



COMUNE DI TORNIMPARTE PROVINCIA DELL'AQUILA (AQ)



"Interventi di messa in sicurezza del territorio a rischio di dissesto idrogeologico del bacino del Raio in località Palombaia"

CUP: B84D24000030001 - CIG: B351F0668C

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

art. 41 c.6 D.Lgs 36/2023



Gruppo di progettazione

(Mandataria)
C&C Engineering s.r.l.

Via Nazionale 96-98050 Terme Vigliatore (ME)
Tel. 090 9782254
www.ccecengineering.it
e-mail: info@cecengineering.it
Pec: ccecengineeringsrl@pec.it

C&C ENGINEERING s.r.l.
Il Direttore Tecnico
(Dott. Ing. Carmelo Caliri)

(Mandanti)
Dott. Geologo Domenico Femino



Dott. Archeologo Alberto D'Agata

Dott. Alberto D'Agata
Archeologo
P.na 08466710877

RESPONSABILE UNICO PROGETTO:

Arch. Maria Cristina Deli

RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO E DELLE PRESTAZIONI:

Ing. Carmelo Caliri (Direttore Tecnico)

C&C Engineering s.r.l.

Elaborato

Relazione idraulica

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	17/03/2026	PRIMA EMISSIONE	C.C. - F.R.	C.C. - F.R.	C.C.
ARCHIVIO	05-25		SCALA	DATA	ELAB. N°
				17/03/2026	PPG 08



Sommario

1	<i>PREMESSA</i>	1
1.1	VIA SAN TOMMASO	2
1.1.1	Il codice HEC-RAS.....	2
1.1.2	Modellazione idraulica	4
1.1.3	Ipotesi di base e limitazioni del codice Hec-Ras	9
1.1.4	Equazione di base per il calcolo del profilo di corrente (Steady flow)	9
1.1.5	Valutazione delle perdite di energia	11
1.1.6	Procedura di calcolo	11
1.1.7	Condizioni al contorno	12
1.1.8	Analisi dei risultati	14
1.2	VIA SAN SALVATORE	27
1.3	VIA L'AQUILA	30
1.3.1	Canale rettangolare	30
1.3.2	Tubazione in PVC.....	33

1 PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica dell'intervento relativo ai lavori ***“Interventi di messa in sicurezza del territorio a rischio di dissesto idrogeologico del bacino del Raio in Località Palombaia”***.

Saranno descritte le modalità di dimensionamento idraulico degli interventi rispettivamente lungo le vie:

- via San Tommaso;
- via San Salvatore;
- via L'Aquila.

L'infrastruttura viaria, sia urbana che extraurbana, costituisce un elemento di alterazione del naturale regime idrologico, inducendo variazioni nei tempi di corrivazione e nei coefficienti di deflusso a causa dell'impermeabilizzazione delle superfici. Per questo motivo, è fondamentale progettare sistemi di drenaggio adeguati che consentano di convogliare e smaltire le acque meteoriche in maniera controllata, evitando fenomeni di ristagno o erosione, garantendo la sicurezza della viabilità e preservando l'integrità delle opere infrastrutturali. La progettazione degli interventi deve pertanto considerare parametri idrologici e idraulici che permettano di dimensionare correttamente le opere di captazione, trasporto e smaltimento delle acque, nel rispetto delle normative vigenti e delle best practices del settore.

Riportando le basi teoriche, le assunzioni e i dati di input e, infine, i risultati ottenuti e le verifiche idrauliche con riferimento alle portate con tempo di ritorno 200 anni riportate nella *“Relazione idrologica”*.

L'approccio metodologico seguito prevede un'analisi preliminare delle condizioni esistenti, attraverso il rilievo delle sezioni idrauliche e delle opere di drenaggio presenti, integrato da modellazioni idrauliche per simulare il comportamento del deflusso nelle diverse condizioni di pioggia.

La relazione fornisce, pertanto, un quadro dettagliato delle strategie adottate, supportato da calcoli idraulici, modelli previsionali e riferimenti normativi, al fine di garantire la fattibilità tecnica ed economica delle opere proposte e il loro corretto inserimento nel contesto territoriale di riferimento.

1.1 VIA SAN TOMMASO

Gli interventi idraulici lungo la via San Tommaso prevedono l'adeguamento dell'esistente sistema di gestione delle acque provenienti dal bacino idraulico indicato nella relazione idrologica, garantendo il principio dell'invarianza idraulica senza introdurre alcuna variazione significativa a quanto in essere.

Di fatto, gli interventi prevedono la realizzazione di un canale a sezione rettangolare per convogliare le acque, in luogo della tubazione in cemento esistente che passa al di sotto della sede stradale. Nessuna porzione dell'impluvio sarà interrata o incanalata, poiché i tratti a cielo aperto rimarranno tali, mentre per la porzione intubata l'intervento consisterà semplicemente nella variazione della sezione idraulica, da circolare a quadrata, la quale consente a parità di superficie di far defluire una maggior portata.

La modellazione idraulica, visto i cambi di sezione e la presenza di salti, è stata effettuata con il software HEC-Ras.

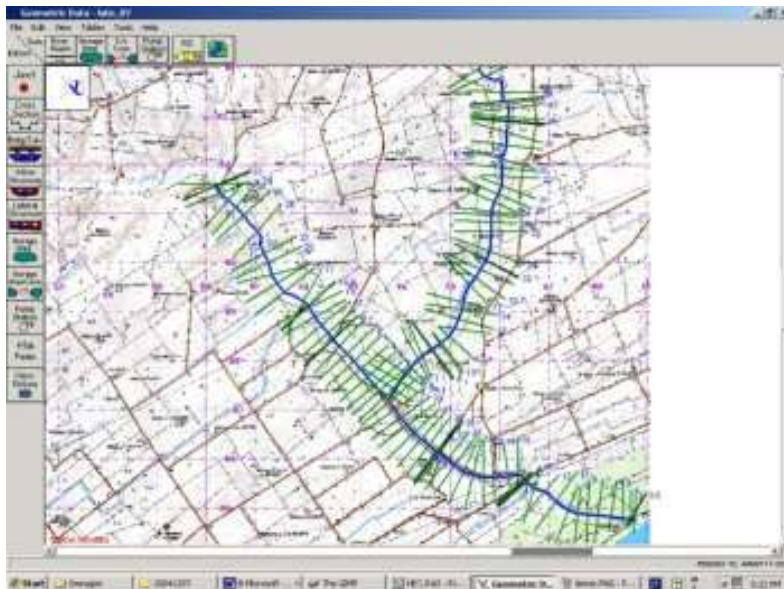
1.1.1 Il codice HEC-RAS

Come anticipato nella parte introduttiva, per l'analisi idraulica è stato utilizzato il codice HEC-RAS versione 6.1.0, basato su un modello matematico uni-dimensionale finalizzato alla valutazione delle caratteristiche che la corrente idrica assume in corrispondenza dei singoli scenari analizzati.

Il software HEC-RAS è un sistema integrato predisposto per un uso interattivo tramite un'interfaccia grafica che permette di accedere alle altre componenti quali l'analisi idraulica, l'archiviazione e la gestione dei dati e la visualizzazione dei risultati.

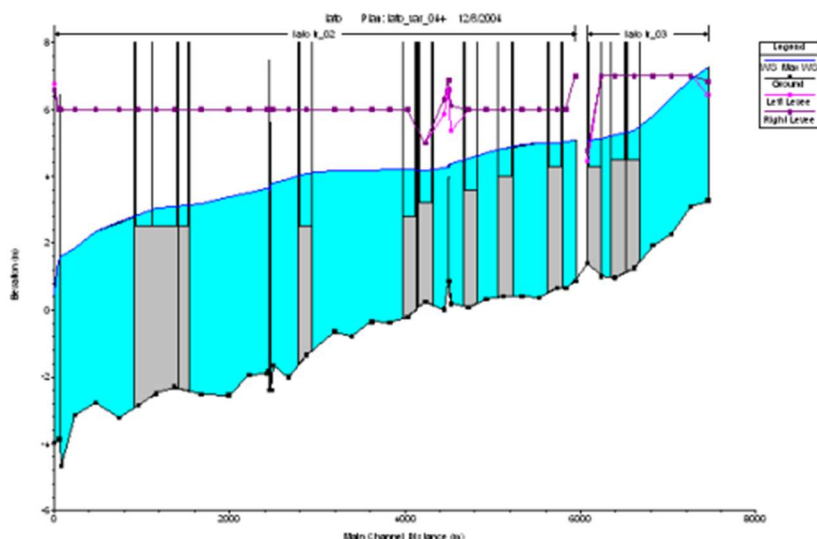
INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAIO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI

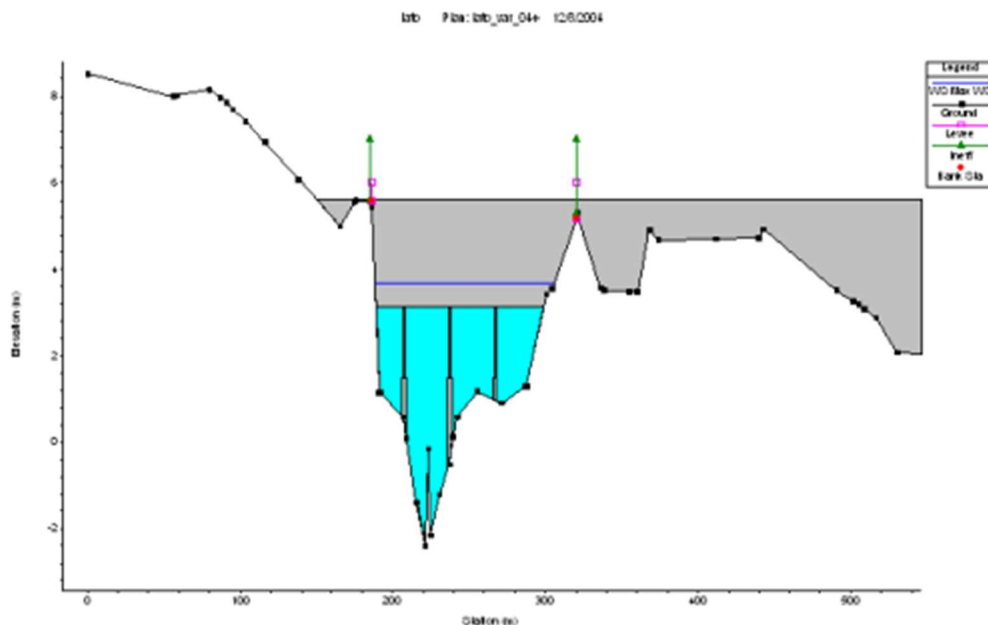


Interfaccia HEC - RAS

Il sistema dispone di tre componenti principali per la modellazione idraulica secondo lo schema monodimensionale destinate rispettivamente al regime di moto permanente, vario e a quello con fondo mobile. Le tre componenti sono comunque strettamente interconnesse, utilizzano infatti gli stessi dati geometrici. È inoltre possibile effettuare alcuni tipi di verifiche idrauliche quali quella di erosione alle pile di un ponte.



Esempi applicativi



Esempi applicativi.

1.1.2 Modellazione idraulica

La modellazione idraulica dei fenomeni di propagazione delle piene in alveo per i corsi d'acqua per i quali si è svolto uno studio di approfondimento, è stata effettuata con riferimento ad uno schema di moto permanente monodimensionale.

Le simulazioni sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo HECRAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System).

Per l'implementazione del codice di calcolo è necessario di tutto l'insieme di dati che caratterizzano il sistema idrografico, in particolare necessitano i dati geometrici che includono sia quelli topografici (coordinate planimetriche, quote altimetriche, ponti, tombinature ect. ect.) che le caratteristiche fisiche, quali i valori dei coefficienti di scabrezza e delle portate.

In particolare negli studi di dettaglio effettuati, per la valutazione della scabrezza nella formula di resistenza è stato utilizzato un coefficiente di Gauckler -Strickler pari a 0,018 tipico di alveo in cemento.

-

INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAIO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
<i>A. Natural Streams</i>			
1. Main Channels			
a. Clean, straight, full, no rifts or deep pools	0.025	0.030	0.033
b. Same as above, but more stones and weeds	0.030	0.035	0.040
c. Clean, winding, some pools and shoals	0.033	0.040	0.045
d. Same as above, but some weeds and stones	0.035	0.045	0.050
e. Same as above, lower stages, more ineffective slopes and sections	0.040	0.048	0.055
f. Same as "d" but more stones	0.045	0.050	0.060
g. Sluggish reaches, weedy, deep pools	0.050	0.070	0.080
h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stands of timber and brush	0.070	0.100	0.150
2. Flood Plains			
a. Pasture no brush			
1. Short grass	0.025	0.030	0.035
2. High grass	0.030	0.035	0.050
b. Cultivated areas			
1. No crop	0.020	0.030	0.040
2. Mature row crops	0.025	0.035	0.045
3. Mature field crops	0.030	0.040	0.050
c. Brush			
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.050	0.070
2. Light brush and trees, in winter	0.035	0.050	0.060
3. Light brush and trees, in summer	0.040	0.060	0.080
4. Medium to dense brush, in winter	0.045	0.070	0.110
5. Medium to dense brush, in summer	0.070	0.100	0.160
d. Trees			
1. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.030	0.040	0.050
2. Same as above, but heavy sprouts	0.050	0.060	0.080
3. Heavy stand of timber, few down trees, little undergrowth, flow below branches	0.080	0.100	0.120
4. Same as above, but with flow into branches	0.100	0.120	0.160
5. Dense willows, summer, straight	0.110	0.150	0.200

INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI

3. Mountain Streams, no vegetation in channel, banks usually steep, with trees and brush on banks submerged			
a. Bottom: gravels, cobbles, and few boulders	0.030	0.040	0.050
b. Bottom: cobbles with large boulders	0.040	0.050	0.070
B. Lined or Built-Up Channels			
1. Concrete			
a. Trowel finish	0.011	0.013	0.015
b. Float Finish	0.013	0.015	0.016
c. Finished, with gravel bottom	0.015	0.017	0.020
d. Unfinished	0.014	0.017	0.020
e. Gunite, good section	0.016	0.019	0.023
f. Gunite, wavy section	0.018	0.022	0.025
g. On good excavated rock	0.017	0.020	
h. On irregular excavated rock	0.022	0.027	
2. Concrete bottom float finished with sides of:			
a. Dressed stone in mortar	0.015	0.017	0.020
b. Random stone in mortar	0.017	0.020	0.024
c. Cement rubble masonry, plastered	0.016	0.020	0.024
d. Cement rubble masonry	0.020	0.025	0.030
e. Dry rubble on riprap	0.020	0.030	0.035
3. Gravel bottom with sides of:			
a. Formed concrete	0.017	0.020	0.025
b. Random stone in mortar	0.020	0.023	0.026
c. Dry rubble or riprap	0.023	0.033	0.036
4. Brick			
a. Glazed	0.011	0.013	0.015
b. In cement mortar	0.012	0.015	0.018
5. Metal			
a. Smooth steel surfaces	0.011	0.012	0.014
b. Corrugated metal	0.021	0.025	0.030

INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAIO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI

6. Asphalt			
a. Smooth	0.013	0.013	
b. Rough	0.016	0.016	
7. Vegetal lining	0.030		0.500
<i>C. Excavated or Dredged Channels</i>			
1. Earth, straight and uniform			
a. Clean, recently completed	0.016	0.018	0.020
b. Clean, after weathering	0.018	0.022	0.025
c. Gravel, uniform section, clean	0.022	0.025	0.030
d. With short grass, few weeds	0.022	0.027	0.033
2. Earth, winding and sluggish			
a. No vegetation	0.023	0.025	0.030
b. Grass, some weeds	0.025	0.030	0.033
c. Dense weeds or aquatic plants in deep channels	0.030	0.035	0.040
d. Earth bottom and rubble side	0.028	0.030	0.035
e. Stony bottom and weedy banks	0.025	0.035	0.040
f. Cobble bottom and clean sides	0.030	0.040	0.050
3. Dragline-excavated or dredged			
a. No vegetation	0.025	0.028	0.033
b. Light brush on banks	0.035	0.050	0.060
4. Rock cuts			
a. Smooth and uniform	0.025	0.035	0.040
b. Jagged and irregular	0.035	0.040	0.050
5. Channels not maintained, weeds and brush			
a. Clean bottom, brush on sides	0.040	0.050	0.080
b. Same as above, highest stage of flow	0.045	0.070	0.110
c. Dense weeds, high as flow depth	0.050	0.080	0.120
d. Dense brush, high stage	0.080	0.100	0.140

Valori del coefficiente di Manning

Le perdite per espansione o contrazione della corrente sono calcolate come aliquota della differenza di altezza cinetica tra due sezioni successive.

Per il calcolo delle perdite di energia, tra due sezioni, si fa riferimento ad opportuni valori di coefficienti.

I valori da assumere per detti coefficienti dipendono dal tipo di corrente e dalle variazioni, che si verificano lungo il canale, della sezione trasversale.

Per una corrente lenta, i coefficienti sono riportati nella seguente tabella, in funzione della variazione della sezione:

SEZIONE	Restringimento (contraction)	Allargamento (Expansion)
Variazioni trascurabili di sezione	0.0	0.0
Variazioni graduali di sezione	0.1	0.3
Presenza di un ponte/attraversamento	0.3	0.5
Brusche variazioni di sezioni	0.6	0.8

Valori del coefficiente delle perdite per espansione o contrazione

Il valore massimo che può essere assunto per i coefficienti in esame è 1.

Sperimentalmente si è visto che, per correnti veloci, i valori dei coefficienti devono essere minori rispetto a quelli delle correnti lente, poiché, a piccole variazioni di livello, corrispondono grandi variazioni di velocità. Se si usano i coefficienti, relativi alle correnti lente, per le correnti veloci, si ha una sovrastima delle perdite di energia ed oscillazioni nel calcolo del profilo del pelo libero.

Nei canali artificiali, nei quali non si verificano variazioni di sezione, i coefficienti, per correnti veloci, possono essere considerati pari a zero.

Ad ogni modo a meno di particolari condizioni, è preferibile utilizzare i valori predefiniti nel codice HEC RAS.

In questo caso studio è stato considerato un coefficiente di contrazione pari a 0.1 e un coefficiente di espansione pari a 0.3 mentre in presenza di ponti e attraversamenti si è utilizzato coefficiente di contrazione pari a 0.3 e un coefficiente di espansione pari a 0.5.

1.1.3 Ipotesi di base e limitazioni del codice Hec-Ras

In virtù delle equazioni poste alla base del codice di calcolo, con specifico riferimento alla sussistenza della condizione di moto permanente, il codice di calcolo HEC-RAS si basa sulla validità delle seguenti ipotesi:

1. la portata è costante nel tempo nei vari tratti di canale/alveo (steady flow);
2. Il moto della corrente idrica è monodimensionale;
3. Il canale/alveo ha una pendenza sufficientemente piccola da poter ritenere che tiranti idrici siano misurabili secondo una direzione verticale, piuttosto che ortogonalmente alla linea di fondo;
4. La corrente è gradualmente variata.

Ovviamente, l'ipotesi di moto permanente preclude la possibilità di considerare idrogrammi variabili nel tempo sia in termini input che come output del codice di calcolo.

Tale circostanza risulta comunque essere cautelativa ai fini della valutazione della capacità idrovettrici del reticolo idrografico e, quindi, della delimitazione delle aree soggette a fenomeni di allagamento.

L'ipotesi di corrente idrica gradualmente varia, oltre che monodimensionale, limita la possibilità di analizzare fenomeni idraulici in cui queste ipotesi perdono di validità

1.1.4 Equazione di base per il calcolo del profilo di corrente (Steady flow)

Il profilo del pelo libero in condizioni di moto stazionario è calcolato, tra una sezione trasversale e quella successiva, risolvendo l'equazione dell'energia, con una procedura iterativa.

L'equazione dell'energia è la seguente:

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

dove:

Y_1, Y_2 = altezza d'acqua nella sezione trasversale;

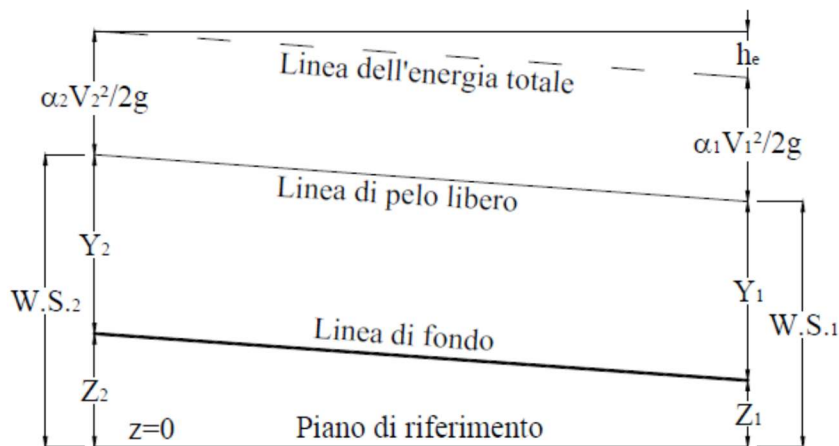
Z_1, Z_2 = quota del fondo del canale, rispetto ad un generico piano orizzontale di riferimento;

V_1, V_2 = velocità media di portata;

α_1, α_2 = coefficienti di ragguaglio delle potenze cinetiche;

g = accelerazione di gravità;

h_e = perdita di energia.



Rappresentazione delle perdite di energia

La somma di Z e Y, che rappresenta la quota del pelo libero rispetto ad un piano orizzontale di riferimento, viene indicata con il termine W.S. (Water Stage).

La perdita di energia (h_e) tra due sezioni trasversali è costituita da due aliquote: una dovuta all'attrito ed una dovuta all'espansione o contrazione della corrente.

L'equazione della perdita di energia è la seguente:

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

dove:

L = distanza tra le due sezioni;

S_f = perdita di energia per unità di lunghezza, che può essere vista come la pendenza della linea rappresentativa delle perdite di energia per attrito;

C = coefficiente per le perdite di espansione o contrazione.

1.1.5 Valutazione delle perdite di energia

La perdita di energia per attrito è calcolata con la seguente formula:

$$h_{fe} = L * S_f \quad (3)$$

La cadente S_f è determinata con la formula di Manning.

$$V = \frac{R^{2/3} S_f^{1/2}}{n} \quad (4)$$

I valori da assegnare al coefficiente n di scabrezza di Manning sono stati tabellati nei precedenti paragrafi.

La perdita di energia, dovuta alla contrazione o espansione della corrente, è calcolata mediante la relazione:

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (5)$$

dove C = coefficiente di espansione o contrazione.

Il programma presume che si verifichi una contrazione ogni qual volta che la velocità nella sezione di valle è maggiore della velocità nella sezione di monte.

Viceversa, quando la velocità nella sezione di monte è maggiore della velocità nella sezione di valle, il programma suppone che verifichi un'espansione.

I valori da assegnare al coefficiente C di espansione o contrazione sono quelli imposti dal programma.

1.1.6 Procedura di calcolo

Per la determinazione del profilo è, naturalmente, necessario assegnare le condizioni al contorno, le quali saranno definite: a valle, nel caso di corrente lenta, a monte, nel caso di corrente veloce e, sia a valle che a monte, per una corrente mista.

Diverse sono le tipologie di condizioni che possono essere scelte (quota del pelo libero, altezza di stato critico, tirante di moto uniforme, scala di deflusso).

Il procedimento adottato per la determinazione dei profili è di tipo iterativo con cui viene risolta l'equazione di conservazione dell'energia per la determinazione della quota di pelo libero (WS) incognita,

dove $WS=Z+Y$, tale procedura si articola nei seguenti punti:

1. si ipotizza un valore dell'altezza idrica, di primo tentativo, nella sezione in cui tale altezza è incognita (di monte o di valle a seconda che si tratti rispettivamente di una corrente veloce o lenta);
2. sulla base del valore di altezza ipotizzato e della portata assegnata si valutano i valori della velocità media, conducibilità idraulica e l'altezza cinetica nella sezione;
3. con i valori determinati ai passi precedenti si valuta la cadente piezometrica media e si risolve l'equazione nella variabile delle perdite di carico;
4. con i valori determinati ai passi precedenti si risolve l'equazione nell'incognita altezza idrica (quota della superficie idrica alle due estremità del tronco);
5. si confronta il valore così ottenuto con quello ipotizzato e si procede ripetendo i punti dall'1 al 4 fintantoché la differenza tra tali valori sia inferiore ad un prefissato valore di tolleranza.

Una volta determinata l'altezza d'acqua incognita è necessario verificare che quest'ultima corrisponda ad una corrente lenta (se nella sezione di partenza è lenta), oppure veloce.

1.1.7 Condizioni al contorno

La determinazione delle condizioni al contorno, cioè l'assegnazione, in una determinata sezione, di un valore noto del livello idrico da cui far procedere il calcolo dei livelli incogniti (partendo da valle se la corrente è subcritica o, viceversa, da monte se la corrente è supercritica) risulta uno dei passaggi più difficili e maggiormente affetti da incertezza nella simulazione delle correnti idriche in corsi d'acqua naturali.

Le possibili condizioni da assegnare sono, essenzialmente, tre:

1. un livello idrico noto;
2. il livello di moto uniforme per l'assegnata portata e pendenza di fondo nota;
3. il livello di stato critico per l'assegnata portata.

La prima condizione, da preferire quando è possibile, si verifica quando il corso d'acqua in esame è collegato ad un recipiente idrico (corso d'acqua maggiore, lago o mare) il cui livello possa considerarsi invariante nel tempo. Tale condizione al contorno è quella che è stata presa in considerazione in questo caso studio.

La stessa condizione può essere applicata quando il livello da assegnare sia noto perché misurato in situ.

Quando non sia disponibile un valore noto del livello, è possibile ipotizzare l'instaurarsi delle condizioni di moto uniforme nel tratto a valle (per le correnti lente) o in quello a monte (per le correnti veloci).

Tale condizione potrebbe però risultare affetta da errore elevato in quanto i corsi d'acqua naturali sono, per la loro intrinseca estrema variabilità, sempre molto lontani dalle condizioni ideali del moto uniforme.

Più facilmente nei corsi d'acqua naturali, si possono trovare situazioni morfologiche per le quali si stabiliscono per la corrente condizioni di deflusso in stato critico, o in altri termini costituiscono sezioni di controllo dal punto di vista idraulico.

Ciò accade, ad esempio, in corrispondenza di restringimenti dovuti ad un attraversamento, di una soglia di fondo o di un salto di fondo, ecc.

Quindi le sezioni estreme dei tratti dei corsi d'acqua, sia a monte che a valle, dovrebbero essere rilevate, per quanto possibile, in corrispondenza di tali situazioni, così da facilitare l'individuazione delle condizioni al contorno da assegnare.

Una strategia che può essere adottata, quando non si hanno elementi sufficienti per assegnare le condizioni al contorno con limitata incertezza è quella di prolungare il tratto in studio verso monte e verso valle, rispettivamente per correnti veloci e correnti lente.

In tal modo la condizione al contorno viene assegnata lontano dal tratto di effettivo interesse.

Errori di valutazione nei livelli idrici da assegnare esercitano, in questo modo, una minore influenza sui valori delle caratteristiche idrometriche nel tratto considerato.

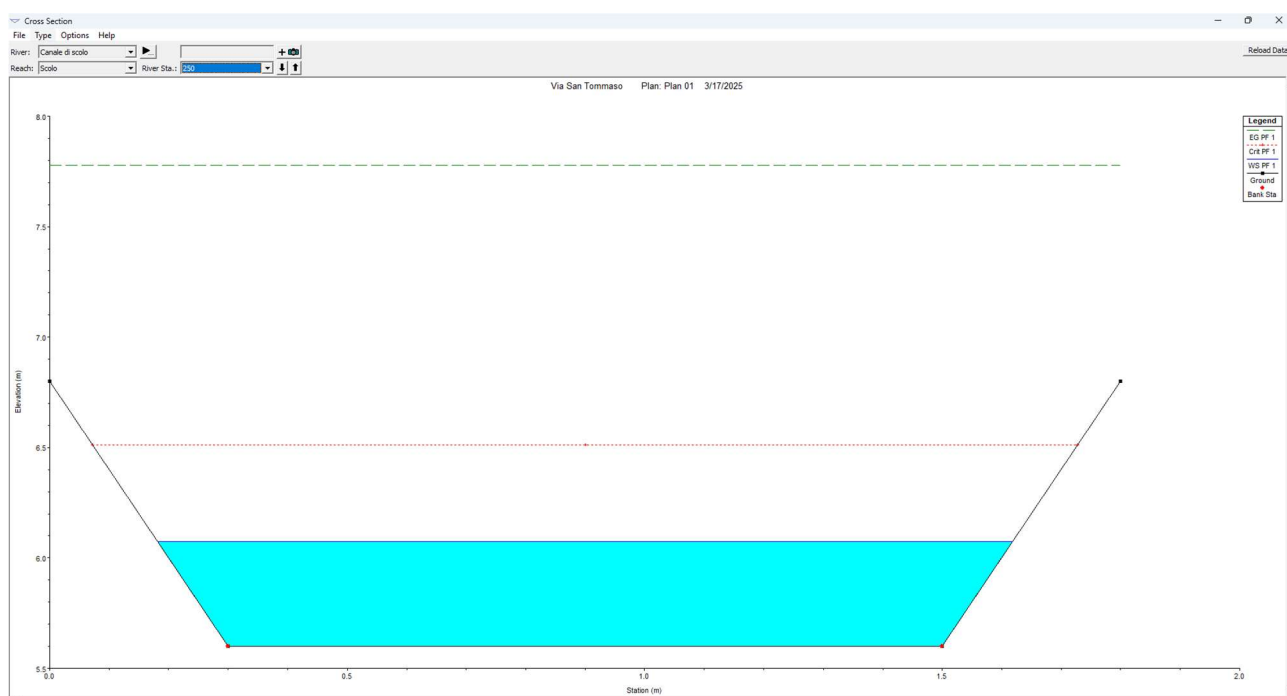
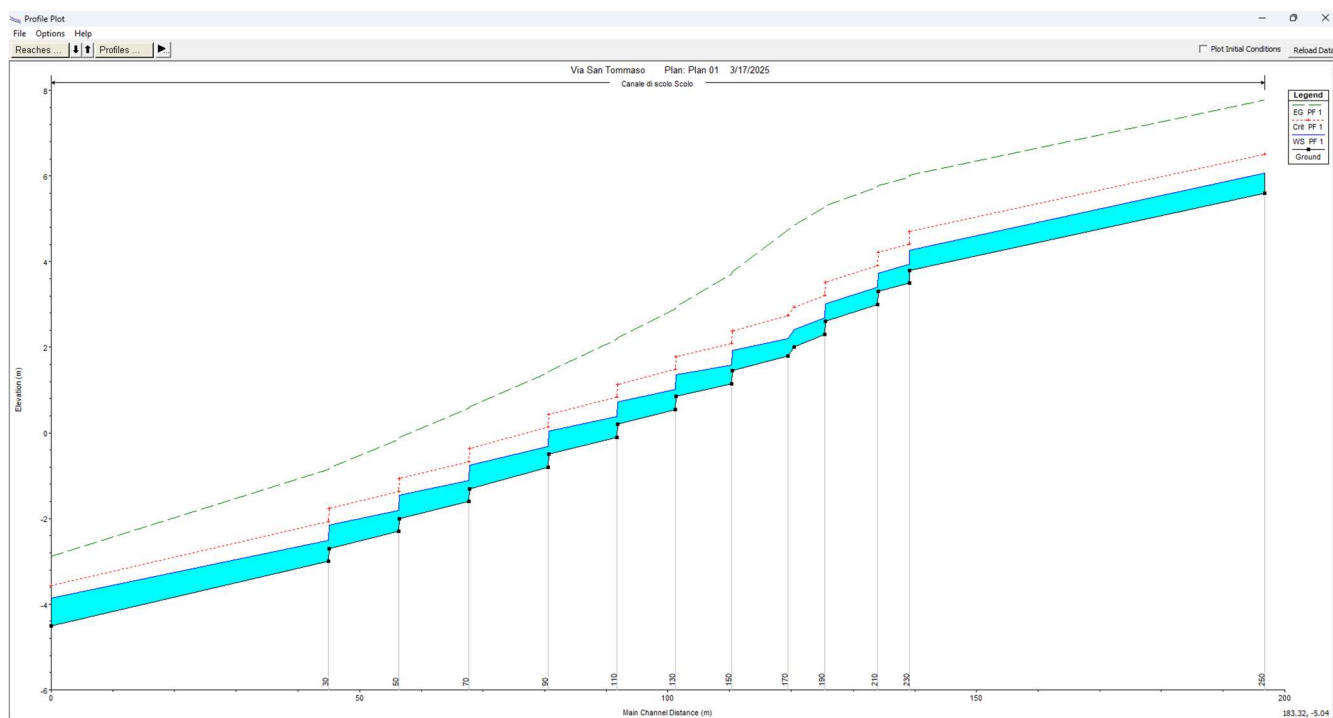
La lunghezza di prolungamento a valle o a monte richiesta per smorzare gli effetti di variazioni sulle condizioni al contorno dipende da diversi fattori fisici quali ad esempio la portata, la scabrezza, la pendenza e la geometria della sezione.

È da sottolineare che quasi mai è possibile stabilire a priori il regime con cui si svolge il moto, soprattutto in corsi d'acqua naturali, dove per la estrema irregolarità della geometria si possono verificare vari cambiamenti di regime.

È necessario, quindi, assegnare sempre entrambe le condizioni al contorno, a monte e a valle, e verificare a posteriori se la condizione assegnata ha avuto o meno influenza sul profilo di corrente.

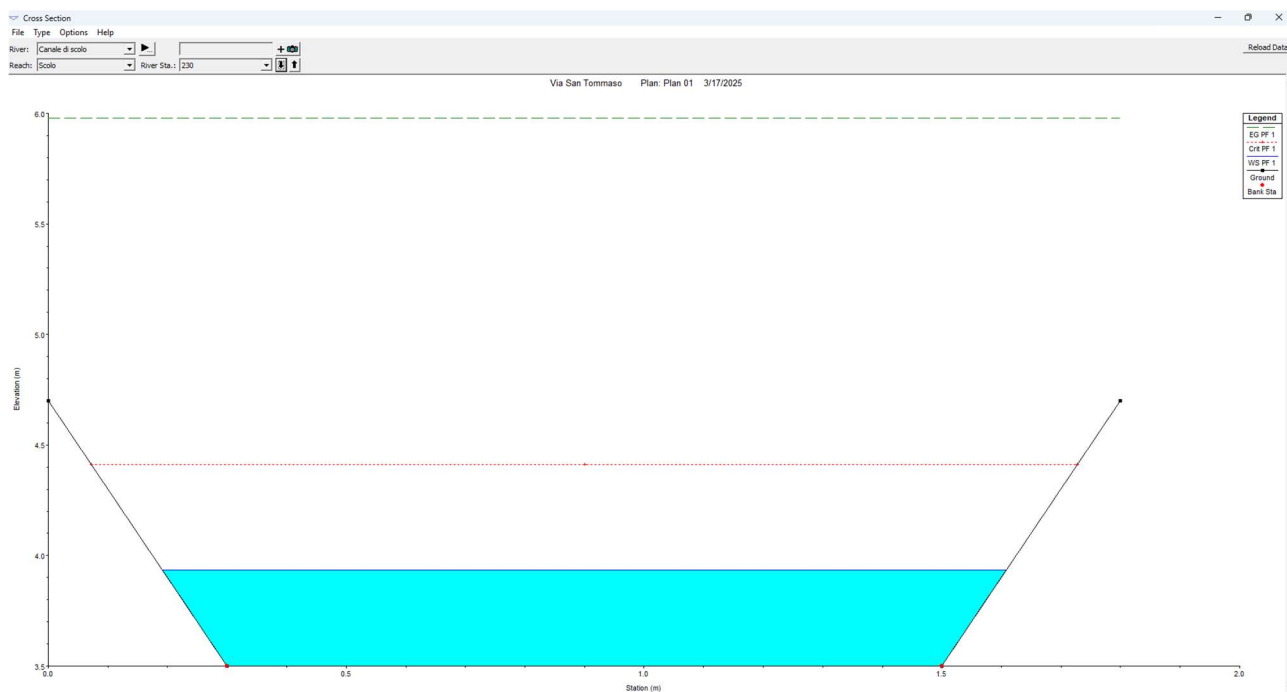
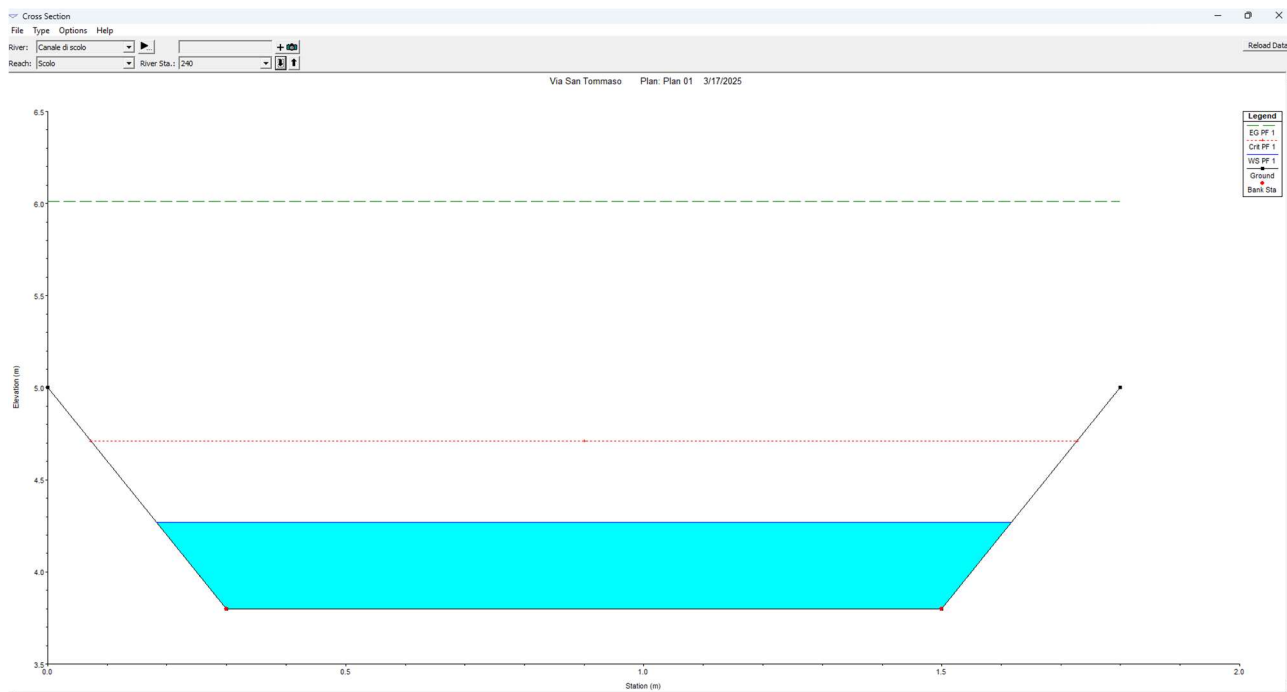
Nel caso in esame, come condizioni al contorno di monte e di valle, sono state assegnate la normal depth.

1.1.8 Analisi dei risultati



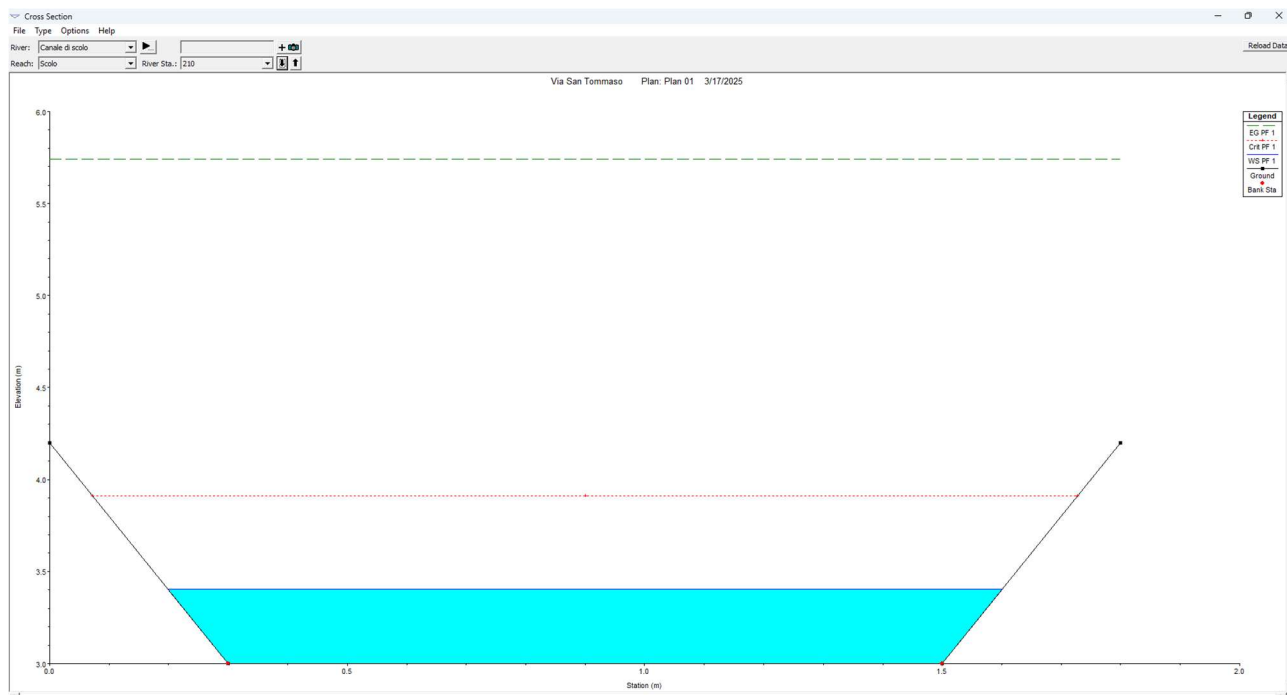
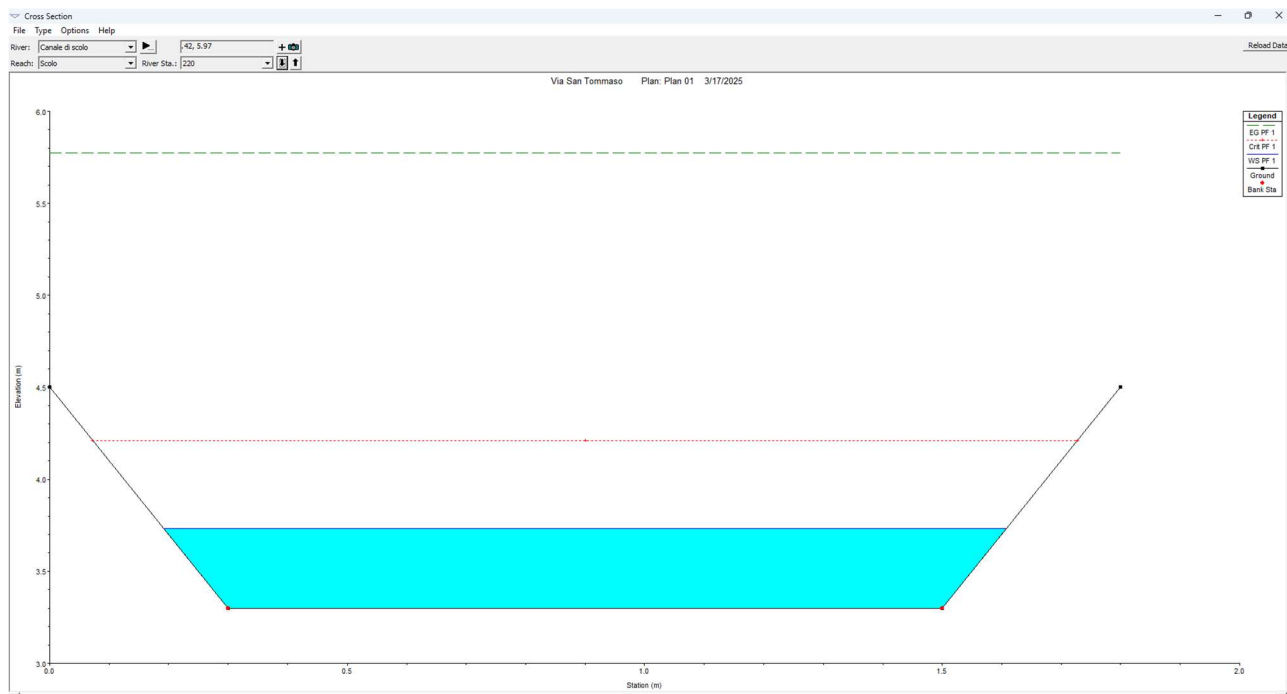
INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI



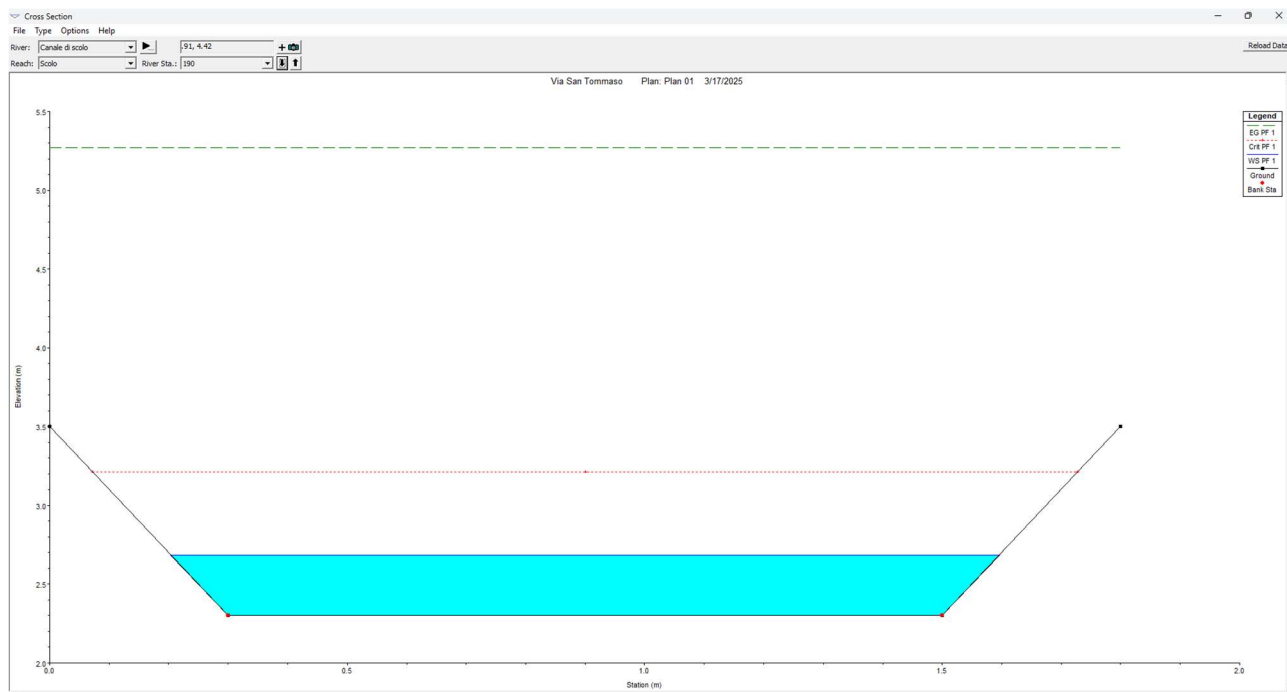
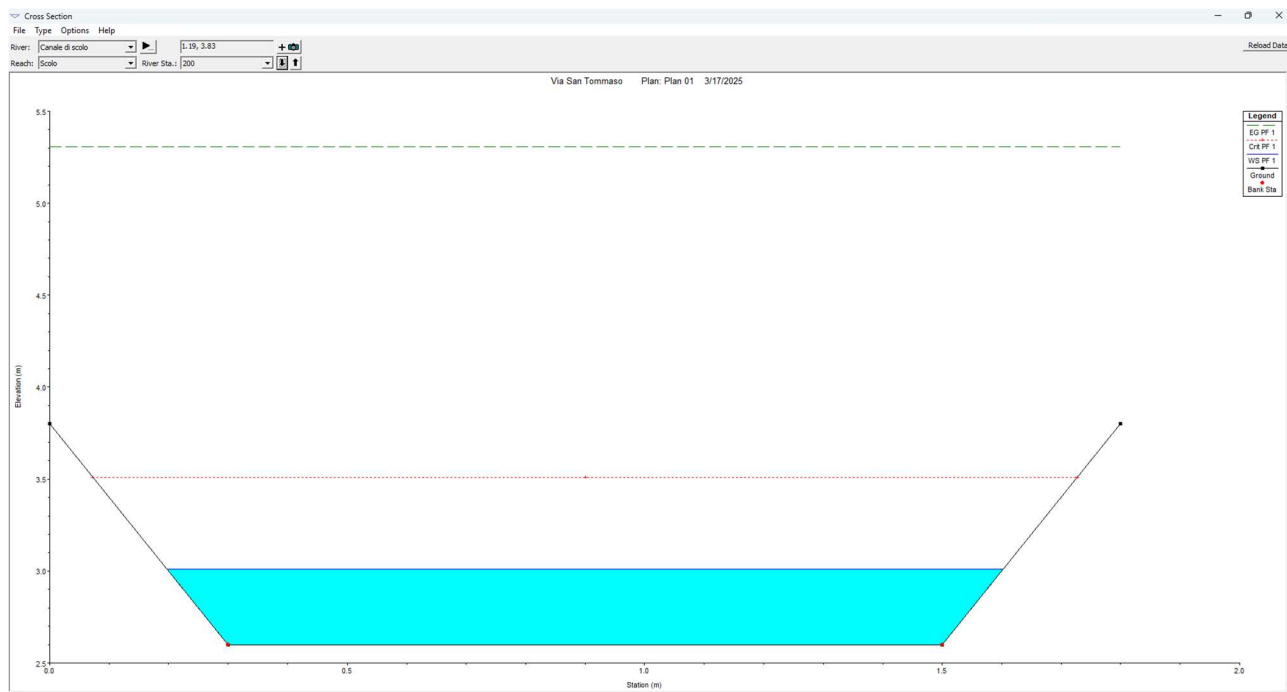
INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAIO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI



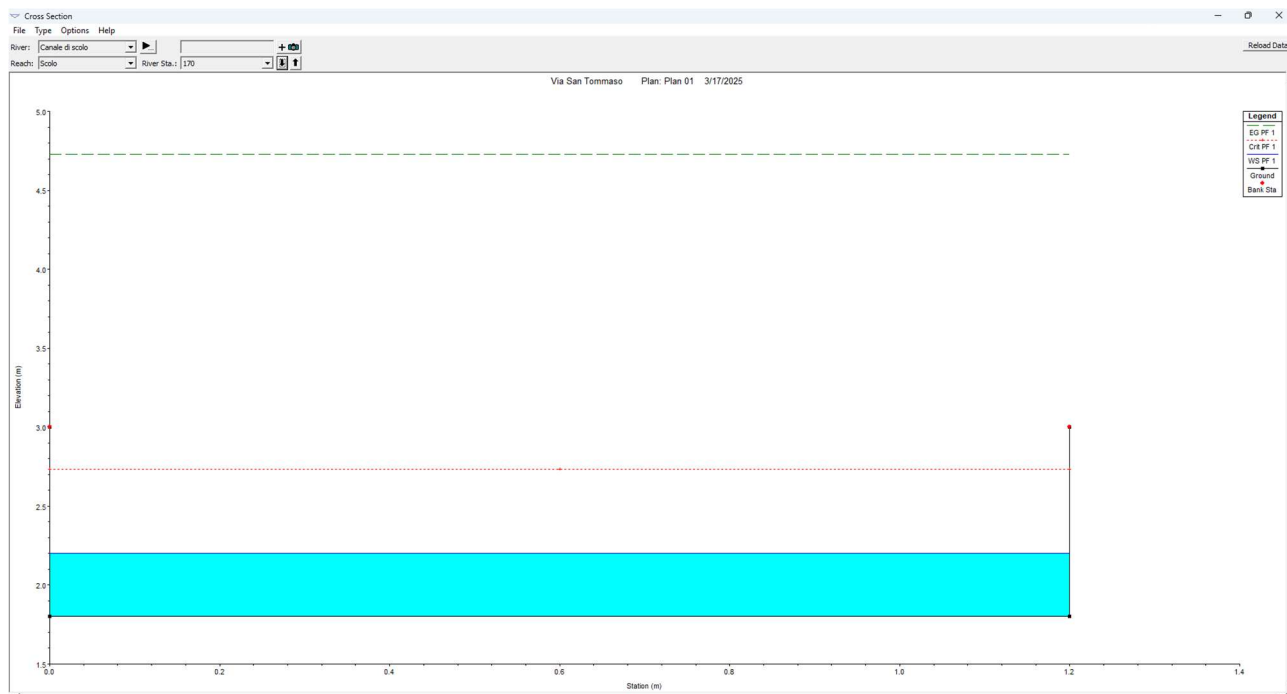
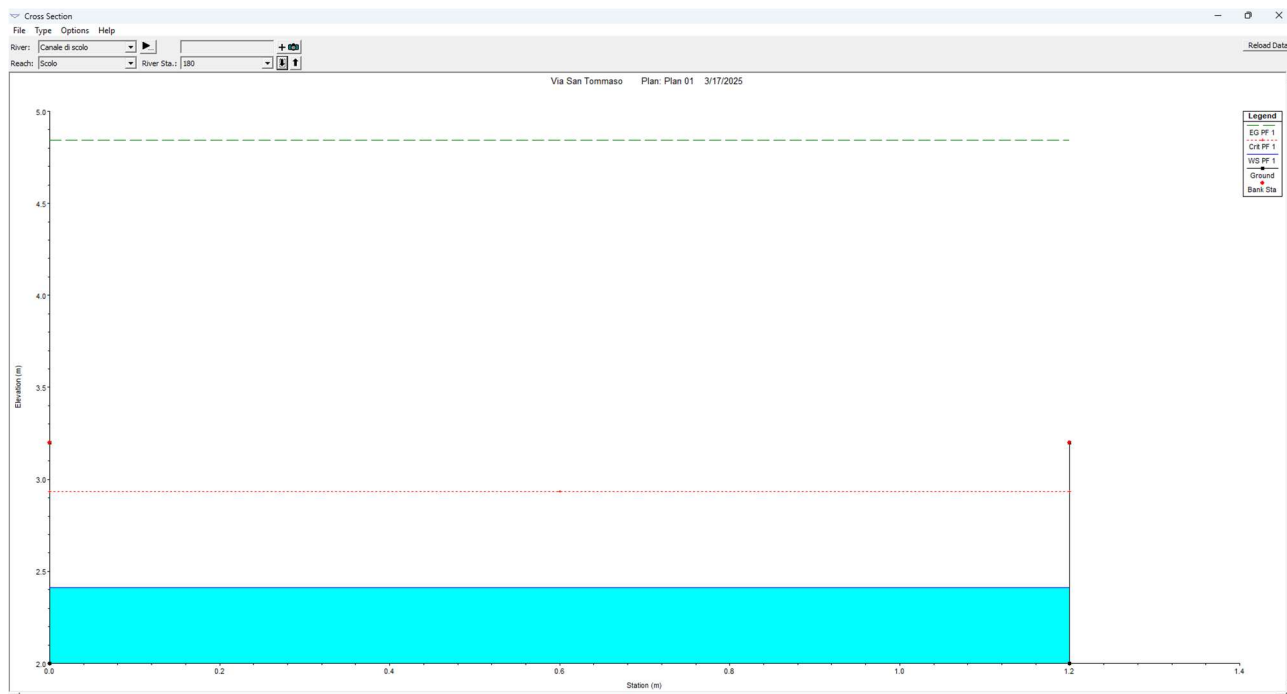
INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAIO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI



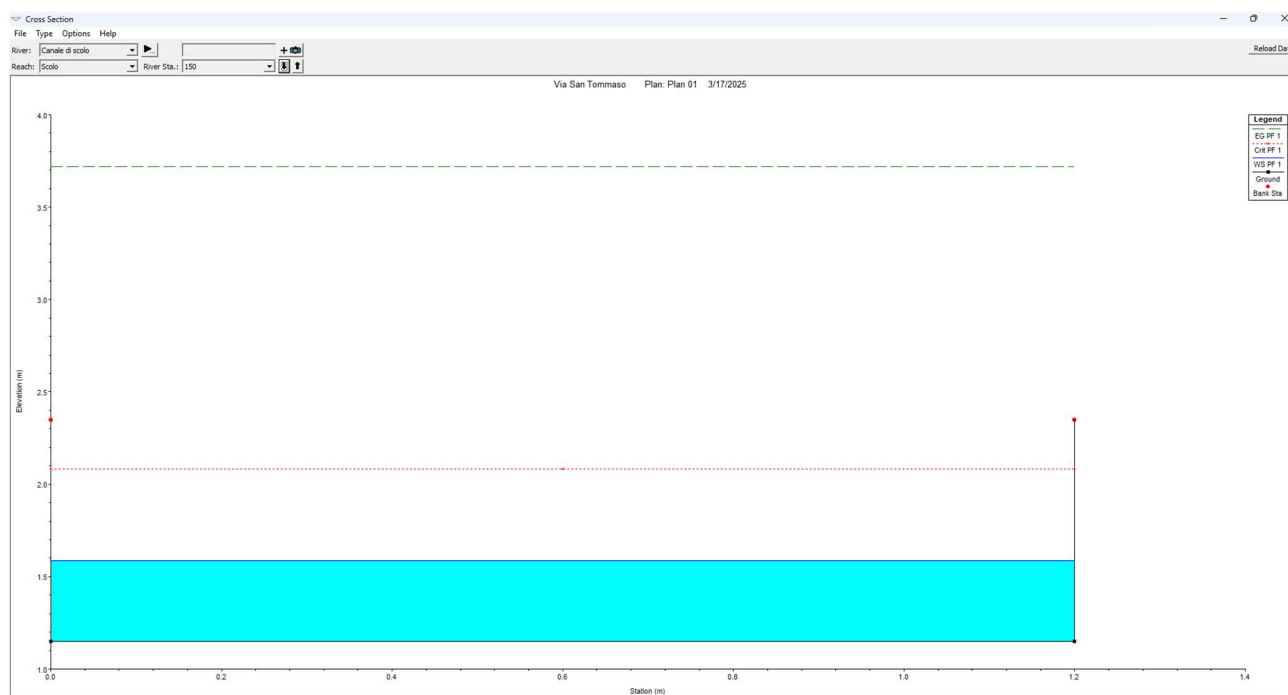
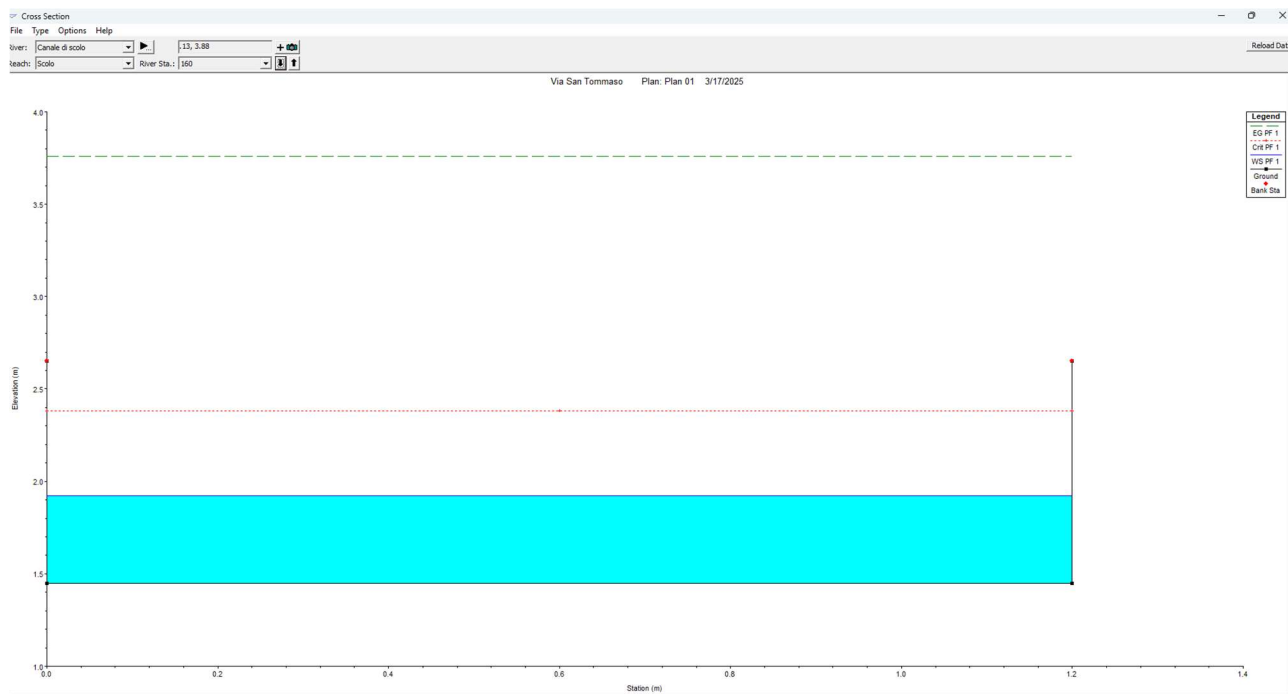
INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAIO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI



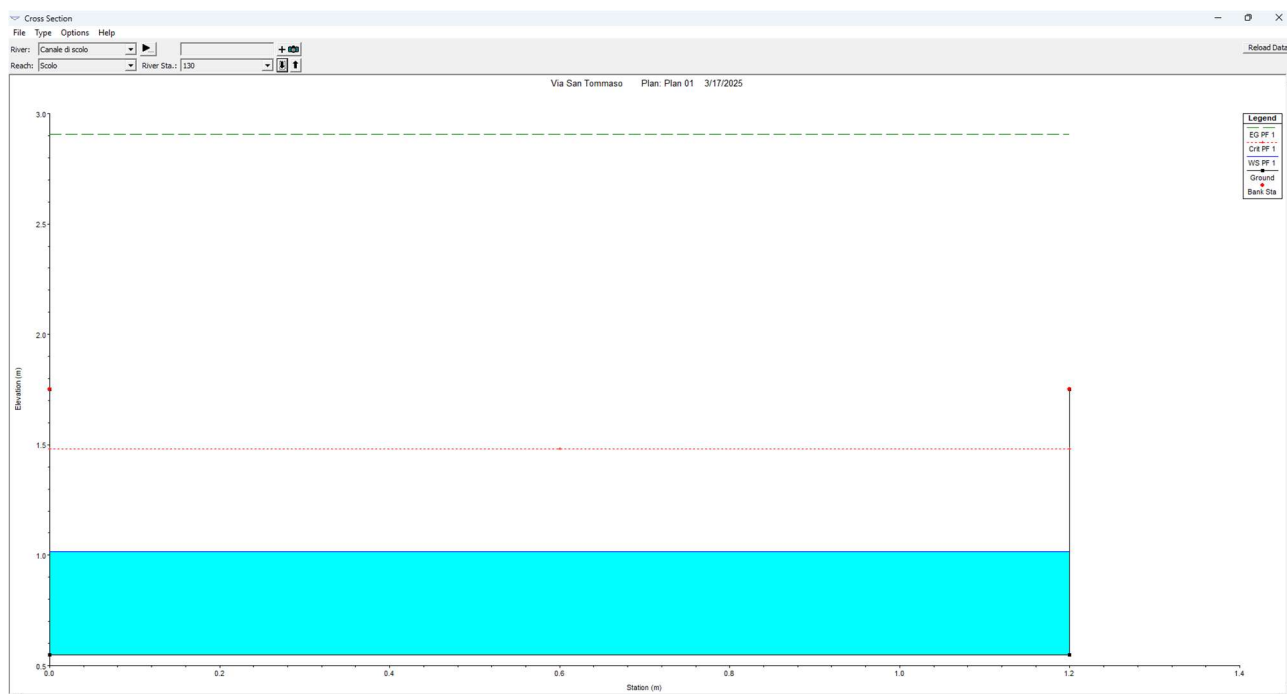
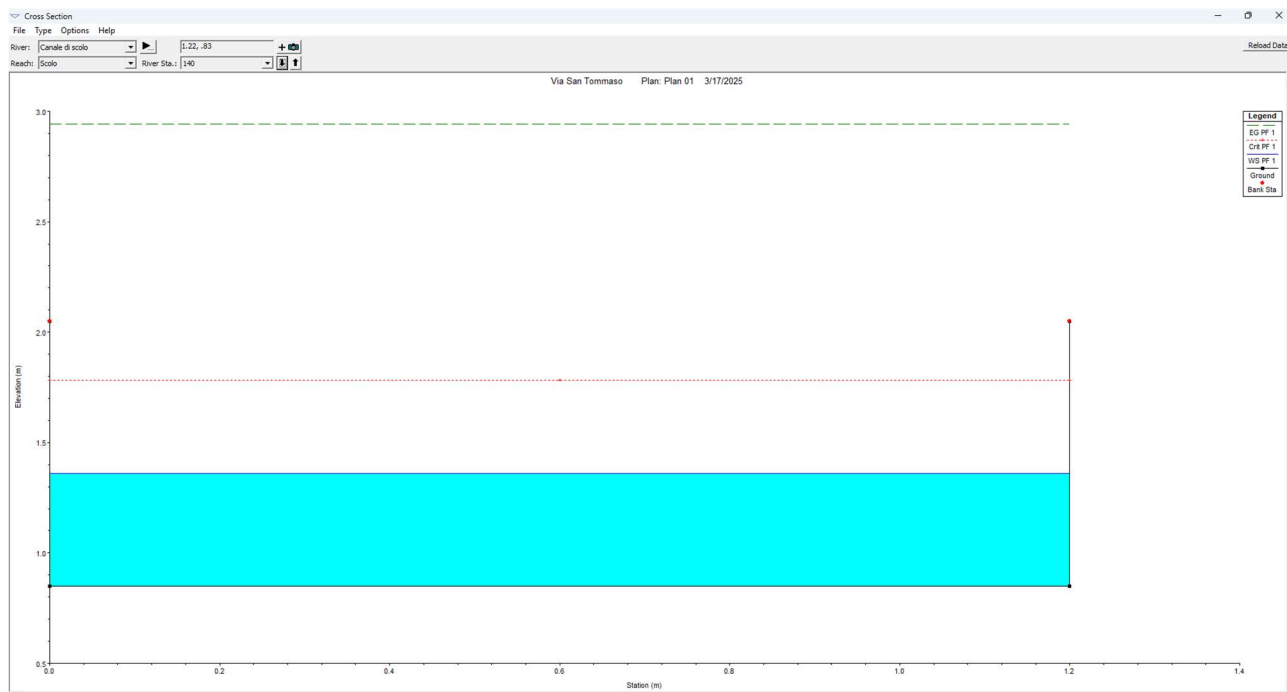
INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAIO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

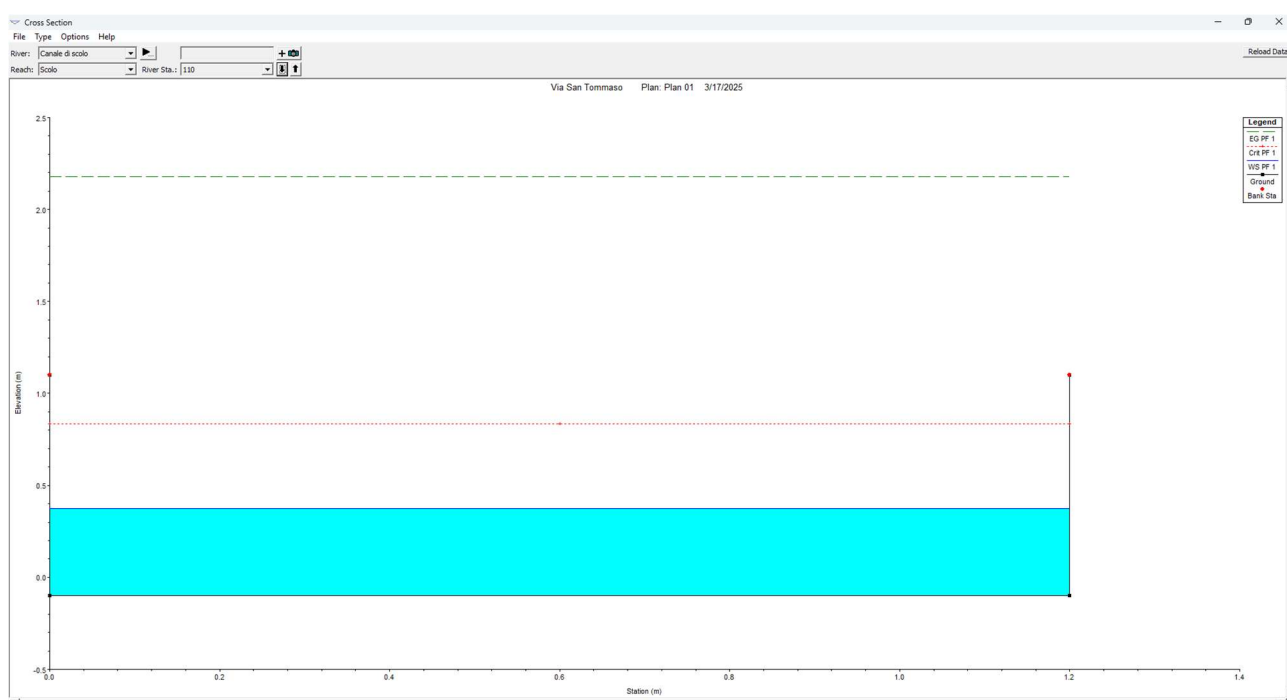
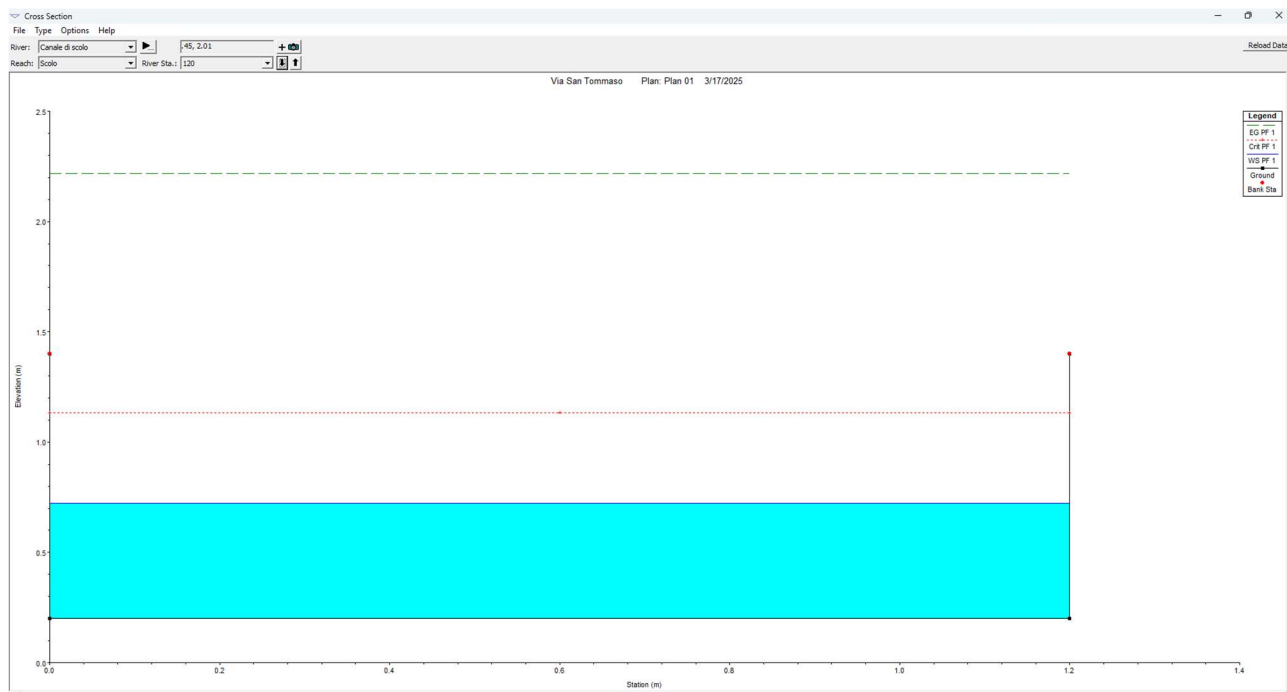
RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI



INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAIO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

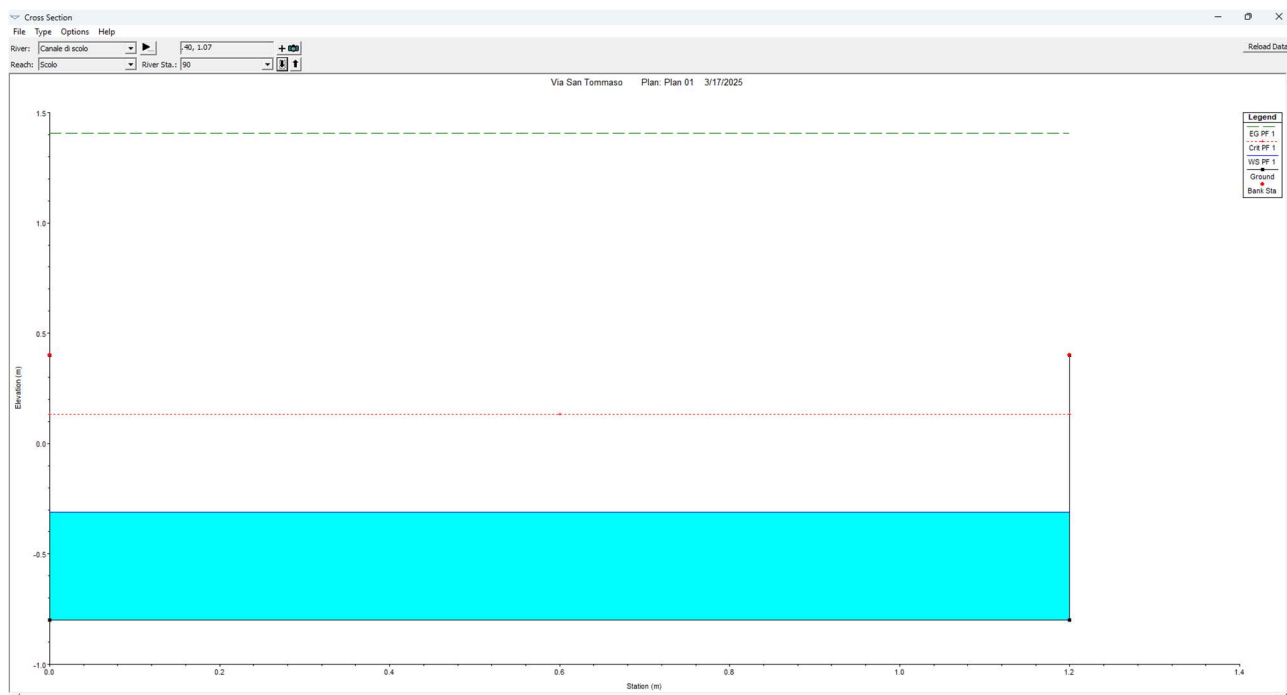
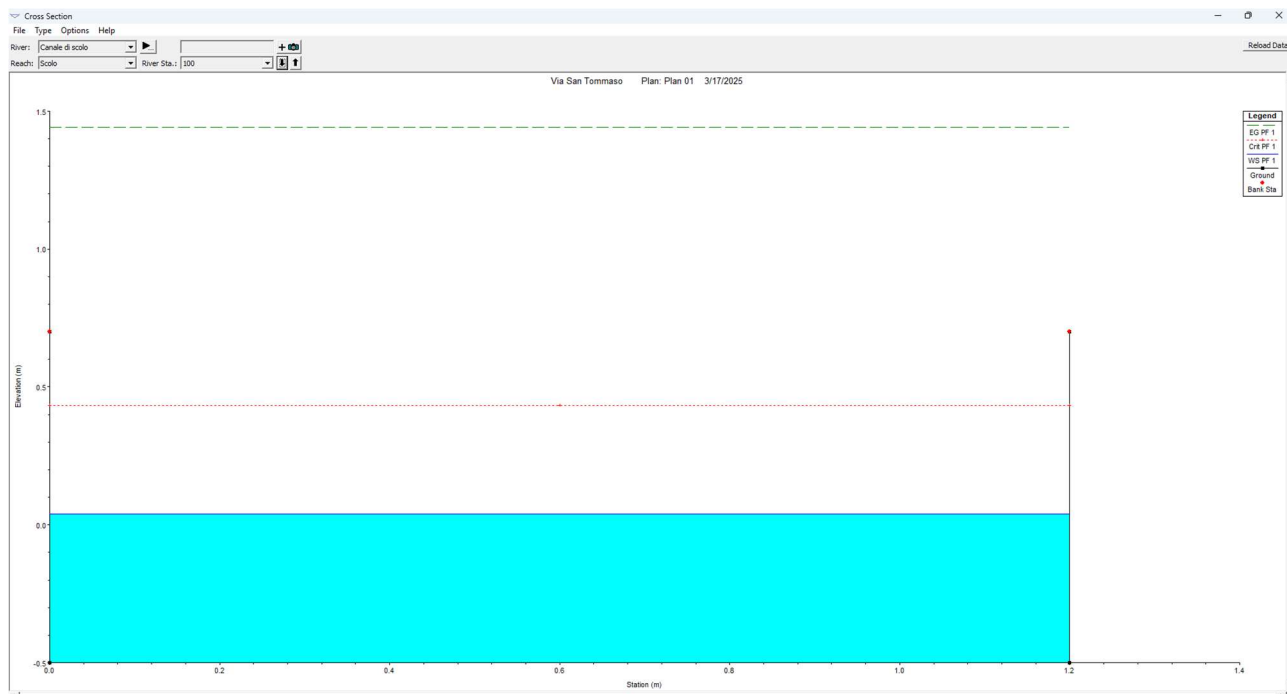
RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI





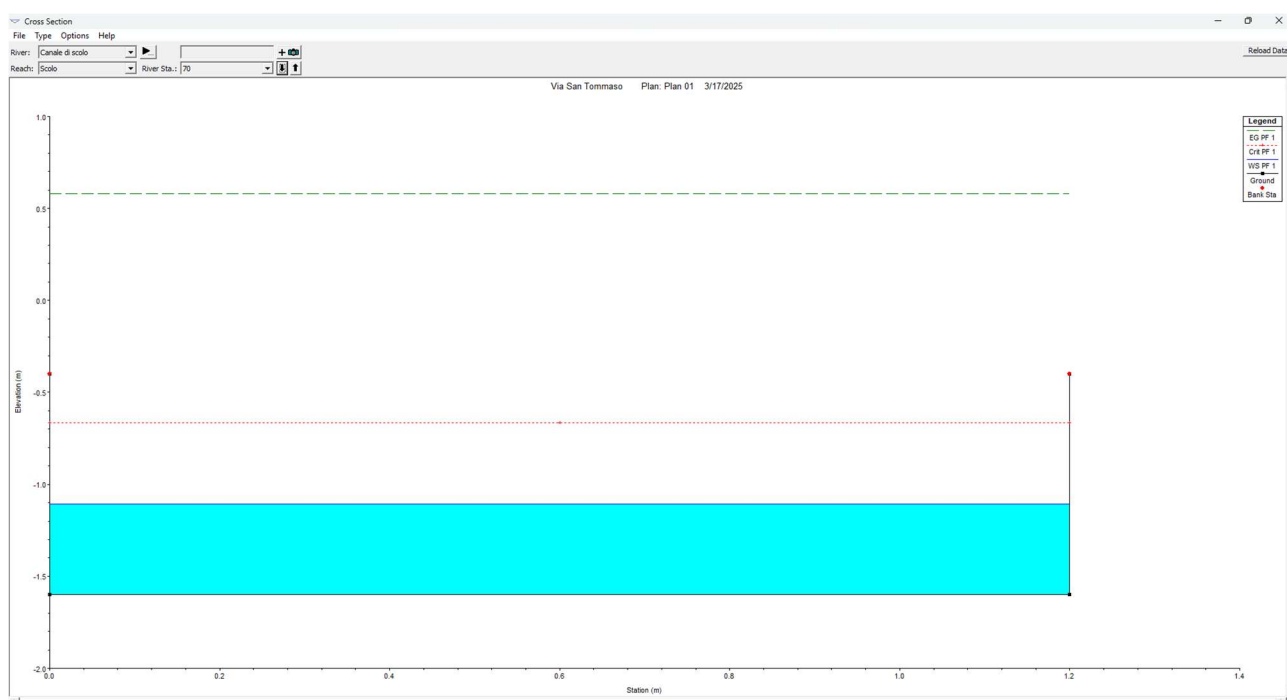
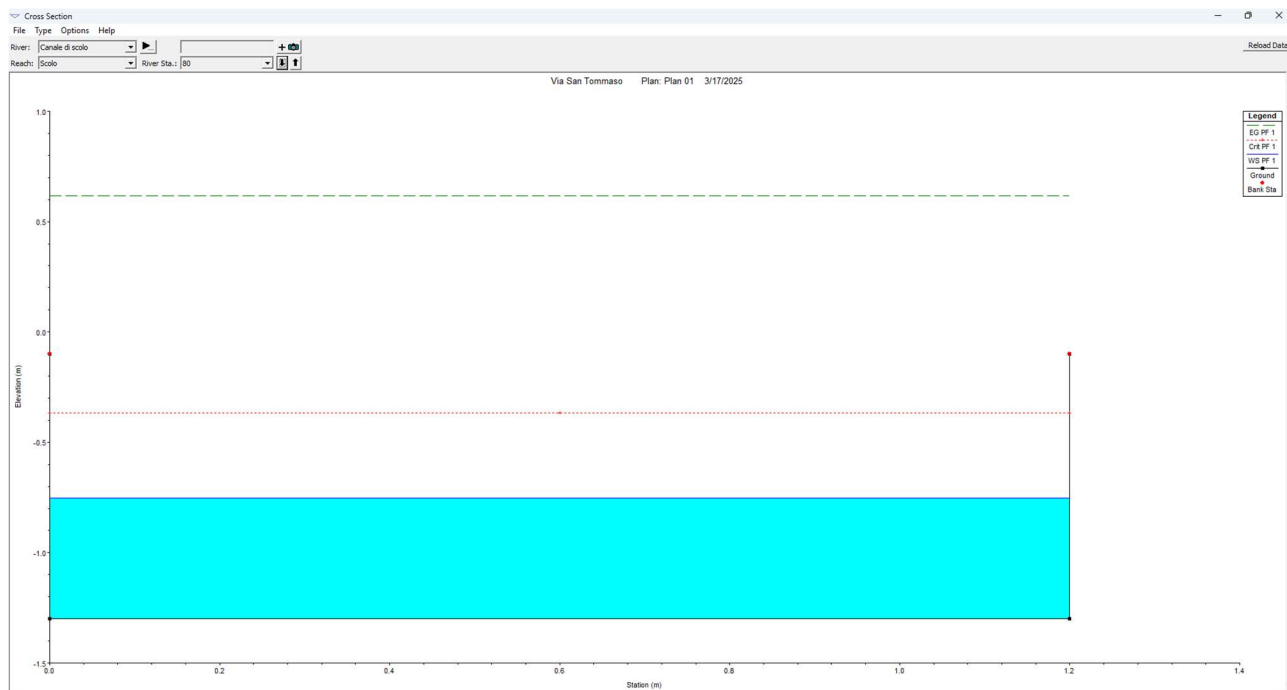
INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAIO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI



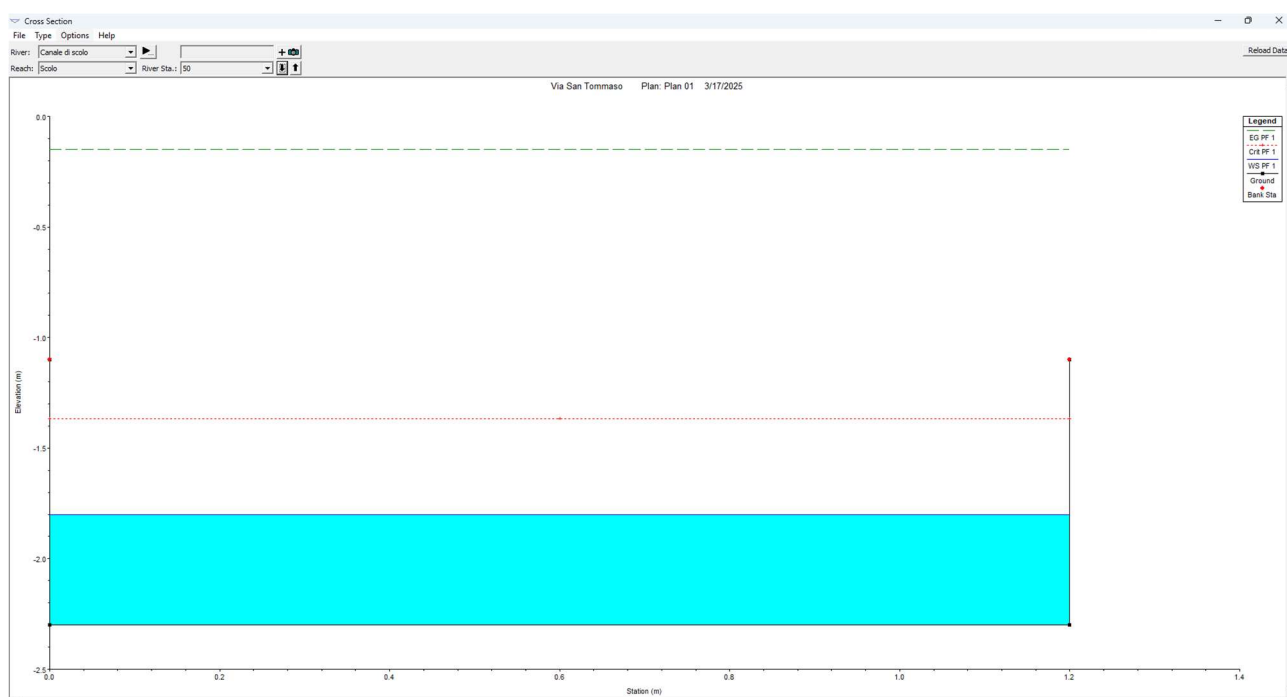
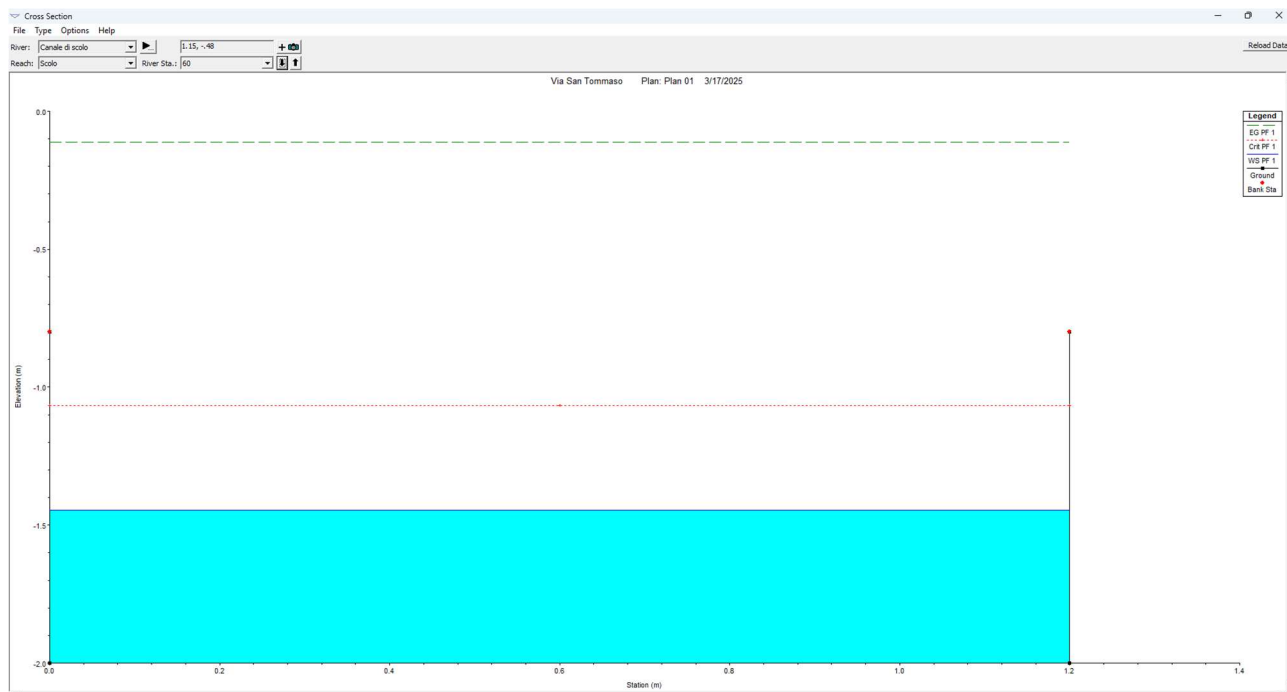
INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAIO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI



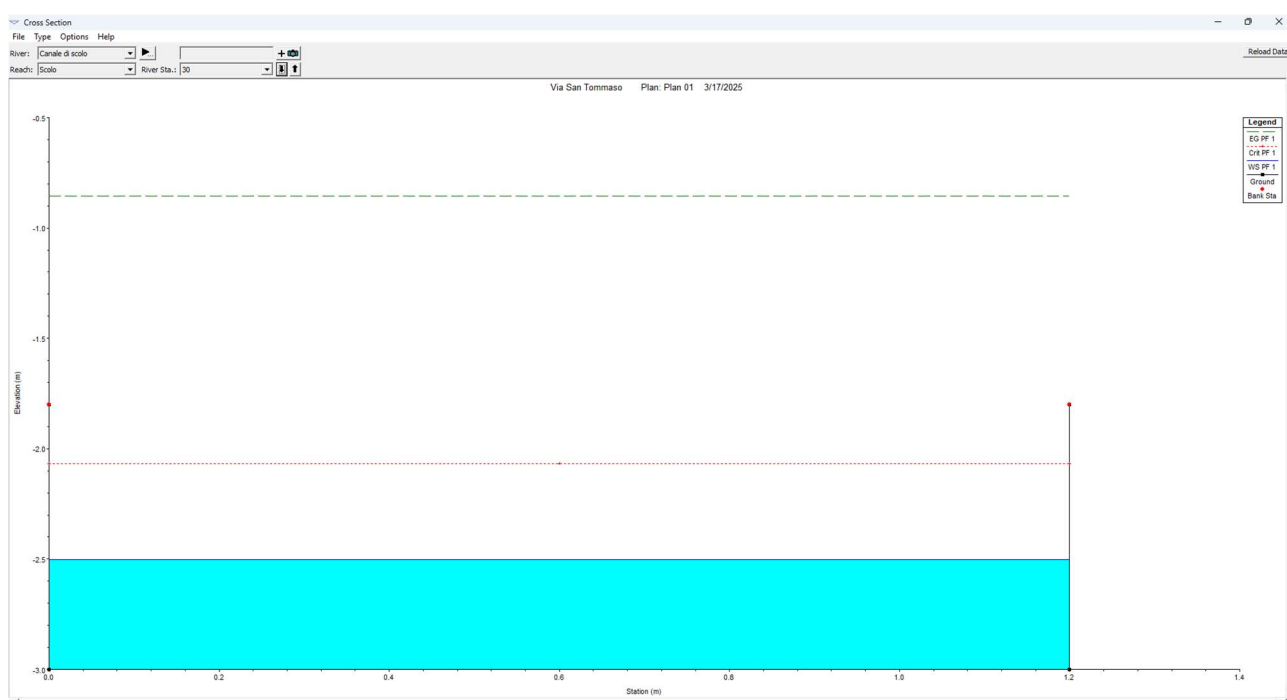
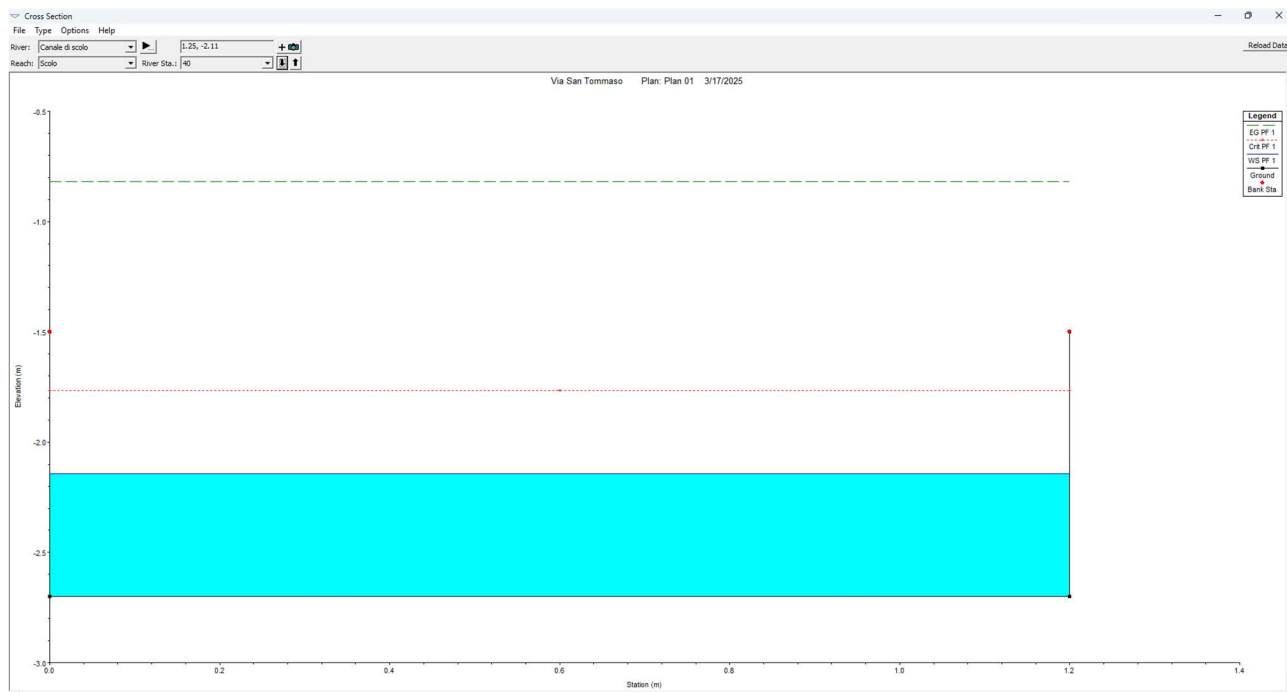
INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAIO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI



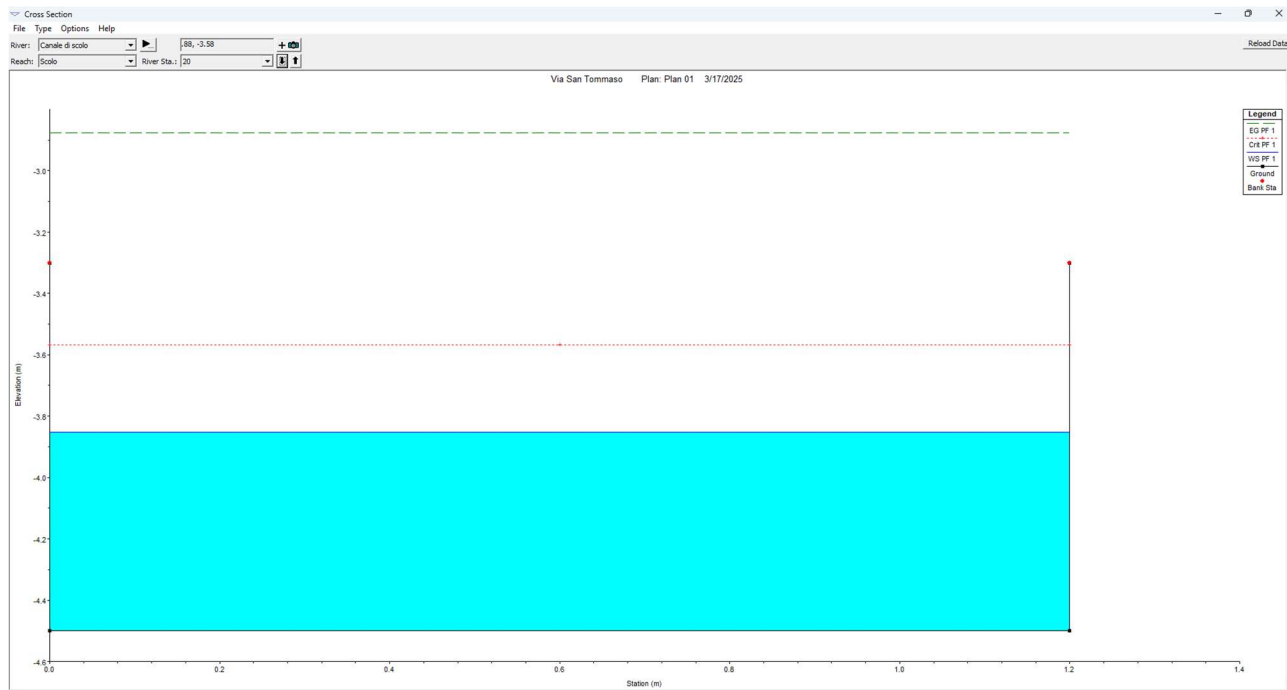
INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAIO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI



INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL RAO IN LOCALITA' PALOMBAIA – CUP B84D24000030001 - CIG B351F0668C

RELAZIONE IDRAULICA E RISULTATI DELLE MODELLAZIONI



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
Scolo	250	PF 1	3.40	5.60	6.07	6.51	7.78	0.030043	5.85	0.62	1.44	2.71
Scolo	240	PF 1	3.40	3.80	4.27	4.71	6.01	0.031203	5.91	0.62	1.43	2.76
Scolo	230	PF 1	3.40	3.50	3.93	4.41	5.98	0.040448	6.40	0.57	1.42	3.10
Scolo	220	PF 1	3.40	3.30	3.73	4.21	5.78	0.040358	6.39	0.57	1.42	3.10
Scolo	210	PF 1	3.40	3.00	3.41	3.91	5.74	0.050255	6.83	0.53	1.40	3.42
Scolo	200	PF 1	3.40	2.60	3.01	3.51	5.31	0.048898	6.78	0.53	1.40	3.38
Scolo	190	PF 1	3.40	2.30	2.69	3.21	5.27	0.059351	7.18	0.50	1.39	3.69
Scolo	180	PF 1	3.40	2.00	2.41	2.93	4.84	0.101645	6.91	0.49	1.20	3.44
Scolo	170	PF 1	3.40	1.80	2.20	2.73	4.73	0.107020	7.04	0.48	1.20	3.54
Scolo	160	PF 1	3.40	1.45	1.92	2.38	3.76	0.068871	6.00	0.57	1.20	2.79
Scolo	150	PF 1	3.40	1.15	1.59	2.08	3.72	0.084567	6.47	0.53	1.20	3.12
Scolo	140	PF 1	3.40	0.85	1.36	1.78	2.94	0.056236	5.57	0.61	1.20	2.50
Scolo	130	PF 1	3.40	0.55	1.02	1.48	2.90	0.071561	6.09	0.56	1.20	2.85
Scolo	120	PF 1	3.40	0.20	0.72	1.13	2.22	0.051913	5.41	0.63	1.20	2.39
Scolo	110	PF 1	3.40	-0.10	0.38	0.83	2.18	0.067143	5.95	0.57	1.20	2.75
Scolo	100	PF 1	3.40	-0.50	0.04	0.43	1.44	0.047647	5.24	0.65	1.20	2.28
Scolo	90	PF 1	3.40	-0.80	-0.31	0.13	1.41	0.062778	5.80	0.59	1.20	2.65
Scolo	80	PF 1	3.40	-1.30	-0.75	-0.37	0.62	0.046171	5.18	0.66	1.20	2.24
Scolo	70	PF 1	3.40	-1.60	-1.11	-0.67	0.58	0.061294	5.75	0.59	1.20	2.62
Scolo	60	PF 1	3.40	-2.00	-1.45	-1.07	-0.11	0.044548	5.11	0.66	1.20	2.19
Scolo	50	PF 1	3.40	-2.30	-1.80	-1.37	-0.15	0.059588	5.69	0.60	1.20	2.58
Scolo	40	PF 1	3.40	-2.70	-2.14	-1.77	-0.82	0.044169	5.10	0.67	1.20	2.18
Scolo	30	PF 1	3.40	-3.00	-2.50	-2.07	-0.86	0.059215	5.68	0.60	1.20	2.57
Scolo	20	PF 1	3.40	-4.50	-3.85	-3.57	-2.88	0.029412	4.38	0.78	1.20	1.74

1.2 VIA SAN SALVATORE

Gli interventi previsti in lungo Via San Salvatore, finalizzati alla regimentazione delle acque di piattaforma stradale e provenienti da uno scarico sulla strada, ad oggi incontrollato, consistono nella realizzazione di due vasche di calma, collegate da una tubazione di diametro 800 mm, il cui scopo è di ridurre le velocità e consentire così il deposito del materiale proveniente dal versante evitando che si propaghi verso la condotta causandone l'intasamento.

Lungo la sede stradale, sarà realizzato un canale a cielo aperto, con una griglia in testa, per il deflusso delle acque di versante e la raccolta di quelle di piattaforma, in sostituzione della canaletta in terra esistente la quale, a causa di scarsa manutenzione, non consente la corretta regimentazione.

Lo scarico avverrà verso l'impianto recettore già destinatario delle acque, senza alcuna variazione idraulica.

Le verifiche idrauliche sono state condotte in moto permanente utilizzando la legge di Chezy secondo cui:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Q = portata [mc/s];

A = area di deflusso [mq];

R = raggio idraulico [m];

S = pendenza;

n = coefficiente di Manning.

Con una pendenza di posa del canale del 2%, un coefficiente di Manning di 0.018 (pareti di cemento non perfette), la portata smaltibile con un grado di riempimento del 50% è di 2,29 mc/s > 1mc/s, pertanto, il canale risulta idraulicamente verificato.

CARATTERISTICHE SEZIONE			
H	1	Altezza	[m]
a	1	Base	[m]
Riemp	50%	Riempimento	%
h	0.5	Tirante	[m]
p	3%	Pendenza	[%]
n	0.015	Manning	[m ^{-1/3} s]
Materiale	Pareti di cemento in condizioni non perfette		
Q in	1		[mc/s]
RISULTATI			
Contorno bagnato	$P = a + 2 h$	2	[m]
Area di deflusso	$A = ah$	0.5	[mq]
Raggio idraulico	$R = A/P$	0.25	[m]
CAPACITA' SMALTIMENTO			
Altezza tirante idraulico =	0.5	m	
Portata	$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$	2.29	[mc/s]
Velocità	Q/A	4.58	[m/s]
FS	2.29	VERIFICATO	
FRANCO IDRAULICO	0.5	[m]	

H [m]	Contorno bagnato [m]	Area deflusso [mq]	Raggio idraulico [m]	Portata [mc/s]	Velocità [m/s]
0.1	1.2	0.1	0.08	0.22	2.20
0.2	1.4	0.2	0.14	0.63	3.16
0.3	1.6	0.3	0.19	1.13	3.78
0.4	1.8	0.4	0.22	1.69	4.24
0.5	2	0.5	0.25	2.29	4.58
0.6	2.2	0.6	0.27	2.91	4.86
0.7	2.4	0.7	0.29	3.55	5.08
0.8	2.6	0.8	0.31	4.21	5.26
0.9	2.8	0.9	0.32	4.88	5.42
1	3	1	0.33	5.55	5.55



1.3 VIA L'AQUILA

Gli interventi lungo Via L'Aquila consistono nel rifacimento del sistema di raccolta delle acque di piattaforma stradale, ad oggi non efficiente. Per ridurre le interferenze, si è scelto di percorrere il tracciato della rete esistente. Il sistema previsto sarà di tipo misto, con tratti realizzati con canali rettangolari aperti di dimensione interna 100 x 150, con griglia in testa per la raccolta anche delle acque provenienti dal bacino extrastradale e altri con tubazioni in PVC diametro 800 mm con rigidità anulare SN 16 per gli attraversamenti interrati. Lo scarico avverrà verso l'impianto recettore già destinatario delle acque, senza alcuna variazione idraulica.

Nella condizione più gravosa, la portata di progetto sarà pari a 1,20 mc/s, data dalla somma delle portate del bacino stradale e di quello extrastradale.

1.3.1 Canale rettangolare

Le verifiche idrauliche sono state condotte in moto permanente utilizzando la legge di Chezy secondo cui:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Q = portata [mc/s];

A = area di deflusso [mq];

R = raggio idraulico [m];

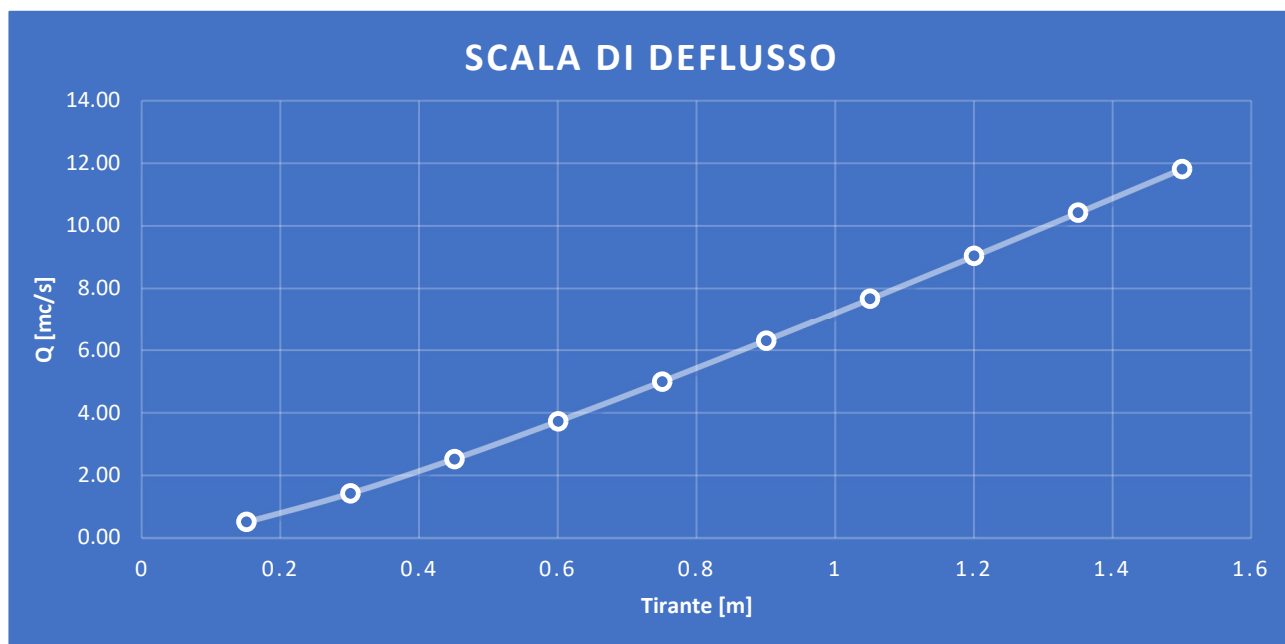
S = pendenza;

n = coefficiente di Manning.

Con una pendenza di posa del canale del 2%, un coefficiente di Manning di 0.018 (pareti di cemento non perfette), la portata smaltibile con un grado di riempimento del 50% è di 3,88 mc/s > 1,20 mc/s, pertanto, il canale risulta idraulicamente verificato.

CARATTERISTICHE SEZIONE			
h	1.5	Altezza	[m]
a	1.2	Base	[m]
Riemp	50%	Riempimento	%
h	0.75	Tirante	[m]
p	3%	Pendenza	[%]
n	0.015	Manning	[m ^{-1/3} s]
Materiale	Pareti di cemento in condizioni non perfette		
Q in	1,20		[mc/s]
RISULTATI			
Contorno bagnato	$P = a + 2 h$	2.7	[m]
Area di deflusso	$A = ah$	0.9	[mq]
Raggio idraulico	$R = A/P$	0.33	[m]
CAPACITA' SMALTIMENTO			
Altezza tirante idraulico =		0.75	m
Portata	$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$	5.00	[mc/s]
Velocità	Q/A	5.55	[m/s]
FS		4.16	VERIFICATO
FRANCO IDRAULICO		0.75	[m]

H [m]	Contorno bagnato [m]	Area deflusso [mq]	Raggio idraulico [m]	Portata [mc/s]	Velocità [m/s]
0.15	1.5	0.18	0.12	0.51	2.81
0.3	1.8	0.36	0.20	1.42	3.95
0.45	2.1	0.54	0.26	2.52	4.67
0.6	2.4	0.72	0.30	3.73	5.17
0.75	2.7	0.9	0.33	5.00	5.55
0.9	3	1.08	0.36	6.31	5.84
1.05	3.3	1.26	0.38	7.66	6.08
1.2	3.6	1.44	0.40	9.03	6.27
1.35	3.9	1.62	0.42	10.41	6.43
1.5	4.2	1.8	0.43	11.81	6.56



1.3.2 Tubazione in PVC

Analogamente, per il tratto di tubazione in PVC con diametro 800 mm, è stata utilizzata la legge di Chezy, riportando di seguito la verifica idraulica, considerando per il coefficiente di Manning PVC “vecchio” quindi una verifica a lungo termine e un riempimento del 70%.

CARATTERISTICHE SEZIONE			
d	0.8	di diametro	[m]
r	0.4	raggio	[m]
h	0.56	Tirante	[m]
p	2%	Pendenza	[%]
n	0.010	Manning	[m ^{-1/3} s]
Materiale	PVC vecchio		
Q in	1.2		[mc/s]
RISULTATI			
Angolo al centro		227.3	[°]
Contorno bagnato	$Pb = 2\pi \left(\frac{\alpha}{360^\circ} r \right)$	1.586	[m]
Area di deflusso	$A = 1/2 r^2 \left(\frac{\pi \alpha}{180^\circ} - \sin \alpha \right)$	0.376	[mq]
Raggio idraulico	R = A/P	0.24	[m]
CAPACITA' SMALTIMENTO			
Portata smaltibile	V x A	2.04	[mc/s]
Velocità	$v = k R^{2/3} i^{1/2}$	5.42	[m/s]
FS	1.70	VERIFICATO	
Riempimento	70%		

H [m]	Angolo al centro [°]	Contorno bagnato [m]	Area deflusso [mq]	Raggio idraulico [m]	Portata [mc/s]	Velocità [m/s]
0.08	73.8	0.515	0.026	0.05	0.05	1.94
0.16	106.3	0.742	0.072	0.10	0.21	2.98
0.24	132.9	0.927	0.127	0.14	0.48	3.76
0.32	157.0	1.096	0.188	0.17	0.82	4.37
0.40	180.1	1.257	0.251	0.20	1.22	4.84
0.48	203.2	1.418	0.315	0.22	1.63	5.19
0.56	227.3	1.586	0.376	0.24	2.04	5.42
0.64	253.9	1.771	0.431	0.24	2.38	5.51
0.72	286.4	1.998	0.477	0.24	2.59	5.44
0.80	360.2	2.513	0.503	0.20	2.43	4.84

