

Città Metropolitana di Reggio Calabria



Repubblica Italiana



REGIONE CALABRIA



Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione



MINISTERO DELL'AMBIENTE
E DELLA SICUREZZA ENERGETICA



PROGETTO DEFINITIVO

Titolo:

RELAZIONE IDRAULICA

data:

DIC. 2023

elaborato n.:

RE_1.1

scala:

Progettista:

Ingegnere DOMENICO CIANCIO

Soggetto Attuatore:

Dott. GIUSEPPE NARDI

Commissario di Governo per il contrasto del dissesto idrogeologico nel territorio della Regione Calabria

RUP:

Geom. ALESSANDRO FALVO

INTERVENTI INTEGRATI DI RIPRISTINO FUNZIONALE E AMBIENTALE DEL RETICOLO

IDROGRAFICO PRESENTE NELLA SUB-AREA PROGRAMMA A13-1 COD. RENDIS 18IR266/G1

NEL COMUNE DI REGGIO CALABRIA

SOMMARIO

PREMESSA.....	1
STUDIO IDROLOGICO	
1. STUDIO DEL BACINO IDROGRAFICO.....	2
2. CARATTERISTICHE DEL CORSO D'ACQUA.....	4
2.1 <i>Calcolo del Tempo di corrivazione.....</i>	<i>6</i>
2.2 <i>Calcolo del Coefficiente di deflusso</i>	<i>7</i>
3. STIMA DELLE MASSIME PRECIPITAZIONI.....	10
4. ANALISI STATISTICA REGIONALE DELLE PIOGGE E STIMA DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA.....	11
4.1 <i>Terzo livello di regionalizzazione</i>	<i>14</i>
5. STIMA DELLA MASSIMA PORTATA AL COLMO DI PIENA CON METODO ANALITICO.....	17
STUDIO IDRAULICO	
6. ANALISI IDRAULICA.....	19
6.1 <i>Metodo di calcolo con il software HEC RAS.....</i>	<i>20</i>
6.2 <i>Equazione di base per il calcolo dei profili.....</i>	<i>20</i>
6.3 <i>Valutazione dell'energia cinetica media.....</i>	<i>22</i>
6.4 <i>Valutazione delle perdite di carico.....</i>	<i>24</i>
6.5 <i>Procedura di calcolo.....</i>	<i>24</i>
6.6 <i>Calcolo dell'altezza critica.....</i>	<i>26</i>
6.7 <i>Applicazione dell'equazione della quantità di moto.....</i>	<i>28</i>
7. ANALISI IDRAULICA ANTE OPERAM.....	32
8. ANALISI IDRAULICA POST OPERAM.....	34
9. VERIFICA IDRAULICA POST OPERAM	47
10. CONCLUSIONI.....	49

PREMESSA

Nell'ambito della progettazione definitiva relativa agli "Interventi integrati di ripristino funzionale e ambientale del reticolo idrografico presente della sub - area programma A13-1 nel comune di Reggio Calabria, l'analisi idrologica-idraulica sulla Fiumara Gallico, è finalizzata alla determinazione della portata massima di progetto, essenziale per la progettazione delle opere di sistemazione fluviale che consentono il contenimento della portata di piena. Stimata la portata di progetto massima attesa, riferita ad un periodo di ritorno di 200 anni, si è proceduto ad effettuare l'analisi idraulica in regime di moto permanente, verificando le condizioni del tratto d'alveo nello stato di fatto e successivamente con gli interventi di progetto, quindi verificando lo stato futuro.

L'obiettivo primario di questi interventi è il ripristino e il rafforzamento delle condizioni di sicurezza dell'asta fluviale in esame.

Al centro delle opere programmate si identificano:

- ✓ il ripristino dei muri d'argine con la chiusura dei varchi presenti in varie parti del tratto preso in esame;
- ✓ la pulizia del corso d'acqua oggi invaso da vegetazione;
- ✓ la centralizzazione del corso d'acqua e la realizzazione di una nuova sezione d'alveo risagomata e profilata in modo da contenere i fenomeni di piena,
- ✓ la realizzazione di opere longitudinali che consentono la protezione dell'alveo dai fenomeni erosivi dell'acqua e il mantenimento della sezione di progetto nel tempo.

Pur essendo l'area di studio situata a breve distanza dalla linea di costa, e nonostante la porzione di bacino a valle dell'area oggetto di intervento contribuisca in modo limitato alla portata complessiva, si è ritenuto opportuno, in una prospettiva di massima prudenza, considerare l'intero dominio del bacino idrografico del Torrente Gallico. Ciò ha comportato l'inclusione anche della porzione di valle precedentemente menzionata, garantendo così una valutazione idrologica completa e accurata.

STUDIO IDROLOGICO

1. STUDIO DEL BACINO IDROGRAFICO

La Fiumara "Gallico" nasce ad una quota di circa 1700 m s.l.m. sul versante orientale dell'Aspromonte. In particolare, la confluenza dei torrenti "Troia" e "Mitta", genera ad una quota di circa 730 m s.l.m. la fiumara "Gallico" la quale mantiene il toponimo fino alla foce. Il bacino idrografico del Torrente Gallico, individuato con l'Id. 41 nella carta idrografica della Regione Calabria, ricade per ampia parte nel Comune di Reggio Calabria ove l'asta principale rappresenta fa da confine con i comuni di Calanna, Laganadi, S. Alessio in Aspromonte e S. Stefano in Aspromonte. Il bordo nord orientale del bacino corre lungo il confine comunale di Roccaforte del Greco (Figura 1).

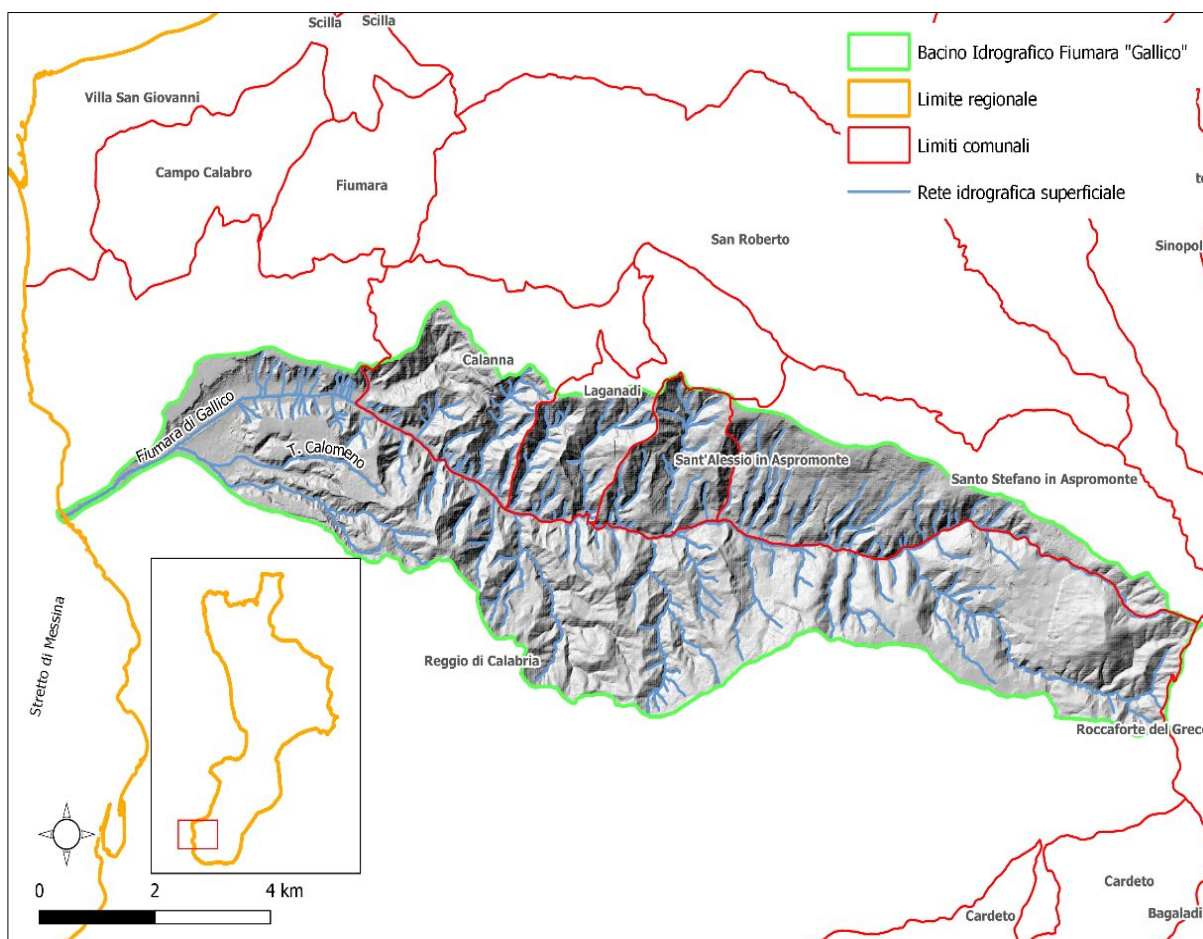


Figura 1 - Inquadramento territoriale de bacino idrografico del Torrente Gallico.

Dal limite orientale dello spartiacque (1700 m s.l.m.) e fino a quote di circa 550 m s.l.m. il corso d'acqua si presenta confinato in versanti rocciosi fortemente incisi. Dai 550 m s.l.m. verso valle il letto subisce un progressivo allargamento che raggiunge le sue massime estensioni nelle aree di valle a partire dai 270 m s.l.m. fino alla foce. A completare il quadro morfologico del bacino vi è la sua orientazione circa est-ovest con la Fiumara "Gallico" che fa da limite tra i versanti a sud con esposizione a nord e, viceversa, i versanti a nord con esposizione a sud. La differente esposizione incide sul grado di umidità delle aree e di conseguenze sulla copertura vegetale. Tali fattori concorrono, a parità di condizioni meccaniche dei litotipi, alterati a seguito di processi tettonici e morfologici, a generare una differente predisposizione al dissesto delle due porzioni di bacino. Dall'esame delle cartografie del PAI è infatti ben evidente come tutti i fenomeni grafitativi si concentrano sui versanti a nord con cinematismi prevalentemente di scorrimento, attivi o quiescenti, e pericolosità variabile entro l'intero *range* da moderata a molto alta (Figura 2)

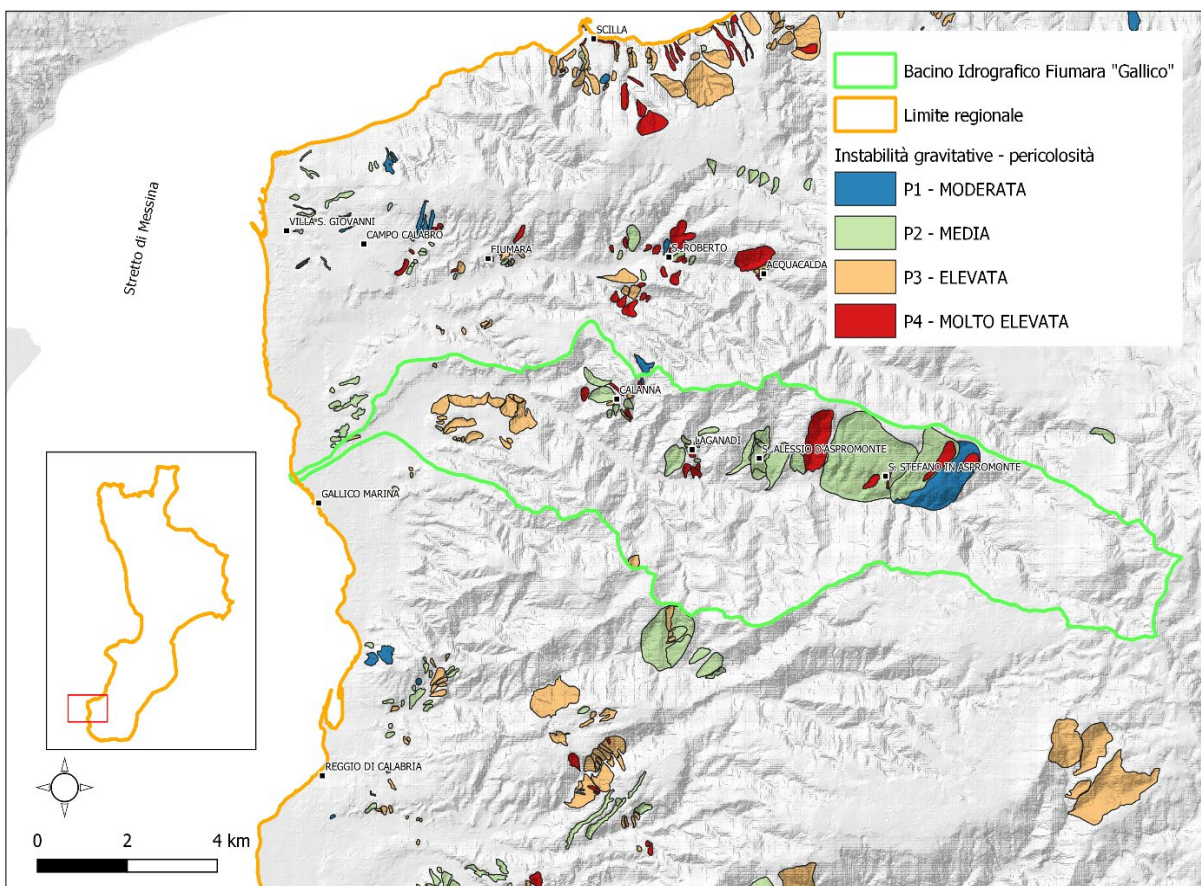


Figura 2 - Distribuzione delle instabilità di versante nell'area. (Fonte PAI).

2. CARATTERISTICHE DEL CORSO D'ACQUA

Di seguito vengono esposti i principali parametri morfometrici derivanti dall'elaborazione eseguita, entro il perimetro del bacino idrografico di interesse, utilizzando il Modello Digitale di Terreno (DTM 5x5) con risoluzione a 5m fornito dalla Regione Calabria (Tabella 1).

Sup. tot. [km ²]	Quota massima [m s.l.m.]	Quota minima [m s.l.m.]	Quota media [m s.l.m.]	Pendenza media bacino [°]	Pendenza massima bacino [°]
59,667	1795,99	0,00	715,95	23,96	89,47

Tabella 1 Principali parametri morfologici del bacino. I calcoli sono stati eseguiti utilizzando come base il DTM 5x5 messo a disposizione dalla Regione Calabria.

È stata costruita la curva ipsografica, che fornisce la distribuzione delle superfici nelle diverse fasce altimetriche. Ogni punto della suddetta curva ha, come ordinata, un valore di quota h_i e, come ascissa, la superficie parziale del bacino A_i , posta al di sopra della quota considerata. Ovviamente, alla quota massima corrisponde una superficie nulla mentre, alla quota minima, che è quella della sezione di chiusura, corrisponde la superficie dell'intero bacino. L'area racchiusa dalla curva ipsografica e dagli assi coordinati, rapportata alla superficie del bacino, fornisce il valore dell'altitudine media (V. Ferro, 2012) (Figura 3).

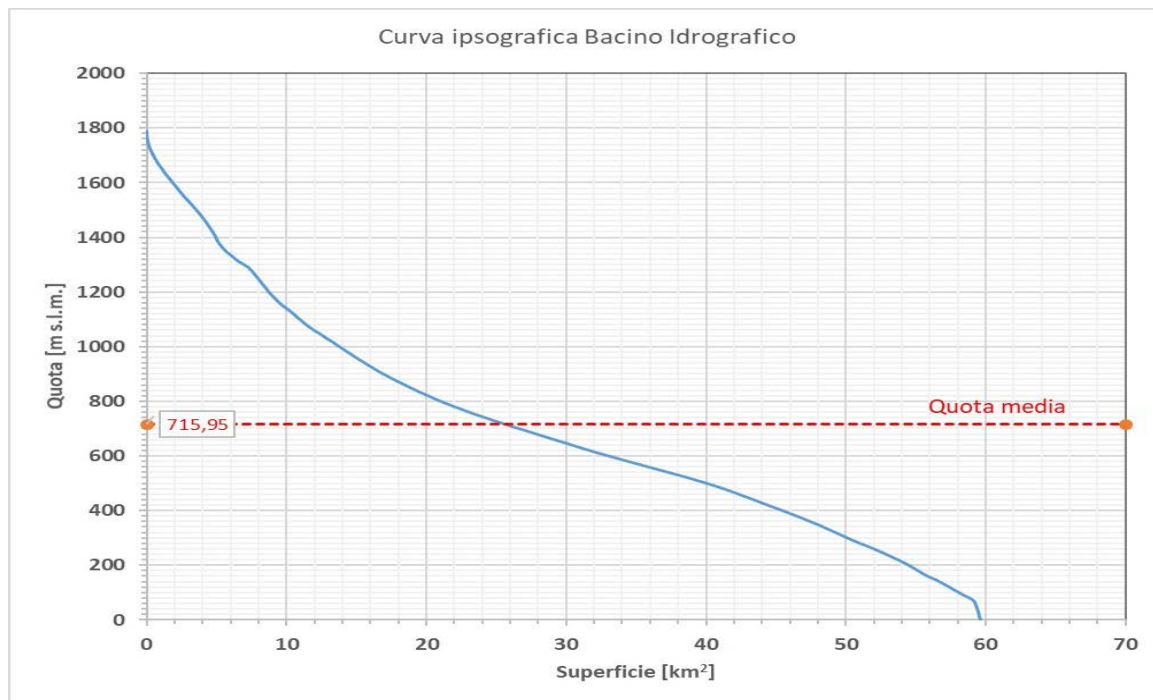


Figura 3 - Curva ipsografica e quota media del bacino.

La caratterizzazione dei principali parametri morfometrici, riguardanti l'asta principale, i parametri relativi al bacino, nonché il calcolo del tempo di corrivazione e altri parametri di seguito specificati, saranno necessari alle successive verifiche idrauliche.

La pendenza media dell'asta principale, è calcolata come media ponderata delle pendenze di n tratti in cui possa dividersi il corso d'acqua e cioè adottando la formula:

$$i = \frac{\sum (i_i * l_i)}{L}$$

Dove:

i è la pendenza media del corso d'acqua;

i_i è la pendenza del generico tratto di corso d'acqua;

l_i è la lunghezza (in m) del generico tratto di corso d'acqua;

L è la lunghezza totale (in m) del corso d'acqua.

L'immagine seguente (Figura 4) mostra il profilo longitudinale dell'asta principale mentre, nella Tabella 2 sono riportati i principali parametri morfometrici.

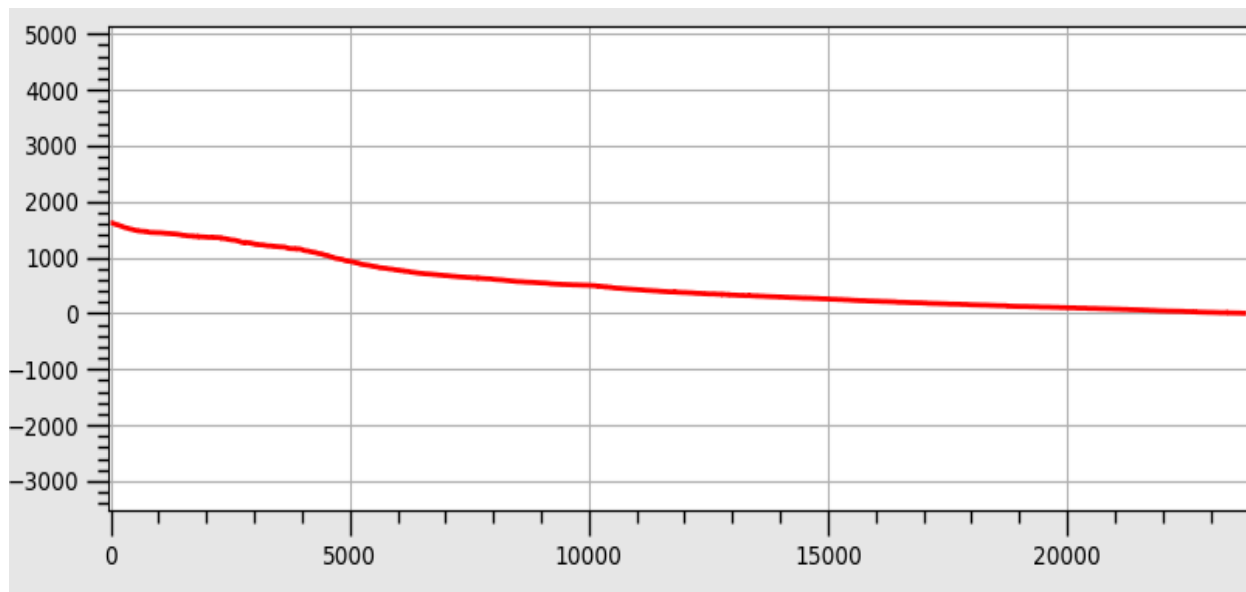


Figura 4 - Profilo altimetrico asta principale. Ricavato da DTM 5x5 Regione Calabria.

Lunghezza asta principale		Pendenza media asta principale		Quota massima asta	Quota minima asta
km	[m]	coeff.ang.	[°]	[m s.l.m.]	[m s.l.m.]
24,22	24.215,00	0,07	3,82	1.616,80	0

Tabella 2 - Principali parametri morfometrici riguardanti l'asta di drenaggio principale.

2.1 Calcolo del Tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione T_c di un bacino è il tempo necessario affinché il bacino sia integralmente contribuente, ovvero il tempo impiegato da una singola particella d'acqua piovuta nel punto idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura. La definizione di tempo di corrivazione consente di spiegare perché la piena si verifica proprio se l'evento meteorico ha una durata almeno pari al tempo di corrivazione, dato che in questo caso tutta l'area scolante contribuisce ai fini del deflusso superficiale. Il concetto di tempo di corrivazione permette anche di giustificare perché nei piccoli bacini sono sufficienti piogge brevi per determinare eventi di piena.

Tale parametro è stato calcolato attraverso varie formulazioni proposte in letteratura, in particolare:

- **Formulazione di Giandotti**

$$t_c = (4 \cdot \sqrt{A} + 1,5 \cdot L) / (0,8 \cdot \sqrt{(H_m - H_0)})$$

dove:

A= area bacino (km²);

L= lunghezza asta principale (km);

$H_m - H_0$ = quota media relativa (m).

- **Formulazione di Pezzoli**

$$t_c = 0,055 \cdot L / i^{0,5}$$

Con:

L = lunghezza asta principale estesa fino allo spartiacque (km);

i = pendenza media dell'asta principale

- **Formulazione di Viparelli** che ipotizza una velocità media di deflusso pari a 1 m/s

$$t_c = L / 3,6$$

- **Formulazione di Pasini**

$$t_c = (24 \cdot 0,045 \cdot \sqrt[3]{(A \cdot L)}) / \sqrt{(i \cdot 100)}$$

Dove:

L= lunghezza asta principale estesa fino allo spartiacque (km);

A= area bacino idrografico (km²);

i= pendenza media dell'asta principale.

▪ **Formulazione di Ventura**

$$t_c = 0,1272 \cdot \sqrt{(A/i)}$$

Dal riepilogo dei calcoli del tempo di corrivazione t_c con le varie formulazioni, in via precauzionale si prenderà in considerazione il valore risultate dalla formulazione di Giandotti ($t_c=3.14$ h).

Ventura	3,80	tempo in ore
Pasini	4,73	tempo in ore
Pezzoli	5,15	tempo in ore
Giandotti	3,14	tempo in ore
Viparelli	6,73	tempo in ore
t_c medio	4,710	tempo in ore

2.2 Calcolo del Coefficiente di deflusso

Il coefficiente di deflusso o assorbimento f tiene conto della riduzione dell'afflusso meteorico per effetto della permeabilità dei suoli ricadenti nel bacino ed esprime la percentuale d'acqua piovuta che contribuisce al deflusso. I valori del coefficiente sono influenzati dalla litologia affiorante nonché dalla tipologia di uso del suolo che incide sulla permeabilità della superficie.

Per la determinazione del coefficiente vengono utilizzati i valori proposti da R.H. McCuen "A Guide to Hydrological Analysis using SCS Methods" in funzione di quattro classi di suolo in base alla capacità di assorbimento e dell'uso del suolo:

TIPO	DESCRIZIONE
A	Scarsa potenzialità di deflusso superficiale – banchi spessi di sabbia anche con piccole percentuali di limo e/o argilla; banchi spessi di ghiaie , materiali incoerenti in genere
B	Bassa potenzialità di deflusso superficiale – banchi di medio spessore di sabbie e/o ghiaie con maggiore propensione alla saturazione
C	Potenzialità di deflusso superficiale medie – banchi di sabbie e/o ghiaie sottili, con sottostante substrato argilloso impermeabile, sabbie con argilla e limi
D	Potenzialità di deflusso superficiale molto alta – argilla con alta capacità di rigonfiamento in genere materiali impermeabili in superficie

Valori del parametro CN (adimensionale)	←Tipo idrologico Suolo →			
↓ Tipologia di Uso del Territorio	A	B	C	D
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area impermeabile 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m ² (area impermeabile 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500+1000 m ² (area impermeabile 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000+1500 m ² (area impermeabile 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500+2000 m ² (area impermeabile 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000+5000 m ² (area impermeabile 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000+10000 m ² (area impermeabile 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade,	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terra	72	82	87	89

In ambiente gis si ricavano le percentuali di superficie in relazione alla copertura del suolo e, a vantaggio di sicurezza, per i calcoli si utilizzano i valori del coefficiente per la tipologia di suolo più sfavorevole (TIPO D).

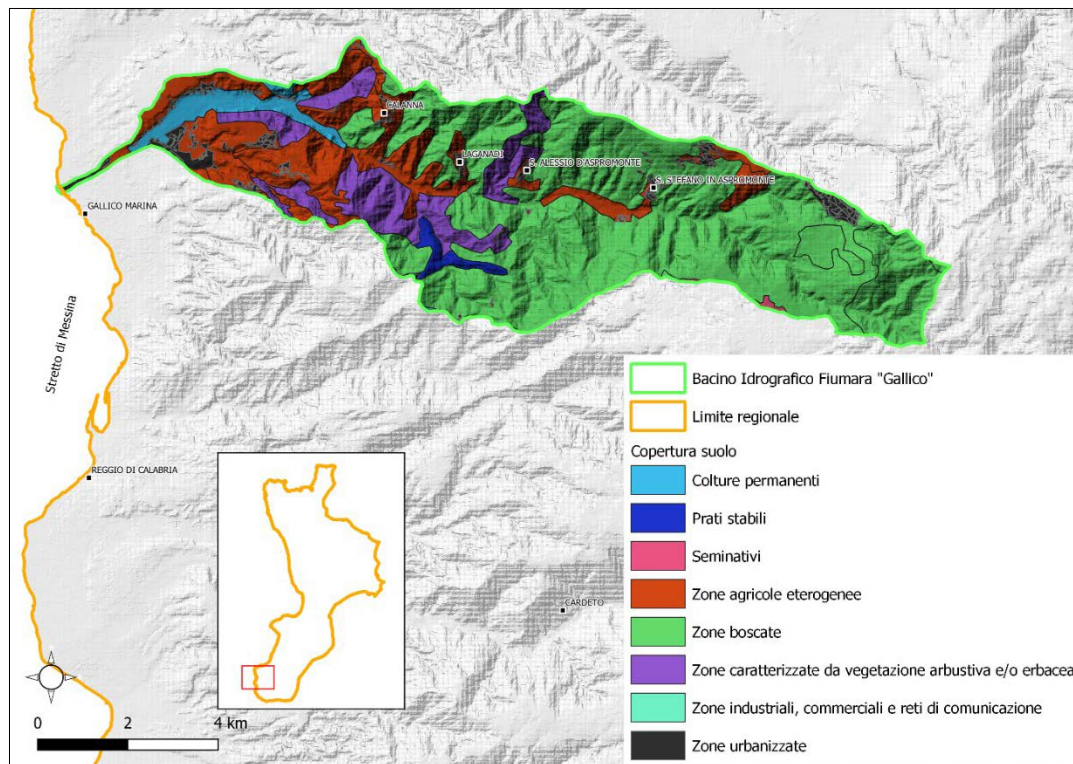


Figura 5 - Calcolo delle percentuali di territorio secondo le classi di uso del suolo.

Effettuando una media pesata, con pesi uguali alle percentuali di area, si ricava il valore globale del coefficiente:

$$Cd = (\sum [Cd]_{(i)} \cdot A) / A_{TOT}$$

	Area [km ²]	Area [%]	Cd _i
Urbanizzato	2,19	4	0,92
Terreni incolti	7,06	12	0,84
Superfici agricole	13,97	23	0,83
Boschi	36,45	61	0,79
Area Totale	59,667		

Coefficiente di deflusso Cd 0,81

3. STIMA DELLE MASSIME PRECIPITAZIONI

Il valore della portata di piena da assumere è stato fissato in base alle indicazioni fornite dal Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI). Nelle "Linee guida sulle verifiche di compatibilità idraulica delle infrastrutture interferenti con i corsi d'acqua, sugli interventi di manutenzione, sulle procedure per la classificazione delle aree d'attenzione e l'aggiornamento delle aree a rischio inondazione" è stabilito che i calcoli idraulici, vista la ridotta quantità di misure idrometriche storiche disponibili sul territorio Calabrese e le conseguenti incertezze derivanti dall'analisi dei dati, nel caso in esame totalmente assenti, vanno condotti con riferimento ad una portata di piena caratterizzata da un tempo di ritorno pari a $T=200$ anni.

I metodi di stima della portata di progetto possono essere molteplici, a seconda che la zona di interesse sia o meno "strumentata":

- ✓ caso A: è possibile utilizzare serie di rilevamenti dei livelli idrometrici del corso d'acqua in esame dal quale estrapolare, mediante elaborazioni statistiche opportune, le associate curve di possibilità idrometrica;
- ✓ caso B: analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse e nell'impiego di modelli di trasformazione afflussi-deflussi per la trasformazione in portate;
- ✓ caso C: impiego di modelli di regionalizzazione del dato idrometrico, costruiti tramite l'analisi statistica dei dati idrologici disponibili relativi ad una porzione di territorio omogenea rispetto ai fenomeni in esame, per ottenere, in genere mediante l'impiego di leggi di regressione statistica, la stima della distribuzione di probabilità della grandezza idrologica in studio.

Data la mancanza di dati pluviometrici derivanti dalle stazioni di misura ricadenti nei pressi del bacino oggetto di studio e tantomeno di stazioni di rilevamento dei livelli idrici di alcun corso d'acqua o fosso interferente con l'area di progetto, si è optato per l'utilizzo di modelli regionalizzati secondo quanto riportato dal "Rapporto sulla Valutazione delle Piene in Calabria" (VAPI), pubblicato nel 1989 a cura del CNR-IRPI, nell'ambito del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI). Tale procedura prevede l'impiego di modelli afflussi-deflussi che utilizzano come ingresso pluviometrico una regionalizzazione delle piogge intense, elaborate nella forma di leggi di probabilità pluviometrica (relazioni Intensità-Durata-Frequenza o IDF) espresse tramite la legge

asintotica del massimo valore tipo 1 a due componenti o TCEV (Two Component Extreme Value).

La base dati per lo sviluppo di tale metodologia ha compreso:

- Pluviometria: per i valori massimi annuali delle precipitazioni giornaliere e di breve durata sono state utilizzate tutte le stazioni calabresi del compartimento di Catanzaro che hanno funzionato nel periodo 1916-1987. In particolare sono state prese in considerazione 278 stazioni munite di pluviometro e 125 di pluviografo. Le stazioni con il numero di dati (n) maggiore di 30 sono 176 per un totale di 8015 anni stazione, mentre quelle con i massimi annuali delle piogge brevi con n maggiore o uguale a 20 sono 49 per un totale di 1423 anni stazione;
- Idrometria: Per la regionalizzazione delle piene in Calabria sono state utilizzate le serie dei massimi annuali delle portate al colmo delle stazioni idrometriche con più di dieci anni di osservazione, già utilizzate per il primo livello di analisi regionale. I dati sono stati ricavati quasi tutti dalla Pubblicazione Speciale n°17 del Servizio Idrografico Italiano, disponibile a tutt'oggi in cinque edizioni successive che coprono un periodo di osservazione che va dal 1921 al 1970. Alcuni dati, relativi a pochi bacini, sono stati messi cortesemente a disposizione dallo stesso Ente per il periodo 1971-84. Per quanto concerne le stazioni idrometriche esse sono 40, per 24 di esse sono stati utilizzati anche i valori delle portate giornaliere per un numero complessivo di anni di funzionamento pari a 4820, invece i massimi annuali delle portate al colmo sono stati inseriti per tutte le stazioni per un numero complessivo di anni pari a 571.

4. ANALISI STATISTICA REGIONALE DELLE PIOGGE E STIMA DELLE CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

L'analisi statistica delle piogge, che segue, è stata effettuata ipotizzando che il campione dei massimi annuali di altezza di pioggia di durata 1,3,6,12,24 ore appartenga ad una popolazione distribuita secondo la legge di TCEV. Data la presenza di alcuni pluviometri riportanti valori dei massimi annuali delle precipitazioni di breve durata più elevati della media (*outliers*), l'approccio statistico è quello di considerarli appartenenti a una popolazione diversa legata a una differente fenomenologia meteorologica, che deve essere riprodotta da una legge di probabilità diversa dalla Gumbel o log-normale che tendono a sottostimare tali eventi.

Un modello che traduce in termini statistici tali caratteristiche è il modello a doppia componente TCEV (Two Component Extreme Value Distribution) che si riconduce formalmente al prodotto di due funzioni di probabilità di tipo Gumbel. La prima denominata componente base, assume valori non elevati ma frequenti, mentre la seconda, componente straordinaria, genera eventi più rari ma mediamente più rilevanti. Secondo tale distribuzione di probabilità il massimo annuale dell'altezza di pioggia di durato oraria / sub-oraria t è dato dalla seguente espressione:

$$F_x(x) = 1 - \exp\left(-\Lambda_1 \exp(-x/\theta_1) - \Lambda_2 \exp(-x/\theta_2)\right)$$

Dove:

- Λ_1 e Λ_2 rappresentano il valore atteso del numero degli eventi nell'intervallo di tempo unitario, ad esempio l'anno, che appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta;
- θ_1 e θ_2 il valore atteso dell'intensità degli eventi che appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta, con $\theta_2 \geq \theta_1$.

Tale modello può essere anche strutturato secondo il metodo del valore indice. Con tale metodo si analizza in luogo di X una variabile adimensionale X/X_I dove X_I è un valore caratteristico della distribuzione di X ed assume il nome di valore indice. Come valore indice si utilizza la media μ e si analizza la variabile $X' = X/\mu$ che viene indicata come fattore di crescita.

Seguendo tale approccio, la stima della portata X_T si ottiene attraverso due passaggi distinti:

- stima del fattore di crescita X'_T relativo al tempo di ritorno T ;
- stima del valore indice μ

La portata sarà data dal prodotto:

$$X_T = x_{T'} \cdot \mu$$

Il fattore di crescita è una stima probabilistica (curva di crescita) ed è eseguita mediante l'espressione:

$$F_{x'}(x') = 1 - \exp\left(-\Lambda_1 \exp(-\alpha x') - \Lambda_2 \exp(-\alpha x'/\theta_*)\right)$$

Dove:

$$\begin{aligned} \Lambda_* &= (\Lambda_2)/(\Lambda_1^{1/\theta_*}); \quad \theta_* = \theta_2/\theta_1; \quad \alpha = \mu/\theta_1 \\ &= \ln \Lambda_1 + \gamma_\epsilon - \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^i \Lambda_*^i}{i! \Gamma(i/\theta_*)} \end{aligned}$$

Con γ_ϵ costante di Eulero.

I metodi di regionalizzazione consentono di stimare alcuni parametri della TCEV sulla base di tutte le serie storiche ricadenti all'interno di vaste aree indicate come zone e sottozone omogenee (Figura 6). In particolare:

- 1° livello di regionalizzazione si assume un valore costante di Λ^* , θ^* per l'intera Calabria, zona omogenea.
- 2° livello di regionalizzazione, oltre a Λ^* , θ^* costanti nelle zone omogenee, si assume costante il valore del parametro Λ_1 per le sottozone omogenee (tirrenica T, Ionica I, Centrale C). Per la stima di Λ_1 si utilizzano tutti i dati della sottozona.
- 3° livello di regionalizzazione si prosegue in modo regionale anche per la stima dell'ultimo parametro (sia esso μ o θ_1) all'interno di aree omogenee.

La Figura 6 riporta la suddivisione della regione in sottozone ed aree pluviometriche omogenee con evidenziata l'area in cui ricade il bacino del Fiume Gallico oggetto di questo studio, Sottozona T, Area T4.

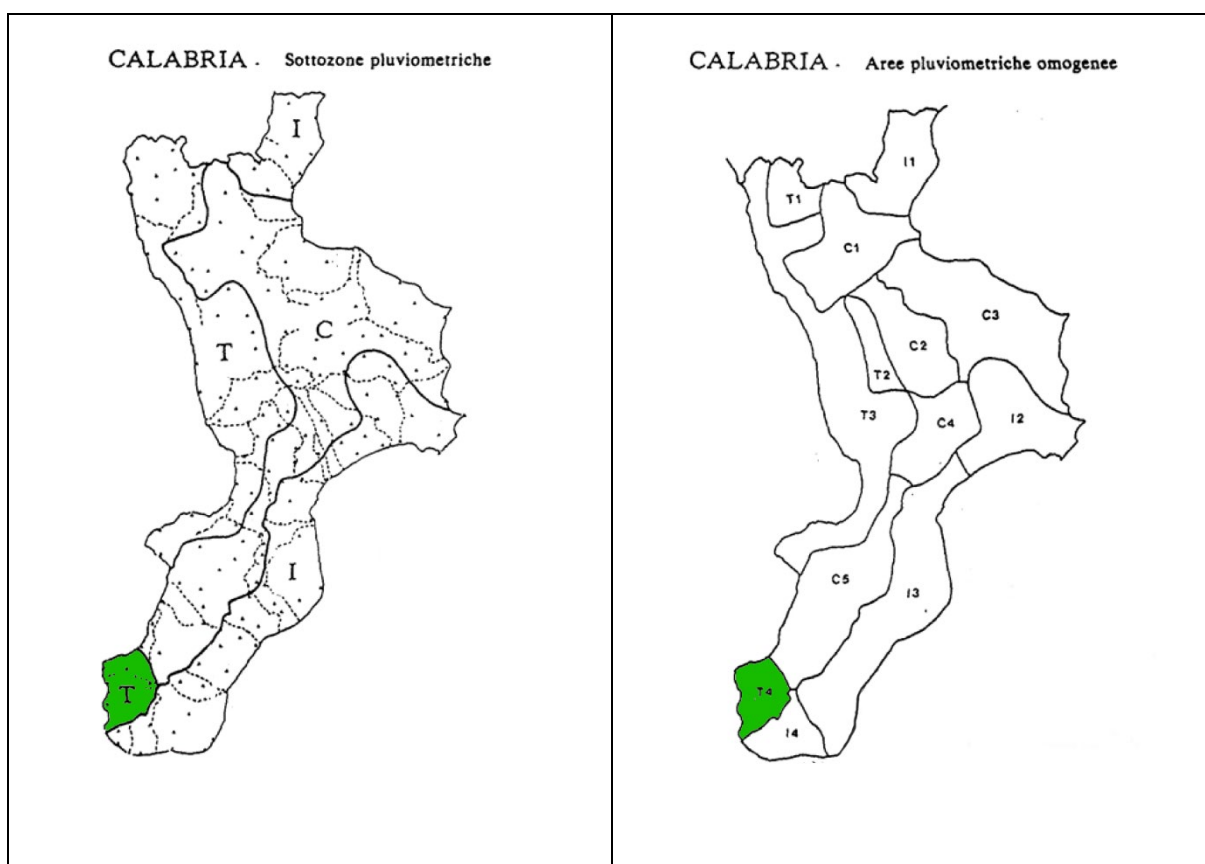


Figura 6 - Suddivisione della Regione in sottozone pluviometriche omogenee, T - tirrenica; I - ionica; C - centrale (a sinistra); Suddivisione in aree pluviometriche omogenee T1-Pollino, T2- Sila grande - sottozona tirrenica; T3-Alto e medio Tirreno; T4-Stretto; C1-Basso Crati; C2-Sila grande - sottozona centrale; C3-Sila greca; C4-Sila piccola; C5-Serre orientali; I1-Alto Ionio; I2-Marchesato; I3-Medio e basso Ionio; I4-Aspromonte meridionale (a destra). In verde le aree in cui ricade il bacino in esame.

4.1 Terzo livello di regionalizzazione

Secondo l'approccio CNR - 1989, nella ipotesi che la Calabria possa essere considerata come una unica zona pluviometrica omogenea, sono stati stimati al primo livello di regionalizzazione i parametri Λ^* e θ^* , i quali assumono rispettivamente i valori di 0.418 e 2.154 per l'intera Calabria.

Al secondo livello di regionalizzazione considerando l'area oggetto di studio ricadente nella sottozona Tirrenica (T), sono stati stimati i parametri Λ_1 e α che valgono rispettivamente 48.914 e 5.173.

Sostituiti i valori dei parametri nella distribuzione di probabilità, si ottiene la curva di crescita $F_X(x')$. Fissati i tempi di ritorno ed invertita l'equazione $F_X(x')$ si ottengono i seguenti valori di x' del coefficiente di crescita:

	T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
X'_T	(Sottozona Tirreno)	0,92	1,22	1,45	1,69	1,78	1,95	2,04	2,32	2,6	2,98	3,27

Si applica quindi il terzo livello di regionalizzazione che consiste nella ricerca di un legame tra il valore medio delle serie storiche ed i parametri geografici (l'altitudine media sul livello del mare) che caratterizzano il bacino. La Calabria è stata suddivisa in 13 aree pluviometriche omogenee (Figura 6) in ciascuna delle quali esiste una correlazione tra i valori della media del massimo annuale della pioggia giornaliera $m[h_g]$ e la quota sul mare Z del tipo:

$$(h_g) = C Z + D$$

Assumendo valido un legame tra la il valor medio del massimo annuale dell'altezza di pioggia e la durata t ,

$$[h(t)] = a \cdot t^n$$

Considerando che per la Calabria il rapporto

$$(m[h_g])/(m[h(t)]) = r$$

è distribuito normalmente con media pari a 0.875 e scarto quadratico medio 0.031, si ottiene:

$$[h(t)] = a \cdot t^n ((C Z + D - r - \sigma \log \log a) / (\sigma \log \log 24))$$

I valori dei parametri per la caratterizzazione della relazione sono stati definiti dal progetto VAPI per l'area pluviometrica T4 (Figura 7)

Area Pluviometrica Omogenea		a	c	d
T4	Stretto	26,73	0,00028	1,736

Sostituendo tali valori nell'equazione per una quota media del bacino pari a 715.95m si ottiene la legge di possibilità pluviometrica associata all'area di studio:

$$[h(t)] = 26.73 \cdot t^{0.4111}$$

Il risultato è posto pari al valore indice μ .

Tempo di ritorno [anni]	1h [mm]	3h [mm]	6h [mm]	12h [mm]	24h [mm]
2	24,592	38,632	51,371	68,309	90,833
5	32,611	51,230	68,122	90,584	120,453
10	38,759	60,888	80,965	107,662	143,161
20	45,174	70,966	94,366	125,481	166,857
25	47,579	74,745	99,391	132,164	175,743
40	52,124	81,884	108,884	144,786	192,527
50	54,529	85,663	113,909	151,469	201,413
100	62,014	97,420	129,543	172,259	229,058
200	69,498	109,178	145,178	193,048	256,703
500	79,655	125,135	166,396	221,263	294,221
1000	87,407	137,312	182,589	242,795	322,854

Tempo di ritorno [anni]	a _T	n _T
2	24,592	0,4111
5	32,611	0,4111
10	38,759	0,4111
20	45,174	0,4111
25	47,579	0,4111
40	52,124	0,4111
50	54,529	0,4111
100	62,014	0,4111
200	69,498	0,4111
500	79,655	0,4111
1000	87,407	0,4111

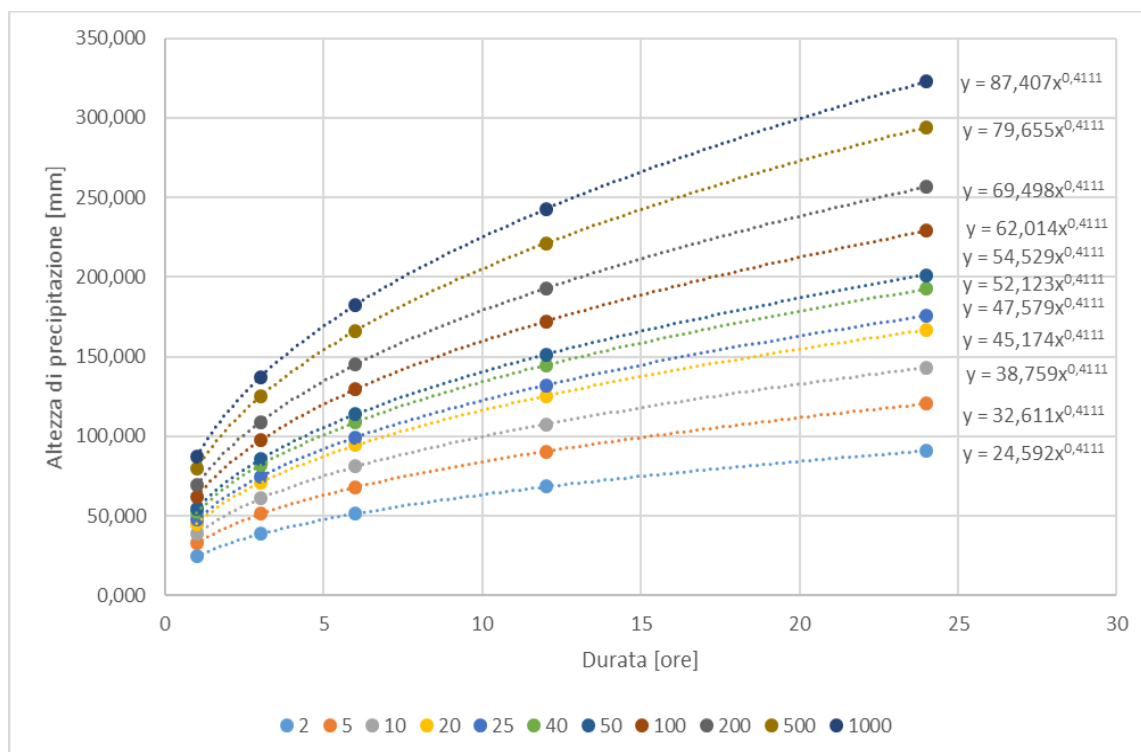


Figura 7 - Curve di possibilità pluviometrica e tabella parametri delle curva $h(t,T) = a_T t^n$

La durata della pioggia critica si assume di durata pari al tempo di corrivazione t_c , definito come il tempo al quale tutte le parti del bacino contribuiscono con il loro massimo deflusso alla formazione della piena.

Noto il fattore di crescita X'_T possono essere calcolati i valori dell'altezza di pioggia critica di durata t_c in funzione del tempo di ritorno (T):

$$(t_c, T) = [h(t_c)] \cdot X'_T = 42.786 \cdot X'_T$$

Tempo di ritorno [anni]	a_T	n_T	$h(t_c, T)$ [mm]
2	24,592	0,4111	39,364
5	32,611	0,4111	52,199
10	38,759	0,4111	62,040
20	45,174	0,4111	72,309
25	47,579	0,4111	76,160
40	52,124	0,4111	83,434
50	54,529	0,4111	87,284
100	62,014	0,4111	99,265
200	69,498	0,4111	111,245
500	79,655	0,4111	127,504
1000	87,407	0,4111	139,912

5. STIMA DELLA MASSIMA PORTATA AL COLMO DI PIENA CON METODO ANALITICO.

Le formule analitiche forniscono la massima portata di piena in funzione di parametri morfometrici del bacino e della pioggia che genera la piena. Esse costituiscono una semplice forma di bilancio idrologico (Linee guida PAI, 2002).

L'evapotraspirazione risulta in genere irrilevante rispetto agli altri termini del bilancio idrologico, mentre la componente superficiale assume un'importanza preponderante rispetto alle altre forme di deflusso. In questa visione il fenomeno di piena risulta dovuto essenzialmente a quella parte di precipitazione (pioggia netta), che non essendosi infiltrata dà luogo allo scorrimento sui versanti (scorrimento superficiale) e raggiunge la rete idrografica. Il volume di controllo con cui si identifica il bacino si riduce a quello che comprende la rete idrografica ed ha base coincidente con la superficie del suolo.

Il metodo razionale considera il bacino idrografico come una singola unità e stima il valore al colmo della portata con le seguenti assunzioni:

- la precipitazione è uniformemente distribuita sul bacino;
- la portata stimata ha lo stesso tempo di ritorno T di quello dell'intensità di pioggia;
- il tempo di formazione del colmo di piena è pari a quello della fase di riduzione;
- l'intensità di pioggia ha una durata pari a quella del tempo di corrivazione t_c .

La formula per il calcolo della portata al colmo di massima piena Q secondo il metodo razionale è la seguente:

$$Q = (c_d \cdot h_{(t_c, T)} \cdot A) / (3,6 \cdot t_c)$$

Con

- C_d =coefficiente di deflusso
- t_c =tempo di corrivazione in ore
- $h_{(t_c, T)}$ =altezza di pioggia di durata t_c riferita al tempo di ritorno T
- A =area del bacino in km^2

Tempo di ritorno [anni]	$h(tc, T)$ [mm]	Q [m ³ /s]
2	39,364	168,299
5	52,199	223,179
10	62,040	265,254
20	72,309	309,158
25	76,160	325,622
40	83,434	356,720
50	87,284	373,184
100	99,265	424,406
200	111,245	475,627
500	127,504	545,142
1000	139,912	598,193

La massima portata di piena con tempo di ritorno 200 anni da utilizzare nella simulazione del deflusso idrico è $Q = 475,63 \text{ m}^3/\text{sec}$.

STUDIO IDRAULICO

6. ANALISI IDRAULICA

L'area interessata dal progetto riguarda un tratto della Fiumara Gallico, nel Comune di Reggio Calabria, che si estende in lunghezza per circa 700 metri lineari e occupa una superficie di circa 30 mila metri quadrati, individuata dalle coordinate iniziali latitudine: 38,186145 - longitudine: 15,681128 e finali latitudine: 38,184713 - longitudine: 15,673843 (Fig.8)

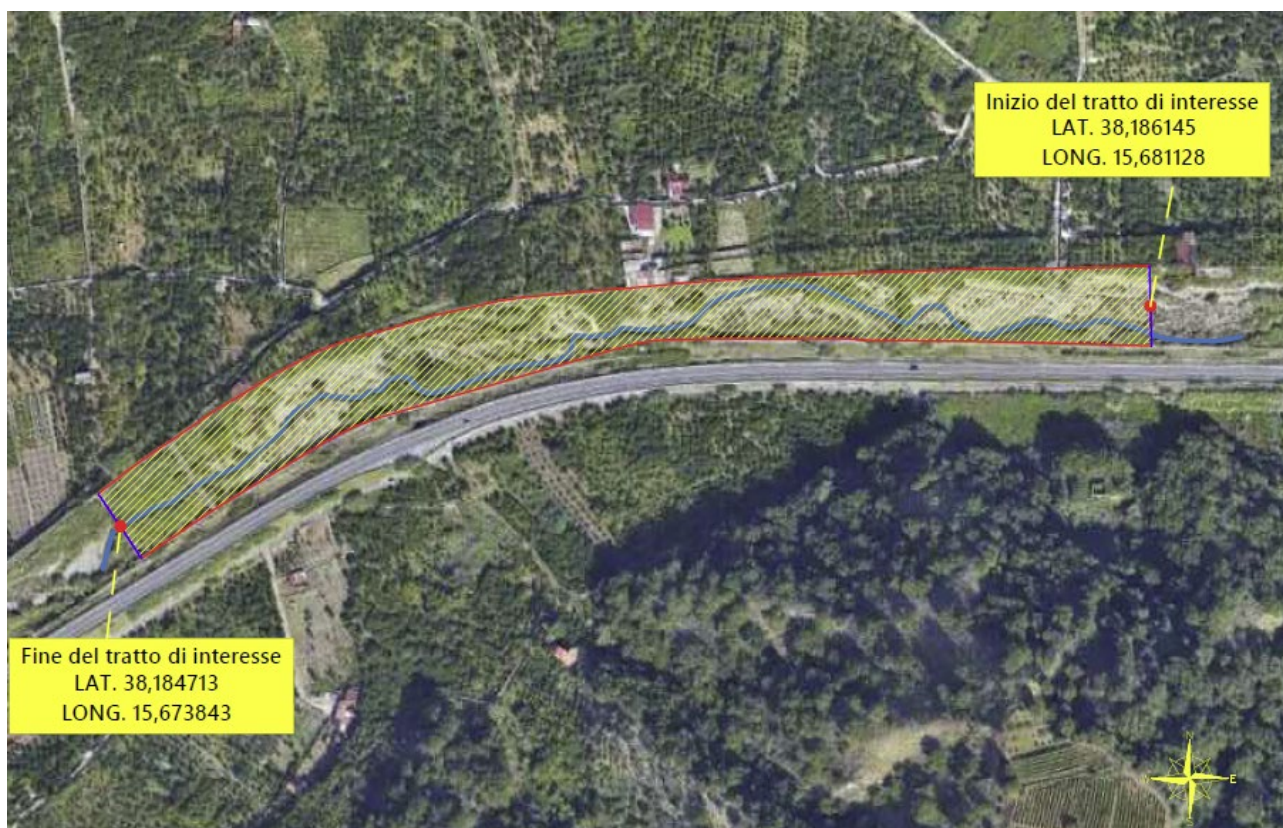


Fig. 8 - individuazione del tratto in esame su ortofoto

Per individuare la conformazione dell'area oggetto di studio si è proceduto ad effettuare in esso rilievi topografici mediante stazione GPS modello TOPCON GR-3, da questo si è ricavato l'andamento plano-altimetrico del corso d'acqua, sono inoltre state rilevate le quote delle opere d'arte presenti, ricavando un piano quotato dell'intera area oggetto di studio. Il piano quotato ha permesso di ricavare le sezioni trasversali che caratterizzano lo stato di fatto. Nella figura 9, sono riportate le sezioni trasversali rilevate, numerate da valle verso monte dalla n.1 alla n.28, analizzate per l'intero tratto, il tutto rappresentato nella tavola grafica EG2.7.

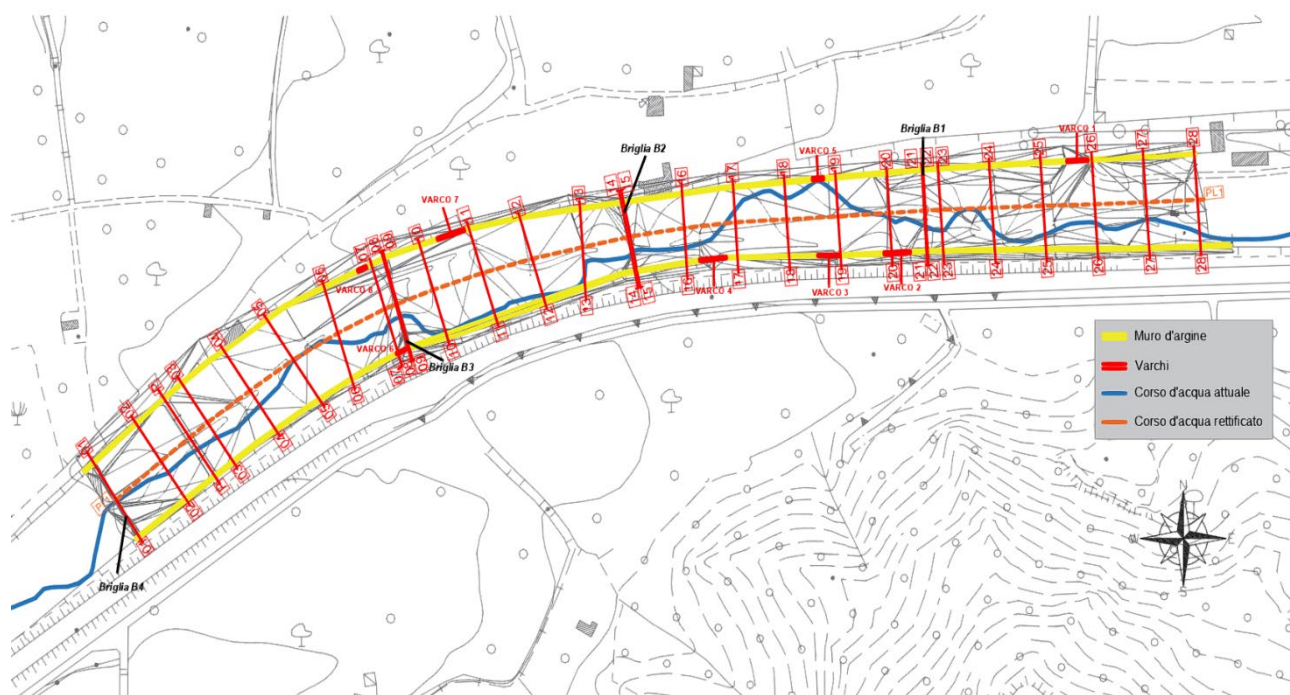


Fig. 9 – individuazione delle sezioni su CTR

Il programma di calcolo utilizzato è HEC-RAS sviluppato per l'U.S. Army Corps of Engineers (USACE). La versione utilizzata per la simulazione idraulica ante e post intervento, è la 6.5. Il software di analisi fluviale (HEC-RAS) è stato progettato dal Centro di ingegneria idrologica (CEIWR-HEC) per eseguire calcoli idraulici mono e bidimensionali.

6.1 Metodo di calcolo con il software HEC RAS

Il programma consente di effettuare calcoli idraulici nel campo mono-dimensionale e in particolare il calcolo dei tiranti idrici in moto permanente, consente inoltre il calcolo del trasporto solido, per corsi d'acqua naturali o artificiali. E' possibile inoltre inserire eventuali ostruzioni, ponti, briglie ed eventuali diramazioni presenti nell'alveo al fine di poter rappresentare la situazione reale.

6.2 Equazione di base per il calcolo dei profili

Il calcolo dei profili con HEC-RAS viene effettuato iterando passo passo da una sezione alla successiva l'equazione dell'energia:

$$y_2 + z_2 + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} = y_1 + z_1 + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} + h_e \quad (2-1)$$

dove:

y_1, y_2 = altezze d'acqua nelle rispettive sezioni;

z_1, z_2 = quote fondo alveo;

V_1, V_2 = velocità medie;

α_1, α_2 = coefficienti correttivi della velocità;

h_e = perdita di carico.

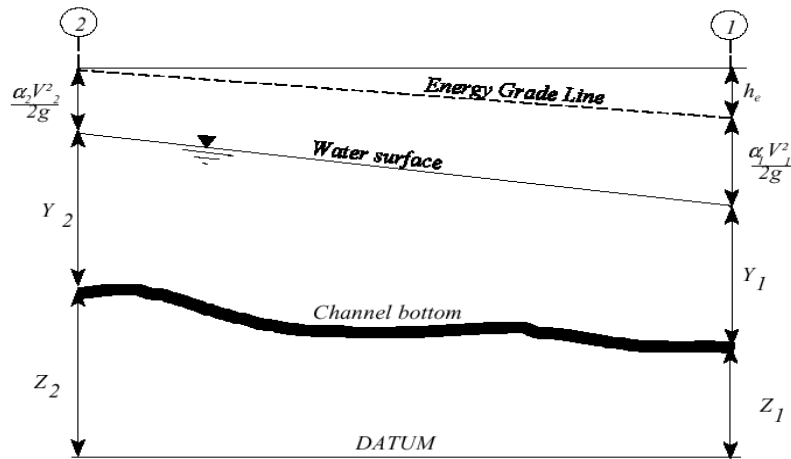


Fig. 10

La perdita di carico h_e , tra due sezioni, comprende le perdite di carico per espansioni o contrazioni a seguito di allargamenti o restringimenti dell'alveo:

$$h_e = L \cdot \overline{Sf} + C \cdot \left(\frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} - \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} \right) \quad (2-2)$$

dove:

L = lunghezza alveo;

\overline{Sf} = pendenza della linea dei carichi totale;

C = coefficiente di perdita di carico per espansione o contrazione

La lunghezza dell'alveo L è calcolata come media pesata sulle portate:

$$L = \frac{L_{lob} \cdot \overline{Q}_{lob} + L_{ch} \cdot \overline{Q}_{ch} + L_{rob} \cdot \overline{Q}_{rob}}{\overline{Q}_{lob} + \overline{Q}_{ch} + \overline{Q}_{rob}} \quad (2-3)$$

dove:

L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} = lunghezze dell'alveo rispettivamente della parte di sinistra, centrale e destra;

$\overline{Q}_{lob}, \overline{Q}_{ch}, \overline{Q}_{rob}$ = media aritmetica delle portate rispettivamente della parte di sinistra, centrale e destra dell'alveo.

6.3 Valutazione dell'energia cinetica media

Il calcolo dell'energia cinetica media, per una data altezza d'acqua si effettua considerando i contributi derivanti dalla sponda sinistra, dal canale principale e dalla sponda destra. A titolo d'esempio consideriamo una sezione generica, in cui non è presente l'area golenale di sinistra, fig.11 e calcoliamo l'energia cinetica media:

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

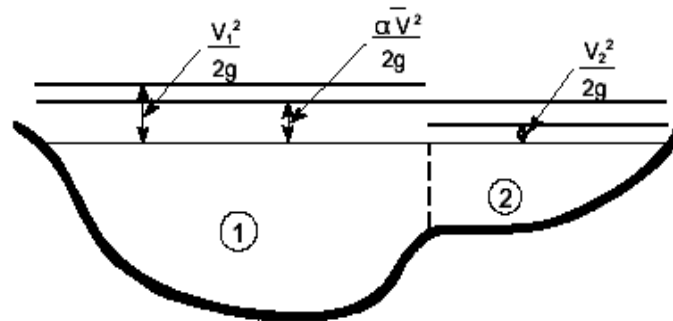


Fig. 11

dove:

V_1, V_2 = velocità medie relative alle aree 1 e 2.

Per calcolare l'energia cinetica media, bisogna determinare il coefficiente α , coefficiente moltiplicativo, che tiene conto delle disuniformità della velocità nella sezione e si calcola come formula inversa dalla relazione (2-4):

$$\alpha = \frac{Q_1 \cdot V_1^2 + Q_2 \cdot V_2^2}{(Q_1 + Q_2) \cdot \bar{V}^2} \quad (2-5)$$

in generale si ha:

$$\alpha = \frac{[Q_1 \cdot V_1^2 + Q_2 \cdot V_2^2 + \dots + Q_N \cdot V_N^2]}{Q \cdot \bar{V}^2} \quad (2-6)$$

le portate Q , attraverso la relazione di Manning si possono scrivere come:

$$Q = K \cdot Sf^{1/2} \quad (2-7)$$

$$K = \frac{1.486}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \quad (2-8)$$

dove:

$\frac{1.486}{n}$ = coeff. di resistenza espresso in unità inglesi;

n = coeff. di Manning;

A = area della sezione considerata;

R = raggio idraulico (area /contorno bagnato)

Sf= pendenza della linea dei carichi totale;

Il programma HEC-RAS nel calcolo di K suddivide la sezione in tre parti:

sponda sinistra, canale principale e sponda destra, ad ognuna di queste corrisponderà un valore di K.

E' possibile suddividere ulteriormente la sponda destra o sinistra, in più parti in funzione della scabrezza n, ed ottenere i valori di K relativamente alla sponda sinistra e destra, come somma dei singoli contributi, vedi fig.12.

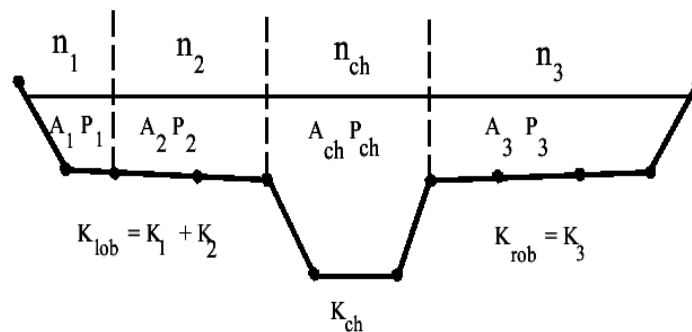


Fig.12

Per ogni sezione otteniamo tre valori di K che sono : K_{lob} , K_{ch} , K_{rob} , relativi alla sponda sinistra, al canale centrale ed alla sponda destra.

Sostituendo i valori di Q equaz. (2-7) e di K equaz. (2-8), nell'equazione (2-6), si ottiene:

$$\alpha = \frac{A_t^2 \cdot \left[\frac{K_{lob}^3}{A_{lob}^2} + \frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^2} + \frac{K_{rob}^3}{A_{rob}^2} \right]}{K_t^3} \quad (2-9)$$

6.4 Valutazione delle perdite di carico

Le perdite di carico sono valutate da HEC-RAS, come il prodotto di \overline{Sf} per L, dove:

Sf è la pendenza della linea dei carichi totali, calcolabile attraverso la relazione di Manning, come:

$$Sf = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (2-10)$$

l'equazione usata di default dal programma è:

$$\overline{Sf} = \left(\frac{Q_1 + Q_2 + \dots + Q_N}{K_1 + K_2 + \dots + K_N} \right)^2 \quad (2-11)$$

mentre L è la lunghezza dell'alveo calcolata con l'equaz.(2-3).

Alle perdite di carico viste, vanno aggiunte le perdite di carico a seguito di un'espansione o contrazione dell'alveo, valutate dalla seguente relazione :

$$h_o = C \cdot \left| \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} - \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} \right| \quad (2-12)$$

dove con C si è indicato il coefficiente di espansione o contrazione di seguito riportato:

	Contraction	Expansion
No transition loss computed	0	0
Gradual transitions	0,1	0,3
Typical Bridge sections	0,3	0,5
Abrupt transitions	0,6	0,8

6.5 Procedura di calcolo

Il programma esegue il calcolo dell'altezza idrica iterando le equazioni (2-1) e (2-2). La procedura di calcolo può essere schematizzata nei seguenti passi:

passo 1: si inserisce un'altezza d'acqua nota nella sezione di valle se il profilo da calcolare è subcritico, si parte con un'altezza nota da monte per profili supercritici;

passo2: note le caratteristiche geometriche della sezione di partenza e l'altezza d'acqua, dall'equazione (2-8) si calcola il valore di K, e la velocità iniziale;

passo3: i valori del passo 2 inseriti nell'equazione (2-11), forniscono la pendenza della linea dei carichi totali \overline{Sf} e dall'equazione (2-2), la perdita di carico h_e ;

passo 4: con i valori dei passi 2 e 3, inseriti nell'equazione (2-1), si calcola la seconda altezza d'acqua WS_2 ;

passo 5: bisogna confrontare il valore calcolato di WS_2 , con il valore assunto nel passo 1. Si procede con successive iterazioni ripercorrendo i passi esposti, fino a che lo scostamento dei valori è dell'ordine di 0.003m.

Il programma nell'effettuare le varie iterazioni ipotizza varie altezze d'acqua .

La prima altezza d'acqua è fissata, la seconda viene calcolata dal programma, incrementando la prima altezza d'acqua del 70%, ossia $WS_{nuovo} = WS_{fissato} + 0.70$. L'errore relativo alla prima iterazione è dato da :

$$WS_{nuovo} - WS_{fissato}$$

Le iterazioni successive sono basate generalmente sul metodo "Secante", con questo metodo l'altezza d'acqua successiva viene definita dalla seguente relazione:

$$WS_I = WS_{I-2} - Err_{I-2} * Err_Assunto / Err_Diff$$

dove:

WS_I = nuova altezza d'acqua;

WS_{I-1} = altezza d'acqua iniziale fissata;

WS_{I-2} = altezza d'acqua derivante dalla prima iterazione;

Err_{I-2} = errore dato dalla differenza tra l'altezza d'acqua calcolata e l'altezza d'acqua iniziale WS_{I-1} ;

$Err_Assunto$ = errore dato alla differenza tra $WS_{I-1} - WS_{I-2}$;

$Err_Diff = WS_{I-1} - WS_Calc_{I-1} + Err_{I-2}$.

Le altezze d'acqua successive possono essere aumentate o diminuite al massimo del 50% rispetto alla precedente. Il metodo "Secante", può non risultare attendibile se il valore di Err_Diff risulta piccolo, in particolare per valori di Err_Diff , dell'ordine di 0.01, il metodo "Secante" non viene utilizzato.

Quando ciò accade, il programma assume come nuova altezza, la media tra le altezze d'acqua assunte e calcolate nella precedente iterazione. Il numero massimo di iterazioni che il programma compie di default è venti.

Mentre il programma effettua le iterazioni, memorizza l'altezza d'acqua che ha dato il minimo errore tra i valori assunti e calcolati.

Se l'equazione dell'energia viene bilanciata prima di raggiungere il massimo numero di iterazioni, allora l'altezza d'acqua calcolata è giusta, il programma procederà successivamente al calcolo della profondità critica. Il programma controlla inoltre che il minimo errore rilevato rientri nei limiti della tolleranza prevista di default pari a 0.1m. Se l'errore rientra nei limiti della tolleranza, allora il programma assocerà alla sezione considerata l'altezza d'acqua calcolata, mentre se l'errore è maggiore di quello tollerabile, verrà assunta come altezza d'acqua quella critica.

In tutti i casi in cui il programma non riesce a bilanciare l'equazione dell'energia, generalmente causato da un inadeguato numero di sezioni, o perché sono separate da distanze eccessive, in tutti questi casi il programma associa alla sezione considerata un'altezza di stato critico, tale da poter continuare il tracciamento del profilo d'acqua.

Per profili “*subcritici*”, è necessario un controllo del regime di flusso, che può essere effettuato controllando il numero di Froude. Il programma calcola per ogni sezione trasversale due numeri di Froude, uno relativo al solo canale principale, l'altro, considerando l'intera sezione trasversale. Dal confronto dei due numeri per ciascuna sezione, se uno di questi risulta minore di 0.94, allora il programma procederà ad un calcolo più accurato della profondità critica utilizzando il metodo minimo dell'energia specifica, di seguito esposto. In canali irregolari, si preferisce far riferimento ad un numero di Froude pari a 0.94, anziché 1, poiché in tal modo il programma effettuerà più calcoli di profondità critica.

Per profili di tipo “*supercritico*”, la profondità critica è calcolata per ogni sezione automaticamente, ciò consente un confronto diretto tra l'altezza critica e l'altezza derivante dal bilanciamento dell'equazione dell'energia.

6.6 Calcolo dell'altezza critica

Per altezza critica di una corrente a pelo libero, si intende quell'altezza H_{min} per cui risulta minima l'energia totale H rispetto al fondo alveo. Per una sezione generica l'energia totale, è definita dalla seguente equazione:

$$H = WS + \frac{\alpha \cdot V^2}{2 \cdot g} \quad (2.13)$$

dove:

H = E energia totale;

WS = h altezza idrica;

$$\frac{\alpha \cdot V^2}{2 \cdot g} = \text{altezza cinetica}$$

La condizione di minimo dell'energia si ottiene annullando la derivata di H rispetto WS, ossia,

$$\frac{dH}{dWS} = 0.$$

Il programma calcola il valore dell'altezza critica con una procedura iterativa. L'iterazione inizia supponendo un valore dell'altezza idrica WS, dalla relazione (2.13), si ricava il valore dell'energia H, le iterazioni continuano finché non viene trovato il valore di WS che rende minima l'energia H, in tal modo il valore di WS trovato rappresenta l'altezza critica, fig. 13.

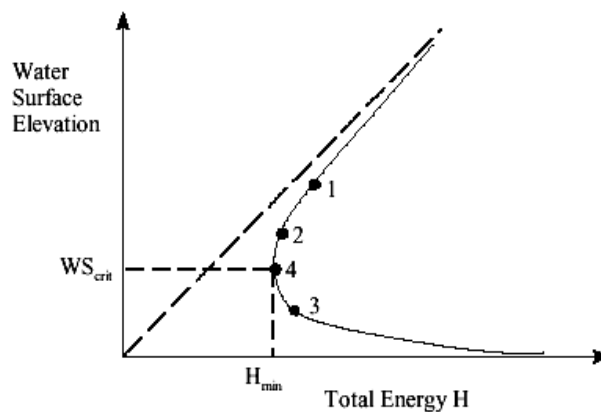


fig. 13

Il programma HEC-RAS utilizza due metodi per il calcolo dell'altezza critica :

- metodo parabolico;
- metodo secante.

Il metodo parabolico è computazionalmente più veloce, ma può localizzare un solo valore di minimo dell'energia. La presenza di minimi multipli, si ha, quando la curva dell'energia presenta dei salti, questa situazione si verifica quando nella sezione vi sono ostruzioni o argini. Il metodo parabolico è utilizzato di default dal programma, nel caso in cui si ha la presenza di minimi multipli dell'energia, il metodo parabolico converge sul primo minimo trovato, dando valori errati di altezza critica, in tutti questi casi è necessario selezionare il metodo secante.

Il metodo parabolico calcola i valori di energia H, per tre valori di WS differenziati da intervalli uguali ΔWS , il valore di altezza idrica WS corrispondente al minimo valore di energia H, definito dalla

parabola passante per i tre punti, rappresenta il valore base di WS per effettuare l'iterazione successiva.

Il valore di WS che rappresenta l'altezza critica si ha quando tra due successive iterazioni il valore dell'energia cresce o diminuisce di 0.003m.

Se il metodo parabolico non converge al valore minimo, il programma adotta automaticamente il metodo secante.

Il metodo Secante crea inizialmente una tabella di altezze d'acqua corrispondente ai 30 intervalli in cui è stata suddivisa la sezione trasversale. Se l'altezza massima della sezione trasversale (dal punto più alto al punto più basso) è inferiore a 1.5 volte l'altezza massima del canale principale (dal punto più alto al più basso del canale principale), allora il programma divide l'intera sezione trasversale in 30 intervalli uguali. Se il caso è diverso da quello citato, il programma usa i primi 25 intervalli uguali a partire dal punto più basso al punto più alto del canale principale e i restanti 5 intervalli dal canale principale al punto più alto della sezione trasversale. Il programma cerca nella tabella creata i minimi locali. Per ogni minimo locale il programma itera al massimo per trenta volte, oppure fino a che la profondità critica non raggiunge l'errore critico di tolleranza.

Quando il minimo locale è stato determinato, il programma continuerà la ricerca di eventuali altri minimi locali. Determinati i tre minimi locali, verrà tracciata la curva dell'energia.

La profondità critica calcolata dal programma è quella a cui corrisponde la minima energia. Se il programma non trova nessun minimo locale verrà utilizzata l'altezza d'acqua con l'energia minima. Se la profondità critica trovata ha un'elevazione maggiore della sezione trasversale, allora questa può non essere la profondità critica reale. In tal caso, il programma raddoppierà l'altezza della sezione trasversale ed effettuerà nuovi tentativi. Il raddoppio si effettua innalzando le pareti estreme della sezione, detta altezza può essere raddoppiata fino a cinque volte prima che il programma termini la ricerca.

6.7 Applicazione dell'equazione della quantità di moto

Ogni qual volta l'altezza d'acqua raggiunge l'altezza critica, l'equazione dell'energia non può essere applicata. L'equazione dell'energia è applicabile in tutti i casi in cui il passaggio da condizioni di flusso subcritico a supercritico e viceversa, avvengono gradualmente. In tutti i casi in cui il regime di flusso cambia rapidamente è necessario ricorrere all'equazione della quantità di moto. I rapidi

cambiamenti di moto derivano da bruschi cambi di pendenza del canale, da restringimenti delle sezioni per la presenza di ponti o punti di immissione di affluenti.

L'equazione della quantità di moto si ricava dalla seconda equazione di moto di Newton:

$$\sum F_x = m \cdot a \quad (2.14)$$

la medesima equazione applicata ad un corso d'acqua tra due sezioni 1 e 2 fig. (14), assume la forma:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (2.15)$$

dove:

P = pressione idrostatica;

W_x = componente della forza peso dell'acqua W lungo la direzione x del moto;

F_f = forza di attrito;

Q = portata;

ρ = densità dell'acqua;

ΔV_x = variazione di velocità dalla sezione 2 alla sezione 1 lungo x .

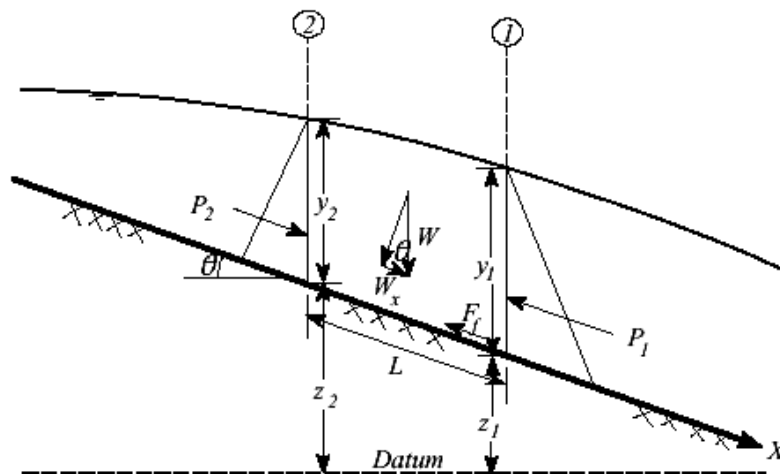


Fig. 14

La pressione idrostatica nella direzione del moto è data da:

$$P = \gamma \cdot A \cdot \bar{Y} \cdot \cos \theta \quad (2.16)$$

L'assunzione di una distribuzione di pressione idrostatica è valida per pendenze del canale minori di 1:10 (circa 6 gradi), in cui il $\cos \theta$ vale 0.995. Nei canali ordinari la pendenza è molto minore di 1:10,

per cui è possibile assumere il $\cos\theta$ pari ad 1 (Chow, 1959). In conseguenza a quanto detto la pressione idrostatica nelle due sezioni vale:

$$P_1 = \gamma \cdot A_1 \cdot \bar{Y}_1 \cdot \cos\theta \quad (2.17)$$

$$P_2 = \gamma \cdot A_2 \cdot \bar{Y}_2 \cdot \cos\theta \quad (2.18)$$

dove:

γ = peso specifico dell'acqua;

A_i = area della sezione bagnata;

\bar{Y}_i = altezza d'acqua misurata dal centro della sezione.

La forza peso dell'acqua vale:

$$W = \gamma \cdot \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \quad (2.19)$$

la componente della forza peso lungo la direzione del moto vale:

$$W_x = \gamma \cdot \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot \sin\theta \quad (2.20)$$

dove:

$$\sin\theta = \frac{z_2 - z_1}{L};$$

L = distanza tra le due sezioni lungo la direzione x;

z_i = elevazione del fondo alveo.

La forza di attrito vale:

$$F_f = \tau \cdot \bar{P} \cdot L \quad (2.21)$$

dove:

$$\tau = \gamma \cdot \bar{R} \cdot \bar{S}_f;$$

τ = sforzo di taglio;

\bar{P} = contorno bagnato;

\bar{R} = raggio idraulico (A / P)

L'ultima grandezza da definire è l'accelerazione di massa:

$$m \cdot a = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (2.22)$$

dove:

$$\rho = \frac{\gamma}{g};$$

$$\Delta V_x = \beta_1 \cdot V_1 - \beta_2 \cdot V_2;$$

β = coefficiente che tiene conto della variazione della velocità nei canali con sezioni irregolari.

$$m \cdot a = \frac{Q \cdot \gamma}{g} \cdot (\beta_1 \cdot V_1 - \beta_2 \cdot V_2) \quad (2.21)$$

Sostituendo i termini sopra specificati nell'equazione (2.15) si ottiene:

$$\frac{Q_2^2 \cdot \beta_2}{g \cdot A_2} + A_2 \cdot \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot S_o - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot \bar{S}_f = \frac{Q_1^2 \cdot \beta_1}{g \cdot A_1} + A_1 \cdot \bar{Y}_1 \quad (2.22)$$

L'equazione (2.22) rappresenta, l'equazione della quantità di moto utilizzata dal HEC-RAS, in tutti i casi in cui non è applicabile l'equazione dell'energia per i motivi sopra esposti.

7 ANALISI IDRAULICA ANTE OPERAM

Lo studio idraulico dello stato di fatto è stato effettuato con il simulatore di calcolo HEC RAS, inserendo le coordinate spaziali x,y,z, di tutte le sezioni rilevate, tale da consentire al software la ricostruzione del modello 3d.

Al fine di eseguire una corretta simulazione, è stata inserita la portata massima con tempo di ritorno 200 anni, calcolata in precedenza pari a **$Q_{max} = 475,63 \text{ m}^3/\text{sec}$** , in moto permanente a corrente mista (Run – Steady Flow Analysis mixed). Con tali caratteristiche è stato simulato il moto permanente in corrente mista da monte verso valle, simulando le reali condizioni della corrente presente nel corso d'acqua.

I risultati ottenuti nella simulazione dello stato di fatto, evidenziano un innalzamento del pelo libero dell'acqua dovuto ad una sezione ristretta in cui scorre il corso d'acqua. Pertanto come previsto in progetto è necessario provvedere ad effettuare una pulizia dell'intera area oggetto di studio, con riprofilatura e centralizzazione del corso d'acqua, con nuove sezioni allargate che consentono il contenimento del fenomeno di piena. La presenza di materiale da sovralluvionamento ha causato nel tempo deviazioni del corso d'acqua con curvature eccessive, provocando erosione al piede delle fondazioni degli argini, con il crollo di parte degli stessi, generando varchi aperti, che diventano corsie preferenziali per l'esondazione dell'acqua. La pulizia del corso d'acqua favorisce una minore scabrezza del fondo alveo con un incremento della velocità di deflusso che permette a sua volta lo smaltimento di un maggiore flusso idrico evitando fenomeni di straripamento. Il ripristino degli argini crollati, con i nuovi muri d'argine consente la chiusura dei varchi esistenti nonché il ripristino delle opere arginali e quindi il contenimento del deflusso idrico all'interno dell'area fluviale. La centralizzazione del corso d'acqua con sezioni allargate consente di controllare il deflusso idrico verso valle proteggendo le sponde arginali da fenomeni di erosione al piede e quindi lo scalzamento delle stesse opere. I muri d'argine previsti a chiusura dei varchi, sono stati previsti con la stessa tipologia di quelli esistenti, muri a gravita in conglomerato cementizio, opportunamente dimensionati e verificati come riportato negli elaborati strutturali. Di seguito si riportano a titolo di esempio alcune sezioni significative sullo stato di degrado in cui verte la Fiumara Gallico. Nella figura 15, in particolare nella sezione 10, è evidente come il corso d'acqua deviando si accosta pericolosamente al muro d'argine creando fenomeni di scalzamento al piede. Nella figura 16, è raffigurata la sezione n.3 in cui è presente un argine crollato, con la creazione di un varco aperto.

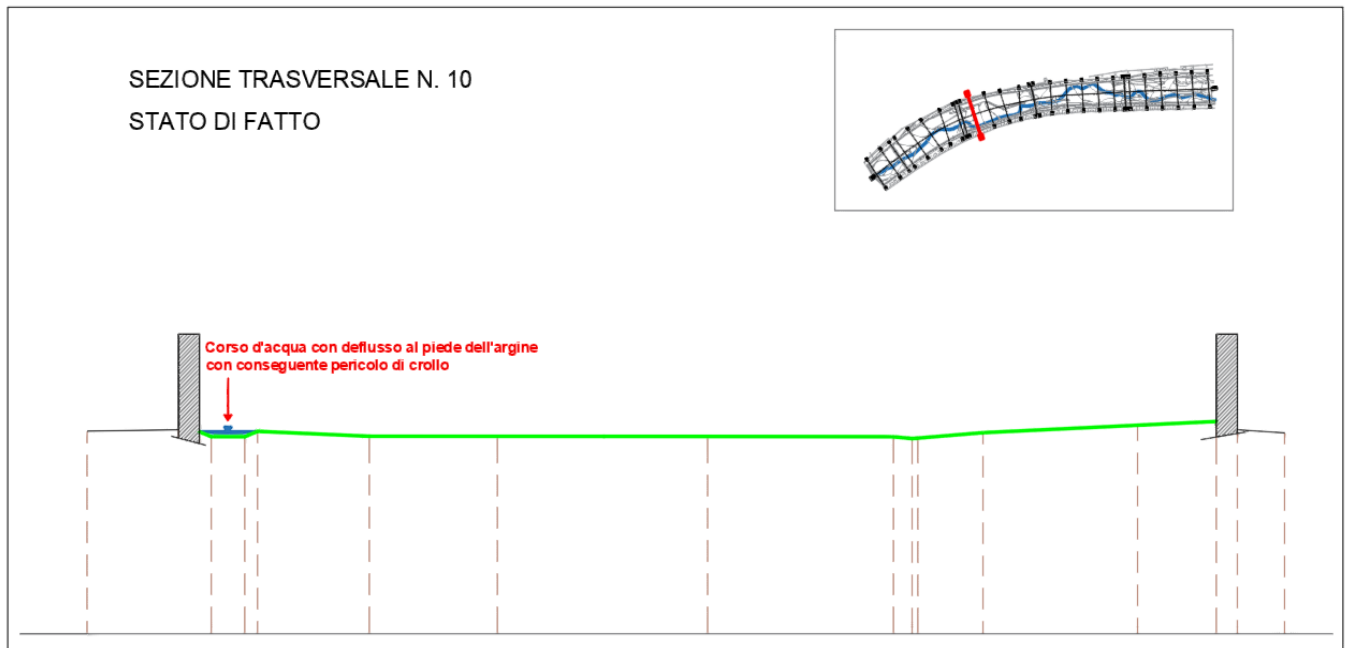


Fig. 15 - Rappresentazione dello stato di fatto con il corso d'acqua a ridosso dell'argine sez.10

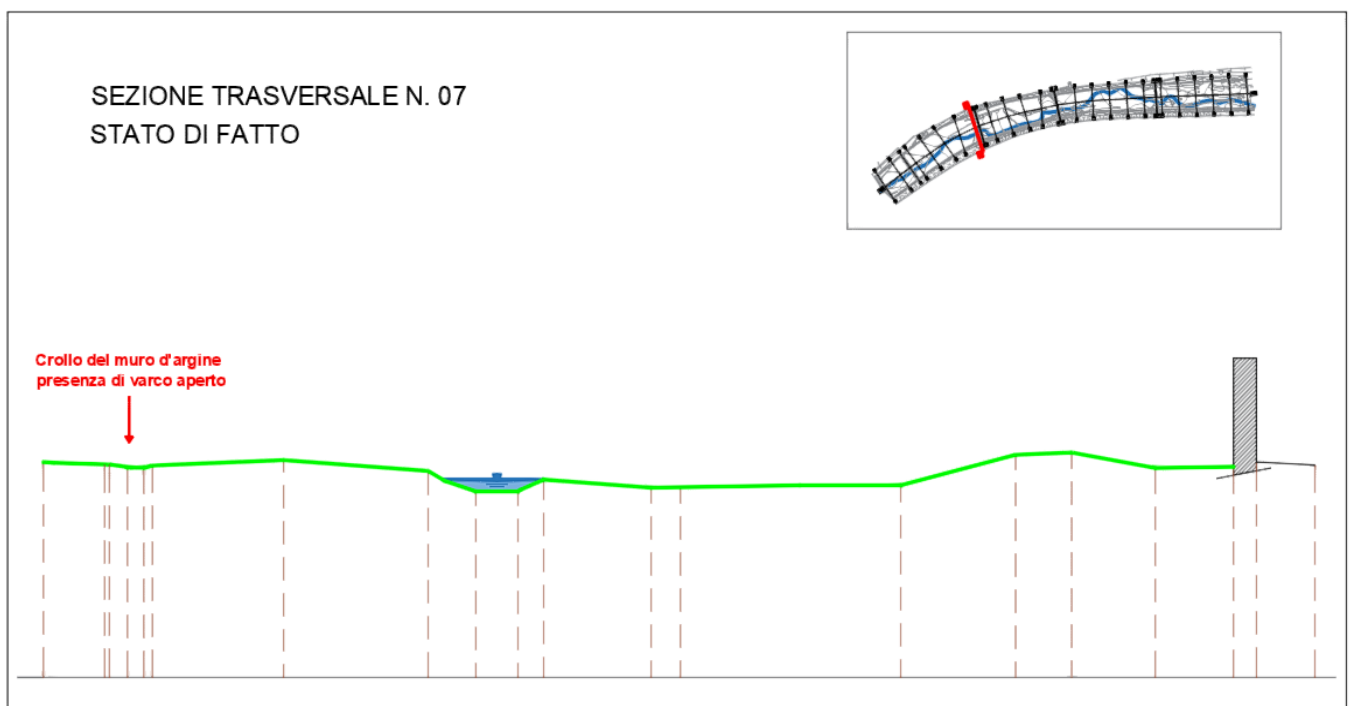


Fig. 16 - Rappresentazione dello stato di fatto con la presenza di un varco aperto a seguito del crollo del muro d'argine

Sez.7

8 ANALISI IDRAULICA POST OPERAM

Dalla simulazione idraulica dello stato di fatto emerge la necessità di regolarizzare il corso d'acqua mediante profilatura e centralizzazione dello stesso come specificato in precedenza. Le ipotesi progettuali prevedono, l'allargamento della sezione d'alveo, la regolarizzazione del fondo alveo e la risagomatura delle sponde arginali destra e sinistra come riportato negli elaborati grafici allegati, inoltre al fine di preservare le sezioni di progetto nel tempo ed evitare i fenomeni erosivi della corrente idrica si prevede di rivestire l'intero alveo con materassi reno.

Sulla base delle ipotesi progettuali si è proceduto alla simulazione idraulica con il nuovo profilo delle sezioni trasversali. Per l'intervento in progetto è stato considerato un coefficiente n di Manning pari a 0,030 per canali sagomati in pietrame, privi di vegetazione. I risultati ottenuti dalla simulazione svolta con il software di calcolo HEC RAS, prima con l'analisi dello stato di fatto e poi con l'analisi dello stato di progetto, confermano l'esattezza delle ipotesi progettuali, visto che in tutte le sezioni la massima portata calcolata pari a $Q_{max} = 475,63 \text{ m}^3/\text{sec}$ con tempo di ritorno 200 anni, è contenuta in tutte le sezioni trasversali con ampio margine di sicurezza rispetto alla quota degli argini. Si riportano di seguito la vista 3d del corso d'acqua (fig. 17), il profilo longitudinale (fig. 18) e le sezioni di calcolo generate dal software HEC RAS per la simulazione post operam:

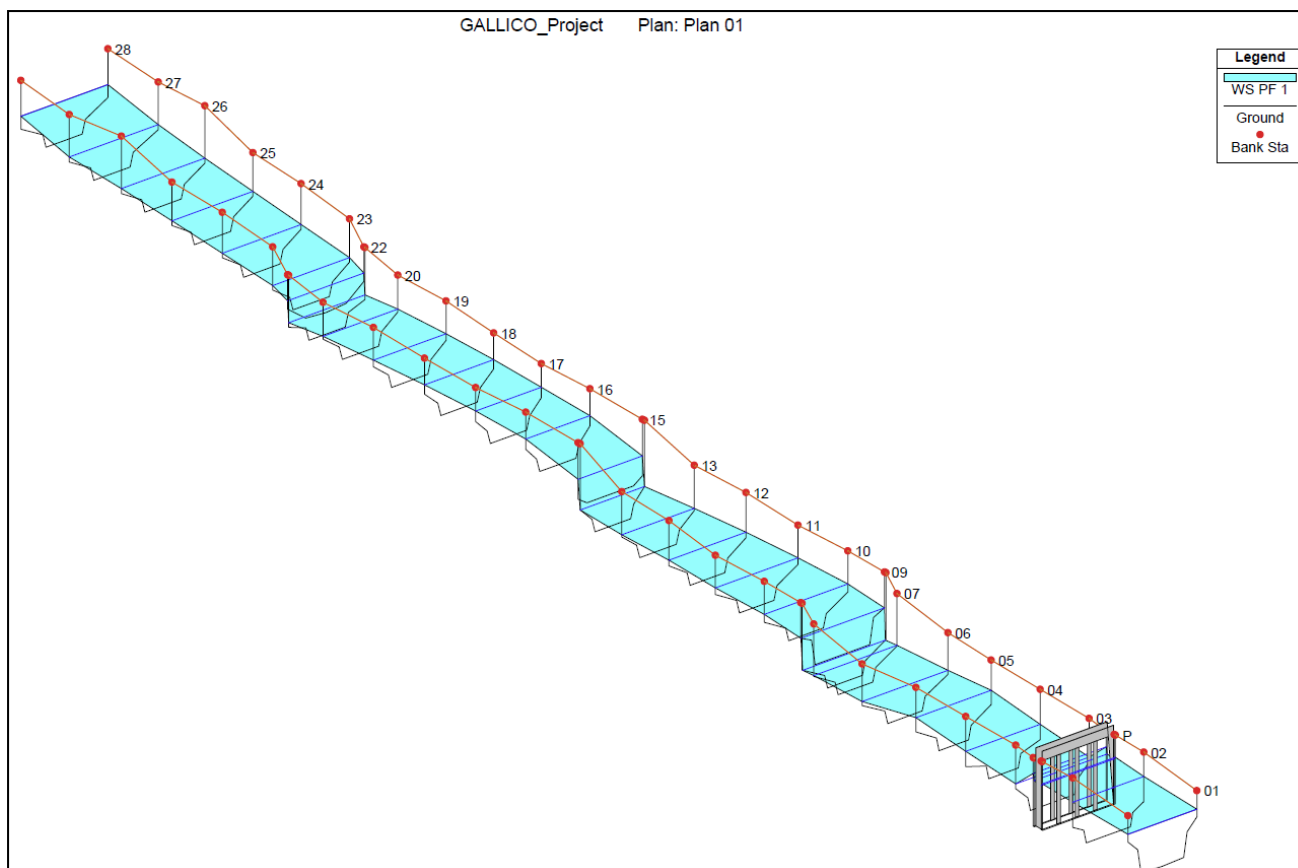


Fig. 17 – Vista 3D, con indicazione delle sezioni analizzate e il livello idrico con la portata di piena Q_{max}

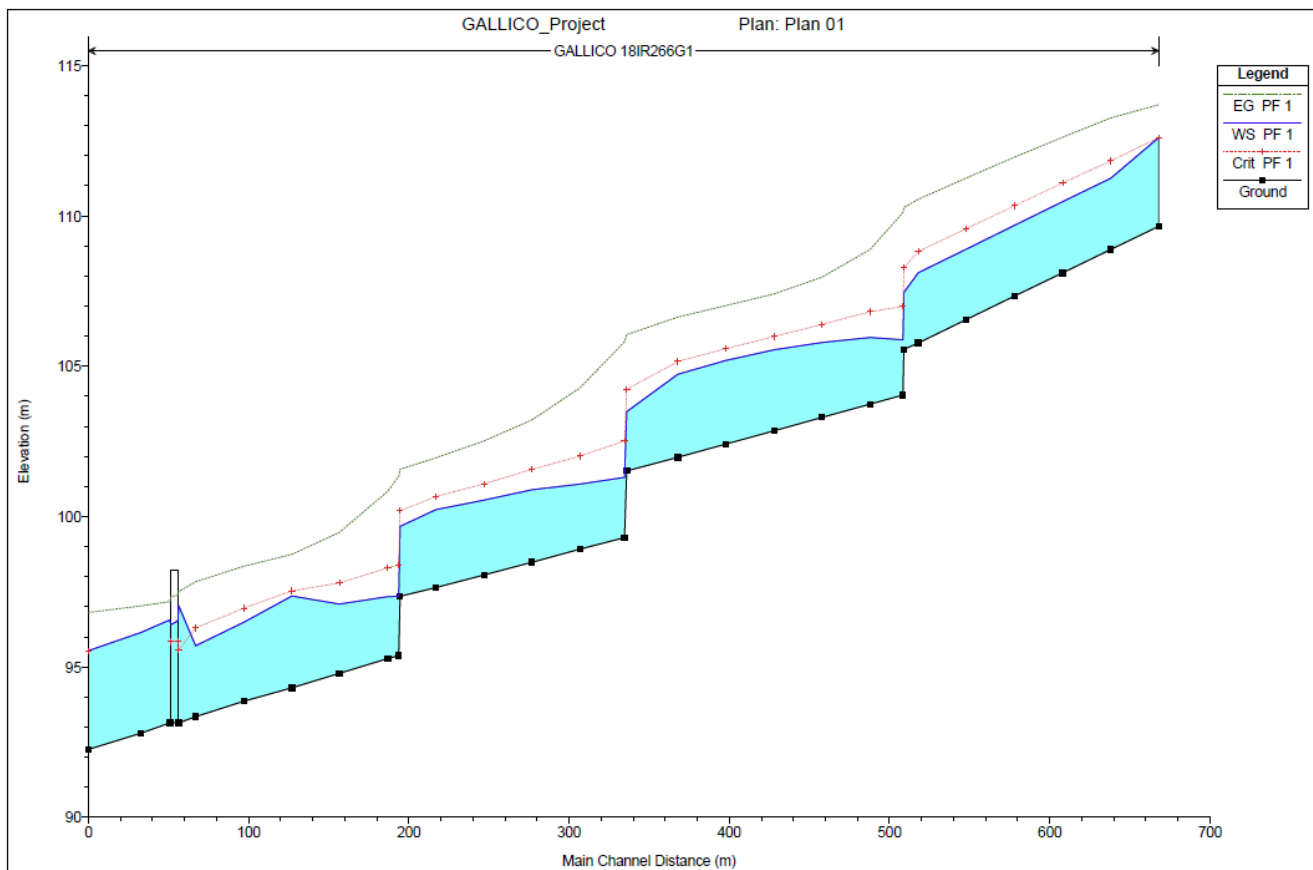
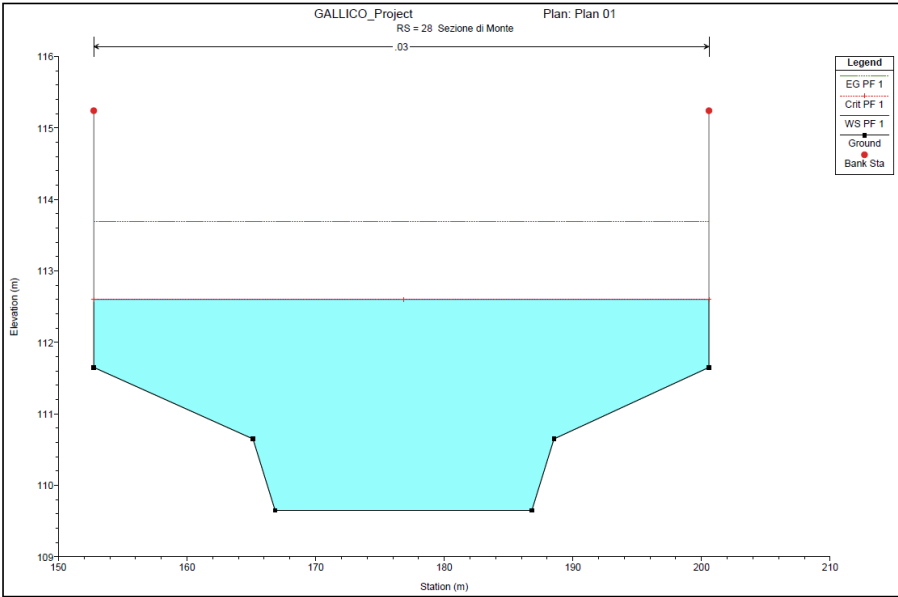


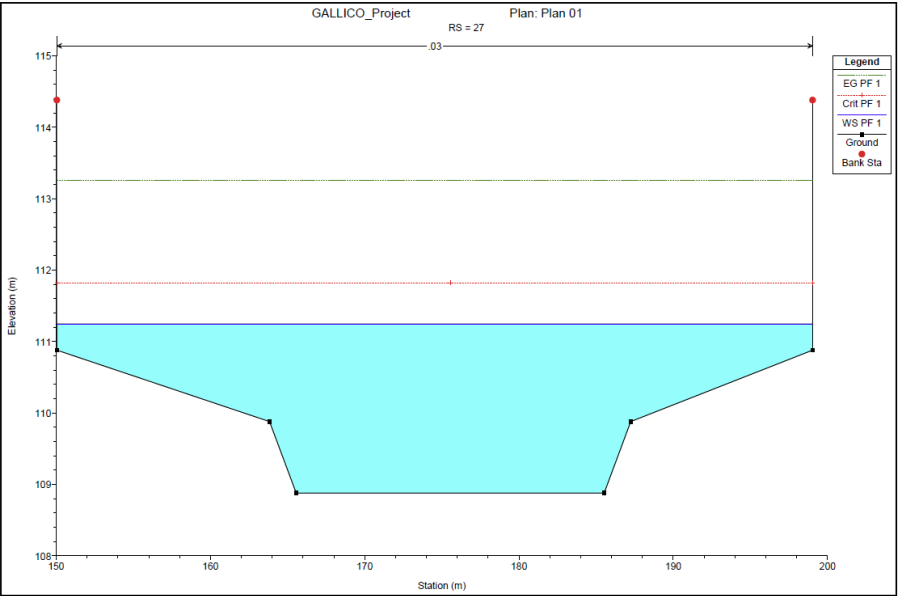
Fig.18 – Profilo longitudinale, con indicazione del livello idrico raggiunto con la portata di piena Q_{max}

Le sezioni analizzate vanno dalla n.28 di monte alla n.1 di valle di seguito riportate:

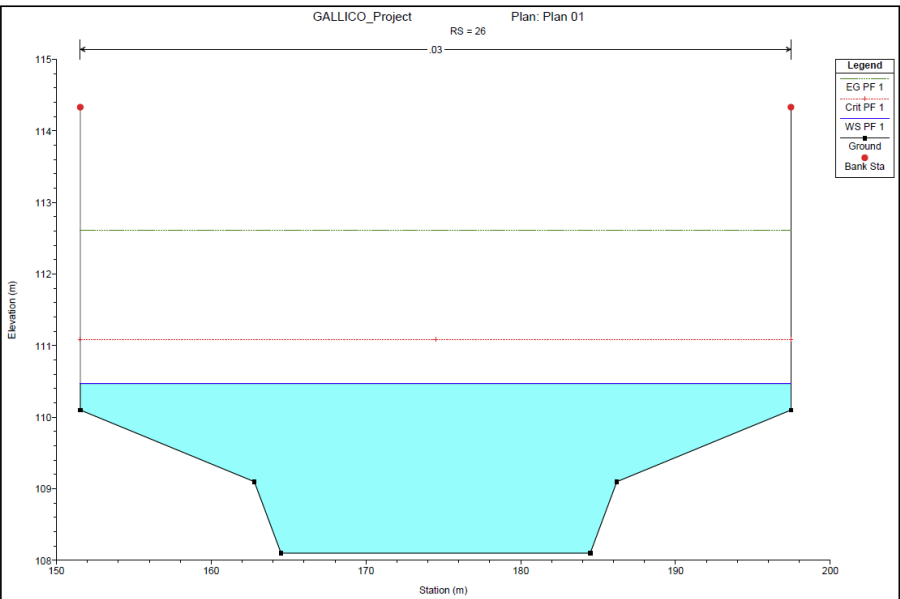
Sezione di Monte n.28



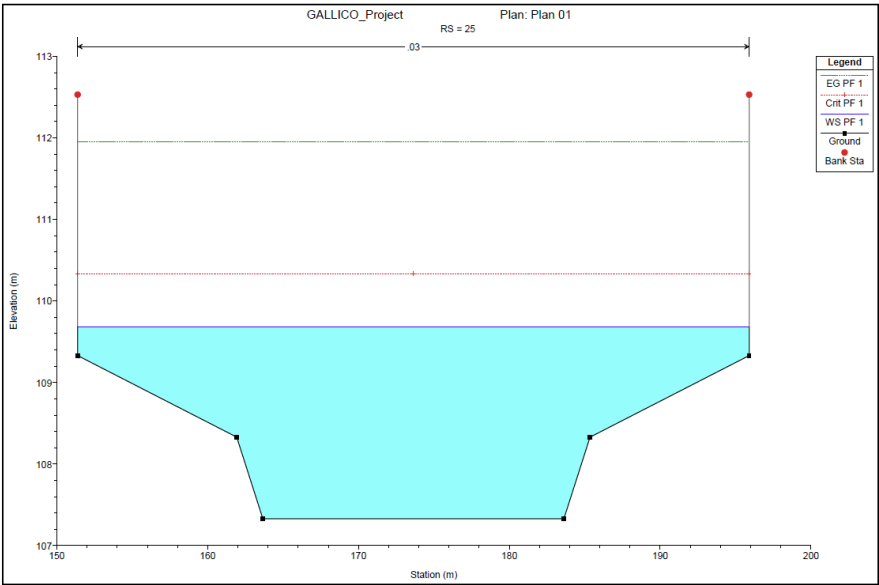
Sezione n.27



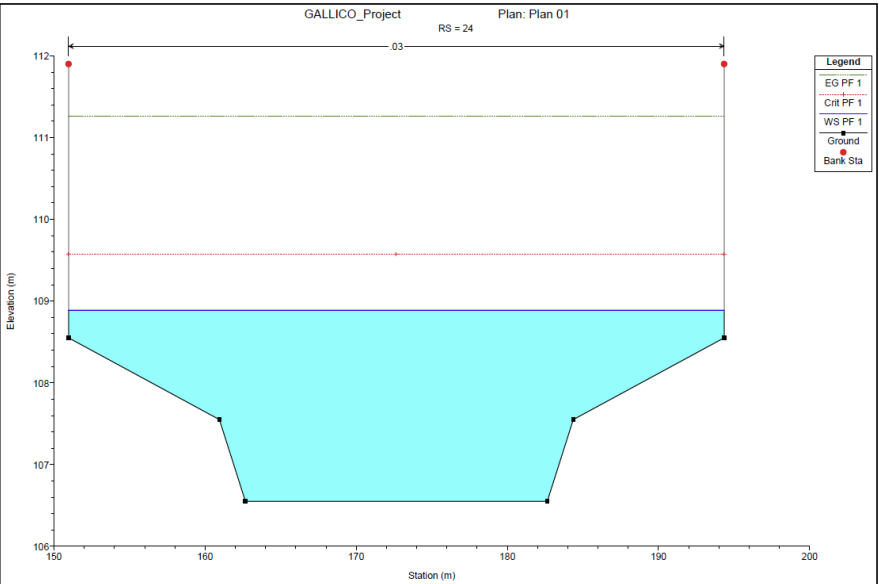
Sezione n.26



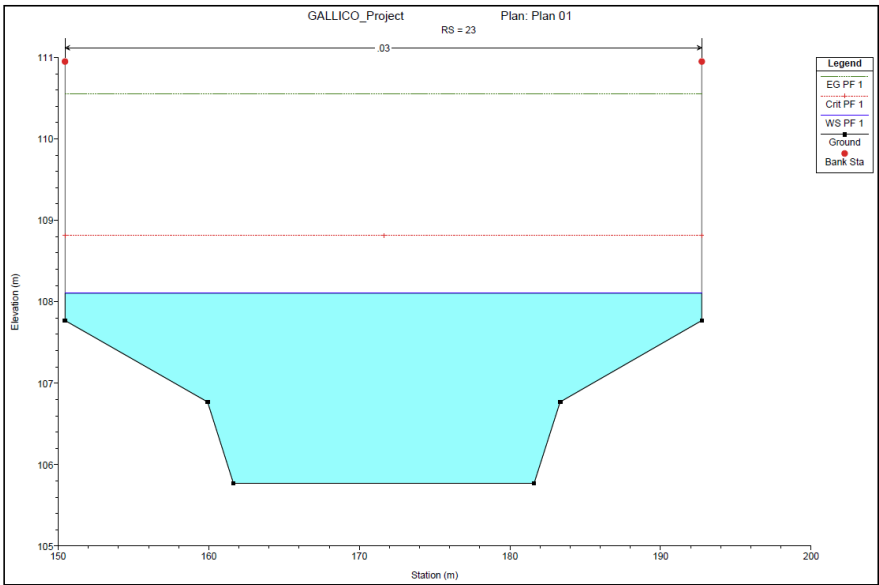
Sezione n.25



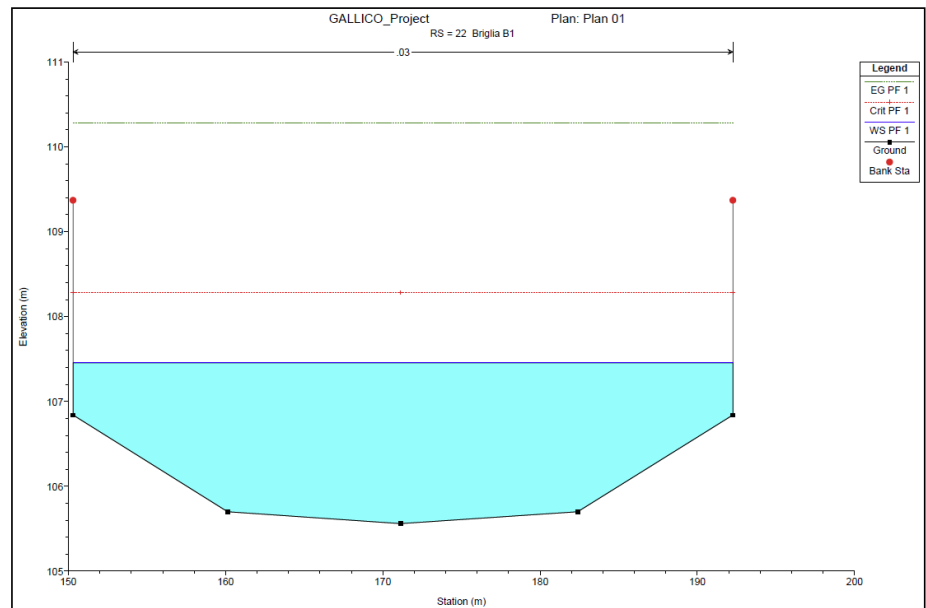
Sezione n.24



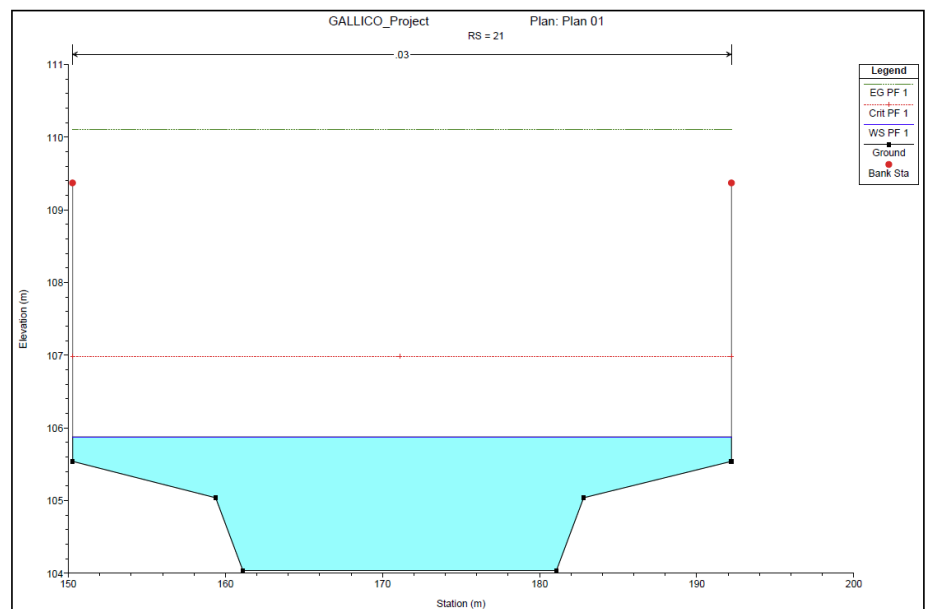
Sezione n.23



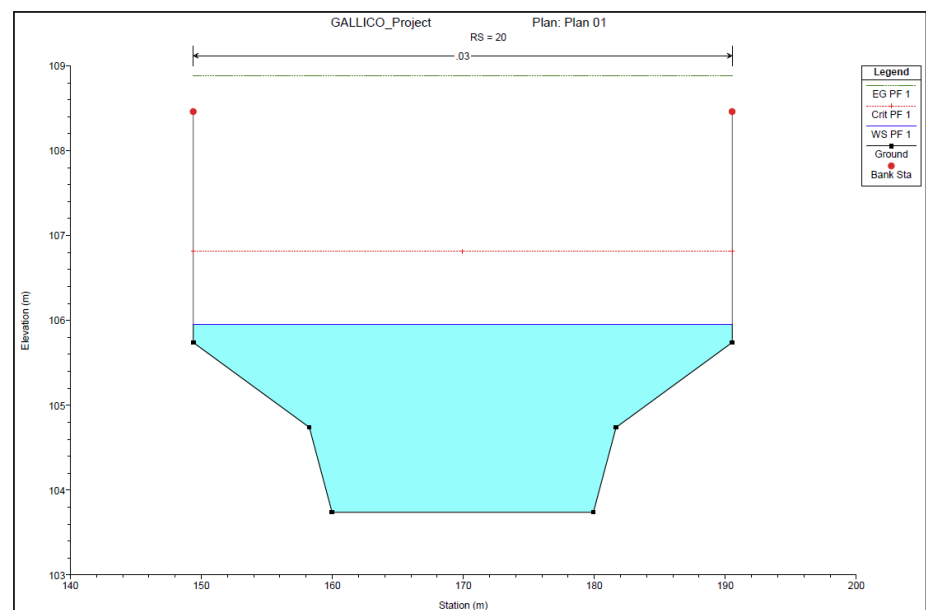
Sezione n.22
Briglia B1



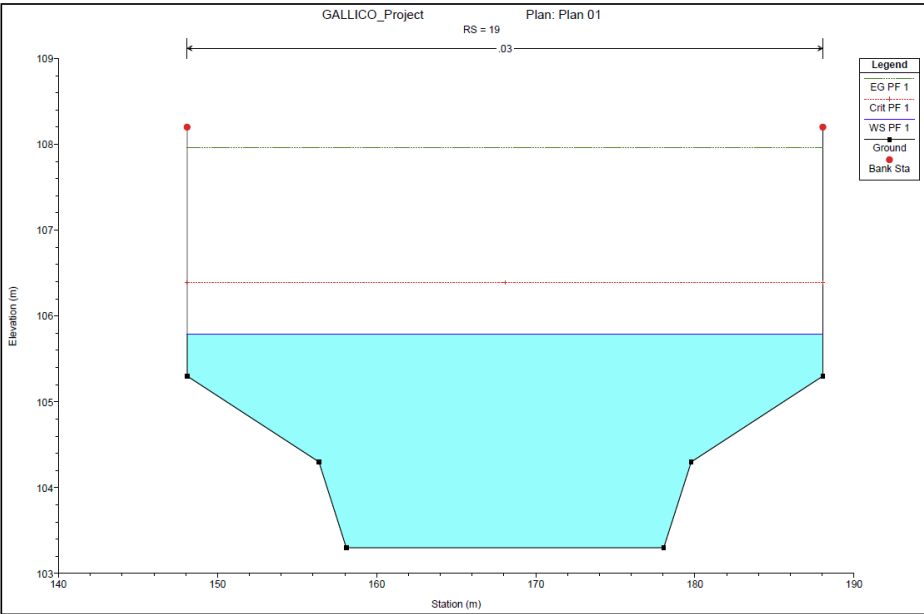
Sezione n.21



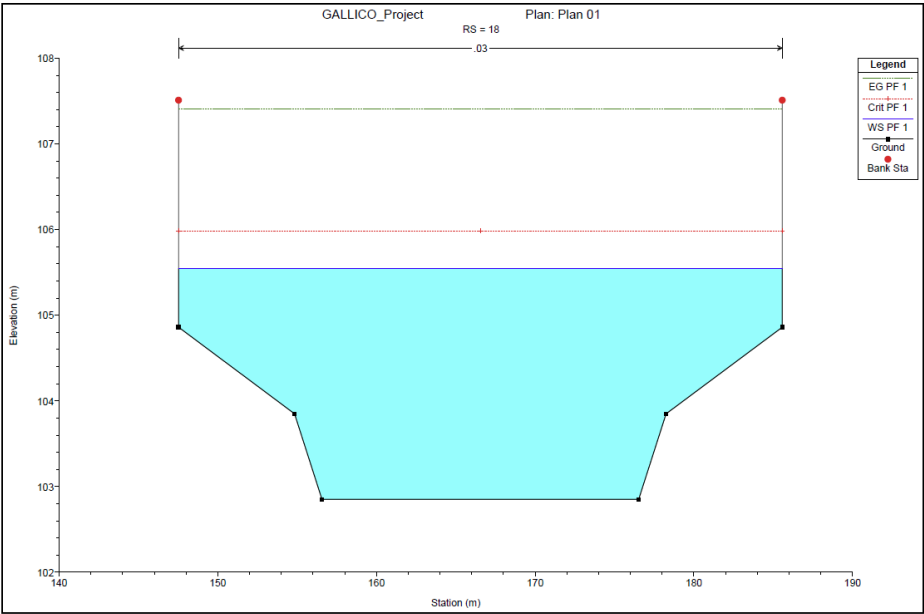
Sezione n.20



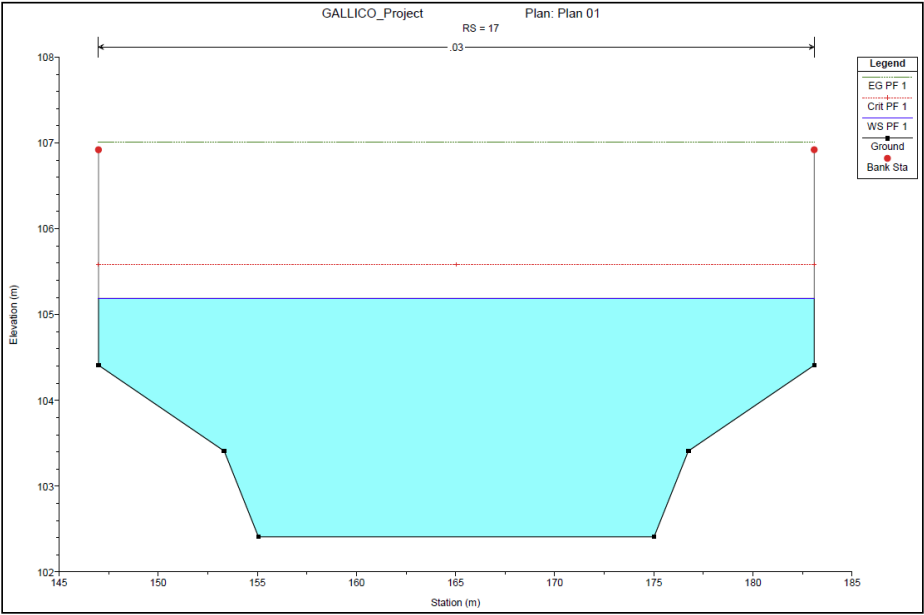
Sezione n.19



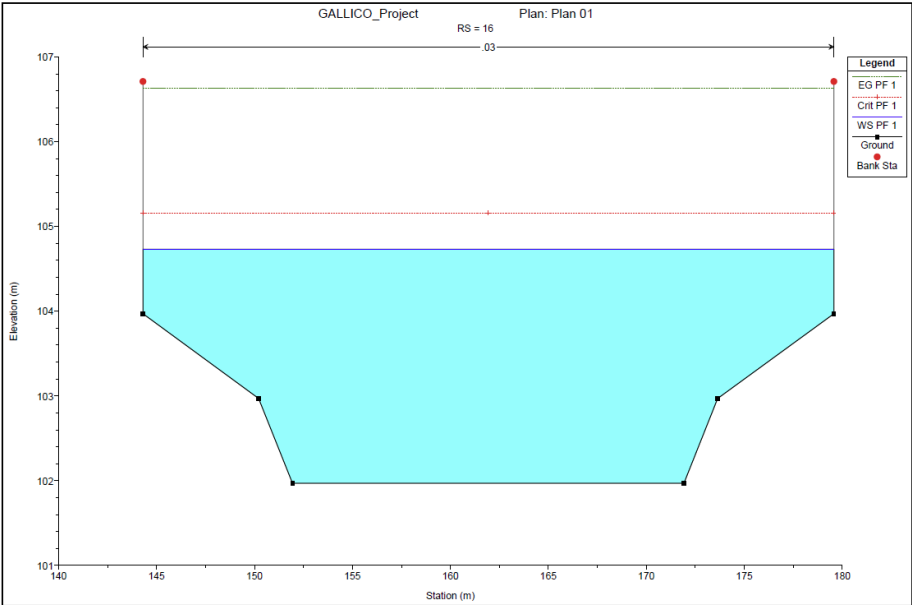
Sezione n.18



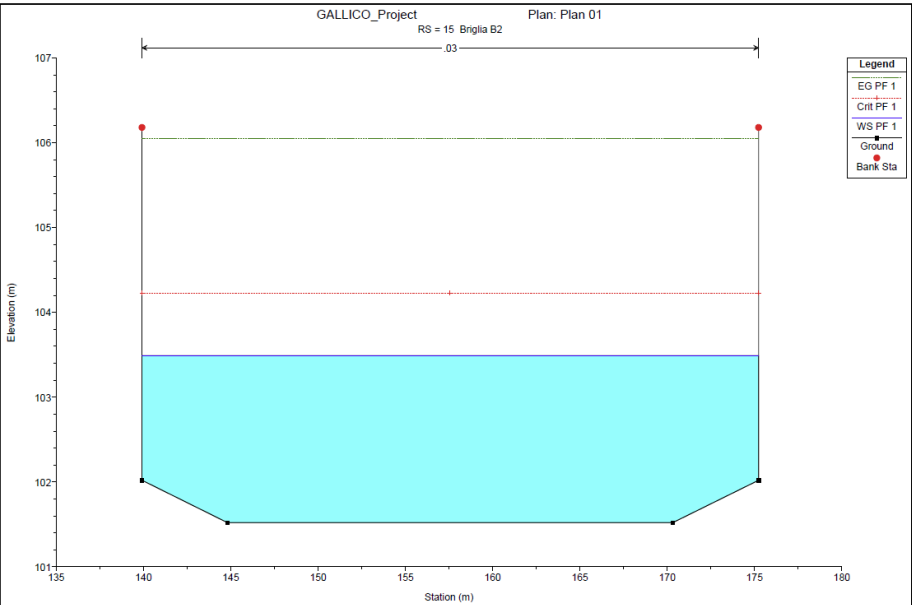
Sezione n.17



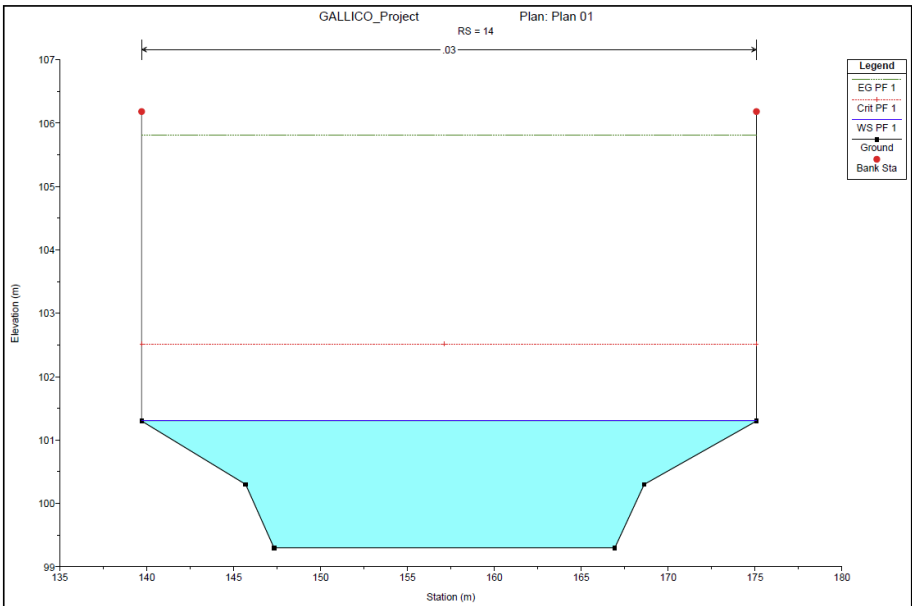
Sezione n.16



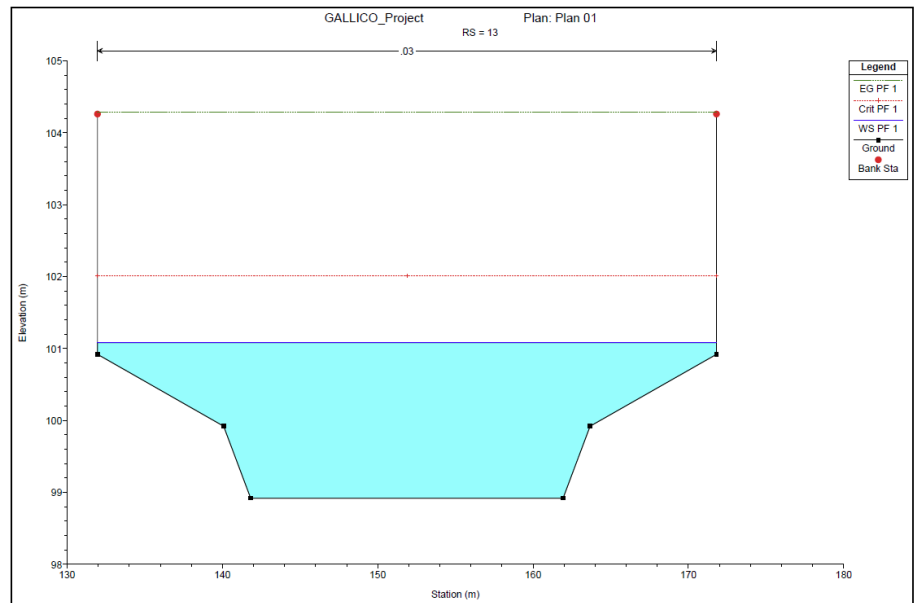
Sezione n.15
Briglia B2



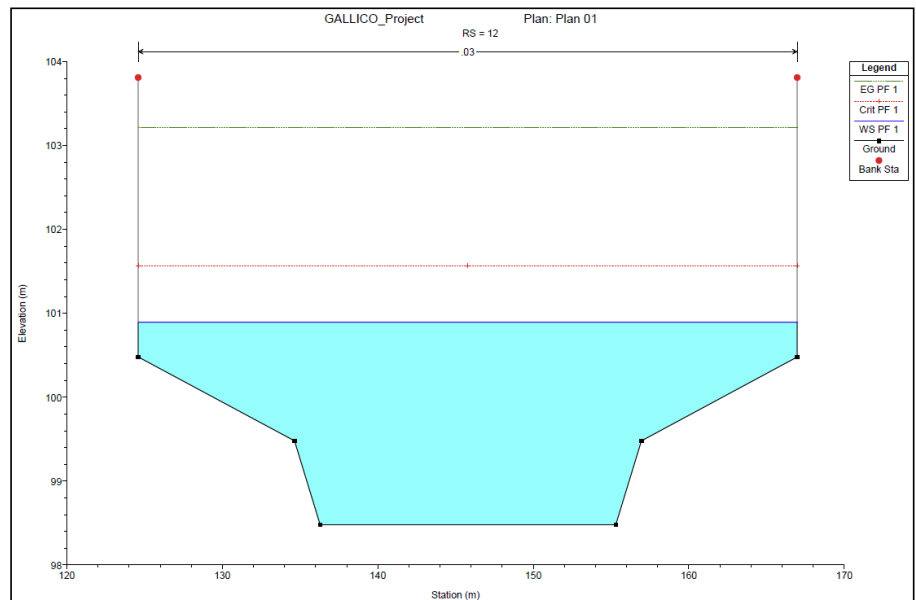
Sezione n.14



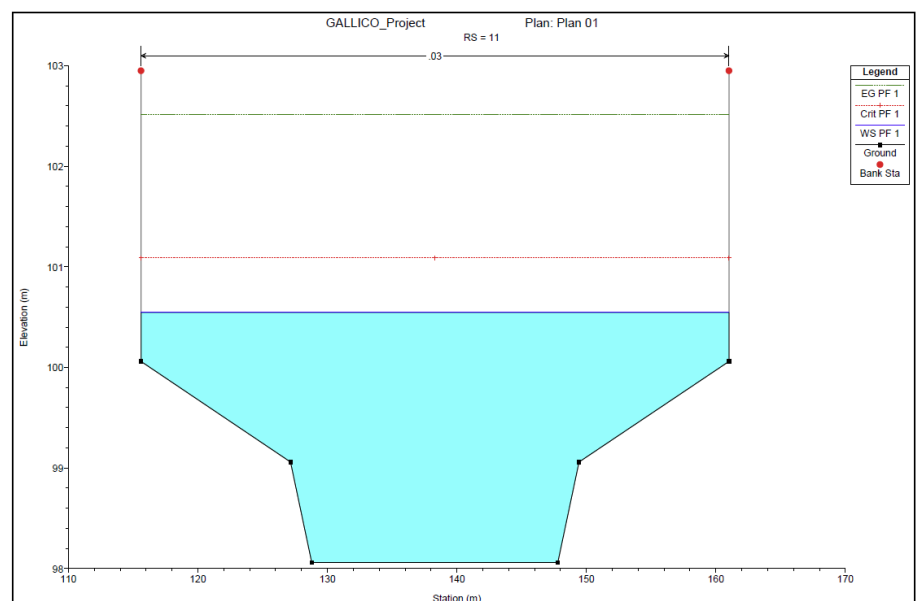
Sezione n.13



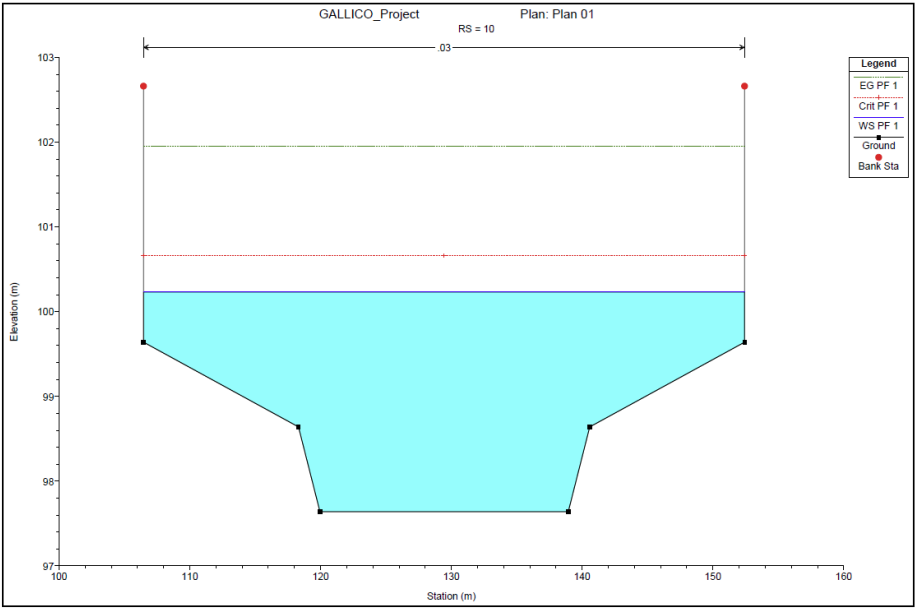
Sezione n.12



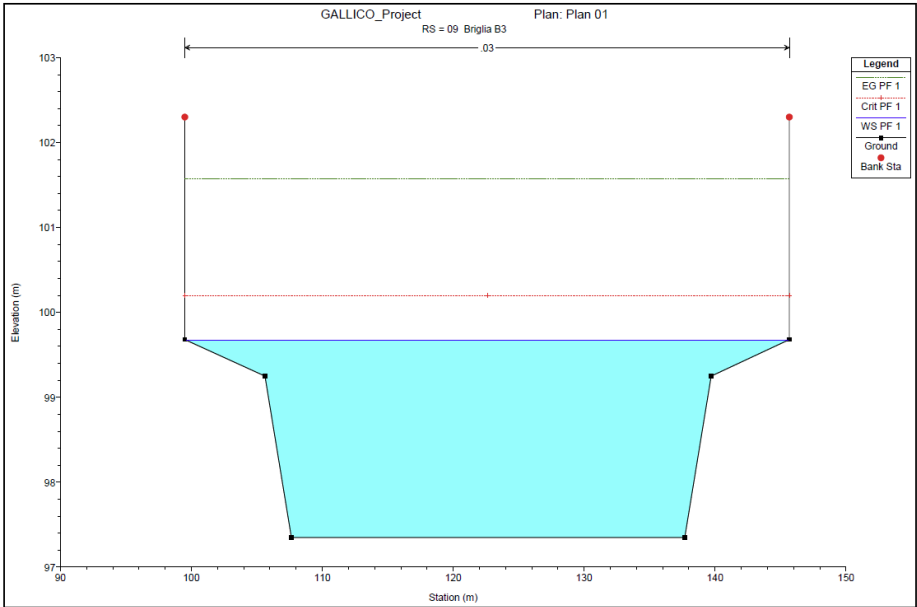
Sezione n.11



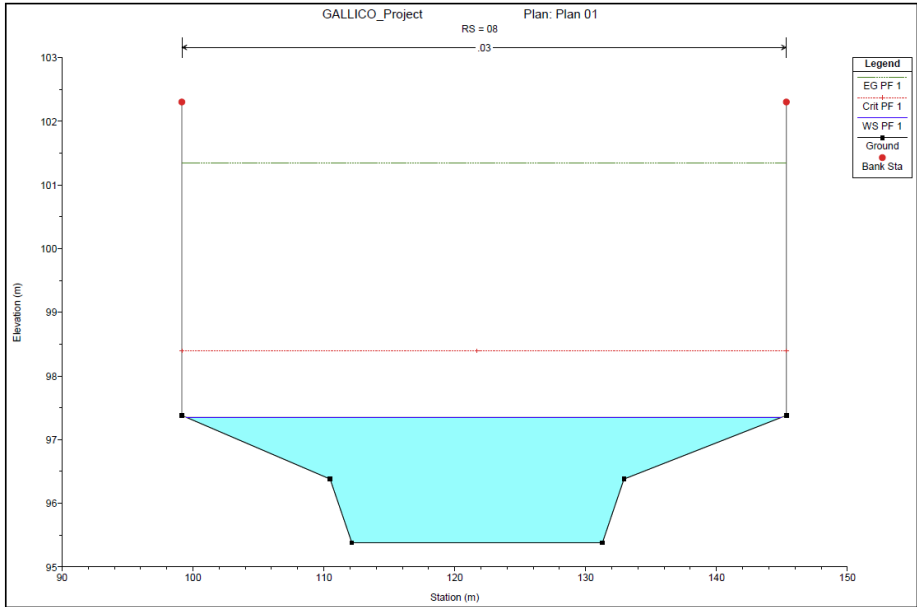
Sezione n.10



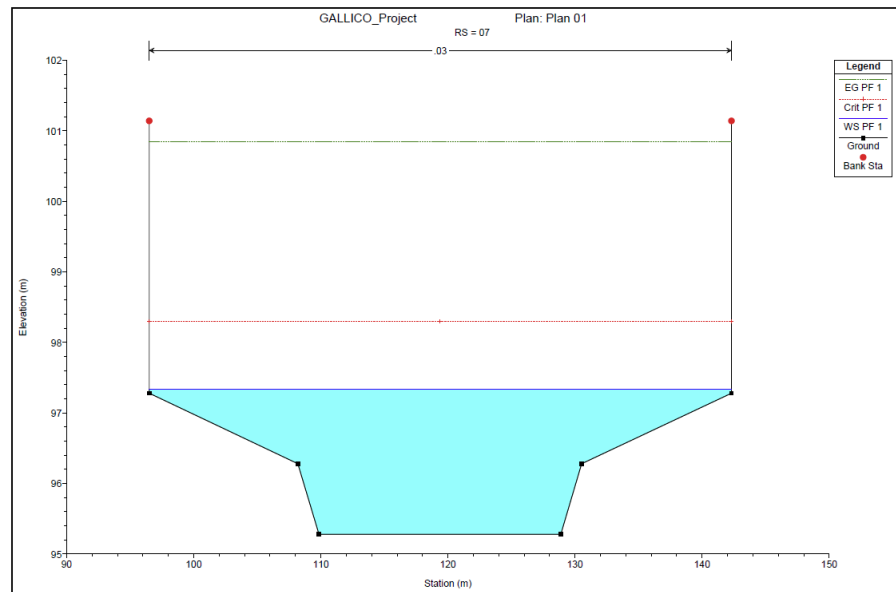
Sezione n.09
Briglia B3



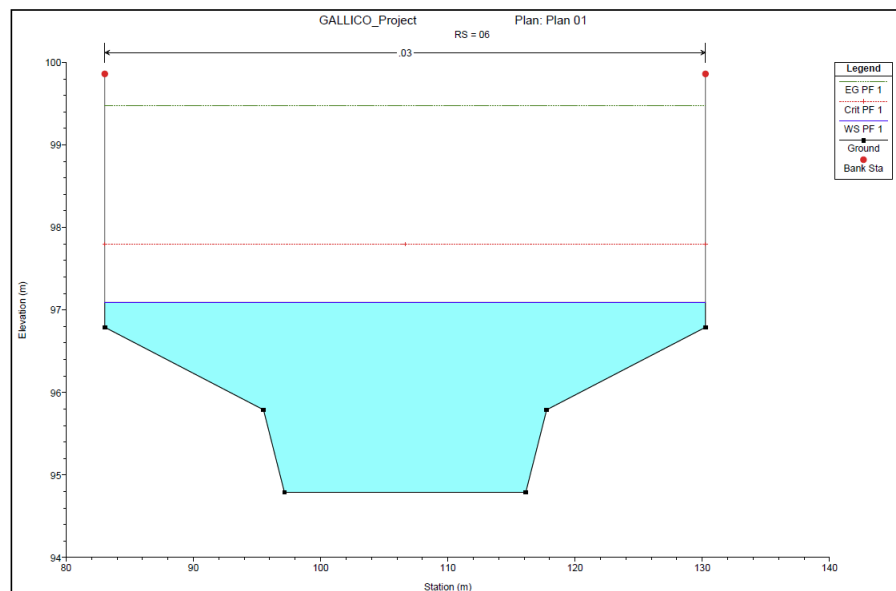
Sezione n.08



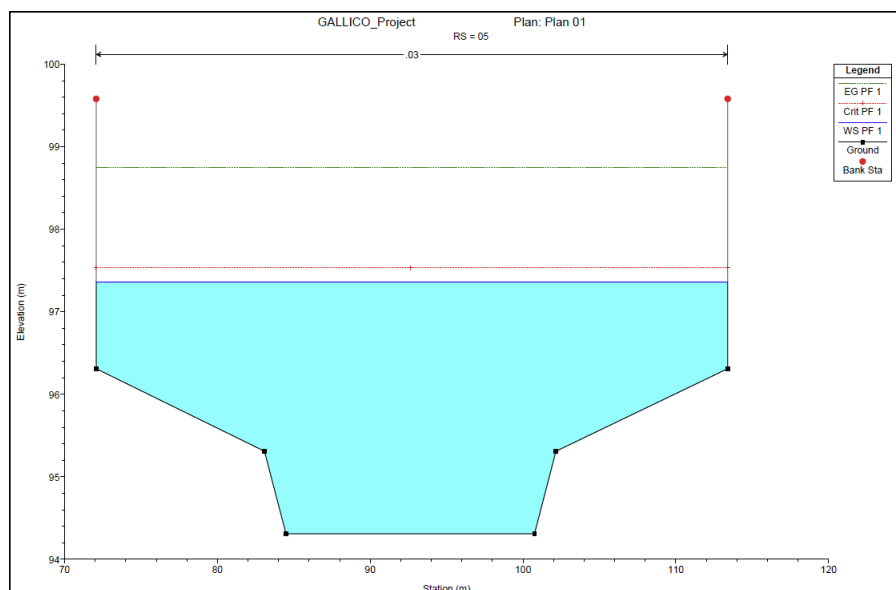
Sezione n.07



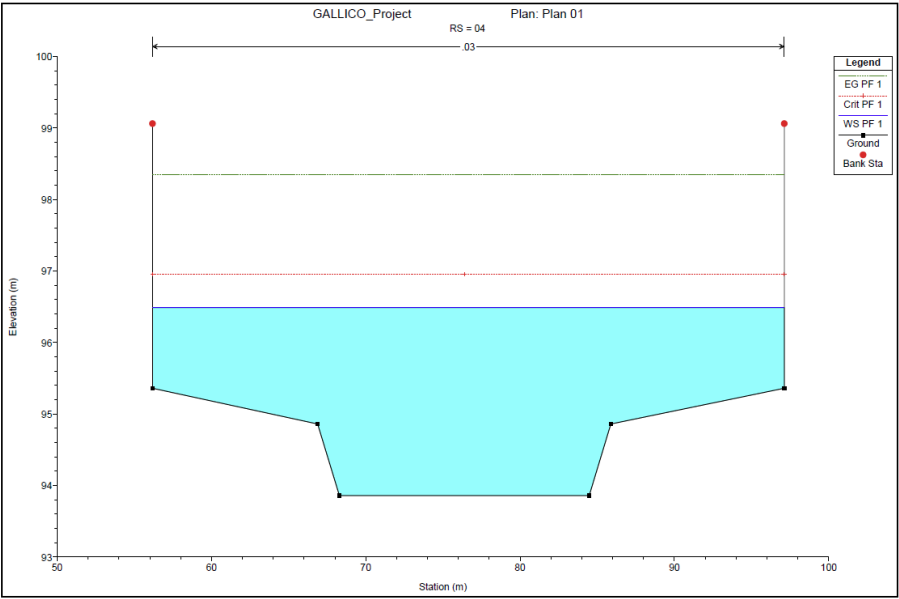
Sezione n.06



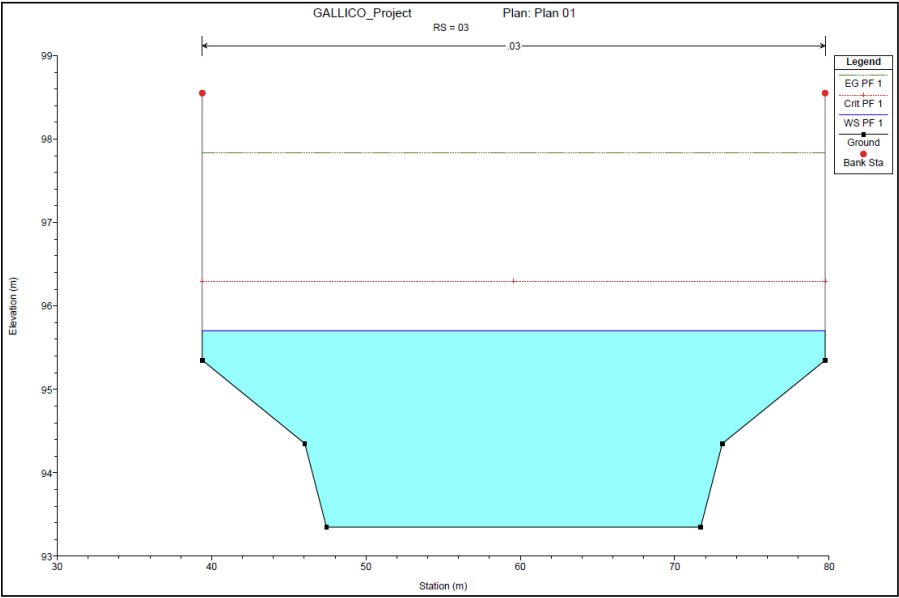
Sezione n.05



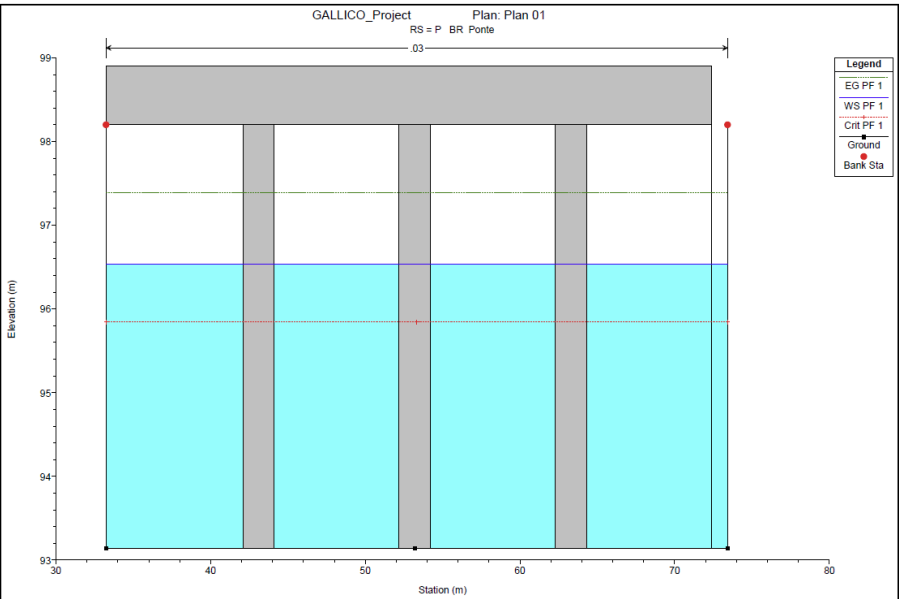
Sezione n.04



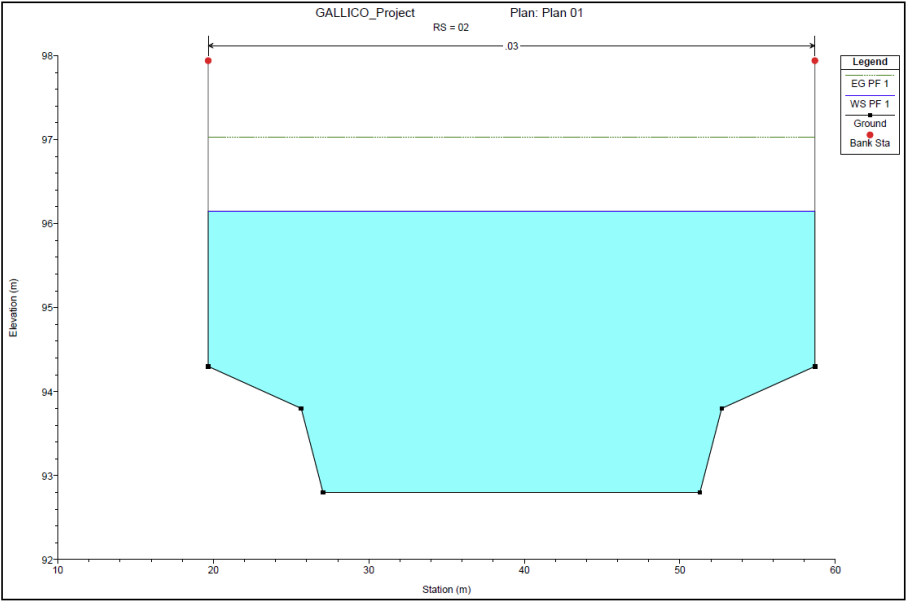
Sezione n.03



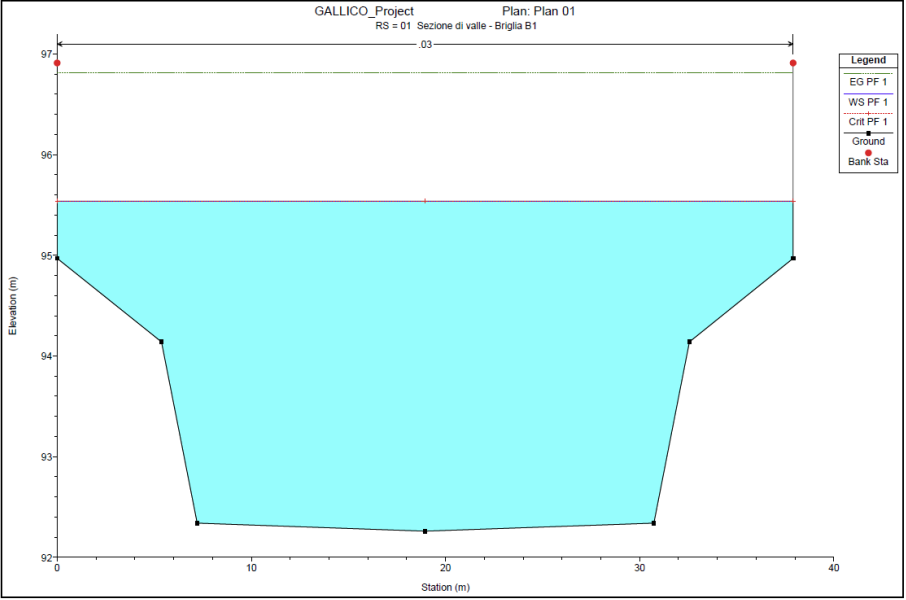
Sezione Ponte



Sezione n.02



Sezione n.01
Briglia B1



Di seguito si riportano i risultati di calcolo ottenuti con la simulazione del software HEC RAS con la portata Qmax con tempo di ritorno 200 anni, analisi effettuata per l'intero tratto da monte a partire dalla sez.28 fino a valle sez.1.

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: GALLICO Reach: 18IR266G1 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
18IR266G1	28	PF 1	475.63	109.65	112.60	112.60	113.69	0.007444	4.63	102.78	47.83	1.01
18IR266G1	27	PF 1	475.63	108.88	111.25	111.82	113.25	0.020479	6.27	75.85	48.98	1.61
18IR266G1	26	PF 1	475.63	108.10	110.47	111.09	112.61	0.021032	6.48	73.39	45.91	1.64
18IR266G1	25	PF 1	475.63	107.33	109.68	110.33	111.95	0.022222	6.67	71.31	44.52	1.68
18IR266G1	24	PF 1	475.63	106.55	108.89	109.57	111.26	0.023070	6.82	69.79	43.37	1.72
18IR266G1	23	PF 1	475.63	105.77	108.10	108.81	110.55	0.023539	6.92	68.69	42.28	1.73
18IR266G1	22	PF 1	475.63	105.56	107.45	108.28	110.28	0.029658	7.44	63.92	41.96	1.92
18IR266G1	21	PF 1	475.63	104.04	105.88	106.99	110.11	0.057978	9.11	52.21	41.94	2.61
18IR266G1	20	PF 1	475.63	103.74	105.95	106.81	108.88	0.030468	7.58	62.75	41.13	1.96
18IR266G1	19	PF 1	475.63	103.30	105.79	106.39	107.96	0.018176	6.53	72.84	39.95	1.54
18IR266G1	18	PF 1	475.63	102.85	105.54	105.99	107.40	0.013337	6.04	78.76	38.04	1.34
18IR266G1	17	PF 1	475.63	102.41	105.19	105.59	107.01	0.012167	5.98	79.54	36.10	1.29
18IR266G1	16	PF 1	475.63	101.97	104.73	105.16	106.63	0.012648	6.10	77.91	35.26	1.31
18IR266G1	15	PF 1	475.63	101.52	103.49	104.23	106.05	0.021390	7.09	67.13	35.32	1.64
18IR266G1	14	PF 1	475.63	99.30	101.30	102.51	105.81	0.050758	9.40	50.58	35.37	2.51
18IR266G1	13	PF 1	475.63	98.92	101.08	102.01	104.28	0.033808	7.92	60.02	39.85	2.06
18IR266G1	12	PF 1	475.63	98.48	100.89	101.57	103.21	0.021748	6.75	70.51	42.38	1.67
18IR266G1	11	PF 1	475.63	98.06	100.55	101.09	102.51	0.018118	6.21	76.58	45.40	1.53
18IR266G1	10	PF 1	475.63	97.64	100.23	100.66	101.95	0.014821	5.81	81.86	45.96	1.39
18IR266G1	09	PF 1	475.63	97.35	99.67	100.20	101.58	0.017396	6.11	77.84	45.97	1.50
18IR266G1	08	PF 1	475.63	95.38	97.35	98.39	101.34	0.057509	8.85	53.73	45.48	2.60
18IR266G1	07	PF 1	475.63	95.28	97.34	98.30	100.84	0.046775	8.29	57.39	45.81	2.36
18IR266G1	06	PF 1	475.63	94.79	97.09	97.80	99.47	0.025941	6.83	69.59	47.21	1.80
18IR266G1	05	PF 1	475.63	94.31	97.36	97.53	98.75	0.009307	5.22	91.19	41.32	1.12
18IR266G1	04	PF 1	475.63	93.86	96.49	96.96	98.35	0.015039	6.04	78.76	40.94	1.39
18IR266G1	03	PF 1	475.63	93.35	95.70	96.30	97.83	0.017663	6.46	73.65	40.34	1.53
18IR266G1	P		Bridge									
18IR266G1	02	PF 1	475.63	92.80	96.15		97.03	0.004282	4.16	114.31	39.01	0.78
18IR266G1	01	PF 1	475.63	92.26	95.54	95.54	96.81	0.007229	5.00	95.17	37.90	1.01

9 VERIFICA IDRAULICA POST OPERAM

Dai risultati di simulazione ottenuti è possibile effettuare le verifiche di compatibilità ai sensi del del punto iii del par. 4.3 delle “*Linee Guida sulle verifiche di compatibilità idraulica delle infrastrutture interferenti con i corsi d’acqua, sugli interventi di manutenzione, sulle procedure per la classificazione delle aree d’attenzione e l’aggiornamento delle aree a rischio inondazione*” del PAI.

Secondo le Linee Guida, è necessario verificare che gli argini del canale oggetto di studio, riescano a garantire un sufficiente franco di sicurezza nei confronti del tirante di massima piena, pertanto si dovrà pertanto verificare che il franco minimo tra la quota di massima piena di progetto e la quota della testa dell’argine sia pari a 0,25 volte l’altezza cinetica della corrente e, in ogni caso non deve essere inferiore a 0,50 m.

Nella tabella di seguito riportata è dimostrato, che il franco disponibile tra la testa degli argini e la quota di massima piena, risulta sempre maggiore di 0,50 m.

Le ipotesi progettuali risultano pertanto verificate.

River Station	Quota pelo libero	Velocità corrente	Altezza cinetica Hc	Franco minimo	Quota argine	Franco argine
28	112,60	4,63	1,09	0,27	115,24	2,64
27	111,25	6,27	2,00	0,50	114,38	3,13
26	110,47	6,48	2,14	0,54	114,33	3,86
25	109,68	6,67	2,27	0,57	112,53	2,85
24	108,89	6,82	2,37	0,59	111,90	3,01
23	108,10	6,92	2,44	0,61	110,95	2,85
22	107,45	7,44	2,82	0,71	109,37	1,92
21	105,88	9,11	4,23	1,06	109,37	3,49
20	105,95	7,58	2,93	0,73	108,46	2,51
19	105,79	6,53	2,17	0,54	108,20	2,41
18	105,54	6,04	1,86	0,46	107,51	1,97
17	105,19	5,98	1,82	0,46	106,92	1,73
16	104,73	6,10	1,90	0,47	106,71	1,98
15	103,49	7,09	2,56	0,64	106,18	2,69
14	101,30	9,40	4,50	1,13	106,18	4,88
13	101,08	7,92	3,20	0,80	104,26	3,18
12	100,89	6,75	2,32	0,58	103,81	2,92
11	100,55	6,21	1,97	0,49	102,95	2,40
10	100,23	5,81	1,72	0,43	102,66	2,43
9	99,67	6,11	1,90	0,48	102,30	2,63
8	97,35	8,85	3,99	1,00	102,30	4,95
7	97,34	8,29	3,50	0,88	101,14	3,80
6	97,09	6,83	2,38	0,59	99,86	2,77
5	97,36	5,22	1,39	0,35	99,58	2,22
4	96,49	6,04	1,86	0,46	99,06	2,57
3	95,70	6,46	2,13	0,53	98,55	2,85
2	96,15	4,16	0,88	0,22	97,94	1,79
1	95,54	5,00	1,27	0,32	96,91	1,37

10. CONCLUSIONI

Gli studi effettuati sul tratto della fiumara Gallico preso in esame, nonché i sopralluoghi, i rilievi e la valutazione dello stato di fatto, hanno portato a definire quali interventi progettuali, la chiusura dei varchi, la pulizia dell'intera area dalla vegetazione infestante, la risagomatura e centralizzazione del corso d'acqua, e la conservazione delle sezioni di progetto mediante protezione longitudinale.

Lo studio idrologico ed idraulico, ha permesso di determinare la massima portata di piena Q_{max} , riferita ai tempi di ritorno di $T=200$ anni. La portata di piena calcolata, è stata utilizzata per le verifiche idrauliche del corso d'acqua principale e per simulare il comportamento dei flussi idrici nell'ipotesi di corrente in moto permanente. Il profilo della corrente, simulato mediante l'utilizzo del modulo HEC-RAS 6.5, ha permesso di individuare il livello del pelo libero nelle varie sezioni, ed effettuare le verifiche delle opere esistenti e delle opere in progetto. Dai risultati ottenuti, si è potuto verificare che la portata Q_{max} con tempo di ritorno 200 anni, è sempre contenuta all'interno della sezione di progetto con un franco sempre superiore a 0,50m.

Affinché le opere progettate e verificate possano essere funzionali e durature nel tempo, bisogna eseguire opere di pulizia periodiche dell'intero tratto costituente la Fiumara Gallico, mentre per dare continuità agli interventi progettati sia a valle che a monte del tratto preso in esame, bisogna intervenire con la risagomatura e centralizzazione del corso d'acqua, nonché con la verifica delle opere idrauliche esistenti.

Maggiori dettagli e precisazioni, saranno forniti con il progetto esecutivo.

Cosenza, lì 12/07/2024

Il Tecnico

