

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NODO DI CATANIA**

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

**INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO
MACROFASE FUNZIONALE 1
LOTTO 02**

IDROLOGIA E IDRAULICA

Studio idraulico del Canale Buttaceto – Relazione idraulica

SCALA:

-

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

RS3H 02 D 09 RI ID0002 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. autorizzanti
A	Emissione Esecutiva	A. Cappelli	feb. 2020	F. Cabas	feb. 2020	S. Vanfiori	feb. 2020	ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti Dott. Ing. Angelo Vizzari Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N° A20784

File: RS3H02D09RIID0002001A.docx

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO GENERALE	4
2.1	INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA	4
2.2	MORFOLOGIA E IDROGRAFIA	4
3	CRITERI E METODOLOGIA DI VERIFICA	6
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3.2	MODELLO MATEMATICO UTILIZZATO	7
4	DATI DI BASE DELLE VERIFICHE IDRAULICHE	8
4.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	8
4.2	PORTATE DI PROGETTO	8
4.3	DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI SCABREZZA	8
4.4	CONDIZIONI AL CONTORNO.....	10
5	SIMULAZIONI IDRAULICHE E RISULTATI	11
5.1	SIMULAZIONE NUMERICA ANTE OPERAM	11
5.1.1	<i>Descrizione della configurazione ante-operam.....</i>	11
5.1.2	<i>Risultati.....</i>	13
5.2	SIMULAZIONE NUMERICA POST OPERAM	15
5.2.1	<i>Descrizione della configurazione post-operam.....</i>	15
5.2.2	<i>Risultati.....</i>	15
5.3	SISTEMAZIONE E PROTEZIONE	18
	APPENDICE A – IL MODELLO DI CALCOLO HEC-RAS	20

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2-1 - Inquadramento linea ferroviaria su ortofoto	4
Figura 5-1 – Stralcio planimetrico modello idraulico HEC-RAS del Canale Buttaceto	11
Figura 5-2: profilo del Canale Buttaceto nel tratto di studio.....	12
Figura 5-3 - Profilo idraulico ante operam TR300 anni (il riquadro rosso indica il tratto interessato dagli attraversamenti in progetto)	14
Figura 5-4 - Profilo idraulico post operam TR 300 anni	16
Figura 5-5: stralcio del profilo di rigurgito Tr300 nello stato di fatto, con indicazione delle opere in progetto	17
Figura 5-6 –Sistemazione del Canale Buttaceto	18
Figura 5-7: particolare del rialzo arginale.....	19
Figura 0-1 - Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.	20
Figura 0-2 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.....	21
Figura 0-3 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.....	23
Figura 0-4 - Pianta schematica di un attraversamento fluviale.....	24
Figura 0-5 - Sezione schematica di un attraversamento fluviale	25
Figura 0-6 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo	26
Figura 0-7 - Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd	27
Figura 0-8 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo	27
Figura 0-9 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo	28
Figura 0-10 - Schema di un tombino ponticello	28
Figura 0-11 - Diagramma di funzionamento del tombino ponticello	29

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2 – Sintesi normativa di riferimento.....	6
Tabella 3 – Portate di progetto.....	8
Tabella 4 - Tabella riepilogativa per la scelta del coefficiente di Manning (Chow,1959).....	10
Tabella 7 – Risultati ante operam Tr 300 anni.....	13
Tabella 8 – Risultati post operam Tr 300 anni.....	15

1 PREMESSA

Il presente documento è parte della progettazione definitiva del Nodo di Catania nell'ambito dell'interramento linea per il prolungamento pista dell'aeroporto di Fontanarossa e per la messa a STI del tratto di linea interessato.

La presente relazione descrive lo studio idraulico per la verifica delle opere di attraversamento del Canale Buttaceto, presenti alla pk 1+150 del ramo Catania-Siracusa e alla pk 0+550 del collegamento "Interporto – Fascio A/P".

Tali interferenze idraulica vengono classificate come "maggiori" in quanto relative 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 che scavalcano completamente la sezione arginata del corso d'acqua.

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.

2 INQUADRAMENTO GENERALE

2.1 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA

L'intervento progettuale in oggetto ricade all'interno del bacino del Canale Buttaceto, sviluppandosi nel territorio della provincia di Catania, nel comprensorio dei bacini idrografici interclusi tra il bacino del Fiume Simeto e quello del Fiume Alcantara.

In Figura 2-1 è rappresentato l'inquadramento geografico della linea ferroviaria di progetto.

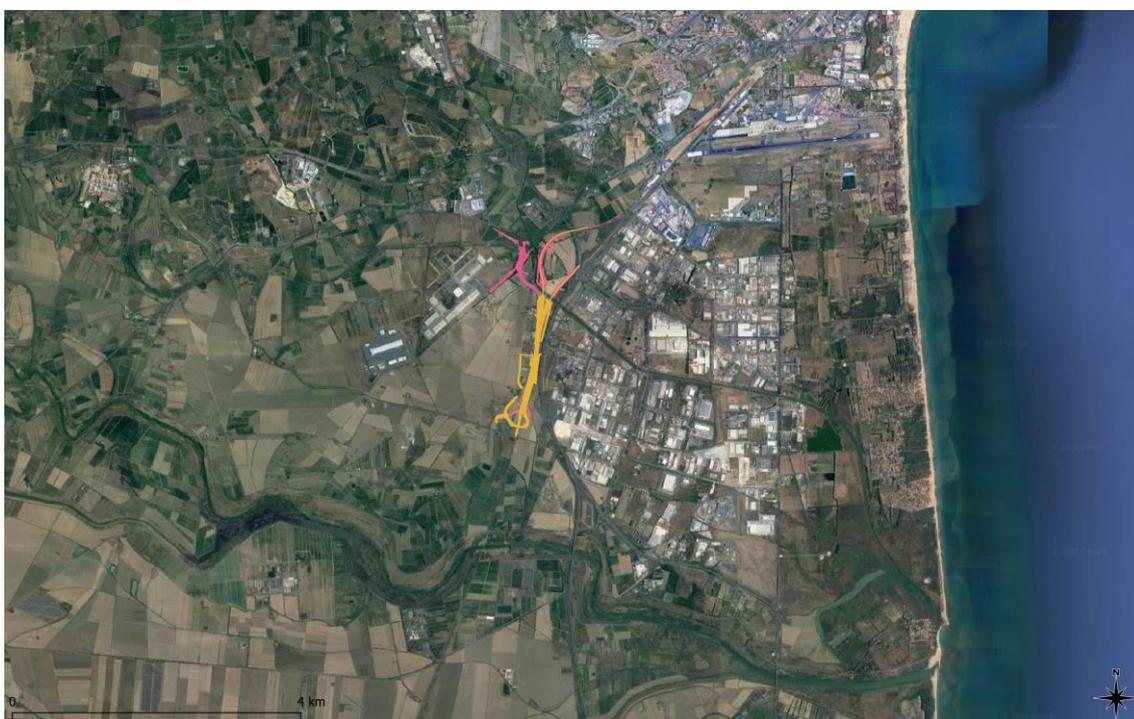


Figura 2-1 - Inquadramento linea ferroviaria su ortofoto.

2.2 MORFOLOGIA E IDROGRAFIA

L'area di studio ricade nel comprensorio dei bacini idrografici interclusi tra il bacino del Fiume Simeto e quello del Fiume Alcantara nella parte orientale della Sicilia. In quest'area sono presenti rilievi collinari diffusamente incisi, costituiti dai depositi alluvionali dei Sieli e dalle colline delle Terreforti, e un lembo orientale della Piana di Catania. La Piana, ormai drenata da canali e fossi di scolo, è il risultato delle alluvioni del Simeto e dei suoi affluenti che hanno colmato gradualmente l'ampio golfo formatosi con il sollevamento dei rilievi circostanti; questo accumulo è stato agevolato dalla presenza di una estesa duna costiera, rafforzata nel tempo dal moto ondoso e dalle correnti marine che lambiscono la costa.

Le incisioni che solcano l'Area raggiungendo la linea di costa sono le seguenti: T. Minissale, T. Fiumefreddo, T. delle Forche, T. Salto del Corvo – Vallonazzo, T. Macchia, T. Jungo, V. Babbo, V. Cozzi, T. Babbo, T. Archi, T. Carruba 1 e 2, T. Pricoco, T. Fago Mangano, V. Pozzillo, T. Lavinaio-Platani, T. Peschiera, T. Abramo, T. Barriera, T. Ciccuni, T. Madonna Nuova, V. del Toscano, V. Acquicella, Canale Fontanarossa, Canale Arci, Canale Buttaceto.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NODO DI CATANIA
INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO – PROGETTO DEFINITIVO

**STUDIO IDRAULICO DEL CANALE BUTTACETO
RELAZIONE IDRAULICA**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	02 D 09	RI	ID0002 001	A	5 di 33

I deflussi lungo le incisioni anzidette e principalmente quelli che riescono a raggiungere il mare sono del tutto occasionali. I deflussi tumultuosi in concomitanza ad eventi piovosi di particolare intensità si esauriscono rapidamente al cessare delle precipitazioni.

L'antropizzazione ha determinato un notevole mutamento delle condizioni ambientali sia per l'incremento dell'impermeabilizzazione del suolo legata all'estendersi degli insediamenti, sia per la trasformazione degli alvei che condiziona il libero deflusso delle acque. Gli alvei sono spesso occupati parzialmente o completamente da zone coltivate che interrompono la continuità idraulica, o addirittura trasformati in strade a volte asfaltate.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NODO DI CATANIA INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO – PROGETTO DEFINITIVO					
	STUDIO IDRAULICO DEL CANALE BUTTACETO RELAZIONE IDRAULICA	COMMESSA RS3H	LOTTO 02 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

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.

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.”.

In Tabella 1 è riportata una sintesi della normativa di riferimento con alcuni elementi a integrazione di quanto sopra descritto.

Tabella 1 – 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.	Franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena,	Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso

	Manuale di progettazione ferroviaria	NTC 2018 e circolare applicativa NTC2018
	<i>pari a 0.50 m e comunque non inferiore ad 1.5 m sul livello idrico.</i>	<i>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>

3.2 MODELLO MATEMATICO UTILIZZATO

Lo studio idraulico del Canale Buttaceto 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.).

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 NODO DI CATANIA INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO – PROGETTO DEFINITIVO					
	STUDIO IDRAULICO DEL CANALE BUTTACETO RELAZIONE IDRAULICA	COMMESSA RS3H	LOTTO 02 D 09	CODIFICA RI	DOCUMENTO ID0002 001	REV. A

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 (RS3H00D09RIID0001001A). 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 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 quella massima tra quelle ottenute applicando le due metodologie alle due diverse altezze di precipitazione.

In Tabella 2 sono riportati i valori delle portate di progetto ottenuti dalle analisi idrologiche.

Tabella 2 – Portate di progetto.

ID Sottobacino	Superficie [km ²]	tc [ore]	Q max [m ³ /s]-TR200		Q max [m ³ /s]-TR300	
			Metodo SCS		Metodo SCS	
			partendo da h di Gumbel	partendo da h VAPI	partendo da h di Gumbel	partendo da h VAPI
Buttaceto_monte	15,19	1,58	150,8	138,7	163,9	155,5
Vallone_Mendola	23,41	2,97	142,2	132,4	155,0	149,0
Buttaceto	39,60	4,14	218,6	206,8	236,8	230,9

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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NODO DI CATANIA INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO – PROGETTO DEFINITIVO</p>												
<p>STUDIO IDRAULICO DEL CANALE BUTTACETO RELAZIONE IDRAULICA</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>RS3H</td> <td>02 D 09</td> <td>RI</td> <td>ID0002 001</td> <td>A</td> <td>9 di 33</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3H	02 D 09	RI	ID0002 001	A	9 di 33
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3H	02 D 09	RI	ID0002 001	A	9 di 33								

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 3 (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.

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

- 0.045 s/m^{1/3} per l'alveo inciso;
- 0.035 s/m^{1/3} per le sponde arginate.

Nella modellazione dello stato di progetto (post operam) sono stati mantenuti cautelativamente gli stessi valori dello stato di fatto, in quanto non sono previste sistemazioni idrauliche che modifichino le condizioni di scabrezza.

Tabella 3 - 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

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.

5 SIMULAZIONI IDRAULICHE E RISULTATI

5.1 SIMULAZIONE NUMERICA ANTE OPERAM

5.1.1 Descrizione della configurazione ante-operam

Il tratto oggetto di modellazione numerica (Figura 5-1), inizia circa 1,3 km a monte della confluenza con il Vallone Mendola, per una lunghezza complessiva di circa 2,35 km.

La pendenza media è pari circa all' 0,8% con un incremento nel tratto centrale fino a 1%, a valle della nuova opera di attraversamento della tratta ferroviaria "Bicocca-Catenanuova".

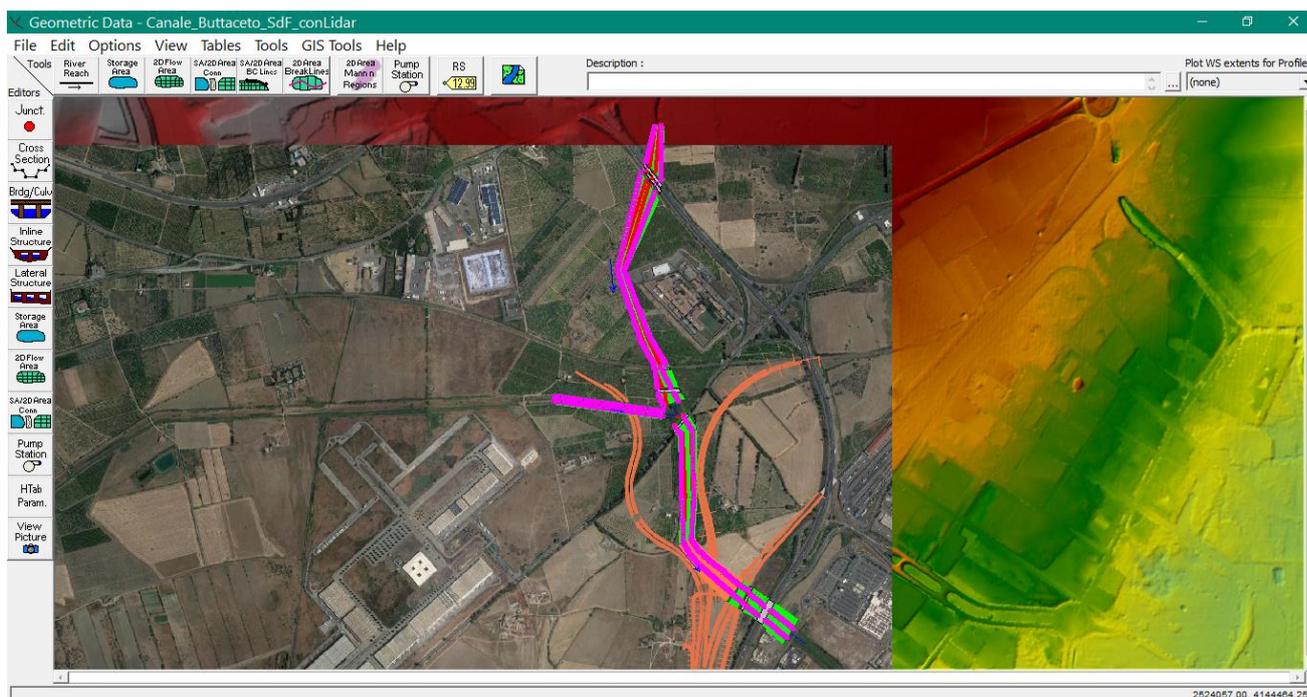


Figura 5-1 – Stralcio planimetrico modello idraulico HEC-RAS del Canale Buttaceto

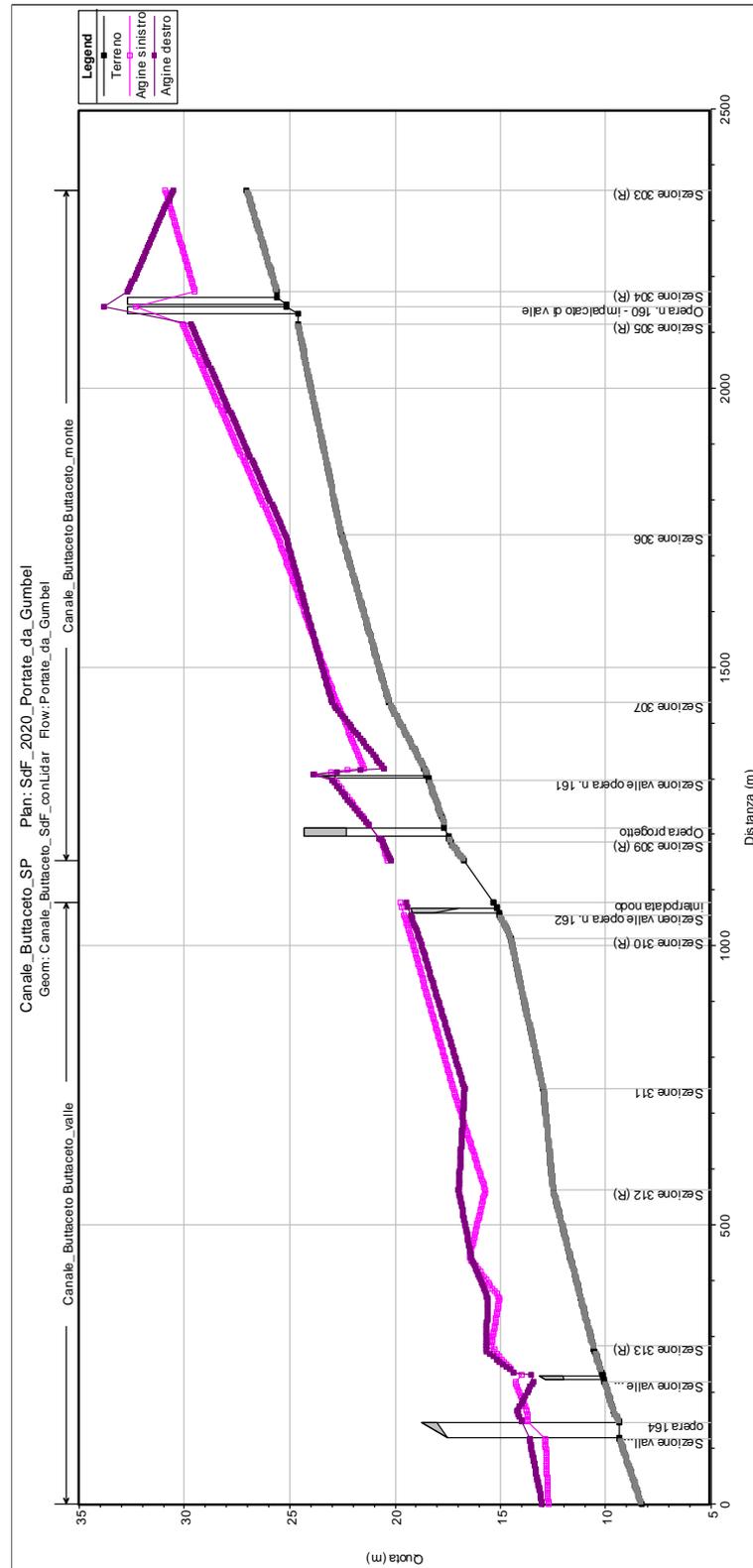


Figura 5-2: profilo del Canale Buttaceto nel tratto di studio

5.1.2 Risultati

In Tabella 4 vengono riportati in forma tabellare i risultati in corrispondenza delle sezioni e dei manufatti esistenti lungo il tratto di interesse del Canale Buttaceto, cioè quello terminale della porzione studiata, in quanto interessato dagli attraversamenti ferroviari in progetto. La Figura 5-3 mostra il profilo di rigurgito per l'evento Tr 300 anni nello stato di fatto, da cui si può notare che il livello idrico è sempre contenuto dagli argini esistenti.

Tabella 4 – Risultati ante operam Tr 300 anni.

HEC-RAS Plan: SdF_2020-Gumbel River: Canale_Buttaceto Reach: Buttaceto_valle Profile: Tr300

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Buttaceto_valle	1158.71	Tr300	236.80	15.35	18.67	17.13	18.86	0.001913	1.90	124.63	43.61	0.36
Buttaceto_valle	1149.12	Tr300	236.80	15.17	18.68	16.90	18.83	0.001493	1.75	135.51	44.33	0.32
Buttaceto_valle	1147.2	Bridge										
Buttaceto_valle	1135.23	Tr300	236.80	15.03	18.08	17.05	18.34	0.003309	2.24	105.70	43.85	0.46
Buttaceto_valle	1093.574	Tr300	236.80	14.52	17.82	16.75	18.17	0.003974	2.61	90.83	33.81	0.51
Buttaceto_valle	823.6612	Tr300	236.80	12.97	16.61	15.51	16.97	0.003968	2.68	89.08	38.71	0.51
Buttaceto_valle	642.8669	Tr300	236.80	12.50	15.50	14.93	16.04	0.007451	3.26	72.54	31.38	0.69
Buttaceto_valle	521.56	Tr300	236.80	11.68	14.66	13.93	15.14	0.006130	3.07	77.14	31.34	0.62
Buttaceto_valle	449.41	Tr300	236.80	11.19	14.28	13.41	14.68	0.004936	2.80	84.56	33.87	0.57
Buttaceto_valle	362.8549	Tr300	236.80	10.60	13.97	12.69	14.28	0.003261	2.43	97.46	34.49	0.46
Buttaceto_valle	357.97	Tr300	236.80	10.56	13.97	12.64	14.26	0.003028	2.38	99.49	34.35	0.45
Buttaceto_valle	353.09	Tr300	236.80	10.52	13.90	12.75	14.24	0.003765	2.57	92.16	33.96	0.50
Buttaceto_valle	314.02	Tr300	236.80	10.20	13.94	12.16	14.09	0.001367	1.71	140.38	53.86	0.31
Buttaceto_valle	309.136	Tr300	236.80	10.16	13.96	12.08	14.07	0.000993	1.49	171.70	82.03	0.27
Buttaceto_valle	306.136	Bridge										
Buttaceto_valle	297.199	Tr300	236.80	10.07	13.29	12.04	13.52	0.002387	2.16	112.97	47.70	0.41
Buttaceto_valle	243.4813	Tr300	236.80	9.63	13.03	11.95	13.34	0.003677	2.45	96.73	38.30	0.49
Buttaceto_valle	225.688	Tr300	236.80	9.36	12.94	11.83	13.27	0.003862	2.55	92.99	35.50	0.50
Buttaceto_valle	223.268	Bridge										
Buttaceto_valle	194.057	Tr300	236.80	9.34	12.34	11.66	12.77	0.006143	2.93	80.90	36.07	0.62
Buttaceto_valle	77.41616	Tr300	236.80	8.31	11.35	10.94	11.90	0.008809	3.29	71.99	35.28	0.74

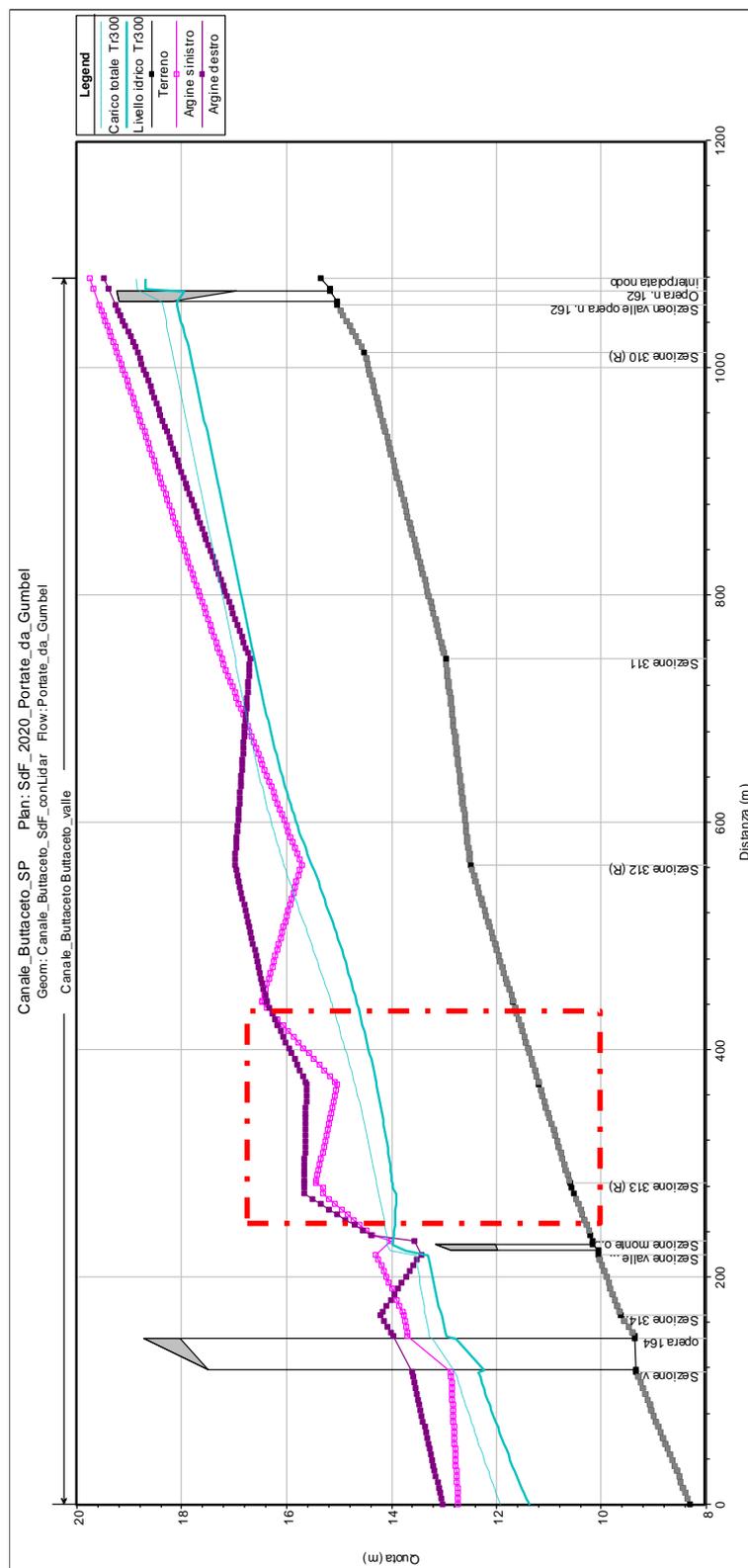


Figura 5-3 - Profilo idraulico ante operam TR300 anni (il riquadro rosso indica il tratto interessato dagli attraversamenti in progetto)

5.2 SIMULAZIONE NUMERICA POST OPERAM

5.2.1 Descrizione della configurazione post-operam

La configurazione di progetto prevede la realizzazione di due viadotti di attraversamento del corso d'acqua, che scavalcano completamente gli argini esistenti del Canale Buttaceto, in modo che le lavorazioni di realizzazione delle spalle dei viadotti non interferiscano con gli argini stessi.

L'analisi del profilo di corrente nello stato di fatto ha messo in evidenza un forte effetto di rigurgito causato dal ponte ferroviario esistente a valle dei nuovi viadotti. Tale rigurgito non è contenuto dagli argini nel breve tratto in approccio al ponte stesso, di conseguenza ne è prevista la demolizione ed il rifacimento degli argini in modo da regolarizzarne la sommità. La Figura 5-5 mostra uno stralcio del profilo di rigurgito nel tratto interessato dagli attraversamenti in progetto, riportato nell'elaborato RS3H02D09F7ID0002004A, in cui è riportato il confronto tra i profili ante operam e post operam.

5.2.2 Risultati

In Tabella 5 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. In Figura 5-4 è riportato il profilo idrico di calcolo.

Tabella 5 – Risultati post operam Tr 300 anni.

HEC-RAS Plan: SdP_prova-Gumbel River: Canale_Buttaceto Reach: Buttaceto_valle Profile: Tr300

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Buttaceto_valle	1158.71	Tr300	236.80	15.35	18.67	17.13	18.86	0.001915	1.90	124.59	43.61	0.36
Buttaceto_valle	1149.12	Tr300	236.80	15.17	18.68	16.90	18.83	0.001494	1.75	135.48	44.33	0.32
Buttaceto_valle	1147.2	Bridge										
Buttaceto_valle	1135.23	Tr300	236.80	15.03	18.08	17.05	18.34	0.003313	2.24	105.67	43.84	0.46
Buttaceto_valle	1093.574	Tr300	236.80	14.52	17.82	16.75	18.17	0.003979	2.61	90.79	33.81	0.51
Buttaceto_valle	823.6612	Tr300	236.80	12.97	16.60	15.51	16.97	0.003990	2.68	88.90	38.62	0.51
Buttaceto_valle	642.8669	Tr300	236.80	12.50	15.47	14.93	16.03	0.007736	3.31	71.62	31.28	0.70
Buttaceto_valle	521.56	Tr300	236.80	11.68	14.49	13.93	15.04	0.007493	3.28	72.13	30.88	0.69
Buttaceto_valle	449.41	Tr300	236.80	11.19	13.96	13.41	14.49	0.007366	3.20	73.95	32.85	0.68
Buttaceto_valle	362.8549	Tr300	236.80	10.60	13.38	12.69	13.86	0.006383	3.05	77.64	32.57	0.63
Buttaceto_valle	309.136	Tr300	236.80	10.16	13.34	12.08	13.55	0.002517	2.05	115.77	46.30	0.41
Buttaceto_valle	297.199	Tr300	236.80	10.07	13.29	12.04	13.52	0.002387	2.16	112.97	47.70	0.41
Buttaceto_valle	243.4813	Tr300	236.80	9.63	13.03	11.95	13.34	0.003677	2.45	96.73	38.30	0.49
Buttaceto_valle	225.688	Tr300	236.80	9.36	12.94	11.83	13.27	0.003862	2.55	92.99	35.50	0.50
Buttaceto_valle	223.268	Bridge										
Buttaceto_valle	194.057	Tr300	236.80	9.34	12.34	11.66	12.77	0.006143	2.93	80.90	36.07	0.62
Buttaceto_valle	77.41616	Tr300	236.80	8.31	11.35	10.94	11.90	0.008809	3.29	71.99	35.28	0.74

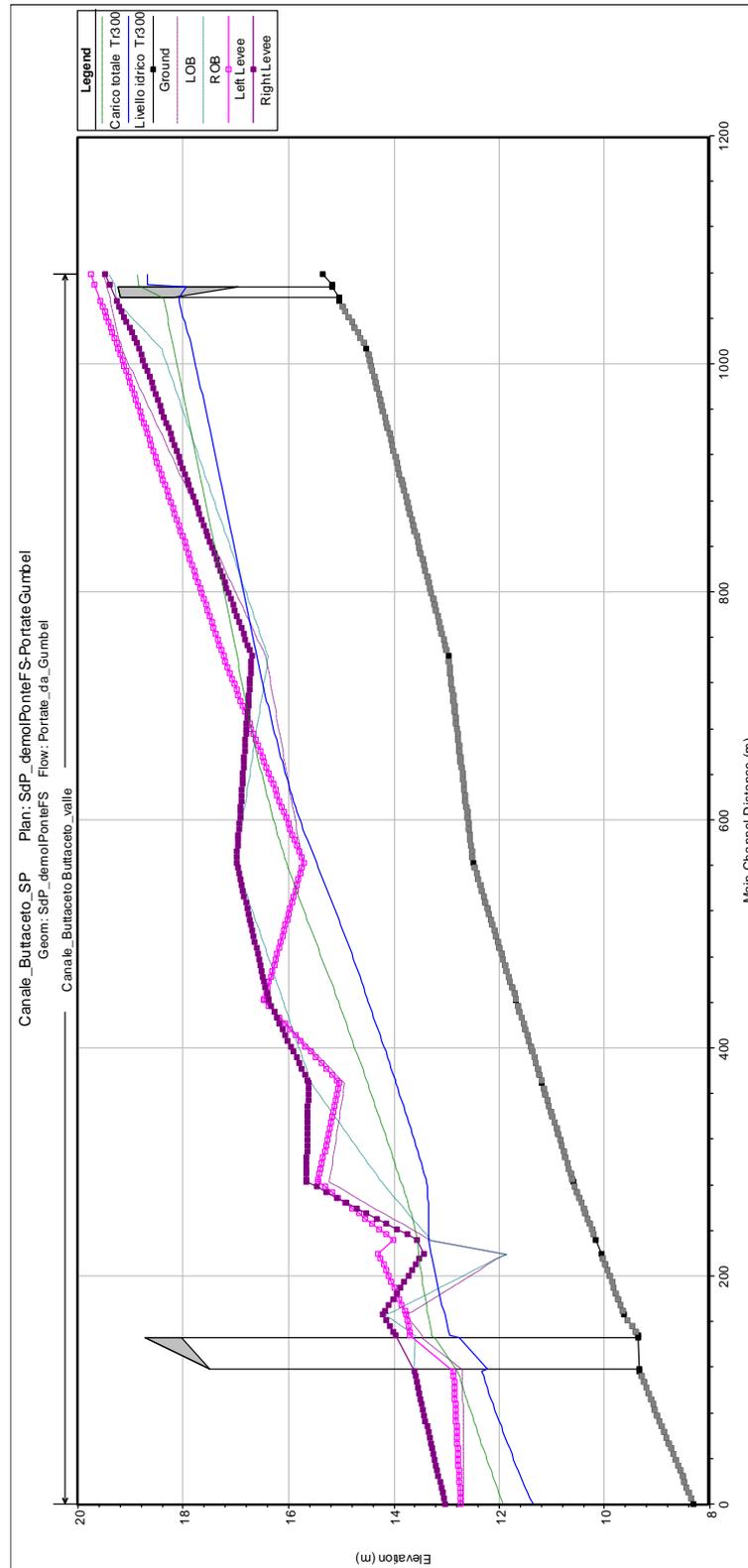


Figura 5-4 - Profilo idraulico post operam TR 300 anni

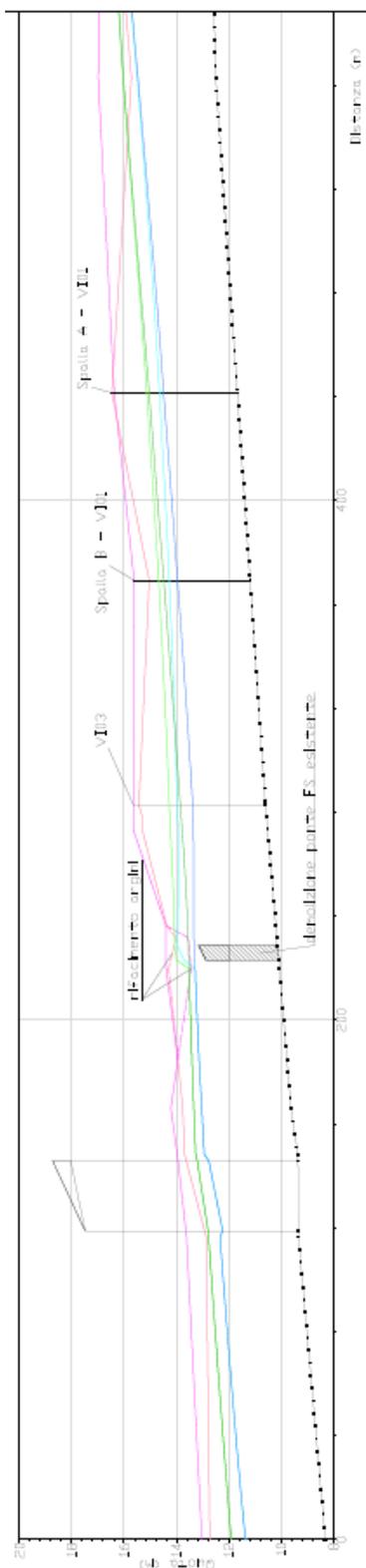


Figura 5-5: stralcio del profilo di rigurgito Tr300 nello stato di fatto, con indicazione delle opere in progetto

5.3 SISTEMAZIONE E PROTEZIONE

L'intervento di sistemazione prevede la ricostituzione della sezione di deflusso in seguito alla demolizione del ponte ferroviario esistente, come descritto nell'elaborato grafico RS3H02D09PZIN220A001A, di cui di seguito si riporta lo stralcio planimetrico ed un particolare dell'innalzamento arginale.

Nel tratto di sistemazione, inoltre, il canale sarà rivestito in materassi di tipo Reno® riempiti con pietrame di pezzatura 0,2 m allettati su geotessuto. Il valore dello sforzo tangenziale calcolato con il modello idraulico risulta, nel tratto di studio, al massimo pari a circa 170 N/m², valore di molto inferiore alla tensione ammissibile dei materassi in pietrame riportata nei cataloghi dei produttori, pari a circa 270 N/m².

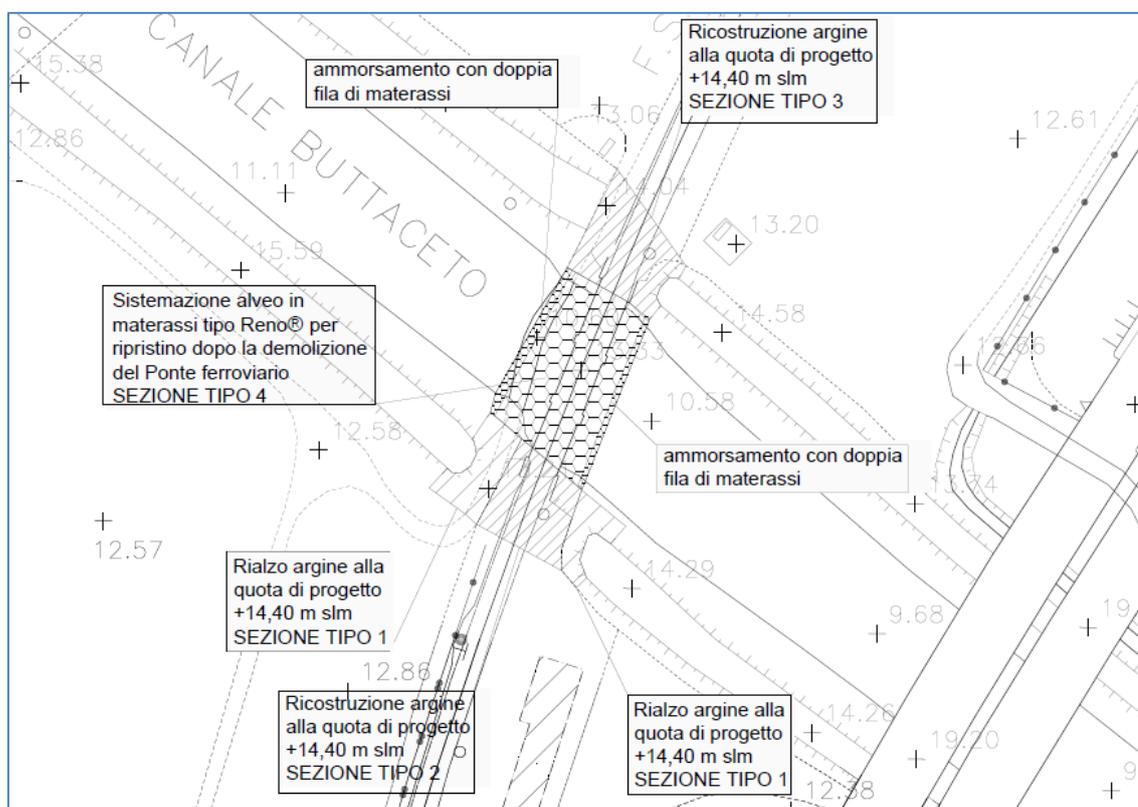


Figura 5-6 – Sistemazione del Canale Buttaceto

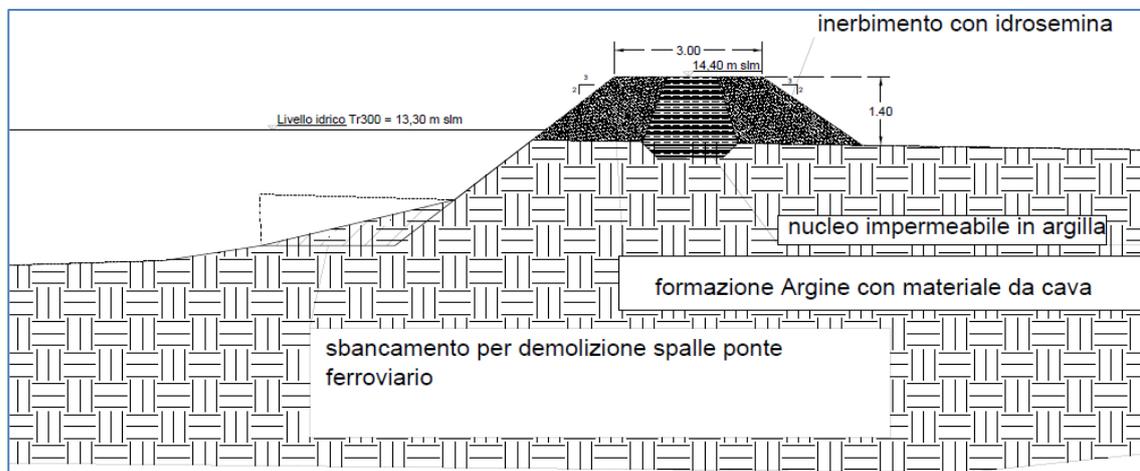


Figura 5-7: particolare del rialzo arginale

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.

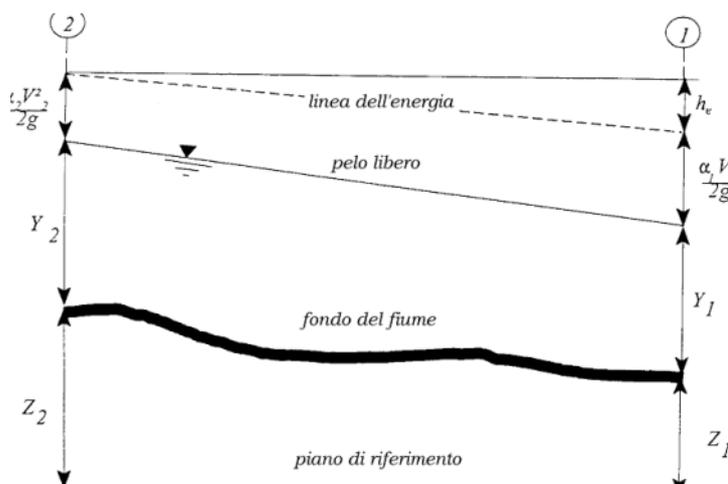


Figura 0-1 - Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua.

La Figura 0-1 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, R_h il raggio idraulico, n il coefficiente di scabrezza secondo Manning e J le perdite di energia per unità di lunghezza.

Nel caso di sezioni composte, tipiche dei corsi d'acqua naturali, è necessario suddividere la sezione in parti in modo da trattare separatamente sezioni in cui la velocità media può essere ritenuta, ai fini pratici, costante (Figura 0-2).

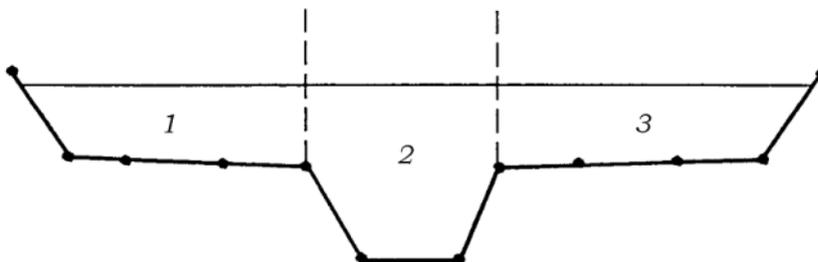


Figura 0-2 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

Con riferimento alla Figura 0-2 indicata con $K_i = Q_i / \sqrt{J}$ la capacità di portata di ogni singola parte i -esima in cui è stata suddivisa la sezione, si ha, in accordo alla formula di Manning :

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

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

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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NODO DI CATANIA INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO – PROGETTO DEFINITIVO</p>												
<p>STUDIO IDRAULICO DEL CANALE BUTTACETO RELAZIONE IDRAULICA</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>RS3H</td> <td>02 D 09</td> <td>RI</td> <td>ID0002 001</td> <td>A</td> <td>22 di 33</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3H	02 D 09	RI	ID0002 001	A	22 di 33
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3H	02 D 09	RI	ID0002 001	A	22 di 33								

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 0-3.

Per equilibrio si ottiene:

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

dove

P_1 , 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.

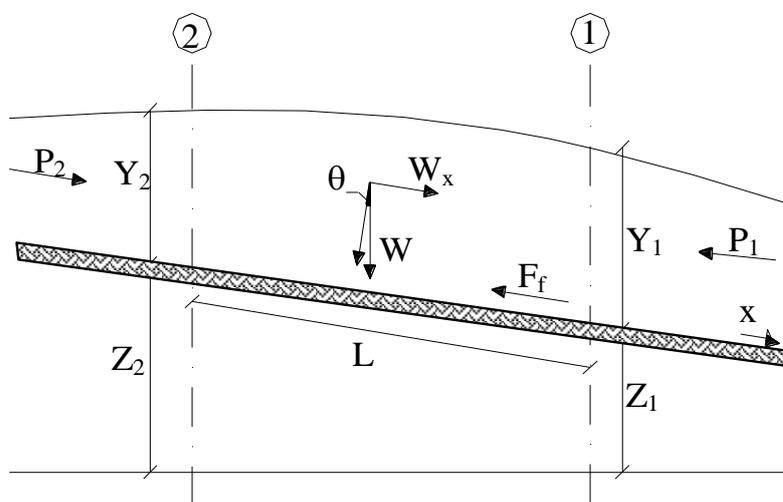


Figura 0-3 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale.

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:

$$F_f = \tau PL$$

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

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 0-4 e Figura 0-5, 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.

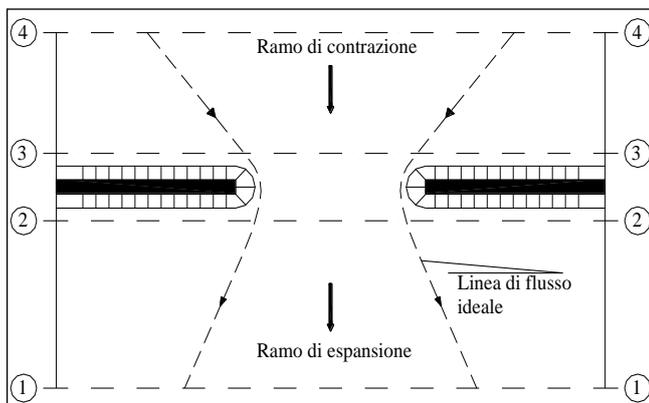


Figura 0-4 - Pianta schematica di un attraversamento fluviale

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 0-5.

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

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

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

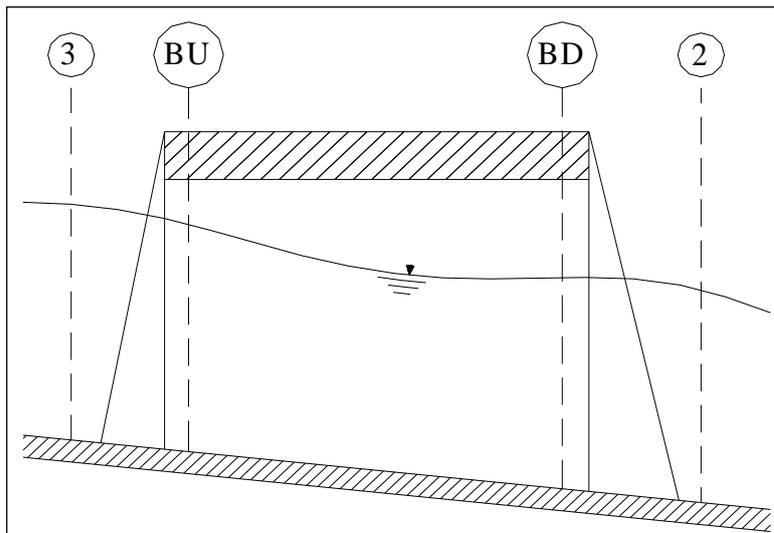


Figura 0-5 - Sezione schematica di un attraversamento fluviale

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 0-4 e Figura 0-5, 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: 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 0-7, 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.

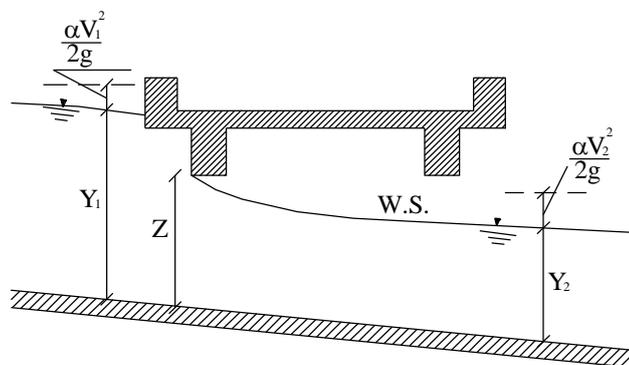


Figura 0-6 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

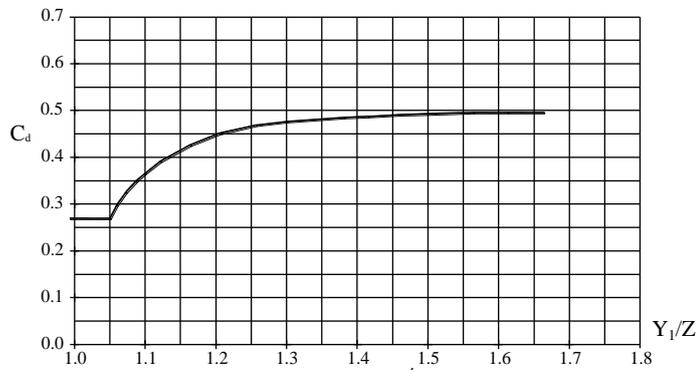


Figura 0-7 - Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd

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

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

dove C assume il valore di 0.8 ed H coincide con la perdita di energia totale tra la sezione di monte e di valle del ponte come indicato in Figura 0-8.

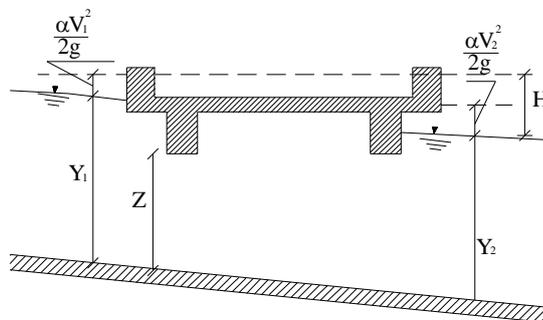


Figura 0-8 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, Figura 0-9, 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.

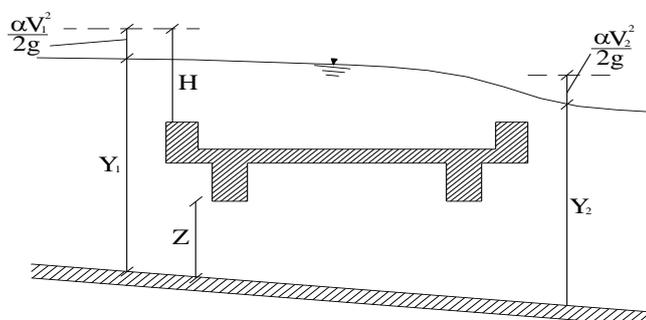


Figura 0-9 - Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

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.

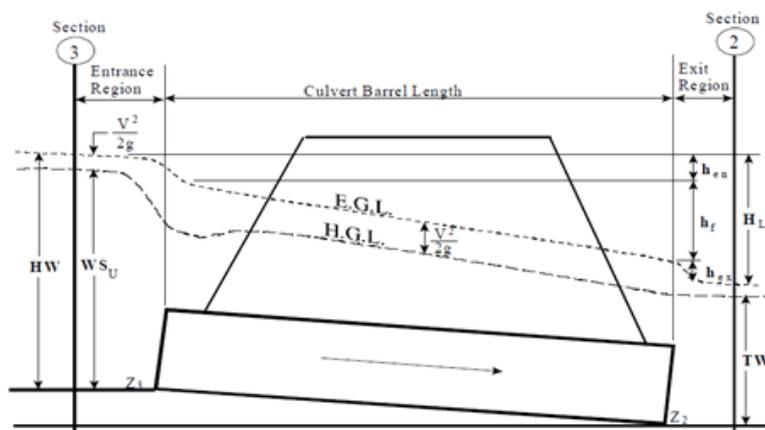


Figura 0-10 - Schema di un tombino ponticello

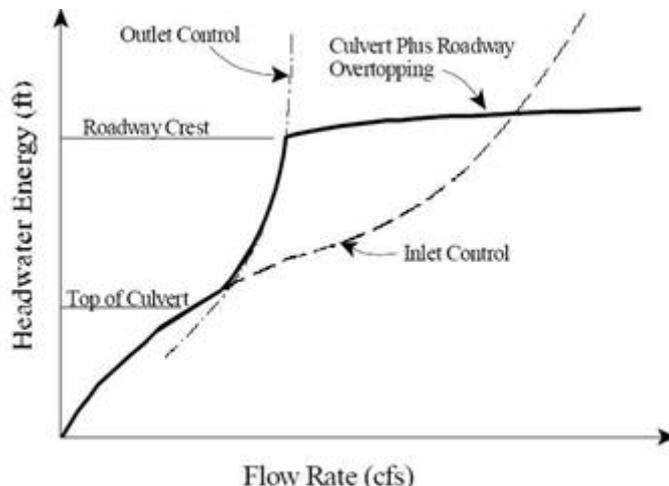


Figura 0-11 - Diagramma di funzionamento del tombino ponticello

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

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

Deflusso libero:

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

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

Deflusso rigurgitato:

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

Dove:

HW_i livello dell'energia all'imbocco

D altezza interna del tombino

H_c altezza critica

Q portata

A area della sezione interna del tombino

S pendenza

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

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

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

dove:

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

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

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

g accelerazione di gravità;

H_L perdita di carico attraverso il tombino.

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

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

Dove:

h_{en} perdite in entrata

h_f perdite per attrito

h_{ex} perdite in uscita.

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

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

Dove:

h_f perdite per attrito

L lunghezza del tombino

- Q portata
- n coefficiente di scabrezza di Manning
- A area della sezione di flusso
- R raggio idraulico.

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