla corrente oppure formanti con essa angoli di particolare interesse (45° o 90°), o ancora, per rapporto interasse-larghezza delle pile costante, hanno studiato il fenomeno al variare dell'angolatura.

Nell'ambito della presente relazione, qualora sia prevedibile una qualsiasi forma di interazione fra gli scavi di più sostegni, si farà riferimento ad una delle seguenti configurazioni "notevoli":

- Pile allineate rispetto alla corrente;
- Allineamento delle pile a 45° rispetto alla direzione del flusso;
- Pile allineate ortogonalmente alla corrente.

Per ognuna delle suddette condizioni, i grafici che seguono mostrano l'andamento del rapporto fra la profondità di scavo conseguente l'interazione e la stessa in presenza di una singola pila, distinguendo ove opportuno il caso di pila di monte, pila di valle e zona intermedia.

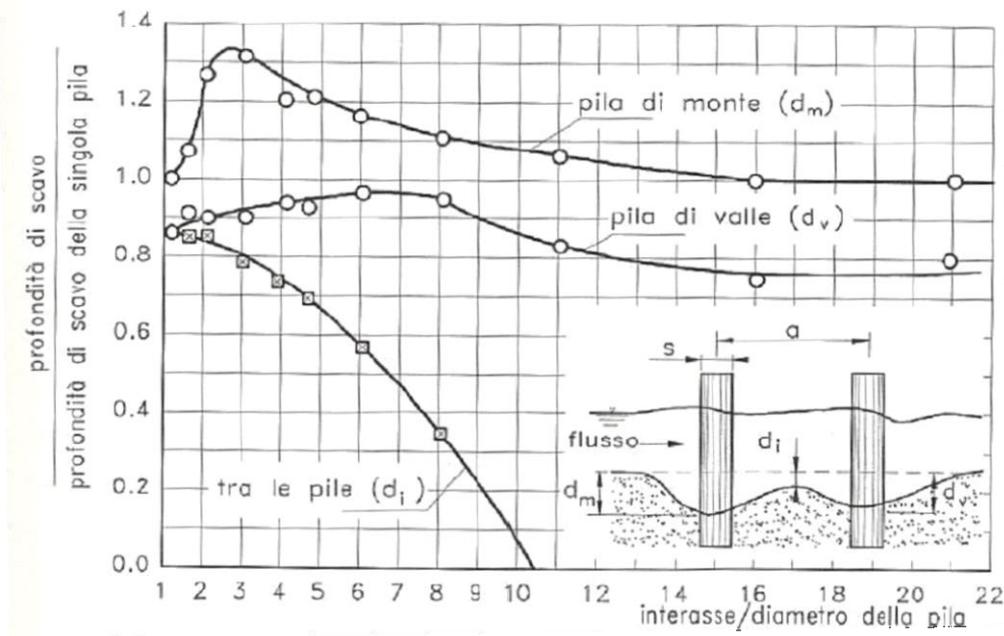


Figura 45 - Profondità di scavo per due pile allineate alla corrente in funzione dell'interasse.

³ Anche per questa parte può farsi riferimento a Da Deppo, Datei, Salandin, *Sistemazione dei corsi d'acqua*.

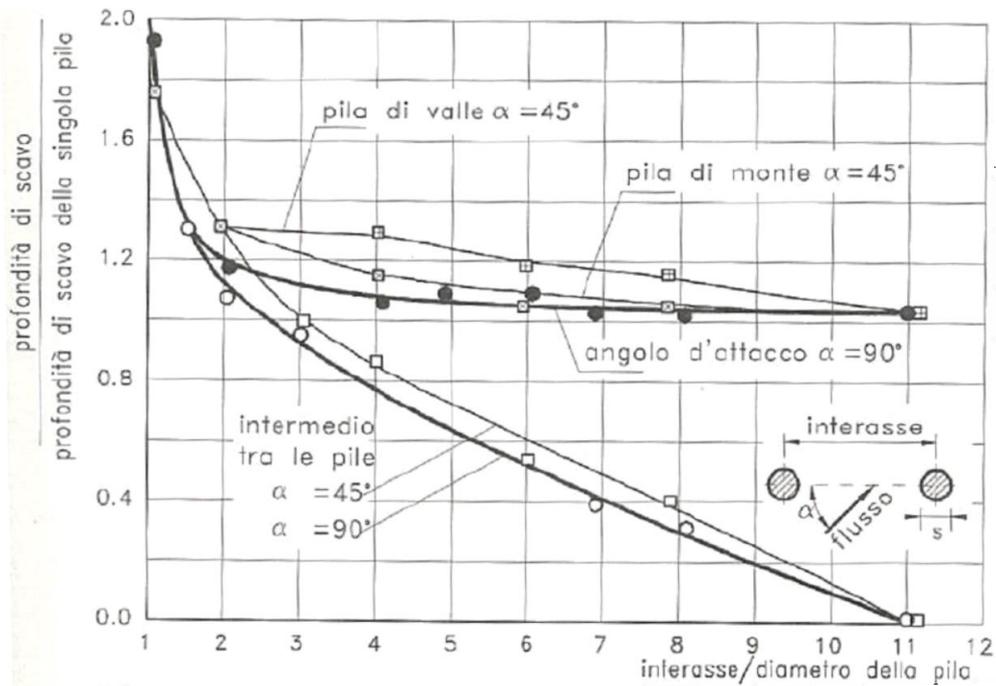


Figura 46 - Profondità di scavo per due pile allineate con angolo di 45° o 90° rispetto alla corrente, in funzione dell'interasse.

9.4 VALUTAZIONE DEL MASSIMO GRADO DI SCALZAMENTO FONDO TRAMITE SOFTWARE HEC-RAS

La stima del massimo scalzamento al fondo in corrispondenza della pila in alveo del viadotto in progetto sul Trebbia è stata condotta tramite software Hec-RAS e specifico modulo di "Hydraulic Design" – Bridge Scour.

Le formulazioni implementate dal suddetto modulo per la stima dello scalzamento alla base della pila con riferimento a T_R 200 anni ($Q=169.8 \text{ m}^3/\text{s}$) sono le seguenti:

- Equazione di Froehlich
- Equazione HEC-18-K4-Mu (Colorado State University, CSU)

Rispetto alle caratteristiche del materiale presente in alveo del tipo "Ciottoli clust supported" come rilevabile dalla foto di seguito presentata, non disponendo di prove di laboratorio si sono stimati qualitativamente i necessari dati di input di D50 e D95, rispettivamente in 100 mm e 150 mm.

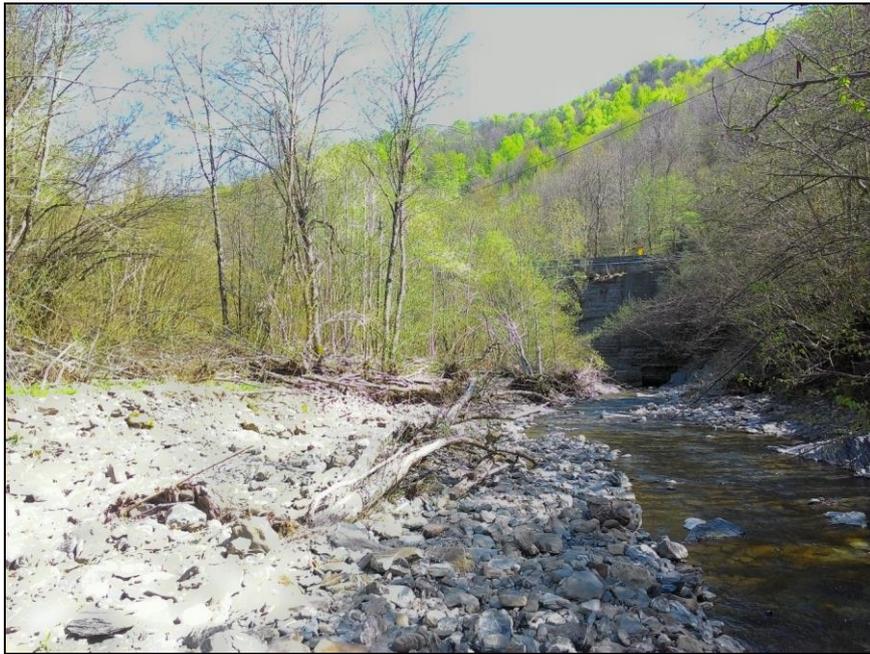


Figura 47 - Materiale d'alveo del fiume Trebbia in prossimità dell'area di intervento

In tabella si riportano i risultati delle due formulazioni adottate e di seguito i report delle due simulazioni con relativa rappresentazione grafica alla sezione.

TR200 anni $Q=169.8 \text{ m}^3/\text{s}$	<i>Froehlich</i>	<i>CSU</i>
Massimo scalzamento atteso Y_s [m]	1.85 m	1.32 m

Hydraulic Design Data **FROEHILCH**

Pier Scour

All piers have the same scour depth

Input Data

Pier Shape: Square nose
 Pier Width (m): 1.20
 Grain Size D50 (mm): 100.00000
 Depth Upstream (m): 3.40
 Velocity Upstream (m/s): 1.07
 Projected Width (m): 1.20
 Pier shape Coeff: 1.00

Results

Scour Depth Y_s (m): 1.85
 Froude #: 0.19
 Equation: Froehlich's equation

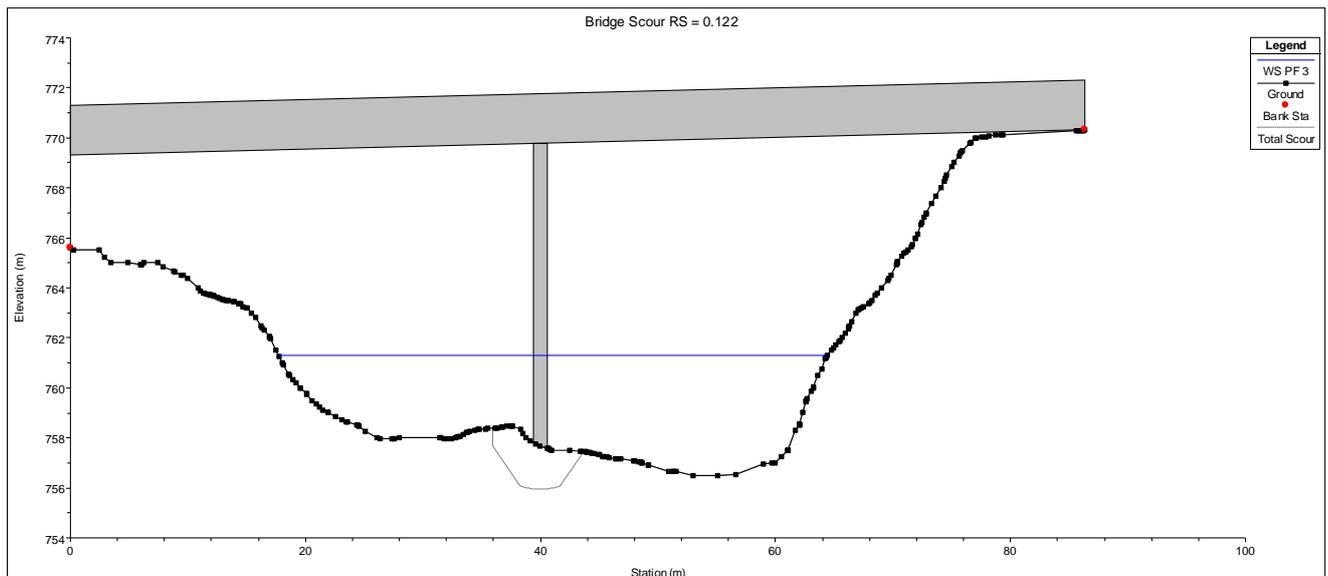


Figura 48 - Scalzamento Tr 200 anni Froehlich

Hydraulic Design Data **Colorado State University**

Pier Scour

All piers have the same scour depth

Input Data

- Pier Shape: Square nose
- Pier Width (m): 1.20
- Grain Size D50 (mm): 100.00000
- Depth Upstream (m): 3.40
- Velocity Upstream (m/s): 1.07
- K1 Square Shape: 1.10
- Pier Angle: 90.00
- Pier Length (m): 3.20
- K2 Angle Coef: 1.89
- K3 Bed Cond Coef: 1.10
- Grain Size D90 (mm): 150.00000
- K4 Armouring Coef: 0.40
- Set K1 value to 1.0 because angle > 5 degrees

Results

- Scour Depth Ys (m): 1.32**
- Froude #: 0.19
- Equation: CSU equation

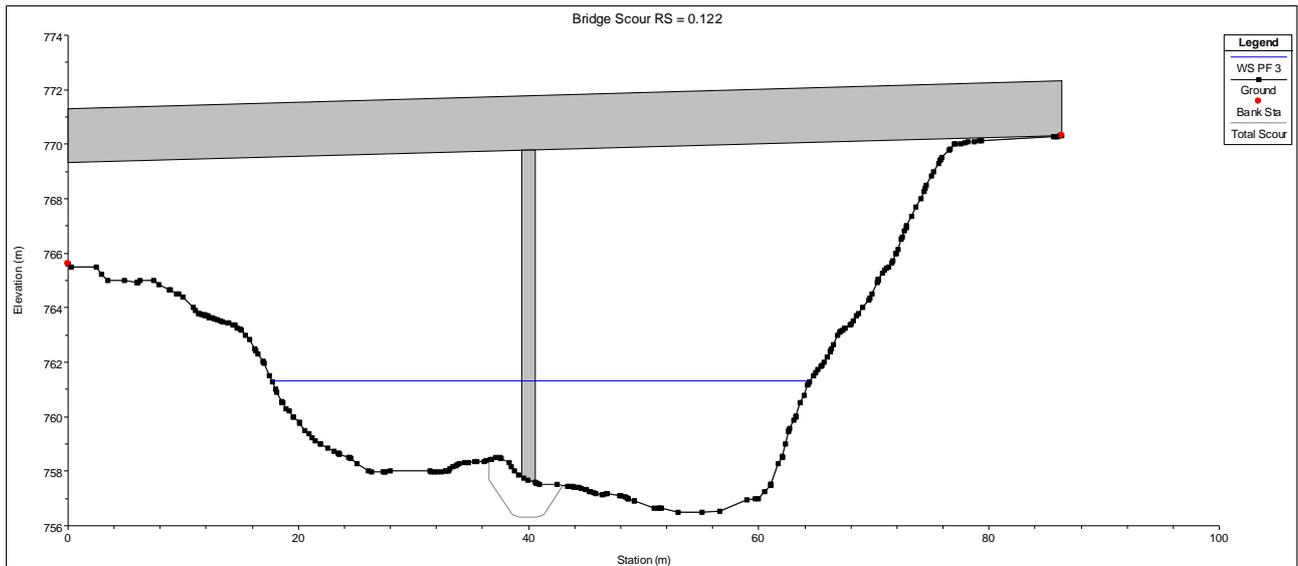


Figura 49 - Scalzamento Tr 200 anni Colorado State University

10 ALLEGATO C

10.1 IDRAULICA DI PIATTAFORMA

CPP

Tempo di ritorno anni	a (mm/h)	n (adim.)
10	64.46	0.36
20	74.39	0.36
25	77.42	0.36
50	87.23	0.35
100	96.85	0.35
200	106.45	0.34
500	119.12	0.34

Tabella 3: Parametri delle curve di possibilità pluviometrica superiori all'ora

Tempo di ritorno anni	a (mm/h)	n (adim.)
10	70.46	0.52
20	81.32	0.52
25	84.63	0.52
50	95.35	0.52
100	105.87	0.52
200	116.36	0.52
500	130.21	0.52

Tabella 4: Parametri delle curve di possibilità pluviometrica inferiori all'ora

DETERMINAZIONE INTERASSE MASSIMO CADITOIE CUNETTE ALLA FRANCESE

DATI DI PIOGGIA

a(coeff. curva possibilita' climatica)=

84.63	mm/h
0.52	adim.
10.00	min
198.87	mm/h

n(esponente curva possibilita' climatica)=

To(tempo di corrivazione) =

ic(intensità pioggia critica) =

PARAMETRI

fc(coeff.deflusso carreggiata)=

fs(coeff.deflusso scarpate)=

K(coeff.di scabrezza)=

m(coeff.di eflusso)=

a(% vuoti griglia)=

0.90	adim.
0.50	adim.
70	ml/3/s
0.60	adim.
0.50	adim.

LEGENDA DEI SIMBOLI

le=larghezza carreggiata
 ls=larghezza scarpata
 b=larghezza cunetta
 i=pendenza longitudinale
 J=pendenza trasversale

Qc= portata massima triangolare
 V=velocità deflusso
 q= portata unitaria cunetta
 yo=tirante massimo
 F= n. di Froude

imax=interasse massimo caditoie
 bc=larghezza caditoia
 lc=lunghezza caditoia
 V0=velocità limite
 lo=lungh.min.ass orbimento portata frontale

contomo bagnato calcolato geometricamente

TRINCEA	LATO	Rettilifo / Curva	Pr.iniz. (m)	Pr.fin. (m)	lc (m)	ls (m)	b (m)	i (%)	J (%)	yo m	A mq	C m	R m	Qc (l/s)	V (m/s)	q (mq/sm)	yo (m)	Ho (m)	yo/Ho (adim)	F (adim)	imax (m)
TR	SX	curva	0	50	13.00	0.00	0.88	1.300	2.50	0.10	0.0440	0.9526	0.0462	45.21	1.027	0.1027	0.10	0.15	0.65	1.04	69.9
TR	SX	curva	270	440	10.00	0.00	0.88	0.900	5.00	0.10	0.0440	0.9526	0.0462	37.62	0.855	0.0855	0.10	0.14	0.73	0.86	75.7
TR	SX	curva	570	660	10.50	0.00	0.88	4.450	2.50	0.10	0.0440	0.9526	0.0462	83.65	1.901	0.1901	0.10	0.28	0.35	1.92	160.2
TR	SX	curva	920	980	10.50	0.00	0.88	4.480	2.50	0.10	0.0440	0.9526	0.0462	83.93	1.907	0.1907	0.10	0.29	0.35	1.93	160.8
TR	SX	rettilifo	943	1014	10.50	0.00	0.88	3.750	2.50	0.10	0.0440	0.9526	0.0462	76.78	1.745	0.1745	0.10	0.26	0.39	1.76	147.1

VERIFICHE IDRAULICHE DEI COLLETTORI LONGITUDINALI SOTTOSTANTI LE CUNETTE ALLA FRANCESE**DATI DI INPUT**

a(coeff. curva possibilita' climatica Tr=25 anni)=	84.63	mm/h
n(esponente curva possibilita' climatica)=	0.52	adim.
fc(c.deflusso carreggiata)=	0.90	adim.
fs(c.deflusso scarpate)=	0.50	adim.
ta(tempo di afflusso in rete)=	5.00	min

LEGENDA DEI SIMBOLI

prog.iniz. = progressiva iniziale
 prog.fin. = progressiva finale
 L = lunghezza tratto in m
 J = pendenza longitudinale tratto in percentuale
 tr = tempo di percorrenza in rete
 tc = tempo di corrivazione

k = intensità pioggia critica
 DN = diametro collettore
 bp = larghezza carreggiata
 bs = larghezza scarpata
 Sc = superficie carreggiata
 Ss = superficie scarpata

S_{tot} = superficie totale
 Q_{prec} = port. di pioggia tratto prec.
 Q_p = portata di pioggia tratto in questione
 h = tirante idrico
 h/DN = grado riempimento tubazione
 A = Area bagnata

C = Contorno bagnato
 Ri = Raggio idraulico
 f = angolo al centro
 K = coeff. di scabrezza
 Q₈₀ = portata smaltita tubazione con 80% di riempimento
 V = velocità del deflusso con 80% di riempimento

Portata calcolata con formula razionale
 (portata di pioggia da smaltire)

cemento 70
 pe ad 90

Portata calcolata tramite la formula di Chezy
 (portata smaltibile dalla tubazione)

LATO SINISTRO (nel verso crescente delle progressive)

progressiva iniziale	progressiva finale	L tratto (m)	Tipologia	Tipologia	J (%)	tr (min)	tc (min)	k (mm/h)	DN (mm)	bp (mm)	bs (mm)	Sc (m ²)	Ss (m ²)	Qp (l/s)	h (m)	h/DN (adim.)	A (m ²)	C (m)	Ri (m)	f (rad.)	K (m ^{1/3} /s)	V ₈₀ (m/s)	Q ₈₀ (l/s)	Verifica
1010	1040	90.0	Curva	Trincea	0.90	0.7	5.7	261.6	400	10.5	0.0	945.0	0.0	61.8	0.3	0.8	0.108	0.89	0.12	2.21	90	2.1	225.9	SI
270.0	440.0	170.0	Curva	Trincea	0.90	1.4	6.4	248.7	400	10.5	0.0	1785.0	0.0	111.0	0.3	0.8	0.108	0.89	0.12	2.21	90	2.1	225.9	SI
570.0	660.0	90.0	Curva	Trincea	4.45	0.3	5.3	270.7	400	10.5	0.0	945.0	0.0	64.0	0.3	0.8	0.108	0.89	0.12	2.21	90	4.7	502.4	SI
920.0	980.0	60.0	Rettilineo	Trincea	4.18	0.2	5.2	273.2	400	10.5	0.0	630.0	0.0	43.0	0.3	0.8	0.108	0.89	0.12	2.21	90	4.5	486.9	SI
1200.0	1370.0	170.0	Curva	Trincea	3.75	0.7	5.7	262.8	400	10.5	0.0	1785.0	0.0	117.3	0.3	0.8	0.108	0.89	0.12	2.21	90	4.3	461.2	SI