

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI-BARI.
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.
3° LOTTO FUNZIONALE SAN LORENZO - VITULANO.

Relazione Idraulica corsi d'acqua interferenti

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

IF0H 32 D 11 RI ID0002 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE ESECUTIVA	C.Marson	giugno 2017	E.Elisei	giugno 2017	F.Cerrone	giugno 2017	Arduini
B	EMISSIONE ESECUTIVA	D.Orlando	Luglio 2018	C. Volpini	Luglio 2018	F.Cerrone	Luglio 2018	Arduini

ITALFERR S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
Dott. Ing. Fabio Arduini
n° 16302-16314
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma

File: IF0H32D11RIID0002001B.doc

n. Elab. : 3L 068

Indice

1.	OGGETTO DELL'INTERVENTO.....	4
1.1	INTRODUZIONE.....	7
2.	DESCRIZIONE INTERVENTO.....	8
2.1	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	8
2.2	I CORSI D'ACQUA ATTRAVERSATI DALLA LINEA FERROVIARIA.....	9
2.3	INQUADRAMENTO MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO DEI CORSI D'ACQUA.....	11
3.	ANALISI IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI.....	12
3.1	CRITERI DI VERIFICA.....	12
3.1.1	<i>Manuale di progettazione ferroviario.....</i>	12
3.1.2	<i>NTC 2008 e relativa Circolare Esplicativa.....</i>	13
3.1.3	<i>Verifiche previste dalle Norme Tecniche di attuazione del P.S.D.A. (Allegato C).....</i>	14
3.1.4	<i>Criteri di verifica.....</i>	16
3.2	VERIFICA DELLE OPERE DI ATTRAVERSAMENTO DEI CORSI D'ACQUA.....	16
3.3	PORTATE DI PROGETTO.....	18
3.4	PROTEZIONI E SISTEMAZIONI DEI CORSI D'ACQUA.....	18
4.	VERIFICA IDRAULICA CORSI D'ACQUA MAGGIORI.....	19
4.1.1	<i>Verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente.....</i>	19
4.1.2	<i>Geometria degli alvei.....</i>	19
4.1.3	<i>Definizione dei coefficienti di scabrezza.....</i>	20
4.1.4	<i>Condizioni al contorno.....</i>	22
4.2	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE PROTEZIONI DEL FONDO E DELLE SPONDE.....	22
4.3	VALLONE DEL FANGARA – PK 45+773.....	28
4.3.1	<i>Descrizione simulazione numerica ante operam.....</i>	28
4.3.2	<i>Risultati simulazione idraulica ante operam TR 200 anni.....</i>	30
4.3.3	<i>Descrizione configurazione post operam.....</i>	33
4.3.4	<i>Risultati simulazione idraulica post operam TR 200 anni.....</i>	34
4.4	VALLONE DEL FANGARA – PK 0+716 DELLA VIABILITÀ NV35 (PK 45+773 DELLA L.F.).....	37

RELAZIONE IDRAULICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	32 D 11	RI	ID0002 001	B	3 di 69

4.4.1	Descrizione simulazione numerica ante operam.....	37
4.4.2	Risultati simulazione idraulica ante operam TR 200 anni.....	38
4.4.3	Descrizione configurazione post operam.....	40
4.4.4	Risultati simulazione idraulica post operam TR 200 anni.....	41
4.5	VERIFICA DEL FRANCO SUI TOMBINI DI PROGETTO.....	44
4.6	VERIFICA PROTEZIONE MASSI ATTRAVERSAMENTI PRINCIPALI.....	45
5.	VERIFICA IDRAULICA ALTRI CORSI D'ACQUA.....	47
5.1	INALVEAZIONI.....	48
5.1.1	Inalveazione 42+722.....	48
5.1.2	Inalveazione 42+980.....	50
5.2	VERIFICA DEI TOMBINI A MOTO UNIFORME.....	51
5.3	VERIFICA PROTEZIONE MASSI ATTRAVERSAMENTI MINORI.....	53
6.	COMPATIBILITÀ IDRAULICA.....	54
6.1	STUDIO IDROLOGICO.....	54
6.2	VERIFICHE IDRAULICHE.....	54
6.3	SISTEMAZIONI IDRAULICHE.....	55
6.4	ANALISI DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA.....	55
7.	APPENDICE.....	57
7.1	IL MODELLO MATEMATICO HEC-RAS.....	57

1. OGGETTO DELL'INTERVENTO

L'intervento complessivo relativo alla tratta "Cancello – Benevento" è suddiviso in due lotti: il primo lotto, fra Cancello e Frasso Telesino, e il secondo lotto tra Frasso Telesino e Vitulano (BN).

Il secondo lotto "Frasso Telesino-Vitulano, oggetto della presente relazione, ha inizio al km 143+200 della LS (km16+500 di progetto in relazione alle chilometriche del I lotto Funzionale Cancello-Frasso) dopo il PC/Fermata di Frasso Telesino e termina al km 108+030 LS (km 46+887 di progetto) prima dell'impianto di Vitulano. La tratta Vitulano – Benevento è già raddoppiata ed è in esercizio.

Il tracciato di variante si estende per 30,387 km con una velocità di tracciato di 180 km/h, tranne che per due tratti a 160 km/h rispettivamente di circa 1.7 km nella zona di Amorosi e di circa 300 m prima dell'allaccio alla Linea Storica lato Vitulano, mentre nella tratta compresa tra le fermate di Solopaca e S. Lorenzo Maggiore la velocità di tracciato è innalzata a 200 km/h.

In sintesi l'intervento è composto da:

- il raddoppio del binario in parte in affiancamento, in parte in variante;
- la nuova fermata di Amorosi comprensiva di due marciapiedi da m 300 con sottopassaggio pedonale;
 - la nuova stazione di Telese dotata di due marciapiedi da m 400 con sottopassaggio e modulo di 750m, comprensiva di: quattro comunicazioni P/D a 60km/h;
 - due binari di precedenza con itinerari in deviata a 60 km/h;
 - modulo di stazione a 750 m;
- la nuova fermata di Solopaca comprensiva di due marciapiedi da m 300 con sottopassaggio;
- la nuova fermata di San Lorenzo Maggiore marciapiedi da m 300 e sottopassaggio;
- il nuovo PC di San Lorenzo Maggiore con comunicazioni a 60 km/h;
- la nuova fermata di Ponte Casalduni comprensiva di due marciapiedi da 300m con sottopassaggio.

Con Ordinanza n. 5 dell'11 marzo 2015, il Commissario ha approvato il Programma generale delle attività da porre in essere per ciascun intervento inserito nei "Progetti Sblocca Italia", fra i quali rientra il progetto della Frasso –Vitulano.

Il Progetto Preliminare della Tratta Frasso Vitulano è stato approvato con Ordinanza n. 25 del 29 ottobre 2016.. Tale Ordinanza definisce che la realizzazione dell'opera dovrà essere pianificata sulla base della disponibilità finanziaria, con la conseguente necessità di suddividere l'intervento in lotti funzionali (sub lotti)

Dall'analisi di tracciato e in funzione delle fasi di esercizio, è stata quindi analizzata la suddivisione dell'intervento in 3 lotti funzionali in relazione ai tratti in cui l'infrastruttura dialoga con gli impianti esistenti di Teleso e San Lorenzo:

- Sublotto 1 (circa 10 km): dal km 19+000 fino all'impianto di Teleso al km 26+490;
- Sublotto 2 (circa 10,5 km): da Teleso fino all'impianto del PC di San Lorenzo (km 37+500);
- Sublotto 3 (circa 9 km): dall'impianto del PC di San Lorenzo fino a fine intervento (km 46+500 coincidente con il km 108+500 LS).

Questo progetto rispetta le indicazioni contenute nel Progetto Preliminare, a meno di alcune modifiche di miglioramento progettuale e/o modifica dei dati di base:

- Dal km 16+500 al km 18+100 modeste variazioni planoaltimetriche nella tratta in stretto affiancamento alla sede attuale anche per l'inserimento di un nuovo sottopasso stradale al km 17+750;
- Modifica planoaltimetrica dal km 20+500 al km 24+200 in corrispondenza della nuova Fermata di Amorosi;
- Modifica planimetrica dal km 24+200 al 26+200 per inserimento di una seconda comunicazione pari/dispari, lato Napoli, per la stazione di Teleso nonché per adeguamento progettuale del Ponte sul Torrente Portella;
- Modesta variazione di tracciato per inserimento dello stesso in posizione centrale al viadotto della variante stradale della Via turistica del Lago di Teleso e per l'inserimento di una nuova comunicazione estrema per la stazione di Teleso, lato Benevento;
- Eliminazione del fascio manutenzione in stazione di Teleso;
- Varianti planoaltimetriche tra le progressive il km 31+050 ed il km 37+070 per:
 - l'innalzamento della velocità di tracciato da 180 a 200 km/h,

- permettere una maggior “permeabilità” tra le aree a monte ed a valle della ferrovia in Comune di Guarda Sanframondi,
 - spostamento verso nord del tracciato nella Galleria S. Lorenzo Maggiore per aumentare il ricoprimento della galleria nel punto di sottopasso del Torrente Ianare,
 - alzare la livelletta in corrispondenza del Vallone La Cerasa,
- Variazione planimetrica tra le progressive km 37+600 e km 39+150 per realizzare in una unica fase i nuovi ponti sul Vallone Fornace e sul Burrone Martello;
 - Spostamento della comunicazione, già prevista al km 37+093, al km 38+236;
 - Variazione planimetrica in corrispondenza del cimitero di Casalduni per allontanare il tracciato dei binari dal confine cimiteriale;
 - Modifica del tracciato in corrispondenza della Fermata di Casalduni per ridurre la sopraelevazione dei binari in corrispondenza dei marciapiedi;
 - Varianti planoaltimetriche tra le progressive il km 42+700 ed il km 46++372 per:
 - aumentare la distanza, alla progressiva 43+300, da un fabbricato di civile abitazione e nel contempo aumentare la quota di passaggio sul Torrente Reventa,
 - abbassamento della quota del piano del ferro in corrispondenza del passaggio, in Galleria Le Forche, al di sotto di una frana quiescente al km 47+500 circa,
 - rialzamento della quota del piano del ferro in corrispondenza del Vallone Fangara per aumento del franco idraulico.

1.1 INTRODUZIONE

La finalità del presente studio idraulico è il dimensionamento e la verifica del funzionamento dei manufatti ferroviari di attraversamento della linea ferroviaria. Tali opere sono state individuate sulla base sia di analisi geomorfologiche dei bacini idrografici afferenti la linea ferroviaria, sia di valutazioni visive condotte durante una serie di sopralluoghi estesi a tutte le opere esistenti lungo la tratta ferroviaria in oggetto

Nel dettaglio l'analisi effettuata ha seguito le seguenti fasi:

- verifica idraulica delle opere di attraversamento maggiore mediante elaborazione di simulazione idraulica su modello matematico in schema di moto permanente;
- redazione delle planimetrie di esondazione, dei profili di moto permanente e delle sezioni con livelli idrici ed energetici;
- verifica idraulica di tombini scatolari e ponticelli in schema di moto uniforme, per gli attraversamenti minori.
- valutazione del franco idraulico delle nuove opere;
- verifica della stabilità delle opere di sistemazione idraulica degli attraversamenti analizzati mediante modello matematico;
- analisi di compatibilità idraulica;
- analisi idraulica delle fasi costruttive per alcuni corsi d'acqua.

2. DESCRIZIONE INTERVENTO

2.1 Inquadramento territoriale

L'area sottesa dal raddoppio della linea ferroviaria, è ubicata nella Regione Campania, nella provincia di Benevento. Il tracciato di progetto si estende per circa 30 km nella valle del Fiume Calore e del Fiume Volturno. In Figura 1 si riporta il tracciato di progetto (in rosso scuro) e la linea ferroviaria esistente (in nero). La nuova infrastruttura nel suo sviluppo interseca i tratti terminali di una serie di torrenti, valloni, scoli e rivi affluenti nei due fiumi principali.

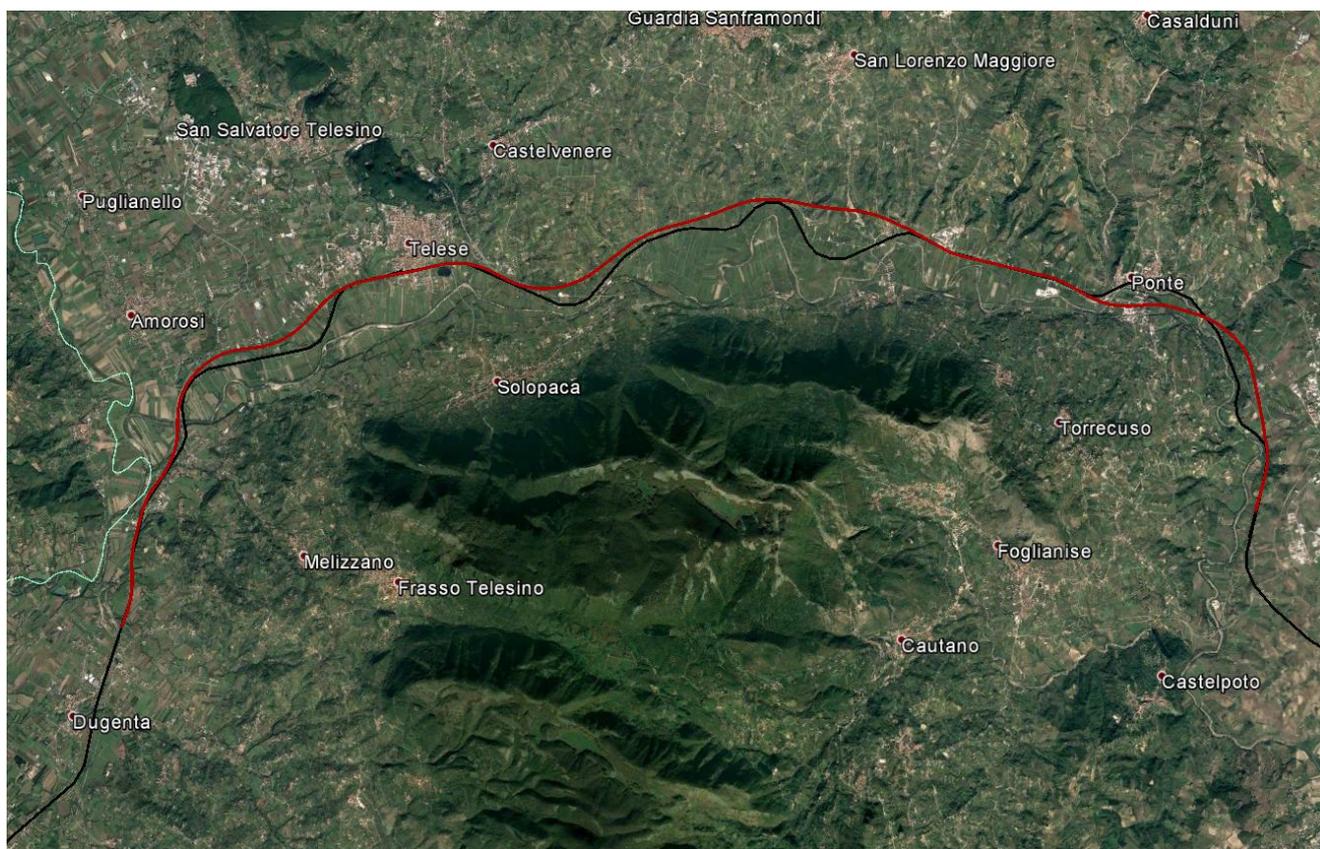


Figura 1: Inquadramento territoriale della tratta Frasso Telesino - Vitulano.

Nei primi 3.5 km del suo percorso il tracciato viaggia in parallelo al Fiume Volturno, poco a valle della confluenza del Calore, poi, per la restante parte della sua estensione, il tracciato si colloca in parallelo al Fiume Calore e attraversa il corso d'acqua in tre punti.

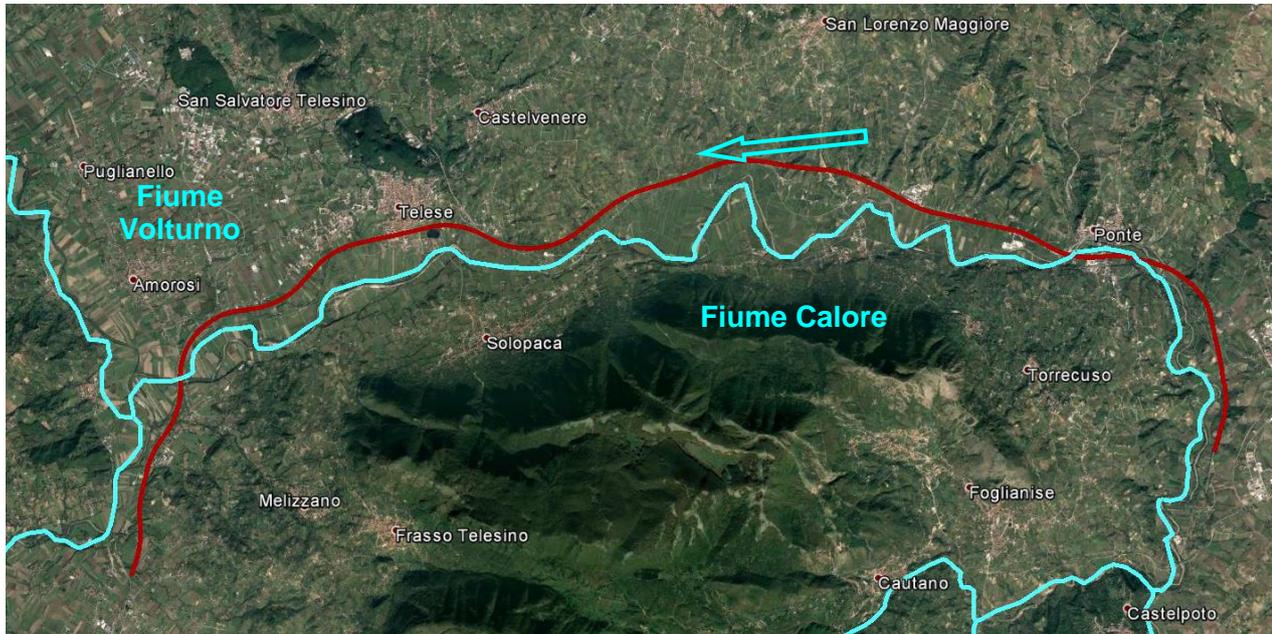


Figura 2: Sezioni di attraversamento della linea ferroviaria sul Fiume Calore.

Lo studio del Fiume Calore, del Fiume Volturno e dei tre attraversamenti ferroviari di progetto è riportato nella relazione idraulica IF0H02D09RIID0002001A, nel presente documento si riporta l'analisi dei manufatti di attraversamento della linea ferroviaria su tutti gli altri corsi d'acqua interessati dal tracciato di progetto.

2.2 I corsi d'acqua attraversati dalla linea ferroviaria

L'analisi idrologica riportata nella relazione idrologica IF0H02D09RIID0001001A ha individuato 43 corsi d'acqua attraversati dalla linea ferroviaria di progetto. Le aste principali e i bacini dei corsi d'acqua sono visibili in Figura 3.

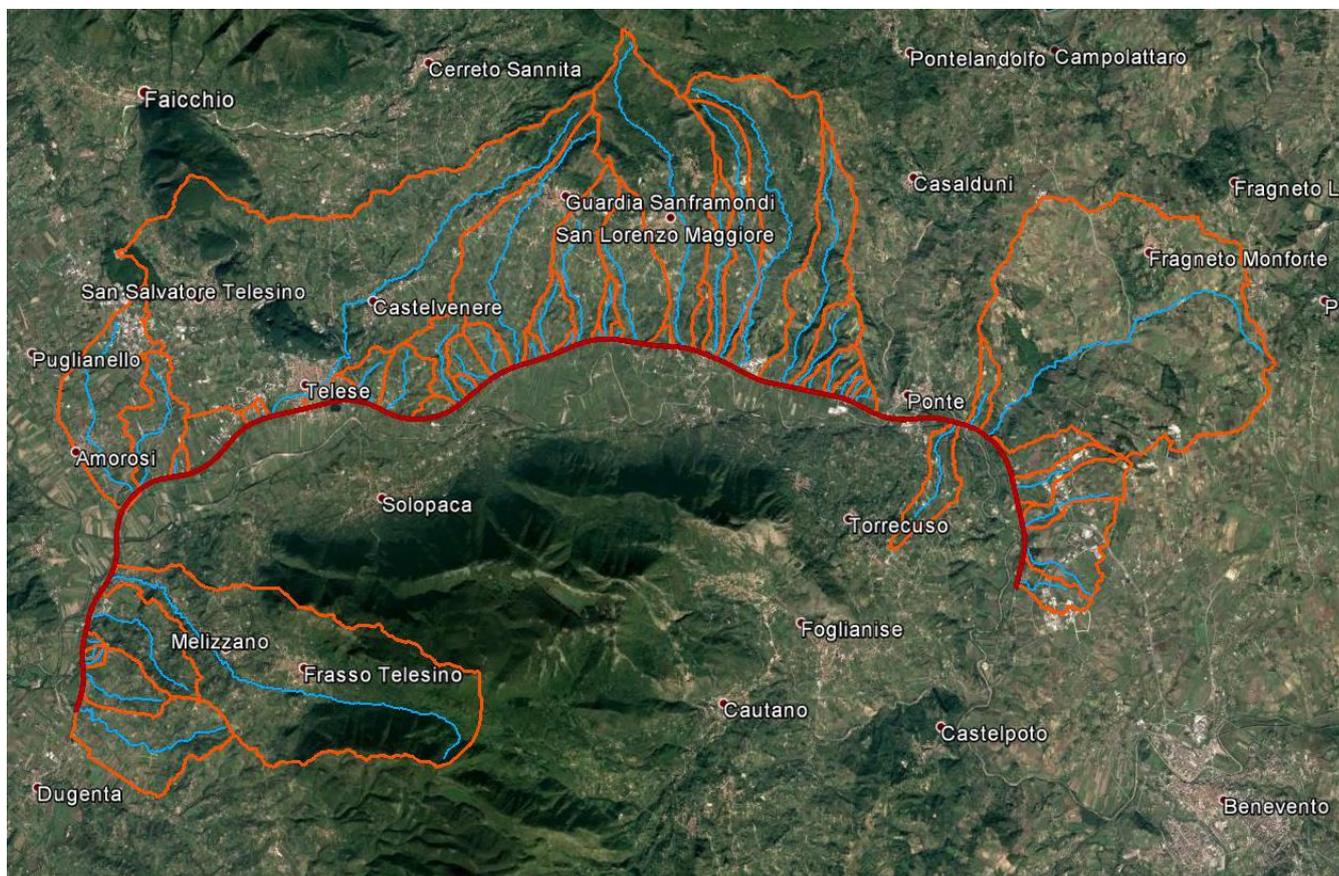


Figura 3: Aste principali e bacini dei 43 corsi d'acqua interferenti con la linea ferroviaria

Le estensioni dei bacini dei corsi d'acqua interferenti con la linea ferroviaria Frasso Telesino – Vitulano, e compresi nel Sublotto 3, sono riportate nella Tabella 1.

ID	Corso d'acqua	Pk	S
		[km]	[km ²]
33	Interferenza	39+087.5	0.27
34	Rivo Depone	39+546	0.50
35	Rivo Femmina Morta	39+862	0.27
36	Interferenza	40+057	0.12
37	Interferenza	40+238	0.15
38	Fosso	42+722	1.76
39	Fosso	42+980	0.71
40	Torrente Reventa	43+400	31.76

ID	Corso d'acqua	Pk	S
		[km]	[km ²]
41	Interferenza	44+850	1.16
42	Vallone del Fangara	45+761	1.84
43	Interferenza	46+230	3.07

Tabella 1: Bacini e attraversamenti dei corsi d'acqua interferenti con la linea ferroviaria Frasso Telesino - Vitulano. – Sublotto 3

2.3 Inquadramento manufatti di attraversamento dei corsi d'acqua

Nella Tabella 2 sono riportati i manufatti di attraversamento previsti in corrispondenza dei corsi d'acqua interferenti con il tracciato di progetto. Per ogni manufatto si riporta la progressiva chilometrica da profilo, il toponimo e la WBS (work breakdown structure) dell'opera (laddove presente).

ID	Corso d'acqua	Pk	S	OPERA
		[km]	[km ²]	
33	Interferenza	39+087.5	0.27	IN17
34	Rivo Depone	39+546	0.5	IN18
35	Rivo Femmina Morta	39+862	0.27	IN20
36	Interferenza	40+057	0.12	IN21
37	Interferenza	40+238	0.15	IN22
38	Fosso	42+722	1.76	Deviaz fosso
39	Fosso	42+980	0.71	Deviaz. fosso
40	Torrente Reventa	43+400	31.76	VI22
41	Interferenza	44+850	1.16	Attr. stradale
42	Vallone del Fangara	45+761	1.84	IN24
42bis	Vallone del Fangara (pk 0+716 riferita alla NV35)	45+761	1.84	NI09
43	Interferenza	46+230	3.07	Opera esistente

Tabella 2: Elenco delle opere di attraversamento della linea ferroviaria di progetto.

3. ANALISI IDRAULICA ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI

3.1 Criteri di verifica

Si riportano di seguito i riferimenti per la verifica delle opere di progetto, vale a dire, nell'ordine:

- Manuale di progettazione ferroviario;
- NTC 2008;
- Norme Tecniche di attuazione del P.S.D.A..

3.1.1 Manuale di progettazione ferroviario

Come previsto dal Manuale di Progettazione ferroviario ogni tipo di manufatto idraulico è stato verificato utilizzando i seguenti tempi di ritorno T_r :

...omissis...

c) Manufatti di attraversamento (ponti e tombini):

- linea ferroviaria $T_r = 300$ anni per $S > 10 \text{ km}^2$
- linea ferroviaria $T_r = 200$ anni per $S < 10 \text{ km}^2$
- deviazioni stradali $T_r = 200$ anni

...omississ...

Per la verifica idraulica delle opere di attraversamento principali il manuale prevede quanto segue:

“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.”

Per la verifica idraulica delle opere di attraversamento secondarie il manuale prevede quanto segue:

“ Le tipologie ammesse sono:

- tombini circolari in c.a. con diametro minimo 1.5m;*
- tombini scatolari in c.a. con dimensione minima 2m;*

Sono ammessi fino a due tombini affiancati.

In nessun caso saranno ammessi attraversamenti con opere a sifone.

La pendenza longitudinale del fondo dell'opera non dovrà essere inferiore al 2‰ e ciò al fine di impedire la sedimentazione di eventuale materiale solido trasportato.

La sezione di deflusso complessiva del tombino dovrà consentire lo smaltimento della portata massima di piena con un grado di riempimento non superiore al 70% della sezione totale.

Dovranno essere previsti gli opportuni accorgimenti per evitare, in corrispondenza delle fondazioni del manufatto, fenomeni di scalzamento o erosione.”

3.1.2 NTC 2008 e relativa Circolare Esplicativa

Come previsto dalla Norme Tecniche per le Costruzioni e la relativa circolare Applicativa, tutti gli attraversamenti maggiori dovranno rispettare le seguenti prescrizioni:

- NTC 2008: 5.2.1.2 Compatibilità idraulica

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema.

Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni dell'alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La quota idrometrica e il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita a un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni.

Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante.

Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

- Circolare applicativa: C5.1.2.4 Compatibilità idraulica

Le questioni idrauliche, da trattare con ampiezza e grado di approfondimento commisurati alla natura dei problemi e al grado di elaborazione del progetto, devono essere oggetto di apposita relazione idraulica, che farà parte integrante del progetto stesso...omissis...

La quota idrometrica e il franco devono essere posti in correlazione con la piena di progetto anche in considerazione della tipologia dell'opera e delle situazioni ambientali.

*In tal senso può ritenersi normalmente che il valore della portata massima e del relativo franco siano riferiti a un tempo di ritorno non inferiore a **200 anni**; è d'interesse stimare i valori della frequenza probabile d'ipotetici eventi che diano luogo a riduzioni del franco stesso. Nel caso di corsi di acqua arginati, la quota di sottotrave deve essere comunque non inferiore alla quota della sommità arginale.*

A titolo d'indicazione, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50÷2,00 m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia non inferiore a 6÷7 m quando si possa temere il transito d'alberi d'alto fusto, con l'avvertenza di prevedere valori maggiori per ponti con luci inferiori a 40 m o per ponti posti su torrenti esposti a sovralti d'alveo per deposito di materiali lapidei provenienti da monte o dai versanti.

Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco previsto deve essere assicurato per un'ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m....omissis.

3.1.3 Verifiche previste dalle Norme Tecniche di attuazione del P.S.D.A.(Allegato C)

Come previsto dalle Norme Tecniche di Attuazione gli attraversamenti idraulici devono essere verificati utilizzando i seguenti tempi di ritorno Tr:

“ ...omissis ...Il valore della portata di piena da assumere per le verifiche idrauliche delle opere interferenti con la rete idrografica è fissata pari a quella con tempo di ritorno di 100 anni, salvo i casi particolari in cui sia necessario assumere un tempo superiore ovvero in cui le opere di protezione e sistemazione presenti siano dimensionate per un tempo superiore”

“I progetti degli attraversamenti dovranno prevedere, ai fini della sicurezza delle stesse strutture, le seguenti verifiche:

- franco minimo tra quota di massima piena di progetto e quota di intradosso del ponte pari a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1.00 m;
- interasse minimo tra le pile adeguato a non provocare fenomeni di ostruzione;
- scalzamento massimo, in corrispondenza delle fondazioni delle pile e delle spalle, che tenga conto dello scalzamento diretto e della tendenza evolutiva dell'alveo tale da non compromettere la stabilità della struttura.”

“[...] Dovrà pertanto essere condotta la valutazione della compatibilità dei manufatti con l'assetto dell'alveo in termini di:

- effetti di restringimento dell'alveo e/o di indirizzamento della corrente;
- effetti di rigurgito a monte;
- compatibilità locale con le opere idrauliche esistenti.
- effetto di riduzione della capacità di invaso dovuto alla realizzazione dei rilevati.

Per le opere minori di attraversamento (ponticelli e scatolari) il dimensionamento idraulico dei manufatti dovrà considerare e definire i seguenti elementi essenziali:

- condizioni di deflusso in funzione della portata liquida di progetto;
- condizioni di deflusso in funzione della portata solida di progetto;
- effetti di erosione allo sbocco e relative protezioni.”

3.1.4 Criteri di verifica

Sulla base di quanto riportato nei due precedenti paragrafi, le nuove opere di attraversamento sono state progettate secondo i seguenti criteri:

	Manuale di progettazione ferroviaria	NTC 2008 e relativa circolare applicativa	Norme Tecniche di attuazione del P.S.D.A.(Allegato C)
Manufatti di attraversamento principali (ponti e viadotti)	<ul style="list-style-type: none"> • linea ferroviaria $Tr=300$ anni per $S > 10$ km² • linea ferroviaria $Tr=200$ anni per $S < 10$ km² • deviazioni stradali $Tr=200$ anni 	$Tr = 200$ anni	$Tr = 100$ anni
Verifica Franco di Progetto ponti.	<p><i>Franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena, pari a 0.50 m e comunque non inferiore ad 1.5 m sul livello idrico.</i></p>	1,50÷2,00 m	<p><i>Franco minimo tra quota di massima piena di progetto e quota di intradosso del ponte pari a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1.00 m</i></p>
Dislivello tra fondo e sottotrave	-	<p><i>Non inferiore a 6÷7 m quando si possa temere il transito d'alberi d'alto fusto</i></p>	
Posizione spalle	<p><i>Posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo ed in golena;</i></p>	<p><i>Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali.</i></p>	
Manufatti di attraversamento secondari (tombini e scatolari)	<p><i>Grado di riempimento non superiore al 70% della sezione totale.</i></p>		

Tabella 3: Criteri di verifica delle opere di progetto secondo le normative di riferimento.

3.2 Verifica delle opere di attraversamento dei corsi d'acqua

In funzione dell'importanza del corso d'acqua attraversato e dell'opera di progetto sono state adottate diverse tipologie di verifica idraulica. Per i corsi d'acqua più importanti è stato utilizzato un programma di calcolo monodimensionale a moto permanente. Per i corsi d'acqua minori è stato invece

adottato uno schema di calcolo a moto uniforme. In alcuni casi la verifica dei manufatti di attraversamento è rimandata al drenaggio di piattaforma ferroviaria. Nella Tabella 4 sono riportati i manufatti e la tipologia di verifica idraulica prevista.

ID	Corso d'acqua	Pk [km]	S [km ²]	OPERA	VERIFICA
33	Interferenza	39+087.5	0.27	IN17	TOMBINO MOTO UNIFORME
34	Rivo Depone	39+546	0.5	IN18	TOMBINO MOTO UNIFORME
35	Rivo Femmina Morta	39+862	0.27	IN20	TOMBINO MOTO UNIFORME
36	Interferenza	40+057	0.12	IN21	TOMBINO MOTO UNIFORME
37	Interferenza	40+238	0.15	IN22	TOMBINO MOTO UNIFORME
38	Deviazione fosso	42+722	1.76	Deviaz fosso	INALVEAZIONE MOTO UNIFORME
39	Deviazione fosso	42+980	0.71	Deviaz. fosso	INALVEAZIONE MOTO UNIFORME
40	Torrente Reventa	43+400	31.76	VI22	HEC-RAS
41	Interferenza	44+850	1.16	Attr. stradale	PONTE STRADALE
42	Vallone del Fangara	45+761	1.84	IN24	HEC-RAS
42bis	Vallone del Fangara (pk 0+716 riferita alla NV35)	45+761	1.84	NI09	HEC-RAS
43	Interferenza	46+230	3.07	Opera esistente	OPERA ESISTENTE

Tabella 4: Elenco delle opere di attraversamento della linea ferroviaria di progetto e tipo di verifica idraulica.

Si specifica che le opere del drenaggio di piattaforma sono trattate nella relazione del drenaggio di piattaforma della linea ferroviaria. Non è stata sviluppata nessuna verifica sulle opere alla pk 44+850 e alla pk 46+230.

3.3 Portate di progetto

Nella seguente tabella sono riportati i valori di portata di riferimento per la verifica dei manufatti di progetto.

Progr.	Corso d'acqua	Pk	S	Q (Tr=200)	Q (Tr=300)
		[km]	[km ²]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
33	Interferenza	39+087.5	0.27	6.85	
34	Rivo Depone	39+546	0.5	11.2	
35	Rivo Femmina Morta	39+862	0.27	6.79	
36	Interferenza	40+057	0.12	3.43	
37	Interferenza	40+238	0.15	4.2	
38	Deviazione fosso	42+722	1.76	29.64	
39	Deviazione fosso	42+980	0.71	14.91	
40	Torrente Reventa	43+400	31.76	221.15	239.44
41	Interferenza	44+850	1.16	21.8	
42	Vallone del Fangara	45+761	1.84	30.84	
42bis	Vallone del Fangara (pk 0+716 riferita alla NV35)	45+761	1.84	30.84	
43	Interferenza	46+230	3.07	43.85	

Tabella 5: Portate di progetto per i bacini maggiori.

3.4 Protezioni e sistemazioni dei corsi d'acqua

Stante il carattere torrentizio dei corsi d'acqua è stato previsto di proteggere le zone in prossimità degli attraversamenti di progetto mediante massi sciolti intasati con materiale d'alveo.

Essendo la maggior parte degli attraversamenti in aperta campagna, si ritiene tra le altre cose, che tale tipologia di protezione sia meno impattante dal punto di vista paesaggistico rispetto ad altre.

In taluni casi, laddove le velocità in alveo sono limitate e laddove, nei sopralluoghi effettuati, non vi era evidenza della presenza di trasporto solido, sono state previste delle protezioni in materassi tipo Reno.

Nei seguenti capitoli sono descritte le tipologie di protezione e rivestimento adottate per ogni corso d'acqua e le conseguenti verifiche della stabilità della sistemazione. In appendice, al termine di questa relazione, è descritta la teoria adottata per le verifiche.

4. VERIFICA IDRAULICA CORSI D'ACQUA MAGGIORI

4.1.1 Verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente

Le simulazioni numeriche dei corsi d'acqua maggiori sono state condotte utilizzando un programma di calcolo monodimensionale a moto permanente che fornisce un'adeguata rappresentazione del fenomeno, descrivendo le principali grandezze fisiche per ogni sezione idraulica di calcolo. Per la determinazione del profilo idrico nella situazione attuale e di progetto è stato utilizzato il codice denominato HEC – RAS 5.0.3 River Analysis System del settembre 2016, sviluppato dalla U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, i cui fondamenti concettuali sono riportati nel capitolo 4.3.

4.1.2 Geometria degli alvei

I modelli matematici sono stati sviluppati riproducendo la geometria degli alvei naturali unendo diversi dati di base:

- le sezioni trasversali dei corsi d'acqua, ricavate da un rilievo topografico di dettaglio eseguito sulle aste fluviali.
- il rilievo celerimetrico di dettaglio nella zona delle opere,
- il rilievo aerofotogrammetrico realizzato sull'intera tratta di progetto
- il modello digitale del suolo (DEM) sviluppato a partire da un rilievo LIDAR effettuato dal Ministero dell'Ambiente, la cui risoluzione è dell'ordine del metro.

L'uso delle diverse fonti è stato preceduto da una verifica di congruenza delle quote di riferimento dei vari dati.

Ulteriori informazioni sono state reperite mediante specifici sopralluoghi nel corso dei quali sono state acquisite informazioni sullo stato degli alvei nell'area di studio e sulla geometria degli attraversamenti esistenti.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 3° LOTTO FUNZIONALE SAN LORENZO – VITULANO.					
	RELAZIONE IDRAULICA	COMMESSA IF0H	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. B

4.1.3 Definizione dei coefficienti di scabrezza

La stima dei coefficienti di scabrezza delle superfici è caratterizzata da un notevole grado di incertezza dal momento che questi parametri presentano un ampio spettro di valori in dipendenza dello stato dell'alveo, dal grado di manutenzione e pulizia detto stesso, dalla presenza e dal tipo di vegetazione, dai cicli stagionali, dalla granulometria del fondo, ecc.

Nella valutazione dei coefficienti di scabrezza occorre tener presente che questi sono comunque suscettibili di modifiche per tenere conto degli effetti dissipativi legati a:

- perdite localizzate prodotte dall'interazione della corrente con irregolarità geometriche come presenza di ostacoli di vario genere, espansioni brusche, incisioni nelle golene, brusche variazioni di larghezza;
- perdite energetiche dovute alla modificazione del fondo dell'alveo, alla risospensione e trasporto solido, allo sradicamento e al trasporto di materiale vegetale.

Si preferisce dunque optare per dei coefficienti di scabrezza che tengano mediamente conto (vista la grande variabilità dei parametri) delle condizioni ambientali e restino a favore di sicurezza.

I sopralluoghi e le analisi di foto satellitari in diversi periodi hanno evidenziato la presenza di una folta vegetazione in corrispondenza dell'alveo con un certo deposito di ciottoli e ghiaia, oltre che una certa tortuosità dei corsi d'acqua trattati. Le aree esterne all'alveo risultano invece prive di vegetazione o coltivate.

In Tabella 6 si riporta un elenco di coefficienti di Manning di riferimento desunto dalla letteratura scientifica (Chow, 1959).

RELAZIONE IDRAULICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	32 D 11	RI	ID0002 001	B	21 di 69

A. CORSI D'ACQUA NATURALI <i>Corsi d'acqua minori (tirante inferiore a 3,5m)</i>				
1. Corsi d'acqua di pianura				
a. Puliti, rettilinei, in piena senza scavi localizzati	0.025	0.030	0.033	
b. Puliti, rettilinei, in piena senza scavi localizzati, con sassi e sterpaglia	0.030	0.035	0.040	
c. Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi	0.033	0.040	0.045	
d. Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, con cespugli e pietre	0.035	0.045	0.050	
e. Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, in magra	0.040	0.048	0.055	
f. Puliti, ondulati, con alcune buche e banchi, con cespugli e più pietrame	0.045	0.050	0.060	
g. Trattati lenti, sterpaglia e buche profonde	0.050	0.070	0.080	
h. Trattati molto erbosi, buche profonde e grossi arbusti e cespugli	0.070	0.100	0.150	
2. Aree golenali				
a. A pascolo senza vegetazione arbustiva	0.025	0.030	0.050	
b. Aree coltivate	0.020	0.035	0.050	
c. Con vegetazione arbustiva spontanea	0.035	0.070	0.160	
d. Con vegetazione arborea coltivata	0.030	0.060	0.120	
3. Corsi d'acqua montani, senza vegetazione in alveo, sponde ripide alberi e cespugli lungo le sponde sommergibili durante le piene				
a. Fondo: ghiaia, ciottoli e massi sparsi	0.030	0.040	0.050	
b. Fondo: ciottoli e massi grossi	0.040	0.050	0.070	
B. CANALI ARTIFICIALI				
1. Canali in terra lisciata ed uniforme				
a. Puliti, scavata di recente	0.016	0.018	0.020	
b. Puliti, dopo prolungata esposizione	0.018	0.022	0.025	
c. Ghiaia, sezione uniforme, pulita	0.022	0.025	0.030	
d. Erba corta, pochi cespugli	0.022	0.027	0.033	
2. Canali in terra con ondulazioni o irregolari				
a. Senza vegetazione	0.023	0.025	0.030	
b. Con erba e pochi cespugli	0.025	0.030	0.033	
c. Cespugli o piante acquatiche in canali profondi	0.030	0.035	0.040	
d. Fondo in terra e sponde in pietrisco	0.028	0.030	0.035	
e. Fondo in pietrame e sponde in cespugli	0.025	0.035	0.040	
f. Fondo in ciottoli e sponde pulite	0.030	0.040	0.050	
3. Canali scavati o dragati				
a. Senza vegetazione	0.025	0.028	0.033	
b. Cespugli sparsi sulle sponde	0.035	0.050	0.060	
4. Canali in roccia				
a. Lisci ed uniformi	0.025	0.035	0.040	
b. Frastagliati ed irregolari	0.035	0.040	0.050	
5. Canali senza manutenzione, sterpaglia e cespugli				
a. Sterpaglia densa, alta quanto il tirante idrico	0.040	0.050	0.080	
b. Fondo pulito cespugli sulle sponde	0.045	0.070	0.110	
c. Fondo pulito, cespugli sulle sponde, in piena	0.050	0.080	0.120	
d. Cespugli densi ed acque profonde	0.080	0.100	0.140	

Tabella 6: Tabella riepilogativa per la scelta del coefficiente di Manning (Chow, 1959).

Pertanto i coefficienti di Manning utilizzati nella modellazione sono:

- 0.03-0.05 s/m^{1/3} per gli alvei naturali incisi;
- 0.035-0.05 s/m^{1/3} per le aree golenali e per le aree limitrofe alle sponde degli alvei;
- 0.02 s/m^{1/3} per le protezioni in massi sciolti affioranti;
- 0.02857 s/m^{1/3} per le protezioni in materassi tipo reno;
- 0.017 s/m^{1/3} per le opere in calcestruzzo.

4.1.4 Condizioni al contorno

Le simulazioni sono state condotte imponendo il livello idrico in condizioni di moto uniforme nelle sezioni di monte e di valle. Le pendenze del fondo dell'alveo in queste sezioni, indispensabili per il calcolo delle altezze di moto uniforme, sono state dedotte dai dati geodetici a disposizione.

4.2 Criteri di dimensionamento delle protezioni del fondo e delle sponde

Stante il carattere torrentizio dei corsi d'acqua è stato previsto di proteggere le zone in prossimità degli attraversamenti di progetto mediante massi sciolti intasati con materiale d'alveo.

Essendo la maggior parte degli attraversamenti in aperta campagna, si ritiene tra le altre cose, che tale tipologia di protezione sia meno impattante dal punto di vista paesaggistico rispetto ad altre.

In taluni casi, laddove le velocità in alveo erano limitate e non vi era evidenza nei sopralluoghi effettuati della presenza di trasporto solido, sono state previste delle protezioni in materassi tipo Reno.

Il diametro dei massi è stato scelto verificando che il rapporto tra la tensione tangenziale critica dei medesimi e la tensione tangenziale massima derivante dalle modellazioni monodimensionali fosse sempre superiore a 1.

E' da precisare che la distribuzione delle tensioni tangenziali è strettamente legata alla forma della sezione. Infatti è prossima a quella media solo quando la sezione è larga rispetto al tirante idrico e approssimativamente rettangolare. Un esempio della distribuzione delle tensioni tangenziali per una sezione trapezia, di dimensioni modeste, è raffigurato nella figura seguente, dove τ_0 rappresenta la tensione tangenziale media nella sezione.

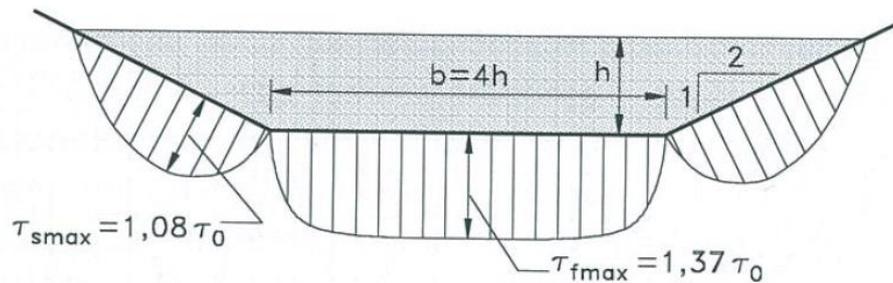


Figura 4: Distribuzione delle tensioni tangenziali in una sezione trapezia

Il valore della tensione tangenziale massima sul fondo e sulle sponde, in una sezione, può essere ottenuto applicando al valore medio i fattori correttivi ricavati dagli abachi sperimentali di Figura 5, in funzione del rapporto tra base della sezione e altezza del tirante idrico (b/h) e dell'inclinazione della sponda. Pertanto, essendo tutti gli alvei a sezione trapezoidale con un rapporto b/h minore di 8, sono state calcolate le tensioni massime al fondo e sulle sponde applicando i parametri correttivi, precedentemente indicati, al massimo tra i valori medi ottenuti dalle simulazioni monodimensionali nelle sezioni oggetto di sistemazione.

E' da precisare che laddove i fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima sulle sponde risultavano inferiori all'unità, non sono stati applicati in ragione di sicurezza.

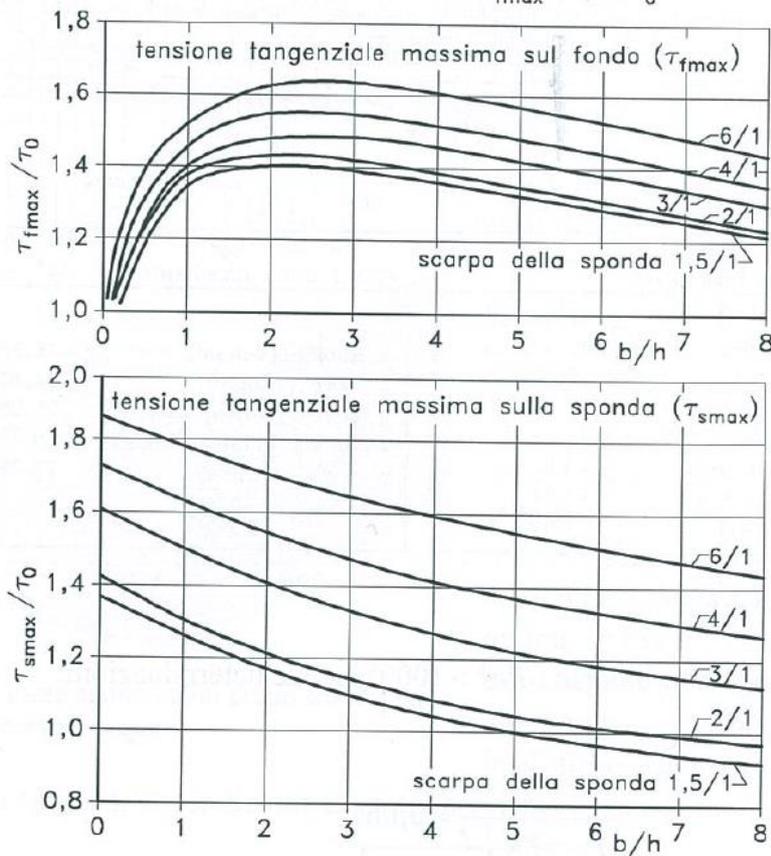


Figura 5: Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima

Il calcolo della tensione critica è stato effettuato utilizzando il criterio di Shields, ossia:

$$\tau_{cr} = 0.06 \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d$$

Con :

γ_s peso specifico dei massi

γ_w peso specifico dell'acqua

d diametro del masso

Nei casi in cui vi era presenza di bassa sommergenza dei massi, ossia il rapporto tra tirante e diametro era inferiore a 6, è stato invece applicato al criterio di shields il fattore correttivo di Armanini e Scott.

$$\tau_{cr} = 0.06 \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d \cdot \left(1 + 0.67 \cdot \left(\frac{d}{h} \right)^{0.5} \right)$$

Con :

h tirante idrico

Poiché le relazioni indicate valgono nel caso di fondo piano, la tensione tangenziale critica sulle sponde è stata calcolata applicando il criterio di Lane, ossia applicando un fattore correttivo pari a:

$$\frac{\tau_{cr}(\alpha)}{\tau_{cr}(0)} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \varphi}}$$

Dove:

$\tau_{cr}(\alpha)$ è la tensione tangenziale critica sulla sponda

$\tau_{cr}(0)$ è la tensione tangenziale critica sul fondo

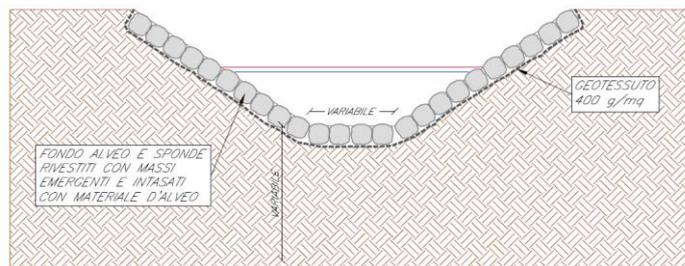
α l'angolo di inclinazione della sponda rispetto all'orizzontale

φ l'angolo d'attrito dei massi

Per quanto concerne quest'ultimo valore esso è stato assunto ovunque pari a 60°.

Tra il terreno naturale e i massi è prevista la posa di un geotessuto di massa non inferiore ai 400 gr/m², prevedendo uno strato di allettamento in sabbia al fine di non danneggiarlo durante le operazioni di posa.

Nella figura seguente è riportata una sezione tipo delle sistemazioni previste.



N.B.: PREVEDERE STRATO DI ALLETTAMENTO IN SABBIA PER I MASSI

Figura 6: Sezione tipo protezione

In taluni casi, dove le pendenze longitudinali risultavano di una certa importanza si è preferito, in ragione di sicurezza, prevedere la legatura reciproca dei massi con funi in acciaio, ancorandoli a dei micropali armati infissi nel terreno. Si riporta nelle figure seguenti un esempio della legatura prevista.

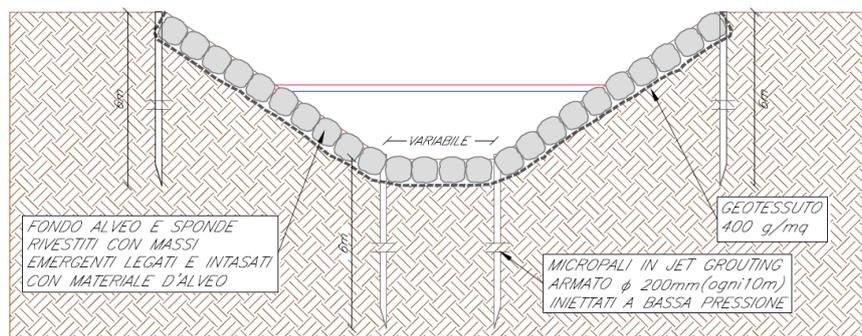


Figura 7: Sezione tipo protezione con legatura massi e micropali

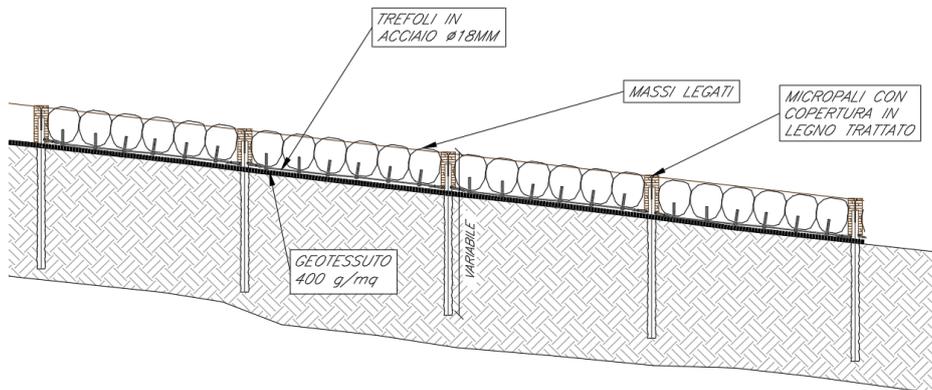
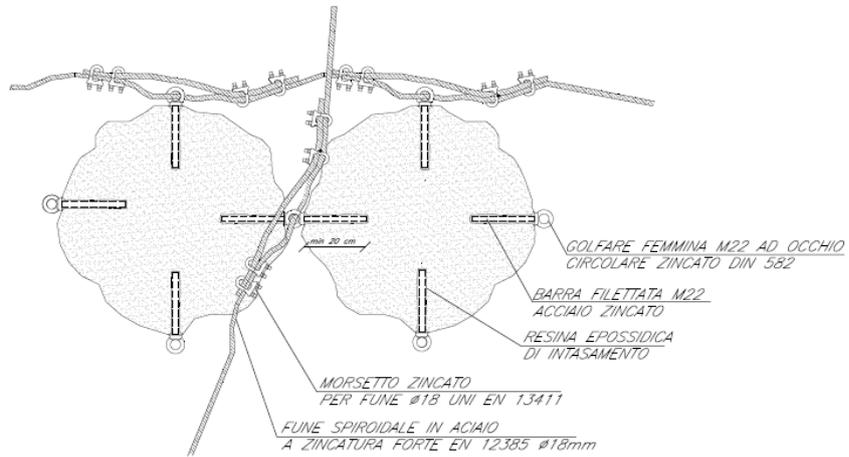


Figura 8: Profilo tipo legatura massi e micropali

RELAZIONE IDRAULICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	32 D 11	RI	ID0002 001	B	27 di 69



N.B. Le congiunzioni mediante morsetti devono essere conformi alla norma UNI EN 13411

Figura 9: Particolare tipo legatura massi

4.3 Vallone del Fangara – pk 45+773

4.3.1 Descrizione simulazione numerica ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica si estende per circa 400 m. Per sviluppare il modello sono state utilizzate 7 sezioni provenienti dal rilievo topografico di dettaglio e ulteriori 10 sezioni costruite a partire dal rilievo celerimetrico dell'area di progetto (Figura 10). Nella configurazione attuale è presente un solo attraversamento: quello della ferrovia esistente.

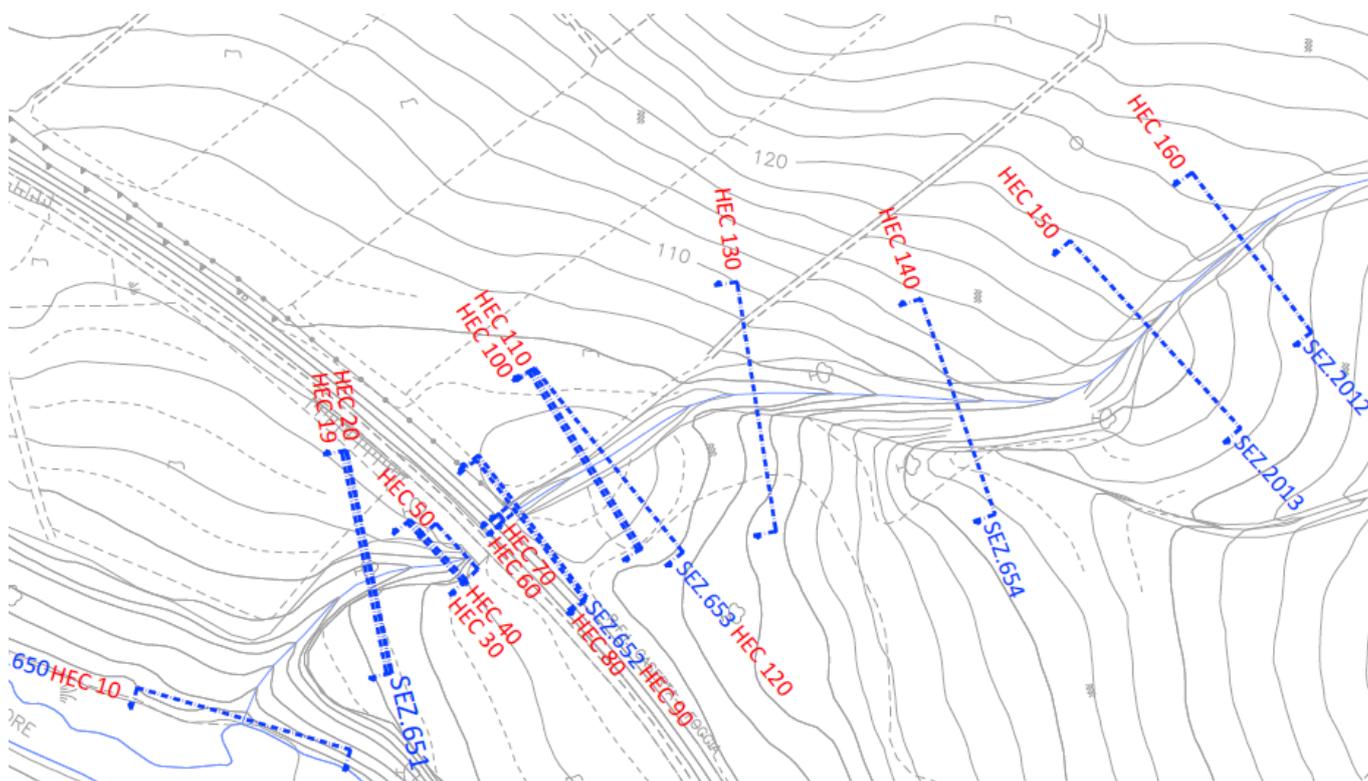


Figura 10: Vallone del Fangara – pk 45+773 - Configurazione ante operam.

In Figura 11 è visibile l'attraversamento ferroviario esistente sul Vallone del Fangara.



Figura 11: Attraversamento ferroviario esistente sul Vallone del Fangara.

La pendenza media è pari a circa il 10%.

I coefficienti di Manning utilizzati nella modellazione sono:

- 0.05 s/m^{1/3} per l'alveo;
- 0.04 s/m^{1/3} per le aree golenali.

La portata di calcolo, corrispondente ad un evento con tempo di ritorno duecentennale è pari a 30.8 m³/s.

4.3.2 Risultati simulazione idraulica ante operam TR 200 anni

La tabella seguente riporta tutte le grandezze fondamentali del moto risultanti dalla simulazione, in particolare: la quota del fondo (zf), la quota del pelo libero della corrente (h), il livello critico (hc) ed energetico (H), la velocità media della corrente (U) ed il numero di Froude (Fr). Il nome delle sezioni corrisponde a quello riportato negli elaborati grafici.

Sezione Rilievo	Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
	Hec-Ras	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
2012	160	122.81	123.79	124.11	125.07	4.6	2.1
2013	150	116.50	117.88	118.45	119.81	6.2	2.2
654	140	108.72	110.34	110.89	111.92	5.6	1.8
	130	101.62	102.74	103.20	104.24	5.4	2.0
653	120	97.31	99.98	99.28	100.21	2.1	0.5
	110	96.83	100.02	98.80	100.15	1.6	0.4
	100	96.83	99.14	99.14	100.07	4.3	1.0
652	90	95.09	98.40	96.98	98.69	2.4	0.4
	80	95.10	98.22	97.33	98.67	3.0	0.6
	70	95.03	97.41	97.41	98.60	4.8	1.0
	60	94.84	96.82	97.21	98.51	5.8	1.3
	55	Attraversamento ferroviario esistente					
	50	93.66	95.09	95.96	98.07	7.7	2.1
	40	93.41	94.35	95.26	97.86	8.3	2.7
	30	93.33	94.15	94.99	97.81	8.5	3.3
651	20	91.17	93.25	93.56	94.27	4.5	1.3
	19	91.17	93.10	93.49	94.24	4.7	1.4
650	10	84.31	85.85	86.15	87.45	5.6	2.0

Tabella 7: Vallone del Fangara – pk 45+773 - Risultati simulazione ante operam-TR 200

Nella figura seguente è riportato il profilo idrico di calcolo, unitamente ai profili del terreno, dell'energia, del tirante critico e quelli degli argini.

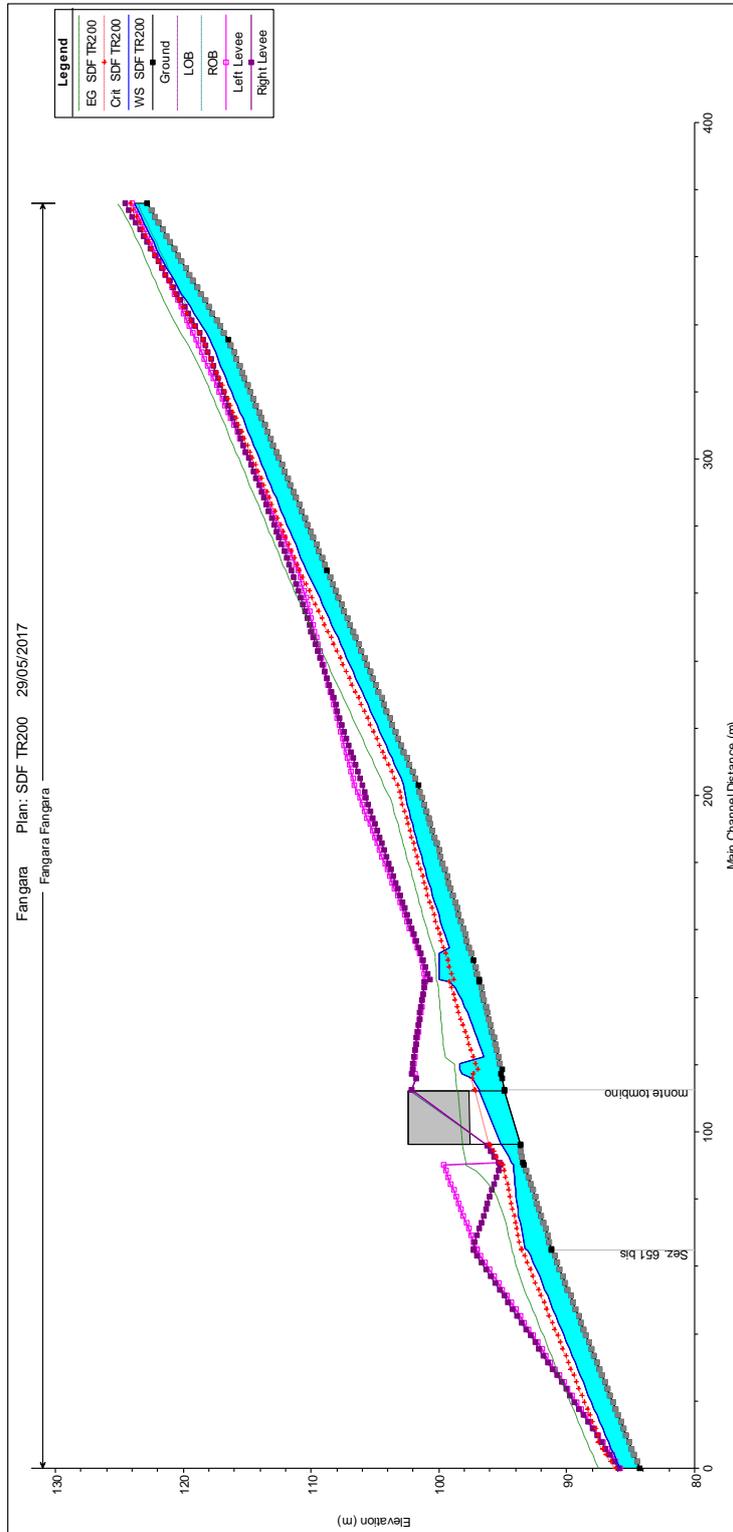


Figura 12: Vallone del Fangara – pk 45+773 - Profilo idrico ante operam Tr 200.

RELAZIONE IDRAULICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	32 D 11	RI	ID0002 001	B	32 di 69

Nella figura seguente sono riportate le aree di esondazione.

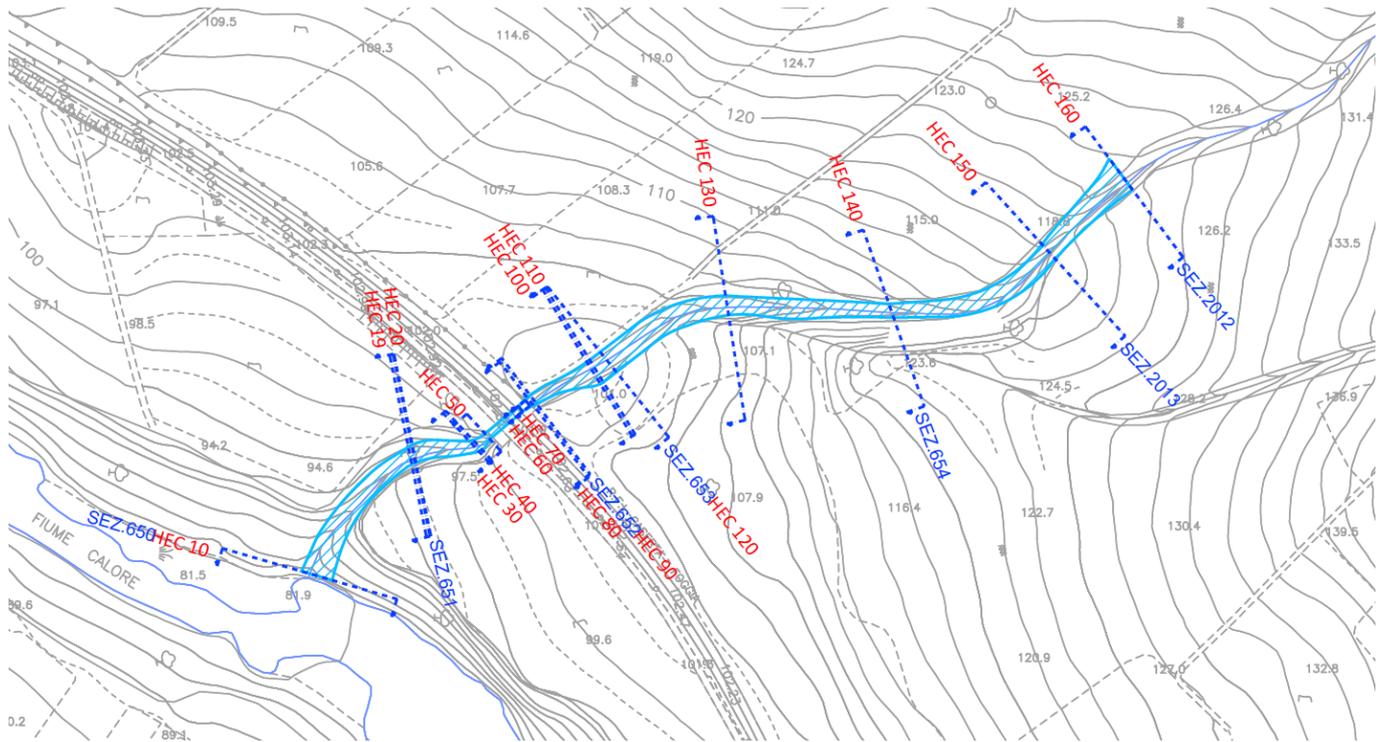


Figura 13: Vallone del Fangara – pk 45+773 - planimetria di esondazione ante operam

Nella configurazione attuale la portata di progetto resta confinata nell'alveo inciso del corso d'acqua.

4.3.3 Descrizione configurazione post operam

La configurazione di progetto prevede la costruzione di un nuovo attraversamento sul Vallone del Fangara e una leggera deviazione planimetrica dell'alveo del corso d'acqua per circa 120 m (Figura 14). Il nuovo canale a sezione trapezia è interamente rivestito in massi sciolti.

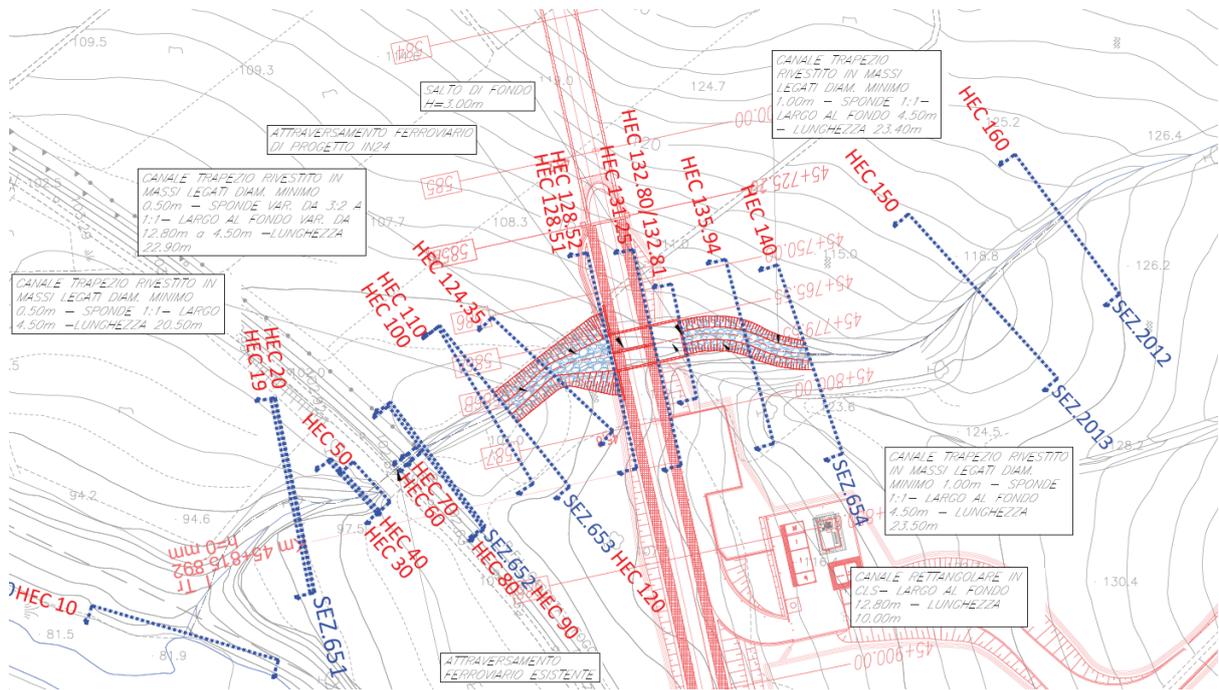


Figura 14: Vallone del Fangara – pk 45+773 - Configurazione post operam

L'attraversamento di progetto (IN24) è costituito da un doppio scatolare 6x3.5 m di intradosso pari a 104.43 m s.m.m.. In Figura 15 si riporta l'opera di progetto.

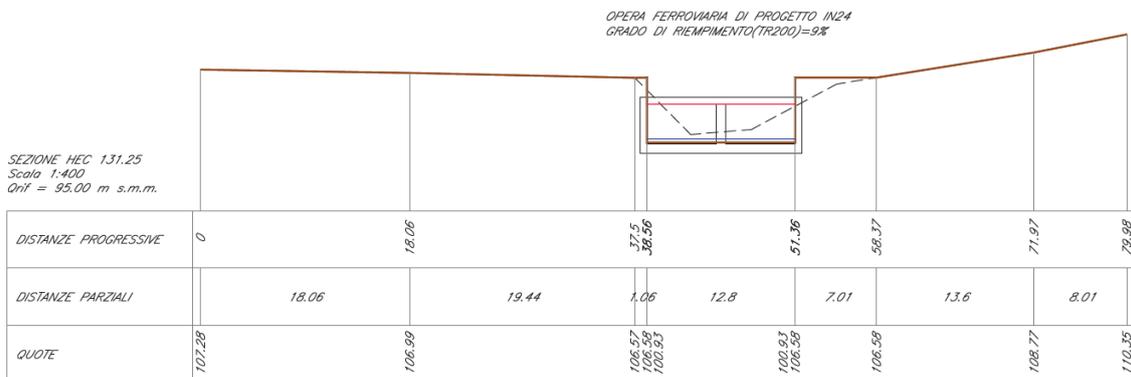


Figura 15: Vallone del Fangara – pk 45+773 - opera IN24.

4.3.4 Risultati simulazione idraulica post operam TR 200 anni

La tabella seguente riporta tutte le grandezze fondamentali del moto risultanti dalla simulazione, in particolare: la quota del fondo (zf), la quota del pelo libero della corrente (h), il livello critico (hc) ed energetico (H), la velocità media della corrente (U) ed il numero di Froude (Fr). Il nome delle sezioni corrisponde a quello riportato negli elaborati grafici.

Sezione Rilievo	Sezione	zf [m]	h [m]	hc [m]	H [m]	U [m/s]	Fr
2012	160	122.81	123.79	124.11	125.07	4.63	2.1
2013	150	116.5	117.88	118.45	119.82	6.17	2.2
654	140	108.72	109.7	110.22	111.37	5.72	2.0
	135.94	106.35	107.38	107.85	108.86	5.38	1.8
	132.81	104.01	105.05	105.51	106.51	5.34	1.8
	132.8	100.96	101.2	101.8	106.16	9.86	6.4
	131.25	100.93	101.24	101.77	104.28	7.72	4.4
	130	Attraversamento di progetto IN24					
	128.52	100.88	101.72	101.72	102.14	2.86	1.0
	128.51	100.88	101.69	101.69	102.06	2.7	1.0
	124.35	98.52	99.9	100	100.6	3.7	1.1
653	120	97.31	99.98	99.28	100.21	2.11	0.5
	110	96.83	100.02	98.8	100.15	1.59	0.4
	100	96.83	99.14	99.14	100.07	4.26	1.0
652	90	95.09	98.4	96.97	98.69	2.39	0.4
	80	95.1	98.22	97.33	98.67	2.98	0.6
	70	95.03	97.41	97.41	98.6	4.82	1.0
	60	94.84	96.82	97.2	98.51	5.76	1.3
	55	Attraversamento ferroviario esistente					
	50	93.66	95.09	95.96	98.07	7.7	2.1
	40	93.41	94.35	95.26	97.86	8.3	2.7
	30	93.33	94.15	94.99	97.81	8.5	3.3
651	20	91.17	93.25	93.56	94.27	4.5	1.3
	19	91.17	93.10	93.49	94.24	4.7	1.4
650	10	84.31	85.85	86.15	87.45	5.6	2.0

Tabella 8: Vallone del Fangara – pk 45+773 - Risultati simulazione post operam.

Nella figura seguente è riportato il profilo idrico di calcolo, unitamente ai profili del terreno, dell'energia, del tirante critico e quelli degli argini.

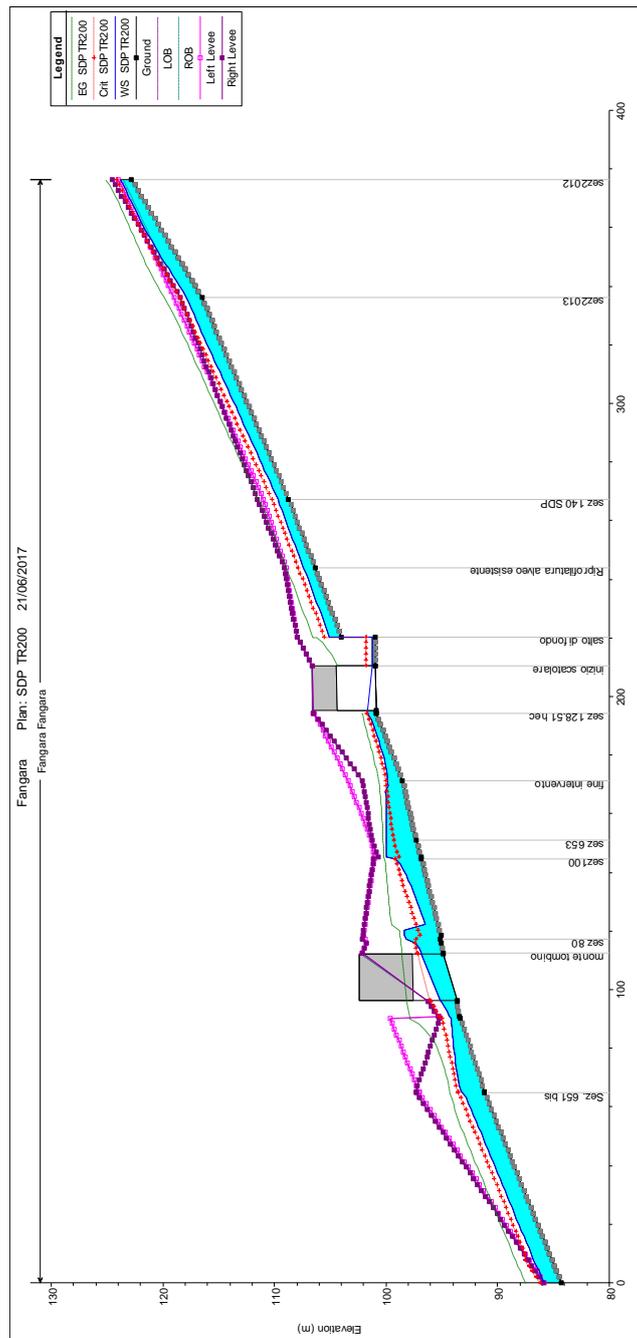


Figura 16: Vallone del Fangara – pk 45+773 - Profilo idrico post operam.

Nella figura seguente sono riportate le aree di esondazione.

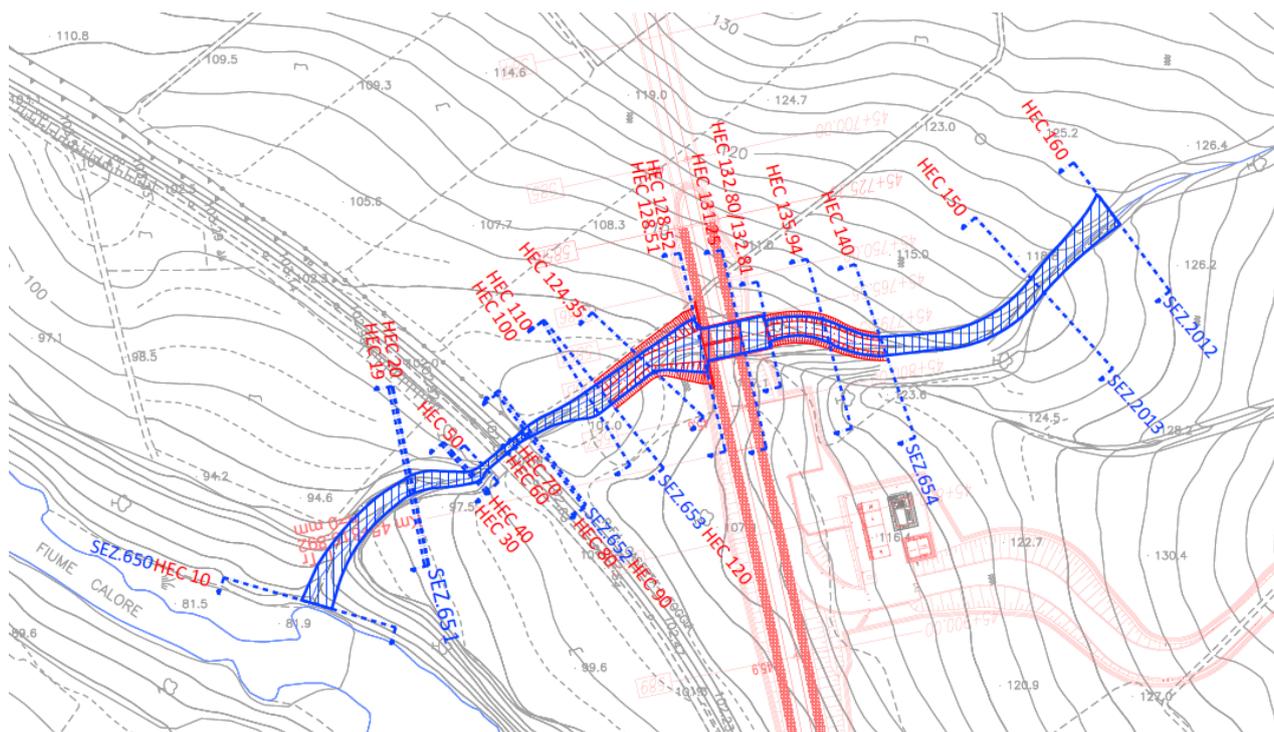


Figura 17: Vallone del Fangara – pk 45+773 - planimetria di esondazione post operam.

La configurazione di progetto non peggiora le condizioni idrauliche attuali. Nella configurazione di progetto è evidente il contenimento dei deflussi nel canale di progetto ed il superamento dell'attraversamento ferroviario di progetto con un adeguato franco.

4.4 Vallone del Fangara – pk 0+716 della Viabilità NV35 (pk 45+773 della L.F.)

4.4.1 Descrizione simulazione numerica ante operam

Il tratto di interesse si estende per circa 280 m, tuttavia il modello idraulico è stato esteso a valle per ulteriori 625 m, in modo da integrarsi con il modello del Vallone del Fangara (pk 45+773) ed ottimizzare la modellazione delle condizioni al contorno di valle.

Per sviluppare il modello sono state utilizzate ulteriori 25 sezioni provenienti dal rilievo topografico.

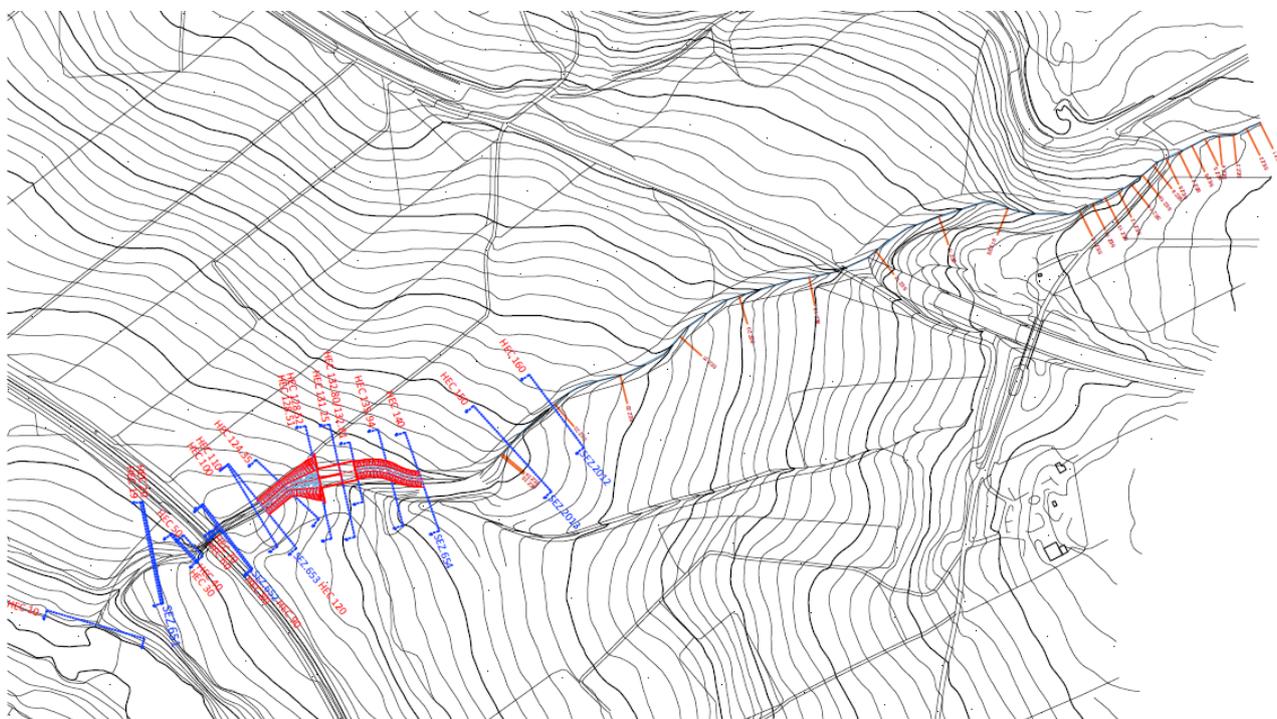


Figura 18: Vallone del Fangara – pk 0+716 (pk riferite alla viabilità NV35) – Planimetria sezioni di calcolo per la modellazione – a sinistra il tombino realizzato a valle, sulla destra le nuove sezioni di calcolo

La pendenza media è pari a circa il 11%.

I coefficienti di Manning utilizzati nella modellazione sono:

- 0.05 s/m^{1/3} per l'alveo;
- 0.04 s/m^{1/3} per le aree golenali.

La portata di calcolo, corrispondente ad un evento con tempo di ritorno duecentennale è pari a 30.8 m³/s.

4.4.2 Risultati simulazione idraulica ante operam TR 200 anni

La tabella seguente riporta tutte le grandezze fondamentali del moto risultanti dalla simulazione, in particolare: la quota del fondo (zf), la quota del pelo libero della corrente (h), il livello critico (hc) ed energetico (H), la velocità media della corrente (U) ed il numero di Froude (Fr). Il nome delle sezioni corrisponde a quello riportato negli elaborati grafici.

Sezione Rilievo	Sezione	zf	h	hc	H	U	Fr
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	
1	919.1477	187.17	188.55	189.04	190.12	5.69	1.84
2	909.1477	184	184.84	185.65	188.12	8.01	2.95
3	899.2089	182.67	183.7	184.32	185.79	6.41	2.16
4	889.2089	182.29	184.24	183.94	184.69	2.99	0.76
5	879.2139	182.14	183.79	183.79	184.47	3.67	1.01
6	869.2139	181.16	182.4	182.82	183.76	5.17	1.61
7	859.214	180.29	181.52	181.95	182.91	5.23	1.63
8	849.214	179.79	181.22	181.45	182.19	4.37	1.28
13	799.2304	174.97	176.15	176.63	177.67	5.46	1.73
14	789.2305	174.01	175.19	175.67	176.71	5.45	1.73
15	779.2305	172.65	173.74	174.3	175.55	5.96	1.95
16	729.2515	165.14	166.17	166.79	168.24	6.37	2.14
17	679.2882	157.74	159.26	159.84	161.18	6.13	2.2
18	629.3038	151.65	153.22	153.72	154.81	5.58	2.01
19	579.3322	144.92	146.26	146.79	148.01	5.86	2.17
20	529.3336	137.31	138.82	139.39	140.72	6.1	2.18
21	479.365	130.8	132.39	132.93	134.09	5.78	2.06
22	429.4145	125.87	127.33	127.76	128.56	4.92	1.9
23	379.4388	120.85	122.9	123.32	124.12	4.9	1.65
24	329.4255	114	115.95	116.57	117.84	6.08	1.98
25	328.0455	113.93	115.65	116.28	117.64	6.24	2.11

Tabella 9: Vallone del Fangara – pk 0+716 (pk riferita alla viabilità NV35) - Risultati simulazione ante operam-TR 200

Nella figura seguente è riportato il profilo idrico di calcolo, unitamente ai profili del terreno, dell'energia, del tirante critico e quelli degli argini.

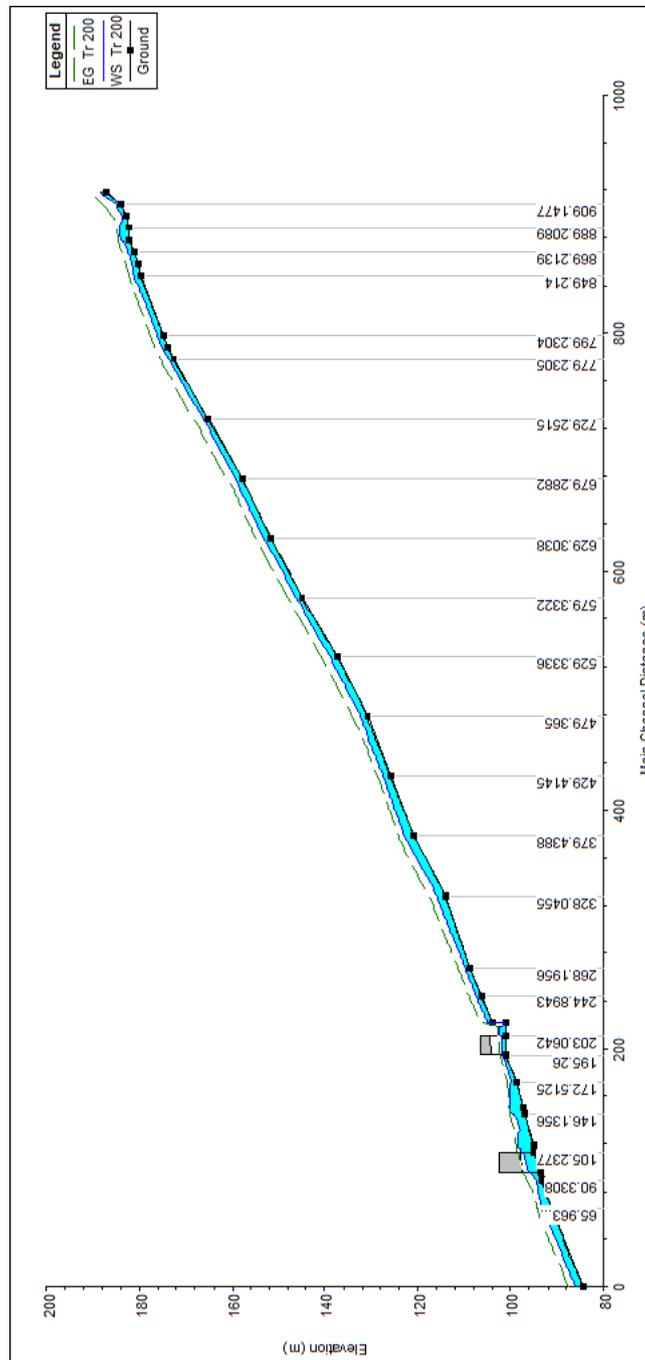


Figura 19: Vallone del Fangara – pk 0+716 (pk riferite alla viabilità NV35) - Profilo idrico ante operam Tr 200.

Nella configurazione attuale la portata di progetto resta confinata nell'alveo inciso del corso d'acqua.

4.4.3 Descrizione configurazione post operam

La configurazione di progetto prevede la costruzione di un nuovo ulteriore attraversamento sul Vallone del Fangara, posizionato alla progressiva 0+716 della viabilità NV35. Il nuovo canale è a sezione trapezia interamente rivestita in massi sciolti.

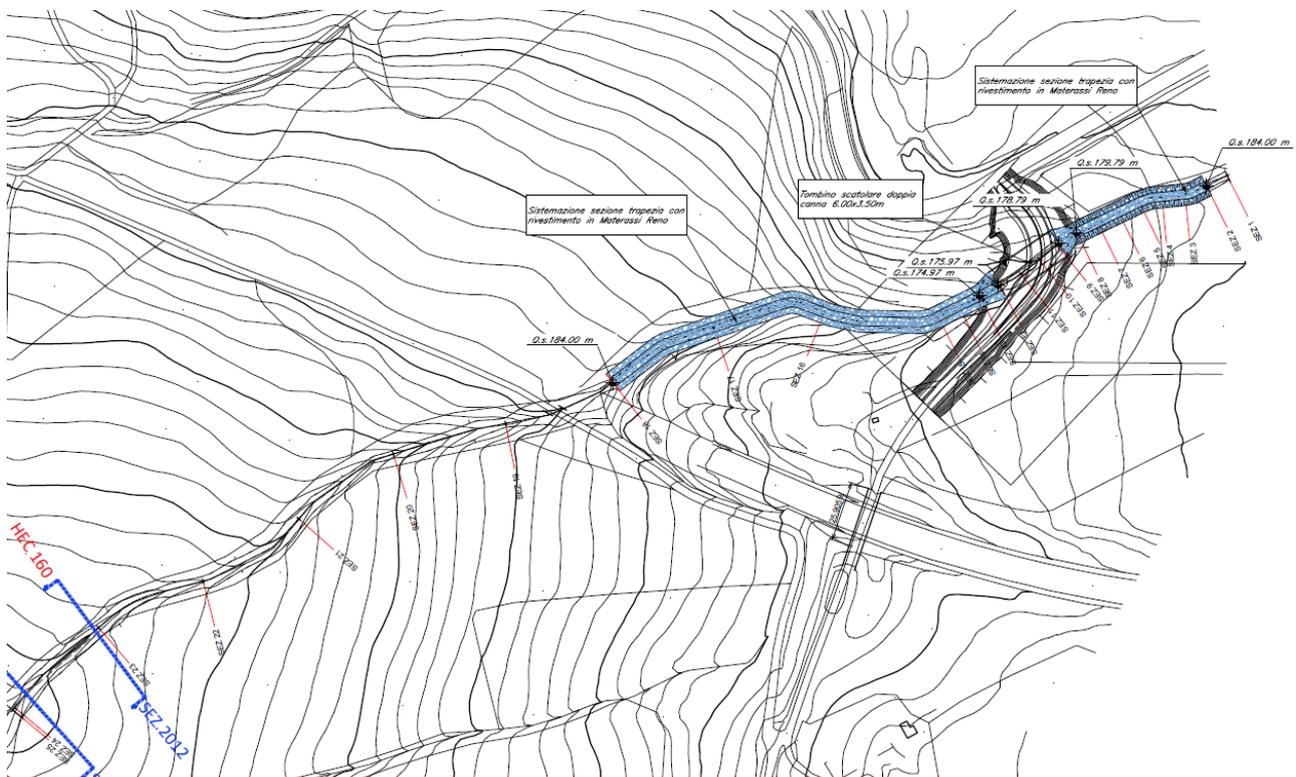


Figura 20: Vallone del Fangara – pk 0+716 (pk riferite alla viabilità NV35) – Configurazione Post Operam

L'attraversamento di progetto è costituito da un doppio scatolare 6x3.5 m di intradosso pari a 179.5 m s.m.m. nella sezione mediana. In Figura 15 si riporta l'opera di progetto.

RELAZIONE IDRAULICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	32 D 11	RI	ID0002 001	B	41 di 69

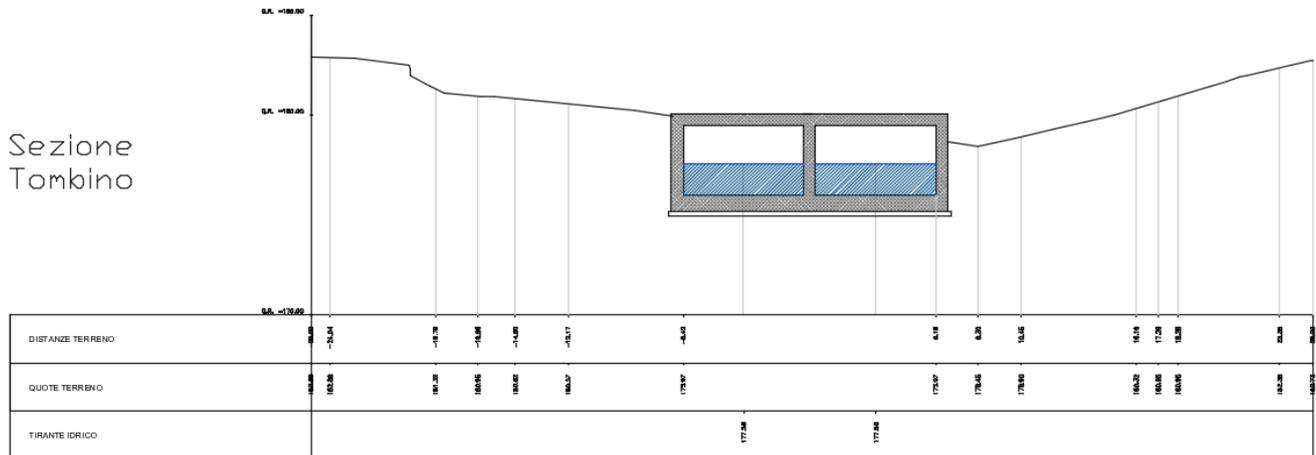


Figura 21: Vallone del Fangara – pk 0+716 (pk riferite alla viabilità NV35) – Opera NI09

4.4.4 Risultati simulazione idraulica post operam TR 200 anni

La tabella seguente riporta tutte le grandezze fondamentali del moto risultanti dalla simulazione, in particolare: la quota del fondo (zf), la quota del pelo libero della corrente (h), il livello critico (hc) ed energetico (H), la velocità media della corrente (U) ed il numero di Froude (Fr). Il nome delle sezioni corrisponde a quello riportato negli elaborati grafici.

Sezione Rilievo	Sezione	Portata (m ³ /s)	zf [m]	h [m]	hc [m]	H [m]	U [m/s]	Fr
1	919.1477	30.8	187.17	188.55	189.04	190.12	5.69	1.84
2	909.1477	30.8	184	184.81	185.65	188.37	8.35	3.13
3	899.2089	30.8	182.67	183.7	184.32	185.78	6.4	2.16
4	889.2089	30.8	182.29	184.3	183.94	184.72	2.87	0.72
5	879.2139	30.8	182.14	183.79	183.79	184.47	3.67	1.01
6	869.2139	30.8	181.16	182.33	182.81	183.88	5.5	1.75
7	859.214	30.8	180.29	181.51	181.94	182.91	5.24	1.64
8	849.214	30.8	179.79	180.26	180.63	181.64	5.21	2.44
	844.214	30.8	178.79	180.2	179.63	180.35	1.7	0.46
	834.2137	Attraversamento NV35						
	805	30.8	175.97	177.58	177.58	178.22	3.55	1.01
13	799.2304	30.8	174.97	176.08	176.63	177.84	5.88	1.92

RELAZIONE IDRAULICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	32 D 11	RI	ID0002 001	B	42 di 69

14	789.2305	30.8	174.01	175.2	175.67	176.7	5.44	1.73
15	779.2305	30.8	172.65	173.73	174.3	175.58	6.02	1.98
16	729.2515	30.8	165.14	166.14	166.79	168.35	6.57	2.24
17	679.2882	30.8	157.74	159.31	159.84	160.99	5.74	2.02
18	629.3038	30.8	151.65	153.23	153.72	154.79	5.53	1.99
19	579.3322	30.8	144.92	146.24	146.78	148.08	6.01	2.24
20	529.3336	30.8	137.31	138.82	139.39	140.71	6.08	2.18
21	479.365	30.8	130.8	132.41	132.93	134.02	5.62	1.99
22	429.4145	30.8	125.87	127.36	127.76	128.49	4.71	1.8
23	379.4388	30.8	120.85	122.92	123.31	124.09	4.79	1.6
24	329.4255	30.8	114	115.85	116.57	118.2	6.79	2.27
25	328.0455	30.8	113.93	115.57	116.28	117.95	6.82	2.36

Tabella 10: Vallone del Fangara – pk 0+716 (pk riferite alla viabilità NV35) - Risultati simulazione post operam.

Nella figura seguente è riportato il profilo idrico di calcolo, fino alla sezione 25, unitamente ai profili del terreno, del carico totale e del tirante idrico.

La configurazione di progetto non peggiora le condizioni idrauliche attuali. Nella configurazione di progetto è evidente il contenimento dei deflussi nel canale di progetto ed il rispetto dei franchi di sicurezza.

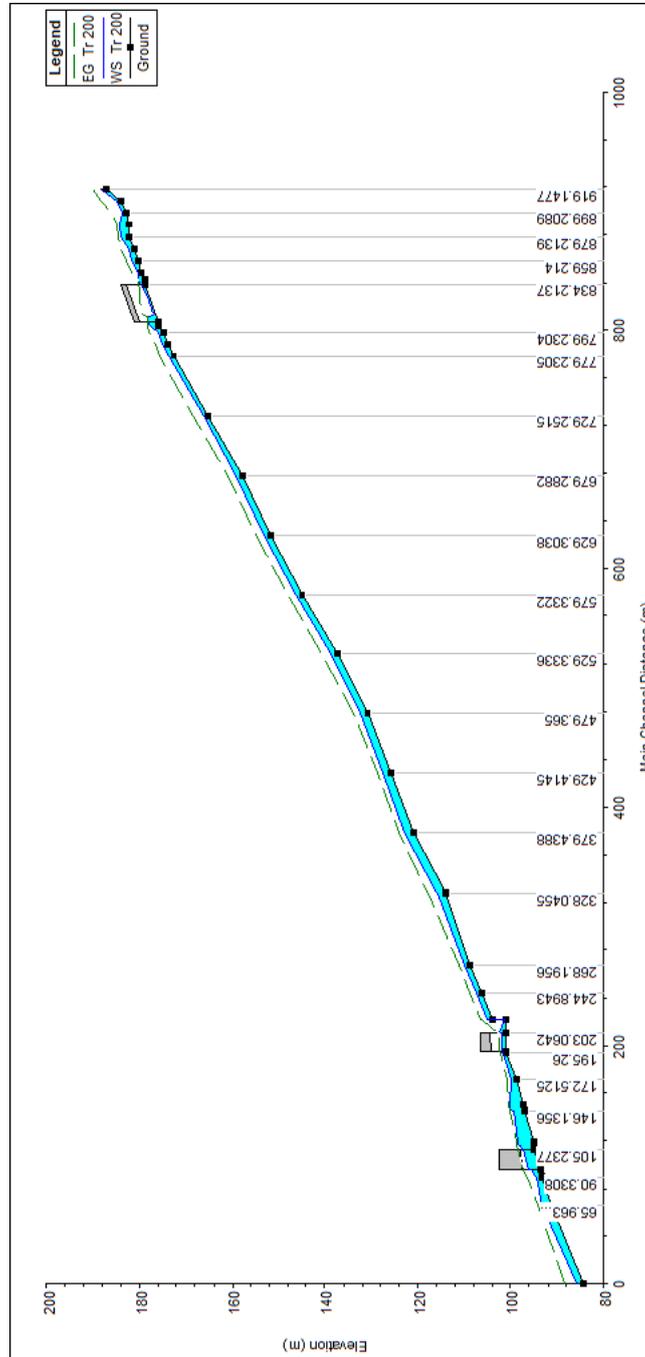


Figura 22: Vallone del Fangara – pk 0+716 (pk riferite alla viabilità NV35) - Profilo idrico post operam.

4.5 Verifica del franco sui tombini di progetto

In questo capitolo si riassumono le verifiche dei franchi dei tombini di progetto.

La verifica delle opere prende a riferimento il Manuale Tecnico Ferroviario, come precedentemente riportato: “La sezione di deflusso complessiva del tombino dovrà consentire lo smaltimento della portata massima di piena con un grado di riempimento non superiore al 70% della sezione totale.”

La tabella seguente riporta le verifiche eseguite relativamente al grado di riempimento per il tempo di ritorno considerato. Entrambi i livelli riportati sono riferiti alla sezione più gravosa degli attraversamenti di progetto.

Corso d'acqua	S	Tr	Q	WBS	PK	OPERA	FERROVIA/STRADA	Luce	Altezza	QF	INTRADOSSO	RIEMPIMENTO
	[km ²]		[m ³ /s]		[km]							
Vallone del Fangara	1.84	200	30.8	IN24	45+773	2 tombini 6x3.5 m	Ferrovia	12.00	3.50	100.93	104.43	9%
Vallone del Fangara (pk 0+716 riferita alla NV35)	1.84	200	30.8		45+773	2 tombini 6x3.5 m	Ferrovia	12.00	3.50	175.97	179.47	46%

Tabella 11: Verifica dei franchi sui tombini.

Dai risultati riportati emerge che il franco è ampiamente rispettato.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 3° LOTTO FUNZIONALE SAN LORENZO – VITULANO.					
	RELAZIONE IDRAULICA	COMMESSA IF0H	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. B

4.6 Verifica protezione massi attraversamenti principali

Nella tabella seguente sono riportati i dati utilizzati per la verifica delle protezioni al fondo previste in massi per gli attraversamenti principali, in particolare: il nome del corso d'acqua, la progressiva dell'attraversamento, la larghezza al fondo b , il tirante medio nel tratto h , la tensione tangenziale massima riscontrata con il modello monodimensionale nelle sezioni oggetto di sistemazione τ_{max} , la tensione tangenziale massima al fondo per sezioni trapezie $\tau_{max\ fondo}$ e la tensione tangenziale massima sulle sponde $\tau_{max\ sponde}$ calcolate applicando i coefficienti riportati nella Figura 5.

Nome attraversamento	PK	b [m]	h [m]	τ_{max} [N/m ²]	$\tau_{max\ fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max\ sponde}$ [N/m ²]
Vallone del Fangara monte salto	45+761	4.5	0.98	886	1196	886
Vallone del Fangara valle salto	45+761	4.5	1.38	340	476	374
Vallone del Fangara (pk 0+716 riferita alla NV35)	45+761	4	1.27	1513	1989	552.17

Tabella 12: Tabella dati verifica protezioni al fondo in massi

Nella tabella seguente sono invece riportati i risultati della verifica delle protezioni al fondo previste in massi, in particolare: il nome del corso d'acqua, la progressiva dell'attraversamento, il diametro dei sedimenti d , il coefficiente di Shields corretto nel caso di bassa sommergezza f , l'angolo delle sponde rispetto al piano orizzontale α , la tensione tangenziale critica al fondo $\tau_{critica\ fondo}$, la tensione tangenziale critica sulle sponde $\tau_{critica\ sponde}$ e i relativi coefficienti di sicurezza (cioè il rapporto tra $\tau_{critica\ fondo}$ e $\tau_{max\ fondo}$, e tra $\tau_{critica\ sponde}$ e $\tau_{max\ sponde}$).

Nome attraversamento	PK	d [m]	f [m]	α sponde [°]	$\tau_{critica\ fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{critica\ sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{critica\ fondo} / \tau_{max\ fondo}$	$\tau_{critica\ sponde} / \tau_{max\ sponde}$
Vallone del Fangara monte opera	45+761	1	0.101	45	1628	940	1.4	1.0
Vallone del Fangara valle opera	45+761	0.5	0.084	45	682	394	1.4	1.1
Vallone del Fangara (pk 0+716 riferita alla NV35)	45+761	1.3	0.100	45	2109	1218	1.1	2.2

Tabella 13: Verifica protezioni al fondo e alle sponde in massi

Dai risultati riportati emerge che tutte le opere di protezione sono verificate in quanto il coefficiente di sicurezza è superiore a 1.

La protezione del fondo e delle sponde è stata prevista in massi legati in quanto le pendenze longitudinali massime dei corsi d'acqua hanno valori intorno al 10%.

La tabella seguente riassume l'elenco degli attraversamenti principali e le relative tipologie di sistemazione prevista.

Nome attraversamento	PK	TIPOLOGIA PROTEZIONE	DIAMETRO MINIMO MASSI
Vallone del Fangara	45+761	MASSI LEGATI	MONTE SALTO 100 cm VALLE SALTO 50 cm
Vallone del Fangara (pk 0+716 riferita alla NV35)	45+761	MASSI LEGATI	130 cm

Tabella 14: Tipologia protezioni attraversamenti principali

5. VERIFICA IDRAULICA ALTRI CORSI D'ACQUA

Le opere di attraversamento sui corsi d'acqua minori e le deviazioni/inalveazioni dei canali attraversati dalla linea ferroviaria di progetto sono elencate nella Tabella 15.

ID	Corso d'acqua	Pk	S	OPERA	VERIFICA
		[km]	[km ²]		
33	Interferenza	39+087.5	0.27	IN17	TOMBINO MOTO UNIFORME
34	Rivo Depone	39+546	0.50	IN18	TOMBINO MOTO UNIFORME
35	Rivo Femmina Morta	39+862	0.27	IN20	TOMBINO MOTO UNIFORME
36	Interferenza	40+057	0.12	IN21	TOMBINO MOTO UNIFORME
37	Interferenza	40+238	0.15	IN22	TOMBINO MOTO UNIFORME
38	Deviazione fosso	42+722	1.76	Deviaz fosso	INALVEAZIONE MOTO UNIFORME
39	Deviazione fosso	42+980	0.71	Deviaz. fosso	INALVEAZIONE MOTO UNIFORME

Tabella 15: Elenco delle opere di attraversamento della linea ferroviaria di progetto sui corsi d'acqua minori.

Nei seguenti capitoli si analizzano i casi sopra riportati, in funzione della tipologia di intervento sul corso d'acqua. Si distinguono i seguenti casi:

- Inalveazioni, si tratta di corsi d'acqua minori deviati dal loro alveo naturale perché interferenti con l'infrastruttura ferroviaria;
- Canali e inalveazioni minori, si tratta di corsi d'acqua minori solo parzialmente interessati dal progetto ferroviario e su cui sono previste leggere sistemazioni;
- Tombini, si tratta di nuove opere di attraversamento poste lungo il tracciato ferroviario in corrispondenza dei punti di attraversamento dei corsi d'acqua minori.

5.1 Inalveazioni

Si descrivono di seguito le inalveazioni dei corsi d'acqua minori devianti dal loro alveo naturale perché interferenti con l'infrastruttura ferroviaria di progetto.

Nell'ambito del dimensionamento dei canali si è fatto riferimento alla portata duecentennale. Solo nel caso dell'inalveazione 21+541 – 21+850 si è ritenuto di non adeguare il nuovo tratto di canale per consentire il transito della portata di progetto e di disporre un nuovo tratto di canale di dimensioni analoghe a quelle esistenti.

Il calcolo idraulico delle inalveazioni è stato eseguito utilizzando le usuali formule dell'idraulica. Per la verifica dei canali di progetto si è fatto riferimento alla formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \Omega \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

Q : portata in m³/s;

n : coefficiente di scabrezza secondo Manning;

R_H : raggio idraulico;

i : pendenza del corso d'acqua;

Ω : sezione bagnata.

Il valore del coefficiente di scabrezza varia in funzione della tipologia del rivestimento (si vedano i coefficienti assunti per la modellazione a moto permanente descritti nel capitolo 4.1.3).

Per ogni inalveazione si riporta una tabella con i parametri dei calcoli idraulici eseguiti, in particolare le dimensioni del canale, la base B , la profondità $Prof$, la pendenza delle sponde n , il livello idrico y , il grado di riempimento espresso in termini percentuali dell'altezza utile, il raggio idraulico R_h , la pendenza i , la velocità media v , la portata di progetto Q e l'energia specifica rispetto al fondo H .

5.1.1 Inalveazione 42+722

L'inalveazione 42+722 è una deviazione di un piccolo corso d'acqua il cui tracciato attuale interferisce con una pila del viadotto VI21 di attraversamento del Fiume Calore. Il canale di progetto ha forma trapezia, è largo al fondo 2 m e profondo 6 m ed è rivestito in massi cementati (Figura 23).

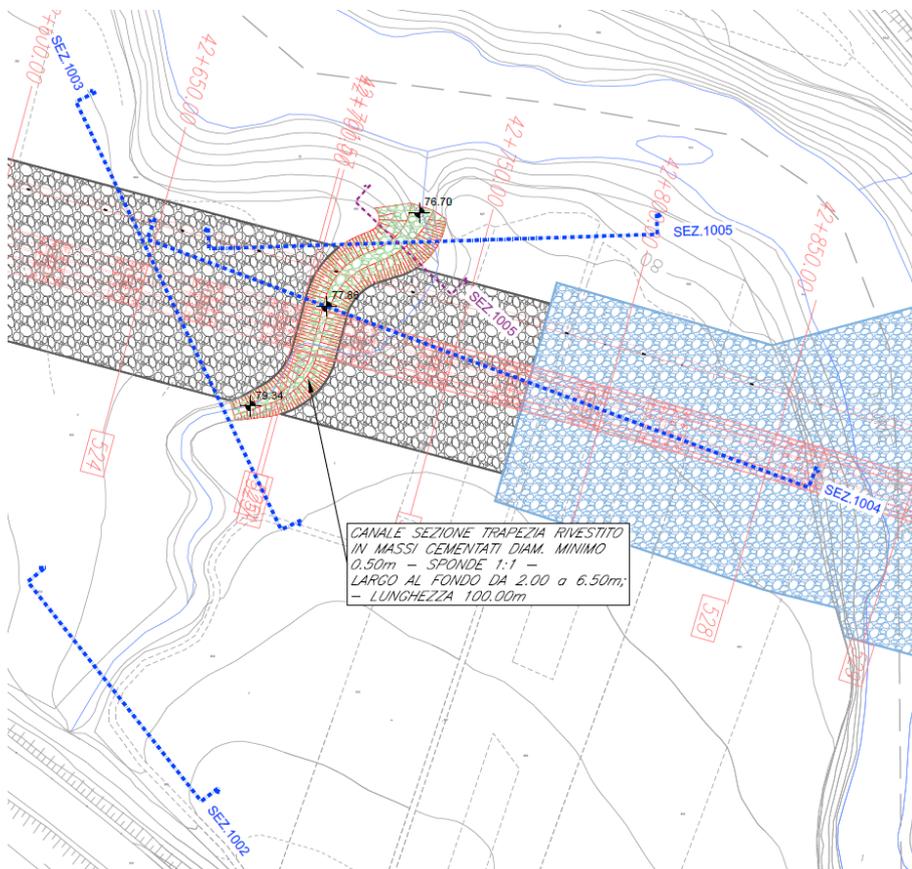


Figura 23: Inalveazione 42+722.

La portata duecentennale del corso d'acqua è pari a 29.6 m³/s. La sistemazione del canale di progetto ha le caratteristiche descritte nella Tabella 16

B	Prof	n	y	G	Rh	i	v	Q	H
[m]	[m]		[m]	%	[m]	[m/m]	[m/s]	[mc/s]	[m]
2	6	1	1.95	33%	1.02	0.036	3.86	29.6	2.71

Tabella 16: Inalveazione 42+722, caratteristiche del canale di progetto.

5.1.2 Inalveazione 42+980

L'inalveazione 42+980 è una deviazione di un piccolo corso d'acqua il cui tracciato attuale interferisce con una pila del viadotto VI21 di attraversamento del Fiume Calore. Il canale di progetto ha forma trapezia, è largo al fondo 4 m e profondo 2 m ed è rivestito in massi cementati (Figura 24).

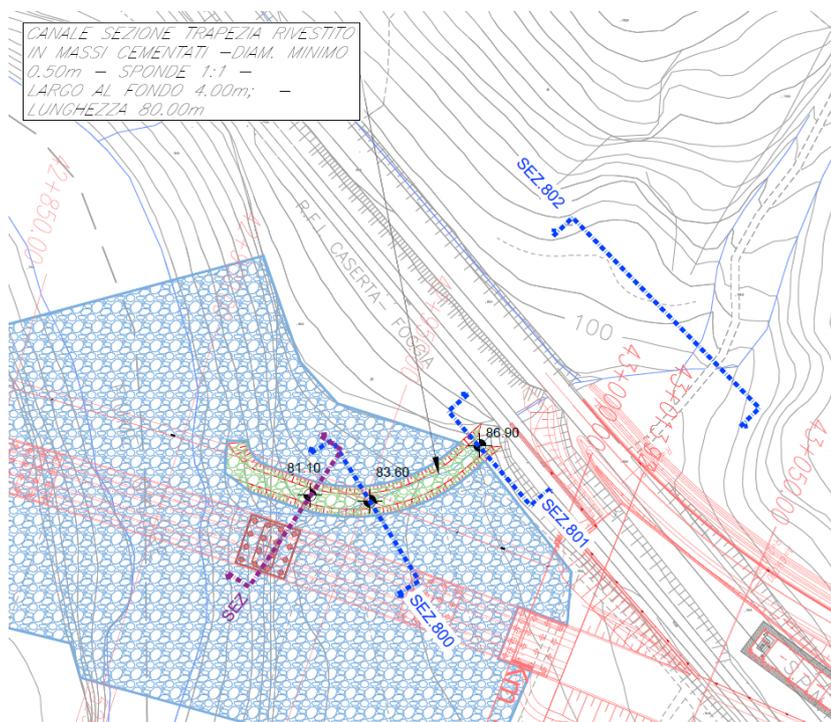


Figura 24: Inalveazione 42+980.

La portata duecentennale del corso d'acqua è pari a 14.9 m³/s. La sistemazione del canale di progetto ha le caratteristiche descritte nella Tabella 17.

B	Prof	n	y	G	Rh	i	v	Q	H
[m]	[m]		[m]	%	[m]	[m/m]	[m/s]	[mc/s]	[m]
4	2	1	0.73	37%	0.57	0.010	4.34	14.9	1.69

Tabella 17: Inalveazione 42+980, caratteristiche del canale di progetto.

5.2 Verifica dei tombini a moto uniforme

In questo capitolo si riassumono le verifiche dei franchi dei tombini di progetto.

La verifica delle opere prende a riferimento il Manuale Tecnico Ferroviario, come precedentemente riportato: *“La sezione di deflusso complessiva del tombino dovrà consentire lo smaltimento della portata massima di piena con un grado di riempimento non superiore al 70% della sezione totale.”*

Il dimensionamento idraulico degli attraversamenti minori è stato eseguito utilizzando le usuali formule dell'idraulica. Per la verifica dei manufatti in progetto si è fatto riferimento alla formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \Omega \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

dove:

Q : portata in m³/s;

n : coefficiente di scabrezza secondo Manning;

R_H : raggio idraulico;

i : pendenza del corso d'acqua;

Ω : sezione bagnata.

Il valore del coefficiente di scabrezza per le strutture in calcestruzzo viene assunto pari a 0,015 s/m^{1/3}.

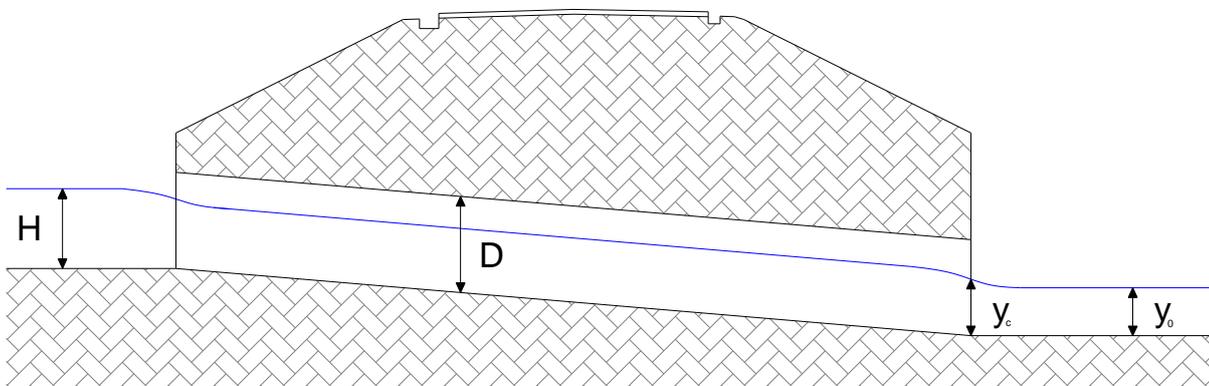


Figura 25 – Schema profilo longitudinale tombino/ponticello.

Il manufatto idraulico risulta verificato secondo le prescrizioni del Manuale di Progettazione se $y/D < 70\%$, con D altezza del tombino.

La tabella seguente riporta l'elenco delle opere minori verificate a moto uniforme.

ID	Corso d'acqua	Pk	S	OPERA	VERIFICA
		[km]	[km ²]		
33	Interferenza	39+087.5	0.27	IN17	TOMBINO MOTO UNIFORME
34	Rivo Depone	39+546	0.50	IN18	TOMBINO MOTO UNIFORME
35	Rivo Femmina Morta	39+862	0.27	IN20	TOMBINO MOTO UNIFORME
36	Interferenza	40+057	0.12	IN21	TOMBINO MOTO UNIFORME
37	Interferenza	40+238	0.15	IN22	TOMBINO MOTO UNIFORME

Tabella 18: Opere minori verificate a moto uniforme.

La tabella seguente riporta l'elenco delle portate di progetto per le opere minori verificate a moto uniforme.

ID	Corso d'acqua	Pk	OPERA	S	Q (Tr=200)
		[km]		[km ²]	[m ³ /s]
33	Interferenza	39+087.5	IN17	0.27	6.85
34	Rivo Depone	39+546	IN18	0.50	11.20
35	Rivo Femmina Morta	39+862	IN20	0.27	6.79
36	Interferenza	40+057	IN21	0.12	3.43
37	Interferenza	40+238	IN22	0.15	4.20

Tabella 19: Portate di progetto.

Nella tabella seguente sono riportati i parametri delle verifiche idrauliche eseguite, in particolare le dimensioni del manufatto intese come baseXaltezza, la portata di progetto, la pendenza i in termini

percentuali, il tirante idrico y , la velocità media v , l'energia specifica rispetto al fondo H e il grado di riempimento espresso in termini percentuali dell'altezza utile.

ID	Corso d'acqua	Pk	OPERA	Dimensioni	Q (Tr=200)	i	y	v	H	G
		[km]		[mxm]	[m ³ /s]	[%]	[m]	[m/s]	[m]	[%]
33	Interferenza	39+087.5	IN17	DN 1.5	6.85	0.5	1.05	2.62	1.40	70
				DN 1.5		0.5	1.05	2.62	1.40	70
34	Rivo Depone	39+546	IN18	3.0X2.0	11.20	0.3	1.30	2.88	1.72	65
35	Rivo Femmina Morta	39+862	IN20	2.0X2.0	6.79	0.3	1.35	2.54	1.68	68
36	Interferenza	40+057	IN21	DN 1.5	3.43	0.5	1.05	3.46	1.40	70
37	Interferenza	40+238	IN22	DN 1.5	4.20	0.7	1.03	4.20	1.57	69

Tabella 20: Verifica opere minori.

5.3 Verifica protezione massi attraversamenti minori

Nella tabella seguente sono riportati i dati utilizzati per la verifica delle protezioni al fondo previste in massi per gli attraversamenti minori per i quali la verifica idraulica è stata eseguita a moto uniforme,.

La tabella seguente riassume l'elenco degli attraversamenti principali e le relative tipologie di sistemazione prevista.

PK	TIPOLOGIA PROTEZIONE	DIAMETRO MASSI
42+722	MASSI CEMENTATI	50 cm
42+980	MASSI CEMENTATI	50 cm

Tabella 21: Tipologia protezioni attraversamenti minori.

Per gli attraversamenti alla progressiva 42+722 e 42+980 sono state previste delle sistemazioni massi cementati in quanto i due corsi d'acqua scorrono in prossimità delle pile del viadotto VI21.

6. COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Le opere in progetto fanno parte del progetto di raddoppio della linea ferroviaria Cancello-Benevento nel tratto compreso tra Frasso Telesino e Vitulano per una lunghezza complessiva di circa 30 km.

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 la minima interferenza delle opere ferroviarie con il normale deflusso delle acque.

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

- Manuale di progettazione ferroviario;
- NTC 2008;
- Piano Stralcio di Difesa dalle Alluvioni dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri e Garigliano 1999.

6.1 Studio idrologico

Come riportato nella relazione idrologica, per la definizione delle portate di calcolo si è fatto riferimento a quanto indicato all'interno del P.S.D.A. (Piano Stralcio di Difesa dalle Alluvioni dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno) del bacino del Volturno.

6.2 Verifiche idrauliche

I viadotti e le altre opere di attraversamento dei corsi d'acqua sono stati verificati seguendo le prescrizioni previste dal Manuale di Progettazione Italferr, dalle norme Tecniche delle Costruzioni e dall'allegato C delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI.

	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 3° LOTTO FUNZIONALE SAN LORENZO – VITULANO.					
	RELAZIONE IDRAULICA	COMMESSA IF0H	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. B

6.3 Sistemazioni idrauliche

Gli interventi previsti in alveo sono stati definiti applicando criteri di ingegneria naturalistica ed utilizzando opere di protezione di tipo "elastico" quali massi sciolti e legati, che costituiscono un'affidabile protezione degli stessi dall'azione erosiva della corrente di piena.

Gli interventi di sistemazione ripropongono la sagoma delle sezioni attuali d'alveo, e incidono solo limitatamente sulle pendenze longitudinali dei corsi d'acqua.

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;
- assicurarsi che l'evoluzione della livelletta d'alveo, non approfondisca l'incisione esistente in corrispondenza dell'opera di attraversamento;
- evitare le conseguenze derivanti dai fenomeni di erosione localizzata.

Particolari accorgimenti sono stati adottati per una corretta manutenzione delle opere, onde poter ridurre al minimo gli interventi atti a garantirne l'efficienza ed, in ogni caso, a ridurre a livelli minimi i costi delle opere.

6.4 Analisi di compatibilità idraulica

Si rimanda ai paragrafi precedenti per la descrizione degli interventi di presidio previsti.

Le soluzioni prescelte seguono gli indirizzi indicati nelle norme nazionali ed in quelle riportate nelle norme di attuazione del P.S.D.A., in quanto:

- il potenziamento della linea ferroviaria in progetto risponde a specifiche esigenze di sviluppo ed è legata a fattori di pubblico interesse;
- le sistemazioni di progetto sui corsi d'acqua garantiscono la sicurezza dell'opera ferroviaria rendendo stabile il fondo dell'alveo e prevenendo eventuali dissesti da erosione;

- gli attraversamenti ferroviari in progetto sono trasparenti al corso d'acqua e non aumentano l'estensione delle aree soggette ad allagamento;
- I viadotti e le altre opere di attraversamento di progetto non provocano effetti sensibili di restringimento dell'alveo e di indirizzamento della corrente.

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.

7. APPENDICE

7.1 Il modello matematico HEC-RAS

Di seguito vengono esposti i fondamenti teorici alla base della modellazione idraulica monodimensionale, effettuata mediante il codice di calcolo HEC-RAS RIVER ANALYSIS SYSTEM versione 5.0.3 del settembre 2016, utilizzata per il calcolo dei livelli di piena e conseguenti aree d'esondazione.

La determinazione del livello del pelo libero in ogni sezione è computato, nel caso di correnti lente, a partire dalla sezione di valle, risolvendo per via iterativa l'equazione dell'energia, ossia:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

Dove: Y_1 e Y_2 rappresentano rispettivamente le profondità del pelo libero della sezione di valle e di monte, Z_1 e Z_2 rappresentano rispettivamente le elevazioni sul medio mare del fondo del canale della sezione di valle e di monte, V_1 e V_2 rappresentano rispettivamente le velocità medie nella sezione di valle e di monte, α_1 e α_2 i rispettivi coefficienti di Coriolis, g l'accelerazione di gravità e h_e le perdite di energia tra le due sezioni.

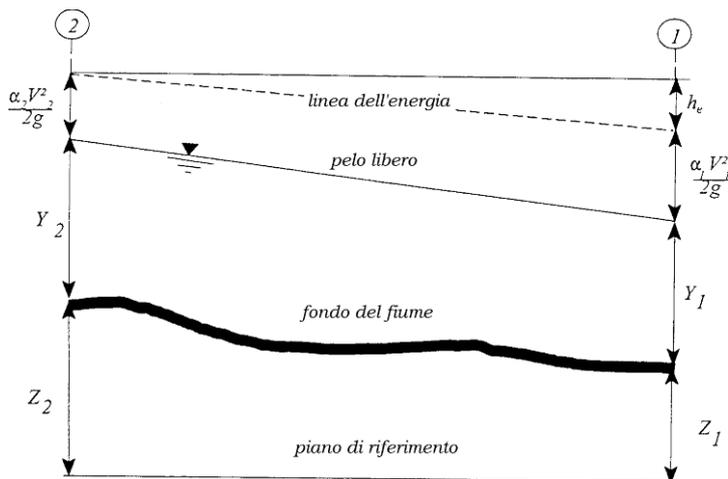


Figura 26 : Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.

La Figura 26 mostra lo schema del bilancio di energia tra la sezione di valle e quella di monte; nella figura sono indicati i singoli termini di bilancio in accordo all'equazione (1).

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

$$h_e = L\bar{J} + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

dove, con L è indicata la distanza tra le due sezioni, con \bar{J} le perdite di carico medie distribuite tra le due sezioni mentre il C correla le perdite, dovute all'espansione ed alla contrazione della vena in funzione dell'andamento piano – altimetrico del corso d'acqua, alla differenza dei carichi cinetici delle due sezioni.

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

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} \sqrt{J} \quad (3)$$

dove: Q rappresenta la portata, A l'area bagnata, R_h il raggio idraulico, n il coefficiente di scabrezza secondo Manning e J le perdite di energia per unità di lunghezza.

Nel caso di sezioni composte, tipiche dei corsi d'acqua naturali, è necessario suddividere la sezione in parti in modo da trattare separatamente sezioni in cui la velocità media può essere ritenuta, ai fini pratici, costante (Figura 27).

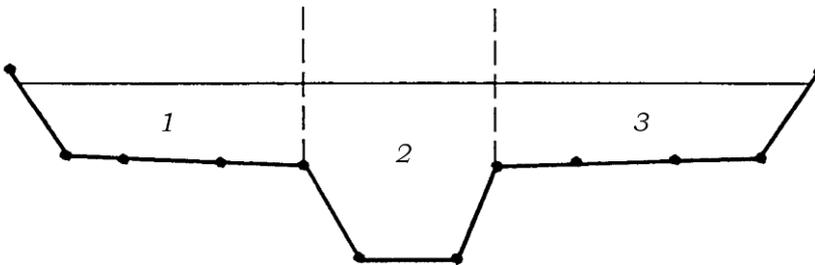


Figura 27: Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

Con riferimento alla Figura 27 indicata con $K_i = Q_i / \sqrt{J}$ la capacità di portata di ogni singola parte i -esima in cui è stata suddivisa la sezione, si ha, in accordo alla formula di Manning :

$$K_i = \frac{1}{n_i} A_i R_{h,i}^{2/3} \quad (4)$$

Calcolata la capacità di portata per ogni singola parte in cui è stata suddivisa la sezione, la perdita di carico per unità di lunghezza J risulta pari a:

$$J = \left(\frac{Q}{\sum_i K_i} \right)^2 \quad (5)$$

Questo risultato può essere facilmente ricavato osservando che, per la costanza di J, la portata di ogni singola area $Q_i = K_i \sqrt{J}$ è proporzionale al rispettivo coefficiente di portata e che la portata totale vale $Q = \sum_i Q_i$.

Calcolata la perdita di carico in corrispondenza della sezione 1 e della sezione 2 la pendenza media della linea dell'energia tra le due sezioni è fornita dalla seguente equazione:

$$\bar{J} = \frac{J_1 + J_2}{2} \quad (6)$$

Calcolata la capacità di portata di ogni singola sezione, è possibile, da queste, valutare il coefficiente di Coriolis. Questo coefficiente è pari al rapporto tra l'energia cinetica reale della corrente, proporzionale a $\sum_i Q_i^3 / A_i^2$, e l'energia cinetica calcolata facendo uso del valore medio della velocità, proporzionale a Q^3 / A^2 .

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

$$\alpha = \frac{\left(\sum_i \frac{K_i^3}{A_i^2} \right) \left(\sum_i A_i \right)^2}{\left(\sum_i K_i \right)^3} \quad (7)$$

dal cui calcolo è possibile ottenere α , il coefficiente di Coriolis.

Calcolate tramite le rispettive equazioni le perdite di energia h_e ed il coefficiente di Coriolis α la (1), associata all'equazione di continuità, permette di calcolare la quota del pelo libero, $Y_2 + Z_2$, nella sezione di monte a partire dal valore dell'energia totale, $Y_1 + Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g$ noto in corrispondenza della sezione di valle.

Essendo la (1) un'equazione non lineare, la soluzione è ottenuta con ciclo iterativo, a partire da una

soluzione iniziale, approssimata, di primo tentativo.

Ogni volta che la corrente passa attraverso la condizione critica l'equazione dell'energia non viene considerata applicabile e viene utilizzata l'equazione del momento. All'interno di Hec-Ras l'equazione del momento può essere applicata ai seguenti problemi: formazione di un risalto idraulico, sovrizzo determinato dai ponti e intersezioni di corsi d'acqua.

L'equazione della conservazione del momento è definita partendo dalla seconda legge di Newton $\sum F_x = ma$ con x la direzione del moto, applicata ad un elemento di fluido racchiuso tra due generiche sezioni 1-2, Figura 28.

Per equilibrio si ottiene:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (8)$$

dove

P_i , risultante della pressione idrostatica;

W_x , componente della forza peso nella direzione del moto;

F_f , forza d'attrito tra le due sezioni;

Q , portata complessiva;

ρ , densità del fluido;

ΔV_x , variazione della velocità tra le due sezioni.

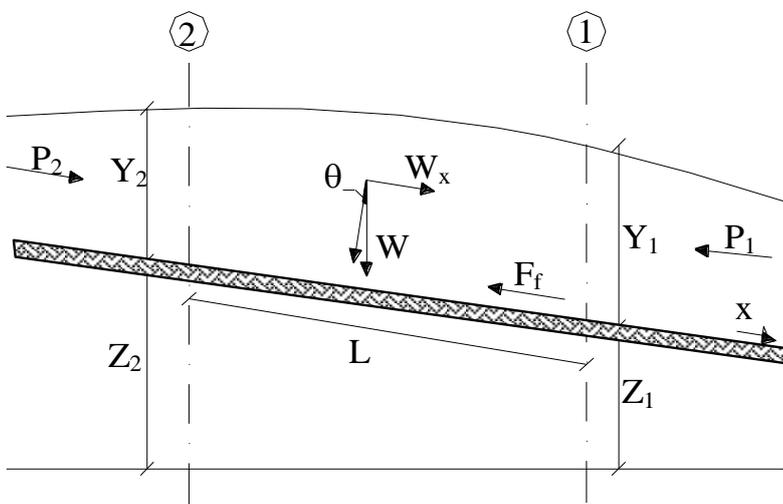


Figura 28: Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

La risultante della pressione idrostatica per pendenze dell'ordine di 1 a 10 è valutabile come:

$$P = \gamma \cdot A \cdot \bar{Y} \cdot \cos\theta \cong \gamma \cdot A \cdot \bar{Y} \quad (9)$$

potendo porre, per le pendenze in esame, $\cos\theta = 1$.

Nella relazione (9) γ corrisponde al peso specifico del fluido, A l'area della sezione ed \bar{Y} l'altezza del pelo libero nel baricentro della sezione.

La componente della forza peso, noto il peso specifico del fluido, la lunghezza L del tronco e l'area totale di fluido presente, è valutata nel modo seguente:

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \Rightarrow W_x = W \cdot \sin\theta \quad (10)$$

La forza d'attrito F_f è funzione delle caratteristiche del fluido come la densità dell'acqua, l'azione tangenziale che si esplica sul fondo e la cadente piezometrica J.

In particolare:

$$F_f = \tau PL$$

$$\tau = \gamma RJ \Rightarrow F_f = \gamma \frac{A}{P} JPL = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot JL \quad (11)$$

dove P ed R sono rispettivamente il perimetro bagnato ed il raggio idraulico della sezione.

La soluzione dell'equazione (8) è ottenuta per iterazioni successive.

Le equazioni (1) e (8) sono applicate anche alle sezioni caratterizzate dalla presenza di un ponte. E' sufficiente suddividere il tratto interessato in più sezioni e ripetere per la successione di esse l'analisi svolta per il tratto delimitato da sole due sezioni.

Prendendo un tratto caratterizzato dalla presenza di un ponte, Figura 29 e Figura 30, si evidenziano 3 zone:

- una zona di contrazione in cui arriva la corrente;
- una zona intermedia interessata dalla presenza del ponte;
- una zona di espansione in cui esce la corrente.

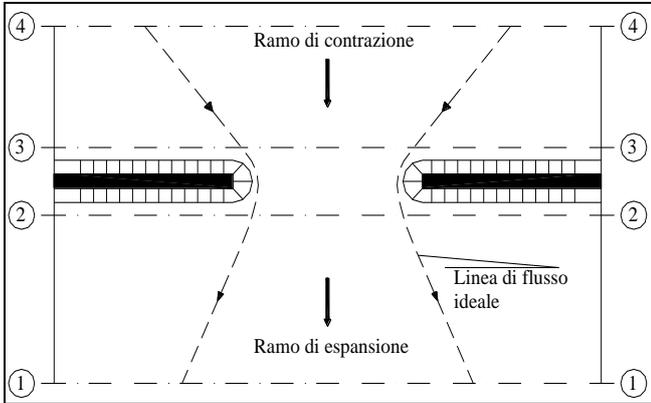


Figura 29: Pianta schematica di un attraversamento fluviale

L'applicazione dell'equazione della conservazione del momento tra le sezioni 1-2 e 3-4 è del tutto analoga alla situazione vista in precedenza mentre la presenza del ponte comporta termini nuovi nella valutazione dell'equilibrio tra le sezioni 2-BD (Step 1), BD-BU (Step 2) ed BU-3 (Step 3), rappresentate in Figura 30.

Step 1; definendo con A_{pi} l'area ostruita ed con Y_{pi} la distanza verticale che intercorre tra il baricentro delle pile e la superficie libera WS nella zona di valle, l'espressione del bilancio è scritta come:

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{gA_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} = \frac{Q_2^2 \beta_2}{gA_2} + A_2 Y_2 - A_{P_{BD}} Y_{P_{BD}} + F_f - W_x$$

Step 2; equilibrio tra BU e BD

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{gA_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} + F_f - W_x = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{gA_{BU}} + A_{BU} Y_{BU}$$

Step 3; equilibrio tra BU e 3

$$\frac{Q_3^2 \beta_3}{gA_3} + A_3 Y_3 = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{gA_{BU}} + A_{BU} Y_{BU} - A_{P_{BU}} Y_{P_{BU}} + F_f - W_x + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{P_{BU}} Q_3^2}{gA_3^2}$$

con C_D coefficiente di resistenza idrodinamica intorno alla pila ricavabile dalla Tabella 22 in funzione del tipo di pila presente.

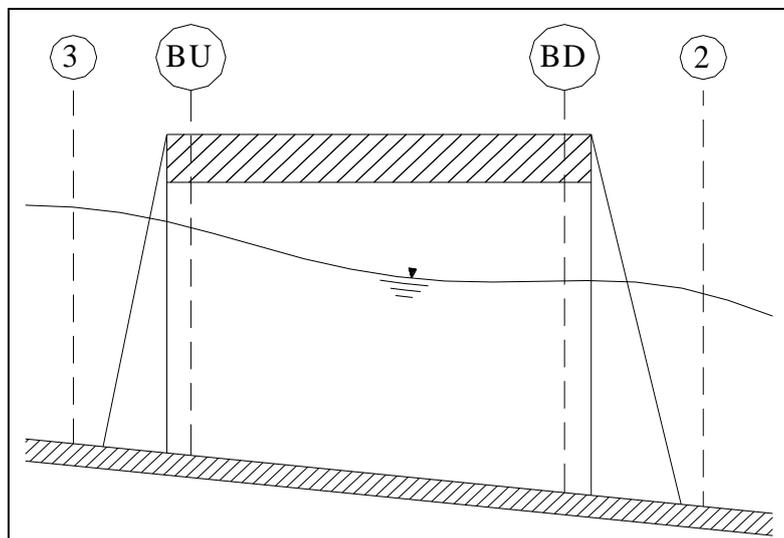


Figura 30: Sezione schematica di un attraversamento fluviale

TIPO DI PILA	C_D
Pila circolare	1.2
Pila allungata con punta semicircolare	1.33
Pila ellittica con rapporto assi 2 :1	0.6
Pila ellittica con rapporto assi 4 :1	0.32
Pila ellittica con rapporto assi 8 :1	0.29
Pila rettangolare	2.00
Pila triangolare con apertura $\alpha = 30^\circ$	1.00
Pila triangolare con apertura $\alpha = 60^\circ$	1.39
Pila triangolare con apertura $\alpha = 90^\circ$	1.60
Pila triangolare con apertura $\alpha = 120^\circ$	1.72

Tabella 22: Coefficiente di resistenza idrodinamico C_D

In alternativa all'equazione della conservazione del momento è utilizzata l'equazione di Yarnell che permette di valutare le perdite di energia localizzate in corrispondenza di un ponte.

Con riferimento alle Figura 29 e Figura 30, le perdite di energia tra le sezioni 2 e 3 sono valutate nel modo seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6) \cdot (\alpha + 15\alpha^4) \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad (12)$$

dove H_{i-j} rappresenta appunto la perdita di energia nel passaggio della corrente attraverso la sezione

ostruita e K, coefficiente di Yarnell, tiene conto delle differenti sagome di pila esistenti, tab. 2; ω rappresenta il rapporto tra la velocità e l'altezza della sezione 2; α il rapporto tra l'area ostruita dalle pile e l'area totale ed infine V2 la velocità a valle della sezione.

TIPO DI PILA	K
Pila semicircolare in punta	0.9
Pila cilindrica doppia collegata con diaframma	0.95
Pila cilindrica doppia senza diaframma	1.05
Pila con punta triangolare $\alpha = 90^\circ$	1.05
Pile rettangolari	1.25
Dieci pile a cavalletto inclinate	2.5

Tabella 23: Coefficiente di Yarnell

Il modello elaborato prevede una corrente con un'altezza idrica minore dell'altezza di intradosso del ponte. Nel caso di correnti con altezza idrica superiore o eguale alla quota di intradosso dell'attraversamento fluviale, la valutazione delle perdite di energia è effettuata attraverso il calcolo della portata che attraversa la sezione. In particolare, in riferimento ad un caso generico, la portata è calcolata nel modo seguente:

$$Q = C_d A_1 \left[2g \left(Y_1 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (13)$$

Dove:

C_d , coefficiente di deflusso il cui andamento è riportato nel grafico di Figura 32, assumendo valori tra 0.27 e 0.5;

A_1 , area della luce nella sezione di monte;

Y_1 , altezza idrica della sezione di monte;

α , coefficiente correttivo cinetico;

V_1 , velocità della corrente a monte.

RELAZIONE IDRAULICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	32 D 11	RI	ID0002 001	B	65 di 69

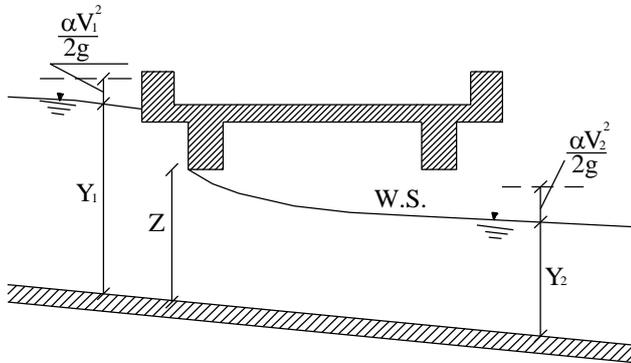


Figura 31: Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

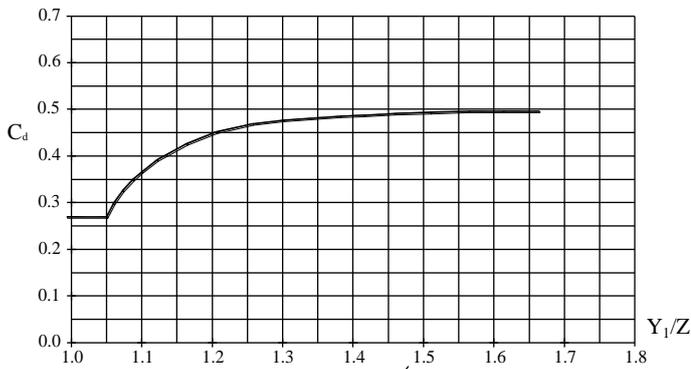


Figura 32: Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd

Se il ponte è in pressione sia a monte che a valle l'equazione (10) è corretta nel modo seguente:

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

dove C assume il valore di 0.8 ed H coincide con la perdita di energia totale tra la sezione di monte e di valle del ponte come indicato in Figura 33.

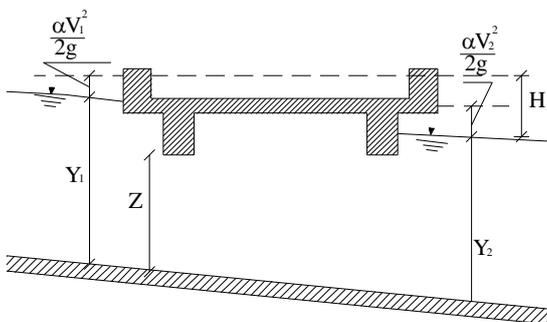


Figura 33: Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, Figura 34, la portata si calcola nel modo seguente:

$$Q = CLH^{2/3}$$

con C si indica un coefficiente correttivo della portata, L la lunghezza del ponte ed H la differenza di energie tra monte e valle.

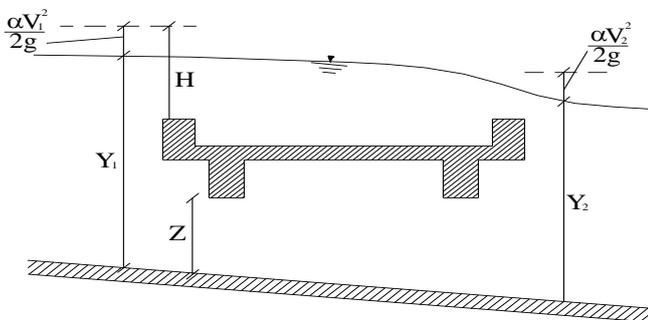


Figura 34: Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

L'analisi del deflusso attraverso un tombino si basa sul concetto di controllo all'imbocco o allo sbocco.

Il deflusso secondo il controllo all'imbocco si verifica quando la capacità di deflusso all'entrata del tombino è inferiore a quella interna. La sezione di controllo è collocata subito a valle dell'imbocco della struttura. L'altezza d'acqua passa per il livello critico e il regime di deflusso risulta essere rapido. L'energia richiesta a monte viene calcolata assumendo che l'imbocco del tombino agisca come uno stramazzone; di conseguenza il profilo che si ottiene secondo tale approccio dipende principalmente dalla geometria dell'entrata.

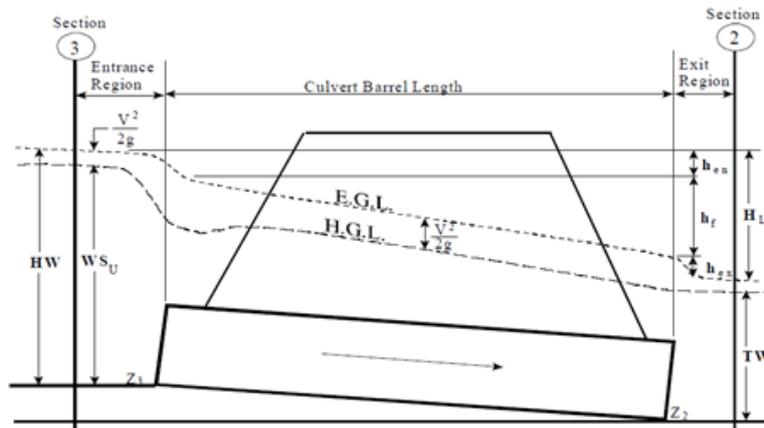


Figura 35: Schema di un tombino ponticello

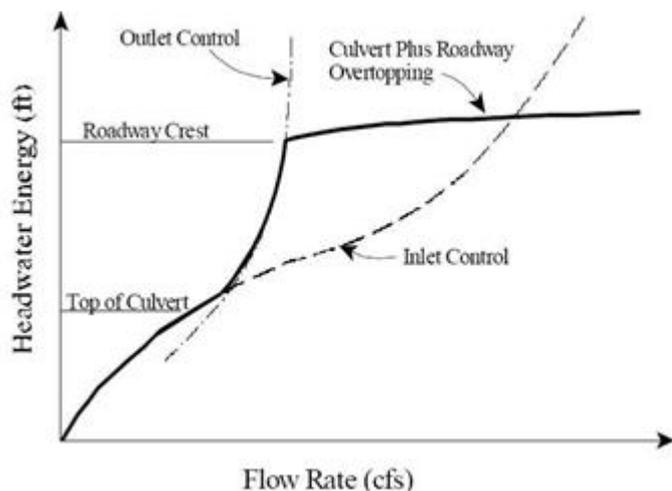


Figura 36: Diagramma di funzionamento del tombino ponticello

Il deflusso secondo il controllo allo sbocco si verifica quando la capacità di deflusso viene limitata dalle condizioni che si instaurano a valle o dalle caratteristiche geometriche della struttura. In linea generale il livello di energia determinato a monte controlla il tipo di deflusso nel tombino, data la portata a monte e il livello a valle. Per il controllo allo sbocco l'energia di monte viene calcolata effettuando un bilancio di energia dalla sezione di valle a quella di monte. Il modulo considera le perdite di ingresso, quelle di uscita e quelle per attrito all'interno della struttura.

Per quanto riguarda il controllo all'imbocco, la capacità della struttura è limitata dall'apertura del tombino, piuttosto che dalle condizioni che si instaurano a valle. Per il calcolo del livello vengono

utilizzate le equazioni ricavate dal National Bureau of Standards e pubblicate nel "Hydraulic Design of Highway Culverts" (FHWA, 1985). Le equazioni sono:

Deflusso libero:

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M - 0.5S$$

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M$$

Deflusso rigurgitato:

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5S$$

Dove:

HW_i livello dell'energia all'imbocco

D altezza interna del tombino

H_c altezza critica

Q portata

A area della sezione interna del tombino

S pendenza

K, M, c, Y costanti variabili con la geometria e le condizioni di ingresso.

Per il controllo allo sbocco l'energia richiesta a monte per consentire il deflusso deve essere computata considerando diverse condizioni nel tombino e a valle di esso. Hec-Ras usa l'equazione di Bernoulli per effettuare tale calcolo:

$$Z_3 + Y_3 + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + H_L$$

dove:

Y_3, Y_2 tirante d'acqua nelle sezioni di monte e di valle;

Z_3, Z_2 quota del fondo del tombino a monte e a valle;

α_3, α_2 coefficiente di Coriolis nella sezione 1 e 2;

g accelerazione di gravità;

H_L perdita di carico attraverso il tombino.

Nel caso in cui si verifichi moto in pressione all'interno del tombino, la perdita totale di energia viene calcolata secondo la:

$$H_L = h_{en} + h_f + h_{ex}$$

Dove:

h_{en} perdite in entrata

h_f perdite per attrito

h_{ex} perdite in uscita.

Le perdite per attrito vengono considerate mediante la formulazione di Manning:

$$h_f = L \left(\frac{Qn}{1.486AR^{3/2}} \right)^2$$

Dove:

h_f perdite per attrito

L lunghezza del tombino

Q portata

n coefficiente di scabrezza di Manning

A area della sezione di flusso

R raggio idraulico.

Le perdite di ingresso sono calcolate come frazione del carico cinetico a monte, e analogamente per quelle di uscita, secondo il carico cinetico di valle. Tali coefficienti dipendono fortemente dalla geometria che caratterizza l'imbocco e lo sbocco dell'opera.