

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



S.O. OPERE CIVILI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO
IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione Idraulica e di compatibilità idraulica modelli monodimensionali

SCALA:

-

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

RC1E A1 R 09 RI ID0002 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L.Nani 	Ottobre 2021	A.Cappelli 	Ottobre 2021	I. D'Amore 	Ottobre 2021	ANGELO VITTOZZI Novembre 2021 ANAS S.p.A. Via delle Industrie, 100 00144 Roma Tel. 06/47821 Fax 06/47822
B	Emissione esecutiva	L.Nani 	Novembre 2021	A.Cappelli 	Novembre 2021	I. D'Amore 	Novembre 2021	

File: RC1EA1R09RIID0002001B.doc

n. Elab.

INDICE

1	PREMESSA	4
2	INQUADRAMENTO GENERALE.....	5
2.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	5
2.2	INQUADRAMENTO DEI MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO PRINCIPALI DELLA LINEA FERROVIARIA	5
3	ANALISI IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI.....	6
3.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	6
3.1.1	<i>Manuale di progettazione ferroviario</i>	6
3.1.2	<i>NTC 2018 e relativa Circolare esplicativa.....</i>	7
3.1.3	<i>Criteri di verifica.....</i>	11
3.1.4	<i>Metodologia di verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente</i>	11
3.2	VERIFICA IDRAULICA DELLE OPERE	12
3.2.1	<i>Geometria degli alvei</i>	12
3.2.2	<i>Definizione dei coefficienti di scabrezza</i>	12
3.2.3	<i>Condizioni a contorno</i>	13
3.2.4	<i>Criteri di dimensionamento delle protezioni del fondo e delle sponde.....</i>	14
3.2.5	<i>Criteri di dimensionamento delle protezioni delle pile dei viadotti.....</i>	16
3.2.6	<i>Risultati</i>	22
4	COMPATIBILITÀ IDRAULICA	70

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	Lotto 1a Battipaglia – Romagnano. Corografia dell'intervento.....	4
Figura 2	– Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima.....	15
Figura 3	– Calcolo della larghezza equivalente, Melville e Raudkivi (1996)	19
Figura 4	– Disposizione raccomandata dei massi di protezione attorno alle pile, fonte HEC23.....	21


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	TITOLO ELABORATO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	3 di 84

Figura 5 – Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.....	73
Figura 6 – Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.	74
Figura 7 – Schematizzazione dell'equazione della conservazione del momento.	76
Figura 8 – Pianta schematica di un attraversamento fluviale.	77
Figura 9 – Sezione schematica di un attraversamento fluviale.....	78
Figura 10 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.	80
Figura 11 – Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd.....	80
Figura 12 – Sezione schematica di un ponte in pressione – Schema di calcolo.	81
Figura 13 – Sezione schematica di un ponte sormontato dalla corrente – Schema di calcolo.....	81
Figura 14 – Sezione schematica di un tombino ponticello.	82
Figura 15 – Diagramma di funzionamento del tombino ponticello.....	82

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – Elenco delle opere di attraversamento principali.....	6
Tabella 2 – Valori di scabrezza indicati dalle Norme Tecniche del PSAI del Fiume Sele.....	12
Tabella 3 – Valori delle portate di calcolo.....	14
Tabella 4 – Coefficiente correttivo K1	17
Tabella 5 – Coefficiente correttivo K3	18
Tabella 6 – Grandezze idrauliche in corrispondenza della sezione fluviale immediatamente a monte dell'attraversamento ferroviario sul Fiume Sele nello stato di progetto per i diversi tempi di ritorno.....	51
Tabella 7 – Risultati ottenuti in termini di franco e grado di riempimento per le interferenze idrauliche analizzate.....	72
Tabella 8 – Coefficiente di resistenza idrodinamico CD.....	79
Tabella 9 – Coefficiente di Yarnell.	79

1 PREMESSA

La presente relazione è parte integrante degli elaborati specialistici relativi al Progetto di fattibilità tecnica ed economica della Linea ferroviaria Salerno-Reggio Calabria.

In particolare, la presente relazione descrive i risultati delle verifiche idrauliche degli attraversamenti idraulici minori del lotto 1A che si sviluppa tra Battipaglia e Romagnano.

Il lotto 1A è stato individuato come prioritario e inserito all'interno del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) tra le opere da finanziare nell'ambito della missione "Infrastrutture per una Mobilità Sostenibile" che punta a completare entro il 2026 una prima e significativa tappa di un percorso di più lungo termine verso la realizzazione di un sistema infrastrutturale moderno e sostenibile dal punto di vista ambientale, tenuto conto delle specificità della orografia del territorio italiano, in grado di rispondere alle esigenze di mobilità ad un ampio bacino interregionale.

Il tracciato si sviluppa in doppio binario dalla stazione di Battipaglia (l' inizio intervento è posto al km 73+790 della linea Battipaglia – Potenza C.le) e si estende per circa 35 km con una velocità di tracciato di 300 km/h, tranne che per il tratto iniziale di circa 9 km che presenta elementi geometrici caratterizzati da velocità di tracciato pari a 180 km/h fino al km 4+4450 circa di progetto e 250 km/h fino alla pk 9+050 e il tratto finale di allaccio alla LS Battipaglia – Potenza C.le a 100 km/h.

La linea si sviluppa a doppio binario fino al passaggio doppio/singolo in corrispondenza della pk 29+000 circa di progetto, da questo punto prosegue a singolo binario sul tracciato del futuro binario dispari e termina con l'innesto sulla LS Battipaglia – Potenza C.le al km 112+350.

Il tracciato attraversa i territori di Battipaglia, Eboli, Campagna, Contursi Terme, Sicignano degli Alburni e Buccino, tutti nella Provincia di Salerno.

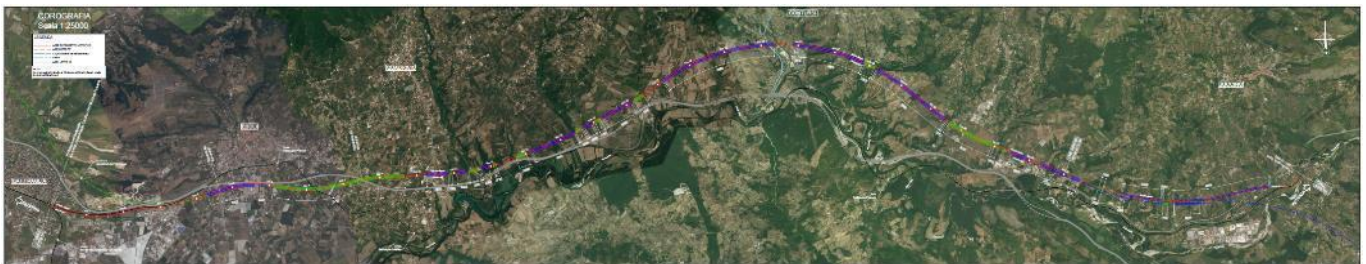


Figura 1 Lotto 1a Battipaglia – Romagnano. Corografia dell'intervento

2 INQUADRAMENTO GENERALE

2.1 Descrizione dell'intervento

Il tracciato ferroviario in progetto, presenta numerose interferenze con i reticoli idrografici del bacino imbrifero del fiume Sele (sistema Sele, Tanagro, Bianco) e del Fiume Noce.

Gli interventi progettuali del Lotto 1A proposti interessano i territori di competenza dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale e più in particolare le Unit of Management (UoM) Destra Sele e Sele.

Le opere sono state individuate sulla base della cartografia, dell'analisi geomorfologica dei bacini idrografici afferenti alla linea ferroviaria, nonché di valutazioni visive condotte durante sopralluoghi e rilievi puntuali effettuati lungo la tratta ferroviaria in oggetto.

Nel dettaglio l'analisi svolta si è basata sulle seguenti fasi:

- verifica idraulica delle opere di attraversamento mediante simulazione idraulica su modello matematico in schema di moto permanente;
- redazione delle planimetrie, dei profili di moto permanente e delle sezioni con livelli idrici ed energetici relativamente alle opere di attraversamento;
- valutazione del franco idraulico delle nuove opere;
- verifica della stabilità delle opere di sistemazione idraulica degli attraversamenti analizzati mediante modello matematico.

2.2 Inquadramento dei manufatti di attraversamento principali della linea ferroviaria

Nella Tabella 1 sono riportati i manufatti principali per i quali la verifica idraulica è stata eseguita mediante elaborazione su modello matematico monodimensionale in schema di moto permanente. Per ogni manufatto si riporta, la progressiva chilometrica da profilo, il toponimo e la WBS (work breakdown structure) dell'opera. Si riportano inoltre le dimensioni dei tombini oggetto di verifica idraulica.

WBS	pk	Area bacino sotteso (km ²)	Opera su linea di progetto	NOTE
IN01	0+053	3.30	Tombino scatolare 4 x 3.5	
IN02	0+872	0.64	Tombino scatolare 2 x 2	
IN03	2+092	0.59	Tombino scatolare 2 x 2	
IN04	3+667	0.35	Tombino scatolare 2 x 2	
VI01_1	6+180	9.68	Viadotto	
VI01_2	6+445	0.09	Viadotto	
VI01_3	6+530	3.99	Viadotto	
VI01_4	7+770	14.21	Viadotto	
VI01_5	8+140	0.48	Viadotto	
	8+620	0.38	Viadotto	Non se ne tiene conto nelle verifiche (punto di minimo è la strada)
	8+975	0.51	Viadotto	Non se ne tiene conto nelle verifiche (scolina di campagna)
VI02	9+640	0.67	Viadotto	
Deviazione	10+020	0.38		
VI03	10+910	0.66	Viadotto	
VI04	11+480	49.96	Viadotto	

WBS	pk	Area bacino sotteso (km ²)	Opera su linea di progetto	NOTE
VI05	12+100	0.70	Viadotto	
IN05	12+315	0.56	Tombino scatolare 3 x 3	
IN06	12+600	1.43	Tombino scatolare 3 x 3	
VI06	13+030	0.37	Viadotto	Si prevede la deviazione del canale esistente verso il viadotto
VI07	14+500	5.14	Viadotto	
VI08	15+080	0.92	Viadotto	
Deviazione	15+200	0.11		
VI09	16+420	27.98	Viadotto	
Deviazione	16+960	0.07		Deviazione verso 17+080
IN07	17+080	0.32	Tombino scatolare 3 x 3	
Deviazione	17+160	0.04		Deviazione verso 17+080
IN08	20+440	2.75	Tombino scatolare 4 x 3.5	
VI10	21+000	328.90	Viadotto Fiume Sele	
VI11	22+950	66.90	Viadotto	
VI12	25+550	4.75	Viadotto	
VI13	27+035	10.48	Viadotto	
VI14	27+265	0.05	Viadotto	
IN09	27+400	0.25	Tombino scatolare 2 x 2	
VI15_1	28+575	8.95	Viadotto	
VI15_2	28+940	1.50	Viadotto	
VI16	30+050	0.87	Viadotto	
IN10	30+360	0.29	Tombino scatolare 3 x 3	
VI17	31+785	4.47	Viadotto	
IN11	34+760	2.64	Tombino scatolare 5 x 3.5	
IN12	35+008	0.15	Tombino scatolare 2 x 2	

Tabella 1 – Elenco delle opere di attraversamento principali.

3 ANALISI IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI

3.1 Metodologia di calcolo

3.1.1 Manuale di progettazione ferroviario

Come previsto dal Manuale di Progettazione ferroviario, ogni tipo di manufatto idraulico deve essere verificato utilizzando i seguenti tempi di ritorno Tr :


[...]

c) Manufatti di attraversamento (ponti e tombini):

- linea ferroviaria $Tr = 300$ anni per $S > 10$ km²
- linea ferroviaria $Tr = 200$ anni per $S < 10$ km²
- deviazioni stradali $Tr = 200$ anni

[...]

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	TITOLO ELABORATO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. B

“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 67% della sezione totale.

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

Relativamente al grado di riempimento massimo, nel caso in esame è stato assunto pari al 67% dal momento che la morfologia del territorio esclude la presenza di trasporto solido.

3.1.2 NTC 2018 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 2018: 5.1.2.3 Compatibilità idraulica Ponti

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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	TITOLO ELABORATO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. B

L'ampiezza e l'approfondimento dello studio e delle indagini che ne costituiscono la base devono essere commisurati all'importanza del problema e al livello di progettazione. Deve in ogni caso essere definita una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno T_r pari a 200 anni ($T_r=200$).

Coerentemente al livello di progettazione, lo studio di compatibilità idraulica deve riportare:

- l'analisi idrologica degli eventi di massima piena e stima della loro frequenza probabile;
- la definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;
- la definizione della scala delle portate nelle condizioni attuali, di progetto, e nelle diverse fasi costruttive previste, corredata dal calcolo del profilo di rigurgito indotto dalla presenza delle opere in alveo, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti;
- la valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni di pile, spalle e relative fondazioni, nonché di altre opere in alveo provvisoriale e definitive, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti oltre che dei fenomeni erosivi generalizzati conseguenti al restringimento d'alveo;
- l'esame delle conseguenze di urti e abrasioni dovuti alla presenza di natanti e corpi flottanti.

Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali. Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente.


Per i ponti esistenti, eventualmente interessati da luci nette di misura inferiore, è ammesso l'allargamento della piattaforma, a patto che questo non comporti modifiche dimensionali delle pile, delle spalle o della pianta delle fondazioni di queste, e nel rispetto del franco idraulico come nel seguito precisato. In tutti gli altri casi deve essere richiesta l'autorizzazione all'Autorità competente, che si esprime 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 in corrispondenza delle fondazioni e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare. In tali situazioni, una stima anche speditiva dello scalzamento è da sviluppare fin dai primi livelli di progettazione.

Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m, e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo. Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m. Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associate al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno (si assuma $T_r = 1,001$) devono essere combinati con le altre azioni variabili adottando valori del coefficiente ψ_0 unitario. Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associati all'evento di piena di progetto devono essere combinate esclusivamente con le altre azioni variabili da traffico, adottando per queste ultime i coefficienti di combinazione ψ_1 .

Circolare applicativa: C5.1.2.3 Compatibilità idraulica

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	TITOLO ELABORATO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. B

Ai fini dell'applicazione del punto 5.1.2.3 della Norma, s'intende per alveo la sezione occupata dal deflusso della portata di piena di progetto. Quest'ultima è a sua volta caratterizzata da un tempo di ritorno pari a $Tr = 200$ anni, dovendosi intendere tale valore quale il più appropriato da scegliere, non escludendo tuttavia valori anche maggiori che devono però essere adeguatamente motivati e giustificati.

Gli elementi del ponte, quali le opere strutturali, di difesa ed accessorie, quando interessino l'alveo di un corso d'acqua, fanno parte di un progetto unitario corredato dallo studio di compatibilità idraulica di cui al punto 5.1.2.3 delle NTC. Il progetto sarà impostato tenendo in considerazione la necessità di garantire l'accesso per il ripristino dell'efficienza idraulica degli attraversamenti parzialmente o totalmente intasati dai detriti durante gli eventi di piena.

Fermo restando quanto previsto dalla Norma, nello studio di compatibilità idraulica, in funzione delle diverse situazioni, è opportuno siano tra l'altro illustrati i seguenti aspetti:

- analisi degli eventi di massima piena; esame dei principali eventi verificatisi nel corso d'acqua; raccolta dei valori estremi in quanto disponibili, e loro elaborazione in termini di frequenza probabile del verificarsi; per i ponti in sezioni di un corso d'acqua che abbiano a monte manufatti artificiali che limitino il naturale deflusso delle piene, queste sono da valutarsi anche nell'ipotesi che tali manufatti siano dismessi;
- ricerca e raccolta, presso gli Uffici ed Enti competenti, delle notizie e dei rilievi esistenti, anche storici, utili per lo studio idraulico da svolgere;
- giustificazione della soluzione proposta per: l'ubicazione del ponte, le sue dimensioni e le sue strutture in pianta, in elevazione ed in fondazione, tenuto conto del regime del corso d'acqua, dell'assetto morfologico attuale e della sua possibile evoluzione, nonché delle caratteristiche geotecniche della zona interessata;
- allontanamento delle acque dall'impalcato e prevenzione del loro scolo incontrollato sulle strutture del ponte stesso o su infrastrutture sottostanti.

Inoltre, è di interesse stimare i valori della frequenza probabile ($1/Tr$) di ipotetici eventi che diano luogo a riduzioni del franco stesso. Nello studio idraulico, in funzione delle diverse situazioni, sono inoltre considerati, ove applicabili, i seguenti problemi:

- classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna: per ponti posti su vie classificate navigabili va rispettata la luce minima sotto il ponte che compete ai natanti per i quali il corso è classificato, fino alla portata per la quale sia consentita la navigazione;
- valutazione dell'influenza dello scavo localizzato che si realizza in corrispondenza delle pile e delle spalle, sulla stabilità di argini e sponde, oltre che delle fondazioni di altri manufatti presenti nelle vicinanze;
- esame delle conseguenze della presenza di corpi flottanti, considerando anche il possibile disormeggio dei natanti, trasportati dalle acque in relazione a possibili ostruzioni delle luci (specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte), sia in fase costruttiva sia durante l'esercizio delle opere;
- sollecitazioni indotte dall'acqua per evento sismico quando sia di qualche rilievo la superficie immersa delle pile (e, per i ponti esistenti, delle spalle) con riferimento al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno.

Per la stima del livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno, in assenza di dati che garantiscano una robusta caratterizzazione statistica degli eventi, è da utilizzarsi il minimo fra i valori di portata massimi annuali registrati. Scalzamento e azioni idrodinamiche devono in tal caso essere combinate con tutte le altre azioni variabili, mentre nella situazione corrispondente all'evento di piena di progetto, nella combinazione con le altre azioni variabili sono da considerare solo quelle variabili da traffico. In situazioni particolarmente complesse può essere opportuno sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli fisici. Quando, per caratteristiche del territorio e del corso d'acqua, si possa verificare nella sezione oggetto dell'attraversamento il transito di tronchi di rilevanti dimensioni, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50 m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	10 di 84

sottotrave sia indicativamente non inferiore a 6÷7 m. Nel caso di corsi di acqua arginati, la quota di sottotrave sarà comunque non inferiore alla quota della sommità arginale per l'intera luce. Per tutti gli attraversamenti è opportuno sia garantito il transito dei mezzi di manutenzione delle sponde e/o delle arginature.... omissis....

Restano esclusi dal punto 5.1.2.3 della Norma i tombini, intendendosi per tombino un manufatto totalmente rivestito in sezione, eventualmente suddiviso in più canne, in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 m³/s. L'evento da assumere a base del progetto di un tombino ha comunque tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti. La scelta dei materiali deve garantire la resistenza anche ai fenomeni di abrasione e urto causati dai materiali trasportati dalla corrente.

Oltre a quanto previsto per gli attraversamenti dalla Norma, nella Relazione idraulica è opportuno siano considerati anche i seguenti aspetti:

- è da sconsigliare il frazionamento della portata fra più canne, tranne nei casi in cui questo sia fatto per facilitare le procedure di manutenzione, predisponendo allo scopo luci panconabili all'imbocco e allo sbocco e accessi per i mezzi d'opera;
- sono da evitare andamenti planimetrici non rettilinei e disallineamenti altimetrici del fondo rispetto alla pendenza naturale del corso d'acqua.
- per sezioni di area maggiore a 1,5 m² è da garantire la praticabilità del manufatto;
- il tombino può funzionare sia in pressione che a superficie libera, evitando in ogni caso il funzionamento intermittente fra i due regimi: nel caso in una o più sezioni il funzionamento sia in pressione, la massima velocità che si realizza all'interno dello stesso tombino non dovrà superare 1,5 m/s;
- nel caso di funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m;
- il calcolo idraulico è da sviluppare prendendo in considerazione le condizioni che si realizzano nel tratto del corso d'acqua a valle del tombino;
- la tenuta idraulica deve essere garantita per ciascuna sezione dell'intero manufatto per un carico pari al maggiore tra: 0,5 bar rispetto all'estradosso o 1,5 volte la massima pressione d'esercizio;
- il massimo rigurgito previsto a monte del tombino deve garantire il rispetto del franco idraulico nel tratto del corso d'acqua a monte;
- nel caso sia da temersi l'ostruzione anche parziale del manufatto da parte dei detriti galleggianti trasportati dalla corrente, è da disporre immediatamente a monte una varice presidiata da una griglia che consenta il passaggio di elementi caratterizzati da dimensioni non superiori alla metà della larghezza del tombino; in alternativa il tombino è da dimensionare assumendo che la sezione efficace ai fini del deflusso delle acque sia ridotta almeno alla metà di quella effettiva. È in ogni caso da garantire l'accesso in alveo ai mezzi necessari per le operazioni di manutenzione ordinaria o straordinaria da svolgere dopo gli eventi di piena;
- i tratti del corso d'acqua immediatamente prospicienti l'imbocco e lo sbocco del manufatto devono essere protetti da fenomeni di scalzamento e/o erosione, e opportune soluzioni tecniche sono da adottare per evitare i fenomeni di sifonamento.

Nel caso il tombino sia opera provvisoria, ovvero a servizio di un cantiere, le precedenti disposizioni possono essere assunte come elementi di riferimento, tenendo opportunamente conto del tempo di utilizzo previsto per l'opera provvisoria stessa.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	TITOLO ELABORATO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	11 di 84

3.1.3 Criteri di verifica


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

PONTI		
	Manuale di progettazione ferroviaria	NTC 2018 e relativa circolare applicativa
Manufatti di attraversamento principali (ponti e viadotti)	<ul style="list-style-type: none"> • linea ferroviaria $Tr= 200$ anni • deviazioni stradali $Tr=200$ anni 	$Tr = 200$ anni
Verifica Franco di Progetto ponti.	<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>	<i>Non inferiore a 1.5 m</i>
Dislivello tra fondo e sottotrave		<i>Non inferiore a 6÷7 m quando si possa temere il transito d'alberi d'alto fusto</i>
Posizione spalle	<i>Posizionamento delle spalle del viadotto in modo tale da non ridurre significativamente la sezione di deflusso in alveo ed in golena;</i>	<i>Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali</i>
TOMBINI		
	Manuale di progettazione ferroviaria	NTC 2018 e relativa circolare applicativa
Manufatti di attraversamento minori (tombini)	<ul style="list-style-type: none"> • linea ferroviaria $Tr= 200$ anni • deviazioni stradali $Tr=200$ anni 	$Tr = 200$ anni <i>Per portate maggiori di 50 m³/s va previsto ponte</i>
Grado di riempimento	<i>G.R. max 67%</i>	<i>Min. 2/3 dell'altezza e comunque franco 50 cm dall'intradosso</i>

3.1.4 Metodologia di verifica idraulica mediante simulazioni idrauliche su modello matematico in schema di moto permanente

Le simulazioni numeriche 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 5.0.7 River Analysis System del marzo 2019, sviluppato dalla U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, i cui fondamenti concettuali sono riportati in seguito.

Le caratteristiche del modello matematico sono riportate in Appendice A.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	TITOLO ELABORATO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	12 di 84

3.2 Verifica idraulica delle opere

3.2.1 Geometria degli alvei

I modelli matematici sono stati sviluppati riproducendo la geometria degli alvei naturali mediante le sezioni trasversali dei corsi d'acqua, ricavate dai rilievi disponibili: LiDAR del MATTM avente risoluzione 0.5 m e rilievi topografici puntuali delle eventuali opere immediatamente a monte/valle del tracciato ferroviario realizzati da Italferr, nonché DTM ottenuto dal rilievo LiDAR realizzato da Italferr (Luglio 2021).

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

3.2.2 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.

Le Norme di Attuazione dei PSAI relativi ai bacini idrografici regionali in destra e in sinistra Sele ed interregionale del Fiume Sele riportano che:

“I parametri di scabrezza da utilizzare nel calcolo idraulico devono tenere conto delle reali e documentabili condizioni di manutenzione del corso d'acqua. Tali valori di parametro di scabrezza, di norma assunti con riferimento a corsi d'acqua naturali, devono essere desunti da quelli individuati dalla tabella seguente (per semplicità riportati solo in termini di scabrezza di Gauckler-Strickler), tenendo conto che gli stessi dovrebbero essere considerati valori massimi non superabili.”

Descrizione corso d'acqua	ks di Strickler
	$m^{1/3} s^{-1}$
tratti di corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva-arborea in alveo	25-30
corsi d'acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	30-35
tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato	35-40
corsi d'acqua con fondo ed argini totalmente cementati in ottimo stato ed assenza di manufatti (tubi, cavi, ecc.) o discontinuità interferenti con le acque	40-45
tombinature perfettamente lisce e dotate a monte di dispositivi atti ad assicurare la trattenuta di trasporto solido di fondo e in sospensione (briglie selettive, vasche di sedimentazioni, ecc.)	45-55

Tabella 2 – Valori di scabrezza indicati dalle Norme Tecniche del PSAI del Fiume Sele.

Nel caso di modellazioni quasi-bidimensionali o bidimensionali, le Norme di Attuazione indicano che “per la simulazione del fenomeno di propagazione fuori alveo deve essere assunto un parametro di scabrezza per le aree limitrofe al corso d'acqua che tenga conto della tipologia di terreno interessata, della presenza o meno di vegetazione e/o della presenza di aree impermeabili, ostacoli, etc. In questo caso, per la determinazione del coefficiente Ks di

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	TITOLO ELABORATO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. B

Strikler si può fare riferimento ai valori normalmente riportati in bibliografia o, per analogia, ai valori riportati nella tabella precedente”.

Nella valutazione dei coefficienti di scabrezza occorre tener presente che questi sono comunque suscettibili di modificazioni 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.

Le analisi di foto satellitari in diversi periodi hanno evidenziato la presenza di vegetazione in corrispondenza degli alvei dei corsi d’acqua in esame. Le aree esterne all’alveo risultano generalmente vegetate o coltivate.

Pertanto, i coefficienti di Manning utilizzati nella modellazione sono:

- 0.033 s/m^{1/3} per l’alveo inciso;
- 0.05 s/m^{1/3} per le aree golenali.

3.2.3 Condizioni a contorno

Le portate utilizzate nel modello numerico sono state desunte dallo studio idrologico allegato al progetto. In accordo con il manuale di progettazione ferroviario e le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC 2018), sono stati considerati eventi con tempo di ritorno pari a 200.

La portata duecentennale rappresenta l’evento minimo di riferimento per le verifiche previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e dal manuale di progettazione ferroviario per le opere che sottendono bacini inferiori ai 10 km².

Nello studio idrologico le portate di calcolo sono state ottenute di diversi metodi indicati dal PAI, dal VaPI e mediante metodo razionale, adottando i dati di pioggia registrati alle stazioni pluviometriche nel territorio in esame, aventi serie storiche sufficientemente lunghe.

In Tabella 3 sono riportati i valori di portata massimi ottenuti dalle analisi idrologiche, per i tempi di ritorno considerati.

WBS	pk	Area bacino sotteso (km ²)	Opera su linea di progetto	analisi	Portata (m ³ /s)
IN01	0+053	3.30	Tombino scatolare 4 x 3.5	HY8	30.5
IN02	0+872	0.64	Tombino scatolare 2 x 2	HY8	7.2
IN03	2+092	0.59	Tombino scatolare 2 x 2	HY8	6.7
IN04	3+667	0.35	Tombino scatolare 2 x 2	HY8	4.2
VI01_1	6+180	9.68	Viadotto	HEC-RAS	92.2

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	14 di 84

VI01_2	6+445	0.09	Viadotto	HEC-RAS	24.0
VI01_3	6+530	3.99	Viadotto	HEC-RAS	16.4
VI01_4	7+770	14.21	Viadotto	HEC-RAS	103.2
VI01_5	8+140	0.48	Viadotto	formula	5.6
	8+620	0.38	Viadotto	formula	4.5
	8+975	0.51	Viadotto	formula	5.9
VI02	9+640	0.67	Viadotto	formula	7.5
Deviazione	10+020	0.38		formula	4.5
VI03	10+910	0.66	Viadotto	formula	7.4
VI04	11+480	49.96	Viadotto	HEC-RAS	334.5
VI05	12+100	0.70	Viadotto	formula	7.8
IN05	12+315	0.56	Tombino scatolare 3 x 3	HY8	6.5
IN06	12+600	1.43	Tombino scatolare 3 x 3	HY8	14.9
VI06	13+030	0.37	Viadotto	formula	4.4
VI07	14+500	5.14	Viadotto	HEC-RAS	58.2
VI08	15+080	0.92	Viadotto	HEC-RAS	21.1
Deviazione	15+200	0.11			
VI09	16+420	27.98	Viadotto	HEC-RAS	208.2
Deviazione	16+960	0.07			
IN07	17+080	0.32	Tombino scatolare 3 x 3	HY8	9.9
Deviazione	17+160	0.04			
IN08	20+440	2.75	Tombino scatolare 4 x 3.5	HEC-RAS	30.8
VI10	21+000	328.90	Viadotto Fiume Sele	HEC-RAS 2D	969.4
VI11	22+950	66.90	Viadotto	formula	259.0
VI12	25+550	4.75	Viadotto	formula	55.1
VI13	27+035	10.48	Viadotto	HEC-RAS	93.9
VI14	27+265	0.05	Viadotto	formula	1.3
IN09	27+400	0.25	Tombino scatolare 2 x 2	HY8	6.5
VI15_1	28+575	8.95	Viadotto	formula	92.5
VI15_2	28+940	1.50	Viadotto	formula	31.1
VI16	30+050	0.87	Viadotto	formula	17.7
IN10	30+360	0.29	Tombino scatolare 3 x 3	formula	6.6
VI17	31+785	4.47	Viadotto	HEC-RAS	67.3
	32+025	0.24			6.2
IN11	34+760	2.64	Tombino scatolare 5 x 3.5	HEC-RAS	38.5
IN12	35+008	0.15	Tombino scatolare 2 x 2	HY8	1.87

Tabella 3 – Valori delle portate di calcolo.

La condizione al contorno di valle considerata è quella corrispondente al moto uniforme.

3.2.4 Criteri di dimensionamento delle protezioni del fondo e delle sponde

Stante il carattere talvolta torrentizio dei corsi d'acqua e la presenza, in taluni casi, di attraversamenti esistenti a ridosso delle nuove opere, è stato previsto di proteggere l'alveo e le sponde in prossimità dei manufatti di progetto mediante massi sciolti intasati con calcestruzzo.

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. Nelle verifiche i massi sono stati considerati sciolti, operando in tal modo in favore di sicurezza.

È 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.

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 2, in funzione del rapporto tra base della sezione e altezza del tirante idrico (b/h) e dell'inclinazione della sponda. Pertanto, per 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.

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

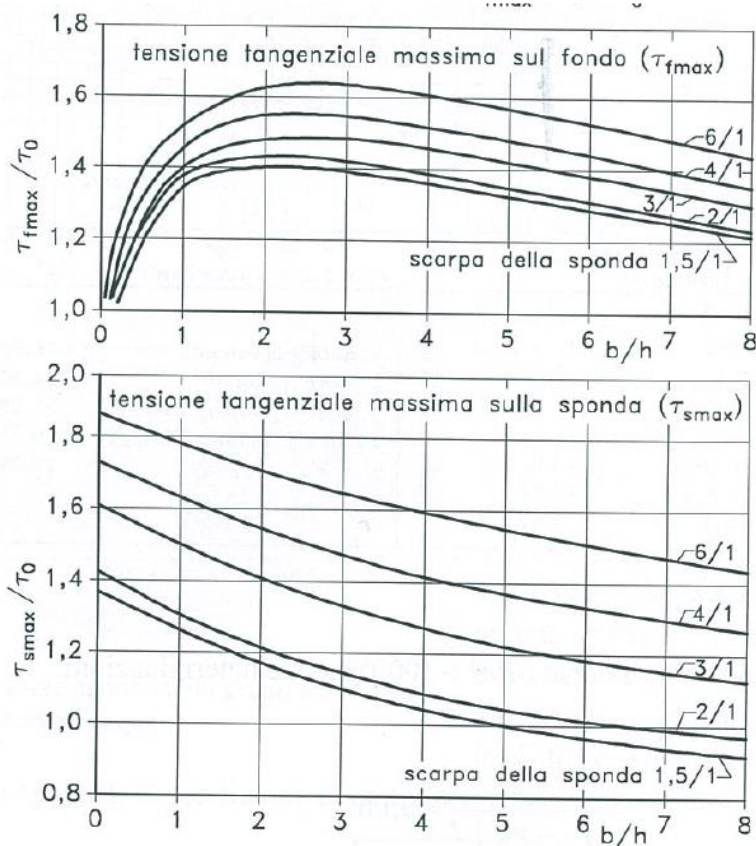



Figura 2 – Fattori correttivi per la determinazione della tensione tangenziale massima.

Invece, per gli alvei con un rapporto b/h maggiore di 8, la tensione tangenziale è stata assunta pari a quella massima tra i valori medi nelle sezioni oggetto di sistemazione ottenuti dalle simulazioni monodimensionali, sia per l'alveo che per le sponde.

Nel caso in cui le sezioni risultavano larghe, ma con presenza di curve a monte dell'attraversamento o singolarità che potessero far temere incrementi locali di velocità e conseguentemente di tensione tangenziale, la velocità media nella sezione è stata aumentata di un fattore 1.5. Con il nuovo valore di velocità è stata ricalcolata la cadente piezometrica così come la tensione tangenziale al fondo di verifica.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	TITOLO ELABORATO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. B

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 sommersa 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, assunto pari a 45°.

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.

3.2.5 Criteri di dimensionamento delle protezioni delle pile dei viadotti

Per la valutazione dello scalzamento prodotto dalla corrente in prossimità delle pile dei ponti, necessario a definire la quota di imposta delle fondazioni, non esiste una teoria univoca che consenta di interpretare il fenomeno nella sua complessità.

Sulla base di un'indagine di letteratura sulle formule empiriche ed i metodi di calcolo più diffusamente adottati per il calcolo della massima profondità di erosione, è stato utilizzato il metodo HEC18-CSU raccomandato sia in presenza che in assenza di trasporto solido. Inoltre, tale metodo, visti i campi di applicabilità, è risultato valido per tutte le pile analizzate. Altri metodi, quali ad esempio la formulazione FDOT valida per le "pile tozze" con bassi tiranti e

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	TITOLO ELABORATO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. B

materiale fine al fondo, non risultano applicabili o sono stati ritenuti non sufficientemente cautelativi per i casi esaminati.

3.2.5.1 Determinazione dello scavo localizzato in prossimità delle pile

L'equazione HEC-18 riportata nella monografia "Evaluating Scour at bridge - Fifth Edition" edita dalla Federal Highway Administration è basata sull'equazione CSU ed è raccomandata sia in presenza che in assenza di trasporto solido.

L'equazione, di seguito riportata, calcola la massima profondità di scavo per pile semplici in canali con fondo sabbioso.

$$y_s = 2.0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.65} \cdot y_1 \cdot Fr_1^{0.43}$$

Dove:

K1 fattore correttivo legato alla forma della pila;

K2 fattore correttivo dipendente dall'angolo di attacco della corrente;

K3 fattore correttivo legato alle condizioni del fondo;

a larghezza della pila [m];

y1 profondità della corrente subito a monte della pila [m];

Fr1 numero di Froude in corrispondenza della pila.

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

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

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

Le tabelle seguenti riportano invece i fattori correttivi K1 e K3:

Forma della pila	K ₁
Squadrata	1.10
Arrotondata	1.00
Circolare	1.00
Gruppo di pali	1.00
Triangolare	0.90

Tabella 4 – Coefficiente correttivo K1

Configurazione fondo alveo	Altezza dune (m)	K ₃
----------------------------	------------------	----------------

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	18 di 84

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 5 – Coefficiente correttivo K3

Il coefficiente K2 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 $\frac{L}{a} > 12$ 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.

Infatti, l'applicazione delle formule usuali a casi con tiranti comparabili con la larghezza della pila fornirebbero risultati eccessivi, rispetto a quanto riscontrato nella realtà.

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 mediano dei sedimenti è maggiore di 50 ($a/d_{50} > 50$);
- Il numero di Froude è inferiore a 1.

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

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

$$K_w = 1.0 \cdot \left(\frac{y}{a} \right)^{0.13} \cdot F_{r1}^{0.25} \text{ per } V/V_c > 1$$

dove V_c è la velocità critica di incipiente di movimento dei sedimenti.

3.2.5.2 Ulteriori considerazioni sul calcolo della profondità di scavo

La velocità critica di incipiente di movimento dei sedimenti può essere calcolata con differenti equazioni che ben approssimano quanto riscontrato nelle prove sperimentali in canaletta. Si è scelto di adottare una formula di carattere generale, proposta da Soulsby nel 1997.

$$V_c = 5.75 \left[\text{LOG} \left(\frac{12h}{6D_{50}} \right) \right] [\theta_c (s - 1) g D_{50}]^{0.5}$$

$$\theta_c = \frac{0.3}{1 + 1.2 D_*} + 0.055 [1 - \exp(-0.02 D_*)]$$

$$D_* = D_{50} [(s - 1) g / \nu^2]^{1/3}$$

Dove h è il tirante idrico, D_{50} è il diametro mediano dei sedimenti, θ_c è il coefficiente di Shields calcolato alla condizione di inizio di movimento, s è il rapporto la densità dei sedimenti è quella dell'acqua, g è l'accelerazione di gravità, ν è la viscosità cinematica dell'acqua.

Le equazioni CSU legano la profondità di scavo con la larghezza della pila. Nel presente elaborato si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente, nel caso in cui lo scavo non scoprisse il plinto di fondazione, la larghezza equivalente deriva da quella della pila di progetto. Con profondità di scavo tali da scoprire il plinto, la larghezza equivalente considera anche le dimensioni del plinto. La larghezza equivalente viene calcolata secondo l'approccio proposto da Melville e Raudkivi (1996), schematizzato nella figura seguente.

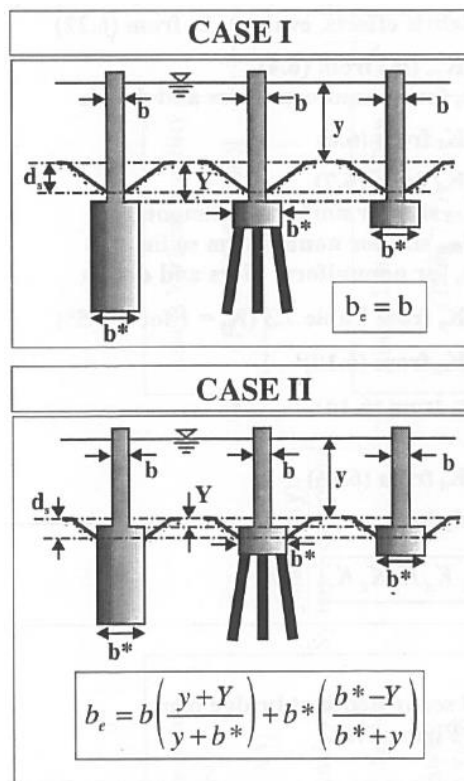


Figura 3 – Calcolo della larghezza equivalente, Melville e Raudkivi (1996)

Il calcolo della profondità di scavo non tiene conto della presenza di materiale flottante accumulato attorno alle pile dei viadotti.

Le caratteristiche della corrente incidente su ogni singola pila sono state ottenute attraverso la modellazione idraulica del corso d'acqua, facendo riferimento alla piena duecentennale.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	TITOLO ELABORATO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. B

Le caratteristiche granulometriche dei sedimenti sono state ricavate a partire dalle informazioni geologiche fornite. In particolare, è stato usato un d_{50} pari a 2mm.

3.2.5.3 Verifiche di stabilità massi a protezione delle pile

Il calcolo delle escavazioni localizzate attorno alle pile ha evidenziato la vulnerabilità delle opere di attraversamento ai fenomeni di scalzamento. Si provvede perciò al dimensionamento degli elementi di protezione delle pile, per le verifiche si terrà conto delle caratteristiche della corrente incidente, calcolate per le piene di progetto.

La tipologia di protezioni adottate è quella in massi.

Il dimensionamento delle protezioni attorno alle pile è stato effettuato valutando la condizione di incipiente di moto dei massi posti a protezione delle pile. Nello specifico è stata confrontata la velocità critica degli elementi di protezione con la velocità della corrente in approccio alla singola pila.

La valutazione della velocità critica di incipiente movimento è stata effettuata seguendo due modi.

Il primo proposto all'interno della monografia “*Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance-Third Edition*”, VOL.2, Hydraulic Engineering Circular No.23 (HEC23), pubblicato dal US Department of Transportation, Federal Highway Administration.

Il secondo è basato sul criterio di stabilità di Shields.

Secondo le linee guida HEC23 il diametro mediano dei massi di protezione D_{50} viene definito secondo l'equazione:

$$D_{50} = \frac{0.692V_{des}^2}{(s-1)2g}$$

Dove V_{des} è la velocità della corrente in approccio alla pila, s è il rapporto la densità dei sedimenti è quella dell'acqua, g è l'accelerazione di gravità. Alla critica $V_c=V_{des}$, assunto $s = 2.65$, la precedente relazione può essere così riscritta

$$V_{c,1} = 6.84\sqrt{D_{50}}$$

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

$$V_{c,2} = K_s y^{1/6} \sqrt{\theta(s-1)} \sqrt{D_{50}}$$

Dove K_s è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler del fondo alveo, y è il tirante della corrente in approccio alla pila, θ è il coefficiente adimensionale di Shields, posto pari a 0.06.

Nel presente studio il valore della velocità critica è stato assunto pari al minore tra i due calcolati con le due metodologie precedentemente descritte.

Stimata la velocità critica dei massi di protezione, funzione del diametro D_{50} e delle caratteristiche del flusso, si ritiene la protezione verificata se $FV = V/V_c \geq 2$ (FV fattore di sicurezza, V velocità della corrente in arrivo alla pila).

Il fattore di sicurezza tiene conto delle varie incertezze sia sulla stima della V_c che sulla definizione dell'effettiva corrente in arrivo.

Secondo tali linee guida HEC23, il terreno attorno ad ogni pila soggetta ad escavazione deve essere “armato” con massi che occupano un rettangolo di lato almeno pari a 5-6 volte il diametro della pila. Lo spessore minimo

raccomandato per le protezioni è pari a tre volte D_{50} . È bene prevedere uno strato filtrante al di sotto dei massi di protezione. Per completezza si riporta in Figura seguente uno schema estratto dalla monografia HEC23.

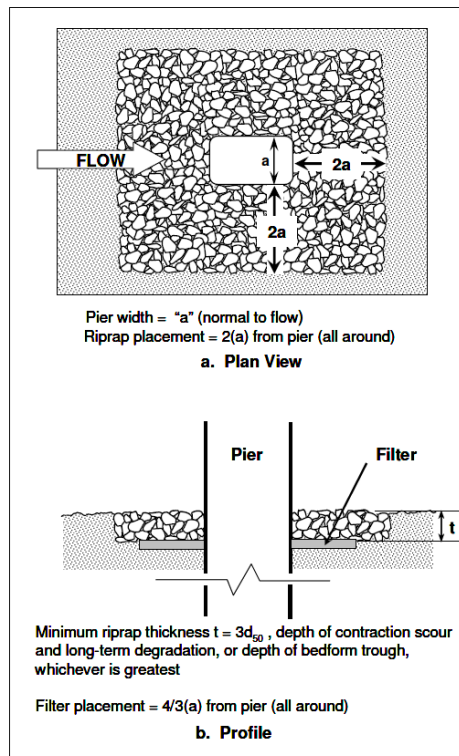


Figura 4 – Disposizione raccomandata dei massi di protezione attorno alle pile, fonte HEC23

In genere, sono stati adottati massi sciolti fino ad un diametro medio pari a 0.70 – 0.80 m; per diametri superiori, è stata prevista anche la legatura.

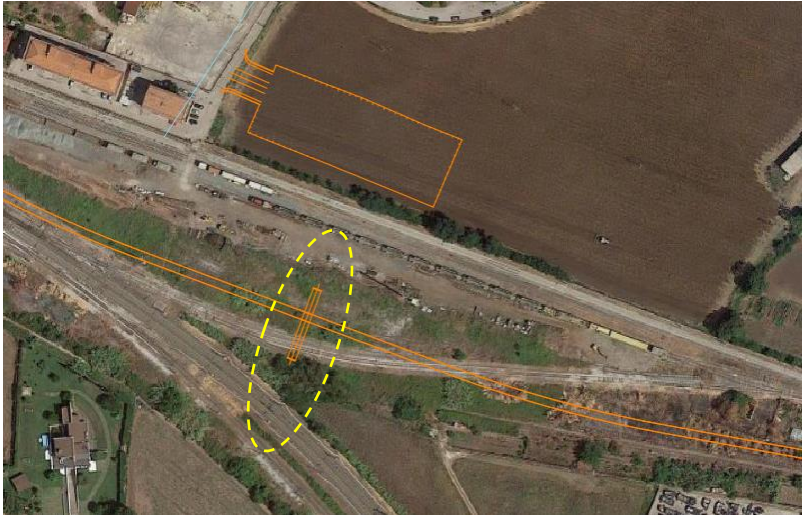
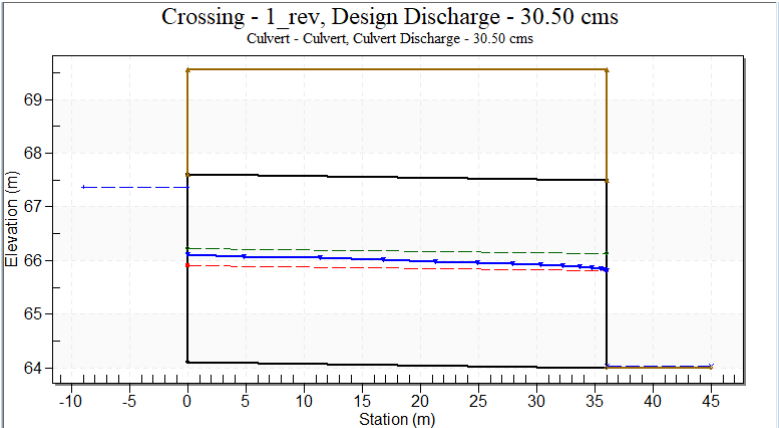
Le protezioni sono necessarie per le pile dei viadotti VI01_4, VI03, VI08, VI09, VI,10, VI14_1; il paragrafo 3.2.6 riporta i risultati del calcolo del dimensionamento dei massi.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	22 di 84

3.2.6 Risultati


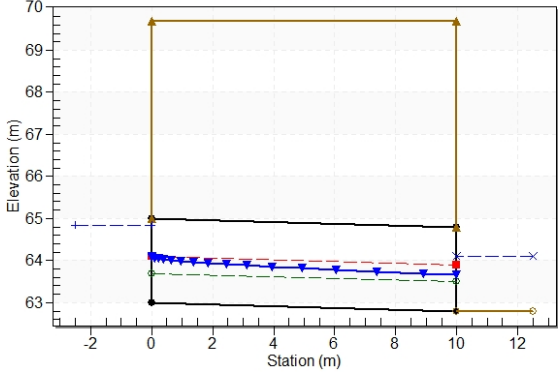
3.2.6.1 Interferenza IN01 (sottobacino 01)

Interferenza	IN01	Pk 0+053	Tombino scatolare 4.0 m x 3.5m							
										
Risultati (HY8)	ID	Q (m³/s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
	IN01	30.5	1%	64.1	64	69.55	36	4.0	3.5	2.0
	Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
	67.4	3.0	3.3	2.1	1.8	1.8	0.0	4.2	0.3	61%
										
Sistemazioni	Protezioni imbocco e sbocco del tombino									
Note	Rilevato autostradale a monte del tracciato ferroviario considerato trasparente									

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	23 di 84

3.2.6.2 Interferenza IN02 (sottobacino 02)

Interferenza	IN02	Pk 0+872	Tombino scatolare 2m x 2m							
										
Risultati (HY8)	ID	Q (m³/s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
	IN02	7.2	2%	63	62.8	69.7	10	2.0	2.0	4.7
	Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
	64.8	1.8	1.4	0.7	1.1	0.9	1.3	4.2	2.8	55%
<p>Crossing - 2, Design Discharge - 7.20 cms Culvert - Culvert, Culvert Discharge - 7.20 cms</p> 										
Sistemazioni	Protezioni imbocco e sbocco del tombino									
Note	Rilevato autostradale a monte del tracciato ferroviario considerato trasparente									

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	24 di 84

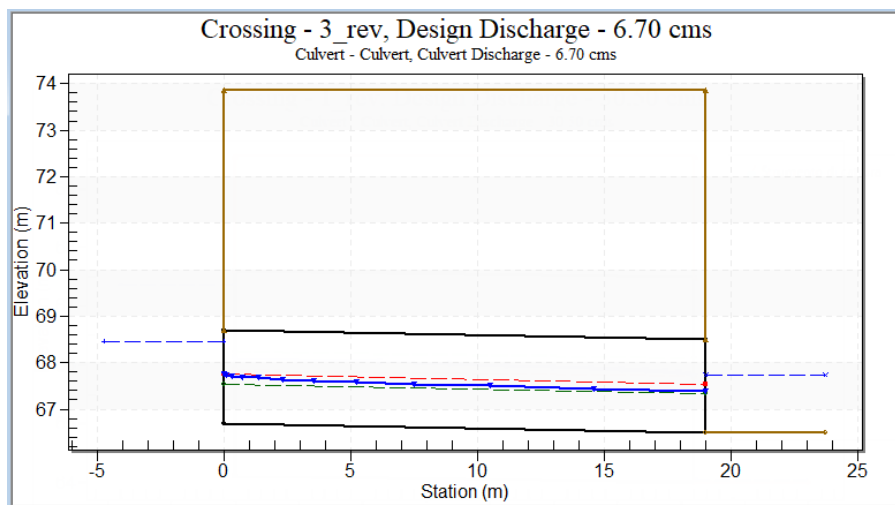
3.2.6.3 Interferenza IN03 (sottobacino 03)

Interferenza	IN03	Pk 2+092	Tombino scatolare 2m x 2m
---------------------	------	----------	---------------------------



Risultati (HY8)

ID	Q (m ³ /s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
IN03	6.7	2%	66.7	66.5	73.85	19	2.0	2.0	5.1
Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
68.5	1.8	1.3	0.8	1.1	0.9	1.2	3.8	2.7	53%



Sistemazioni

Protezioni imbocco e sbocco del tombino

Note

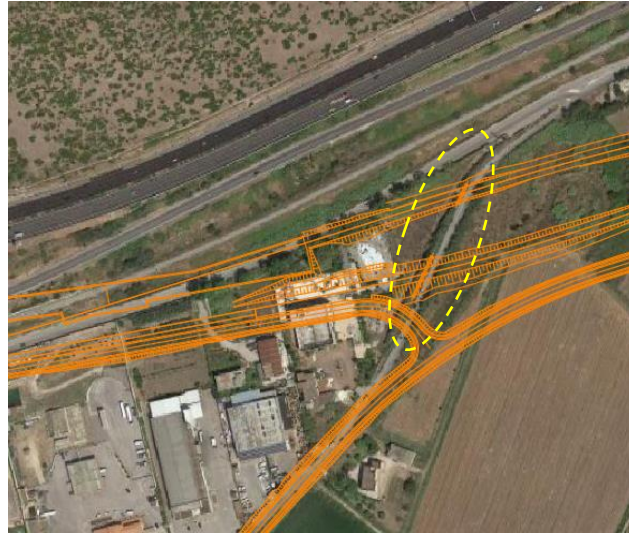
Rilevato autostradale a monte del tracciato ferroviario considerato trasparente

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	25 di 84

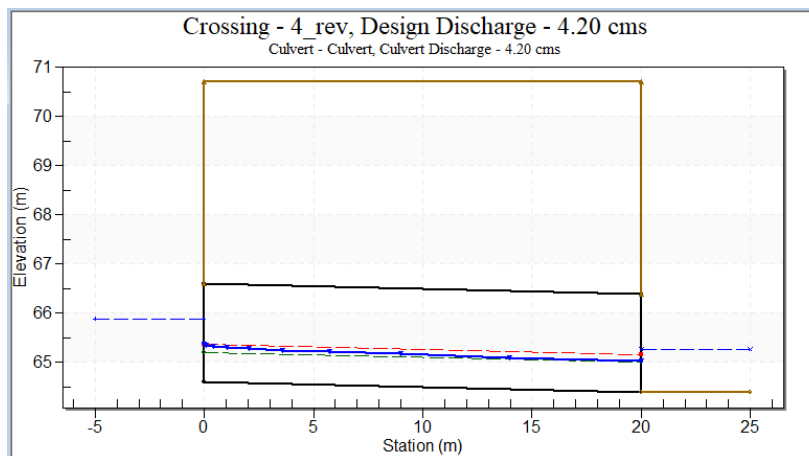
3.2.6.4 Interferenza IN04 (sottobacino 04)

Interferenza	IN04	Pk 3+667	Tombino scatolare 2m x 2m
---------------------	------	----------	---------------------------



Risultati (HY8)

ID	Q (m³/s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
IN04	4.2	2%	64.6	64.4	70.7	20	2.0	2.0	4.1
Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
65.9	1.3	0.8	0.6	0.8	0.6	0.9	3.3	2.4	39%



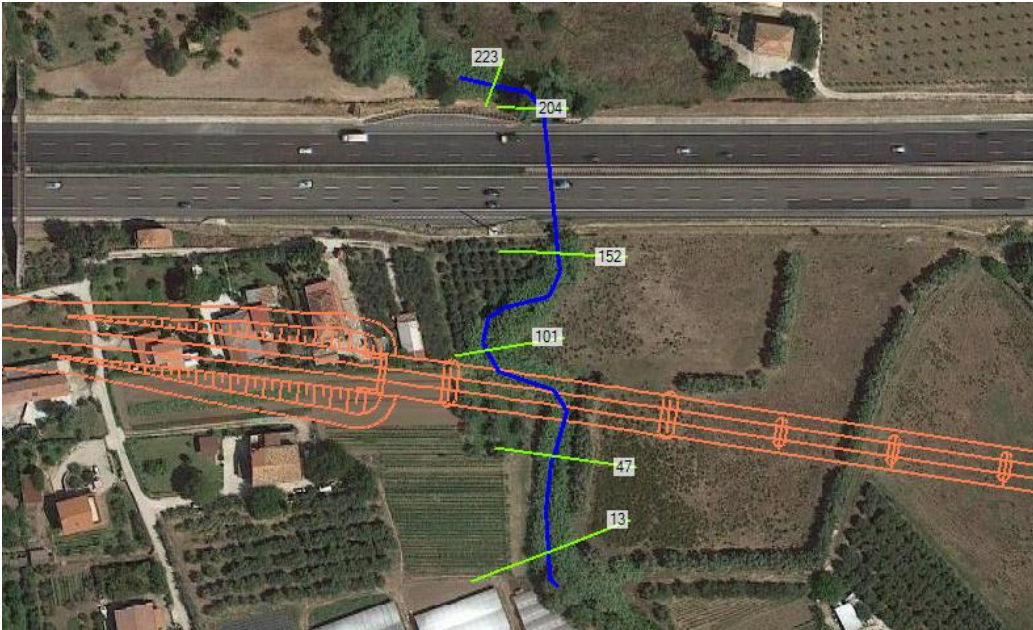
Sistemazioni Protezioni imbocco e sbocco del tombino

Note Si tratta di due tombini, uno su binario pari e uno su binario dispari. Rilevato autostradale a monte del tracciato ferroviario considerato trasparente

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	26 di 84

3.2.6.5 Interferenza VI01_1 (sottobacino 06)

Interferenza	VI01_1	Pk 6 +180	Viadotto																																																																													
																																																																																
Risultati (HEC RAS)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>River station</th> <th>Portata (m³/s)</th> <th>Talweg (m s.m.m.)</th> <th>Livello (m s.m.m.)</th> <th>h critica (m s.m.m.)</th> <th>EG (m s.m.m.)</th> <th>Velocità (m/s)</th> <th>Area bagnata (m²)</th> <th>Larghezza bagnata (m)</th> <th>Froude</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>223</td> <td>92.20</td> <td>71.69</td> <td>74.46</td> <td>75.18</td> <td>76.59</td> <td>7.18</td> <td>18.75</td> <td>15.33</td> <td>1.44</td> </tr> <tr> <td>204</td> <td>92.20</td> <td>71.31</td> <td>73.20</td> <td>73.99</td> <td>75.97</td> <td>8.34</td> <td>16.25</td> <td>18.38</td> <td>2.07</td> </tr> <tr> <td>152</td> <td>92.20</td> <td>70.03</td> <td>72.56</td> <td>73.07</td> <td>74.33</td> <td>6.52</td> <td>25.22</td> <td>45.00</td> <td>1.37</td> </tr> <tr> <td>101</td> <td>92.20</td> <td>68.97</td> <td>71.71</td> <td>72.26</td> <td>73.40</td> <td>6.70</td> <td>24.97</td> <td>33.66</td> <td>1.38</td> </tr> <tr> <td>47</td> <td>92.20</td> <td>68.16</td> <td>70.72</td> <td>71.20</td> <td>72.33</td> <td>5.98</td> <td>23.73</td> <td>50.00</td> <td>1.37</td> </tr> <tr> <td>13</td> <td>92.20</td> <td>67.78</td> <td>70.16</td> <td>70.63</td> <td>71.63</td> <td>6.16</td> <td>25.62</td> <td>46.51</td> <td>1.39</td> </tr> </tbody> </table>	River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude	223	92.20	71.69	74.46	75.18	76.59	7.18	18.75	15.33	1.44	204	92.20	71.31	73.20	73.99	75.97	8.34	16.25	18.38	2.07	152	92.20	70.03	72.56	73.07	74.33	6.52	25.22	45.00	1.37	101	92.20	68.97	71.71	72.26	73.40	6.70	24.97	33.66	1.38	47	92.20	68.16	70.72	71.20	72.33	5.98	23.73	50.00	1.37	13	92.20	67.78	70.16	70.63	71.63	6.16	25.62	46.51	1.39	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Quota PF [m s.m.m.]</th> <th>Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]</th> <th>Franco WS [m]</th> <th>Franco EG [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>78.4</td> <td>75.06</td> <td>3.35</td> <td>1.66</td> </tr> </tbody> </table>	Quota PF [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]	78.4	75.06	3.35	1.66
	River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude																																																																						
	223	92.20	71.69	74.46	75.18	76.59	7.18	18.75	15.33	1.44																																																																						
204	92.20	71.31	73.20	73.99	75.97	8.34	16.25	18.38	2.07																																																																							
152	92.20	70.03	72.56	73.07	74.33	6.52	25.22	45.00	1.37																																																																							
101	92.20	68.97	71.71	72.26	73.40	6.70	24.97	33.66	1.38																																																																							
47	92.20	68.16	70.72	71.20	72.33	5.98	23.73	50.00	1.37																																																																							
13	92.20	67.78	70.16	70.63	71.63	6.16	25.62	46.51	1.39																																																																							
Quota PF [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]																																																																													
78.4	75.06	3.35	1.66																																																																													
Sistemazioni	<p>Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con massi intasati con calcestruzzo di diametro minimo pari a 70 cm per un tratto di circa 50 m che comprende l'attraversamento.</p>																																																																															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Dati idraulici</th> <th>Sezione</th> <th>Raggio idraulico R_H [m]</th> <th>Tensione tangenziale media T₀ [N/m²]</th> <th>Velocità media V [m/s]</th> <th>tirante h [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>101</td> <td>0.7</td> <td>374</td> <td>6.7</td> <td>2.74</td> </tr> </tbody> </table>	Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]	Tensione tangenziale media T ₀ [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]		101	0.7	374	6.7	2.74	<p>Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 0.73, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati</p>																																																																		
Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]	Tensione tangenziale media T ₀ [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]																																																																											
	101	0.7	374	6.7	2.74																																																																											

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	27 di 84

calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 3.91

evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (α) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi (ϕ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max,fondo}$, $\tau_{max,fsponde}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(0)}$, $\tau_{cr(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max,fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max,sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.7	1.3	1.3	486	486	910	526	1.87	1.08

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. È da precisare che l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.

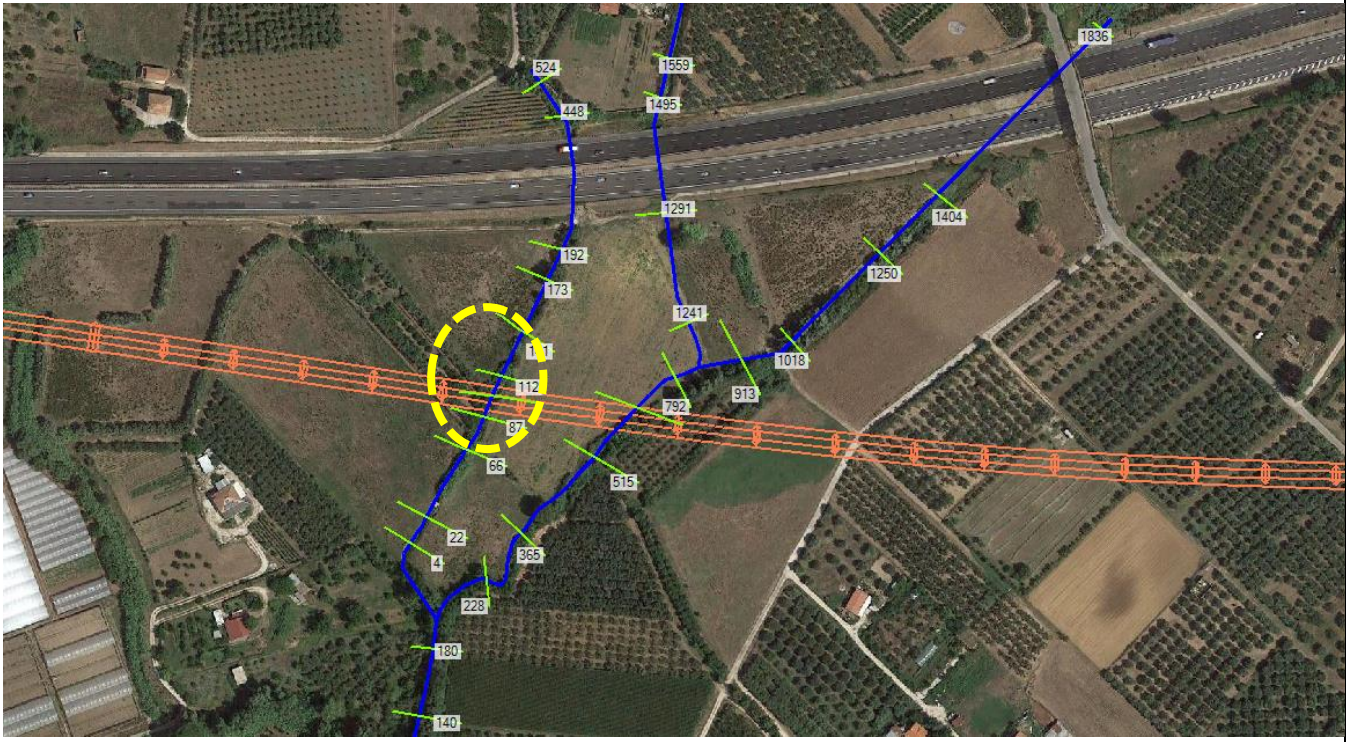
Note

-

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	28 di 84

3.2.6.6 Interferenza VI01_2 (sottobacino 07)

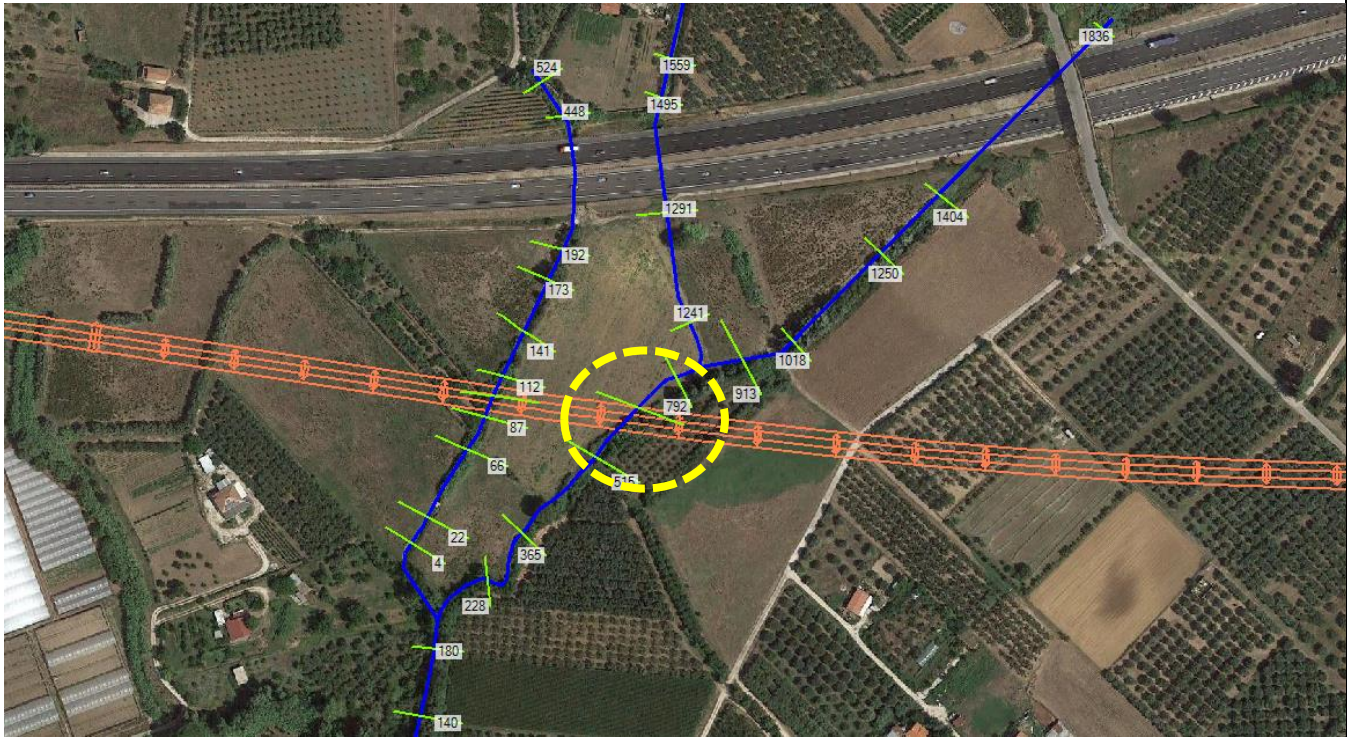
Interferenza	VI01_2	Pk 6 +445	Viadotto																																																																																																																																
																																																																																																																																			
Risultati RAS)	(HEC)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>River station</th> <th>Portata (m³/s)</th> <th>Talweg (m s.m.m.)</th> <th>Livello (m s.m.m.)</th> <th>h critica (m s.m.m.)</th> <th>EG (m s.m.m.)</th> <th>Velocità (m/s)</th> <th>Area bagnata (m²)</th> <th>Larghezza bagnata (m)</th> <th>Froude</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>524</td><td>0.79</td><td>69.97</td><td>70.2</td><td>70.2</td><td>70.28</td><td>1.21</td><td>0.65</td><td>4.29</td><td>0.99</td></tr> <tr><td>448</td><td>0.79</td><td>68.62</td><td>68.72</td><td>68.86</td><td>69.43</td><td>3.72</td><td>0.21</td><td>2.2</td><td>3.83</td></tr> <tr><td>192</td><td>0.79</td><td>66.06</td><td>66.3</td><td>66.3</td><td>66.41</td><td>1.45</td><td>0.54</td><td>2.48</td><td>0.99</td></tr> <tr><td>173</td><td>0.79</td><td>65.64</td><td>65.88</td><td>65.91</td><td>66.02</td><td>1.68</td><td>0.47</td><td>2.4</td><td>1.22</td></tr> <tr><td>141</td><td>0.79</td><td>65.26</td><td>65.52</td><td>65.5</td><td>65.61</td><td>1.37</td><td>0.57</td><td>2.51</td><td>0.92</td></tr> <tr><td>112</td><td>0.79</td><td>64.89</td><td>65.16</td><td>65.14</td><td>65.25</td><td>1.33</td><td>0.59</td><td>2.52</td><td>0.88</td></tr> <tr><td>100</td><td>0.79</td><td>64.73</td><td>64.99</td><td>64.98</td><td>65.08</td><td>1.39</td><td>0.57</td><td>2.51</td><td>0.93</td></tr> <tr><td>87</td><td>0.79</td><td>64.57</td><td>64.84</td><td>64.81</td><td>64.92</td><td>1.29</td><td>0.61</td><td>2.54</td><td>0.84</td></tr> <tr><td>66</td><td>0.79</td><td>64.3</td><td>64.54</td><td>64.54</td><td>64.65</td><td>1.44</td><td>0.55</td><td>2.49</td><td>0.98</td></tr> <tr><td>22</td><td>0.79</td><td>63.72</td><td>63.99</td><td>63.96</td><td>64.07</td><td>1.27</td><td>0.62</td><td>2.55</td><td>0.82</td></tr> <tr><td>4</td><td>0.79</td><td>63.49</td><td>65.58</td><td>63.73</td><td>65.58</td><td>0.05</td><td>33.31</td><td>40</td><td>0.01</td></tr> </tbody> </table>	River station	Portata (m ³ /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m ²)	Larghezza bagnata (m)	Froude	524	0.79	69.97	70.2	70.2	70.28	1.21	0.65	4.29	0.99	448	0.79	68.62	68.72	68.86	69.43	3.72	0.21	2.2	3.83	192	0.79	66.06	66.3	66.3	66.41	1.45	0.54	2.48	0.99	173	0.79	65.64	65.88	65.91	66.02	1.68	0.47	2.4	1.22	141	0.79	65.26	65.52	65.5	65.61	1.37	0.57	2.51	0.92	112	0.79	64.89	65.16	65.14	65.25	1.33	0.59	2.52	0.88	100	0.79	64.73	64.99	64.98	65.08	1.39	0.57	2.51	0.93	87	0.79	64.57	64.84	64.81	64.92	1.29	0.61	2.54	0.84	66	0.79	64.3	64.54	64.54	64.65	1.44	0.55	2.49	0.98	22	0.79	63.72	63.99	63.96	64.07	1.27	0.62	2.55	0.82	4	0.79	63.49	65.58	63.73	65.58	0.05	33.31	40	0.01	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Quota PF [m s.m.m.]</th> <th>Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]</th> <th>Franco WS [m]</th> <th>Franco EG [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>83.15</td> <td>79.1</td> <td>13.96</td> <td>13.85</td> </tr> </tbody> </table>	Quota PF [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]	83.15	79.1	13.96	13.85
		River station	Portata (m ³ /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m ²)	Larghezza bagnata (m)	Froude																																																																																																																								
524	0.79	69.97	70.2	70.2	70.28	1.21	0.65	4.29	0.99																																																																																																																										
448	0.79	68.62	68.72	68.86	69.43	3.72	0.21	2.2	3.83																																																																																																																										
192	0.79	66.06	66.3	66.3	66.41	1.45	0.54	2.48	0.99																																																																																																																										
173	0.79	65.64	65.88	65.91	66.02	1.68	0.47	2.4	1.22																																																																																																																										
141	0.79	65.26	65.52	65.5	65.61	1.37	0.57	2.51	0.92																																																																																																																										
112	0.79	64.89	65.16	65.14	65.25	1.33	0.59	2.52	0.88																																																																																																																										
100	0.79	64.73	64.99	64.98	65.08	1.39	0.57	2.51	0.93																																																																																																																										
87	0.79	64.57	64.84	64.81	64.92	1.29	0.61	2.54	0.84																																																																																																																										
66	0.79	64.3	64.54	64.54	64.65	1.44	0.55	2.49	0.98																																																																																																																										
22	0.79	63.72	63.99	63.96	64.07	1.27	0.62	2.55	0.82																																																																																																																										
4	0.79	63.49	65.58	63.73	65.58	0.05	33.31	40	0.01																																																																																																																										
Quota PF [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]																																																																																																																																
83.15	79.1	13.96	13.85																																																																																																																																
Sistemazioni	-																																																																																																																																		
Note	-																																																																																																																																		

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	29 di 84

3.2.6.7 Interferenza VI01_3 (sottobacino 08)

Interferenza	VI01_3	Pk 6 +530	Viadotto
---------------------	--------	-----------	----------



Risultati RAS)

(HEC

River station	Portata (m ³ /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m ²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
1836	16.40	73.28	74.75	74.75	75.07	2.58	6.79	10.25	0.99
1404	16.40	71.02	72.07	72.43	73.16	4.62	3.55	5.24	1.79
1250	16.40	69.95	71.30	71.42	71.95	3.59	4.62	5.01	1.15
1018	16.40	68.54	69.78	70.02	70.63	4.09	4.01	4.48	1.38
913	16.40	67.90	69.20	69.61	69.94	3.79	4.32	5.17	1.32
792	38.90	66.81	68.63	68.63	69.32	3.68	10.58	7.64	1.00
665	38.90	66.33	67.89	68.17	68.92	4.50	8.65	7.39	1.33
515	38.90	65.59	67.08	67.40	68.22	4.72	8.24	7.00	1.39
365	38.90	64.37	65.86	66.19	67.01	4.75	8.20	6.97	1.40
228	38.90	63.53	65.03	65.33	66.16	4.71	8.26	7.00	1.38
180	39.70	62.88	64.58	64.72	65.44	4.09	9.70	7.40	1.14
140	39.70	62.30	63.94	64.14	64.88	4.29	9.25	7.28	1.22
100	61.66	62.55	62.93	63.82	0.04	7.96	12.47	1.99	

Quota PF [m s.m.m]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
84.54	79.1	11.21	10.18

Sistemazioni

Si prevede la protezione della sezione di progetto (trapezia, base 4m) con massi intasati con calcestruzzo di diametro minimo pari a 40 cm per il tratto di 475 m interessato dalla riprofilatura dell'alveo.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T_0 [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	365	1	199	4.8	1.2

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 3.33, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 3 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,(a)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (α) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi (ϕ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max,fondo}$ e $\tau_{max,fsponde}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(0)}$, $\tau_{cr,(a)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max,fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max,fsponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(a)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.4	1.4	1.1	278.6	218.9	538.9	311	1.93	1.42

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. È da precisare che l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.


Note

-

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	31 di 84


3.2.6.8 Interferenza VI01_4 (sottobacino 09)

Interferenza	VI01_4	Pk 7+770	Viadotto																																																	
																																																				
Risultati (HEC RAS)	River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude																																										
	140	103.18	79.09	81.05	81.05	81.37	4.05	55.06	67.07	0.99																																										
	108	103.18	78.19	80.25	80.46	80.93	5.29	43.08	83.11	1.40																																										
	89	103.18	77.74	80.46	80.23	80.59	2.46	89.00	94.11	0.54																																										
	48	103.18	77.44	79.81	79.81	80.08	3.52	62.37	91.09	0.88																																										
	7	103.18	77.39	79.45	79.28	79.61	2.62	79.67	92.92	0.65																																										
	Quota PF [m s.m.m.]		Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]		Franco WS [m]		Franco EG [m]																																													
	101.3		96.74		16.28		16.15																																													
Sistemazioni	<p>Protezioni delle pile mediante massi aventi d50 pari a 0.3 m.</p> <p>Per il calcolo dello scavo si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente essendo la profondità di scavo tale da scoprire il plinto, (Figura 3).</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Pila</th> <th rowspan="2">Tirante [m]</th> <th rowspan="2">Velocità [m/s]</th> <th rowspan="2">Largh. Pila (Plinto) [m]</th> <th rowspan="2">Lungh. Pila (Plinto) [m]</th> <th rowspan="2">Scavo localizzato da pc [m]</th> <th rowspan="2">Tipo di scavo</th> <th colspan="5">Protezioni</th> </tr> <tr> <th>D50 protez [m]</th> <th>Vcr1 HEC23 m/s</th> <th>Vcr2 Shields [m/s]</th> <th>Fv</th> <th>Tipologia</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>P39</td> <td>0.63</td> <td>1.10</td> <td>5.0 (13.0)</td> <td>16.5 (26.8)</td> <td>6.90</td> <td>plinto scoperto</td> <td>0.30</td> <td>3.75</td> <td>5.27</td> <td>3.41</td> <td>massi sciolti</td> </tr> <tr> <td>P40</td> <td>1.05</td> <td>1.10</td> <td>5.0 (13.0)</td> <td>16.5 (26.8)</td> <td>7.40</td> <td>plinto scoperto</td> <td>0.30</td> <td>3.75</td> <td>5.73</td> <td>3.41</td> <td>massi sciolti</td> </tr> </tbody> </table>											Pila	Tirante [m]	Velocità [m/s]	Largh. Pila (Plinto) [m]	Lungh. Pila (Plinto) [m]	Scavo localizzato da pc [m]	Tipo di scavo	Protezioni					D50 protez [m]	Vcr1 HEC23 m/s	Vcr2 Shields [m/s]	Fv	Tipologia	P39	0.63	1.10	5.0 (13.0)	16.5 (26.8)	6.90	plinto scoperto	0.30	3.75	5.27	3.41	massi sciolti	P40	1.05	1.10	5.0 (13.0)	16.5 (26.8)	7.40	plinto scoperto	0.30	3.75	5.73	3.41	massi sciolti
Pila	Tirante [m]	Velocità [m/s]	Largh. Pila (Plinto) [m]	Lungh. Pila (Plinto) [m]	Scavo localizzato da pc [m]	Tipo di scavo	Protezioni																																													
							D50 protez [m]	Vcr1 HEC23 m/s	Vcr2 Shields [m/s]	Fv	Tipologia																																									
P39	0.63	1.10	5.0 (13.0)	16.5 (26.8)	6.90	plinto scoperto	0.30	3.75	5.27	3.41	massi sciolti																																									
P40	1.05	1.10	5.0 (13.0)	16.5 (26.8)	7.40	plinto scoperto	0.30	3.75	5.73	3.41	massi sciolti																																									
Note	Allagamenti distribuiti																																																			

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	32 di 84


3.2.6.9 Interferenza VI01_5 (sottobacino 10)

Interferenza	VI01_5	Pk 8+140	Viadotto																							
																										
Risultati (verifica moto uniforme)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Forma del canale</th> <th>Q [m³/s]</th> <th>Larghezza del fondo [m]</th> <th>i [m/m]</th> <th>Quota fondo canale [m s.m.m.]</th> <th>Altezza livello idrico [m]</th> <th>Livello idrico [m s.m.m.]</th> <th>Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]</th> <th>franco livello idrico [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Trapezia, sponde 1:1</td> <td>5.6</td> <td>2</td> <td>0.03</td> <td>86</td> <td>0.635</td> <td>86.635</td> <td>100.4</td> <td>13.8</td> </tr> </tbody> </table>								Forma del canale	Q [m³/s]	Larghezza del fondo [m]	i [m/m]	Quota fondo canale [m s.m.m.]	Altezza livello idrico [m]	Livello idrico [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	franco livello idrico [m]	Trapezia, sponde 1:1	5.6	2	0.03	86	0.635	86.635	100.4	13.8
	Forma del canale	Q [m³/s]	Larghezza del fondo [m]	i [m/m]	Quota fondo canale [m s.m.m.]	Altezza livello idrico [m]	Livello idrico [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	franco livello idrico [m]																	
Trapezia, sponde 1:1	5.6	2	0.03	86	0.635	86.635	100.4	13.8																		
Sistemazioni	Riprofilatura (sezione trapezia)																									
Note	-																									

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	33 di 84


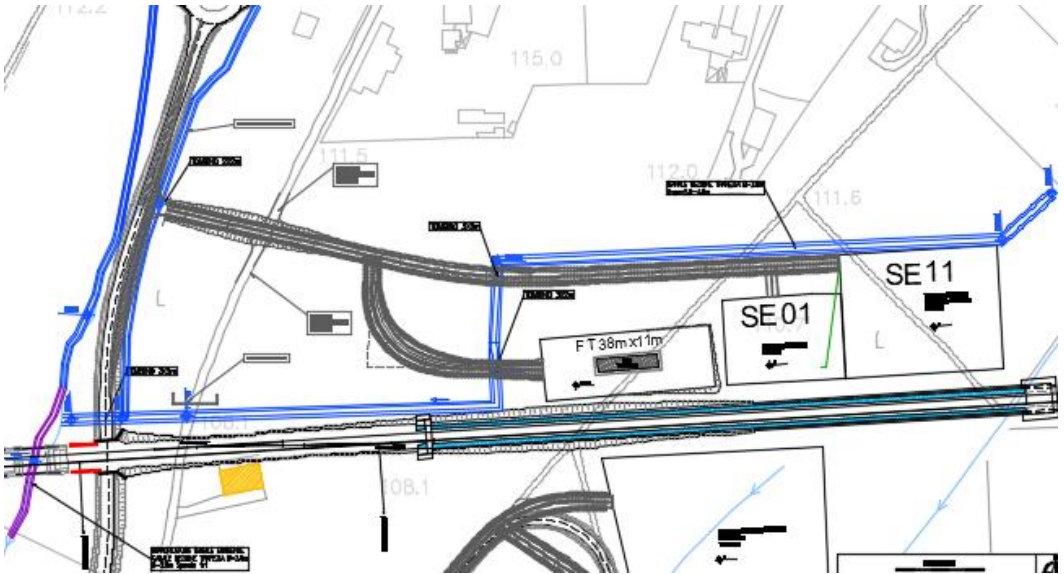
3.2.6.10 Interferenza VI02 (sottobacino 13)

Interferenza	VI02	Pk 9+640	Viadotto						
									
Risultati (verifica moto uniforme)	Forma del canale	Q [m ³ /s]	Larghezza del fondo [m]	i [m/m]	Quota fondo canale [m s.m.m.]	Altezza livello idrico [m]	Livello idrico [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	franco livello idrico [m]
	Trapezia, sponde 1:1	12	2	0.05	101.4	0.845	102.245	106.35	4.1
Sistemazioni	Riprofilatura (sezione trapezia)								
Note	Il corso d'acqua riceve anche le acque del canale che viene deviato dalla pk 10.020								

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	34 di 84


3.2.6.11 Interferenza alla pk 10+020 (sottobacino 14)

Interferenza		Pk 10+020	Trincea
			
<p>Sistemazioni</p>	<p>Canale di gronda con recapito in VI02. Si prevede un canale a sezione trapezia B=3.0m e H var=2-4m. Il canale di gronda si sviluppa a monte della viabilità di accesso ai piazzali e convoglia una portata di 4.5 m³/s in VI02;</p> 		
<p>Note</p>			

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	35 di 84

3.2.6.12 Interferenza VI03 (sottobacino 15)

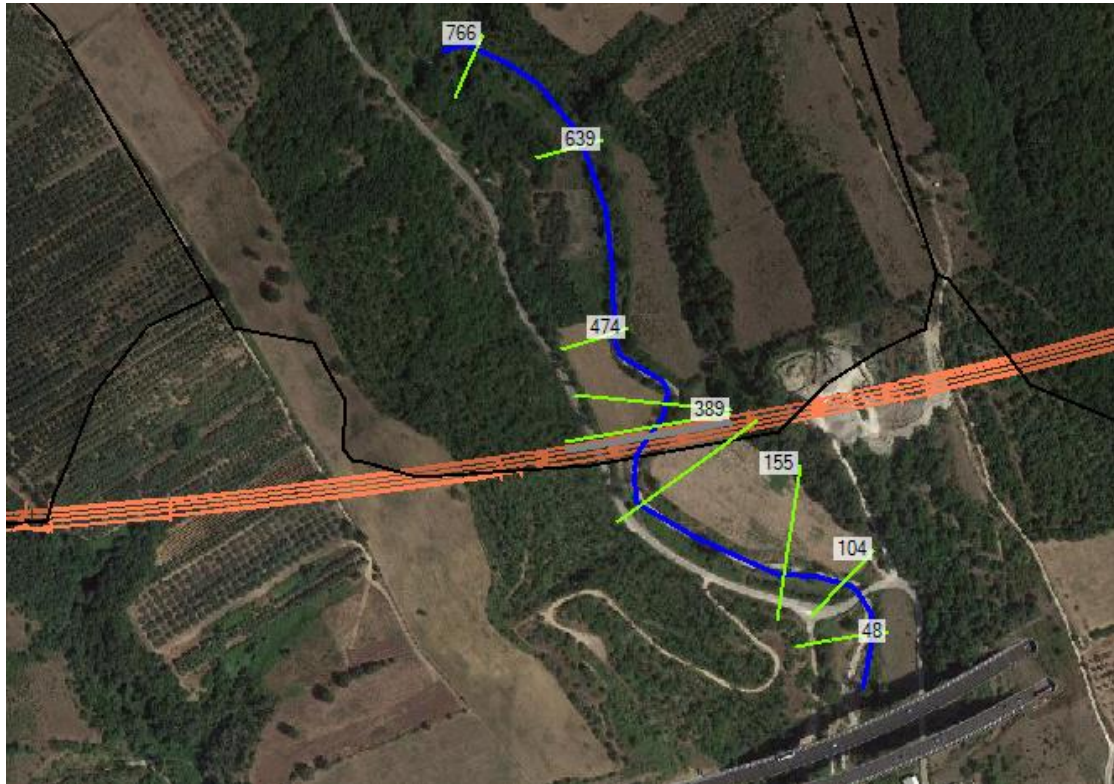
Interferenza	VI03	Pk 10+910	Viadotto						
									
Risultati (verifica moto uniforme)	Forma del canale	Q [m³/s]	Larghezza del fondo [m]	i [m/m]	Quota fondo canale [m s.m.m.]	Altezza livello idrico [m]	Livello idrico [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	franco livello idrico [m]
	Trapezia, sponde 1:1	7.4	2	0.04	87	0.686	87.686	96.4	8.7
Sistemazioni	Riprofilatura (sezione trapezia)								
Note									

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	36 di 84

3.2.6.13 Interferenza VI04 (sottobacino 16)

Interferenza	VI04	Pk 11+480	Viadotto
---------------------	------	-----------	----------



Risultati
(HEC RAS)

River station	Portata (m ³ /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m ²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
766	334.5	57.94	61.54	62.19	63.42	7.26	76.52	49.27	1.25
639	334.5	56.84	60.3	59.95	60.91	5.28	110.92	50.27	0.93
474	334.5	54.47	59.14	59.14	59.97	5.33	120.78	60	0.81
389	334.5	54.19	56.93	57.51	59.06	7.81	72.46	99.63	1.73
368	334.5	53.69	56.14	56.96	58.6	7.62	63.94	65.74	1.62
292	334.5	52.53	56.38	56.38	56.88	5.09	161.71	117.21	0.84
155	334.5	51.66	56.01	55.28	56.22	3.36	218.04	113.96	0.52
104	334.5	51.34	55.04	55.04	55.97	5.32	96.11	53.99	0.9
48	334.5	51.03	53.25	53.83	55.2	7.67	65.58	44.46	1.72

Quota PF [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
95.1	87.47	31.33	30.51

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	37 di 84

Sistemazioni

Si prevede la **protezione della sezione idraulica** in prossimità dell'attraversamento, con massi intasati con calcestruzzo di diametro minimo pari a 70 cm per un tratto di circa 90 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T_0 [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	368	0.95	474	7.62	2.45

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 5.31, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 3.5 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (α) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi (ϕ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max, fondo}$, $\tau_{max, sponde}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(0)}$, $\tau_{cr(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.7	1.3	1.1	616	521	923	533	1.5	1.02

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. È da precisare che l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.

Si prevede inoltre la **protezione delle pile** mediante massi aventi d_{50} pari a 0.3 m e 0.7 m. Per il calcolo dello scavo si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente essendo la profondità di scavo tale da scoprire il plinto (Figura 3).

Pila	Tirante [m]	Velocità [m/s]	Largh. Pila (Plinto) [m]	Lungh. Pila (Plinto) [m]	Scavo localizzato da pc [m]	Tipo di scavo	Protezioni				
							D_{50} protez [m]	V_{cr1} HEC23 m/s]	V_{cr2} Shields [m/s]	F_v	Tipologia
P01	0.10	1.30	5.0 (10.8)	16.5 (24.0)	5.62	plinto scoperto	0.30	3.75	3.87	2.88	massi sciolti
P02	0.50	2.85	5.0 (10.8)	16.5 (24.0)	8.21	plinto scoperto	0.70	5.72	7.74	2.01	massi sciolti

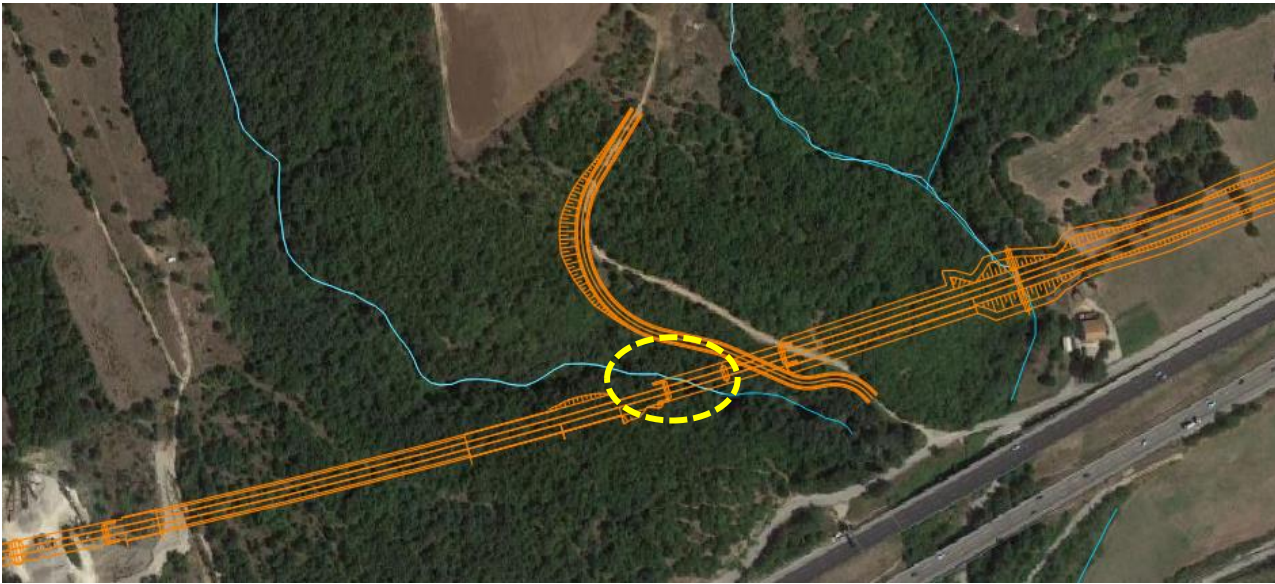
Note

-

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	38 di 84

3.2.6.14 Interferenza VI05 (sottobacino 17)

Interferenza	VI05	Pk 12+100	Viadotto						
									
Risultati (verifica moto uniforme)	Forma del canale	Q [m ³ /s]	Larghezza del fondo [m]	i [m/m]	Quota fondo canale [m s.m.m.]	Altezza livello idrico [m]	Livello idrico [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	franco livello idrico [m]
	Trapezia, sponde 1:1	7.8	2	0.1	64	0.544	64.544	82.7	18.2
Sistemazioni	Riprofilatura (sezione trapezia)								
Note									

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	39 di 84

3.2.6.15 Interferenza IN05 (sottobacino 18)

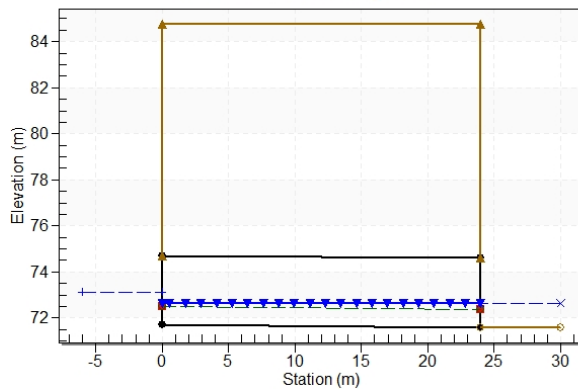
Interferenza	IN05	Pk 12+315	Tombino scatolare 3 m x 3 m
---------------------	------	-----------	-----------------------------



Risultati (HY8)

ID	Q (m ³ /s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
IN05	6.5	1%	71.84	71.6	84.78	24	3.0	3.0	9.9
Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
73.1	1.3	1.4	0.8	0.8	1.0	1.0	2.1	2.1	26%

Crossing - 18, Design Discharge - 6.50 cms
Culvert - Culvert, Culvert Discharge - 6.50 cms



Sistemazioni Protezioni imbocco e sbocco del tombino

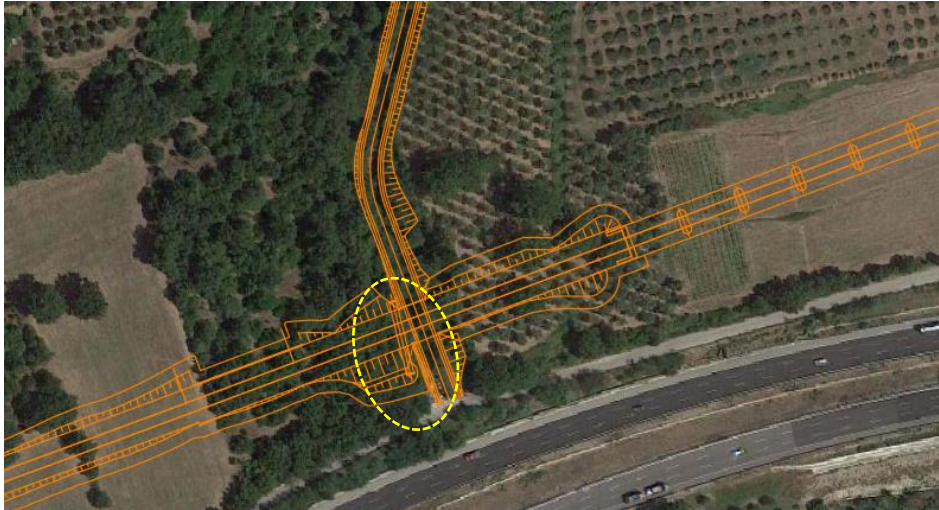
Note -

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	40 di 84

3.2.6.16 Interferenza IN06 (sottobacino 19)

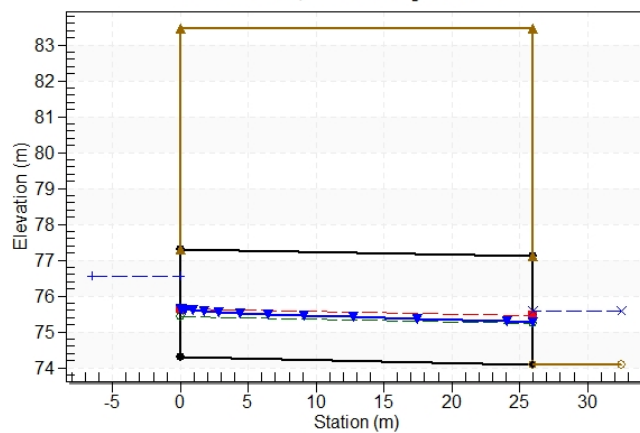
Interferenza	IN06	Pk 12+600	Tombino scatolare 3 m x 3 m
---------------------	------	-----------	-----------------------------



Risultati (HY8)

ID	Q (m³/s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
IN06	14.9	2%	74.62	74.1	83.47	26	3.0	3.0	5.9
Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
76.6	2.3	1.5	1.1	1.4	1.2	1.5	4.2	3.3	45%

Crossing - 19, Design Discharge - 14.85 cms
Culvert - Culvert, Culvert Discharge - 14.85 cms




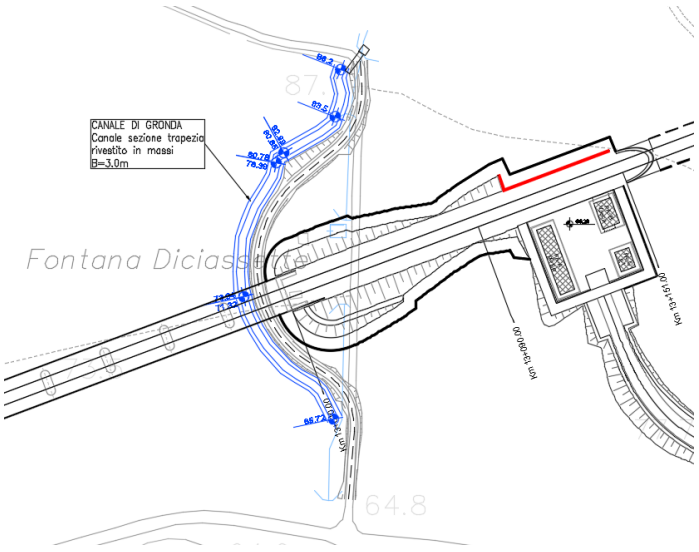
Sistemazioni Protezioni imbocco e sbocco del tombino

Note -

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	41 di 84

3.2.6.17 Interferenza VI06 (sottobacino 20)


Interferenza	Pk 13+030
	
<p>Sistemazioni</p>	<p>Si prevede la deviazione del canale esistente con un canale a sezione trapezia B=3.0m e H var con tre salti di fondo. Portata=4.4m³/s</p>  <p style="font-size: small;">CANALE DI GRONDA Canale sezione trapezoidale rivestito in massi B=3.0m</p> <p style="font-size: small;">Fontana Diciassettesimo</p>
<p>Note</p>	

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	42 di 84

3.2.6.18 Interferenza VI07 (sottobacino 21)

Interferenza	VI07	Pk 14+500	Viadotto
---------------------	------	-----------	----------



River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
443	58.18	73.09	74.69	75.16	76.66	6.48	10.93	13.32	1.77
386	58.18	70.97	72.91	73.56	74.93	6.72	11.36	11.86	1.64
322	58.18	68.06	69.85	70.96	72.80	7.98	9.06	8.57	1.99
259	58.18	65.36	67.02	67.86	69.77	7.34	7.93	6.45	2.11
233	58.18	64.70	66.89	67.40	68.43	5.49	10.60	6.99	1.41
204	58.18	63.44	65.74	66.29	67.61	6.06	9.73	6.78	1.54
167	58.18	61.72	63.88	64.90	66.43	7.25	9.27	6.70	1.64
119	58.18	60.20	61.55	62.37	64.47	7.82	8.59	10.43	2.30
69	58.18	59.09	61.40	61.79	62.55	5.30	16.71	18.86	1.16
15	58.18	58.12	59.87	60.33	61.38	6.31	13.51	18.30	1.62

Quota PF [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
87.6	82.15	15.26	13.72

Risultati (HEC RAS)										
Sistemazioni	Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con massi intasati con calcestruzzo di diametro minimo pari a 50 cm per un tratto di circa 50 m che comprende l'attraversamento.									

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]	Tensione tangenziale media T ₀ [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	233	1.2	301.7	5.49	2.19

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	43 di 84

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 1.37, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 3.5 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,\alpha}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (α) pari a 32° , un angolo di attrito dei massi (φ) pari a 45° , un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m^3 ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m^3 .

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max, fondo}$, $\tau_{max, sponde}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(0)}$, $\tau_{cr,\alpha}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max,fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max,sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.5	1.4	1.2	422	362	641	370	1.52	1.02

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. È da precisare che l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.

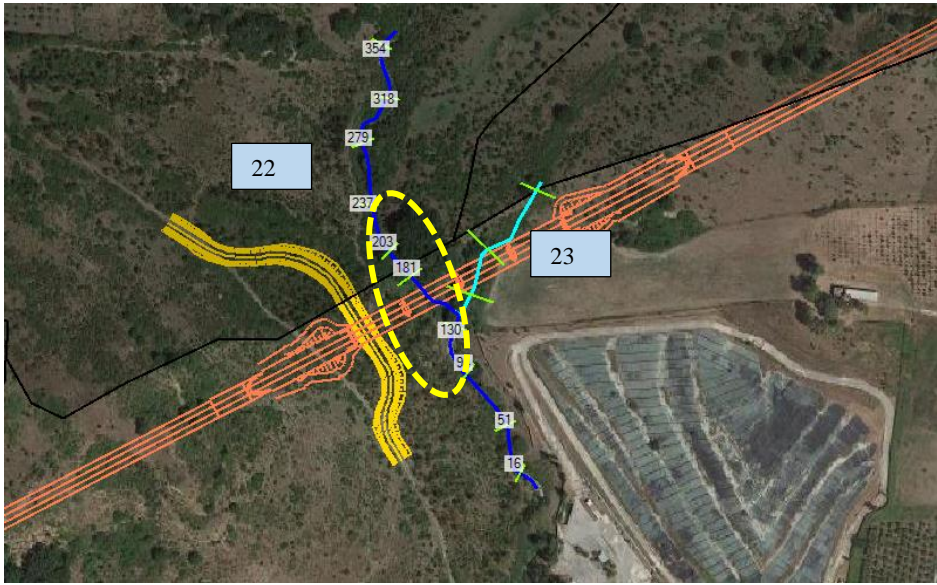
Note

-

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	44 di 84

3.2.6.19 Interferenza VI08 (sottobacino 22)

Interferenza	VI08	Pk 15+080	Viadotto							
										
Risultati (HEC RAS)	River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
	354	18.4	84.85	85.69	86.11	87.13	5.37	3.57	6.55	2.22
	318	18.4	83.34	84.57	84.79	85.42	4.08	4.51	5.19	1.38
	279	18.4	77.96	78.72	79.56	82.89	9.18	2.17	4.01	3.59
	237	18.4	75.99	77.02	77.55	78.6	5.66	3.56	5	1.91
	203	18.4	74.44	75.39	75.83	76.79	5.42	3.88	7.58	2.07
	181	18.4	72.59	73.62	74.20	75.60	6.32	3.58	5.37	2.27
	130	21.25	69.86	70.80	70.99	72.29	5.63	4.36	7.93	2.13
	94	21.25	68.88	70.32	70.43	70.97	3.61	6.05	6.83	1.16
	51	21.25	66.98	69.23	69.33	70.09	4.73	6.04	5.63	1.13
16	21.25	65.78	66.97	67.52	68.85	6.51	4.25	6.80	2.01	
Quota PF [m s.m.m.]		Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]		Franco WS [m]		Franco EG [m]				
91.7		87.15		13.5		11.55				
Sistemazioni	Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con massi intasati con calcestruzzo di diametro minimo pari a 70 cm per un tratto di circa 50 m che comprende l'attraversamento.									
Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]		Tensione tangenziale media T ₀ [N/m²]		Velocità media V [m/s]		tirante h [m]		
	181	0.59		475		6.32		1.03		

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	45 di 84

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2.91, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(o)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 1.47 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (α) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi (φ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max, fondo}$, $\tau_{max, sponde}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(o)}$, $\tau_{cr,(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.7	1.4	1.1	664	522	1055	609	1.59	1.17

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. È da precisare che l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.

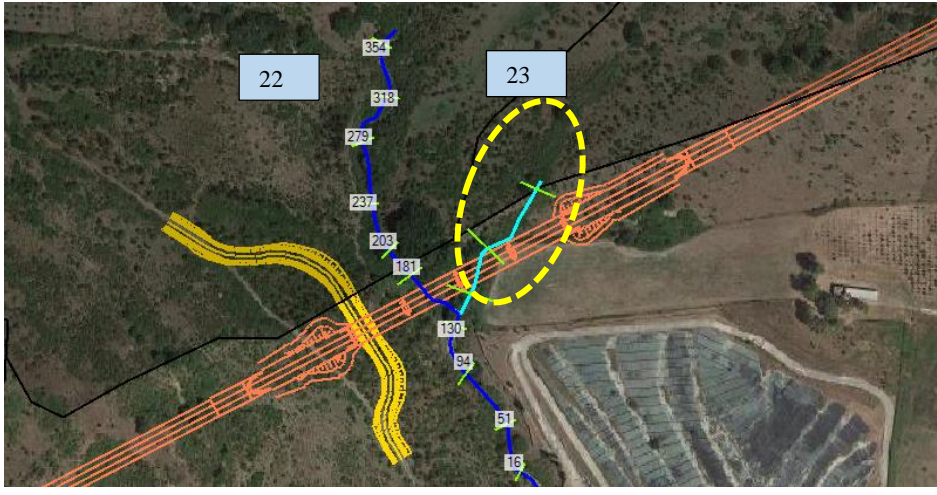
Note

Il canale riceve a valle anche l'affluente in sinistra (dal bacino 23), la cui portata duecentennale è di 2.7 m³/s.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	46 di 84

3.2.6.20 Interferenza VI08 (sottobacino 23)

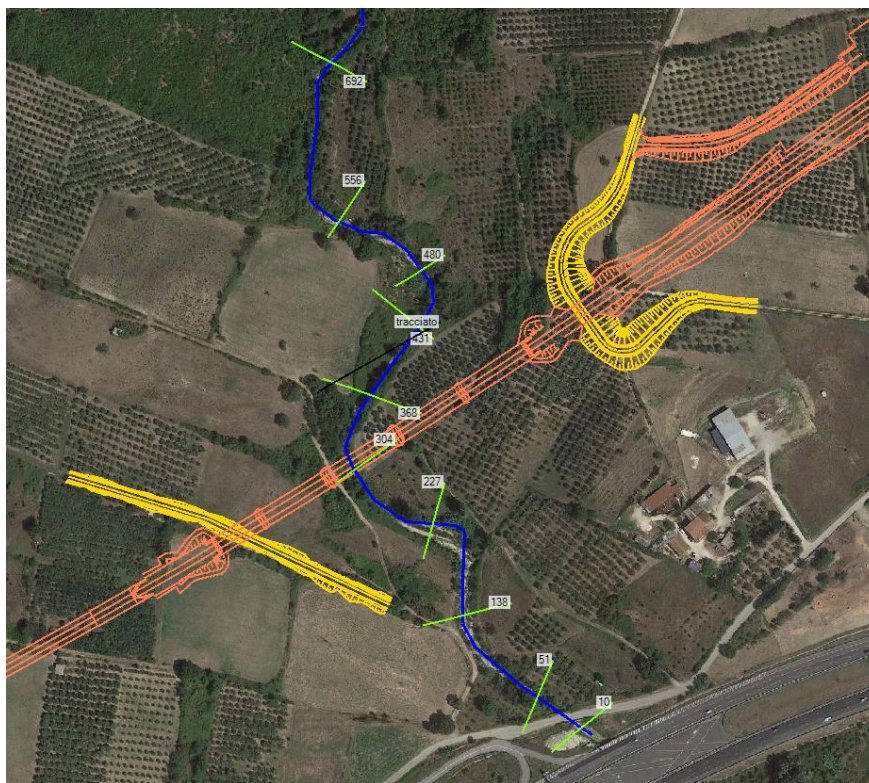
Interferenza	VI08	Pk 15+200	Viadotto																																	
																																				
Risultati (HEC RAS)	River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude																										
	495	2.7	86.92	87.16	87.33	87.86	3.72	0.73	4.42	2.93																										
	471	2.7	79.09	79.33	79.47	80.06	3.93	0.80	6.51	3.01																										
	461	2.7	73.19	73.50	73.75	74.60	4.65	0.58	2.96	3.36																										
		Quota PF [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]		Franco WS [m]		Franco EG [m]																													
		91.7	87.15		7.82		7.09																													
Sistemazioni	<p>Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con massi intasati con calcestruzzo di diametro minimo pari a 60 cm per un tratto di circa 120 m che comprende l'attraversamento.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Dati idraulici</th> <th>Sezione</th> <th>Raggio idraulico R_H [m]</th> <th>Tensione tangenziale media T₀ [N/m²]</th> <th>Velocità media V [m/s]</th> <th>tirante h [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>471</td> <td>0.12</td> <td>246</td> <td>3.93</td> <td>0.24</td> </tr> </tbody> </table> <p>Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 8.33 (bassa sommergenza), la tensione tangenziale è stata assunta pari a quella massima tra i valori medi nelle sezioni oggetto di sistemazione ottenuti, sia per l'alveo che per le sponde.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Risultati</th> <th>d [m]</th> <th>τ_{max} [N/m²]</th> <th>τ_{cr(0)} [N/m²]</th> <th>τ_{cr(α)} [N/m²]</th> <th>F₀</th> <th>F_α</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>0.6</td> <td>634</td> <td>1200</td> <td>693</td> <td>1.89</td> <td>1.09</td> </tr> </tbody> </table> <p>Le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde: l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.</p>										Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]	Tensione tangenziale media T ₀ [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]		471	0.12	246	3.93	0.24	Risultati	d [m]	τ _{max} [N/m²]	τ _{cr(0)} [N/m²]	τ _{cr(α)} [N/m²]	F ₀	F _α		0.6	634	1200	693	1.89	1.09
Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R _H [m]	Tensione tangenziale media T ₀ [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]																															
	471	0.12	246	3.93	0.24																															
Risultati	d [m]	τ _{max} [N/m²]	τ _{cr(0)} [N/m²]	τ _{cr(α)} [N/m²]	F ₀	F _α																														
	0.6	634	1200	693	1.89	1.09																														
Note	Il canale va riprofilato mantenendo con asse a distanza sufficiente dal rilevato.																																			

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	47 di 84

3.2.6.21 Interferenza VI09 (sottobacino 24)

Interferenza	VI09	Pk 16+420	Viadotto
---------------------	------	-----------	----------



Risultati
(HEC RAS)

River station	Portata (m ³ /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m ²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
807	208.25	79.42	82.02	82.69	84.24	8.12	46.98	45.3	1.63
692	208.25	76.9	79.44	80.05	81.5	8.31	49.12	52.25	1.74
556	208.25	74.03	76.87	77.43	78.67	7.46	52.3	43.83	1.43
480	208.25	72.15	75.01	75.68	77.21	8.06	44.22	33.2	1.59
431	208.25	71.34	74.49	75.06	76.3	7.15	55.44	53.42	1.3
368	208.25	70.45	72.84	73.54	75.21	8.37	46.43	50.98	1.8
304	208.25	69.56	72.11	72.46	73.31	7.12	57.01	48.79	1.51
227	208.25	68.47	71.25	71.44	72.13	5.67	68.3	50.87	1.11
138	208.25	66.91	68.98	69.47	70.61	7.83	54.65	67.45	1.79
51	208.25	64.44	67.75	68.17	69.09	6.67	66.71	60	1.2

Quota PF [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
104.2	98.31	25.47	23.1

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	48 di 84

Sistemazioni

Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con massi intasati con calcestruzzo di diametro minimo pari a 90 cm per un tratto di circa 50 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T_0 [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	368	0.9	579	8.37	2.39

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 1.46, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 2.66 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (α) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi (φ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max, fondo}$, $\tau_{max, sponde}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(0)}$, $\tau_{cr(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

Risultati	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
	0.9	1.4	1.2	810	695	1233	712	1.52	1.02

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. È da precisare che l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.

Si prevede inoltre la **protezione della pila** che ricade in area allagabile mediante massi aventi d_{50} pari a 0.4 m. Per il calcolo dello scavo si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente essendo la profondità di scavo tale da scoprire il plinto (Figura 3).

Pila	Tirante [m]	Velocità [m/s]	Largh. Pila (Plinto) [m]	Lungh. Pila (Plinto) [m]	Scavo localizzato da pc [m]	Tipo di scavo	Protezioni				
							D50 protez [m]	Vcr1 HEC23 m/s]	Vcr2 Shields [m/s]	F_v	Tipologia
P03	1.0	2.0	5.0 (13.0)	16.5 (26.8)	11.04	plinto scoperto	0.4	4.33	6.57	2.16	massi sciolti

Note

-

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	49 di 84

3.2.6.22 Interferenza IN07 (sottobacino 26)

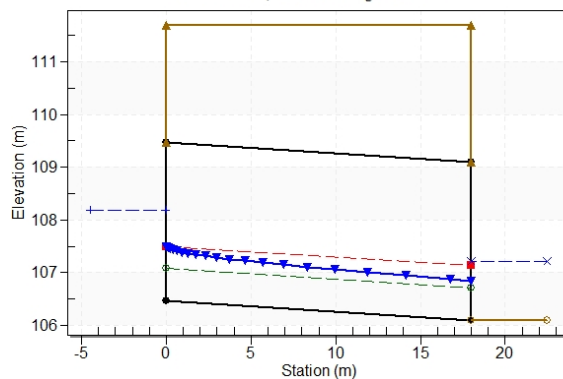
Interferenza	IN07	Pk 17+080	Tombino scatolare 3 m x 3 m
---------------------	------	-----------	-----------------------------



Risultati (HY8)

ID	Q (m ³ /s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
IN07	9.9	2%	106.46	106.1	111.7	18	3.0	3.0	2.2
Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
108.2	1.7	0.9	0.6	1.0	0.7	1.0	4.5	3.0	25%

Crossing - 26, Design Discharge - 9.94 cms
Culvert - Culvert, Culvert Discharge - 9.94 cms



Sistemazioni

Protezioni imbocco e sbocco del tombino


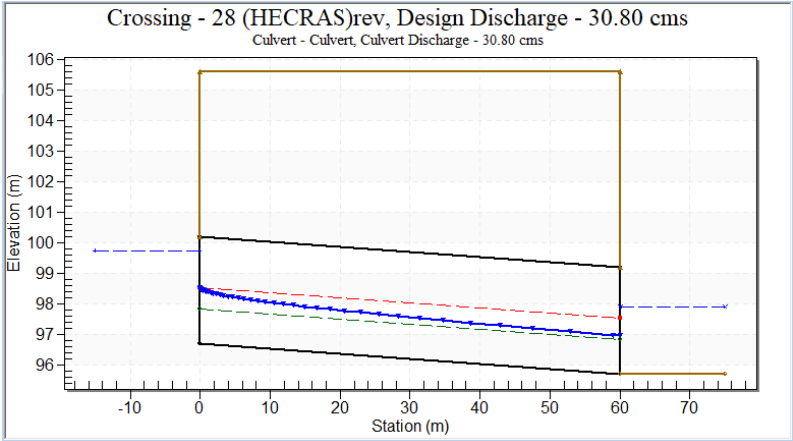
Note


Il canale riceve anche le portate dei corsi d'acqua alla pk 16+690 e 17+160 che vengono deviati mediante canali di gronda di forma trapezia, aventi base minore pari a 2 m.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	50 di 84

3.2.6.23 Interferenza IN08 (sottobacino 28)

Interferenza	IN08	Pk 20+440	Tombino scatolare 4m x 3.5m							
										
Risultati (HY8)	ID	Q (m ³ /s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
	IN08	30.8	2%	96.7	95.7	105.57	60	3.5	3.5	5.4
	Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
	99.7	3.0	1.7	1.1	1.8	1.3	2.2	6.1	4.0	52%
<p>Crossing - 28 (HECRAS)rev, Design Discharge - 30.80 cms Culvert - Culvert, Culvert Discharge - 30.80 cms</p> 										
Sistemazioni	Protezioni imbocco e sbocco del tombino									
Note	-									

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	TITOLO ELABORATO	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	51 di 84

3.2.6.24 Interferenza VI10 (sottobacino 29)

Per quanto riguarda l'interferenza VI10, che consiste nell'attraversamento del Fiume Sele, l'attraversamento risulta ampiamente verificato.

La verifica è stata svolta mediante modellazione bidimensionale.

La seguente Tabella 6 riassume le grandezze idrauliche ottenute in corrispondenza della sezione fluviale immediatamente a monte dell'attraversamento ferroviario sul Fiume Sele nello stato di progetto per i diversi tempi di ritorno.

	TR30	TR200	TR300
Quota intradosso (m s.m.m.)	98.05		
Distanza minima tra fondo alveo e quota di sotto-trave (m)	15.96		
Livello max lungo la sezione del tracciato ferroviario (m s.m.m.)	83.77	84.43	84.72
Velocità (m/s)	2.84	2.86	2.87
Franco idraulico (m)	14.28	13.62	13.33
Franco EG (m)	13.87	13.20	12.91

Tabella 6 – Grandezze idrauliche in corrispondenza della sezione fluviale immediatamente a monte dell'attraversamento ferroviario sul Fiume Sele nello stato di progetto per i diversi tempi di ritorno.

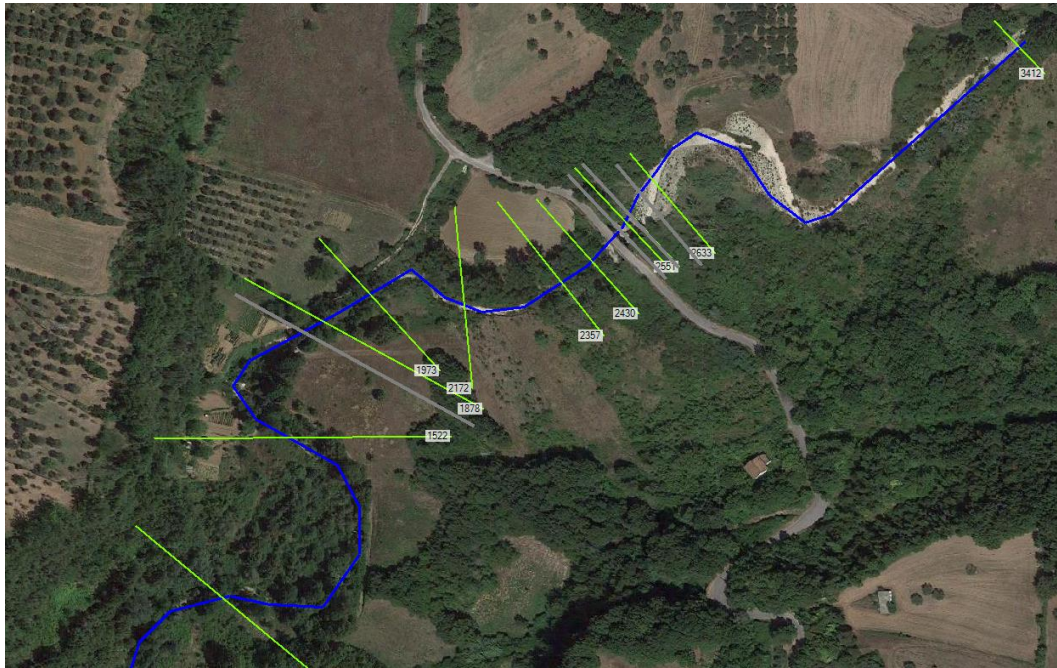
Per dettagli di calcolo si faccia riferimento all'Elaborato RC1EA1R09RIID0002002A.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	52 di 84

3.2.6.25 Interferenza VI11 (sottobacino 31)

Interferenza	VI11	Pk 22+950	Viadotto
---------------------	------	-----------	----------



Risultati
(HEC RAS)

River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude	
3412	353.64	110.83	113.66	114.12	115.36	6.54	72.92	44.09	1.39	
2633	353.64	106.99	111.12	110.27	111.51	2.96	146.01	60.57	0.52	
2560	Bridge									
2551	353.64	106.68	109.2	109.84	111.13	6.59	65.97	41.01	1.37	
2540	Inl Struct									
2533	353.64	104.84	108.89	108.18	109.73	4.05	87.94	27.94	0.71	
2500	Bridge									
2430	353.64	103.91	106.56	107.05	108.2	6.16	76.19	55.4	1.3	
2357	353.64	103.17	106.15	106.73	107.9	6.58	77.59	66.57	1.43	
2172	353.64	102.4	105.38	105.87	106.98	7.05	95.21	93.68	1.38	
1973	353.64	100.83	104.39	104.98	106.11	7.2	88.37	70.43	1.34	
1878	353.64	100.82	103.33	103.98	105.57	7.37	70.73	71.13	1.65	
1700	Bridge									
1522	353.64	98.85	101.82	102.34	103.32	5.54	71.93	66.86	1.33	
946	353.64	96.23	99.47	100	101.13	6.38	81.58	65.5	1.28	
551	353.64	93.98	97.66	98.09	99.71	6.34	55.8	20.89	1.24	
173	353.64	92.07	97.15	97.15	98.68	5.52	69.28	29.36	0.9	

Quota PF [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
122.28	117.84	12.46	10.86

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	53 di 84

Sistemazioni

Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con massi intasati con calcestruzzo di diametro minimo pari a 60 cm per un tratto di circa 150 m che comprende l'attraversamento.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T_0 [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	2172	1	321	7.05	2.98

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 1.68, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 4.97 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (α) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi (ϕ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max, fondo}$, $\tau_{max, sponde}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(0)}$, $\tau_{cr(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.6	1.4	1.2	449	385	758	438	1.69	1.14

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. È da precisare che l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.

Si prevede inoltre la **protezione delle pile** mediante massi aventi d_{50} pari a 0.5 m. Per il calcolo dello scavo si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente essendo la profondità di scavo tale da scoprire il plinto (Figura 3).

Pila	Tirante [m]	Velocità [m/s]	Largh. Pila (Plinto) [m]	Lungh. Pila (Plinto) [m]	Scavo localizzato da pc [m]	Tipo di scavo	Protezioni				
							D_{50} protez [m]	V_{cr1} HEC23 m/s]	V_{cr2} Shields [m/s]	F_v	Tipologia
P02	1.0	2.3	5.0 (13.0)	16.5 (26.8)	12.40	plinto scoperto	0.5	4.84	7.34	2.1	massi sciolti
P03	0.85	2.2	5.0 (13.0)	16.5 (26.8)	9.35	plinto scoperto	0.5	4.84	7.15	2.2	massi sciolti


Note

-

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	54 di 84

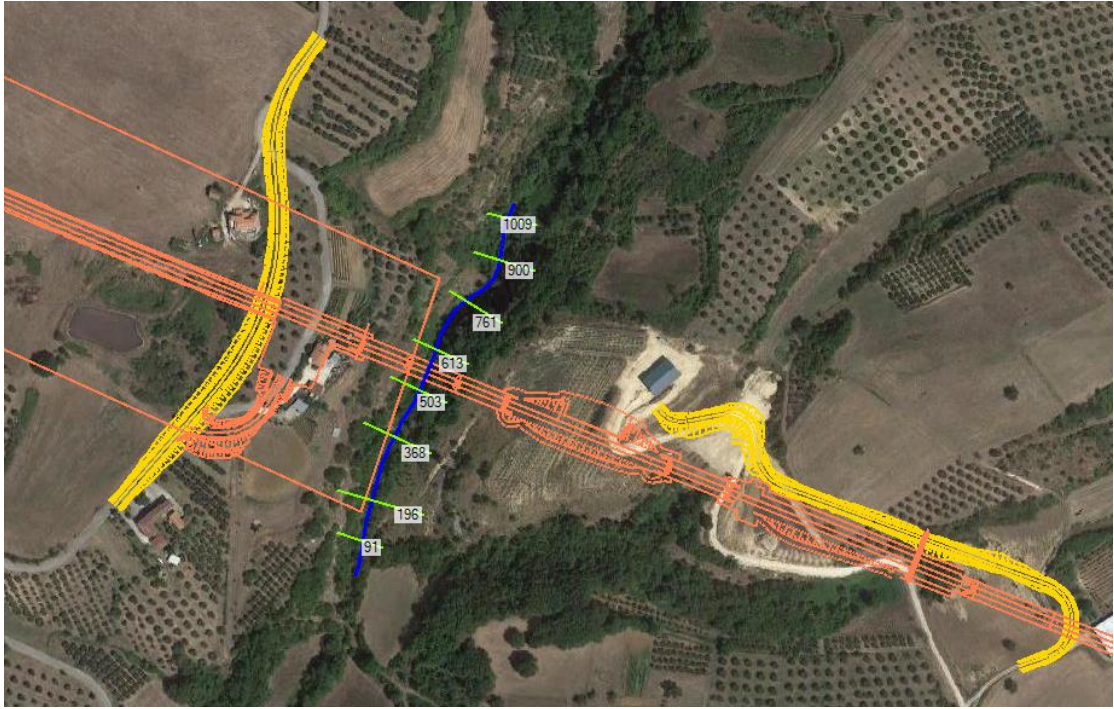
3.2.6.26 Interferenza VI12 (sottobacino 32)

Interferenza	VI12	Pk 25+550	Viadotto						
									
Risultati (verifica moto uniforme)	Forma del canale	Q [m ³ /s]	Larghezza del fondo [m]	i [m/m]	Quota fondo canale [m s.m.m.]	Altezza livello idrico [m]	Livello idrico [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	franco livello idrico [m]
	Trapezia, sponde 1:1	55.1	2	0.07	161.32	1.74	163.06	167.5	4.4
Sistemazioni	Riprofilatura (sezione trapezia)								
Note	-								

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	55 di 84

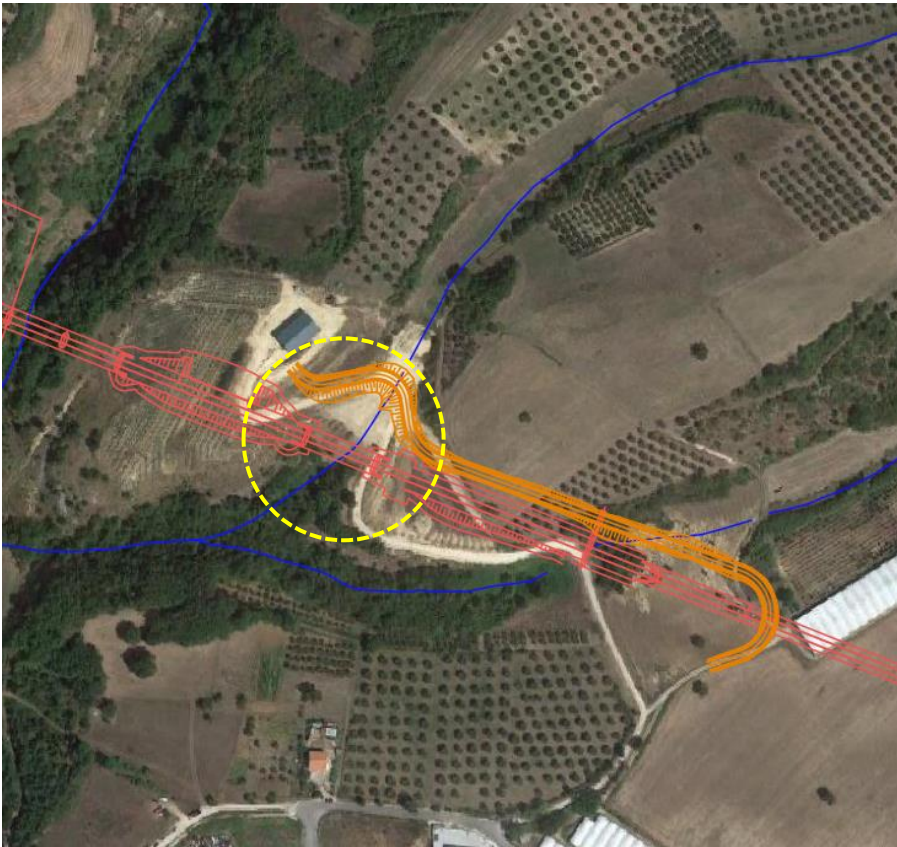
3.2.6.27 Interferenza VI13 (sottobacino 33)

Interferenza	VI13	Pk 27+035	Viadotto							
										
Risultati (HEC RAS)	River station	Portata (m³/s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
	1009	93.9	147.27	149.93	149.93	150.81	4.92	27.96	15.89	1.01
	900	93.9	145.03	146.53	147.51	149.95	8.5	12.59	12.04	2.42
	761	93.9	143.47	145.38	146.27	147.89	7.43	15.44	12.32	1.8
	613	93.9	142.55	146	145.15	146.51	3.46	35.67	14.54	0.61
	503	93.9	141.2	144.71	144.71	146.24	5.95	19.9	7.25	1.05
	368	93.9	139.5	144.07	144.22	145.72	6.71	21.93	8.27	1.04
	196	93.9	138.49	141.12	142.19	144.55	8.35	12.41	6.29	1.74
	91	93.9	138.16	140.5	141.3	143.26	8.71	16.01	10.41	1.88
	Quota PF [m s.m.m.]		Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]			Franco WS [m]		Franco EG [m]		
	185.17		180.9			34.9		34.39		
Sistemazioni										
Note	-									

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	56 di 84

3.2.6.28 Interferenza VI14 (sottobacino 34)

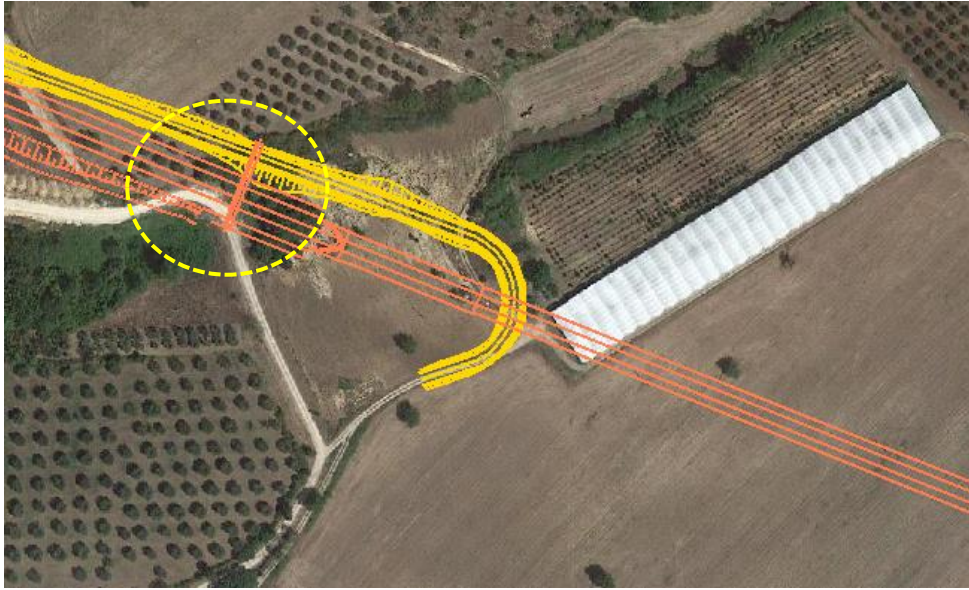
Interferenza	VI14	Pk 27+265	Viadotto																							
																										
Risultati (verifica moto uniforme)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Forma del canale</th> <th>Q [m³/s]</th> <th>Larghezza del fondo [m]</th> <th>i [m/m]</th> <th>Quota fondo canale [m s.m.m.]</th> <th>Altezza livello idrico [m]</th> <th>Livello idrico [m s.m.m.]</th> <th>Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]</th> <th>franco livello idrico [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Trapezia, sponde 1:1</td> <td>1.3</td> <td>1</td> <td>0.15</td> <td>172.8</td> <td>0.25</td> <td>173.05</td> <td>178.5</td> <td>5.4</td> </tr> </tbody> </table>								Forma del canale	Q [m ³ /s]	Larghezza del fondo [m]	i [m/m]	Quota fondo canale [m s.m.m.]	Altezza livello idrico [m]	Livello idrico [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	franco livello idrico [m]	Trapezia, sponde 1:1	1.3	1	0.15	172.8	0.25	173.05	178.5	5.4
	Forma del canale	Q [m ³ /s]	Larghezza del fondo [m]	i [m/m]	Quota fondo canale [m s.m.m.]	Altezza livello idrico [m]	Livello idrico [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	franco livello idrico [m]																	
Trapezia, sponde 1:1	1.3	1	0.15	172.8	0.25	173.05	178.5	5.4																		
Sistemazioni	Riprofilatura (sezione trapezia)																									
Note	-																									

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	57 di 84

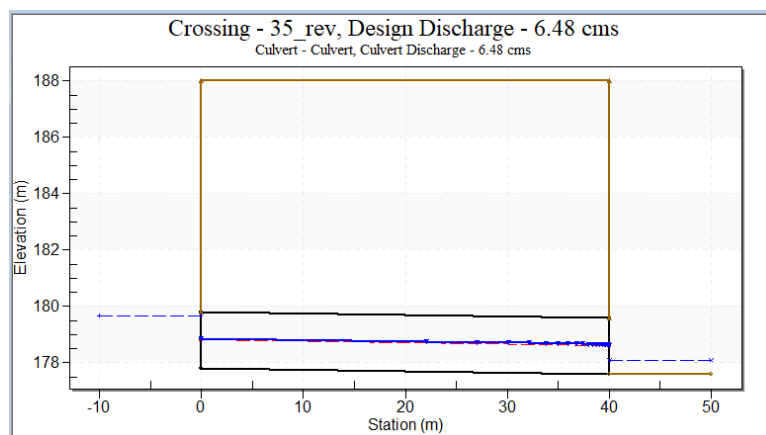
3.2.6.29 Interferenza IN09 (sottobacino 35)

Interferenza	IN09	Pk 27+400	Tombino scatolare 2m x 2m
---------------------	------	-----------	---------------------------



Risultati (HY8)

ID	Q (m ³ /s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
IN09	6.5	1%	177.78	177.6	181.4	40	2.0	2.0	1.6
Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
179.7	1.7	1.9	1.1	1.0	1.0	0.5	3.2	6.7	54%



Sistemazioni Protezioni imbocco e sbocco del tombino

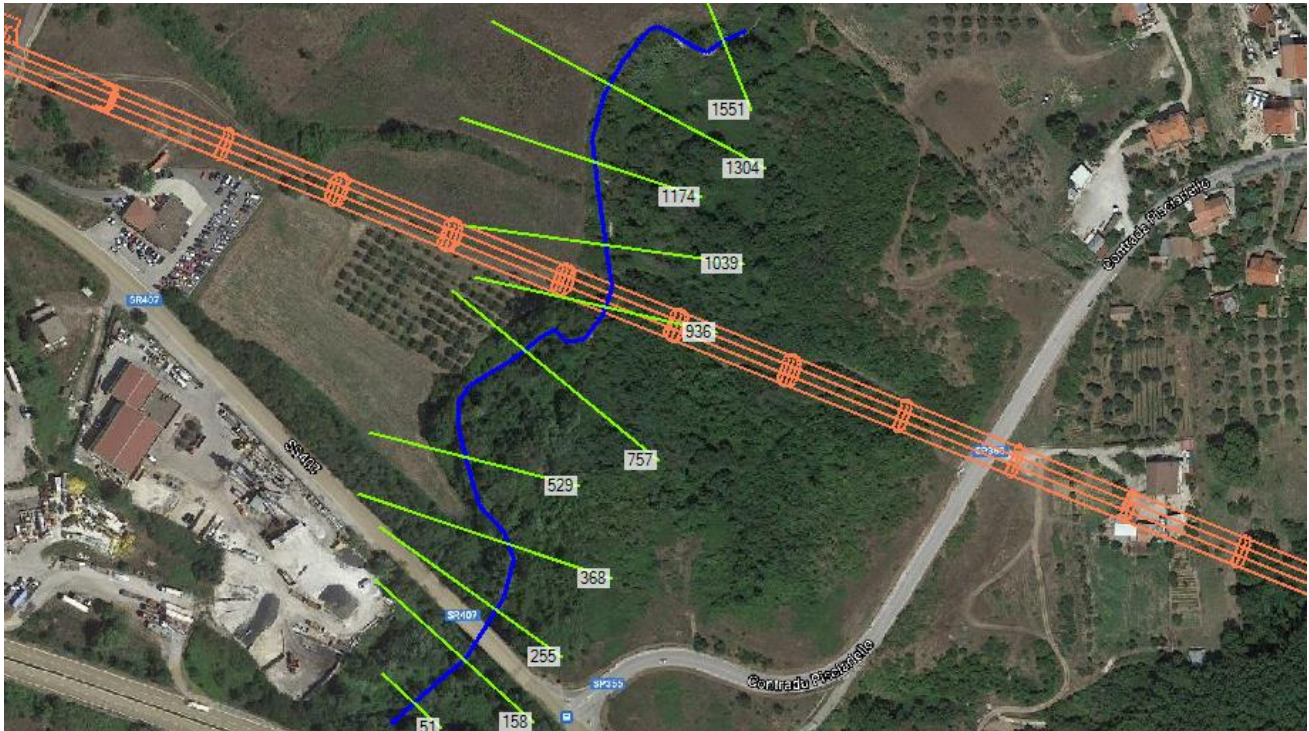
Note Il tombino considera sia la viabilità che il rilevato ferroviario

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	58 di 84

3.2.6.30 Interferenza VI15_1 (sottobacino 36)

Interferenza	VI15_1	Pk 28+575	Viadotto
---------------------	--------	-----------	----------



Risultati (HEC RAS)	River station	Portata (m ³ /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m ²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
	1551	92.5	135.58	137.03	137.26	137.78	5.24	33.76	69.2	1.64
	1304	92.5	133.78	135.99	135.99	136.29	2.94	51.78	74.54	0.78
	1174	92.5	132.99	134.89	134.98	135.9	5.34	27.07	31.56	1.32
	1039	92.5	132.19	133.97	134.31	135.16	5.18	24.06	45.51	1.6
	936	92.5	131.73	133.19	133.48	134.24	5.83	25.44	48.78	1.86
	757	92.5	130.03	132.3	132.5	133.06	4.19	32.31	64.28	1.18
	529	92.5	128.37	130.94	131.34	132.04	4.68	20.87	26.28	1.35
	368	92.5	127.19	129.05	129.7	131	6.22	15.53	14.26	1.68
	255	92.5	126.41	129.84	128.94	130.21	2.78	38.03	18.72	0.53
	200	Bridge								
	158	92.5	125.4	128.1	128.44	129.48	5.22	18.22	11.57	1.21
51	92.5	125.01	126.84	127.48	128.92	6.57	15.9	11.42	1.59	
Quota PF [m s.m.m]		Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]			Franco WS [m]		Franco EG [m]			
170.86		165.67			31.7		30.51			

Sistemazioni Si prevede la protezione della sezione idraulica in prossimità dell'attraversamento, con massi intasati con calcestruzzo di diametro minimo pari a 50 cm per un tratto di circa 50 m che comprende l'attraversamento.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	59 di 84

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T_0 [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	936	0.51	308	5.83	1.46

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2.05, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 2.92 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (α) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi (φ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max, fondo}$, $\tau_{max, sponde}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(0)}$, $\tau_{cr,(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

Risultati	d [m]	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
	0.5	1.4	1.2	431	370	676	390	1.57	1.05

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. È da precisare che l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.

Si prevede inoltre la **protezione della pila** situata in area allagabile mediante massi aventi d_{50} pari a 0.3 m. Per il calcolo dello scavo si è fatto riferimento alla larghezza della pila equivalente essendo la profondità di scavo tale da scoprire il plinto (Figura 3).

Pila	Tirante [m]	Velocità [m/s]	Largh. Pila (Plinto) [m]	Lungh. Pila (Plinto) [m]	Scavo localizzato da pc [m]	Tipo di scavo	Protezioni				
							D50 protez [m]	Vcr1 HEC23 m/s	Vcr2 Shields [m/s]	Fv	Tipologia
P04	0.9	0.8	5.0 (10.8)	16.5 (24.0)	5.61	plinto scoperto	0.3	3.75	5.59	4.68	massi sciolti


Note

-

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	60 di 84


3.2.6.31 Interferenza VI15_2 (sottobacino 37)

Interferenza	VI15_2	Pk 28+940	Viadotto																								
																											
Risultati (verifica moto uniforme)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Forma del canale</th> <th>Q [m³/s]</th> <th>Larghezza del fondo [m]</th> <th>i [m/m]</th> <th>Quota fondo canale [m s.m.m.]</th> <th>Altezza livello idrico [m]</th> <th>Livello idrico [m s.m.m.]</th> <th>Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]</th> <th>franco livello idrico [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Trapezia, sponde 1:1</td> <td>31.1</td> <td>2</td> <td>0.065</td> <td>153</td> <td>1.32</td> <td>154.32</td> <td>168.3</td> <td>14.0</td> </tr> </tbody> </table>	Forma del canale	Q [m³/s]	Larghezza del fondo [m]	i [m/m]	Quota fondo canale [m s.m.m.]	Altezza livello idrico [m]	Livello idrico [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	franco livello idrico [m]	Trapezia, sponde 1:1	31.1	2	0.065	153	1.32	154.32	168.3	14.0								
	Forma del canale	Q [m³/s]	Larghezza del fondo [m]	i [m/m]	Quota fondo canale [m s.m.m.]	Altezza livello idrico [m]	Livello idrico [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	franco livello idrico [m]																		
Trapezia, sponde 1:1	31.1	2	0.065	153	1.32	154.32	168.3	14.0																			
Sistemazioni	Riprofilatura (sezione trapezia)																										
Note	-																										

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	61 di 84

3.2.6.32 Interferenza VI16 (sottobacino 38)

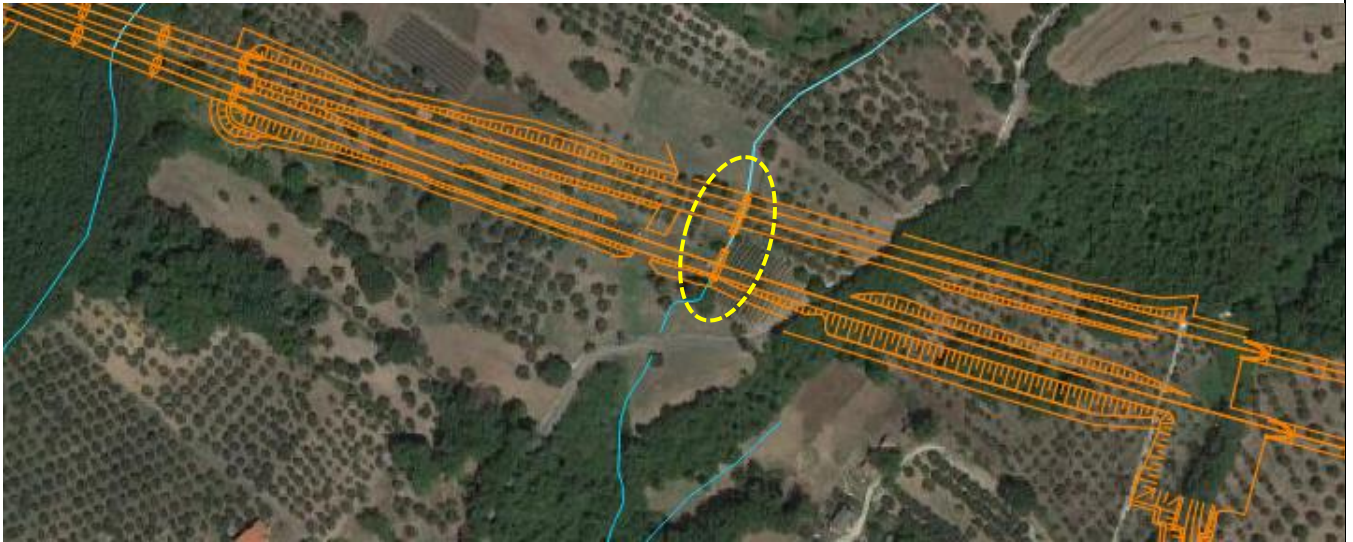
Interferenza	VI16	Pk 30+050	Viadotto																								
																											
Risultati (verifica moto uniforme)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Forma del canale</th> <th>Q [m³/s]</th> <th>Larghezza del fondo [m]</th> <th>i [m/m]</th> <th>Quota fondo canale [m s.m.m.]</th> <th>Altezza livello idrico [m]</th> <th>Livello idrico [m s.m.m.]</th> <th>Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]</th> <th>franco livello idrico [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Trapezia, sponde 1:1</td> <td>2</td> <td>0.13</td> <td>175.6</td> <td>0.88</td> <td>176.48</td> <td>182.7</td> <td>6.2</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>	Forma del canale	Q [m ³ /s]	Larghezza del fondo [m]	i [m/m]	Quota fondo canale [m s.m.m.]	Altezza livello idrico [m]	Livello idrico [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	franco livello idrico [m]	Trapezia, sponde 1:1	2	0.13	175.6	0.88	176.48	182.7	6.2	2								
	Forma del canale	Q [m ³ /s]	Larghezza del fondo [m]	i [m/m]	Quota fondo canale [m s.m.m.]	Altezza livello idrico [m]	Livello idrico [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	franco livello idrico [m]																		
Trapezia, sponde 1:1	2	0.13	175.6	0.88	176.48	182.7	6.2	2																			
Sistemazioni	Riprofilatura (sezione trapezia)																										
Note	-																										

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	62 di 84

3.2.6.33 Interferenza IN10 (sottobacino 39)

Interferenza	IN10	Pk 30+360	Tombino scatolare 3m x 3m
---------------------	------	-----------	---------------------------

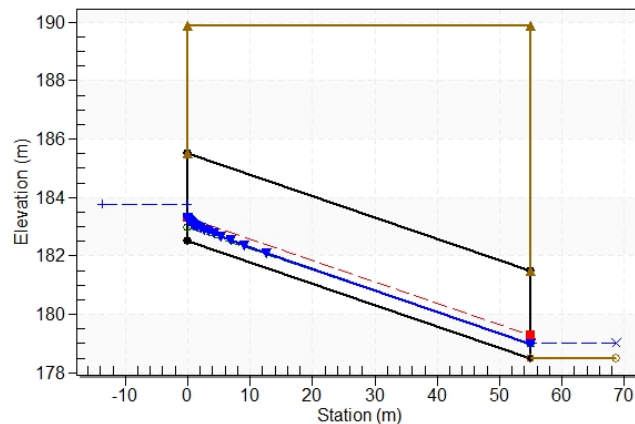


Risultati (HY8)

ID	Q (m ³ /s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
IN10	6.6	1%	179.55	179	187	55	3.0	3.0	4.4
Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
183.75	1.25	0.0	0.8	1.0	0.9	0.5	3.8	6.7	26%

Crossing - 39_rev1, Design Discharge - 6.63 cms

Culvert - Culvert, Culvert Discharge - 6.63 cms



Sistemazioni

Protezioni imbocco e sbocco del tombino

Note

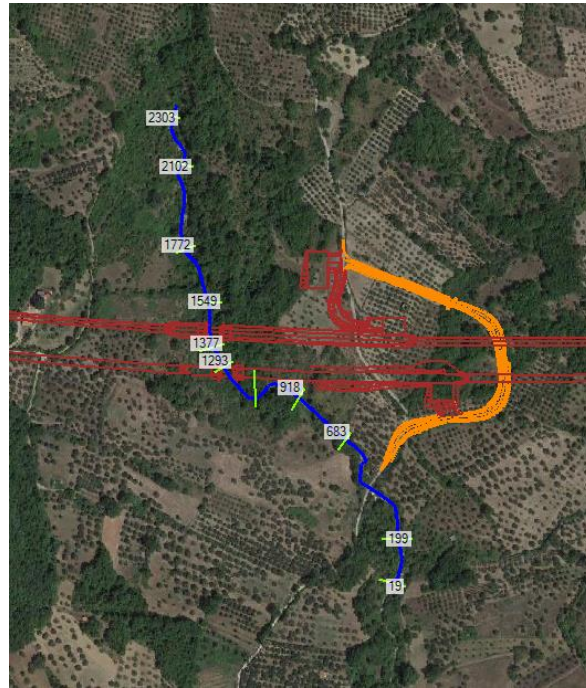
-

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	63 di 84

3.2.6.34 Interferenza VI17 (sottobacino 40)

Interferenza	VI17	Pk 31+785	Viadotto
---------------------	------	-----------	----------



Risultati
(HEC RAS)

River station	Portata (m ³ /s)	Talweg (m s.m.m.)	Livello (m s.m.m.)	h critica (m s.m.m.)	EG (m s.m.m.)	Velocità (m/s)	Area bagnata (m ²)	Larghezza bagnata (m)	Froude
2303	67.3	202.36	205.17	205.17	206.18	4.84	18.42	9.77	0.95
2102	67.3	198.12	199.49	200.74	204.55	10.05	7.1	7.7	2.99
1772	67.3	191.4	192.88	193.63	195.84	8.91	11.26	13.76	2.47
1584	67.3	188.26	190.78	191.37	192.65	6.06	11.11	8.82	1.72
1570	Inl Struct								
1558	67.3	186	189.73	188.89	190.19	2.99	22.49	9.08	0.61
1555	Inl Struct								
1549	67.3	183.72	186.46	186.46	187.39	4.27	15.75	8.48	1
1377	67.3	182.4	185.35	185.49	186.61	4.96	13.56	6.25	1.08
1293	67.3	181.77	183.84	184.51	185.91	6.37	10.56	7.16	1.68
1119	67.3	180.44	182.77	183.18	184.27	5.42	12.42	7.66	1.36
918	67.3	178.81	180.59	181.24	182.59	7.42	12.43	11.26	1.83
683	67.3	177.12	178.6	179.08	180.14	6.68	14.15	22.1	1.77
199	67.3	168.12	169.6	170.46	173.37	9.18	9.08	8.55	2.48
19	67.3	166.1	167.53	168.27	170.03	7.94	11.49	11.26	2.16

Binario	Quota PF [m s.m.m.]	Quota intradosso viadotto [m s.m.m.]	Franco WS [m]	Franco EG [m]
Dispari	193.1	191.17	4.71	3.78
Pari	193.1	191.17	7.3	5.26

Sistemazioni

Si prevede la protezione della sezione di progetto (trapezia, base 3m) con massi intasati con calcestruzzo di diametro minimo pari a 70 cm per il tratto di 270 m interessato dalla riprofilatura dell'alveo.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T_0 [N/m ²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	1293	1.2	409	6.3	1.5

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 1.33, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(0)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 2.14 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr,(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (α) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi (ϕ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max, fondo}$, $\tau_{max, sponde}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(0)}$, $\tau_{cr,(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

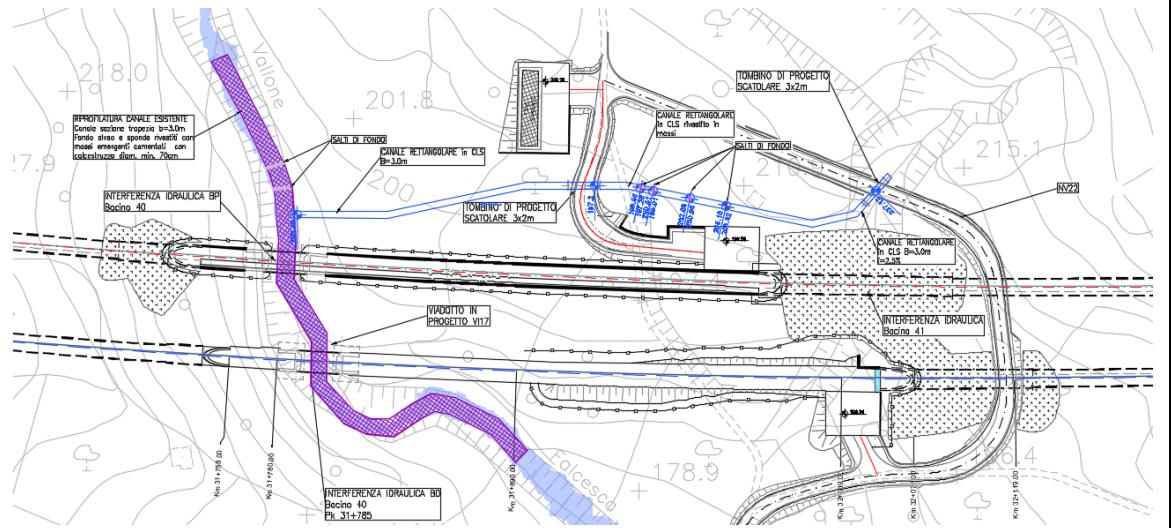
	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max, fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max, sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.7	1.4	1.1	573	491	991	572	1.93	1.42

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. È da precisare che l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.

Nel Bacino 40 confluisce il canale in progetto previsto per risolvere l'interferenza del bacino 41. Il canale, realizzato in CLS, raccoglie le acque a monte della viabilità NV22 e le convoglia a monte dell'interferenza del Bacino40. Per superare le interferenze con le viabilità sono previsti due tombini di dimensioni 3x2m e dei salti di fondo nel canale. Nell'immagine seguente sono riepilogati gli interventi:

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	65 di 84



Note

-

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	67 di 84

1495	38.52	171.4	173.66	173.51	174.32	3.61	10.66	6.34	0.89
1426	38.52	171.2	173.94	173.06	174.12	1.86	22.01	17.37	0.45
1420									
1418	38.52	168.4	171.95	170.45	172.16	2.01	19.21	7.22	0.39
1388	38.52	168.2	171.93	170.47	172.15	2.05	18.81	7.28	0.41
1350									
1345	38.52	164.4	166.56	166.56	167.52	4.33	8.89	4.64	1
1313	38.52	164.2	166.9	165.74	167.09	1.89	20.34	9.04	0.4
1300									
1295	38.52	161.87	164.43	163.46	164.71	2.34	16.46	6.85	0.48
1234	38.52	161.76	164.55	162.97	164.64	1.32	29.12	11.89	0.27
1100									
1013	38.52	161.42	163.01	163.01	163.77	3.86	9.99	6.57	1
941	38.52	161.32	162.71	162.86	163.6	4.17	9.24	7.19	1.17
870	38.52	161.21	162.65	162.74	163.42	3.89	9.89	7.77	1.1
700									
648	38.52	159.3	160.54	160.54	160.95	2.85	13.54	16.36	1
473	38.52	157.69	158.83	159.16	159.96	6.04	11.35	24.06	1.94
329	38.52	155.29	156.54	156.99	158.2	6.16	8.67	19.36	2.01
172	38.52	151.45	153.48	154.35	155.9	6.88	5.6	4.26	1.91
66	38.52	149.52	150.26	150.9	153.13	7.5	5.13	11	3.51

ID	Q (m³/s)	channel slope	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	GR
IN13	38.5	1%	161.63	166.9	20	4	3.5	62%

Sistemazioni

La configurazione di progetto prevede la riprofilatura dell'alveo e la realizzazione di 4 salti di fondo, rivestiti, aventi altezza media di 3 m.

Si prevede la protezione della sezione di progetto (trapezia, base 6 m) con massi intasati con calcestruzzo di diametro minimo pari a 40 cm per il tratto di 225 m interessato dalla riprofilatura dell'alveo.

Dati idraulici	Sezione	Raggio idraulico R_H [m]	Tensione tangenziale media T_0 [N/m²]	Velocità media V [m/s]	tirante h [m]
	1345	1.11	86.25	4.33	2.16

Essendo la sezione di dimensioni limitate, con un rapporto tra larghezza della base e tirante pari a 2.8, si è tenuto conto della diversa distribuzione della tensione tangenziale lungo la medesima. Pertanto, sono stati calcolati il valore massimo della tensione tangenziale al fondo e sulle sponde applicando a quella media gli opportuni coefficienti moltiplicativi (Figura 2).

Per il calcolo della tensione critica al fondo ($\tau_{cr(o)}$) è stato utilizzato il criterio di Armanini in quanto il rapporto tra tirante e dimensione del masso pari a 0.86 evidenzia una bassa sommergenza della protezione. La tensione tangenziale critica sulle sponde ($\tau_{cr(\alpha)}$) è invece stata calcolata utilizzando il criterio di Lane, assumendo un angolo di inclinazione delle sponde (α) pari a 32°, un angolo di attrito dei massi (ϕ) pari a 45°, un peso specifico dei medesimi pari a 26000 N/m³ ed un peso specifico dell'acqua pari a 9810 N/m³.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	68 di 84

La tabella seguente riporta i risultati della verifica di stabilità eseguita per il corso d'acqua, in particolare: i fattori moltiplicativi per il calcolo della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde (indicati con β_1 e β_2), il valore della tensione tangenziale massima al fondo e sulle sponde ($\tau_{max,fondo}$, $\tau_{max,fsponde}$), il valore della tensione tangenziale critica al fondo e sulle sponde ($\tau_{cr(0)}$, $\tau_{cr(\alpha)}$), i coefficienti di sicurezza per il fondo e le sponde (F_0 e F_α rispettivamente).

	d m	β_{fondo}	β_{sponde}	$\tau_{max,fondo}$ [N/m ²]	$\tau_{max,sponde}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(0)}$ [N/m ²]	$\tau_{cr(\alpha)}$ [N/m ²]	F_0	F_α
Risultati	0.4	1.4	1.1	121	95	501	289	4.15	3.05

I risultati ottenuti mostrano che le protezioni sono sufficienti a garantire la stabilità del fondo e delle sponde. È da precisare che l'intasamento con calcestruzzo garantisce un ulteriore fattore di sicurezza di cui non si è tenuto conto nella verifica appena eseguita.

Per il tombino, vedasi il relativo Elaborato tipologico.

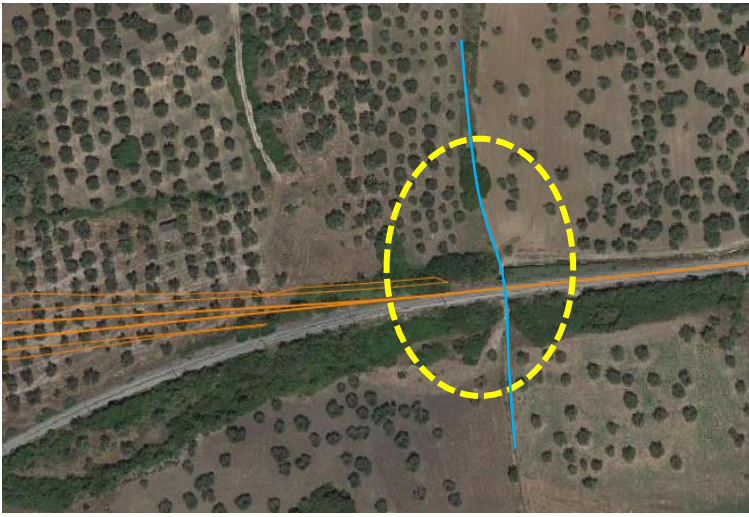
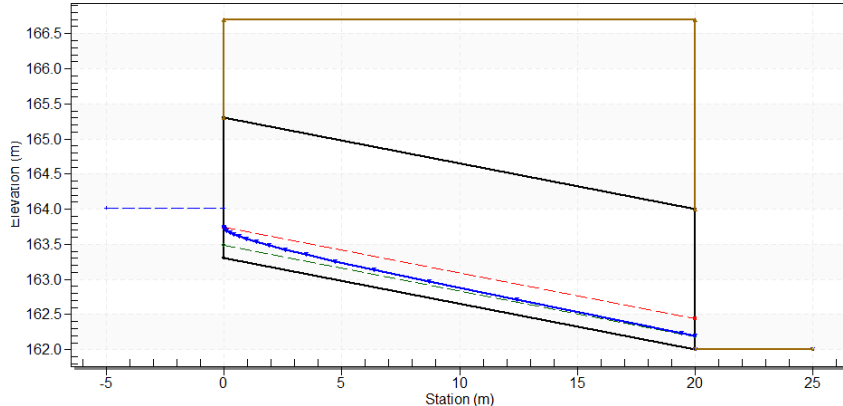
Note

-

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	69 di 84

3.2.6.36 Interferenza IN12 (sottobacino 43b)

Interferenza	IN12	Pk 35+008 BD	Tombino scatolare 2m x 2m							
										
Risultati (HY8)	ID	Q (m ³ /s)	channel slope	Inlet elev (m s.m.m.)	channel invert elev (m s.m.m.)	PF (m s.m.m.)	Lunghezza tombino (m)	B (m)	H (m)	Diff. PF - intrad (m)
	IN12	1.87	2%	188.5	187	192.4	20	2.0	2.0	0.5
	Headwater Elev. (m s.m.m.)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)	GR
164.01	0.71	0.0*	0.19	0.45	0.2	0	4.62	0.22	10%	
<p>Crossing - 43b, Design Discharge - 1.87 cms Culvert - Culvert, Culvert Discharge - 1.87 cms</p> 										
Sistemazioni	Protezioni imbocco e sbocco del tombino									
Note	-									

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	TITOLO ELABORATO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1 R 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. B

4 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

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:

- NTC 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa del 21 gennaio 2019, n. 7 “Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- Manuale di Progettazione RFI 2019;
- “Piani per l'Assetto Idrogeologico relativamente ai bacini idrografici regionali in Destra, in Sinistra Sele e al Bacino Interregionale del Sele” (PSAI Sele, 2016).

All'interno del PSAI Sele sono perimetrare aree di “Pericolosità idraulica” e “Rischio idraulico”. Di tutte le opere in progetto, solo il viadotto sul Fiume Sele rientra all'interno di tali perimetrazioni; il Fiume Sele è stato studiato mediante modello bidimensionale, come descritto nell' Elaborato RC1EA1R09RIID0002002A che riporta le verifiche di compatibilità idraulica.

Gli attraversamenti sui corsi d'acqua sono stati verificati sulla base delle prescrizioni tecniche ferroviarie e per quanto concerne i ponti secondo le prescrizioni previste dalle Norme Tecniche delle Costruzioni.

Il Manuale di Progettazione ferroviario 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.

Gli attraversamenti in progetto sono verificati in termini di:

- 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
- 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.

Nella progettazione di ponti e viadotti si è cercato di minimizzare la realizzazione di pile nell'alveo di magra dei corsi d'acqua in modo da variare il meno possibile le caratteristiche del moto della corrente di piena.

Per quanto riguarda i corsi d'acqua secondari con attraversamento mediante tombini, le opere sono verificate in termini di:

- sezione di deflusso complessiva del tombino che consente lo smaltimento della portata di massima piena con un grado di riempimento non superiore al 67% della sezione totale.

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	71 di 84

Con riferimento alle sistemazioni idrauliche, nei casi in cui si è resa necessaria una riprofilatura della sezione idraulica, sono proposti interventi di sistemazione che ripropongono la sagoma delle sezioni attuali d'alveo, e incidono solo localmente 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.

Preferenza è data ai criteri di ingegneria naturalistica utilizzando, laddove possibile, opere di protezione di tipo "elastico" quali massi sciolti, che costituiscono un'affidabile protezione degli stessi dall'azione erosiva della corrente di piena.

La seguente Tabella 7 riassume i risultati ottenuti per ciascuna interferenza in termini di franco idraulico e grado di riempimento.

WBS	pk	Portata (m³/s)	Opera su linea di progetto	Viadotto intradosso (m s.m.m.)	Franco WS (m)	Franco EG (m)	Grado di riempimento (%)
IN01	0+053	30.5	Tombino scatolare 4 x 3.5				61%
IN02	0+872	7.2	Tombino scatolare 2 x 2				55%
IN03	2+092	6.7	Tombino scatolare 2 x 2				53%
IN04	3+667	4.2	Tombino scatolare 2 x 2				39%
VI01_1	6+180	92.2	Viadotto	75.06	3.35	1.66	
VI01_2	6+445	24.0	Viadotto	79.1	13.94	13.85	
VI01_3	6+530	16.4	Viadotto	79.1	11.21	10.18	
VI01_4	7+770	103.2	Viadotto	96.74	16.28	16.15	
VI01_5	8+140	5.6	Viadotto	100.4	13.8	13.2	
VI02	9+640	7.5	Viadotto	106.35	4.1	3.1	
VI03	10+910	7.4	Viadotto	96.4	8.7	7.9	
VI04	11+480	334.5	Viadotto	87.47	31.33	30.51	
VI05	12+100	7.8	Viadotto	82.7	18.2	16.6	
IN05	12+315	6.5	Tombino scatolare 3 x 3				26%
IN06	12+600	14.9	Tombino scatolare 3 x 3				45%
VI07	14+500	58.2	Viadotto	82.15	15.26	13.72	
VI08	15+080	21.1	Viadotto	87.15	13.5	11.55	
VI09	16+420	208.2	Viadotto	98.31	25.47	23.1	
IN07	17+080	9.9	Tombino scatolare 3 x 3				25%
IN08	20+440	30.8	Tombino scatolare 4 x 3.5				52%
VI10	21+000	969.4	Viadotto Fiume Sele	98.05	13.62	13.33	
VI11	22+950	259.0	Viadotto	117.84	12.46	10.86	
VI12	25+550	55.1	Viadotto	167.5	4.4	0.8	
VI13	27+035	93.9	Viadotto	180.9	34.9	34.39	

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	72 di 84

VI14	27+265	1.3	Viadotto	178.5	5.4	4.6	
IN09	27+400	6.5	Tombino scatolare 2 x 2				54%
VI15_1	28+575	92.5	Viadotto	165.67	31.7	30.51	
VI15_2	28+940	31.1	Viadotto	168.3	14.0	11.4	
VI16	30+050	17.7	Viadotto	182.0	5.5	2.4	
IN10	30+360	6.6	Tombino scatolare 3 x 3				26%
VI17	31+785	67.3	Viadotto	191.17	4.71	3.78	
IN11	34+760	38.5	Tombino scatolare 5 x 3.5				62%
IN12	35+008	1.87	Tombino scatolare 2 x 2				10%

Tabella 7 – Risultati ottenuti in termini di franco e grado di riempimento per le interferenze idrauliche analizzate.

APPENDICE A – Caratteristiche del modello matematico

Si riportano di seguito i fondamenti teorici alla base della modellazione idraulica monodimensionale, effettuata mediante il codice di calcolo HEC-RAS RIVER ANALYSYS SYSTEM versione 5.0.7 del marzo 2019, utilizzata per il calcolo dei livelli di piena e conseguenti aree d'esonazione.

La determinazione del livello del pelo libero in ogni sezione è computata, 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 l'elevazione 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.

La Figura 5 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).

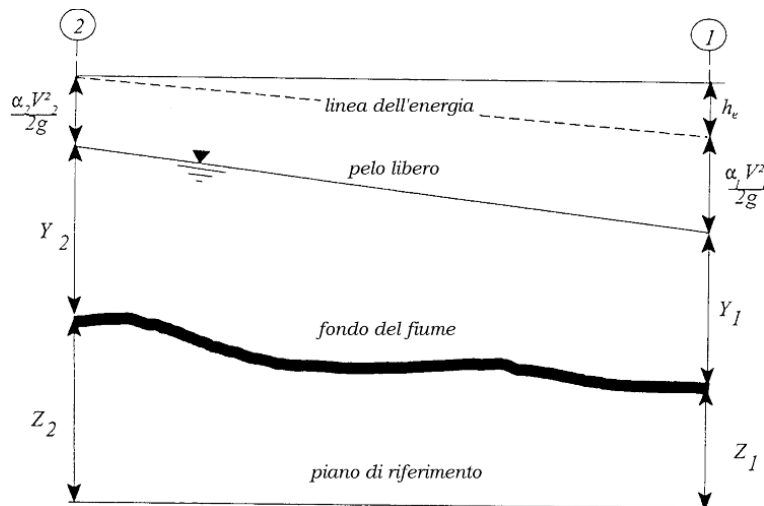


Figura 5 – Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.

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

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

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, RH 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 6).

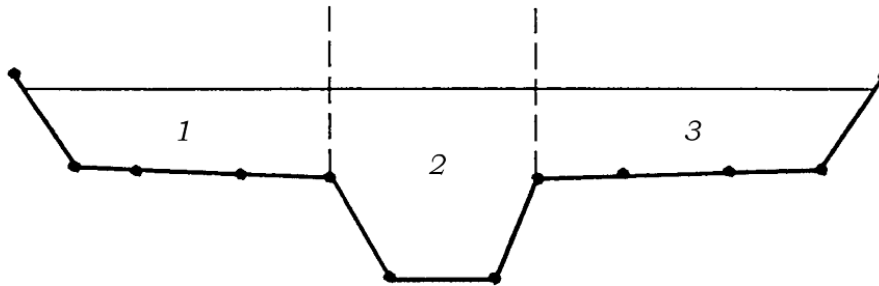


Figura 6 – Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

Con riferimento alla Figura 6, indicata con

$$K_i = Q_i / \sqrt{J}$$

la capacità di portata di ogni singola parte i-esima in cui è stato 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

$$Q^3 / A^2$$

Espresso 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 7). 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.

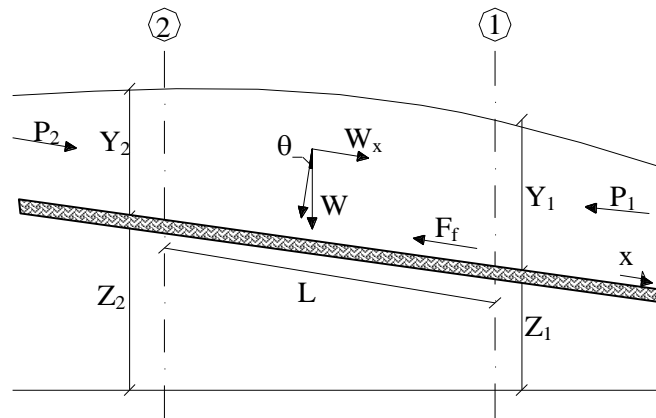


Figura 7 – Schematizzazione dell'equazione della conservazione del momento.

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 8 e Figura 9), 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.

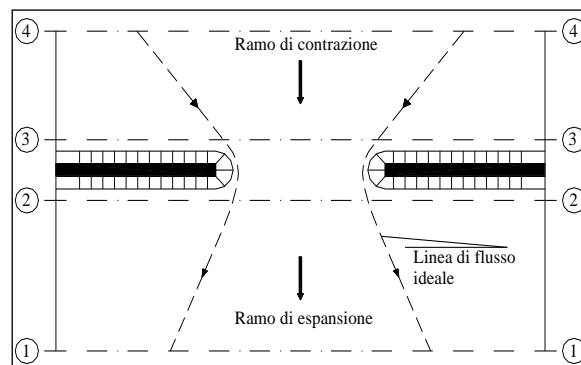


Figura 8 – Pianta schematica di un attraversamento fluviale.

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 9.

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 8 in funzione del tipo di pila presente.

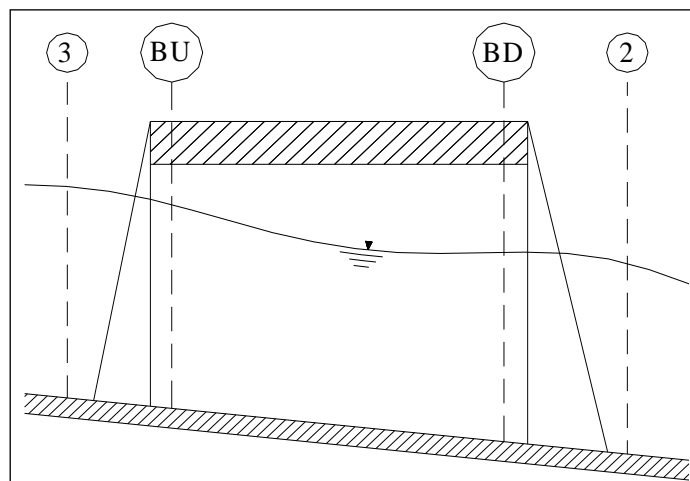


Figura 9 – Sezione schematica di un attraversamento fluviale.

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 8 – Coefficiente di resistenza idrodinamico CD.

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 8 e Figura 9, 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 V_2 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 9 – 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:

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	80 di 84

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

Dove:

- C_d , coefficiente di deflusso il cui andamento è riportato nel grafico di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, 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.

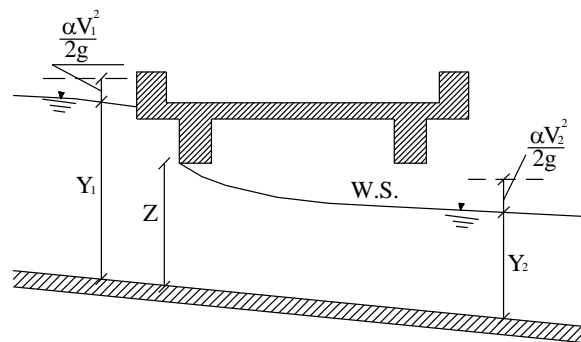


Figura 10 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo.

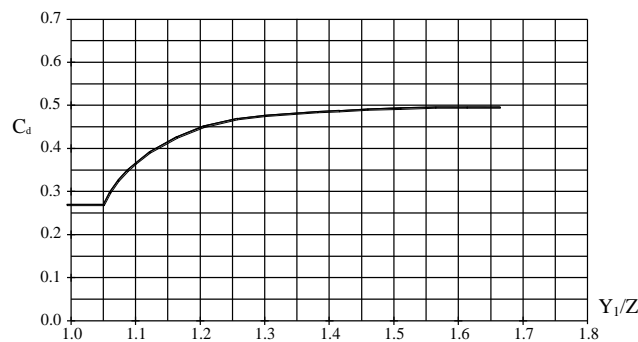


Figura 11 – Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso C_d .

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 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

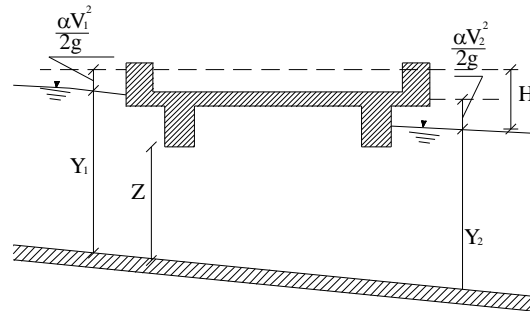


Figura 12 – Sezione schematica di un ponte in pressione – Schema di calcolo.

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, 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.

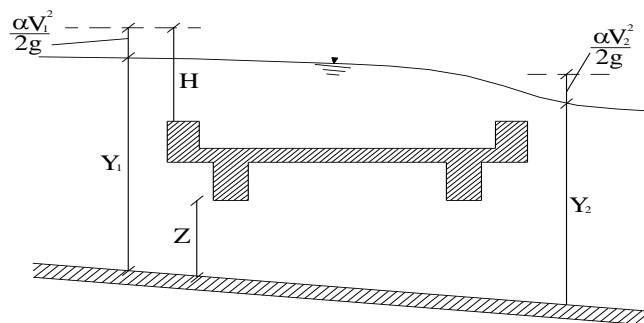


Figura 13 – Sezione schematica di un ponte sormontato dalla corrente – Schema di calcolo.

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 stramazzo; di conseguenza il profilo che si ottiene secondo tale approccio dipende principalmente dalla geometria dell'entrata.

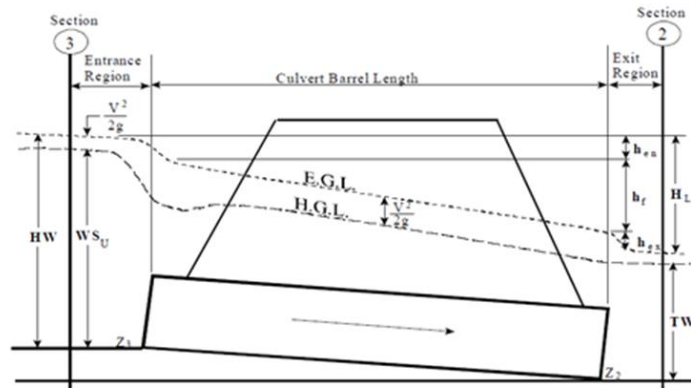


Figura 14 – Sezione schematica di un tombino ponticello.

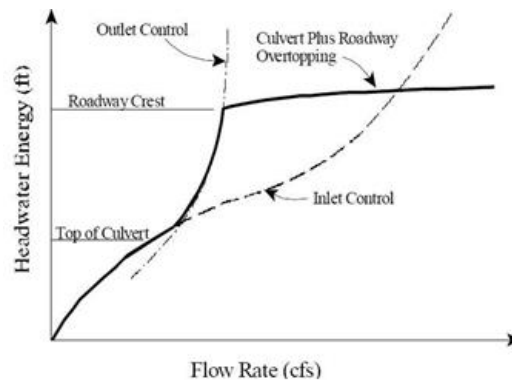


Figura 15 – Diagramma di funzionamento del tombino ponticello.

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:

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

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	83 di 84

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

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:

- Y₃, Y₂ tirante d'acqua nelle sezioni di monte e di valle;
- Z₃, Z₂ quota del fondo del tombino a monte e a valle;
- a₃, a₂ 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:

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

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:

TITOLO ELABORATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1 R 09	RI	ID0002 001	B	84 di 84

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

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.