

AUTORITA' DI SISTEMA PORTUALE
DEL MAR TIRRENO CENTRO SETTENTRIONALE

OPERE STRATEGICHE
PER IL PORTO DI CIVITAVECCHIA
- 2° STRALCIO -

OTTEMPERANZA V.I.A.

Interventi di Riqualficazione dell'alveo
del Fosso della Fiumaretta e del Fosso del Prete (Buonaugurio)

PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO TAVOLA :

DOCUMENTAZIONE TECNICA
RELAZIONE IDRAULICA

Scala:

I D R R E 0 2 A

Committente:

Autorità Portuale di Civitavecchia, Fiumicino e Gaeta

IL PRESIDENTE

Avv. Francesco Maria Di Majo

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Maurizio Marini

IL COORDINATORE GENERALE

Dott. Ing. Giuseppe Solinas

Progetto A.T.I. :

MODIMAR S.r.l. (Capogruppo)

V.A.M.S. Ingegneria S.r.l.

SEACON S.r.l.



MODIMAR S.r.l.
Amministratore Unico
Dott. Ing. Marco Tartaglini

Novembre 2018

A

PRIMA EMISSIONE

D. FODDE

A. ADEMOLLO

N. SARACA

Rif. Dis.	Data	Rev.	DESCRIZIONE	Redatto:	Verificato:	Approvato:

Dimensioni foglio :

A4

La MODIMAR s.r.l. si riserva la proprietà di questo disegno con la proibizione di riprodurlo o trasferirlo a terzi senza autorizzazione scritta.
This document is property of MODIMAR s.r.l. Reproduction and divulgation forbidden without written permission

Visto del Committente :

Sommario

1. PREMESSE	2
2. INDIVIDUAZIONE DELLE AREE	3
2.1 Fosso della Fiumaretta	3
2.2 Fosso del Prete.....	4
3. ANALISI IDRAULICA E METODO DI CALCOLO	5
3.1 Idraulica fluviale e Compatibilità idraulica delle interferenze.....	5
3.2 Metodo di Calcolo	5
3.2.1 Profili di corrente.....	6
3.2.2 Metodo di risoluzione	10
3.2.3 Coefficiente di Scabrezza	14
3.2.4 Manufatti interferenti: attraversamenti.....	14
3.3 Software di calcolo utilizzato: HEC-RAS 4.1	20
3.4 Aree inefficaci	22
3.5 Condizioni al contorno	25
3.6 Costruzione dei profili longitudinali.....	26
4. TABELLE	33
5. FIGURE	34
6. ALLEGATO A: RISULTATI DELLE SIMULAZIONI	35

1. PREMESSE

La presente relazione riferisce lo studio idraulico eseguito nell'ambito della progettazione definitiva per la realizzazione degli "Interventi di riqualificazione degli alvei del Fosso della Fiumaretta e del Fosso del Prete (Buonaugurio)" in ottemperanza alle prescrizioni contenute nel parere del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio di cui al prot DSA – 2006 – 0021173 del 08/08/2006, per la valutazione delle dinamiche di interazione in atto tra le opere che interferiscono con il reticolo idrografico superficiale e la definizione generale delle proposte progettuali volte al miglioramento della risposta idraulica di detti corpi idrici alle sollecitazioni idrauliche derivanti dai fenomeni di piena aventi tempi di ritorno due centennali.

Il fosso della Fiumaretta ha un bacino imbrifero di circa 14 Km² mentre il fosso Del Prete risulta avere un bacino imbrifero di circa 4.6km² entrambi con sbocco diretto nel mar Tirreno all'interno del porto di Civitavecchia. Il presente studio mostra come variano i livelli idrici in funzione degli interventi previsti dal Progetto Definitivo. Nello specifico si è studiato il comportamento idraulico dei due fossi in esame considerando la riprofilatura degli alvei e delle sponde di entrambi mediante l'utilizzo di gabbioni metallici e di opere in c.a..

All'interno del presente documento verranno anche esposte le impostazioni teoriche adottate per la schematizzazione dei fenomeni idraulici, le ipotesi semplificative assunte e le metodologie di calcolo utilizzate per l'interferenza tra le strutture d'attraversamento e corso d'acqua, facendo particolare riferimento ai risultati riportati nella Relazione Generale Illustrativa in materia di stima dei parametri idrologici di riferimento per il dimensionamento di tutti i manufatti idraulici in progetto.

2. INDIVIDUAZIONE DELLE AREE

2.1 Fosso della Fiumaretta

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena del Fosso della Fiumaretta, nelle condizioni ante e post operam, è stato condotto tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 1530 m che parte immediatamente a valle dell'attraversamento della Via Braccianese Claudia e termina a valle direttamente alla foce, in ambito portuale, mediante tratto tombato.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 18 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nella figura seguente.

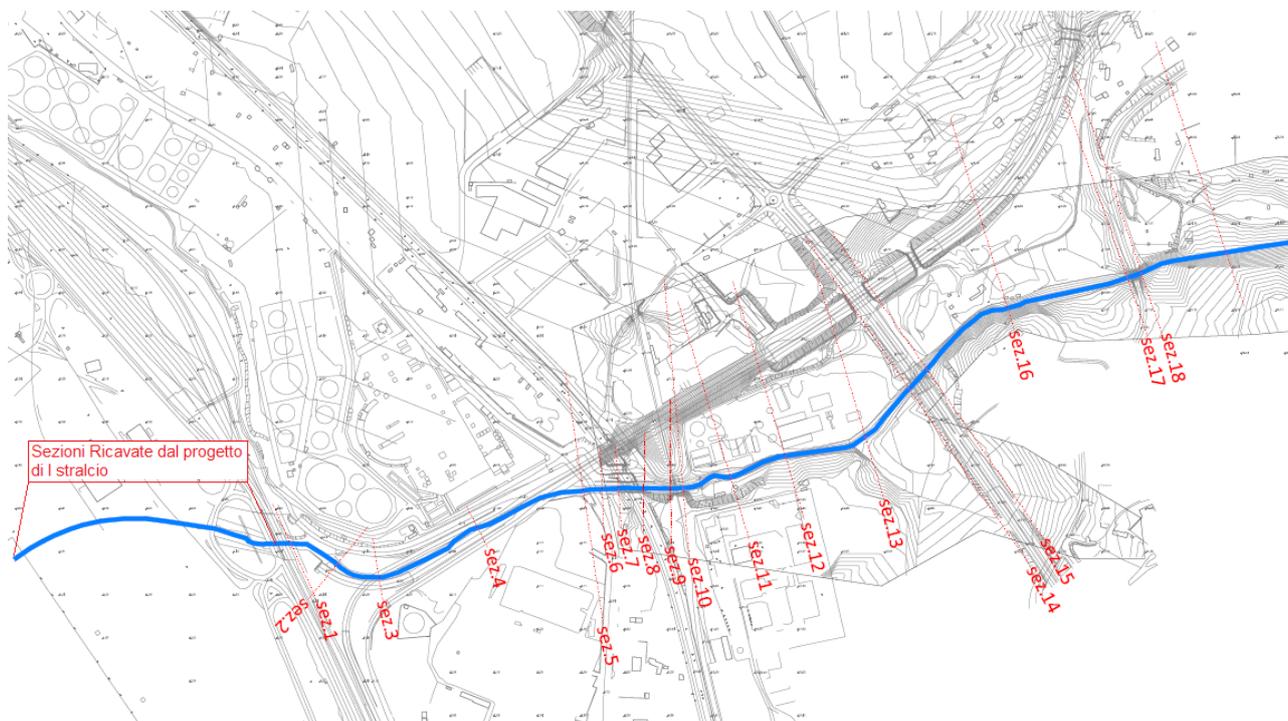


Figura 1 - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Fosso della Fiumaretta.

2.2 Fosso del Prete

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 2500 m che parte immediatamente a valle dell'attraversamento della E840 e termina a valle direttamente alla foce, in ambito portuale, mediante tratto tombato. La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 22 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nella figura seguente.

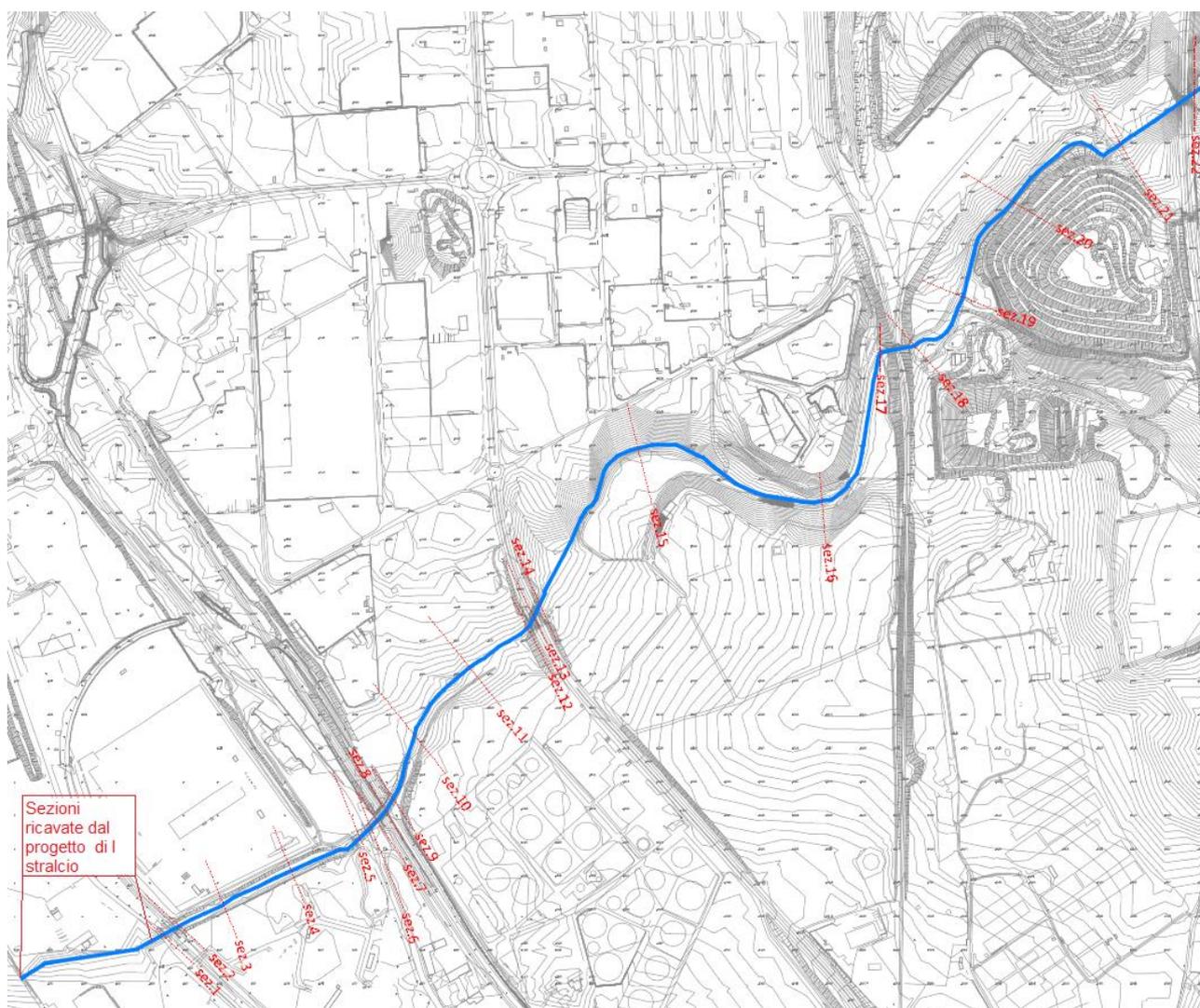


Figura 2 - Tratto del Fosso del Prete oggetto di studio con ubicazione sezioni trasversali .

In corrispondenza delle sezioni trasversali prossime ai ponti risulta importante, ai fini della corretta rappresentazione della corrente in piena, individuare le aree inefficaci ai fini del deflusso. In particolare per le sezioni indicate come 1 e 2 vanno escluse dalla zona di deflusso "attivo" delle aree da entrambi i lati delle luci dell'attraversamento.

3. ANALISI IDRAULICA E METODO DI CALCOLO

3.1 Idraulica fluviale e Compatibilità idraulica delle interferenze

L'analisi delle interazioni che si verificano fra la corrente idrica, l'alveo del corso d'acqua in cui questa defluisce e le strutture in alveo degli attraversamenti fluviali è stata oggetto negli ultimi anni di una rinnovata attenzione da parte di progettisti e ricercatori.

La presenza di un attraversamento, infatti, quand'anche si prescindano dai problemi derivanti da un suo eventuale collasso o danneggiamento, può indurre conseguenze rilevanti sulla morfologia dell'alveo fluviale, sulle caratteristiche idrauliche della corrente e sullo stesso regime delle portate di piena. Ad esempio, si possono verificare migrazioni laterali d'alveo indotte dalla presenza in alveo delle infrastrutture del ponte, in particolare dei rilevati di accesso, riduzione della capacità di deflusso e conseguente rialzo dei livelli del pelo libero di monte, e formazione di invasi a monte del manufatto di attraversamento che possono essere amplificati dalla parziale ostruzione delle luci del ponte ad opera di detriti lapidei e vegetali trasportati dalla corrente. La formazione di tali invasi temporanei può avere conseguenze particolarmente rilevanti, poiché da un lato può provocare un sensibile rialzamento dei livelli a monte e conseguente sormonto dell'impalcato, dall'altro l'insorgenza di sollecitazioni anomale sia sulle pile dei ponti che soprattutto sull'impalcato. Ciò può portare al collasso del ponte, fenomeno che si sviluppa usualmente in tempi piuttosto brevi; si verifica così lo svaso rapido del volume idrico accumulato a monte, che si traduce in un incremento anche notevole del valore di portata del colmo di piena transitante a valle rispetto alla situazione di alveo indisturbato.

3.2 Metodo di Calcolo

I fenomeni di deflusso in esame si caratterizzano per la prevalenza di una dimensione rispetto alle altre, ed appare quindi del tutto ragionevole l'accettazione della ipotesi di monodimensionalità del moto che, consentendo notevoli semplificazioni del sistema di equazioni differenziali che governano il fenomeno, ne assicurano la risolubilità con tempi di calcolo ragionevoli. Tale ipotesi, ancorché generalmente adottata, deve essere tuttavia attentamente valutata in presenza di estesi fenomeni di esondazione o in prossimità di ostacoli presenti in alveo quali ponti, soglie, o briglie, cui consegue per il moto l'acquisizione di spiccati caratteri di bi o tridimensionalità.

Un ragionevole compromesso tra l'accuratezza e lo sforzo computazionale appare pertanto quello di limitare la simulazione, in condizioni di portate estreme, all'ipotesi di condizioni di quasi stazionarietà concomitanti con il passaggio del colmo di piena, ed adottando differenti coefficienti di scabrezza e di ragguglio delle velocità per le aree golenali, rispetto all'alveo vero e proprio.

Anche in tali condizioni, assai incerte rimangono le determinazioni relative alla effettiva direzione del moto ed al conseguente fenomeno di riduzione delle distanze, per effetto dei tagli temporanei di eventuali curve, e delle conseguenti accentuazioni della pendenza idrica locale.

Infine, la determinazione del coefficiente di scabrezza da assegnare a ciascun tronco di alveo, unitamente alla ipotesi di indeformabilità dei contorni costituenti la sezione, palesemente non veritiera specialmente durante accentuati eventi di piena, costituiscono altrettanti limiti alla attendibilità delle valutazioni ottenibili. Peraltro, alla luce della convenzionalità della definizione di rischio potenziale, soprattutto per elevati valori del tempo di ritorno caratteristico dell'evento esaminato, la metodologia prevista appare ragionevolmente corretta anche se suscettibile di affinamenti sia concettuali che applicativi.

Un aspetto assai rilevante ai fini della valutazione qualitativa dei risultati conseguibili dalla adozione di un modello numerico siffatto, è rappresentato dalle caratteristiche di affidabilità delle determinazioni relative alle "condizioni al contorno", in termini di livelli idrici nelle sezioni di controllo del sistema. La particolare natura delle aste fluviali considerate consiglia l'adozione dell'ipotesi semplificativa di raggiungimento delle condizioni di moto uniforme alla estremità di monte o di valle del tronco fluviale analizzato.

Nei paragrafi seguenti verranno quindi esposte le metodologie impiegate per le verifiche idrauliche oggetto della presente relazione, evidenziando le ipotesi adottate di semplificazione teorica delle schematizzazioni concettuali dei fenomeni idraulici, ed i criteri di valutazione assunti per la quantificazione dei parametri sintetici.

3.2.1 Profili di corrente

Data la forte monodimensionalità del moto all'interno del corso d'acqua di interesse, in cui lo sviluppo pressoché rettilineo dell'asse domina per diversi ordini di grandezza sulle dimensioni della sezione trasversale interessata dal moto della corrente, ed in considerazione della regolarità della forma morfologica d'alveo, il calcolo dei profili di corrente è stato effettuato adottando le ipotesi di monodimensionalità e di regime permanente del moto.

Le verifiche idrauliche sono state quindi condotte con un modello numerico monodimensionale per il calcolo dei profili di corrente in moto permanente implementato dal *U.S. Army Corps of Engineers* in un programma per elaboratore elettronico di ampia diffusione e di consolidata pratica d'uso quale *HEC-RAS River Analysis System*.

Il modello prescelto simula il moto permanente gradualmente variato in canali aperti con contorni fissi. L'equazione base è quella della continuità dell'energia:

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

dove Z è la quota del fondo del canale ed Y il tirante idrico in corrispondenza delle sezioni, α è un coefficiente che tiene conto della distribuzione non uniforme della velocità dell'acqua, V è la velocità media dell'acqua, g l'accelerazione di gravità, h_e è la perdita di carico tra le sezioni 1 e 2.

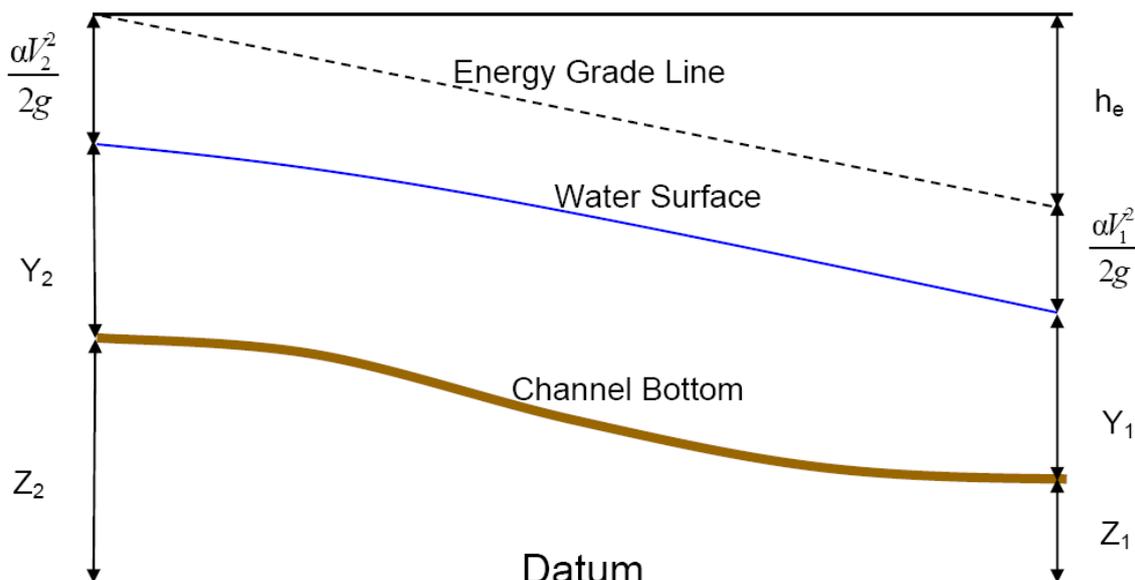


Figura 3 - Andamento dell'energia lungo il profilo di corrente.

La perdita di carico h_e presente tra due sezioni è dovuta prevalentemente alla perdita per attrito, con contributi aggiuntivi da imputare alle variazioni di velocità intrinseche nelle zone di espansione o contrazione della corrente. Indicando con J la cadente (perdita per attrito in termini adimensionali), e con C un coefficiente che tiene conto del fenomeno dell'espansione o contrazione, le perdite di carico vengono calcolate nel modo seguente:

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

La lunghezza L del ramo viene calcolata tenendo in conto anche la forma non regolare che presenta la sezione trasversale del fiume.

Il coefficiente C di espansione o contrazione viene invece determinato in funzione del tipo di transizione che avviene, come mostrato nella tabella che segue.

Tipo di transizione	Contrazione	Espansione
Nessuna transizione	0,0	0,0
Transizione graduale	0,1	0,3
Sezione tipica di un ponte	0,3	0,5
Rapida transizione	0,6	0,8

Tabella 1 - Coefficienti di contrazione ed espansione in funzione del tipo di transizione.

Il programma determina automaticamente il coefficiente più opportuno, confrontando le velocità a monte e a valle rispetto alla sezione considerata.

Le incognite presenti nelle precedenti equazioni (1) e (2) sono dunque la cadente J e il coefficiente adimensionale α_i . La pendenza d'attrito J viene calcolata come rapporto tra la portata media Q ed il coefficiente medio di resistenza K , sulla base della formula di Chezy-Manning.

$$J = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad \text{con} \quad K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \quad (3)$$

dove si ha:

- n , coefficiente di scabrezza di Manning;
- A , area della sezione;
- R , raggio idraulico.

Il coefficiente α è invece valutato come media pesata (sulla base delle portate di competenza) delle velocità nella sezione, una volta suddivisa la sezione in più campi. Ad esempio per la sezione dell'illustrazione successiva si ottiene:

$$\frac{\alpha \bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2} \Rightarrow \alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2} \quad (4)$$

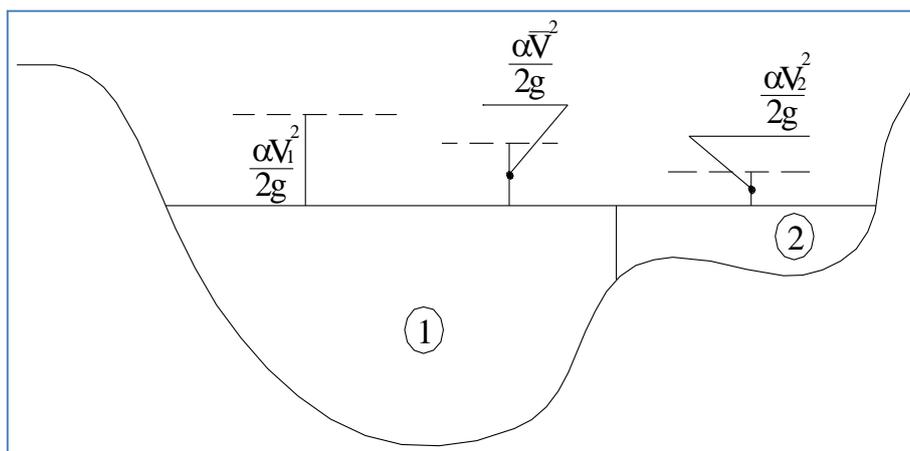


Figura 4 - Esempio di valutazione del coefficiente di uniformità delle velocità α .

Nel caso di distribuzione uniforme della velocità e di assenza di perdita di carico la precedente si trasforma nell'equazione di Bernouille:

$$Z_i + Y_i + \frac{V_i^2}{2g} = \text{Costante} \quad (5)$$

L'equazione precedente è applicabile a canali a moderata pendenza, ovvero a corsi d'acqua con pendenza di fondo tale che il $\text{Cos}\theta$ sia circa pari all'unità. Il metodo di soluzione adottato da HECRAS per l'equazione di continuità dell'energia applicata al moto permanente gradualmente vario richiede l'assunzione che la perdita di carico in una sezione sia la stessa che si avrebbe in moto uniforme a parità di sezione e velocità dell'acqua. HEC-RAS usa la formula del moto uniforme di Manning per valutare le perdite di carico:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{S_f} \quad (6)$$

dove V (m/s) è la velocità media dell'acqua nella sezione, n è il coefficiente di scabrezza, R (m) il raggio idraulico della sezione bagnata ed S_f la pendenza della linea piezometrica dovuta alle perdite di carico ripartite lungo l'alveo. Le due equazioni consentono la determinazione del profilo idrico della corrente una volta note la geometria e la scabrezza dell'alveo e le condizioni del moto alla sezione dalla quale deve iniziare il calcolo del profilo. Poiché due differenti altezze idriche possono produrre la stessa energia specifica (carico cinetico più altezza idrica), è necessario specificare lo stato iniziale della corrente (lenta o veloce).

3.2.2 Metodo di risoluzione

HEC-RAS impiega lo "standard step method" per risolvere l'equazione (1) di conservazione dell'energia in alvei a sezione variabile. Il programma quindi per approssimazioni successive determina l'altezza dell'acqua alla successiva sezione di calcolo.

L'equazione (1) è applicabile a correnti che presentano un regime costante per tutto il tratto. Risulta quindi necessario calcolare l'altezza critica della sezione al fine di determinare il tipo di corrente.

Per definizione l'altezza critica della corrente coincide con il minimo dell'energia totale, come evidenziato dalla Figura 4 , dove è diagrammata nel piano h, H la curva dell'energia totale della corrente.

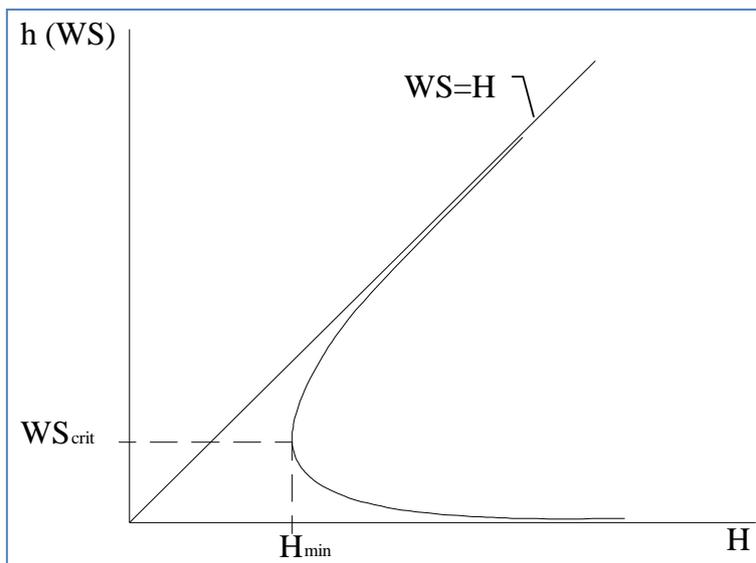


Figura 5 - Individuazione dell'altezza critica.

Partendo quindi dalla definizione di energia totale:

$$H = WS + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

per iterazioni successive al variare di WS e di V viene ricavato il valore di H fino ad arrivare ad un valore di H_{cr} corrispondente al minimo.

L'equazione dell'energia (1) ha validità solo nel caso di correnti variabili lentamente all'interno del ramo in esame. In particolare essa è applicata nel caso di correnti ovunque subcritiche o

supercritiche. Qualora all'interno di un ramo si verificasse il passaggio da corrente lenta a veloce si utilizza invece l'equazione della conservazione del momento.

Applicando la seconda legge di Newton $\sum F_x = ma$, con x direzione del moto, ad un elemento di fluido tra due sezioni 1-2, per equilibrio si ottiene:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (7)$$

dove si ha:

- P_1 , 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.

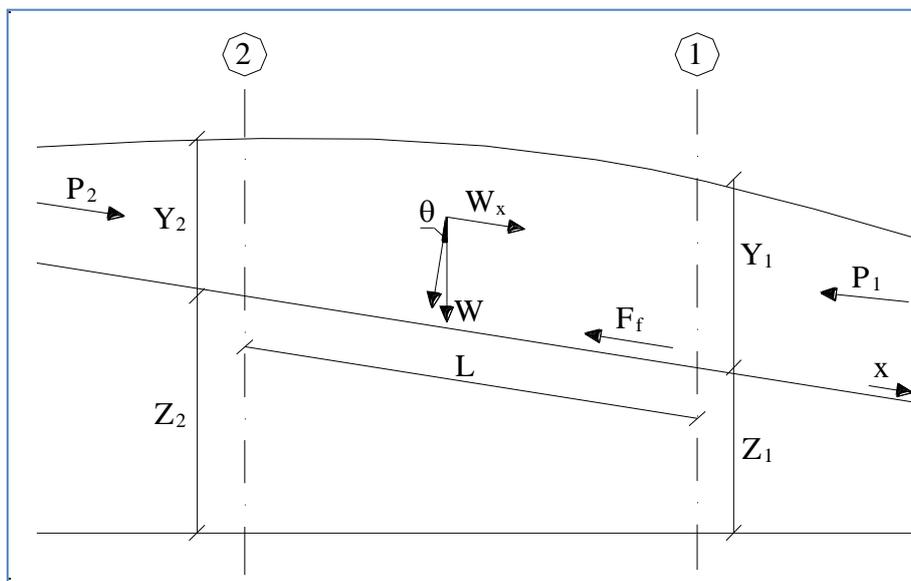


Figura 6 - Termini dell'equazione dei momenti.

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

$$P = \gamma A \bar{Y} \cos \theta \cong \gamma A \bar{Y} \quad (8)$$

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

Nella relazione (6) γ corrisponde al peso specifico del fluido, A all'area della sezione ed \bar{Y} all'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, viene valutata nel modo seguente:

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \Rightarrow W_x = W \cdot \sin\theta \quad (9)$$

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

In particolare, si trova:

$$F_f = \tau PL$$
$$\tau = \gamma R J \Rightarrow F_f = \gamma \frac{A}{P} J PL = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot J L \quad (10)$$

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

La soluzione dell'equazione (7) viene trovata, quindi, per iterazioni successive, come sinteticamente riportato nel prosieguo.

Le equazioni (1) e (7) sono applicate anche alle sezioni caratterizzate dalla presenza di un ponte. E' sufficiente in tal caso suddividere il tratto interessato dal ponte in più sezioni, e ripetere per la successione di esse l'analisi svolta per il tratto delimitato da sole due sezioni.

In sintesi, quindi, la procedura iterativa con cui il modello di calcolo in parola effettua la simulazione, è la seguente:

- a. la quota dell'acqua e la portata sono note alla sezione di inizio calcolo (sez. 1)
- b. si calcola l'energia della sezione sulla base dei dati a) e della geometria della sezione
- c. la geometria della sezione successiva (sez. 2) è nota insieme alla distanza tra le due sezioni
- d. si assume una quota dell'acqua alla successiva sezione 2 e se ne calcola il raggio idraulico e l'area sulla base della geometria della sezione stessa. Quindi si determina un valore medio della capacità di deflusso delle due sezioni. La capacità di deflusso di una sezione di un alveo è, per una determinata altezza d'acqua, la portata che può transitare nell'alveo con una pendenza piezometrica unitaria
- e. si calcola la perdita di carico ripartita sulla base del valore medio della capacità di deflusso, della lunghezza del tratto e della portata
- f. si calcola il carico cinetico pesato, $\alpha V^2/2g$, nella seconda sezione.
- g. si calcolano le ulteriori perdite di carico dovute alla contrazione ed all'allargamento della sezione sulla base di quanto determinato in f)
- h. si calcola la variazione della quota dell'acqua tra le due sezioni, come variazione della somma del carico cinetico e delle perdite di carico
- i. si calcola la quota dell'acqua nella seconda sezione come somma del primo livello idrico e delle variazioni di quota calcolata in h)
- j. si calcola l'errore tra il livello d'acqua nella sezione 2 assunto in d) e quello calcolato in i)
- k. se l'errore è minore di 1 cm la procedura è ripetuta per le sezioni successive dell'alveo, altrimenti è ripetuta per le stesse due sezioni ma con una nuova stima iniziale dell'altezza d'acqua nella sezione 2 (punto d))

3.2.3 Coefficiente di Scabrezza

Il coefficiente di scabrezza in un alveo naturale rappresenta una misura globale della resistenza al moto della corrente, in cui si compendiano una molteplicità di fattori tra i quali la forma e la regolarità della sezione, la presenza quali-quantitativa di vegetazione e le caratteristiche litologiche del materiale d'alveo.

La sua determinazione deve quindi essere condotta con grande attenzione, valutando attentamente le caratteristiche specifiche dei materiali che compongono l'alveo e la copertura vegetale delle sponde e delle aree golenali adiacenti interessate al deflusso lungo tutto lo sviluppo dell'asta fluviale di interesse.

Nella pratica tecnica il valore numerico del coefficiente rappresentativo del termine di resistenza nell'equazione del moto può essere determinato facendo ricorso a relazioni e tabelle di natura sperimentale ampiamente disponibili in letteratura tecnica. Tali relazioni forniscono il valore del coefficiente di scabrezza sulla base di analogie delle caratteristiche morfologiche e vegetazionali dell'alveo di interesse ad una serie di situazioni tipiche dei corsi d'acqua naturali già investigate sperimentalmente.

3.2.4 Manufatti interferenti: attraversamenti

Per un tratto caratterizzato dalla presenza di un generico ponte (vedi figure seguenti) si evidenziano 3 zone: una zona di contrazione a monte; una zona intermedia in cui è presente il ponte; una zona di espansione a valle.

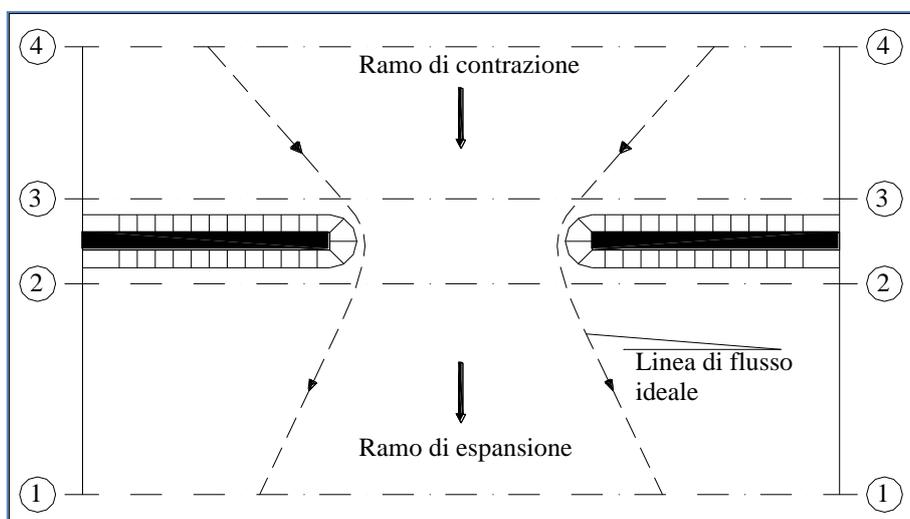


Figura 7 - Schema planimetrico delle sezioni di calcolo in corrispondenza di un ponte.

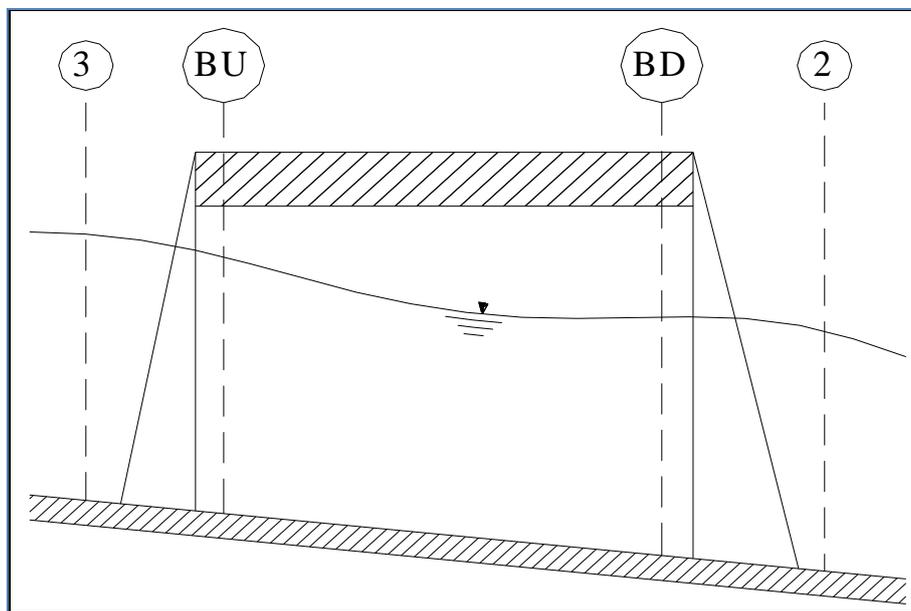


Figura 8 - Profilo schematico delle sezioni di calcolo in corrispondenza di un ponte.

L'applicazione dell'equazione del momento tra le sezioni 1-2 e 3-4 è del tutto analoga a quanto visto 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).

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 viene scritta come

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

Step 2: equilibrio tra BU e BD:

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

Step 3: equilibrio tra BU e 3

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

con C_D coefficiente di resistenza idrodinamica intorno alla pila, ricavabile dalla **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** in funzione della configurazione geometrica relativa.

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 2 - Coefficienti di resistenza idrodinamica per diversi tipi di pile di ponte.

In alternativa all'equazione di conservazione del momento si può applicare per i problemi idraulici dei ponti l'equazione di Yarnell, che permette di valutare le diverse perdite di energia localizzate.

Con riferimento alle precedenti illustrazioni, le perdite di energia tra le sezioni 2 e 3 sono valutate nel modo seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6) \cdot (\alpha + 15\alpha^4) \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad (11)$$

dove $H_{i,j}$ rappresenta 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, come riportato in Tabella 3**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

TIPO DI PILA	K
Pila semicircolare in punta	0.9
Pila cilindrica doppia collegata con diaframma	0.9
Pila cilindrica doppia senza diaframma	1.0
Pila con punta triangolare $\alpha = 90^\circ$	1.0
Pile rettangolari	1.2
Dieci pile a cavalletto inclinate	2.5

Tabella 3 - Coefficienti di resistenza secondo Yarnell per diversi tipi di pile di ponte.

Nella precedente equazione 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.

Il modello elaborato ammette le condizioni sia di corrente sottoposta (ovvero caratterizzate da un'altezza idrica inferiore all'altezza di intradosso del ponte), che sovrapposte, con deflusso in parte o del tutto in pressione (con intradosso dell'impalcato lambito dalle acque), nel qual caso la valutazione della perdita di carico in corrispondenza del ponte procede attraverso lo stesso calcolo della portata che attraversa la sezione. In particolare, in riferimento ad un caso generico (Figura 9) la portata è calcolata nel modo seguente:

$$Q = C_d A_1 \left[2g \left(Y_1 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (12)$$

dove si indica:

- C_d , coefficiente di deflusso il cui andamento è riportato nel grafico della successiva Figura 10, 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.

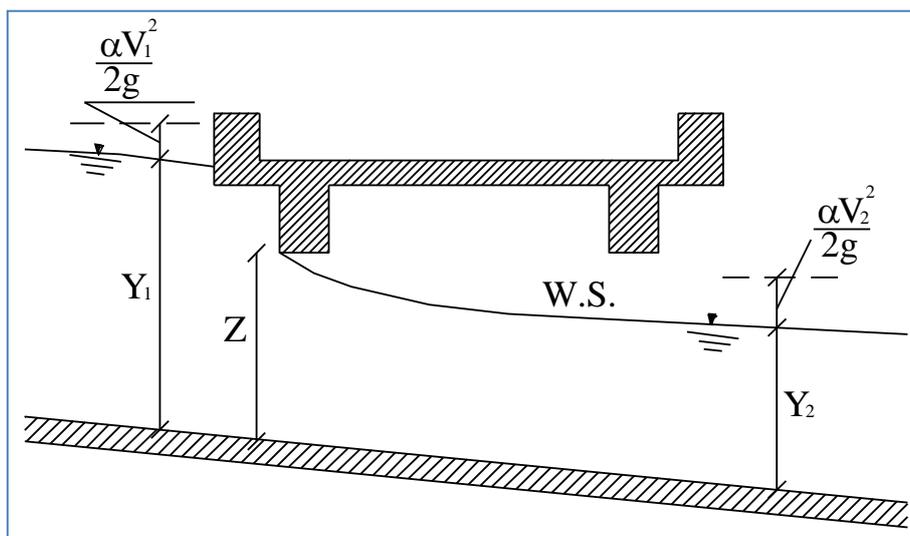


Figura 9 - Valutazione delle perdite di carico per deflusso a battente sotto un ponte.

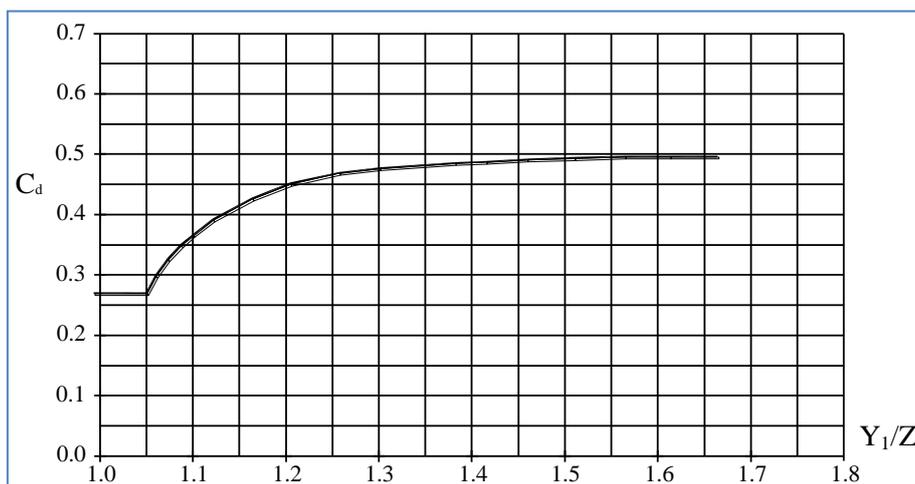


Figura 10 - Coefficiente di deflusso a battente sotto un ponte, in funzione del rapporto tra pelo libero a monte ed altezza della luce libera.

Se il ponte risulta in pressione sia a monte che a valle, la precedente equazione (12) viene corretta imponendo, più semplicemente:

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

in cui C assume il valore di 0.8 ed H coincide con la perdita di carico totale tra la sezione di monte e di valle del ponte.

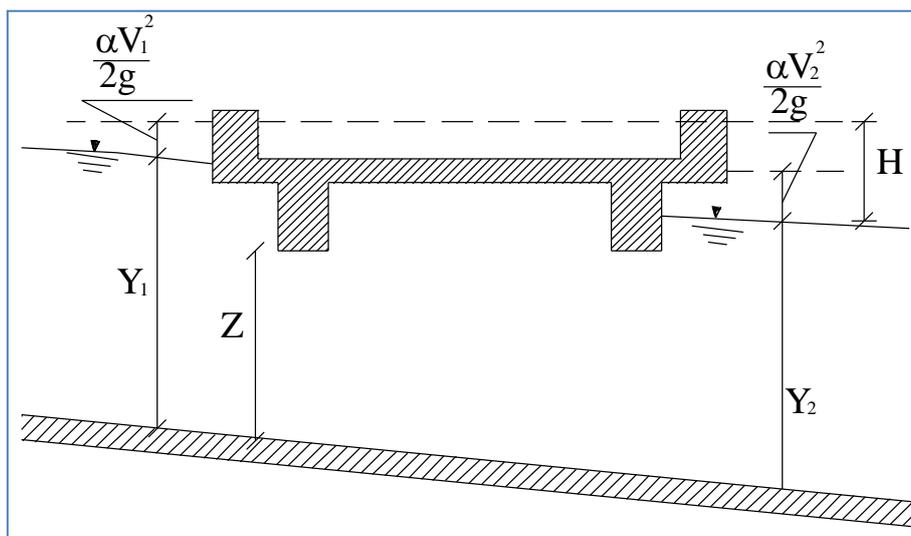


Figura 11 - Valutazione delle perdite di carico per deflusso a battente sotto un ponte, con moto in pressione sia a monte che a valle dell'impalcato.

Infine, nel caso in cui l'impalcato del ponte venga tracimato dalla corrente di piena, la quota parte di portata corrispondente al deflusso a stramazzo si calcola nel modo seguente:

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

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

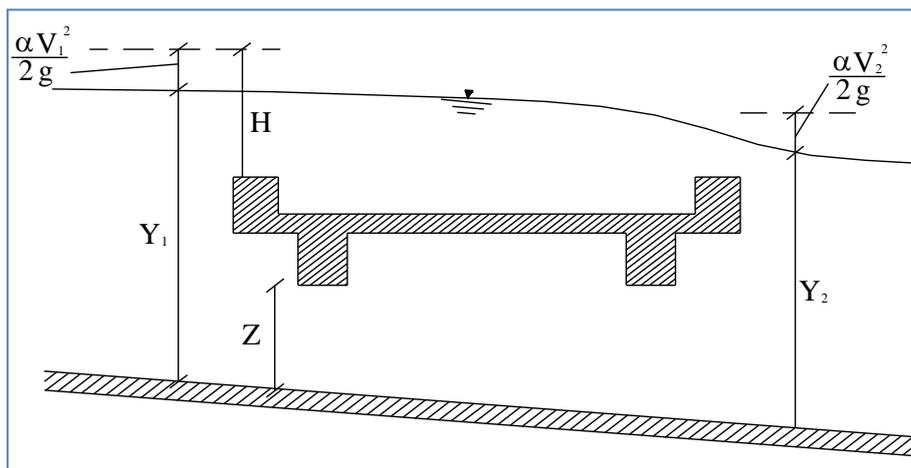


Figura 12 - Valutazione delle perdite di carico in corrispondenza di un ponte, nel caso di tracimazione dell'impalcato, con deflusso in parte a battente ed in parte a stramazzo.

3.3 Software di calcolo utilizzato: HEC-RAS 4.1

Come esplicitamente richiesto dalle specifiche tecniche contrattuali, il calcolo idraulico è stato eseguito, sulla base delle metodologie esposte nel paragrafo precedente, mediante apposito software di modellazione: in particolare è stato utilizzato il programma HEC-RAS, diffuso su scala internazionale, prodotto dalla statunitense USACE (U.S. Army Corps of Engineers), nella sua più recente versione 4.1.

HEC-RAS è studiato per eseguire calcoli idraulici relativi a problemi uni-dimensionali, su reti di canali naturali o artificiali.

L'interazione dell'utente con il programma è demandata ad un'interfaccia grafica, progettata per rendere facile l'utilizzo, mantenendo un alto livello di efficienza per l'utente, esplicando in particolare le seguenti funzioni:

- Gestione dei files;
- Input e modifica dei dati;
- Analisi idrauliche;
- Creazione di grafici e tabelle dei dati in input e dei risultati in output;
- Utilità di creazione di report;
- Assistenza all'utente.

Il sistema HEC-RAS permette quattro tipi di analisi idraulica uni-dimensionale, ovvero:

1. Calcolo di moto permanente;
2. Simulazioni in condizioni di moto vario;
3. Valutazione del trasporto di sedimenti in configurazioni a fondo mobile;
4. Analisi di qualità delle acque.

Tutti i vari moduli utilizzano una geometria comune inserita dall'utente, e le stesse routines di calcolo idraulico; in aggiunta ad essi, il software dispone di diverse funzioni di progettazione idraulica, utilizzabili una volta che i profili idraulici siano calcolati.

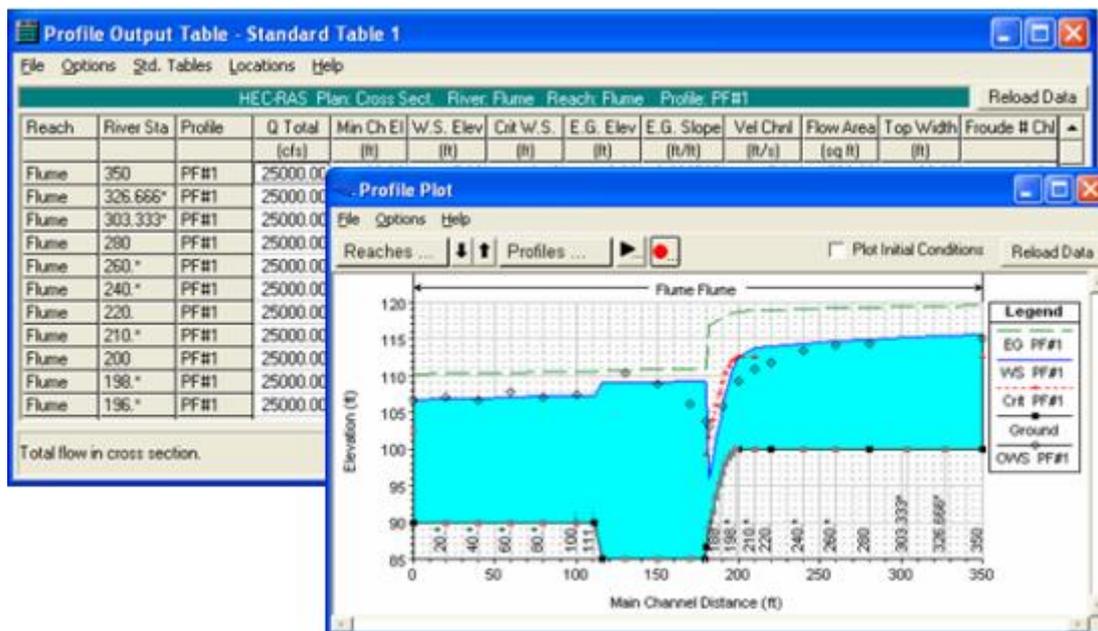
Il modulo di calcolo in moto permanente, qui di interesse, è finalizzato al calcolo del profilo in condizioni di moto permanente o gradualmente variato; il sistema è in grado di gestire reti complesse di canali oppure singoli tratti, in condizioni di corrente lenta, veloce o in regime misto.

I principi di calcolo sono quelli descritti nel paragrafo precedente; in aggiunta possono essere tenuti in conto gli effetti di ostruzioni al deflusso di diversa natura, quali quelle rappresentate dalla presenza di manufatti in alveo (ponti, tombature, briglie, soglie, ostacoli permanenti) oppure dovute

accidentalmente al materiale galleggiante trasportato dalla stessa corrente, che può intasare zone a luce ridotta.

La gestione dei dati viene effettuata da HEC-RAS sia mediante il ricorso a semplici files di testo (codice ASCII) che attraverso un proprio sistema di database integrato, denominato HEC-DSS: in questo caso i dati forniti in input dall'utente vengono archiviati con riguardo al relativo progetto, piano di simulazione, alla geometria di riferimento, alle condizioni di simulazione (regime di moto) etc., in modo da facilitare l'interscambio anche con software differenti.

E' possibile in HEC-RAS produrre schemi grafici del sistema di canali analizzato, delle singole sezioni trasversali o di gruppi di esse, dei profili, delle scale di portata, degli idrogrammi di piena e di molte altre grandezze idrauliche; il programma fornisce altresì in maniera immediata una rappresentazione tridimensionale dell'intero canale, su cui viene riportato il profilo di corrente simulato. Analogamente è possibile produrre i tabulati di calcolo di tutte le grandezze idrauliche di interesse, mediante tabelle predefinite o impostate dall'utente. Grafici e tabelle sono di facile esportazione e stampa.



Costruzione del modello idraulico

Per le simulazioni di carattere idraulico condotte al fine di valutare le condizioni di deflusso, per assegnato tempo di ritorno, della piena di riferimento allo stato attuale e nella configurazione di progetto si è proceduto alla definizione della geometria d'alveo longitudinale e trasversale dei corsi d'acqua in argomento.

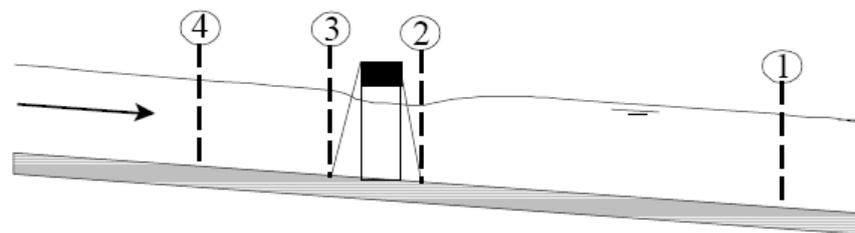
La base informativa dell'orografia dell'area di studio è stata costruita facendo riferimento alle sezioni rilevate durante la campagna di rilievi topografici effettuata in questa fase progettuale.

3.4 Aree inefficaci

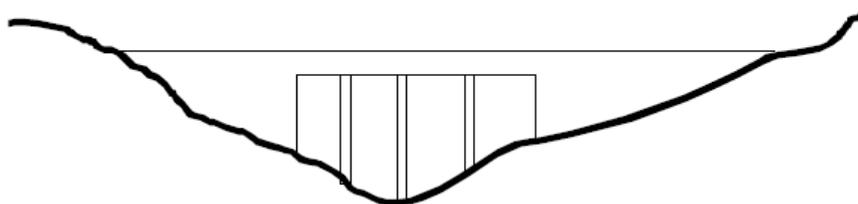
Con l'indicazione delle aree inefficaci si definiscono alcune porzioni della sezione trasversale interessate dalla presenza di acqua ma non da un effettivo deflusso, ovvero zone di ristagno in cui si può considerare nulla la velocità di trasporto verso valle.

La successiva figura mostra l'individuazione di tali aree inefficaci nella descrizione del ponte all'interno del modello; in caso di tracimazione dell'impalcato, si può imporre che (con livello idrico oltre una certa elevazione) tali zone della sezione trasversale ritornino utili ai fini della capacità di deflusso. Tale tecnica di modellazione risulta più appropriata di una totale ridefinizione della sezione, con una sagoma fittizia, in quanto non viene aggiunto, in fase di calcolo idraulico, alcun contributo al perimetro bagnato della sezione.

In generale, la delimitazione delle aree inefficaci deve essere tale da tenere in conto i fenomeni di espansione e contrazione che si verificano nelle immediate vicinanze del manufatto; in particolare, lato monte il deflusso subisce una netta contrazione, per la quale si può ritenere corretto nella pratica comune un rapporto di contrazione di 1:1, posizionando di conseguenza i limiti dell'area inefficace da una parte e dall'altra delle aperture. Lato valle è possibile procedere analogamente, tenendo conto però delle peculiari condizioni allo sbocco, per cui l'area efficace ai fini del deflusso può coincidere, crescere o ridursi rispetto alla luce disponibile in corrispondenza del ponte: in generale si individua allora quale area efficace quella corrispondente alla larghezza delle luci del ponte, o poco più ampia in ragione della pur minima espansione attesa, a meno che la configurazione geometrica delle spalle o delle pile non sia tale da lasciar presumere un'ulteriore contrazione a valle dell'attraversamento.



A. Channel Profile and cross section locations



B. Bridge cross section on natural ground



C. Portion of cross sections 2 & 3 that is ineffective for low flow

Figura 13 - *Delimitazione delle aree inefficaci in corrispondenza dei ponti.*

Ad ogni sezione fluviale, o porzione di essa, come anche alle superfici bagnabili dei manufatti interferenti, inclusi i ponti, sono stati assegnati opportuni valori dell'indice di scabrezza di Manning, sulla base delle prescrizioni della stessa Autorità di Bacino del Tevere, contenute nel documento *Linee guida per la individuazione e definizione degli interventi di manutenzione delle opere idrauliche e di mantenimento dell'efficienza idraulica della rete idrografica*, allegato alle *Norme di Attuazione* del Piano di Bacino del Tevere. La tabella che segue, tratta dal documento citato, sintetizza gli indici di scabrezza indicati per le tipologie di alveo più comuni.

Tipologia del corso d'acqua	Caratteristiche del corso d'acqua		Scala dell'indice di scabrezza come "n" di Manning			
	Assetto geomorfologico	Assetto ambientale	Minimo	Normale	Massimo	
Corsi d'acqua minori con larghezza dell'alveo in piena < 30 m	di pianura	Alveo con andamento rettilineo - Fondo uniforme senza valli e dossi - Sezione regolare	Acque limpide	0.025	0.030	0.033
		Alveo con andamento rettilineo - Fondo uniforme senza valli e dossi - Sezione con presenza di massi	Acque limpide - Presenza di vegetazione erbacea	0.030	0.035	0.040
		Alveo con andamento a meandri - Fondo uniforme senza valli e dossi - Sezione regolare	Acque limpide	0.033	0.040	0.045
		Alveo con andamento a meandri - Fondo disuniforme con valli e dossi - Sezione con presenza di massi	Acque limpide - Presenza di vegetazione erbacea	0.035	0.045	0.050
		A meandri con pendenza ridotta - Fondo disuniforme con valli e dossi - Sezione regolare ma ridotta	Acque limpide	0.040	0.048	0.055
		Alveo con andamento a meandri - Fondo disuniforme con valli e dossi - Sezione con molti massi	Acque limpide - Presenza di vegetazione erbacea	0.045	0.050	0.060
		A meandri a debole pendenza - Fondo disuniforme con valli e dossi - Sezione con molti massi	Vegetazione erbacea ed arbustiva abbastanza diffusa	0.050	0.070	0.080
		A meandri a debole pendenza - Fondo disuniforme con valli e dossi - Sezione con molti massi	Alveo con abbondante vegetazione erbacea - Alveo di piena con abbondanti colonizzazioni di alberi ed arbusti	0.075	0.100	0.150
	montani	Sponde normalmente ripide - Sezioni con fondo di ghiaia, sassi e qualche masso	Assenza di vegetazione nell'alveo - Alberi e arbusti lungo le sponde sommersi durante le acque alte	0.030	0.040	0.050
		Sponde normalmente ripide - Sezioni con fondo di sassi e molti massi	Assenza di vegetazione nell'alveo - Alberi e arbusti lungo le sponde sommersi durante le acque alte	0.040	0.050	0.070
Corsi d'acqua maggiori con larghezza dell'alveo in piena > 30 m	di pianura	Fondo uniforme senza valli e dossi - Sezione regolare	Alveo con vegetazione e/o Alveo di piena con alberi e arbusti	0.025	---	0.060
	montani	Fondo disuniforme con valli e dossi - Sezione irregolare	Alveo con vegetazione e/o Alveo di piena con colonizzazioni di alberi e arbusti	0.035	---	0.100

Tabella 4 - Indici di scabrezza di Manning per diverse configurazioni di alveo [AdB del Tevere].

I valori di scabrezza di Manning considerati nelle simulazioni di sensitività variano da un minimo di 0.025 esteso all'intera larghezza delle sezioni al valore di 0.04 come valore massimo. In una simulazione si è considerato il valore di 0.035 per il tratto centrale e il valore di 0.06 per i tratti laterali.

3.5 Condizioni al contorno

La configurazione geometrica dell'alveo, le numerose irregolarità plano-altimetriche presenti, nonché le frequenti ostruzioni dello stesso canale principale dovute alla presenza di manufatti interferenti, rendono incerta a priori la determinazione del regime di moto – lento o veloce – e inducono a propendere per l'esecuzione di simulazioni in condizioni miste, lasciando che sia il software di calcolo utilizzato a decidere il tipo di integrazione da condurre, specificando però sia a monte che a valle le condizioni al contorno più plausibili. Queste, sono state assegnate sulla base delle effettive condizioni di deflusso nel tratto fluviale, con riguardo specialmente alla presenza di briglie, soglie o traverse che ne hanno permesso una facile definizione. La condizione al contorno è stata posta uguale alla profondità critica per ciascuno dei profili calcolati.

Gli indici di scabrezza di Manning per le diverse configurazioni esaminate di alveo, sono quelli indicati dall'Autorità di Bacino del Tevere, che sono basati sulla tipologia del corso d'acqua, delle sue caratteristiche geomorfologiche, dell'assetto ambientale e dalla tipologia di formazione presente. Il corso d'acqua in oggetto si caratterizza con una larghezza dell'alveo in piena < 30 m, andamento rettilineo, assenza di inerbimento e assenza di ostacoli vegetali diffusi. Per quanto riguarda le simulazioni dello stato attuale (Ante Operam) si sono utilizzati come indici di scabrezza di Manning "n" un valore di 0.040 nel tratto centrale e 0.060 nei due tratti esterni come valore massimo. Per la simulazione dello stato di progetto mediante l'utilizzo di gabbioni riempiti con massi naturali (Post Operam), sono stati utilizzati come indici di scabrezza di Manning "n" un valore di 0.040 nel tratto centrale, 0.025 lungo le sponde oggetto di sistemazione ed un valore di 0.060 nei due tratti esterni all'intervento.

Fosso	Ante Operam		Post operam	
	Tratti esterni	Tratti interni	Tratti esterni	Tratti interni
Del Prete	0.060	0.040	0.060	0.025
Fiumaretta	0.060	0.040	0.060	0.025

Tabella 5 - Coefficienti di Manning

3.6 Costruzione dei profili longitudinali

Per la costruzione dei profili longitudinali dei due fossi oggetto di studio si sono utilizzate le molteplici fonti cartografiche, in dettaglio:

- Cartografia Tecnica Regionale della Regione Lazio in scala 1:10.000.
- Rilievo dell'area portuale eseguito dall'Autorità portuale di Civitavecchia mediante drone con restituzione vettoriale in scala 1:2.000.

Al fine di ottenere un miglior dettaglio dell'andamento delle superficie del territorio in esame le predette informazioni sono stata preventivamente processate a mezzo GIS, utilizzando il modulo ArcMap del pacchetto software ArcGis, versione 9.3. Attraverso idonea interpolazione dei dati vettoriali e puntuali forniti dalle basi cartografiche utilizzate si è potuto costruire una complessa interpolazione triangolare di tutti i punti (TIN) cui riferire le successive elaborazioni per l'estrazione delle curve di livello di passo 1 m utilizzate per la definizione dei profili e delle sezioni trasversali dei corpi idrici in studio.



Figura 14 - Fosso del Prete: Nuvola di punti rilevati con il volo del 2015 (Dato fornito dall'Autorità Portuale di Civitavecchia).



Figura 15 - Fosso del Prete: *elementi lineari ottenuti da fotointerpretazione delle ortofoto scattate con il volo del 2015 (Dato fornito dall'Autorità Portuale di Civitavecchia).*

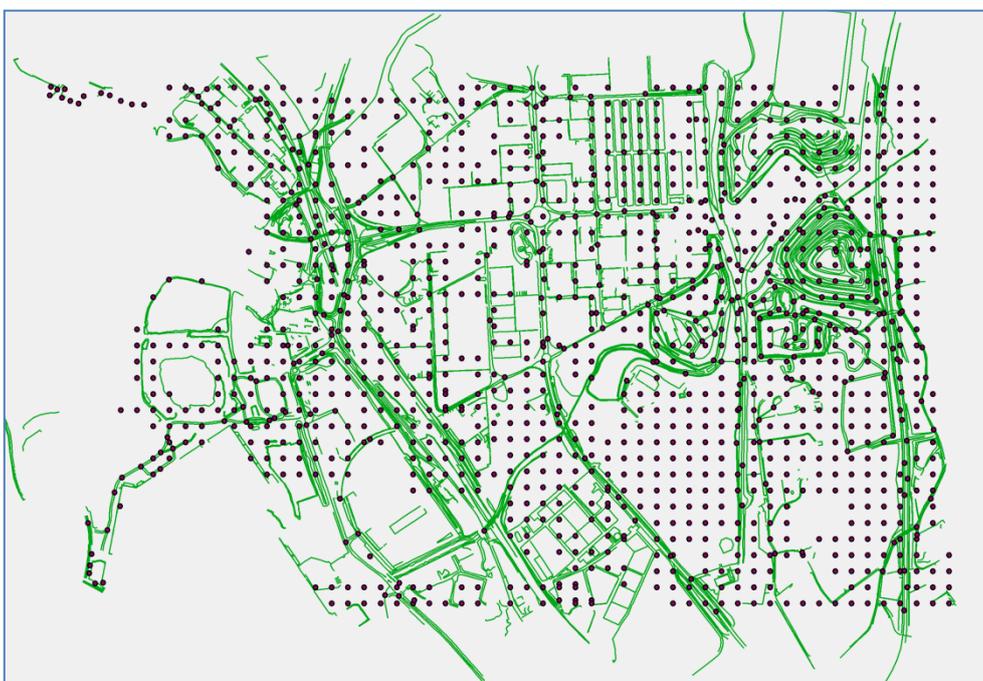


Figura 16 - Fosso del Prete: *sovrapposizione delle informazioni vettoriali precedenti.*

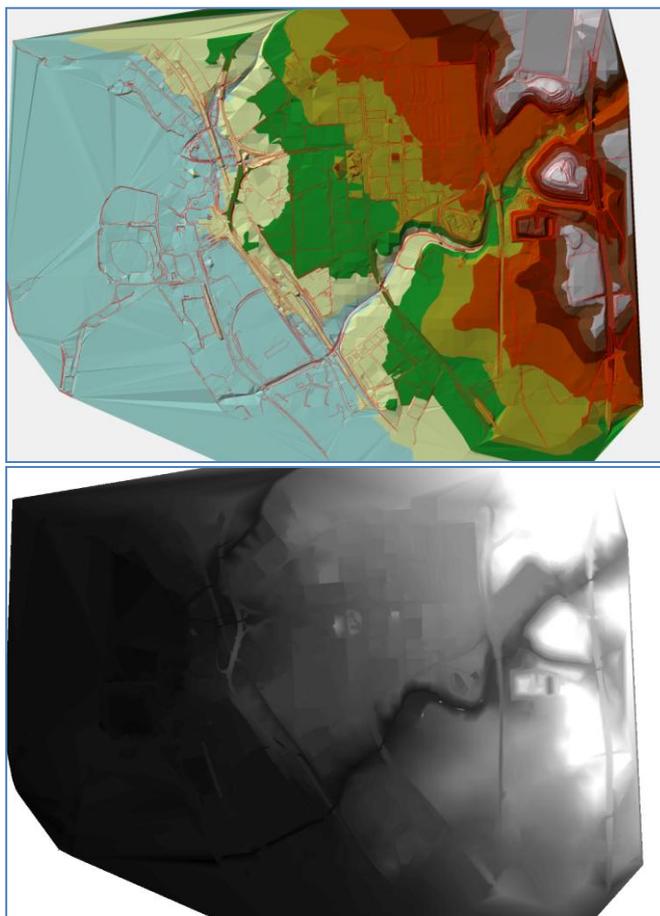


Figura 17 - Fosso del Prete: elaborazione della T.I.N. e della relativa Grid (cellsize 2 m) ottenuta imponendo il passaggio per i punti e linee rilevate.

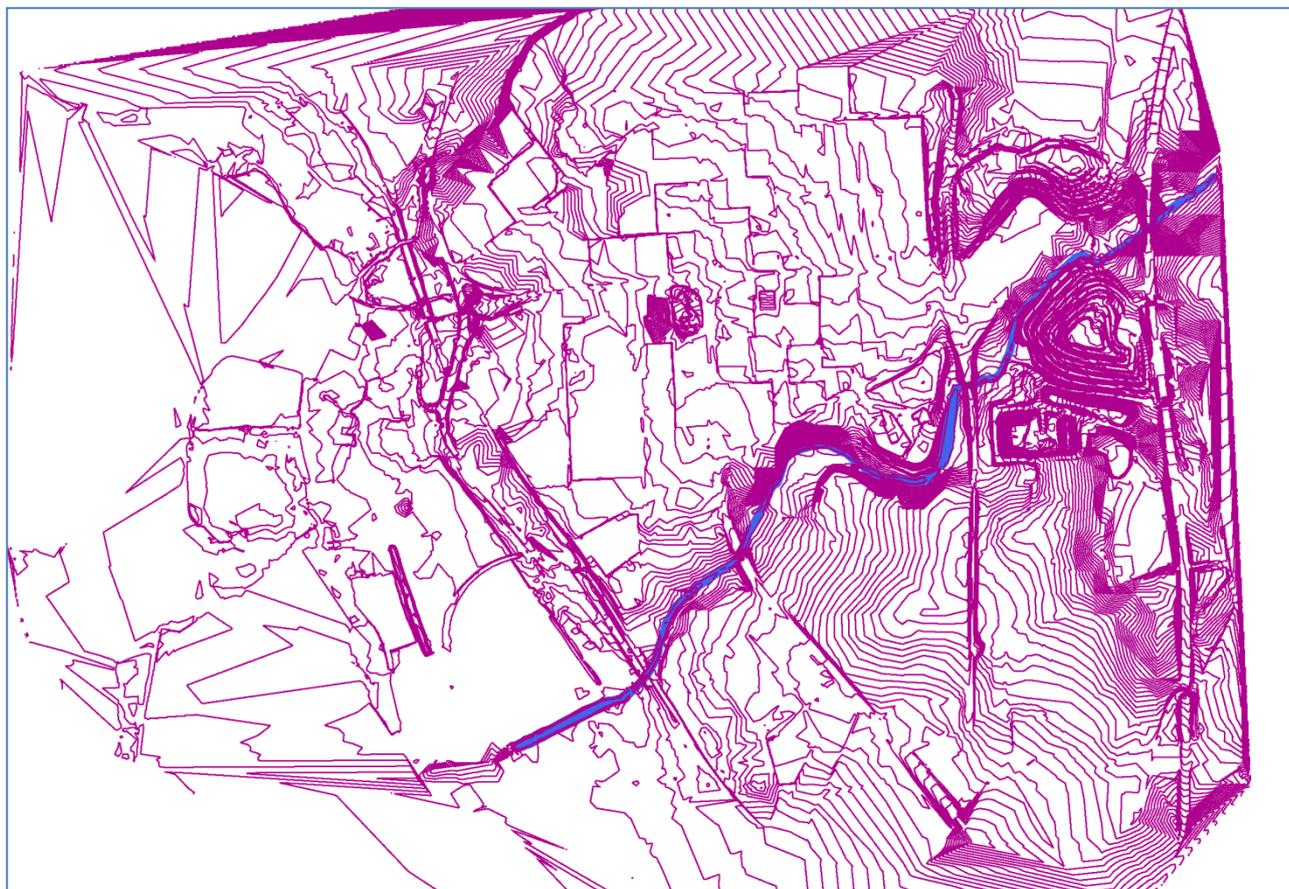


Figura 18 - Fosso del Prete: *curve di livello ottenute con passo 1 m.*

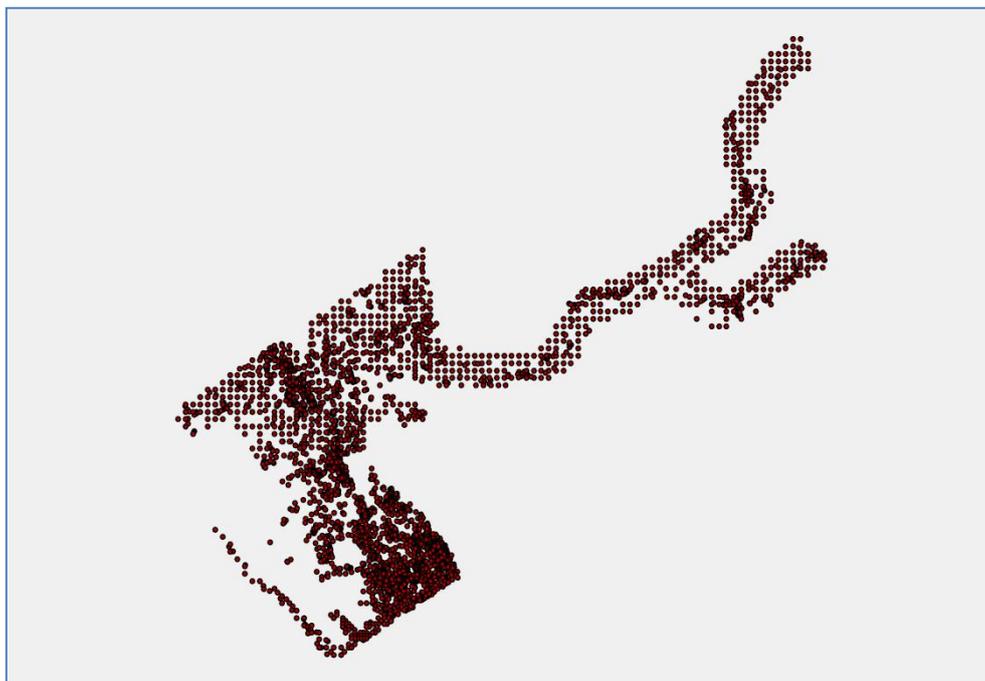


Figura 19 - Fosso della Fiumaretta: *Nuvola di punti rilevati con il volo del 2015 (Dato fornito dall'Autorità Portuale di Civitavecchia).*



Figura 20 - Fosso della Fiumaretta: *elementi lineari ottenuti da fotointerpretazione delle ortofoto scattate con il volo del 2015 (Dato fornito dall'Autorità Portuale di Civitavecchia).*

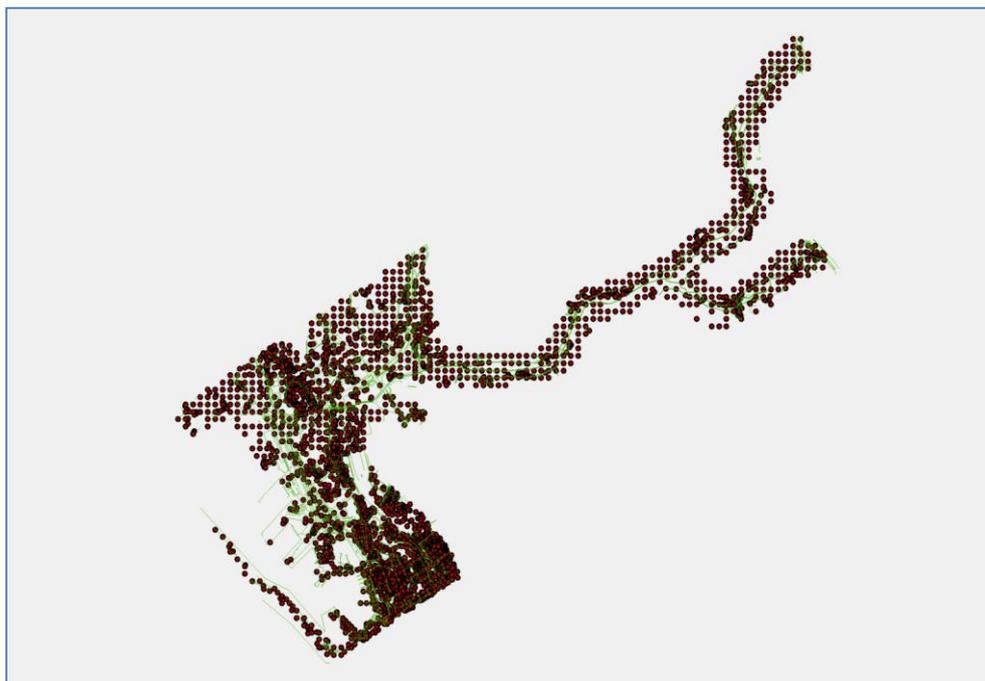


Figura 21 - Fosso della Fiumaretta: *sovrapposizione delle informazioni vettoriali precedenti.*

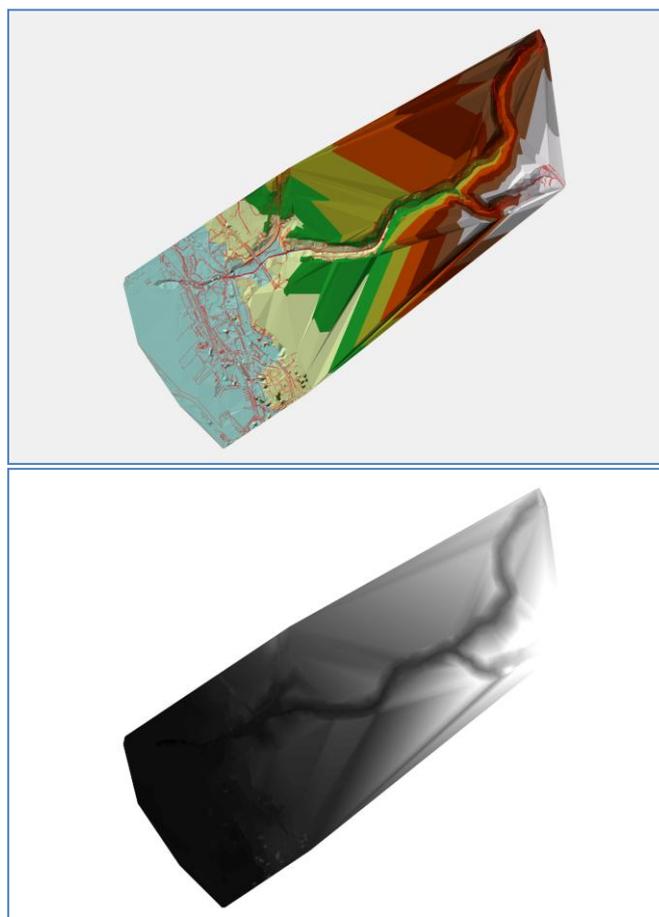


Figura 22 - Fosso della Fiumaretta: *elaborazione della T.I.N. e della relativa Grid (cellsize 2 m) ottenuta imponendo il passaggio per i punti e linee rilevate.*



Figura 23 - Fosso della Fiumaretta: *curve di livello ottenute con passo 1 m.*

Per i profili longitudinali sia dello stato attuale (Ante Operam) che del progetto (Post Operam) si rimanda agli elaborati grafici IDR-PR-01-A ed IDR-PR-02-A.

4. TABELLE

Tabella 1 - <i>Coefficienti di contrazione ed espansione in funzione del tipo di transizione.</i>	8
Tabella 2 - <i>Coefficienti di resistenza idrodinamica per diversi tipi di pile di ponte.</i>	16
Tabella 3 - <i>Coefficienti di resistenza secondo Yarnell per diversi tipi di pile di ponte.</i>	17
Tabella 4 - <i>Indici di scabrezza di Manning per diverse configurazioni di alveo [AdB del Tevere].</i> ...	24
Tabella 5 - <i>Coefficienti di Manning</i>	25

5. FIGURE

Figura 1 - Ubicazione sezioni trasversali per il tratto del Fosso della Fiumaretta.....	3
Figura 13 - <i>Tratto del Fosso del Prete oggetto di studio con ubicazione sezioni trasversali</i>	4
Figura 2 - <i>Andamento dell'energia lungo il profilo di corrente</i>	7
Figura 3 - <i>Esempio di valutazione del coefficiente di uniformità delle velocità α</i>	9
Figura 4 - <i>Individuazione dell'altezza critica</i>	10
Figura 5 - <i>Termini dell'equazione dei momenti</i>	11
Figura 6 - <i>Schema planimetrico delle sezioni di calcolo in corrispondenza di un ponte</i>	14
Figura 7 - <i>Profilo schematico delle sezioni di calcolo in corrispondenza di un ponte</i>	15
Figura 8 - <i>Valutazione delle perdite di carico per deflusso a battente sotto un ponte</i>	18
Figura 9 - <i>Coefficiente di deflusso a battente sotto un ponte, in funzione del rapporto tra pelo libero a monte ed altezza della luce libera</i>	18
Figura 10 - <i>Valutazione delle perdite di carico per deflusso a battente sotto un ponte, con moto in pressione sia a monte che a valle dell'impalcato</i>	19
Figura 11 - <i>Valutazione delle perdite di carico in corrispondenza un ponte, nel caso di tracimazione dell'impalcato, con deflusso in parte a battente ed in parte a stramazzo</i>	19
Figura 14 - <i>Delimitazione delle aree inefficaci in corrispondenza dei ponti</i>	23
Figura 15 - <i>Fosso del Prete: Nuvola di punti rilevati con il volo del 2015 (Dato fornito dall'Autorità Portuale di Civitavecchia)</i>	26
Figura 16 - <i>Fosso del Prete: elementi lineari ottenuti da fotointerpretazione delle ortofoto scattate con il volo del 2015 (Dato fornito dall'Autorità Portuale di Civitavecchia)</i>	27
Figura 17 - <i>Fosso del Prete: sovrapposizione delle informazioni vettoriali precedenti</i>	27
Figura 18 - <i>Fosso del Prete: elaborazione della T.I.N. e della relativa Grid (cellsize 2 m) ottenuta imponendo il passaggio per i punti e linee rilevate</i>	28
Figura 19 - <i>Fosso del Prete: curve di livello ottenute con passo 1 m</i>	29
Figura 20 - <i>Fosso della Fiumaretta: Nuvola di punti rilevati con il volo del 2015 (Dato fornito dall'Autorità Portuale di Civitavecchia)</i>	30
Figura 21 - <i>Fosso della Fiumaretta: elementi lineari ottenuti da fotointerpretazione delle ortofoto scattate con il volo del 2015 (Dato fornito dall'Autorità Portuale di Civitavecchia)</i>	30
Figura 22 - <i>Fosso della Fiumaretta: sovrapposizione delle informazioni vettoriali precedenti</i>	31
Figura 23 - <i>Fosso della Fiumaretta: elaborazione della T.I.N. e della relativa Grid (cellsize 2 m) ottenuta imponendo il passaggio per i punti e linee rilevate</i>	31
Figura 24 - <i>Fosso della Fiumaretta: curve di livello ottenute con passo 1 m</i>	32

6. ALLEGATO A: RISULTATI DELLE SIMULAZIONI