

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE LOTTO 1+2

IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idraulica VI01 e viadotto stradale dell'NV06a

SCALA:

-

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

RS3Z 00 D 09 RI ID0002 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	M. Coccato	Gen. 2020	A. Cappelli	Gen. 2020	A. Barreca	Gen.2020	A. Vittoria	Gen. 2020

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione dei Varianti
Dott. Ing. Apposito Vitozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° 420781

INDICE

1	PREMESSA	4
2	INQUADRAMENTO GENERALE	5
2.1	INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA	5
2.2	MORFOLOGIA E IDROGRAFIA	5
2.3	INQUADRAMENTO MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO DELLA LINEA FERROVIARIA	6
3	CRITERI E METODOLOGIA DI VERIFICA	8
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3.2	MODELLO MATEMATICO UTILIZZATO	9
4	DATI DI BASE DELLE VERIFICHE IDRAULICHE	11
4.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	11
4.2	PORTATE DI PROGETTO	11
4.3	DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI SCABREZZA	12
4.4	CONDIZIONI AL CONTORNO.....	14
4.5	DETERMINAZIONE DELLO SCAVO LOCALIZZATO PER PILE IN ALVEO	14
	4.5.1 Metodologia di scelta della formula di calcolo.....	14
	4.5.2 Metodologia di applicazione della formula scelta.....	15
	4.5.3 Hec 18 – CSU	16
	4.5.4 Equazione S/M di Sheppard-Melville	18
4.6	VERIFICA DI STABILITÀ DEI MASSI A PROTEZIONE DELLE PILE.....	20
5	SIMULAZIONI IDRAULICHE E RISULTATI	23
5.1	SIMULAZIONE NUMERICA ANTE OPERAM	23
5.2	SIMULAZIONE NUMERICA POST OPERAM	27
5.3	SISTEMAZIONE E PROTEZIONE	30
5.4	STIMA DELLO SCAVO LOCALIZZATO ATTORNO ALLE PILE IN ALVEO	31
5.5	DIMENSIONAMENTO DELLE PROTEZIONI DELLE FONDAZIONI	32
	APPENDICE A – IL MODELLO DI CALCOLO HEC-RAS	33

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A	FOGLIO 2 di 46

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Inquadramento linea ferroviaria su ortofoto.....	5
Figura 2 – Abaco di confronto.....	15
Figura 3 – Differenti tipologie di pile e delle corrispondenti fondazioni.....	16
Figura 4 - Corso d'acqua alla progressiva 6+300. Configurazione ante operam	23
Figura 5 - Corso d'acqua alla progressiva 6+300. Stralcio planimetrico modello idraulico HEC-RAS.....	24
Figura 6 - Profilo idraulico ante operam Pk 6+300. TR300 anni.....	26
Figura 7 - Corso d'acqua alla progressiva 6+300. Configurazione post operam	27
Figura 8 - Profilo idraulico post operam Pk 6+300. TR 300 anni.....	29
Figura 9 – Sezione tipo sistemazione Pk 6+300.....	30
Figura 10 – Viadotto VI01 (vista da valle verso monte).....	31
Figura 11 - Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.	33
Figura 12 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.	34
Figura 13 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.	36
Figura 14 - Pianta schematica di un attraversamento fluviale	37
Figura 15 - Sezione schematica di un attraversamento fluviale	38
Figura 16 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo	39
Figura 17 - Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd	40
Figura 18 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo	40
Figura 19 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo	41
Figura 20 - Schema di un tombino ponticello	41
Figura 21 - Diagramma di funzionamento del tombino ponticello	42

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Elenco interferenze idrauliche.....	6
Tabella 2 – Sintesi normativa di riferimento.....	9
Tabella 3 – Portate di progetto.....	11
Tabella 4 - Tabella riepilogativa per la scelta del coefficiente di Manning (Chow, 1959)	13
Tabella 5 – Coefficiente correttivo K_1	17
Tabella 6 - Coefficiente correttivo K_3	17
Tabella 7 – Risultati ante operam Pk 6+300. Tr 300 anni.	25
Tabella 8 – Risultati post operam Pk 6+300. Tr 300 anni.....	28
Tabella 9 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 6+300. Tr 300 anni.....	30
Tabella 10 – Scavo localizzato pila VI01	32



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO
STRADALE DELL'NV06A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00 D 09	RI	ID0002 001	A	3 di 46

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE</p> <p>PROGETTO DEFINITIVO</p>												
<p>RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS3Z</td> <td>00 D 09</td> <td>RI</td> <td>ID0002 001</td> <td>A</td> <td>4 di 46</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3Z	00 D 09	RI	ID0002 001	A	4 di 46
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3Z	00 D 09	RI	ID0002 001	A	4 di 46								

1 PREMESSA

Il presente documento è parte della progettazione definitiva della “Tratta Fiume Torto – Lercara diramazione” nell’ambito del più ampio progetto della “Direttrice ferroviaria Messina – Catania – Palermo. Nuovo collegamento Palermo – Catania”.

La presente relazione descrive lo studio idraulico per la verifica delle opere di attraversamento del corso d’acqua, che interferisce con la linea ferroviaria di progetto alla progressiva pk 6+300 circa.

Tale interferenza idraulica viene classificata come “maggiore” in quanto relativa a un corso d’acqua caratterizzato da un bacino di estensione superiore a 10 km² e la risoluzione dell’interferenza è prevista mediante la realizzazione di due viadotti:

- un viadotto ferroviario (VI01) in corrispondenza, appunto, della linea ferroviaria;
- un viadotto stradale in corrispondenza della viabilità di progetto NV06a, che attraversa il corso d’acqua circa 50 m a monte della ferrovia.

Nel dettaglio l’analisi idraulica effettuata ha seguito le seguenti fasi:

- verifica idraulica dei viadotti di attraversamento sopra descritti mediante simulazione idraulica su modello matematico monodimensionale in schema di moto permanente;
- valutazione del franco idraulico delle nuove opere in accordo con le normative vigenti;
- analisi dei processi di escavazione localizzata.

2 INQUADRAMENTO GENERALE

2.1 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA

l'intervento progettuale in oggetto ricade all'interno del bacino del Fiume Torto, nel versante centrale dell'Isola, sviluppandosi nel territorio della provincia di Palermo.

I territori comunali interessati dal tracciato sono quelli di: Termini Imerese, Sciarra e Cerda.

La tratta ferroviaria si sviluppa in destra idrografica del fiume Torto. Le interferenze con la rete idrografica superficiale maggiore sono numerose.

In Figura 1 è rappresentato l'inquadramento geografico della linea ferroviaria di progetto.

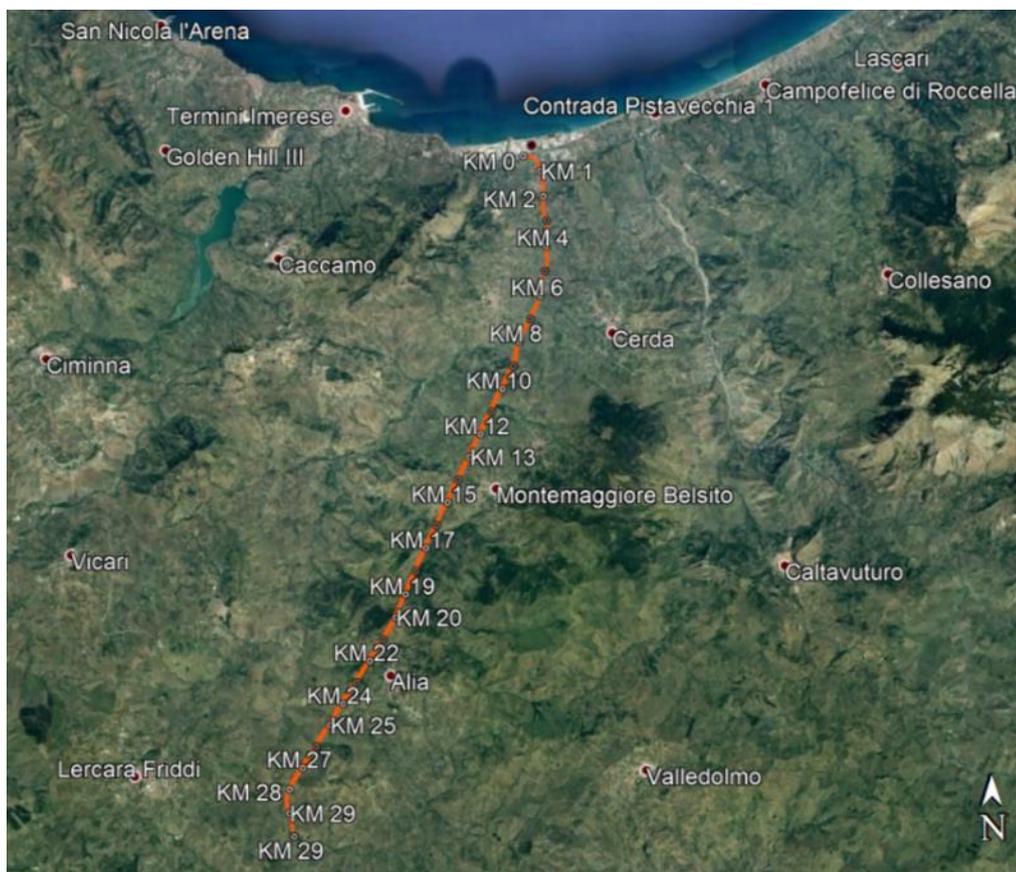


Figura 1 - Inquadramento linea ferroviaria su ortofoto.

2.2 MORFOLOGIA E IDROGRAFIA

Il reticolo fluviale locale ricade nel bacino imbrifero del F. Torto, un importante corso d'acqua che rappresenta la principale linea di deflusso idrico superficiale dell'area.

Il bacino di tale corso d'acqua si estende per circa 423 km². Il bacino idrografico del Fiume Torto presenta una variabilità morfologica piuttosto spiccata, sviluppando il suo territorio tra due complessi montuosi (Madonie e

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A	FOGLIO 6 di 46

Monti di Termini) e comprendendo anche la zona interna collinare tra la catena settentrionale ed i Monti Sicani.

Tra gli elementi che determinano l'andamento dell'asta principale e dei suoi affluenti principali si ricordano: la dorsale di Monte Roccelito (destra orografica, 1145 m s.l.m.) e la sua prosecuzione ad ovest con P.zo Bosco; la dorsale nord-sud denominata La Montagna che a partire dall'abitato di Roccapalumba e fino al nucleo abitato di Sambuchi, delimita ad ovest il bacino idrografico; le alture arenarie di P.zo Fico, P.zo Conca, M. Castellazzo, M. Rigiura, La Montagna (Alia) e Serra Tignino che caratterizzano la porzione centrale in destra idrografica.

I contrasti morfologici sono maggiormente presenti nei versanti del tratto che attraversa la catena costiera siciliana, a partire dalla stretta morfologica posta subito a valle della stazione ferroviaria di Montemaggiore Belsito e fino all'ultimo tratto del corso del F. Torto, quando questo attraversa la Piana costiera di Bonfornello. A monte prevalgono i paesaggi collinari, generalmente omogenei, se si eccettuano le alture arenarie descritte precedentemente, dove i tratti terminali del reticolo idrografico presentano pendenze elevate.

L'asta principale del fiume, lungo complessivamente circa 57 km, nel tratto di monte, si sviluppa in direzione est-ovest, parallelamente allo spartiacque meridionale. In questo primo tronco gli affluenti principali sono: il T. Gian Jacopo ed il V.ne Guccia. Nella zona centrale, fino alla confluenza in sinistra del T. Lisca, il corso d'acqua raccoglie i deflussi del F. S. Filippo e del V.ne Raffo, in sponda sinistra.

A valle della confluenza con il T. Lisca, che costituisce il maggiore affluente del F. Torto, il corso d'acqua prosegue fino alla foce raccogliendo i deflussi del V.ne Finantelli e Scarcella, in sponda sinistra, e il Fosso Zimma ed il V.ne Baglio, in sponda destra.

Il Fiume Torto ha un regime tipicamente torrentizio, caratterizzato da lunghi periodi di magra, con valore della portata praticamente uguale a zero. In 7 anni di osservazione della stazione idrometrica di località Bivio Cerda, si è registrato un numero massimo di 158 giorni consecutivi a portata nulla, mentre nel 50% degli anni si è raggiunto un numero di 118 giorni.

Per quanto riguarda i corsi d'acqua secondari, anche questi presentano carattere torrentizio e sono soggetti a lunghi periodi di magra; inoltre in alcuni casi non è presente una inalveazione chiaramente incisa.

2.3 INQUADRAMENTO MANUFATTI DI ATTRAVERSAMENTO DELLA LINEA FERROVIARIA

Le interferenze dell'idrografia superficiale con la linea ferroviaria di progetto sono state suddivise in maggiori e minori, classificando come "maggiori" i corsi d'acqua caratterizzati da un bacino di estensione superiore a 10 km² e "minori" i corsi d'acqua caratterizzati da un bacino di estensione inferiore a 10 km².

Tale suddivisione è riportata in Tabella 1, nella quale sono indicate anche la progressiva dell'interferenza, il codice WBS e la tipologia di opere di scavalco previste in progetto lungo la linea ferroviaria. In taluni casi queste ultime comprendono anche la realizzazione di manufatti in corrispondenza delle viabilità di progetto complementari al progetto ferroviario.

Tabella 1 - Elenco interferenze idrauliche.

Tipologia interferenza	WBS	Progressiva Pk	ID sottobacino afferente	Opera su linea ferrovia	Opera su viabilità
minore	IN05	1+119	23	Tombino idraulico	
minore	IN08	1+835	2	Tombino idraulico	
minore	IN11	2+613	3+4	Tombino idraulico	
minore	IN12	3+234	5	Tombino idraulico	
minore	IN13	3+390	6	Tombino idraulico	
minore	IN16	4+020	7	Tombino idraulico	

Tipologia interferenza	WBS	Progressiva Pk	ID sottobacino afferente	Opera su linea ferroviaria	Opera su viabilità
minore	IN17	4+530	8	Tombino idraulico su variante provvisoria Viadotto su linea ferroviaria definitiva	
minore	IN19	4+580	9	Tombino idraulico su variante provvisoria Viadotto su linea ferroviaria definitiva	
minore	IN21	5+374	10	Tombino idraulico	
minore	IN22	5+850	11	Tombino idraulico	Tombino idraulico
maggiore	VI01	6+300	14	Viadotto	Viadotto
minore	IN24	6+741	15	Tombino idraulico	Tombino idraulico
minore	IN25	7+058	24	Tombino idraulico	Tombino idraulico
minore	IN26	7+188	25	Tombino idraulico	Tombino idraulico
minore	IN28	7+844	17	Tombino idraulico	Tombino idraulico
minore	IN29	8+032	17b	Tombino idraulico	Tombino idraulico
minore		28+000	18	Deviazione del corso d'acqua sopra galleria	

La presente relazione ha per oggetto la verifica idraulica dell'unica interferenza classificata come "maggiore", evidenziate in colore giallo Tabella 1.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A	FOGLIO 8 di 46

3 CRITERI E METODOLOGIA DI VERIFICA

3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la sicurezza idraulica della linea, le opere d'arte di attraversamento, esistenti o di progetto, devono osservare le prescrizioni del Manuale di progettazione ferroviaria.

In sintesi, le opere idrauliche di attraversamento andranno verificate per eventi di massima piena caratterizzati dai seguenti tempi di ritorno (Tr):

- $Tr = 300$ anni per $S \geq 10 \text{ km}^2$
- $Tr = 200$ anni per $S < 10 \text{ km}^2$

avendo indicato con S la superficie del bacino idrografico sotteso.

Per gli attraversamenti principali (ponti e viadotti), relativamente ai requisiti idraulici nei confronti dei livelli di massima piena, si specifica quanto segue:

- franco idraulico tra intradosso manufatto e livello della superficie libera non inferiore a 1.5 m nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento;
- franco minimo tra intradosso manufatto e quota di carico idraulico totale almeno pari a 50 cm.

Nel caso di attraversamento mediante tombinatura del corso d'acqua, la sezione di deflusso complessiva del tombino dovrà consentire lo smaltimento della portata di massima piena con un grado di riempimento non superiore al 70% della sezione totale.

Le opere devono, inoltre, rispondere a quanto previsto dall'«Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»» (DM 17 gennaio 2018 – di seguito NTC 2018) che riportano le indicazioni per la redazione della compatibilità idraulica dei ponti stradali e ferroviari. I criteri richiesti sono i seguenti:

- “piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno Tr pari a 200 anni”;
- “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.”;
- “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 ed il fondo alveo.”.

Per quanto riguarda i tombini, la circolare applicativa delle NTC 2018 (circolare 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP) riporta quanto segue:

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 $50 \text{ m}^3/\text{s}$. L'evento da assumere a base del progetto di un tombino ha comunque tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti.

[...]

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

[...]

- 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;

[...]

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A	FOGLIO 9 di 46

- 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.

In Tabella 2 è riportata una sintesi della normativa di riferimento con alcuni elementi a integrazione di quanto sopra descritto.

Tabella 2 – Sintesi normativa di riferimento

	Manuale di progettazione ferroviaria	NTC 2018 e circolare applicativa NTC2018
Manufatti di attraversamento principali (ponti e viadotti)	<ul style="list-style-type: none"> • linea ferroviaria $Tr= 300$ anni per $S > 10 \text{ km}^2$ • linea ferroviaria $Tr= 200$ anni per $S < 10 \text{ km}^2$ • 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>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</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>Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali.</i>
Manufatti di attraversamento secondari (tombini e scotolari)	<i>Grado di riempimento non superiore al 70% della sezione totale.</i>	<i>Grado di riempimento non superiore ai 2/3 (67%) della sezione totale e franco almeno pari a 0.5m</i>

3.2 MODELLO MATEMATICO UTILIZZATO

Lo studio idraulico del corso d'acqua maggiore oggetto della presente relazione è stato effettuato, nello stato di fatto e nello stato di progetto, mediante l'implementazione e l'applicazione di un modello idraulico (HEC-RAS) monodimensionale a moto permanente.

Tale modello permette di indagare le altezze d'acqua, il carico idraulico totale e le velocità al variare della piena di riferimento nelle diverse sezioni in cui viene discretizzato il corso d'acqua, tenendo conto anche degli effetti localizzati delle opere idrauliche presenti (ponti, tombini, strutture in linea quali traverse, strutture laterali quali sfioratori, ecc.).

	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE</p> <p>PROGETTO DEFINITIVO</p>												
<p>RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS3Z</td> <td>00 D 09</td> <td>RI</td> <td>ID0002 001</td> <td>A</td> <td>10 di 46</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3Z	00 D 09	RI	ID0002 001	A	10 di 46
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3Z	00 D 09	RI	ID0002 001	A	10 di 46								

Il modello idraulico HEC-RAS prodotto dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers è un modello utilizzato diffusamente nelle applicazioni idrauliche di vario genere data la sua versatilità e la relativa facilità di gestione e organizzazione delle informazioni oltre che per la sua affidabilità.

Una descrizione del modello è riportata in Appendice A.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A	FOGLIO 11 di 46

4 DATI DI BASE DELLE VERIFICHE IDRAULICHE

4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Le caratteristiche geometriche dei corsi d'acqua e dei manufatti presenti lungo gli stessi sono state ricostruite a partire dai rilievi eseguiti da Italferr o reperiti presso altri Enti. Sono stati utilizzati, a seconda della disponibilità, i seguenti dati:

- DTM della Regione Sicilia (volo ATA 2007-2008), di risoluzione pari a 2 m;
- rilievo aerofotogrammetrico;
- sezioni di rilievo trasversali dei corsi d'acqua;
- prospetti delle opere di scavalco esistenti;
- documentazione fotografica.

4.2 PORTATE DI PROGETTO

Le portate utilizzate nel modello numerico sono state desunte dallo studio idrologico allegato al progetto (RS3Z00D09RIID0001001). In accordo con il manuale di progettazione ferroviario e le NTC2018 sono stati considerati eventi con tempo di ritorno pari a 200 e 300 anni.

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

La portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 300 anni rappresenta invece l'evento di verifica previsto dal manuale di progettazione ferroviario per i manufatti di attraversamento della linea ferroviaria, a cui corrisponde un bacino imbrifero di estensione superiore a 10 km².

Nello studio idrologico le portate di calcolo sono state ottenute dall'applicazione del metodo cinematico e del metodo SCS, utilizzando le altezze di precipitazione che derivano sia da Gumbel che dal metodo VAPI. Nelle verifiche idrauliche è stata considerata come portata di calcolo per ogni corso d'acqua quella massima tra quelle ottenute applicando le due metodologie alle due diverse altezze di precipitazione.

In Tabella 3 sono riportati i valori delle portate di progetto ottenuti dalle analisi idrologiche.

Tabella 3 – Portate di progetto.

Pk	WBS opera	ID Sottobacino	S km ²	Tr	Q progetto [m ³ /s]
1+119	IN05	23	0.25	200	5.19
1+835	IN08	2	0.37	200	8.13
2+613	IN11	3+4	0.83	200	18.41
3+234	IN12	5	1.38	200	23.47
3+390	IN13	6	0.72	200	12.13
4+020	IN16	7	1.48	200	21.68
4+530	IN17	8	0.25	200	5.22

Pk	WBS opera	ID Sottobacino	S km ²	Tr	Q progetto [m ³ /s]
4+580	IN19	9	0.26	200	4.76
5+374	IN21	10	2.12	200	24.00
5+850	IN22	11	1.34	200	16.47
6+300	VI01	14	16.67	300	163.61
6+741	IN24	15	0.11	200	2.35
7+058	IN25	24	0.11	200	2.17
7+188	IN26	25	0.11	200	2.31
7+844	IN28	17	1.22	200	22.88
8+032	IN29	17b	0.13	200	2.65
28+000		18	1.46	200	18.07

In rosso è evidenziata l'interferenza idraulica oggetto della presente relazione, caratterizzata da un bacino di estensione > 10 km² e per il quale, dunque, l'evento di piena di riferimento è quello caratterizzato da Tr 300 anni. Per tutti gli altri corsi d'acqua interferiti la portata di progetto fa riferimento a un evento di piena Tr 200 anni.

4.3 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI SCABREZZA

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

Per la scelta del coefficiente di Manning in funzione delle condizioni dell'alveo, sono stati presi a riferimento i valori riportati in Tabella 4 (Chow, 1959).

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

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

I sopralluoghi e le analisi di foto satellitari hanno evidenziato che non sempre risulta chiaramente identificabile un alveo inciso dei corsi d'acqua e, in ogni caso, esso risulta spesso caratterizzato dalla presenza di una discreta vegetazione in corrispondenza dell'alveo così come le aree limitrofe, con un certo deposito di ciottoli e ghiaia.

Tali osservazioni hanno indirizzato, pertanto, alla scelta dei seguenti coefficienti di Manning utilizzati nella modellazione sono nello stato di fatto (ante operam):

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

Nella modellazione dello stato di progetto, invece, (post operam) in corrispondenza delle sistemazioni dei corsi d'acqua, che prevedono una generale rettifica, pulizia e regolarizzazione dei corsi d'acqua, con rivestimento della sezione in massi intasati con malta, sono stati assunti i seguenti coefficienti di Manning:

- 0.028 s/m^{1/3} per l'alveo inciso;
- 0.050 s/m^{1/3} per le aree golenali.

Tabella 4 - Tabella riepilogativa per la scelta del coefficiente di Manning (Chow, 1959)

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

Per i tombini idraulici nello stato di progetto è stato assunto un coefficiente di Manning $n=0.02$ s/m^{1/3}.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A	FOGLIO 14 di 46

4.4 CONDIZIONI AL CONTORNO

Per la verifica dei manufatti con modello idraulico monodimensionale a moto permanente è stata imposta una condizione al contorno di valle di moto uniforme.

4.5 DETERMINAZIONE DELLO SCAVO LOCALIZZATO PER PILE IN ALVEO

4.5.1 Metodologia di scelta della formula di calcolo

Per la valutazione dello scalzamento prodotto dalla corrente in prossimità delle pile dei ponti, al fine di definire la quota d'imposta delle fondazioni, non esiste una teoria univoca che consenta di interpretare il fenomeno nella sua complessità. Nel presente studio sono state utilizzate la metodologia di calcolo CSU e l'equazione S/M di Sheppard-Melville trattate nei successivi paragrafi, utilizzando il valore massimo fra quelli ottenuti.

Si riporta in seguito un abaco in cui vengono messi a confronto, per un fissato valore del numero di Froude, diversi metodi per il calcolo dello scavo localizzato cui sono interessate le pile in alveo. In ascissa è indicato il rapporto tra tirante e larghezza della pila mentre sull'asse delle ordinate è rappresentato il rapporto tra la profondità di scavo e la larghezza della pila.

Per questo studio sono state considerate le trattazioni di Melville e il metodo CSU mentre la teoria di Bruesers è stata scartata dal momento che, come si evince dal grafico sotto riportato, fornisce valori di scavo poco variabili rispetto a diverse condizioni in input. Inoltre studi sperimentali confermano la maggiore attendibilità dei risultati che si ottengono applicando la teoria di Melville rispetto alle altre.

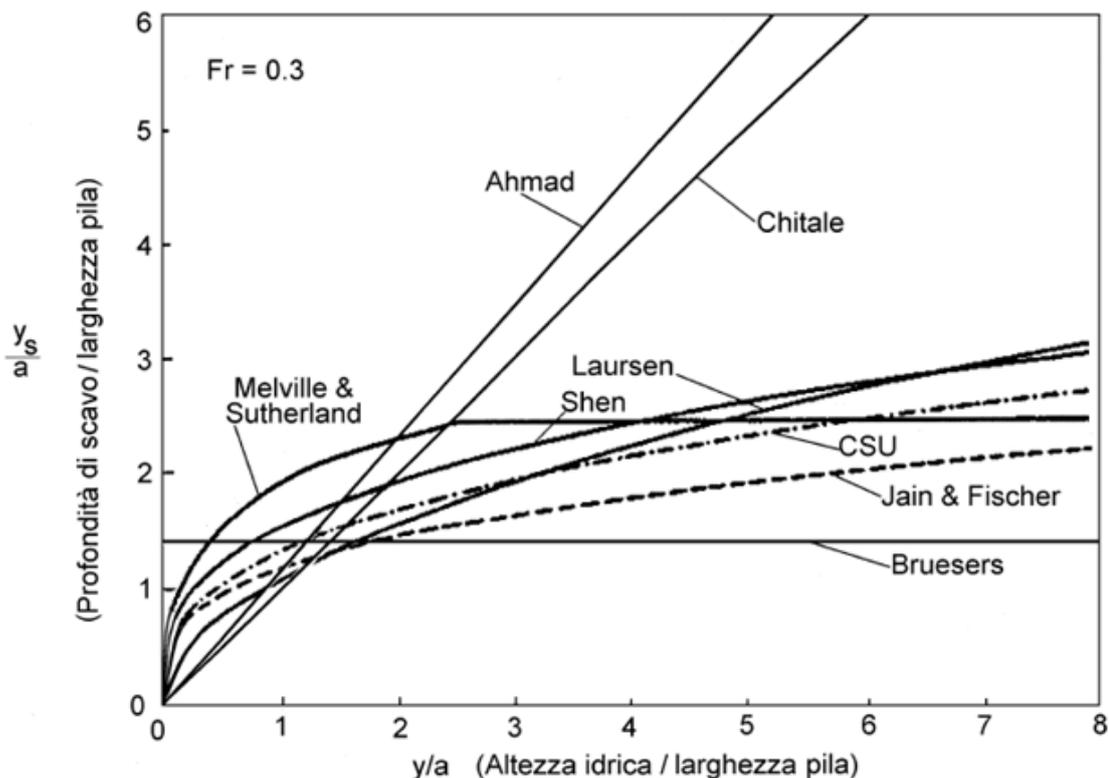


Figura 2 – Abaco di confronto.

4.5.2 Metodologia di applicazione della formula scelta

In generale, è possibile riscontrare quattro differenti scenari di erosione localizzata:

- CASO I: la fondazione della pila rimane al di sotto della buca erosiva;
- CASO II: la sommità della fondazione è esposta al flusso della corrente all'interno della buca erosiva;
- CASO III: la sommità della fondazione giace al di sopra del fondo alveo;
- CASO IV: la sommità della fondazione si trova al di sotto o in prossimità del pelo libero.

Nel CASO I l'erosione localizzata viene calcolata facendo riferimento alla larghezza della pila b in quanto la presenza della fondazione risulta essere influente nel processo erosivo.

Nei CASI II e III invece occorre fare riferimento alla procedura di calcolo proposta da *Melville e Raudkivi* (1996) che utilizza una larghezza della pila equivalente ben definita come:

$$b_e = b \cdot \frac{h_0 + Y}{h_0 + b^*} + b^* \frac{b^* - Y}{h_0 + b^*}$$

in cui h_0 è la profondità media della corrente rispetto al fondo alveo; Y , l'altezza massima della buca erosiva; b^* , la larghezza della fondazione.

Per quanto riguarda il CASO IV, infine, l'erosione localizzata è calcolata utilizzando come larghezza equivalente della pila la larghezza della fondazione b^* dal momento che il fenomeno interessa maggiormente la fondazione stessa.

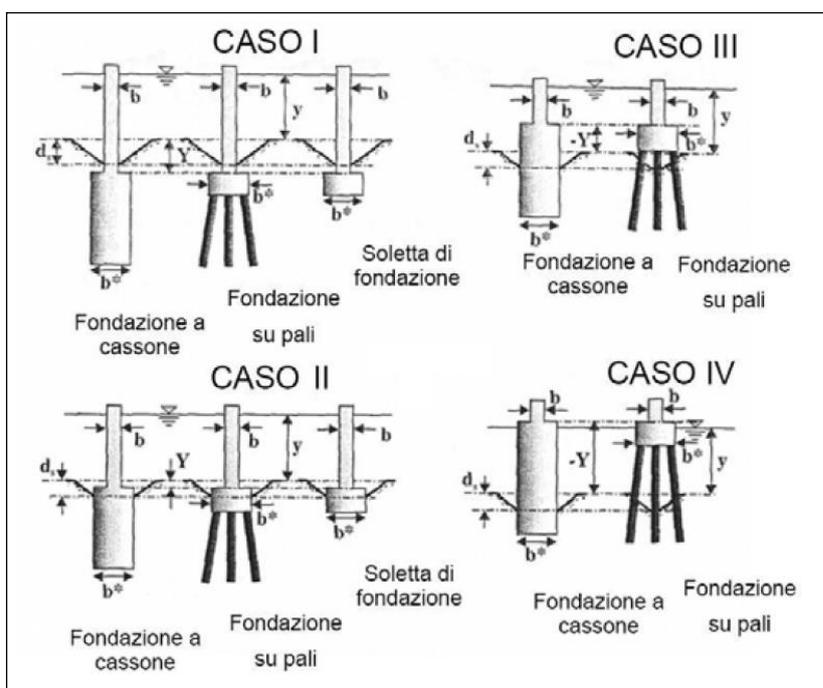


Figura 3 – Differenti tipologie di pile e delle corrispondenti fondazioni.

4.5.3 Hec 18 – CSU

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 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

K_1 fattore correttivo legato alla forma della pila

K_2 fattore correttivo dipendente dall'angolo di attacco della corrente

K_3 fattore correttivo legato alle condizioni del fondo

a larghezza della pila [m];

y_1 profondità della corrente subito a monte della pila [m];

F_{r1} numero di Froude in corrispondenza della pila.

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

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

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

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

Tabella 5 – Coefficiente correttivo K_1

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

Tabella 6 - Coefficiente correttivo K_3

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

Il coefficiente K_2 è stimato attraverso l'espressione seguente:

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

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

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 medio 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:

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

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

4.5.4 Equazione S/M di Sheppard-Melville

L'equazione di Sheppard-Melville è il risultato di diversi studi effettuati da vari ricercatori.

Nel seguente gruppo di equazioni sono riportate le relazioni per il calcolo dello scavo y_s :

$$\frac{y_s}{a^*} = 2.5 f_1 f_2 f_3 \quad \text{per } 0.4 < \frac{V_1}{V_c} < 1.0$$

$$\frac{y_s}{a^*} = f_1 \left[2.2 \left(\frac{\frac{V_1}{V_c} - 1}{\frac{V_{1p}}{V_c} - 1} \right) + 2.5 f_3 \left(\frac{\frac{V_{1p}}{V_c} - \frac{V_1}{V_c}}{\frac{V_{1p}}{V_c} - 1} \right) \right] \quad \text{per } 1 < \frac{V_1}{V_c} < \frac{V_{1p}}{V_c}$$

$$\frac{y_s}{a^*} = 2.2 f_1 \quad \text{per } \frac{V_1}{V_c} > \frac{V_{1p}}{V_c}$$

Le grandezze coinvolte direttamente e indirettamente sono:

$$f_1 = \tanh \left[\left(\frac{y_1}{a^*} \right)^{0.4} \right]$$

$$f_2 = \left\{ 1 - 1.2 \left[\ln \left(\frac{V_1}{V_c} \right) \right]^2 \right\}$$

$$f_3 = \left[\frac{\left(\frac{a^*}{d_{50}}\right)}{0.4 \left(\frac{a^*}{d_{50}}\right)^{1.2} + 10.6 \left(\frac{a^*}{d_{50}}\right)^{-0.13}} \right]$$

$$V_{1p} = \max(V_{1p1}; V_{1p2})$$

$$V_{1p1} = 5V_c$$

$$V_{1p2} = 0.6\sqrt{gy_1}$$

$$a^* = K_s a_p$$

$$a_p = a \cdot \cos\theta + L \cdot \sin\theta$$

$$K_s = \begin{cases} 1 & \text{(pila circolare)} \\ 0.86 + 0.97 \left(\left| \frac{\pi\theta}{180} - \frac{\pi}{4} \right| \right)^4 & \text{(pila rettangolare)} \end{cases}$$

in cui:

- a è la larghezza della pila
- L è la lunghezza della pila
- θ è l'angolo di attacco della corrente espresso in gradi.

$$V_c = \begin{cases} 2.5 \cdot u^* \ln \left(\frac{73.5y_1}{d_{50} \left[Re(2.85 - 0.58 \ln(Re) + 0.002Re) + \frac{111}{Re} - 6 \right]} \right) & \text{per } 5 \leq Re \leq 70 \\ 2.5 \cdot u^* \ln \left(\frac{2.21y_1}{d_{50}} \right) & \text{per } Re > 70 \end{cases}$$

$$Re = \frac{u^* d_{50}}{2.32 \cdot 10^{-7}}$$

$$u^* = \left[16.2 \cdot d_{50} \left(\frac{9.09 \cdot 10^{-6}}{d_{50}} - d_{50} (38.76 + 9.6 \ln(d_{50})) - 0.005 \right) \right]^{0.5}$$

Si precisa, inoltre, che y_1 è il tirante della corrente in arrivo, V_1 è la velocità della corrente, V_c è la velocità critica e d_{50} è il diametro medio dei sedimenti.

Questa formulazione è stata ottenuta sia da risultati in laboratorio che da risultati sul campo e, confrontata con altri metodi, è quella raccomandata per situazioni di progetto in quanto fornisce risultati più precisi.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

4.6 VERIFICA DI STABILITÀ DEI MASSI A PROTEZIONE DELLE PILE

Il dimensionamento delle protezioni attorno alla pila è stato effettuato in accordo all'equazione di Breusers. Tale relazione evidenzia come i processi di escavazione localizzata non si instaurino quando la velocità media è inferiore a metà della velocità critica di incipiente movimento del diametro medio dei sedimenti al fondo.

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

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

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

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

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

essendo, rispettivamente $C_D \cong 0.5 \div 1$ e $f \cong 0.6 \div 0.8$ i coefficienti di resistenza idrodinamica e d'attrito e v_f la velocità media che agisce sulla faccia del cubetto: quindi in prossimità al fondo, solitamente indicata come velocità al fondo.

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

$F_1 + F_2 = R$ e $(F_1 + F_2) \cdot \frac{d}{2} = \frac{G \cdot d}{2} \cdot \cos \alpha$ danno modo di dedurre il valore della velocità critica v_{cr} che dà luogo al moto. I due valori della velocità, ritenuto che possa, per le pendenze esigue, porsi $\sin \alpha \cong 0$ e $\cos \alpha \cong 1$, sono rispettivamente:

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

Dove:

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

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

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

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

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

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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE</p> <p>PROGETTO DEFINITIVO</p>												
<p>RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS3Z</td> <td>00 D 09</td> <td>RI</td> <td>ID0002 001</td> <td>A</td> <td>21 di 46</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3Z	00 D 09	RI	ID0002 001	A	21 di 46
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3Z	00 D 09	RI	ID0002 001	A	21 di 46								

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

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

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

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

Per il dimensionamento delle opere di protezione idraulica attorno alle pile si può anche impiegare la più recente formulazione proposta nel già citato Rapporto *HEC-18* del FHWA (2009), che consente di tenere conto (tramite opportuni coefficienti correttivi) anche di eventuali vortici che possono generarsi, localmente, attorno agli “*ostacoli*” (rappresentati dalle pile stesse) presenti in alveo:

$$d_{50} = \frac{0.692 \cdot (V_{des})^2}{(S_g - 1)2g}$$

in cui

- d_{50} = diametro medio dei massi (m);
- V_{des} = velocità di progetto locale intorno alla pila (m/s);
- S_g = peso specifico dei massi (t/m³).

La velocità di progetto deve rappresentare le condizioni nelle immediate vicinanze delle pile. Qualora si dovesse adottare un valore medio di velocità, questo deve essere opportunamente moltiplicato per i fattori che sono funzione della forma della pila e della sua posizione rispetto all'alveo:

$$V_{des} = K_1 K_2 V_{avg}$$

Se si dispone di una distribuzione di velocità risultante da modello fisico o da calcolo idraulico 1D o 2D, allora si può utilizzare solamente il coefficiente della forma della pila. Sarebbe opportuno considerare il valore massimo della velocità nell'alveo attivo V_{max} , dal momento che l'alveo stesso può spostarsi nel tempo e la massima velocità impatterebbe le pile:

$$V_{des} = K_1 V_{max}$$

in cui

- V_{des} = velocità di progetto locale intorno alla pila (m/s);
- K_1 = fattore di forma pari a 1,5 per pile circolari “round-nose” o 1,7 per pile a spigoli vivi;



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO
STRADALE DELL'NV06A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00 D 09	RI	ID0002 001	A	22 di 46

- K_2 = fattore di correzione della velocità per l'ubicazione nell'alveo (varia da 0,9 per pile vicino alle sponde in alveo rettilineo, fino a 1,7 per pile immerse nel filone principale della corrente);
- V_{avg} = velocità media nell'alveo in corrispondenza del ponte (m/s);
- V_{max} = velocità massima nell'alveo attivo (m/s).

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE					
	PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A	FOGLIO 23 di 46

5 SIMULAZIONI IDRAULICHE E RISULTATI

5.1 SIMULAZIONE NUMERICA ANTE OPERAM

Il corso d'acqua oggetto di simulazione idraulica è rappresentato nello stato ante operam nell'immagine di Figura 4. L'alveo si presenta rettilineo e inciso ed è attraversato dalla linea ferroviaria storica attraverso un ponte.



Figura 4 - Corso d'acqua alla progressiva 6+300. Configurazione ante operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica (Figura 5), inizia circa 200m a monte della ferrovia e si estende fino ad una distanza di circa 130 m a monte dello sbocco nel Fiume Torto, per una lunghezza complessiva pari a circa 320 m.

La pendenza media è pari circa all' 1.8% con incrementi nel tratto terminale, a valle dell'opera esistente fino al 2.8%.

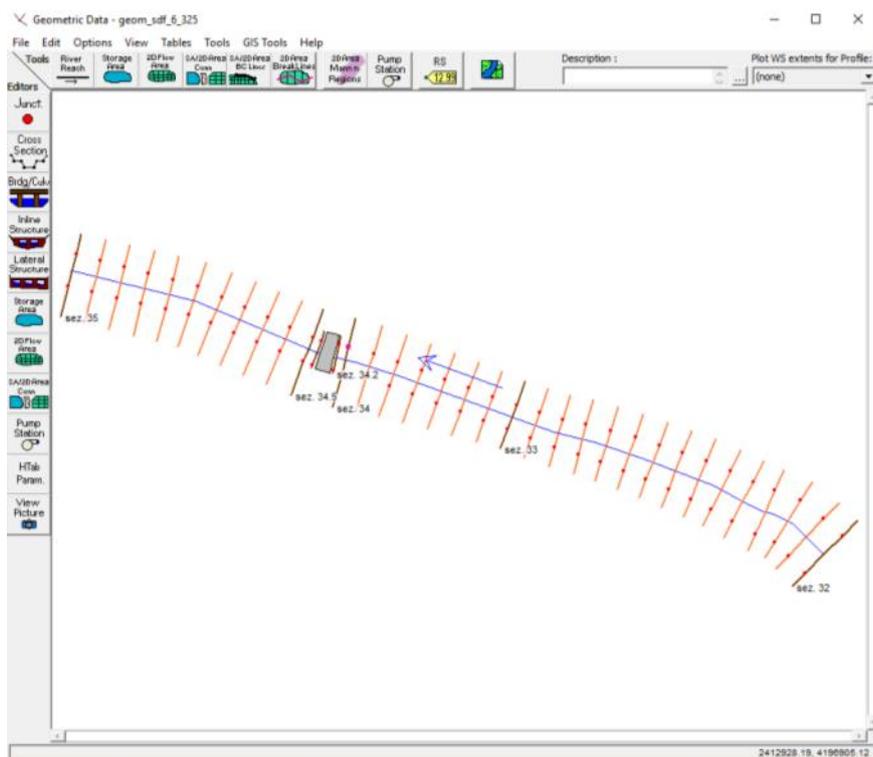


Figura 5 - Corso d'acqua alla progressiva 6+300. Stralcio planimetrico modello idraulico HEC-RAS.

Dati principali per la verifica

- *N. sezioni (escluse interpolate)* 7
- *N. manufatti* 1
- *Caratteristiche dei manufatti*
 - Opera (ferrovia esistente)*
 - Tipologia ponticello
 - Quota sottotrave 61.69 m s.m.m.
 - Lunghezza 5.60 m
 - Condizioni al contorno*
 - Portata di verifica 163.61 m³/s (Tr300)
 - Condizione monte altezza di moto uniforme
 - Condizione valle altezza di moto uniforme
- *Scabrezza (Manning)*
 - Alveo inciso $n=0.05 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$
 - Golene $n=0.07 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$

Risultati

In Tabella 7 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 7 – Risultati ante operam Pk 6+300. Tr 300 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez. 32	163.61	61.10	64.02	64.08	64.84	4.11	0.98
Sez. 33	163.61	58.27	62.65	61.21	62.88	2.54	0.41
Sez. 34	163.61	57.36	62.54	60.44	62.70	2.13	0.31
Sez. 34.2	163.61	57.36	61.68	60.87	62.61	4.28	0.70
Sez. 34.4	163.61	57.35	60.86	60.86	62.37	5.43	1.00
Sez. 34.4	163.61	57.34	59.69	60.42	62.14	7.41	1.75
Sez. 35	163.61	54.64	57.44	57.81	58.74	5.41	1.24

In Figura 6 è riportato il profilo idrico di calcolo a quale si può desumere la significativa insufficienza dell'opera di attraversamento esistente..

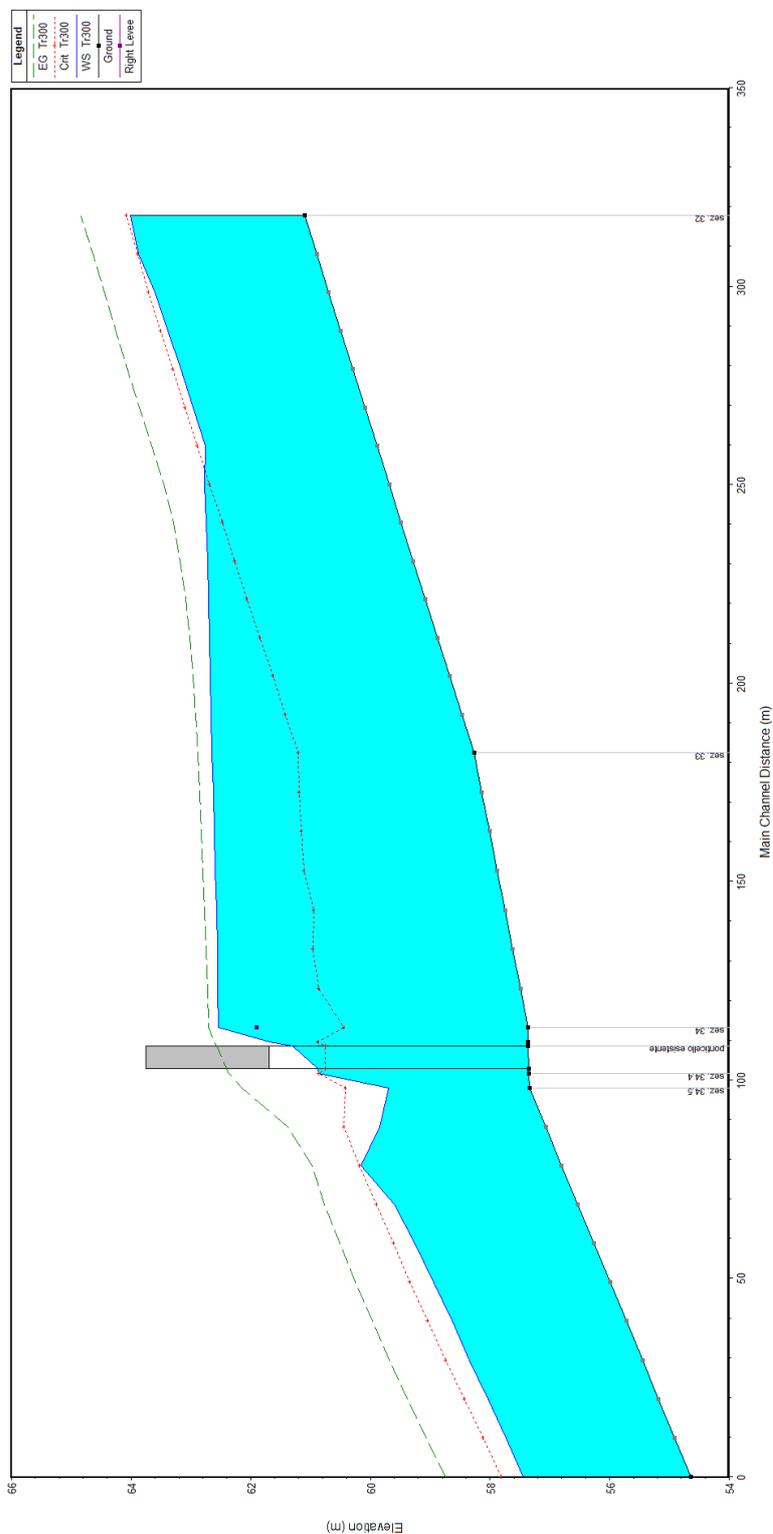


Figura 6 - Profilo idraulico ante operam Pk 6+300. TR300 anni

5.2 SIMULAZIONE NUMERICA POST OPERAM

La configurazione di progetto prevede la realizzazione di due viadotti di attraversamento del corso d'acqua (Figura 7): il primo sulla viabilità NV06A (viadotto stradale IV01) ed il secondo lungo la ferrovia di progetto (viadotto VI01).

La luce netta tra le pile in viadotto è pari a 50.0m.

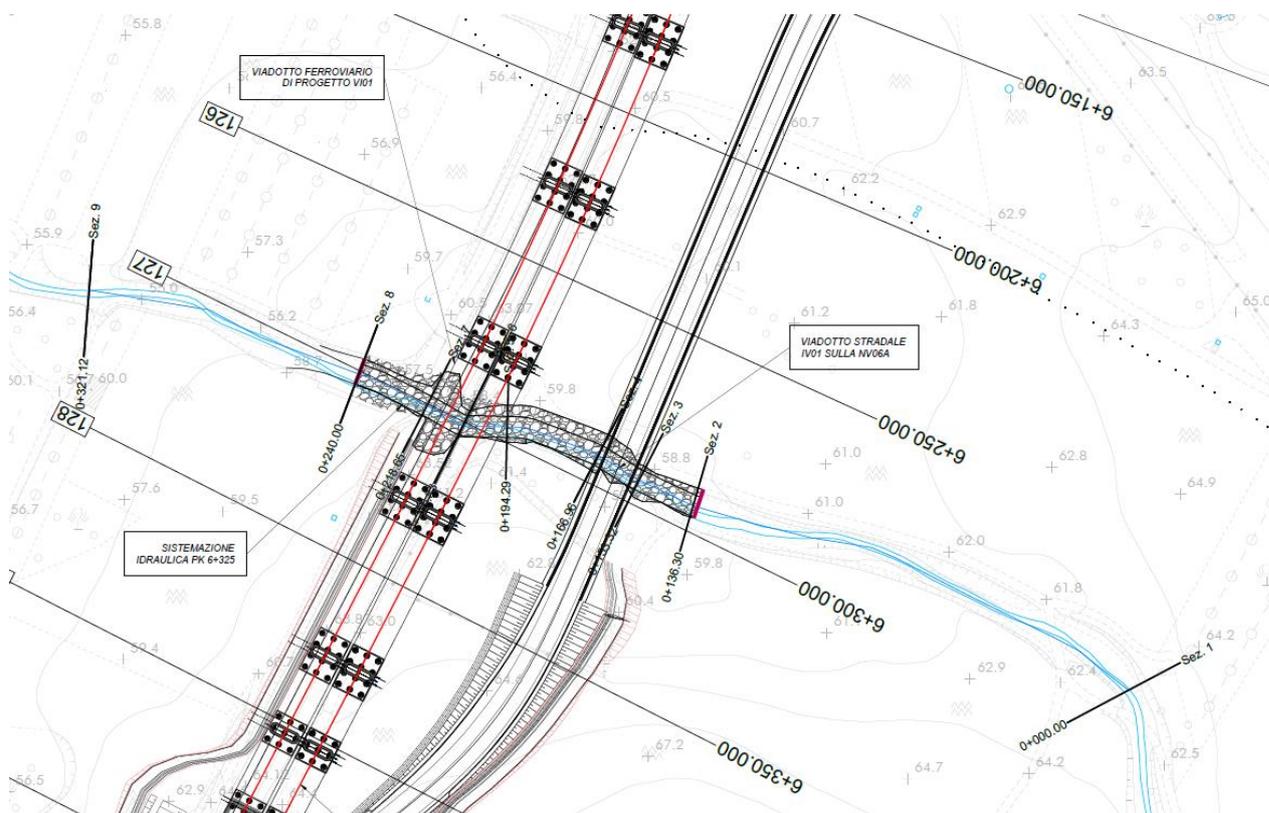


Figura 7 - Corso d'acqua alla progressiva 6+300. Configurazione post operam

Dati principali per la verifica

- N. sezioni (escluse interpolate) 9
- N. manufatti 2
- Caratteristiche dei manufatti
 - Opera su viabilità NV06A
 - Tipologia viadotto IV01
 - Quota sottotrave 64.68 m s.m.m.
 - Lunghezza 10.00 m
 - Viadotto di progetto VI01
 - Tipologia viadotto
 - Quota sottotrave 66.83 m s.m.m.
 - Lunghezza 20.00 m
- Condizioni al contorno

- Portata di verifica 163.61 m³/s (Tr300)
- Condizione monte altezza di moto uniforme
- Condizione valle altezza di moto uniforme
- **Scabrezza (Manning)**
 - Alveo inciso n=0.028 m^{-1/3} s
 - Golene n=0.05 m^{-1/3} s

Risultati

In Tabella 8 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti e di progetto lungo il tratto di corso d'acqua analizzato.

Tabella 8 – Risultati post operam Pk 6+300. Tr 300 anni.

Sezione	Portata [m ³ /s]	Fondo alveo SdF [m s.m.m.]	Livello idrico [m s.m.m.]	Livello altezza critica [m s.m.m.]	Livello energetico [m s.m.m.]	Velocità [m/s]	Froude
Sez. 1	163.61	61.10	63.80	64.13	64.97	5.04	1.19
Sez. 2	163.61	58.27	61.66	61.05	62.14	3.50	0.64
Sez. 3	163.61	58.01	61.76	60.65	62.06	2.67	0.48
Sez. 4	163.61	57.89	61.64	60.77	62.03	3.16	0.56
Sez. 5-monte VI01	163.61	57.65	61.55	60.68	61.97	3.26	0.56
Sez. 6	163.61	57.49	60.75	60.65	61.87	4.82	0.93
Sez. 7	163.61	56.97	60.45	60.45	61.77	5.09	1.00
Sez. 8	163.61	56.55	58.87	59.66	61.39	7.14	1.55
Sez. 9	163.61	54.64	57.36	57.77	58.73	5.91	1.30

In Figura 8 è riportato il profilo idrico di calcolo.

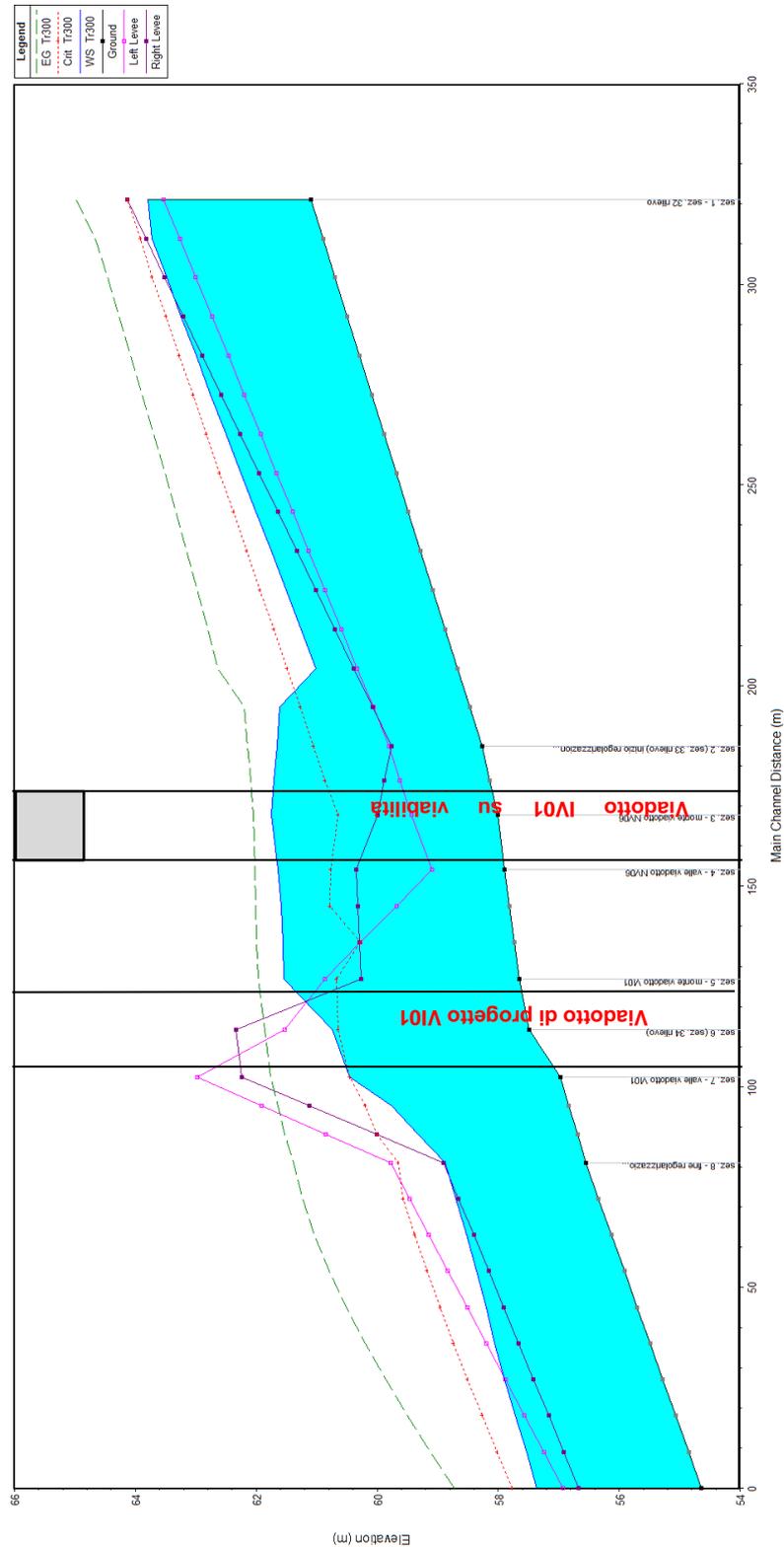


Figura 8 - Profilo idraulico post operam Pk 6+300. TR 300 anni

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

I viadotti in progetto sono caratterizzati dai valori del franco riportati in Tabella 9 e soddisfano i criteri di verifica descritti al § 3.1.

Tabella 9 – Valori del franco in corrispondenza delle opere di progetto. Pk 6+300. Tr 300 anni.

Opera	Quota intradosso viadotto/ ponte/tombino m s.m.m.	Quota livello idrometrico sez. monte m s.m.m.	Franco su livello idrico m	Quota energia sez. monte m s.m.m.	Franco su livello energia m	Fondo alveo m s.m.m.	Dist. Fondo alveo-intradosso opera m
IV01(viabilità)	64.40	61.76	2.64	62.06	2.34	58.01	6.67
VI01(ferrovia)	66.70	61.55	5.15	61.97	4.73	57.65	9.18

5.3 SISTEMAZIONE E PROTEZIONE

L'intervento di sistemazione prevede una regolarizzazione delle sezioni di deflusso secondo una sezione trapezia con base di larghezza pari a 6.0 m e pendenza delle sponde 2:3.

Nel tratto di sistemazione, inoltre, il canale sarà rivestito in massi intasati con malta (Figura 9).

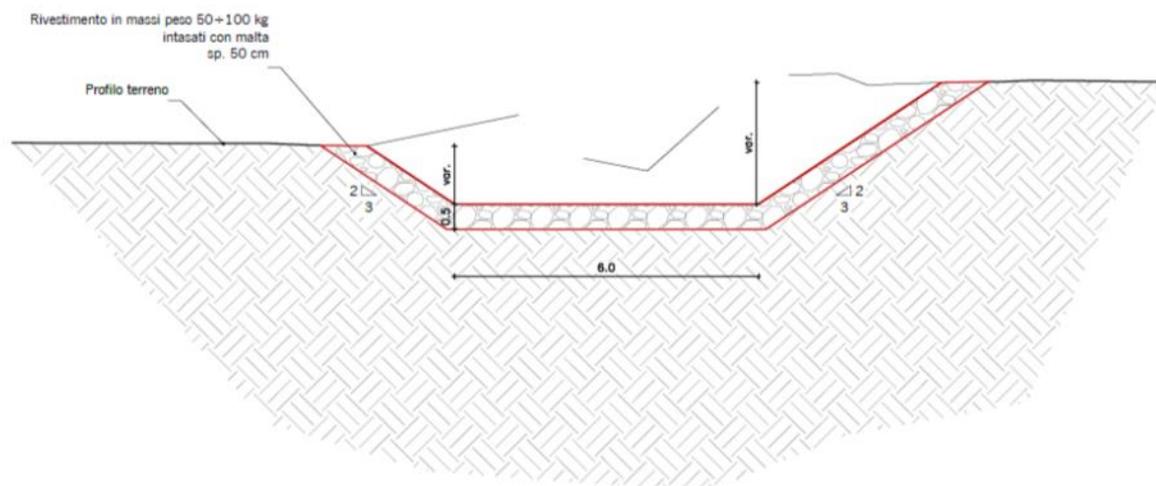


Figura 9 – Sezione tipo sistemazione Pk 6+300.

5.4 STIMA DELLO SCAVO LOCALIZZATO ATTORNO ALLE PILE IN ALVEO

Tra gli interventi in progetto, il viadotto VI01 presenta pile in alveo interessate dal deflusso della corrente per l'evento di piena di progetto Tr300 anni (Figura 10).

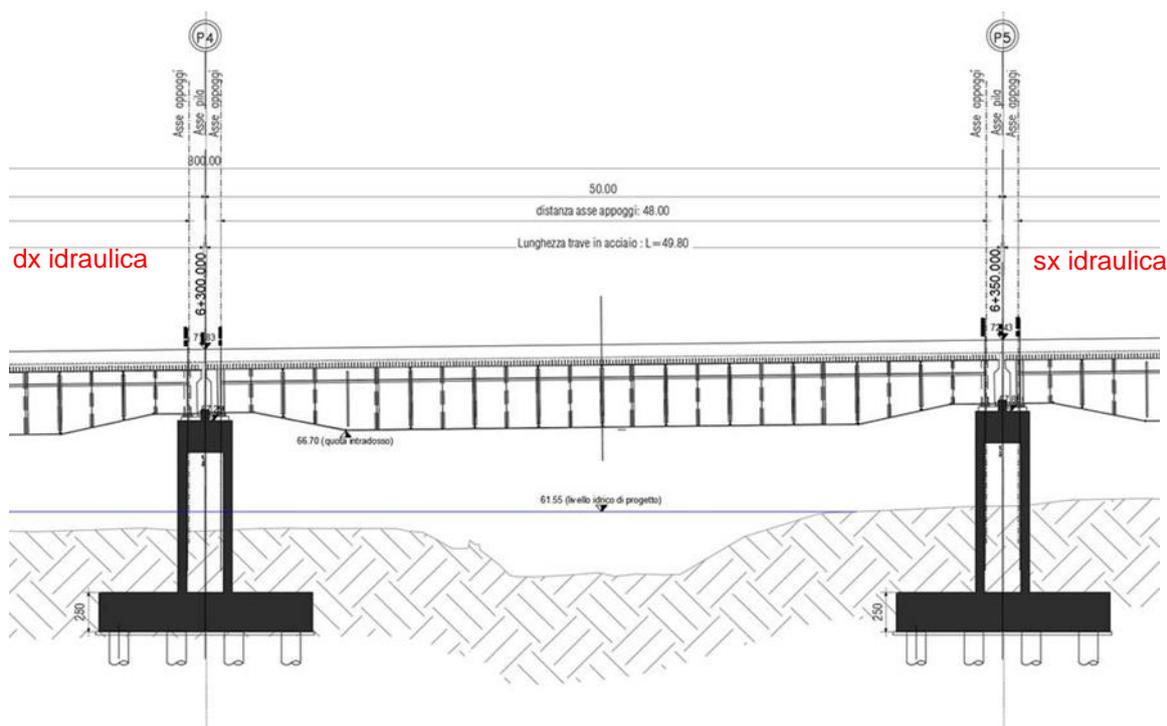


Figura 10 – Viadotto VI01 (vista da valle verso monte)

L'analisi dell'escavazione localizzata per la pila del viadotto è stata eseguita con le metodologie descritte al par. 4.5, considerando i risultati delle simulazioni idrauliche ottenuti per una condizione al contorno di valle pari all'altezza di moto uniforme.

Risultano i seguenti parametri:

$V_1=0.89$ m/s velocità in corrispondenza della golena destra dove la pila è investita dalla corrente;

$y_1=1.14$ m

$\theta = 0^\circ$

Riguardo alla geometria, la pila presenta forma rettangolare con spigoli arrotondati ed è caratterizzata dalle seguenti dimensioni:

$a=3.2$ m

$L=8.6$ m

mentre la fondazione ha forma rettangolare con $a=13$ m e $L=9.7$ m.

Il materiale d'alveo risulta caratterizzato da un $d_{50}=0.0015$ m.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A	COMMESSA RS3Z	LOTTO 00 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

I risultati che si ottengono per lo scavo in corrispondenza della pila e del plinto sono riassunti in Tabella 10.

Tabella 10 – Scavo localizzato pila VI01

	CSU [m]	M/S [m]
Pila	3.91	2.74
Pila+plinto	6.42	5.86

5.5 DIMENSIONAMENTO DELLE PROTEZIONI DELLE FONDAZIONI

Per le pile sono state previste delle protezioni al piede costituite da una fila di massi di diametro 80 cm.

Per la stabilità delle protezioni intorno alla pila, si è verificato che la velocità di incipiente movimento fosse almeno doppia rispetto alla velocità media in alveo (cfr. par. 0).

La tabella seguente riporta: il diametro dei massi della protezione d , la velocità critica calcolata come $v_{cr1} = 8 \cdot \sqrt{d}$, la velocità critica calcolata con il criterio di Shields v_{cr2} , la velocità media della corrente v_{media} e i rapporti tra le velocità critiche calcolate e la velocità media.

d [m]	$v_{cr1} = 8 \cdot \sqrt{d}$ [m/s]	R_H	v_{cr2}	v_{media}	v_{cr1}/v_{media}	v_{cr2}/v_{media}
0.8	7.16	1.11	5.64	0.89	8.04	6.33

Dalla tabella si evince che le protezioni sono sufficienti ad evitare fenomeni di escavazione localizzata nell'intorno della pila. Inoltre, l'applicazione della formula proposta dal FHWA (2009), precedentemente illustrata nel paragrafo 0, fornisce un diametro medio pari a 0,53 m.

APPENDICE A – IL MODELLO DI CALCOLO HEC-RAS

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 4.1.0 River Analysis System del gennaio 2010, sviluppato dalla U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, i cui fondamenti concettuali sono riportati in seguito.

Caratteristiche del modello matematico

Di seguito vengono esposti i fondamenti teorici alla base della modellazione idraulica monodimensionale, effettuata mediante il codice di calcolo HEC-RAS RIVER ANALYSIS SYSTEM versione 4.1.0 del gennaio 2010, utilizzata per il calcolo dei livelli di piena e conseguenti aree d'esondazione.

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

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

Dove: Y_1 e Y_2 rappresentano rispettivamente le profondità del pelo libero della sezione di valle e di monte, Z_1 e Z_2 rappresentano rispettivamente le 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.

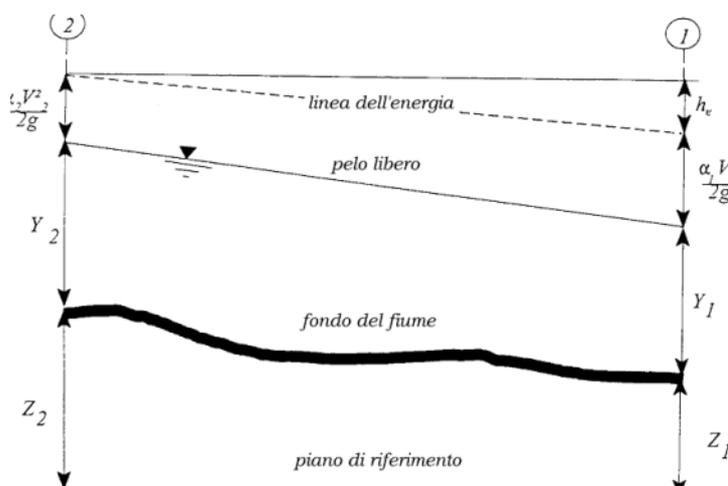


Figura 11 - Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.

La Figura 11 mostra lo schema del bilancio di energia tra la sezione di valle e quella di monte; nella figura sono indicati i singoli termini di bilancio in accordo all'equazione (1).

Le perdite di energia complessive h_e tra le due sezioni sono dovute alle perdite continue 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 12).

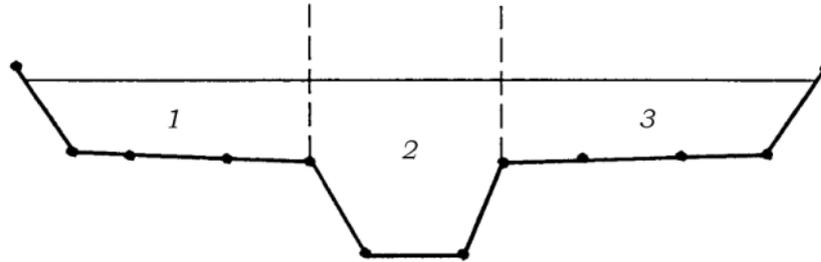


Figura 12 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

Con riferimento alla Figura 12 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:

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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE</p> <p>PROGETTO DEFINITIVO</p>												
<p>RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS3Z</td> <td>00 D 09</td> <td>RI</td> <td>ID0002 001</td> <td>A</td> <td>35 di 46</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3Z	00 D 09	RI	ID0002 001	A	35 di 46
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3Z	00 D 09	RI	ID0002 001	A	35 di 46								

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

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

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

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

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

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

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

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

Essendo la (1) un'equazione non lineare, la soluzione è ottenuta con ciclo iterativo, a partire da una soluzione iniziale, approssimata, di primo tentativo.

Ogni volta che la corrente passa attraverso la condizione critica l'equazione dell'energia non viene considerata applicabile e viene utilizzata l'equazione del momento. All'interno di Hec-Ras l'equazione del momento può essere applicata ai seguenti problemi: formazione di un risalto idraulico, sovralzato 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 13.

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.

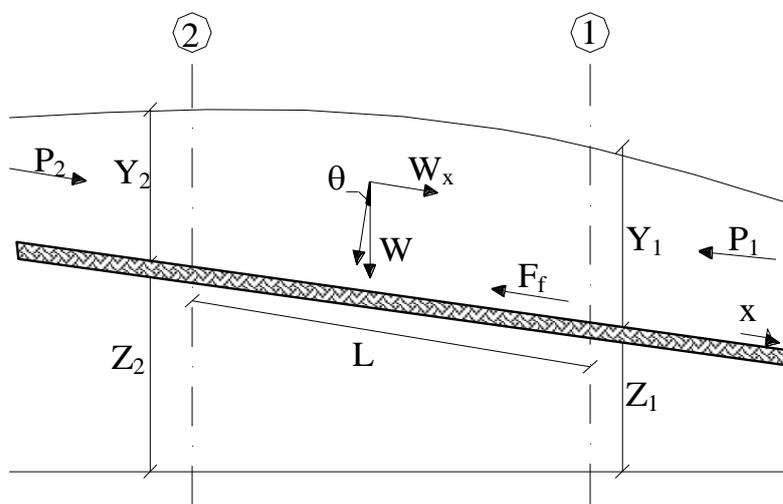


Figura 13 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

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

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

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

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

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

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

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

In particolare:

$$F_f = \tau PL$$

$$\tau = \gamma R J \Rightarrow F_f = \gamma \frac{A}{P} J PL = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot J L \quad (11)$$

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 14 e Figura 15, 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.

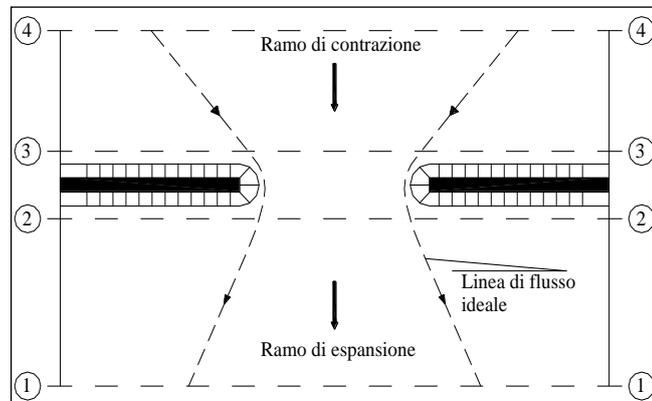


Figura 14 - Pianta schematica di un attraversamento fluviale

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 15.

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:

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

Step 2 ; equilibrio tra BU e BD

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

Step 3 ; equilibrio tra BU e 3

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

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

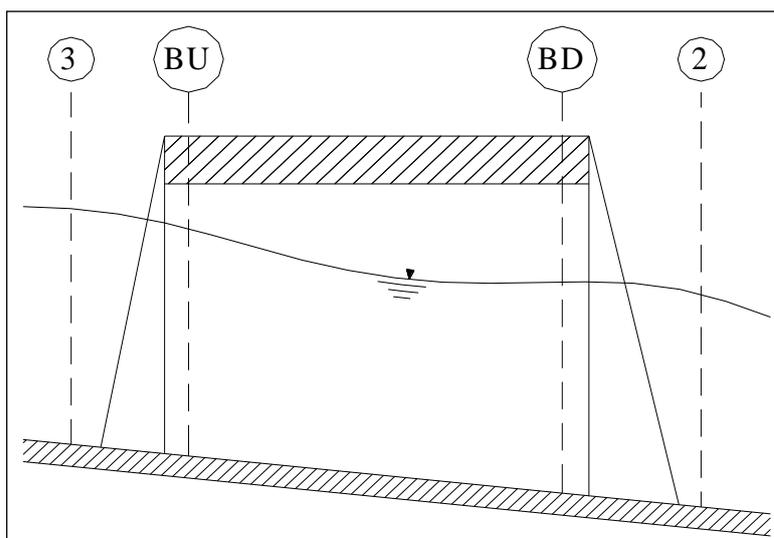


Figura 15 - Sezione schematica di un attraversamento fluviale

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: Coefficiente di resistenza idrodinamico C_D

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

Con riferimento alle Figura 14 e Figura 15, le perdite di energia tra le sezioni 2 e 3 sono valutate nel modo seguente:

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

(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: Coefficiente di Yarnell

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

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

Dove:

C_d , coefficiente di deflusso il cui andamento è riportato nel grafico di Figura 17, 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.

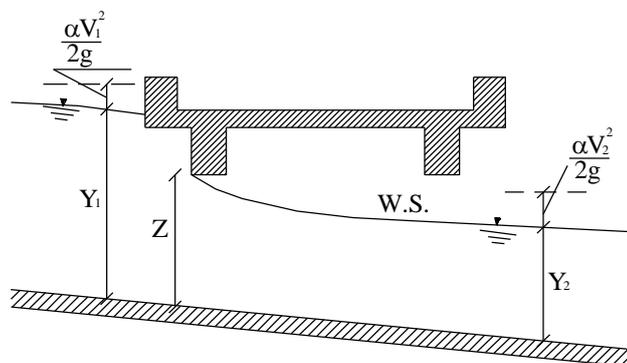


Figura 16 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

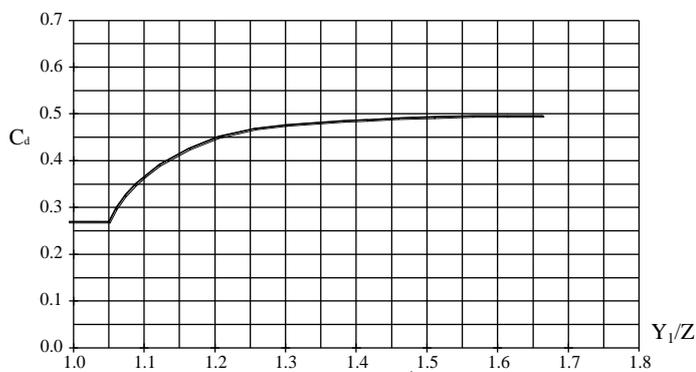


Figura 17 - Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso C_d

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 Figura 18.

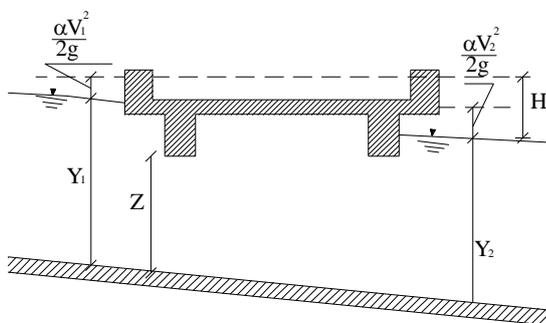


Figura 18 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, Figura 19, 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.

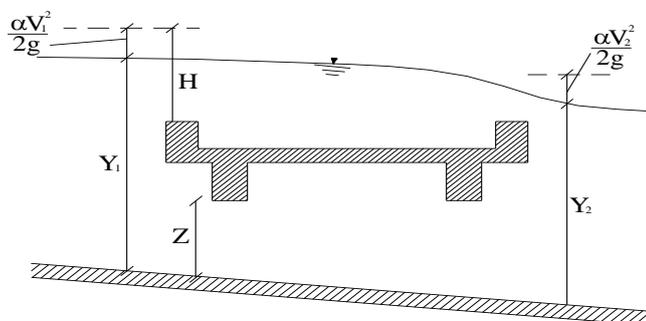


Figura 19 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

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

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

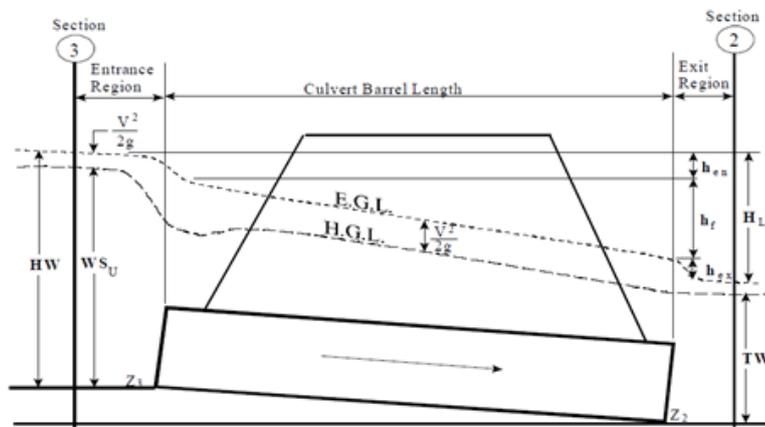


Figura 20 - Schema di un tombino ponticello

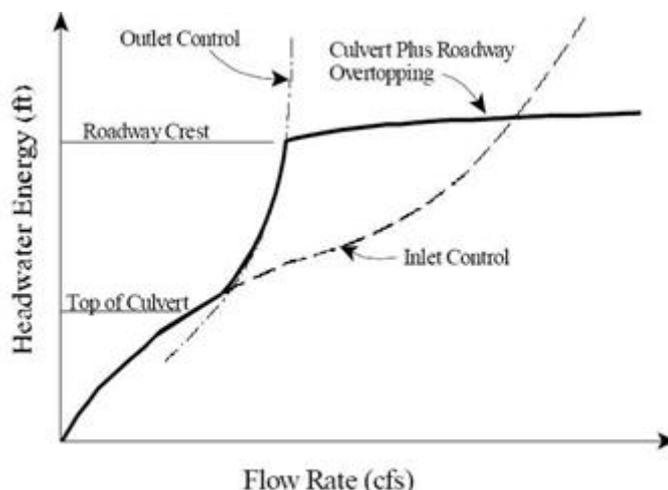


Figura 21 - Diagramma di funzionamento del tombino ponticello

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

Per quanto riguarda il controllo all'imbocco, la capacità della struttura è limitata dall'apertura del tombino, piuttosto che dalle condizioni che si instaurano a valle. Per il calcolo del livello vengono utilizzate le equazioni ricavate dal National Bureau of Standards e pubblicate nel "Hydraulic Design of Highway Culverts" (FHWA, 1985). Le equazioni sono:

Deflusso libero:

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

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

Deflusso rigurgitato:

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

Dove:

HW_i livello dell'energia all'imbocco

D altezza interna del tombino

H_c altezza critica

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE PROGETTO DEFINITIVO												
RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS3Z</td> <td>00 D 09</td> <td>RI</td> <td>ID0002 001</td> <td>A</td> <td>43 di 46</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3Z	00 D 09	RI	ID0002 001	A	43 di 46
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3Z	00 D 09	RI	ID0002 001	A	43 di 46								

Q portata

A area della sezione interna del tombino

S pendenza

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

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

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

dove:

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

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

a_3, a_2 coefficiente di Coriolis nella sezione 1 e 2;

g accelerazione di gravità;

H_L perdita di carico attraverso il tombino.

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

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

Dove:

h_{en} perdite in entrata

h_f perdite per attrito

h_{ex} perdite in uscita.

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

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

Dove:

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE</p> <p>PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p>RELAZIONE IDRAULICA VI01 E VIADOTTO STRADALE DELL'NV06A</p>	<p>COMMESSA RS3Z</p>	<p>LOTTO 00 D 09</p>	<p>CODIFICA RI</p>	<p>DOCUMENTO ID0002 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 44 di 46</p>

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.