



## PREMESSA

Su incarico della società COOPROGETTO – via Severoli n° 18 comune di Faenza (Ra) – è stata redatta la presente analisi idrologica e idraulica (verifica di III livello di approfondimento, ai sensi della DGR n. 53 del 27/01/2014) al fine di quantificare le aree esondabili del Fosso San Martino lungo il tratto di fosso frontista l'area di lottizzazione posta in via Della Conserva, comune di Fossombrone (PU), a seguito delle richieste di integrazione pervenute dall'Amministrazione Provinciale di Pesaro e Urbino - Servizio 6, del 31/03/2016 (prot. 20064).

La verifica completa (o di III livello) determina le fasce a differente pericolosità idraulica [elevata, media e bassa] con la valutazione dei corrispondenti tiranti di allagamento, al fine di definire l'interazione o meno delle opere in progetto con le fasce di pertinenza fluviale interessate (o meno) dai deflussi delle piene di riferimento e gli (eventuali) interventi necessari per mitigare la pericolosità idraulica; essa, congiuntamente e sinergicamente alle verifiche preliminare e semplificata (redatte dal Geol. Andreatta per il caso di studio qui in oggetto), ai sensi della DGR n. 53 del 27/01/2014 e all'allegato 1 della stessa DGR - "*Criteri, modalità e indicazioni tecnico-operative per la redazione della verifica di compatibilità idraulica degli strumenti di pianificazione territoriale e per l'invarianza idraulica delle trasformazioni territoriali*" -, permette di sviluppare la Verifica di Compatibilità Idraulica, richiesta ai commi 1 e 2 dell'art. 10 della L.R. n. 22 del 23 novembre 2011.

L'intervento di lottizzazione localizzato tra il Fosso San Martino, via Flaminia e via Della Conserva è da assoggettare alla presente Verifica di Compatibilità Idraulica in quanto trattasi di "*... strumento di pianificazione territoriale generale e attuativa (e loro Varianti) da cui derivi una trasformazione territoriale in grado di modificare il regime idraulico ...*" (o meglio, possa derivare e dunque risulti da verificare!).

L'analisi idrologica-idraulica contempla la redazione di un'analisi idrologica (a scala di bacino), rilievi topografici e verifiche idrauliche (per il tratto oggetto di studio).

Dal punto di vista idrologico si è proceduto alla determinazione del bacino tributario del Fosso San Martino e delle caratteristiche pluviometriche dello stesso, al variare del tempo di ritorno. La stima delle portate è stata effettuata mediante l'applicazione di un modello di trasformazione afflussi-deflussi, non essendo disponibili valori di portata misurati per un periodo sufficientemente lungo per poter condurre un'analisi statistica di tale dato.

Il rilievo plano-altimetrico eseguito ad hoc ha permesso di determinare lo schema geometrico del corso d'acqua, necessario per le successive verifiche idrauliche, in un tratto di fosso che va da qualche decina di metri a monte rispetto l'area oggetto di intervento a qualche decina di metri a valle l'attraversamento della SS 3.

La verifica idraulica è stata condotta in condizioni di moto permanente, mediante l'utilizzo di un modello matematico (HEC-RAS) che permette di determinare il livello e la velocità lungo le varie sezioni trasversali che compongono l'asta fluviale, al variare della portata in ingresso.

L'onda di piena (o meglio, il relativo picco massimo, assumendolo cautelativamente come fosse una  $Q = \text{costante}$ ) adottata come input al sistema è la portata avente tempo di ritorno  $T = 30$  anni (per tracciare le fasce di pericolosità elevata) e  $T = 100$  anni (per tracciare le fasce di pericolosità media e bassa) ove, come è ben noto, il tempo di ritorno equivale statisticamente alla frequenza media di accadimento dell'evento.

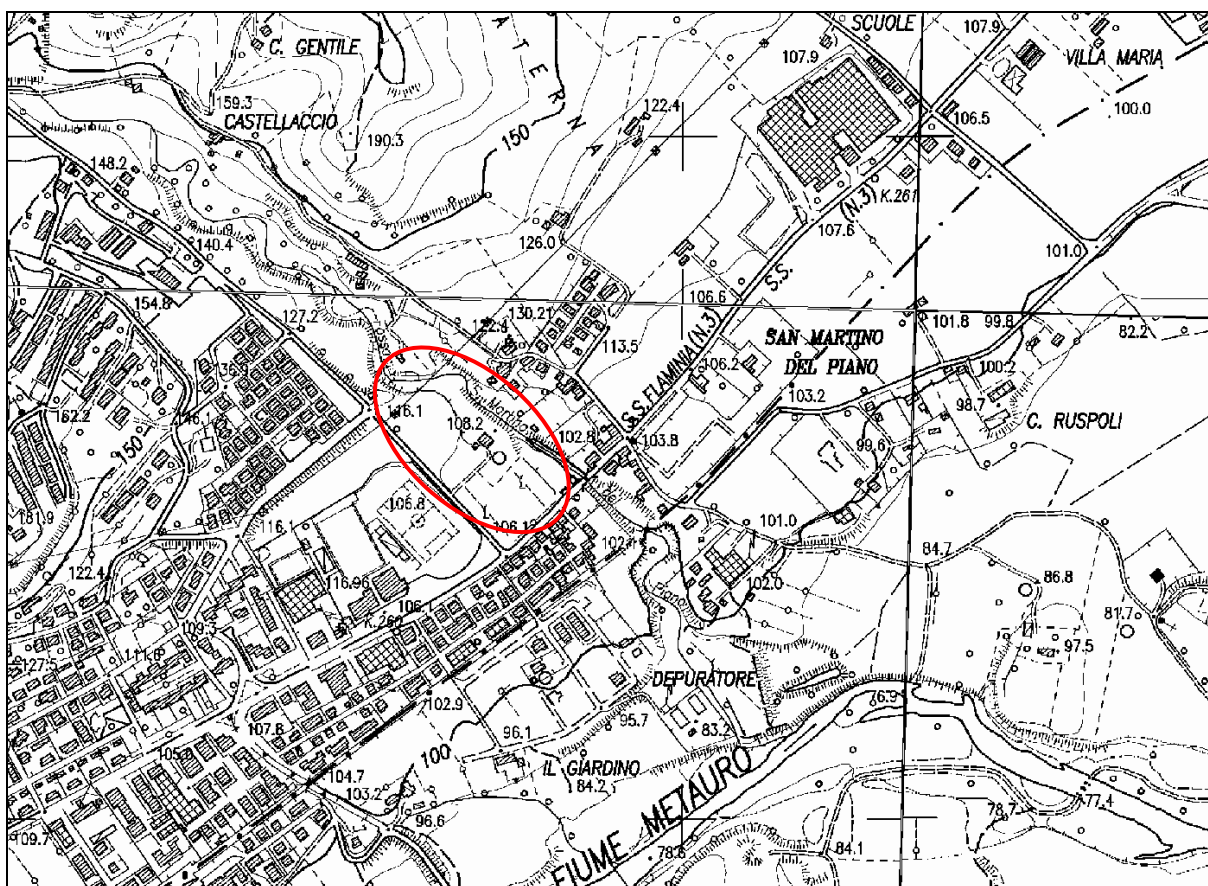


Figura 1 – Area oggetto di studio, su base CTR



Figura 2 – Area oggetto di studio, su base ortofoto

## ANALISI IDROLOGICA

Il Fosso San Martino è un affluente in sinistra idraulica del fiume Metauro, nel quale si immette circa 500 metri a valle dell'attraversamento del fiume della via Flaminia, al termine dell'abitato di Fossombrone.

Il bacino tributario di un corso d'acqua è la porzione di territorio che ne raccoglie le acque meteoriche che scorrono dai versanti sino all'alveo inciso, per giungere alla sezione di chiusura; per definirne l'estensione è necessario, partendo dalla sezione di chiusura, individuare la linea spartiacque.

Il bacino tributario del Fosso San Martino si estende a nord dell'abitato di Fossombrone e presenta una forma ellissoidale allungata da ovest verso sud-est. Esso ha natura prevalentemente collinare e superficie di 3.7 kmq; di seguito vengono riportate le principali caratteristiche geometriche del bacino:

- Superficie bacino imbrifero	S = 3.70	Kmq
- Lunghezza massima asta fluviale	L = 4.40	Km
- Altezza massima	Hmax = 583.4	m s.l.m.
- Altezza minima	Hmin = 102.6	m s.l.m.
- Altezza media bacino imbrifero	Hmedia = 240.4	m s.l.m.
- Altezza massima solco vallivo	H'max = 545.0	m s.l.m.
- Altezza minima solco vallivo	H'min = 97.41	m s.l.m.
- Pendenza media dell'asta principale	$I = (H_{max} - H_{min}) / L = 0.10$	

Al fine di determinare le fasce di esondazione del Fosso San Martino, per tempi di ritorno via via crescenti e verificare l'efficienza idraulica del tratto frontista l'area di lottizzazione, è necessario determinare innanzitutto la risposta idrologico/idraulica del bacino così come più sopra definito, ossia l'entità dei deflussi generati a seguito di una precipitazione di fissata intensità.

Uno dei metodi più utilizzati per calcolare la portata al colmo di piena (Q), per un assegnato tempo di ritorno (T) alla sezione di chiusura di un bacino, è il cosiddetto "*metodo razionale*".

Il metodo ipotizza che la portata di picco per un bacino caratterizzato da un tempo di corrivazione  $t_c$  è data da una precipitazione rappresentata da un ietogramma ad intensità costante e di durata pari proprio a  $t_c$ .

Diventa quindi fondamentale la definizione del tempo di corrivazione, ossia del tempo necessario affinché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano dalla sezione di chiusura raggiunga tale sezione; solo nel caso in cui la precipitazione abbia una durata almeno pari a  $t_c$ , infatti, tutto il bacino contribuisce nella formazione del deflusso superficiale.

Per la definizione del tempo di corrivazione è possibile utilizzare delle formule empiriche, desunte da osservazioni su bacini reali di dimensioni e caratteristiche variabili, il più possibile simili al caso in esame.

Tra quelle più note si sono utilizzate le seguenti, per le quali è stato calcolato il valore medio:

**Aronica e Paltrinieri** (per l'applicazione della formula di Giandotti a bacini di piccole dimensioni - minori di 10 kmq):

$$t_c = (1/(M*d)*A^{0.5} + 1.5L)/(0.8H^{0.5})$$

con M e d costanti numeriche che assumono in funzione del tipo di suolo e della permeabilità dei terreni i valori riportati nella tabella seguente, e qui assunti pari a  $M = 0.2$  e  $d = 0.96$ :

<b>Tipo di copertura</b>	<b>M</b>
Terreno nudo	0,667
Terreni coperti con erbe rade	0,250
Terreni coperti da bosco	0,200
Terreni coperti da prato permanente	0,167
<b>Permeabilità</b>	<b>d</b>
Terreni semi-impermeabili	1,270
Terreni poco permeabili	0,960
Terreni mediamente permeabili	0,810
Terreni molto permeabili	0,690

con A = area del bacino (in kmq); L = lunghezza dell'asta principale (in km); H = altitudine media rispetto alla sezione di chiusura (in m s.l.m.).

**Pasini:**

$$tc = (0.108 * A^{0.3333} * L^{0.3333} * I^{-0.5})$$

con A = area del bacino (in kmq); L = lunghezza dell'asta principale (in km); I = pendenza media della rete di drenaggio (in m/m).

**Pezzoli** (formula desunta dalle misure relative ad alcuni piccoli bacini piemontesi):

$$tc = (0.055 * L * I^{-0.5})$$

con L = lunghezza dell'asta principale (in km); I = pendenza media della rete di drenaggio (in m/m).

tc (h)=	1.34	Aronica
tc (h)=	0.86	Pasini
tc (h)=	0.76	Pezzoli
<b>tc (h)=</b>	<b>0.99</b>	<b>Media</b>

Si osserva come le tre formulazioni diano valori fra loro comparabili (leggermente maggiore il tc fornito dalla formula di Aronica) e mediamente forniscono un valore circa pari a 1 h.

Per completezza sono state applicate altre formulazioni spesso utilizzate per il calcolo del tempo di corrivazione, ma che meglio si adattano a bacini imbriferi di piccolissime dimensioni (come la formula di Kirpich) o di medie-grandi dimensioni (e quindi qui non considerate):

**Giandotti** (per i bacini di montagna e di collina di estensione superiore ai 50 kmq):

$$(4 * A^{0.5} + 1.5 L) / (0.80 * H^{0.5})$$

con A = area del bacino (in kmq); L = lunghezza dell'asta principale (in km); H = quota media del bacino (m).

**Kirpich** (formula desunta da piccoli bacini americani di area compresa tra 0.0051 e 0.433 kmq):

$$tc = 0.95 * (Lm^{1.135} * P^{-0.385})$$

con Lm = massima distanza percorsa dall'acqua (in km); P =  $10^3 * L / C$ , con C (m) = differenza di quota tra il punto più lontano del bacino e la sezione di chiusura.

**Puglisi e Zanframundo:**

$$tc = Cp * (L^{2/3} / d^{1/3})$$

con L = lunghezza dell'asta principale (in km); d (m) = differenza tra l'altitudine massima del bacino e la quota in corrispondenza della sezione di chiusura; Cp = costante numerica pari a 5.13 calibrato da Fattorelli e Marchi su bacini alpini di superficie compresa tra 7 e 200 kmq.

tc (h)=	1.15	Giandotti
tc (h)=	0.47	Kirpich
tc (h)=	1.76	Puglisi

Si osserva come queste tre formulazioni diano valori o superiori a quelli precedentemente determinati (vedasi le formule di Giandotti e Puglisi che effettivamente sono più idonee per bacini di dimensioni medio-grandi) o inferiori (vedasi la formula di Kirpich per bacini di piccolissime dimensioni), ma comunque nella media sempre dell'ordine di poco più di un'ora, validando ancor più quanto già determinato in precedenza nel presente studio.

Le portate idrologiche che possono interessare l'area oggetto di studio sono funzione del tempo di ritorno considerato e quindi dipendono dalla probabilità di accadimento; ovviamente ad eventi più frequenti è associata una minore intensità e quindi una portata di picco inferiore.

Poiché non si dispone di misure delle portate, al fine di applicare un modello di trasformazione afflussi-deflussi e determinare la portata massima da utilizzare per la verifica dell'asta fluviale nel tratto di interesse è risultato necessario effettuare un'analisi statistica dei dati pluviometrici, già condotta nella "*Relazione Idraulica-Idrologica*" presentata nel 2015, a firma del Geol. Andreatta, della quale si riportano le risultanze.

La stazione pluviometrica più significativa per il bacino in esame, sia per la sua ubicazione che per la sua quota, è quella di FOSSOMBRONE, per la quale sono state prese in considerazione le precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi per durate di 1h, 3h, 6h, 12h, 24h dal 1955 al 1989 (unica lacuna del 1962).

I dati di pioggia sono stati analizzati statisticamente, applicando la nota funzione di distribuzione di Gumbel, normalmente impiegata nello studio dei massimi delle variabili idrologiche; da tali elaborazioni sono state ricavate le *curve di possibilità climatica* espresse dalla formula monomia:

$$h = a \cdot t^n$$

che lega l'altezza di pioggia  $h$  in mm e la sua durata  $t$  in ore, mediante i due parametri  $a$  ed  $n$  funzione del tempo di ritorno  $T$  dell'evento meteorico.

Tr	<b>LEGGE DI PIOGGIA <math>h = a \times t^n</math></b>		
10 anni	→	$h=39.714xt^{0.2757}$	
30 anni	→	$h=48.601xt^{0.2637}$	
50 anni	→	$h=52.661xt^{0.2595}$	
100 anni	→	$h=58.139xt^{0.2547}$	
200 anni	→	$h=63.598xt^{0.2507}$	



## Applicazione di un modello di trasformazione afflussi-deflussi

Dall'analisi statistica dei dati pluviometrici è stato possibile determinare le leggi di possibilità climatica, al variare del tempo di ritorno, dalle quali determinare l'altezza di pioggia massima di durata  $t$ .

Come anticipato il metodo razione, che rappresenta nel contesto italiano la formulazione più comunemente adottata per la stima della portata al picco, ipotizza che la portata al colmo di piena ( $Q$ ), per un assegnato tempo di ritorno ( $T$ ) alla sezione di chiusura di un bacino caratterizzato da un tempo di corrivazione  $t_c$ , è data da una precipitazione rappresentata da uno ietogramma a intensità costante e di durata pari a proprio a  $t_c$ :

$$h_c(T) = a(T) * t_c^{n(T)}$$

L'intensità di pioggia critica risulta quindi:

$$i_c(T) = a(T) * t_c^{n(T)-1}$$

Le portate di piena  $Q(T)$ , espressa in mc/s, si ricava quindi con la formula:

$$Q(T) = K * i_c(T) * A$$

dove:

$A$  = superficie bacino idrografico = 3.70 kmq

$i_c(T)$  = intensità della pioggia di durata pari a  $t_c$ , per il tempo di ritorno  $T$

$K$  = coefficiente di deflusso = 0.66 (come da precedente relazione depositata)

Il coefficiente di deflusso è stato determinato applicando l'approccio metodologico proposto dal G. Benini (Sistemazione idraulico-forestali, 1990) ed il valore ricavato (pari a 0.55) è stato incrementato del 20% per tener conto delle condizioni più critiche nel caso di terreni a completa saturazione, ottenendo così:

$$K = 0.66$$

valore che appare congruente - e significativamente cautelativo - con i risultati ottenuti in vari studi su bacini simili nel territorio marchigiano in esame.

Di seguito si riportano i valori di portata ottenuti; per le verifiche richieste e per la determinazione delle fasce di pericolosità elevata, media e bassa i tempi di ritorno significativi sono 30 e 100 anni:

TR (anni)	tc (h)	h (mm)	ic (mm/h)	Q (mc/s)
10	0.99	39.56	40.13	27.22
<b>30</b>	<b>0.99</b>	<b>48.42</b>	<b>49.12</b>	<b>33.32</b>
50	0.99	52.46	53.23	36.11
<b>100</b>	<b>0.99</b>	<b>57.93</b>	<b>58.77</b>	<b>39.86</b>
200	0.99	63.37	64.29	43.61

I valori di portata estrema così ricalcolati - con i parametri ricalibrati e corretti così come richiesto dall'Amministrazione Provinciale di Pesaro e Urbino - Servizio 6 in data 31/03/2016 (richiesta di integrazioni prot. 20064) - risultano di poco inferiori a quelli già a suo tempo stimati nella "*Relazione Idraulica-Idrologica*" presentata nel 2015, a firma del Geol. Andreatta; con questi input idrologici, si è proceduto infine alla simulazioni su modello matematico di moto permanente HEC-RAS per determinare i profili di piena.

Delle risultanze ottenute si riferisce dettagliatamente nel prossimo paragrafo.

## **APPLICAZIONE DEL MODELLO MATEMATICO**

Al fine di tracciare le fasce di esondazione, determinando mediante modello matematico i livelli di piena per  $Tr = 30$  e 100 anni, si è proceduto a raccogliere tutto il materiale conoscitivo possibile, sia in termini topografici che in termini di assunzioni idrologiche ed idrauliche (vedasi paragrafo precedente), e si sono utilizzate le medesime modalità di implementazione ed utilizzo di idoneo modello previsionale di simulazione (HEC-RAS).

Si è quindi proceduto ad effettuare, ad onere della proprietà interessata, un rilievo topografico di dettaglio nel tratto oggetto di simulazione, eseguendo n. 13 sezioni trasversali, partendo da monte dell'area oggetto di intervento, sino a valle dell'attraversamento della via Flaminia; le sezioni trasversali rilevate coprono un tratto di fosso a cavallo del comparto oggetto di interesse, per uno sviluppo longitudinale pari a circa 410 metri (per la planimetria vedasi la Tav. I02; per le sezioni rilevate vedasi Tav. I03).

## **Dati in ingresso e costruzione del modello idraulico**

### ***Idrologia***

Come calcolato al paragrafo precedente, le portate assunte per le piene trentennale e centennale:

$$Q(30) = 33.32 \text{ mc/s}$$

$$Q(100) = 39.86 \text{ mc/s}$$

### ***Geometria e condizioni al contorno***

Il software di calcolo utilizzato per le simulazioni numeriche è il noto codice HEC-RAS<sup>®</sup>, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers (California); si veda una descrizione di dettaglio del modello in Allegato 1.

La numerazione delle sezioni del modello è decrescente da monte verso valle ed è quindi stato necessario rinumerarle rispetto a come riportato nel rilievo; le sezioni inserite nel modello partono, come codificazione interna, dalla n. 90 (*coincidente con la sezione di rilievo n. 17*), proseguendo sino alla n. 9 (*sezione appena a monte dell'attraversamento della via Flaminia, coincidente con la sezione di rilievo n. 19*) e alla n. 8 (*sezione appena a valle dell'attraversamento della via Flaminia, coincidente con la sezione di rilievo n. 20*). L'ultima sezione di rilievo (n. 21) è la n. 21 del modello ed è localizzata qualche decina di metri a valle del ponte, al fine di non risentire dell'interferenza del manufatto stesso sulla condizione di valle imposta.

Le distanze tra le sezioni rilevate sono state ricavate dalla planimetria di rilievo.

Come condizione al contorno, sia di monte che di valle, è stata assunta la condizione di moto uniforme; come portate di input in corrispondenza della sezione n. 90 sono state inserite quelle precedentemente calcolate (Tr = 30 anni, profilo PF1; Tr = 100 anni, profilo PF2).

Il coefficiente di scabrezza di riferimento, secondo Manning, è stato mantenuto - cautelativamente, rispetto alle indicazioni bibliografiche e sperimentali - pari a 0.05 per tutto l'alveo inciso, in quando questo si presenta omogeneo e con presenza sporadica di vegetazione, per le piane golenali e per le sponde laterali alte pari a 0.04; tali coefficienti (vedasi tabella in Allegato 2) tengono conto, a favore di sicurezza, della presenza di vegetazione e di materiale sul fondo in occasione del verificarsi dell'evento di piena.

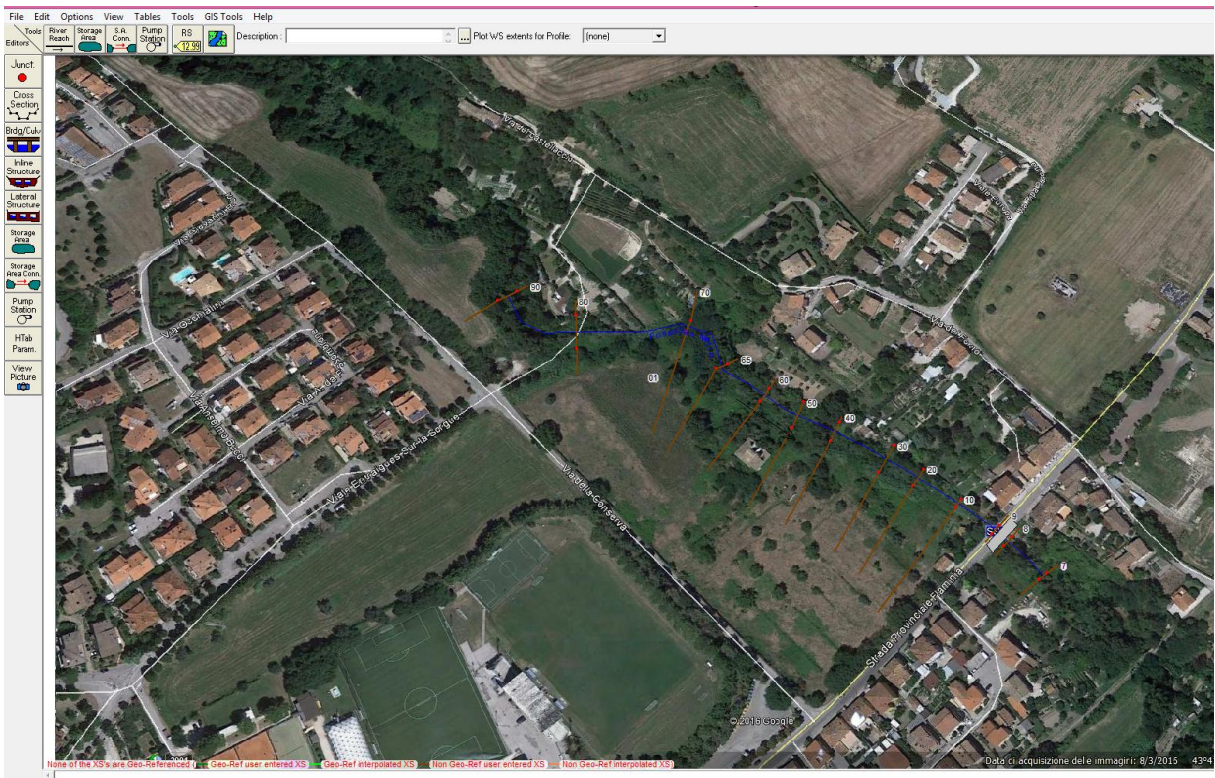


Figura 3 – Planimetria modello HEC-RAS del tratto del fosso San Martino simulato

### ***Simulazioni allo stato attuale e risultanze numeriche***

Si sono eseguite 2 simulazioni allo stato attuale, ossia adottando - ed implementando integralmente - la geometria osservata in fase di rilievo planoaltimetrico.

Si osserva fin da ora come nelle prime due sezioni più a monte l'alveo inciso si presenti come poco inciso e le piane golenali si estendano, in sinistra come in destra idrografica, per diversi metri mantenendosi pressoché suborizzontali (favorendo come si vedrà dalle risultanze numeriche delle simulazioni l'interessamento della corrente delle golene stesse).

Si riportano di seguito le risultanze delle simulazioni numeriche nelle 2 condizioni di portata descritte:

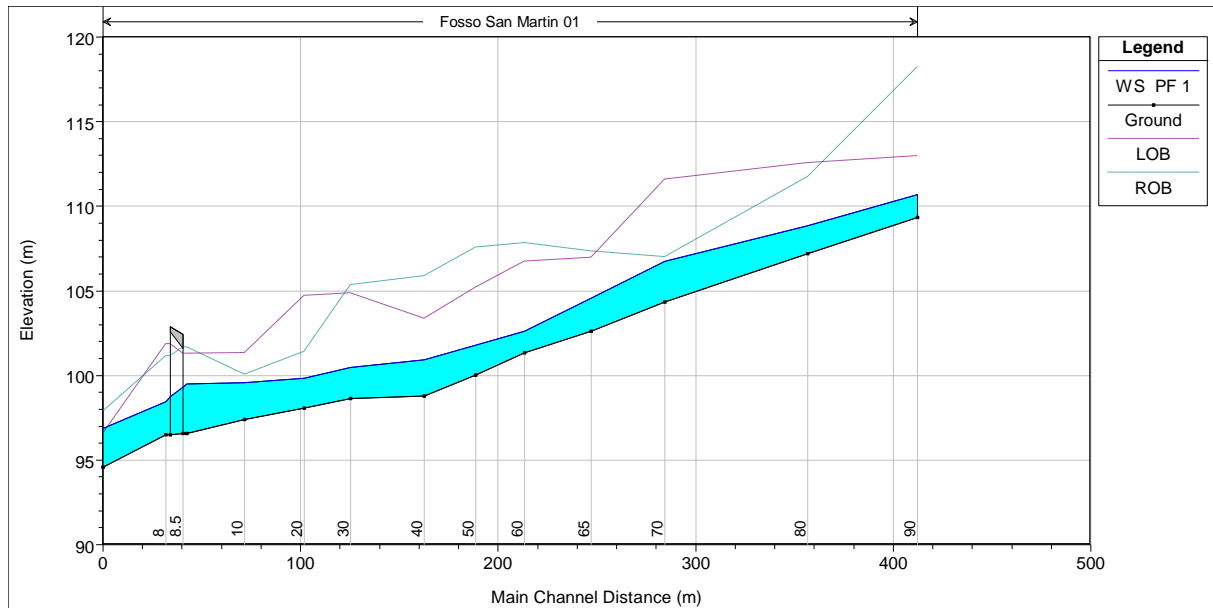
- A) T = 30 anni;
- B) T = 100 anni.

Per completezza di esposizione vengono di seguito riportati:

- tabulati riassuntivi delle principali grandezze idrauliche (Q,H,V) registrate da HEC-RAS in ogni sezione trasversale (in grassetto le sezioni frontiste all'area oggetto di intervento);

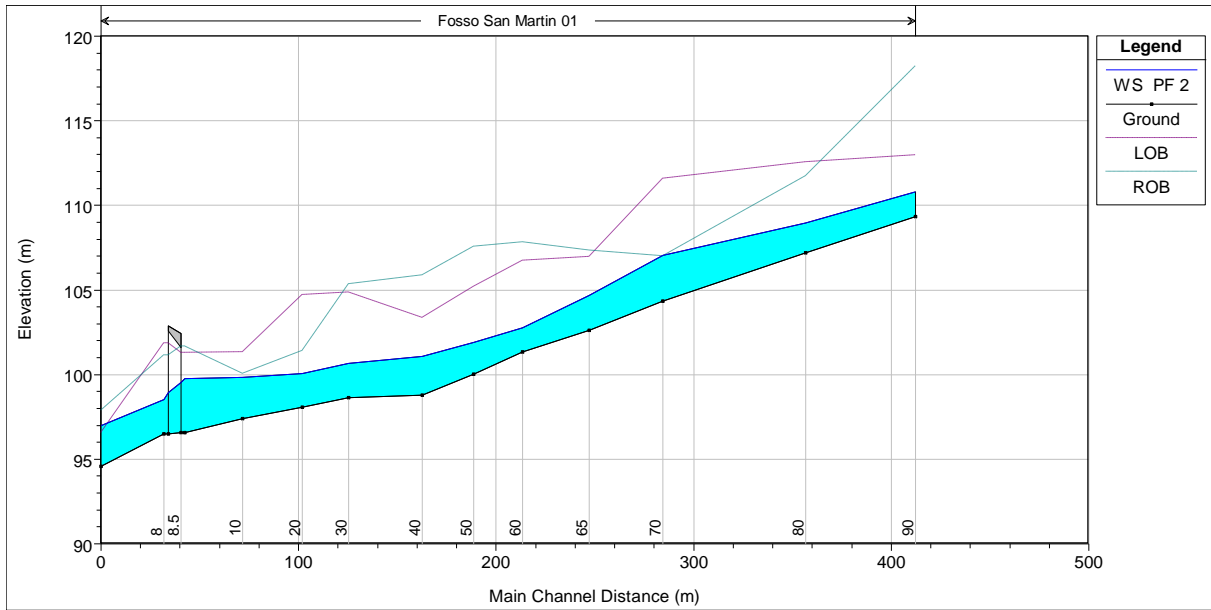
- sezioni trasversali con indicati i livelli di piena trentennale e centennale, desunti dall'involuppo dei valori massimi da HEC-RAS,
- profilo longitudinale del fosso San Martino, con indicazione delle quote di sommità arginale (lato comparto - destra idraulica - e lato opposto al comparto - sinistra idraulica -) e degli involuppi di piena per T = 30 e 100 anni.

### A) TEMPO DI RITORNO 30 ANNI



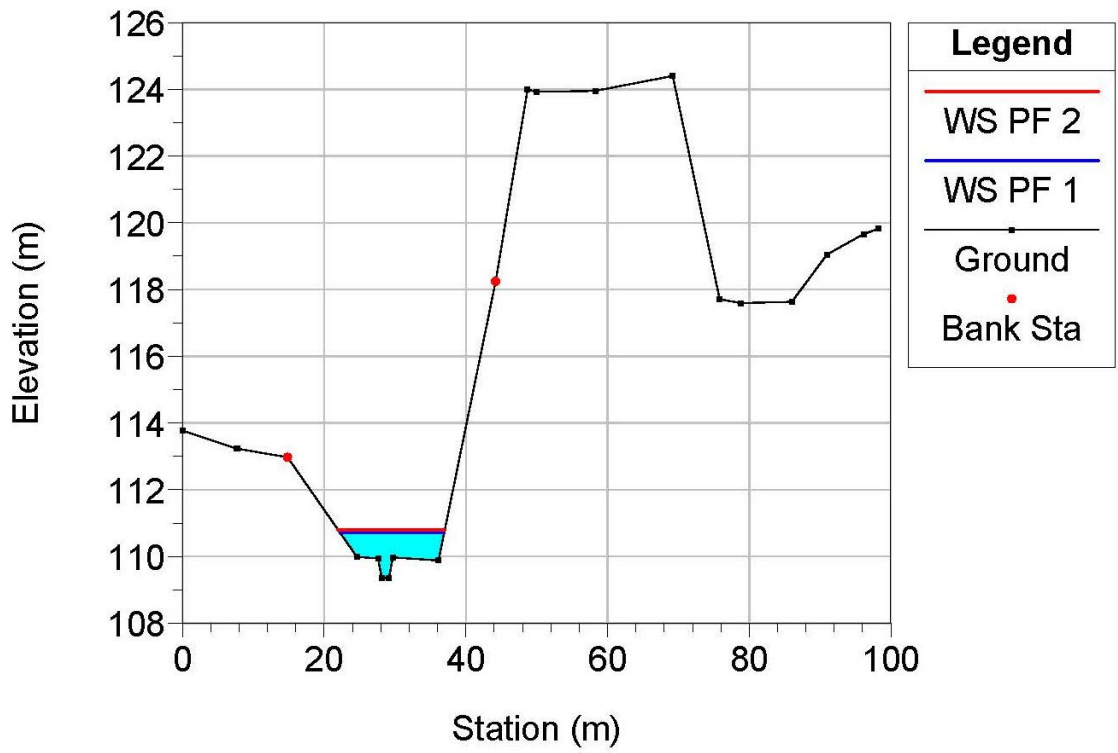
River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch Elev (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
90	33.32	109.35	110.7	110.77	111.18	3.06	10.89	14.66	1.13
80	33.32	107.21	108.85	108.7	109.05	1.96	17	23.03	0.73
70	<b>33.32</b>	<b>104.36</b>	<b>106.76</b>	<b>106.76</b>	<b>107.45</b>	<b>3.68</b>	<b>9.06</b>	<b>6.58</b>	<b>1</b>
65	33.32	102.6	104.56	104.91	105.67	4.67	7.13	7.35	1.51
60	33.32	101.35	102.63	102.86	103.51	4.15	8.04	8.78	1.38
50	33.32	100.03	101.78	101.84	102.39	3.47	9.6	9.24	1.09
40	33.32	98.8	100.93	101	101.52	3.4	9.81	9.84	1.09
30	33.32	98.62	100.48	100.01	100.68	1.95	17.11	13.65	0.56
20	33.32	98.08	99.85	99.82	100.35	3.13	10.64	9.75	0.96
10	33.32	97.41	99.58		99.84	2.29	14.57	10.3	0.61
9	33.32	96.58	99.5	98.54	99.63	1.6	20.8	11.91	0.39
8.5	Bridge								
8	33.32	96.5	98.45	98.67	99.31	4.1	8.12	8.91	1.37
7	33.32	94.59	96.88	97.02	97.53	3.6	9.33	10.88	1.2

## B) TEMPO DI RITORNO 100 ANNI

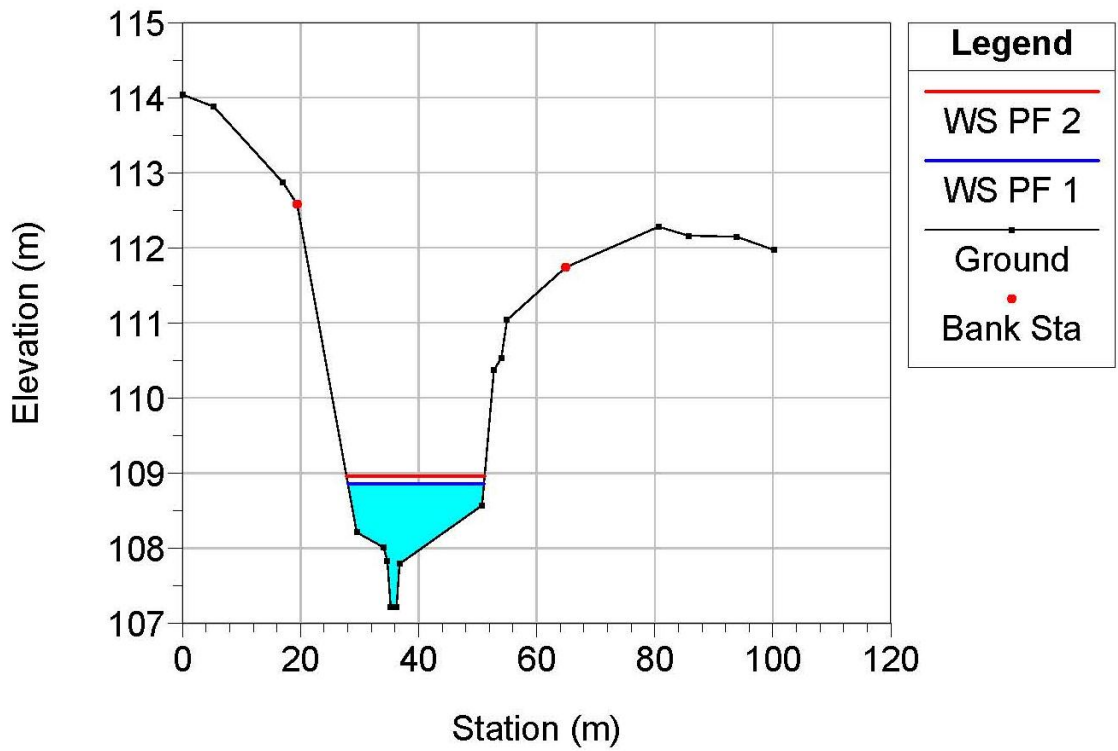


River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
90	39.86	109.35	110.8	110.88	111.33	3.25	12.26	15.05	1.15
80	39.86	107.21	108.96	108.79	109.17	2.05	19.41	23.39	0.72
<b>70</b>	<b>39.86</b>	<b>104.36</b>	<b>107.05</b>	<b>107.05</b>	<b>107.68</b>	<b>3.51</b>	<b>11.37</b>	<b>10.01</b>	<b>0.99</b>
65	39.86	102.6	104.68	105.08	105.93	4.95	8.04	7.8	1.56
60	39.86	101.35	102.75	103.01	103.73	4.38	9.1	9.06	1.39
50	39.86	100.03	101.91	101.99	102.6	3.68	10.83	9.63	1.11
40	39.86	98.8	101.07	101.16	101.71	3.53	11.29	10.74	1.1
30	39.86	98.62	100.65	100.14	100.87	2.05	19.44	14.22	0.56
20	39.86	98.08	100.06	99.97	100.56	3.13	12.74	10.44	0.9
10	39.86	97.41	99.84		100.11	2.3	17.33	11.04	0.59
9	39.86	96.58	99.77	98.69	99.91	1.66	24.06	12.32	0.38
8.5	Bridge								
8	39.86	96.5	98.54	98.82	99.56	4.47	8.91	9.09	1.44
7	39.86	94.59	97	97.16	97.72	3.78	10.67	11.53	1.21

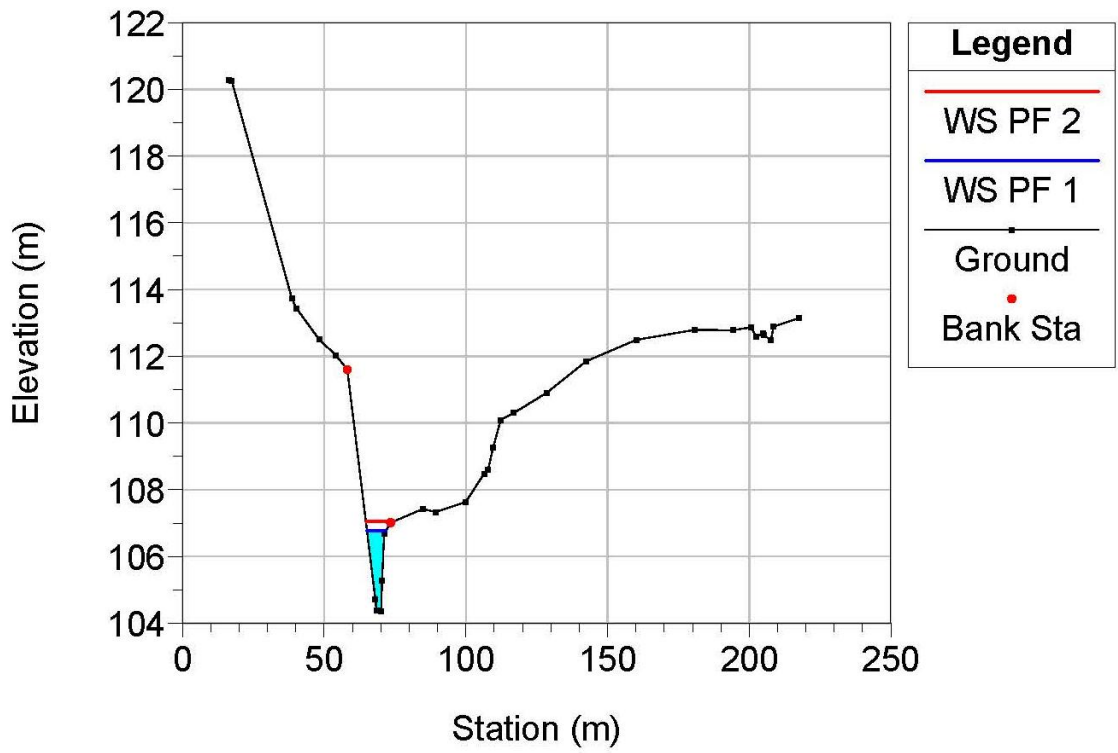
RS = 90 Sez. rilievo 17



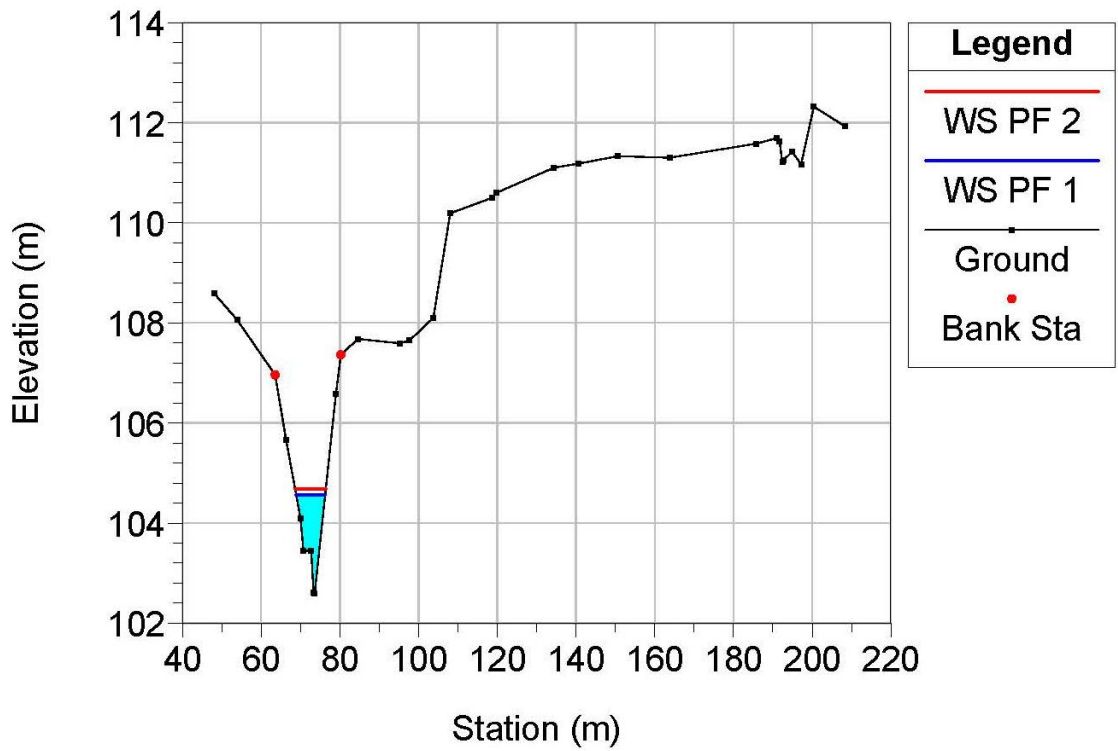
RS = 80 Sez. rilievo 18



RS = 70 Sez. rilievo 7

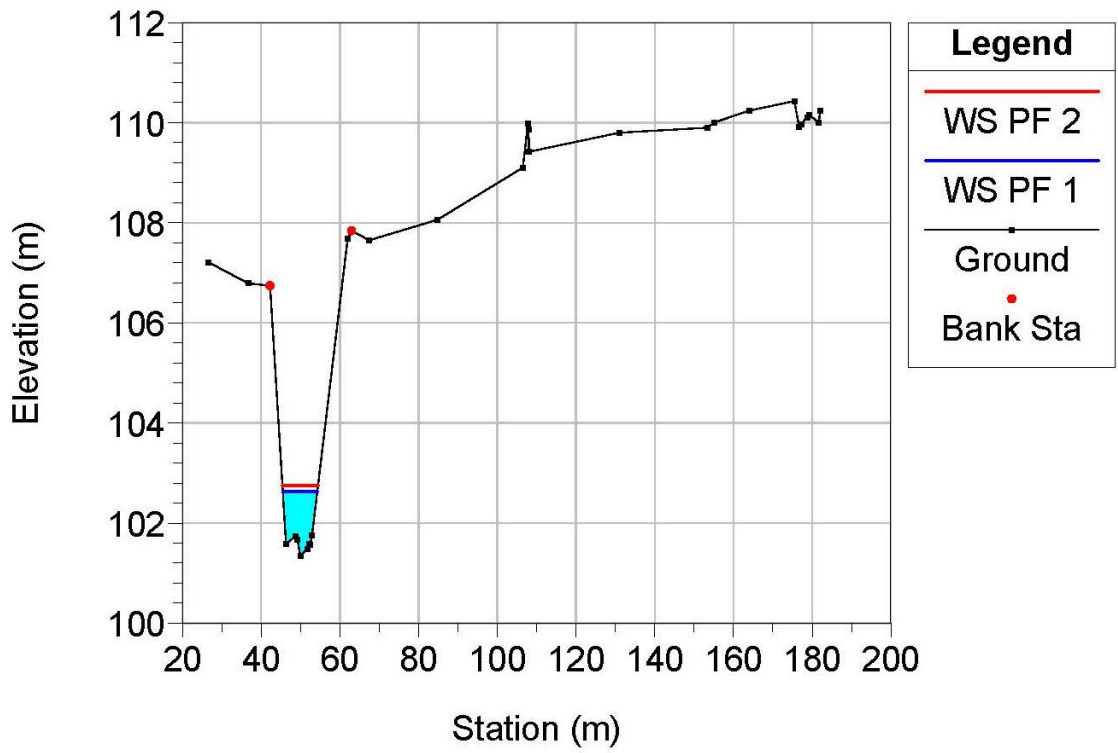


RS = 65 Sez.rilievo 22

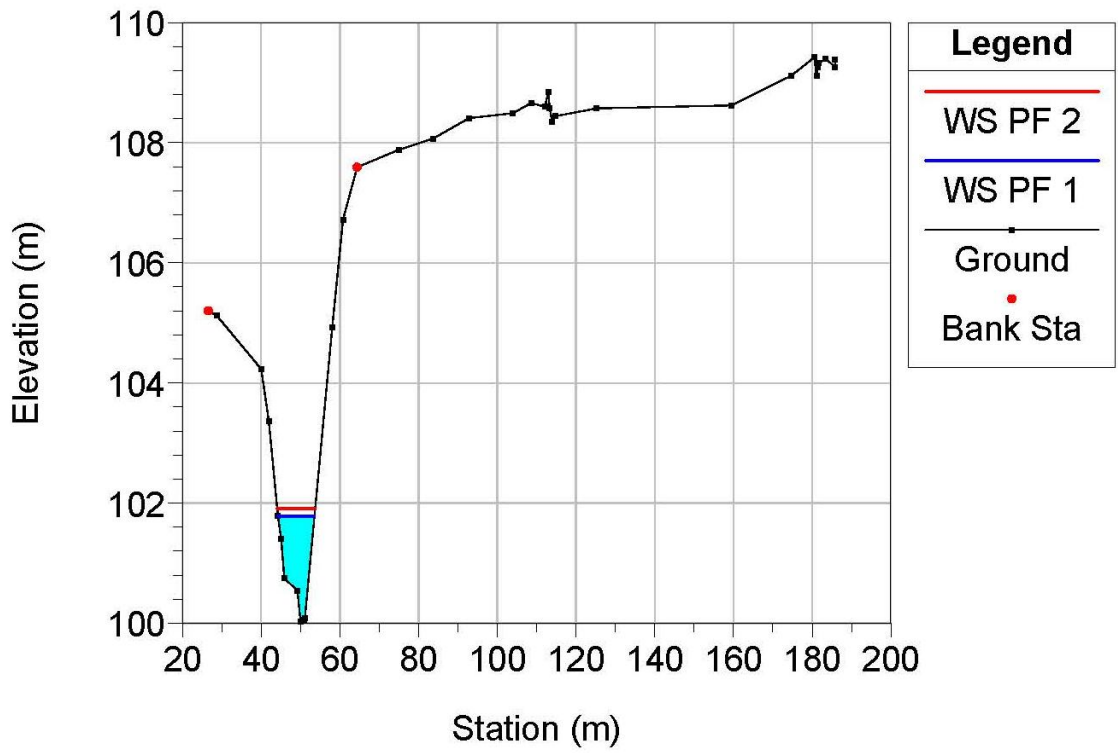




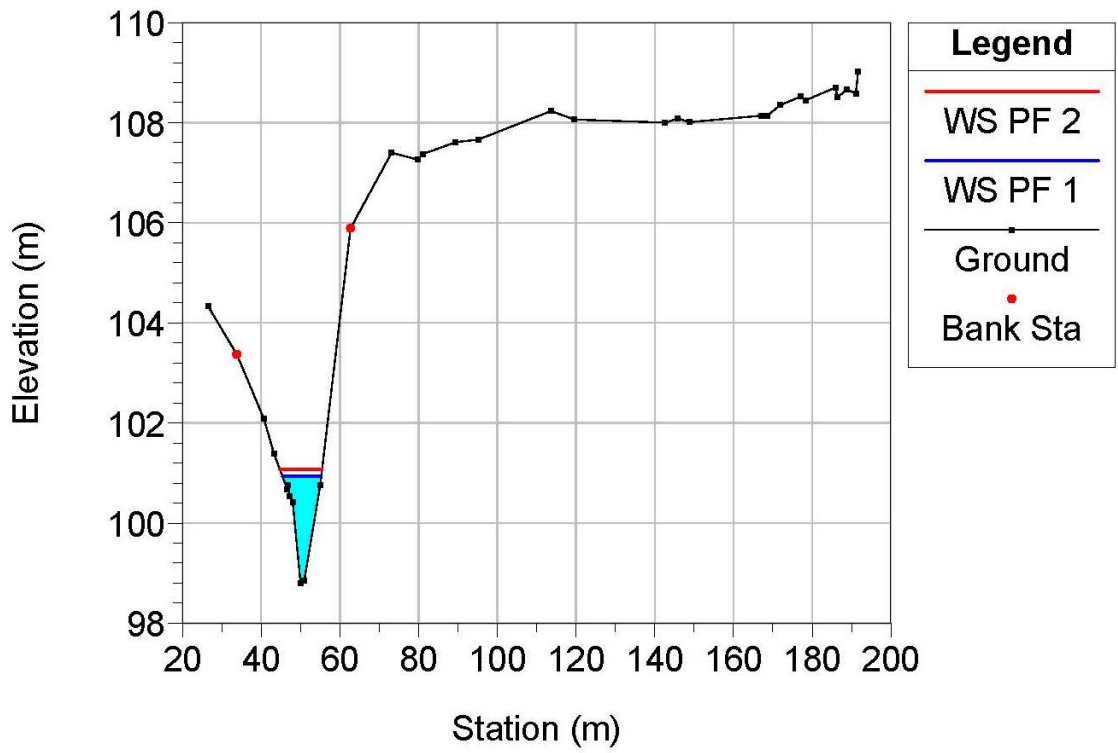
RS = 60 Sez. rilievo 6



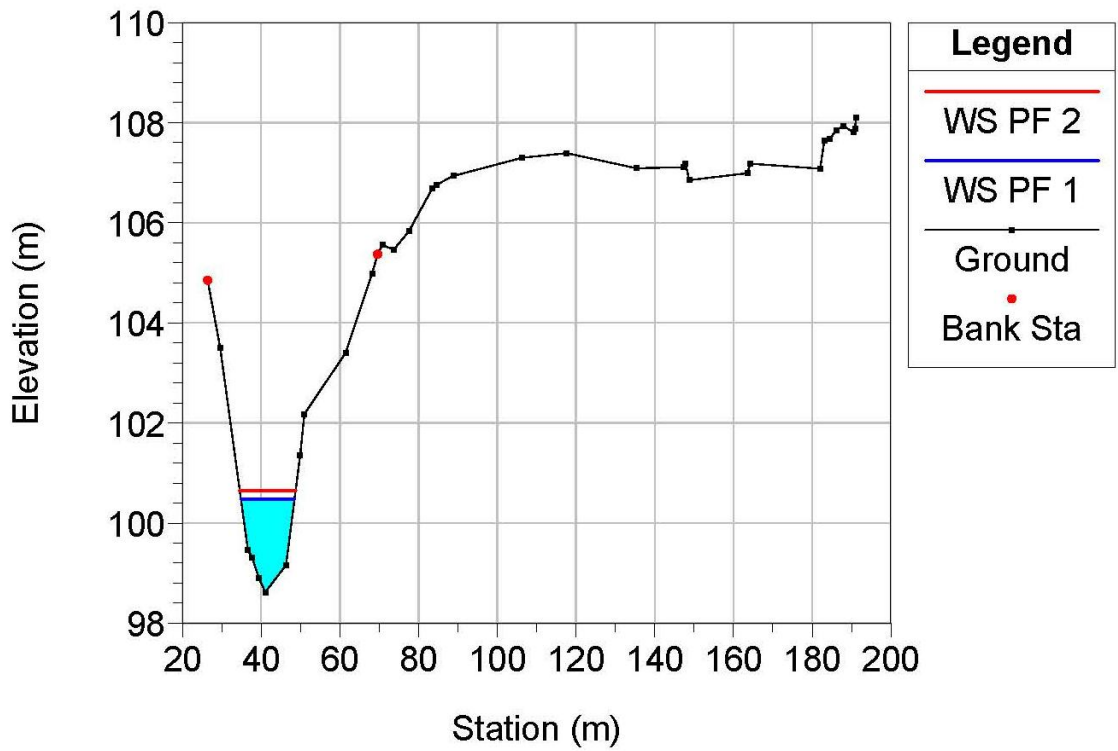
RS = 50 Sez. rilievo 5



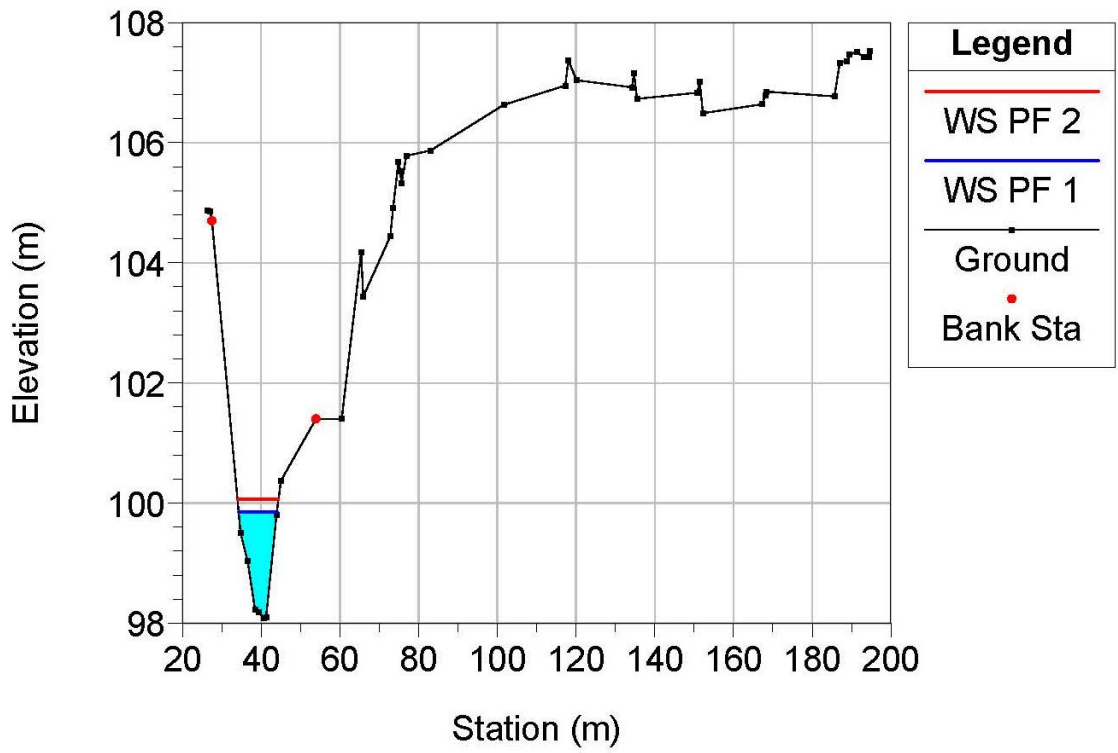
RS = 40 Sez. rilievo 4



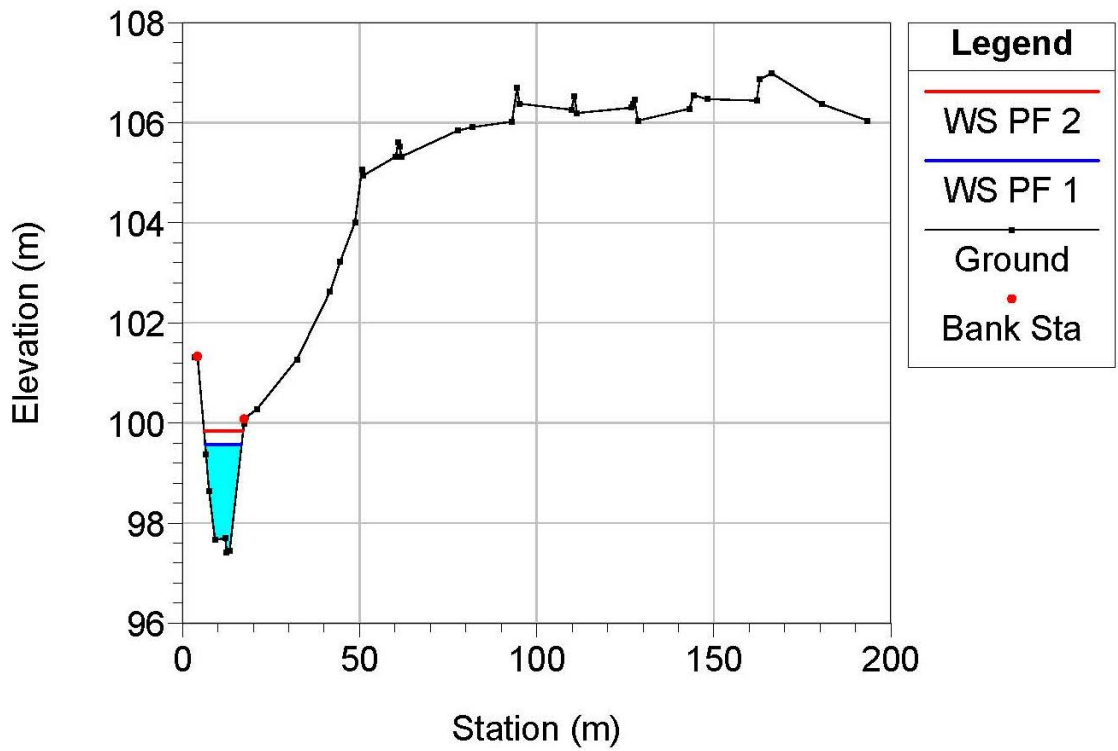
RS = 30 Sez. rilievo 3



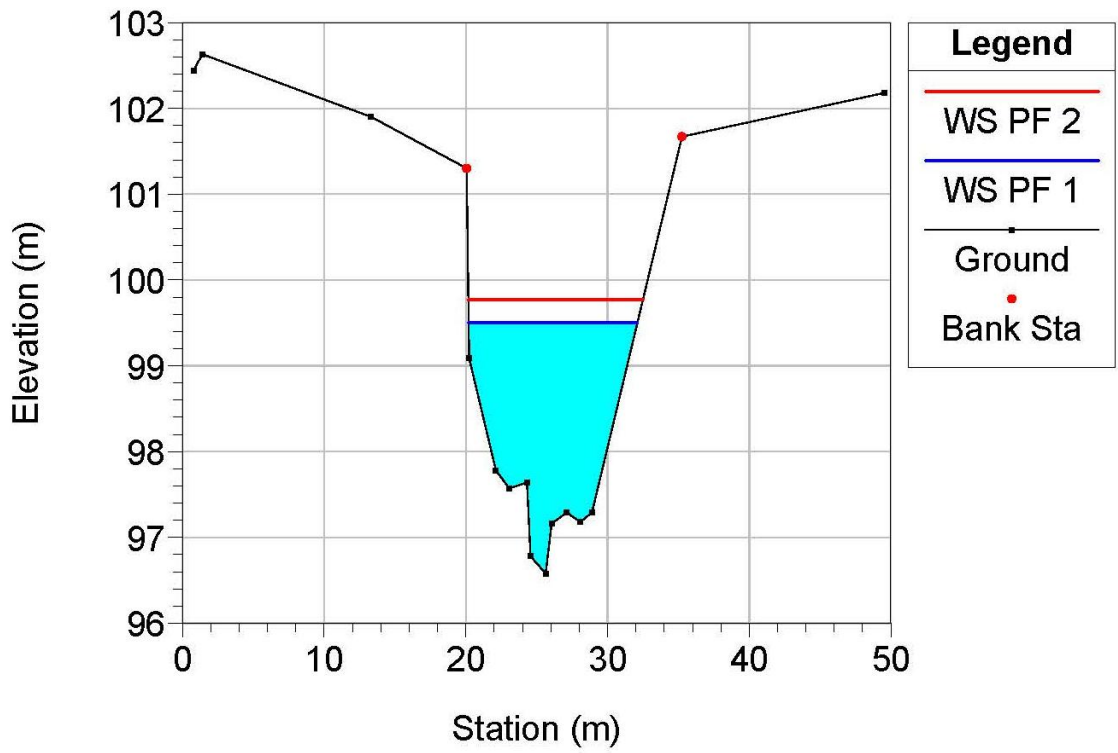
RS = 20 Sez. rilievo 2



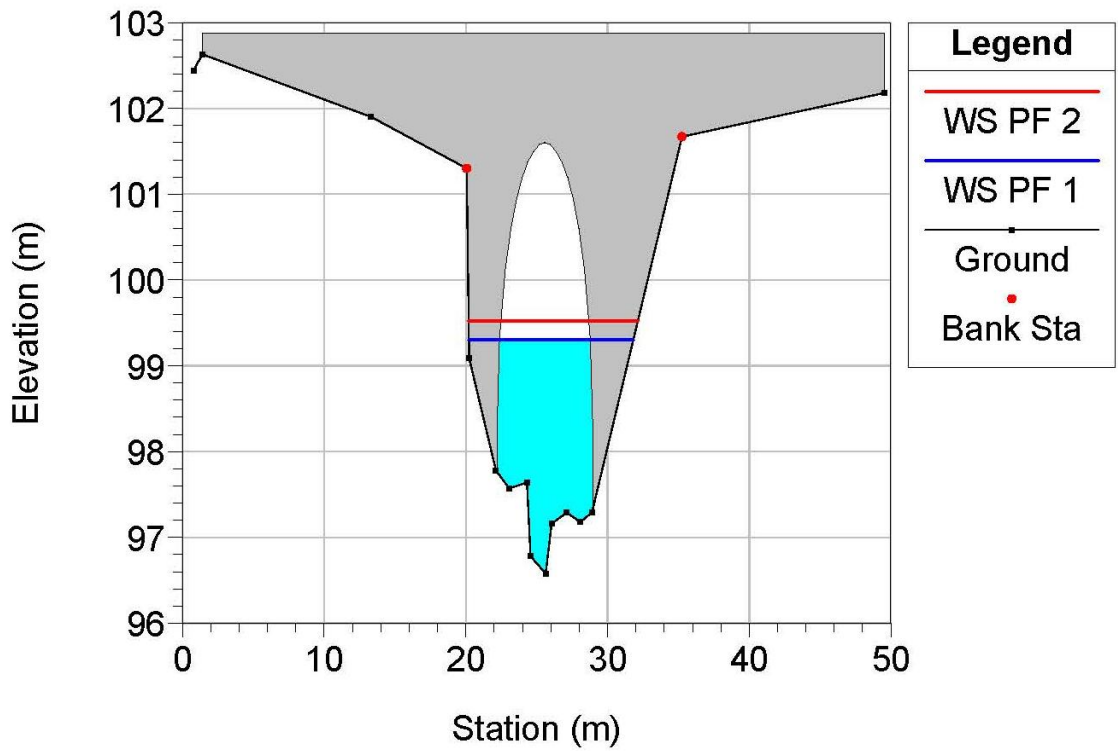
RS = 10 Sez. rilievo 1



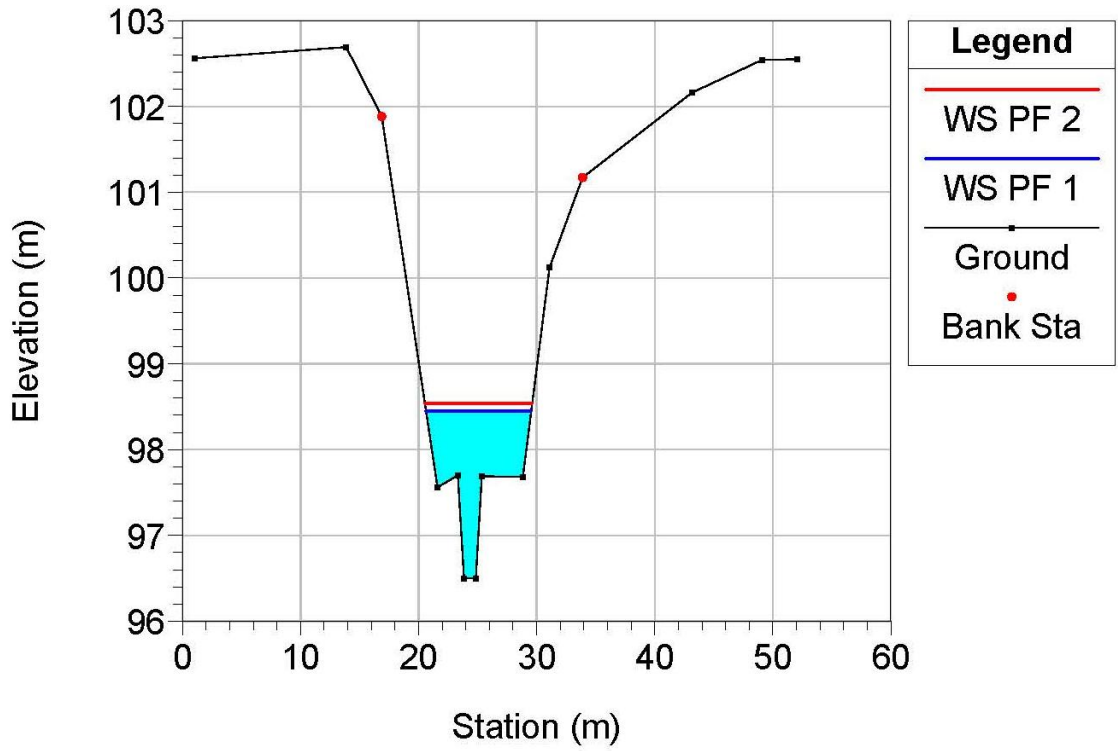
RS = 9 Sez. rilievo 19



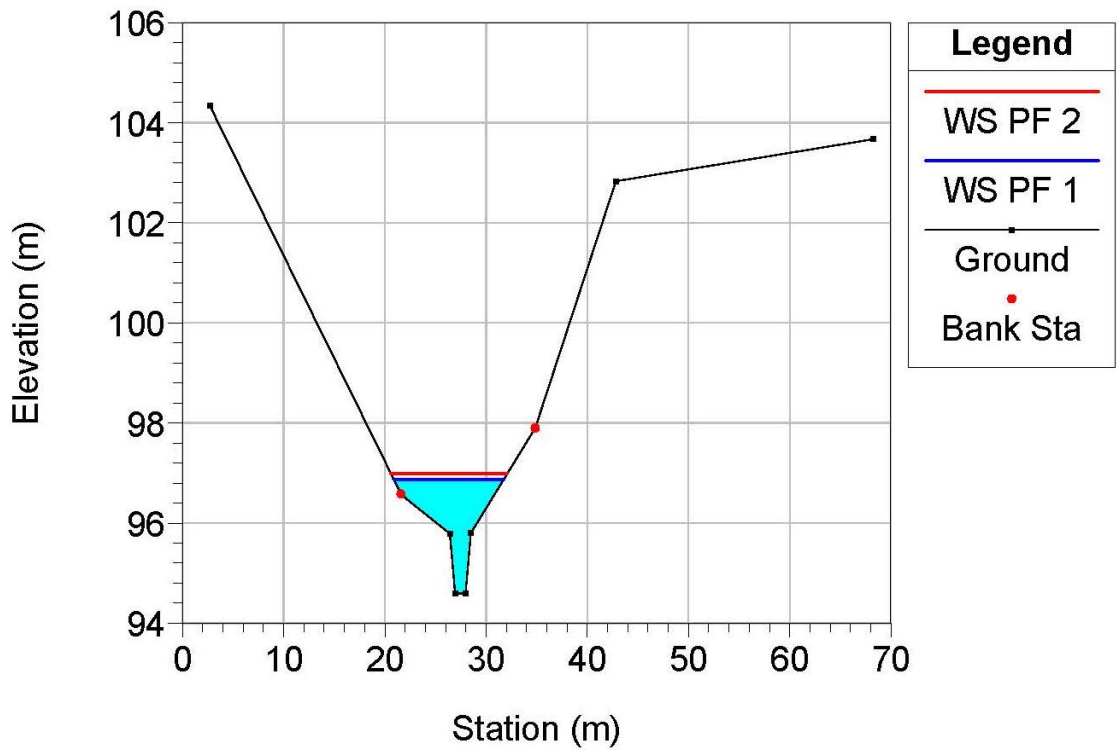
RS = 8.5 BR Ponte Provinciale Flaminia



RS = 8 Sez. rilievo 20



RS = 7 Sez. di rilievo 21



Si osserva chiaramente che nella sezione 80 (sezione di rilievo n. 18, immediatamente a monte del comparto) entrambe le piene interessano non solo l'alveo inciso (poco pronunciato) ma anche le piane golenali; le sezioni più a valle, invece, presentano già a partire dalla sezione 70 (sezione di rilievo n. 7) un alveo inciso man mano sempre più profondo, capace di smaltire con margine crescente sia la portata trentennale che quella centennale, senza che queste vadano ad invadere minimamente le golene più basse. **Non va dimenticato, tra l'altro, che tutto l'intervento urbanistico in progetto, ed i relativi edifici a destinazione d'uso varia, saranno impostati a quote di piano strada/terra pari o superiori a quelle caratterizzanti attualmente l'area, che coincide - come visto dall'analisi geomorfologica - con il terrazzo alto, ben più elevato delle golene basse frontiste dell'alveo citate in precedenza.**

#### ***Definizione delle fasce di pericolosità idraulica***

Per i bacini aventi un'estensione inferiore a 25 kmq (come nel caso in esame) le aree a differente pericolosità idraulica sono definite, sinteticamente, come segue (Allegato "1" alla DGR n. 53 del 27/01/2014):

- Fascia di pericolosità ELEVATA: aree interessate da piena con  $Tr = 30$  anni;
- Fascia di pericolosità MEDIA: tempo di ritorno di riferimento  $Tr = 100$  anni e tiranti superiori a 30 cm;
- Fascia di pericolosità BASSA: tempo di ritorno di riferimento  $Tr = 100$  anni e tiranti inferiori a 30 cm.

Dal momento che relativamente al transito della piena centennale si osserva che il regime delle velocità è abbastanza elevato, quasi ovunque superiore a 2 m/s, si fa coincidere a favore di sicurezza la fascia di pericolosità media con quella bassa.

Si osserva inoltre, data anche la non elevata differenza tra le portate di picco trentennale e centennale, che le fasce di pericolosità elevata e media non si discostano molto l'una dall'altra e che quasi ovunque sono contenute in alveo.

Nel tratto tra la sezione di rilievo 18 e la 22 (rispettivamente nel modello sezioni n. 80 e 65) è necessario, al fine di tracciare le suddette fasce, interpretare il comportamento della corrente (non disponendo di un modello di tipo 2D, ma monodimensionale qual è HEC-RAS) in base alle quote rilevate diffusamente anche sulle piane golenali.

In corrispondenza della sezione n. 18, infatti, la corrente può invadere la golena. Il flusso tenderà poi a rientrare in corrispondenza, all'incirca, tra la sezione n. 7 e la sezione 22, data la presenza di quote terreno della golena stessa che calano abbastanza rapidamente sia in direzione S-N (cioè dal piede della scarpata del terrazzo alto [coincidente con la lottizzazione] verso il ciglio spondale dell'alveo centrale) che soprattutto in direzione O-E (in pratica, la piana golenale va a decrementare rapidamente le proprie quote, da circa 108 m slrif a 106 m slrif, riconducendo quindi le acque interessanti la golena destra certamente all'alveo inciso tra la sezione n. 7 e la sezione n. 22 di rilievo.

Di conseguenza **le piene di riferimento (sia trentennale che centennale) non interessano in alcun modo l'area oggetto di intervento, nè le opere di urbanizzazione né il sedime dei futuri fabbricati e relative aree esterne pertinenziali, come si osserva dalla planimetria (tav. I02) nella quale sono state riportate le fasce di pericolosità idraulica.**

## **CONCLUSIONI**

Alla luce di tutte le simulazioni/perimetrazioni effettuate all'interno della presente verifica di III livello di compatibilità idraulica, si può in conclusione affermare che non vi è alcuna interferenza tra la conformazione di progetto dei luoghi ed i flussi idrici potenzialmente caratterizzanti la regione fluviale del Fosso San Martino in occasione di eventi di piena a ricorrenza media trentennale e centennale.

Il progetto urbanistico della lottizzazione qui in esame è dunque pienamente rispondente ai requisiti idraulici previsti dalla D.G.R. 53/2014 della Regione Marche.

## ALLEGATO 1

### LINEAMENTI DEL MODELLO HEC-RAS



## **1. Descrizione del modello di simulazione idraulica**

Il presente capitolo fornisce chiarimenti sul funzionamento del modello numerico adottato e sulla metodologia utilizzata nella scelta delle sezioni trasversali necessarie alle simulazioni.

Il modello calcola i profili di superficie libera in moto permanente gradualmente vario (in senso spaziale e non temporale) in alvei prismatici e non prismatici. Entrambi i tipi di corrente, lenta e veloce, possono essere calcolati così come le conseguenze di diverse tipologie di accidentalità e strutture di cui si conosca la relazione fra carico e portata defluente.

Il modello è comunque vincolato nel suo utilizzo da tre condizioni:

- il moto deve essere permanente poiché le equazioni non contengono termini dipendenti dal tempo;
- il moto deve essere gradualmente vario in senso spaziale poiché le equazioni ipotizzano la distribuzione idrostatica delle pressioni in seno alla corrente;
- il moto è mono-dimensionale.

È rilevante ed importante evidenziare la capacità del modello di dare attendibili risultati nella gestione delle aree inondabili circostanti gli alvei naturali.

In questo senso è quindi possibile:

- determinare le aree inondabili da parte di portate diverse allo scopo di predisporre l'opportuna protezione;
- studiare le conseguenze d'uso delle aree golenali e il loro danneggiamento;
- definire i miglioramenti dell'alveo atti a ridurre le conseguenze delle inondazioni.

Proprio nell'ottica di queste problematiche l'utilizzo del modello numerico in questione risulta essere estremamente efficace.

La possibilità di determinare il comportamento del profilo del corso d'acqua tenendo conto anche dell'influenza esercitata dai manufatti in alveo consente di tracciare con buona precisione la via di piena e le sue caratteristiche.

Il modello di calcolo effettua simulazioni di moto permanente, situazione di calcolo che in realtà non si presenta, in quanto è noto dalla teoria che la portata massima in ogni sezione si presenta per un tempo limitato, presentando la curva (tempo, portata) una forma a campana, essendo presenti nel fenomeno delle piene vari fenomeni tra i quali i più noti sono l'effetto di laminazione del corso d'acqua, l'invaso e la corrivazione.

Nonostante tutto, la simulazione assume rilevanza fondamentale perché, per i motivi sopra descritti, rappresenta una verifica in termini più gravosi del corso d'acqua (si presenta una portata elevata per tempi più lunghi di quelli che si hanno in realtà), permettendo quindi di fare raggiungere elevati gradi di sicurezza ai manufatti progettati secondo le indicazioni tratte da tale simulazione.

Tra le diverse opzioni di calcolo di cui il modello è dotato in relazione alla presenza di strutture che interagiscono direttamente con il corso d'acqua è da evidenziare la possibilità di calcolo del profilo in corrispondenza dei tombini (circolari, scatolari, con o senza muri d'ala...) secondo la normativa proposta da FHWA (Federal Highway Administration-USA).

Il software implementato consente di determinare con precisione l'effetto di rigurgito dovuto alle spalle dei ponti o all'ingombro delle pile. Particolare importanza riveste la possibilità di parametrizzare il coefficiente di scabrezza per alveo e golene.

Inoltre è possibile creare all'interno di ciascuna sezione trasversale del corso d'acqua più zone a scabrezza omogenea in modo da approssimare con precisione notevole il valore del suddetto parametro, troppo spesso legato all'imprecisione del coefficiente di scabrezza equivalente.

L'insieme dei dati di output è strutturato in modo da fornire la conoscenza globale dei fenomeni che interessano l'intera area occupata dalla portata di piena.

L'output risulta quindi suddiviso in dati relativi alle aree golenali e al canale principale di deflusso.

Le informazioni fornite riguardano diversi parametri fisici e di progettazione quali, per es.:

- quota in m s.l.m. del pelo libero;
- quota del gradiente energetico;
- velocità e portata, relativa a golene e canale principale;
- larghezza del pelo libero;
- area bagnata;
- principali parametri geometrici;
- sezioni trasversali;
- profilo di moto permanente.

Per meglio comprendere il funzionamento del modello idraulico utilizzato è opportuno fornire una sintesi delle potenzialità e dei fondamenti teorici che stanno alla base del calcolo dei profili di moto permanente e che sono implementati nel modello stesso.

## 2. Calcolo del profilo di moto permanente

Al fine di calcolare la quota del pelo libero incognita in una determinata sezione trasversale del corso d'acqua è stata adottata la procedura di calcolo nota come Standard Step Method, consistente nell'integrazione dell'equazione di bilancio energetico (fig. 1).

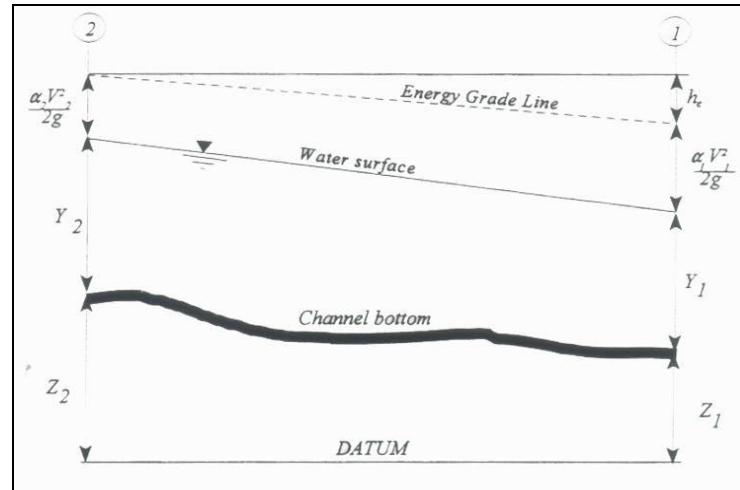


fig. 1 : Rappresentazione dei termini dell'equazione di bilancio energetico.

Le due equazioni che proponiamo rappresentano il metodo di cui sopra:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

$$h_e = L \cdot \bar{S}f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

dove:

$WS_1, WS_2$  : quota del pelo libero fra due sezioni di calcolo, con la sezione 2 posta a monte della 1;

$V_1, V_2$  : velocità media;

$\alpha_1, \alpha_2$  : coefficienti energetici moltiplicativi della velocità;

$g$  : accelerazione gravitazionale;

$h_e$  : perdita di carico;

$L$  : distanza fra le sezioni trasversali;

$Sf$  : pendenza media;

$C$  : coefficiente di perdita per contrazione o espansione (vedi tab.1).

La distanza  $L$  viene calcolata utilizzando la seguente espressione:

$$L = \frac{L_{lob} \cdot \overline{Q_{lob}} + L_{ch} \cdot \overline{Q_{ch}} + L_{rob} \cdot \overline{Q_{rob}}}{\overline{Q_{lob}} + \overline{Q_{ch}} + \overline{Q_{rob}}}$$

dove:

$L_{lob}$ ,  $L_{ch}$ ,  $L_{rob}$ : sono le distanze tra due sezioni trasversali consecutive, rispettivamente per la golena di sinistra, il canale di magra e la golena di destra;

$\overline{Q}_{lob}$ ,  $\overline{Q}_{ch}$ ,  $\overline{Q}_{rob}$ : sono le medie aritmetiche delle portate delle tre parti suddette.

Mentre la pendenza motrice  $S_f$  viene calcolata con l'equazione di Manning:

$$S_f = \left( \frac{Q}{K} \right)^2$$

Ulteriore punto fondamentale nella comprensione del funzionamento del modello idraulico è la suddivisione della massa liquida defluente in unità elementari per le quali la velocità è distribuita uniformemente.

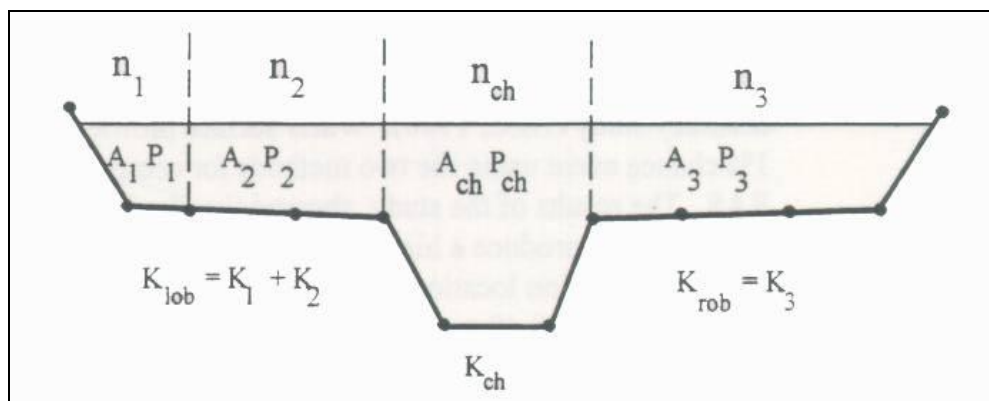
**tab. 1 : Tabella di riferimento dei coefficienti di contrazione ed espansione**

TRANSITION CLASS	CONTRACTION	EXPANSION
No transition loss	0.0	0.0
Gradual transitions	0.1	0.3
Bridge sections	0.3	0.5
Abrupt transitions	0.6	0.8

Individuata la sezione trasversale del corso d'acqua attraverso la griglia dei punti  $x$  (distanze progressive dall'ascissa  $x = 0$ ) e  $y$  (quote m s.l.m. relative ai punti definiti alle varie progressive), nelle aree golenali le unità elementari di deflusso coincidono con la suddivisione creata dalle progressive all'interno della sezione trasversale.

Nel canale principale di deflusso (o alveo di magra ordinaria) la massa liquida defluente non viene suddivisa tranne nel caso in cui si conferiscano più valori di scabrezza differenti in alveo.

In funzione del numero di differenziazioni del valore della scabrezza saranno individuate corrispondenti unità di deflusso (fig. 2).



**fig. 2 : Suddivisione dell'alveo in singole unità di deflusso.**

La capacità di deflusso per ciascuna suddivisione è pertanto calcolata con le seguenti espressioni:

$$Q = K \cdot \sqrt{Sf}$$

$$K = \frac{1,486}{n} aR^{2/3}$$

dove

Q : portata per unità elementare;

K : capacità di deflusso per unità elementare;

n : coefficiente di Manning per la scabrezza dell'unità elementare;

a : area di deflusso dell'unità elementare;

R : raggio idraulico per l'unità di deflusso elementare.

**TAB. 2 : COEFFICIENTI DI MANNING**

<b>Tipo di canale e descrizione</b>	<b>Minimo</b>	<b>Normale</b>	<b>Massimo</b>
<b>A. Corsi d'acqua naturali</b>			
<b>1 - Canale principale</b>			
a. Pulito, diritto, ampio, senza fessure o buche profonde	0.025	0.030	0.033
b. Come sopra ma con sassi ed erbacce	0.030	0.035	0.040
c. Pulito, andamento tortuoso, con alcuni avvallamenti e banchi (rialzi del fondo)	0.033	0.040	0.045
d. Come sopra ma con erbacce e ciottoli	0.035	0.045	0.050
e. Come sopra, banche in basso con rive e sezioni a flusso nullo dove l'acqua ristagna	0.040	0.048	0.055
f. Come d ma con più ciottoli	0.045	0.050	0.060
g. Tratti lenti, erbacce e ciottoli	0.050	0.070	0.080
h. Molte erbacce, buche profonde con restringimenti dovuti a rami, alberi e cespugli	0.070	0.100	0.150
<b>2 – Golene, ripiani fluviali</b>			
a. Terreni da pascolo senza cespugli			
1. erba bassa	0.025	0.030	0.035
2. erba alta	0.030	0.035	0.05
b. Aree coltivate			
1. campo senza vegetazione	0.020	0.030	0.040
2. campo con vegetazione in crescita	0.025	0.035	0.045
3. campo con vegetazione matura	0.030	0.040	0.050
c. Boscaglia, cespuglieti			

1. folte erbacce con cespugli sparsi	0.035	0.050	0.070
2. bassa densità di cespugli ed alberi in inverno	0.035	0.050	0.060
3. bassa densità di cespugli ed alberi in estate	0.040	0.060	0.080
4. medio-alta densità di cespugli ed alberi in inverno	0.045	0.070	0.110
5. medio-alta densità di cespugli ed alberi in estate	0.070	0.100	0.160
<b>d. Alberi</b>			
1. terreno pulito con ceppaie senza polloni	0.030	0.040	0.050
2. come sopra ma con polloni sviluppati	0.050	0.060	0.080
3. alberi con chiome sviluppate, pochi alberi bassi, pochi cespugli, flusso al di sotto dei rami	0.080	0.100	0.120
4. come sopra ma con flusso tra i rami	0.100	0.120	0.160
5. saliceto fitto, estate	0.110	0.150	0.200
<b>3 – Corsi d’acqua montani senza vegetazione nel canale, rive molto ripide con alberi e cespugli sommersi</b>			
a. Fondo: ghiaia, ciottoli e pochi massi	0.030	0.040	0.050
b. Fondo: ciottoli con grandi massi	0.040	0.050	0.070

<b>Tipo di canale e descrizione</b>	<b>Minimo</b>	<b>Normale</b>	<b>Massimo</b>
<b>C. Canali scavati e dragati</b>			
<b>1 – In terra, rettilinei ed uniformi</b>			
a. Pulito, completato recentemente	0.016	0.018	0.020
b. Pulito, dopo l’azione degli agenti atmosferici	0.018	0.022	0.025
c. Ghiaia, sezione uniforme, puliti	0.022	0.025	0.030
d. Con erba bassa, poche erbacce	0.022	0.027	0.033
<b>2 – In terra, andamento tortuoso e flusso lento</b>			
a. Senza vegetazione	0.023	0.025	0.030
b. Con erba, un po’ di erbacce	0.025	0.030	0.033
c. Erbacce e piante acquatiche in canali profondi	0.030	0.035	0.040
d. Fondo in terra, rive in pietrame	0.028	0.030	0.035
e. Fondo in pietrame, banche con erbacce	0.025	0.035	0.040
f. Fondo in ciottoli e rive pulite	0.030	0.040	0.050

<b>3 – Escavati e dragati</b>			
a. Senza vegetazione	0.025	0.028	0.033
b. Alcuni cespugli sulle banche	0.035	0.050	0.060
<b>4 – In roccia</b>			
a. Liscio ed uniforme	0.025	0.035	0.040
b. Frastagliato ed irregolare	0.035	0.040	0.050
<b>5 – Canali senza manutenzione con erbacce e cespugli</b>			
a. Fondo pulito, cespugli sulle rive	0.040	0.050	0.080
b. Come sopra con notevoli rallentamenti del flusso	0.045	0.070	0.110
c. Erbacce fitte alte sino al livello dell'acqua	0.050	0.080	0.120
d. Erbacce fitte con notevoli rallentamenti	0.080	0.100	0.140

La capacità totale di deflusso per la sezione trasversale è ottenuta per sommatoria delle singole capacità relative alle unità in cui la sezione è stata scomposta.

Sulla base di queste considerazioni il coefficiente  $\alpha$ , relativo alla velocità, si ottiene dalla seguente espressione (fig.3):

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[ \frac{(K_{lob})^3}{(A_{lob})^2} + \frac{(K_{ch})^3}{(A_{ch})^2} + \frac{(K_{rob})^3}{(A_{rob})^2} \right]}{(K_t)^3}$$

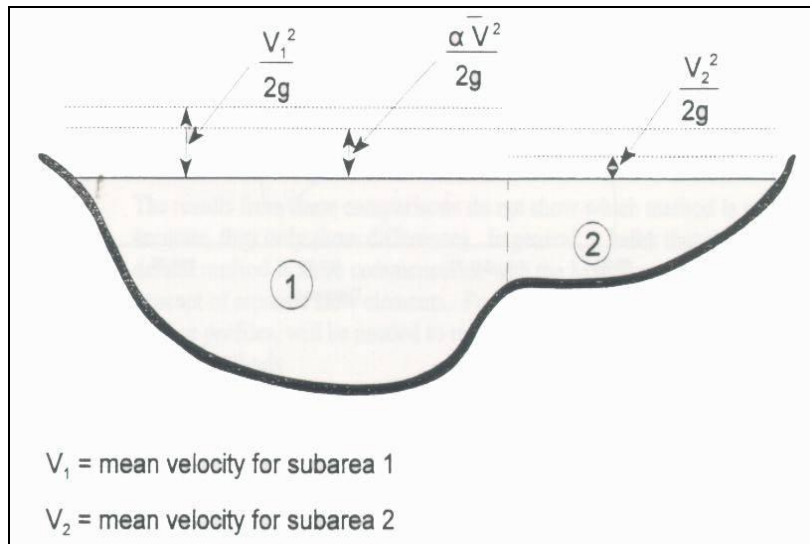
dove:

$A_t$  : area totale di deflusso per la sezione trasversale;

$A_{lob}$ ,  $A_{ch}$ ,  $A_{rob}$  : area di deflusso per golena sinistra, canale principale, golena destra;

$K_t$  : capacità totale di deflusso (conveyance) della sezione trasversale;

$K_{lob}$ ,  $K_{ch}$ ,  $K_{rob}$  : capacità di deflusso di golena sinistra, canale principale e golena destra.



**fig. 3 : Esempio di calcolo della energia media sulla sezione trasversale.**

Il coefficiente  $\alpha$  si ottiene allora come media pesata delle varie capacit  di deflusso.

Le perdite di carico dovute ad attrito sono calcolate come prodotto della pendenza media motrice  $S_f$  e della distanza  $L$  fra due sezioni trasversali consecutive.

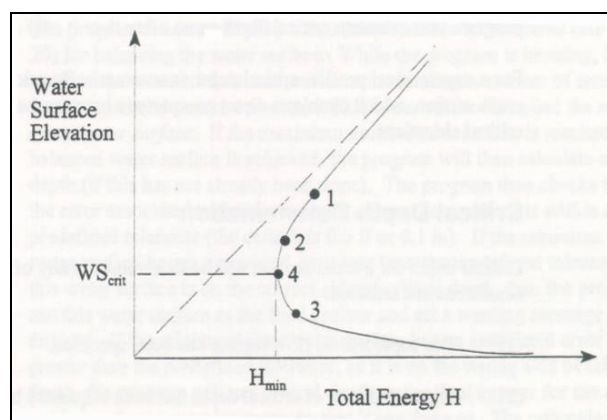
Le perdite di carico dovute a contrazione e/o espansione sono calcolate con la usuale espressione riportata nell'equazione seguente:

$$h_0 = C \left| \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right|$$

dove  $C$  rappresenta il gi  citato coefficiente di contrazione/espansione.

La determinazione della profondit  critica, che corrisponde alla situazione di minima energia (vedi fig. 2.7.1.2.4) si ottiene in maniera iterativa ricercando appunto la condizione di minimo dell'energia, ossia ricercando il minimo della funzione

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



**fig. 4 : Diagramma carico-altezza del pelo libero.**



La ricerca della profondità critica viene eseguita secondo due metodi numerici: parabolici o delle secanti.

In particolare, in caso di regime misto, cioè in caso di corrente lenta e veloce con presenza quindi di risalto idraulico (situazione simulata nel nostro modello), non è più possibile utilizzare le equazioni menzionate in precedenza perché siamo in presenza di moto vario e non permanente in corrispondenza dei risalti. Occorre allora applicare l'equazione di momento  $\sum F_x = m \cdot a$  ad un elemento di corrente fluida in movimento (fig. 5).

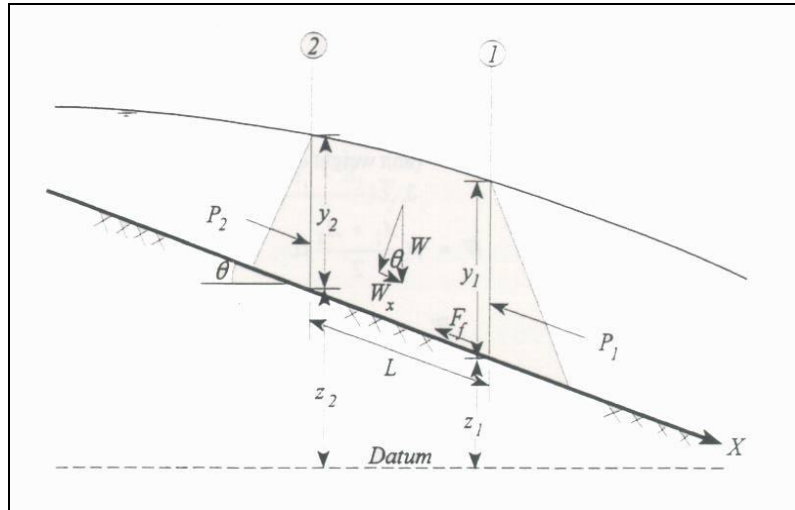


fig. 5 : Applicazione dell'equazione di momento.

Si ottiene l'equazione:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x$$

dove

$P$  : forze risultanti della pressione idrostatica nelle sezioni 1 e 2;

$W_x$  : componente nell'asse x della forza peso della massa d'acqua considerata;

$F_f$  : forza di attrito esterno tra le sezioni 1 e 2;

$Q$  : portata defluente;

$\rho$  : densità dell'acqua;

$\Delta V_x$  : componente nella direzione dell'asse x della differenza di velocità tra la sez. 2 e la 1.

Sostituendo nella precedente le espressioni delle varie grandezze e trascurando la forza di attrito (si può considerarla piccola se l'elemento considerato è piccolo) si ottiene la formulazione risolutiva

$$\frac{Q_1^2 \beta_1}{g A_1} + A_1 \bar{Y}_1 = \frac{Q_2^2 \beta_2}{g A_2} + A_2 \bar{Y}_2$$

dove

Q : portata della sezione;

$\beta$  : coefficiente di momento (simile ad  $\beta$ );

A : area totale di efflusso;

$\bar{Y}$  : profondità del pelo libero dal baricentro dell'area;

g : accelerazione di gravità.

I due membri dell'equazione sono analoghi, potendosi quindi rappresentare come una funzione generale, del tipo:

$$SF = \frac{Q^2 \beta}{gA} + A\bar{Y}$$

Questa è la nota funzione G di risalto idraulico, chiamata anche forza specifica (*specific force*): il primo termine rappresenta il momento della corrente esercitato sulla sezione per unità di tempo, è cioè la componente dinamica della spinta, mentre il secondo termine rappresenta la componente statica, cioè l'azione esercitata dalla pressione idrostatica.

Entrambi i termini hanno le dimensioni di una forza per unità di peso di acqua considerata.

La procedura di calcolo in generale può essere pertanto riassunta nelle seguenti fasi:

- Definizione della altezza d'acqua alla sezione di partenza;
- Calcolo della velocità e della capacità totale di trasporto in funzione della quota definita del pelo libero;
- Risoluzione dell'equazione esprime le perdite energetiche e definizione della pendenza media tramite i valori determinati al punto precedente;
- Calcolo della quota del pelo libero alla sezione incognita con i valori ottenuti dai 2 punti precedenti;
- Confronto tra il valore  $WS_2$  calcolato e i valori adottati all'inizio.

Nel caso di regime misto, al fine di individuare i risalti idraulici, rientrano nel processo appena descritto anche i seguenti passi:

- Viene calcolato il profilo in condizioni subcritiche, in corrente lenta cioè, a partire dalla condizione al contorno di valle (che vanno preventivamente inserite); in questa fase vengono calcolate le altezze critiche che saranno poi verificate per localizzare il risalto;
- Viene calcolato il profilo in condizioni supercritiche, in corrente veloce, a partire dalla condizione al contorno di monte;

- Il calcolo del profilo in condizioni supercritiche prosegue da monte verso valle, fino a quando si trova una sezione nella quale è possibile sia una situazione supercritica che subcritica (calcolata in precedenza), cioè un possibile passaggio allo stato critico;
- A questo punto si valuta quale è la forza specifica SF maggiore: quella darà la giusta situazione in quella sezione. Ad esempio se la condizione supercritica ha forza specifica maggiore il programma assegna questa condizione alla sezione e prosegue alla sezione immediatamente a valle;
- Quando viene trovata una forza specifica maggiore per il profilo subcritico, a quella sezione viene assegnato tale profilo, e viene localizzato il risalto tra questa sezione e la precedente.
- Il calcolo riparte verso valle fino a trovare un passaggio allo stato critico.

### **3. Perdite di carico dovute alle pile dei ponti**

Le perdite di carico causate da queste strutture sono calcolate in due tempi e modalità.

Inizialmente si determinano le perdite dovute ad espansione e restringimento della sezione trasversale nelle parti di valle e monte della struttura con il metodo implementato (Standard Step Method) per il calcolo della quota del pelo libero.

In un secondo tempo le perdite sono integrate dal calcolo delle perdite di carico che si verificano nell'attraversamento della struttura, queste ultime determinate con le relative opzioni di calcolo.

Il modello distingue quattro tipi di deflusso possibile in corrispondenza dei ponti (ai fini della simulazione la traversa si comporta come un ponte, con le sue pile, in quanto le paratoie in occasione delle piene sono totalmente alzate):

- Flusso regolare al disotto dell'intradosso;
- Moto in pressione;
- Vena liquida stramazzante sul piano rotabile;
- Deflusso combinato (combinazione dei tre precedenti).

### **4 Flusso regolare al disotto dell'intradosso**

Viene ora posta l'attenzione sulla procedura di simulazione del flusso attraverso le pile della traversa. Il flusso viene considerato suddiviso in ulteriori sottoclassi a seconda che il ponte sia dotato o meno di pile e del livello raggiunto dal pelo libero (superiore o inferiore all'altezza critica).

L'equazione utilizzata è quella proposta da Koch-Carstanjen, basata sulla risoluzione della seguente equazione di momento:

$$m_1 - m_{p1} + Q^2/gA_1^2 (A_1 - C_D \cdot A_{p1}/2) = m_2 + Q^2/gA_2 = m_3 - m_{p3} + Q^2/gA_3$$

dove:

$A_1, A_3$ : aree liquide alle sezioni di monte e valle, rispettivamente (fig. 6)

$A_2$  : area liquida relativa ad una sezione ubicata entro il restringimento dovuto alla struttura (area totale - area occupata dalle pile);

$A_{p1}, A_{p3}$  : area ostruita alle sezioni di monte e valle, rispettivamente;

$Y_1, Y_2, Y_3$ : distanza verticale dal pelo libero al baricentro delle aree  $A_1, A_2, A_3$ ;

$m_1, m_2, m_3 = A_1 Y_1, A_2 Y_2, A_3 Y_3$  rispettivamente;

$m_{p1}, m_{p3} = A_{p1} Y_{p1}, A_{p3} Y_{p3}$ , rispettivamente;

$C_D$  : coefficiente di ingombro legato alla forma delle pile (vedi tab. 3);

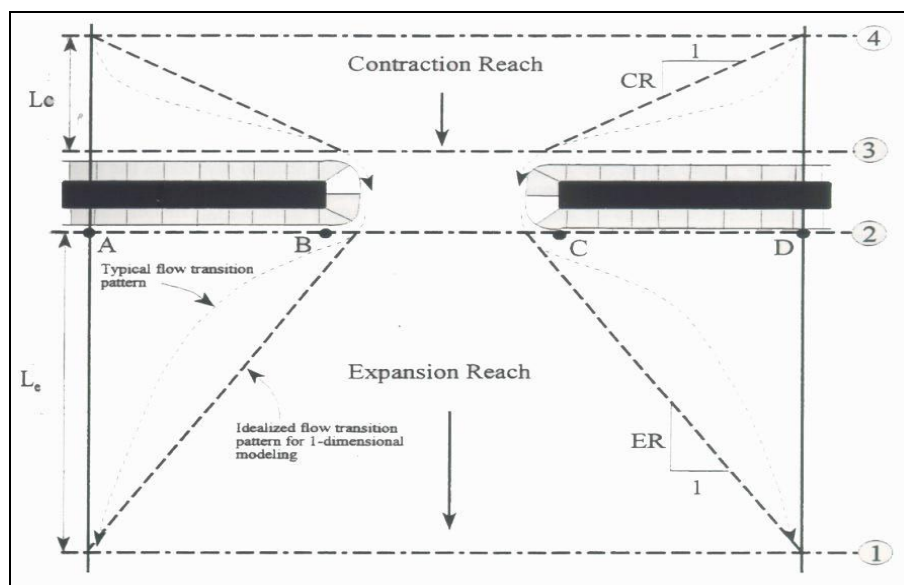
$Y_{p1}, Y_{p3}$  : distanza verticale dal pelo libero al baricentro delle aree  $A_{p1}, A_{p3}$  rispettivamente;

$Q$  : portata;

$g$  : accelerazione di gravità.

**tab. 3 : Tabella di riferimento dei coefficienti di forma delle pile  $C_D$ .**

PIER SHAPE	$C_D$
Circular pier	1,20
Elongated piers with semi-circular ends	1,33
Elliptical piers with 2:1 length to width	0,60
90° triangular nose and tail	1,60
Square nose and tail	1,72



**fig. 6: Localizzazione delle sezioni in corrispondenza della traversa.**

I tre termini dell'equazione di momento rappresentano il momento totale nella strozzatura del tratto in esame, espresso in termini di morfologia del corso d'acqua e profondità della corrente a monte, sul restringimento e a valle del restringimento stesso.

Nel caso in cui la quota del pelo libero si mantenga superiore a quella dell'altezza critica, per determinare la differenza di quota risultante dall'attraversamento della struttura viene utilizzata l'equazione di Yarnell:

$$H_{3-2} = 2 \cdot K \cdot (K + 10\omega - 0,6) \cdot (\alpha + 15 \cdot \alpha^4) \cdot V_3^2 / 2g$$

dove:

$H_{3-2}$  : differenza di carico fra le sezioni di monte e valle della struttura;

K : coefficiente relativo alla forma delle pile di Yarnell (vedi tab. 4);

$\omega$  : rapporto velocità/profondità a valle della struttura;

$\alpha$  : area ostruita/area libera;

$V_3$  : velocità a valle della struttura.

**tab. 4: Tabella di riferimento dei coefficienti di forma delle pile K di Yarnell.**

PIER SHAPE	K
Semicircular nose and tail	0,09
Twin-cylinder piers with connections diaphragm	0,95
Twin-cylinder piers without diaphragm	1,05
90° triangular nose and tail	1,05
Square nose and tail	1,25

L'equazione di calcolo delle perdite di carico si ottiene dall'applicazione dell'equazione dell'energia in punti situati immediatamente a valle del ponte e a monte.

## 5. Condizioni al contorno per le simulazioni

Tra le varie condizioni al contorno necessarie, fondamentale importanza assume la quota iniziale del pelo libero: essa può essere assunta seguendo diversi criteri.

Il più comune è tracciare la scala di deflusso relativamente alla sezione di partenza del profilo tenendo conto dell'interazione eventuale con altri corsi d'acqua e della situazione idraulica delle aree circostanti provvedendo alle maggiorazioni del caso sulla quota qualora intervengano fattori condizionanti di tale entità.

Qualora vi siano manufatti tali da condizionare la relazione portata defluente-carico, sarà l'esame delle quote che possano verificarsi in alveo a fornire le indicazioni sulla quota di partenza per il tracciamento del profilo.

Altre metodologie più raffinate sono basate sul metodo delle secanti per definire la quota di tolleranza nella differenza tra quota presunta e calcolata.

I dati necessari affinché il modello possa produrre l'output desiderato (cioè la quota del pelo libero alle sezioni trasversali desiderate e il profilo di moto permanente) comprendono:

- tipo di corrente (lenta, veloce, mista);
- quota iniziale del pelo libero;
- valore/i di portata;
- coefficienti rappresentativi delle perdite;
- geometria delle sezioni trasversali;
- distanze (golene e alveo principale) tra le sezioni trasversali.

Le opzioni di calcolo riguardano la determinazione del profilo in caso di presenza di strutture in alveo e simulazioni di interventi nelle aree golenali con deviazioni del corso d'acqua o costruzione di arginature.

Determinato il tipo di corrente, la quota iniziale del pelo libero, i valori di portata per cui occorre tracciare i profili di moto permanente, è necessario definire i valori di scabrezza.

Il modello utilizzato nelle elaborazioni consente molteplici soluzioni per definire la scabrezza delle singole sezioni trasversali, la qual cosa permette di ridurre moltissimo i margini di dubbio e incertezza legati all'individuazione di questo coefficiente particolarmente importante.

Oltre alle perdite di carico valutate attraverso il coefficiente "n" di Manning, e all'equazione di Manning descritta in precedenza, è possibile valutare le perdite di transizione per allargamento/restringimento attraverso i coefficienti di espansione/contrazione, le perdite che si originano nell'attraversamento di ponti e tombini in seguito alla forma del manufatto, alla configurazione delle pile, al tipo di moto e alle condizioni di imbocco/sbocco.

Come accennato in precedenza, il coefficiente di scabrezza può assumere diversi valori in una singola sezione trasversale, al fine di poter rappresentare realisticamente la morfologia della stessa.

Oltre a definire un valore di scabrezza per ciascuna suddivisione (golene, alveo principale) è possibile definire la scabrezza in funzione della progressiva della singola sezione trasversale oppure in funzione della quota raggiunta dal pelo libero.

Nella determinazione dei valori del parametro scabrezza si cerca di correlare quella che è la situazione appurata in situ del corso d'acqua con i risultati delle esperienze condotte dai ricercatori.

La geometria delle sezioni trasversali e la conoscenza del territorio circostante l'area inondabile, unite alla completa definizione dei manufatti che il corso d'acqua incontra lungo il suo percorso, sono sfruttate al meglio dal modello per riprodurre fedelmente le condizioni che in realtà si verificano al defluire della portata in esame.

La collocazione delle sezioni trasversali lungo il corso d'acqua è quindi volta ad individuare le aree effettive di deflusso per distinguerle da quelle ineffettive o che possono venire attivate sotto un determinato carico idraulico.

Tra le varie opzioni di calcolo di cui è dotato il modello numerico in questione è disponibile l'organizzazione dei dati in modo da specificare dette aree inefficaci al deflusso, sia che esse si trovino nelle aree golenali sia che si trovino nel canale principale sotto forma di sedimenti o ostruzioni di qualsivoglia forma.

Le sezioni trasversali sono quindi ubicate in modo da rappresentare non solo l'area immediatamente circostante il corso d'acqua, ma anche la probabile via di piena.

In generale la disposizione planimetrica delle sezioni è effettuata tenendo conto di:

- variazioni nella portata;
- modifiche sostanziali della pendenza di fondo;
- cambiamenti della morfologia del corso d'acqua;
- mutamenti rilevanti nella granulometria e nella copertura vegetale;
- presenza di ponti, traverse, tombini, ostruzioni artificiali.

La distanza fra le varie sezioni trasversali viene specificata come distanza fra le golene (destra e sinistra) e lungo il canale principale di deflusso.

La distanza viene stabilita in modo da poter individuare le variazioni delle dimensioni trasversali del corso d'acqua nel caso queste si verificano.

A seconda della morfologia del corso d'acqua e dei manufatti in alveo la presenza delle sezioni può essere o meno infittita.

Il modello numerico è in grado di produrre una notevole quantità di dati di output, mirati a rendere efficace e completa sotto tutti i punti di vista l'analisi del corso d'acqua.

I dati di output di maggiore interesse sono quelli relativi alle sezioni trasversali, per le quali è previsto un elenco standard di quaranta variabili per singola sezione volte a definire completamente i parametri fisici.

Il notevole numero di dati permette di avere sotto controllo l'intera fenomenologia idraulica e strutturale che ne deriva.

Tra i valori riportati figurano:

Q : portata totale;

$Q_{LOB}$ ,  $Q_{CH}$ ,  $Q_{ROB}$  : portata, così ripartita: golena sinistra, canale principale, golena destra;

DEPTH : profondità, misurata come differenza di quota fra pelo libero e punto più depresso nella sezione;

CWSEL : quota calcolata del pelo libero;

CRIWS : quota dell'altezza critica;

WSELK : quota dell'altezza d'acqua, quando costituisce dato di input;

EG : quota dei carichi totali (gradiente energetico);

$V_{LOB}$ ,  $V_{CH}$ ,  $V_{ROB}$  : velocità media, così riferita: golena sinistra, canale principale, golena destra;

$A_{LOB}$ ,  $A_{CH}$ ,  $A_{ROB}$  : area liquida, così riferita: golena sinistra, canale principale, golena destra;

$X_{NL}$ ,  $X_{NCH}$ ,  $X_{NR}$  : coefficiente "n" di Manning riferito rispettivamente a: golena sinistra, canale principale, golena destra;

SLOPE : pendenza della linea dei carichi nella sezione di calcolo;

TOPWIDTH : ampiezza del pelo libero;

L-BANK ELEV : quota della sponda sinistra;

R-BANK ELEV : quota della sponda destra.

I dati raccolti mostrano la distribuzione della massa liquida nelle tre suddivisioni principali della singola sezione trasversale: golena sinistra, alveo (o canale) principale, golena destra.

Il modello è in grado inoltre di fornire:

➤ stampa delle sezioni, nelle quali viene evidenziato il profilo del terreno così come descritto nel file di input, la quota del pelo libero, la quota dell'altezza critica, la quota della linea dei carichi, la rappresentazione delle strutture in alveo;



- stampa del profilo di moto permanente, creato a partire dalla geometria delle sezioni trasversali, nel quale sono riportati la collocazione delle sezioni trasversali, le distanze progressive, quota del fondo misurata lungo l'alveo principale secondo la linea di thalweg, quota del pelo libero, quota dell'altezza critica, quota della linea dei carichi, quota delle sponde dell'alveo principale, quota del punto più basso tra i punti che individuano la geometria delle sezioni trasversali.

Un ulteriore contributo alla comprensione del fenomeno fisico studiato è fornito dalla creazione di tabelle riassuntive contenenti una notevole quantità di informazioni.

Oltre a tabelle predefinite per l'output di parametri idraulici e morfologici e alla possibilità di selezionare fra una vasta quantità di variabili relative a condizioni particolari di deflusso (manufatti presenti in alveo), sono disponibili tavole redatte dai maggiori enti statunitensi per il controllo del rischio idraulico (Flood Insurance Study, Guidelines and Specifications, U.S. Department of Housing and Urban Development, Federal Insurance Administration).

## **6. Dati inseriti**

Per ottenere le informazioni che andranno a costituire i dati di input del modello numerico è necessario eseguire un accurato studio del corso d'acqua.

In particolare è necessario un esame approfondito delle aree non solo pertinenti ad alveo e golene, ma anche delle aree ad esse circostanti, al fine di poter individuare al meglio le zone maggiormente soggette a rischio idraulico e consentire una progettazione integrata al meglio con il territorio.

L'ubicazione delle sezioni trasversali nasce da considerazioni di carattere pratico, relative cioè alla situazione attuale di utilizzazione del corso d'acqua e interazione con l'ambiente circostante, e da considerazioni teoriche mirate a compiere un dettagliato studio idraulico del fenomeno di piena ai fini della progettazione delle strutture in alveo.

Per la loro individuazione si è proceduto con la seguente metodologia:

- disposizione planimetria dei manufatti in alveo e in golena;
- determinazione delle caratteristiche morfologiche del tratto di corso d'acqua in studio;
- individuazione di aree omogenee in relazione al parametro scabrezza, determinato in funzione del tipo di materiale lapideo in alveo e della copertura vegetale;
- individuazione di tratti caratterizzati dai valori omogenei di pendenza del fondo alveo e altri parametri idraulici.

Nella scelta dell'ubicazione planimetrica delle sezioni è stata valutata la distanza fra sezioni successive in modo da poter fornire una serie di dati significativi al modello anche nel senso dello sviluppo longitudinale. Infatti è necessario tenere in conto anche la variazione della scabrezza non solo entro una singola sezione trasversale, ma fornire una valida descrizione della sua variazione fra sezione e sezione.

Per quanto riguarda la pendenza di fondo del corso d'acqua, il modello numerico è in grado di determinare questa grandezza secondo procedura di calcolo automatica in funzione della geometria delle sezioni trasversali e della distanza tra sezioni successive.

La pendenza di fondo calcolata e che viene riportata sul profilo di moto permanente è da intendersi riferita alla linea di thalweg.

I calcoli del profilo sono comunque svolti anche in funzione della pendenza di fondo delle aree golenali in quanto le elaborazioni numeriche prevedono la suddivisione del corso d'acqua in tre aree distinte, ma omogenee, al fine del calcolo del profilo e dei parametri idraulici relativi che sono la golena di destra, di sinistra e il canale principale.

La suddivisione delle sezioni trasversali mediante una griglia di punti (x, y) ripartita nelle tre zone fondamentali di calcolo consente l'individuazione dei principali parametri (portata, velocità, scabrezza) in queste aree di deflusso il che permette di definire completamente le caratteristiche salienti del moto entro l'intera via di piena consentendo di intervenire globalmente e puntualmente.

La determinazione delle aree soggette ad esondazione consente di porre particolare cura nell'individuazione di eventuali vie preferenziali di propagazione della portata defluente.

## **7. Opzioni di calcolo**

Il modello è dotato di numerose opzioni che permettono di determinare la via di piena (zona maggiormente interessata dal deflusso idrico) nonché calcolare le perdite di energia dovute alla presenza di ostruzioni come soglie di sfioro, tombini e ponti e definire i miglioramenti apportabili con rimodellamenti in alveo.

Possono essere selezionate diverse equazioni al fine di calcolare le perdite di carico, determinare l'altezza critica, calcolare la scabrezza secondo formule dirette.

Il modello può inoltre generare automaticamente sezioni trasversali in un tronco di calcolo interpolando i dati tra le due sezioni di estremità, definire le aree ineffettive al deflusso, analizzare le zone di confluenza fra corsi d'acqua, calcolare l'influenza di un'eventuale copertura di ghiaccio sul pelo libero.

Con un'unica elaborazione si possono calcolare più profili variando la quota iniziale del pelo libero e/o la portata per ciascun profilo di calcolo. Così operando è possibile stabilire, note condizioni iniziali e al contorno, quando il profilo di corrente raggiunge la profondità che gli compete a prescindere dalle quote di tentativo imposte alla sezione iniziale del tracciamento.

### **7.1. Aree inefficaci e argini**

Come opzione sono definibili le “aree inefficaci al deflusso”.

Questa opzione è indispensabile quando occorre rimodellare la sezione trasversale per confinare il deflusso entro vincoli (artificiali o naturali) presenti entro lo sviluppo della sezione trasversale.

In questo modo si possono specificare le ostruzioni dovute a sedimenti, gli innalzamenti causati dall'aumento della quota degli argini eventualmente presenti a protezione delle sponde, analizzare gli effetti di sbarramenti golenali e di tutto quanto ubicato nella sezione in studio tale da condizionare il deflusso verso aree preposte.

Un'altra opzione importante è la definizione delle linee di sommità degli argini che confinano il deflusso all'interno dell'alveo e non nelle zone esterne più depresse; una volta superata la quota di tali marker vi sarà esondazione ai lati.

## ALLEGATO 2

### VALORI TIPICI DEL COEFFICIENTE DI SCABREZZA

TAB.1.2 B - VALORI DEL COEFFICIENTE DI RESISTENZA DI MANNING:  $n$  ( $s/m^{1/3}$ ) DA [CHOW V. T.,1959]

CORSI D'ACQUA MINORI (LARGHEZZA A PIENE RIVE < 30 m)

tipo di superficie	Minimo	Normale	Massimo
<b>ALVEI DI PIANURA</b>			
non vegetati, rettilinei, corrente regolare	0.025	0.030	0.033
come sopra ma con pietre e alghe	0.030	0.035	0.040
non vegetati, tortuosi con molienti e rapide	0.033	0.040	0.045
come sopra ma con pietre e alghe	0.035	0.045	0.050
come sopra, in magra	0.040	0.048	0.055
non vegetati, tortuosi, pietre, molienti e rapide	0.045	0.050	0.060
molto irregolari e alghe molto fitte	0.075	0.100	0.150
<b>ALVEI DI MONTAGNA (SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI)</b>			
sul fondo: ghiaia, ciotoli e massi radi	0.030	0.040	0.050
sul fondo: ciotoli e grandi massi	0.040	0.050	0.070
<b>GOLENE E PIANE INONDABILI</b>			
prato senza cespugli, erba bassa	0.025	0.030	0.035
prato senza cespugli, erba alta	0.030	0.035	0.050
campi incolti	0.020	0.030	0.040
coltivazioni a filari	0.025	0.035	0.045
colture di cereali in pieno sviluppo	0.030	0.040	0.050
aree con cespugli sparsi e erba alta	0.035	0.050	0.070
aree con cespugli bassi e alberi, in inverno	0.035	0.050	0.060
aree con cespugli bassi e alberi, in estate	0.040	0.060	0.080
cespugli fitti, in inverno	0.045	0.070	0.110
cespugli fitti, in estate	0.070	0.100	0.160

*Approfondimento statistico  
sulle altezze di pioggia utilizzate*

## PREMESSA

Su incarico della società COOPROGETTO – via Severoli n° 18 comune di Faenza (Ra) – è stata redatta e presentata [*Elaborato I01*] apposita analisi idrologica e idraulica (verifica di III livello di approfondimento, ai sensi della DGR n. 53 del 27/01/2014) al fine di quantificare le aree esondabili del Fosso San Martino lungo il tratto di fosso frontista l'area di lottizzazione posta in via Della Conserva, comune di Fossombrone (PU), a seguito delle richieste di integrazione pervenute dall'Amministrazione Provinciale di Pesaro e Urbino - Servizio 6, del 31/03/2016 (prot. 20064). La verifica completa (o di III livello) ha determinato le fasce a differente pericolosità idraulica [elevata, media e bassa] con la valutazione dei corrispondenti tiranti di allagamento, al fine di definire l'interazione o meno delle opere in progetto con le fasce di pertinenza fluviale interessate (o meno) dai deflussi delle piene di riferimento e gli (eventuali) interventi necessari per mitigare la pericolosità idraulica; essa, congiuntamente e sinergicamente alle verifiche preliminare e semplificata (redatte dal Geol. Andreatta per il caso di studio qui in oggetto), ai sensi della DGR n. 53 del 27/01/2014 e all'allegato 1 della stessa DGR - "*Criteri, modalità e indicazioni tecnico-operative per la redazione della verifica di compatibilità idraulica degli strumenti di pianificazione territoriale e per l'invarianza idraulica delle trasformazioni territoriali*" -, ha permesso di sviluppare la Verifica di Compatibilità Idraulica, richiesta ai commi 1 e 2 dell'art. 10 della L.R. n. 22 del 23 novembre 2011.

L'analisi idrologica-idraulica ha contemplato la redazione di un'analisi idrologica (a scala di bacino), rilievi topografici e verifiche idrauliche (per il tratto oggetto di studio). Dal punto di vista idrologico si è proceduto alla determinazione del bacino tributario del Fosso San Martino e delle caratteristiche pluviometriche dello stesso, al variare del tempo di ritorno (e da queste poi alla stima delle portate mediante l'applicazione di un modello di trasformazione afflussi-deflussi).

La stazione pluviometrica più significativa (e qui utilizzata) per il bacino in esame, sia per la sua ubicazione che per la sua quota, è quella di Fossombrone.

Relativamente alla suddetta stazione si è analizzata una serie storica di osservazioni con dati dal 1955 al 1989 [con unica lacuna del 1962 (campione di 34 anni)] ed in particolare sono stati considerati i dati degli Annali Idrologici (*precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi per durate di 1h, 3h, 6h, 12h, 24h*) riportati nella tabella seguente:

**DATI PLUVIOGRAFICI**

(Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo su 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive)

Stazione di : FOSSOMBRONE

Quota (m s.l.m.) : 116

Numero di osservazioni : N = 34

Anno	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1955	42.00	65.40	94.60	102.80	107.60
1956	19.00	31.00	54.80	77.80	99.40
1957	14.40	19.00	33.00	43.60	52.60
1958	27.80	35.00	44.00	44.00	47.00
1959	38.40	60.00	61.80	63.00	71.00
1960	24.00	25.80	26.60	47.00	70.80
1961	26.60	28.00	31.60	52.40	70.20
	-	-	-	-	-
1963	25.60	41.00	52.40	54.00	65.60
1964	43.00	59.00	68.20	75.00	75.20
1965	31.00	41.00	42.20	52.40	76.60
1966	18.00	31.80	54.00	77.00	104.80
1967	13.00	23.00	33.00	41.20	44.00
1968	21.40	25.80	36.20	44.20	47.20
1969	16.00	30.00	50.00	76.20	78.20
1970	33.80	43.80	50.80	52.40	52.40
1971	33.00	36.40	36.40	46.80	68.20
1972	21.60	27.40	28.80	29.00	37.40
1973	25.40	26.40	48.20	74.00	84.80
1974	29.40	42.20	44.60	59.40	62.60
1975	34.00	45.40	45.40	54.40	62.00
1976	22.80	34.60	56.20	56.20	80.00
1977	29.60	34.40	38.00	63.40	53.80
1978	20.40	35.20	50.80	60.40	100.00
1979	35.40	37.20	37.20	63.00	89.80
1980	17.20	22.40	32.80	41.60	71.60
1981	15.80	22.20	27.80	41.00	63.00
1982	28.40	37.00	67.00	76.00	98.80
1983	51.00	65.00	65.40	65.40	65.40
1984	26.00	43.00	48.80	49.00	50.40
1985	19.00	33.00	54.00	74.00	79.20
1986	51.60	53.60	58.00	81.00	92.40
1987	18.40	27.00	38.00	60.00	69.60
1988	15.00	16.40	19.20	31.20	34.80
1989	30.80	33.80	34.20	37.60	57.40

Questi dati pluviometrici sono stati elaborati statisticamente, ricavandone la nota distribuzione di Gumbel in modo da poter calcolare, per ogni evento analizzato (i.e. piogge con prefissata durata  $T_p$ ), le corrispondenti altezze delle precipitazioni al variare del tempo di ritorno  $T_r$ . Nella precedente analisi, si era ricavato:



**Tabella 1 -** Valori per ciascuna durata  $t$ , della media  $\mu(h_t)$ , dello scarto quadratico medio  $\sigma(h_t)$  e dei due parametri  $\alpha_t$  e  $u_t$  della legge di Gumbel (prima legge del valore estremo "EV1")

N =	34	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
$\mu(h_t)$		27.02	36.24	46.00	57.84	70.11
$\sigma(h_t)$		10.00	12.60	15.06	16.29	19.32
$\alpha_t = 1,283/\sigma(h_t)$		0.13	0.10	0.09	0.08	0.07
$u_t = \mu(h_t) - 0,45\sigma(h_t)$		22.52	30.57	39.22	50.51	61.42

A tutte le distribuzioni di Gumbel ottenute per i vari  $T_p$  (1-24 ore) ed ai relativi valori è stato infine applicato il metodo dei minimi quadrati per ricavare le *curve di possibilità pluviometrica*  $h = a * T_p^n$  per i vari tempi di ritorno  $T_r$ .

**Tabella 3 -**

$T_r$	LEGGE DI PIOGGIA		$h = a \times t^n$
10 anni	→		$h=39.714xt^{0.2757}$
30 anni	→		$h=48.601xt^{0.2637}$
50 anni	→		$h=52.661xt^{0.2595}$
100 anni	→		$h=58.139xt^{0.2547}$
200 anni	→		$h=63.598xt^{0.2507}$

In realtà, il campione di dati utilizzato (n. 34 anni) risulta limitato rispetto a quanto attualmente disponibile alla stazione di Fossombrone, ove si hanno a disposizione oramai più di 70 anni. Per questo motivo, è stato richiesto [e viene qui sviluppato, Elaborato I01int] un approfondimento delle analisi statistiche per verificare se la pioggia oraria ( $T_p = 1$  h) utilizzata per le stime idrologiche-idrauliche nella precedente verifica di compatibilità siano comunque corrette (visto che comunque n. 34 osservazioni sono già un campione consistente ed affidabile).

## APPROFONDIMENTO STATISTICO DELL'ANALISI IDROLOGICA

Come appena anticipato, la Regione Marche ha fornito uno "storico" delle osservazioni pluviometriche alla stazione di Fossombrone molto consistente, dal 1935 al 2012, per le solite durate  $T_p = 1,3,6,12,24$  h.

Su di esso, è possibile applicare nuovamente la nota distribuzione di Gumbel per estrapolare (casi estremi) i valori delle altezze di pioggia per  $T_r = 30, 100$  anni.

**Piogge massime registrate a Fossombrone tra il 1935 ed il 2012 - Durata = 1,3,6,12,24 ore**

<i>Anno / Durata pioggia</i>	1h	3h	6h	12h	24h
1935	50.4	53.0	56.0	56.0	63.0
1936	25.8	26.2	33.4	56.8	69.4
1937	28.0	34.4	40.4	53.4	58.0
1938	31.0	32.6	32.6	33.2	33.6
1939	46.2	52.0	52.2	52.2	67.4
1940	39.8	48.0	48.0	59.8	91.6
1941	40.0	42.0	42.2	48.6	56.6
1942	35.8	42.6	46.2	48.2	50.8
1943	26.4	47.8	50.6	58.0	91.8
1945	11.2	22.0	22.0	22.0	25.2
1946	20.0	23.0	32.0	48.2	67.6
1947	26.4	27.4	27.4	38.4	57.2
1948	23.6	29.0	34.0	59.4	62.0
1949	25.8	41.2	46.4	52.0	91.8
1951	29.0	45.8	50.0	55.0	82.2
1952	23.6	34.4	34.4	59.0	59.4
1955	42.0	65.4	94.6	102.8	107.6
1956	19.0	31.0	54.8	77.8	99.4
1957	14.4	19.0	33.0	43.6	52.6
1958	27.8	35.0	44.0	44.0	47.0
1959	38.4	60.0	61.8	63.0	71.0
1960	24.0	25.8	26.6	47.0	70.8
1961	26.6	28.0	31.6	52.4	70.2
1963	25.6	41.0	52.0	54.0	65.6
1964	43.0	59.0	68.2	75.0	75.2
1965	31.0	41.0	42.2	52.4	76.6
1966	18.0	31.8	54.0	77.0	104.8
1967	13.0	23.0	33.0	41.2	44.0
1968	21.4	25.8	36.2	44.2	47.2
1969	16.0	30.0	50.0	76.2	78.2
1970	33.8	43.8	50.8	52.4	52.4
1971	33.0	36.4	36.4	46.8	68.2
1972	21.6	27.4	28.8	29.0	37.4
1973	25.4	26.4	48.2	74.0	84.8
1974	29.4	42.2	44.6	59.4	62.6
1975	34.0	45.4	45.4	54.4	62.0
1976	22.8	34.6	56.2	56.2	80.0
1977	29.6	34.4	38.0	53.4	53.8
1978	20.4	35.2	50.8	60.4	100.0
1979	35.4	37.2	37.2	63.0	89.8
1980	17.2	22.4	32.8	41.6	71.6
1981	15.8	22.2	27.8	41.0	63.0
1982	28.4	37.0	67.0	76.0	98.8
1983	51.0	65.0	65.4	65.4	65.4
1984	26.0	43.0	48.8	49.0	50.4
1985	19.0	33.0	54.0	74.0	79.2
1986	51.6	53.6	58.0	81.0	92.4
1987	18.4	27.0	38.0	60.0	69.6
1988	15.0	16.4	19.2	31.2	34.8
1989	30.8	33.8	34.2	37.6	57.4
1990	26.4	40.4	41.0	44.4	57.6
1991	17.8	41.0	56.6	71.2	75.8
1992	24.0	31.0	35.8	45.2	62.8
1993	14.8	23.6	33.4	43.4	49.2
1994	31.6	38.6	39.6	39.6	46.8
1995	33.4	42.0	42.2	49.2	66.2
1996	18.0	32.4	32.4	44.6	65.6
1997	30.8	37.4	40.6	41.2	65.2
1998	34.0	42.8	46.8	47.8	65.4
1999	22.8	29.6	34.6	41.4	51.8
2000	47.2	64.6	67.4	67.4	69.0
2001	16.0	28.0	40.8	60.8	82.4
2002	17.8	24.2	33.2	42.4	66.2
2003	29.6	31.2	33.0	46.2	46.6
2004	26.0	44.0	47.4	54.2	57.4
2005	15.8	19.2	33.0	44.8	67.8
2006	20.4	26.0	32.2	36.4	44.8
2007	16.2	22.8	26.2	26.8	37.4
2009	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2
2011	26.2	26.4	31.4	43.6	65.0
2012	33.6	53.0	64.6	80.6	101.8

Avendo lo studio idraulico presentato affinato anche la stima del tempo di corrivazione Tc del Fosso San Martino ed avendone definito il valore pari esattamente a 1 ora, non è più necessario ricorrere alla generalizzata ricostruzione delle curve di possibilità pluviometrica [ove si ha un doppio passaggio statistico, prima con Gumbel e poi con la regressione lineare ed il metodo dei minimi quadrati per la stima di a,n al variare di Tr, per arrivare infine al valore "regolarizzato", a posteriori, delle altezze per una determinata coppia (Tp,Tr), procedimento che aumenta il grado di approssimazione statistico], ma appare molto più centrato e preciso, in quanto necessitante di un unico passaggio statistico, ricostruire la distribuzione di Gumbel direttamente sul campione delle piogge orarie (Tp = 1 ora) e da essa ricavarne i desiderati valori per Tr = 30 anni e Tr = 100 anni!

Si ottengono i seguenti parametri della legge di Gumbel:

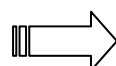
Numero dati	71	
Media dati=	27.671	mm
Scarto quadratico medio=	9.6452	mm
Parametri distribuzione di Gumbel		
alfa=	0.133	
u=	23.331	
Max Kolmogorov=	0.1614	

Se ne ricavano infine i seguenti valori di pioggia oraria al variare di Tr:

<b>H(Tr), 1h</b>	<b>Tr</b>
<b>40.2485</b>	<b>10</b>
<b>48.7730</b>	<b>30</b>
<b>52.6645</b>	<b>50</b>
<b>57.9135</b>	<b>100</b>
<b>63.1433</b>	<b>200</b>

Praticamente, i valori di pioggia utilizzati nella verifica di compatibilità idraulica presentata sono identici a quelli ora ottenuti ampliando l'intervallo temporale del campione (n. 71 anni):

**Tr = 30 anni: Hp,1h = 48,60 mm**



**Hp,1h = 48,77 mm**

**Tr = 100 anni: Hp,1h = 58,14 mm**

**Hp,1h = 57,91 mm**

Le differenze di Hp, in aumento/difetto, sono ben inferiori allo 0,5%, per cui tutte le assunzioni fatte nella verifica di compatibilità idraulica e le risultanze numeriche delle simulazioni effettuate con HEC-RAS sono implicitamente ed integralmente confermate.