



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

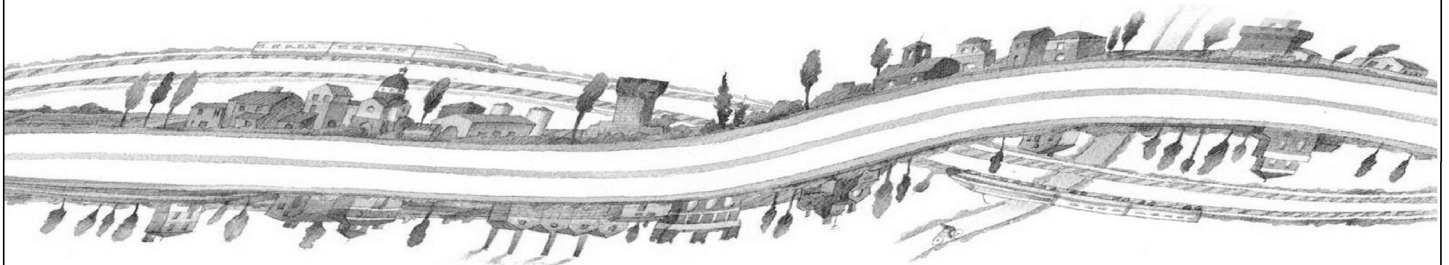
PROGETTO DEFINITIVO

**VIABILITA' DI ADDUZIONE AL SISTEMA AUTOSTRADALE
D02 (ex 1RE) Variante alla SP n°41 in corrispondenza del tracciato Cispadano - tratto tra SP n°60 e Brescello
IDROLOGIA E IDRAULICA**

IDRAULICA CORSI D'ACQUA PRINCIPALI

TORRENTE ENZA

RELAZIONE IDRAULICA



**RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

IL CONCESSIONARIO

Ing. Riccardo Telo
Albo Ing. Regg. Emilia n° 1099

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Regg. Emilia n° 945

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi



G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				Ing. Mammi	Ing. Telò	Ing. Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. Progr.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: varie
4867	PD	0	D02	DWS02	0	WW	RI	01	A	

INDICE

1.	PREMESSA.....	3
2.	INQUADRAMENTO NORMATIVO	4
3.	CRITERI GENERALI	5
3.1.	Articolazione dello studio.....	5
4.	L'APPLICAZIONE DEI MODELLI UTILIZZATI.....	7
4.1.	Il modello per la propagazione dell'onda di piena	7
4.2.	Modello di infiltrazione nel corpo arginale per evitare il sifonamento.....	10
5.	AMBITO DI RIFERIMENTO.....	12
5.1.	Tracciato stradale interferente con il corso d'acqua.....	12
6.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE TORRENTE ENZA.....	13
6.1.	Caratteristiche idrografiche.....	13
6.2.	Aspetti idrologici.....	16
6.3.	Caratteristiche geometriche e morfologiche dell'alveo (tendenza morfo-evolutiva del corso d'acqua).....	17
7.	DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO.....	22
8.	VERIFICHE IDRAULICHE	24
8.1.	Attraversamento ed opere idrauliche connesse	24
8.2.	Verifica di compatibilità idraulica stato di fatto/stato di progetto.....	25
8.2.1.	Verifica del franco di sicurezza dell'attraversamento.....	25
8.2.2.	Valutazione della compatibilità idraulica.....	30
8.3.	Verifica di compatibilità idraulica in presenza di opere provvisoriale.....	40
8.3.1.	Individuazione dei livelli idrometrici.....	42
8.3.2.	Fasi esecutive di cantierizzazione	44
8.3.3.	Considerazioni conclusive	44
8.4.	Valutazione della capacità di trasporto solido e dei fenomeni erosivi generalizzati e localizzati nel tratto interessato dalle opere	45
9.	INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA	52
10.	VERIFICA AL SIFONAMENTO E FILTRAZIONE	55
10.1.	Verifica in assenza di opere di contenimento dei processi di filtrazione	61



10.2. Verifica con diaframma profondo 10 m.....	64
10.3. Verifica con diaframma profondo 20 m.....	67
10.4. Dimensionamento diaframmi idraulici.....	69
11. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE SULLE PRESCRIZIONI AIPO	70

1. PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del Progetto Definitivo dell'Autostrada Regionale Cispadana, ed in particolare della viabilità di adduzione al sistema autostradale costituita dalla **D02 (ex 1RE) Variante alla SP n°41 in corrispondenza del tracciato Cispadano - tr atto tra SP n°60 e Brescello** e si propone di definire le grandezze idrauliche di riferimento e, di conseguenza, di stabilire gli interventi e gli accorgimenti da adottare, al fine di garantire la compatibilità tra le infrastrutture di attraversamento e il Torrente Enza, corso d'acqua interferito dalla viabilità in progetto.

Questo percorso progettuale è stato coordinato e condiviso con l' Ente Gestore del corso d'acqua interessato dall' interferenza (AIPO –Agenzia Interregionale per il fiume PO) e tiene conto delle prescrizioni impartite durante la Conferenza dei Servizi sul Preliminare che si è conclusa con l'approvazione del Progetto Preliminare nel Dicembre 2011.

Il risultato finale consiste nell'aver rispettato:

- ❑ ogni singola sezione di deflusso di attraversamento per il transito di piene con TR prefissato nel rispetto della Direttiva dell'Autorità di Bacino del fiume Po e delle Leggi nazionali;
- ❑ i franchi imposti tra livelli idrometrici per piene prefissate e quote arginali,
- ❑ distanze minime dai cigli arginali;
- ❑ le opere idrauliche di protezione sotto ogni attraversamento stradale e nelle immediate vicinanze dello stesso, inteso come: difese spondali, ringrossi arginali, protezione dei paramenti arginali sia in frodo che lato campagna e soprattutto opere di diaframmatrice antisifonamento;
- ❑ la continuità e la conservazione della viabilità gestionale sia in caso di piena che di magra

Lo studio eseguito, nonché i risultati delle modellazioni numeriche effettuate, hanno consentito di definire le caratteristiche geometriche che le infrastrutture di attraversamento devono rispettare, sia in termini di impalcato, di pile e relative fondazioni, ai fini della compatibilità con i processi idrodinamici. Sulla base delle risultanze ottenute sono state, inoltre, progettate le opere di presidio idraulico, sia di tipo attivo che passivo, necessarie alla minimizzazione delle mutue interferenze tra struttura e corso d'acqua.



2. INQUADRAMENTO NORMATIVO

Le analisi idrauliche, di seguito riportate, sono state condotte rispettando gli indirizzi e le prescrizioni riportate nella normativa di riferimento nazionale, elencata nell'elaborato PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01_A Elenco delle Normative di Riferimento.

3. CRITERI GENERALI

3.1. Articolazione dello studio

Lo studio idrologico-idraulico, nel suo complesso, si è articolato nelle seguenti fasi.

Fase 1^: Definizione di un quadro conoscitivo di riferimento morfologico e idraulico

Scopo di questa fase è di predisporre uno strumento conoscitivo in grado di valutare le sollecitazioni idrauliche del corso d'acqua nel tratto di interesse, intese quali idrogrammi di piena (livelli e portate), ricavate attraverso analisi idrologiche e processi di modellazione matematica, e le condizioni idrauliche al contorno, sia a monte che a valle, per quanto non espresso dagli eventuali dati idrometrici disponibili.

Per la definizione completa della geometria del Torrente Enza nel tratto in studio è stato utilizzato un rilievo aggiornato al 2011 messo a disposizione da AIPO.

Fase 2^: Analisi idraulica del corso d'acqua

Per il torrente Enza è stata condotta una precisa analisi idrologica ed idraulica, in grado di approfondire, attraverso un processo di modellazione matematica comparativa tra stato di progetto e stato attuale, le perturbazioni dell'attraversamento viario sulle dinamiche idrauliche.

I parametri idraulici e le procedure di calcolo di contesto, sono quelle ricavate da studi e ricerche condotte negli ultimi anni all'interno di progettualità e valutazioni idrodinamiche funzionali alla pianificazione territoriale e quindi hanno una valenza già affermata e validata, mentre i criteri di impostazione, e soprattutto i vincoli applicati, sono quelli contenuti nel quadro normativo di riferimento precedentemente elencato. Da quest'ultimo, ed in particolare dal PAI dell'AdBPo, si desumono anche elementi funzionali alla caratterizzazione del sistema fluviale. Tali parametri di riferimento sono affiancati da valutazioni legate all'opportunità di definire soluzioni progettuali di presidio idraulico di modesto impatto ambientale

In generale si è proceduto nella definizione di soluzioni progettuali che rispettino i contenuti di tracciato del progetto ed altresì tengano conto del rispetto della naturalità dei luoghi e delle esigenze che AIPO ha avanzato durante il continuo confronto che ha caratterizzato l'intero percorso progettuale.

Questa porzione dello studio ha compreso l'implementazione di un modello matematico di propagazione degli eventi di piena, mediante il quale sono stati calcolati i principali parametri idraulici di interesse (quali tiranti idrici e velocità medie della corrente), raggiunti nelle varie sezioni trasversali da piene aventi prefissati tempi di ritorno e considerando diverse condizioni al contorno, sia nelle condizioni attuali che nello stato di

progetto. Sono stati inoltre effettuati studi relativi alla compatibilità idraulica in presenza di opere provvisorie e uno studio del processo erosivo attorno alle pile del viadotto, attraverso procedure di calcolo proposte dalla citata direttiva dell'Autorità di Bacino del fiume Po e attraverso la valutazione dei risultati ricavati dalle indagini geognostiche effettuate in corrispondenza dell'attraversamento.

Fase 3^a: Analisi di filtrazione

Ai fini della verifica della possibile interferenza delle opere in progetto al fine di evitare collassi arginali dei rilevati anche in occasione delle sollecitazioni idrauliche più critiche, è stato implementato uno studio di filtrazione mediante modellistica numerica agli elementi finiti. Tale analisi consente, infatti, di definire il campo di velocità di filtrazione che si instaurano all'interno dei diversi tratti di rilevato e negli strati sottostanti allo stesso, permettendo di evidenziare l'insorgere di processi che possano potenzialmente condurre all'insorgere di fenomeni di sifonamento. Una volta quantificata l'interferenza idraulica con i processi di filtrazione del corpo del rilevato e dei rispettivi strati sottostanti, si è proceduto alla definizione e verifica delle misure progettuali di mitigazione delle potenziali criticità evidenziate, consistenti principalmente nel dimensionamento delle diaframature all'interno dei corpi arginali, ai fini di garantire la stabilità e la tenuta del presidio idraulico.

Fase 4^a: Progettazione delle opere di presidio idraulico

Sulla base delle risultanze delle analisi idrauliche e di filtrazione si è, quindi, proceduto alla definizione delle opere di presidio idraulico necessarie a garantire sia l'ufficienza idraulica delle strutture in progetto, che la compatibilità delle stesse con le dinamiche del corso d'acqua. Sono stati, inoltre, definiti gli accorgimenti e gli interventi necessari al corretto superamento degli argini, oltre che alla risoluzione delle interferenze con gli ulteriori elementi idraulici presenti. Per il progetto delle difese attive sono state privilegiate soluzioni di ingegneria naturalistica a basso impatto ambientale, condivise con gli Enti preposti al governo del territorio.

4. L'APPLICAZIONE DEI MODELLI UTILIZZATI

4.1. Il modello per la propagazione dell'onda di piena

Per il Torr. Enza è stata condotta un'analisi idraulica mediante modellazione numerica monodimensionale. La ricostruzione in formato digitale delle morfologie dell'alveo, delle arginature e delle aree limitrofe si è basata sui dati geometrici messi a disposizione da AIPO nel febbraio 2012 oltre a quelli rilevati direttamente per la esecuzione dell'infrastruttura in progetto.

Il confronto tra le dinamiche idrauliche nello stato di fatto ed in quello di progetto, che prevede la realizzazione del tracciato stradale e delle relative opere accessorie, ha consentito di evidenziare sia il funzionamento attuale del corso d'acqua, sia l'influenza apportata dall'infrastruttura in esame. Tali influenze si riconducono soprattutto ad alterazioni dei profili di rigurgito e di velocità della corrente, mentre dall'analisi modellistiche nello stato di fatto si desumono i vincoli geometrici che l'opera di attraversamento deve rispettare, in termini di quota dell'intradosso e di numero e posizione di pile e spalle del viadotto.

Il modello adottato per le simulazioni matematiche effettuate, integra numericamente le equazioni differenziali del moto vario per correnti monodimensionali gradualmente variate. L'ipotesi di monodimensionalità è ampiamente giustificata nella grande maggioranza dei tratti dei corsi analoghi a quelli in esame; essa risulta poco corretta solo in corrispondenza di brusche variazioni nella geometria della sezione liquida trasversale, ma in tali circostanze il raffittimento del rilievo geometrico limita le possibili fonti di imprecisione.

Il modello utilizzato, è *HEC-RAS River Analysis System*, elaborato dall'*Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers degli U.S.A.* (versione 4.1.0).

Si tratta di uno strumento d'applicabilità molto ampia, largamente utilizzato presso Enti Pubblici e Privati negli Stati Uniti e in oltre 40 nazioni, ed ormai adottato anche da molti Enti Pubblici Italiani.

Il modello è stato progettato per contenere vari moduli di analisi idraulica monodimensionale: analisi di moto permanente, analisi del moto vario, analisi del trasporto solido in letto mobile. Tra le diverse componenti quella utilizzata nel presente studio consiste nell'algoritmo di calcolo idraulico per la determinazione delle variazioni della portata, della velocità, della larghezza del pelo libero della corrente e di altre caratteristiche idrauliche del moto durante la propagazione verso valle della corrente idrica di portata nota, per effetto della capacità di laminazione naturale dell'alveo, della sua resistenza d'attrito, della presenza di opere interagenti con la corrente (ponti e traverse).

Il modello, calcola i profili di moto vario per corsi d'acqua monodimensionali in regime di corrente lenta, veloce o mista. Il programma, è in grado di calcolare e gestire i profili per una rete di canali naturali o

artificiali in un sistema ad albero od a singolo ramo. Le relazioni fondamentali della formulazione matematica sono le equazioni dei moti permanenti nell'espressione classica dell'equazione monodimensionale dell'energia secondo Manning. Le perdite valutate sono quelle d'attrito (secondo Manning), valutate per le diverse parti della sezione trasversale (canale centrale, sponde laterali, golene e parti di golene), e quelle causate dalla contrazione o espansione delle sezioni (tramite un coefficiente che moltiplica la variazione dell'altezza cinetica). L'equazione della quantità di moto è utilizzata nei punti dove il profilo del pelo libero subisce brusche variazioni ovvero in regime misto nel passaggio da corrente veloce a corrente lenta oppure, in corrispondenza di ponti, traverse e sottopassi o alla confluenza di più rami di una rete.

Il modello richiede, oltre alla geometria generale del corso d'acqua, profili e sezioni trasversali, i dati di portata in ingresso nella prima sezione di monte ed, eventualmente in tutte le sezioni dove sono disponibili dati di portata, ed infine le condizioni al contorno dipendenti dal regime di moto della corrente.

L'equazione generale dell'energia è la seguente:

$$Y_2 + Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + h_e$$

dove:

- Y_1, Y_2 altezza idrometrica nella sezione 1 e 2,
- Z_1, Z_2 quota del fondo alveo nelle sezioni 1 e 2,
- V_1, V_2 velocità medie (portata totale/area bagnata) nelle sezioni 1 e 2,
- α_1, α_2 coefficienti di velocità,
- h_e perdita di carico nel tratto 1-2.

La perdita di carico tra due sezioni trasversali è calcolata come somma delle perdite distribuite per attrito e di quelle concentrate per effetto di contrazioni o allargamenti bruschi di sezione secondo l'equazione:

$$h_e = LS_f + C \left(\alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

dove:

- L distanza pesata, in funzione della portata, tra le due sezioni trasversali 1 e 2,
- S_f pendenza motrice tra le sezioni 1 e 2,
- C coefficiente di perdita di carico per contrazione o allargamento di sezione.

La pendenza d'attrito S_f è valutata secondo l'espressione di Manning:

$$S_f = n^2 Q|Q| / (A^2 R^{4/3})$$

dove n è il coefficiente di resistenza di Manning (che vale anche $n=1/c$ con c di Gauckler-Strickler) ed R è il

raggio idraulico.

L'equazione differenziale del moto viene integrata per via numerica, attraverso un insieme di fasi iterative che vengono ripetute più volte per affinarne la risoluzione; per la determinazione dei profili è quindi necessario fornire le condizioni iniziali di portata in ingresso e le condizioni al contorno in funzione del regime di moto.

La procedura di calcolo per la determinazione del profilo idraulico per portata assegnata, richiede i seguenti dati:

- descrizione completa del tronco fluviale, costituita dalla rappresentazione geometrica delle sezioni di rilievo trasversali e relativo loro posizionamento plano-altimetrico;
- descrizione geometrica di opere trasversali (ponti e relativi rilevati di accesso, tombini scatolari, traverse fluviali, soglie di fondo, briglie etc.) e/o longitudinali in alveo;
- caratterizzazione della resistenza al moto in alveo e golene mediante la definizione del coefficiente di scabrezza di Manning;
- definizione dei coefficienti di contrazione/espansione, per effetto di perturbazioni offerte al moto da parte di opere trasversali presenti in alveo;
- definizione del tipo di moto (corrente lenta o veloce) nel tronco fluviale;
- condizione al contorno di partenza del calcolo del profilo secondo tre possibili metodologie:
- introduzione di una altezza d'acqua nota di valle o di monte, a seconda che il moto avvenga in corrente lenta o veloce,
- calcolo eseguito a partire dall'altezza critica,
- calcolo eseguito a partire dalla pendenza di fondo alveo.

Il calcolo del rigurgito prodotto dalle pile del ponte viene eseguito secondo diversi metodi :

- Equazione di Yarnell;
- Metodo di conservazione della quantità di moto.

4.2. Modello di infiltrazione nel corpo arginale per evitare il sifonamento

Al fine dell'impostazione della modellazione geotecnica in oggetto, ci si è riferiti all'insieme di prove geologiche e geotecniche effettuate lungo le varie fasi progettuali, con particolare riferimento alle indagini svolte proprio nel corso della presente progettazione e riportate negli specifici elaborati.

In particolare, le indicazioni fondamentali sono state ricavate dalle stratigrafie e dai livelli di falda risultanti dalle indagini in situ e dalle caratteristiche geotecniche dei diversi materiali evidenziate dalle prove di laboratorio.

Per effettuare le simulazioni dei processi di filtrazione è stato impiegato il modello SEEP/W della Geo-Slope, un software agli elementi finiti per l'analisi della filtrazione e delle spinte dovute alle pressioni nei mezzi porosi, sia in condizioni sature che insature, in modalità permanente o, come nel presente caso, variabili nel tempo: in aggiunta alle tradizionali analisi in moto uniforme in campo saturo le formule che SEEP/W utilizza rendono possibile analizzare la filtrazione come funzione del tempo e studiare problemi come quello dell'infiltrazione delle precipitazioni, dei processi di riempimento e svuotamento di bacini di invaso o, come nel caso in esame, del transito di un onda di piena all'interno di un corso d'acqua e delle aree golenali adiacenti.

Il codice di calcolo è formulato basandosi sulla classica equazione di flusso all'interno di mezzi saturi e insaturi secondo la legge di Darcy, secondo la quale:

$$q = ki$$

dove

q è la portata specifica;

k è la conducibilità idraulica;

i è il gradiente del carico idraulico totale.

L'equazione differenziale che governa il moto di filtrazione di natura bidimensionale può essere espresso come:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t}$$

dove

H è il carico idraulico totale;

k_x è la conducibilità idraulica nella direzione orizzontale;

k_y è la conducibilità idraulica nella direzione verticale;



Q è la condizione di flusso al contorno;

θ è il contenuto volumetrico d'acqua;

t è il tempo.

L'analisi è stata effettuata in regime transitorio, in modo da poter osservare gli incrementi nel tempo delle diverse grandezze caratteristiche del moto di filtrazione e di poter definire il flusso sotterraneo in condizioni di transito dinamico dell'onda di piena.

5. AMBITO DI RIFERIMENTO

5.1. Tracciato stradale interferente con il corso d'acqua

Il tracciato stradale in progetto della **Variante alla SP n° 41 in corrispondenza del tracciato Cispadano - tratto tra SP n° 60 e Brescello** è classificato come C1 ed è un nuovo tronco stradale di collegamento tra la vecchia Cispadana in comune di Brescello e la viabilità denominata strada di Chiozzola in Coenzo la quale collega Sorbolo e Coenzo.

Il tracciato ha inizio in prossimità della rotatoria di via Chiozzola e si sviluppa in direzione est con una curva in destra di raggio 400.00m, passata la curva la viabilità corre parallelamente ad un fabbricato esistente, subito dopo si attraversa l'SP 41 e il torrente Enza. Attraversata questa interferenza il tracciato prosegue in aperta campagna con curve di raggio superiore a 500m raggiungendo l'intersezione tra via Imperiale e via Viazza, dove è prevista la realizzazione di un nuovo svincolo a rotatoria per garantire la continuità alle strade interferenti. Oltrepassata la rotatoria ci si ricongiunge alla Cispadana esistente mediante rettilineo di lunghezza di circa 1300m. Tutte le curve sono dotate di opportuni raccordi di transizione, in entrata e uscita, adeguati per categoria e velocità di progetto della strada stessa. Altimetricamente il tracciato è caratterizzato da livellette con pendenze inferiori al 3.50% e i raccordi concavi e convessi hanno un raggio di 8000m.

6. INQUADRAMENTO TERRITORIALE TORRENTE ENZA

Il Torr. Enza è un corso d'acqua naturale di competenza gestionale dell'Agenzia Interregionale per il fiume Po che viene attraversato dall'opera stradale in progetto tra le progressive chilometriche 0+616 e 0+750. L'attraversamento si trova circa 600 m a monte dell'abitato di Coenzo, in Provincia di Parma.

6.1. Caratteristiche idrografiche

Il torrente Enza, affluente di destra del fiume Po, nasce nella regione appenninica, dal passo del Giogo e Monte Palerà a quota 1.425 m s.l.m., in prossimità dello spartiacque ligure-emiliano e scorre, per quasi tutta la sua lunghezza tra le province di Parma e di Reggio Emilia.

La quota massima del bacino è rappresentata dai 2.016 m s.l.m. dell'Alpe di Succiso, la minima dai 24 m della foce in Po, mentre l'altitudine media del bacino, chiuso a foce Po, è di circa 600 m s.l.m. Il bacino idrografico presenta una superficie complessiva di circa 890 km² di cui 650 km² di bacino montano e 240 km² di bacino di pianura. Il corso del torrente si sviluppa lungo un'asta di circa 97 km.

Numerosi sono gli affluenti che alimentano il torrente Enza, tra i principali possiamo ricordare i torrenti Cedra, Bardea, Termina e Masdona in sponda sinistra, mentre i torrenti Liocca, Andrella, Lonza, Tassobbio e Cerezzola in sponda destra. Numerosi sono anche gli invasi lacuali sia naturali sia artificiali, i più estesi sono il Lago Verde, il Lago Ballano e il Lago Paduli d'origine artificiale. I numerosi laghi artificiali servono per alimentare le piccole centrali idroelettriche che forniscono energia elettrica a diversi paesi dell'area montana.

Il bacino del torrente Enza è delimitato a sud da catene principali d'origine ex-glaciale con cime anche superiori ai 2.000 m, lateralmente è compreso tra dorsali secondarie.

La parte alta del bacino è composta d'arenarie, flysch e argille disposte caoticamente e con affioramenti alternati. Le frequenti discontinuità e l'eterogeneità dei materiali favoriscono la formazione di movimenti franosi spesso anche di notevole entità.

Nella parte media, fino a S. Ilario, il bacino è interessato da formazioni di tipo arenaceo con intercalazioni calcareo-marnose e affioramenti d'argille e flysch, tali strutture, soprattutto quell'arenacea, riducono la potenzialità ai dissesti dei versanti ormai meno acclivi.

Nella parte bassa prevalgono le argille e i limi d'origine alluvionale fluviale e fluviolacuale.

Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche dei bacini dei principali affluenti con indicate rispettivamente il nome dell'affluente, la superficie imbriferà del bacino relativo a quel particolare affluente, la quota massima, la quota nella sezione di chiusura, la quota media dell'affluente, la progressiva di immissione a partire dalla sorgente e la sponda su cui insiste.

Affluente	Sup.	Hmax	Hs	Hm	prog. sponda	Immiss.
	km ²	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	km	
T. Andrella	12,91	1.408	558	948	10,96	dx
T. Cedra	82,20	1.859	446	1.134	16,07	sx
T. Bardea	18,67	1.059	384	669	20,79	sx
T. Lanza	66,89	1.727	338	855	24,95	dx
T. Tassobbio	97,92	837	258	538	32,18	dx
T. Cerezzola	13,44	736	203	452	39,61	dx

TABELLA 6.1-1: CARATTERISTICHE DEI PRINCIPALI AFFLUENTI DEL T. ENZA DALLA SORGENTE FINO A CIANO D'ENZA

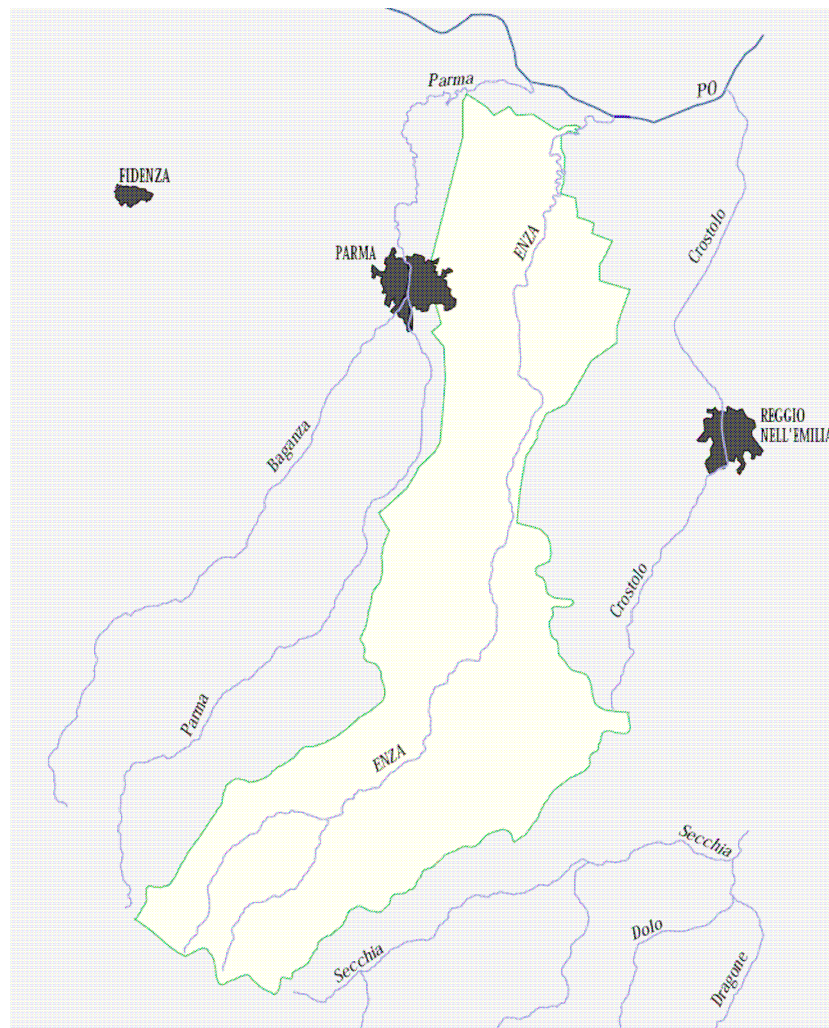


FIGURA 6-1: BACINO IMBRIFERO DEL TORRENTE ENZA

Il torrente Enza scorre, dalla sorgente fino a Ciano d'Enza, in direzione nord-est e prevalentemente incassato tra ripidi versanti, poi prevalentemente in direzione nord fino allo sbocco in pianura dove forma un'ampia conoide che si sviluppa per diversi chilometri. Successivamente prosegue in direzione nord-est fino alla confluenza in Po nei pressi di Brescello, formando in quest'ultimo tratto ampi meandri arginati.

Il primo tratto del torrente, dalle sorgenti fino alla confluenza con il torrente Cedra (bacino di 82,2 Km²), è caratterizzato da una forte pendenza che nella prima parte per circa 4 Km supera valori del 10 % e poi fino al ponte di Selvanizza, dove avviene la confluenza con il Cedra, presenta valori medi sull'ordine del 5 %; lungo questo primo tratto che scorre con andamento torrentizio il trasporto solido di clasti grossolani è considerevole.

Nel secondo tratto, dal ponte di Selvanizza al ponte di Vetto, il torrente scorre con pendenze minori, dell'ordine di circa l' 1,2 %, il trasporto solido si mantiene costante ma di clasti di dimensioni minori in quanto i versanti sono meno acclivi. In tale tratto l'Enza riceve il copioso contributo delle acque del torrente Lanza (bacino 66,89 Km²).

Dopo Vetto la valle si allarga, la pendenza del torrente si riduce a valori dello 0,95% mantenuti fino in prossimità del ponte di Bazzano; in questo tratto il torrente raccoglie le acque del torrente Tassobio (bacino 97,92 km²), il maggiore affluente dell'Enza nel tratto montano.

Tra il ponte di Bazzano e il paese di Ciano d'Enza, il torrente scorre tranquillo in un alveo ormai ampio con pendenze minori dello 0,8%.

Dalle sorgenti fino a Ciano d'Enza, quindi nella parte montana del bacino, il torrente presenta una forte erosione spondale con arretramenti delle sponde anche dell'ordine dei 10 m; sempre in questo tratto il trasporto solido è piuttosto elevato (erosione specifica pari a 0,21 mm/anno - da: "*Piano Stralcio del fiume Po*", *Autorità di bacino del fiume Po*) a causa delle caratteristiche litologiche e morfologiche dei versanti.

Da Ciano d'Enza fino a S. Ilario d'Enza il torrente entra con pendenze ormai modeste nella conoide di pianura e riceve i contributi dei torrenti Termina e Masdona. In questo tratto la valle si allunga, formando una piatta ed estesa paleoconoide alluvionale che, come un ventaglio, si estende per circa 20 km fino all'altezza del ponte dell'autostrada del Sole. Essa è costituita da depositi fluviali di ghiaia, sabbia, limi e argille inegualmente distribuiti in relazione alla dinamica fluviale. Su di essi si sviluppa l'alveo attivo del fiume caratterizzato da numerosi rami di magra che s'intrecciano con annuale casualità nel largo ed ampio greto. Le sue acque permettono l'irrigazione di un'ampia area della pianura Parmense e Reggiana e contribuiscono ad alimentare un importante serbatoio idrico sotterraneo, dal quale adducano vari acquedotti pubblici, pozzi privati ed impianti industriali.

Nella parte di conoide pedecollinare la morfologia varia sensibilmente anche a causa dell'attività estrattiva presente, che modifica casualmente e localmente la geometria del corso d'acqua.

La pendenza, a valle del ponte sulla via Emilia, diminuisce ulteriormente ed il torrente Enza abbandona la conoide alluvionale poco prima del ponte dell'autostrada A1. In questo tratto si nota una tendenza al passaggio da condizioni ramificate ad un andamento monocorsuale; qui predominano le ampie golene laterali dove aumenta decisamente il potere laminativo del corso d'acqua.

Da Sorbolo fino alla foce in Po il torrente scorre, tra i limi e le argille della pianura, con andamento marcatamente meandriforme e completamente arginato.

6.2. Aspetti idrologici

Il clima del bacino idrografico del torrente Enza è di tipo mediterraneo caratterizzato da stagioni piovose (autunno e primavera) e secche (estate ed inverno).

Il regime pluviale dei principali bacini del massiccio centrale appenninico, è generalmente contraddistinto da elevata piovosità nelle zone di montagna prossime al crinale, dovuta alla particolare intensità dei fronti, mentre la piovosità risulta scarsa nelle zone di collina e pianura¹.

Nella parte montana le precipitazioni hanno un regime di tipo sublitoraneo-appenninico, con massimi in primavera e autunno e minimi in estate e inverno. In pianura diminuisce la differenza tra i massimi e i minimi, il regime di precipitazioni diventa di tipo sublitoraneo-padano.

Le precipitazioni medie variano da minimi di 700 mm/anno a massimi di oltre 2.000 mm/anno; per quanto riguarda le precipitazioni massime giornaliere esse variano da dei minimi di 110 mm/giorno a dei massimi di 220 mm/giorno relativi a tempi di ritorno cinquantennali (valori indicati nel Piano Stralcio già menzionato).

L'accumulo delle acque all'interno del bacino dell'Enza risulta limitato dalla notevole acclività dei versanti che favoriscono la formazione di elevati deflussi, tempi brevi di corrivazione e rapido esaurimento delle portate nei periodi di magra.

Per il torrente Enza, gli strumenti di misura dei livelli idrometrici attualmente attivi gestiti in parte dalla Provincia di Parma ed in parte dalla Regione Emilia Romagna, attraverso l'ARPA, vengono riportati nella Tabella 6-2.

TABELLA 6-2: STAZIONI IDROMETRICHE ESISTENTI LUNGO L'ASTA DEL TORRENTE ENZA

Località	Ente gestore
Selvanizza	Prov. Parma
Selvanizza	ARPA/RER
Vetto	ARPA/RER
Currada (loc. Compiano)	ARPA/RER
Compiano	ARPA/RER
Casse Espansione Enza SIAP	ARPA/RER
Sorbolo	ARPA/RER

6.3. Caratteristiche geometriche e morfologiche dell'alveo (tendenza morfologica evolutiva del corso d'acqua)

Il torrente Enza scorre, dalla sorgente fino a Ciano d'Enza, in direzione nord-est e prevalentemente incassato tra ripidi versanti, poi prevalentemente in direzione nord fino allo sbocco in pianura dove forma un'ampia conoide che si sviluppa per diversi chilometri. Successivamente prosegue in direzione nord-est fino alla confluenza in Po nei pressi di Brescello, formando in quest'ultimo tratto ampi meandri arginati.

Il primo tratto del fiume, dalle sorgenti fino alla confluenza con il torrente Cedra (bacino di 82,2 Km²), è caratterizzato da una forte pendenza che nella prima parte per circa 4 Km supera valori del 10 % e poi fino al ponte di Selvanizza, dove avviene la confluenza con il Cedra, presenta valori medi sull'ordine del 5 %; lungo questo primo tratto che scorre con andamento torrentizio il trasporto solido di clasti grossolani è considerevole.

Nel secondo tratto, dal ponte di Selvanizza al ponte di Vetto, il torrente scorre con pendenze minori, dell'ordine di circa l' 1,2 %, il trasporto solido si mantiene costante ma di clasti di dimensioni minori in quanto i versanti sono meno acclivi. In tale tratto l'Enza riceve il copioso contributo delle acque del torrente Lanza (bacino 66,89 Km²).

Dopo Vetto la valle si allarga, la pendenza del torrente si riduce a valori dello 0,95% mantenuti fino in prossimità del ponte di Bazzano; in questo tratto il torrente raccoglie le acque del torrente Tassobio (bacino 97,92 km²), il maggiore affluente dell'Enza nel tratto montano.

Tra il ponte di Bazzano e il paese di Ciano d'Enza, il torrente scorre tranquillo in un alveo ormai ampio con pendenze minori dello 0,8%.

Dalle sorgenti fino a Ciano d'Enza, quindi nella parte montana del bacino, il torrente presenta una forte erosione spondale con arretramenti delle sponde anche dell'ordine dei 10 m; sempre in questo tratto il

trasporto solido è piuttosto elevato (erosione specifica pari a 0,21 mm/anno - da: "*Piano Stralcio del fiume Po*", *Autorità di bacino del fiume Po*) a causa delle caratteristiche litologiche e morfologiche dei versanti.

Da Ciano d'Enza fino a S. Ilario d'Enza il torrente entra con pendenze ormai modeste nella conoide di pianura e riceve i contributi dei torrenti Termina e Masdona. In questo tratto la valle si allunga, formando una piatta ed estesa paleoconoide alluvionale che, come un ventaglio, si estende per circa 20 km fino all'altezza del ponte dell'autostrada del Sole. Essa è costituita da depositi fluviali di ghiaia, sabbia, limi e argille inegualmente distribuiti in relazione alla dinamica fluviale. Su di essi si sviluppa l'alveo attivo del fiume caratterizzato da numerosi rami di magra che s'intrecciano con annuale casualità nel largo ed ampio greto. Le sue acque permettono l'irrigazione di un'ampia area della pianura Parmense e Reggiana e contribuiscono ad alimentare un importante serbatoio idrico sotterraneo, dal quale adducano vari acquedotti pubblici, pozzi privati ed impianti industriali.

Nella parte di conoide pedecollinare la morfologia varia sensibilmente anche a causa dell'attività estrattiva presente, che modifica casualmente e localmente la geometria del corso d'acqua.

La pendenza, a valle del ponte sulla via Emilia, diminuisce ulteriormente ed il torrente Enza abbandona la conoide alluvionale poco prima del ponte dell'autostrada A1. In questo tratto si nota una tendenza al passaggio da condizioni ramificate ad un andamento monocorsuale; qui predominano le ampie golene laterali dove aumenta decisamente il potere laminativo del corso d'acqua.

Nel grafico seguente si riporta il profilo longitudinale del thalweg del torrente Enza dalle sorgenti fino a Ciano d'Enza.

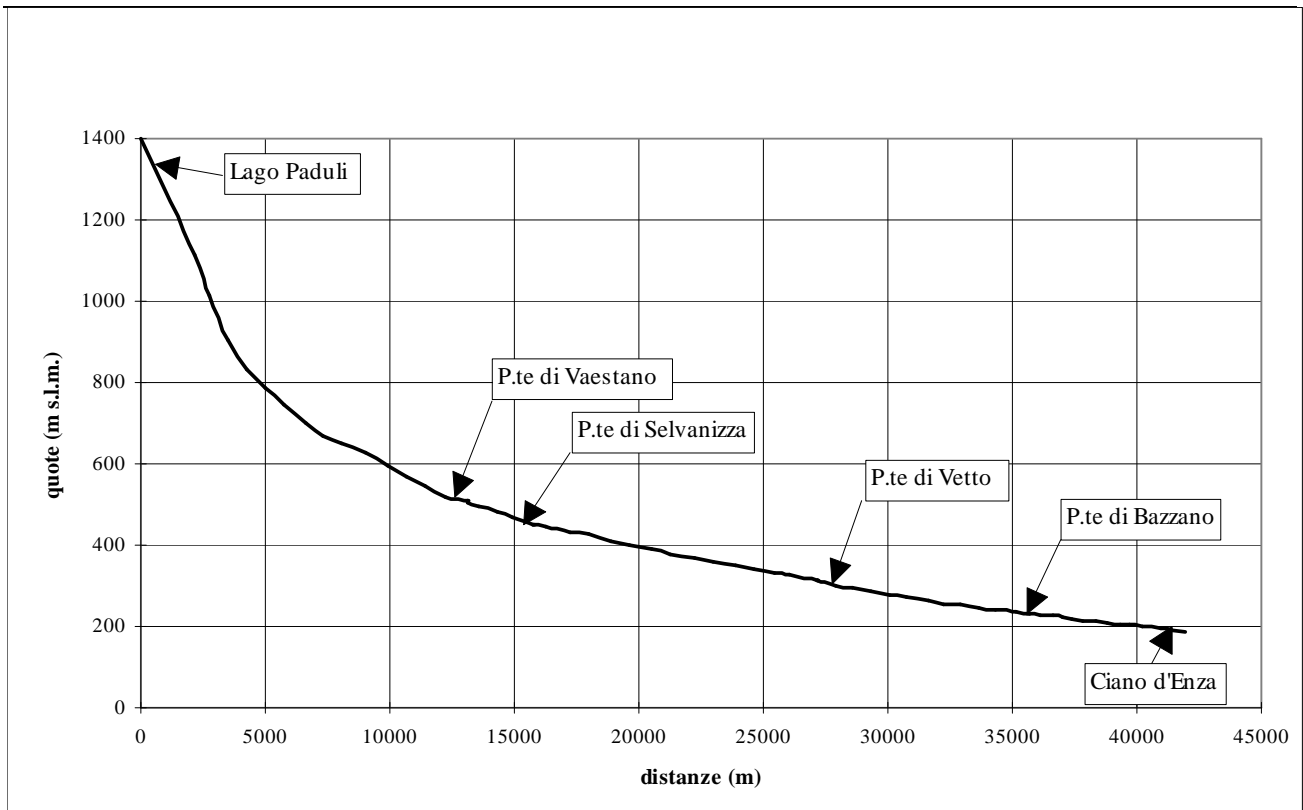


FIGURA 6-2: PROFILO LONGITUDINALE DEL THALWEG DEL T. ENZA (DALLE SORGENTI A CIANO D'ENZA)

Nel tratto oggetto di intervento il corso d'acqua ha andamento debolmente meandriforme e si sviluppa tendenzialmente da Sud verso Nord. La struttura d'alveo nel tratto d'interesse è ovunque unicursale, con limitate golene laterali idraulicamente attive solo in occasione di portate significative e ben delimitate da arginature quasi ovunque parallele.

Le arginature presentano nella zona elevazione e sagoma in generale commisurate alla intensità e durata degli eventi di piena.

Avendo constatato che il tratto oggetto di analisi è caratterizzato da moderata lunghezza ed estensione, e specialmente il fatto che le opere idrauliche in progetto non determinano significativa riduzione del volume d'alveo disponibile per la laminazione delle piene, sono state effettuate simulazioni idrauliche in moto permanente (stazionario).

La soluzione in moto stazionario, rispetto ad una analisi in termini di colmo di piena fornita da un'analisi in moto vario, fornisce condizioni di verifica sensibilmente più cautelative e, specialmente in corrispondenza dei manufatti di attraversamento, consente di impostare un confronto corretto tra diverse formulazioni per la stima delle perdite di carico.

Si tenga presente che in relazione alla formazione del fenomeno del cappio di piena nelle simulazioni in

moto vario non si ha mai concomitanza tra livelli massimi e portate massime, condizione di verifica cautelativa che è invece garantita dalla semplificazione del moto stazionario.

Il modello geometrico utilizzato è stato costruito sulla base dei rilievi eseguiti nell'anno 2011 da A.I.Po., integrando così il rilievo effettuato ad hoc nel 2008 in fase di progettazione preliminare.

Esso è costituito da 16 sezioni trasversali d'alveo, che rappresentano in modo esaustivo l'alveo attivo e quello golenale, per un'estensione che va dall'abitato di Lentigione fino alla foce in Po (vedi Figura 6-3).

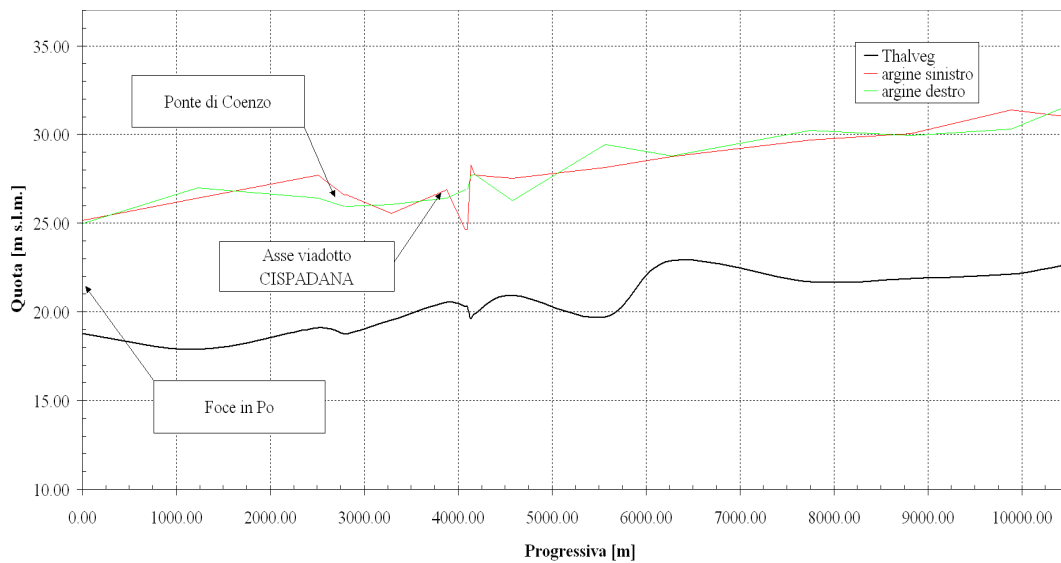


FIGURA 6-3: ANDAMENTO LONGITUDINALE DEL THALWEG E DEI PRESIDI ARGINALI NEL TRATTO DI TORRENTE CONSIDERATO

I valori di scabrezza assunti tengono conto della combinazione di diversi fattori che intervengono nella caratterizzazione delle perdite distribuite durante un evento di piena:

- caratteristiche granulometriche del materiale d'alveo,
- caratteristiche morfologiche e geometriche quali il grado di sinuosità del tratto d'alveo e brusche variazioni di geometria della sezione;
- caratterizzazione della copertura vegetale presente nelle zone spondali e nelle aree golenali.

Sulla base dei sopralluoghi effettuati, dei riferimenti bibliografici che si riconducono ai principali studi in materia si sono quindi assunti valori opportuni della scabrezza in funzione non solo della copertura vegetale ma anche del tipo e granulometria del materiale presente in alveo.

È stata quindi svolta un'operazione di taratura sui coefficienti di scabrezza in modo da riprodurre, almeno nell'intorno dell'attraversamento in esame (ed in assenza di quest'ultimo) le medesime condizioni di livello riportate nel P.A.I.

Indicazioni presenti in letteratura sono state tratte dalla pubblicazione "Open-Channel Hydraulics" - V.T. Chow, 1959, Macgraw-Hill, Singapore e da "Meccanica dei fluidi", Marchi - Rubatta.



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13

PROGETTO DEFINITIVO
IDROLOGIA E IDRAULICA
IDRAULICA CORSI D'ACQUA PRINCIPALI
TORRENTE ENZA
RELAZIONE IDRAULICA

I valori provenienti dalla modellizzazione idraulica sono stati ottenuti, assumendo un coefficiente di Strickler di $20 \text{ m/s}^{1/3}$ per l'alveo inciso e $18 \text{ m/s}^{1/3}$ per le golene.

7. DEFINIZIONE DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO

Per il calcolo dei profili di rigurgito, vista la prossimità del viadotto con la foce del T. Enza in Po sono state considerate tre combinazioni di eventi di riferimento:

- Q200 del fiume Enza, pari a 570 m³/s (secondo la Direttiva Piene del PAI dell'AdBPo), e livello idrometrico nel fiume Po corrispondente alla piena con TR20;
- Q20 del fiume Enza che, sempre secondo la citata Direttiva del PAI, nel tratto di interesse è pari a 550 m³/s, e livello idrometrico alla foce corrispondente alla portata con TR200 anni del fiume Po.
- Q200 del fiume Enza, pari a 570 m³/s e livello idrometrico nel fiume Po corrispondente alla piena con TR200

Progr. [km]	Sezione	Denominazione	Superficie [km ²]	Q20 [m ³ /s]	Q100 [m ³ /s]	Q200 [m ³ /s]	Q500 [m ³ /s]
13,184	178	ponte di Vaestano	80,00	512	-	750	848
15,777	173	ponte di Selvanizza	165,23	512	-	752	852
27,154	157	p.te di Vetto	290,00	710	-	1043	1178
35,637	143	ponte di Bazzano	416,00	722	-	1060	1195
41,951	129	Ciano d'Enza*	460,00	750	1080	1210	1400
57,327	75	Montecchio Emilia*	630,00	820	1190	1350	1570
65,092	55	Gattatico*	670,00	550	550	570	920
82,057	20	Lentigione*	738,00	550	550	570	920

* da Direttiva Piene del PAI e con casse di espansione

TABELLA 7-1: PORTATE DI PIENA PER IL TORRENTE ENZA

Vista l'esigua differenza tra le portate al colmo con TR20 e 200 anni nel fiume Enza, per via dell'effetto di laminazione delle casse di espansione poste più a monte, le condizioni più sfavorevole sono indubbiamente rappresentate dalla seconda e terza combinazione di eventi, come ricavato anche dalle simulazioni delle diverse combinazioni di eventi descritte effettuata nella configurazione morfologia attuale.

Le condizioni al contorno di calcolo in condizioni di piena sono, quindi, le seguenti:

- altezza di valle di partenza del calcolo idraulico a foce Enza: m 27,94 s.l.m. livello idrico noto nell'ipotesi di Q20 del f. Po e m 30,00 s.l.m. nell'ipotesi di Q200 del f. Po. Tali valori sono stati

ricavati dal livello idrometrico del fiume Po alla foce del t. Enza, desunto dalle simulazioni eseguite dallo studio Telò s.r.l. sul fiume Po nell'ambito di numerosi progetti commissionati anche dallo stesso AIPO (Chiavica Naviglio) e da altri istituti. Tali valori idrometrici assunti come condizione al contorno sono leggermente superiori, rispetto a quelli contenuti nella relativa tabella allegata alla Direttiva Piena di Progetto dell'ADBPO, quindi a favore di sicurezza;

- portata in ingresso a monte del ponte pari a 550 m³/s per la piena con TR20, e pari a 570 m³/s per TR200.

I calcoli idraulici per la definizione del profilo di inviluppo di piena sono stati svolti con riferimento alle seguenti condizioni fisiche del corso d'acqua:

- configurazione attuale in assenza del nuovo attraversamento con quota argine sponda dx e sn 31,50 m s.l.m.
- configurazione di progetto con la presenza del nuovo attraversamento ed adeguamento dei rilevati arginali in corrispondenza dello stesso. Tale adeguamento consiste nel ringrosso arginale in sagoma ed in quota, sino a portare i presidi arginali alla quota di 32.17 m s.l.m.

8. VERIFICHE IDRAULICHE

8.1. Attraversamento ed opere idrauliche connesse

Il torrente Enza è attraversato dalla viabilità di Adduzione in esame circa 600 m a monte dell'abitato di Coenzo, in Provincia di Parma.

Il sistema viadottistico composto da un unico impalcato presenta tre campate sostenute da due pile a sezione ellittica di dimensione trasversale 2.40 m. L'interasse trasversale massimo che costituisce la luce centrale è di m 67.00 al fine di scavalcare l'alveo di piena senza interazioni idrodinamiche, mentre le campate laterali hanno una luce di 33 m al fine di scavalcare i due presidi arginali ringrossati senza interferire con essi. L'attraversamento avviene quasi ortogonalmente all'asse del torrente, infatti l'angolo tra asse del tracciato e la normale al corso d'acqua è pari a circa 10°. Entrambe le pile si trovano in corrispondenza dei paramenti arginali lato fiume, sono quindi al limite dell'alveo di piena. L'intradosso dell'impalcato, a seguito delle verifiche idrauliche successivamente descritte ed in funzione della livelletta stradale, è stato imposto ad una quota variabile tra 33.34 e 33.56 m s.l.m. garantendo un franco in linea con le prescrizioni impartite dalle Direttive e Norme cogenti .

Lo studio, finalizzato alla determinazione della quota d'intradosso dell'impalcato, verifica anche l'adeguatezza idraulica complessiva dell'attraversamento viario in stretta osservanza della direttiva emanata dall'Autorità di bacino del fiume Po: "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" e ricordata nel capitolo 2.

La soluzione adottata per la realizzazione del viadotto prevede la realizzazione di pile poggianti su fondazioni costituite da diaframature portanti, aventi la duplice funzione strutturale ed idraulica, alle quali verrà collegato un diaframma avente esclusivamente funzione idraulica, che si estenderà longitudinalmente per 20 m a monte e 20 m a valle delle fondazioni andando così a limitare i fenomeni di infiltrazione in caso di piena. Questa opportunità è stata condivisa da AIPO durante la conferenza dei servizi sul Progetto Preliminare e durante i numerosi incontri che si sono succeduti sul tema.

Inoltre viene garantita la continuità di passaggio ai mezzi di gestione e manutenzione, prevedendo sia in sponda destra che in sponda sinistra la deviazione della viabilità arginale tramite apposite piste di servizio aventi larghezza pari a 6 m e altezza utile tra il piano campagna e l'intradosso del viadotto pari a 5 m.

Tali piste verranno raccordate con la viabilità di servizio attualmente esistente tramite rampe di salita e discesa dalla sommità arginale.

Si prevede la realizzazione opere accessorie di difesa spondale e di fondo, opportunamente dimensionate al fine di proteggere le sponde e l'alveo da possibili erosioni localizzate e divagazioni, oltre che le arginature da

erosioni dovute alla corrente ed all'eventuale ruscellamento delle acque piovane. Si rimanda al capitolo 9 una descrizione approfondita dei presidi idraulici progettati.

8.2. Verifica di compatibilità idraulica stato di fatto/stato di progetto

La verifica idraulica consiste nella determinazione delle principali caratteristiche con cui si propagano le onde di piena secondo la rispettiva descrizione geometrica dell'alveo, sia nello stato di fatto che in quelli di progetto.

Le risultanze delle propagazioni nelle configurazioni simulate consistono nell'espore le principali grandezze idrauliche, soprattutto in termini di livelli idrometrici raggiunti durante gli eventi considerati in corrispondenza delle varie sezioni trasversali del corso d'acqua. Inoltre, risultano rilevate le velocità medie della corrente nei singoli tratti dell'alveo sia in condizioni di alveo attuale che di progetto.

8.2.1. Verifica del franco di sicurezza dell'attraversamento

Stato di fatto con Q200 Enza e h20 Po

La sommità delle arginature in prossimità del nuovo attraversamento si attesta mediamente a quota 31.50 m s.l.m., mentre nella sezione immediatamente a monte del ponte il livello per la piena bicentenaria del t. Enza nella configurazione attuale, e con un livello alla foce pari alla h20 del f. Po, è a quota 30.67 m s.l.m., ne risulta pertanto che le arginature attuali contengono la piena di progetto con un franco di circa 80 cm. Ciò trova conforto nei valori riportati nella Direttiva 2 del PAI relativi ai livelli raggiunti dal t. Enza per una piena con TR=200 anni.

Sez.2 da PP monte

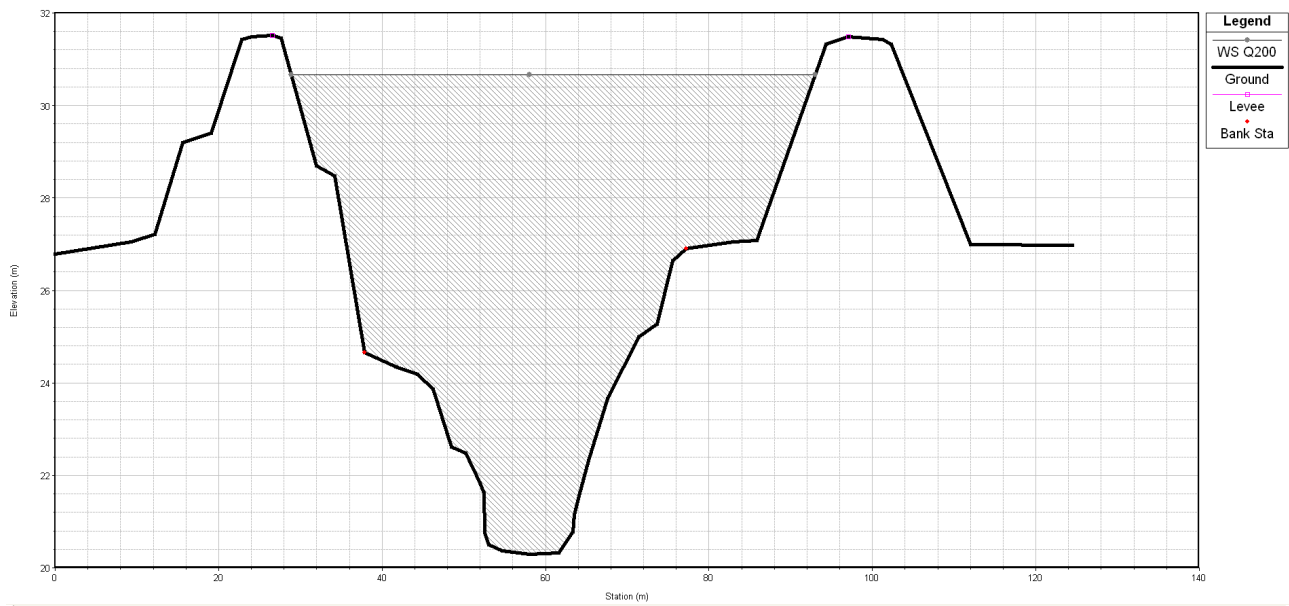


FIGURA 8-1: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA Q200 DEL F. ENZA E H20 DEL F. PO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO NELLO STATO DI FATTO

Stato di fatto con Q20 Enza e h200 Po

Il netto incremento dei livelli idrometrici del f. Po passando dalla piena ventennale a quella bicentenaria, combinato con l'esigua differenza di portata tra la Q20 e la Q200 del t. Enza, fanno sì che in questa seconda combinazione di eventi i livelli idrometrici risultino sensibilmente superiori.

Infatti, nella sezione immediatamente a monte del ponte il livello per la piena ventennale del t. Enza nella configurazione attuale, e con un livello alla foce pari alla h200 del f. Po, sale a quota 31.19 m s.l.m., ed il franco arginale, si riduce a poco più di 30 cm, come illustrato nella figura seguente.

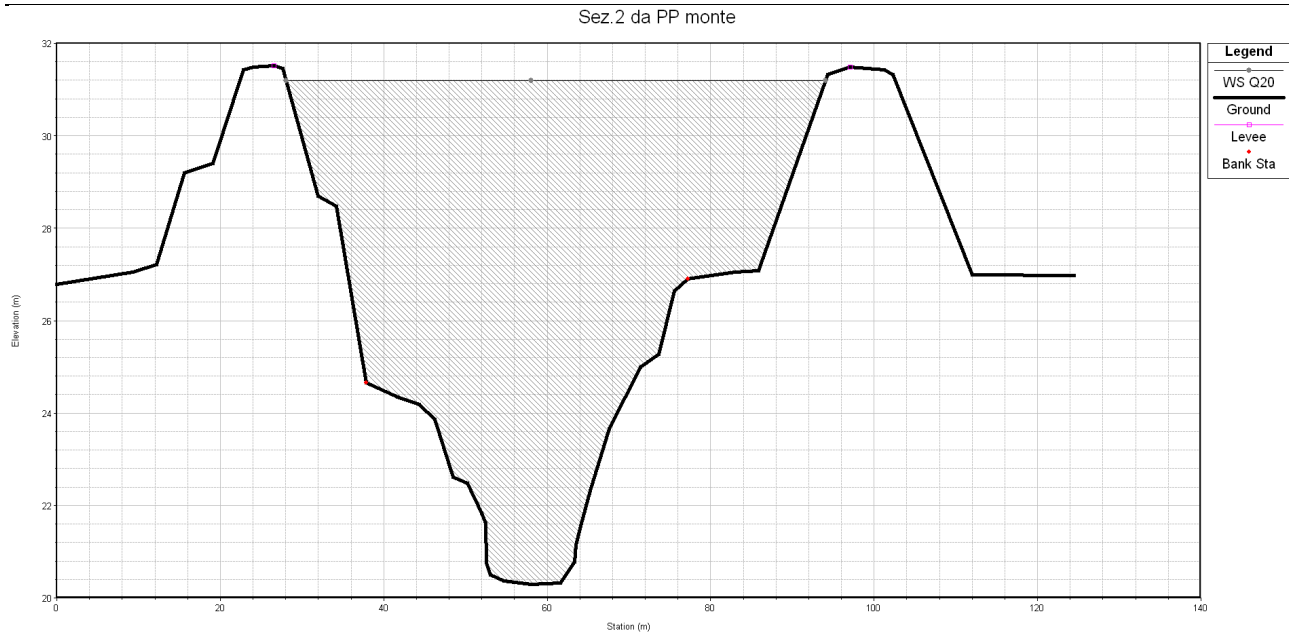


FIGURA 8-2: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA Q20 DEL F. ENZA E H200 DEL F. PO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO NELLO STATO DI FATTO

Stato di fatto con Q200 Enza e h200 Po

In questa terza combinazione di eventi, la più gravosa per il corso d'acqua, i livelli idrometrici risultano leggermente superiori a quelli esposti per la seconda simulazione.

Infatti, nella sezione immediatamente a monte del ponte il livello per la piena duecentennale del t. Enza nella configurazione attuale, e con un livello alla foce pari alla h200 del f. Po, sale a quota 31.26 m s.l.m., ed il franco arginale si riduce ulteriormente, come illustrato nella figura seguente.

Sez.2 da PP monte

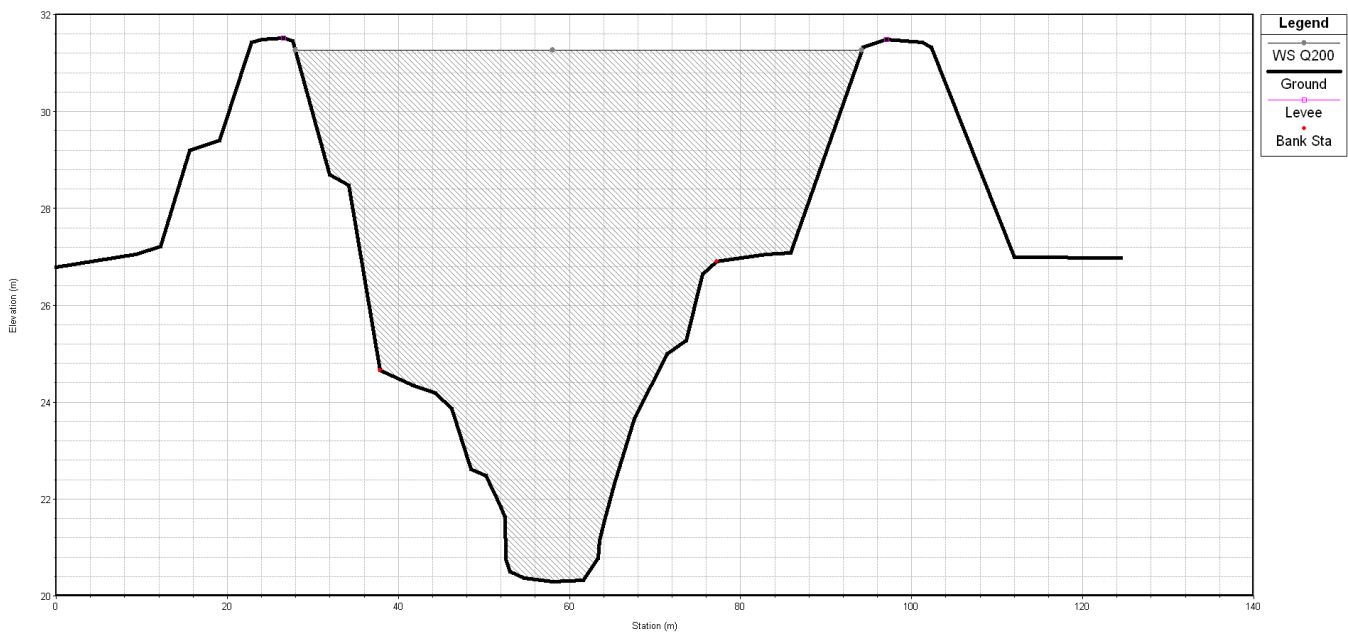


FIGURA 8-3 LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LA Q200 DEL F. ENZA E H200 DEL F. PO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO NELLO STATO DI FATTO

Stato di progetto

Nella configurazione di progetto e ponendo l'intradosso del ponte a quota 33.52 m s.l. m. ovvero 2.00 m sopra la quota arginale nello stato di fatto (vedi Tav. PD_0_D02_DWS02_0_WW_PZ_02_A_EnzaProgetto) si determina che, con le condizioni al contorno sopra indicate i livelli idrometrici immediatamente a monte del viadotto in progetto si attestano :

- a) a quota 30.67 m s.l.m. per Q200 del t. Enza e H20 del f.Po
- b) a quota 31,19 m s.l.m. per Q20 del t. Enza e H200 del f:Po.
- c) a quota 31,26 m s.l.m. per Q200 del t. Enza e H200 del f.Po.

Le pile in progetto, che lambiscono solo marginalmente il profilo di piena per tutti i casi esaminati, non esercitano nessun ostacolo al deflusso; l'opera di adeguamento arginale consente di avere un franco di sicurezza spondale pari a 1 m, mentre il franco idraulico del sottotrave risulta uguale a 2.26 m nel caso più gravoso, in linea con quanto imposto dalla Circolare C.S.LL.PP. 07.02.2009 (Ponti stradali e ferroviari) e quindi alla Direttiva 4/99 del PAI dell'AdBPo. La scelta di passare con un unica campata la sezione di deflusso di piena determina anche l'assenza di interazione con i corpi flottanti trascinati dalla piena causa di numerosi problemi per altre tipologie di ponti.

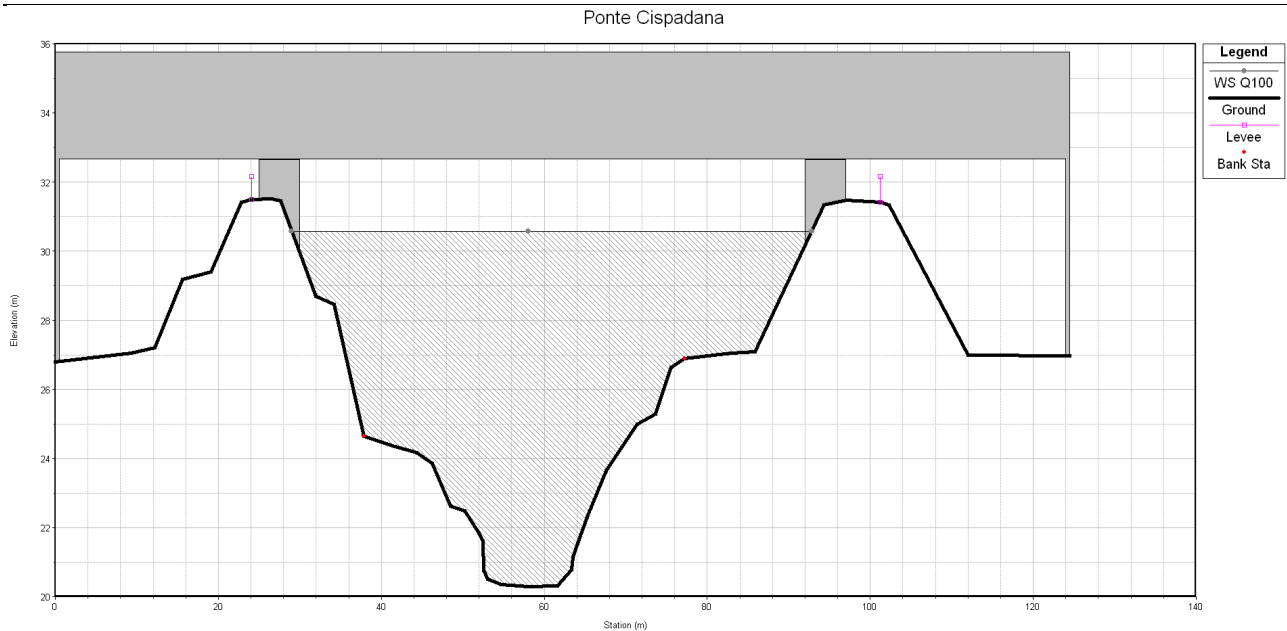


FIGURA 8-4: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LE CONDIZIONI IDROMETRICHE DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO NELLO STATO DI PROGETTO – Q₂₀₀ ENZA E H₂₀₀ PO

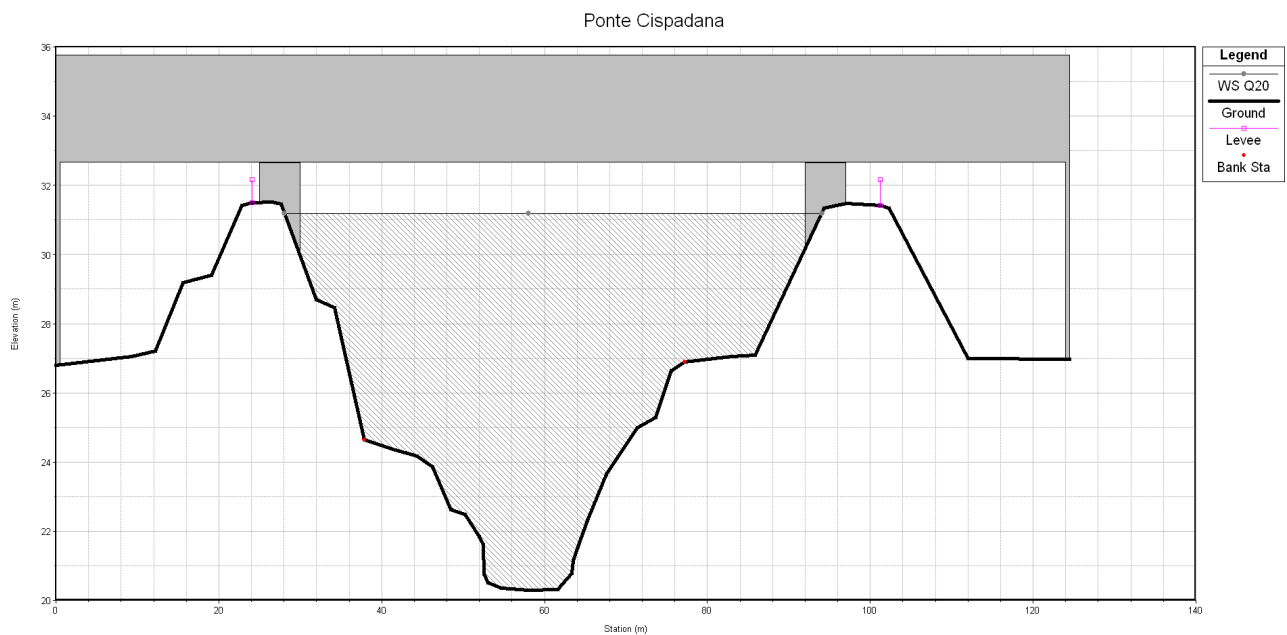


FIGURA 8-5: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LE CONDIZIONI IDROMETRICHE DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO NELLO STATO DI PROGETTO – Q₂₀ ENZA E H₂₀₀ PO

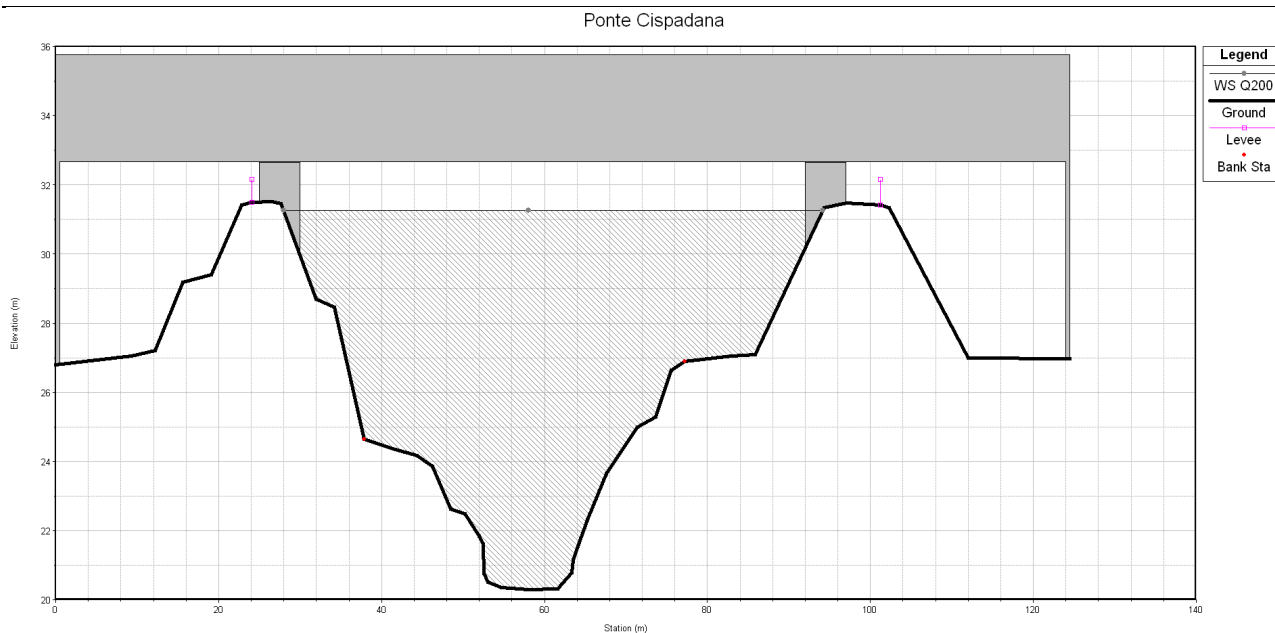


FIGURA 8-6: LIVELLO IDROMETRICO RAGGIUNTO PER LE CONDIZIONI IDROMETRICHE DI RIFERIMENTO ALLA SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEL VIADOTTO NELLO STATO DI PROGETTO – Q₂₀₀ ENZA E H₂₀₀ PO

8.2.2. Valutazione della compatibilità idraulica

Effetto E.1. Modifiche indotte sul profilo inviluppo di piena.

Fattori determinanti: restringimenti di sezioni o ostacoli al deflusso nel tratto di corso d'acqua interessato.

Modalità di quantificazione: confronto tra il profilo di piena in condizioni indisturbate e ad intervento realizzato.

Di seguito si riportano i risultati delle simulazioni numeriche eseguite per portata con tempo di ritorno di 200 e 20 anni relativi, rispettivamente, alla situazione attuale e di progetto. Nelle tabelle e nei grafici seguenti si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite.

Come si evince in tutte le sezioni le differenze tra i profili Ante e Post operam sono nulli in qualunque condizione.

Sezione Topografica	Progressiva	Quota	Q di	Livelli	Livelli	ΔH	Velocità	Velocità	Pendenza	Carico	Carico
		del	progett	idromet	idromet		S.F.	S.P.		totale	totale
		fondo	o	rici	rici		S.F.	S.P.		S.F.	S.P.
		[m	[m ³ /s	[m	[m	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
	[m]	s.l.m.]	[m ³ /s]	s.l.m.]	s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
Sez.24	10448.00	22.63	570	33.92	33.92	0.00	1.74	1.74	0.0009	34.03	34.03
Sez.23	9888.00	22.14	570	33.49	33.49	0.00	1.68	1.68	0.0002	33.61	33.61
Sez.21	8817.00	21.89	570	32.79	32.79	0.00	1.58	1.58	0.0002	32.89	32.89
Sez.19	7749.00	21.71	570	32.13	32.13	0.00	1.42	1.42	-0.0008	32.21	32.21
Sez.18	6269.00	22.90	570	31.91	31.91	0.00	0.56	0.56	0.0045	31.92	31.92
Sez.16	5567.00	19.72	570	31.60	31.60	0.00	1.93	1.93	-0.0012	31.76	31.76
Sez.14	4576.00	20.94	570	31.06	31.06	0.00	1.38	1.38	0.0026	31.13	31.13
Sez.1 PP	4181.00	19.90	570	30.77	30.77	0.00	1.72	1.72	0.0071	30.91	30.91
Sez.13	4139.00	19.60	570	30.65	30.65	0.00	2.12	2.12	-0.0175	30.86	30.86
Sez. 2 PP monte	4099.00	20.30	570	30.67	30.67	0.00	1.71	1.71	0.0000	30.81	30.81
PONTE D02	4084.00	20.30	Bridge	30.67	30.67	0.00	1.71	1.71	0.0000	30.81	30.81
Sez. 2 PP valle	4079.00	20.30	570	30.66	30.66	0.00	1.72	1.72	0.0000	30.80	30.80
Sez. 2 PP	4074.00	20.30	570	30.65	30.65	0.00	1.72	1.72	-0.0012	30.79	30.79
Sez. 3 PP	3876.00	20.53	570	30.56	30.56	0.00	1.46	1.46	0.0017	30.66	30.66
Sez.11	3290.00	19.53	570	30.10	30.10	0.00	1.99	1.99	0.0017	30.28	30.28
Sez.8	2814.00	18.73	570	29.79	29.79	0.00	1.63	1.63	0.0000	29.90	29.90
Sez.8 monte	2799.00	18.73	570	29.77	29.77	0.00	1.64	1.64	0.0000	29.89	29.89
Ponte di Coenzo	2798.00	18.73	Bridge	29.77	29.77	0.00	1.64	1.64	0.0000	29.89	29.89
Sez. 8 valle	2789.00	18.73	570	29.76	29.76	0.00	1.64	1.64	-0.0013	29.88	29.88
Sez.6	2507.00	19.11	570	29.49	29.49	0.00	1.88	1.88	0.0009	29.65	29.65
Sez. 3	1225.00	17.90	570	28.52	28.52	0.00	1.56	1.56	-0.0007	28.63	28.63
Sez. 1	0.00	18.80	570	27.94	27.94	0.00	1.20	1.20	0.0000	27.99	27.99

TABELLA 8-1: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DELLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E DI PROGETTO (S.P.) CON Q_{200} ENZA E H_{20} Po

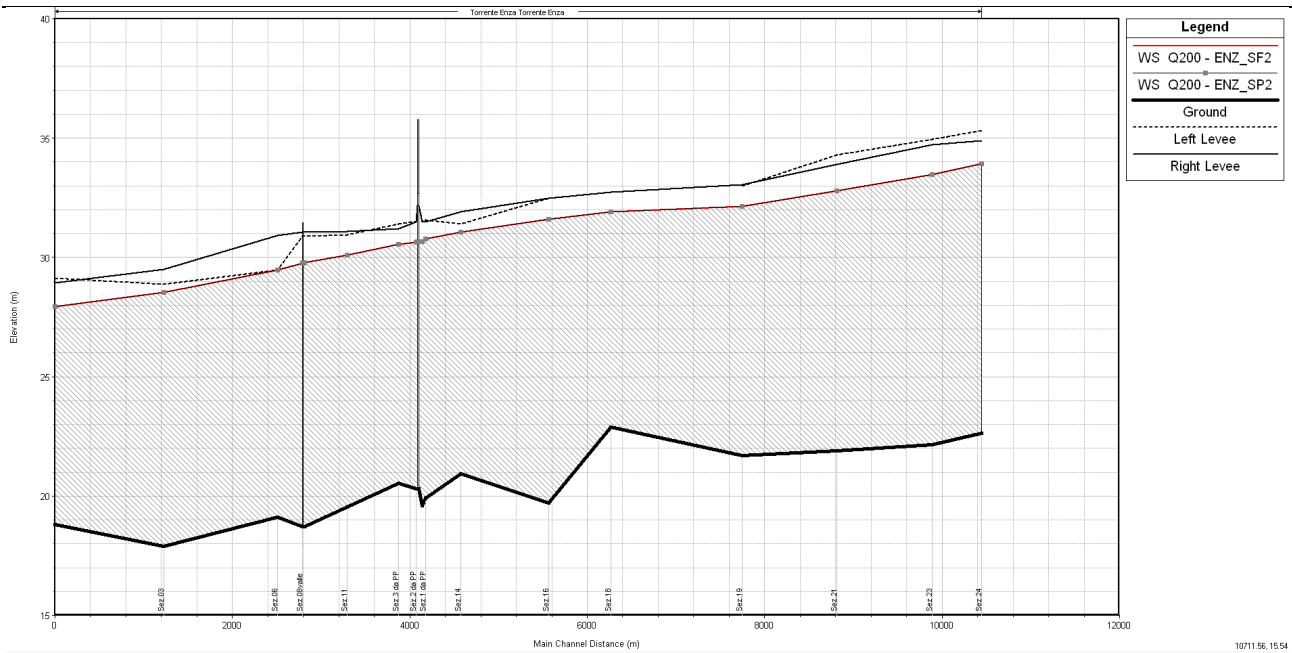


FIGURA 8-7: CONFRONTO TRA I PROFILI DI RIGURGITO PER Q₂₀₀ ENZA E H₂₀ PO NELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO.

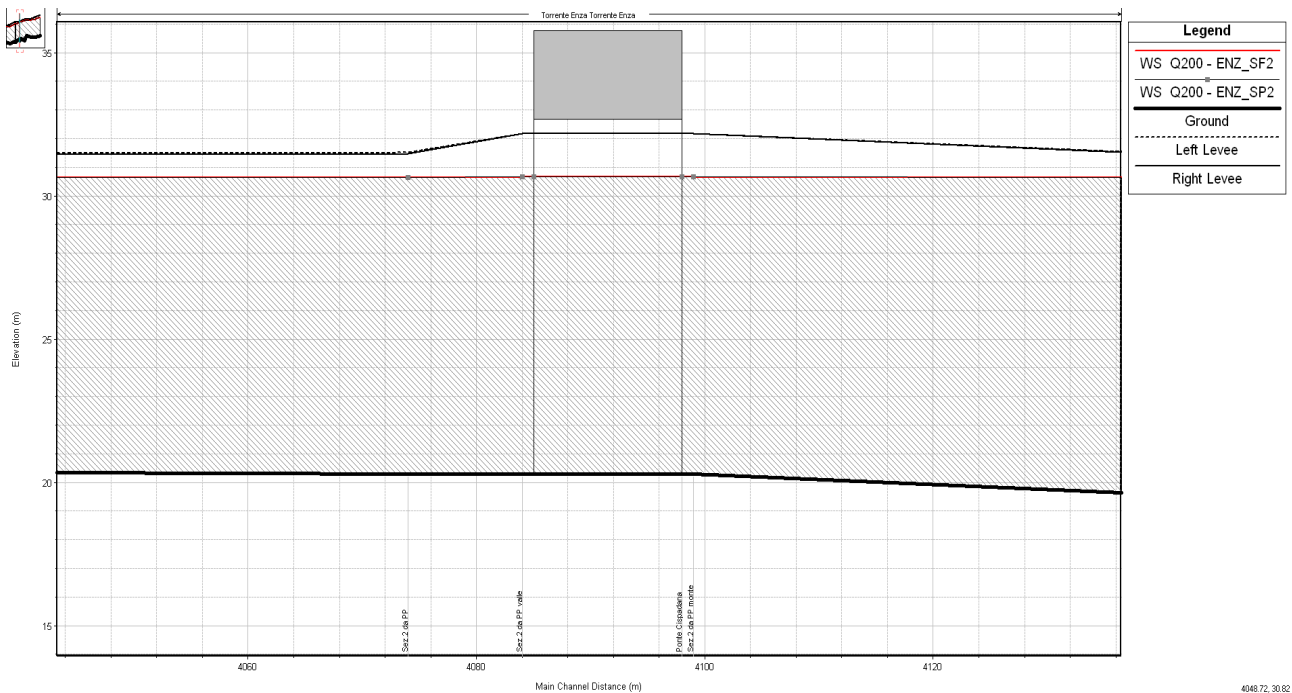
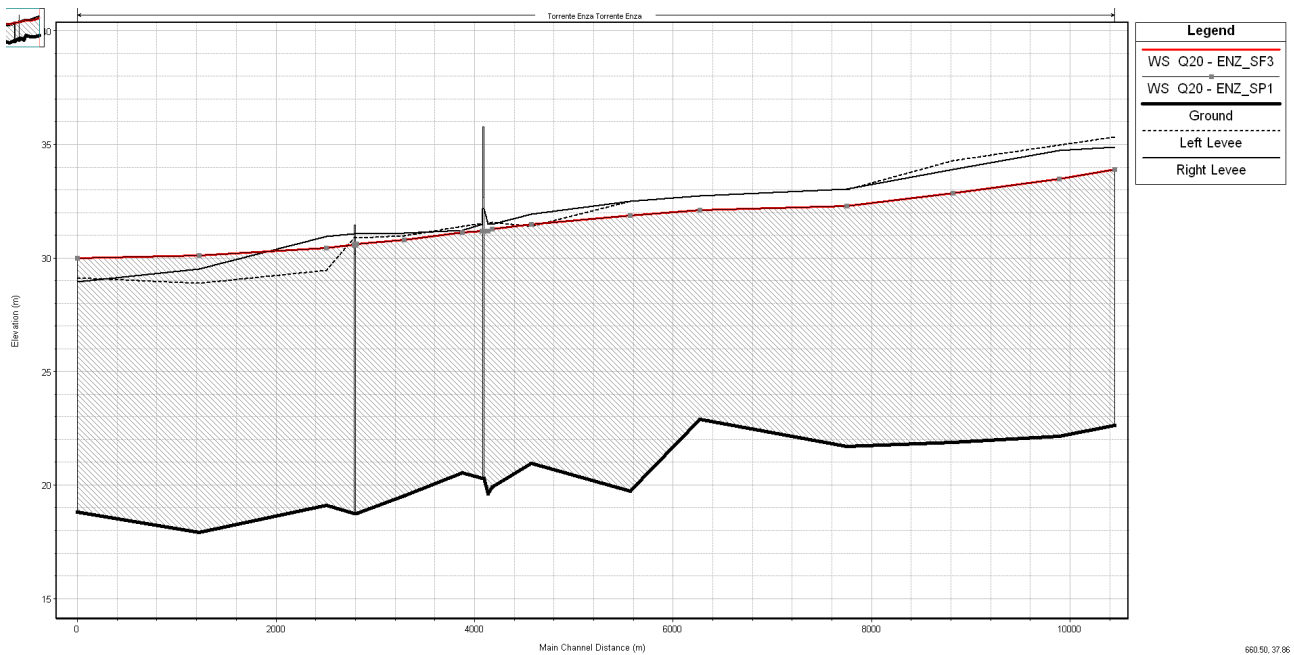


FIGURA 8-8: PARTICOLARE DEL CONFRONTO DEI PROFILI DI RIGURGITO PER Q₂₀₀ ENZA E H₂₀ PO TRA LO STATO DI FATTO E DI PROGETTO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE.

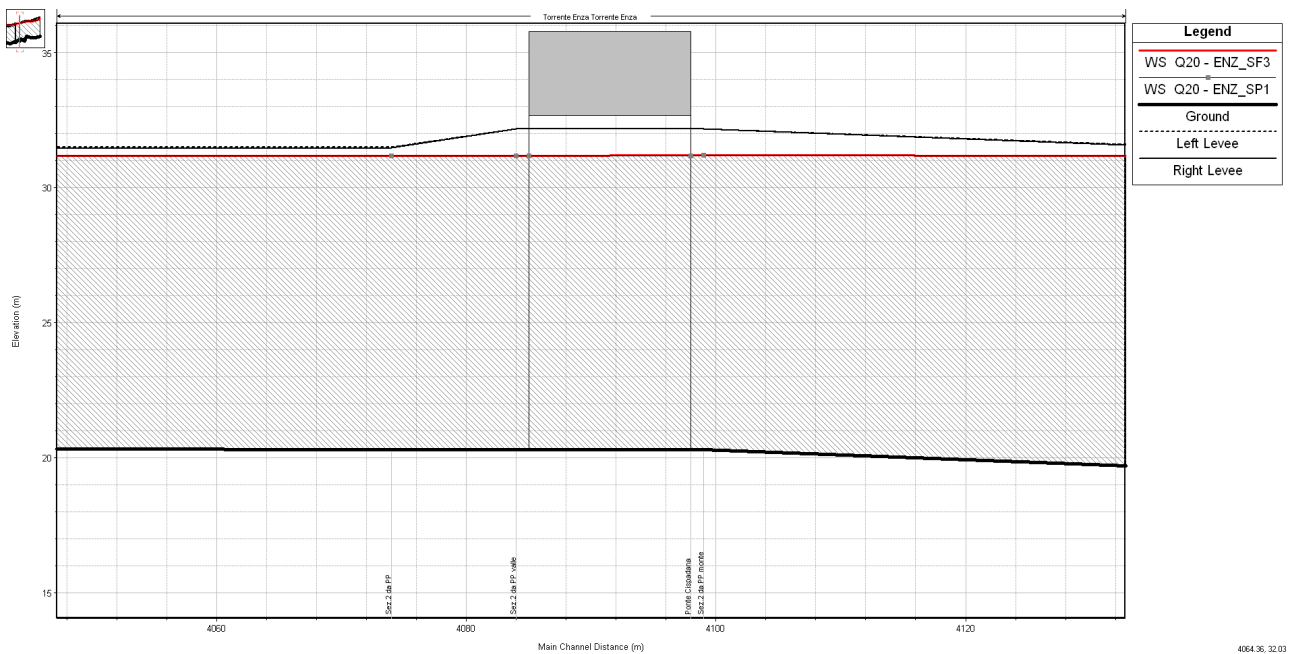
Sezione Topografica	Progressi va [m]	Quota	Q di	Livelli	Livelli	Velocità S.F.	Velocità	Pendenza	Carico totale S.F.	Carico totale S.P.	
		del fondo [m s.l.m.]	progett o [m³/s]	idrometri ci S.F. [m s.l.m.]	idrometri ci S.P. [m s.l.m.]		S.P. [m/s]				ΔH [m]
Sez.24	10448.00	22.63	550	33.88	33.88	0.00	1.70	1.70	0.0009	33.99	33.99
Sez.23	9888.00	22.14	550	33.48	33.48	0.00	1.62	1.62	0.0002	33.60	33.60
Sez.21	8817.00	21.89	550	32.84	32.84	0.00	1.50	1.50	0.0002	32.93	32.93
Sez.19	7749.00	21.71	550	32.29	32.29	0.00	1.30	1.30	-0.0008	32.35	32.35
Sez.18	6269.00	22.90	550	32.12	32.12	0.00	0.49	0.49	0.0045	32.12	32.12
Sez.16	5567.00	19.72	550	31.87	31.87	0.00	1.76	1.76	-0.0012	32.00	32.00
Sez.14	4576.00	20.94	550	31.48	31.48	0.00	1.20	1.20	0.0026	31.54	31.54
Sez.1 PP	4181.00	19.90	550	31.26	31.26	0.00	1.53	1.53	0.0071	31.38	31.38
Sez.13	4139.00	19.60	550	31.18	31.18	0.00	1.86	1.86	-0.0175	31.34	31.34
Sez. 2 PP monte	4099.00	20.30	550	31.19	31.19	0.00	1.53	1.53	0.0000	31.30	31.30
PONTE D02	4084.00	20.30	Bridge	31.19	31.19	0.00	1.53	1.53	0.0000	31.30	31.30
Sez. 2 PP valle	4079.00	20.30	550	31.18	31.18	0.00	1.53	1.53	0.0000	31.29	31.29
Sez. 2 PP	4074.00	20.30	550	31.18	31.18	0.00	1.53	1.53	-0.0012	31.29	31.29
Sez. 3 PP	3876.00	20.53	550	31.12	31.12	0.00	1.27	1.27	0.0017	31.20	31.20
Sez.11	3290.00	19.53	550	30.80	30.80	0.00	1.72	1.72	0.0017	30.93	30.93
Sez.8	2814.00	18.73	550	30.61	30.61	0.00	1.37	1.37	0.0000	30.69	30.69
Sez.8 monte	2799.00	18.73	550	30.60	30.60	0.00	1.37	1.37	0.0000	30.69	30.69
Ponte di Coenzo	2798.00	18.73	Bridge	30.60	30.60	0.00	1.37	1.37	0.0000	30.69	30.69
Sez. 8 valle	2789.00	18.73	550	30.58	30.58	0.00	1.38	1.38	-0.0013	30.66	30.66
Sez.6	2507.00	19.11	550	30.44	30.44	0.00	1.46	1.46	0.0009	30.53	30.53
Sez. 3	1225.00	17.90	550	30.11	30.11	0.00	0.97	0.97	-0.0007	30.15	30.15
Sez. 1	0.00	18.80	550	30.00	30.00	0.00	0.58	0.58	0.0000	30.01	30.01

TABELLA 8-2: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DELLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E DI PROGETTO (S.P.) CON Q20 ENZA E H200 Po.



660.50, 37.86

FIGURA 8-9: CONFRONTO TRA I PROFILI DI RIGURGITO PER Q20 ENZA E H200 Po NELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO.



4064.36, 32.03

FIGURA 8-10: PARTICOLARE DEL CONFRONTO DEI PROFILI DI RIGURGITO PER Q20 ENZA E H200 Po TRA LO STATO DI FATTO E DI PROGETTO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE.

Sezione Topografica	Progressi va	Quota	Q di progetto	Livelli	Livelli	ΔH	Velocità	Velocità	Pendenza	Carico	Carico
		del		idromet	idromet		S.F.	S.P.		totale	totale
		fondo		rici S.F.	rici S.P.		S.F.	S.P.		S.F.	S.P.
	[m]	[m]	[m ³ /s]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
	[m]	s.l.m.]		s.l.m.]	s.l.m.]						
Sez.24	10448.00	22.63	570	33.99	33.99	0.00	1.71	1.71	0.0009	34.10	34.10
Sez.23	9888.00	22.14	570	33.57	33.57	0.00	1.65	1.65	0.0002	33.69	33.69
Sez.21	8817.00	21.89	570	32.93	32.93	0.00	1.52	1.52	0.0002	33.03	33.03
Sez.19	7749.00	21.71	570	32.38	32.38	0.00	1.31	1.31	-0.0008	32.44	32.44
Sez.18	6269.00	22.90	570	32.21	32.21	0.00	0.49	0.49	0.0045	32.22	32.22
Sez.16	5567.00	19.72	570	31.96	31.96	0.00	1.79	1.79	-0.0012	32.10	32.10
Sez.14	4576.00	20.94	570	31.56	31.56	0.00	1.23	1.23	0.0026	31.62	31.62
Sez.1 PP	4181.00	19.90	570	31.34	31.34	0.00	1.57	1.57	0.0071	31.45	31.45
Sez.13	4139.00	19.60	570	31.25	31.25	0.00	1.91	1.91	-0.0175	31.42	31.42
Sez. 2 PP monte	4099.00	20.30	570	31.26	31.26	0.00	1.57	1.57	0.0000	31.37	31.37
PONTE D02	4084.00	20.30	Bridge	31.26	31.26	0.00	1.57	1.57	0.0000	31.37	31.37
Sez. 2 PP valle	4079.00	20.30	570	31.25	31.25	0.00	1.57	1.57	0.0000	31.37	31.37
Sez. 2 PP	4074.00	20.30	570	31.25	31.25	0.00	1.57	1.57	-0.0012	31.36	31.36
Sez. 3 PP	3876.00	20.53	570	31.19	31.19	0.00	1.30	1.30	0.0017	31.27	31.27
Sez.11	3290.00	19.53	570	30.85	30.85	0.00	1.77	1.77	0.0017	30.99	30.99
Sez.8	2814.00	18.73	570	30.65	30.65	0.00	1.41	1.41	0.0000	30.74	30.74
Sez.8 monte	2799.00	18.73	570	30.64	30.64	0.00	1.41	1.41	0.0000	30.73	30.73
Ponte di Coenzo	2798.00	18.73	Bridge	30.64	30.64	0.00	1.41	1.41	0.0000	30.73	30.73
Sez. 8 valle	2789.00	18.73	570	30.61	30.61	0.00	1.42	1.42	-0.0013	30.70	30.70
Sez.6	2507.00	19.11	570	30.47	30.47	0.00	1.51	1.51	0.0009	30.57	30.57
Sez. 3	1225.00	17.90	570	30.12	30.12	0.00	1.00	1.00	-0.0007	30.16	30.16
Sez. 1	0.00	18.80	570	30.00	30.00	0.00	0.60	0.60	0.0000	30.01	30.01

TABELLA 8-3: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DELLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E DI PROGETTO (S.P.) CON Q200 ENZA E H200 Po.

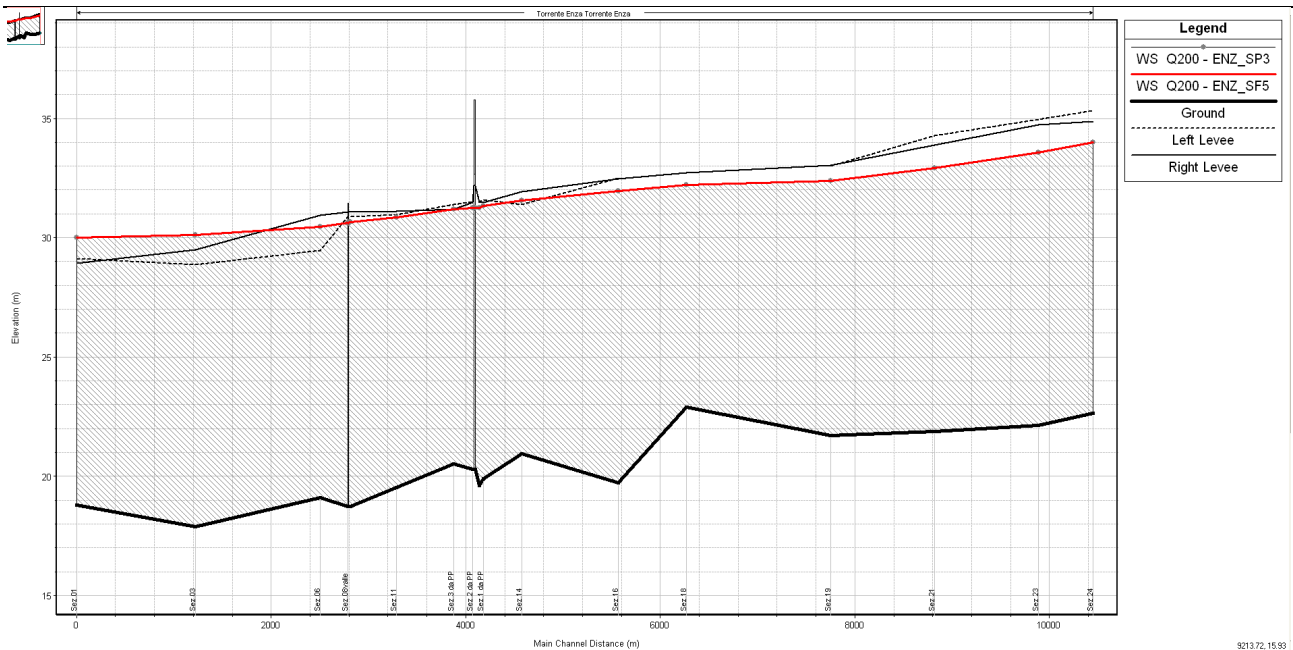


FIGURA 8-11: CONFRONTO TRA I PROFILI DI RIGURGITO PER Q200 ENZA E H200 Po NELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO.

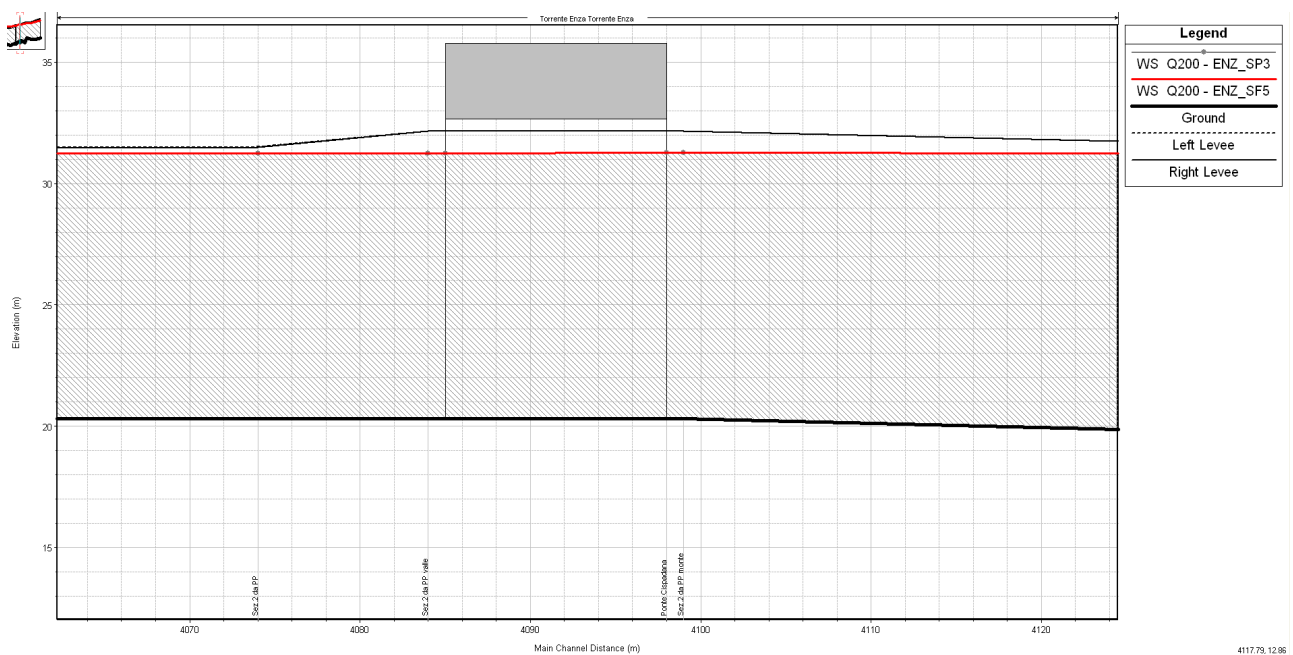


FIGURA 8-12: PARTICOLARE DEL CONFRONTO DEI PROFILI DI RIGURGITO PER Q200 ENZA E H200 Po TRA LO STATO DI FATTO E DI PROGETTO IN CORRISPONDENZA DEL PONTE.

Per quanto riguarda i livelli idrometrici, quindi, non si ha alcun incremento sui profili di rigurgito indotto dalla presenza del viadotto in progetto, per tutte le configurazioni analizzate.

Per completezza si riportano in forma tabellare anche i risultati relativi alle simulazioni effettuate nello stato di fatto e in quello di progetto per un portata con TR=100 anni per il t.Enza e considerando come condizione al contorno di valle l'H20 del fiume Po.

Sezione Topografica	Progressiva	Quota	Q di	Livelli	Livelli	ΔH	Velocità	Velocità	Pendenza	Carico	Carico
		del	proge	idrometri	idrometri		S.F.	S.P.		S.F.	S.P.
		fondo	tto	ci S.F.	ci S.P.					totale	totale
		[m]	[m³/s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
		[m]	s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]	[m]	[m/s]	[m/s]	-	[m]	[m]
Sez.24	10448.00	22.63	550	33.82	33.82	0.00	1.73	1.73	0.0009	33.93	33.93
Sez.23	9888.00	22.14	550	33.39	33.39	0.00	1.65	1.65	0.0002	33.51	33.51
Sez.21	8817.00	21.89	550	32.70	32.70	0.00	1.57	1.57	0.0002	32.80	32.80
Sez.19	7749.00	21.71	550	32.04	32.04	0.00	1.41	1.41	-0.0008	32.11	32.11
Sez.18	6269.00	22.90	550	31.80	31.80	0.00	0.56	0.56	0.0045	31.81	31.81
Sez.16	5567.00	19.72	550	31.49	31.49	0.00	1.90	1.90	-0.0012	31.65	31.65
Sez.14	4576.00	20.94	550	30.96	30.96	0.00	1.36	1.36	0.0026	31.03	31.03
Sez.1 PP	4181.00	19.90	550	30.68	30.68	0.00	1.68	1.68	0.0071	30.82	30.82
Sez.13	4139.00	19.60	550	30.57	30.57	0.00	2.08	2.08	-0.0175	30.77	30.77
Sez. 2 PP monte	4099.00	20.30	550	30.58	30.58	0.00	1.68	1.68	0.0000	30.71	30.71
PONTE D02	4084.00	20.30	Bridge	30.58	30.58	0.00	1.68	1.68	0.0000	30.71	30.71
Sez. 2 PP valle	4079.00	20.30	550	30.57	30.57	0.00	1.68	1.68	0.0000	30.70	30.70
Sez. 2 PP	4074.00	20.30	550	30.56	30.56	0.00	1.68	1.68	-0.0012	30.70	30.70
Sez. 3 PP	3876.00	20.53	550	30.48	30.48	0.00	1.43	1.43	0.0017	30.58	30.58
Sez.11	3290.00	19.53	550	30.03	30.03	0.00	1.94	1.94	0.0017	30.20	30.20
Sez.8	2814.00	18.73	550	29.73	29.73	0.00	1.59	1.59	0.0000	29.84	29.84
Sez.8 monte	2799.00	18.73	550	29.72	29.72	0.00	1.59	1.59	0.0000	29.83	29.83
Ponte di Coenzo	2798.00	18.73	Bridge	29.72	29.72	0.00	1.59	1.59	0.0000	29.83	29.83
Sez. 8 valle	2789.00	18.73	550	29.70	29.70	0.00	1.60	1.60	-0.0013	29.82	29.82
Sez.6	2507.00	19.11	550	29.42	29.42	0.00	1.88	1.88	0.0009	29.59	29.59
Sez. 3	1225.00	17.90	550	28.49	28.49	0.00	1.52	1.52	-0.0007	28.59	28.59
Sez. 1	0.00	18.80	550	27.94	27.94	0.00	1.16	1.16	0.0000	27.98	27.98

TABELLA 8-4: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DELLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E DI PROGETTO (S.P.) CON Q100 ENZA E H20 Po.

Effetto E.2. Riduzione della capacità di invaso dell'alveo.

Fattori determinanti: riduzioni delle superfici allagabili causate dalla realizzazione dell'intervento e l'effetto delle stesse in termini di diminuzione della laminazione in alveo lungo il tratto fluviale.

L'opera in progetto non comporta alcuna variazione delle superfici allagabili all'interno della fascia B.

Effetto E.3. Interazioni con le opere di difesa idrauliche (opere di sponda e argini) esistenti.

Fattori determinanti: localizzazione e caratteristiche strutturali degli elementi costituenti parte delle opere in progetto.

Modalità di quantificazione: valutazioni idrodinamiche sugli effetti idrodinamici indotti.

La situazione di progetto non determina variazioni idrodinamiche apprezzabili delle caratteristiche della corrente di piena rispetto alla situazione attuale.

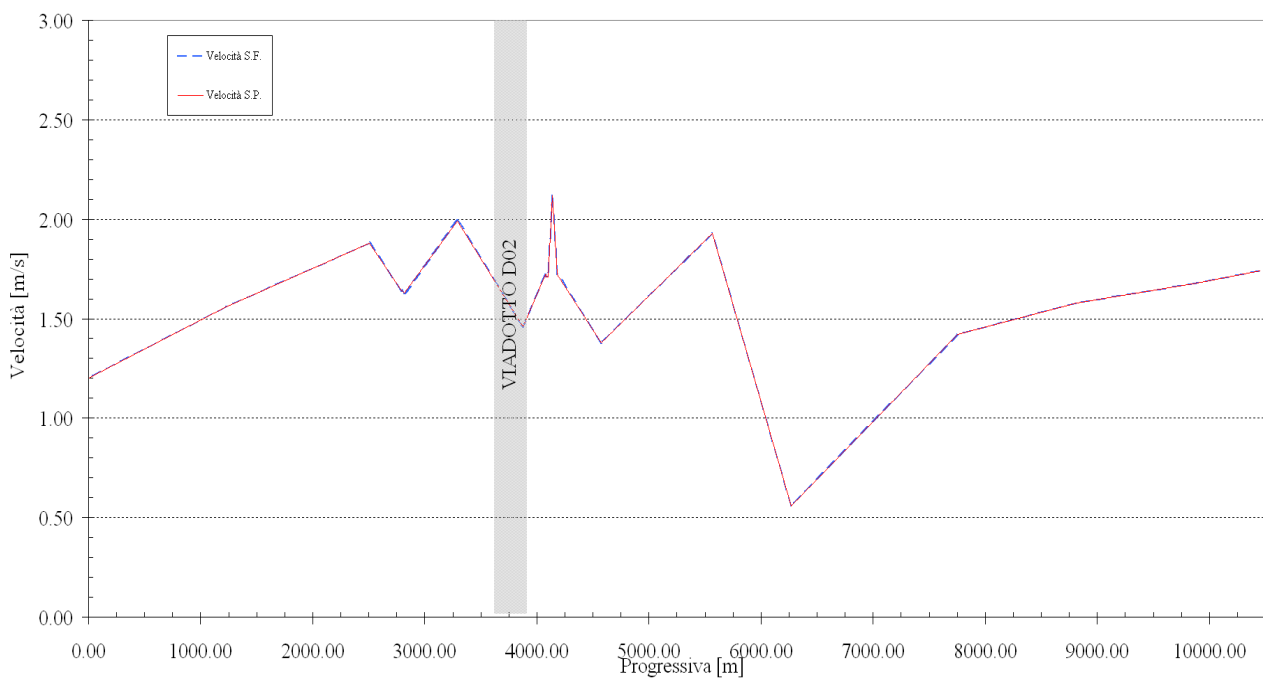


FIGURA 8-13: ANDAMENTO DELLA VELOCITÀ MEDIE DELLA CORRENTE PER LA PORTATA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO.

Effetto E.4. Opere idrauliche in progetto nell'ambito dell'intervento.

Si prevede la realizzazione opere accessorie di difesa spondale, opportunamente dimensionate al fine di

proteggere le sponde e l'alveo da possibili erosioni localizzate e divagazioni, oltre che le arginature da erosioni dovute alla corrente ed all'eventuale ruscellamento delle acque piovane. Queste opere verranno descritte nel capitolo 9

Effetto E.5. Modifiche indotte sull'assetto morfologico planimetrico e altimetrico dell'alveo inciso e di piena.

Non si segnala alcuna modifica sostanziale dal punto di vista planimetrico né altimetrico dell'alveo né in regime ordinario né in piena.

Effetto E.6. Modifiche indotte sulle caratteristiche naturali e paesaggistiche della regione fluviale.

Fattori determinanti: opere in progetto e soluzioni di inserimento delle stesse nel sistema fluviale. L'inserimento del ponte non implica una modificazione della attuale caratteristica ambientale della fascia fluviale.

Effetto E.7. Condizioni di sicurezza dell'intervento rispetto alla piena.

Fattori determinanti:

- condizioni di stabilità delle opere costituenti l'intervento in relazione alle sollecitazioni derivanti dalle condizioni di deflusso in piena con riferimento in particolare agli effetti connessi ai livelli idrici di piena e a quelli derivanti dell'azione erosiva della corrente sulle strutture e sulle fondazioni;
- tipologia funzionale dell'intervento.

Il franco tra l'intradosso del ponte ed il livello a tempo di ritorno di riferimento è adeguato in quanto sempre superiore a 2.00 m.

8.3. Verifica di compatibilità idraulica in presenza di opere provvisionali

Scopo della verifica di compatibilità idraulica in presenza di opere provvisionali è di fornire indicazioni in merito alla progettazione ed alla verifica delle opere eseguite in fase di cantierizzazione sul Torr.Enza durante i lavori di realizzazione del viadotto in progetto, che interagiscono con l'idrodinamismo del torrente.

In particolari le analisi sono state suddivise nelle seguenti attività:

- Individuazione dei livelli idrometrici che si instaurano in funzione di piene con TR prefissato pari a 10 anni per la progettazione delle opere provvisionali;
- Programma delle fasi di cantierizzazione per stabilire le priorità nell'esecuzione delle opere relative all'attraversamento idraulico;
- Considerazioni conclusive in merito alla valutazione della compatibilità idraulica nella fase costruttiva dell'opera provvisionale.

Lo studio eseguito per verificare la compatibilità idraulica delle opere provvisionali con il deflusso delle acque è stato impostato nel rispetto della *Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B" del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino del fiume PO.*

Tale direttiva stabilisce che *i calcoli idraulici per la definizione delle condizioni di deflusso vanno condotti anche con riferimento alle fasi significative di costruzione dell'opera, tenendo in conto le opere provvisionali eventualmente inserite, qualora comportino interazioni più severe con le condizioni di deflusso di piena rispetto alla condizione di opera realizzata. In questo caso 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.*

In realtà, e cautelativamente, si è pragmaticamente imposto come TR della piena di progetto delle opere provvisionali quella uguale a 10 anni. Si è quindi proceduto all'implementazione di una simulazione matematica in moto permanente finalizzata a comprendere la risposta dell'opera provvisionale alla sollecitazione di progetto. La procedura di calcolo consente di simulare, sullo scenario topografico noto, le condizioni secondo cui si propagano i fenomeni di piena nel tratto di alveo di interesse.

Ad integrazione delle analisi numeriche effettuate e descritte nel capitolo 8 per la verifica dei manufatti di attraversamento, sono state introdotte, sullo scenario morfologico attuale, le opere provvisionali interagenti con i corsi d'acqua. La simulazione è stata condotta inserendo la portata con TR=10 anni, in modo da definire le quote minime per lo stoccaggio di materiali e mezzi, per l'imposta delle opere provvisionali, per la realizzazione delle fondazioni in alveo e valutare la risposta del tratto di corso d'acqua in esame in presenza delle suddette opere.



Dal punto di vista modellistico, l'introduzione delle opere provvisorie sulla configurazione attuale, si traduce in una parzializzazione della sezione di deflusso in corrispondenza del manufatto di attraversamento.

Tutti i parametri idraulici di riferimento, ad eccezione delle portate, fanno riferimento alla configurazione stato di fatto.

Negli elaborati specialistici previsti nelle fasi successive della presente progettazione definitiva (in particolare nel P.S.C. e quindi nel P.O.S.) sarà obbligo, prima dell'inizio dei lavori e sempre nel rispetto della Direttiva citata e dei criteri sopra esposti, fissare i valori idrologici ai quali associare una precisa procedura di sospensione e sgombero del cantiere per singolo corso d'acqua in funzione delle opere provvisorie e di cantiere che l'impresa, a seconda delle proprie capacità e forze e del proprio cronoprogramma, sarà in grado di mettere in campo. Analogamente nella progettazione esecutiva delle opere provvisorie e di cantierizzazione sarà obbligo rispettare i criteri individuati nel Presente Progetto e di attenersi alle norme in materia di sicurezza ed ai vincoli imposti da AIPO per la gestione del corso d'acqua. .

8.3.1. Individuazione dei livelli idrometrici

La portata di progetto è stata individuata sfruttando i dati riportati dall'AdBPo già inseriti nella **TABELLA 7-1** della presente relazione. Interpolando i dati attraverso l'utilizzo di una curva logaritmica è stata determinata la portata decennale Q_{TR10} pari a 405 m³/s.

Considerando un onda di piena con TR=10 anni si instaura un livello idrico in corrispondenza dell'attraversamento pari a 29.80 m slm. Al fine di poter svolgere i lavori di realizzazione del ponte in condizioni di sicurezza idraulica si prevede di realizzare **il piano di lavoro per l'esecuzione dei diaframmi strutturali di fondazione ad una quota pari a 30.30 m slm, cioè 50 cm più alta rispetto all'H10.**

Risultati simulazione

Per definire i livelli idrici nella configurazione di cantierizzazione si procede alla simulazione con riferimento alla portata di piena Q_{TR10} , sullo scenario stato di fatto con parzializzazione della sezione mediante realizzazione dei ringrossi dei piani di lavoro. Nella tabella seguente si riporta il confronto fra le principali grandezze idrauliche di riferimento relative alle simulazioni eseguite.

Sezione Topografica	Progressi	Quota del	Q di	Livelli	Livelli	ΔH	Velocità	Velocità	Pendenza	Carico	Carico
	va	fondo	progetto	idromet	idromet		S.F.	O.P.		totale	totale
	[m]	[m s.l.m.]	[m ³ /s]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]		[m]	[m/s]		[m/s]	-
Sez.24	10448.00	22.63	405	33.00	33.00	0.00	1.62	1.62	0.0009	33.11	33.11
Sez.23	9888.00	22.14	405	32.62	32.62	0.00	1.43	1.43	0.0002	32.72	32.72
Sez.21	8817.00	21.89	405	31.98	31.98	0.00	1.43	1.43	0.0002	32.07	32.07
Sez.19	7749.00	21.71	405	31.29	31.30	0.01	1.36	1.36	-0.0008	31.37	31.37
Sez.18	6269.00	22.90	405	30.94	30.94	0.00	0.65	0.65	0.0045	30.95	30.95
Sez.16	5567.00	19.72	405	30.60	30.60	0.00	1.71	1.71	-0.0012	30.73	30.73
Sez.14	4576.00	20.94	405	30.11	30.11	0.00	1.19	1.19	0.0026	30.17	30.17
Sez.1 PP	4181.00	19.90	405	29.88	29.88	0.00	1.43	1.43	0.0071	29.98	29.98
Sez.13	4139.00	19.60	405	29.79	29.79	0.00	1.78	1.78	-0.0175	29.94	29.94
Sez. 2 PP monte	4099.00	20.30	405	29.80	29.80	0.00	1.41	1.44	0.0000	29.89	29.90
PONTE D02	4084.00	20.30	405	29.80	29.80	0.00	1.41	1.44	0.0000	29.89	29.90

Sez. 2 PP valle	4079.00	20.30	405	29.79	29.79	0.00	1.41	1.44	0.0000	29.89	29.89
Sez. 2 PP	4074.00	20.30	405	29.79	29.79	0.00	1.41	1.41	-0.0012	29.88	29.88
Sez. 3 PP	3876.00	20.53	405	29.71	29.71	0.00	1.22	1.22	0.0017	29.78	29.78
Sez.11	3290.00	19.53	405	29.36	29.36	0.00	1.59	1.59	0.0017	29.48	29.48
Sez.8	2814.00	18.73	405	29.13	29.13	0.00	1.32	1.32	0.0000	29.21	29.21
Sez.8 monte	2799.00	18.73	405	29.13	29.13	0.00	1.32	1.32	0.0000	29.20	29.20
Ponte di Coenzo	2798.00	18.73	Bridge	29.13	29.13	0.00	1.32	1.32	0.0000	29.20	29.20
Sez. 8 valle	2789.00	18.73	405	29.11	29.11	0.00	1.32	1.32	-0.0013	29.19	29.19
Sez.6	2507.00	19.11	405	28.90	28.90	0.00	1.57	1.57	0.0009	29.02	29.02
Sez. 3	1225.00	17.90	405	28.26	28.26	0.00	1.19	1.19	-0.0007	28.32	28.32
Sez. 1	0.00	18.80	405	27.94	27.94	0.00	0.85	0.85	0.0000	27.96	27.96

TABELLA 8-5: PRINCIPALI GRANDEZZE IDRAULICHE A CONFRONTO RISULTANTI DELLE SIMULAZIONI CON L'IDROGRAMMA DI PIENA DI RIFERIMENTO NELLO STATO DI FATTO (S.F.) E CON PRESENZA DI OPERE PROVVISORIALI (O.P.) CON Q10 ENZA.

Di seguito si riporta il confronto tra i profili di rigurgito nella configurazione stato di fatto (linea rossa) e stato con opere provvisoriali.

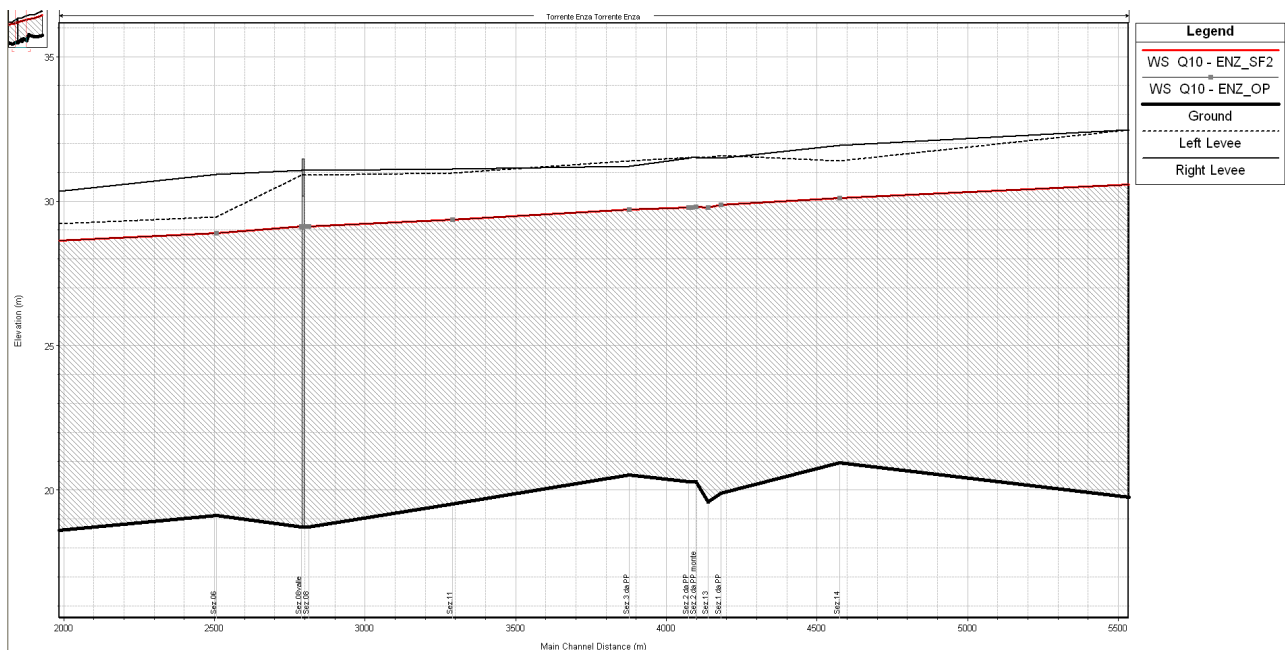


FIGURA 8-14 - CONFRONTO TRA IL PROFILO DI RIGURGITO DELLA CONFIGURAZIONE STATO DI FATTO E STATO DI FATTO CON OPERE PROVVISORIALI

Data la modesta parzializzazione della sezione di deflusso, dovuta alla realizzazione dei ringrossi dei piani di lavoro, non viene generata alcuna variazione dei profili di rigurgito rispetto allo stato di fatto.

8.3.2. Fasi esecutive di cantierizzazione

La realizzazione del ponte dovrà avvenire secondo le seguenti fasi:

- Fase 0: realizzazione del ringrosso arginale e della difesa idraulica in massi fino al petto attraverso la metodologia descritta nel Cap.9. Una volta avvenuta la costipazione del ringrosso arginale (previo avviso ad AIPO) si procede con le fasi successive.
- Fase 1: preparazione dei piani di lavoro impostati a quota 30.30 m slm e infissione delle palancole lato campagna per il sostegno degli scavi. Esecuzione diaframmi e realizzazione rilevati stradali in corrispondenza delle spalle.
- Fase 2: completamento delle opere strutturali.
- Fase 3: completamento delle opere di difesa idraulica.

8.3.3. Considerazioni conclusive

Mediante le valutazioni numeriche e statistiche sopra illustrate, è stato possibile verificare le opere provvisorie da attuare sul torrente Enza, nell'ambito dei lavori di realizzazione del viadotto relativo alla viabilità di adduzione D02. Data la posizione delle pile in progetto, posizionate ai margini dell'alveo di piena del Torrente, l'influenza delle opere provvisorie sull'idrodinamismo del torrente non sarà particolarmente gravosa.

Sono state enunciate le seguenti considerazioni conclusive, da rispettare durante le diverse fasi di lavoro:

- le aree destinate allo stoccaggio provvisorio di materie, e quindi anche di materiali inerti provenienti da movimenti terra effettuati in ambito di cantiere, dovranno risultare esterne ai corpi arginali, fatto salvo il pietrame per il successivo ed immediato reimpiego.;
- le aree destinate allo stoccaggio di sostanze idroinquinanti come i serbatoi di stoccaggio di materie contaminanti o potenzialmente contaminanti, devono essere ubicati esternamente ai corpi arginali;
- i ringrossi dei piani di lavoro lato fiume dovranno essere realizzati ad una quota non inferiore a 30.30 m slm, per garantire un franco pari a 50 cm rispetto al livello idrometrico corrispondente ad un'onda di piena con TR=10 anni, garantendo la sicurezza del personale operante in tale area.

Durante la fase di cantiere si prescrive di effettuare regolarmente un attento monitoraggio dei dati pluviometrici e idrometrici visualizzabili in tempo reale dal sito internet dell'ARPA Emilia Romagna, Servizio IdroMeteoClima (<http://www.arpa.emr.it/sim/?idrologia>) ed in costante contatto con i tecnici AIPO (Ufficio Operativo di Parma e Reggio). Lungo l'asta del Torrente Enza si possono visualizzare, in tempo reale i livelli

idrometrici rilevati nelle stazioni idrometriche di Sorbolo e delle Casse di espansione. Il monitoraggio si completa con un attento controllo delle previsioni meteo.

8.4. Valutazione della capacità di trasporto solido e dei fenomeni erosivi generalizzati e localizzati nel tratto interessato dalle opere

La presenza in un qualunque alveo fluviale di pile o corpi interagenti con il dinamismo del fiume, comporta inevitabilmente una variazione geometrica della sezione fluviale e quindi aumenti di velocità localizzati causati dall'addensamento delle linee di corrente attorno alle pile stesse.

Questo fenomeno provoca l'instaurarsi di masse vorticose, a forma di ferro di cavallo, attorno alle pile e può generare importanti processi di erosione localizzati che si formano durante la fase di crescita dell'onda di piena, per poi invertirsi durante la successiva fase calante.

Tali fenomeni devono essere opportunamente indagati al fine di determinare la quota a cui impostare le fondazioni delle strutture, in modo tale che le stesse non siano interessate, a causa dell'erosione, da fenomeni di scalzamento alla base.

Nel caso specifico la scelta di scavalcare con un'unica campata la sezione di deflusso dell'onda di piena di progetto riduce queste interazioni. Rimangono tuttavia vivi i possibili processi erosivi influenzati da fattori esterni al ponte e che in caso estremo potrebbero interessare le stesse fondazioni. Infatti il collasso improvviso del petto dell'alveo potrebbe comportare la messa a contatto dei diaframmi in progetto con l'idrodinamismo del torrente, variando la geometria della sezione fluviale. Questa condizione estrema, porterà ad una alterazione del normale deflusso provocando aumenti di velocità localizzati attorno alle pile e causati dall'addensamento delle linee di corrente.

L'erosione localizzata risulta tanto più marcata quanto più sono elevati i tiranti idrici e la velocità della corrente e quanto più è minuta la pezzatura del materiale incoerente costituente il fondo alveo; le escavazioni più significative si verificano in occasione del transito delle piene.

Il processo erosivo può essere schematizzato come il sovrapporsi di quattro tipi di fenomeni:

- escavazione naturale del fiume,
- escavazione dovuta al restringimento della sezione di deflusso,
- escavazione localizzata attorno alle pile del ponte,
- erosione regressiva dovuta all'abbassamento del thalweg del Fiume Po e quindi abbassamento del letto del t. Enza.

Il primo tipo di escavazione è solitamente legato ai fenomeni di trasporto solido che si verificano durante le piene ed in generale sono piuttosto contenuti. Il secondo tipo di erosione è principalmente funzione, oltre che

delle caratteristiche idrodinamiche del fiume, del rapporto tra la larghezza ristretta e la larghezza originaria della sezione; quanto più questo è prossimo all'unità, tanto minori sono gli effetti del restringimento sui processi di deflusso ed erosione. I valori di escavazione dovuti a questi due processi sono, per alvei come quello in oggetto, solitamente riconducibile alle normali variazioni delle forme di fondo.

I processi erosivi più intensi sono invece quelli localizzati attorno alle pile (terzo tipo) e sono principalmente funzione di:

- forma e dimensione delle pile,
- angolo tra la corrente indisturbata e la pila,
- velocità della corrente, velocità critica e tirante idrico,
- caratteristiche dei sedimenti e loro granulometria.

La profondità di scavo massima è determinabile tramite l'applicazione di formule empiriche, disponibili nella letteratura scientifica, derivanti dai risultati di indagini sperimentali..

Per l'analisi in questione si è adottata la formula empirica sottoriportata, detta Metodo Breusers, Nicollet e Shen, largamente diffusa nelle applicazioni tecniche:

$$d_s/s = f_1(v_0/v_c) [2\tanh(y_0/s)] f_2 f_3(\alpha, l/s)$$

dove:

l = lunghezza della pila,

s = larghezza della pila,

d_s = profondità di scavo,

v_0 = velocità media della corrente,

v_c = velocità critica di trascinamento,

α = angolo tra la direzione della corrente indisturbata e la pila,

f_1 = coefficiente sperimentale, legato al rapporto tra la velocità della corrente e la velocità critica di trascinamento,

f_2 = coefficiente di forma,

f_3 = coefficiente funzione dell'angolo di attacco della corrente,

y_0 = tirante idrico.

Il coefficiente sperimentale f_1 viene determinato in funzione del rapporto tra la velocità media della corrente indisturbata v_0 e la velocità critica di trascinamento v_c , definita come la velocità alla quale inizia il movimento del materiale di fondo di diametro d e peso specifico γ_s . Per i miscugli eterogenei di clasti di forma differente solitamente si utilizza come diametro d il d_{50} ovvero il diametro per passante in peso superiore al 50%.

La velocità critica è la velocità di incipiente movimento per la quale si è adottata la seguente espressione:

$$v_c = 0,85 [2gd(\gamma_s - \gamma)/\gamma]^{1/2}$$

con:

v_c = velocità critica,

g = accelerazione di gravità,

d = diametro d_{50} dei grani,

γ_s = peso specifico del materiale di fondo,

γ = peso specifico dell'acqua.

I coefficienti f assumono i valori di seguito descritti:

$f_1(v_0/v_c)=0$	per	$v_0/v_c = 0,5$
$f_1(v_0/v_c)=2v_0/v_c-1$	per	$0,5 < v_0/v_c \leq 1,0$
$f_1(v_0/v_c)=1$	per	$v_0/v_c > 1,0$

Il coefficiente f_2 di forma tiene conto dell'impatto delle pile con la corrente in alveo; vale:

$f_2 = 1,00$	per pile circolari o con fronti arrotondate,
$f_2 = 0,75$	per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente,
$f_2 = 1,30$	per pile rettangolari.

Le pile del viadotto in progetto sono a sezione ellittica di dimensione trasversale 2.40 m, poggianti su un diaframma strutturale di forma rettangolare e dimensioni 6x11 m. Il viadotto è posto all'incirca perpendicolarmente rispetto alla sezione d'alveo (angolo pari a 10° tra asse strada e normale al corso d'acqua) . Il valore del d_{50} da adottare in questo caso risulta essere pari a 0.005 m.

I coefficienti f assumono i seguenti valori:

$f_1 = 1$, in quanto la velocità media della corrente risulta essere sempre superiore alla velocità critica di trascinamento;

$f_2 = 1.3$, in quanto nell'analisi è stata considerata l'ipotesi cautelativa in cui l'erosione interessa il diaframma strutturale;

$f_3 = 1$

Il valore di erosione massima attendibile d_s per un dato evento di piena rappresenta l'escavazione massima che si può avere attorno alle pile **durante** l'evento di piena: durante la fase calante della piena si assiste ad un parziale riempimento di tale erosione, pertanto a piena conclusa non si riesce ad evincere quale sia stata effettivamente la profondità massima di scavo raggiunta durante l'evento.

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi condotta eseguita adottando come tempo di ritorno $TR=200$ anni, portata $Q_{200}=570 \text{ m}^3/\text{s}$ e coefficiente di scabrezza (Strickler) $C=18-20 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$.

Torrente Enza

Metodo Breusers, Nicollet e Shen

Calcolo erosione massima alla base delle pile del ponte

$$Q_{200} = 570 \text{ m}^3/\text{s}$$

			Ponte in progetto
			Pile P1-P2
velocità media	v_0	m/s	1.71
tirante idrico	y_0	m	3.70
diametro	d_{50}	m	0.005
gravità	g	m^2/s	9.81
peso specifico grani	g_s	kg/m^3	1800
peso specifico acqua	g_w	kg/m^3	1000
velocità critica di trascinamento	v_c	m/s	0.238
rapporto velocità	v_0/v_c	-	7.181
angolo corrente-pila	a	$^\circ$	0
diametro o larghezza pila	s	m	6
lunghezza pila	l	m	11
rapporto larghezza/lunghezza	l/s		1.83
$f1$		-	1
$f2$		-	1.3
$f3$		-	1
erosione massima (pila singola)	ds	m	8.561

TABELLA 8-6: DATI RELATIVI AL CALCOLO DELL'EROSIONE MASSIMA ALLA BASE DELLE PILE DEL PONTE IN PROGETTO.

Il Metodo Breusers, Nicollet e Shen tende a sovrastimare i valori di erosione massima attendibile d_s , in quanto ipotizza che il materiale costituente il fondo alveo sia completamente disomogeneo.

Esistono tuttavia altri metodi empirici per il calcolo dell'erosione localizzata alla base delle pile.

La letteratura presenta analoghi modelli sempre di carattere empirico o semi-empirico basati sui dati sperimentali per la previsione del valore massimo della profondità di scavo a monte delle pile circolari ed in condizioni di acque chiare e sedimento uniforme. Tali equazioni fanno riferimento ad un medesimo schema,

in cui la profondità della fossa d'erosione S risulta crescente sia con l'incremento del tirante idrico y_0 che con la larghezza della pila b .

Le formule sperimentali più note riportate in letteratura e che ricoprono un ampio spettro delle principali grandezze geometriche, cinematiche e dinamiche da cui il fenomeno dipende, sono basate su esperienze di laboratorio con riferimento ad una singola pila cilindrica, in condizioni di velocità prossima a quella limite per l'inizio del movimento del materiale di fondo. Le formulazioni più note oltre a quella sopra rappresentata sono di seguito riportate.

Secondo Veiga da Cugna (1956-70) (riportato da Breusers et al., 1977)

$$S = 1,35b \left(\frac{Y_0}{b} \right)^{0,3}$$

Secondo Hancu (riportato da Breusers et al., 1977)

$$S = 1,66b \left(\frac{Y_0}{b} \right)^{0,13}$$

Secondo Coleman (1971)

$$S = 1,49b^{0,9} \left(\frac{v_0^2}{2g} \right)^{0,1}$$

Secondo Remedía (1984)

$$S = 1,42b \left(\frac{Y_0}{b} \right)^{0,15}$$

Secondo Shen (riportato da Breusers et al., 1977)

$$S = 1,35b \left(\frac{Y_0}{b} \right)^{0,2}$$

Tali formulazioni, tutte espresse in funzione della larghezza della pila, sono usualmente in discreto accordo con i risultati sperimentali di laboratorio e spesso conducono a valutazioni molto diverse fra loro. Inoltre, esse non prendono in considerazione gli effetti dell'evoluzione temporale del fenomeno di scalzamento.

Le formulazioni empiriche sopra riportate sono state applicate adottando le grandezze idrodinamiche desunte dalla modellistica di dettaglio descritta nel capitolo precedente.

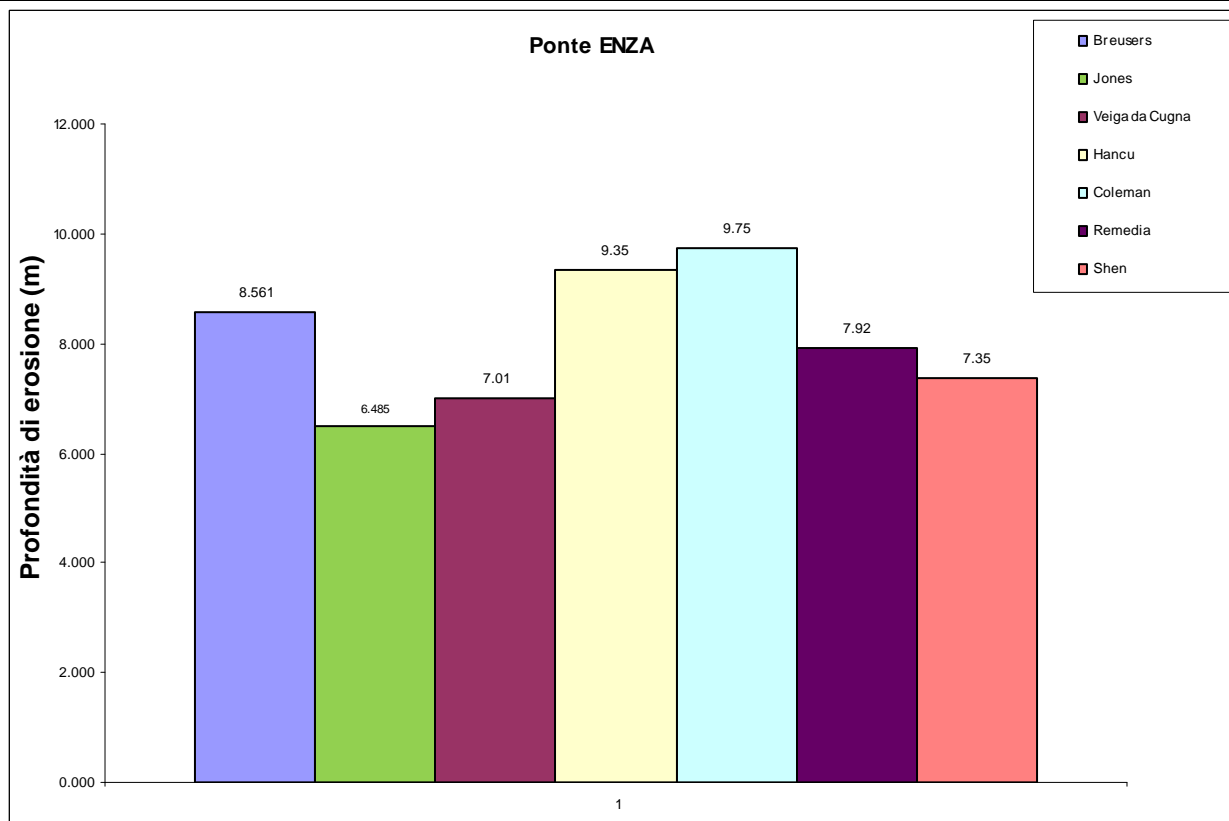


FIGURA 8-15 – PROFONDITA' DI EROSIONE STIMATA CON VARIE FORMULAZIONI EMPIRICHE

Il grafico riassuntivo illustra il campo di variabilità della profondità di scalzamento. È evidente il peso della larghezza della pila nel calcolo della profondità di scalzamento; infatti, è ragionevole supporre che all'aumentare della larghezza crescano le dimensioni dei vortici a ferro di cavallo. Avendo preso in considerazione nell'analisi la larghezza del diaframma strutturale, la profondità massima di erosione raggiunge valori attorno ai 8-9 m (quota 18,25 m slm) . Le fondazioni del ponte sono state quindi calcolate con questa ipotesi estrema. A valle delle fondazioni il fenomeno di erosione si smorza ed interessa le diaframature presenti più a valle, fino a 20 metri di sviluppo, raggiungendo una profondità di erosione attorno a 2.5 m, attestandosi quindi a quota 24.00 m slm. Questo dato è stato ricavato utilizzando la medesima procedura di calcolo utilizzata per la valutazione della profondità di erosione in corrispondenza delle pile.

I diaframmi idraulici previsti in corrispondenza delle arginature del ponte autostradale sono quindi stati verificati a scalzamento prendendo in esame 2 condizioni limite (v.Relazione di calcolo Ponte DPO02):

- 1) passaggio onda di piena con massima erosione in corrispondenza dei diaframmi (quota 18,25 m s.l.m.) ma contropinta idraulica lato fiume;
- 2) onda di piena conclusa e quota scalzamento pari alla quota del petto lato fiume (26,50-27,00 m s.l.m.).

Si ipotizza che non ci sia erosione al di sotto del petto, ma contropinta di terreno saturo.

A seguito delle verifiche risulta che per evitare indesiderati processi di scalzamento il diaframma dovrà essere profondo almeno 20 m per uno spessore minimo di 100 cm sia in sponda destra che in sponda sinistra.

Infine si è anche analizzata la tendenza evolutiva del processo erosivo dovuto all'abbassamento del thalweg nel recente passato. Grazie al contributo di AIPO che ha fornito diverse sezioni storiche e recenti è stato possibile sovrapporre l'andamento nel tempo di tale processo.

Di seguito si espone l'andamento della sezione 13 proprio in corrispondenza dell'attraversamento in oggetto. Dal confronto dei due rilievi eseguiti nel 1973 e 2011, traspare che non sono evidenti rilevanti processi erosivi come viceversa sta succedendo in altri corsi d'acqua emiliani che forse presentano una qualità di ghiaia più appetibile sul mercato.

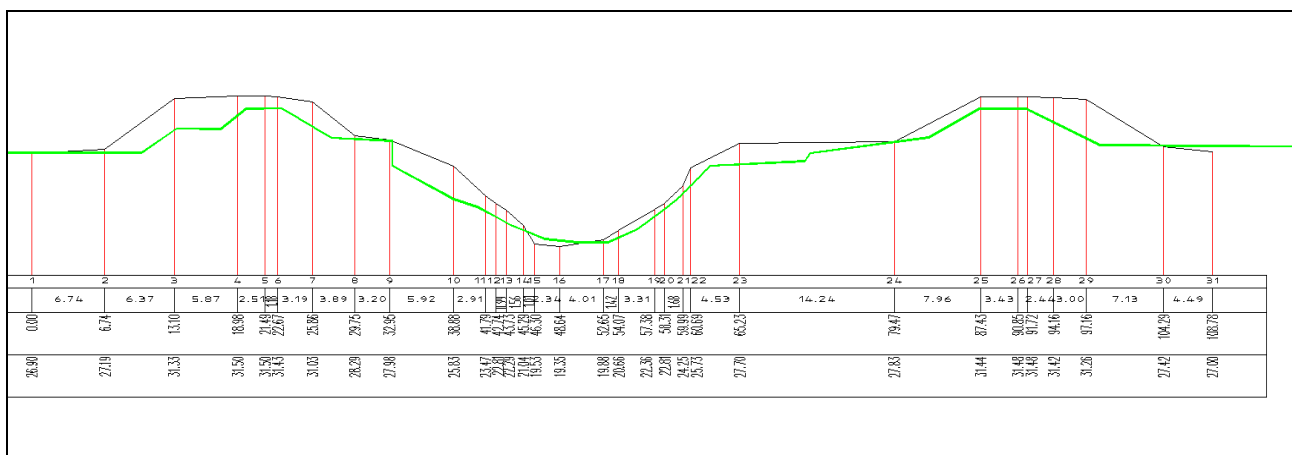


FIGURA 8-16 CONFRONTO TRA SEZ. 13 T.ENZA 2011 (IN NERO) E STESSA SEZIONE RILEVATA NEL 1973 (IN VERDE)

9. INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA

La direttiva 4 dell'Autorità di Bacino del fiume Po impone di inserire una serie di presidi idraulici volti a contenere fenomeni di dissesto potenzialmente innescabili dalla presenza del manufatto di attraversamento.

Sulla base di quanto già licenziato in sede di Conferenza dei Servizi e tenendo conto di quanto prescritto da AIPO stessa in quella sede, si è proceduto alla Progettazione dei presidi difensivi da apporre sia a protezione delle sponde in froldo che dei paramenti arginali interessati dalle pile.

Gli interventi previsti si possono suddividere in 3 categorie:

- 1) difese longitudinali volte a contenere i processi erosivi sulle sponde,
- 2) ringrossi arginali e potenziamento dell'assetto difensivo,
- 3) mantenimento e collegamento della viabilità di servizio interferita.

La difesa spondale si ottiene attraverso la realizzazione di una berma ed una difesa sulla sponda interna e sulle banche ottenuta mediante il posizionamento di massi di cava non gelivi del peso di 50-100 kg/cad per la difesa spondale e 100-200 kg/cad per la berma.

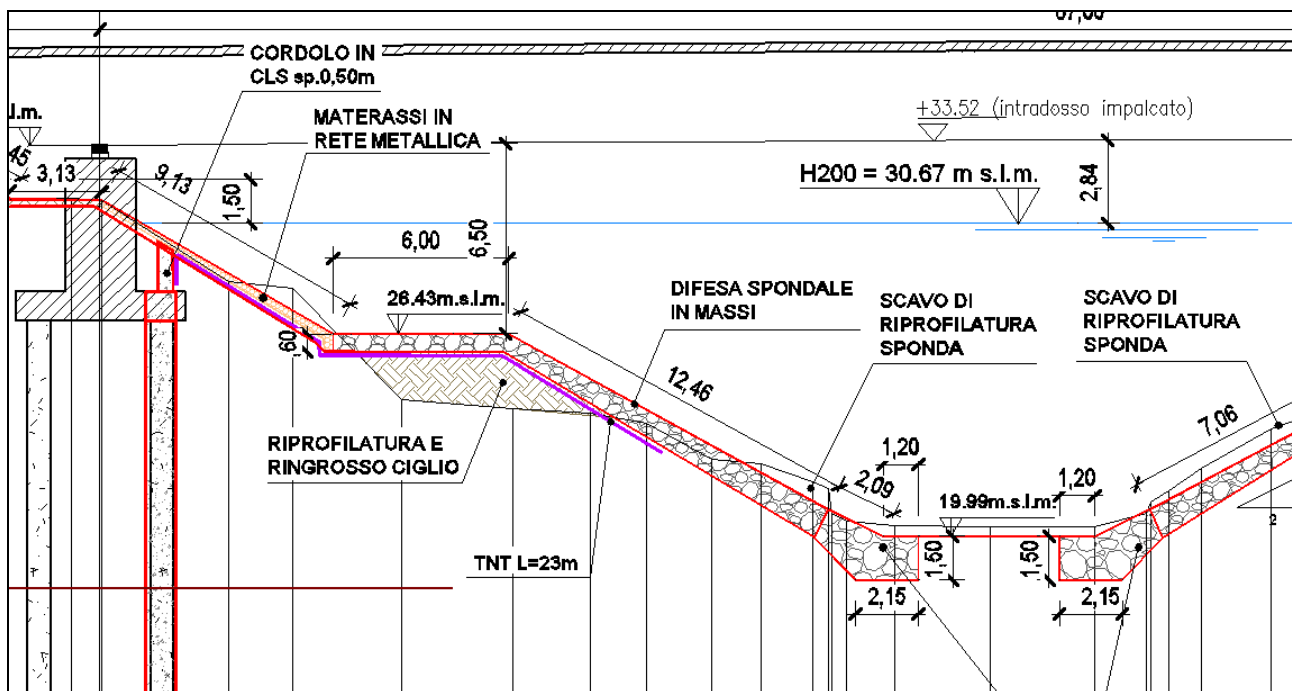


FIGURA 9-1 – PARTICOLARE DIFESA SPONDALE

I ringrossi arginali si rendono necessari in sagoma e in quota, ed il lato campagna di quest'ultimi sarà

rivestito con apposite protezioni contro l'erosione da ruscellamento mediante mantellate in materassi metallici, al piede dei quali verranno posizionati gabbioni metallici per meglio ammorsare la struttura metallica del materasso. Sia le difese in massi che le mantellate in materassi metallici presenti sui paramenti lato fiume delle arginature si estenderanno per un tratto di 20 m a monte e valle dell'attraversamento, oltre che lungo tutto l'ingombro del viadotto. Nuovamente, per limitare fenomeni di infiltrazione e di scalzamento al piede delle pile, sono state previste due diaframature in c.a. a parete continua, aventi funzione di evitare l'instaurarsi di possibili cedimenti e collassi arginali.

Infine, una volta completati i lavori di realizzazione delle opere idrauliche, si procederà ad effettuare idrosemina a spessore per rinverdire i rilevati arginali e la nuova configurazione morfologica nell'intorno del fiume.

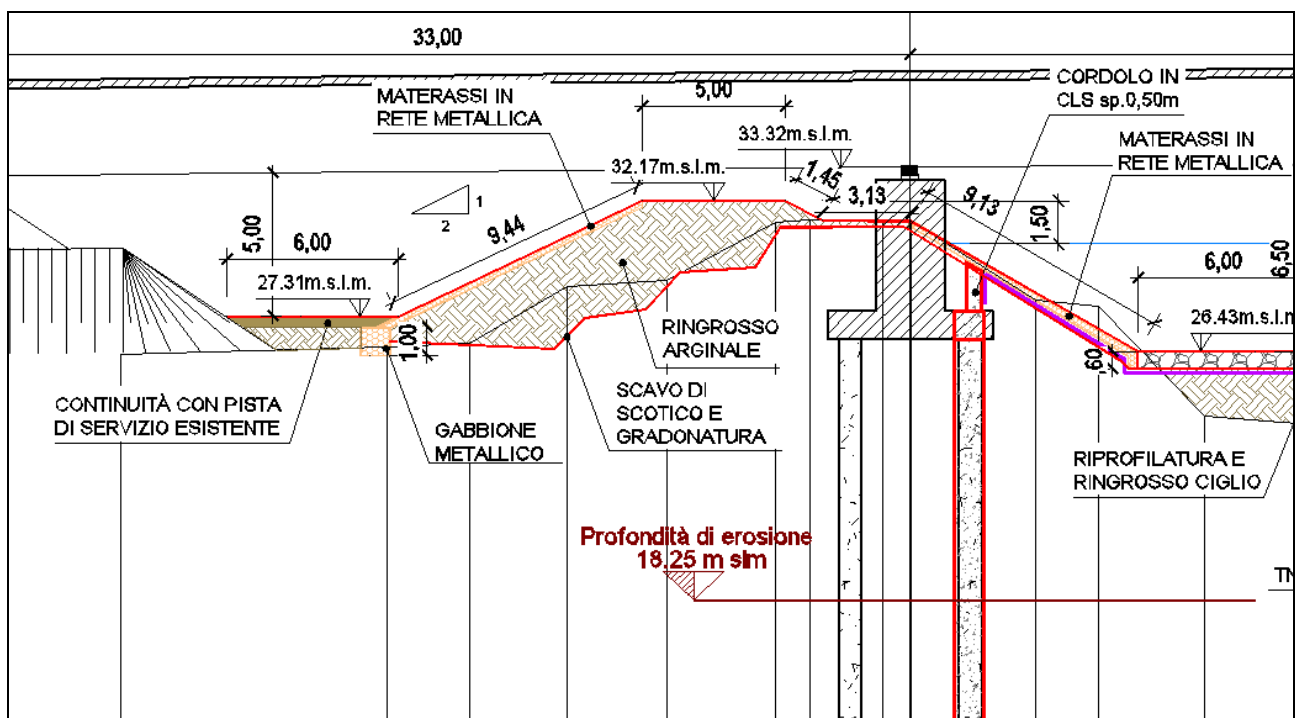


FIGURA 9-2 – PARTICOLARE RINGROSSO ARGINALE

Particolare cura verrà tenuta nella preparazione delle opere di cantiere. Le diverse fasi di lavoro che accompagnano la realizzazione delle fondazioni prevede la preliminare preparazione del piano di posa del ringrosso del nuovo rilevato. Si tratta di un'operazione delicata che dovrà essere eseguita con estrema cura ed attenzione. Si procede con lo scotico e quindi con le gradonature di immorsamento per la posa e compattazione del materiale di riporto funzionale al ringrosso. Solo dopo la costipazione dello stesso si potrà procedere alla realizzazione delle fondazioni.

L'intervento di adeguamento arginale verrà realizzato secondo la forma descritta nel progetto e dovrà garantire la piena funzionalità idraulica, per cui sarà buona norma seguire tracciati compatibili con le

esigenze idrauliche (evitando brusche variazioni di linea che potrebbero costituire punti di maggior vulnerabilità in conseguenza dell'azione erosiva della corrente), pur nel rispetto delle esigenze ambientali che normalmente consigliano di non dare luogo a linee geometriche troppo rigide e di prevedere un adeguato rinverdimento dell'opera al fine di favorirne un corretto ed impercettibile inserimento nell'ambiente fluviale. Infine i paramenti di valle e di monte dovranno essere rinforzati sotto l'ombra del ponte con opportuni materassi metallici contenuti al piede da una berma in gabbione metallico.

Verrà inoltre installato in corrispondenza del ponte in progetto un idrometro ad ultrasuoni per il-monitoraggio dei livelli idrometrici del Torrente Enza. La stazione idrometrica sarà composta da:

- 1 palo di supporto rinforzato da 7 metri per l'installazione del pannello solare di alimentazione della stazione e dell'unità di controllo completa della carpenteria metallica e quant'altro necessario per l'installazione;
- idrometro a ultrasuoni marca CAE o equivalente purchè leggibile dal sistema MARTE di AIPO;
- dispositivi anti vandalo: filo spinato, cocci di vetro, dissuasori di metallo, ecc.;
- sistema di trasmissione dati da periferica a sede centrale su Parma, con funzionamento nella gamma UHF in tecnologia digitale con velocità minima 4800 baud.

10. VERIFICA AL SIFONAMENTO E FILTRAZIONE

Come descritto in premessa, il potenziamento delle opere di presidio idraulico previsto in occasione della realizzazione del nuovo attraversamento autostradale è accompagnato dalla realizzazione di apposite diaframature sia in corrispondenza del viadotto che a monte e valle dello stesso aventi, oltre che funzione statica, anche quella di contenimento dei processi di filtrazione in corrispondenza e prossimità dei rilevati arginali, al fine di scongiurare l'insorgere di potenziali fenomeni di sifonamento in condizioni particolarmente gravose.

Nelle condizioni di progetto, infatti, il paramento lato fiume di entrambi i rilevati arginali viene interessato dal transito dell'onda di piena con TR 200 anni. In aggiunta alle opportune difese idrauliche progettate per la difesa dal flusso idrico superficiale, è stata quindi valutata la necessità di contenere anche il flusso sub superficiale mediante opportune opere.

Per procedere alla verifiche nelle condizioni di maggior criticità, sono state analizzate le condizioni idrodinamiche e litologiche del tratto in esame del f. Enza al fine di ricostruirne il modello geotecnico e imporre le sollecitazioni idrauliche di riferimento.

Dalle analisi delle citate indagini e prove in sito, effettuate proprio in funzione della progettazione delle opere di attraversamento autostradale, è possibile definire l'andamento litologico dei diversi materiali presenti costituenti gli strati soggiacenti la sezione in esame del corso d'acqua, i rispettivi rilevati arginali e le aree golenali.

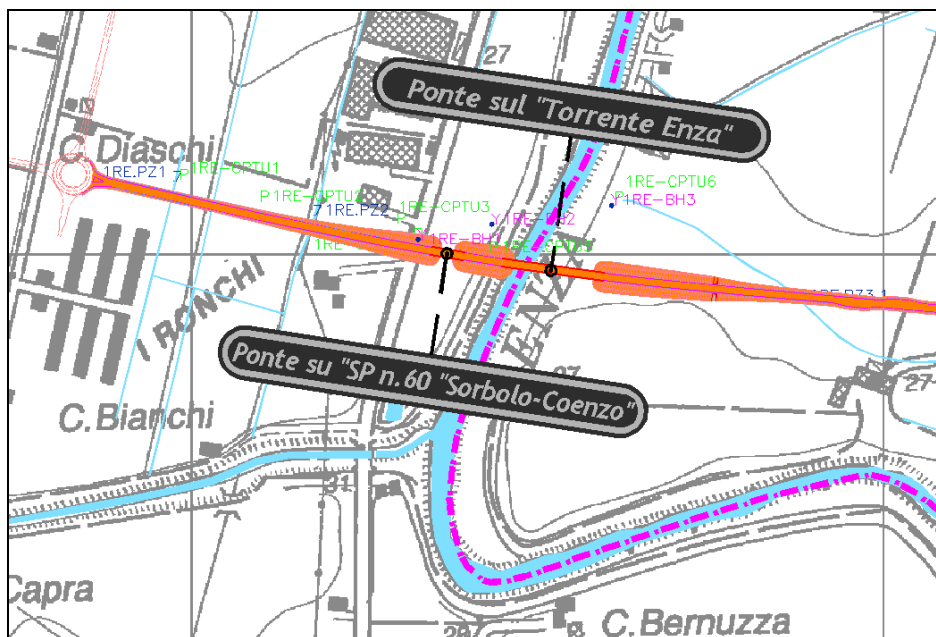


FIGURA 10-1 – PLANIMETRIA UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

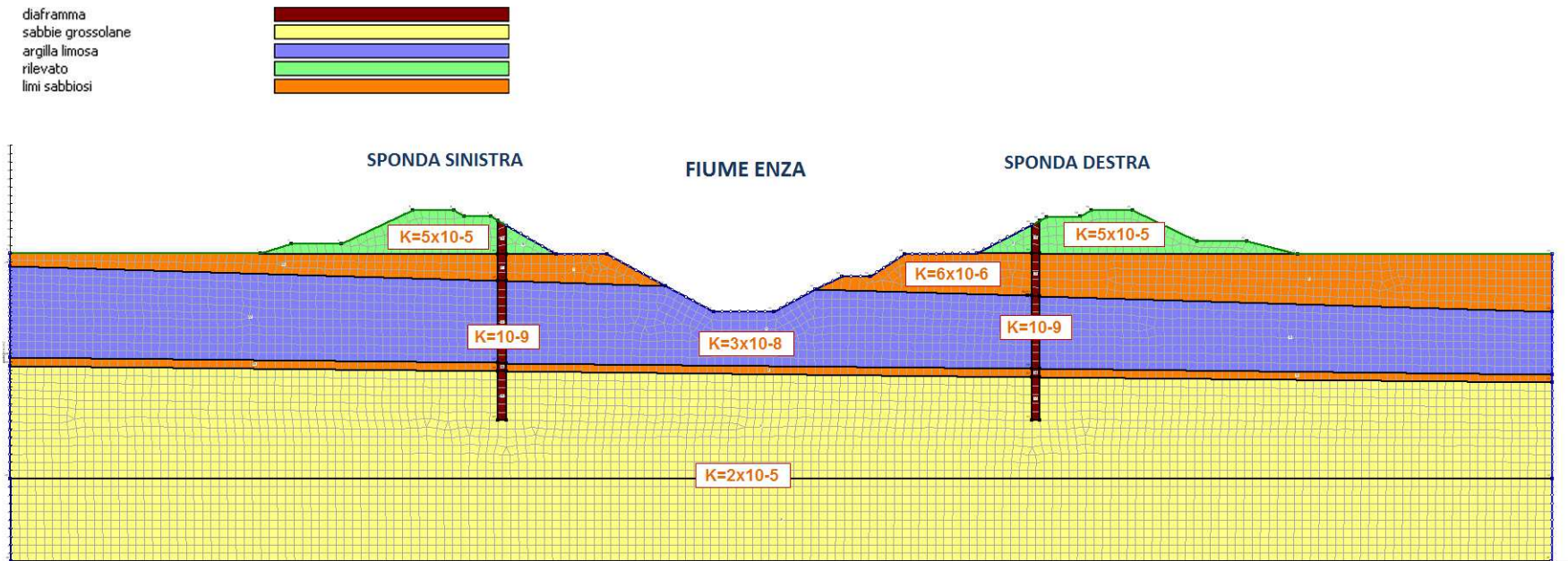


FIGURA 10-4: SCHEMATIZZAZIONE CONCETTUALE DELLA CONFIGURAZIONE GEOTECNICA ANALIZZATA PER LA SEZIONE DI ATTRAVERSAMENTO DEL F. ENZA (K IN M/S)

Le sollecitazioni idrodinamiche all'interno del corso d'acqua considerano il transito della portata di piena bisecolare, il cui idrogramma è stato ricostruito traslando ometeticamente l'idrogramma della recente piena del dicembre 2010 sino ai livelli al colmo in corrispondenza della piena di progetto con Tr 200 anni. L'idrogramma risultante è raffigurato nella figura seguente. La durata dell'evento, pari complessivamente a 8 giorni, pare sufficientemente cautelativo per la verifica della risposta alle sollecitazioni indotte dal conseguente noto di filtrazione sub superficiale.

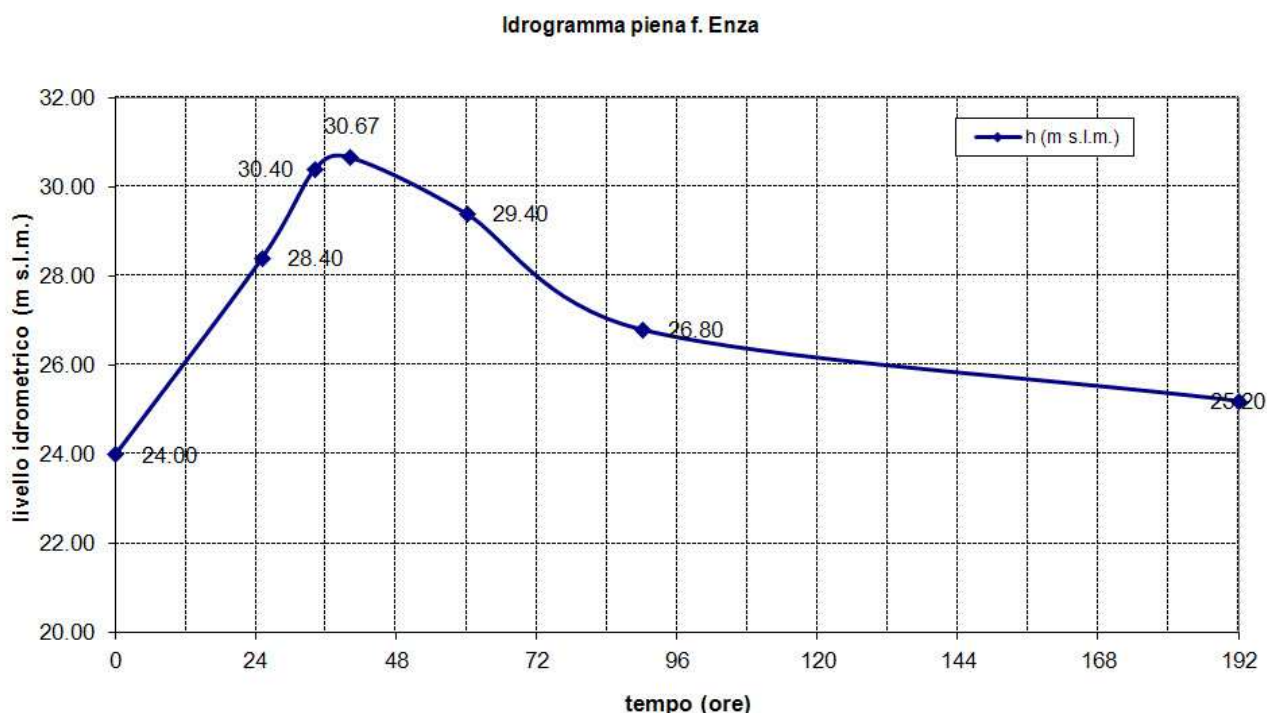


FIGURA 10-5: IDROGRAMMA DEI LIVELLI DI PIENA PER TR200 ALLA SEZIONE DI ATTRAVERSAMENTO DEL F. ENZA

Le condizioni al contorno iniziali coincidono con la linea piezometrica evidenziata dall'attuale falda freatica, riscontrata nel sito in esame circa a quota 21.50 m sl.m., e con un livello idrometrico iniziale nel f. Enza pari a 24.00 m s.l.m.

Successivamente, è stato imposto l'aumento dei livelli idrometrici nell'alveo secondo lo schema sopra raffigurato, riproducendo una situazione riscontrabile in occasione della piena di riferimento all'interno di un deflusso consistente e di durata sufficientemente elevata.

Per tale motivo gli step temporali di calcolo considerati sono stati posti ogni 12 ore, con in più l'istante di massimo livello idrometrico dopo un tempo di 40 ore dall'inizio della simulazione.

Le funzioni che legano la permeabilità ed il contenuto volumetrico di acqua in funzione della pressione idrostatica sono state definite basandosi sui risultati delle indagini geologiche e tramite correlazioni con i numerosi dati disponibili in letteratura.

I risultati delle verifiche vengono riportati di seguito per ciascuna delle configurazioni esaminate.

10.1. Verifica in assenza di opere di contenimento dei processi di filtrazione

Nei grafici seguenti sono illustrati i risultati delle elaborazioni per i diversi istanti di tempo in occasione della piena di progetto bisecolare in ipotesi di assenza delle diaframature.

La percezione dell'entità dei fenomeni nei diversi istanti temporali viene resa graficamente nelle immagini seguenti, che fotografano l'evoluzione della distribuzione delle velocità di filtrazione per i diversi step di calcolo.

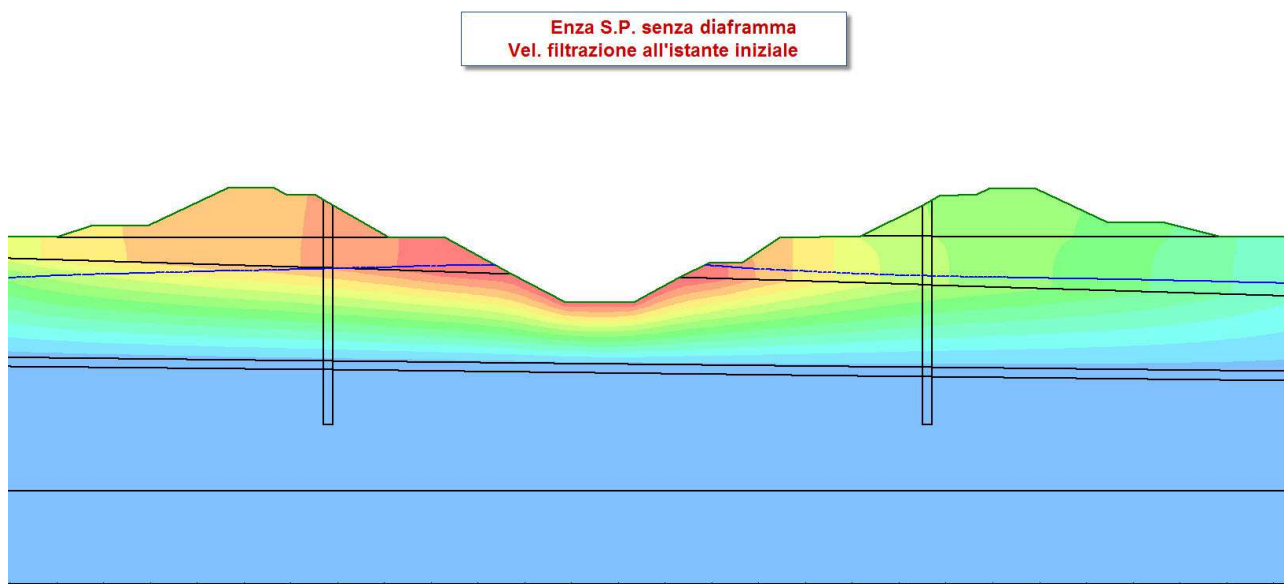


FIGURA 10-6: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE ALL'ISTANTE INIZIALE (T = 0 S)

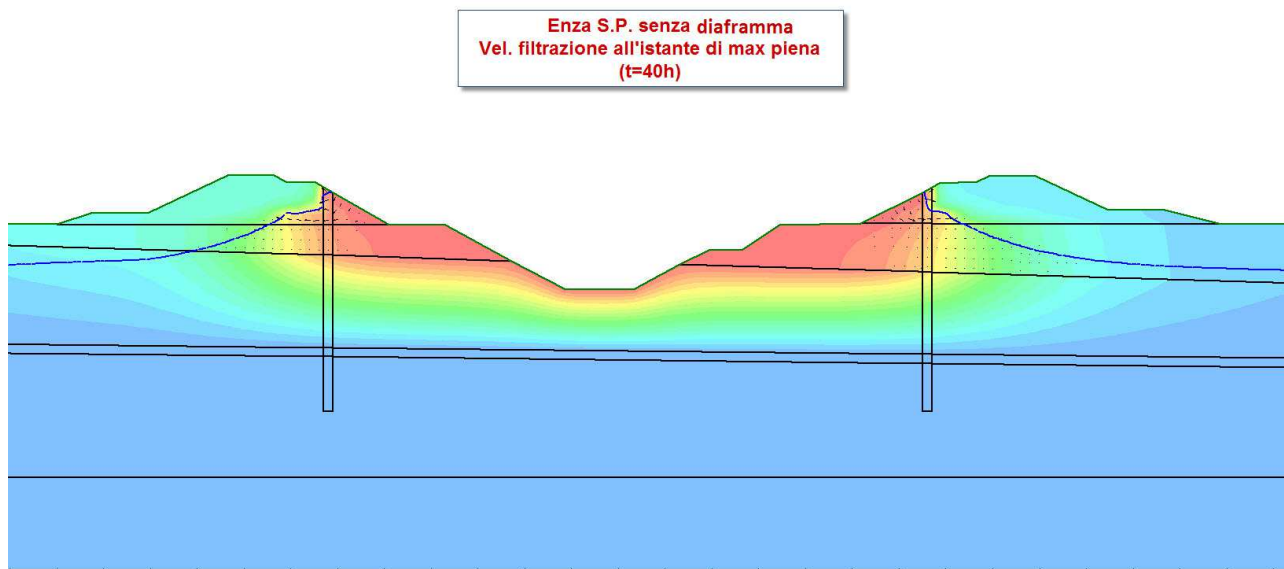


FIGURA 10-7: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE IN CORRISPONDENZA DEL TRANSITO DEL COLMO DI PIENA PER TR200 (T = 40 H)

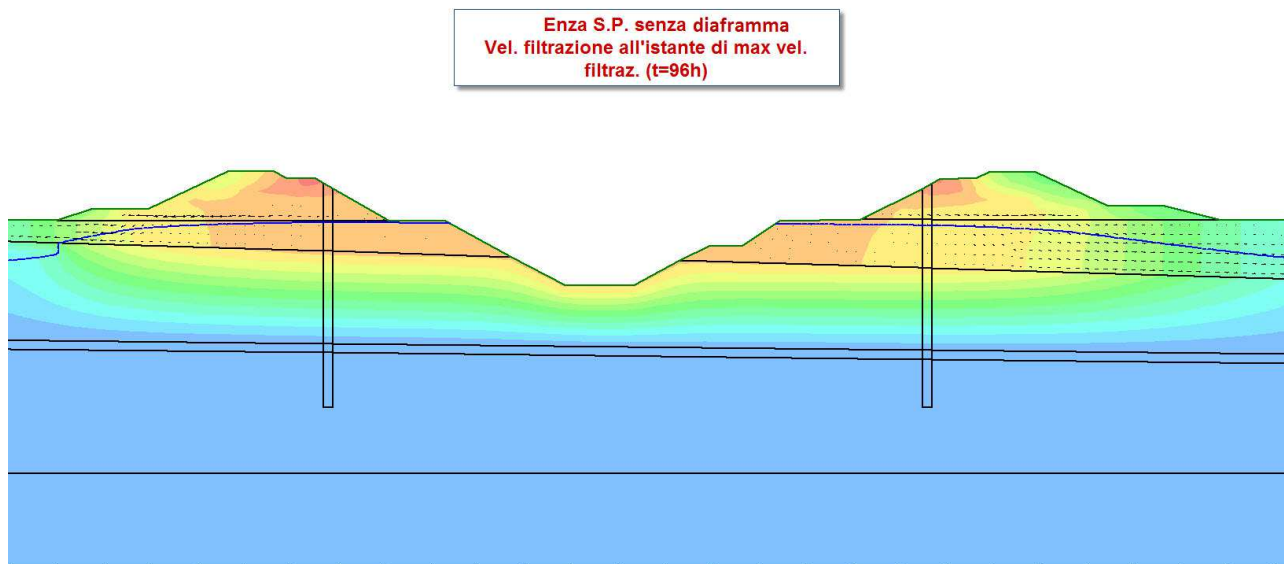


FIGURA 10-8: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE IN CORRISPONDENZA DEL RAGGIUNGIMENTO DEL MASSIMO VALORE SOTTO IL PIEDE DELLE ARGINATURE (T = 96 H)

Come illustrato, l'assenza di opere di contenimento unitamente alla presenza di un substrato superficiale maggiormente drenante rispetto a quello immediatamente sottostante permette una marcata propagazione del moto di filtrazione verso l'esterno dell'alveo, con il raggiungimento delle massime velocità di filtrazione al di sotto dell'unghia dei rilevati arginali dopo quattro giorni (96 ore) dall'inizio dell'onda di piena.

In corrispondenza di tale istante la linea di imbibizione si porta ad una distanza di circa 1.50 m dal piede dell'argine (Figura 10-8).

La quantificazione numerica di tali velocità per i diversi istanti viene esposta nei grafici che seguono, rispettivamente lungo la verticale al di sotto dell'unghia di ciascuna arginatura. Le velocità che si instaurano al di sotto di ciascun rilevato vengono riportate rappresentato l'andamento delle velocità di filtrazione in funzione della quota altimetrica, per ciascun istante temporale simulato.

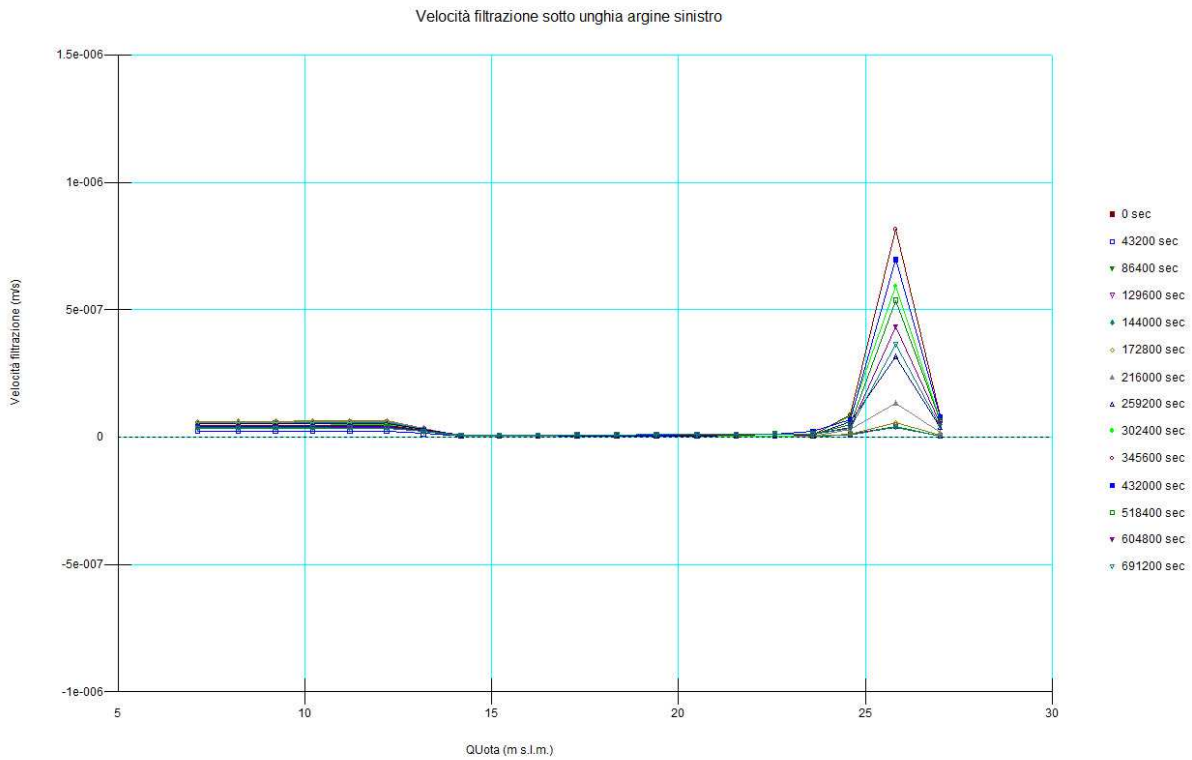


FIGURA 10-9: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE SINISTRO

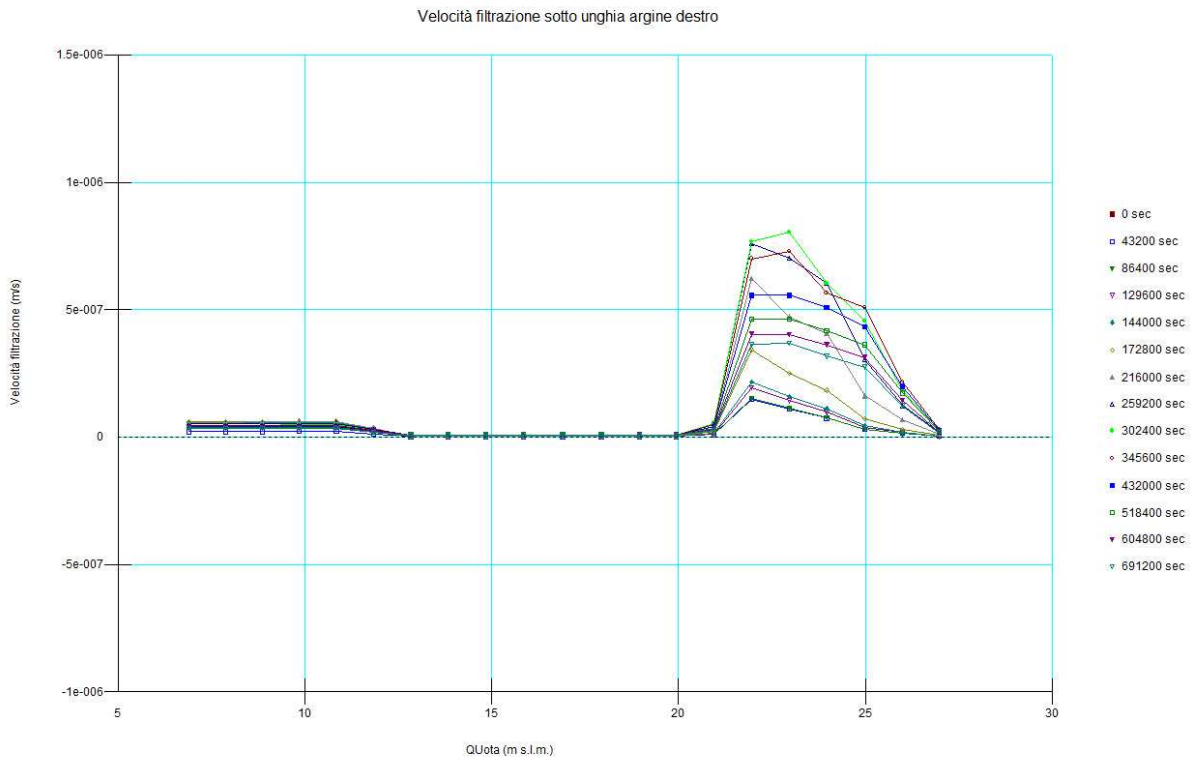


FIGURA 10-10: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE DESTRO

Per entrambe le arginature, in assenza di diaframmi le velocità massime dell'ordine di 10^{-6} m/s, valore ottenuto ad una profondità di circa 4 m dal p.c. per l'argine destro e di circa 1 m dal p.c. per l'argine sinistro, che risulta quindi maggiormente sollecitato.

Tale differenza di comportamento è data dalla minor potenza dello strato superficiale in sabbia e limi che, avendo una permeabilità maggiore rispetto al sottostante strato in argilla, convoglia la maggior parte del flusso sub superficiale.

Per tale ragione, si ipotizza la realizzazione di un diaframma di contenimento dei processi di filtrazione all'interno di ciascun corpo arginale, analizzandone nel seguito due possibili varianti progettuali.

10.2. Verifica con diaframma profondo 10 m

Al fine di aumentare il grado di sicurezza della struttura di contenimento, è stato previsto il citato inserimento del diaframma in corrispondenza di ciascun corpo arginale con una profondità di 10 m, sufficienti per infingersi all'interno dello staro in argilla soggiacente il più superficiale strato in sabbia e limi.

Le ipotesi relative al deflusso di piena all'interno del fiume Enza e alle condizioni iniziali sono analoghe al caso precedente.

Tale configurazione consente un sostanziale allontanamento del flusso sub-superficiale dal rilevato stesso, come illustrato nelle figure seguenti.

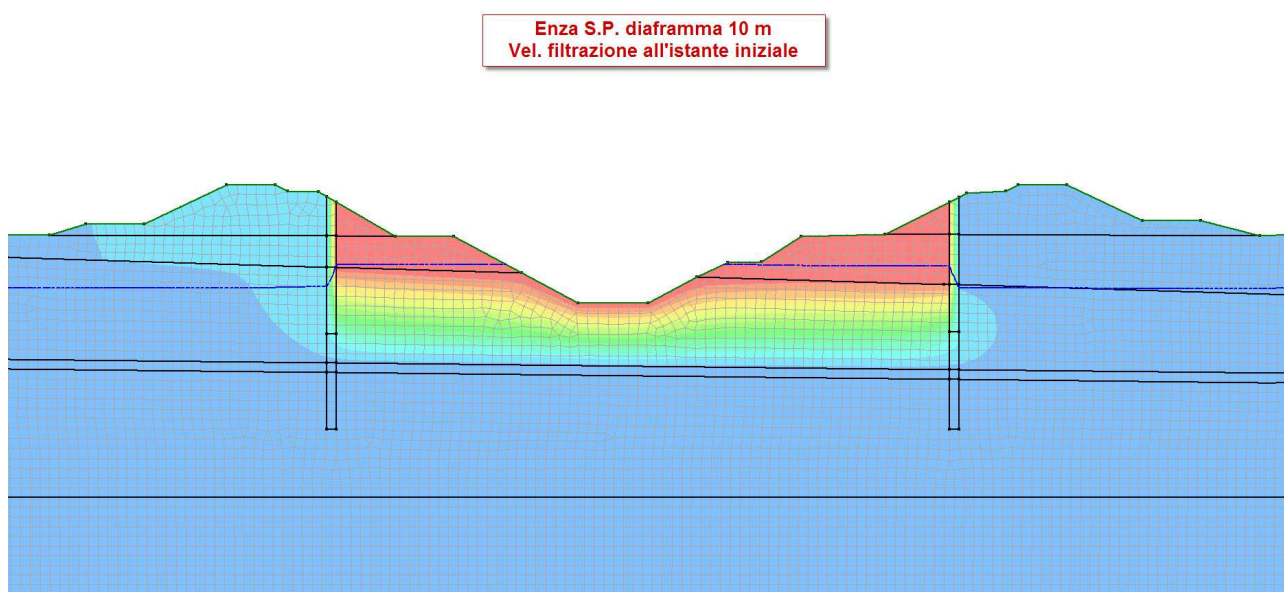


FIGURA 10-11: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE ALL'ISTANTE INIZIALE (T = 0 s)

Enza S.P. diaframma 10 m
Vel. filtrazione all'istante di max
piena e max vel filtrazione (t 40h)

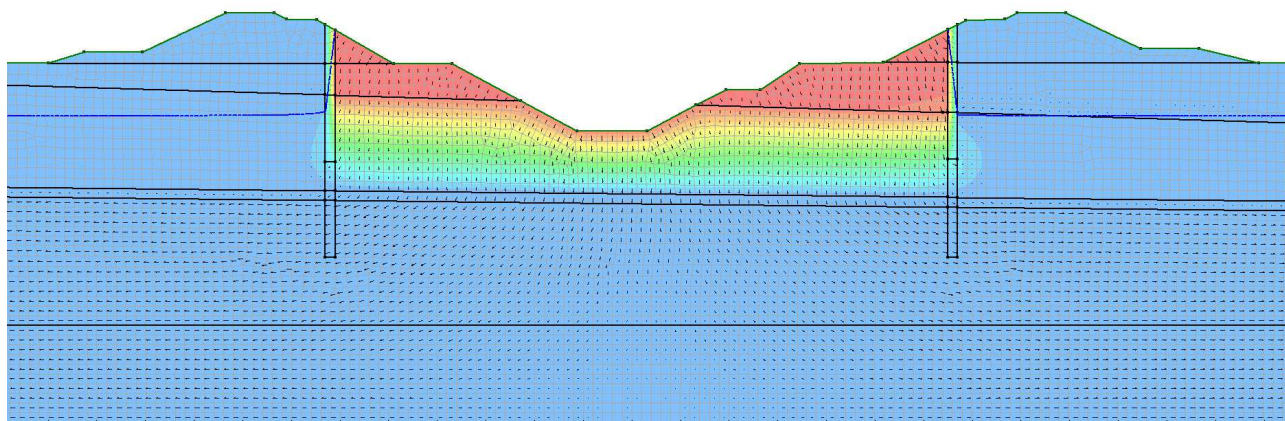


FIGURA 10-12: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE NELL'ISTANTE DI TRANSITO DEL COLMO DI PIENA PER TR200, CORRISPONDENTE AL RAGGIUNGIMENTO DEL MASSIMO VALORE SOTTO IL PIEDE DELLE ARGINATURE (T = 40 H)

In questo caso la profondità di infissione delle arginature è sufficiente a consentirne l'ammorsamento nelle argille, isolando in buona parte il propagarsi dei processi di filtrazione durante il transito della piena di progetto nell'alveo del fiume.

In tale condizione le massime velocità di filtrazione al di sotto del piede esterno delle due arginature si verifica in occasione del raggiungimento del massimo livello idrometrico in alveo (t=40h), con valori massimi ridotti di 2 ordini di grandezza, inferiori quindi a 10^{-8} m/s, come illustrato nelle figure seguenti.

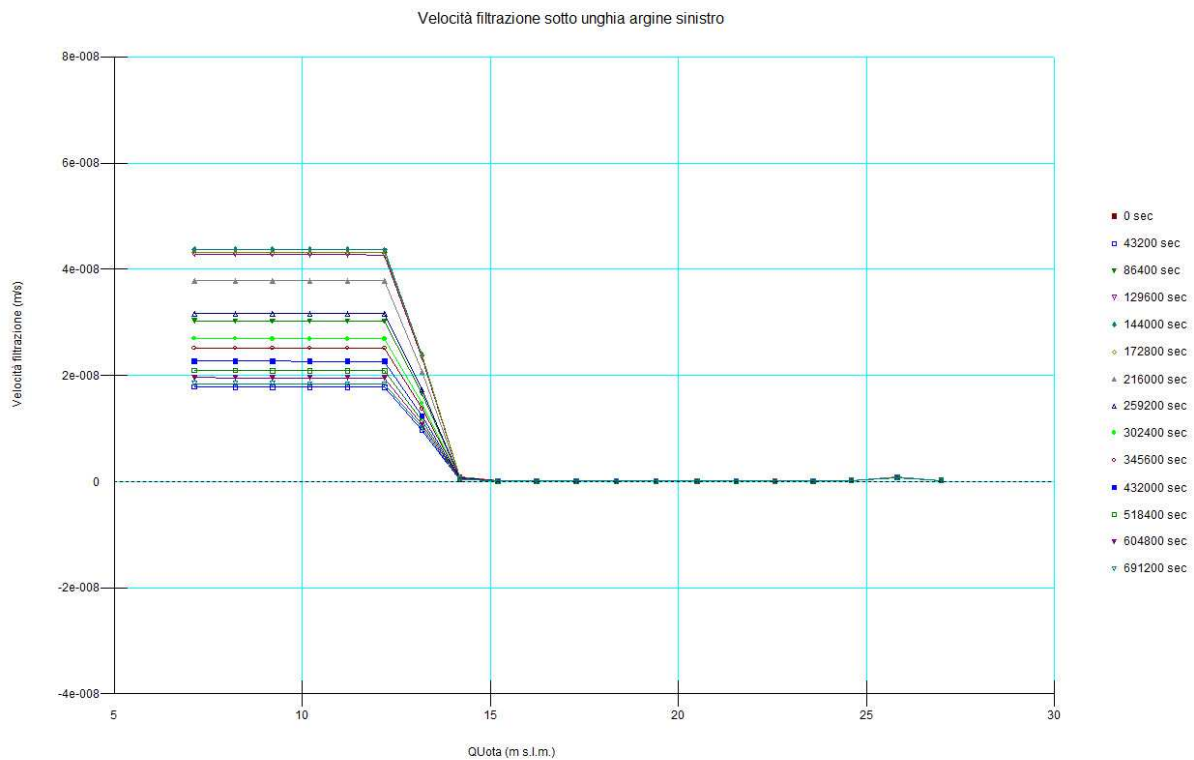


FIGURA 10-13: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE SINISTRO

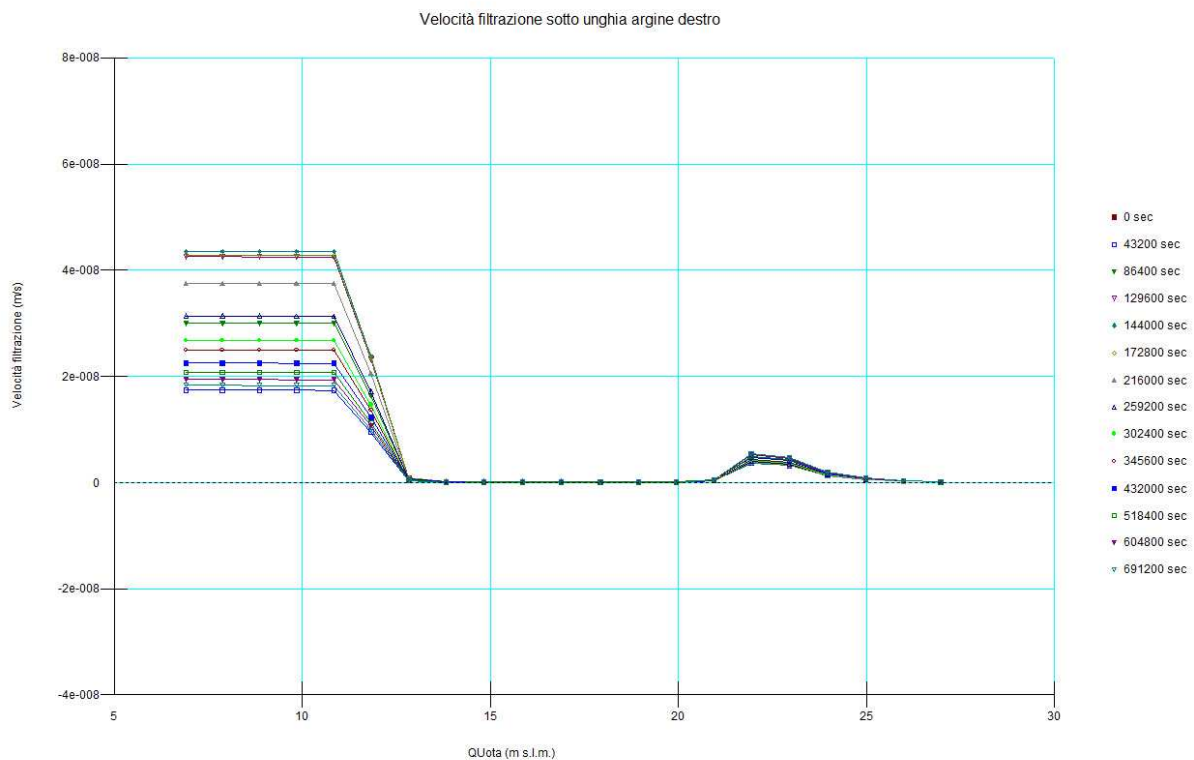


FIGURA 10-14: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE DESTRO

Anche in corrispondenza delle massime variazioni dei livelli di falda all'esterno delle arginature, l'incremento del livello della linea di imbibizione è limitato ad un massimo di 30 cm lungo il paramento di valle dei diaframmi e a circa 5 cm al di sotto del piede delle arginature.

Risulta, quindi, evidente come i processi di filtrazione rimangano pressoché confinati dalle diaframature previste.

10.3. Verifica con diaframma profondo 20 m

Al fine di valutare l'incremento del grado di sicurezza rispetto a possibili processi di sifonamento derivante dall'aumento della profondità di infissione delle diaframature, è stata simulata la risposta fornita da diaframmi con uno sviluppo verticale preliminarmente di 20 m, in grado di attraversare lo strato di argilla ed ammortarsi nel sottostante strato in sabbia.

Le ipotesi relative al deflusso di piena all'interno del fiume Enza e alle condizioni iniziali sono analoghe ai due casi precedenti.

Tale configurazione consente un marginale incremento del grado di confinamento del flusso sub-superficiale, come illustrato nelle figure seguenti.

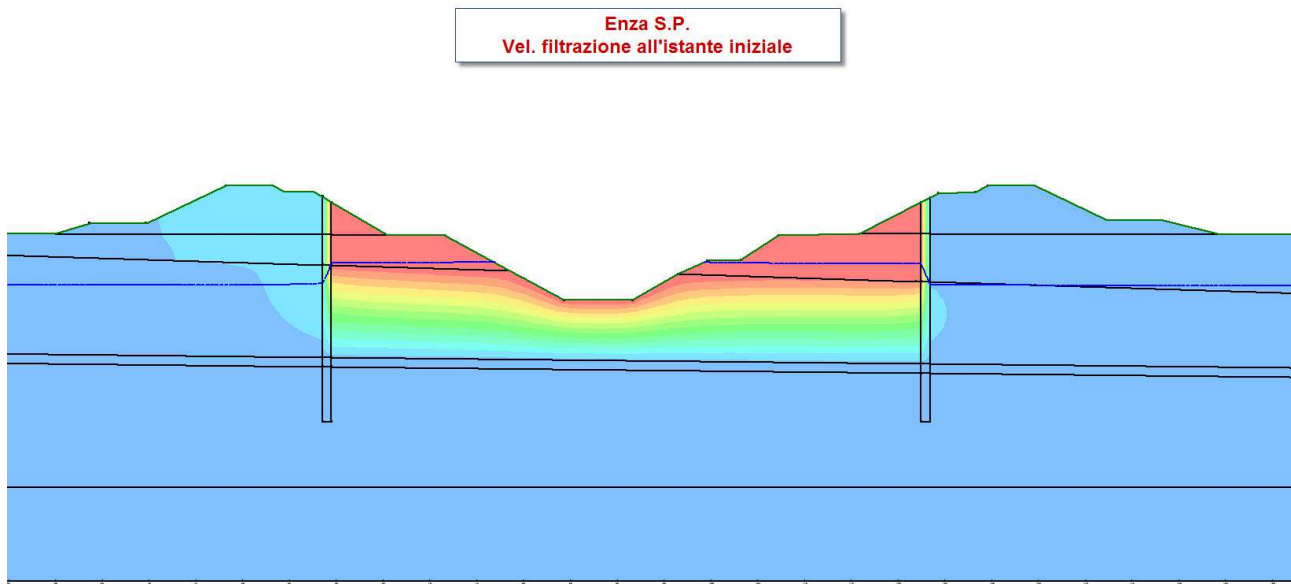


FIGURA 10-15: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE ALL'ISTANTE INIZIALE (T = 0 s)

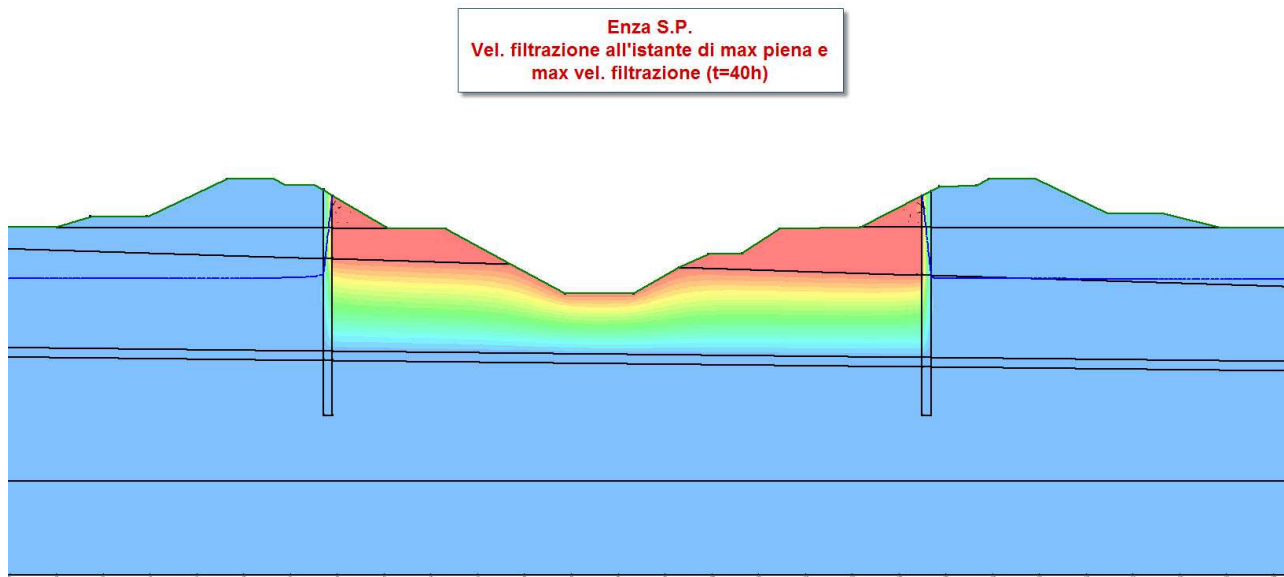


FIGURA 10-16: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE NELL'ISTANTE DI TRANSITO DEL COLMO DI PIENA PER TR200, CORRISPONDENTE AL RAGGIUNGIMENTO DEL MASSIMO VALORE SOTTO IL PIEDE DELLE ARGINATURE (T = 40 h)

Nuovamente, in corrispondenza delle massime variazioni dei livelli di falda all'esterno delle arginature l'incremento del livello della linea di imbibizione è limitato ad un massimo di 30 cm lungo il paramento di valle dei diaframmi e a circa 5 cm al di sotto del piede delle arginature.

Anche le massime velocità di filtrazione al di sotto del piede esterno delle due arginature presentano un andamento pressoché identico a quanto si verifica con diaframmatore profonde 10 m, con valori massimi inferiori a 10^{-8} m/s come illustrato nelle figure seguenti.

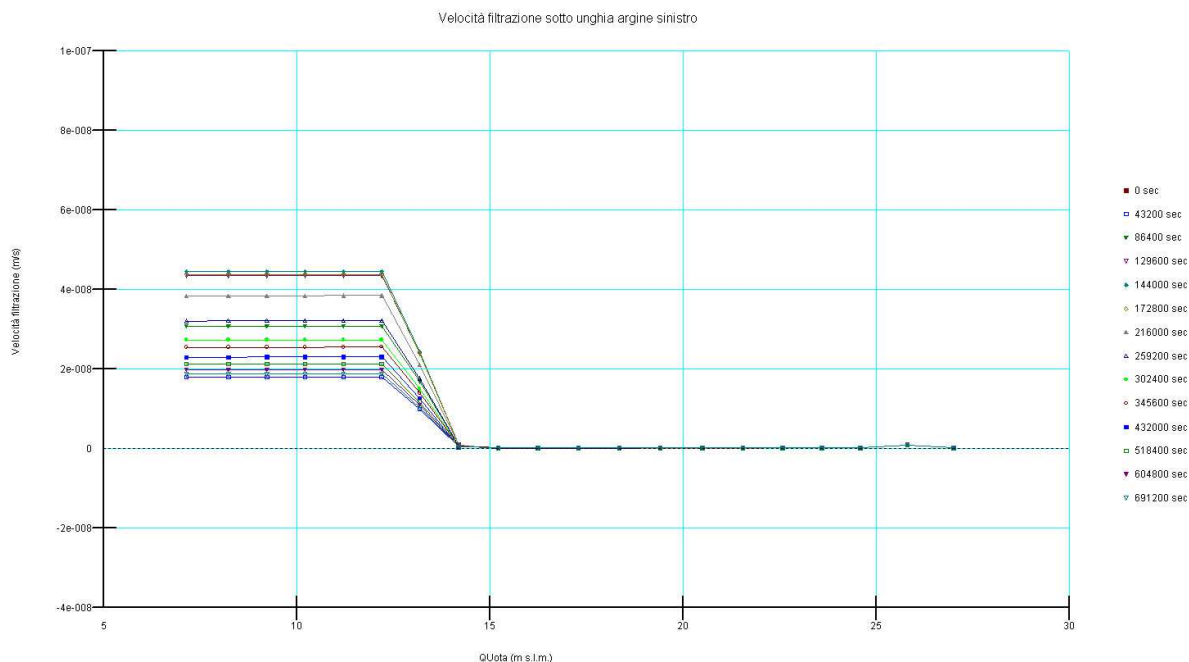


FIGURA 10-17: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE SINISTRO

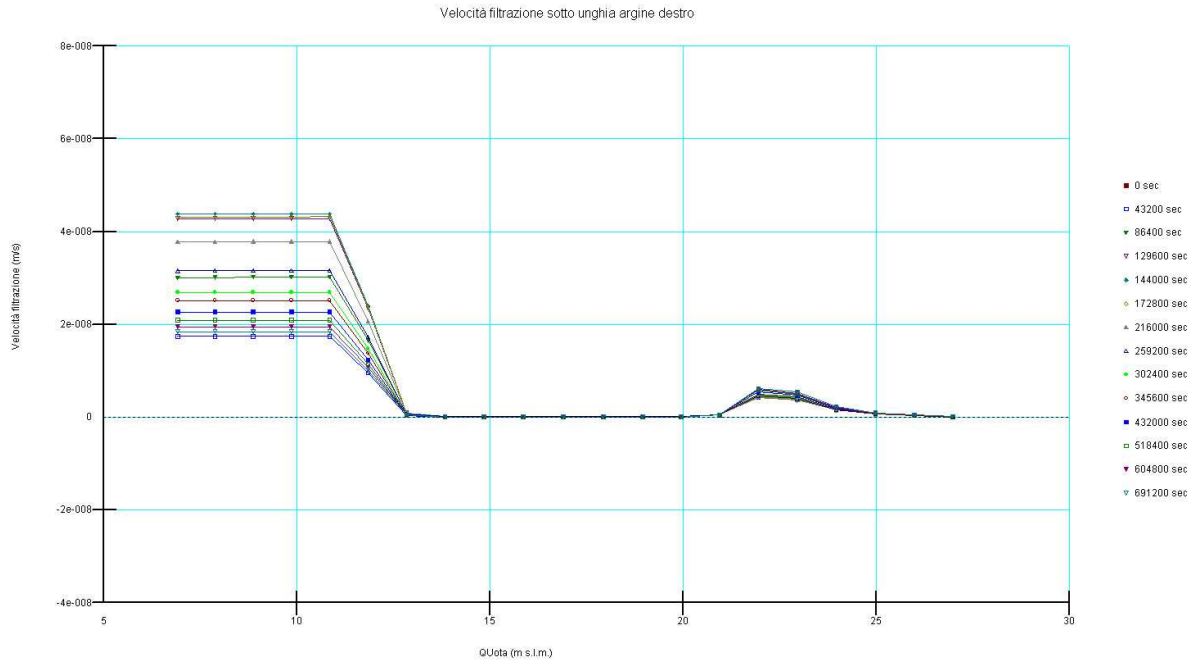


FIGURA 10-18: VELOCITÀ DI FILTRAZIONE PER I DIVERSI ISTANTI DI CALCOLO LUNGO LA VERTICALE AL DI SOTTO DELL'UNGHIA DELL'ARGINE DESTRO

10.4. Dimensionamento diaframmi idraulici

Concludendo si può affermare che mentre i processi di filtrazione rimangono pressoché confinati da diaframature aventi una lunghezza pari a 10-12 m, dalle verifiche allo scalzamento (rif. paragrafo 8.4) risulta che i diaframmi dovranno essere profondi almeno 20 m per uno spessore minimo di 100 cm.

11. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE SULLE PRESCRIZIONI AIPO

Le analisi e le opere idrauliche precedentemente descritte recepiscono le prescrizioni/osservazioni trasmesse da AIPO nel '*Parere preliminare sugli attraversamenti dei corsi d'acqua di competenza dell'Agenzia Interregionale per il fiume Po*', riguardante l'analisi del Progetto Preliminare relativo all'Autostrada regionale Cispadana – Conferenza dei Servizi preliminare ex art. 14 bis della Legge 241/90.

In particolare relativamente all'attraversamento del Torrente Enza sono state riportate le seguenti osservazioni:

1) la linea di imbibizione riportata nella sezione idraulica di progetto preliminare ha pendenza 1 su 4 mentre è necessario prevedere una pendenza di 1 su 5 in quanto il tratto d'asta del torrente Enza è oggetto del rigurgito del fiume Po.

2) le spalle ed il terrapieno risultano a distanza non conforme ai dettami dell'art 96 lettera f) del T.U. 523/1904.

Per quanto riguarda la linea di filtrazione questa viene abbattuta dall'inserimento dei diaframmi idraulici e delle difese spondali come riportato nelle analisi dei moti di filtrazione al paragrafo 10.

Nel progetto delle sistemazioni idrauliche in corrispondenza dell'attraversamento in oggetto è stata mantenuta sia in sponda destra che sinistra la distanza richiesta da AIPO pari a 6 m tra il piede del rilevato stradale e l'unghia del ringrosso arginale e una luce netta libera rispetto alla quota del sottotrave pari a 5 m, per garantire la continuità delle piste di servizio esistenti.

Per omogeneità con gli altri attraversamenti idraulici previsti nel Progetto dell'Autostrada Cispadana sono state utilizzate per la realizzazione dei rivestimenti spondali e della berma al piede massi con pezzature indicate da AIPO ed inoltre tutte le opere di adeguamento e protezione delle arginature sono state estese per almeno 20 m a monte e 20 m a valle oltre la proiezione dell'impalcato.

È stato inoltre previsto il posizionamento di una stazione idrometrica in corrispondenza del ponte in progetto così come richiesto dal Comune di Sorbolo tramite Lettera N. 1737 del 04/04/2011, in sede di CdS (osservazione n.3 p.to r).