

COMMITTENTE:



DIREZIONE INVESTIMENTI
DIREZIONE PROGRAMMI INVESTIMENTI
DIRETTRICE SUD - PROGETTO ADRIATICA

DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:

MANDATARIA

MANDANTI



PROGETTO ESECUTIVO

LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTO 1- RADDOPPIO RIPALTA – LESINA

ID – SISTEMAZIONI IDRAULICHE
Relazione idraulica e di compatibilità idraulica – Fiume Fortore
Risultati Modello bidimensionale

L'Appaltatore	COMPAT S.c.a.r.l. Il Direttore Tecnico	I progettisti (il Direttore della progettazione)
data	firma (Ing. Gianguido Babini)	firma

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA / DISCIPLINA	PROGR	REV	SCALA
L I 0 7	0 1	E	Z Z	R I	I D 0 0 0 2	0 0 1	C	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato/Data
A	PRIMA EMISSIONE	M. Iacucci	Novembre 2021	O. Caruso	Novembre 2021	V. Secreti	Novembre 2021	T. Pelella Giugno 2022
B	Aggiornamento per RDV	M. Iacucci	Aprile 2022	O. Caruso	Aprile 2022	V. Secreti	Aprile 2022	
C	Aggiornamento per RDV	M. Iacucci	Giugno 2022	O. Caruso	Giugno 2022	V. Secreti	Giugno 2022	

File: LI0701EZZRIID0002001B.doc

n. Etab.



INDICE

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE INTERVENTO DI PROGETTO	6
3	SINTESI TECNICO DESCRITTIVA.....	7
4	CONSIDERAZIONI IDROLOGICHE.....	8
5	MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE	10
5.1	IL MODELLO NUMERICO	10
5.2	GEOMETRIA DEL MODELLO	12
5.3	SCENARI MODELLATI.....	16
5.4	DEFINIZIONE DELLE SCABREZZE MODELLO.....	20
6	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE	21
6.1	SIMULAZIONI ANTE OPERAM.....	21
6.1	CONSIDERAZIONE DI DETTAGLIO SUI RISULTATI DELLE SIMULAZIONI ANTE OPERAM 23	
6.2	SIMULAZIONI POST OPERAM.....	26
7	VERIFICA DELLE OPERE DI PROGETTO	29
7.1	FORNICI IN DESTRA OLIVELLA.....	29
7.2	FORNICI DI TRASPARENZA IN ADIACENZA AL PONTE FERROVIARIO ESISTENTE	30
7.3	VIADOTTO RIPALTA.....	32
7.4	PROTEZIONE DEI RILEVATI.....	34
7.5	PROTEZIONE DELLE PILE.....	37
7.6	VERIFICHE A TRASCINAMENTO DEI MATERASSI RENO	44
8	CONDIZIONI DI SICUREZZA IDRAULICA IN FASE DI LAVORAZIONE ...	46
8.1	SISTEMA DI MONITORAGGIO IDROPLUVIOMETRICO.....	49
8.2	DETERMINAZIONE PORTATA CRITICA.....	58
8.3	MODELLAZIONE IDROLOGICO IDRAULICA	58
8.4	IDROMETRI.....	60
8.5	TEMPI DI PREAVVISO	61
8.6	SISTEMA DI GESTIONE DATI DI PIOGGIA.....	62
9	CRITERI DI COMPATIBILITA' IDRAULICA	65
9.1	ANALISI DEL TRACCIATO	66
9.2	STUDIO IDROLOGICO	68
9.3	VERIFICHE IDRAULICHE	68
9.4	SISTEMAZIONI IDRAULICHE.....	70
9.5	ANALISI DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA	70
	BIBLIOGRAFIA	73

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 2-1 – Linea ferroviaria esistente e di progetto.....</i>	6
<i>Figura 4-1 – Onde di piena adottate nella modellazione numerica.....</i>	8
<i>Figura 4-2 – Area modellata (verde), sezione di applicazione dell’onda di piena in ingresso (rosso).....</i>	9
<i>Figura 5-1 – Attraversamenti del Fiume Fortore</i>	13
<i>Figura 5-2 – Vista 3D del DTM di base e dell’inserimento delle arginature</i>	14
<i>Figura 5-3 – Sovrapposizione della mesh di calcolo di base (verde chiaro) e di quella raffittita (verde scuro).....</i>	14
<i>Figura 5-4 – Rappresentazione grafica delle condizioni al contorno applicate nel modello</i>	15
<i>Figura 5-5 – Configurazione Ante operam</i>	16
<i>Figura 5-6 – Nuova linea ferroviaria, lotto 01, Ripalta Lesina</i>	18
<i>Figura 5-7 – Elementi di trasparenza in sinistra Fortore, zona Olivella 2</i>	18
<i>Figura 5-8 – Elementi di trasparenza, zona Fortore.....</i>	19
<i>Figura 6-1 – Massima estensione dell’allagamento e massimi livelli idrici (m s.l.m.) – Ante operam – TR200.....</i>	22
<i>Figura 6-2 – Dettaglio delle tracimazioni sulle infrastrutture stradali e ferroviarie – Ante operam – TR200.....</i>	22
<i>Figura 6-3 – Velocità massime (m/s) registrate dal modello – Ante operam – TR200</i>	23
<i>Figura 6-4 – Velocità massime in destra Fortore e tracimazioni in prossimità della stazione di Ripalta – Ante operam – TR300</i>	25
<i>Figura 6-5 – Massima estensione dell’allagamento e massimi livelli idrici (m s.l.m.) – Post operam – TR200.....</i>	26
<i>Figura 6-6 – Dettaglio delle tracimazioni sulle infrastrutture stradali e ferroviarie – Ante operam – TR200.....</i>	26
<i>Figura 6-7 – Velocità massime, ponte ferroviario sul Fortore – Post operam – TR300.....</i>	27
<i>Figura 6-8 – Velocità massime (m/s), viadotto Ripalta – Post operam – TR300</i>	28
<i>Figura 7-1 – Manufatti di trasparenza in sinistra Fortore</i>	29
<i>Figura 7-2 – Elementi di trasparenza attorno al Fortore</i>	30
<i>Figura 7-3 – Dettaglio del profilo del viadotto Ripalta</i>	33
<i>Figura 7-4 – Dettaglio della protezione del rilevato in materassi tipo “Reno”</i>	35
<i>Figura 7-5 – Dettaglio della protezione del rilevato in massi cementati.....</i>	36
<i>Figura 7-6 – Protezioni al piede delle pile, sezione longitudinale del viadotto.....</i>	41
<i>Figura 7-7 – Protezioni al piede delle pile - stralcio planimetrico.....</i>	42
<i>Figura 8-1 – Planimetria ture provvisionali in alveo Fortore.....</i>	47
<i>Figura 8-2 – Sezione tipo sistemazione ture provvisionali.....</i>	47
<i>Figura 8-3 – Sezione tipo Tura provvisionale.....</i>	48

<i>Figura 8-4 - Sezione con ture provvisionali con quota massima pari a 8.50m</i>	49
<i>Figura 8-5 - Inquadramento dei bacini minori nel bacino del fiume Fortore e stazioni pluviometriche elaborate nle PE</i>	52
<i>Figura 8-6 - Sistema regionale Pluviometri esistenti</i>	53
<i>Figura 8-7 - Sistema regionale Idrometri esistenti</i>	53
<i>Figura 8-8 Sistema di monitoraggio</i>	54
<i>Figura 8-9 PLUV.1 Ponte Sp41b - Ripalta (n.1 pluviometro + n.1 idrometro) 41°51'35.05"N 15°16'0.66"E:</i>	55
<i>Figura 8-10 PLUV.2 Ponte Sp142 - Civitate (n.1 pluviometro + n.1 idrometro) 41°46'53.11"N 15°13'26.81"E.....</i>	56
<i>Figura 8-11 PLUV.5 Ponte Sp46 ter (n.1 pluviometro) 41°43'29.00"N 15°10'29.90"E</i>	57
<i>Figura 8-12 Tempi caratteristici del bacino</i>	59
<i>Figura 8-13 - Ortofoto con identificazione del ponte</i>	61
<i>Figura 9-1 – Sovrapposizione del tracciato con la fascia di riassetto fluviale</i>	67

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1 - Valori di scabrezza secondo le NA del PAI Fortore</i>	20
<i>Tabella 2 – Tempi di ritorno richiesti per le verifiche idrauliche</i>	21
<i>Tabella 3 – Risultati per TR 200 anni – post operam</i>	29
<i>Tabella 4 – Risultati per TR 300 anni – post operam</i>	30
<i>Tabella 5 – Risultati per TR 200 anni – post operam</i>	31
<i>Tabella 6 – Risultati per TR 300 anni – post operam</i>	32
<i>Tabella 7 – Franchi richiesti dalle NA – PAI Fortore</i>	33
<i>Tabella 8 – Livelli e franchi per il viadotto di progetto – TR 200 e 300 anni</i>	34
<i>Tabella 9 – Coefficiente correttivo K_1</i>	38
<i>Tabella 10 – Coefficiente correttivo K_3</i>	38
<i>Tabella 11 – Scavi localizzati</i>	40
<i>Tabella 7-10 – Verifica Sezione Pontonicchio in massi</i>	45
<i>Tabella 7-11 – Calcolo tensione trascinamento</i>	45
<i>Tabella 7-12 – Calcolo tensione resistente</i>	45
<i>Tabella 12 – Classi di pericolosità idraulica – PAI Fortore.....</i>	66

1 PREMESSA

Il presente documento è parte della progettazione esecutiva dell'intervento di raddoppio della linea ferroviaria Termoli - Lesina, nella tratta che si sviluppa tra Ripalta e Lesina. La tratta della linea ferroviaria interessata dal presente studio ha uno sviluppo complessivo di circa 6.85 km ed è compresa tra la progressiva km 0+000 e la km 6+844.

La presente relazione descrive lo studio idraulico eseguito mediante modellazione numerica bidimensionale del Fiume Fortore, al fine di definire e verificare le opere di protezione idraulica della linea ferroviaria stessa e successivamente valutare la compatibilità idraulica dell'infrastruttura in progetto.

Lo studio si è basato sulle considerazioni generali espresse in sede di progetto definitivo, ritenute ragionevoli e non bisognose di ulteriori elaborazioni. Si fa riferimento, ad esempio, alle assunzioni di tipo idrologico ed alle onde di piena risultanti, le quali sono state mantenute tal quali nel presente studio. Diversamente, alcuni aspetti sono stati affrontati in modo leggermente diverso, con particolare riferimento ad assunzioni di dettaglio in campo modellistico.

Per le simulazioni idrauliche e per la definizione delle aree allagate, nonché dei livelli idrici e delle velocità, così come nel progetto definitivo, si è fatto uso del codice di calcolo bidimensionale denominato Infoworks ICM, sviluppato dalla software house Innovyze.

2 DESCRIZIONE INTERVENTO DI PROGETTO

La lunghezza complessiva del lotto 1 Ripalta-Lesina della tratta ferroviaria Termoli-Lesina in progetto, è di 6844 metri circa, interamente sviluppato in superficie.

Lungo il tratto oggetto di studio, la linea interseca alcuni corsi d'acqua minori, come il Fosso Olivella 2 (pk 0+250), il Fosso Paradiso (pk 3+475), il Canale della Capoposta (pk 5+743) e il Fosso Pontonicchio (pk 6+712). Dall'inizio della tratta (pk 0+000) fino alla pk 2+400 e, nuovamente, tra la pk 5+400 e la fine dell'intervento (pk 6+844.842), il tracciato in progetto si sviluppa in corrispondenza del rilevato ferroviario esistente; mentre nel tratto intermedio, tra le pk 2+400 e 5+400 si sviluppa in adiacenza allo stesso, sul lato sud. Tra le progressive pk 2+563.8 e 3+738.8, sulle aree golenali in destra Fortore, è prevista la realizzazione del viadotto Ripalta, di lunghezza pari a 1175 m.

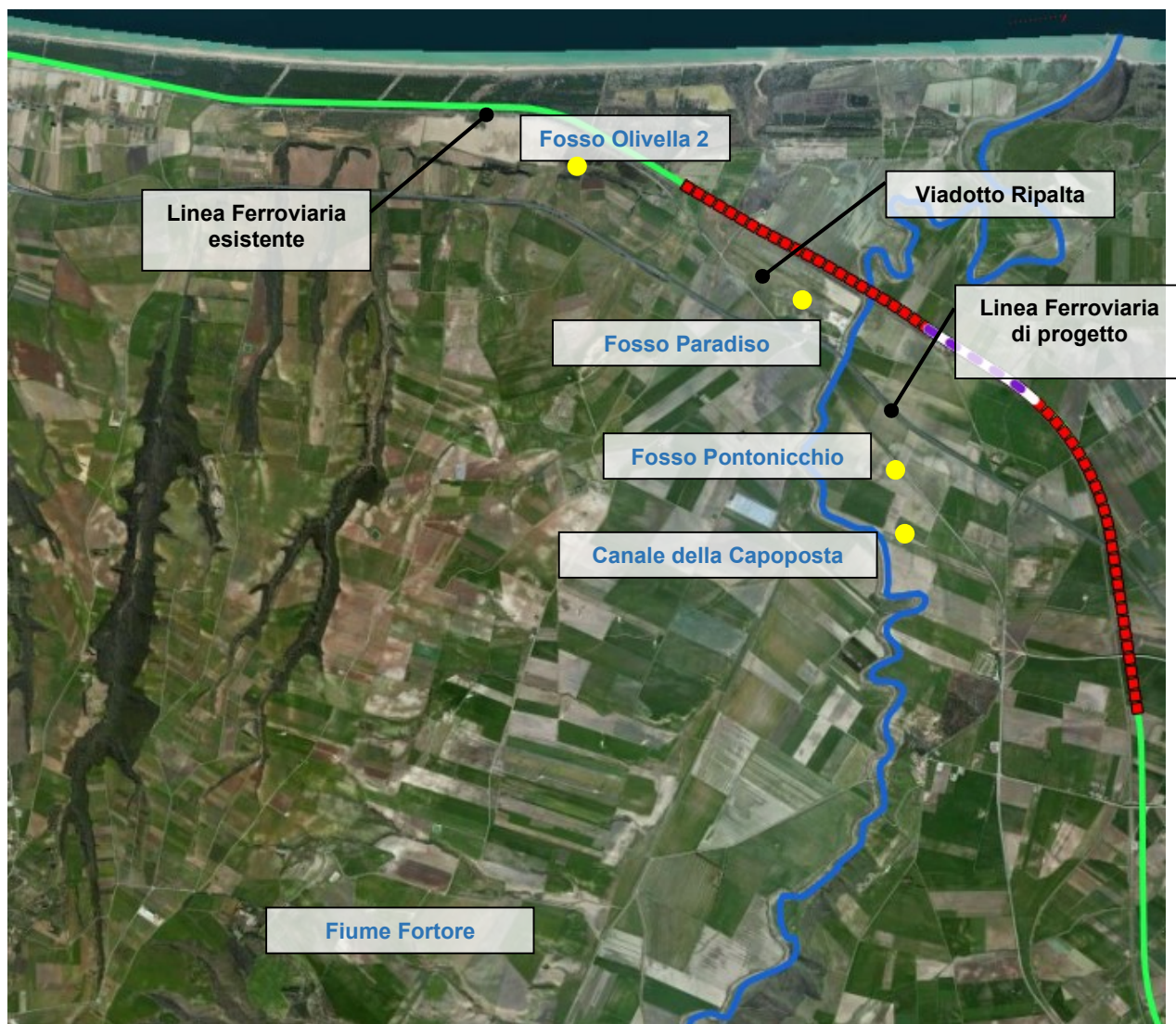


Figura 2-1 – Linea ferroviaria esistente e di progetto.

3 SINTESI TECNICO DESCRITTIVA

L'analisi svolta all'interno del presente studio è stata eseguita mediante una simulazione numerica di tipo bidimensionale a moto vario.

La geometria del modello è stata sviluppata basandosi su: Modello DTM del terreno, rilievo LIDAR, rilievi Laser Scan e campagna topografica di dettaglio che ha riguardato l'alveo di magra e i manufatti di attraversamento del Fiume Fortore.

Nel modello sono state analizzate due differenti configurazioni geometriche, una precedente ed una successiva agli interventi oggetto del presedente progetto esecutivo. Nella situazione ex-ante, visto lo stato avanzato di realizzazione dei lavori, sono state considerate le opere di sistemazione e difesa idraulica del Fiume Fortore inclusi nel primo Lotto degli 'Interventi prioritari finalizzati all'aumento delle condizioni di sicurezza idraulica del fiume Fortore (progetto della Regione Puglia e dell'ufficio del commissario straordinario delegato per l'attuazione degli interventi per la mitigazione del rischio idrogeologico).

Sono stati analizzati eventi di piena con differenti tempi di ritorno (30, 100, 200, 300 e 500 anni) per il tratto terminale del Fiume Fortore. Le simulazioni sono state svolte con un modello bidimensionale ai volumi finiti, in grado di risolvere le equazioni del moto Shallow Water Equations (SWE).

La scelta dei tempi di ritorno è stata effettuata in conformità a quanto previsto dal Manuale di Progettazione Italferr, dalle Norme tecniche delle costruzioni (NTC2018) e alle indicazioni riportate nelle Norme Tecniche di Attuazione (NTA) del Progetto di Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico del bacino interregionale del Fiume Fortore (PAI-Fortore).

In particolare, i risultati del modello per tempi di ritorno pari a 200 e 300 anni hanno permesso:

1. la scelta delle posizioni delle dimensioni ottimali dei manufatti di trasparenza (fornici) del rilevato ferroviario di progetto;
2. la verifica idraulica del viadotto Ripalta di attraversamento della golena destra del Fiume Fortore in termini di franco idraulico;
3. la determinazione della profondità dell'erosione localizzata nell'intorno delle pile del viadotto;
4. la definizione delle aree potenzialmente allagabili e la valutazione di eventuali interferenze con la linea ferroviaria in progetto.

4 CONSIDERAZIONI IDROLOGICHE

In Figura 4-2 è riportata l'estensione dell'area analizzata, il dominio di calcolo è limitato ad est e a ovest dai versanti della valle del Fiume Fortore, a nord da un tratto della linea di costa adriatica, a sud da una sezione ortogonale all'asse del fiume posta all'altezza del ponte di Civitate. Le simulazioni idrauliche realizzate sono di tipo non stazionario, nella sezione di monte sono state immesse le onde di piena stimate attraverso l'analisi idrologica del progetto definitivo. In essa sono discusse nel dettaglio le considerazioni idrologiche relative al progetto della linea ferroviaria. In particolare, si espongono e commentano le onde di piena calcolate per il tratto terminale del Fiume Fortore. Nei grafici in Figura 4-1 sono riportate le onde di piena applicate al modello numerico, per i diversi tempi di ritorno che caratterizzano gli eventi di piena sintetici simulati.

I tempi di ritorno analizzati sono: 30, 100, 200, 300 e 500 anni in accordo con quanto previsto dalle Norme di Attuazione del PAI Fortore.

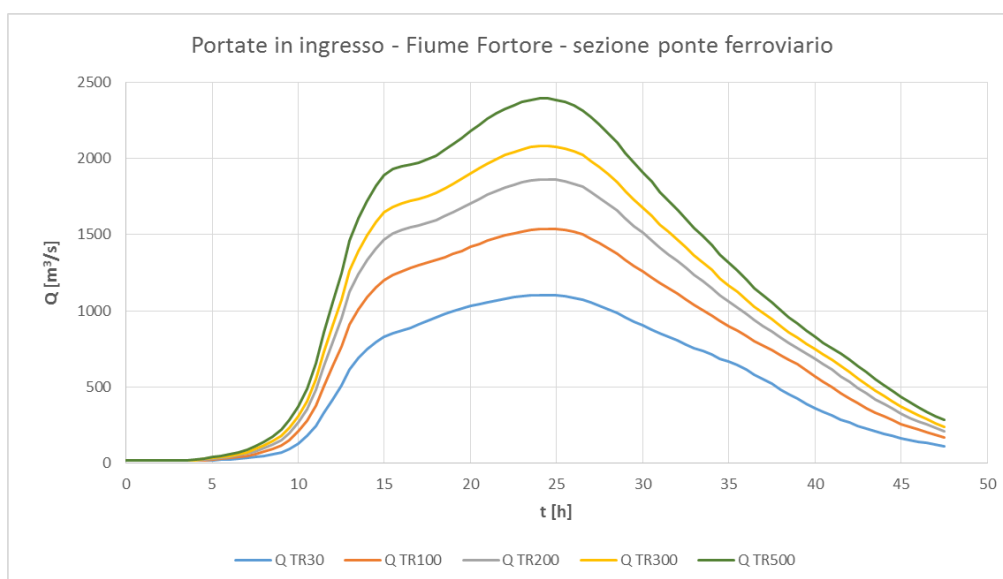


Figura 4-1 – Onde di piena adottate nella modellazione numerica

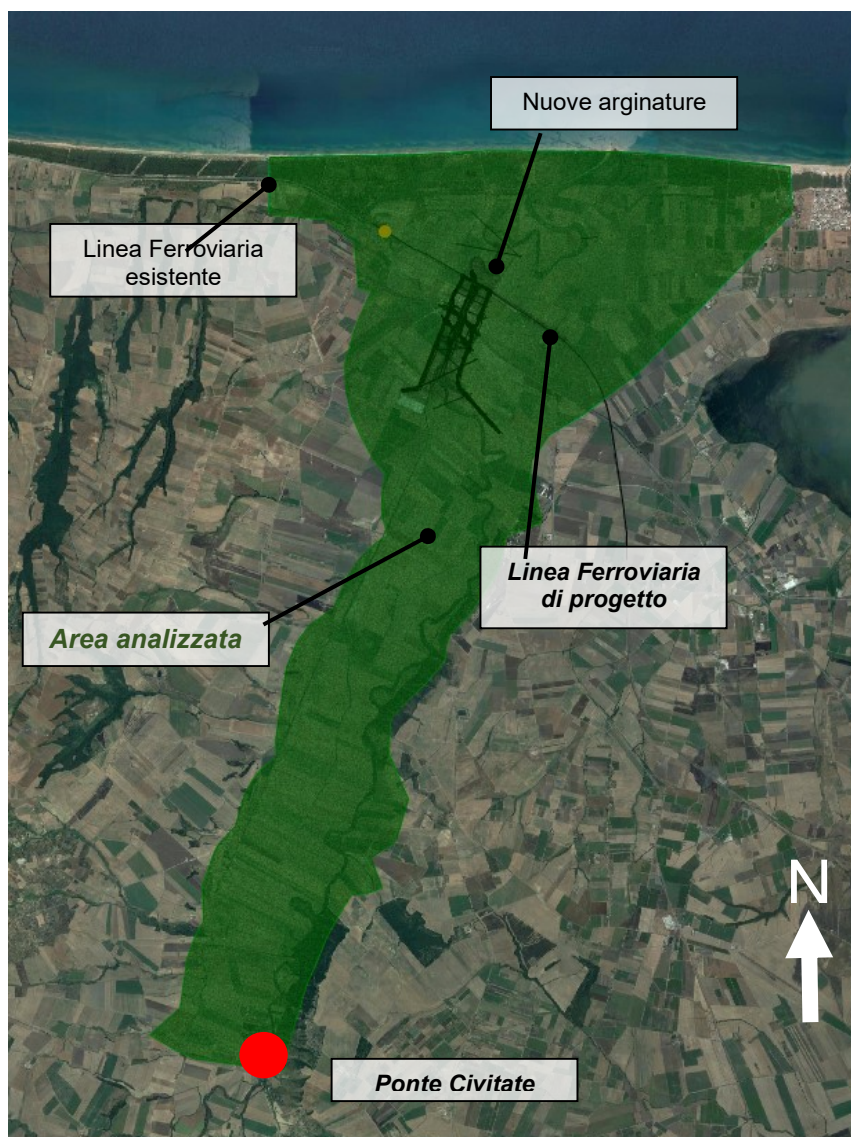


Figura 4-2 – Area modellata (verde), sezione di applicazione dell'onda di piena in ingresso (rosso).

5 MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE

La modellazione del comportamento idrodinamico delle acque del Fiume Fortore è stata sviluppata, per il tratto compreso tra il ponte Civitate e la foce, mediante un modello di calcolo bidimensionale ai volumi finiti. elementi 1d di tipo “conduits sono stati usati localmente al fine di rappresentare il funzionamento dei fornicci di trasparenza idraulica di cui si dirà nel seguito e in generale al fine di rappresentare il funzionamento dei tombini idraulici al di sotto dei rilevati ferroviario e stradale.

Il software utilizzato per l’implementazione del modello è InfoWorks ICM sviluppato dalla software house Innovyze con sede a Wallingford nel Regno Unito. La modellazione bidimensionale del corso d’acqua permette di rappresentare con accuratezza la propagazione delle onde di piena nell’asta fluviale e nelle aree ripariali attigue con la riuscendo a modellare il comportamento della corrente in prossimità di bruschi restringimenti/allargamenti e forti curvature; è possibile inoltre rappresentare con un elevato grado di dettaglio la propagazione del moto in prossimità di attraversamenti o di eventuali interferenze presenti lungo lo sviluppo del tratto fluviale verso valle.

Allo stesso tempo la rappresentazione in termini bidimensionali del campo di velocità consente di analizzare l’evoluzione degli allagamenti indotti dal propagarsi delle onde di piena all’interno dell’area esaminata.

Il software è in grado di contenere all’interno dello stesso modello numerico elementi di tipo bidimensionale e monodimensionale. Il modello numerico utilizzato risolve le equazioni in condizioni di moto vario. Sono state condotte diverse simulazioni numeriche imponendo una portata variabile nel tempo alla sezione di immissione (Figura 4-2 e Figura 4-1).

5.1 Il modello numerico

Il modello numerico utilizzato per valutare il campo di moto è basato nella procedura descritta da *Alcrudo and Mullet-Marti (2005), Urban inundation models based upon the Shallow Water Equations*. La rappresentazione bidimensionale del moto si basa sulla risoluzione delle shallow water equations (o SWE). Le ipotesi alla base per la soluzione delle SWE sono che il flusso sia orizzontale e che la variazione della velocità nella verticale rispetto alla direzione del moto sia trascurabile. Inoltre le equazioni sono sviluppate accettando a priori l’ipotesi di idrostaticità del gradiente delle pressioni lungo la direzione verticale. La formulazione delle SWE utilizzate nel software InfoWorks ICM è riassunta di

seguito:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = q_{1D}$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(hu^2 + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = S_{0,x} - S_{f,x} + q_{1D}u_{1d}$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(hv^2 + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial(huv)}{\partial x} = S_{0,y} - S_{f,y} + q_{1D}v_{1d}$$

I termini citati rappresentano rispettivamente:

h il tirante idrico della corrente

u e v rispettivamente le componenti della velocità lungo le direzioni x ed y

t il tempo

g l'accelerazione di gravità

$S_{0,x}$ $S_{0,y}$ le componenti dovute alle tensioni tangenziali al fondo, rispettivamente in direzione x e y

$S_{f,x}$ $S_{f,y}$ le componenti dovute alla pendenza del fondo, rispettivamente in direzione x e y

q_{1D} è la portata immessa per unità di superficie

u_{1d} e v_{1d} sono le componenti di velocità relative alla portata immessa rispettivamente in direzione x e y

In InfoWorks ICM il contributo degli effetti turbolenti viene considerato limitatamente alla turbolenza localizzata alla parete (wall friction), mentre gli effetti turbolenti legati alle fluttuazioni di velocità nelle regioni più interne del fluido vengono trascurate. In genere si ingloba quest'ultimo effetto dissipativo nel termine che rappresenta la dissipazione localizzazione alla parete.

La formulazione conservativa delle SWE è essenziale al fine di preservare la massa e la quantità di moto. Questo tipo di formulazione permette di rappresentare le discontinuità nel flusso e i cambiamenti tra moto gradualmente e rapidamente vario (gradually varied flow e rapidly varied flow).

Le SWE, applicate in forma conservativa, sono discretizzate usando lo schema esplicito di primo ordine ai volumi finiti. Gli schemi ai volumi finiti utilizzano volumi di controllo per rappresentare le aree di interesse. Il dominio di calcolo è suddiviso in forme geometriche in grado di interpretare le caratteristiche peculiari del campo di moto stesso sulle quali vengono integrate le SWE. Lo schema che risolve le SWE è basato sullo schema numerico di Gudonov con i flussi numerici attraverso i contorni dei volumi di controllo calcolati. La metodologia secondo i volumi finiti è considerata essere vantaggiosa in termini di flessibilità

della geometria e semplicità concettuale.

Per ciascun elemento di calcolo il timestep richiesto è calcolato utilizzando le condizioni di Courant-Friedrichs-Lewy al fine di raggiungere la stabilità numerica. La formulazione della condizione di Courant-Friedrichs-Lewy è la seguente:

$$c \frac{\Delta x}{\Delta t} \leq 1$$

dove: c è il numero di Courant (il valore di default è 0.95)

InfoWorks ICM utilizza mesh non strutturate per rappresentare il dominio di calcolo bidimensionale.

5.2 Geometria del modello

Le caratteristiche geometriche dell'area di interesse (in seguito definita *dominio di calcolo*) sono riportate all'interno del modello idraulico tramite una discretizzazione del territorio attraverso elementi generalmente poligonali, nota come mesh. La mesh di calcolo possiede una risoluzione variabile spazialmente, anche in funzione delle variazioni di quota (mesh di tipo "adaptive") tale per cui l'andamento piano altimetrico del territorio è riprodotto con un livello di accuratezza adeguato. La figura 4 riporta l'estensione del dominio di calcolo delimitato dal poligono in colore verde.

Esso si estende su una superficie di circa 54 km², sviluppata su una lunghezza Nord-Sud di circa 16 km in linea d'aria. La superficie modellata ricopre quasi interamente la valle, così come mostrato in Figura 4.

L'area di maggiore interesse ai fini della modellazione è quella più a valle, posta nelle vicinanze della linea ferroviaria.

L'andamento piano altimetrico del dominio di calcolo è basato sull'utilizzo di un DTM basato sul rilievo LIDAR effettuato dal Ministero dell'Ambiente, la cui risoluzione è 1x1 metri. Non ci si è avvalsi del rilievo LIDAR messo a disposizione della regione Puglia, sia per la marcata differenza nella risoluzione, sia perché la propagazione dell'acqua resta pressoché totalmente confinata nell'ambito del LIDAR ministeriale.

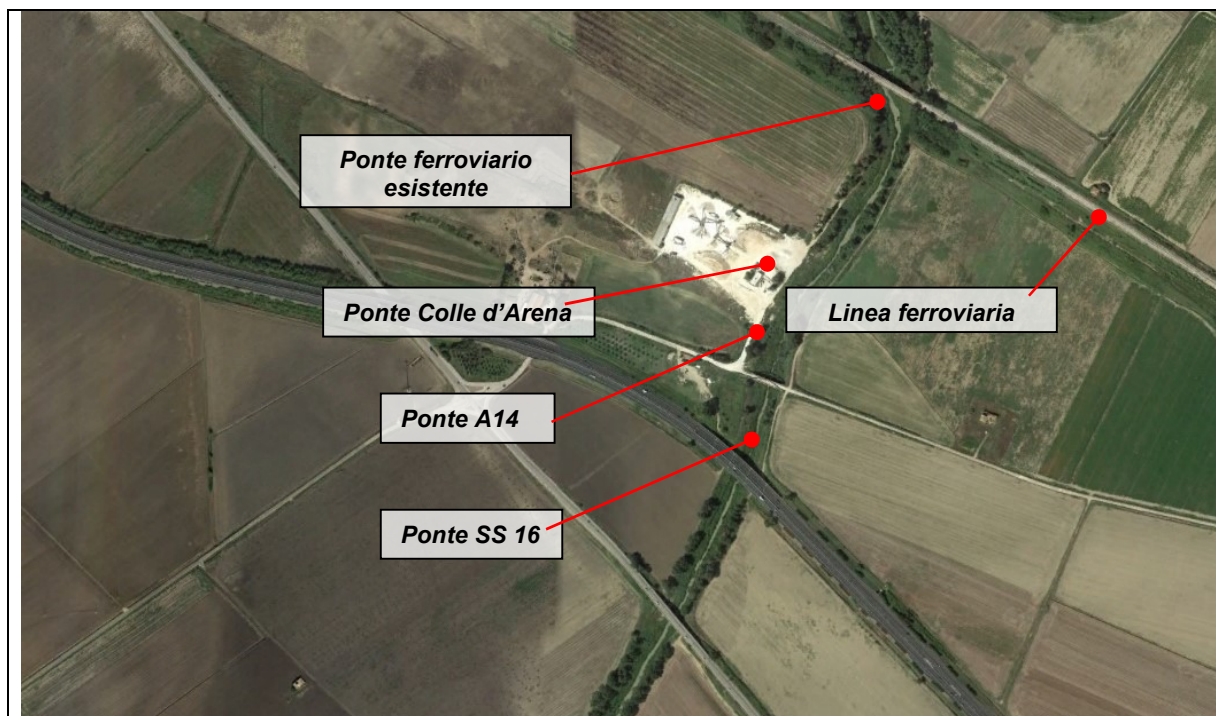


Figura 5-1 – Attraversamenti del Fiume Fortore

L'inserimento di strutture nuove, quali ad esempio gli argini realizzati dalla Regione Puglia, ci si è avvalsi di funzionalità del software che permettono la modifica locale della altimetria della mesh di calcolo, sulla base di poligoni i cui vertici hanno quota assegnata o interpolata fra quelli noti.

La figura seguente mostra una rappresentazione 3D della mesh di calcolo, basata sul DTM utilizzato. In rosso si nota il volume di ingombro delle nuove arginature.



Figura 5-2 – Vista 3D del DTM di base e dell'inserimento delle arginature.

La mesh di calcolo, rappresentata in Figura 5-3, è costituita da circa 700,000 elementi, confermando o migliorando il livello di definizione proposto nel modello sviluppato nell'ambito del Progetto Definitivo. Le dimensioni delle celle di calcolo sono fissate fra un valore minimo di 100 m² ed uno massimo di 150 m². È stato effettuato un ulteriore infittimento della mesh in zone giudicate strategiche per la modellazione.

Si tratta della zona compresa fra le nuove arginature, di una porzione del tratto di Fortore posto a valle del viadotto ferroviario e della striscia occupata dai fornicci di trasparenza e dal viadotto Ripalta.

In tali zone la dimensione degli elementi è compresa fra 35 m² e 50 m² (Figura 5-3).

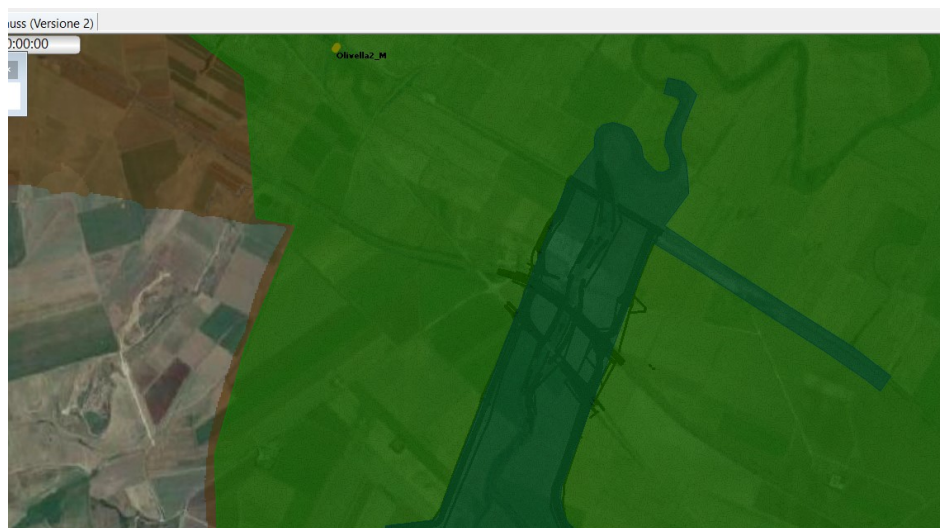


Figura 5-3 – Sovrapposizione della mesh di calcolo di base (verde chiaro) e di quella raffittita (verde scuro)

Per quanto riguarda le condizioni al contorno di valle, si sono mantenute le scelte modellistiche effettuate nel progetto definitivo, giudicate ragionevoli oltre che cautelative. Pertanto, lungo la linea di costa è stato imposto un livello di marea costante, pari a 1 m s.l.m.. Il confine Nord-Orientale della zona di calcolo ha invece una condizione di tipo “dry”, ovvero il flusso che raggiunge la linea di confine esce definitivamente dal dominio di calcolo, non è ammesso il flusso in verso opposto. Tutte le rimanenti parti della frontiera del dominio di calcolo sono rappresentate con una condizione al contorno di tipo “wall”, cioè la condizione di impermeabilità. Come già detto, tali bordi non vengono mai raggiunti dagli allagamenti del Fortore, se non in misura del tutto trascurabile.

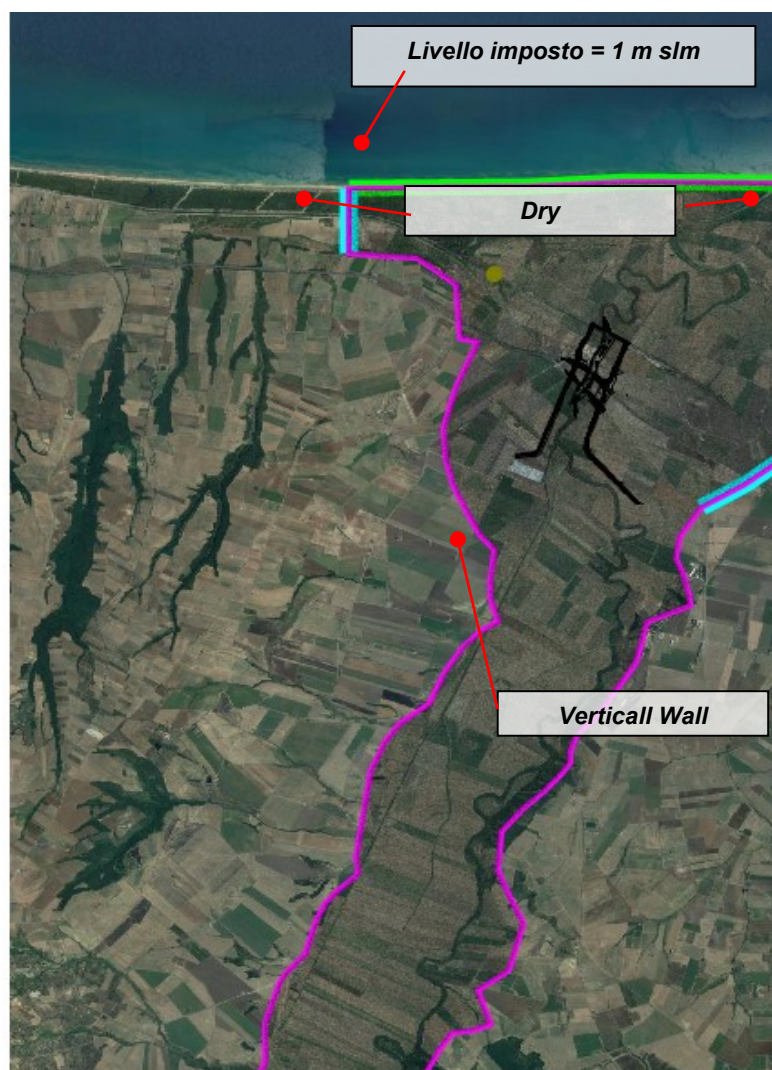


Figura 5-4 – Rappresentazione grafica delle condizioni al contorno applicate nel modello

5.3 Scenari modellati

L'analisi condotta nell'ambito del Progetto Definitivo prevedeva 2 diversi scenari, entrambi declinati nelle rispettive fasi ante operam e post operam.

La differenza fra i due scenari consisteva nel considerare o meno le nuove arginature e gli interventi di sistemazione fluviale progettati dalla Regione Puglia. Essendo tali opere in larga parte giunte a compimento al momento della stesura del presente elaborato, non avrebbe significato modellare una realtà che non include tali opere.

Lo scenario di modellazione diviene pertanto unico, venendo ovviamente proposto nelle fasi ante e post operam, i cui dettagli vengono di seguito descritti.

Scenario Ante operam

Rappresenta lo stato attuale dei luoghi e delle opere ferroviarie e idrauliche, non sono presenti interventi sulla linea ferroviaria esistente. Vengono inseriti all'interno del modello numerico le opere di sistemazione del Fiume Fortore progettate dalla Regione Puglia ed in larga parte ad oggi già realizzate. Tali interventi consistono in:

1. Realizzazione di due tratti arginali, Figura 5-5, in destra e sinistra idraulica;
2. Risagomatura dell'alveo di magra del fiume del progetto definitivo sopra citato, Figura 5-5;
3. Demolizione del ponte stradale Colle d'Arena.

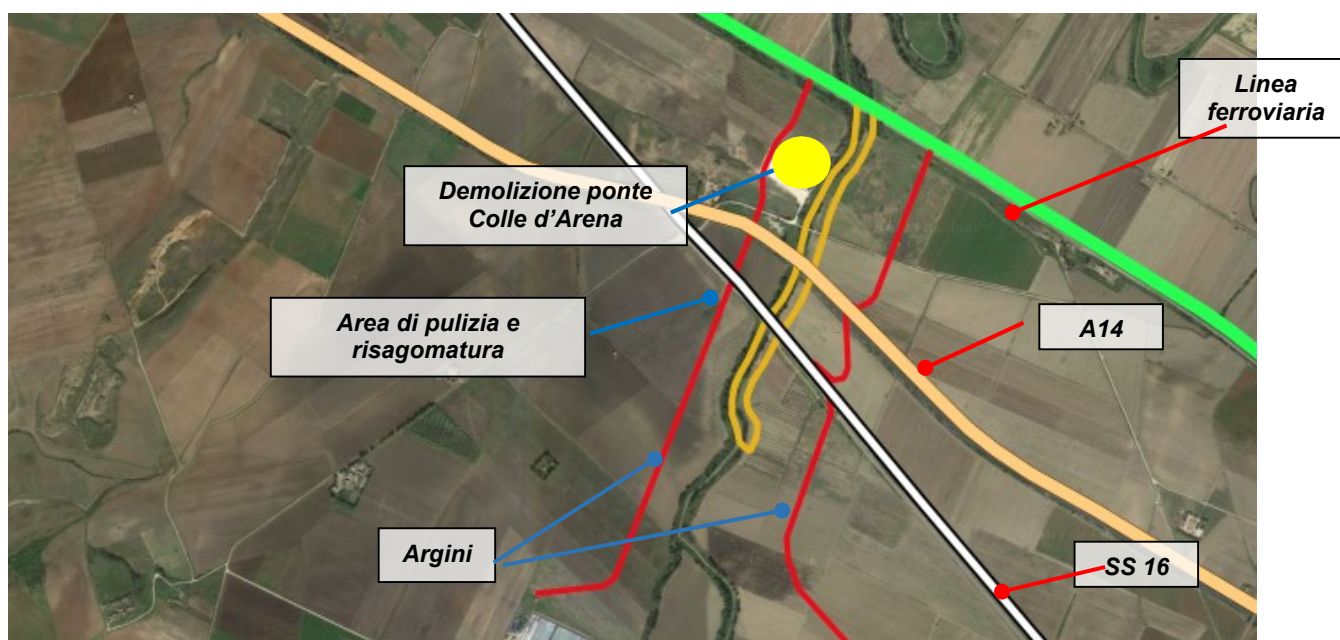


Figura 5-5 – Configurazione Ante operam.

Scenario Post operam

Rispetto alla configurazione ante operam¹ (stato attuale dei luoghi), sono stati inseriti gli interventi previsti nel presente progetto esecutivo della linea ferroviaria – lotto 01:

1. Raddoppio della linea ferroviaria, che comprende tratti in rilevato e tratti in trincea (Figura 5-6);
2. Realizzazione del viadotto Ripalta, lunghezza pari a 1175 m, tra la prog. 2+563.8 e la prog. 3+738.8 (Figura 5-6);
3. Demolizione del rilevato ferroviario esistente nel tratto in affiancamento al viadotto Ripalta, Figura 5-6;
4. Realizzazione di 8 tombini di trasparenza di dimensioni 3.0x2.0m, da realizzarsi tra la pk 0+303.6 e pk 0+411.60 (Figura 5-7);
5. Realizzazione di n. 6 fornici di trasparenza in sinistra forete, di dimensioni 6 x 3.30 m, tra la pk 1+755.47 e la pk 1+830.20,
6. Realizzazione di n. 4 fornici di trasparenza in destra forete, di dimensioni 6 x 3.80 m, tra la pk 2+247.12 e la pk 2+092.14,
7. Realizzazione di n° 2 tombini scatolari di trasparenza 4.00x4.10, realizzati a spinta; tra la pk 2+107.12 e la pk 2+122.12,
8. Realizzazione di n° 2 tombini scatolari di trasparenza 4.00x4.00, realizzati a spinta; tra la pk 2+137.12 e la pk 2+152.12,
9. Realizzazione di n° 2 tombini scatolari di trasparenza 4.00x3.75, realizzati a spinta; tra la pk 2+167.16 e la pk 2+182.38,
10. livellamento del terreno in sinistra idraulica, a ridosso dell'imbocco di monte dei fornici, fino alla quota di 8.00 m s.l.m. al fine di garantire la continuità idraulica dell'intervento (Figura 10);
11. Spianamento del terreno in destra idraulica, a ridosso dell'imbocco di monte dei fornici, fino alla quota di 7.00 m s.l.m. (Figura 10) al fine di garantire la continuità idraulica dell'intervento;
12. Adeguamento attraversamento idraulico Olivella 2; (Figura 5-7).

Per una descrizione completa degli interventi si rimanda agli elaborati grafici di dettaglio dedicati.

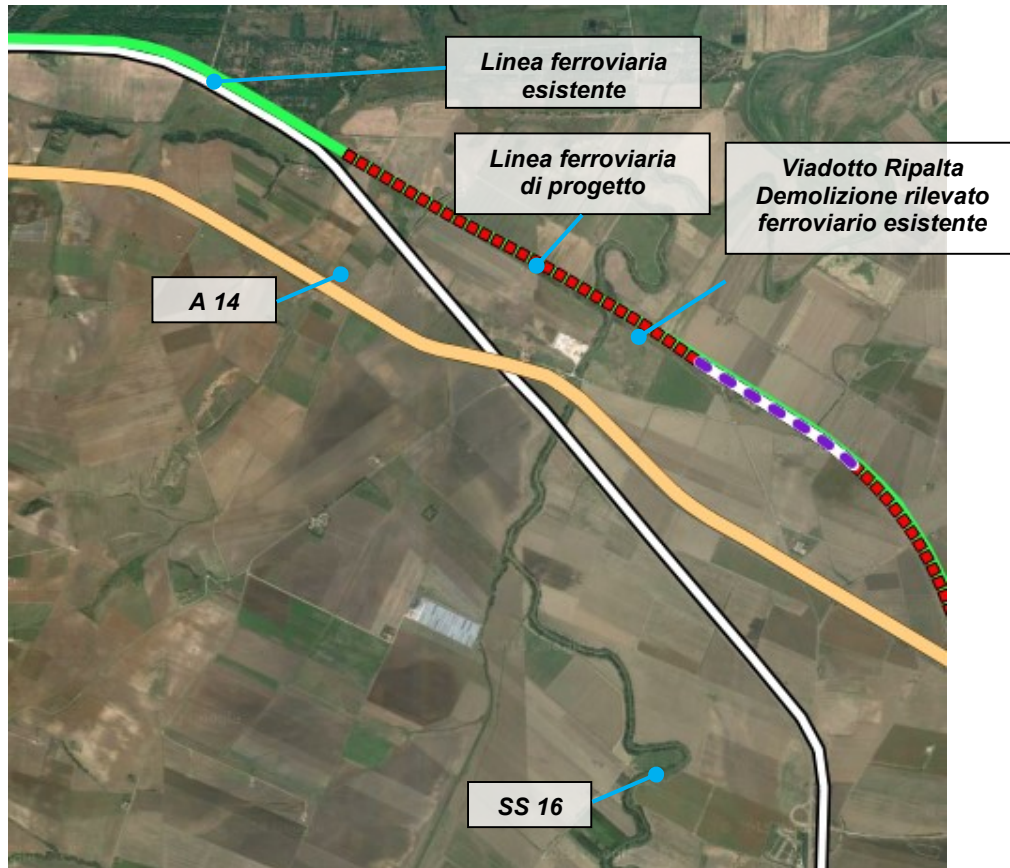


Figura 5-6 – Nuova linea ferroviaria, lotto 01, Ripalta Lesina.

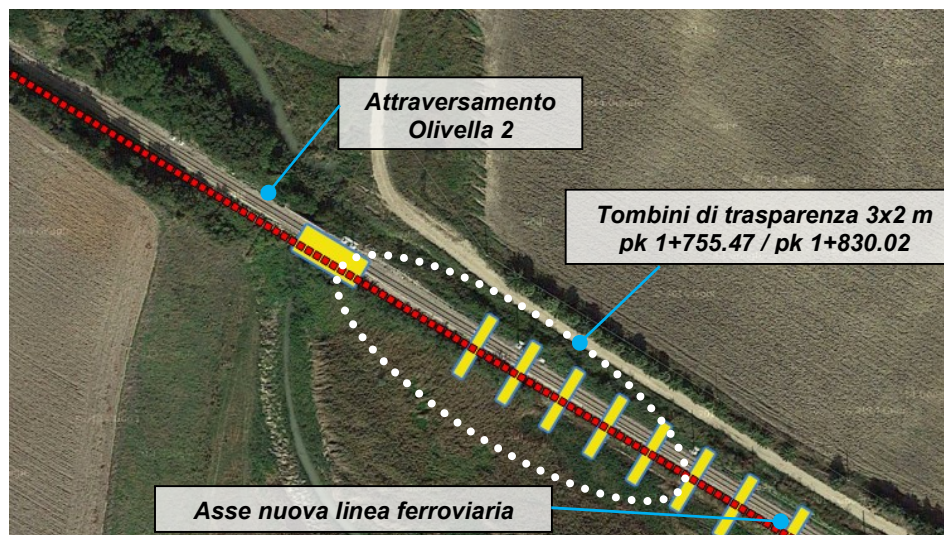


Figura 5-7 – Elementi di trasparenza in sinistra Fortore, zona Olivella 2.

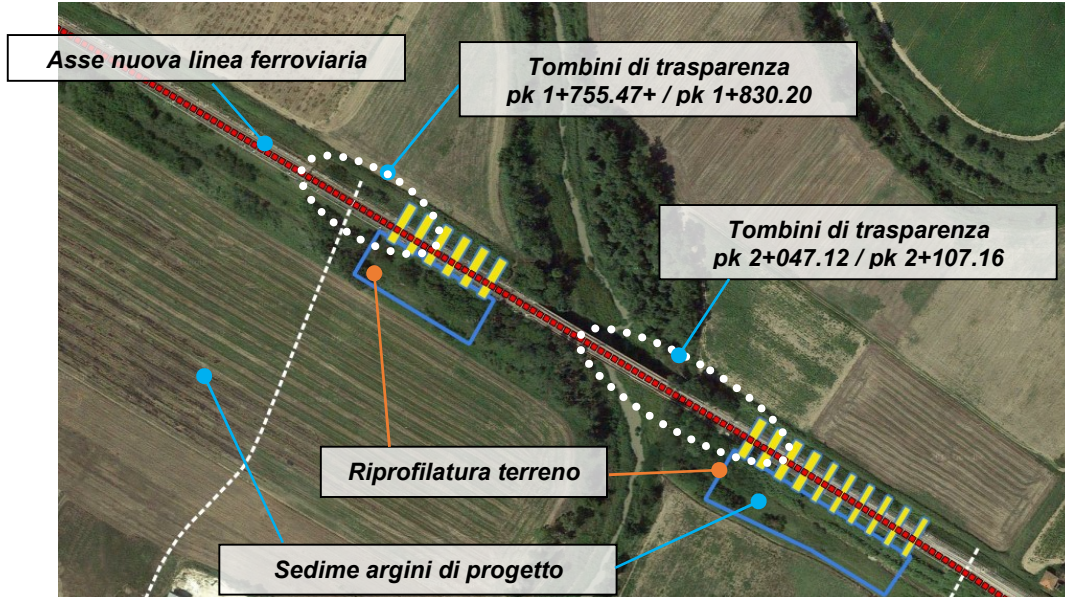


Figura 5-8 – Elementi di trasparenza, zona Fortore.

5.4 Definizione delle scabrezze modello

Per la definizione delle scabrezze dell'area in esame sono stati utilizzati i valori suggeriti all'interno delle NTA del PAI Fortore, riportati nella tabella che segue:

Descrizione del corso d'acqua	$K_s [m^{1/3}s^{-1}]$
Alvei naturali con forte presenza di vegetazione arbustiva e arborea, fondo mobile con materiale di grossa pezzatura, alvei in roccia con sporgenze e grossi massi	20-25
Alvei naturali tortuosi con presenza di vegetazione arbustiva e arborea, fondo mobile con sedimenti di media pezzatura	25-30
Alvei naturali rettilinei con scarsa presenza di vegetazione arbustiva e arborea, fondo mobile con sedimenti di piccola pezzatura	30-35
Alvei artificiali inerbiti in assenza di vegetazione arbustiva e arborea	35-40

Tabella 1 - Valori di scabrezza secondo le NA del PAI Fortore.

Per l'alveo di magra non sistemato sono stati assegnati due valori, $k_s=25 m^{1/3}/s$ (scabrezza secondo Gauckler-Strickler) e $k_s=35 m^{1/3}/s$ per quei tratti di Fortore ripuliti dalla vegetazione ripariale (Figura 5-5). Per le golene invece i coefficienti utilizzati sono $k_s=30 m^{1/3}/s$. Dall'analisi delle ortofoto le aree esterne agli alvei sono apparse scarsamente vegetate, presentando un andamento pianeggiante e regolare, diversamente dal sedime del corso d'acqua, dov' è presente allo stato attuale una ricca vegetazione di piccolo e medio fusto, nonché un andamento dell'alveo non rettilineo.

6 RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE

I risultati delle simulazioni numeriche sono riportati negli elaborati grafici allegati come planimetrie delle aree di esondazione. In tali elaborati sono rappresentati i livelli e le velocità ricavati dalle simulazioni numeriche per onde di piena caratterizzate da tempi di ritorno di 30, 100, 200, 300 e 500 anni. In tali elaborati grafici sono esposti i risultati ottenuti adottando le due configurazioni geometriche descritte precedentemente, Ante Operam e Post Operam.

Le diverse normative – regolamenti, richiedono di eseguire le verifiche delle opere per i tempi di ritorno 200 o 300 anni, in particolare:

Normativa	TR richiesto per le verifiche
<i>NTC 2008</i>	<i>≥ 200 anni</i>
<i>NA – PAI Fortore</i>	<i>200 anni</i>
<i>Manuale di progettazione ferroviaria</i>	<i>300 anni (*)</i>

Tabella 2 – Tempi di ritorno richiesti per le verifiche idrauliche.

() Il tempo di ritorno TR 300 anni, per corsi d'acqua i cui bacini idrografici superano i 10 kmq di estensione, come nel caso del Fiume Fortore.*

6.1 Simulazioni Ante Operam

Nella *Figura 6-1* sono riportati i massimi livelli idrici e l'estensione delle aree allagate ottenute per la configurazione ante operam, per la piena con tempo di ritorno 200 anni. I flussi generati dal F. Fortore tendono ad espandersi occupando vaste aree in prossimità della foce del corso d'acqua. La figura seguente evidenzia le tracimazioni dei rilevati stradali e ferroviari, sia in destra che in sinistra Fortore. Inoltre, i risultati mostrano che le arginature vengono sia aggirate che tracimate, in particolare nei tratti a monte del rilevato dell'autostrada A14.

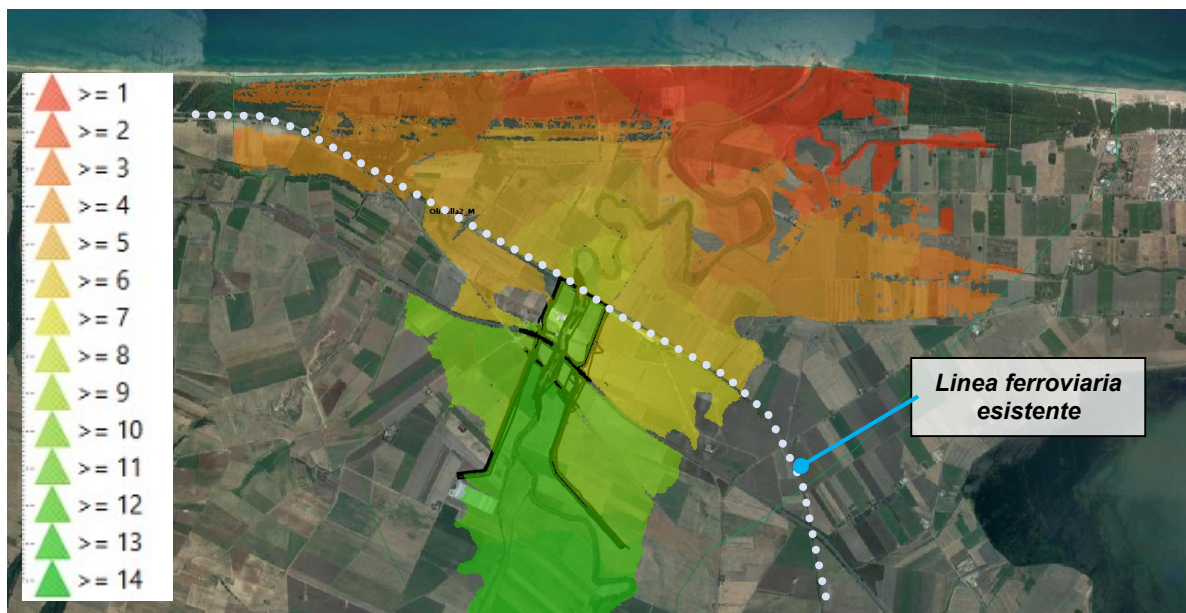


Figura 6-1 – Massima estensione dell'allagamento e massimi livelli idrici (m s.l.m.) – Ante operam – TR200



Figura 6-2 – Dettaglio delle tracimazioni sulle infrastrutture stradali e ferroviarie – Ante operam – TR200

Nella figura seguente si rappresentano invece le massime velocità ottenute per la piena TR 200 anni nello scenario ante operam, in corrispondenza degli attraversamenti del Fiume Fortore. Come si osserva, la particolare collocazione planimetrica delle arginature ha l'effetto di concentrare i flussi un'area più centrale del corso d'acqua, riducendo l'apporto verso le golene.

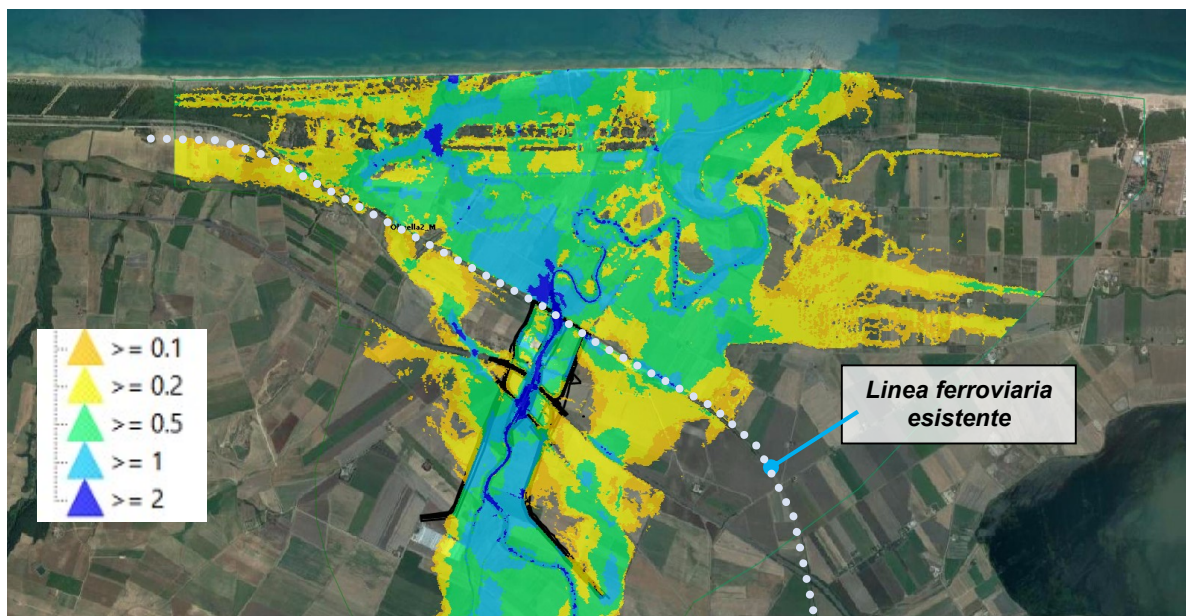


Figura 6-3 – Velocità massime (m/s) registrate dal modello – Ante operam – TR200

In generale, tali evidenze appaiono, in termini qualitativi, non solo per l'evento TR 200 anni, ma anche per gli altri tempi di ritorno analizzati. Per un'esposizione dettagliata dei risultati si faccia riferimento alle planimetrie prodotte, dove sono esposti gli involucri dei massimi livelli idrici e le massime velocità ottenute per i diversi eventi di piena analizzati.

6.1 Considerazione di dettaglio sui risultati delle simulazioni ante operam

Le simulazioni idrauliche hanno evidenziato alcuni punti di criticità per la linea ferroviaria, di seguito elencate:

- In sinistra idraulica, tra le progressive 0+250 e 0+850 circa, i livelli idrici interessano il piano del ferro della linea ferrovia esistente. La tracimazione non è manifesta, restando i valori prossimi a quelli del piano ferro. Tuttavia le massime velocità in questo settore di linea sono dell'ordine di 1 m/s e sono quindi tali da potenzialmente compromettere la stabilità del rilevato ferroviario. Il tratto considerato comprende anche l'attraversamento Olivella 2, manufatto che presenta anch'esso sofferenze.

Per superare questa criticità, viene proposta come soluzione progettuale la realizzazione di 8 tombini di trasparenza di dimensioni 3.0 x 2.0 m, da realizzarsi tra la pk 0+303.6 e pk 0+411.60, con quota di scorrimento 3.00 m s.l.m.. E' da precisare che per l'attraversamento Olivella 2 sono previste opere di

sistemazione idraulica.

- Le nuove arginature incrementano di portata attraverso il ponte esistente sul Fiume Fortore. L'incremento di portata comporta un incremento dei livelli idrici massimi, tuttavia grazie alla risagomatura dell'alveo di magra ed alla regolarizzazione di bancate esterne, il franco idraulico in corrispondenza del ponte resta ampio (circa 2.0 m rispetto al livello massimo raggiunto pari a 8.6 m s.l.m.). Si tratta tuttavia di un franco che consegue all'elevato volume idrico che ha tracimato o raggirato i nuovi argini. Conseguentemente, in condizioni di non tracimazione, è lecito attendersi una portata superiore attraverso il ponte ferroviario. Per questo motivo, il progetto ha previsto di aumentare la trasparenza idraulica del rilevato ferroviario nel tratto compreso tra le arginature. L'incremento di area utile al deflusso sarà realizzato grazie all'inserimento di fornici di trasparenza. Le aperture previste sono: 6 fornici di trasparenza in sinistra Fortore, di dimensioni minime 6 x 3 m, tra la pk 1+755.47 e la pk 1+830.20, con quota di scorrimento 8.00 m s.l.m.; 4 fornici di trasparenza in destra Fortore, di dimensioni 6 x 3 m, tra la pk 2+247.12 e la pk 2+092.14, con quota di scorrimento 7.30 m s.l.m.; 6 fornici di trasparenza in destra Fortore, di dimensioni 4 x 3 m, tra la pk 2+107.16 e la pk 2+382.38, con quota di scorrimento 7.00 m s.l.m.. Per favorire l'immissione di portata nei fornici verranno realizzati due livellamenti del terreno al fine di garantire la continuità idraulica tra monte e valle del rilevato ferroviario: in sinistra idraulica, a ridosso dell'imbocco di monte dei fornici, fino alla quota di 8.00 m s.l.m. e in destra idraulica, a ridosso dell'imbocco di monte dei fornici, fino alla quota di 7.00 m s.l.m.
- All'altezza della stazione di Ripalta tra le chilometriche 2+650 e 3+400: per ogni tempo di ritorno analizzato, le simulazioni mostrano che i livelli idrici interessano il piano del ferro della linea ferroviaria esistente tra le chilometriche 2+650 e 3+400.

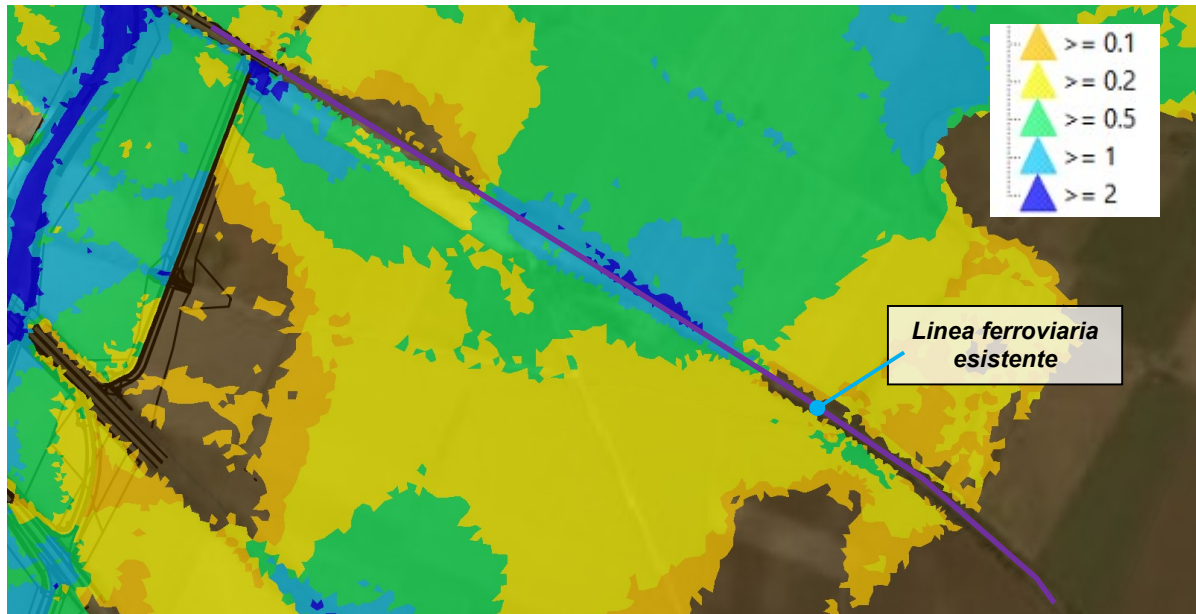


Figura 6-4 – Velocità massime in destra Fortore e tracimazioni in prossimità della stazione di Ripalta – Ante operam – TR300

La soluzione progettuale ha previsto l'attraversamento di tale area attraverso un viadotto in tale tratto di linea la realizzazione di un viadotto nel tratto compreso tra la pk 2+563.80 e 3+738.80. L'attraversamento in progetto poserà su 46 pile, con interasse di 25 m. Il nuovo piano del ferro varierà tra 13.30 e 14.40 m ssm,. Per massimizzare la trasparenza del tratto è prevista la demolizione del rilevato ferroviario esistente nel segmento adiacente al viadotto Ripalta.

6.2 Simulazioni Post Operam

Nella Figura 6-5 sono riportati gli involuipi degli allagamenti, assieme ai massimi livelli idrici che si ottengono per la simulazione post operam, per la piena con tempo di ritorno 200 anni.

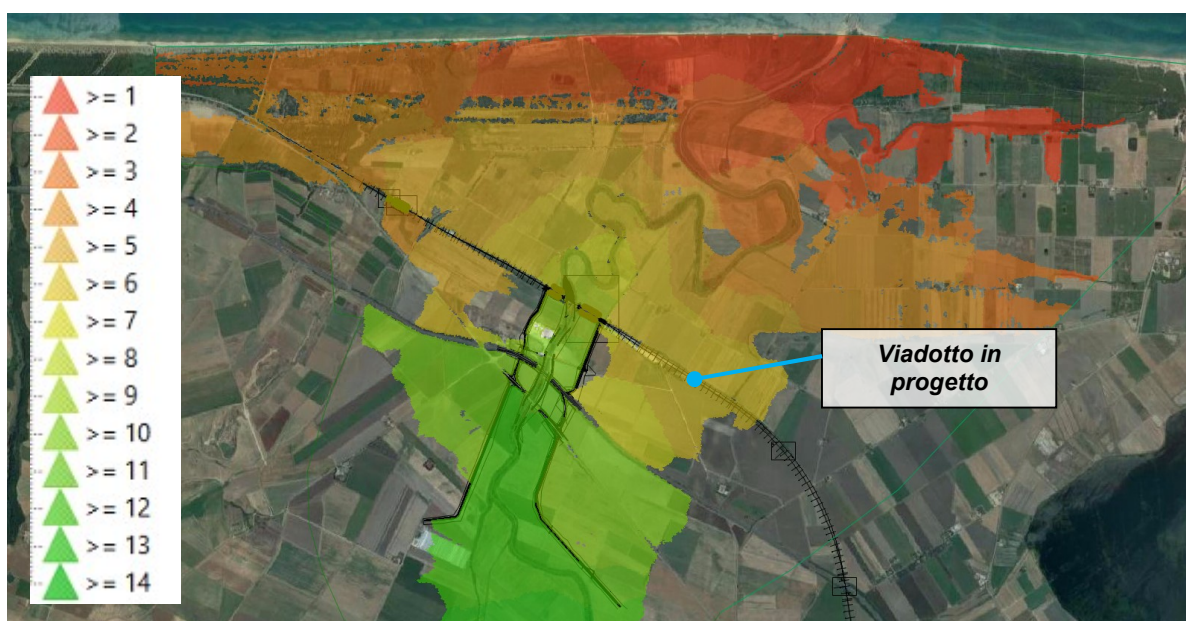


Figura 6-5 – Massima estensione dell'allagamento e massimi livelli idrici (m s.l.m.) – Post operam – TR200

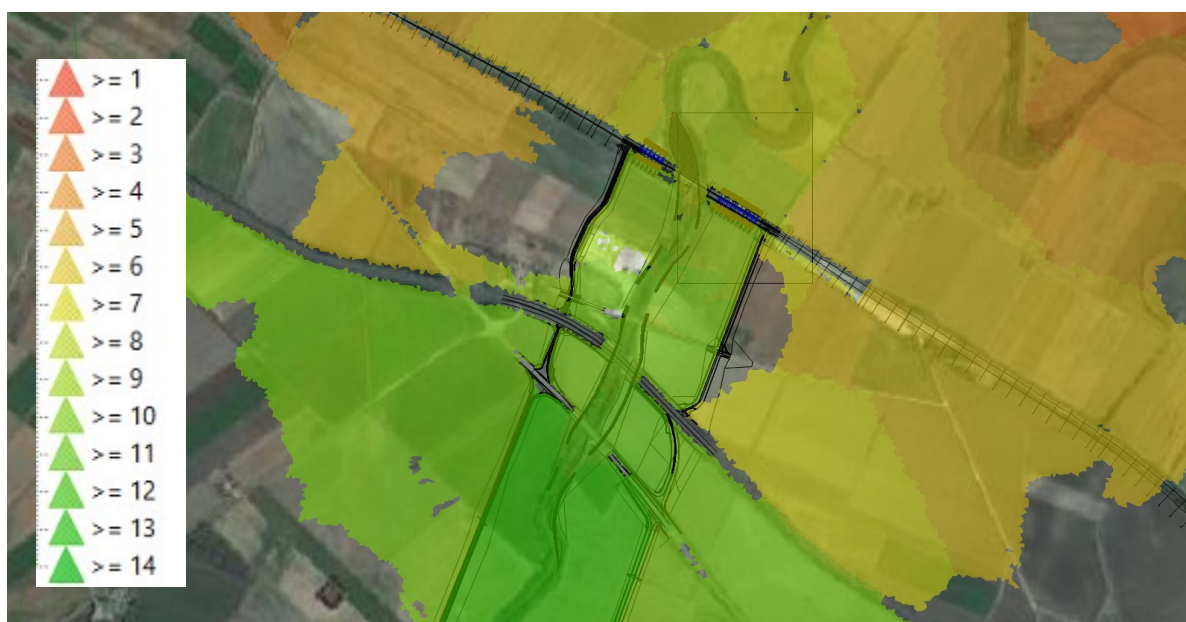


Figura 6-6 – Dettaglio delle tracimazioni sulle infrastrutture stradali e ferroviarie – Ante operam – TR200

Le principali differenze rispetto all'ante operam si notano in corrispondenza della linea ferroviaria di progetto. In sinistra idraulica, tra le progressive 0+250 e 0+850 circa, grazie all'inserimento degli 8 fornici di trasparenza congiuntamente all' ampliamento dell'attraversamento Olivella 2, non si verifica la tracimazione del rilevato ferroviario, per ogni tempo di ritorno analizzato. Le portate defluiscono attraverso le aperture non interferendo negativamente con il rilevato ferroviario di progetto, i livelli idrici massimi a monte dei fornici di trasparenza non superano la quota di 5.60 m s.l.m., per la simulazione TR 300 anni (il piano del ferro varia in questo tratto tra 6.30 e 6.70 m s.l.m.). Le massime velocità in questo settore di linea sono dell'ordine di 1 m/s .

Gli effetti dell'inserimento dei fornici di trasparenza di progetto in prossimità del ponte esistente sul fiume Fortore risultano evidenti. Per la piena TR 300 anni, in corrispondenza del ponte ferroviario, i livelli sono prossimi a 8.90 m s.l.m., mentre l'intradosso del ponte esistente è di circa 10.60 m s.l.m. (franco di 1.70 m) a testimonianza dell'effetto positivo dei fornici previsti in progetto.

Le simulazioni numeriche del post operam mostrano per la piena TR 300 anni, in corrispondenza del ponte ferroviario sul Fortore esistente, velocità massime superiori a 2 m/s.

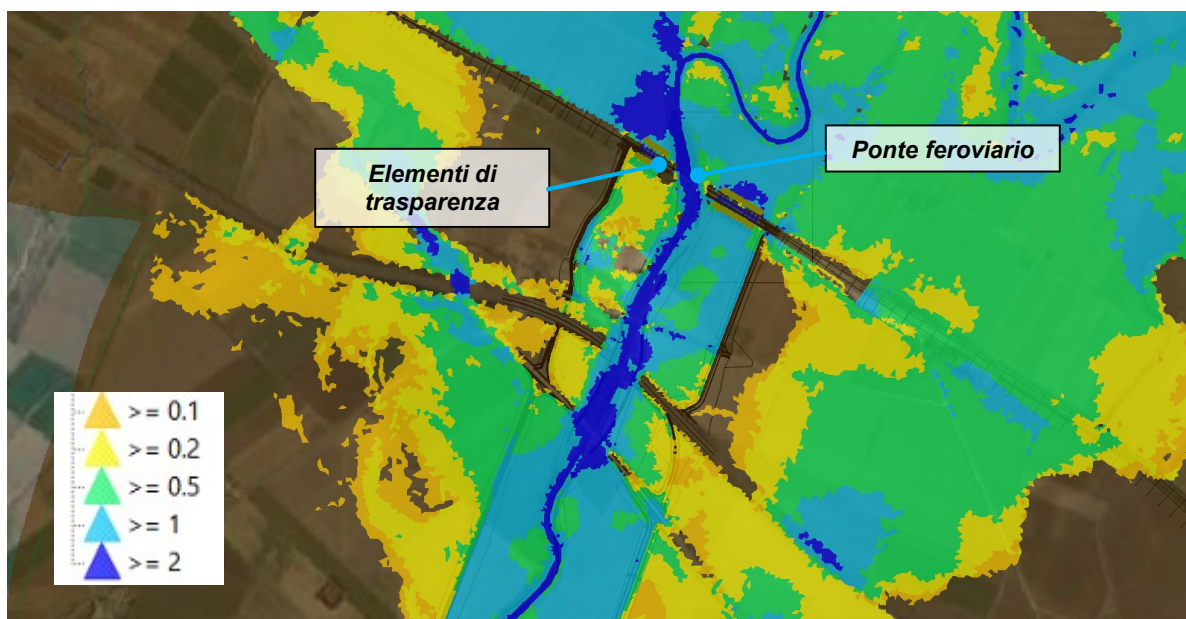


Figura 6-7 – Velocità massime, ponte ferroviario sul Fortore – Post operam – TR300

La realizzazione del viadotto Ripalta di progetto permette ai flussi di attraversare la linea ferroviaria in condizioni di sicurezza. Per la piena TR 300 anni, nello scenario post operam, i livelli idrici massimi variano tra 6.35 e 6.80 m s.l.m. La quota dell'intradosso minima del viadotto di progetto è pari a 10.07 m s.l.m., a cui consegue un congruo franco di sicurezza.

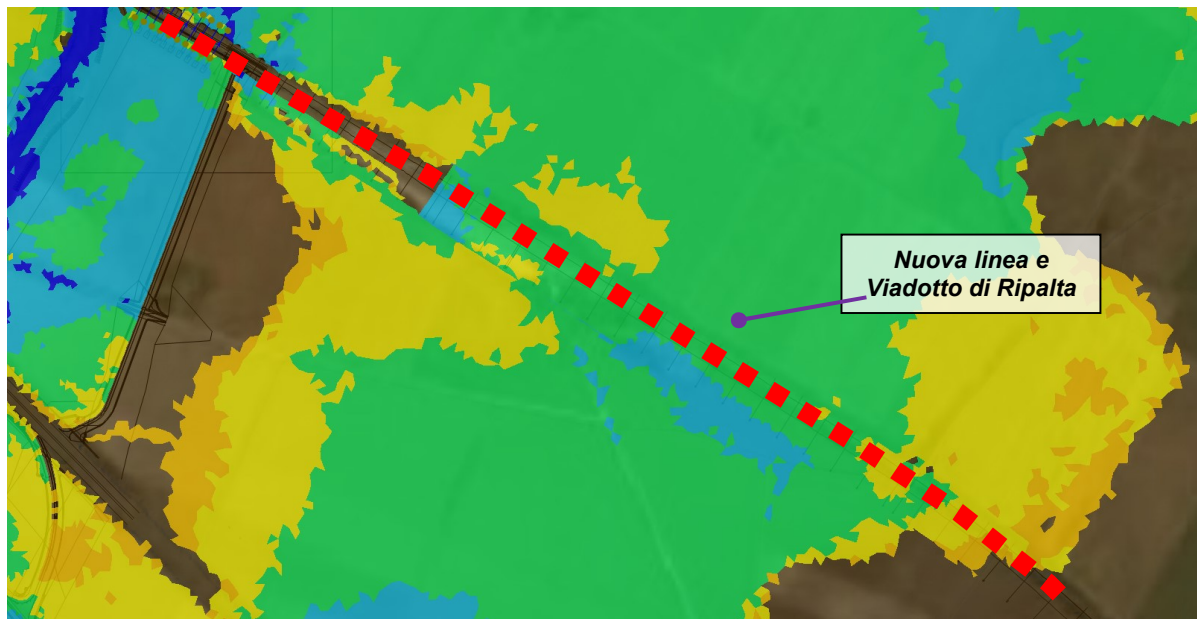


Figura 6-8 – Velocità massime (m/s), viadotto Ripalta – Post operam – TR300

7 VERIFICA DELLE OPERE DI PROGETTO

7.1 Fornici in destra Olivella

Tra la pk 0+303.6 e pk 0+411.6 è prevista la realizzazione di 8 tombini di trasparenza di dimensioni 3 x 2 m, con quota di scorrimento 3.00 m s.m. (Figura 7-1). Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati ottenuti per le simulazioni TR 200 e 300 anni per la configurazione progettuale post operam.



Figura 7-1 – Manufatti di trasparenza in sinistra Fortore

SIMULAZIONI TR 200 anni

Fornice	L (mm)	H (mm)	Quota scorr (m s.l.m.)	Quota intrad (m s.l.m.)	Max livello idrico monte (m s.l.m.)	Max livello idrico valle (m s.l.m.)	Max Portata (m3/s)	Max grado riemp
OL001M	3000	2000	3.00	5.00	4.93	4.94	12.31	0.97
OL002M	3000	2000	3.00	5.00	4.73	4.67	17.43	0.86
OL003M	3000	2000	3.00	5.00	4.89	4.89	13.63	0.95
OL004M	3000	2000	3.00	5.00	4.89	4.89	13.53	0.95
OL005M	3000	2000	3.00	5.00	4.91	4.92	12.49	0.96
OL006M	3000	2000	3.00	5.00	4.97	4.99	10.45	1.00
OL007M	3000	2000	3.00	5.00	4.96	4.98	10.87	1.00
OL008M	3000	2000	3.00	5.00	4.94	4.96	11.05	1.00

Tabella 3 – Risultati per TR 200 anni – post operam

SIMULAZIONI TR 300 anni

Fornice	L (mm)	H (mm)	Quota scorr (m s.l.m.)	Quota intrad (m s.l.m.)	Max livello idrico monte (m s.l.m.)	Max livello idrico valle (m s.l.m.)	Max Portata (m3/s)	Max grado riemp
OL001M	3000	2000	3.00	5.00	5.15	5.06	14.04	1.00
OL002M	3000	2000	3.00	5.00	4.96	4.81	18.95	0.98
OL003M	3000	2000	3.00	5.00	5.10	5.01	15.29	1.00
OL004M	3000	2000	3.00	5.00	5.11	5.02	15.15	1.00
OL005M	3000	2000	3.00	5.00	5.12	5.04	14.14	1.00
OL006M	3000	2000	3.00	5.00	5.17	5.11	12.23	1.00
OL007M	3000	2000	3.00	5.00	5.16	5.09	12.59	1.00
OL008M	3000	2000	3.00	5.00	5.14	5.08	12.60	1.00

Tabella 4 – Risultati per TR 300 anni – post operam

Dai risultati riportati nelle tabelle si deduce come, per i tempi di ritorno analizzati, i tombini preventivati garantiscano la trasparenza del rilevato ferroviario.

La linea ferroviaria non appare più tracimata, essendo i livelli idrici, sia a monte che a valle del rilevato ferroviario inferiori alla quota del piano del ferro (in quel tratto variabile a 6.30 e 6.70 m s.l.m.). Come intuibile, il funzionamento dei manufatti avviene in pressione.

7.2 Fornici di trasparenza in adiacenza al ponte ferroviario esistente

Nelle tabelle riportate a seguire, sono esposti i risultati dedotti dalle simulazioni degli eventi con TR200 e TR300, per i due scenari considerati.

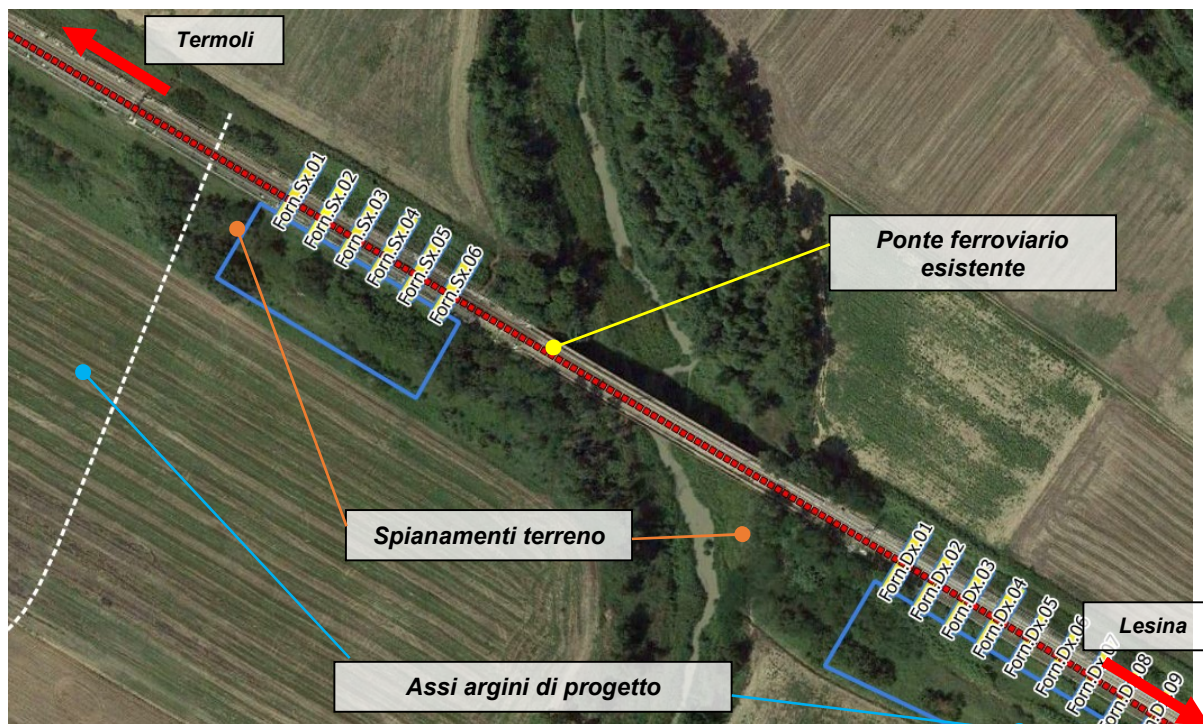


Figura 7-2 – Elementi di trasparenza attorno al Fortore.

SIMULAZIONI TR 200 anni

Fornice	L (mm)	H (mm)	Quota scorr (m s.l.m.)	Quota intrad (m s.l.m.)	Max livello idrico monte (m s.l.m.)	Max livello idrico valle (m s.l.m.)	Max Portata (m3/s)	Max grado riemp
Fsx001M	6000	3300	8.00	11.30	9.42	9.46	10.29	0.44
Fsx002M	6000	3300	8.00	11.30	9.42	9.45	12.02	0.44
Fsx003M	6000	3300	8.00	11.30	9.41	9.44	12.96	0.44
Fsx004M	6000	3300	8.00	11.30	9.42	9.45	11.88	0.44
Fsx005M	6000	3300	8.00	11.30	9.35	9.37	15.07	0.41
Fsx006M	6000	3300	8.00	11.30	9.33	9.34	15.34	0.41
Ponte ferr esistente			1.40		8.60	8.55		
Fdx001M	6000	3800	7.30	11.10	9.53	9.50	42.48	0.59
Fdx002M	6000	3800	7.30	11.10	9.62	9.61	39.69	0.61
Fdx003M	6000	3800	7.30	11.10	9.68	9.66	42.30	0.63
Fdx004M	6000	3800	7.30	11.10	9.60	9.59	40.33	0.61
Fdx005M	4000	4100	7.00	11.10	9.36	9.29	32.40	0.58
Fdx006M	4000	4100	7.00	11.10	9.39	9.30	34.39	0.58
Fdx007M	4000	4000	7.00	11.00	9.37	9.31	32.20	0.59
Fdx008M	4000	4000	7.00	11.00	9.43	9.36	33.55	0.61
Fdx009M	4000	3750	7.00	10.75	9.44	9.38	31.73	0.65
Fdx010M	4000	3750	7.00	10.75	9.39	9.32	32.74	0.64

Tabella 5 – Risultati per TR 200 anni – post operam

SIMULAZIONI TR 300 anni

Fornice	L (mm)	H (mm)	Quota scorr (m s.l.m.)	Quota intrad (m s.l.m.)	Max livello idrico monte (m s.l.m.)	Max livello idrico valle (m s.l.m.)	Max Portata (m3/s)	Max grado riemp
Fsx001M	6000	3300	8.00	11.30	9.48	9.46	9.29	0.46
Fsx002M	6000	3300	8.00	11.30	9.48	9.46	10.99	0.46
Fsx003M	6000	3300	8.00	11.30	9.48	9.46	11.95	0.46
Fsx004M	6000	3300	8.00	11.30	9.48	9.46	10.89	0.46
Fsx005M	6000	3300	8.00	11.30	9.41	9.38	14.02	0.43
Fsx006M	6000	3300	8.00	11.30	9.39	9.35	14.30	0.42
Ponte ferr esistente			1.40		8.68	8.58		
Fdx001M	6000	3800	7.30	11.10	9.58	9.49	41.17	0.60
Fdx002M	6000	3800	7.30	11.10	9.67	9.60	38.48	0.62
Fdx003M	6000	3800	7.30	11.10	9.72	9.65	41.04	0.64
Fdx004M	6000	3800	7.30	11.10	9.65	9.58	39.11	0.62
Fdx005M	4000	4100	7.00	11.10	9.41	9.28	31.38	0.59
Fdx006M	4000	4100	7.00	11.10	9.44	9.30	33.31	0.59
Fdx007M	4000	4000	7.00	11.00	9.42	9.30	31.19	0.61
Fdx008M	4000	4000	7.00	11.00	9.48	9.35	32.55	0.62
Fdx009M	4000	3750	7.00	10.75	9.49	9.38	30.69	0.66
Fdx010M	4000	3750	7.00	10.75	9.44	9.31	31.71	0.65

Tabella 6 – Risultati per TR 300 anni – post operam

Sulla base dei risultati appena esposti, si evince come i fornici mantengano il funzionamento a pelo libero. A differenza di quanto evidenziato per i fornici posti ad Est del fosso Olivella, i gradi di riempimento sono sempre inferiori all'unità,

7.3 Viadotto Ripalta

Nel presente paragrafo verranno esposte le verifiche dei franchi minimi del viadotto Ripalta, secondo i regolamenti e le normative in vigore.

Le Norme Tecniche delle Costruzioni prevedono per gli intradossi dei ponti di nuova realizzazione un franco idraulico di almeno 1.5-2.0m, per una piena con tempo di ritorno superiore o uguale a 200 anni.

Il Manuale tecnico di progettazione ferroviario prevede un franco minimo di 1 m rispetto al livello idrico e di 0.5 m rispetto al livello energetico. Per bacini con estensione superiore a 10 km², come nel caso del Fortore, si adotta come piena di riferimento quella trecentennale.

Le Norme di Attuazione contenute all'interno del Progetto di Piano stralcio per l'assetto Idrogeologico del Bacino del Fiume Fortore richiedono che gli attraversamenti che interessano i corsi d'acqua debbano essere progettati tenendo conto della portata di piena

con tempo di ritorno di 200 anni. I franchi minimi sono riportati nella tabella seguente.

Stato del bacino sotteso	Tipo di opere	
	Argini e difese spondali	A
Sufficientemente sistemato	cm 50	
Poco sistemato ma non dissestato	cm 75	

Tabella 7 – Franchi richiesti dalle NA – PAI Fortore

All'interno delle NTA viene comunque richiesto che il franco non sia inferiore al carico cinetico della corrente; in altri termini, il franco minimo sul livello energetico deve essere superiore a zero.

Nella Tabella 8 sono riportati i valori dei livelli idrici e i franchi ottenuti per le simulazioni TR 200 e 300 anni, nella configurazione progettuale post operam. I franchi minimi si verificano in corrispondenza della trave di impalcato che collega la spalla sinistra A con la pila 01, l'intradosso di tale trave ha una quota assoluta di 10.07 m smm (Figura 7-3).

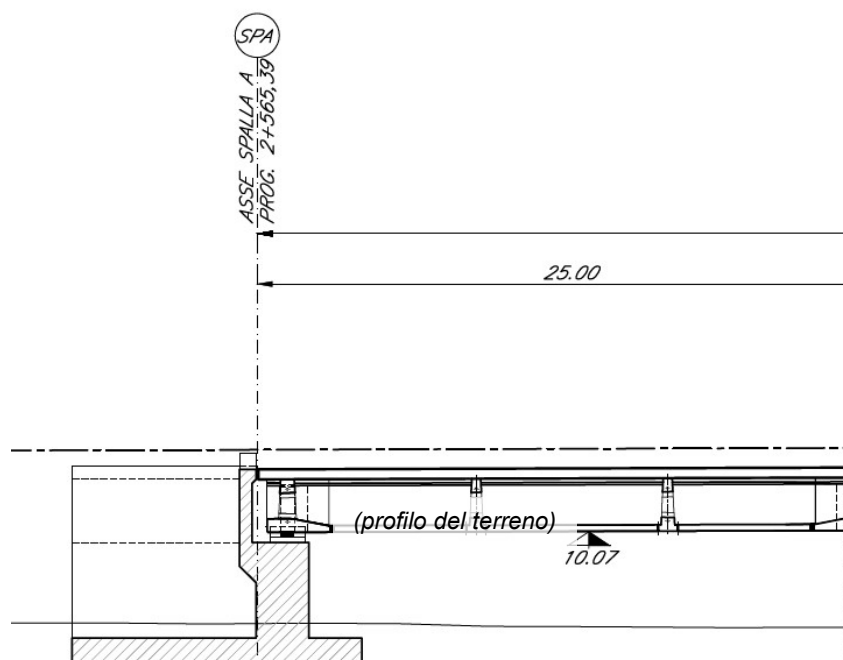


Figura 7-3 – Dettaglio del profilo del viadotto Ripalta

Le prescrizioni delle Norme tecniche delle costruzioni vengono rispettate per ogni tempo di ritorno e per ogni configurazione progettuale.

Per la piena TR 300 anni, il franco minimo rispetto al livello idrico è ampiamente superiore a 1 m, così come il franco sul carico totale, supera i 0.50 m minimi richiesti. Tale risultanza consente di verificare quanto richiesto dal regolamento Italferr.

I franchi ottenuti per la piena TR200 sono superiori ai minimi richiesti dalle NTA del PAI Fortore, anche ponendosi nella condizione più sfavorevole di “bacino dissestato”. Inoltre, i carichi cinetici sono sempre superiori ai franchi sui livelli idrici.

	Max livello idrico (m s.l.m.)	Franco su max livello idrico (m)
TR200	6.80	3.27
TR300	6.95	3.12

Tabella 8 – Livelli e franchi per il viadotto di progetto – TR 200 e 300 anni

7.4 Protezione dei rilevati

Parte del rilevato di progetto viene lambito, sia a monte che a valle della linea ferroviaria dagli allagamenti del Fiume Fortore, come riportato nelle planimetrie delle aree di esondazione allegate. Con il fine di proteggere l’infrastruttura in progetto dagli effetti negativi della corrente. Sono previste due tipologie di protezioni:

Protezione in materassi tipo “Reno”: Questo tipo di rivestimento del rilevato viene adottato laddove le velocità della corrente non sono particolarmente elevate. Il dettaglio della tipologico è riportato nella figura sottostante. I rivestimenti vengono estesi in altezza fino a una quota superiore di almeno 100 cm rispetto al massimo livello idrico raggiunto per la piena con TR 300 anni, come disposto Nel Manuale di Progettazione Ferroviaria di riferimento (RFI DTC SI PS MA IFS 001 B), al paragrafo 3.8.1.2.1.2 dove si asserisce “L’altezza delle opere di difesa deve essere superiore ad 1 metro rispetto al livello della massima piena determinato mediante apposito studio idraulico che prenda a riferimento un periodo di ritorno di 200 anni, per corsi d’acqua aventi bacino non superiore a 10 kmq, e di 300 anni, per corsi d’acqua avente bacino superiore a 10 kmq”

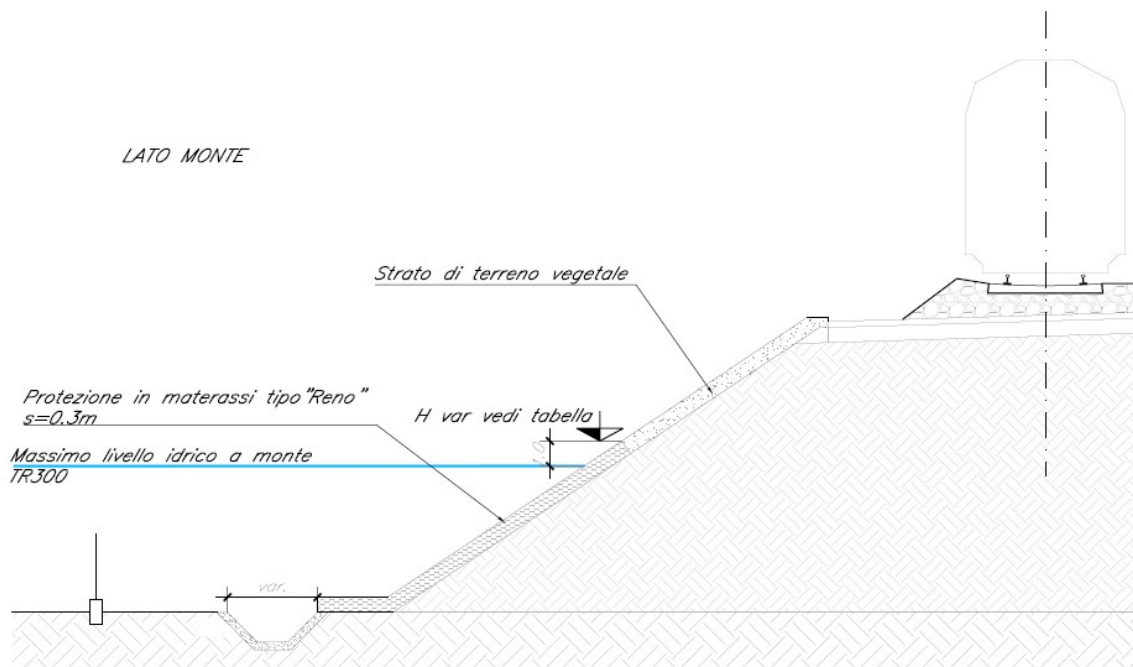


Figura 7-4 – Dettaglio della protezione del rilevato in materassi tipo “Reno”

Protezione in massi cementati: questo tipo di protezione verrà impiegata in quel tratto di rilevato ferroviario compreso tra le arginature di progetto (“Interventi prioritari finalizzati all’aumento delle condizioni di sicurezza idraulica del corso d’acqua lungo l’asta principale del Fiume Fortore sotteso alla diga di Occhito” – interventi oggetto di altro appalto). Questo tipo di protezione è da preferirsi rispetto alla precedente poiché garantisce una maggiore resistenza all’effetto erosivo della corrente. I risultati delle simulazioni mostrano poco a monte della linea ferroviaria, velocità dell’ordine dei 2 m/s. I rivestimenti vengono estesi in altezza fino a una quota superiore di almeno 100 cm rispetto al massimo livello idrico raggiunto per la piene TR 300 anni.

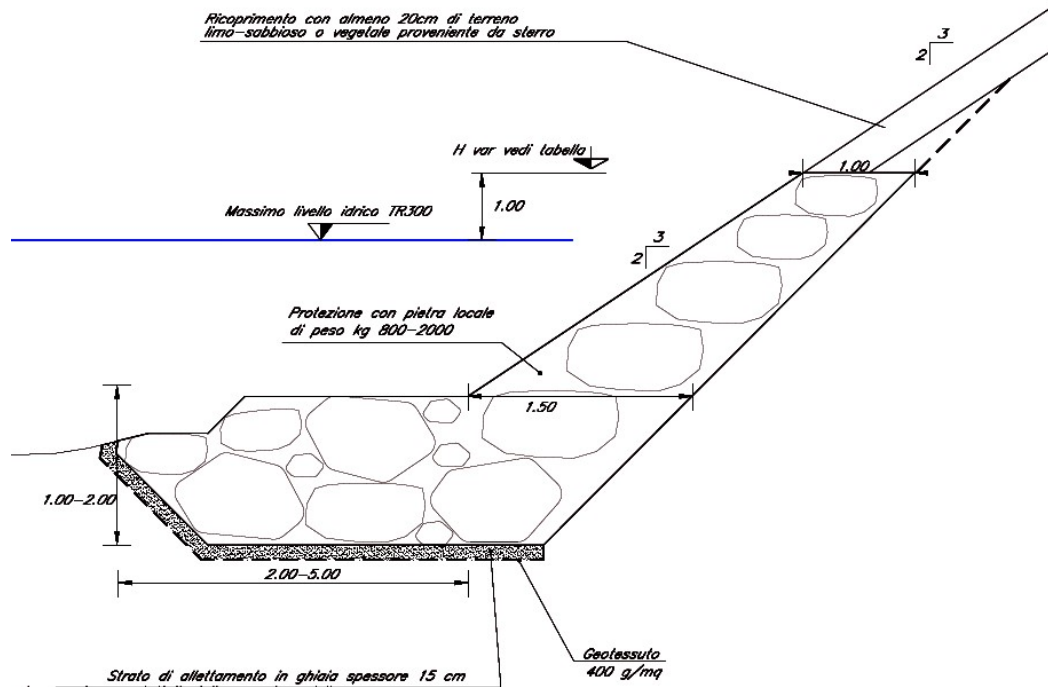


Figura 7-5 – Dettaglio della protezione del rilevato in massi cementati

Nell'elaborato grafico dedicato sono riportati i dettagli tipologici delle protezioni, la loro disposizione planimetrica nonché le quote di sommità dei rivestimenti.

7.5 Protezione delle pile

Per la valutazione dello scalzamento prodotto dalla corrente in prossimità delle pile di un viadotto, al fine di definire la quota d'imposta delle fondazioni, non esiste una teoria univoca che consenta di interpretare il fenomeno nella sua complessità. Di conseguenza, per ottenere delle stime le più verosimili possibili, usualmente sono utilizzate diverse metodologie di calcolo, mediando i singoli risultati ottenuti. E' da precisare che le formule generalmente utilizzate, nel caso di tiranti comparabili con la larghezza della pila, come nel caso in esame, forniscono risultati eccessivi, rispetto a quanto riscontrato nella realtà.

Una formulazione presente in letteratura, che tiene conto di tale fenomeno, è l'equazione HEC-18 riportata nella monografia *"Evaluating Scour at bridge - Fifth Edition"* edita dalla Federal Highway Administration. Essa è basata sull'equazione CSU ed è raccomandata sia in presenza che in assenza di trasporto solido. L'equazione calcola la massima profondità di scavo y_s per pile semplici in canali con fondo sabbioso nel modo seguente:

$$y_s = 2.0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \left(\frac{a}{y} \right)^{0.65} \cdot y \cdot Fr_1^{0.43}$$

dove

- K_1 fattore correttivo legato alla forma della pila
- K_2 fattore correttivo dipendente dall'angolo di attacco della corrente
- K_3 fattore correttivo legato alle condizioni del fondo
- a larghezza della pila della pila [m];
- y profondità della corrente subito a monte della pila [m];
- Fr_1 numero di Froude in corrispondenza della pila.

La formulazione completa della suddetta equazione prevede anche un quarto coefficiente K_4 , il quale funge da fattore di correzione in presenza di materiale grossolano, riducendo il valore della profondità di scavo risultante. Si è pertanto scelto di porsi a favore di sicurezza omettendo K_4 dalla trattazione, ossia considerandolo pari ad 1, che è al suo valore massimo.

Per pile allineate con la corrente esistono delle limitazioni nella profondità di erosione ricavate sperimentalmente, ossia:

$$y_s \leq 2.4 \cdot a \quad \text{se } F_{r1} \leq 0.80;$$

$$y_s \leq 3 \cdot a \quad \text{se } F_{r1} \geq 0.80;$$

Le tabelle seguenti riportano invece i fattori correttivi K_1 e K_3 :

Forma del pila	K_1
Squadrata	1.10
Arrotondata	1.00
Circolare	1.00
Gruppo di pali	1.00
Triangolare	0.90

Tabella 9 – Coefficiente correttivo K_1

Configurazione fondo alveo	Altezza dune (m)	K_3
Clear – water	-	1.10
Piatto	-	1.10
Piccole dune	$0.60 \leq H < 3.00$	1.10
Dune medie	$3.00 \leq H < 9.00$	$1.10 \div 1.20$
Dune grandi	$H \geq 9.00$	1.30

Tabella 10 – Coefficiente correttivo K_3

Il coefficiente K_2 è stimato attraverso l'espressione seguente:

$$K_2 = \left(\cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$$

dove L è la lunghezza della pila in direzione della corrente e θ angolo di attacco della corrente.

Se $\frac{L}{a} \geq 12$ il rapporto assume il valore massimo pari a 12.

Nel caso di pile tozze con basse profondità della corrente tale relazione può essere utilizzata introducendo un fattore correttivo inferiore all'unità.

L'applicazione di tali fattori è vincolata al soddisfacimento delle seguenti condizioni:

- Il rapporto tra la profondità della corrente e la larghezza della pila deve essere inferiore a 0.8 ($y/a < 0.8$);

- Il rapporto tra la larghezza della pila e il diametro medio dei sedimenti è maggiore di 50 ($a/d_{50} > 50$);
- Il numero di Froude deve essere inferiore a 1.

Il fattore correttivo da applicare all'equazione precedente può essere calcolato nel modo seguente:

$$K_w = 2.58 \left(\frac{y}{a} \right)^{0.34} F_{r1}^{0.65} \text{ per } V/V_c < 1$$

$$K_w = 1.00 \left(\frac{y}{a} \right)^{0.13} F_{r1}^{0.25} \text{ per } V/V_c > 1$$

Dove V è la velocità media di approccio della corrente indisturbata e V_c la velocità critica di incipiente movimento dei sedimenti.

L'analisi dell'escavazione localizzata per le pile del viadotto è stata eseguita con riferimento ad una piena con tempo di ritorno pari a 300 anni, nella condizione post operam.

Tutte le pile del viadotto, di forma rettangolare con spigoli arrotondati, hanno una lunghezza di 11.4m, una larghezza di 3.20 m. Lo zoccolo di fondazione invece ha forma quadrata a spigoli vivi, di lato pari a 12 m.

La tabella seguente riporta i dati utilizzati e i risultati ottenuti per la determinazione della massima profondità di scavo per le pile e i plinti, in particolare: il tirante idraulico (y), l'angolo di incidenza della corrente rispetto all'asse longitudinale della pila, il numero di Froude, il rapporto tra tirante e larghezza della pila e del plinto y/a (necessariamente < 0.8 per l'applicazione del fattore correttivo), le profondità di scavo per la pila e il plinto. Tiranti, velocità, angolo di incidenza e numero di Froude sono stati dedotti puntualmente sulla base dei risultati del modello bidimensionale.

PILA	Tirante (m)	Vel (m/s)	Incidenza pila/corrent	Fr	y/a pila	y/a plinto	Scavo pila CSU (m)	Scavo plinto CSU (m)
P01	0.48	1.24	27.68	0.57	0.16	0.04	3.68	5.35
P02	0.41	1.21	34.02	0.60	0.14	0.03	3.81	5.25
P03	0.37	0.68	23.39	0.35	0.13	0.03	2.22	3.35
P04	0.55	1.12	0.68	0.48	0.18	0.05	1.97	4.22
P05	0.66	1.12	16.13	0.44	0.22	0.06	3.04	4.94
P06	0.68	1.27	4.99	0.49	0.22	0.06	2.56	4.95
P07	0.70	1.04	12.59	0.40	0.23	0.06	2.73	4.65
P08	0.70	1.22	18.06	0.47	0.23	0.06	3.37	5.38
P09	0.54	1.28	24.06	0.56	0.18	0.04	3.67	5.49
P10	0.49	1.35	18.06	0.62	0.16	0.04	3.41	5.44
P11	0.47	1.58	12.06	0.74	0.16	0.04	3.37	5.79
P12	0.38	1.29	12.06	0.67	0.13	0.03	2.86	4.91
P13	0.98	1.26	12.06	0.41	0.33	0.08	3.19	5.48
P14	1.16	1.40	12.06	0.42	0.38	0.10	3.54	6.06
P15	1.22	1.16	18.06	0.34	0.40	0.10	3.51	5.59
P16	0.89	1.16	24.06	0.39	0.30	0.07	3.67	5.49
P17	0.95	1.13	24.06	0.44	0.32	0.08	4.07	6.09
P18	0.92	1.15	29.06	0.38	0.31	0.08	3.91	5.60
P19	0.80	1.41	24.06	0.50	0.27	0.07	4.13	6.19
P20	0.70	1.22	35.06	0.47	0.23	0.06	4.16	5.69
P21	0.71	1.45	29.06	0.55	0.23	0.06	4.40	6.31
P22	1.29	1.29	24.06	0.36	0.43	0.11	4.15	6.22
P23	1.29	1.37	24.06	0.39	0.43	0.11	4.32	6.47
P24	1.33	1.29	29.06	0.36	0.45	0.11	4.45	6.39
P25	1.33	1.44	29.06	0.40	0.45	0.11	4.81	6.89
P26	1.33	1.42	29.06	0.39	0.45	0.11	4.74	6.80
P27	1.39	1.34	29.06	0.36	0.46	0.12	4.59	6.58
P28	1.36	1.47	29.05	0.40	0.46	0.11	4.87	6.98
P29	1.34	1.36	34.96	0.38	0.45	0.11	4.92	6.73
P30	1.34	1.42	40.83	0.39	0.45	0.11	5.29	6.96
P31	1.33	1.38	40.58	0.38	0.45	0.11	5.19	6.83
P32	1.35	1.25	40.24	0.34	0.45	0.11	4.85	6.41
P33	1.52	1.34	39.91	0.35	0.50	0.13	5.15	6.82
P34	1.62	1.38	33.41	0.35	0.53	0.13	5.01	6.94
P35	1.26	1.30	38.94	0.37	0.41	0.11	4.89	6.50
P36	1.67	1.19	49.29	0.30	0.55	0.14	5.13	6.39
P37	1.41	1.28	48.70	0.34	0.47	0.12	5.22	6.52
P38	1.10	1.40	54.01	0.43	0.36	0.09	5.51	6.67
P39	1.12	1.35	53.32	0.41	0.37	0.09	5.38	6.53
P40	1.28	0.87	58.62	0.25	0.43	0.11	4.14	4.88
P41	1.31	0.63	68.93	0.18	0.44	0.11	3.43	3.80
P42	1.21	0.51	62.24	0.15	0.40	0.10	2.88	3.33
P43	1.24	0.41	50.90	0.12	0.41	0.10	2.40	2.96
P44	1.12	0.37	50.10	0.11	0.37	0.09	2.17	2.69
P45	1.17	0.16	49.41	0.05	0.39	0.10	1.24	1.55
P46	1.05	0.13	37.72	0.04	0.35	0.09	0.99	1.33

Tabella 11 – Scavi localizzati

Per la quasi totalità delle pile, lo scavo supera l'altezza di minimo ricoprimento delle fondazioni, pari a 2m. In altre parole, sulla base dei risultati ottenuti dalla modellazione idraulica, e applicando il metodo CSU, si può affermare che, in assenza di adeguate protezioni, i plinti di fondazione sarebbero interessati dai fenomeni di scavo localizzato. Secondo il modello utilizzato, l'altezza di scavo cresce all'aumentare della larghezza della pila in alveo. Per ogni pila, l'altezza di scavo da considerare è quella riportata nell'ultima colonna della Tabella 11. Il valore dell'altezza di scavo è riferito alla quota del terreno nella configurazione iniziale.

Per tutte le pile lambite dalla corrente sono state previste delle protezioni al piede con un riempimento di materiale sciolto di diametro medio pari a 30 cm, assieme a una copertura finale costituita da materassi tipo "Reno" dello spessore di 30 cm, e gabbioni di sezione 1 x 1 m. Il materiale di sciolto andrà a riempire uno scavo che si estende dalla base dei plinti, fino alla quota del piano campagna, le pareti laterali dello scavo avranno un'inclinazione 1/1. Negli elaborati grafici dedicati sono riportati i tipologici delle protezioni dei plinti, richiamati alla Figura 7-6 e Figura 7-7. Il rivestimento in materassi reno si estenderà per tutta la lunghezza del viadotto, su una fascia larga all'incirca 28 m.

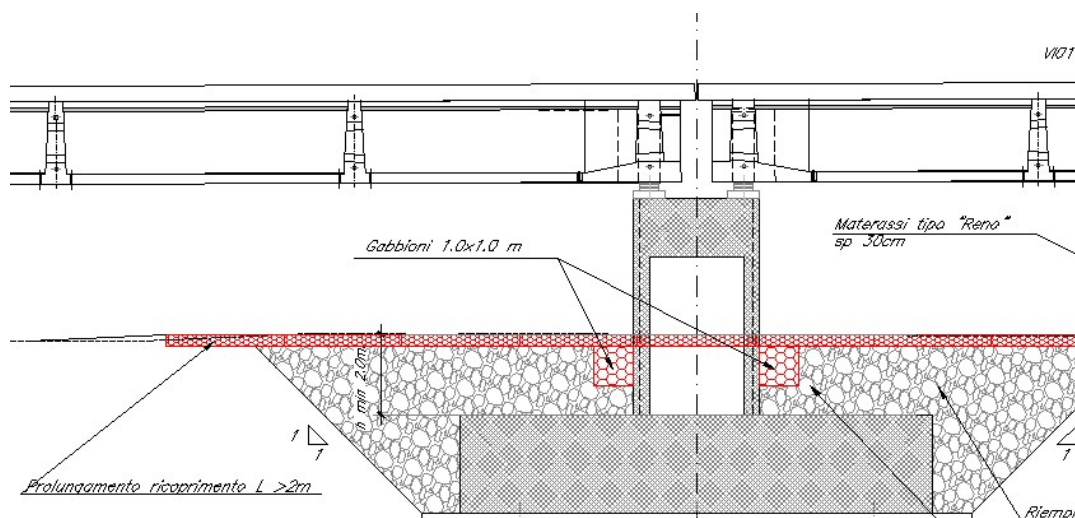


Figura 7-6 – Protezioni al piede delle pile, sezione longitudinale del viadotto.

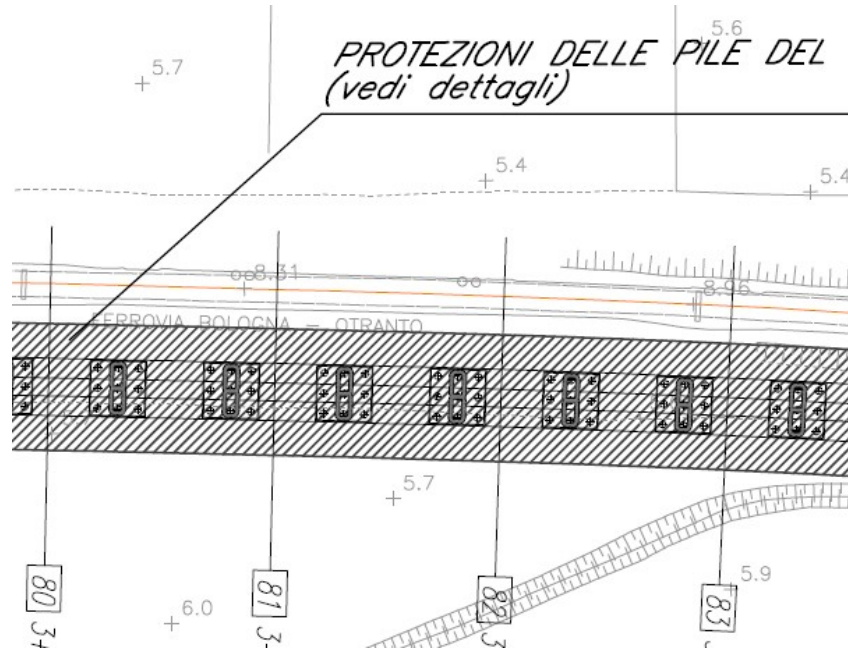


Figura 7-7 – Protezioni al piede delle pile - stralcio planimetrico.

Il dimensionamento delle protezioni attorno alla pila è stato effettuato in accordo all'equazione di Breusers per la determinazione dello scavo localizzato in prossimità di una pila da ponte. Tale relazione evidenzia che i processi di escavazione localizzata non si instaurano quando la velocità media è inferiore a metà della velocità critica di incipiente movimento del diametro medio dei sedimenti al fondo, ossia $\frac{V}{V_c} \leq 0.50$.

La valutazione della velocità critica di incipiente movimento può essere effettuata in due modi: mediante un equilibrio delle forze agenti sul materiale di fondo, oppure mediante il criterio di stabilità di Shields.

Si consideri per esempio un cubetto di materiale di lato d posto su un piano inclinato α e investito da una corrente con velocità v . Le forze attive F e resistenti sono:

$$F_1 = G \cdot \sin \alpha = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d^3 \cdot \sin \alpha \quad \text{componente del peso immerso}$$

$$F_2 = \frac{C_D \cdot d^2 \cdot \rho_w \cdot v_f^2}{2} \quad \text{spinta idrodinamica}$$

$$R = f \cdot G \cdot \cos \alpha = f \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d^3 \cdot \cos \alpha \quad \text{resistenza d'attrito}$$

essendo, rispettivamente $C_D \cong 0.5 \div 1$ e $f \cong 0.6 \div 0.8$ i coefficienti di resistenza

idrodinamica e d'attrito e v_f la velocità media che agisce sulla faccia del cubetto: quindi in prossimità al fondo, solitamente indicata come velocità al fondo.

Le condizioni di equilibrio allo scorrimento e alla rotazione rispetto allo spigolo di valle:

$$F_1 + F_2 = R \quad \text{e} \quad (F_1 + F_2) \cdot \frac{d}{2} = \frac{G \cdot d}{2} \cdot \cos \alpha$$

danno modo di dedurre il valore della

velocità critica v_{cr} che dà luogo al moto. I due valori della velocità, ritenuto che possa, per le pendenze esigue, porsi $\sin \alpha \cong 0$ e $\cos \alpha \cong 1$, sono rispettivamente:

$$v_{cr} = v_0 \cdot \sqrt{f} \quad v_{cr} = v_0$$

Dove:

$$v_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot d \cdot (\gamma_s - \gamma_w)}{C_D \cdot \gamma_w}}$$

Essendo $f < 1$ si può dedurre come sia più facile il trascinarsi del materiale rispetto al ribaltamento.

Assegnati i valori di $C_D \cong 0.8$ e $f \cong 0.6$ si ottiene:

$$v_{cr} = 0.85 \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot d \cdot (\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w}}$$

Dalla quale assunto $\gamma_s = 26000 \text{ N/m}^3$, si ha rispettivamente

$$v_{cr} \cong 5 \cdot \sqrt{d} \quad \text{e} \quad v_{cr} \cong 6 \cdot \sqrt{d}$$

E' ritenuto che il coefficiente associato a \sqrt{d} debba essere maggiore a 8 per determinare il movimento.

Una deduzione può farsi anche a partire dalla relazione di Shields ottenendo:

$$v_{cr} = K_s \cdot R_H^{1/6} \sqrt{0.06 \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \right)} \cdot \sqrt{d}$$

Nel presente studio il valore della velocità critica è stato assunto pari al minore tra i due calcolati con le due metodologie precedentemente descritte. Si è ipotizzato un diametro del materiale sciolto pari a 0.30 m.

- Equilibrio delle forze: $v_{cr} \cong 5 \cdot \sqrt{d} = 3.21 \text{ m/s}$

- Relazione di Shields:

$$v_{cr} = K_s \cdot R_H^{1/6} \sqrt{0.06 \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \right)} \cdot \sqrt{d} = 4.37 \div 5.56 \text{ m/s}$$

Nella precedente equazione si è scelto come raggio idraulico il valore puntuale minimo e massimo di tiranti (Tabella 11), $K_s=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Le velocità massime della corrente risultano sempre inferiori alla metà della velocità critica di incipiente di movimento (criterio di Breusers), per cui il dimensionamento delle protezioni delle pile risulta verificato.

7.6 Verifiche a trascinamento dei Materassi Reno

La verifica a trascinamento è stata effettuata mediante il confronto tra le tensioni tangenziali massime che nascono nel punto di verifica prescelto e quelle massime ammissibili per il materiale ivi presente. La formula per calcolare la tensione tangenziale massima al fondo fa riferimento al raggio idraulico R:

$$(5) \quad \tau_b = \gamma_w Ri_f$$

Per quanto riguarda gli aspetti progettuali, in generale, si definisce stabile un rivestimento in pietrame non soggetto a spostamento degli elementi litoidi, per effetto delle forze di trascinamento. La condizione di incipiente movimento degli elementi definisce il limite di stabilità del rivestimento. La tensione tangenziale che viene esercitata sul rivestimento è espressa dall'equazione (5). Considerato un ciottolo di diametro equivalente uguale al diametro medio d_m del pietrame di fondo (cioè il diametro del vaglio che consente il passaggio del 50% in peso del materiale litoide che costituisce il rivestimento) si definisce coefficiente di Shields la grandezza adimensionale

$$(6) \quad C^* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w)d_m}$$

Dove

- d_m è il diametro medio delle particelle di riempimento del rivestimento (m)
 - **$d_m=0,10\text{m}$ per Rivestimento in Materassi tipo Reno**
- γ_w è il peso specifico dell'acqua (Kg/m^3), di default viene dato $1000 \text{ Kg}/\text{m}^3$
- γ_s è il peso specifico reale del materiale di riempimento del rivestimento (Kg/m^3), posto $2600 \text{ Kg}/\text{m}^3$

- C^* è il coefficiente di Shields per il pietrame sciolto vale circa 0,047; per il pietrame intasato con materiale d'alveo 0,055 e per il pietrame contenuto da rete metallica (materassi tipo Reno e gabbioni) vale 0,10

Dalla (2) è possibile ricavare la tensione tangenziale τ_c , che può essere raggiunta senza movimento del pietrame e che può essere messa a confronto con la τ_b per effettuare le verifiche a trascinamento, tenendo presente che, per considerare l'effetto stabilizzante della rete metallica il valore della resistenza τ_c può essere incrementato del 20%:

$$\tau_b < 1,2 \cdot \tau_c$$

Trovandosi in una pianura senza alvei naturali, le dimensioni della sezione di attraversamento del viadotto VI01 possono essere assunte di 600.00m per la base e sponde con pendenza 2/3 e altezza 2.00m. Ipotizzando una portata estremamente cautelativa di 1000mc/s, la verifica è effettuata nel tratto del canale a pendenza massima, pari al 1%. Dalla verifica a moto uniforme, si ottiene:

Canale	i [%]	k_s [m ^{1/3} /s]	B [m]	H [m]	h/H [%]	h [m]	A [mq]	P [m]	R [m]	Q [mc/s]
Sezione Viadotto VI01	0.5%	35	600	2.00	74%	1.43	361.1	505.7	0.71	1000.00

Tabella 7-12 – Verifica Sezione Pontonicchio in massi

Il calcolo della tensione di trascinamento dalla (5) è pari a

Calcolo τ_b			
γ_w [Kg/mc]	R [m]	i	τ_b [kg/mq]
981	0.71	0.01	7.08

Tabella 7-13 – Calcolo tensione trascinamento

La tensione resistente, dalla (6), è pari a:

Calcolo τ_c				
γ_w [Kg/mc]	γ_s [Kg/mc]	dm [m]	C^*	τ_c [kg/mq]
981	2600	0.1	0.1	19.43

Tabella 7-14 – Calcolo tensione resistente

Il Fattore di sicurezza è pari a 2.77.

8 CONDIZIONI DI SICUREZZA IDRAULICA IN FASE DI LAVORAZIONE

Le attività di realizzazione dei tombini di trasparenza all'interno dell'alveo del Fortore necessitano di ampie superfici in prossimità dell'attraversamento ferroviario, con occupazione di ampia parte delle golene del corso d'acqua. Questa configurazione comporta l'esigenza di prestare particolare attenzione al comportamento del corso d'acqua in fase di lavorazione, poiché una piena improvvisa del Fortore provocherebbe l'inondazione dell'area di cantiere e conseguenti danni a mezzi e maestranze.

Per questa ragione, si è provveduto a studiare accorgimenti tecnici in modo da soddisfare due necessità principali:

- minimizzare i rischi di danni alle lavorazioni in caso di piene con tempi di ritorno pari alla durata dei lavori (T=5 anni);
- minimizzare l'ostacolo al deflusso del fiume Fortore, rappresentato da tali accorgimenti, in caso di piene estreme (T=200 anni).

Per raggiungere entrambi gli obiettivi, si propone di realizzare n.2 ture provvisorie all'interno delle golene del Fortore nel perimetro delle aree di lavorazione, di dimensioni inferiori rispetto agli argini realizzati dalla Regione Puglia, al fine di garantire il transito delle portate per T=5 anni senza arrecare danno all'interno del perimetro; inoltre, tali ture provvisorie non rappresenteranno un ostacolo al deflusso in caso di piene estreme (T=200 anni).

Le ture da realizzare hanno forma trapezoidale con altezza pari a 2.00m, B=6.00m e b=2.00m e sono posizionate a distanza variabile rispetto alla savanella di forma trapezoidale realizzata dalla Regione Puglia.

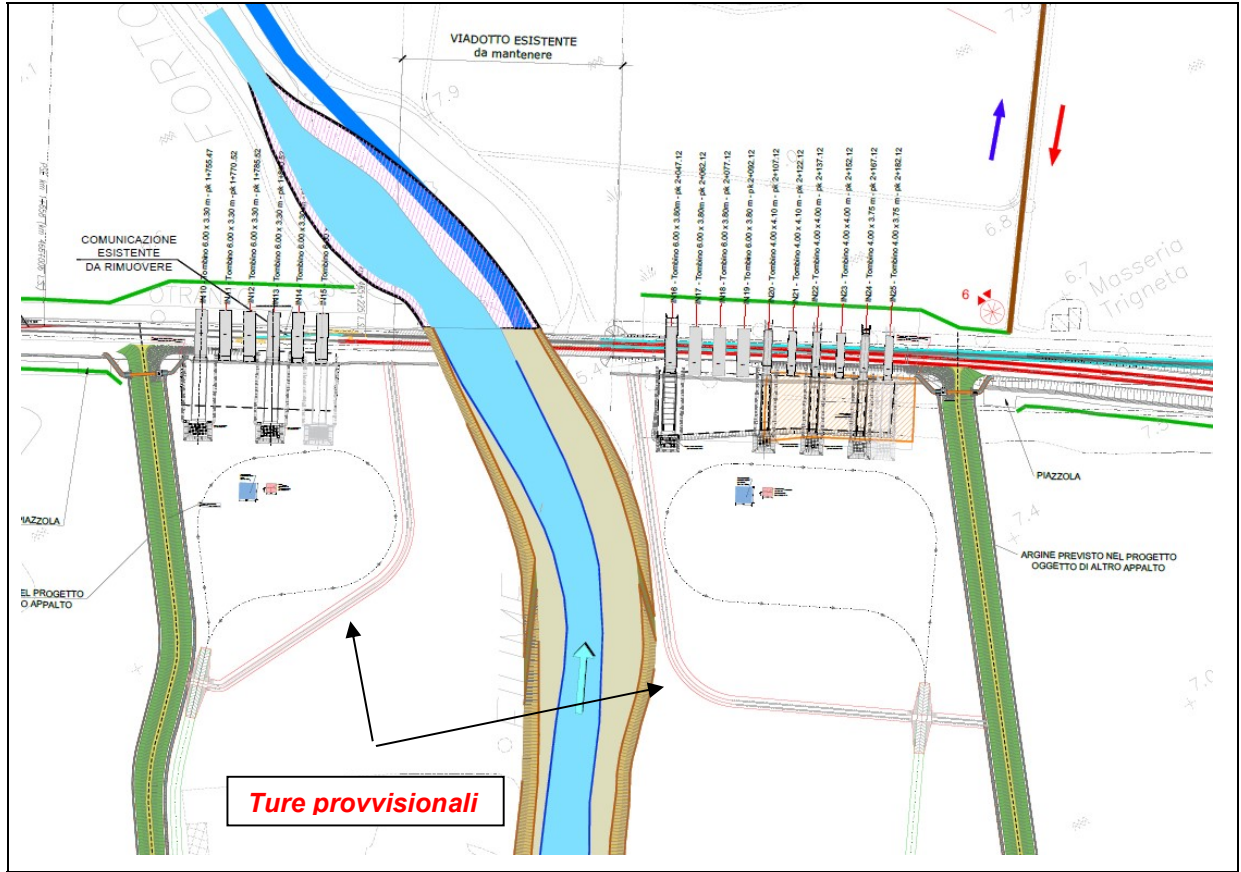


Figura 8-1 – Planimetria ture provvisionali in alveo Fortore

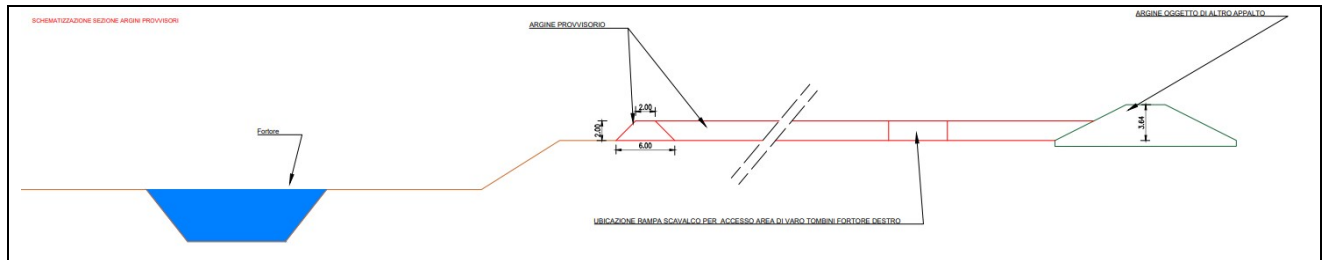


Figura 8-2 – Sezione tipo sistemazione ture provvisionali

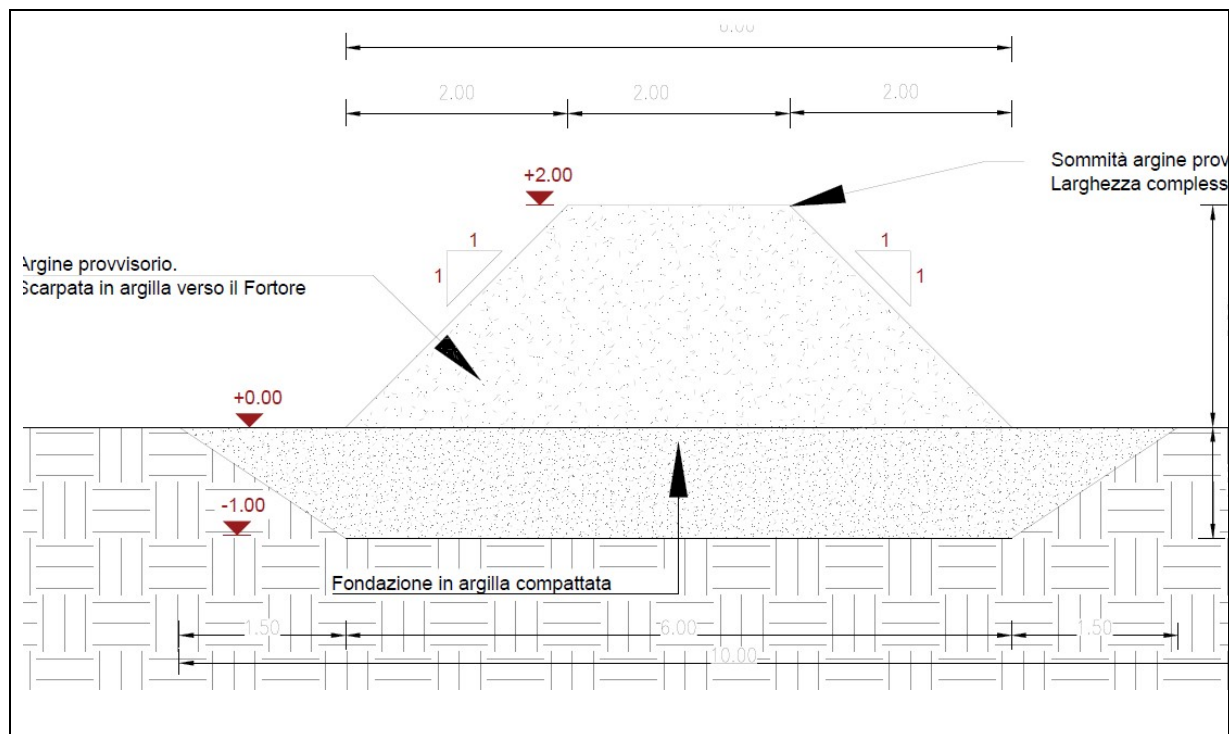


Figura 8-3 – Sezione tipo Tura provvisoria

Questa configurazione è stata verificata per n.2 scenari idrologici relativi a piene ordinarie con $T=5$ anni e per piene estreme con $T=200$ anni, in cui va soddisfatto il sormonto totale delle ture e conseguente demolizione delle stesse per impedire di ostacolare il deflusso e aumentare ulteriormente il tirante idrico nei pressi dell'attraversamento ferroviario.

Le verifiche sono state effettuate tramite analisi in moto monodimensionale con le seguenti caratteristiche:

- portata di progetto con tempo di ritorno pari a 5 anni, equivalente alla durata dei lavori;
- stesso tempo di corrivazione utilizzato nel PE ($t_c=24$ ore);
- Sezione trapezoidale con savanella e due livelli golenali
- Ture realizzate al di fuori della prima golena

Le simulazioni idrauliche hanno dimostrato che la portata quinquennale genera un tirante con quota di pelo libero pari a 7.75m slm; in particolare, la tura provvisoria risulta essere bagnata per un'altezza pari a circa 25 cm.

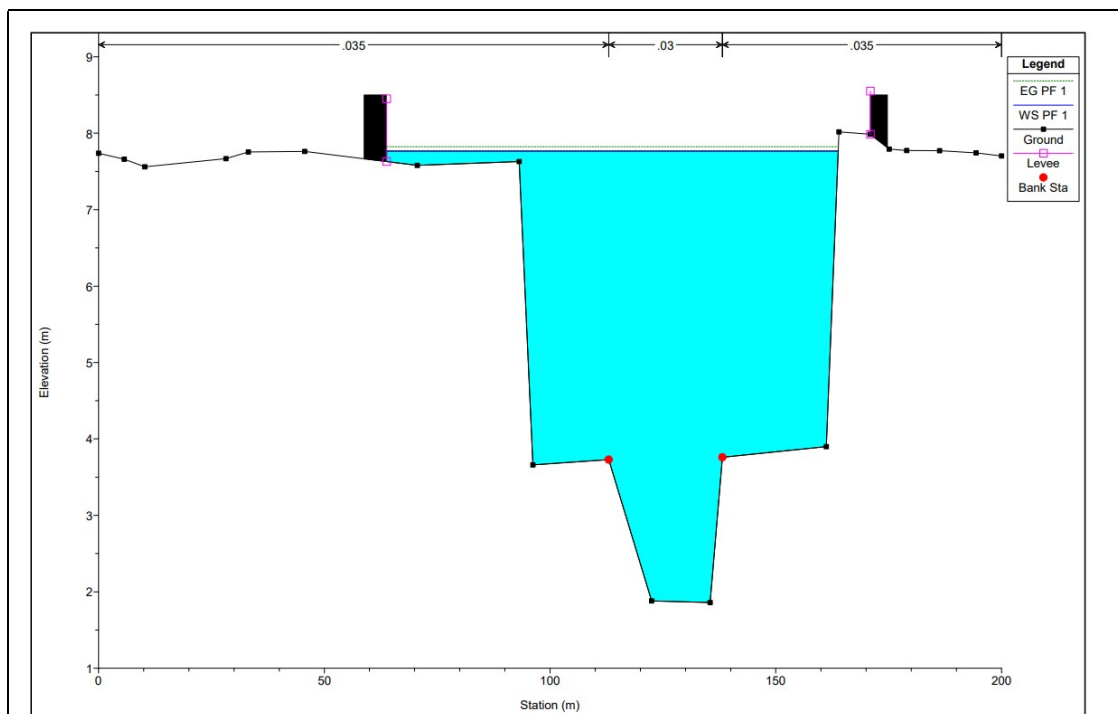


Figura 8-4 - Sezione con ture provvisoriale con quota massima pari a 8.50m

Per quanto concerne la capacità delle ture stesse di essere demolite dalla portata duecentennale senza che rappresentino un ostacolo al deflusso, è stata fatta una valutazione sull'altezza del pelo libero raggiunta dalla portata Q200, come riportato nel PE.

La quota massima del pelo libero è pari a 9.28m per T=200 anni.

Ne deriva quindi che la sommità delle ture dovrà essere inferiore a tale quota, al fine di consentire il deflusso senza ostacoli. La simulazione idraulica è stata realizzata ponendo l'altezza della tura pari a 8.50m, così da soddisfare i due obiettivi precedentemente descritti:

- garantire alla portata duecentennale di superare le ture;
- garantire comunque la sicurezza delle lavorazioni in alveo per portate con tempo di ritorno T=5.

Inoltre, per aumentare la durabilità delle opere provvisoriale, è prevista la posa al piede delle ture provvisoriale di alcune opere di difesa spondale, quali posa di materiali a grana grossa e materassini bentonitici al fine di limitare gli eventuali fenomeni di erosione localizzate al piede delle opere provvisoriale.

8.1 SISTEMA DI MONITORAGGIO IDROPLUVIOMETRICO

Nell'ambito delle procedure di sicurezza per la gestione del rischio idraulico durante le

fasi lavorazione in cantiere nell'alveo del Fortore, è stata prevista la predisposizione di un sistema di allertamento per il monitoraggio costante ed in tempo reale dei valori di portata del Fortore e dei valori di pioggia misurati all'interno del bacino idrografico, così da minimizzare la possibilità di danni al cantiere, ai mezzi e alle maestranze.

Tale sistema locale di previsione e pre-allertamento sarà in grado di rilevare con anticipo la formazione di un evento di piena che possa mettere a rischio l'incolumità di uomini e gli apprestamenti presenti. Inoltre, il sistema può trovare applicazione anche come elemento di supporto decisionale nella fase di gestione delle opere in esercizio, calibrando opportunamente i valori soglia.

E' stato effettuato uno studio dell'inquadramento territoriale e l'analisi del sistema di stazioni pluviometriche attualmente funzionanti, al fine di identificare il posizionamento delle nuove stazioni pluviometriche nelle zone non coperte da pluviometri.

L'obiettivo del sistema sarà quello di raccogliere i dati pluviometrici in tempo reale e, attraverso un algoritmo calibrato con l'individuazione di valori "soglia", calcolati secondo i modelli afflussi-deflussi, comunicare in tempo reale ai responsabili di cantiere gli eventi che possono essere critici nei confronti della incolumità delle attività di cantiere.

La calibrazione verrà effettuata utilizzando come riferimento principale lo studio idrologico e idraulico del Progetto Esecutivo dei lavori in oggetto, il quale, a sua volta, adotta i dati estratti da fonti ufficiali quali il Piano di bacino stralcio (PdB) del Fiume Fortore, in cui vengono evidenziate le caratteristiche territoriali del bacino imbrifero; ciò consentirà al progettista di valutare diversi modelli di stima pluviometrica e di afflussi-deflussi ottenendo valori tra loro coerenti. Inoltre, apre alla possibilità di ipotizzare diversi scenari di rischio, che possono tener conto delle condizioni critiche del Fortore e delle rispettive ripercussioni sull'area interessata dalle lavorazioni in alveo.

Si è proceduto preliminarmente all'analisi delle caratteristiche del sistema di raccolta dei dati pluviometrici attuali, attraverso l'individuazione delle stazioni pluviometriche attive secondo lo studio idrologico e idraulico del PE.

Al fine di ottenere una copertura pluviometrica completa del bacino idrografico, è stata prevista l'installazione **di n.3 stazioni pluviometriche** all'interno del bacino del Fiume Fortore e **n.2 idrometri** in località Ponte SP41b Ripalta; questa scelta progettuale deriva dalla necessità di rilevare eventuali piogge critiche, quindi calcolarne la portata defluente e determinare il rischio di superamento del livello idrico oltre il quale la corrente occupi le zone oggetto di lavorazione all'interno dell'alveo.

Infine, per ogni singolo pluviometro, verranno determinate delle soglie di allertamento affinché possano essere attivate, con il necessario preavviso, le procedure per avviare lo sgombero degli uomini e dei mezzi dall'alveo, garantendo sempre lo svolgimento in sicurezza delle lavorazioni.

Le notevoli dimensioni del bacino idrografico consentono di avere a disposizione diverse stazioni pluviometriche e idrometriche lungo lo sviluppo del Fortore, di competenza regionale. Nell'ambito del sistema di monitoraggio delle aree di cantiere, si è scelto di posizionare le stazioni pluviometriche nel tratto di valle del bacino idrografico, in quanto attualmente vi è una densità minore rispetto al tratto di monte.

Di seguito si riporta la planimetria del bacino con la collocazione dei pluviometri attivi.

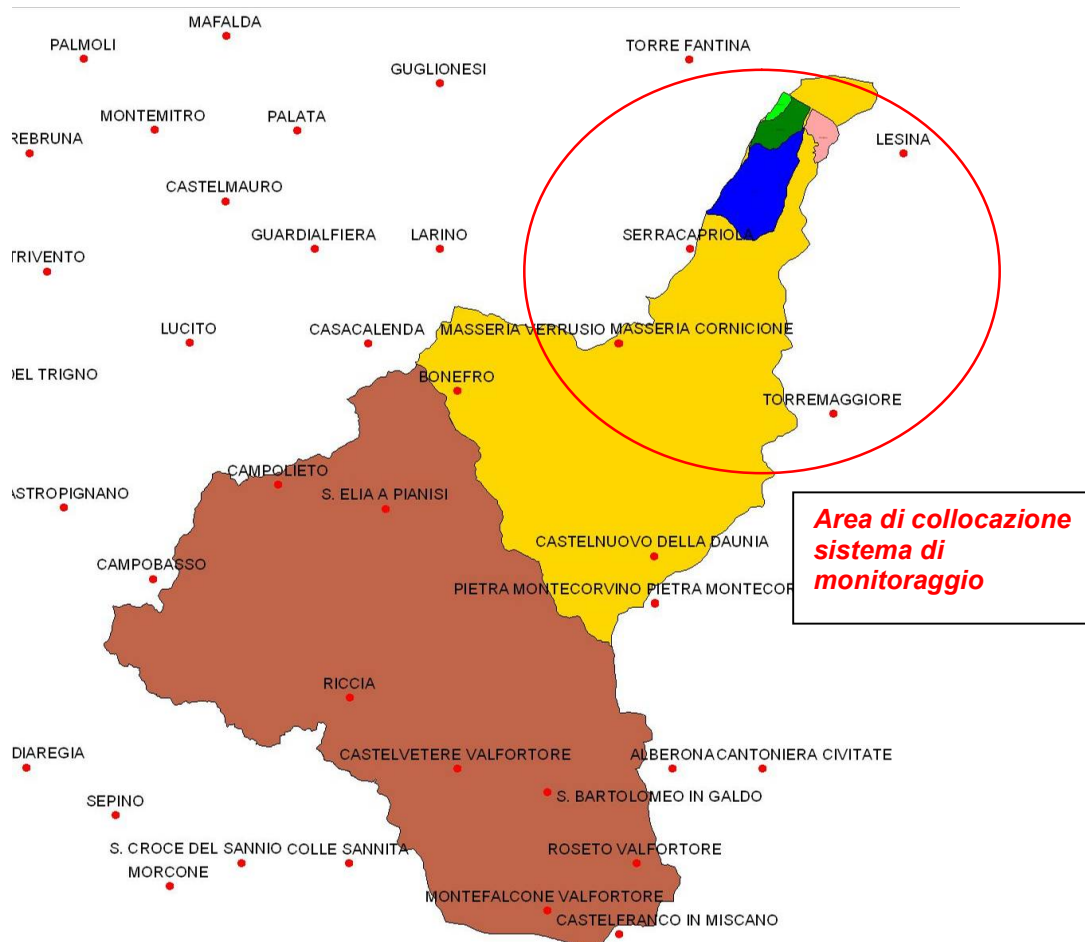


Figura 8-5 - Inquadramento dei bacini minori nel bacino del fiume Fortore e stazioni pluviometriche elaborate nelle PE

Si denota quindi una mancanza di strumentazione in alcune parti del bacino.

In particolare il Fortore, nel tratto vallivo, non ha affluenti di dimensioni superficiali degni di nota. Ciò comporta che l'installazione dei nuovi pluviometri non debba essere legata ad analisi di eventi di piena di diversi sottobacini, i quali possono, in condizioni critiche, generare contemporaneamente fenomeni di deflusso, aumentando notevolmente il livello di rischio nei tratti vallivi.

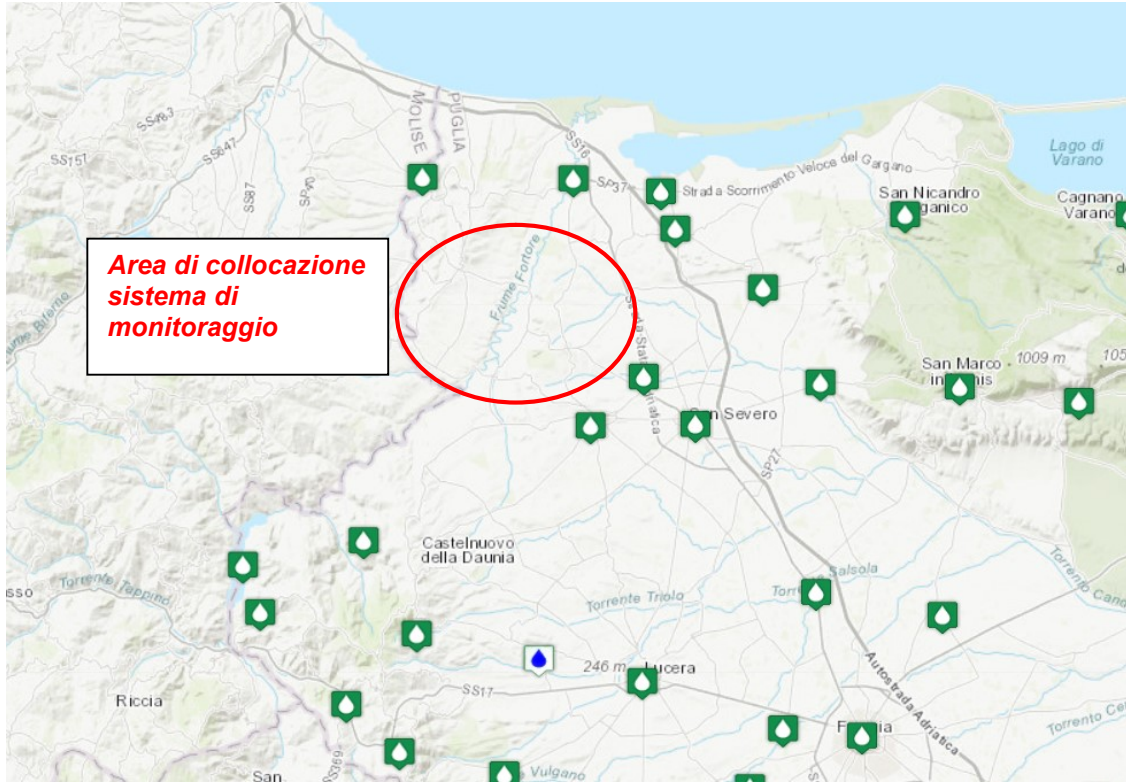


Figura 8-6 - Sistema regionale Pluviometri esistenti

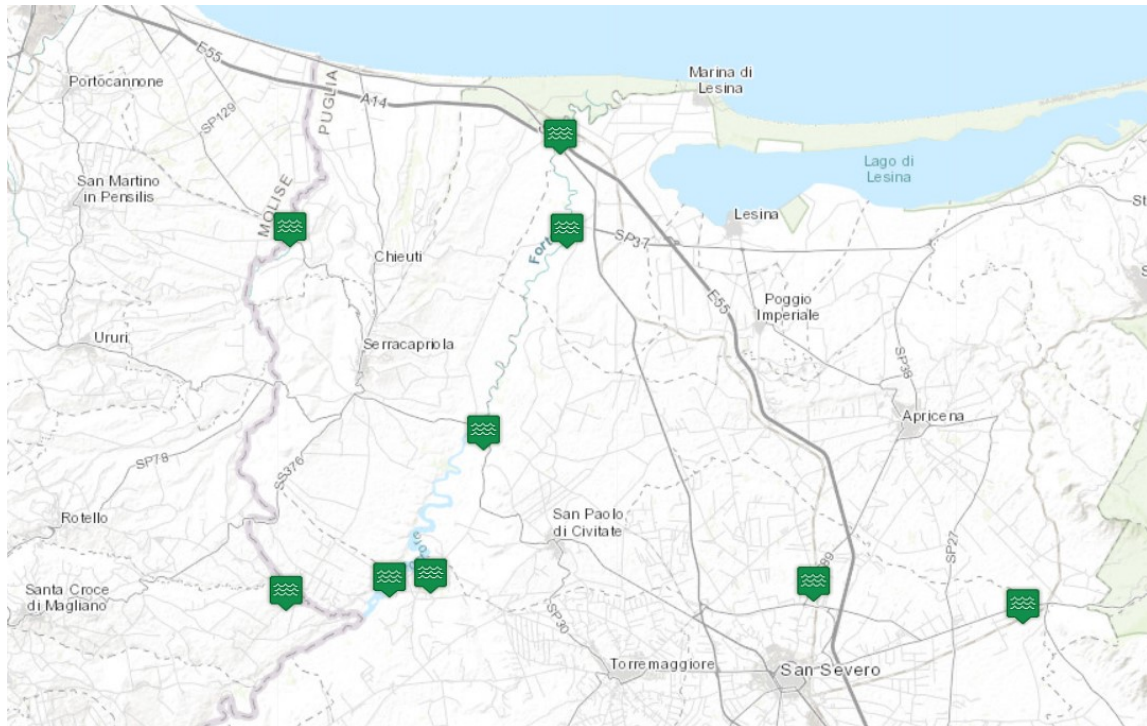


Figura 8-7 - Sistema regionale Idrometri esistenti

L'impresa realizzerà una nuova rete di rilevazione delle piogge, che funzionerà in modo autonomo e indipendente dalle reti regionali già attive e presenti sul territorio.

Verranno inseriti n.3 pluviometri (in giallo) e n.2 idrometri (in blu), nelle seguenti località:



Figura 8-8 Sistema di monitoraggio

Nell'attività di disposizione dei pluviometri si è tenuto conto di alcuni fattori, quali:

- Facilità di montaggio e manutenzione
- Facilità di raggiungibilità in tempi brevi dall'area di cantiere
- Utilizzo di ponti e attraversamenti esistenti in cui è presente già strumentazione di raccolta dati
- Equidistanza tra gli strumenti al fine di assegnare un'area di dimensioni idonee

per la simulazione.



Figura 8-9 PLUV.1 Ponte Sp41b - Ripalta (n.1 pluviometro + n.1 idrometro) 41°51'35.05"N 15°16'0.66"E:



Figura 8-10 PLUV.2 Ponte Sp142 - Civitate (n.1 pluviometro + n.1 idrometro) 41°46'53.11"N 15°13'26.81"E



Figura 8-11 PLUV.5 Ponte Sp46 ter (n.1 pluviometro) 41°43'29.00"N 15°10'29.90"E

8.2 DETERMINAZIONE PORTATA CRITICA

Utilizzando i modelli monodimensionali, si procederà alla valutazione delle condizioni di deflusso corrispondenti alla portata con tempo di ritorno pari a 5 anni, con la finalità di definire il livello di rischio accettabile in condizioni di ragionevole sicurezza, scegliendo un valore di franco compatibile con le altezze delle ture provvisionali e la stabilità delle stesse.

A seguito di un'analisi monodimensionale in HecRas con costruzione dell'alveo e della fasizzazione delle lavorazioni, verranno valutate nuovamente le portate ammissibili

Una volta verificato che la sezione dell'alveo in fase di cantierizzazione venga o non venga interessata da fenomeni di deflusso che compromettano la stabilità delle ture provvisorie, andrà determinata la pioggia critica che genera la portata critica.

Risulta quindi necessario predisporre un sistema di pluviometri posti all'interno del bacino tale da controllare i dati di pioggia e intensità in modo da dare un preavviso temporale adeguato agli uomini impegnati in cantiere per mettere in sicurezza sé stessi ed eventualmente i mezzi impiegati nell'alveo.

8.3 MODELLAZIONE IDROLOGICO IDRAULICA

Partendo dal dato vincolante della portata con $T=5$ anni, verrà realizzato un modello idrologico-idraulico che simula in modo dinamico il fenomeno di pioggia distribuito in tutto il bacino. L'obiettivo quindi è ricavare i dati di pioggia critica che generino un deflusso il quale raggiunga il valore massimo ammissibile.

Le moderne tecniche di analisi statistica delle grandezze idrologiche consentono di elaborare e di correlare tra loro diversi campioni di dati, provenienti da strumenti di monitoraggio ubicati in zone diverse del territorio, in modo da ottimizzare la densità di informazione disponibile, ridurre le incertezze dovute alla frammentazione delle osservazioni, al fine di una rappresentazione continua ed omogenea del fenomeno indagato all'interno di una regione di territorio.

Al fine di valutare la metodologia che consenta di simulare al meglio le dinamiche afflussi-deflussi, servono:

- CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE DEI BACINI
 - o *Superficie, pendenza dell'asta fluviale, pendenza dei versanti, lunghezza dell'asta, quota media e quota massima,...*
- CARATTERISTICHE PLUVIOMETRICHE DEI BACINI

- Parametri derivanti dallo studio storico dei pluviometri presenti nell'area interessata quali a e n delle curve di possibilità pluviometrica per differenti tempi di ritorno
- Tempi caratteristici del bacino quali il tempo di corrivazione t_c e il tempo di ritardo t_r , legati tramite formulazioni alle caratteristiche geomorfologiche
 - CARATTERISTICHE DEL TIPO DI SUOLO DEI BACINI
- Tipologia della copertura del suolo (Curve Number) e della tipologia litologica del territorio, al fine di individuare la corretta trasformazione in afflussi

Nel caso in esame, le caratteristiche sopra descritte sono già disponibili all'interno dello studio idrologico del PE.

I dati di input del sistema verranno utilizzati nell'ambito di una valutazione di uno ietogramma di pioggia netta di durata T_p , ipotizzata uniforme sul bacino, e ad un idrogramma della sola portata superficiale di durata T_q . In queste ipotesi, il tempo di corrivazione t_c è la distanza temporale che intercorre tra l'ultimo istante di pioggia e l'istante in cui transita l'ultimo valore di portata alla sezione di chiusura. Il tempo di ritardo t_{lag} è la distanza tra i baricentri $\mu[P]$ e $\mu[Q]$ rispettivamente del pluviogramma e dell'idrogramma considerati, esso assumerà valori diversi al variare del tipo di modello di trasformazione afflussi-deflussi.

La determinazione degli ietogrammi di progetto, in questo caso è realizzata in modo iterativo sulla base della pioggia registrata.

Noti gli ietogrammi di progetto, il legame tra gli afflussi meteorici e i deflussi superficiali può essere espresso attraverso differenti metodologie, le quali considerano in modo differente

tutti i fattori che contribuiscono alla determinazione della portata di piena, che sarà il riferimento con cui dimensionare gli interventi e verificarne la funzionalità.

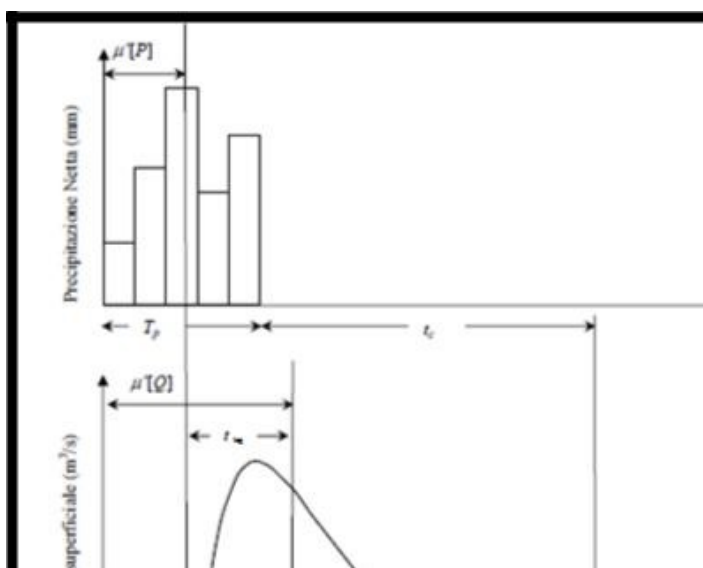


Figura 8-12 Tempi caratteristici del bacino

Nel caso in esame, il calcolo della portata al colmo e la simulazione è stata effettuata con Metodo Razionale

Per calcolare i dati di pioggia che producono la portata Q_{amm} , è stata utilizzata la formula razionale

$$h = \frac{(Q_d * t_c * 3.6)}{\varphi * A}$$

- Q_d = Portata di riferimento per un determinato tempo di ritorno
- T_c = tempo di corrivazione del bacino
- φ = Coefficiente di deflusso
- A = Superficie del bacino

Ipotizzando che la durata dell'evento di pioggia sia pari al tempo di corrivazione (poiché rappresenta la condizione in cui tutto il bacino contribuisce alla portata di colmo massima), ad intensità costante per tutta la durata dell'evento, la procedura per la determinazione della pioggia critica è il seguente: dalla simulazione sarà possibile identificare i valori di pioggia che, per ogni pluviometro, possono generare una portata uguale o superiore a quella ammissibile. Per questa motivazione, le intensità con cui configurare le soglie di allertamento dei pluviometri saranno calcolate a vantaggio di sicurezza.

I dati di pioggia e di portata all'idrometro raccolti nel tempo verranno sottoposti a verifica a cadenza bimestrale, al fine di calibrare il sistema modificando i fattori che discostano dalla reale risposta del corpo idrico, come le caratteristiche della superficie di deflusso o le intensità che rendono critica la portata.

8.4 Idrometri

Per quanto riguarda gli idrometri, sarà necessario identificare le dimensioni della sezione d'alveo sotto l'attraversamento stradale al fine di rappresentare la scala di deflusso della sezione e ricavare i tiranti relativi ad una portata di allerta.



Figura 8-13 - Ortofoto con identificazione del ponte

8.5 Tempi di preavviso

La tempistica di preavviso verrà valutata considerando tutti gli elementi finora trattati; in

particolare, gli idrometri rappresentano sicuramente lo strumento più importante, in quanto garantiscono il controllo continuo dell'altezza idrica del corpo idrico riferito alla maggior parte del bacino sotteso dall'area di cantiere. Per questo motivo, il tempo di preavviso utile all'avvio delle procedure di evacuazione del personale e dei mezzi dall'area di cantiere è valutato principalmente attraverso i dati rilevati dagli idrometri.

La distanza tra e l'area di cantiere e l'idrometro più vicino è di circa 4.5 km; una volta nota la portata massima ammissibile all'idrometro e la velocità della corrente, sarà possibile determinare il tempo di preavviso utile ad avviare le procedure di sicurezza in caso di inondazione

8.6 Sistema di gestione dati di pioggia

La gestione dei dati rilevati dai sistemi di monitoraggio e allertamento si basa sulla piattaforma software (piattaforma di servizi ad elevata disponibilità installata in Cloud) che consentirà di gestire agevolmente da remoto tutte le funzioni necessarie alla sorveglianza idro-meteorologica.

L'architettura delle stazioni si basa sull'integrazione dei seguenti componenti:

- datalogger per l'acquisizione dei segnali elettrici dei sensori, la conversione in unità ingegneristiche, la memorizzazione e la trasmissione dei dati;
- sistema di trasmissione dati LTE;
- sensori per la misura dei parametri meteorologici;
- sensore per la misura del livello idrometrico.

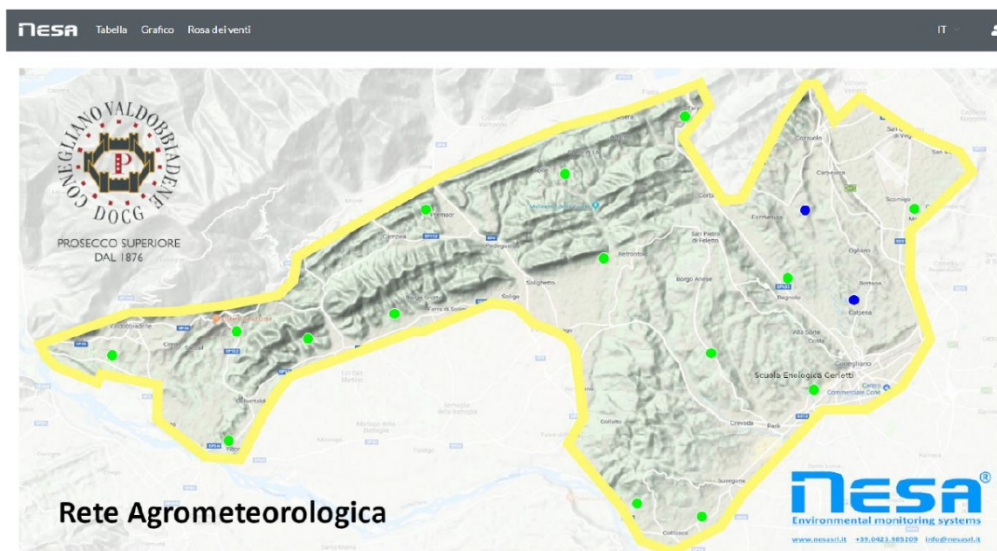
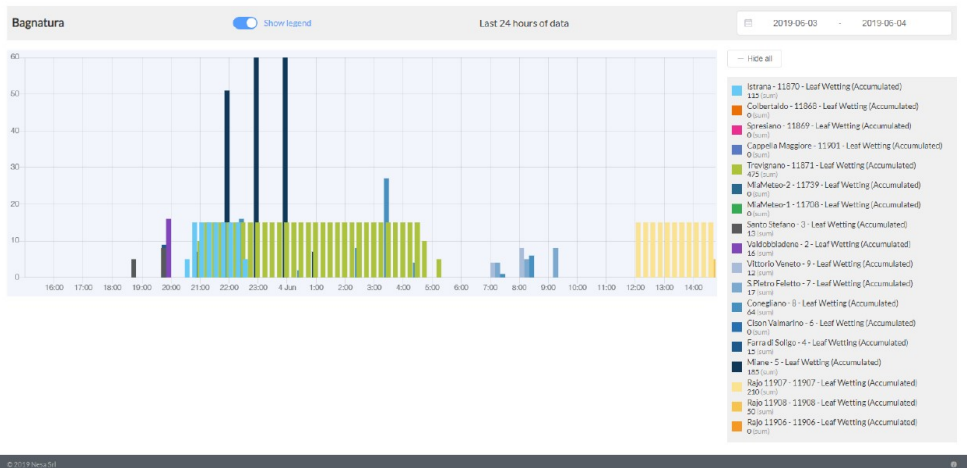
Il componente principale del sistema è costituito dal datalogger, di comprovata precisione, flessibilità, robustezza e affidabilità, configurato per attivare automaticamente le sessioni di acquisizione, memorizzazione e trasmissione dei dati.

Funzionamento

Ogni stazione pluviometrica raccoglie i dati della pioggia ogni 30' e/o ai 15'. I dati vengono automaticamente inviati in cloud, il cui accesso sarà consentito tramite username e password, la stessa che sarà utilizzabile nella app già scaricabile dagli store.

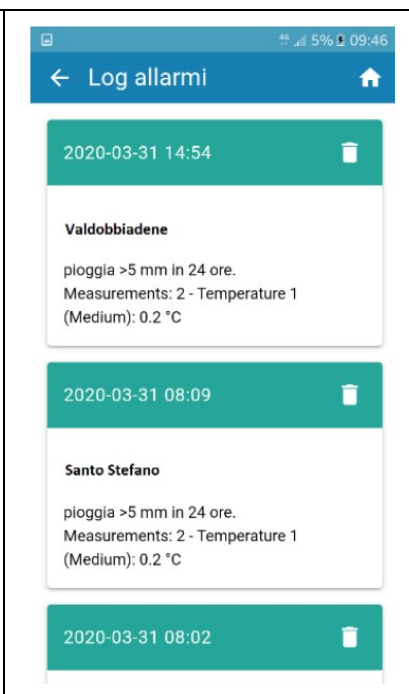
Tanto nel sito quanto nella app, è presente una mappa con la posizione delle stazioni.

Le stazioni sono rappresentati in verde quanto la situazione è sottosoglia, possono diventare arancioni, gialli o rossi a seconda delle soglie di allarme che vengono impostate sia sulla pioggia



singola o sulla pioggia cumulativa/somma di più stazioni o sul livello idrometrico.

Al verificarsi di un allarme, i simboli cambiano colore; per il sito basterà entrare nella sezione “allarmi” per riconoscere l’allarme, mentre per l’APP arriverà una notifica sul telefonino o dispositivo mobile e l’operatore lo riconoscerà.



Se sono inserite delle email nel sito, al verificarsi dell'allarme, questo sarà inviato anche via email ai destinatari.

Cliccando su ciascuna stazione comparirà la lista delle ultime misure e quindi si avrà sempre la situazione sotto controllo.

Ovviamente è sempre possibile vedere l'andamento grafico o la tabella dei valori delle

misure delle ultime 24 ore o di periodi precedenti. Tutti i dati sono esportabili in modo automatico o manuale in formato Excel o Pdf ed inoltrabili via email. Il sistema è quindi totalmente automatico, agli operatori resta il controllo delle email, delle notifiche e dei dati.

Il database che raccoglie i dati di tipo MySQL, può contenere centinaia di stazioni per anni ed anni, lo stesso viene periodicamente messo in procedura di backup e i dati sono disponibili 24h su 24

L'utente base vede e riceve eventuali allarmi, non ha modo di modificare le soglie o altri parametri che sono invece delegati all'admin o comunque ad un utente di livello superiore.

9 CRITERI DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

Le opere in progetto sono funzionali al raddoppio della linea ferroviaria Termoli – Lesina nel tratto compreso tra Ripalta e Lesina per una lunghezza complessiva di circa 6.85 km.

Il tracciato della linea si sviluppa per una sua parte all'interno delle aree fluviali e perifluviali del Fiume Fortore. Vengono anche intersecati dei corsi d'acqua minori, il fosso Olivella 2, il fosso Paradiso, Il fosso Pontonicchio e il fosso Capoposta.

Nello studio effettuato è stata valutata la compatibilità idraulica dell'infrastruttura di progetto con il territorio ed è stata analizzata la sicurezza del corpo ferroviario, identificando in termini di funzionalità e sicurezza i manufatti di presidio idraulico più opportuni, garantendo un miglioramento delle interferenze delle opere ferroviarie esistenti e di progetto con il normale deflusso delle acque.

Gli strumenti normativi presi a riferimento nella valutazione della compatibilità idraulica delle opere di progetto sono:

- Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto idrogeologico del Bacino Interregionale del Fiume Fortore (PAI) – *Relazione Generale* – assetto di versante e assetto idraulico – redatto dall'Autorità di Bacino dei fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore – documento adottato nel settembre 2006;
- Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto idrogeologico del Bacino Interregionale del Fiume Fortore (PAI) – *Norme di Attuazione* – assetto di versante e assetto idraulico – redatto dall'Autorità di Bacino dei fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore – documento adottato nel settembre 2006;

Il PAI individua porzioni di territorio caratterizzate da una condizione di pericolosità idraulica. In sede di redazione del piano, la valutazione della pericolosità idraulica è stata condotta utilizzando sia i risultati dell'analisi idraulica (per le aree di fondovalle più importanti, oggetto di rilievo topografico) sia quelli dell'analisi geomorfologica storico-inventariale (per le rimanenti, meno importanti), in modo da coprire tutta l'Area di Studio.

Tale individuazione è un importante strumento che ha condotto alla delimitazione delle aree a potenziale rischio inondazione.

Al fine di garantire la sicurezza idraulica della linea ferroviaria, la trasparenza idraulica dei rilevati ferroviari è stata migliorata attraverso l'inserimento di manufatti (tombini) nei tratti di linea in cui le simulazioni idrauliche hanno evidenziato maggiori criticità. La linea

ferroviaria in progetto attraversa le aree in destra idraulica in viadotto con il fine di rendere idraulicamente trasparente il tratto interessato.

Congiuntamente all'analisi della cartografia del PAI, è stato realizzato un modello bidimensionale del Fiume Fortore, al fine di verificare con maggior precisione l'effettiva estensione delle aree a potenziale allagamento del corso d'acqua, assieme a una stima accurata dei livelli idrici e delle velocità.

9.1 Analisi del tracciato

Il tracciato ferroviario in parte si sviluppa in aree di pericolosità idraulica. In Tabella 15 sono riportate le definizioni della relazione generale del PAI – Fortore. Nel caso in esame le aree sono state studiate dall' AdB su base idraulica, attraverso una modellazione numerica.

Classe di Pericolosità	Tempo di ritorno area inondabile (per le aree studiate su base idraulica)	Tipologie (per le aree su base geom)
P3	Inferiore a 30 anni	Alveo attivo, aree gr inserite nella dinamica periodo.
P2	Tra 30 anni e 200 anni	Alveo attivo, aree gr inserite nella dinamica periodo.

Tabella 15 – Classi di pericolosità idraulica – PAI Fortore

Secondo le carte di pericolosità il tracciato ricade all'interno dell'area di pericolosità nel tratto compreso tra le progressive 0+000 e 4+200 circa, la parte rimanente del lotto 1 non rientra in alcuna area di pericolosità.

I confronti relativi alle aree di allagamento simulate e contenute nel PAI, così come proposti nell'analisi svolta per il Progetto Definitivo, vengono qui a perdere di significato, essendo mutato lo stato di fatto (nuovi argini e risagomatura alveo di magra).

Malgrado ciò la delineazione delle fasce di pericolosità non risulta alterata in senso peggiorativo e la massima estensione delle aree allagate rappresentata nelle pagine precedenti attraverso i risultati delle simulazioni 2D si presenta sostanzialmente non difforme, al più leggermente migliorativa rispetto alle delimitazioni del PAI.

Si riporta di seguito la sovrapposizione dell'asse del tracciato di progetto con la fascia di riassetto fluviale definita dell'AdB del Fortore. All'interno delle NTA, è contenuta la seguente definizione di tale area :

“...Fascia di riassetto fluviale: insieme delle aree all’interno delle quali si possono far defluire con sicurezza le portate caratteristiche di un corso d’acqua, comprese quelle relative ad eventi estremi e ad eventi con tempi di ritorno (TR) di 200 anni, mediante la realizzazione di tutte le opere necessarie all’assetto definitivo del corso d’acqua come previsto dal presente PAI in funzione del ripristino di una adeguata sezione idraulica, della realizzazione degli interventi di laminazione, della riqualificazione ambientale del corso d’acqua, della difesa di aree di particolare pregio ambientale connesse al corso d’acqua e di tutela della pubblica incolumità”.

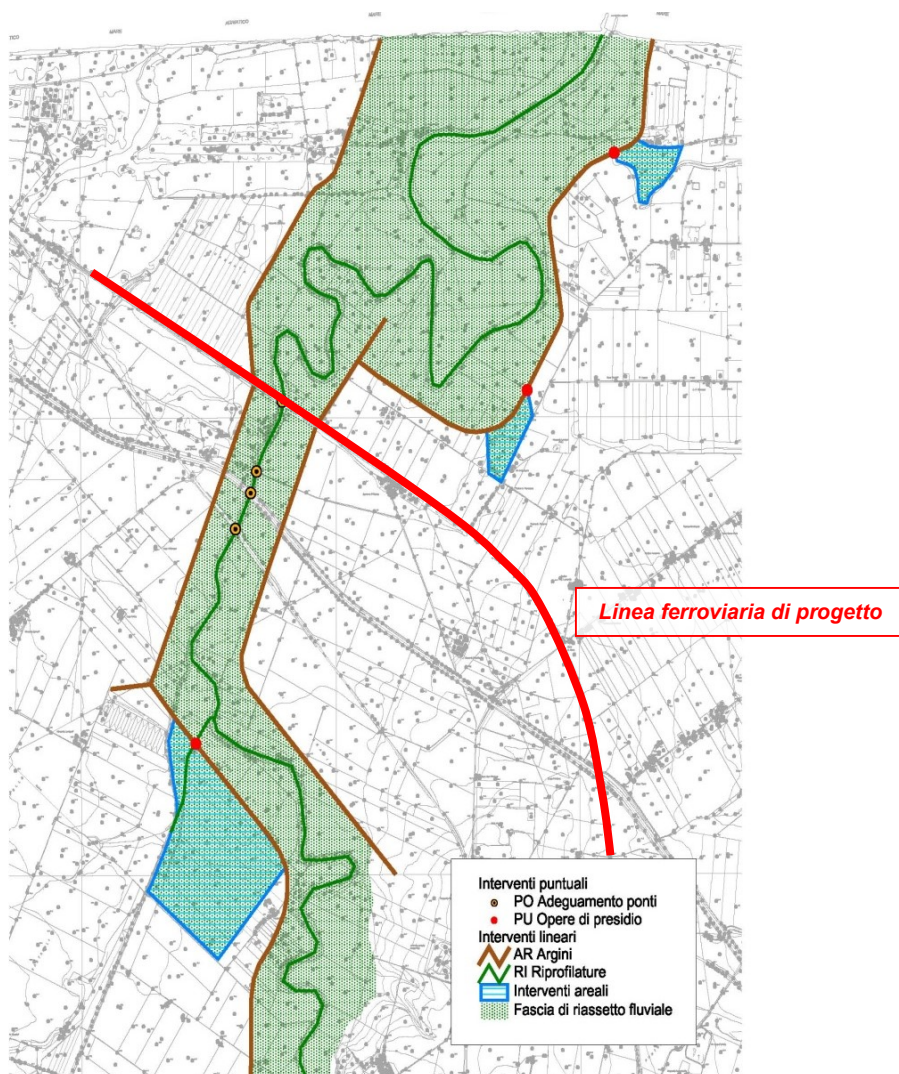


Figura 9-1 – Sovrapposizione del tracciato con la fascia di riassetto fluviale.

Tale fascia viene occupata del tracciato solo in corrispondenza dell’attraversamento del Fiume Fortore.

9.2 Studio idrologico

Lo studio idrologico per il Fiume Fortore è stato condotto con l'obiettivo di valutare le onde di piena di progetto

In base a quanto richiesto delle NTA del PAI – Fortore e dal manuale di progettazione ferroviaria, le analisi idrologiche sono state condotte per i seguenti tempi di ritorno: 30, 100, 200, 300 e 500 anni. In accordo al PAI Fortore, la portata di progetto di opere strutturali è quella con tempo di ritorno di 200 anni. Il manuale di progettazione ferroviaria richiede che per la verifica degli attraversamenti di corsi d'acqua con bacino imbrifero superiore a 10 kmq, si debba adottare 300 anni come tempo di ritorno.

Le stime condotte sono riportate nelle Relazione Idrologica annessa al progetto.

9.3 Verifiche idrauliche

Gli attraversamenti sui corsi d'acqua sono stati verificati sulla base delle prescrizioni tecniche da manuale di progettazione ferroviaria, dalle Norme Tecniche delle Costruzioni e dalle Norme di Attuazione del PAI Fortore.

Il Manuale di Progettazione ferroviaria distingue tra attraversamenti di corsi d'acqua principali e secondari a seconda che il bacino afferente agli attraversamenti sia superiore o inferiore ai 10 kmq. Per i suddetti attraversamenti si prevede che: *“Sulla base dei dati idrometrici ovvero dello studio idrologico, ad ogni tipo di manufatto idraulico verranno associati i seguenti tempi di ritorno T_r :*

[...]

c) *Manufatti di attraversamento (ponti e tombini):*

– *linea ferroviaria $T_r = 300$ anni per $S \geq 10$ km².*

– *linea ferroviaria $T_r = 200$ anni per $S < 10$ km².*

(essendo S la superficie del bacino)

Per gli attraversamenti principali, il Manuale prevede che:

“Relativamente ai requisiti idraulici nei confronti dei livelli di massima piena si specifica quanto segue:

– *franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena, calcolato come precedentemente*

descritto, pari a 0.50 m e comunque non inferiore ad 1.5 m sul livello idrico

– posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo ed in golena;

– posizionamento e geometria delle pile in alveo ed in golena in modo da non provocare significativi fenomeni di rigurgito ovvero fenomeni di erosione localizzati sulle sponde ed in alveo.

– Il calcolo dello scalzamento localizzato indotto dalle opere di sostegno deve essere valutato considerando le dimensioni delle pile; nel caso in cui il plinto di fondazione venga messo allo scoperto dall'erosione, le dimensioni maggiori e le forme più tozze dello stesso provocano un ulteriore scalzamento e pertanto, in tale condizione, il calcolo dell'erosione localizzata va ripetuto considerando le dimensioni del plinto invece che quelle della pila.”

Le Norme di Attuazione del PAI Fortore esprimono a riguardo le modalità con cui eseguire le verifiche idrauliche:

“Le verifiche idrauliche saranno condotte a seconda dei casi con modelli di moto permanente, vario monodimensionale, vario bidimensionale.

Lo schema di moto permanente può essere utilizzato qualora sia sufficiente determinare i livelli idrometrici senza compiere valutazioni circa la capacità di laminazione del corso d'acqua.

La modellazione in moto vario sarà utilizzata qualora il fenomeno di laminazione sia significativo o siano presenti significative esondazioni del corso d'acqua.

La relazione idraulica dovrà evidenziare le condizioni al contorno che si sono assunte e le scabrezze. Si dovrà determinare la massima portata smaltibile in alveo e le aree inondabili con tempi di ritorno di 30, 100, 200 e 500 anni.

Negli studi connessi alla realizzazione di opere idrauliche vanno condotti calcoli per definire le condizioni di deflusso allo stato attuale, allo stato di progetto e nelle eventuali fasi intermedie. I progetti che non garantiscono la messa in sicurezza per tempo di ritorno 200 anni devono stimare il rischio residuo”.

Vista la non trascurabilità degli effetti di laminazione e la tendenza ad invadere le aree golenali muovendosi lungo direzioni non parallele al corso d'acqua, per il Fiume Fortore si è scelto di sviluppare un modello idraulico a moto vario di tipo bidimensionale. Sono state considerate diverse configurazioni progettuali, ante e post operam che comprendono configurazioni attuali, intermedie e progettuali.

I coefficienti di scabrezza adottati sono quelli previsti delle Norme di Attuazione del PAI – Fortore (si veda il paragrafo 5.4), così come i franchi minimi per le verifiche idrauliche (paragrafo 7.3).

9.4 Sistemazioni idrauliche

Gli interventi previsti sono stati definiti applicando, laddove possibile, criteri di ingegneria naturalistica ed utilizzando laddove possibile, opere di protezione di tipo “elastico” quali massi sciolti e materassi tipo “Reno”, che costituiscono un’affidabile protezione degli stessi dall’azione erosiva della corrente di piena.

Le sistemazioni idrauliche sono state progettate in generale con lo scopo di:

- assicurare con il periodo di ritorno previsto la sicurezza dell’infrastruttura ferroviaria;
- diminuire le eventuali condizioni di rischio, eliminando o riducendo eventuali esondazioni nella zona di intervento;
- non alterare le condizioni di deflusso idrico e solido nel tratto oggetto di studio;
- impedire divagazioni che possano andare ad interessare le opere di fondazione delle pile o delle spalle;
- evitare le conseguenze derivanti dai fenomeni di erosione localizzata.

9.5 Analisi di compatibilità idraulica

L’infrastruttura ferroviaria di progetto in parte insiste sulle aree di pericolosità idraulica P1, P2 e P3.

Sulla base delle risultanze dello studio idrologico – idraulico sono stati definiti:

- manufatti di trasparenza del rilevato ferroviario, laddove necessario;
- adeguate protezioni dei rilevati ferroviari;
- la rete di drenaggio per la piattaforma ferroviaria e stradale;
- la protezione delle pile, relativamente a quelle interessate da azioni della corrente.

Tutti gli attraversamenti sui corsi d’acqua sono risultati idraulicamente verificati nel rispetto delle prescrizioni tecniche riportate nel Manuale di Progettazione Ferroviaria, nelle Norme Tecniche delle Costruzioni e nelle Norme Tecniche di Attuazione del PAI del F. Fortore.

Soltanto in un tratto lungo la nuova linea in progetto, in particolare in adiacenza al Fosso Olivella 2 (pk 0+250), dove sono state previste tra l’altro opere di trasparenza idraulica, sono state riscontrate alcune criticità legate al possibile, parziale, interessamento dell’unghiatura del ballast (o del piano di regolamento) dai livelli idrici TR 300. In merito a

questa eventualità, è innanzitutto necessario segnalare che, come da sezioni trasversali di progetto (sez. 7, 8, 9, 10, 11), il rilevato esistente verrà allargato/adequato per consentire il raddoppio della sede ferroviaria, con evidente quindi impossibilità di innalzamento del piano ferro. Variazioni della quota del piano ferro comporterebbero quindi la necessità di modificare non soltanto il profilo altimetrico della linea, ma anche l'andamento planimetrico, con conseguente impossibilità di raccordo con la linea ferroviaria esistente a "inizio intervento", a circa 300 metri a nord del tratto in esame. Inoltre, nel tratto immediatamente successivo inoltre (per circa 1.5 km, in direzione Lesina) la sede ferroviaria, unitamente all'opera di attraversamento esistente sul F. Fortore, è già predisposta per il doppio binario. In definitiva, il tratto in questione non può essere modificato altimetricamente e nei fatti è da considerarsi un'opera esistente. L'inserimento degli 8 fornicci di trasparenza, opera un chiaro effetto benefico.

Ulteriori elementi di trasparenza all'interno del rilevato ferroviario, di limitata altezza su p.c. nel tratto in esame (come si evince dalle sezioni trasversali di linea 10, 11, 12), non possono essere inseriti. Si precisa inoltre che nelle modellazioni idrauliche post operam effettuate non sono state considerate le future opere di sistemazione del F. Fortore a valle della linea ferroviaria in progetto (previste dagli enti locali per migliorarne l'officiosità idraulica, come indicato nella precedente Figura 47). Dal punto di vista degli interventi di sistemazione idraulica del territorio, è stato quindi simulato lo scenario che considera gli interventi già consolidati (a monte della linea FS in progetto) e che trascura i benefici derivanti dalla realizzazione delle ulteriori opere previste a valle delle linea FS; tuttavia, nello scenario TR 200, anche imponendo una condizione al contorno di valle molto cautelativa (alta marea, +1.00 m slm), che potrebbe difficilmente verificarsi in concomitanza delle piene del F. Fortore, i livelli idrici in corrispondenza del F. Olivella 2 si attestano ad una quota inferiore rispetto a quella del piano di regolamento.

In conclusione, in corrispondenza del tratto in esame:

- la quota del piano di regolamento di progetto deriva da vincoli "di tracciato" inamovibili;
- la quota del piano di regolamento risulta inferiore (di qualche centimetro) alla quota del livello idrico soltanto nello scenario TR 300, limitatamente ad alcuni punti;
- ulteriori elementi di trasparenza non possono essere inseriti;
- nello scenario TR 200, il livello idrico si attesta a quote inferiori rispetto a quella del piano di regolamento;
- i livelli idrici indicati si riferiscono a scenari che non considerano i benefici dei futuri interventi di sistemazione idraulica del territorio, previsti dagli enti locali (e.g.

ricalibratura del fondo alveo del F. Fortore e arginature, a valle della linea FS fino alla foce).

Infine, gli interventi di presidio previsti seguono gli indirizzi indicati nelle norme nazionali ed in quelle riportate nelle norme di attuazione del PAI, in quanto:

- ✓ il potenziamento della linea ferroviaria in progetto risponde a specifiche esigenze di sviluppo ed è legata a fattori di pubblico interesse;
- ✓ le opere previste non aggravano lo stato di dissesto, piuttosto migliorano l'efficienza idrogeologica del suolo, tenendo in conto gli impatti sull'ambiente fluviale e sul paesaggio;
- ✓ sono state preferite, laddove possibile, tecniche di ingegneria naturalistica finalizzata alla rinaturalizzazione degli alvei;
- ✓ gli studi idrologici-idraulici sviluppati per verificare la compatibilità delle opere rispettano le indicazioni delle Norme di Attuazione del PAI, della Normativa nazionale;
- ✓ per il viadotto la protezione delle pile con materassi tipo Reno garantisce la sicurezza dell'opera rendendo stabile il fondo e prevenendo eventuali dissesti da erosione;
- ✓ in generale, l'intervento proposto non aggrava la funzionalità idraulica dell'area, piuttosto migliora la trasparenza idraulica dell'infrastruttura ferroviaria esistente, aumentando la capacità di smaltimento dei flussi di piena del territorio circostante.

Alla luce delle precedenti considerazioni, la configurazione finale di progetto risulta idraulicamente compatibile con le norme della legislazione vigente di protezione dai rischi idraulici e con la conformazione odierna dei luoghi.

BIBLIOGRAFIA

- AA.VV., *Manuale di ingegneria Civile e ambientale*, vol. 1, IV edizione, Zanichelli-ESAC.
- Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto idrogeologico del Bacino Interregionale del Fiume Fortore (PAI) – *Relazione Generale* – assetto di versante e assetto idraulico – redatto dall'Autorità di Bacino dei fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore, 2006;
- Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto idrogeologico del Bacino Interregionale del Fiume Fortore (PAI) – *Norme di Attuazione* – redatto dall'Autorità di Bacino dei fiumi Trigno, Biferno e Minori, Saccione e Fortore, 2006;
- Cavalli M., Tarolli Paolo, *Application of LIDAR technology for river analysis, Italian Journal of engineering Geology and Environment. Special Issues 1 (2011)*.
- Chow V. T. (1959). *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, New York.
- Da Deppo L., Datei C. e Salandin P. (2005) *Sistemazione dei corsi d'acqua*, V edizione, Libreria internazionale Cortina, Padova.
- King I. P., and Norton W. R. (1978). "Recent application of RMA's finite element models for twodimensional hydrodynamic and water quality". *Finite elements in Water Resources II, Pentech Press, London, 2.81-2.99*.
- Rodi W. (1993), "Turbulence models and their application in hydraulics - A state of the art Review". *International Association for Hydraulic Research*.
- Shioni K., and Knight D. W. (1991). "Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel". *J. Fluid. Mech.*, 222, 617-646.
- Zanichelli G., Caroni e Fiorotto V.(2004) On parameter selection in 2D numerical modeling of a River bifurcation, *ASCE Journal of hydraulics engineering*, vol. 130 n.3 .