COMMITTENTE:

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

ALTA SORVEGLIANZA:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

GENERAL CONTRACTOR:

Consorzio Collegamenti Integrati Veloci

LEGGE N. 55 DEL 14/06/2019

TRATTA AV/AC TERZO VALICO DEI GIOVI

COLLEGAMENTO PARCO RUGNA/BETTOLO – BIVIO FEGINO VIA CAMPASSO
TRATTA BIVIO FEGINO – EX BIVIO S. LIMBANIA
PROGETTO DEFINITIVO

PONTE POLCEVERA
Relazione idraulica

GENERAL CONTRACTOR	ITALFERR S.p.A.	
Consorzio **Cociv** Ing. N. Meistro		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
N G 1 H	0 2	D	C V	R I	V I 0 3 0 0	0 0 1	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	COCIV	10/09/2020	COSTA MEDICH	10/09/2020	A. Mancarella	10/09/2020	Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

	n. Elab.:	File: NG1H-02-D-CV-RI-VI03-00-001-A00

CUP: F81H92000000008

INDICE

INDICE DELLE FIGURE 5

INDICE DELLE TABELLE 5

1 PREMESSA 7

2 INQUADRAMENTO DELL'AREA DI STUDIO 8

2.1 IL BACINO IDROGRAFICO DEL TORRENTE POLCEVERA 10

3 CARATTERIZZAZIONE IDROLOGICA 13

3.1 Analisi sviluppate nell'ambito della redazione del Piano di Bacino 13

3.2 Definizione delle portate al colmo 14

4 STUDIO IDRAULICO 17

4.1 Pericolosità idraulica nell'area di intervento 17

4.2 Obiettivi delle analisi idrauliche 18

1.1 Implementazione del modello numerico idraulico 20

4.2.1 Geometria 20

4.2.2 Modello matematico 20

4.2.3 Condizioni al contorno, coefficienti di scabrezza e scenari simulati 23

4.3 Risultati delle simulazioni numeriche 24

4.3.1 Stato di fatto 25

4.3.2 Stato di progetto 27

4.3.3 Fase di cantiere - sistemazione pila 1 29

4.3.4 Fase di cantiere – demolizione/varo 33

5 COMPATIBILITA' IDRAULICA DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO 38

6 CONSIDERAZIONI SULLO SCALZAMENTO DELLA PILA 39

6.1 Metodologia di calcolo 39

6.2 Valutazione dell'erosione localizzata 41

6.3 Considerazioni finali 42

7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 43

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Inquadramento dell'area di studio. 8

Figura 2: Ponte Ferroviario sede degli interventi in progetto (stato attuale visto da valle). 9

Figura 3 – Ponte Ferroviario sede degli interventi in progetto (stato attuale visto da monte). 9

Figura 4 – Il bacino idrografico del Torrente Polcevera. 11

Figura 5 – Piano di bacino: carta dei sottobacini e di ubicazione delle sezioni di chiusura. 14

Figura 6 – torrente Polcevera - interpolazione dei valori di portata indicati nel Piano di Bacino. 15

Figura 7 – torrente Polcevera – sintesi delle portate interpolate 16

Figura 8 – Pericolosità idraulica nell'area di intevento (fonte: Piano di Gestione del Rischio Alluvioni). 17

Figura 9– Schema di calcolo per la determinazione del profilo del pelo libero nei corsi d'acqua. 21

Figura 10–Sezione schematica di un corso d'acqua. 22

Figura 11 – Risultati modello 1D: livelli idrici nella sezione di attraversamento in esame, per i differenti tempi di ritorno indagati (scenario attuale). 26

Figura 12 – Risultati modello 1D: livelli idrici nella sezione di attraversamento in esame, per i differenti tempi di ritorno indagati (scenario di progetto). 28

Figura 13 – Livelli idrici nella sezione di interesse nello stato attuale (campito in blu) e "fase di cantiere-sistemazione pila1" 30

Figura 14 – Profili di rigurgito nello stato attuale (campito in blu) e nella fase di cantiere, per TR2.5anni 31

Figura 15: tipologico delle pile provvisorie 34

Figura 16 – Livelli idrici nella sezione di interesse nello stato attuale (campito in blu) e "fase di cantiere-demolizione/varo" 35

Figura 17 – Profili di rigurgito nello stato attuale (campito in blu) e nella fase di cantiere, per TR2.5anni 36

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 –Torrente Polcevera: dati morfometrici del sottobacino di interesse. 12

Tabella 2 – Torrente Polcevera: valori di portata al colmo, per differenti tempi di ritorno, alla sezione di chiusura di interesse, "PoTr" (fonte: Piano di Bacino della Regione Liguria). 13

Tabella 3:riepilogo portate di piena 16

Tabella 4: Piano di Bacino Torrente Polcevera - franchi idraulici 19

Tabella 5 – Risultati del modello nella sezione di attraversamento, nello stato di fatto. 26

Tabella 6 – Risultati del modello nella sezione di attraversamento, nello stato di progetto. 28

Tabella 7 – Risultati del modello nella sezione di attraversamento, nella fase di cantiere – pila1 33

Tabella 8 – Risultati del modello nella sezione di attraversamento, nella fase di cantiere – demolizione/varo _____ 37

Tabella 9 – Calcolo del franco idraulico – stato di progetto _____ 38

Tabella 10 – Verifica del franco idraulico._____ 38

Tabella 11: stima dell'erosione localizzata _____ 42

1 PREMESSA

Il presente elaborato è parte integrante del Progetto Definitivo degli Interventi sul Ponte Ferroviario esistente sul Torrente Polcevera, in Genova, nell'ambito del "*COLLEGAMENTO PARCO RUGNA/BETTOLO – BIVIO FEGINO VIA CAMPASSO, TRATTA CAMPASSO (e) – BIVIO FEGINO, LOTTO 1".*

Nello specifico, gli interventi in progetto prevedono il consolidamento/adeguamento della pila in alveo, e delle relative opere di fondazione, e la sostituzione della travata metallica.

Ai fini della valutazione della compatibilità idraulica di tali interventi, è stato approfondito il quadro conoscitivo relativo alle caratteristiche idrologiche e idrauliche del bacino idrografico del Torrente Polcevera, con determinazione delle portate al colmo di progetto da considerare nel modello idraulico sviluppato.

Nello specifico, lo studio idrologico si compone delle seguenti fasi:

- Individuazione del bacino idrografico e caratterizzazione delle relative caratteristiche morfometriche;
- determinazione delle portate al colmo nella sezione di chiusura considerata per i tempi di ritorno di interesse.

Valutate le portate di progetto, si è proceduto quindi alla simulazione idraulica dell'onda di piena, secondo un modello monodimensionale (in regime di moto permanente), finalizzata alla valutazione del comportamento del Torrente Polcevera nel tratto di intervento.

Infine, è stata effettuata la verifica idraulica del T. Polcevera per la cosiddetta "*portata di cantiere"* finalizzata alla determinazione dei corrispondenti livelli idrici da considerare nel dimensionamento delle opere provvisionali da realizzazione durante fase di cantierizzazione dell'opera in progetto.

Le analisi sono state sviluppate nel rispetto della Pianificazione di Bacino attualmente in vigore, in particolare del PIANO DI BACINO STRALCIO PER LA TUTELA DAL RISCHIO IDROGEOLOGICO (ai sensi dell'art. 1, comma1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998), redatto dall'Autorità di Bacino della Regione Liguria, approvato con Delibera del Consiglio Provinciale di Genova n.14 del 02/04/2003 ed entrato in vigore con BURL n. 18 del 03/05/2017 – parte II, nonché delle normative (NTC2018) e dei regolamenti (Manuale di Progettazione Ferroviaria, RFI) attualmente in vigore.

Il documento richiama le tavole grafiche relative agli interventi di sistemazione dell'alveo del Polcevera in fase realizzativa degli interventi:

NG1H-02-D-CV-AZ-VI-01-0-0-007-A00_sistemazione pila 1.pdf

NG1H-02-D-CV-PZ-VI-01-0-0-006-A00-sistemazioni fasi cantiere.pdf

2 INQUADRAMENTO DELL'AREA DI STUDIO

Il Ponte Ferroviario in progetto attraversa il Torrente Polcevera nei pressi dei quartieri di Sampierdarena e Cornigliano, nella città di Genova.

Il ponte fa parte della tratta ferroviaria *Campasso – Bivio Fegino,* nell'ambito del Collegamento PARCO RUGNA/BETTOLO – BIVIO FEGINO VIA CAMPASSO (Figura 1).

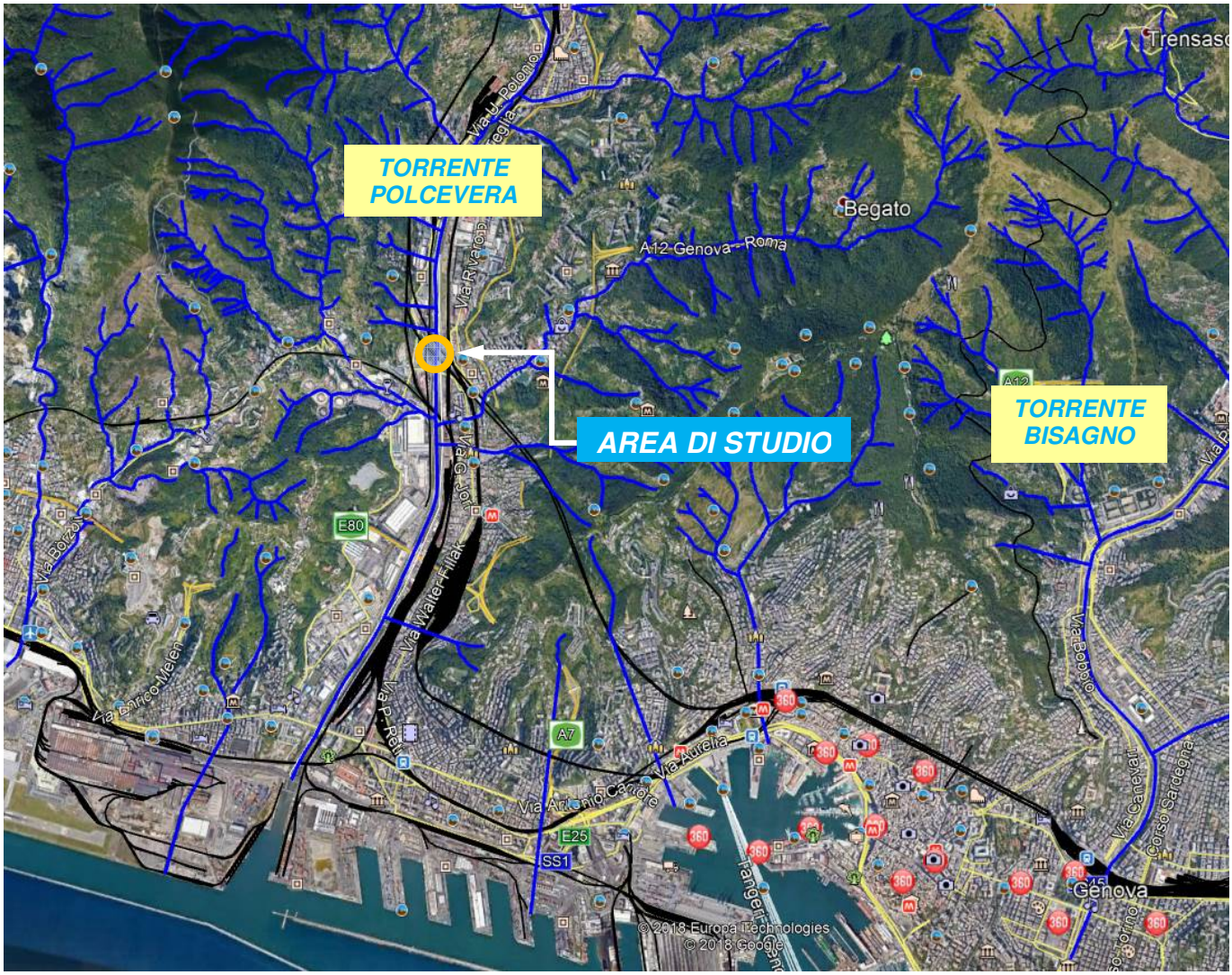


Figura 1 – Inquadramento dell'area di studio.



Figura 2: Ponte Ferroviario sede degli interventi in progetto (stato attuale visto da valle).



Figura 3 – Ponte Ferroviario sede degli interventi in progetto (stato attuale visto da monte).

2.1 IL BACINO IDROGRAFICO DEL TORRENTE POLCEVERA

Il bacino idrografico del Torrente Polcevera risulta interamente compreso all'interno della provincia di Genova, inglobando parzialmente o completamente i territori comunali di Genova, S. Olcese, Campomorone, Serra Riccò, Mignanego e Ceranesi.

Il bacino si colloca in una zona centrale del versante appenninico ligure, risultando delimitato da una serie di rilievi montuosi che, procedendo in senso orario, vengono qui sinteticamente elencati:

- a Nord s'incontrano in successione il monte Taccone (1110 m), il monte Lecco (1072 m), il monte Poggio (838 m), il Bric Montaldo (651 m) e il monte Cappellino (703 m), che separano il torrente Polcevera dalle confinanti val Lemme e valle Scrivia;
- a Est il monte Carossino (838 m), il monte Capanna (635 m), il monte Carmo (661 m), il monte Alpe (800 m), il monte Mezzano (637 m), il monte Butegna (565 m), il monte Crovo (518 m) il monte Corvo (534 m), il monte Tascee (461 m), il monte Bastia nord (447m) e sud (440m) e il crinale sormontato dai forti Diamante (672 m), Fratello Minore (644m) e Puin (507 m), si ergono a separazione ancora dalla valle Scrivia e dalla valle del torrente Bisagno;
- a Ovest, partendo da sud e risalendo verso nord, lo spartiacque tra il torrente Polcevera e i torrenti Chiaravagna, Varenna, Stura e Gorzente è delimitato dal Bric dei Corvi Sud (582 m), dal BricTeiolo (660 m), dal Bric dei Corvi Nord (626 m), dal Bric di Pria Scugente (595 m), dal BricRondanino (608 m), dal Bric dell'Olmo (638 m), dal monte Proratado (926 m), dal monte Sejeu (958 m), dal monte Orditano (951 m), dal BricRoncasci (840 m) ed infine dal Bric di Guana (961 m).

Il bacino sottende una superficie complessiva pari a circa 140 kmq, e raggiunge la sua quota massima sul livello del mare in corrispondenza della vetta del monte Taccone (1110 m); la val Polcevera ha andamento preferenziale N-S. L'omonimo torrente trae origine dalla confluenza del torrente Verde con il torrente Riccò, nei pressi del quartiere genovese di Pontedecimo, e l'asta principale, dopo un percorso di circa 19 km, sfocia in mare, in prossimità della delegazione genovese di Cornigliano.

Il bacino complessivo risulta composto dai seguenti sottobacini principali (Figura 4):

1. il Torrente Verde che presenta una superficie di 33 kmq e la cui asta principale, ad andamento preferenziale NW-SE, misura circa 10 km;

2. il Torrente Riccò, che trae origine dal Bric Montaldo; il bacino ha uno sviluppo di 21 kmq e la lunghezza dell'asta principale, ad andamento preferenziale NE-SW, raggiunge 8 km;

3. il Torrente Secca, affluente in sinistra orografica, ad andamento preferenziale NE-SW, che confluisce nel Polcevera in prossimità di Bolzaneto, sottendendo un'area di circa 45 kmq;

4. i Torrenti Burba, Trasta e Fegino sono gli affluenti minori in sponda destra, mentre il Geminiano e il Torbella rappresentano gli affluenti minori in sinistra idraulica.



Figura 4 – Il bacino idrografico del Torrente Polcevera.

I dati morfometrici del sottobacino di interesse, con sezione di chiusura collocata in prossimità dell'attraversamento di "*Via al Ponte Polcevera*" (ad una distanza di circa 100 metri a valle del ponte ferroviario in progetto), sono riportati nella tabella seguente.

Superficie (km^2)	Lunghezza asta principale (km)	Quota massima (m slm)	Quota minima (m slm)	Quota media (m slm)
126.5	16.6	1110.0	18.0	353.95

Tabella 1 –Torrente Polcevera: dati morfometrici del sottobacino di interesse.

Nel tratto di studio, il Torrente Polcevera scorre oggi in un'area fortemente antropizzata, tra impianti industriali e depositi petroliferi, molti dei quali dismessi o in fase di riconversione, e infrastrutture stradali e ferroviarie.

L'industrializzazione della valle iniziò intorno alla metà dell'Ottocento, quando furono costruiti gli argini (1849-1853); quest'ultimi sono stati oggetto di rifacimento lungo le strade arginali di via Perlasca e via Cornigliano, a seguito della piena del 2014.

3 CARATTERIZZAZIONE IDROLOGICA

3.1 Analisi sviluppate nell'ambito della redazione del Piano di Bacino

Il quadro conoscitivo di riferimento per la caratterizzazione idrologica del bacino del Torrente Polcevera è attualmente riportato nel PIANO DI BACINO STRALCIO PER LA TUTELA DAL RISCHIO IDROGEOLOGICO (ai sensi dell'art. 1, comma1, del D.L. 180/1998 convertito in L. 267/1998), redatto dall'Autorità di Bacino della Regione Liguria, approvato con Delibera del Consiglio Provinciale di Genova n.14 del 02/04/2003 ed entrato in vigore con BURL n. 18 del 03/05/2017 – parte II.

Il suddetto piano identifica per il bacino in esame le portate di piena da adottare per la progettazione delle opere in alveo.

In particolare l'attraversamento ricade in un sottobacino del Torrente Polcevera sotteso dalla sezione di chiusura denominata "*PoTr*", nei documenti del Piano di Bacino (Figura 5), che si colloca in corrispondenza dell'attraversamento di "*Via al Ponte Polcevera*" , ovvero ad una distanza di circa 100 metri a valle del ponte ferroviario in progetto. Nella tabella seguente sono riportati i valori di portata al colmo per il sottobacino citato.

Tr (anni)	*Q (mc/s)*
50	1294
200	1657
500	1886

Tabella 2 – Torrente Polcevera: valori di portata al colmo, per differenti tempi di ritorno, alla sezione di chiusura di interesse, *"PoTr"* (fonte: Piano di Bacino della Regione Liguria).

Nel tratto compreso tra il ponte in esame e la sezione "PoTr" non sono presenti affluenti di significativa dimensione ma solo scarichi meteorici provenienti dalle aree urbane circostanti, pertanto si ritiene cautelativo adottare le portate di piena indicate per tale sezione.

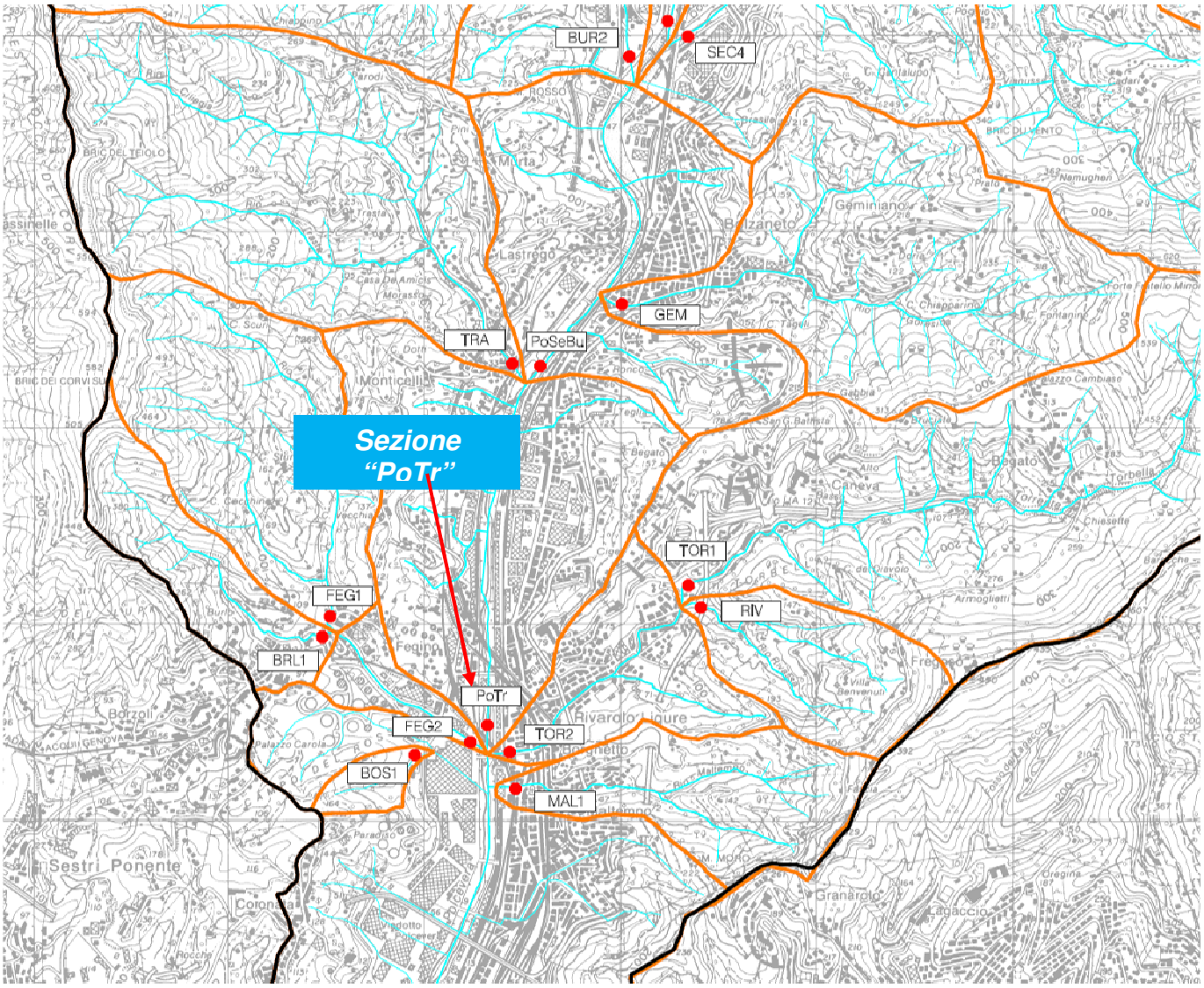


Figura 5 – Piano di bacino: carta dei sottobacini e di ubicazione delle sezioni di chiusura.

3.2 Definizione delle portate al colmo

Al fine della verifica di compatibilità idraulica dell'intervento sono tenute in considerazione le portate di piena corrispondenti al tempo di ritorno di 200 anni, come prescritto dalla normativa (NTC2018) .

Con riferimento al Manuale di Progettazione Ferroviaria (RFI, 2019), il tempo di ritorno di progetto per le piene dei corsi d'acqua principali (cioè con estensione del bacino > 10 km^2), attraversati da ponti/viadotti, è pari a: T_r = 300 anni. Pertanto si è provveduto a stimare il valore di tale portata di piena come interpolazione dei valori forniti dal Piano di Bacino. La stima è stata ottenuta mediante una regressione lineare su scala logaritmica dei valori di portata in funzione del rispettivo tempo di ritorno (Figura 6).

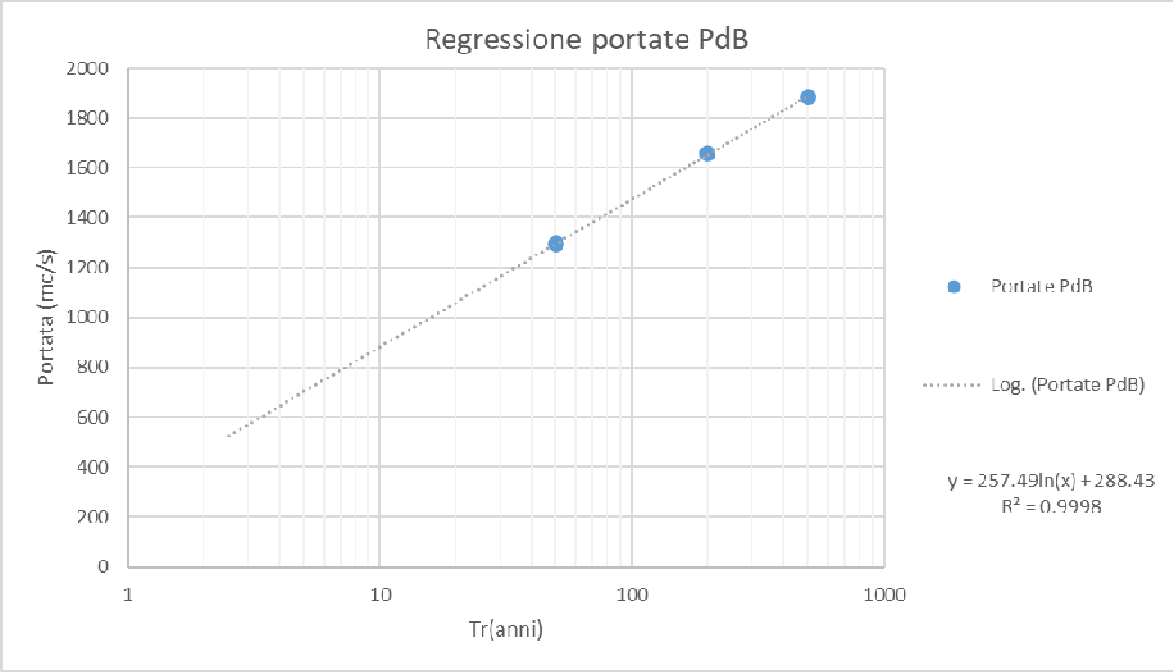


Figura 6 – torrente Polcevera - interpolazione dei valori di portata indicati nel Piano di Bacino.

Inoltre si è provveduto a stimare la portata di piena da adottare per la verifica di compatibilità idraulica delle opere provvisionali necessarie alla fase di cantiere. Essa è stata calcolata in funzione di un tempo di ritorno tale da garantire un grado di rischio che si ritiene accettabile durante il periodo transitorio.

A tale scopo, è stata applicata la metodologia dell'Autorità di Bacino del Fiume Po (*Direttiva n.2/1999*). Nello specifico, l'assegnazione del periodo di ritorno *Tr* di riferimento per il dimensionamento di un'opera idraulica (definitiva o provvisoria) comporta l'assunzione di un parimenti definito grado di rischio.

La misura del rischio cui l'opera è esposta può calcolarsi definendo, prefissato il *Tr* di progetto, la durata della vita dell'opera (intesa nella sua massima estensione, comprensiva di eventuali fasi di costruzione). Il rischio R(Tr,N), dove *N* è il numero di anni che misura la durata della vita dell'opera, per un definito *Tr*, si esprime mediante la seguente relazione:

$$R(Tr,N) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^N$$

Fissata in *N* = 75 anni la durata della vita del ponte ferroviario in progetto, il rischio che possano essere superati gli eventi di riferimento (ovvero con T_r = 300 anni) vale rispettivamente:

$$R(300,75) = 0.222$$

Per il dimensionamento delle opere provvisionali necessarie alla costruzione dell'opera e per la verifica di compatibilità idraulica delle stesse nonché delle eventuali aree di cantiere annesse, assunta una durata della fase transitoria pari a *D*, il tempo di ritorno di riferimento da adottare per il calcolo delle portate di piena

durante le fasi di cantiere viene determinato mediante la relazione precedente, una volta accettato il medesimo grado di rischio calcolato per le opere principali. Si avrà pertanto:

$$Tr_{cantiere} = \frac{1}{\left[1-\left(1-R(Tr,N)\right)^{\frac{1}{D}}\right]} = \frac{1}{\left[1-\left(1-\frac{1}{Tr}\right)^{\frac{N}{D}}\right]}$$

da cui per *R(N) = 0.222* e una durata del cantiere *N* pari a 6 mesi (ampiamente cautelativa e comprensiva di eventuali ritardi), si ricava un tempo di ritorno di riferimento della cosiddetta "*portata di cantiere*" pari a **2.5 anni**.

Adottando il medesimo metodo di regressione precedentemente indicato si ottiene la portata di colmo per il corrispondente tempo di ritorno. Pertanto, nella verifica idraulica per la "*portata di cantiere*" sarà adottato il valore *Q = 524 mc/s.*

Tabella 3:riepilogo portate di piena

TR	Portate PDB (mc/s)	Portate interpolate (mc/s)
2.5		524
50	1294	
200	1657	
300		1757
500	1886	

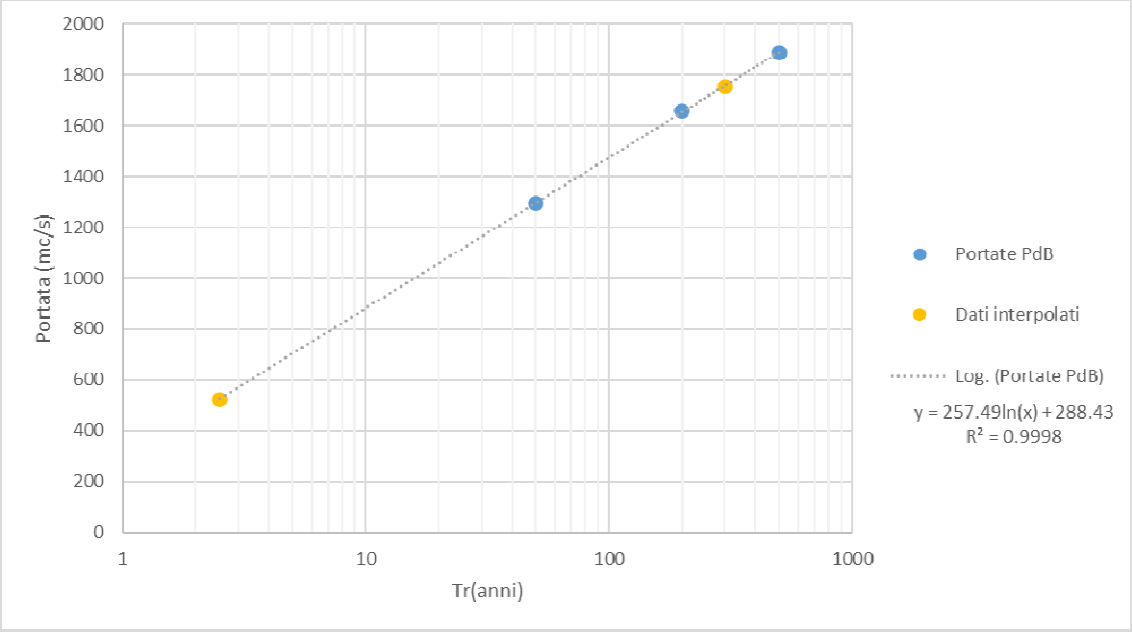


Figura 7 – torrente Polcevera – sintesi delle portate interpolate

4 STUDIO IDRAULICO

4.1 Pericolosità idraulica nell'area di intervento

Di seguito, si riporta un estratto delle mappe di pericolosità idraulica nell'area di intervento, definite nell'ambito del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A., 2015). In particolare, sono individuate 3 classi di pericolosità idraulica (*H - elevata, M - media, L - bassa*).

La classe di pericolosità elevata (*H*) fa riferimento ad eventi caratterizzati da una probabilità di accadimento *Tr = 50 anni* ("*Aree allagabili frequenti*").

La classe di pericolosità media (*M*) fa riferimento invece ad un evento caratterizzato da un tempo di ritorno *Tr* inferiore o uguale a 200 anni ("*Aree allagabili poco frequenti*").

Mentre la classe di pericolosità bassa (*L*) fa riferimento ad un evento di piena raro, caratterizzato da un tempo di ritorno *Tr* di 500 anni ("*Aree allagabili rare*").

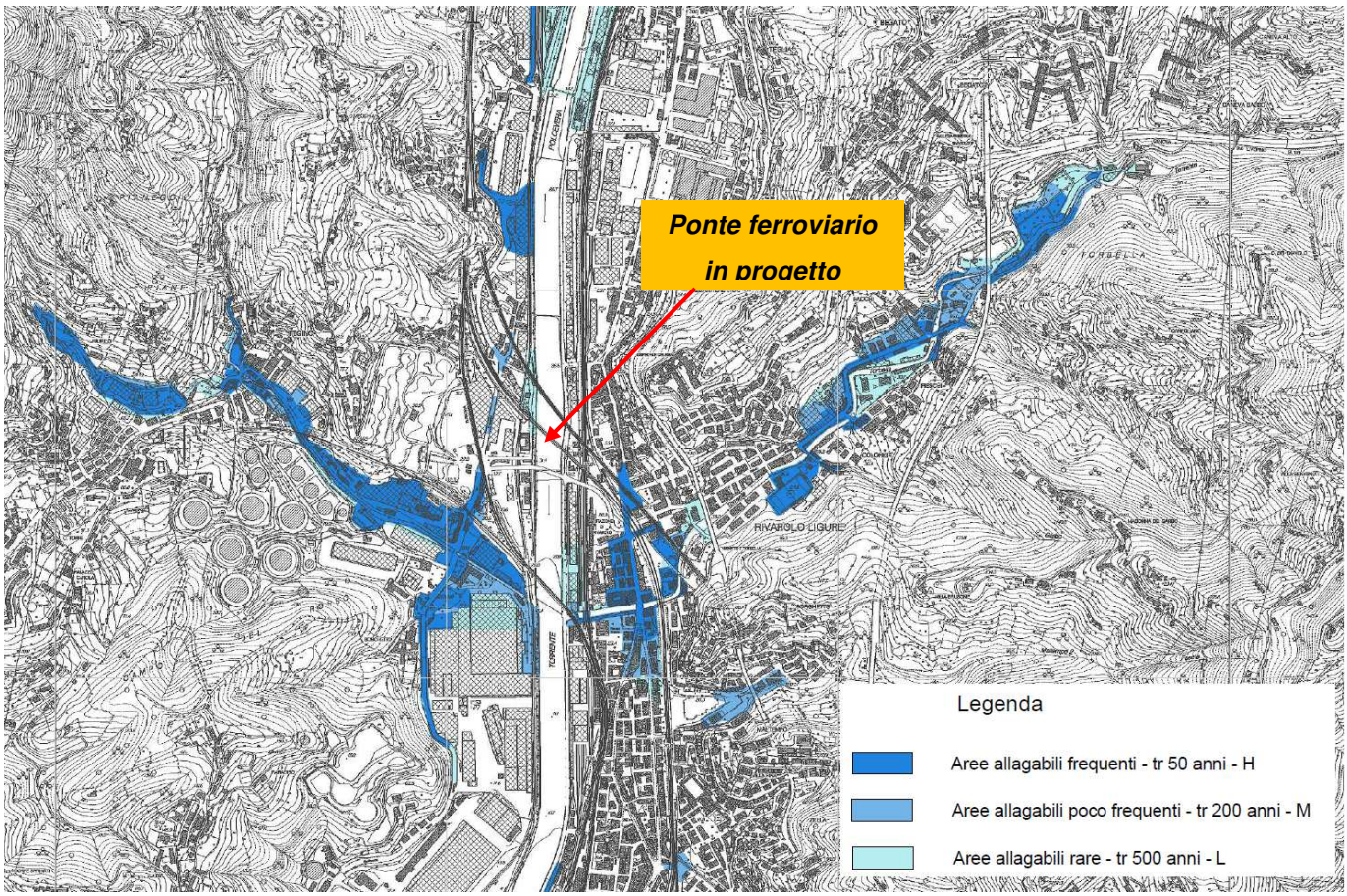


Figura 8 – Pericolosità idraulica nell'area di intevento (fonte: Piano di Gestione del Rischio Alluvioni).

In corrispondenza del ponte ferroviario in progetto, alcune aree lungo Via Trenta Giugno 1960 (in destra idraulica del Torrente Polcevera), sono classificate come "*Aree allagabili rare – Tr 500 anni – L*", ad indicare

possibili fenomeni di rigurgito indotti dalle opere di attraversamento presenti nell'area e/o l'insufficienza (o inadeguatezza) delle arginature o delle opere di "tombamento" di alcuni corsi d'acqua minori (rogge) confluenti nel T. Polcevera.

4.2 Obiettivi delle analisi idrauliche

Sulla base delle considerazioni precedenti, ai fini della compatibilità degli interventi previsti, si è proceduto alla simulazione idraulica dell'onda di piena del Torrente Polcevera, per i tempi di ritorno di progetto.

Per la sicurezza idraulica di una linea ferroviaria, le opere d'arte di attraversamento devono osservare le prescrizioni del Manuale di progettazione RFI (MdP, 2019), nonché delle NTC2018 (e della relativa circolare esplicativa n.7/2019).

Nello specifico, le opere idrauliche di attraversamento devono essere verificate per eventi di massima piena caratterizzati dai seguenti tempi di ritorno (*Tr*):

- *Tr* = 300 anni per S ≥ 10 km²
- *Tr* = 200 anni per S < 10 km²

avendo indicato con *S* la superficie del bacino idrografico sotteso alla sezione dell'attraversamento o di interesse.

Pertanto, nel caso in esame (essendo S ≥ 10 km²) il tempo di ritorno di progetto è pari a **300 anni**.

Inoltre, relativamente ai requisiti idraulici nei confronti dei livelli di massima piena, per gli attraversamenti principali (S ≥ 10 km²), si specifica quanto segue:

- il franco idraulico tra la quota di intradosso del manufatto ed il livello idrico corrispondente alla piena di progetto (*Tr = 300*) non deve essere inferiore a 1.5 m nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento;
- il franco minimo tra la quota di intradosso del manufatto e la quota di carico idraulico totale deve essere almeno pari a 50 cm.

Con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018), l'opera deve rispondere ai seguenti requisiti:

".....Deve in ogni caso essere definita una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno Tr pari a 200 anni (Tr=200).....Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali. Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente. Nel caso di pile e/o spalle in alveo, cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni in corrispondenza delle fondazionie alla protezione

delle fondazioni delle pile e delle spalle tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acquapuò trasportare. In tali situazioni, una stima anche speditiva dello scalzamento è da sviluppare fin dai primi livelli di progettazione. Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradossodelle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m, e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsionisul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l'intradosso dellestrutture e il fondo alveo. Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essereassicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m. Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena."

Nella relativa circolare applicativa del 9 gennaio 2019, si asserisce inoltre:

"Quando, per caratteristiche del territorio e del corso d'acqua, si possa verificare nella sezione oggetto dell'attraversamento iltransito di tronchi di rilevanti dimensioni, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50 m, e da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia indicativamente non inferiore a 6÷7 m. Nel caso di corsi di acqua arginati,la quota di sottotravesara comunque non inferiore alla quota della sommita arginale per l'intera luce. Per tutti gli attraversamenti è opportuno che sia garantito il transito dei mezzi di manutenzione delle sponde e/o delle arginature."

Si riportano infine i riferimenti dei franchi indicati nelle norme di attuazione del Piano di Bacino del Torrente Polcevera (BURL n. 18 del 03/05/2017).

I franchi idraulici non devono essere inferiori ai valori indicati nella tabella seguente, assumendo come riferimento il valore maggiore tra quelli contrassegnati con le lettere (a) e con (b).

Tabella 4: Piano di Bacino Torrente Polcevera - franchi idraulici

Franco idraulico: valore maggiore tra *(a)* e *(b)*			
		Reticolo principale e secondario	**Reticolo minore**
(a)		**$U^2/2g$,**	**$0,5\ U^2/2g$,**
(b)	I) argini e difese spondali	cm. 50/100	cm 50
	II) ponti e strutture di attraversamento fino a estensioni longitudinali di m. 12	cm. 100/150	cm 75
	III) coperture o tombinature (ove ammesse), ponti e strutture di attraversamento di estensione oltre m. 12	cm. 150/200	cm 100

In definitiva, in accordo al MdP e alle NTC2018, nonché alle classi di pericolosità idraulica indicate nel P.G.R.A., sono state effettuate le simulazioni idrauliche per i tempi di ritorno di 50, 200, 300, 500 anni.

1.1 Implementazione del modello numerico idraulico

E' stato sviluppato un modello numerico idraulico monodimensionale (1D) del Torrente Polcevera, in regime di moto permanente, tramite il software HecRas (versione 5.0.7), elaborato dall'Hydrologic Center del Corpo degli Ingegneri dell'Esercito degli Stati Uniti d'America, sulla base dei seguenti dati:

4.2.1 Geometria

Il modello è stato implementato sulla base del modello idraulico già sviluppato dalla Regione Liguria nell'ambito del Piano di Bacino Stralcio per la Tutela dal Rischio Idrogeologico, e pubblicato nell'elaborato "Verifiche Idrauliche", approvato con D.C.M. n.26 del 25/06/2015.

Tale modello è stato allestito sulla base dei seguenti riferimenti topografici:

- cartografia C.T.R. esistente in scala 1:5.000;
- rilievo del Genio Civile in scala 1:1.000;
- C.T.C. del Comune di Genova in scala 1:1000;
- rilievi effettuati nel corso del presente studio.

Del modello realizzato dalla Regione è stato tenuto in considerazione il tratto di valle, compreso tra la confluenza del Rio Trasta (sez.62) e la briglia posta circa 460m a valle del ponte in progetto (sez.35). Il modello è stato implementato, nell'intorno del ponte in oggetto, mediante l'acquisizione di un rilievo celerimetrico esteso per circa 80m a valle del ponte e 150m a monte, comprendente cioè gli altri due ponti immediatamente prossimi a quello in esame. Sulla base di questi dati è stato infittire le sezioni trasversali del modello ed affinare il dettaglio di quelle già individuate dal P.d.B.

Inoltre è stato possibile aumentare il dettaglio delle caratteristiche della pila in alveo in riferimento alla effettiva dimensione del manufatto esistente.

4.2.2 Modello matematico

Il calcolo del profilo di corrente in condizioni di moto permanente fra due sezioni successive è effettuato dal software HEC-RAS mediante la soluzione dell'equazione dell'energia, attraverso un processo iterativo denominato *'standard step method'*. Indicate con 1 e 2 rispettivamente le sezioni di valle e di monte (Figura 9), l'equazione dell'energia è espressa dalla seguente relazione:

$$Y_2 + Z_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} + h_e$$

dove Y_1, Y_2 sono i tiranti idrici di monte e di valle; Z_1, Z_2 le quote topografiche; v_1, v_2 le velocità medie (portata totale/area di flusso totale); α_1, α_2 i coefficienti di ragguaglio delle altezze cinetiche o di Coriolis; g l'accelerazione di gravità; h_e la perdita di carico totale nel tratto.

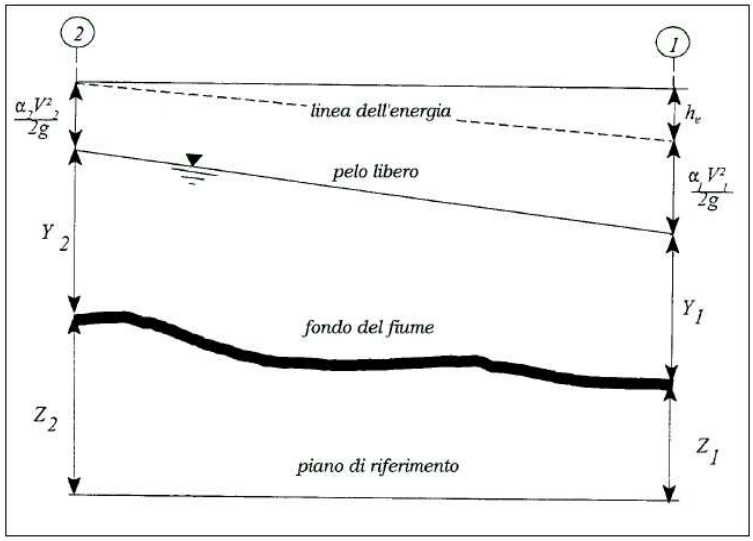


Figura 9– Schema di calcolo per la determinazione del profilo del pelo libero nei corsi d'acqua.

Le perdite di energia complessive h_e tra le due sezioni sono dovute alle perdite distribuite per attrito ed a quelle localizzate dovute a fenomeni di espansione e contrazione della vena fluida; in particolare si ha:

$$h_e = L\bar{j} + C\left|\alpha_2\frac{v_2^2}{2g} - \alpha_1\frac{v_1^2}{2g}\right|$$

dove L è la distanza tra le due sezione; j è la perdita di carico media distribuita tra le due sezioni e C è il coefficiente che correla le perdite, dovute all'espansione ed alla contrazione della vena, in funzione dell'andamento plano – altimetrico del corso d'acqua, alla differenza dei carichi cinetici delle due sezioni. La distanza L tra le due sezioni è calcolata mediante la relazione:

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

in cui L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} sono le lunghezze del tratto relative all'area golenale sinistra, al canale principale e all'area golenale destra rispettivamente; Q_{lob}, Q_{ch}, Q_{rob} sono le portate medie attraverso la sezione rispettivamente in golena sinistra, canale principale e golena destra.

Per la valutazione delle perdite di carico è utilizzata la formula di Manning:

$$Q = \frac{1}{n}AR^{2/3}\sqrt{j}$$

dove Q rappresenta la portata, A la sezione bagnata, R il raggio idraulico, n il coefficiente di scabrezza secondo Manning. Nel caso di sezioni composte, tipiche dei corsi d'acqua naturali, è necessario suddividere la

sezione in parti in modo da trattare separatamente sezioni in cui la velocità media può essere ritenuta, ai fini pratici, costante (Figura 10).

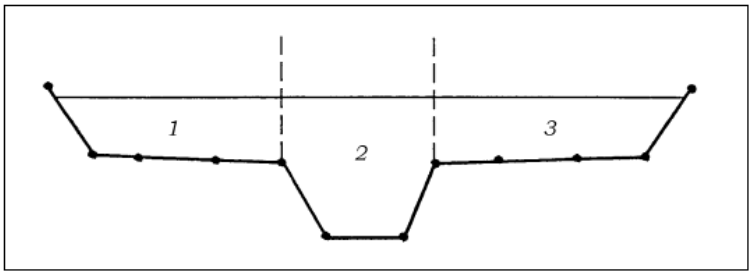


Figura 10–Sezione schematica di un corso d'acqua.

Con riferimento alla figura precedente, definito $K_i = Q_i/\sqrt{j}$ la capacità di portata di ogni singola parte *i-esima* in cui è stata suddivisa la sezione, in accordo alla formula di Manning, è:

$$\bar{j} = \left(\frac{Q}{\sum_i K_i}\right)^2$$

Questo risultato può essere facilmente ricavato osservando che la portata di ogni singola area $Q_i = K_i \sqrt{j}$ è proporzionale al rispettivo coefficiente di portata e che la portata totale vale

$$Q = \sum_i Q_i$$

Il programma HEC-RAS implementa quattro modalità distinte per valutare *j*; in particolare:

- $\bar{j} = \left(\frac{Q_1+Q_2}{K_1+K_2}\right)^2$ (*average conveyance equation*)
- $\bar{j} = \frac{j_1+j_2}{2}$j=j1+j22 (*average friction slope equation*)
- $\bar{j} = \sqrt{j_1 \cdot j_2}$ (*geometric mean friction slope equation*)
- $\bar{j} = \frac{2j_1 \cdot j_2}{j_1+j_2}$ (*harmonic mean friction slope equation*)

Il programma utilizza per default la prima delle quattro opzioni proposte, per quanto sia possibile adottare automaticamente la formula che meglio si adatta a ciascun tipo di profilo (corrente lenta o veloce). Calcolata la capacità di portata di ogni singola sezione, è possibile, da queste, valutare il coefficiente di Coriolis. Questo coefficiente è pari al rapporto tra l'energia cinetica reale della corrente, proporzionale a

$$\rightarrow \Sigma_i Q_i^3 / A_i^2,$$

e l'energia cinetica calcolata facendo uso del valore medio della velocità, proporzionale a Q^3/A^2.

Espresse le portate delle singole parti *i–esime* in funzione del rispettivo coefficiente di portata si perviene con qualche semplice passaggio alla seguente espressione:

$$\alpha_k = \left(\sum_{i=1}^{3} \frac{K_i^3}{A_i^2}\right) \frac{(\sum_{i=1}^{3} A_i)^2}{(\sum_{i=1}^{3} K_i)^3} (k = 1,2)$$

Calcolate tramite le rispettive equazioni le perdite di energia $h_e$ed i coefficienti di Coriolis α_k, l'equazione

$$Y_2 + Z_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} + h_e,$$

associata all'equazione di continuità, permette di calcolare, mediante un procedimento iterativo, l'altezza idrica alla sezione di calcolo. La procedura è la seguente:

1) Si assume un valore di tentativo per il livello idrico sulla sezione di monte (o di valle nel caso in cui si ipotizzi una corrente di tipo veloce).

2) Si calcola il valore della capacità di portata totale K ($= \sum_{(i = 1,..,3)} K_i$) e l'altezza cinetica per il livello di tentativo.

3) In base ai valori calcolati al passo 2, si calcola j e si risolve, per il valore di h_e, la seguente equazione

$$h_e = L\bar{j} + C \left| \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} - \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} \right|$$

4) Con i valori calcolati ai passi 2 e 3, si calcola $Y_2 + Z_2$ mediante la

$$Y_2 + Z_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} + h_e$$

5) Si confronta il valore calcolato $Y_2 + Z_2$ con quello di tentativo del passo 1.

Si ripetono i passi dall'1 al 5 fino a che i due valori non differiscono per meno di 0.003 m o di una soglia specificata dall'utente.

4.2.3 Condizioni al contorno, coefficienti di scabrezza e scenari simulati

Il modello numerico implementato consente di simulare la propagazione dell'onda di piena del T. Polcevera dalla confluenza del T. Ricco' fino alla foce, per un tratto quindi di lunghezza pari a circa 8 km. Sono state imposte le seguenti condizioni al contorno:

- condizioni di moto permanente;

- regime di corrente mista;
- condizione di moto uniforme nelle sezioni di monte e valle, assumendo la pendenza della linea dei carichi totali pari alla pendenza del fondo;

Per quanto concerne il coefficiente di Manning, si è adottato il medesimo valore adottato dal Piano di Bacino, ovvero n=0.025 s/m$^{1/3}$ per l'alveo inciso.

Inoltre, sono state considerate le seguenti configurazioni geometriche:

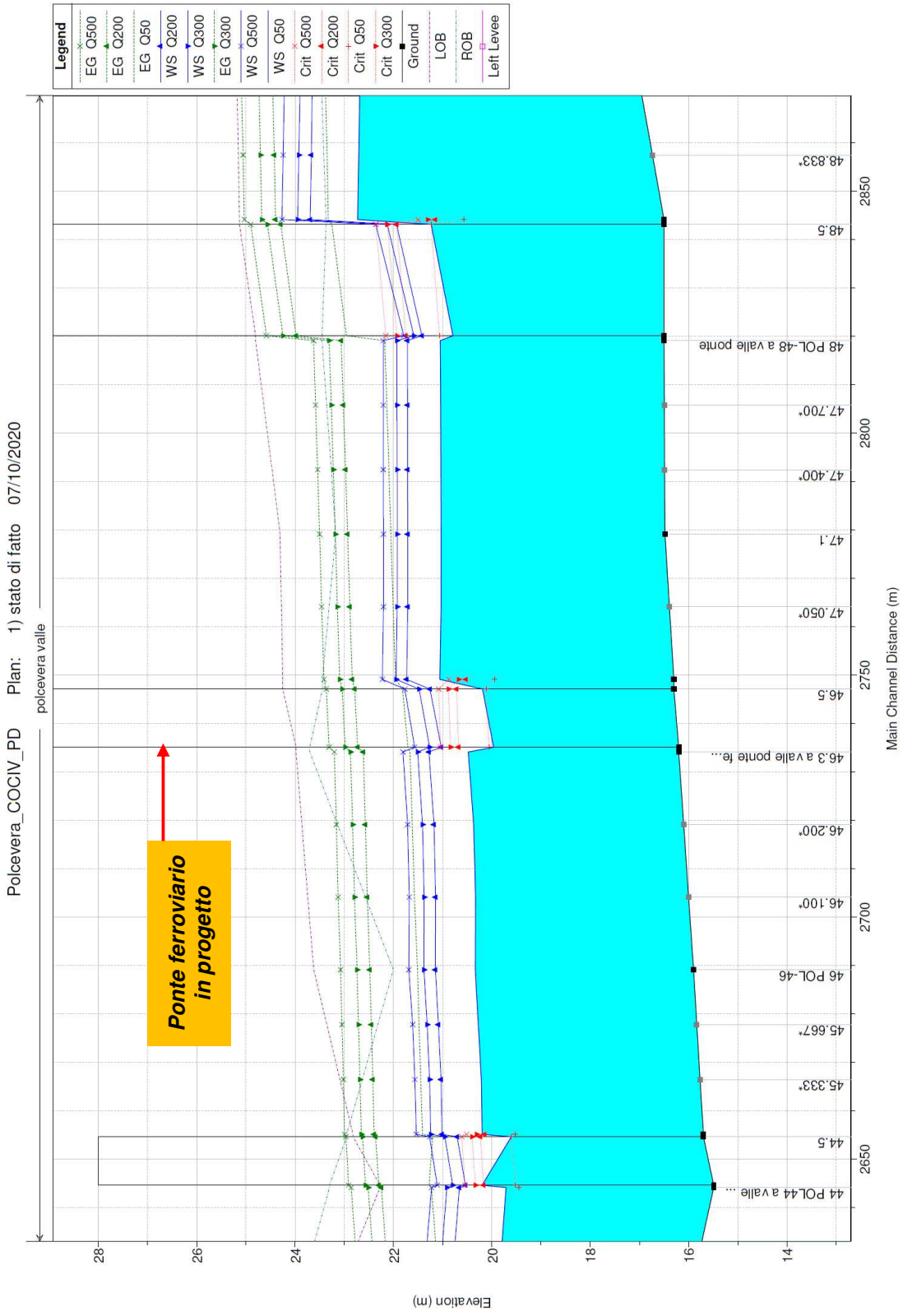
1) stato di fatto: si intende la configurazione d'alveo e la geometria delle opere di attraversamento nello stato di fatto;
2) stato di progetto: si intende la geometria ottenuta dall'inserimento delle opere in progetto che possono modificare l'attuale espansione delle piene, nonché di interventi di risoluzione di eventuali criticità di natura idraulica. Nel caso in esame, nell'ambito degli interventi di consolidamento/adeguamento, si prevede il "ringrosso" o l'allargamento (di 1 metro) della pila in alveo;
3) fase di cantiere – sistemazione pila 1: si intende la fase (transitoria) di realizzazione degli interventi in progetto per il consolidamento della pila 1. Sono previste opere provvisionali con ingombro dell'alveo (isola centrale per contenimento dell'acqua).
4) fase di cantiere – demolizione/varo: si intende la fase (transitoria) di realizzazione degli interventi di demolizione e varo del nuovo impalcato. Sono previste opere provvisionali con ingombro dell'alveo (2 pile provvisorie).

Le portate al colmo simulate sono quelle riportate nello studio idrologico illustrato nel capitolo precedente.

4.3 Risultati delle simulazioni numeriche

Si riportano nei seguenti paragrafi i risultati delle simulazioni numeriche idrauliche, in termini di profili di rigurgito e livelli idrici nella sezione di attraversamento in esame, nelle situazioni di stato di fatto e di progetto.

4.3.1 Stato di fatto



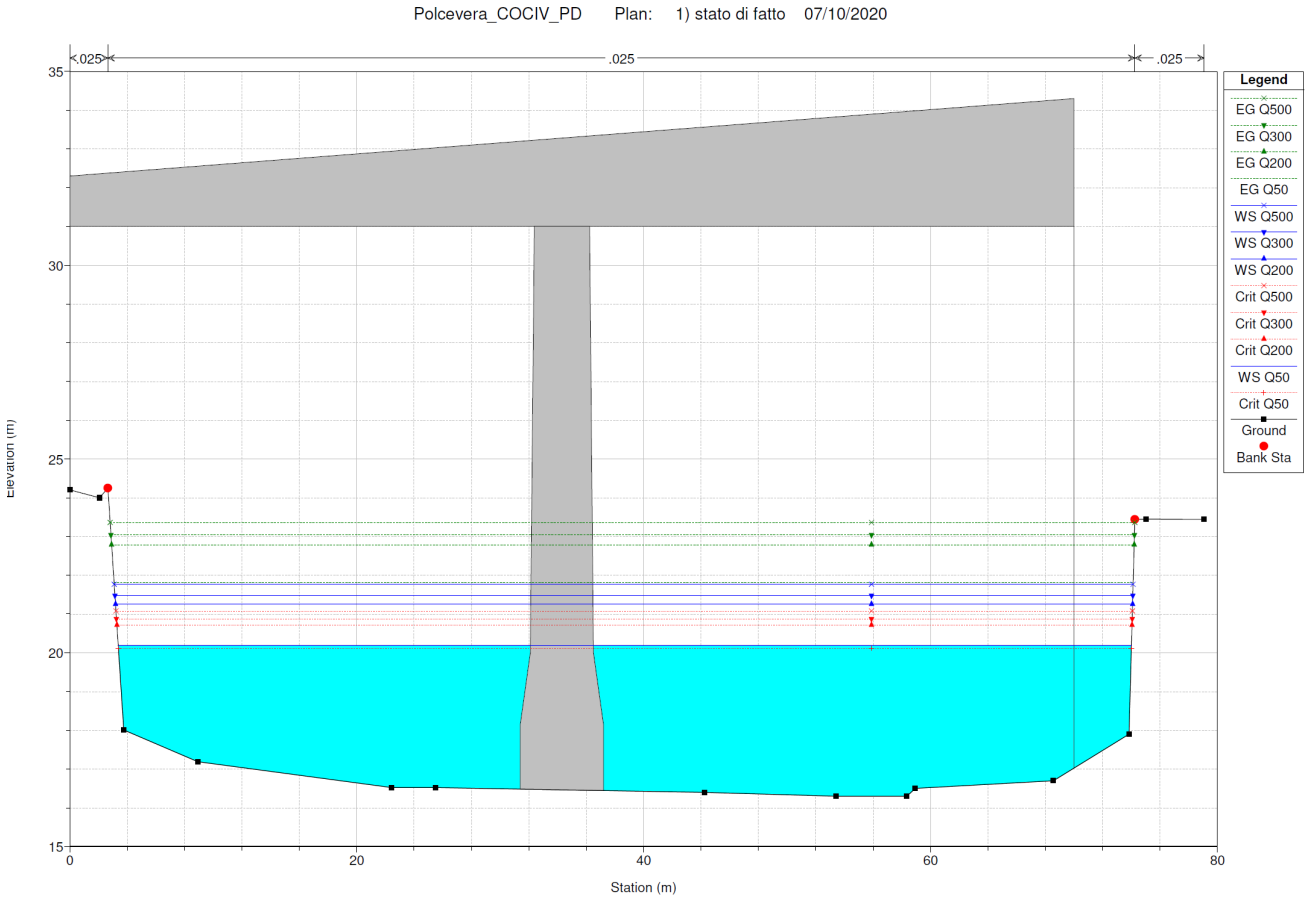


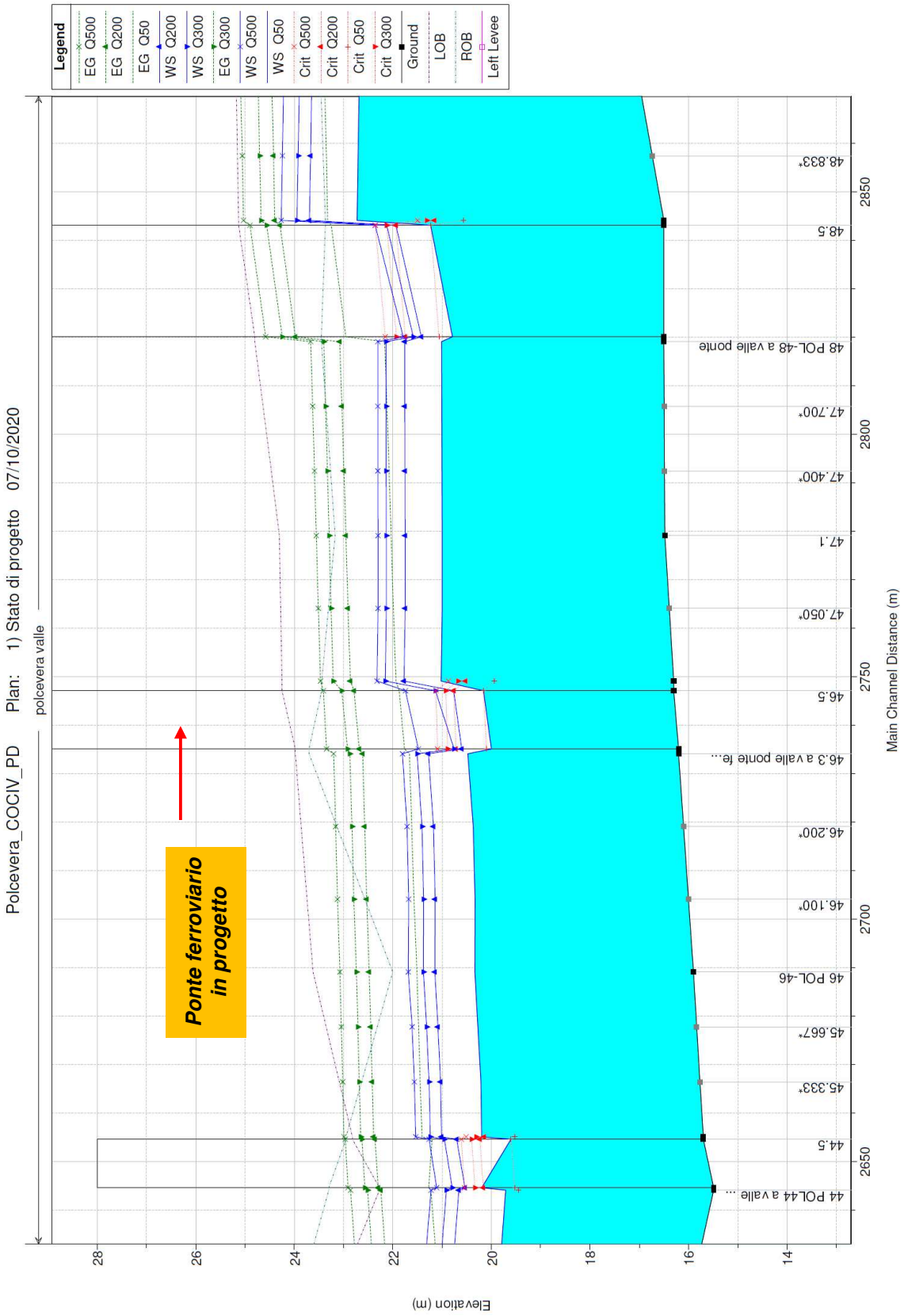
Figura 11 – Risultati modello 1D: livelli idrici nella sezione di attraversamento in esame, per i differenti tempi di ritorno indagati (scenario attuale).

Nella tabella seguente sono indicate le corrispondenti quote dei livelli idrici (*h*) e del carico idraulico totale (*H*), per i differenti tempi di ritorno indagati.

Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)
Q2.5	524	16.30	19.04	18.46	19.55	3.17
Q50	1294	16.30	21.06	19.94	21.96	4.20
Q200	1657	16.30	21.73	20.52	22.84	4.66
Q300	1757	16.30	21.94	20.68	23.09	4.74

Tabella 5 – Risultati del modello nella sezione di attraversamento, nello stato di fatto.

4.3.2 Stato di progetto



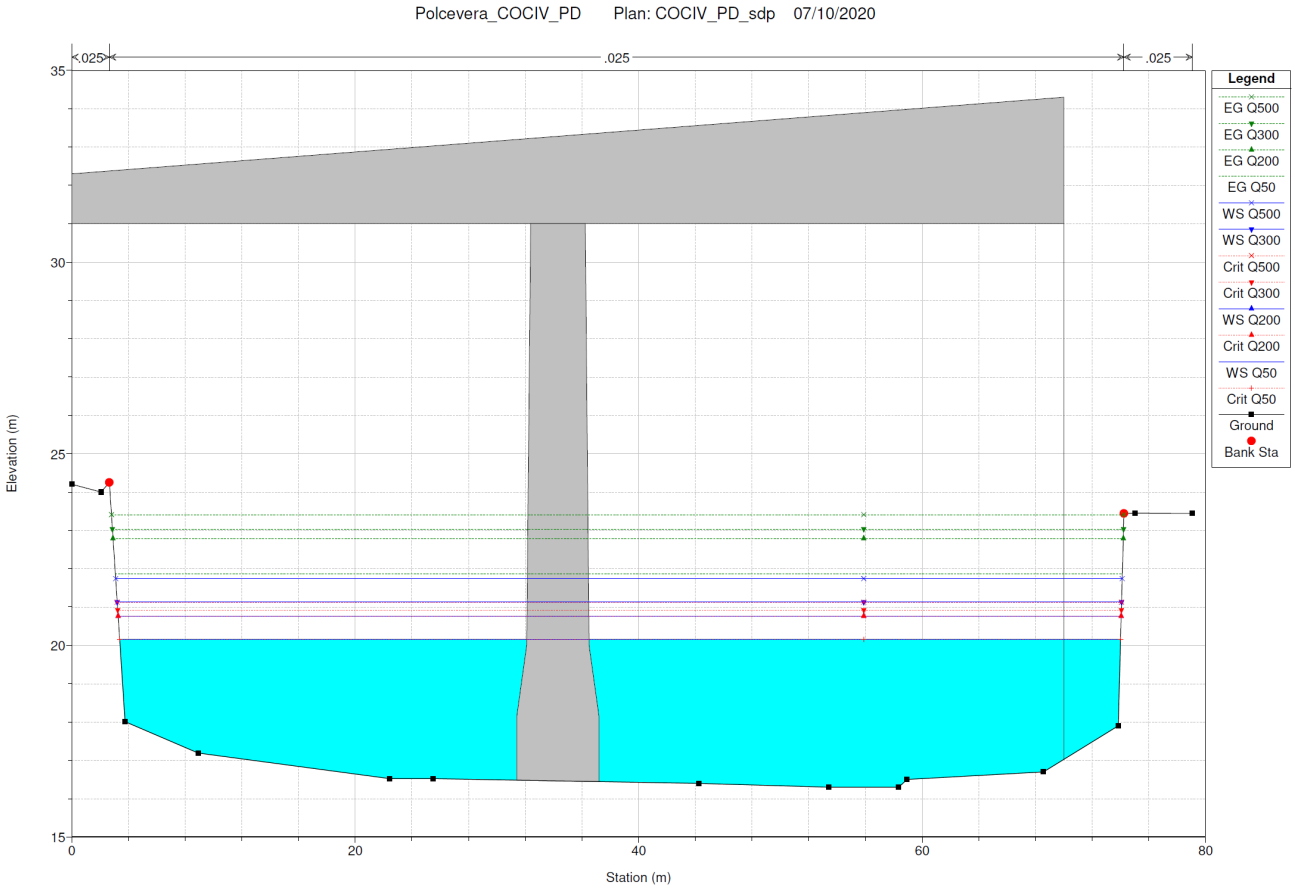


Figura 12 – Risultati modello 1D: livelli idrici nella sezione di attraversamento in esame, per i differenti tempi di ritorno indagati (scenario di progetto).

Nella tabella seguente sono indicate le corrispondenti quote dei livelli idrici (*h*) e del carico idraulico totale (*H*), per i differenti tempi di ritorno indagati.

Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)
Q50	524	16.30	19.10	18.46	19.59	3.08
Q200	1294	16.30	21.02	19.94	21.94	4.24
Q300	1657	16.30	21.77	20.52	22.86	4.62
Q500	1757	16.30	22.15	20.68	23.21	4.56

Tabella 6 – Risultati del modello nella sezione di attraversamento, nello stato di progetto.

Nello scenario di progetto, l'intervento di adeguamento strutturale della pila in alveo (allargamento di 1 metro rispetto all'ingombro esistente) **non produce effetti significativi** nella propagazione dell'onda di piena del Torrente Polcevera, per i vari tempi di ritorno indagati. In particolare si rileva un incremento di 20 cm dei livelli idrici nello scenario con TR300anni e di soli 4 cm per lo scenario TR200.

4.3.3 Fase di cantiere - sistemazione pila 1

Per quanto concerne la fase di cantiere per la sistemazione della pila1, per la realizzazione degli interventi in progetto è necessaria la realizzazione di un'opera provvisionale con funzione di argine per la messa in sicurezza (idraulica) dell'area di lavoro attorno alla pila1. Inoltre sono previste ulteriori opere provvisionali quali: pista di cantiere e una tura per l'incanalamento delle portate ordinarie del fiume.

L'argine potrà essere realizzato mediante la posa di elementi prefabbricati in calcestruzzo ("geobloc") che delimiteranno una porzione di alveo intorno alla pila.

Al fine di verificare l'effetto dell'argine rispetto ai livelli di piena è stato inserito nel modello un elemento di ostruzione con sagoma uguale alla porzione di alveo occupata (tramite l'opzione "*Obstructions*" del software Hec Ras).

L'altezza dell'argine è determinata in modo che, in riferimento alla portata di piena adottata per la fase di cantiere (TR2.5anni) esso non sia sormontato dal livello idrico (si assume un franco di 50cm). Si è ottenuta pertanto un'altezza dell'argine di 3.60m rispetto al fondo dell'alveo, ovvero una quota di sommità di circa 19.90m.slm.

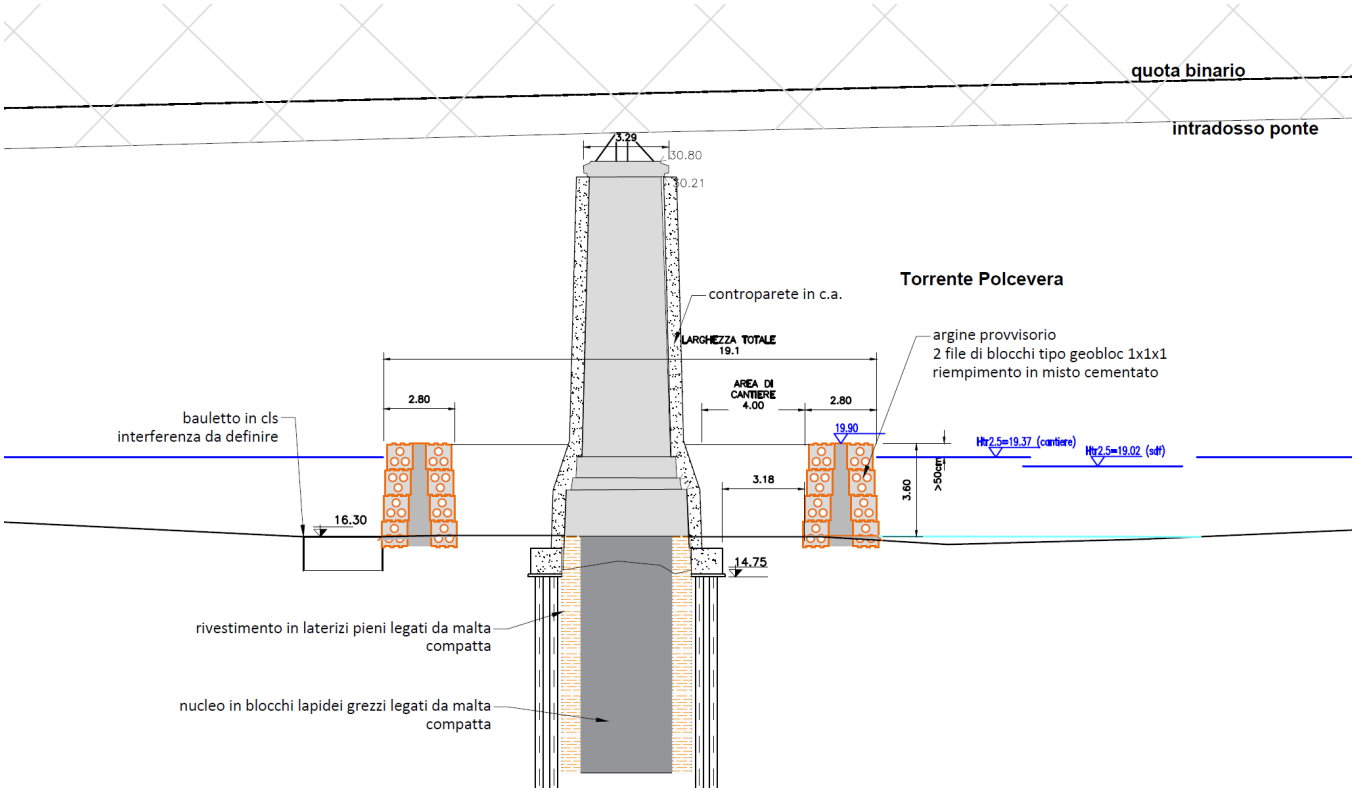


Figura 13: tipologico argine provvisorio con geobloc

Le opere provvisionali utili alla cantierizzazione (pista/tura) saranno realizzate in materiale sciolto e saranno facilmente asportabili dalla corrente in caso di piena. Queste opere non sono considerate ai fini delle verifiche idrauliche.

Di seguito sono riportati i risultati del modello mettendo a confronto lo stato di fatto e la fase di cantiere, rispetto alla portata di piena scelta per la fase di cantiere (TR2.5anni).

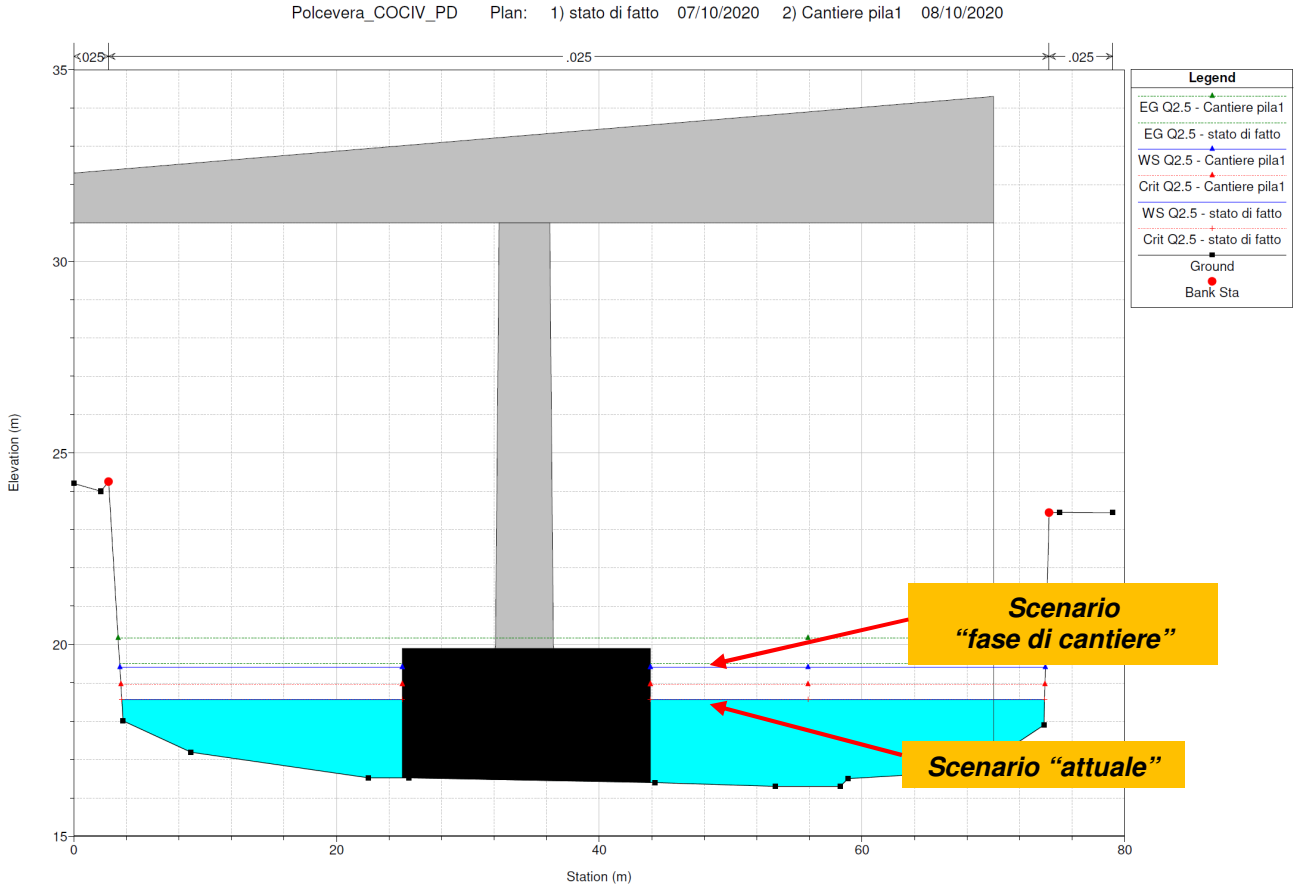


Figura 14 – Livelli idrici nella sezione di interesse nello stato attuale (campito in blu) e "fase di cantiere-sistemazione pila1"

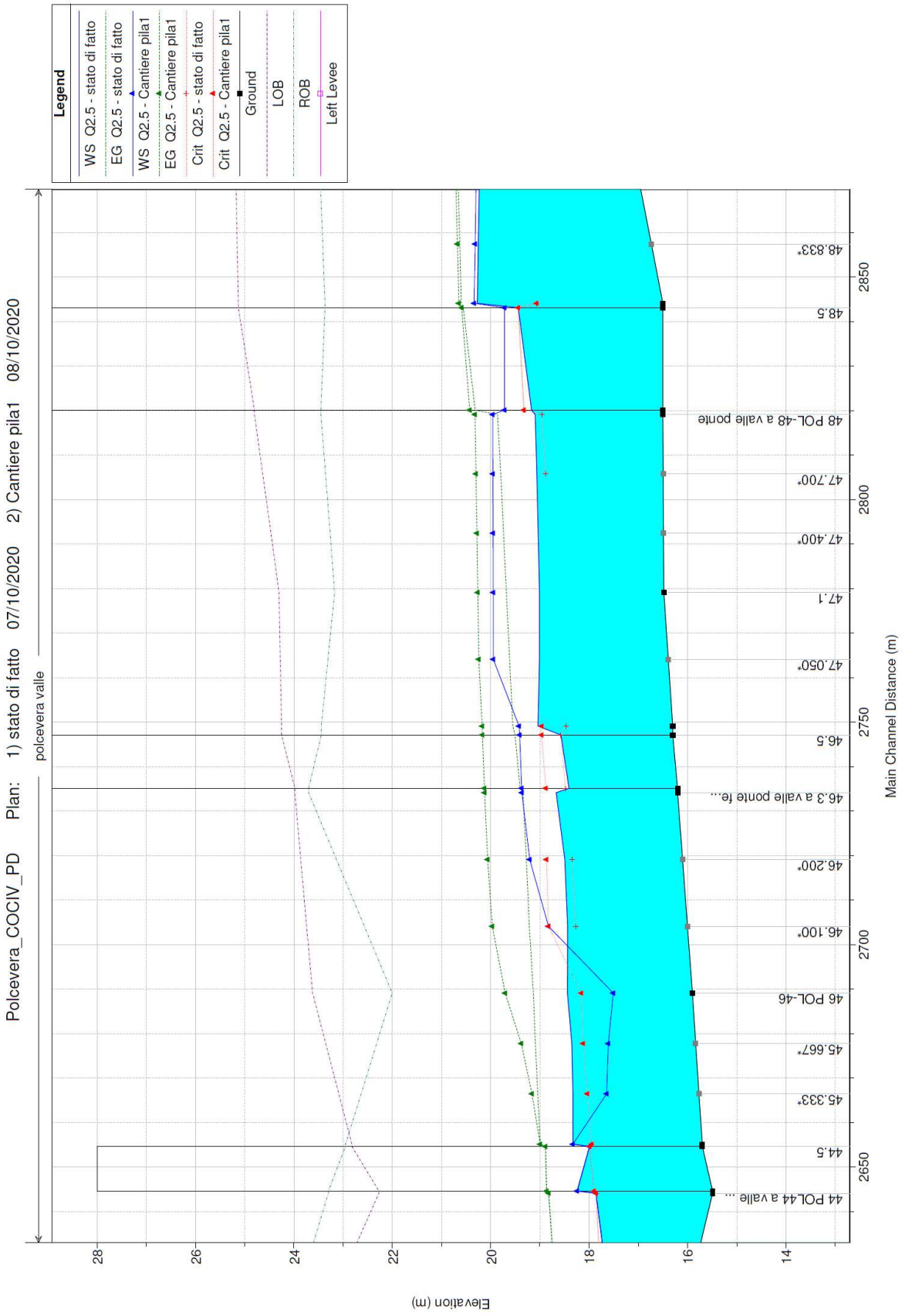
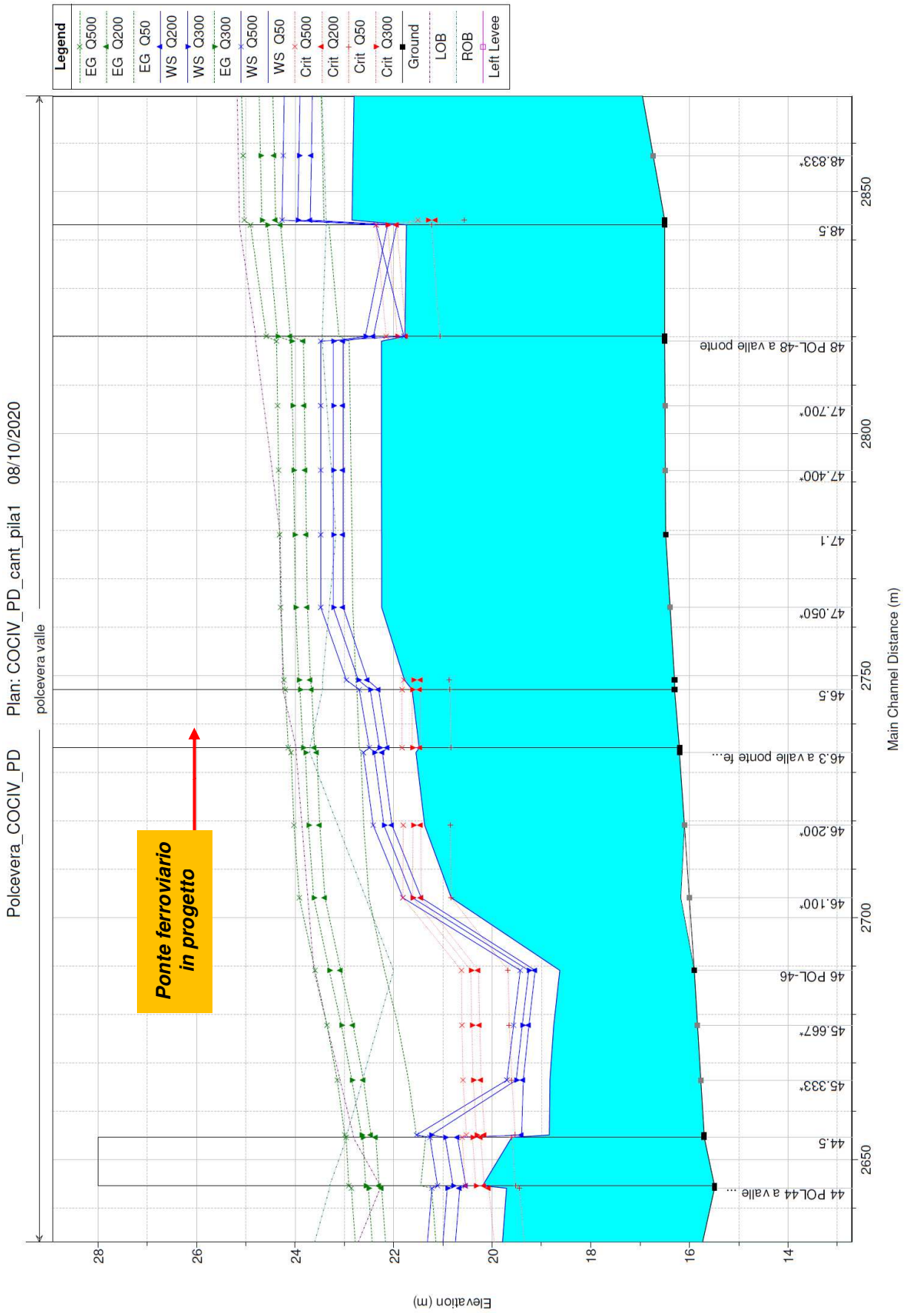


Figura 15 – Profili di rigurgito nello stato attuale (campito in blu) e nella fase di cantiere, per TR2.5anni


Legend
EG Q500
EG Q200
EG Q50
WS Q200
WS Q300
EG Q300
WS Q500
WS Q50
Crit Q500
Crit Q200
Crit Q50
Crit Q300
Ground
LOB
ROB
Left Levee
Plan: COCIV_PD_cant_pila1 08/10/2020
Polcevera_COCIV_PD
polcevera valle
Ponte ferroviario in progetto
48.833*
48.5
48 POL-48 a valle ponte
47.700*
47.400*
47.1
47.050*
46.5
46.3 a valle ponte fe...
46.200*
46.100*
46 POL-46
45.667*
45.333*
44.5
44 POL44 a valle ...
2850
2800
2750
2700
2650
Main Channel Distance (m)
28
26
24
22
20
18
16
14
Elevation (m)

Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)
Q50	524	16.30	19.37	18.97	20.18	3.84
Q200	1294	16.30	21.78	20.86	22.77	4.40
Q300	1657	16.30	22.52	21.45	23.69	4.78
Q500	1757	16.30	22.72	21.60	23.93	4.88

Tabella 7 – Risultati del modello nella sezione di attraversamento, nella fase di cantiere – pila1

Nella sezione di attraversamento in esame, il livello idrico per la portata di cantiere presenta un incremento rispetto allo stato attuale di circa 35cm, che raggiuge la quota 19.37 m.slm

In questo scenario l'opera non determina un incremento del rischio idraulico per il tratto in esame.

Inoltre, dall'esame dei profili di piena ottenuti per tempi di ritorno superiori (riportati di seguito), si osserva che la presenza dell'opera provvisionale non determina l'esondazione del torrente per tempi di ritorno inferiori a TR300 anni.

Si precisa infine che la struttura dell'argine (realizzato in "geobloc") ha le caratteristiche di una muratura a secco e pertanto nel caso in cui venga sormontata può essere facilmente abbattuta e trascinata dalla corrente, con una conseguente diminuzione del suo ostacolo al deflusso di piena.

4.3.4 Fase di cantiere – demolizione/varo

Per quanto concerne la fase di cantiere per la demolizione del ponte esistente ed il varo del nuovo impalcato, per la realizzazione degli interventi in progetto è necessaria la posa di pile provvisorie in alveo, oltre alla realizzazione di opere provvisionali quali: piste di cantiere e ture per l'incanalamento delle portate ordinarie per consentire la messa in asciutta dell'area di lavoro.

Le pile in alveo hanno le caratteristiche di opere stabili che saranno presenti in alveo per una durata non inferiore a 30-40giorni e saranno costituite da strutture reticolari in acciaio, con larghezza di 2.5m rispetto al verso della corrente, fondate su plinti in c.a. di dimensione 4x4x1.5m posati sopra il livello di fondo alveo.

Al fine di proteggere il fusto delle pile dall'urto di materiale flottante è prevista la posa di blocchi massicci di calcestruzzo di dimensioni 1x1x1m in maniera da realizzare una cintura intorno ai plinti alta 3m rispetto al fondo dell'alveo.

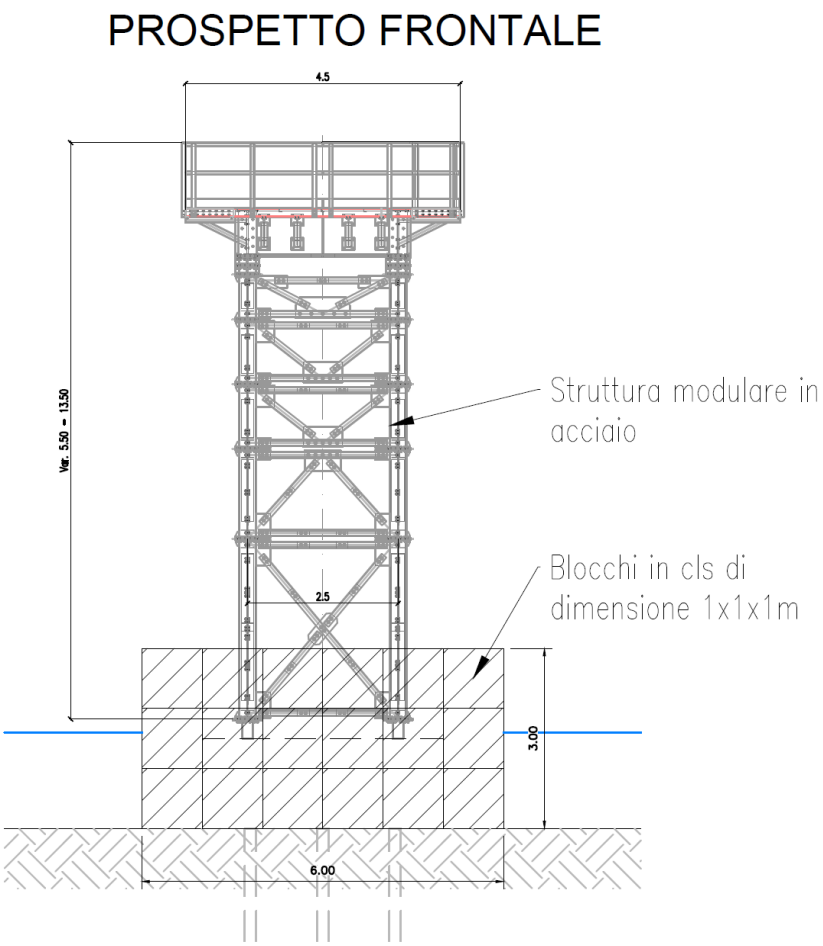


Figura 16: tipologico delle pile provvisorie

Ai fini delle verifiche idrauliche sono considerate 2 pile provvisorie in alveo, secondo la conformazione prevista nella fase di varo.

Le opere provvisionali utili alla cantierizzazione (piste/ture) saranno realizzate in materiale sciolto e saranno facilmente asportabili dalla corrente in caso di piena. Queste opere non sono considerate ai fini delle verifiche idrauliche.

Di seguito sono riportati i risultati del modello mettendo a confronto lo stato di fatto e la fase di cantiere, rispetto alla portata di piena scelta per la fase di cantiere (TR2.5anni).

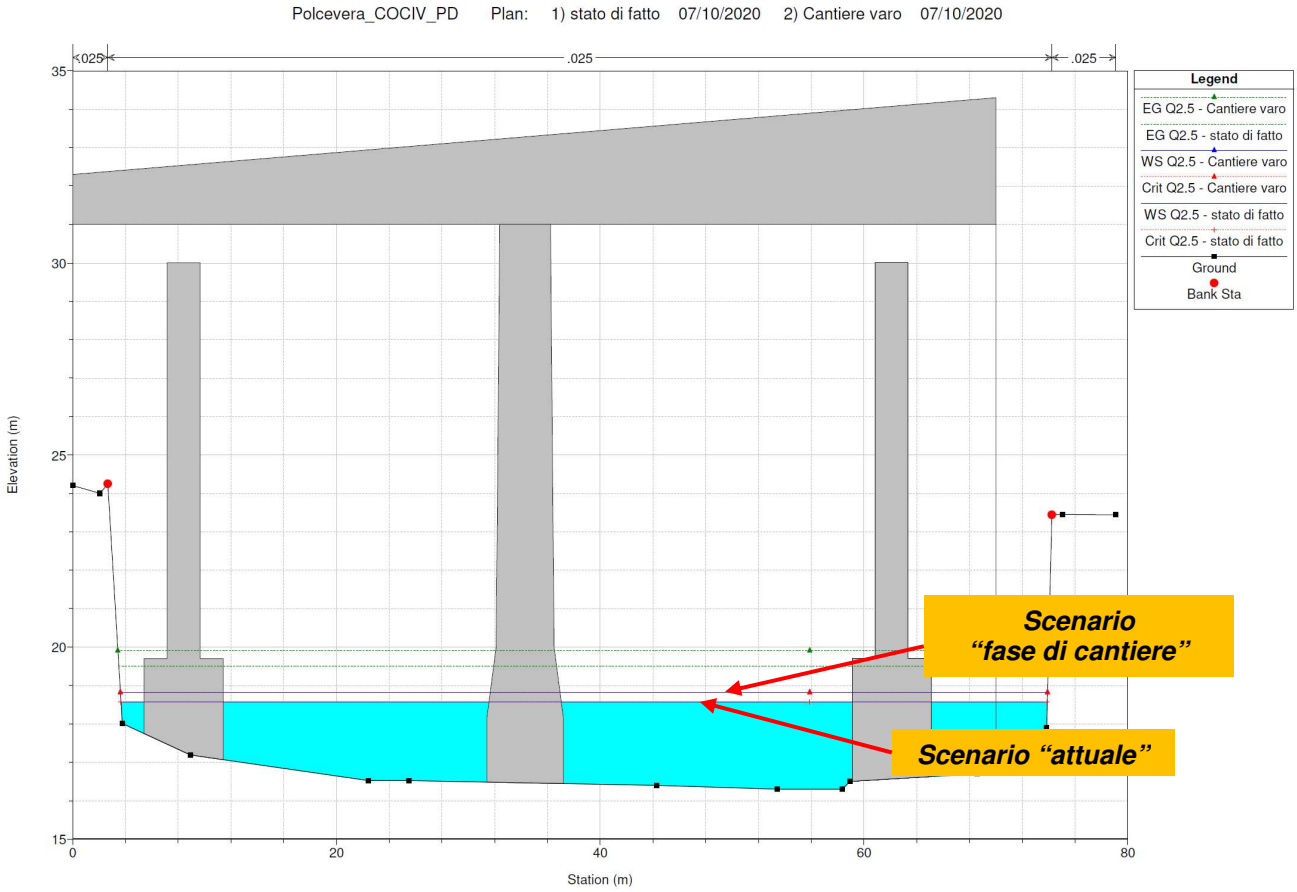


Figura 17 – Livelli idrici nella sezione di interesse nello stato attuale (campito in blu) e "fase di cantiere-demolizione/varo"

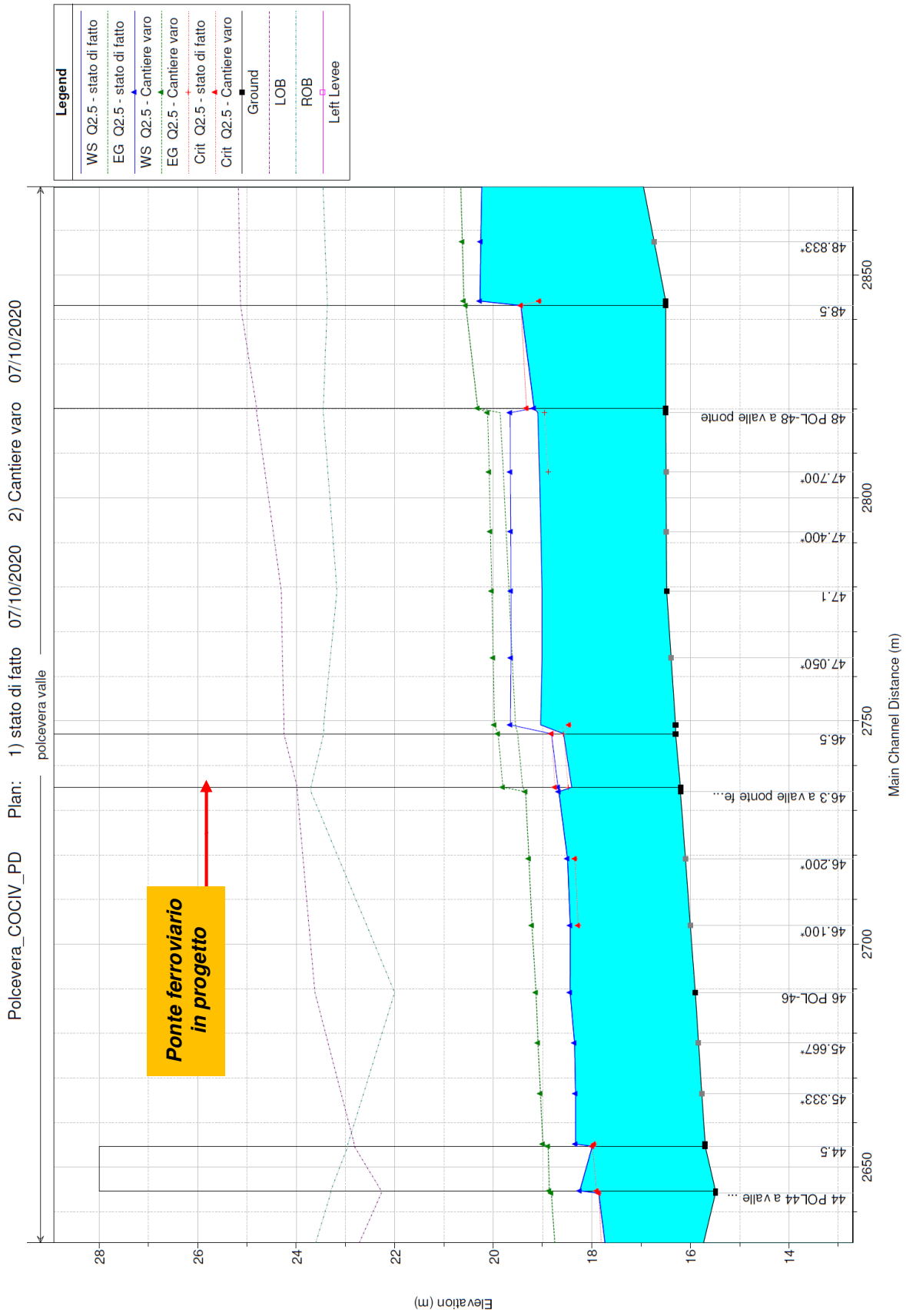


Figura 18 – Profili di rigurgito nello stato attuale (campito in blu) e nella fase di cantiere, per TR2.5anni

Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)
Q50	524	16.30	19.65	18.46	19.97	2.51
Q200	1294	16.30	21.96	19.94	22.58	3.48
Q300	1657	16.30	22.81	20.52	23.56	3.83
Q500	1757	16.30	22.98	20.68	23.77	3.95

Tabella 8 – Risultati del modello nella sezione di attraversamento, nella fase di cantiere – demolizione/varo

Nella sezione di attraversamento in esame, il livello idrico per la portata di cantiere presenta un incremento rispetto allo stato attuale di circa 60cm, che raggiuge la quota 19.65 m.slm

In questo scenario l'opera non determina un incremento del rischio idraulico per il tratto in esame.

Inoltre, dall'esame dei profili di piena ottenuti per tempi di ritorno superiori (riportati di seguito), si osserva che la presenza dell'opera provvisionale non determina l'esondazione del torrente per tempi di ritorno inferiori a TR300 anni.

5 COMPATIBILITA' IDRAULICA DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

Di seguito si riporta il calcolo dei franchi rispetto al livello di piena, e alla linea dell'energia. Nei diversi scenari considerati.

Scenario	Portata di picco (m3/s)	Livello di piena (m slm)	Livello energia (m slm)	Quota sponda (m slm)	Quota intradosso min. (m slm)	Franco impalcato su Livello (m)	Franco impalcato su L.energia (m)	Franco sponda su Livello (m)
Q50	1294	21.02	21.94	23.70	30.91	9.89	8.97	2.68
Q200	1657	21.77	22.86			9.14	8.05	1.93
Q300	1757	22.15	23.21			8.76	7.70	1.55
Q500	1886	22.32	23.47			8.59	7.44	1.38

Tabella 9 – Calcolo del franco idraulico – stato di progetto

Con riferimento alle prescrizioni riportate nelle normative (NTC2018 e relativa circolare esplicativa n.7/2019), nei regolamenti (MdP RFI, 2019) e nelle Norme di Attuazione del Piano di Bacino vigenti, descritte nei capitoli precedenti, si è proceduto alla verifica del franco idraulico di progetto.

Norma	Franco sul livello idrico	Franco sul carico totale	Franco sulla sponda	Verifica
Manuale di Progettazione RFI – TR300	>1.5m	>0.5m	-	VERIFICATO
NTC2018 - TR200	>1.5m	-	-	VERIFICATO
Piano di Bacino T.Polcevera - TR200	>1.5m	Q.sponda > L.c.tot	> 1m	VERIFICATO

Tabella 10 – Verifica del franco idraulico.

Inoltre, risulta verificata anche la prescrizione (riportata nella NTC2018) relativa alla distanza minima (6 - 7 metri) tra intradosso impalcato e fondo alveo, pari a 14.61 m, nonché quella relativa alla luce netta minima (40 metri) tra pile contigue in alveo, o fra pila e spalla del ponte, in direzione ortogonale alla corrente, che nel caso in esame si attesta a circa 54 m (= luce netta tra spalla in destra e pila in alveo).

Con riferimento alla situazione attuale, gli interventi in progetto non alterano le attuali condizioni di deflusso, in quanto inducono un aumento dei tiranti idrici, limitatamente alla sezione di interesse, del tutto trascurabile (compreso tra 5 e 20 cm).

In merito alle fasi di cantiere si riportano le considerazioni per gli scenari:

1) Sistemazione Pila1:

   Le opere provvisionali in alveo (argine temporaneo) dovranno avere un'altezza minima pari a 3.60 metri, compatibile con i livelli idrici TR2.5. La presenza dell'argine di protezione, nonostante abbia una durata limitata al periodo dei lavori (6 mesi), non incrementa significativamente il rischio idraulico nel tratto in quanto si è osservato che per eventi con tempo di ritorno inferiore a 300anni non si verifica l'esondazione sulle sponde.

2) Demolizione/Varo dell'impalcato:

   L'ostruzione determinata dalle pile provvisorie determina un incremento dei livelli idrici che è compatibile con la sicurezza idraulica del tratto. Anche in questo caso si è osservato che per eventi con tempo di ritorno inferiore a 300anni non si verifica l'esondazione sulle sponde.

In definitiva, è dimostrata pertanto la compatibilità idraulica del ponte ferroviario oggetto degli interventi in progetto, nonché delle opere provvisionali necessarie alla loro realizzazione.

6 CONSIDERAZIONI SULLO SCALZAMENTO DELLA PILA

Nel presente paragrafo si presenta una stima preliminare della profondità di scalzamento che può verificarsi in corrispondenza della pila durante il transito delle onde di piena. Infatti la presenza della pila in alveo, oltre a causare una variazione localizzata dei livelli e delle velocità della corrente, determina la formazione di un sistema vorticoso, a forma di ferro di cavallo, che avvolge planimetricamente la pila stessa e che determina, nel caso di alvei costituiti da materiali sciolti, l'innescarsi di fenomeni di erosione localizzata.

Per la stima dell'entità del massimo scalzamento atteso in corrispondenza delle pile dei viadotti, in mancanza di specifiche indicazioni nelle Norme del Piano di Bacino del Polcevera, si è fatto riferimento ad alcune formulazioni empiriche presenti in letteratura, tra cui si evidenzia la formulazione di Breusers, applicabile nel caso di alvei fluviali e adottata anche dall'Autorità di Bacino del Po (Direttiva 4, *Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B").*

Di seguito si riporta la metodologia di calcolo adottata

6.1 Metodologia di calcolo

Per il calcolo dell'erosione localizzata alla base delle pile e delle spalle, i modelli proposti in letteratura fanno riferimento a un medesimo schema, in cui la profondità della fossa d'erosione "S" risulta crescente con l'incremento del tirante idrico "Y_0", con la larghezza della pila "b" e con l'incremento della velocità.

Le formule sperimentali più note riportate in letteratura e basate su esperienze di laboratorio con riferimento a una singola pila cilindrica, in condizioni di deflusso con acque chiare e velocità prossima a quella limite per l'inizio del movimento del materiale di fondo, sono le seguenti:

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

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

Secondo Hancu (1977)

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

Secondo Coleman (1971)

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

Secondo Remedia (1984)

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

Secondo Shen

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

Secondo Breusers, Nicollet, Shen (1977)

$$S = 2bf_1\left(\frac{v_0}{v_{cs}}\right)\cdot\tanh\cdot\left(\frac{Y_0}{b}\right)\cdot f_2(\text{forma})\, f_3(\alpha, l/b)$$

dove si ha:

v_0 velocità della corrente [m/s];

v_{cs} velocità per cui inizia l'erosione del materiale dell'alveo [m/s];

α inclinazione della pila rispetto alla corrente;

l lunghezza della pila;

f_1, f_2, f_3 sono funzioni dei rispettivi argomenti.

Per la velocità v_{cs} si adotta il valore:

$$v_{cs} = 1{,}3\left[g\frac{\rho_s - \rho}{\rho}D_m\right]^{1/2}\left(\frac{Y_0}{D_m}\right)^{1/6}$$

con:

D_m diametro medio dei granuli del materiale;

ρ_s, γ densità del sedimento e dell'acqua.

Secondo CSU (Colorado State University)

$$S = \varphi k_1 k_2 b^{0,65} Y_0^{0,35} F_0^{0,43}$$

dove:

$F_0 = \frac{v_0}{\sqrt{gY_0}}$ numero di Froude ;

k_1 coeff. di correzione relativo alla forma della pila;

k_2 coeff. di correzione relativo all'angolo di attacco del flusso;

φ coeff. sperimentale correttivo pari a 2.

Secondo Larras (1963), lo scavo massimo prodotto y_s sarebbe pari a:

$$ys = 1{,}42 \cdot D^{0,75}$$

esso è quindi funzione del solo diametro D della pila.

Analoga, per struttura, è la relazione proposta da Breusers (1965), che pone una relazione lineare tra lo scavo ed il diametro della pila del tipo:

$$y_s = C \cdot D$$

con C=1.5, ma prudenzialmente da alcuni posto uguale a 2.

Alla luce delle precedenti considerazioni, per il presente studio verrà adottato un approccio classico basato sulle recedenti formulazioni empiriche che non considerano esplicitamente gli effetti dell'evoluzione temporale del fenomeno in quanto lo stesso modello monodimensionale adottato per il calcolo idraulico è impostato a fondo fisso.

6.2 Valutazione dell'erosione localizzata

Il calcolo dello scalzamento indotto per la pila in esame è stato condotto assumendo il battente idraulico in corrispondenza della pila e la velocità media della sezione trasversale, corrispondenti all'evento di piena di progetto (TR300 anni).

A titolo di confronto il calcolo è stato effettuato sia in riferimento alla larghezza della pila nella parte del fusto (incrementata dello spessore delle opere di consolidamento strutturale previste), sia in riferimento alla larghezza della fondazione, comprendente cioè la corona di micropali prevista in progetto.

La dimensione dei granuli del materiale presente in alveo è stata assunta in relazione ad una indagine visiva speditiva che ha evidenziato la presenza di sedimenti costituiti prevalentemente da ghiaia e sabbia limosa con presenza di ciottoli e pietrame di modesta pezzatura, e comunque non superiore a 50cm di diametro massimo. Nelle formulazioni sono stati assunti valori cautelativi di granulometria, assumendo un D50 = 0.01 m.

Le indagini geognostiche eseguite nell'area di intervento evidenziano che la stratigrafia del terreno presenta un materiale alluvionale omogeneo fino alla profondità di circa 30m da piano di campagna.

Nel calcolo sono state applicate le formule riportate nel paragrafo precedente in riferimento ai diversi autori, individuando il massimo valore di scalzamento ottenuto e la media delle diverse formulazioni.

I risultati sono sintetizzati nel seguente prospetto.

Tabella 11: stima dell'erosione localizzata

Caso	Tirante [m]	Velocità [m/s]	Diametro [m]	Scalzamento (Media delle formulazioni) [m]
Considerando il fusto della pila	5.85	4.56	5.70	8.2
Considerando il plinto	5.85	4.56	7.40	9.8

Sulla base dei risultati ottenuti si conclude che, in riferimento alla condizione di progetto, la massima profondità di scalzamento potrà raggiungere circa 10m.

6.3 Considerazioni finali

Nel presente studio si stima una profondità di scalzamento intorno alla pila di circa 10m, da adottare come riferimento nella progettazione delle opere geotecniche.

7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

AA. VV. Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale, Zanichelli ESAC, Bologna, 2003.

Autorità di Bacino della Regione Liguria, PIANO DI BACINO STRALCIO PER LA TUTELA DAL RISCHIO IDROGEOLOGICO (approvato con Delibera del Consiglio Provinciale di Genova n.14 del 02/04/2003 ed entrato in vigore con BURL n. 18 del 03/05/2017 – parte II).

Autorità di Bacino della Regione Liguria, PIANO DI BACINO STRALCIO PER LA TUTELA DAL RISCHIO IDROGEOLOGICO – *Relazione generale Torrente Polcevera* (2017).

Autorità di Bacino del Po, Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, Direttiva 4, *Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce "A" e "B".*

Ferro V., La sistemazione dei bacini idrografici, McGraw-Hill, Milano, 2006.

Maione U., Appunti di idrologia 3. Le piene fluviali, La Goliardica Pavese, 1977.

Marani M., Processi e modelli dell'Idrometeorologia, Dispense, 2005.

Nuove Norme Tecniche per le costruzioni 2018, DECRETO 17 gennaio 2018 . Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», MINISTRO DELLE INFRASTRUTTURE, e relativa circolare esplicativa n.7/2019.

Rossi F., Fiorentino M., Versace P., Two component extreme value distribution for Flood Frequency Analysis, Water Resources Research, Vol. 20, N.7, 1984.

Surendra, K. M., Vijay., P. S. Soil Conservation Service Curve Number (SCS-CN) Methodology. Springer, pp. 84-146, 2003.