

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78

S.G.C. GROSSETO - FANO

Adeguamento a 4 Corsie nel Tratto Grosseto - Siena
(S.S. 223 "DI PAGANICO") dal Km 27+200 al Km 30+038 - Lotto 4

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI13**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Arch. N. Kamenicky
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Geol. G. Cerquiglini
Geom. S. Scopetta
Dott. Ing. L. Sbrenna
Dott. Ing. E. Sellari
Dott. Ing. L. Stoppini
Dott. Ing. L. Dinelli
Dott. Ing. L. Nani
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Agr. F. Berti Nulli

Dott. Ing. D. Carlaccini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. G. Cordua
Dott. Ing. V. De Gori

Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. F. Macchioni
Dott. Ing. M. Sorbelli
Dott. Ing. V. Piunno
Dott. Ing. G. Pulli

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.:

Dott. Ing. Antonio Scalamandrè

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA



STUDIO IDROLOGICO E IDRAULICO
IDROLOGIA, IDRAULICA
Relazione idraulica

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L0702B E 1701

CODICE ELAB. **T00ID00IDRRE01**

A

-

A	Emissione	16/10/2017	N.Neri	L.Nani	N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. IL MODELLO DI CALCOLO – HEC-RAS	4
3. VERIFICA IDRAULICA DEI CORSI D'ACQUA PRINCIPALI.....	10
3.1 FOSSO DEI CALCINAI (KM 0+500).....	12
3.2 FOSSO SAN LORENZO (KM 0+700).....	16
3.3 FOSSO LA COSCIA (KM 1+000).....	20
3.4 TORRENTE LANZO (KM 1+700).....	23
3.5 FOSSO DEI DIACCI (KM 2+450)	27
4. VERIFICA IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI MINORI.....	31
5. VERIFICA IDRAULICA DEI FOSSI DI GUARDIA.....	34
6. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA	36
6.1 COLLETTORI.....	36
6.2 CADITOIE	40
7. VASCHE DI PRIMA PIOGGIA E VASCHE DI EMERGENZA PER SVERSAMENTI ACCIDENTALI	42
7.1 VASCHE DI PRIMA PIOGGIA	44
8. VERIFICA DI STABILITÀ DEI MATERIALI.....	49
9. BIBLIOGRAFIA.....	51
ALLEGATI A-L. RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE	52

1.PREMESSA

L'obiettivo della presente relazione è il dimensionamento e la verifica delle opere d'arte di attraversamento dei corsi d'acqua principali e del reticolo minore, nonché il dimensionamento e la verifica delle opere di intercettazione e scarico delle acque meteoriche afferenti alla piattaforma stradale.

In via generale gli obiettivi che saranno perseguiti nella definizione delle opere e delle sistemazioni idrauliche dell'area interessata dal nuovo tracciato stradale saranno principalmente quelle di:

- evitare che l'opera arrechi modifiche al regime idraulico dei corsi d'acqua tali da creare un aumento del rischio idraulico nelle aree di monte o di valle;
- difendere le opere stradali e le relative opere di sostegno dall'azione erosiva delle acque;
- assicurare il deflusso delle acque meteoriche ricadenti sulle superfici utilizzate per la sede e le pertinenze stradali;
- dare continuità a tutta la rete idrografica naturale e di scolo superficiale evitando di concentrare i deflussi e conservando, per quanto possibile, l'originaria disposizione del reticolo minore.

Il presente studio idraulico del Progetto Esecutivo intende prendere in considerazione le osservazioni e ottemperare alle prescrizioni formulate in sede di approvazione del Progetto Definitivo (Consiglio superiore dei Lavori Pubblici – parere 86/2016).

In particolare per gli aspetti idraulici le osservazioni e prescrizioni riguardavano:

- 1) Torrente Lanzo: la posizione della pila del viadotto e delle relative protezioni di sponda;
- 2) Fosso dei Diacci: la revisione della tipologia di sistemazione idraulica prevista per garantire un più regolare deflusso della acque e una maggiore durabilità delle opere, nonché maggiori franchi idraulici;
- 3) Tombini: l'utilizzo di sezioni rettangolari invece che circolari e altri aspetti di carattere costruttivo;

In merito al punto 1) è stata modificata la posizione della pila sul Torrente Lanzo che quindi risulta al di fuori dell'area interessata della corrente di piena con tempo di ritorno duecentennale.

In merito al punto 2) la sistemazione con gabbionate è stata sostituita con una sistemazione realizzata con massi ciclopici cementati, soluzione che consente un più regolare deflusso delle acque ed una maggiore durabilità delle opere, migliorando anche i franchi idraulici sottotrave.

In merito al punto 3) sono state utilizzate sezioni rettangolari per gli attraversamenti minori laddove la morfologia lo ha consentito.

2. IL MODELLO DI CALCOLO – HEC-RAS

Il modello di moto permanente è stato messo a punto adottando il codice di calcolo HEC-RAS del quale si fornisce una sintesi delle principali caratteristiche. In particolare vengono riportate le ipotesi di calcolo, le equazioni di base, i criteri di suddivisione delle sezioni per il calcolo della distribuzione delle portate e delle velocità, le espressioni adottate per il calcolo delle perdite di carico e la metodologia iterativa di risoluzione del problema.

Le ipotesi di calcolo

Il modello risolve il problema della individuazione del livello del pelo libero della corrente in una assegnata sezione nelle seguenti ipotesi:

- corrente stazionaria;
- moto gradualmente variato;
- flusso monodimensionale;
- pendenze del fondo inferiori al 10 %.

Equazioni di base

Facendo riferimento alle sezioni trasversali 1 e 2 del corso d'acqua in Figura 1, a cui si rimanda per il significato dei simboli, le due equazioni base del modello sono le seguenti:

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

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left[\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right]$$

dove:

$WS_2; WS_1$ = livello del pelo libero alle sezioni estreme del tratto 2, 1;

$V_2; V_1$ = velocità medie delle sezioni 2,1;

α_1, α_2 = coefficienti di velocità;

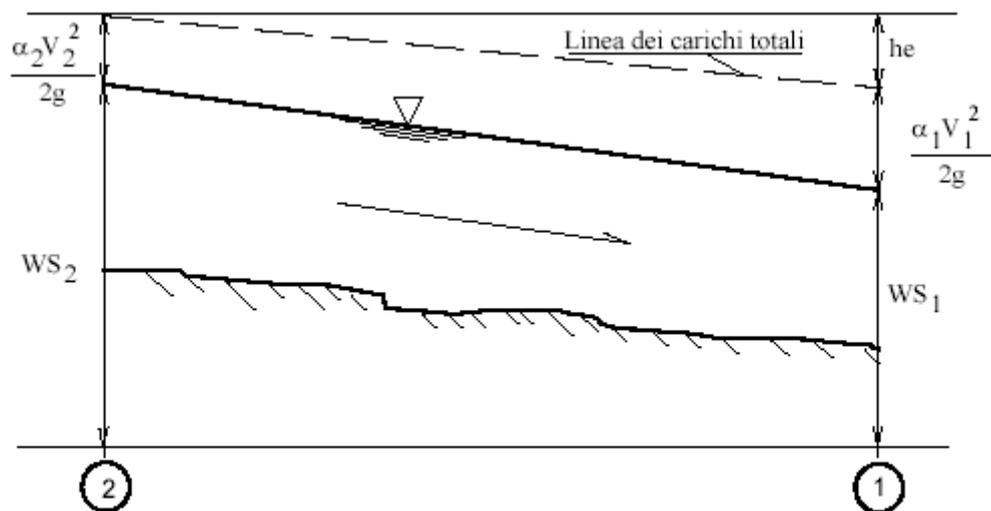
g = accelerazione di gravità;

h_e = perdite di carico totali;

L = distanza tra le due sezioni;

S_f = perdite di carico per attrito;

C = coefficiente delle perdite per espansione o contrazione.



Rappresentazione dei vari termini dell'equazione dell'energia

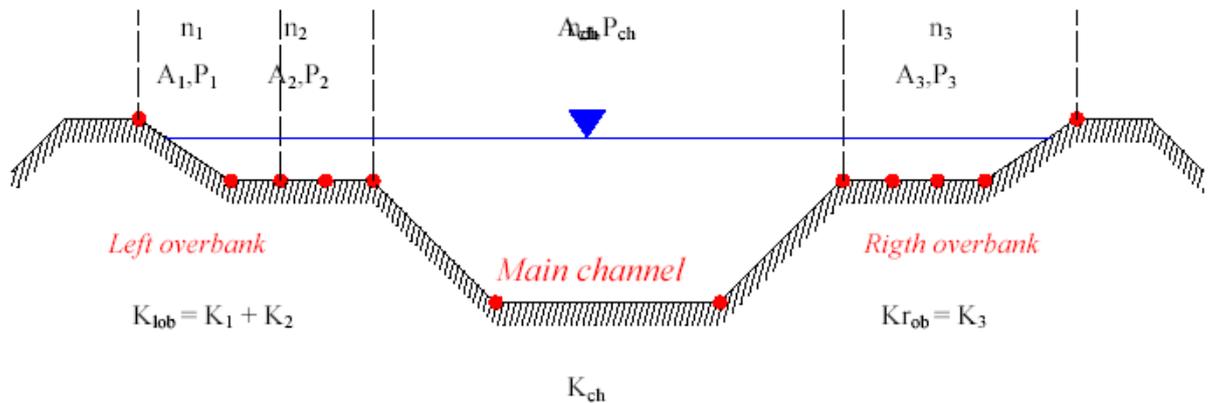
Criteria di schematizzazione trasversale della sezione

La sezione idraulica del corso d'acqua viene rappresentata geometricamente per punti. All'interno di essa si distinguono in generale tre zone, che, adottando la terminologia inglese, indichiamo con:

main channel = *M.CHA.* (canale principale)

left overbank = *L.O.* (golena sinistra)

right overbank = *R.O.* (golena destra)



Schema fondamentale di suddivisione in sottosezioni.

In ciascuna fascia vengono definite le scabrezze del fondo, che poi vengono composte al fine di generare una scabrezza equivalente valida per l'intera sezione. Per ciascuna sottosezione si determina la capacità di deflusso (portata per unità di pendenza^{1/2}) in moto uniforme:

$$K = \frac{a \cdot r^{2/3}}{n}$$

dove:

$K [m^3/s]$	= capacità di deflusso nella fascia;
$n [m^{1/3}/s^{-1}]$	= scabrezza di Manning;
$r [m]$	= raggio idraulico della fascia;
$a [m^2]$	= area della seziona bagnata della fascia.

Valutazione delle perdite di carico per attrito

Le perdite di carico per attrito sono calcolate attraverso la formula LS_f dove, S_f è la pendenza d'attrito media, pesata, del tratto, secondo la seguente formula:

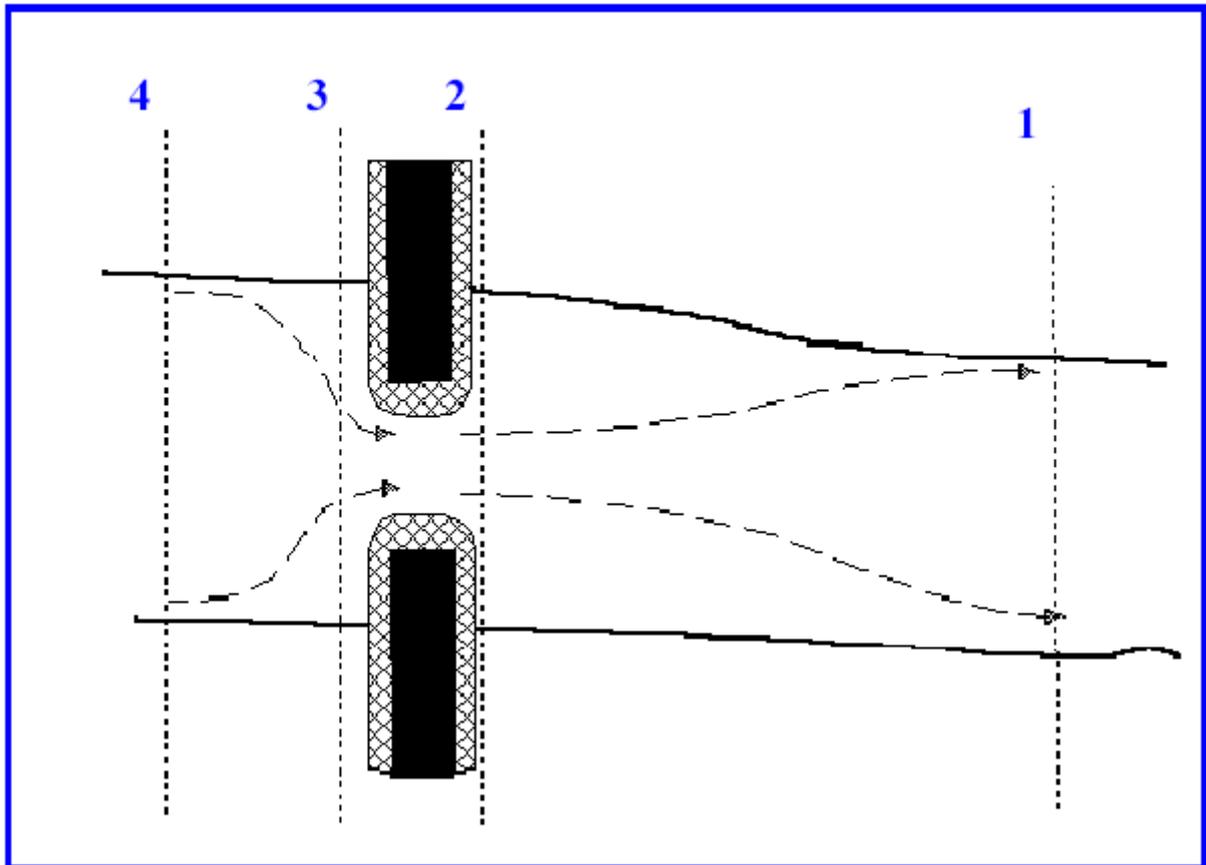
$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

dove K_1 , K_2 rappresentano le capacità di deflusso totali delle sezioni estreme.

Modellazione di ponti e culverts

Il software consente la modellazione idraulica di ponti e culverts di qualunque geometria, forma e dimensione, mediante l'utilizzo di quattro sezioni trasversali necessarie per la valutazione delle perdite energetiche dovute alla struttura stessa.

Sia per i ponti che per i culverts il programma necessita di 2 sezioni (sezione 1 e sezione 4 nella figura 5.3) sufficientemente lontane dalla struttura in modo tale che i filetti fluidi risultino paralleli e non influenzati dalla presenza del manufatto, e di 2 sezioni (sezione 2 e 3) una subito a monte ed una subito a valle, che rappresentino l'effettiva luce della struttura.



Localizzazione delle sezioni in corrispondenza di ponti e culverts

La modellazione dei ponti può essere condotta in 2 modalità distinte (a pelo libero oppure in pressione) ciascuna delle quali può essere sviluppata attraverso 3 metodi (risoluzione dell'equazione dell'energia, applicazione dell'equazione della quantità di moto, equazioni empiriche di Yarnell).

Nella modellazione dei culverts invece HEC-RAS calcola le perdite energetiche dovute alla struttura dividendole in 3 parti: la prima comprende le perdite che si verificano subito a valle della struttura a seguito dell'espansione della corrente; la seconda conteggia le perdite per attrito dovute all'attraversamento della struttura stessa; la terza considera le perdite a monte del manufatto a seguito della brusca contrazione che subisce la corrente all'imbocco dell'opera.

Per il calcolo di questi termini il programma utilizza le equazioni standard fornite dalla Federal Highway Administration (FHWA, 1985), appositamente studiate e rilasciate per computare l'idraulica dei culverts e largamente utilizzate ed impiegate nella letteratura tecnica americana.

3. VERIFICA IDRAULICA DEI CORSI D'ACQUA PRINCIPALI

Il modello idraulico dei diversi corsi d'acqua è stato costruito sulla base del rilievo topografico di opportune sezioni trasversali d'alveo per un tratto significativo a monte ed a valle dell'intersezione con la viabilità in progetto. All'interno del rilievo di dettaglio sono comprese alcune sezioni caratteristiche come ad esempio la presenza di eventuali opere d'arte esistenti o singolarità idrauliche. I rilievi di dettaglio sono stati integrati con le informazioni desunte dalla Carta Tecnica Regionale in scala 1:5.000 o 1:10.000 opportunamente modellate. In questo modo è stato possibile determinare lo "Stato Attuale" volto a definire le attuali condizioni idrauliche del corso d'acqua. Al rilievo di campagna è stato sovrapposto il tracciato della nuova viabilità, andando ad ottimizzare le interferenze tra le opere in progetto ed i corsi d'acqua, per arrivare a definire la configurazione "Stato di Progetto" caratteristica della situazione post operam.

Per ciascun corso d'acqua è riportata in allegato la planimetria topografica con indicazione del tracciato, delle sezioni trasversali e delle opere nelle condizioni attuali e di progetto.

Contestualmente al rilievo topografico sono stati condotti dei sopralluoghi volti alla definizione delle caratteristiche idrauliche di dettaglio dei corsi d'acqua, alla valutazione della presenza di sezioni critiche e opere idrauliche di interesse significativo.

Per quanto riguarda la definizione delle condizioni al contorno è stata innanzitutto presa in esame l'eventuale presenza di singolarità idrauliche in grado di determinare condizioni critiche della corrente. In mancanza di ciò si sono assunte come condizioni al contorno per la soluzione del problema quelle di altezza critica, in caso di alvei non regolari, oppure quelle di moto uniforme per alvei prismatici a sezione e pendenza uniforme, tenendo comunque in considerazione il fatto che i tratti d'asta in cui è prevista la realizzazione degli attraversamenti fossero a significativa distanza dagli estremi del ramo oggetto di indagine, garantendo così al profilo idrico la possibilità di assestarsi sulle effettive condizioni di deflusso. Altre condizioni al

contorno particolari verranno discusse nel dettaglio nella descrizione dei singoli tratti oggetto di studio.

Per un miglior tracciamento dei profili sono inoltre state introdotte delle sezioni interpolate oltre a quelle di rilievo in maniera tale da garantire una gradualità nei calcoli e negli output.

Nella scelta della tipologia e posizionamento delle opere idrauliche si è cercato di ridurre al minimo gli effetti di queste sull'andamento del profilo di piena duecentennale dello stato Attuale, mantenendo gli allineamenti con opere esistenti, cercando di utilizzare sezioni di attraversamento simili a quelle a cielo aperto, e operando modifiche del tracciato solo per i fossi minori o nei casi in cui non fossero percorribili soluzioni alternative.

Le verifiche idrauliche saranno condotte in riferimento alle portate con frequenza duecentennale come prescritto dal Capitolato ANAS per la Progettazione.

3.1 FOSSO DEI CALCINAI (KM 0+500)

Il Fosso dei Calcinaï attraversa l'asse b della S.S. 223 alla progressiva km 0+500 in corrispondenza di un viadotto.

Il fosso in corrispondenza dell'attraversamento ha un alveo molto inciso e caratterizzato da una forte pendenza, nelle vicinanze dell'intervento la pendenza media dell'asta è superiore al 10%.

Il progetto prevede il superamento del fosso tramite viadotto con altezze rispetto al fondo dell'ordine della decina di metri per l'asse b e ancora superiori per l'asse a. Vista la distanza delle pile dall'incisione del fosso non sono previste opere di protezione delle sponde.

Per le simulazioni in moto permanente viene assunta una scabrezza di manning pari 0.040 $m^{1/3}/s^{-1}$ per l'alveo attuale, e pari a 0.045 $m^{1/3}/s^{-1}$ per le aree agricole circostanti.

Come condizioni al contorno si assume l'altezza critica a monte e valle.

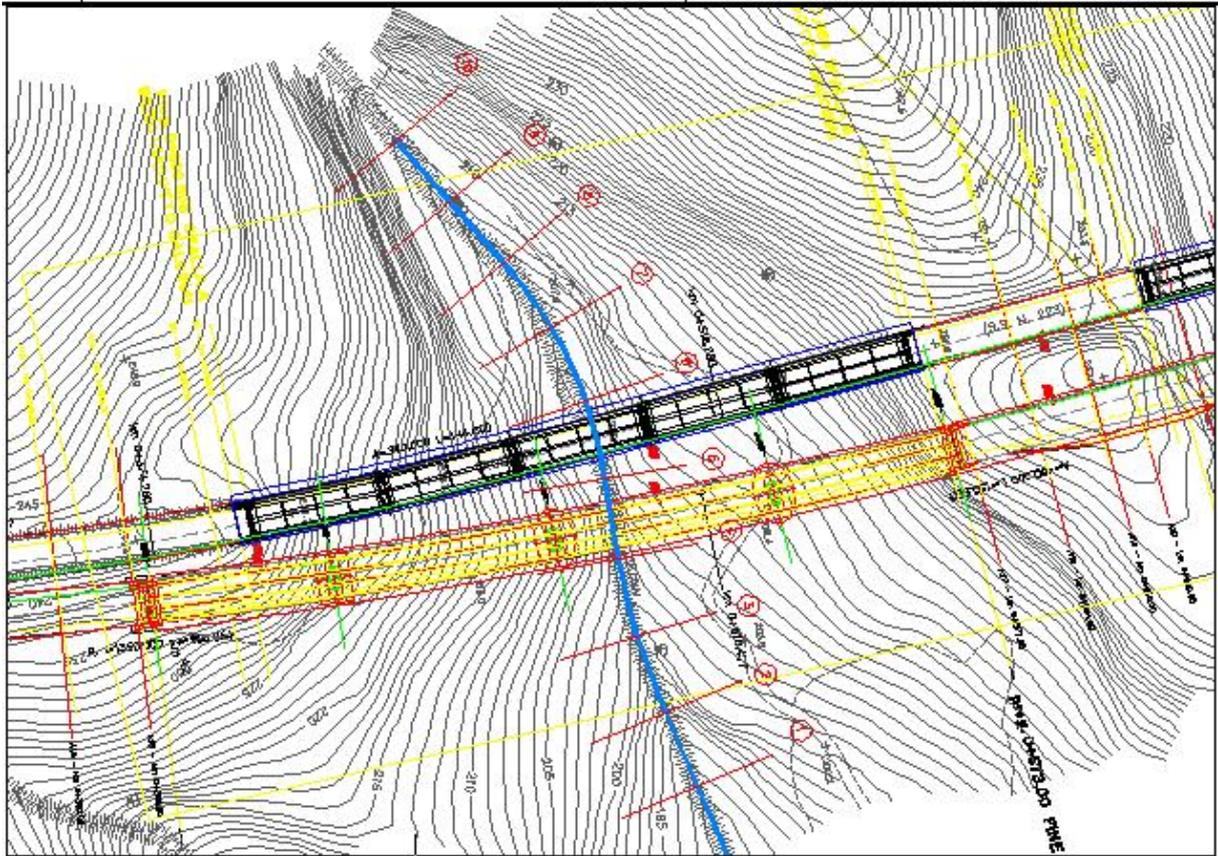


Figura 3.1.1. Planimetria delle sezioni trasversali d'alveo.

L'analisi in moto permanente viene effettuata su un tratto di lunghezza complessiva pari a 200 m, compreso fra la sezione 1 e la sezione 10.

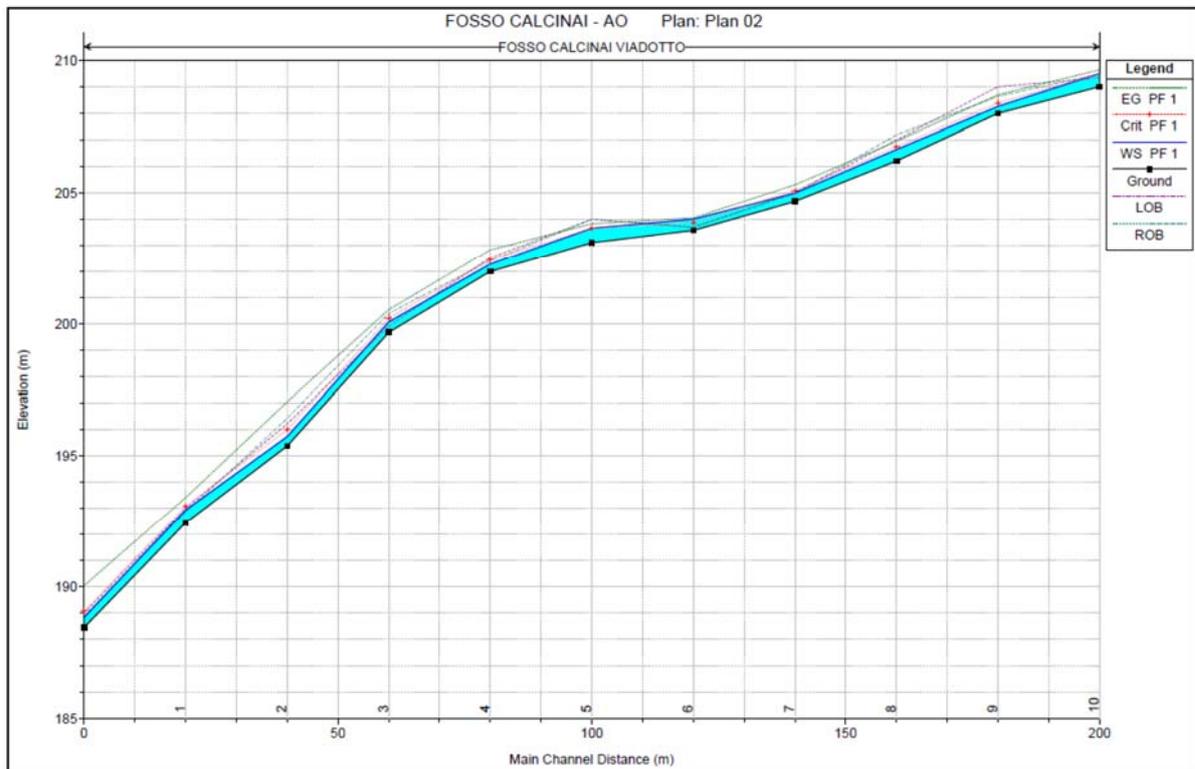


Figura 3.1.2. Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 3.3 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato Attuale.

Allo stato attuale la corrente transita nell'alveo in regime di corrente veloce con tiranti idrici inferiori a 1 m e velocità variabili da 2 a 5 m/s.

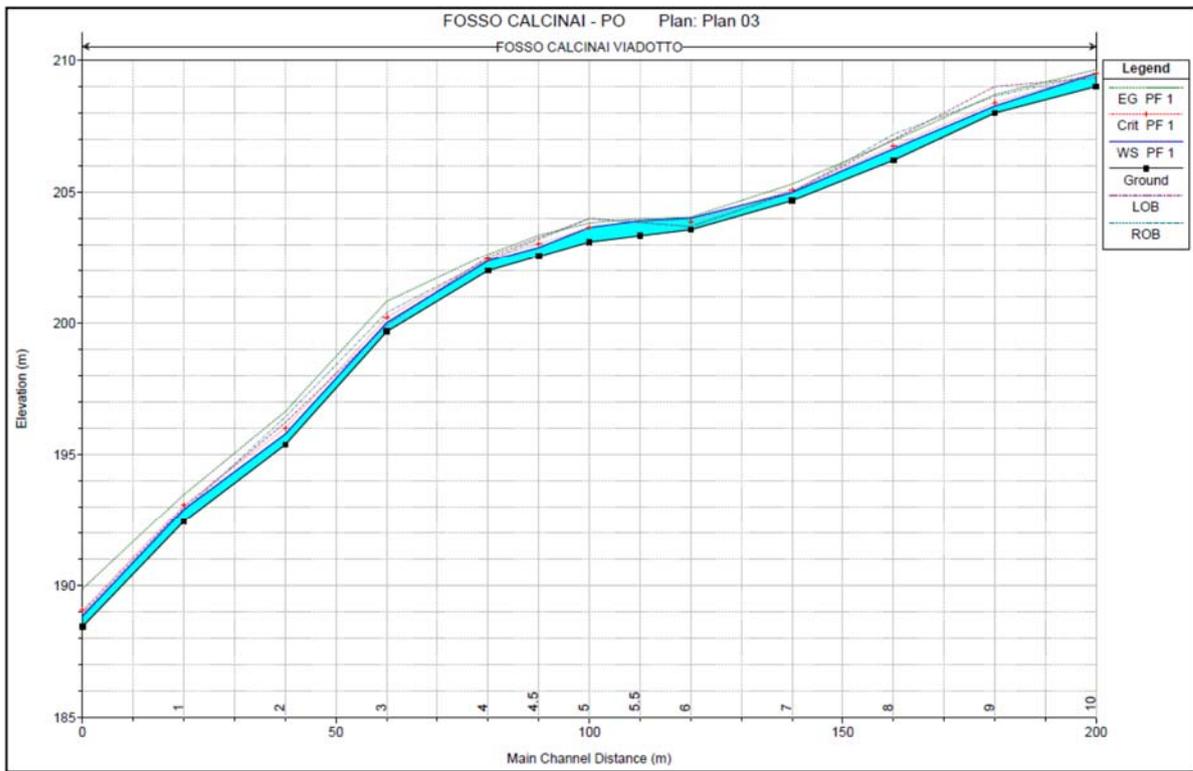


Figura 3.1.3. Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 3.3 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato di Progetto.

Allo stato di progetto il deflusso della portata duecentennale avviene in modo analogo allo stato attuale, le pile del nuovo viadotto sono sufficientemente lontane dall'asta del corso d'acqua da non essere interessate dalla corrente di piena.

I risultati dei calcoli sono sinteticamente riportati nelle figure 3.1.2 e 3.1.3 ed in dettaglio nell'Allegato A "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato Attuale" e nell'Allegato B "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato di Progetto".

3.2 FOSSO SAN LORENZO (KM 0+700)

Il Fosso San Lorenzo attraversa l'asse b della S.S. 223 alla progressiva km 0+700 in corrispondenza di un viadotto. Le caratteristiche morfologiche sono molto simili a quelle del Fosso Calcinaï e del Fosso La Coscia, l'alveo è molto inciso e caratterizzato pendenze superiori al 10%. Il progetto prevede il superamento della fossa tramite viadotto con altezze rispetto al fondo superiori a 30 m per l'asse b, e ancora superiori per l'asse a.

Vista la vicinanza di una pila dell'asse b con il fondo del fossa si prevede la messa in opera di una scogliera di protezione contro l'insorgenza di fenomeni erosivi localizzati. Le nuove pile di progetto previste per l'asse a non risultano essere interessate dalla corrente di piena.

Per le simulazioni in moto permanente viene assunta una scabrezza di manning pari 0.040 $m^{1/3}/s^{-1}$ per l'alveo attuale, e pari a 0.045 $m^{1/3}/s^{-1}$ per le aree circostanti. Come condizioni al contorno si assume l'altezza critica a monte e valle.

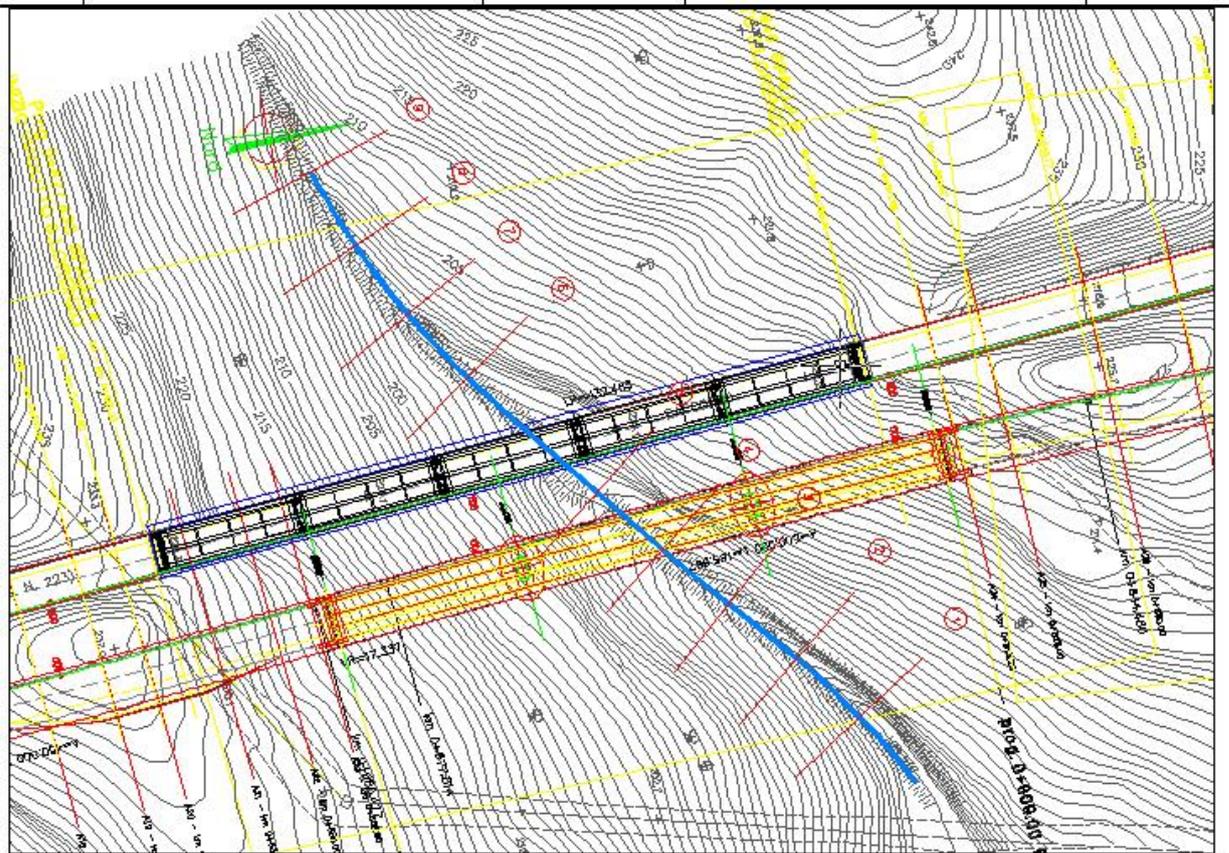


Figura 3.3.1. Planimetria delle sezioni trasversali d'alveo.

L'analisi in moto permanente viene effettuata su un tratto di lunghezza complessiva pari a 200 m, compreso fra la sezione 1 e la sezione 9.

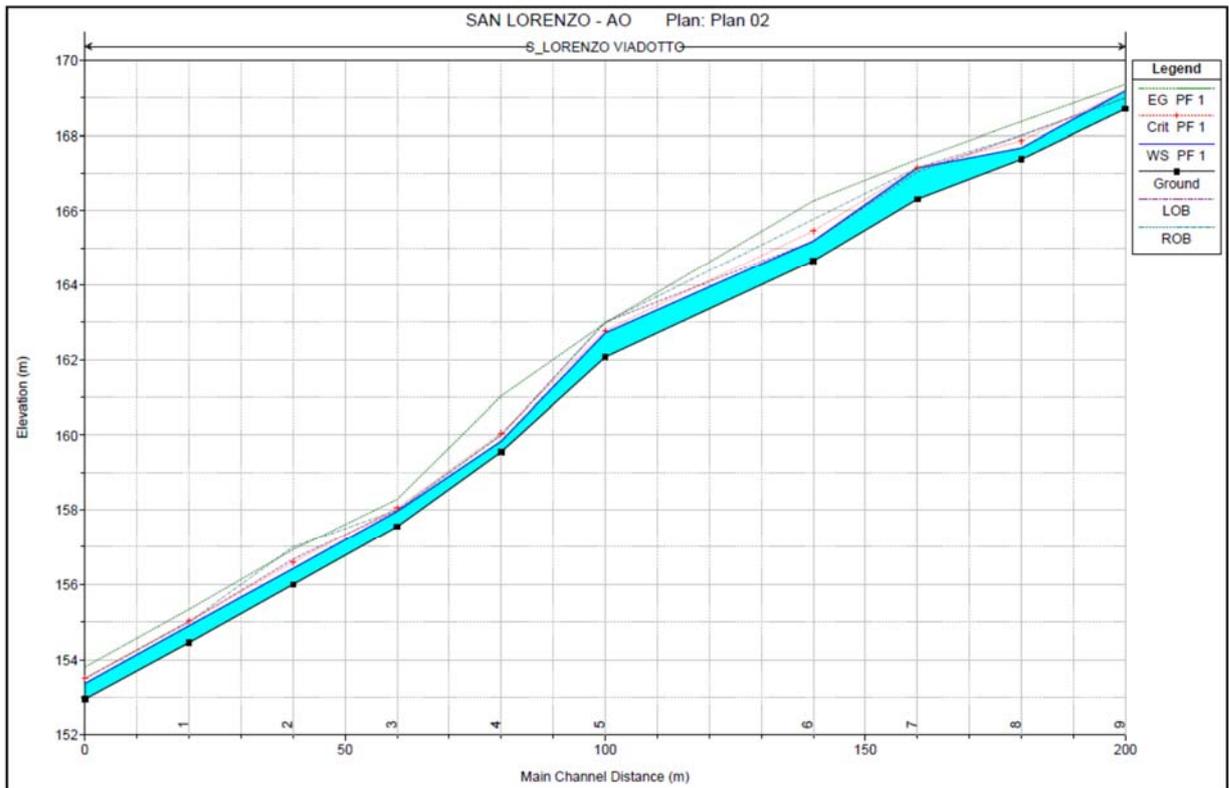


Figura 3.3.2. Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 4.4 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato Attuale.

Allo stato attuale la corrente transita nell'alveo in regime di corrente veloce con tiranti idrici inferiori a 1 m e velocità variabili da 2 a 5 m/s.

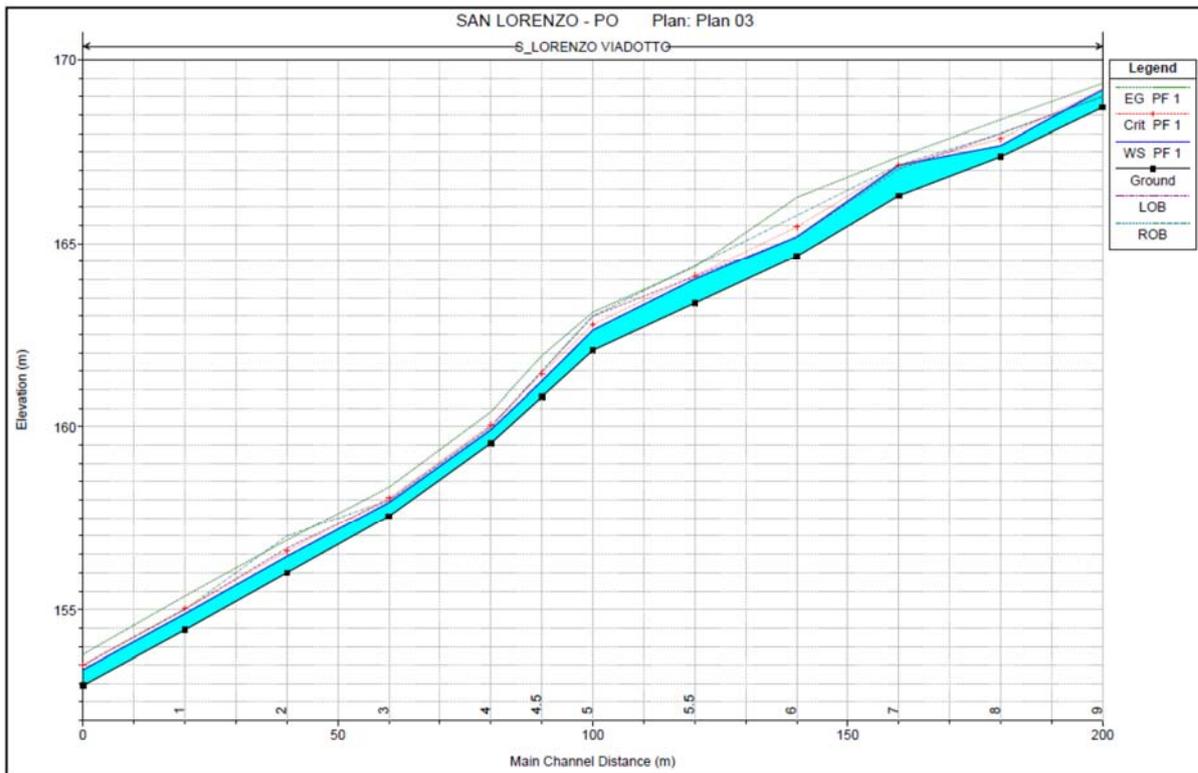


Figura 3.3.3. Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 4.4 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato di Progetto.

Allo stato di progetto il deflusso della portata duecentennale avviene in modo analogo allo stato attuale, le pile del nuovo viadotto sono sufficientemente lontane dall'asta del corso d'acqua da non essere interessate dalla corrente di piena, la pila esistente dell'asse b sarà protetta tramite scogliera.

I risultati dei calcoli sono sinteticamente riportati nelle figure 3.3.2 e 3.3.3 ed in dettaglio nell'Allegato C "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato Attuale" e nell'Allegato D "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato di Progetto".

3.3 FOSSO LA COSCIA (KM 1+000)

Il Fosso La Coscia attraversa l'asse b della S.S. 223 alla progressiva km 1+000 in corrispondenza di un viadotto. Le caratteristiche morfologiche sono molto simili a quelle del Fosso Calcinaï e del Fosso San Lorenzo, l'alveo è molto inciso e caratterizzato pendenze superiori al 10%. Il progetto prevede il superamento del fosso tramite viadotto con altezze rispetto al fondo superiori a 40 m per l'asse b, e ancora superiori per l'asse a. Vista la distanza delle pile dall'incisione del fosso non sono previste opere di protezione delle sponde.

Per le simulazioni in moto permanente viene assunta una scabrezza di manning pari 0.040 $m^{1/3}/s^{-1}$ per l'alveo attuale, e pari a 0.045 $m^{1/3}/s^{-1}$ per le aree circostanti. Come condizioni al contorno si assume l'altezza critica a monte e valle.

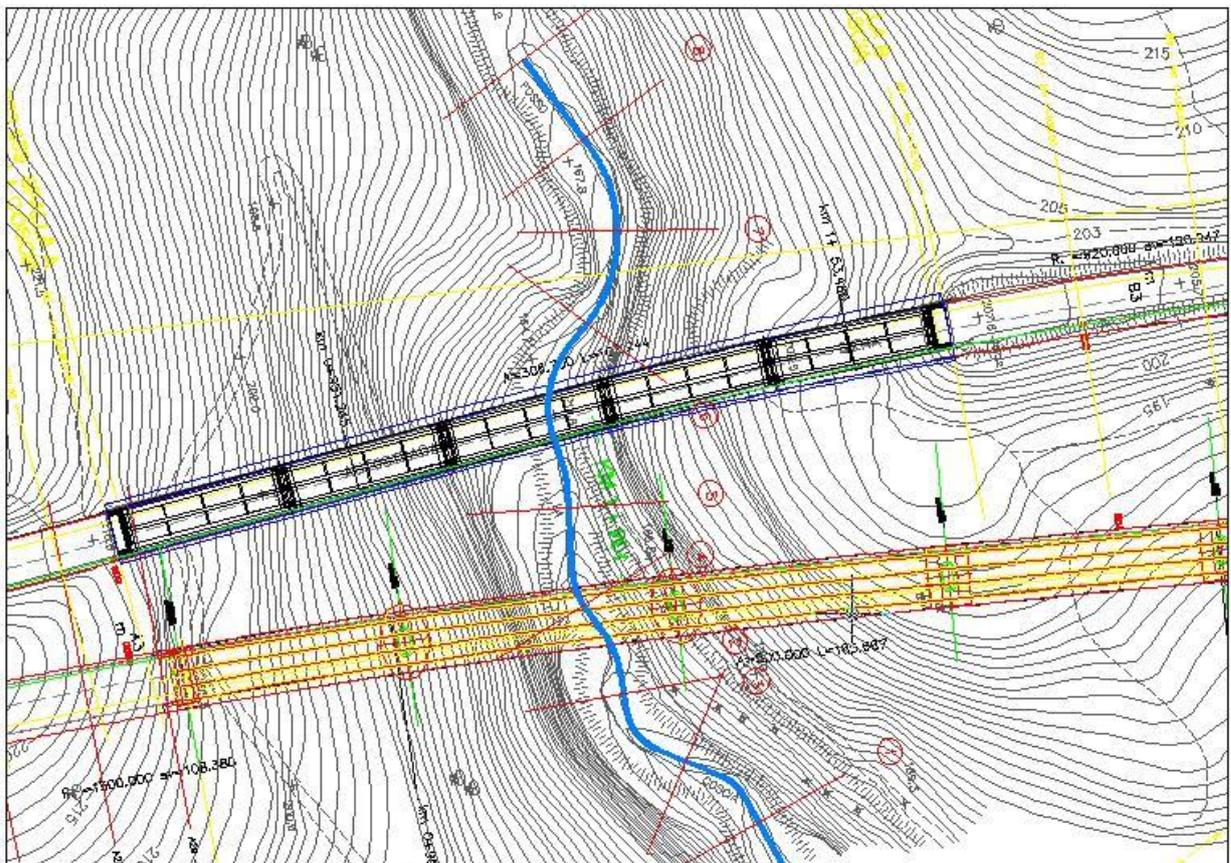


Figura 3.4.1. Planimetria delle sezioni trasversali d'alveo.

L'analisi in moto permanente viene effettuata su un tratto di lunghezza complessiva pari a 200 m, compreso fra la sezione 1 e la sezione 9.

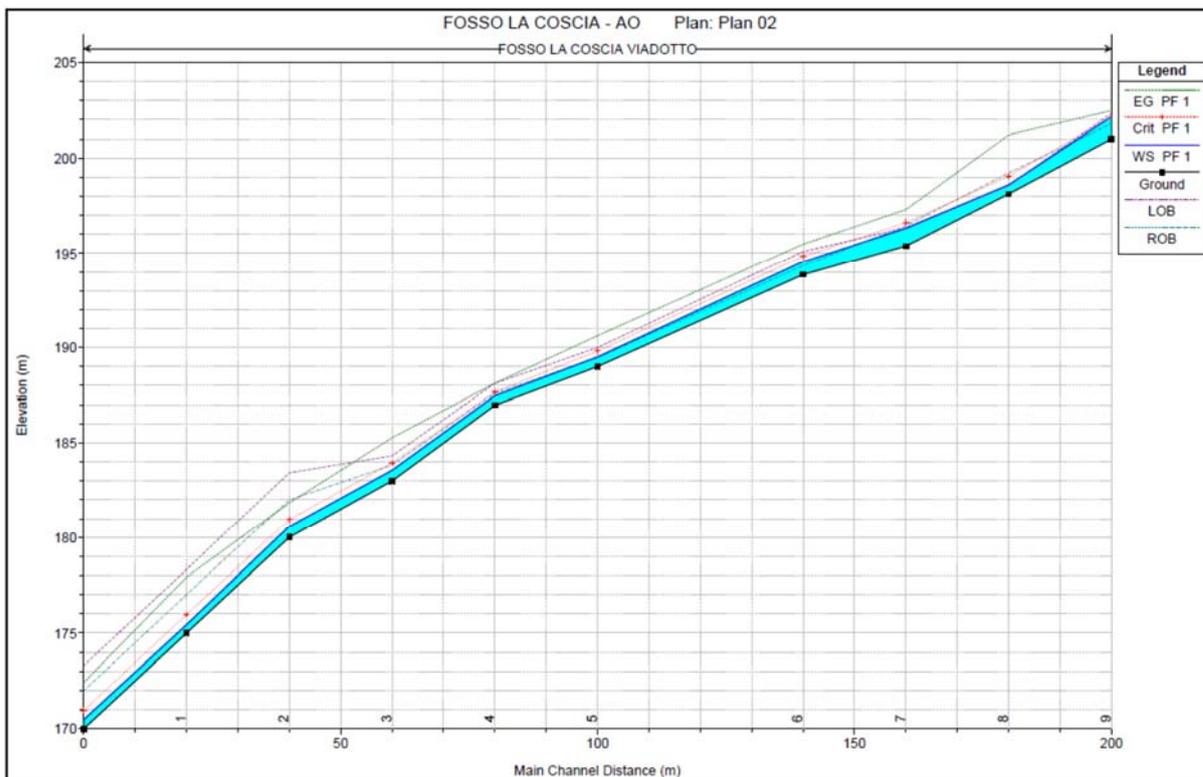


Figura 3.4.2. Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 9.5 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato Attuale.

Allo stato attuale la corrente transita nell'alveo in regime di corrente veloce con tiranti idrici inferiori a 1 m e velocità variabili da 2 a 7 m/s.

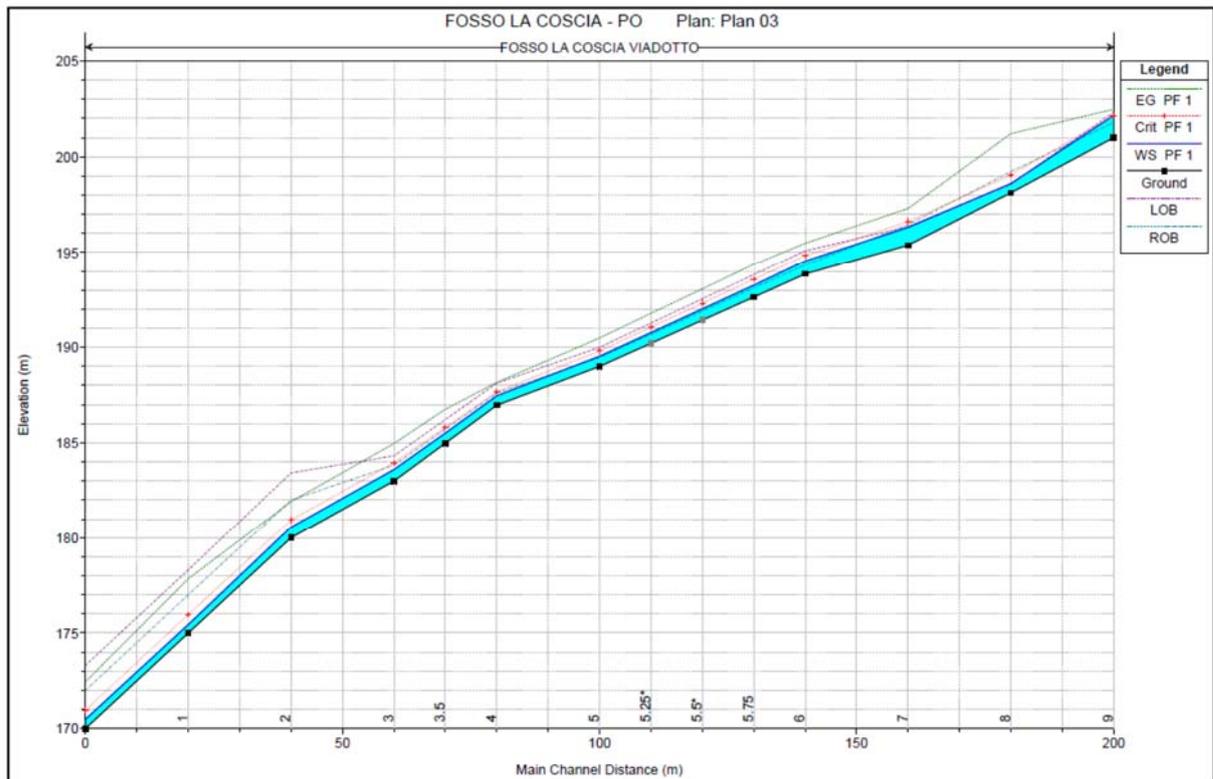


Figura 3.4.3. Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 9.5 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato di Progetto.

Allo stato di progetto il deflusso della portata duecentennale avviene in modo analogo allo stato attuale, le pile del nuovo viadotto sono sufficientemente lontane dall'asta del corso d'acqua da non essere interessate dalla corrente di piena.

I risultati dei calcoli sono sinteticamente riportati nelle figure 3.4.2 e 3.4.3 ed in dettaglio nell'Allegato E "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato Attuale" e nell'Allegato F "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato di Progetto".

3.4 TORRENTE LANZO (KM 1+700)

Il torrente Lanzo è il più grande corso d'acqua della zona interessata dal presente progetto. L'attuale attraversamento della S.S. 223 avviene alla progressiva km 1+700 in corrispondenza di un viadotto di grande dimensioni.

Il torrente presenta un alveo molto largo ma comunque inciso nella valle caratterizzata da versanti con elevata pendenza. Nel torrente confluiscono tutti i fossi analizzati nel presente studio. Nel tratto di intervento l'alveo ha una pendenza media intorno al 2% con andamento irregolare.

Il presente Progetto Esecutivo ha previsto per l'asse a lo spostamento della pila precedentemente situata a bordo dell'alveo, in una posizione non interessata dalla piena con frequenza duecentennale. Le pile dell'asse b risultavano già nel Progetto Definitivo al di fuori dell'area interessata dalla piena duecentennale.

Per le simulazioni in moto permanente viene assunta una scabrezza di manning pari 0.040 $m^{1/3}/s^{-1}$ per l'alveo attuale, e pari a 0.045 $m^{1/3}/s^{-1}$ per le aree circostanti. Come condizioni al contorno si assume l'altezza critica a monte e valle.

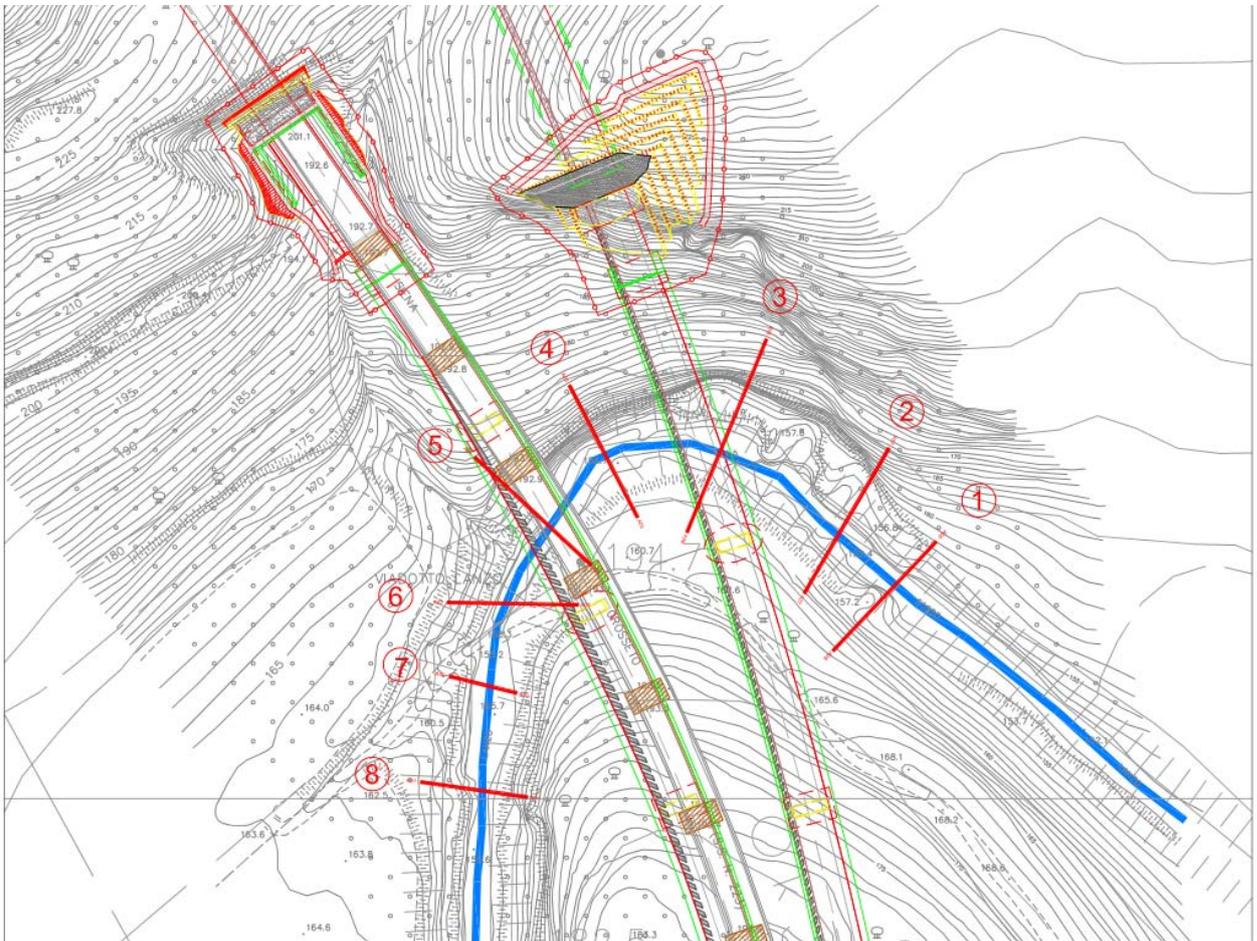


Figura 3.4.1. Planimetria delle sezioni trasversali d'alveo.

L'analisi in moto permanente viene effettuata su un tratto di lunghezza complessiva pari a 150 m, compreso fra la sezione 1 e la sezione 8.

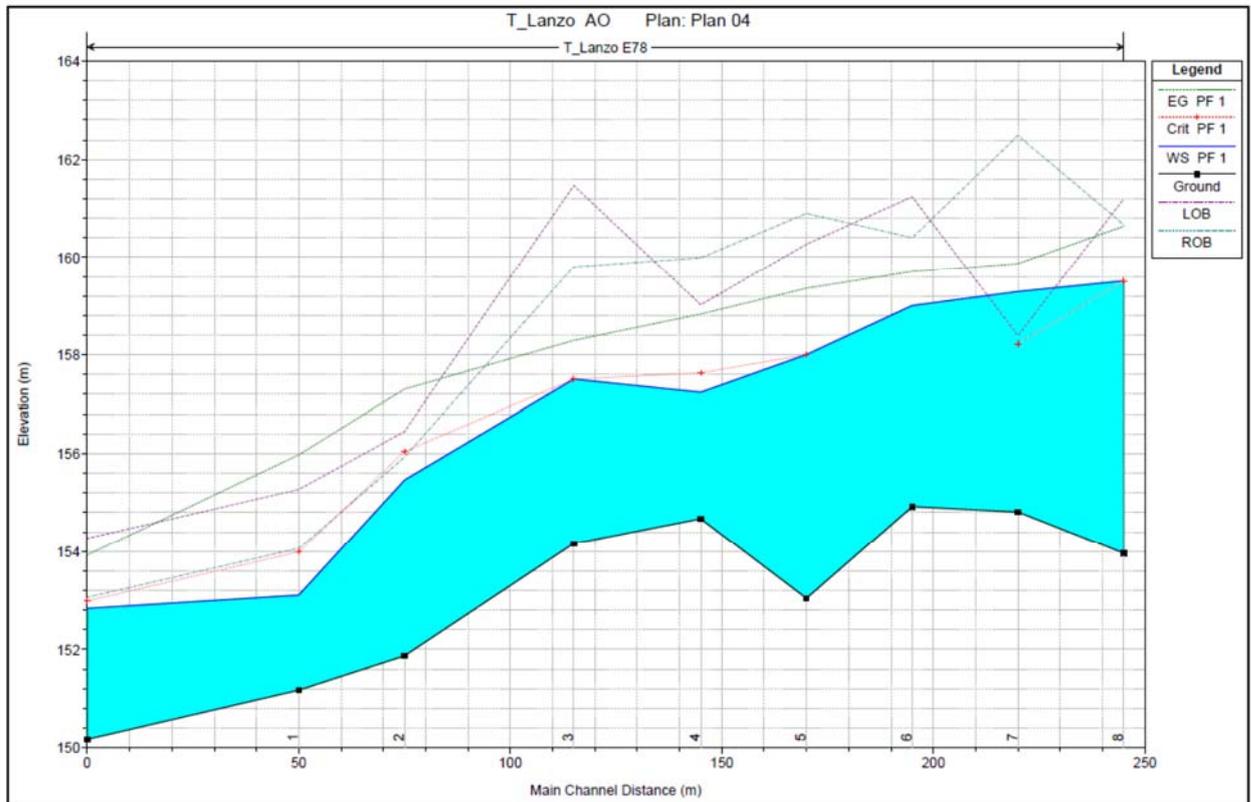


Figura 3.4.2. Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 183 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato Attuale.

L'irregolarità dell'alveo, sia altimetrica che planimetrica, determina un profilo di piena che passa più volte da lenta a veloce e viceversa.

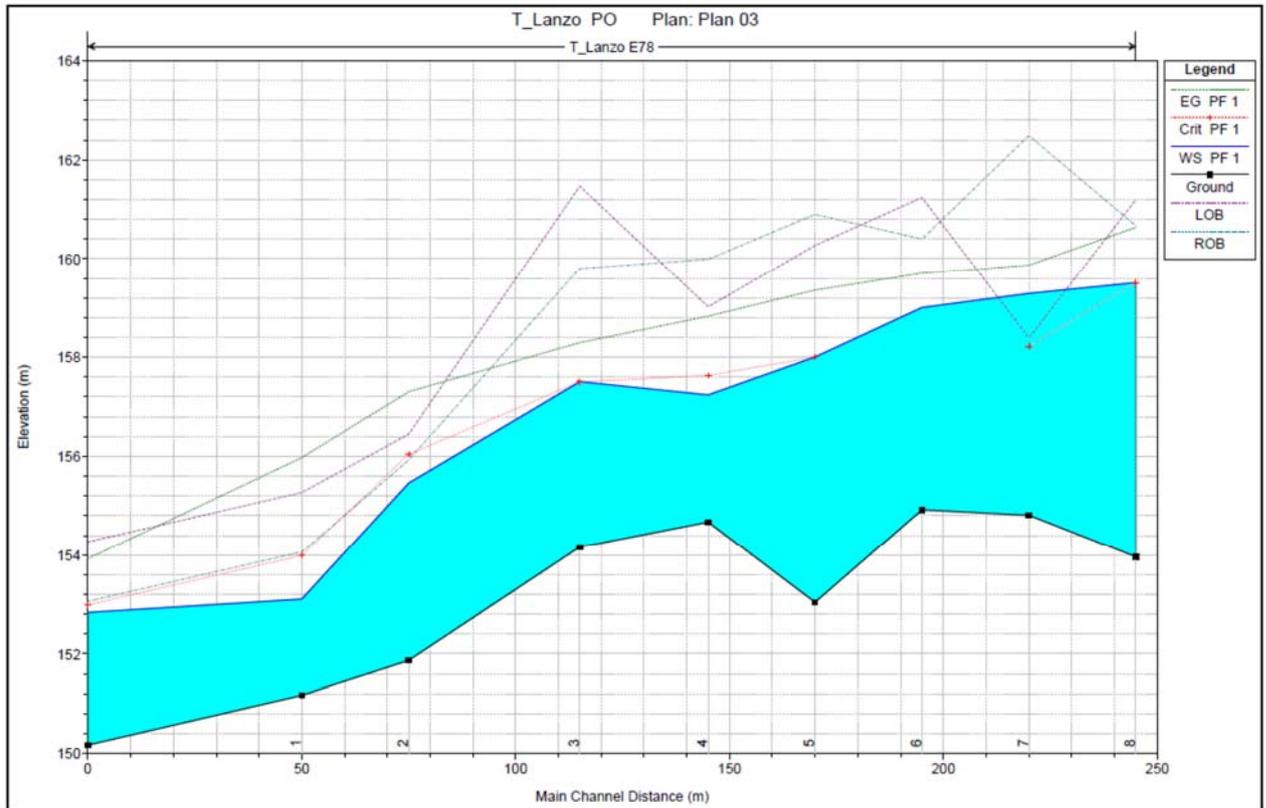


Figura 3.4.3. Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 183 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato di Progetto.

Allo stato di progetto il deflusso della portata duecentennale avviene in modo analogo allo stato attuale.

I risultati dei calcoli sono sinteticamente riportati nelle figure 3.4.2 e 3.4.3 ed in dettaglio nell'Allegato G "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato Attuale" e nell'Allegato H "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato di Progetto".

3.5 FOSSO DEI DIACCI (KM 2+450)

Il Fosso dei Diacci attualmente attraversa l'asse b della S.S. 223 alla progressiva km 2+450 tramite uno scatolare 3.0x3.0 m. L'alveo è poco inciso nel tratto a monte dell'attraversamento, mentre nel tratto a valle è molto più profondo con delle sponde superiori a 2 m. Il progetto prevede la sistemazione del fosso per un tratto complessivo di circa 150 m mediante la realizzazione di una sezione idraulica 3.0x2.0 m con protezione delle sponde e del fondo in massi ciclopici cementati, e la realizzazione di un nuovo scatolare di dimensioni 3.0x3.0 m per l'attraversamento dell'asse a. I due scotalari nel tratto compreso fra gli attraversamenti saranno raccordati con un canale in c.a. di dimensioni pari a 3.0x3.0 m. I tratti di monte e di valle saranno raccordati all'alveo naturale mediante risagomatura e riprofilatura.

Per le simulazioni in moto permanente viene assunta una scabrezza di manning pari 0.035 $m^{1/3}/s^{-1}$ per l'alveo attuale, 0.035 $m^{1/3}/s^{-1}$ per la sistemazione idraulica, 0.018 $m^{1/3}/s^{-1}$ per il calcestruzzo e pari a 0.045 $m^{1/3}/s^{-1}$ per le aree circostanti. Come condizioni al contorno si assume l'altezza critica a monte e valle.

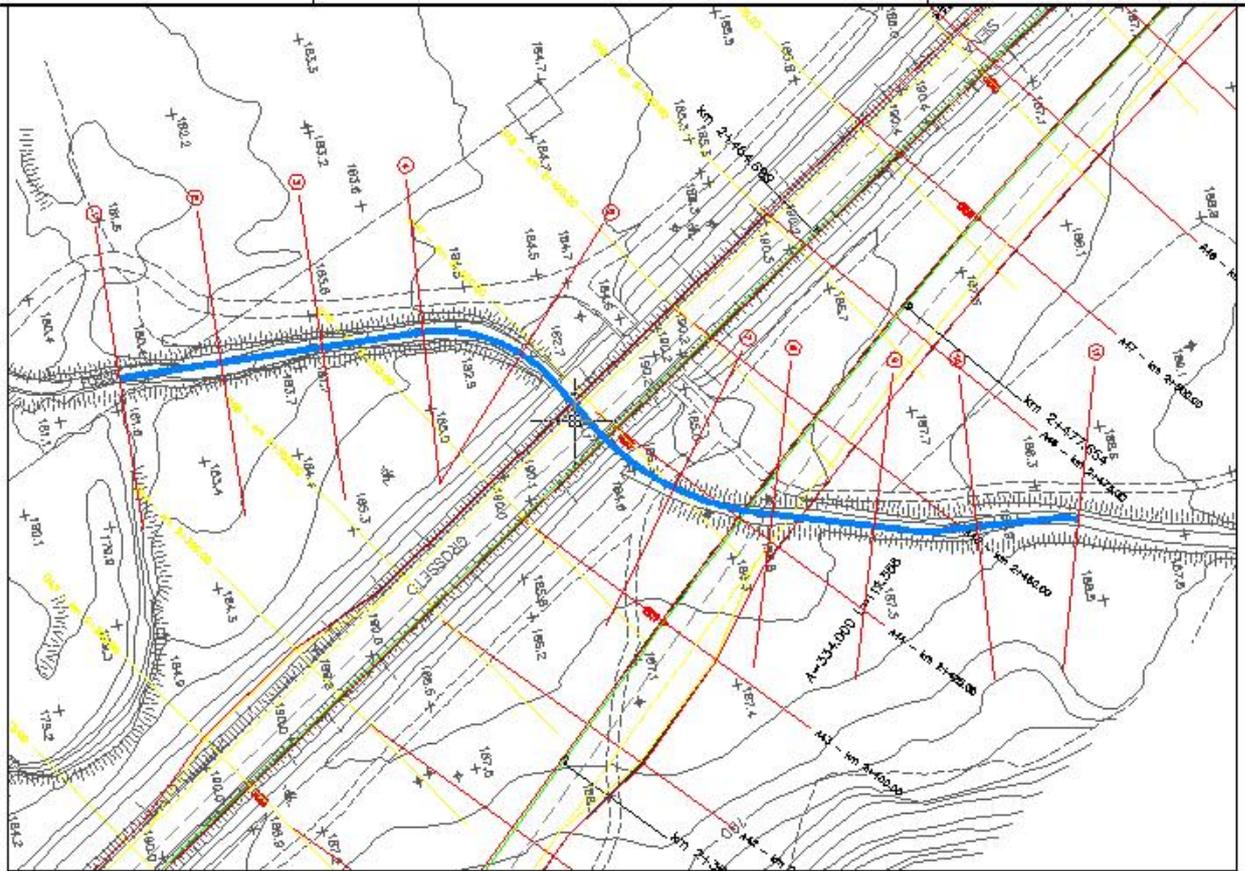


Figura 3.5.1. Planimetria delle sezioni trasversali d'alveo.

L'analisi in moto permanente viene effettuata su un tratto di lunghezza complessiva pari a 200 m, compreso fra la sezione 1 e la sezione 9.

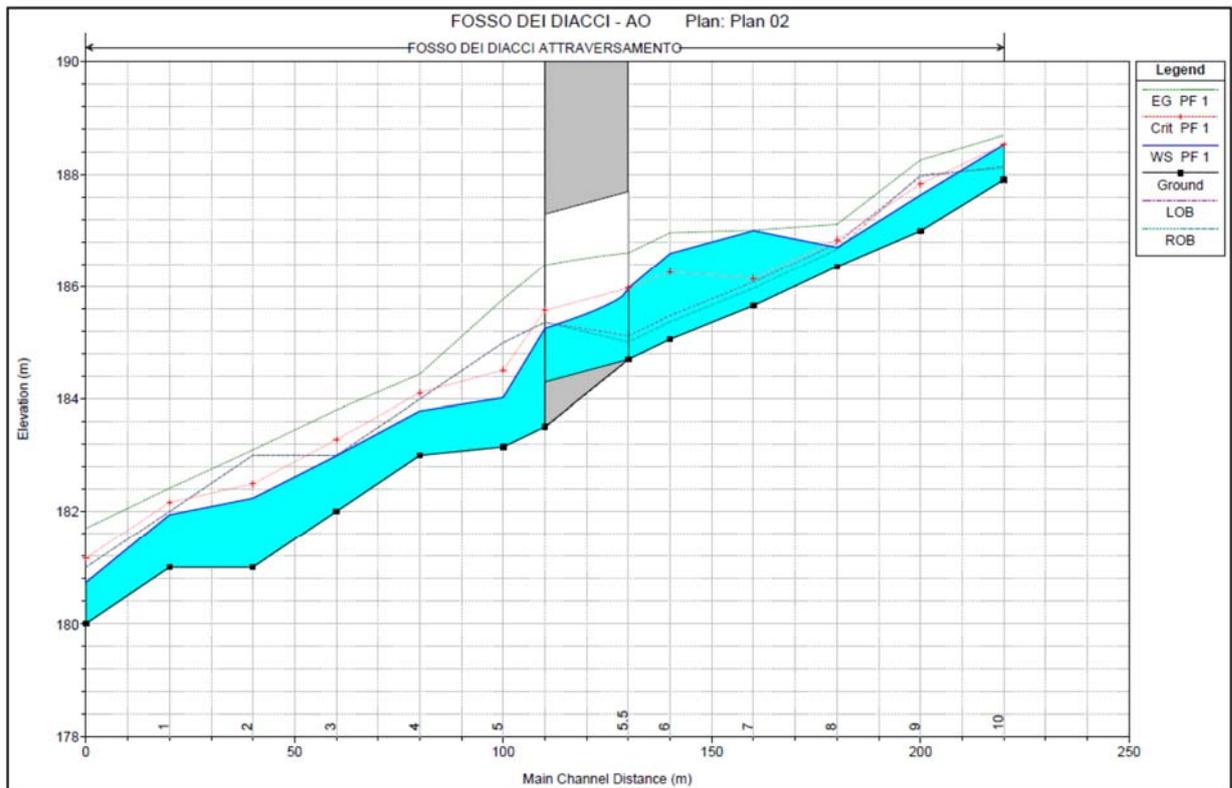


Figura 3.5.2. Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 16.2 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato Attuale.

Allo stato attuale la corrente transita nell'alveo in regime di corrente prevalentemente veloce con tiranti idrici intorno a 1 m. Nel tratto a monte dell'attraversamento esistente la corrente esce dall'alveo sia in destra che in sinistra. Il franco idraulico in corrispondenza dell'attraversamento è inferiore a 1.5 m.

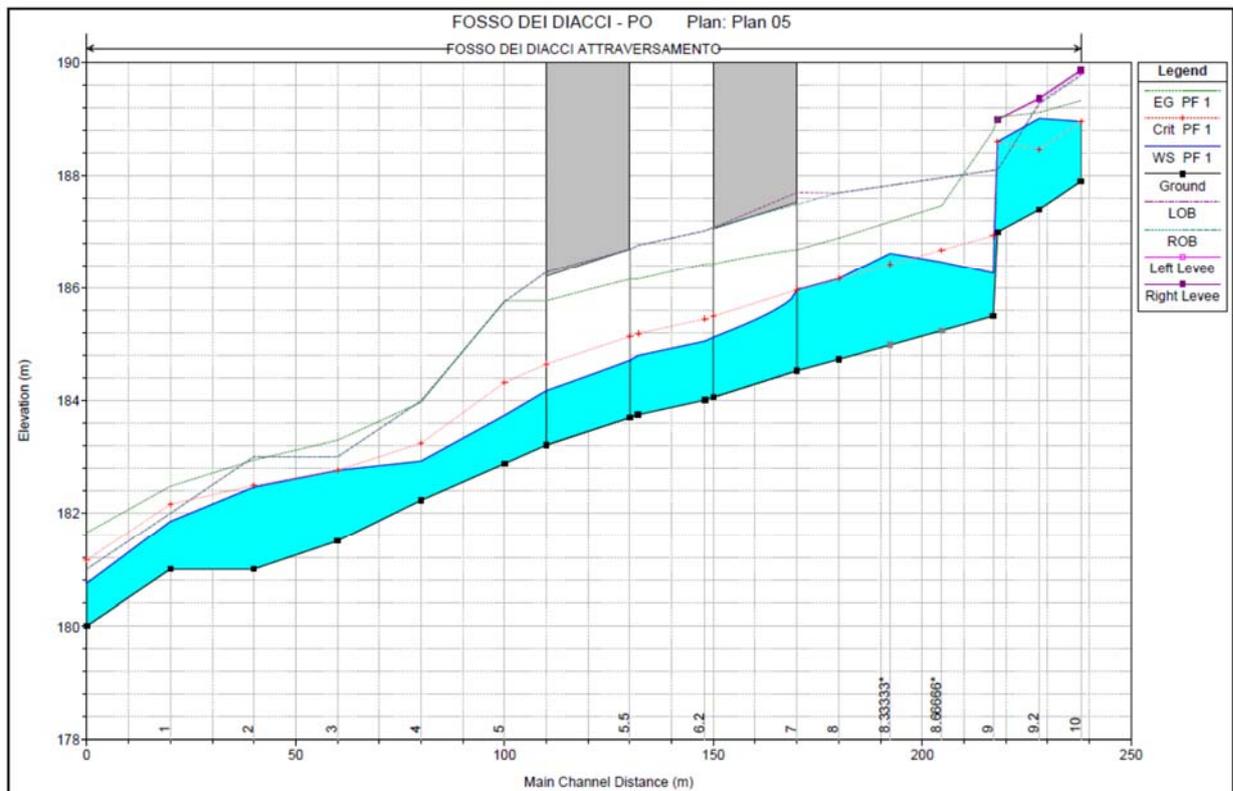


Figura 3.5.3. Profilo della piena duecentennale $Q_{200} = 16.2 \text{ m}^3/\text{s}$ – Stato di Progetto.

Allo stato di progetto il deflusso della portata duecentennale avviene all'interno dell'alveo di progetto. In corrispondenza degli attraversamenti il deflusso avviene in regime di corrente veloce mantenendo un franco idraulico sempre superiore a 1.0 m.

I risultati dei calcoli sono sinteticamente riportati nelle figure 3.5.2 e 3.5.3 ed in dettaglio nell'Allegato I "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato Attuale" e nell'Allegato L "Risultati delle simulazioni in moto permanente – Stato di Progetto".

4. VERIFICA IDRAULICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI MINORI

Per quanto riguarda le opere di attraversamento minori il criterio utilizzato per il posizionamento e dimensionamento dei tombini è principalmente quello di dare continuità a tutta la rete idrografica naturale e di scolo superficiale, evitando di concentrare i deflussi e conservando, per quanto possibile, l'originaria disposizione del reticolo minore. In questo modo si intende evitare che l'opera arrechi modifiche al regime dei corsi d'acqua tali da creare un aumento del rischio idraulico nelle aree di monte o di valle, ed allo stesso tempo difendere le opere stradali dall'azione erosiva delle acque. L'esatta ubicazione delle opere è riportata nelle planimetrie di progetto. Gli attraversamenti avranno diametro minimo di 1.5 m ad esclusione dei tratti in cui l'altezza del rilevato non consente l'utilizzo di tali diametri, oppure nei tratti in cui la superficie scolante è rappresentata dalla piattaforma stradale e dalle scarpate del rilevato.

Il tempo di ritorno di riferimento per il dimensionamento delle opere è pari a 100 anni.

Il calcolo delle portate per il dimensionamento dei tombini è stato effettuato nella Relazione Idrologica a cui si rimanda per eventuali approfondimenti. I valori ottenuti sono di seguito sinteticamente riportati.

Tabella 4.1. Dati idrologici di riferimento per i tombini.

progr. Iniziale	L	Cd	Sezione	Area	Q
(Km)	(m)			(mq)	(l/s)
0+100	40	0.4	D=1500	5000	75
0+250	40	0.4	D=1500	20000	298
1+400	40	0.4	0.90 x 2.00	45000	672
2+250	40	0.4	D=1500	95000	1418
2+460	40	0.4	0.90 x 2.00	41000	612

I tombini saranno realizzati in cls con pendenza minima del fondo pari all'1%, provvisti di opere di imbocco e sbocco raccordate alle sezioni naturali, tali da ridurre le perdite di carico localizzate e da scongiurare l'instaurarsi di fenomeni di erosione localizzata nei pressi delle opere di attraversamento del corpo stradale.

La verifica del generico tombino viene condotta in regime di moto uniforme in quanto si ritiene che il posizionamento degli attraversamenti lungo il tracciato originario del fosso, e cioè evitando curve, brusche deviazioni e cambiamenti di sezione, permette di mantenere valida l'ipotesi che il regime di moto sia prossimo a quello del moto uniforme.

La verifica viene effettuata utilizzando la formula di Chèzy, con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, assumendo per il calcestruzzo un valore di K pari a 67 m^{1/3}s⁻¹.

$$Q = A \cdot k \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Nella formula sopra riportata si ha che:

- A è l'area della sezione idrica;
- k è il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler-Strickler;
- R è il raggio idraulico della sezione idrica;
- i è la pendenza del fondo;

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei calcoli idraulici di verifica per la portata massima per tempo di ritorno pari a 100 anni.

Tabella 4.2. Risultati delle verifiche idrauliche.

progr. Iniziale	Q	if	Gr	H	V
(Km)	(l/s)	(%)	(%)	(m)	(m/s)
0+100	83	1	3%	0.04	1.4
0+250	332	1	8%	0.12	2.0
1+400	748	1	17%	0.33	2.2
2+250	1579	1	27%	0.41	2.9
2+460	681	1	16%	0.31	2.2

Dalle verifiche effettuate risulta che tutti i tombini in progetto risultano avere un franco idraulico superiore a 75 cm rispetto alla sommità dell'attraversamento ed un grado di riempimento sempre inferiore al 50%.

5. VERIFICA IDRAULICA DEI FOSSI DI GUARDIA

I fossi di guardia assolvono la funzione di intercettare le acque provenienti dai versanti recapitandole a valle dell'opera attraverso tombini o altri recettori esistenti. L'ubicazione delle opere è riportata nelle planimetrie allegate.

La sezione idraulica tipo dei fossi di guardia sarà di forma trapezia 50x50 cm, sponde con pendenza 1:1 e pendenza minima del fondo pari all'1.0%. I fossi saranno rivestiti in cls. La verifica verrà effettuata in riferimento al $Tr=100$ anni.

La verifica idraulica del generico canale viene condotta in moto uniforme relativamente alla sezione di chiusura, per la quale è stata stimata la superficie scolante di riferimento, utilizzando la formula di Chèzy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, secondo la formula seguente.

$$Q = A \cdot k \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Nella formula sopra riportata si ha che:

A è l'area della sezione idrica;

k è il coefficiente di attrito secondo Gauckler-Strickler;

RH è il raggio idraulico della sezione idrica;

i è la pendenza minima del fondo;

Si assume un valore di k pari a $67 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$.

Il calcolo delle portate per il dimensionamento dei fossi di guardia è stato effettuato nella Relazione Idrologica a cui si rimanda per eventuali approfondimenti. I valori ottenuti sono di seguito sinteticamente riportati.

Tabella 5.1. Dati idrologici di riferimento per i fossi di guardia.

progr. Iniziale	progr. Finale	L	Cd	Tipo	Area	Q
(Km)	(Km)	(m)		Sezione	(mq)	(l/s)
1+100	1+400	300	0.4	trap. 50x50	5000	75
1+950	2+250	300	0.4	trap. 50x50	20000	298
dx 2+250	2+425	175	0.4	trap. 50x50	45000	672
dx 2+800	2+460	340	0.4	trap. 50x50	41000	612

Tabella 5.2. Verifica idraulica dei fossi di guardia.

progr. Iniziale	progr. Finale	Q	if	Gr	H	V
(Km)	(Km)	(l/s)	(%)	(%)	(m)	(m/s)
1+100	1+400	75	1	20%	0.10	1.2
1+950	2+250	298	1	45%	0.22	1.8
dx 2+250	2+425	672	1	70%	0.35	2.3
dx 2+800	2+460	612	1	66%	0.33	2.2

Come risulta dalla tabella 5.2 la portata smaltibile dal fosso di guardia, così come sopra dimensionati, è sempre superiore alla portata massima prevista per il tempo di ritorno di progetto e con i franchi di sicurezza superiori a 15 cm.

6. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

Le acque ricadenti sulla piattaforma stradale vengono convogliate a bordo strada in virtù della pendenza trasversale del nastro pari al 2.5%. Le canalette, costituite in genere da zanelle alla francese, recapitano le acque ad un sistema di caditoie e collettori che a loro volta le recapitano alle vasche di prima di pioggia. Da queste dopo aver subito il trattamento di dissabbiatura e disoleatura vengono reimmesse nel reticolo idrografico superficiale.

6.1 COLLETTORI

Si riporta di seguito lo studio idraulico volto al dimensionamento dei collettori preposti allo smaltimento delle acque meteoriche provenienti dalla sede stradale che devono essere sottoposte a trattamento prima di essere immesse nel reticolo idrografico superficiale.

Il tempo di ritorno di riferimento per il dimensionamento di tali opere è assunto pari a 25 anni ed i parametri della Curva di Possibilità Pluviometrica sono stati desunti dalla Relazione Idrologica.

I collettori saranno realizzati in PVC serie SN8 e posati a bordo della carreggiata. Nei tratti in viadotto saranno utilizzati collettori in acciaio staffati a lato delle travi. La pendenza di fondo, per semplicità, sarà la stessa della livelletta stradale ad esclusione di alcuni tratti in cui, per specifiche esigenze costruttive, la pendenza del fondo si discosterà lievemente da quella dell'asse.

Il dimensionamento dei collettori è stato effettuato adottando il "Metodo Cinematico" specifico per sistemi di drenaggio urbano.

Considerando il generico collettore i -esimo, quello che sottende una superficie totale scolante S_i pari alla somma della superficie afferente la caditoia corrente s_i e delle superfici afferenti le

caditoie idraulicamente a monte nel tratto di fognatura in oggetto, la portata che affluisce è quindi determinata dalla seguente relazione:

$$Q_i = j S_i / (1000 \times 3600)$$

Dove:

j è l'intensità di pioggia di progetto

S_i è la superficie scolante

I risultati delle portate afferenti a ciascun nodo sono riportate nelle tabelle seguenti suddivise per ciascun ramo principale. Le acque intercettate dalle caditoie e dai pozzetti di scarico delle acque saranno raccolte ed allontanate da collettori con diametro minimo pari a 315 mm. Il massimo grado di riempimento per i collettori è assunto pari al 50% per diametri inferiori a DN 400, e pari al 70% per quelli di diametro uguale o superiore.

Tabella 6.1.1. Portate di progetto per i collettori.

progr. Iniziale	progr. Finale	L	DN	Materiale	Q
(Km)	(Km)	(m)	(mm)		(l/s)
0+000	0+200	200	315	PVC	93
0+200	0+640	440	400	PVC/AC	298
0+640	1+400	760	500	PVCAC	653
1+400	1+525	125	630	PVC	711
1+525	1+685	160	400	AC	127
1+685 dx	2+400	715	500	PVC/AC	276
1+685 sx	2+100	415	500	PVC/AC	260
2+100 sx	2+400	300	630	PVC	422
2+450	2+550	100	630	PVC	345
2+550	2+700	150	500	PVC	298
2+700	2+840	140	400	PVC	229

La verifica del generico collettore viene condotta in moto uniforme utilizzando la formula di Chèzy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler:

$$Q = A \cdot k \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

dove:

- A è l'area della sezione idrica;
- k è il coefficiente di attrito secondo Gauckler-Strickler;
- R è il raggio idraulico della sezione idrica;
- i è la pendenza del fondo;

Si assume per il PVC e AC un valore di K pari a 120 m^{1/3}s⁻¹.

I risultati delle verifiche sono riportati nelle tabelle seguenti indicando per ciascun tronco di rete la portata di progetto, il diametro, il grado di riempimento, l'area e la velocità

Tabella 6.1.2. Verifica idraulica dei collettori.

progr. Iniziale	progr. Finale	DN	if	Q	Gr	A	V
(Km)	(Km)	(mm)	(%)	(l/s)	(%)	(mq)	(m/s)
0+000	0+200	315	4.8%	93	34%	0.02	4.1
0+200	0+640	400	4.8%	298	51%	0.06	5.4
0+640	1+400	500	4.8%	653	55%	0.12	5.5
1+400	1+525	630	1.0%	711	69%	0.20	3.6
1+525	1+685	400	0.6%	127	60%	0.06	2.0
1+685 dx	2+400	500	0.6%	276	64%	0.12	2.4
1+685 sx	2+100	500	0.6%	260	64%	0.12	2.4
2+100 sx	2+400	630	0.6%	422	56%	0.16	2.7
2+450	2+550	630	0.5%	345	51%	0.14	2.4
2+550	2+700	500	1.0%	298	55%	0.10	3.0
2+700	2+840	400	2.0%	229	59%	0.06	3.6

6.2 CADITOIE

Il drenaggio superficiale per lo smaltimento delle acque ricadenti sulla superficie stradale è realizzato, in generale, da zanelle ricavate al ciglio della carreggiata recapitanti in caditoie collegate tramite collettori al sistema di trattamento delle acque di piattaforma. Le verifiche sono eseguite per un tempo di ritorno pari a 25 anni.

Le zanelle in calcestruzzo sono del tipo triangolare “alla francese” che recapitano in caditoie a salto di fondo con griglia orizzontale poste ad interasse pari a 20 m. Adottando il metodo cinematico la portata affluente alla zanella si ricava come segue:

$$Q = \frac{\phi \cdot h_T \cdot S}{3.6 \cdot t_c}$$

In cui S è la superficie del bacino in Km², Φ il coefficiente di deflusso dell'area, h_T è l'altezza di pioggia in mm avente durata pari al tempo di corrivazione del bacino e tempo di ritorno T. Si assume un tempo di corrivazione di 5 minuti, un coefficiente di deflusso Φ pari a 1 ed una superficie $S = 11 \times 20 = 220$ mq.

Sostituendo nella relazione precedente si ottiene una portata affluente alla zanella nella sezione di scarico in prossimità dell'embrice pari a 12 l/s, ovvero un contributo unitario per metro di lunghezza pari 0.6 l/s.

Si procede alla verifica della caditoia considerando un tirante idrico massimo sulla caditoia pari ad $h = 0,01$ m. Utilizzando la relazione sviluppata da McGhee, la capacità di smaltimento della caditoia è calcolabile tramite la seguente:

$$q_{max} = K A h^{1/2} \eta$$

in cui:

A è l'area libera della luce;

K è una costante pari a 2,96 nel S.I.;

η è un coefficiente riduttivo per mettere in conto il possibile intasamento della griglia.

Adottando caditoie piane 400x400 mm per una area libera A di circa 0,064 mq, e considerando una riduzione del 25 % per tener conto dell'intasamento ($\eta = 0.75$), si ottiene:

$$q_{\max} = 2,96 \times 0,064 \times 0,011/2 \times 0,75 = 0,014 \text{ m}^3/\text{s} = 14 \text{ l/s} > 12 \text{ l/s} = q$$

Risultando $q < q_{\max}$ la caditoia è in grado di smaltire le portate richieste con i tiranti ritenuti cautelativi.

7. VASCHE DI PRIMA PIOGGIA E VASCHE DI EMERGENZA PER SVERSAMENTI ACCIDENTALI

Come previsto nel documento di ottemperanza al decreto VIA:

Per quanto concerne il rischio di alterare la qualità delle acque superficiali in fase di esercizio si prevede la realizzazione delle vasche di prima pioggia, in cui verrà convogliata l'acqua di dilavamento della piattaforma stradale al fine di salvaguardare la qualità dei corpi idrici sia superficiali che sotterranei. Tale sistema di raccolta può minimizzare anche i rischi di contaminazione delle acque conseguenti a sversamenti accidentali di liquidi o inquinanti o tossici. L'ubicazione del sistema di intercettazione, l'ubicazione e criteri di dimensionamento sono riportati nel dettaglio nelle tavole e nelle relazioni specialistiche di progetto.

In fase di costruzione si prevede di far ricorso a tutti gli accorgimenti atti ad evitare i fenomeni di inquinamento. Si riportano nelle pagine successive gli interventi di mitigazione e le prescrizioni previste in tal senso.

La tutela dall'inquinamento delle acque e dei suoli, e l'esigenza dell'utilizzo sostenibile della risorsa, impongono al giorno d'oggi una particolare attenzione al controllo e allo smaltimento delle acque inquinate delle piattaforme stradali.

Le due principali forme di inquinamento legate ai trasporti su strada riguardano principalmente due problematiche: le emissioni e i rilasci dei veicoli in transito sull'infrastruttura viaria da una parte, e gli sversamenti accidentali di sostanze pericolose/inquinanti dall'altra. In entrambi i casi, nella progettazione di una infrastruttura viaria, si pone la questione della valutazione del rischio e quindi dell'opportunità, scelta, ubicazione e dimensionamento di eventuali sistemi di controllo e delle corrispondenti procedure gestionali.

I sistemi di controllo dell'inquinamento proveniente dalle infrastrutture viarie sono costituiti da presidi idraulici riconducibili principalmente a due tipologie:

- Vasche di prima pioggia: finalizzate al controllo dell'inquinante depositato usualmente sulla piattaforma stradale e dilavato in tempo di pioggia.
- Vasche di emergenza per sversamenti accidentali: finalizzate al controllo dell'inquinamento dovuto a sversamento accidentale di sostanze pericolose sulla piattaforma stradale.

Il presente progetto prevede la realizzazione di vasche di prima pioggia per il trattamento delle acque di piattaforma e la realizzazione di apposite vasche di raccolta per sversamenti accidentali come misure di protezione ambientale degli ambienti idrici, superficiale e sotterraneo, con cui interferisce l'opera in progetto. Nel presente progetto, essendo presenti solo gallerie di limitata dimensione, le vasche di prima pioggia assolveranno anche il compito di vasche per la raccolta degli sversamenti accidentali.

7.1 VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

Le acque di prima pioggia sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale defluite nei primi istanti di un evento di precipitazione e caratterizzate da elevate concentrazioni di sostanze inquinanti, spesso addirittura superiori a quelle registrate negli stessi reflui in condizioni ordinarie. A seguito degli eventi di precipitazione, infatti, le acque meteoriche operano il dilavamento delle superfici urbane causando il trasporto in fognatura di sostanze inquinanti tra le quali, principalmente, solidi sedimentabili (organici o inorganici), elementi contenenti nutrienti, batteri, oli, grassi e metalli pesanti; tale fenomeno di dilavamento è noto con il nome di *first flush*.

Come fonte diretta i veicoli contribuiscono all'apporto di metalli pesanti attraverso gli scarichi delle auto, l'usura delle parti meccaniche in movimento e la perdita di oli e grassi lubrificanti; come fonte indiretta contribuisce all'apporto di solidi attraverso l'erosione dei manti stradali e il trasporto di sedimenti. Un'altra fonte di inquinamento della piattaforma stradale è rappresentata dall'atmosfera: durante i periodi di tempo secco si verifica il deposito di polveri, mentre durante gli eventi di precipitazione avviene il dilavamento sia del particolato atmosferico che di composti disciolti.

Gli agenti inquinanti presenti nelle acque di piattaforma si possono, pertanto, suddividere nelle seguenti classi:

- Metalli pesanti, associati al traffico e prodotti dal consumo di parti di veicoli;
- Nutrienti, per lo più di origine atmosferica;
- Sali, soprattutto cloruri, provenienti dalle operazioni di spargimento dei sali disgelanti effettuate durante i mesi invernali;
- Idrocarburi, derivanti dalla cessione di fluidi da parte dei veicoli e da prodotti di combustione.

Numerosi studi evidenziano che uno dei maggiori contributi al carico inquinante trascinato dalle acque di prima pioggia è legato al trasporto solido rappresentato dai solidi sospesi.

Il trasporto solido nella prima metà dello sfioro può trasportare fino al 70% del carico totale e comunque le concentrazioni di inquinanti sono più marcate per le sostanze sospese che per quelle disciolte [Weeks, 1982, Australia].

Il progetto del sistema di trattamento delle acque meteoriche superficiali è basato sulla considerazione che il possibile inquinamento di queste avvenga principalmente nella prima caduta di acque piovane dopo un periodo di secco (di qui la definizione di acque di "prima pioggia"), per effetto del dilavamento e trascinamento di polveri e sostanze oleose presenti sulla superficie delle pavimentazioni.

Descrizione del Sistema di Trattamento e posizionamento delle vasche

Il sistema di raccolta delle acque di piattaforma è costituito da caditoie posizionate a bordo della carreggiata e da collettori per l'allontanamento della acque ed il loro convogliamento alle vasche di prima pioggia. All'ingresso di queste è prevista la realizzazione di un pozzetto scolmatore che permette l'ingresso al sistema di trattamento delle sole acque di prima pioggia scaricando direttamente nel corpo idrico recettore le restanti.

Il trattamento delle acque di "prima pioggia" è realizzato mediante un impianto alimentato a gravità e a funzionamento "continuo", ovvero capace di trattare le portate addotte senza l'ausilio di sistemi di pompaggio o di paratoie di intercettazione.

Per limitare gli interventi di manutenzione si è optato per un sistema di estrema semplicità, non elettrificato, e privo di sensori o di valvole automatiche che, se non periodicamente verificate e controllate, possono rendere completamente inefficace la realizzazione di tali sistemi di trattamento. La manutenzione di cui necessita il sistema proposto, è limitato al periodico svuotamento della camera di dissabbiatura e di disoleatura con seguente conferimento dei materiali presso siti autorizzati per il loro smaltimento.

L'impianto sarà costituito da una vasca in cemento armato successivamente attrezzata con le apparecchiature idrauliche (tubi di adduzione e uscita acque, canaletta di sfioro, etc.) idonee a garantire la separazione delle sostanze inquinanti a diverso peso specifico rispetto all'acqua.

Le vasche di prima pioggia saranno composte dalle seguenti apparecchiature principali, complete di raccordi ed accessori necessari al loro corretto funzionamento:

- un pozzetto sfioratore/scolmatore per il controllo della portata derivata;
- una camera di dissabbiatura per la separazione dei materiali pesanti;
- un separatore/disoleatore di tipo statico per la separazione dei liquidi leggeri.

Il pozzetto scolmatore è costituito da una soglia tarata, avente cioè un'altezza calibrata sulla massima portata derivata, tale da limitare l'ingresso al sistema di trattamento della sola portata di prima pioggia. Il carico idraulico in eccesso sarà allontanato dalla tubazione di bypass che verrà convogliata direttamente al corpo idrico recettore.

La camera di dissabbiatura rappresenta il primo trattamento in cui avviene la separazione statica di elementi inquinanti ad alto peso specifico. In questa camera vengono trattenute le sostanze di maggiore densità (come ad es. inerti, gomma, sabbia, ecc.) proteggendo il disoleatore da possibili intasamenti. e consentire la sedimentazione naturale delle particelle più pesanti sul fondo del manufatto. La rimozione del materiale sedimentato sarà effettuata mediante autospurgo.

A valle del dissabbiatore è previsto un separatore/disoleatore di sostanze "leggere" (oli, benzine, ecc.) di tipo statico, con estrazione manuale periodica dei residui.

Il suo funzionamento è fondato sul principio del galleggiamento delle sostanze a più basso peso specifico rispetto a quello dell'acqua (densità di $0,8 \div 0,85 \text{ g/cm}^3$).

Il manufatto dovrà essere realizzato con impiego di calcestruzzo additivato per essere reso impermeabile e resistente all'aggressione dei liquidi. Le pareti interne dovranno essere trattate con resine antiolio e gli elementi metallici saranno in acciaio INOX AISI 304.

Criteria di dimensionamento

Per ciascuna delle predette aree dove si intende installare le vasche di prima pioggia, si individua il corrispondente valore della portata di "prima pioggia" assumendo una lama d'acqua di 5 mm per una durata di 15 min. uniformemente distribuita su tutta la superficie, per la quale si assume un coefficiente di deflusso pari a 1.

Le portate di prima pioggia pertanto risultano essere le seguenti in funzione delle aree scolanti:

ID VASCA	Progressiva	Superficie (mq)	Q _{pp} (l/s)
VPP 1	1+525	37500	208
VPP 2	2+375	16250	98
VPP 3	2+425	18750	102

Viste le dimensioni simili di alcune delle aree scolanti si raggruppano le vasche in due tipologie in base alla portata di picco assunta, e precisamente in base alle portate di progetto pari a 210 l/s e 105 l/s. Il dimensionamento della camera di dissabbiatura si basa sul 'tempo di ritenzione' corrispondente alla massima portata immessa e che deve essere pari ad almeno 3 minuti:

ID IMPIANTO	Portata progetto	Volume utile	Larghezza	Lunghezza	Altezza utile	Tempo di ritenzione
	Q _{pp} [m ³ /h]	V [m ³]	B [m]	L [m]	H [m]	t [min]
VPP 1	210	40	5.0	4.0	2.0	3.2
VPP 2	105	20	5.0	2.5	2.0	3.2

Il dimensionamento della camera di disoleatura si basa sulla velocità ascensionale minima dei liquidi leggeri come idrocarburi, olio per lubrificazione, kerosene, ecc. che si intendono separare. Si assume una velocità pari a 15 m/h e pari a 0.0052 m/s (valore riferito a densità di $0,8 \div 0,85 \text{ g/cm}^3$).

ID IMPIANTO	Portata progetto	Larghezza	Lunghezza	Sup	Velocità ascensionale
	$Q_{pp} \text{ [m}^3/\text{h]}$	B [m]	L [m]	$\text{[m}^2\text{]}$	Vd [m/s]
VPP 1	210	5.0	8.0	20	0.0052
VPP 2	105	5.0	4.0	20	0.0052

In definitiva, le dimensioni degli impianti di trattamento sono riportate nella tabella di seguito.

ID IMPIANTO	Portata progetto	Larghezza	Lunghezza	Altezza utile	Volume utile complessivo
	$Q_{pp} \text{ [m}^3/\text{h]}$	B [m]	L [m]	H [m]	V [m ³]
VPP 1	210	5.0	4.0+8.0=12	2	120
VPP 2	105	5.0	2.5+5.0=7.5	2	75

Le dimensioni delle vasche di prima pioggia risultano in questo modo essere adeguate anche per la raccolta degli sversamenti accidentali per i quali il parametro di riferimento è due volte il carico di un'autocisterna con rimorchio e pari a 60 mc.

8. VERIFICA DI STABILITÀ DEI MATERIALI

Il progetto di attraversamenti dei corsi d'acqua prevede in vari punti delle sistemazioni idrauliche in scogliera per la protezione delle sponde.

Le scogliere in massi ciclopici accompagneranno l'andamento naturale delle sponde, e saranno intasati con terreno vegetale e rinverditi mediante piantumazione di essenze arbustive autoctone. Il singolo elemento lapideo sulla sponda è sollecitato, oltre che dal peso proprio immerso (G), dall'azione idrodinamica della corrente: una spinta F_1 nel senso del moto ed una spinta F_2 verso l'alto dovuta alla portanza. Indicato con Φ l'angolo d'attrito, ritenuta trascurabile la F_2 (portanza) per la sua esiguità, la condizione di moto incipiente è data dalla relazione:

$$G \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi = \sqrt{(G \cdot \sin \alpha)^2 + F_1^2}$$

Dove:

$$G \cdot \sin \alpha = (\gamma_s - \gamma) \cdot d^3 \cdot \sin \alpha \quad \text{è la componente tangenziale al peso proprio;}$$

$$F_1 = C_D \cdot d^2 \cdot \gamma \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{è l'azione di trascinamento;}$$

$$R = G \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi = (\gamma_s - \gamma) \cdot d^3 \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad \text{è la resistenza d'attrito;}$$

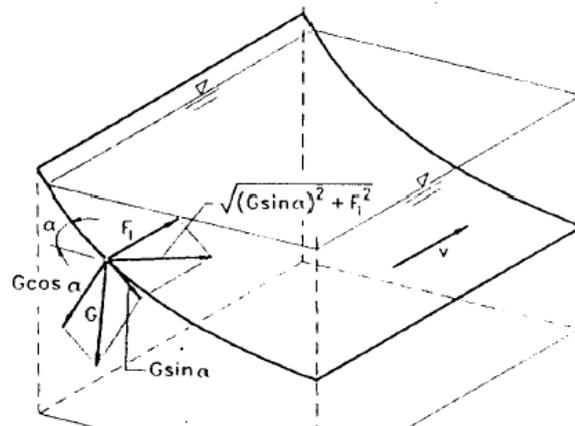


Fig. 8.1 – Forze agenti su un elemento lapideo sulla sponda.

Assumendo per l'angolo di inclinazione delle sponde il valore $\alpha=30^\circ$, per il peso specifico del materiale $\gamma_s = 2600 \text{ kg/mc}$, ponendo l'angolo d'attrito $\Phi = 40^\circ$ e assegnando il valore $CD = 0.7$ per il coefficiente di resistenza idrodinamica, si ottiene, rispetto alla condizione di equilibrio riportata sopra, il seguente valore del diametro minimo dell'elemento da utilizzare per il rivestimento delle sponde.

ID SIST	Vmax (m/s)	Dmin (m)	Peso min (kg)	Peso progetto (kg)
Fosso S. Lorenzo	4.5	0.9	1650	1800

9. BIBLIOGRAFIA

Chow, V.T., Maidment, D.R., and Mays, L.W., Applied Hydrology, McGraw Hill International Edition, 1988.

Da Deppo L., Datei C., "Fognature", Edizioni Libreria Cortina Padova, 2000.

Metcalf & Eddy, Inc., "Wastewater Engineering", McGraw Hill International Edition, 2003.

Lee C.C., Shun Dar Lin, "Handbook of Environmental Engineering Calculations", McGraw Hill Professional, 2000.

ALLEGATI A-L. RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

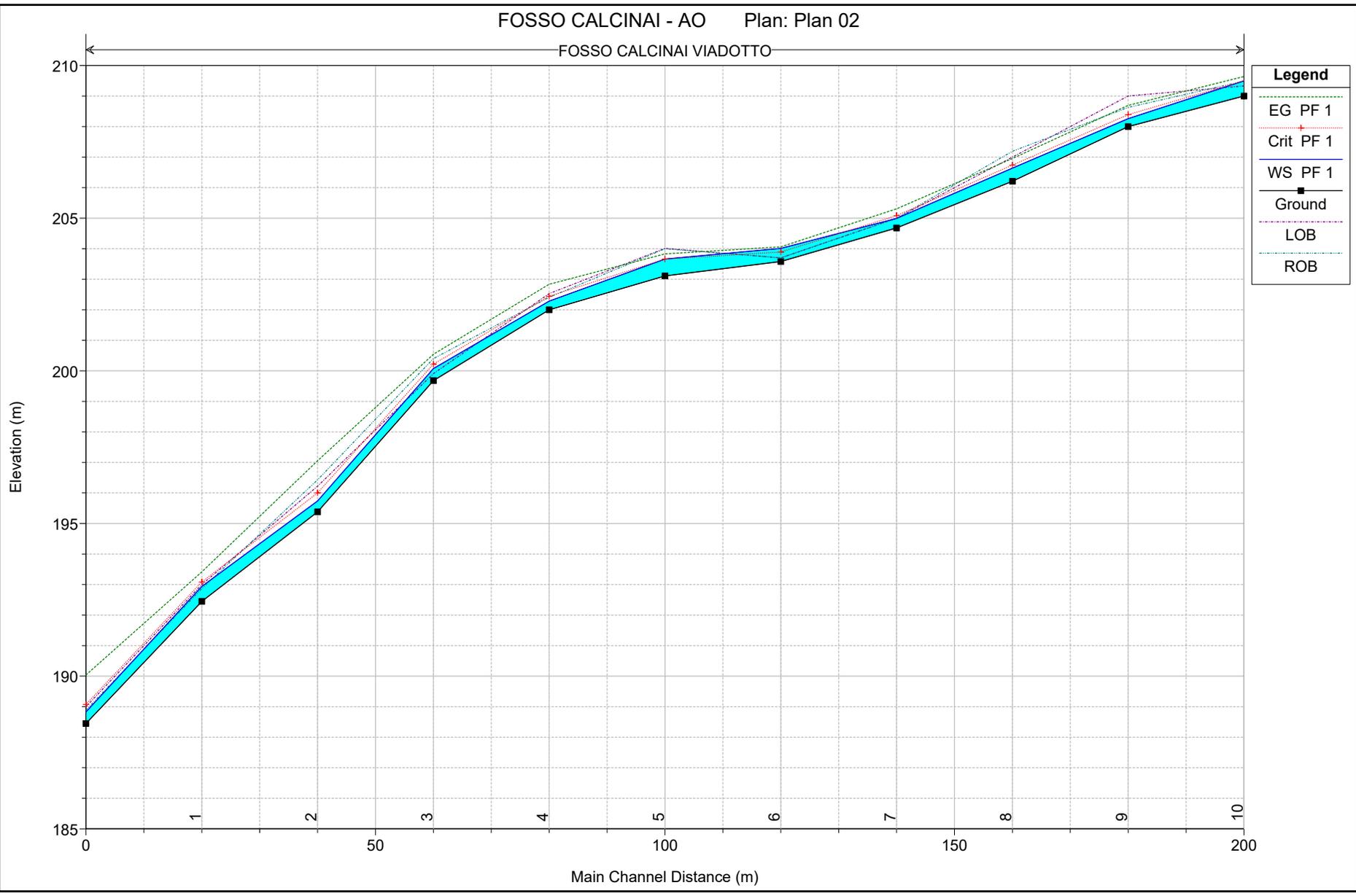
ALLEGATO A

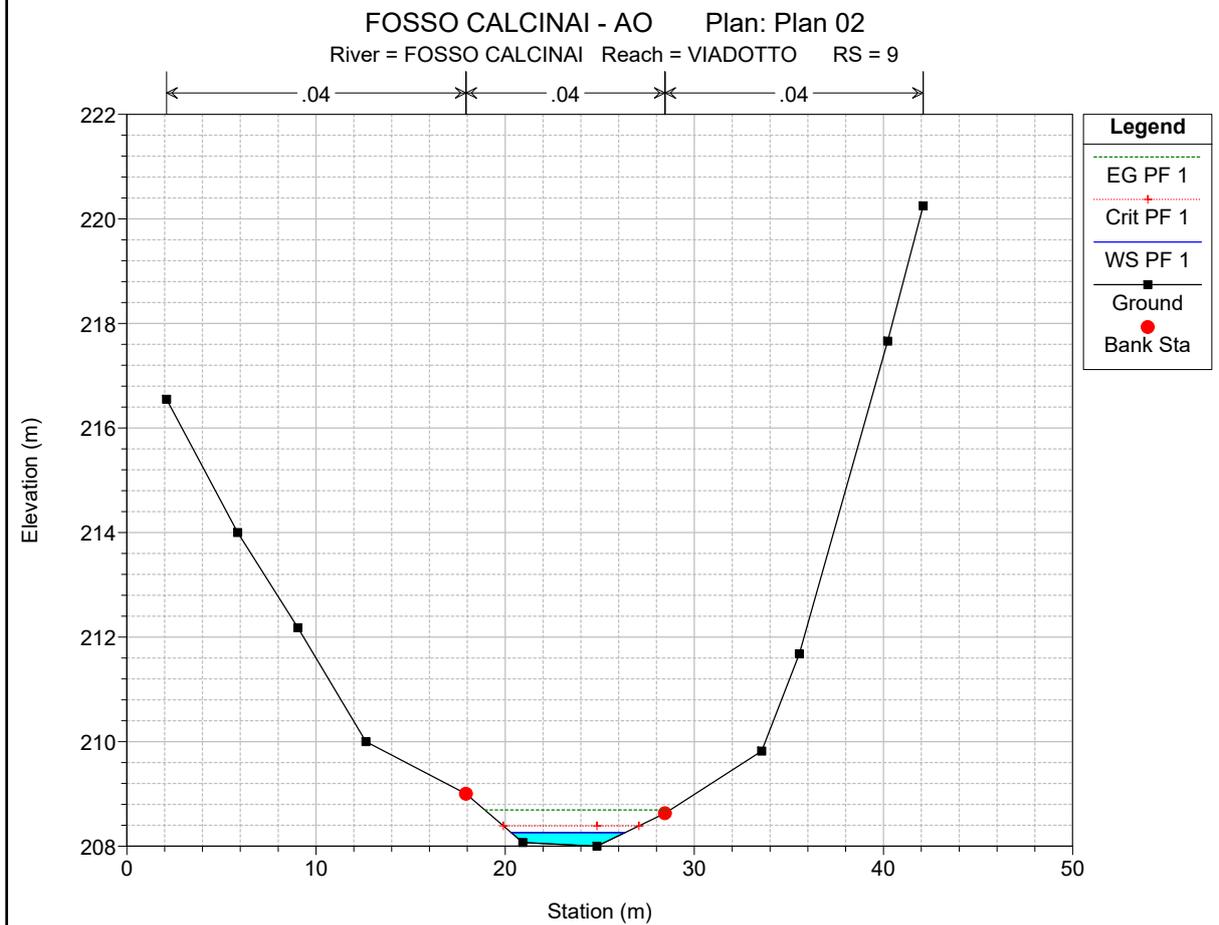
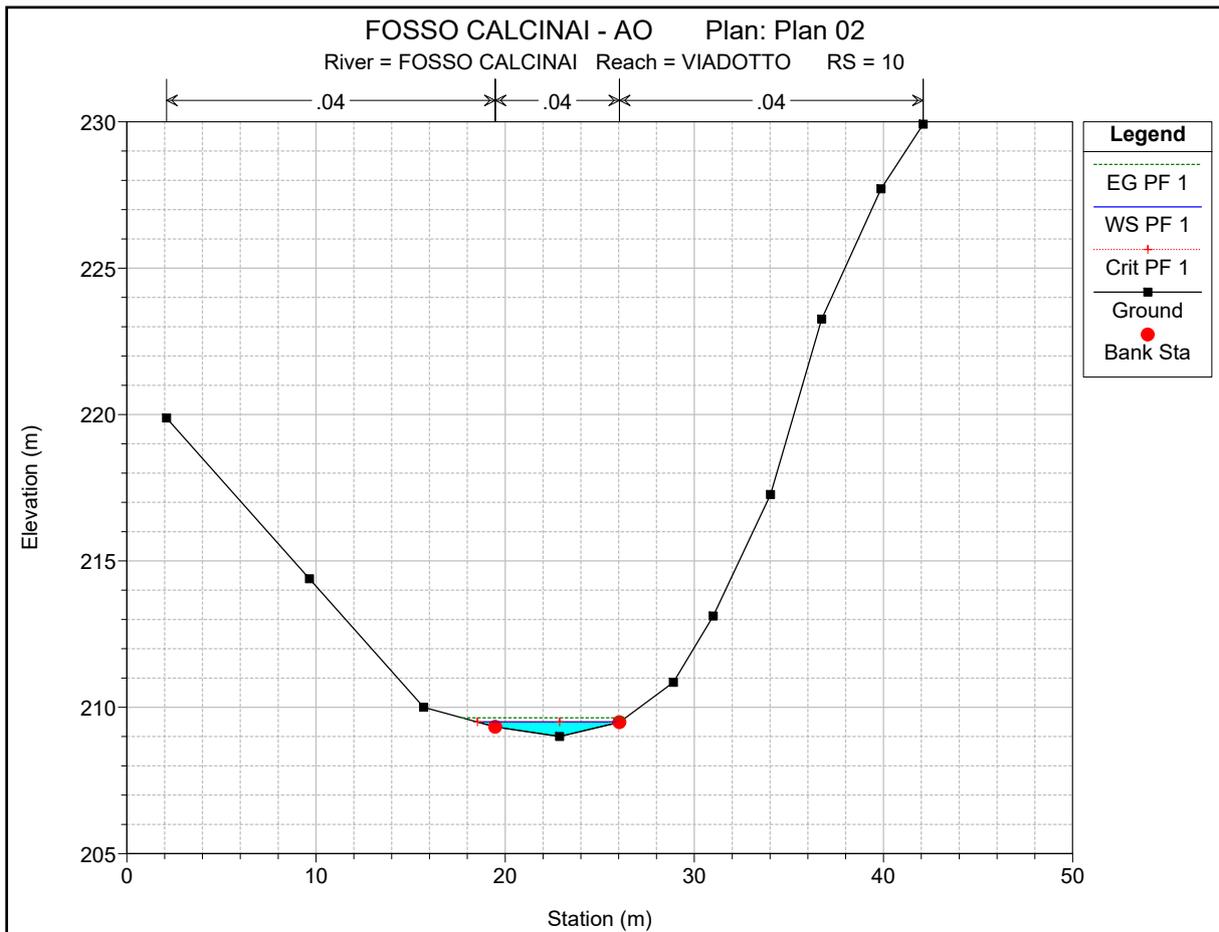
RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

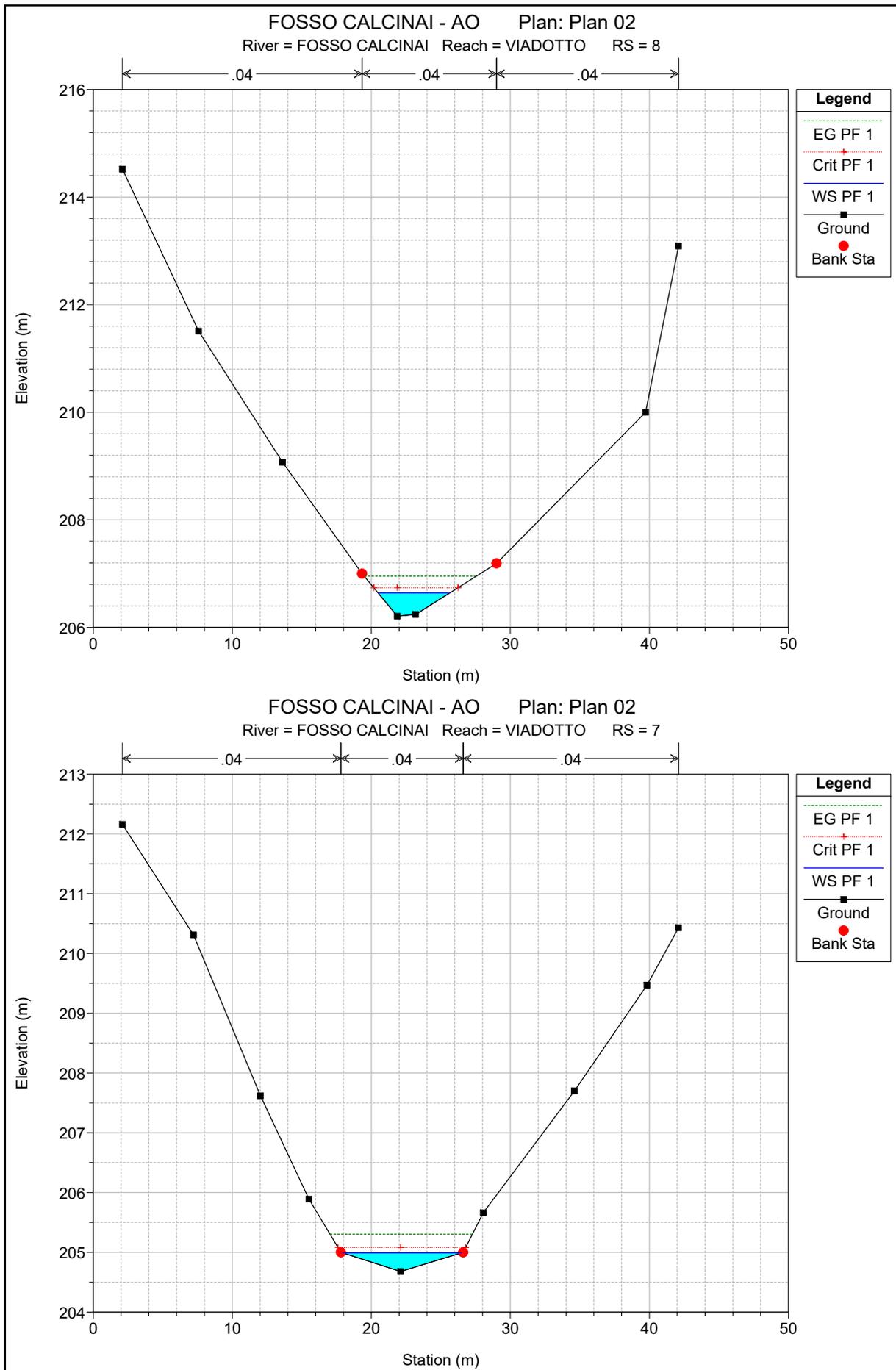
FOSSO CALCINAI – STATO ATTUALE

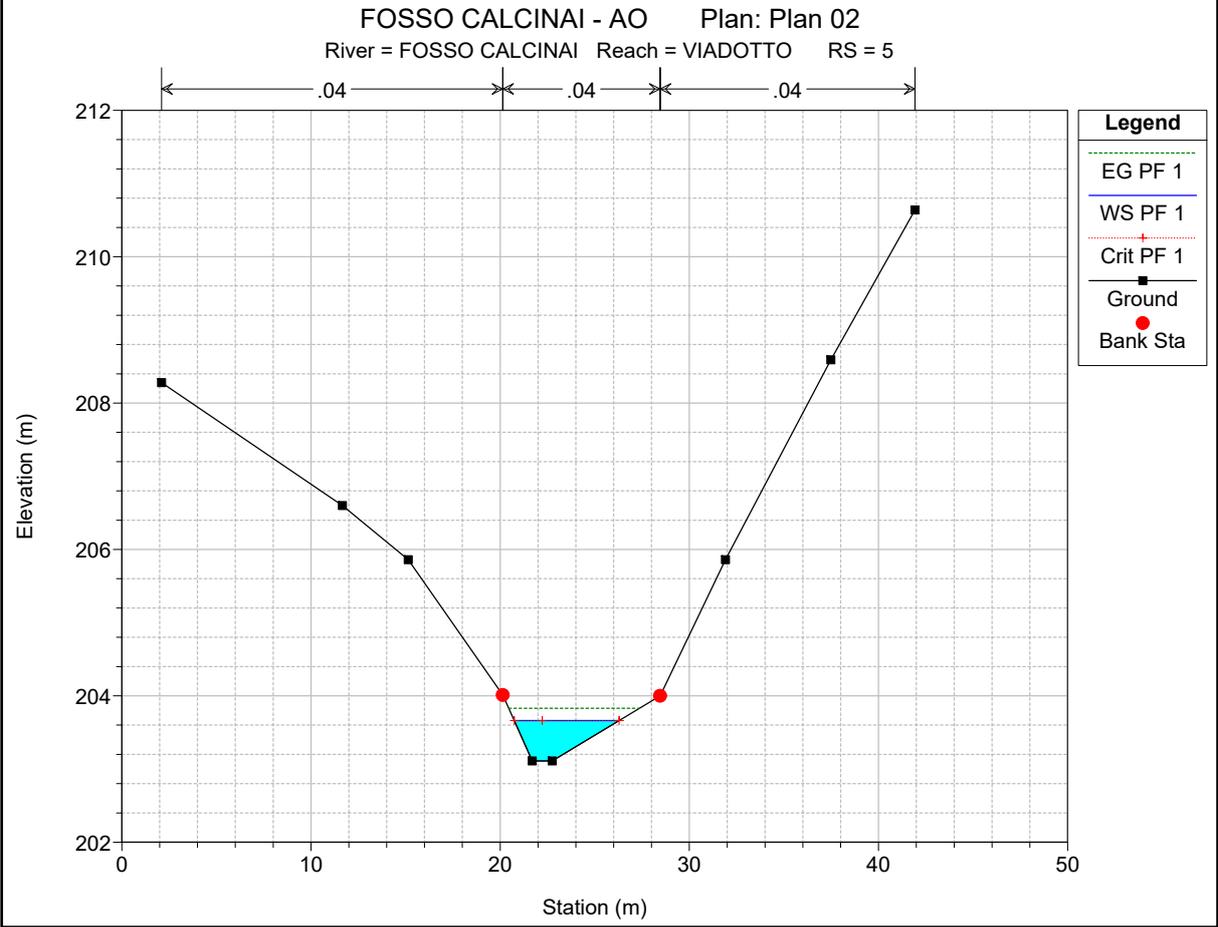
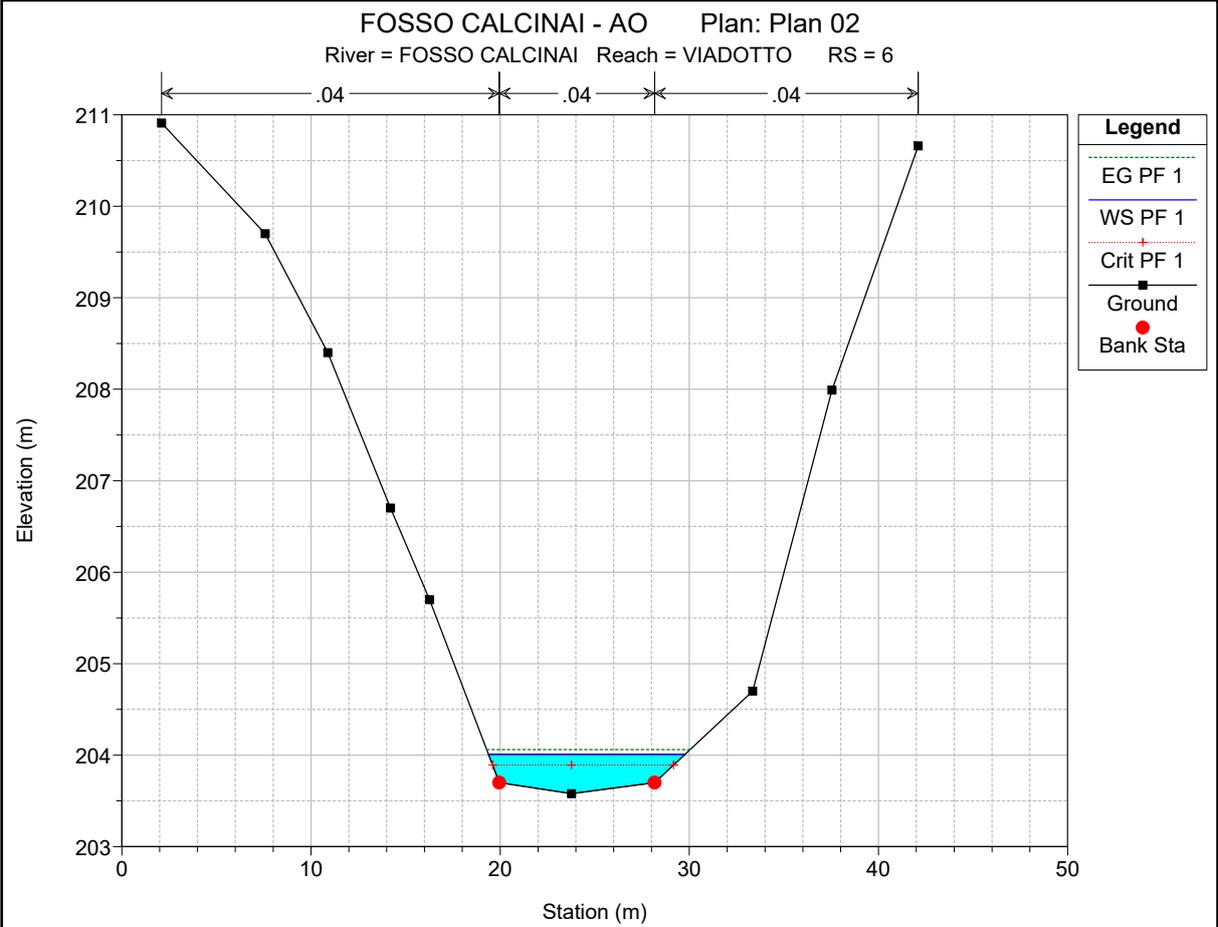
FOSSO CALCINAI - AO Plan: Plan 02

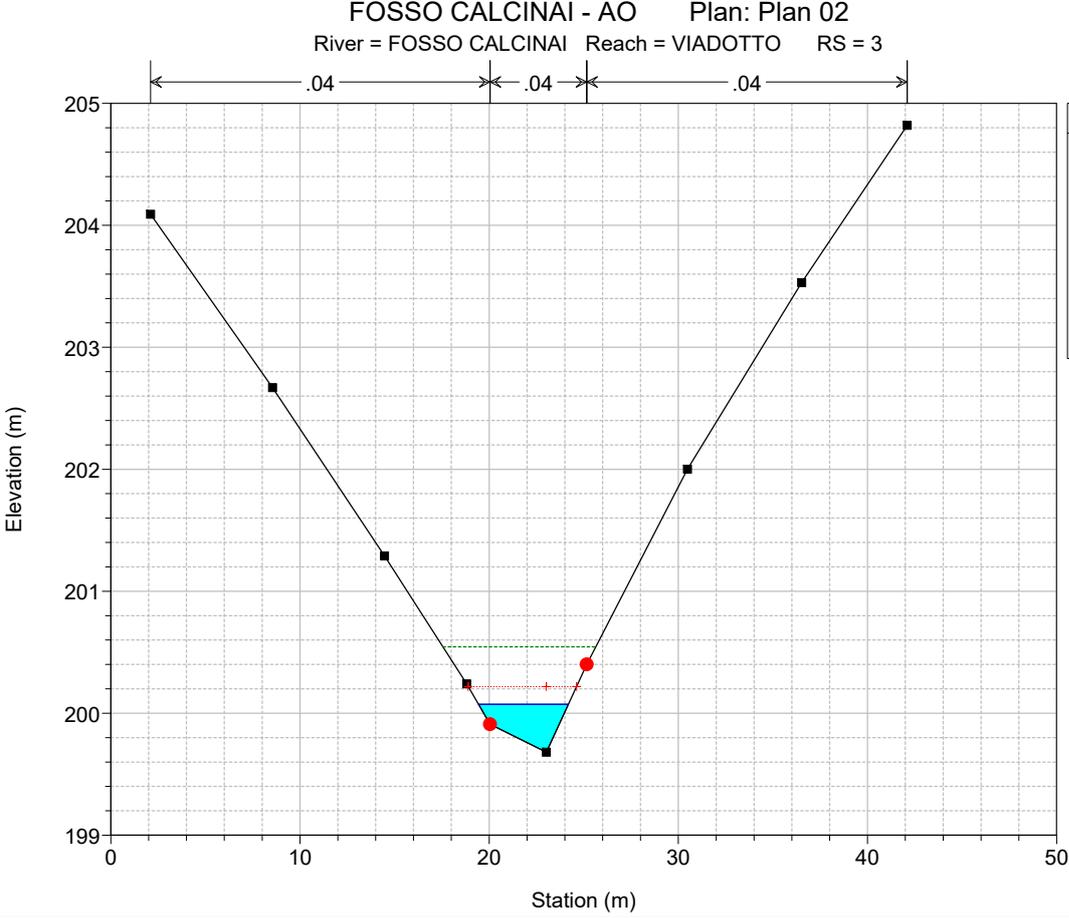
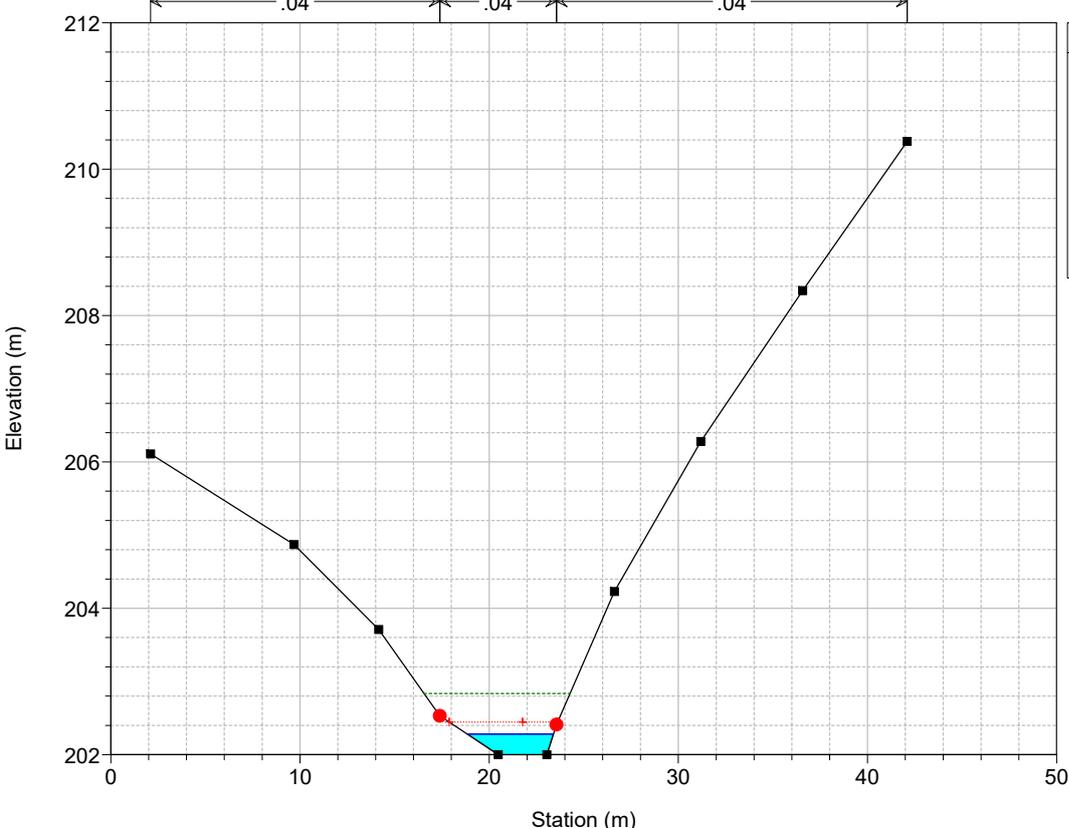
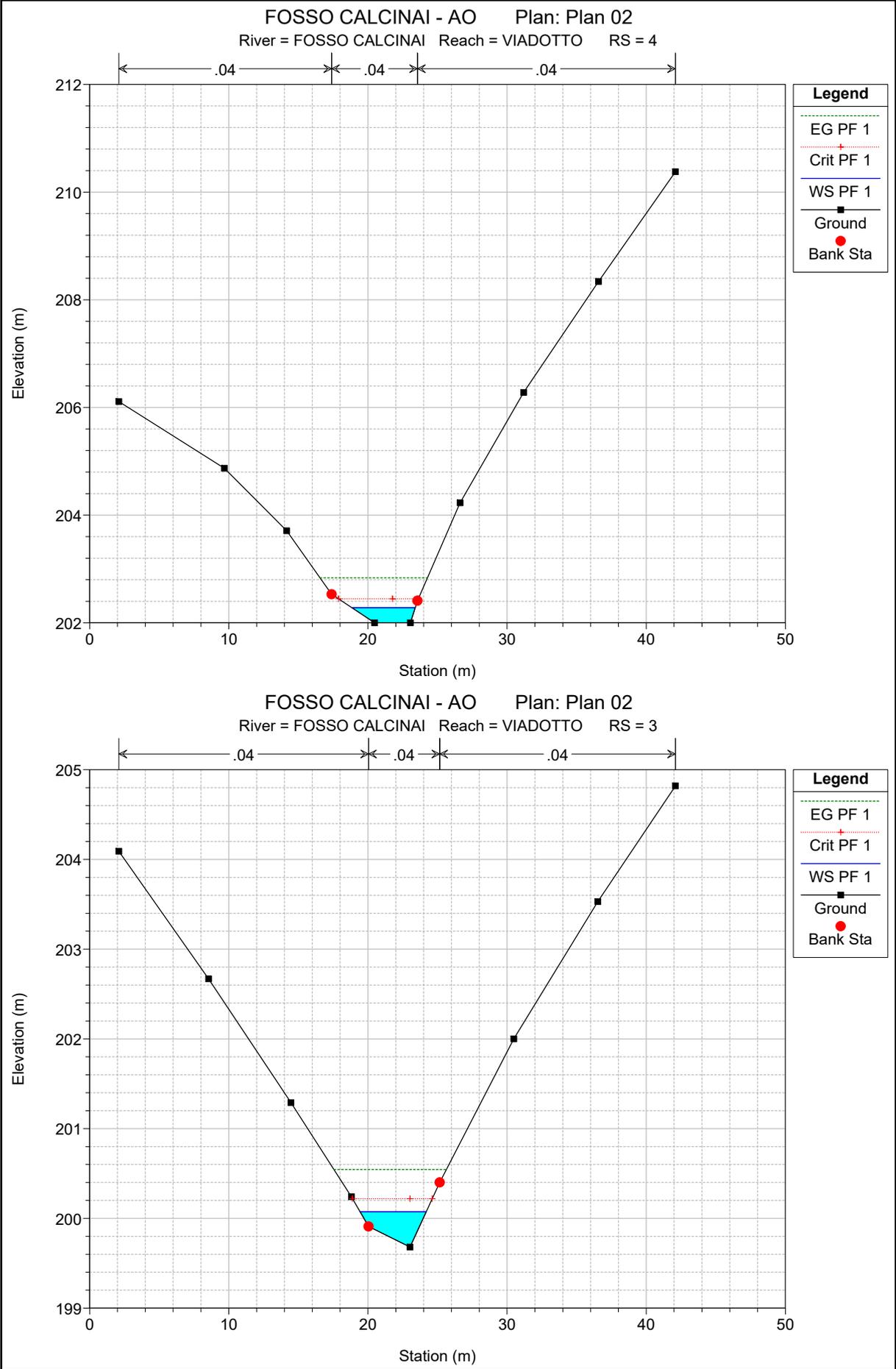
FOSSO CALCINAI VIADOTTO

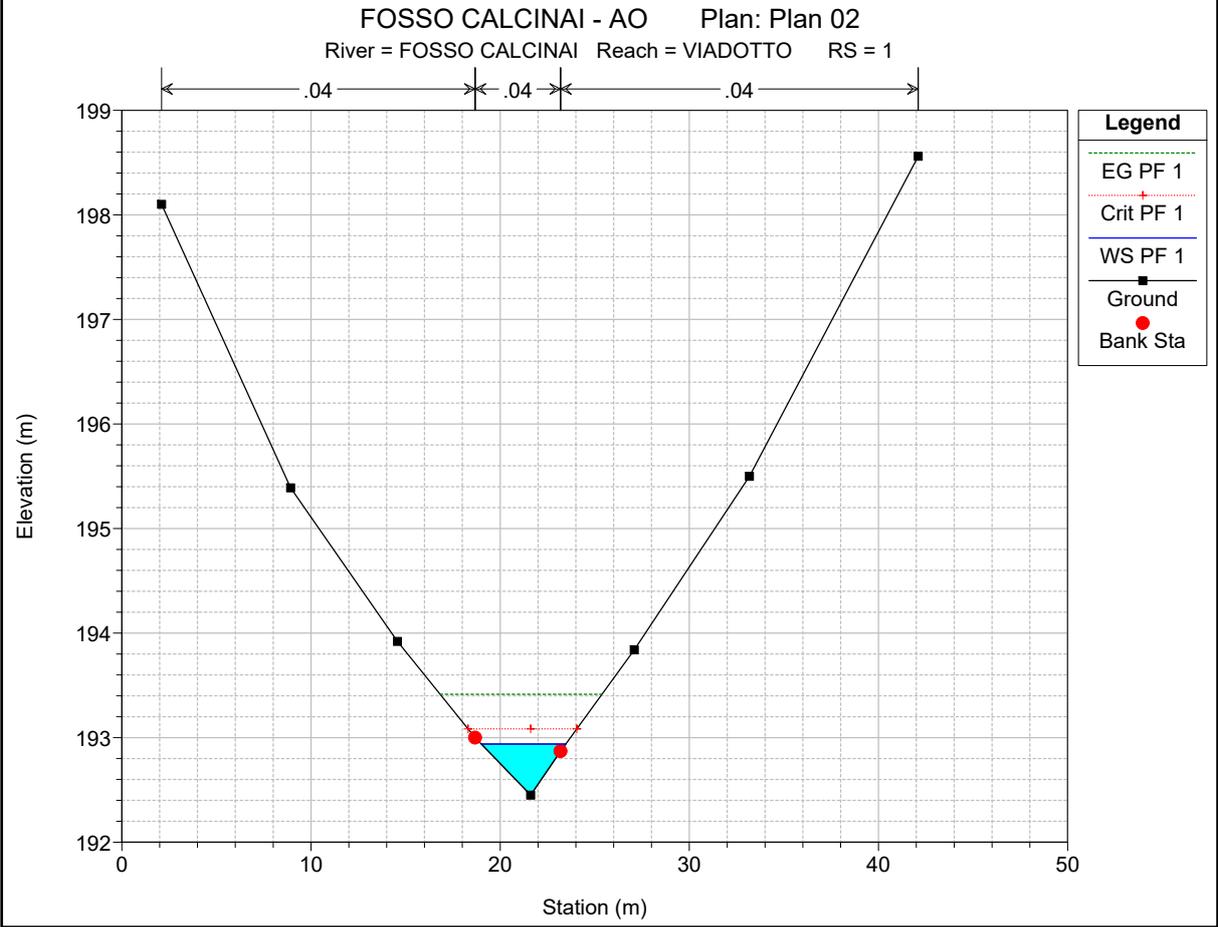
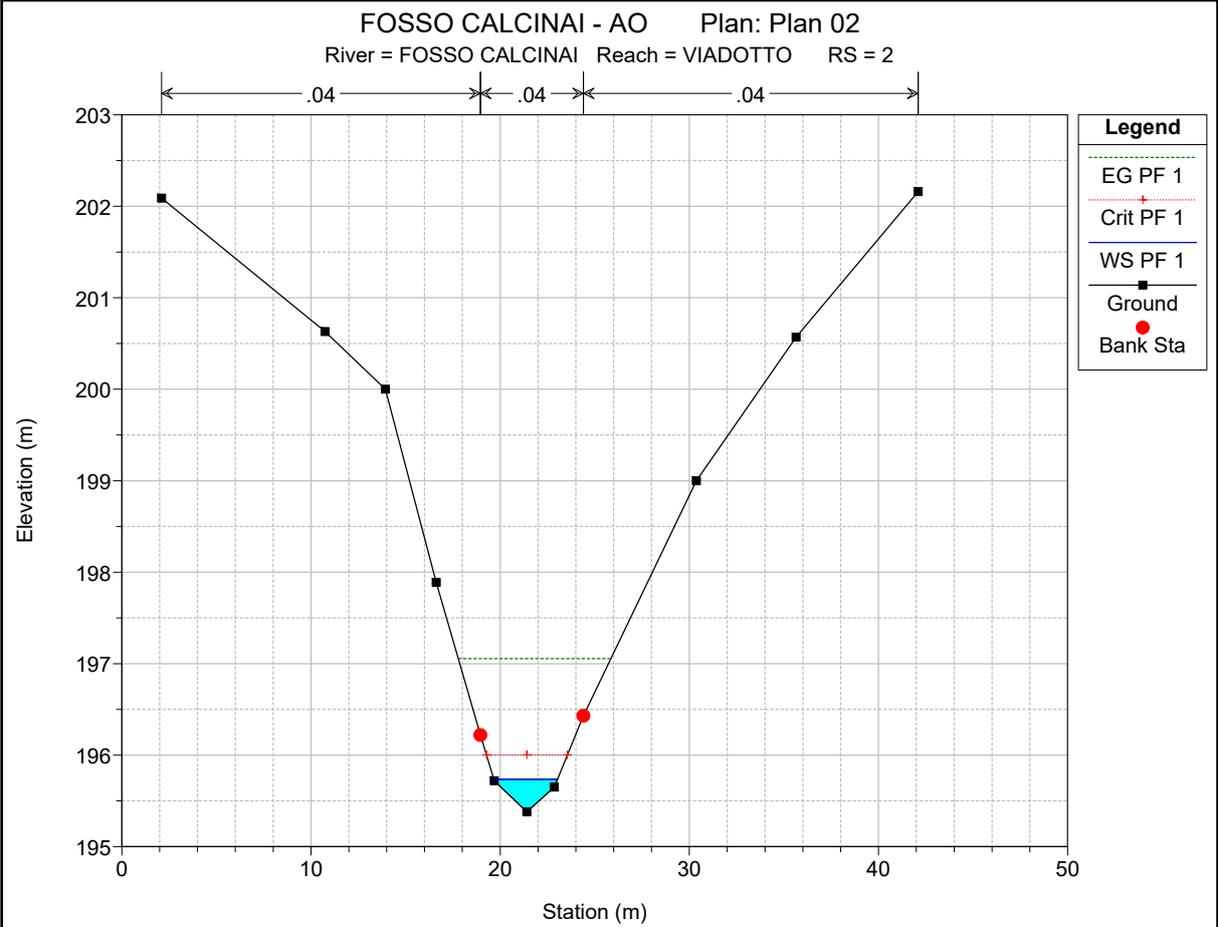




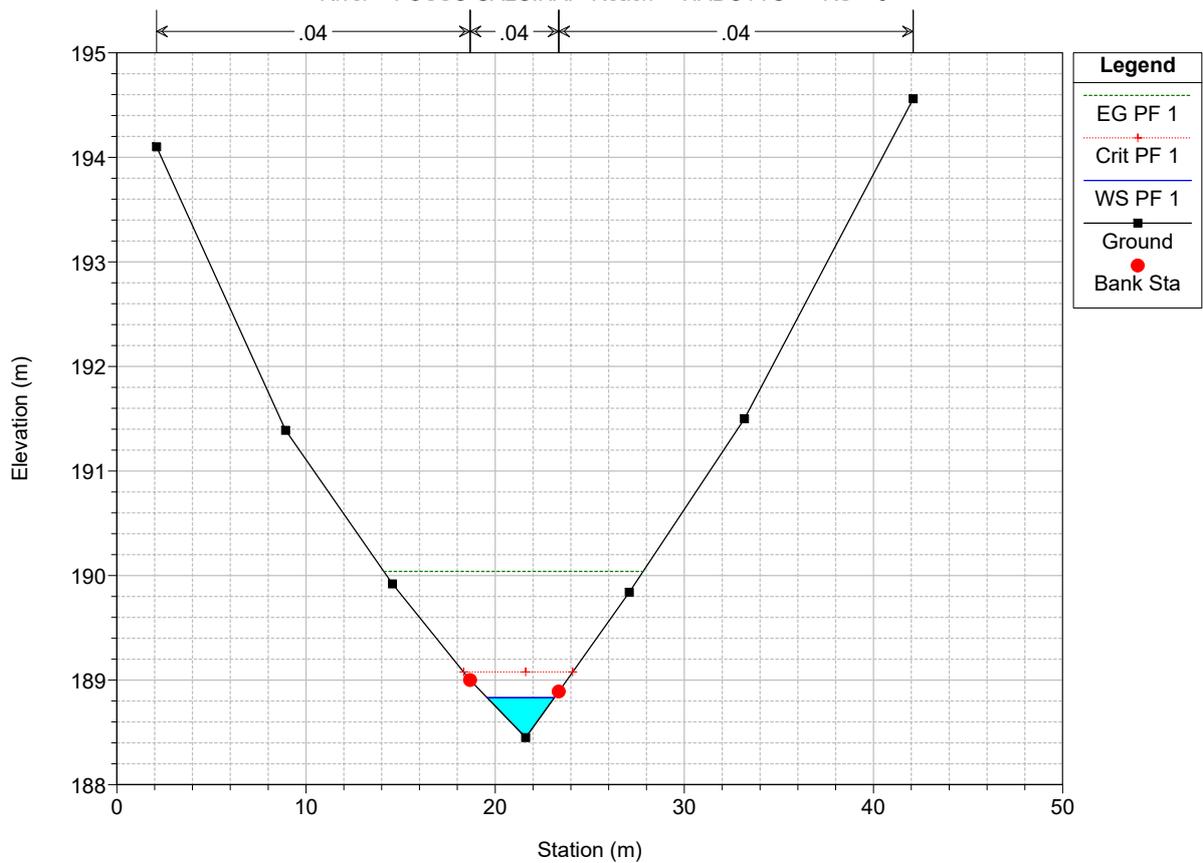








FOSSO CALCINAI - AO Plan: Plan 02
River = FOSSO CALCINAI Reach = VIADOTTO RS = 0



HEC-RAS Plan: Plan 02 River: FOSSO CALCINAI Reach: VIADOTTO 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
VIADOTTO	10	PF 1	3.30	209.00	209.50	209.50	209.64	0.023391	1.68	2.01	7.52	0.99
VIADOTTO	9	PF 1	3.30	208.00	208.26	208.39	208.69	0.127612	2.92	1.13	6.02	2.15
VIADOTTO	8	PF 1	3.30	206.21	206.64	206.74	206.95	0.060886	2.48	1.33	5.15	1.55
VIADOTTO	7	PF 1	3.30	204.68	204.99	205.08	205.30	0.117576	2.48	1.33	8.55	2.00
VIADOTTO	6	PF 1	3.30	203.58	204.01	203.89	204.06	0.006349	1.03	3.37	10.39	0.54
VIADOTTO	5	PF 1	3.30	203.11	203.66	203.66	203.83	0.024328	1.81	1.82	5.55	1.01
VIADOTTO	4	PF 1	3.30	202.00	202.28	202.44	202.84	0.136530	3.30	1.00	4.55	2.25
VIADOTTO	3	PF 1	3.30	199.68	200.07	200.22	200.54	0.095578	3.07	1.10	4.75	1.94
VIADOTTO	2	PF 1	3.30	195.38	195.74	196.00	197.06	0.384558	5.09	0.65	3.36	3.70
VIADOTTO	1	PF 1	3.30	192.45	192.94	193.08	193.42	0.094878	3.06	1.08	4.46	1.93
VIADOTTO	0	PF 1	3.30	188.45	188.83	189.08	190.04	0.356216	4.87	0.68	3.55	3.56

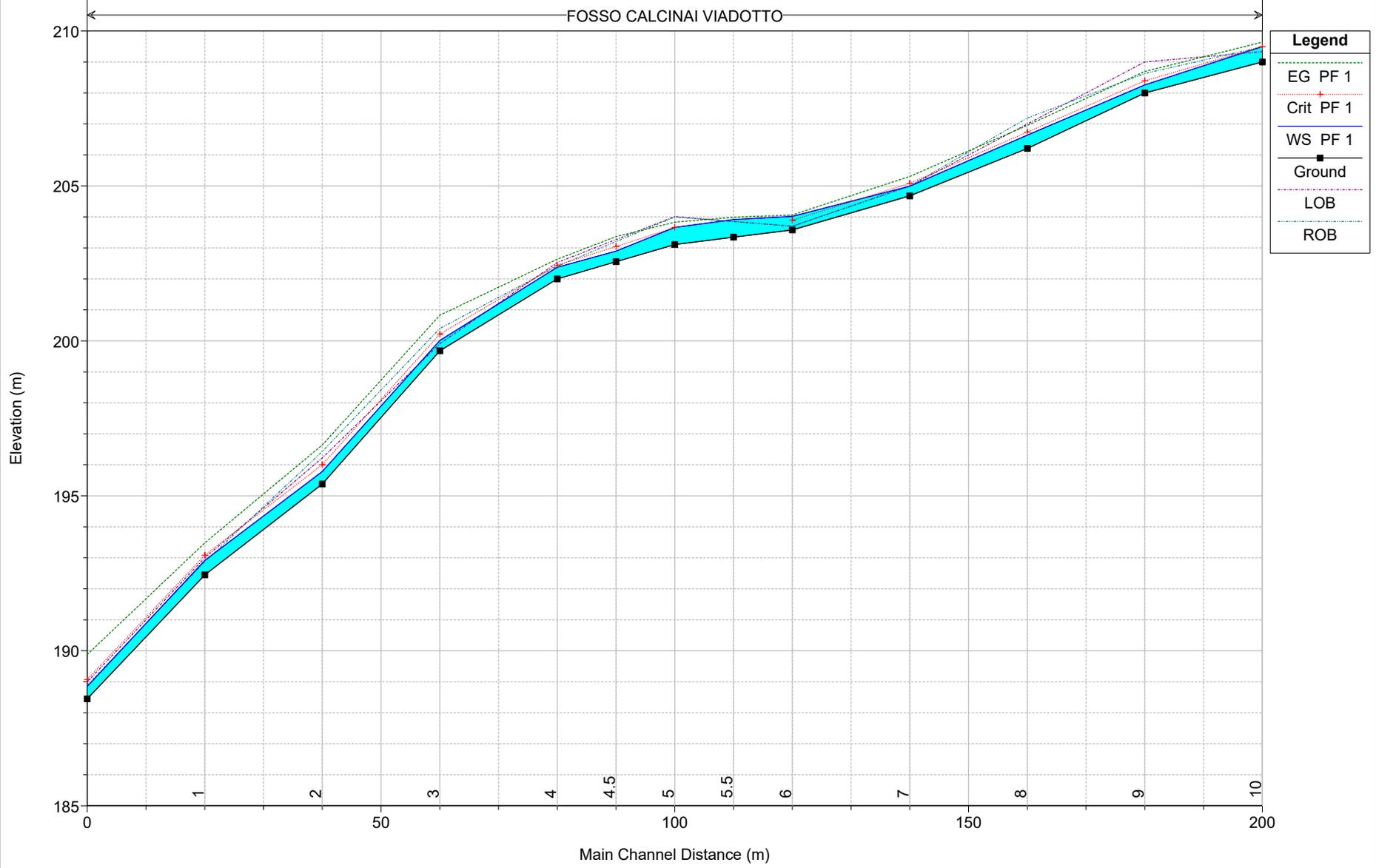
ALLEGATO B

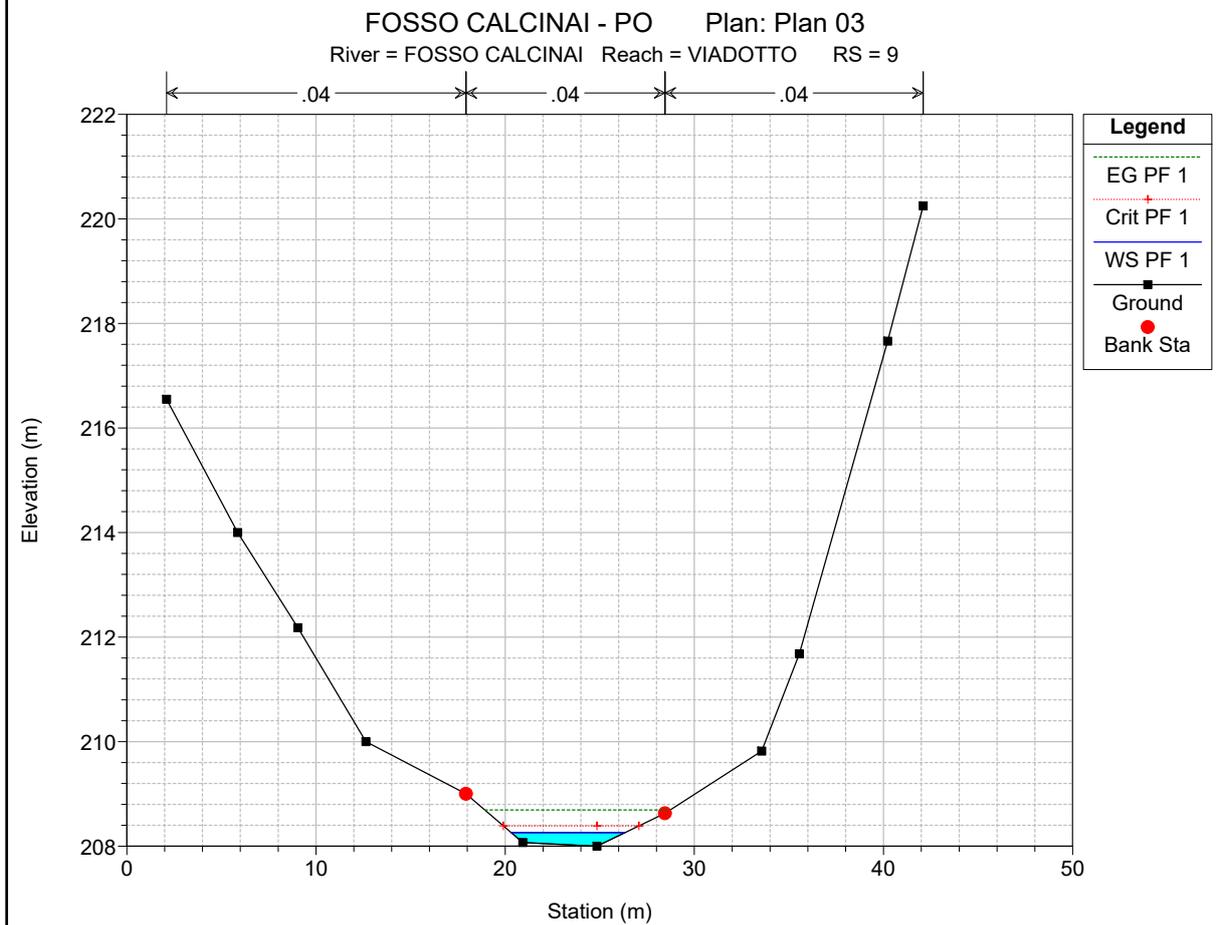
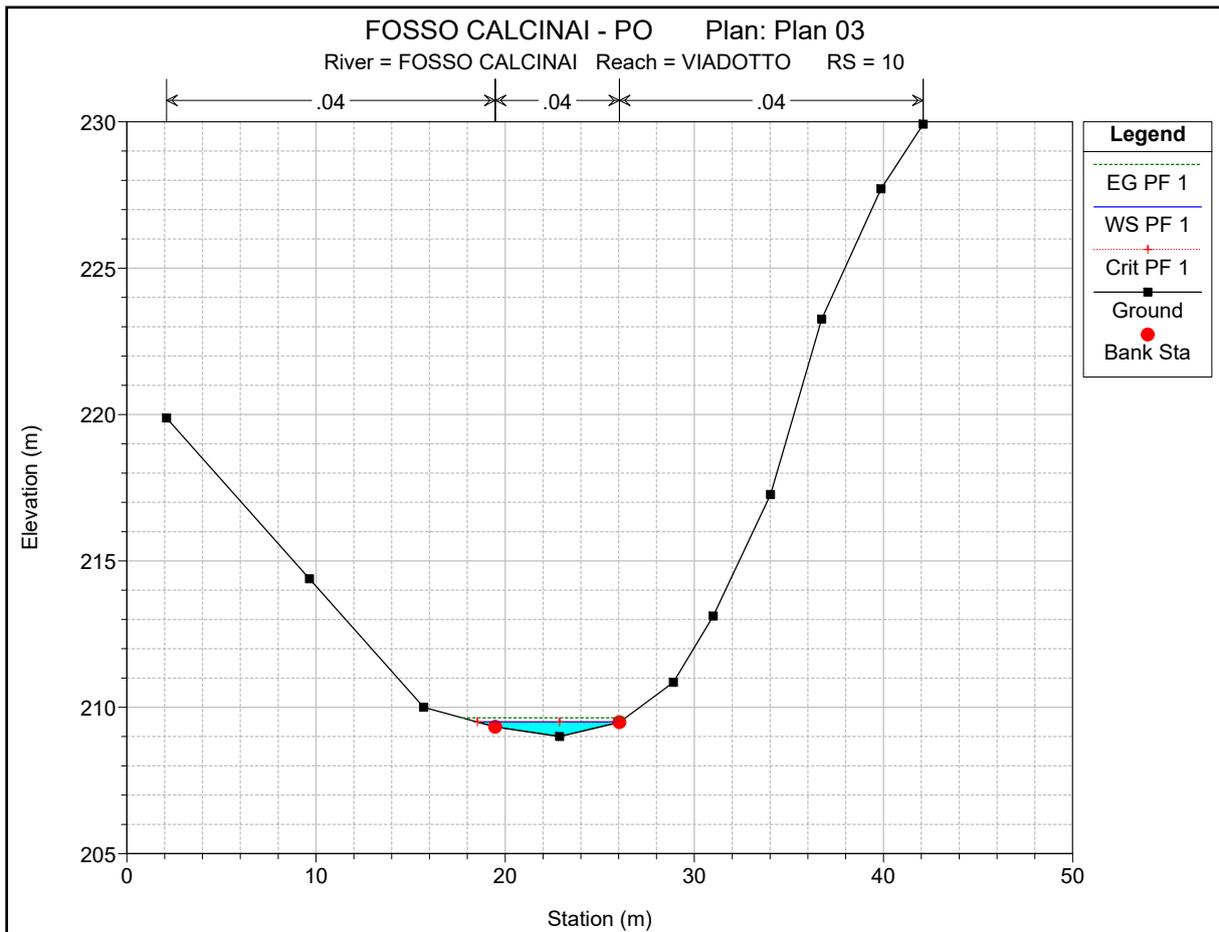
RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

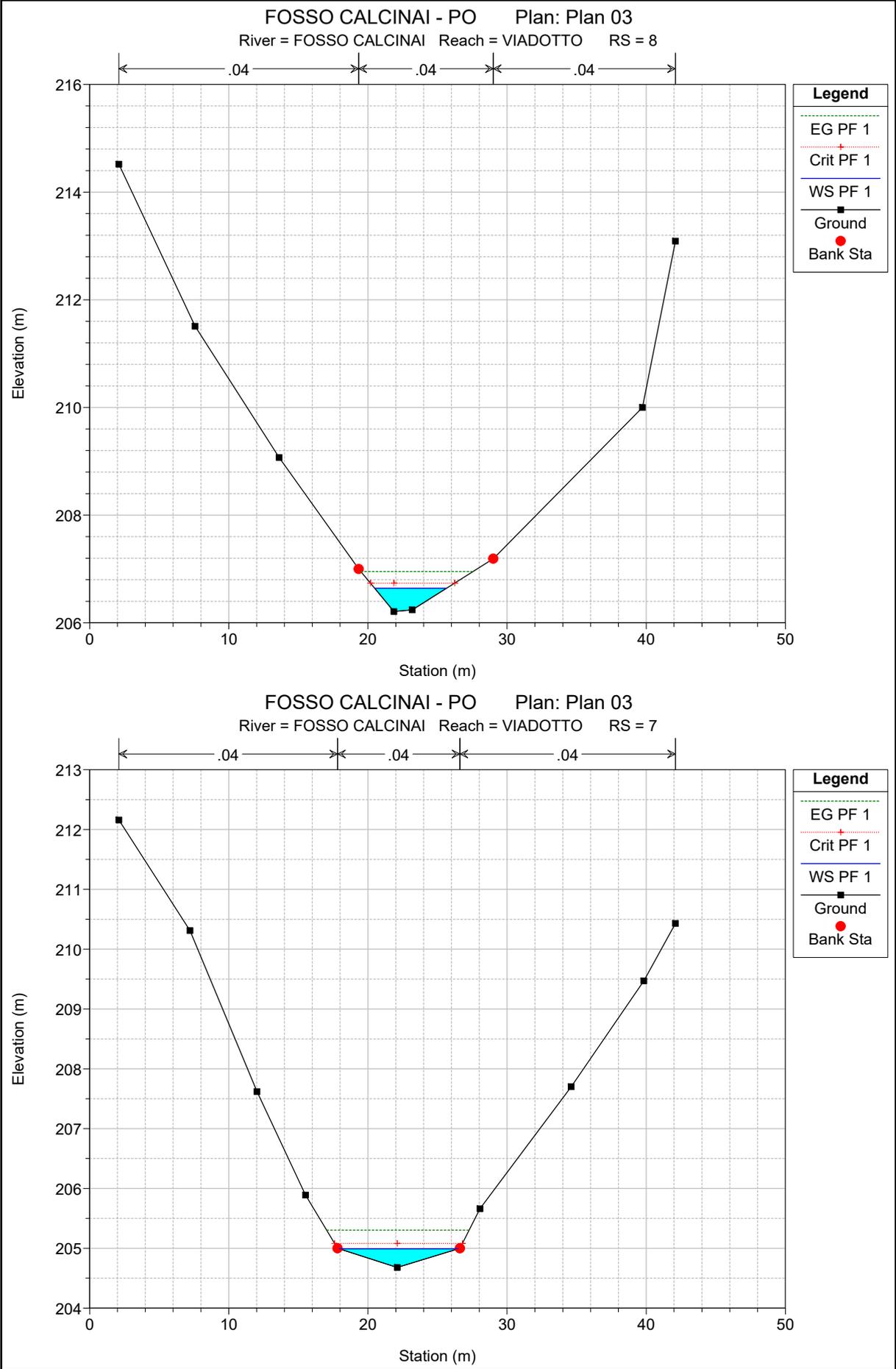
FOSSO CALCINAI – STATO DI PROGETTO

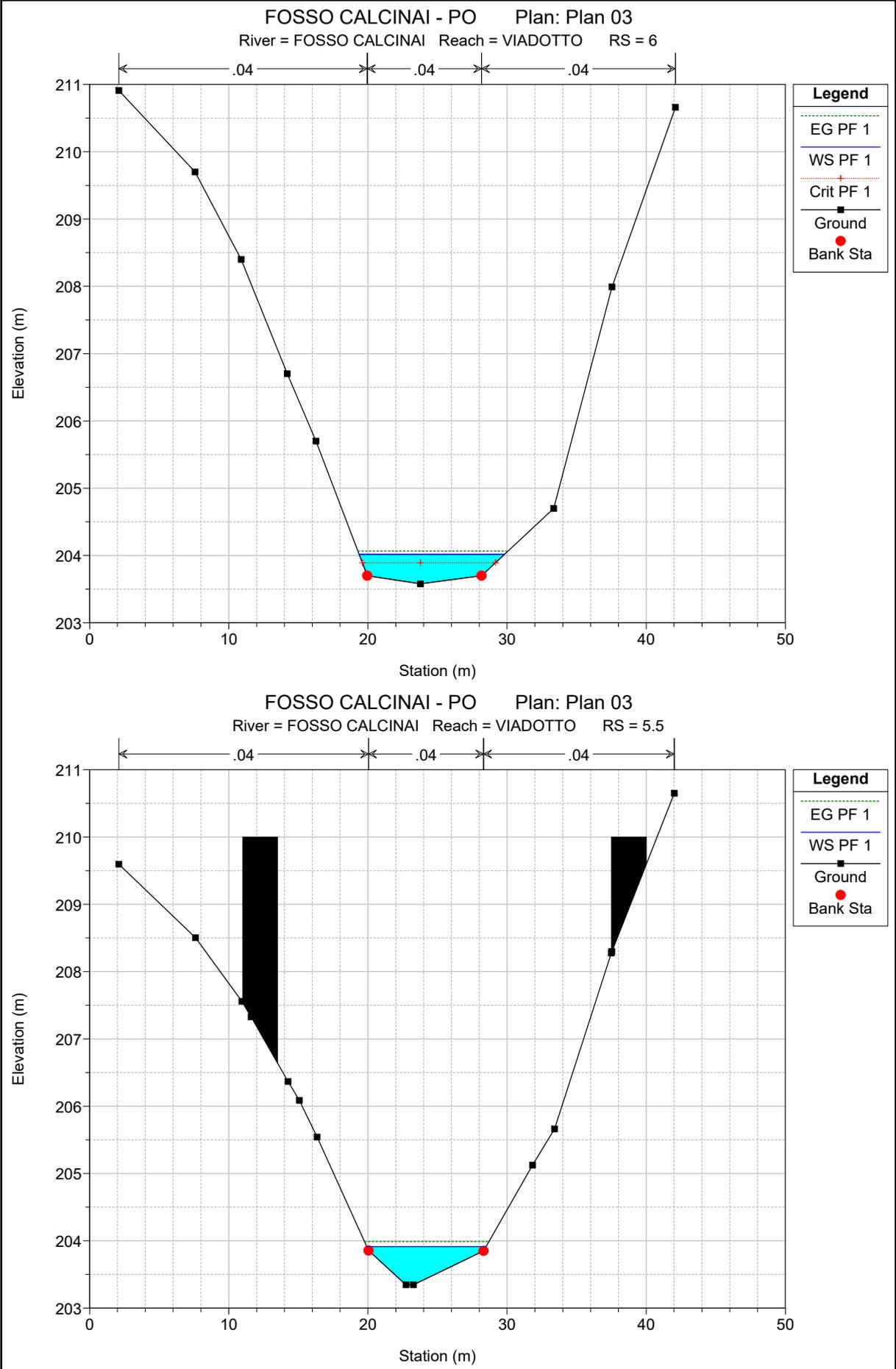
FOSSO CALCINAI - PO Plan: Plan 03

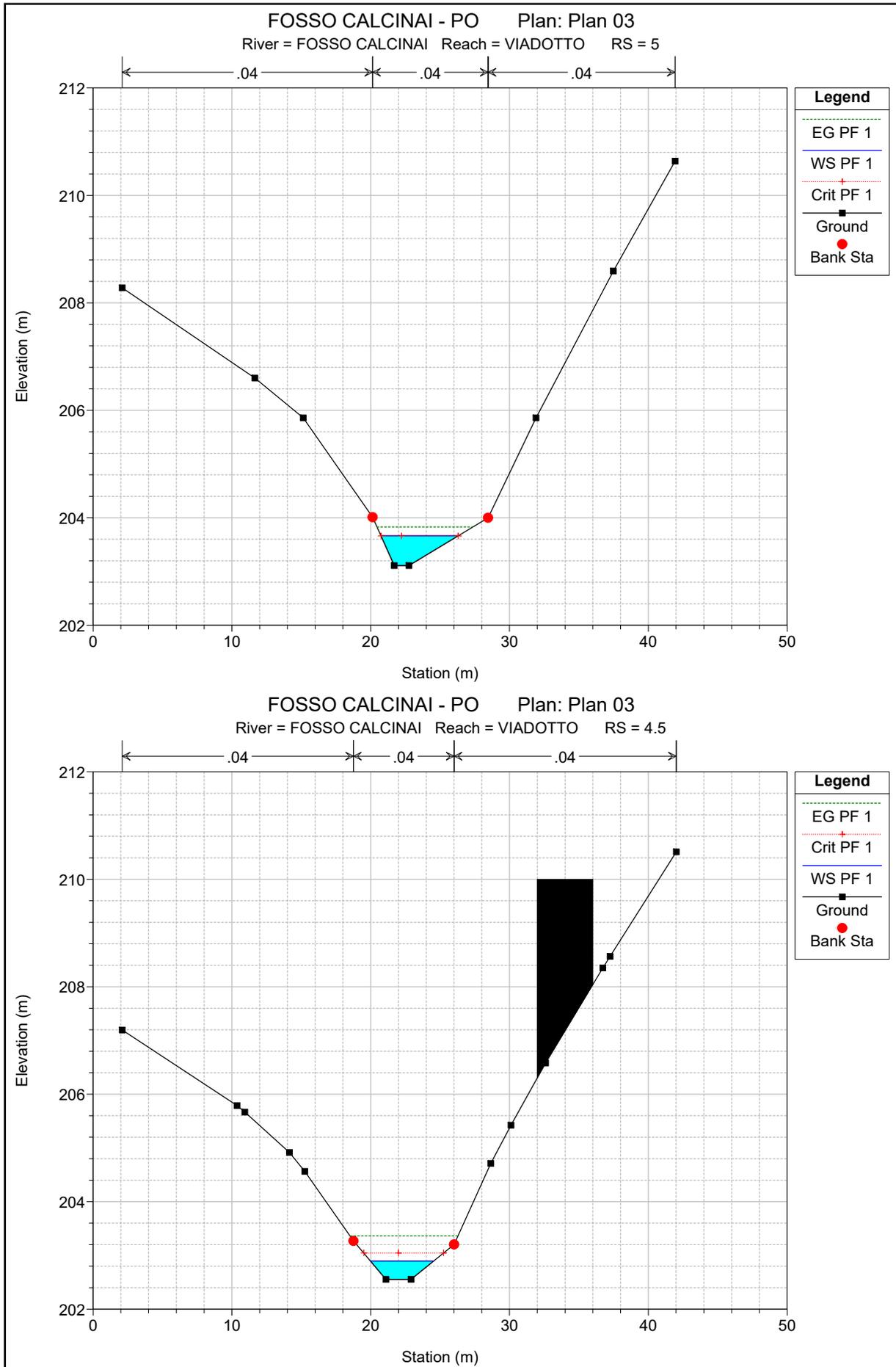
FOSSO CALCINAI VIADOTTO

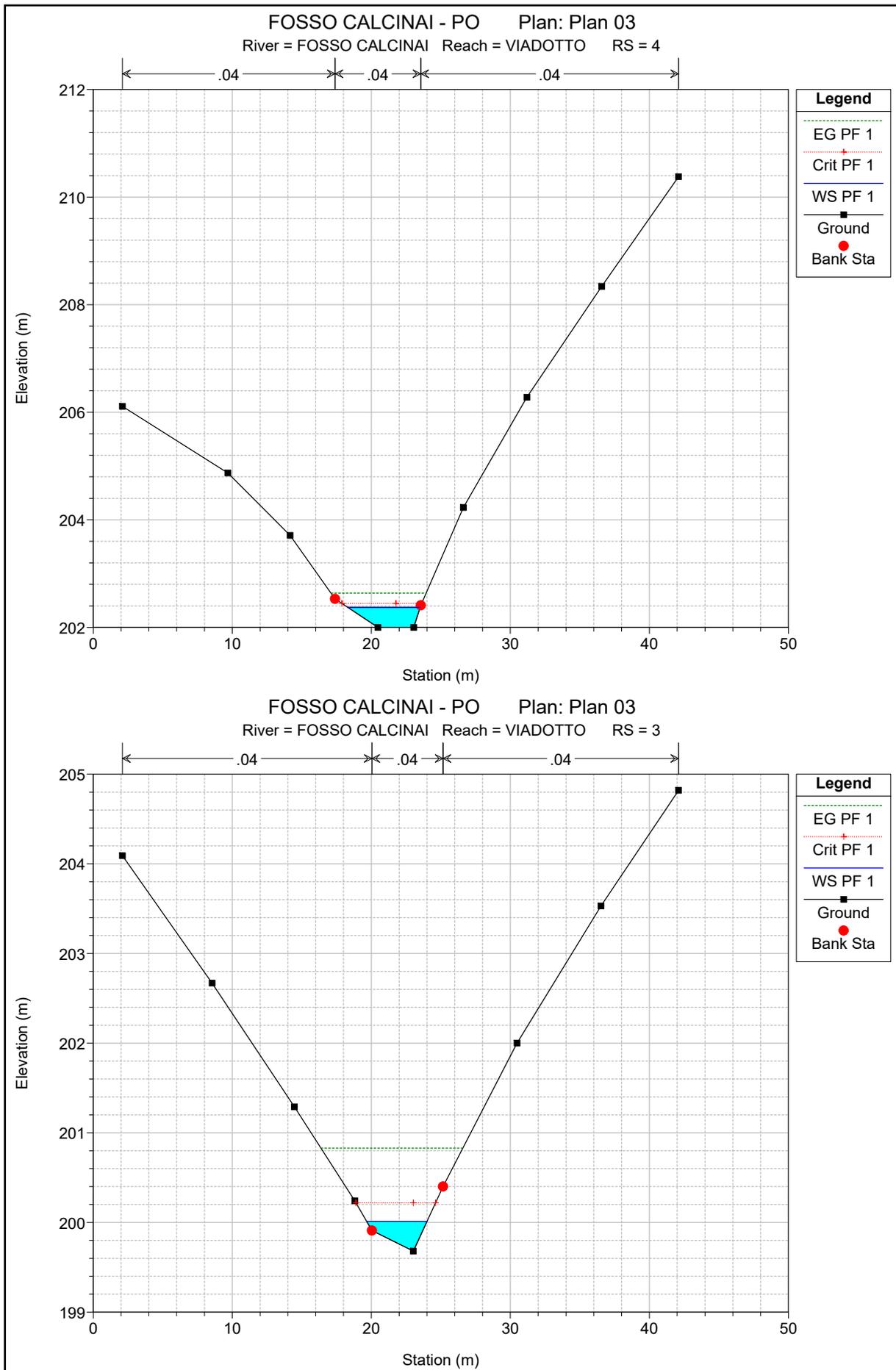


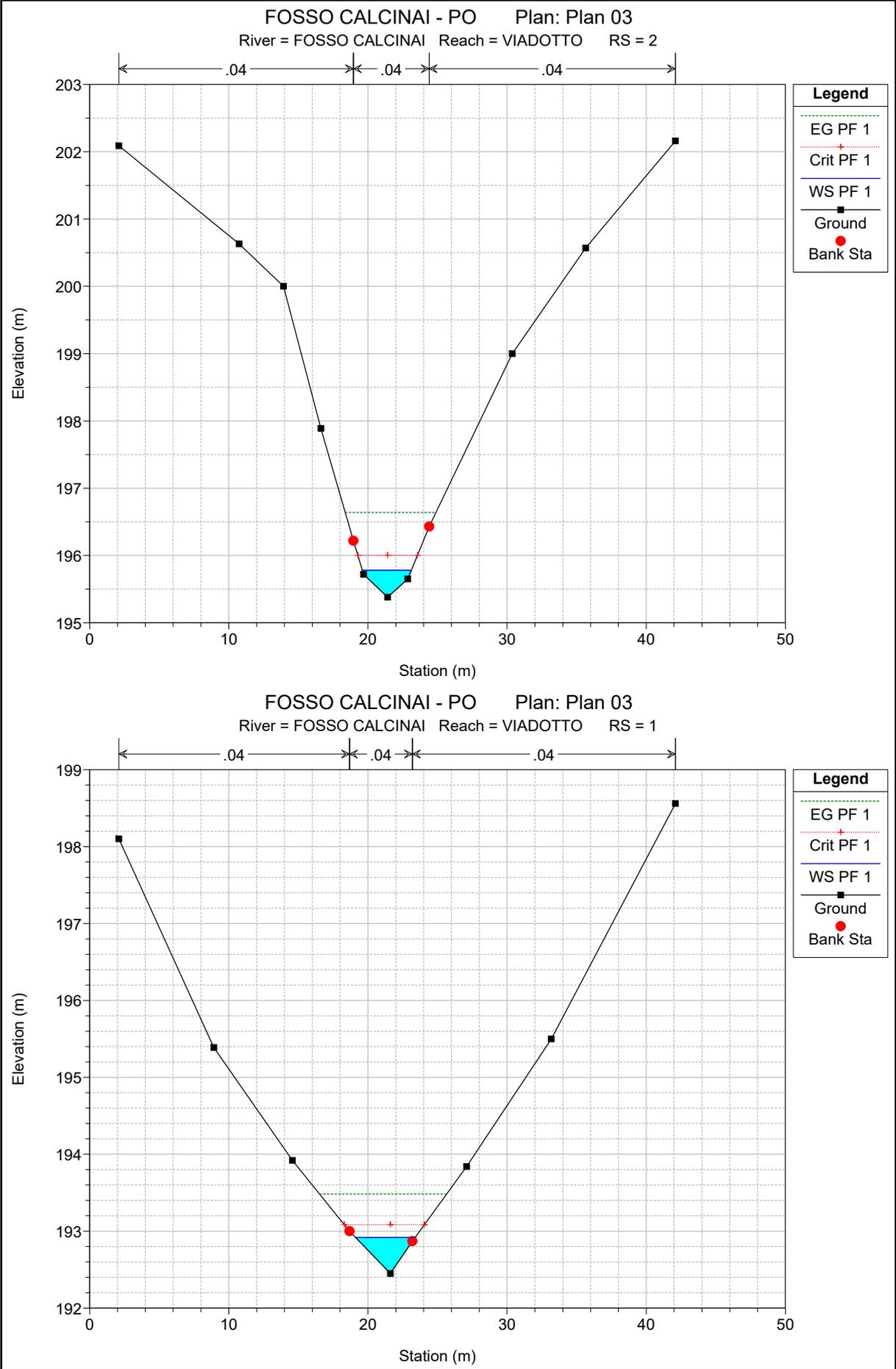




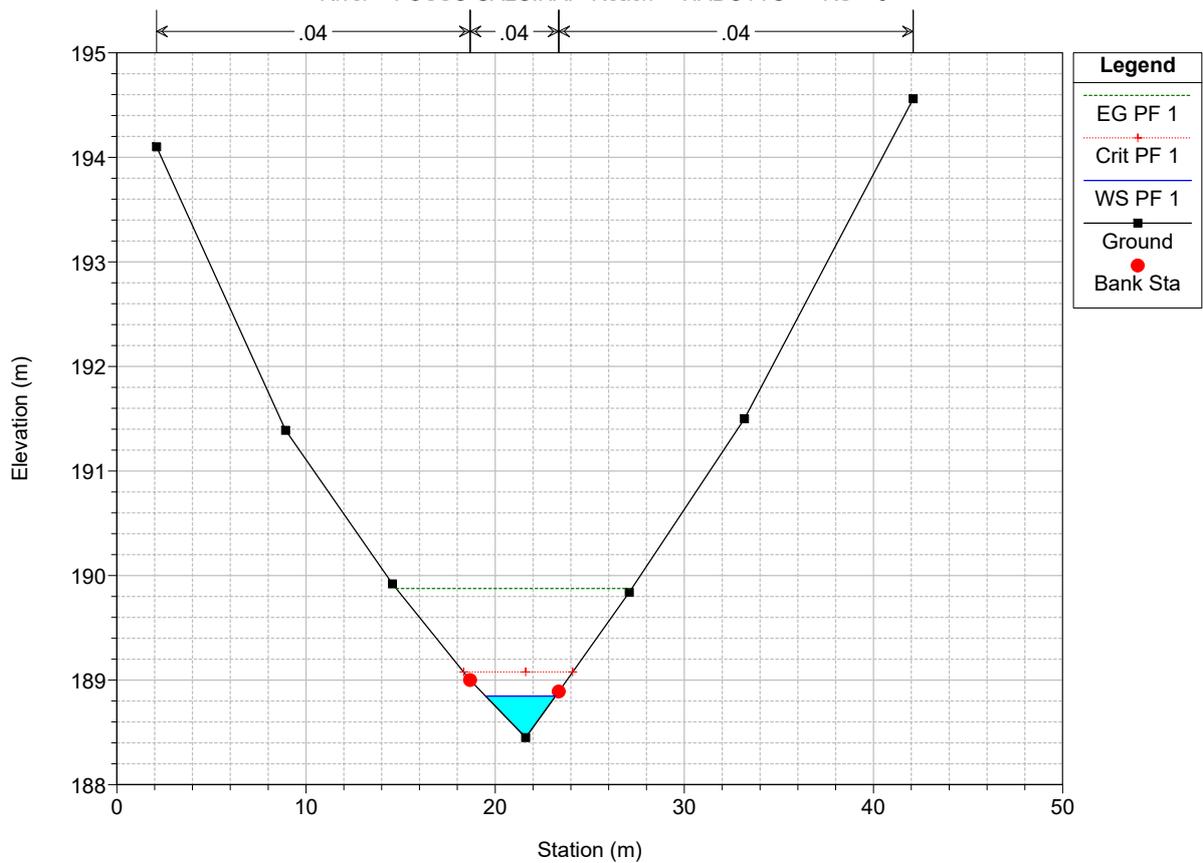








FOSSO CALCINAI - PO Plan: Plan 03
River = FOSSO CALCINAI Reach = VIADOTTO RS = 0



HEC-RAS Plan: Plan 03 River: FOSSO CALCINAI Reach: VIADOTTO 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
VIADOTTO	10	PF 1	3.30	209.00	209.50	209.50	209.64	0.023391	1.68	2.01	7.52	0.99
VIADOTTO	9	PF 1	3.30	208.00	208.26	208.39	208.69	0.127612	2.92	1.13	6.02	2.15
VIADOTTO	8	PF 1	3.30	206.21	206.64	206.74	206.95	0.060886	2.48	1.33	5.15	1.55
VIADOTTO	7	PF 1	3.30	204.68	204.99	205.08	205.30	0.117576	2.48	1.33	8.55	2.00
VIADOTTO	6	PF 1	3.30	203.58	204.02	203.89	204.07	0.005904	1.00	3.45	10.45	0.52
VIADOTTO	5.5	PF 1	3.30	203.34	203.91		203.99	0.010166	1.20	2.75	8.58	0.67
VIADOTTO	5	PF 1	3.30	203.11	203.66	203.66	203.83	0.024022	1.81	1.83	5.56	1.00
VIADOTTO	4.5	PF 1	3.30	202.55	202.90	203.04	203.36	0.101427	3.03	1.09	4.56	1.98
VIADOTTO	4	PF 1	3.30	202.00	202.37	202.44	202.64	0.047077	2.27	1.45	5.21	1.37
VIADOTTO	3	PF 1	3.30	199.68	200.01	200.22	200.83	0.217138	4.01	0.83	4.35	2.83
VIADOTTO	2	PF 1	3.30	195.38	195.78	196.00	196.64	0.201464	4.11	0.80	3.52	2.74
VIADOTTO	1	PF 1	3.30	192.45	192.92	193.08	193.48	0.120877	3.33	0.99	4.26	2.16
VIADOTTO	0	PF 1	3.30	188.45	188.85	189.08	189.88	0.287661	4.50	0.73	3.70	3.22

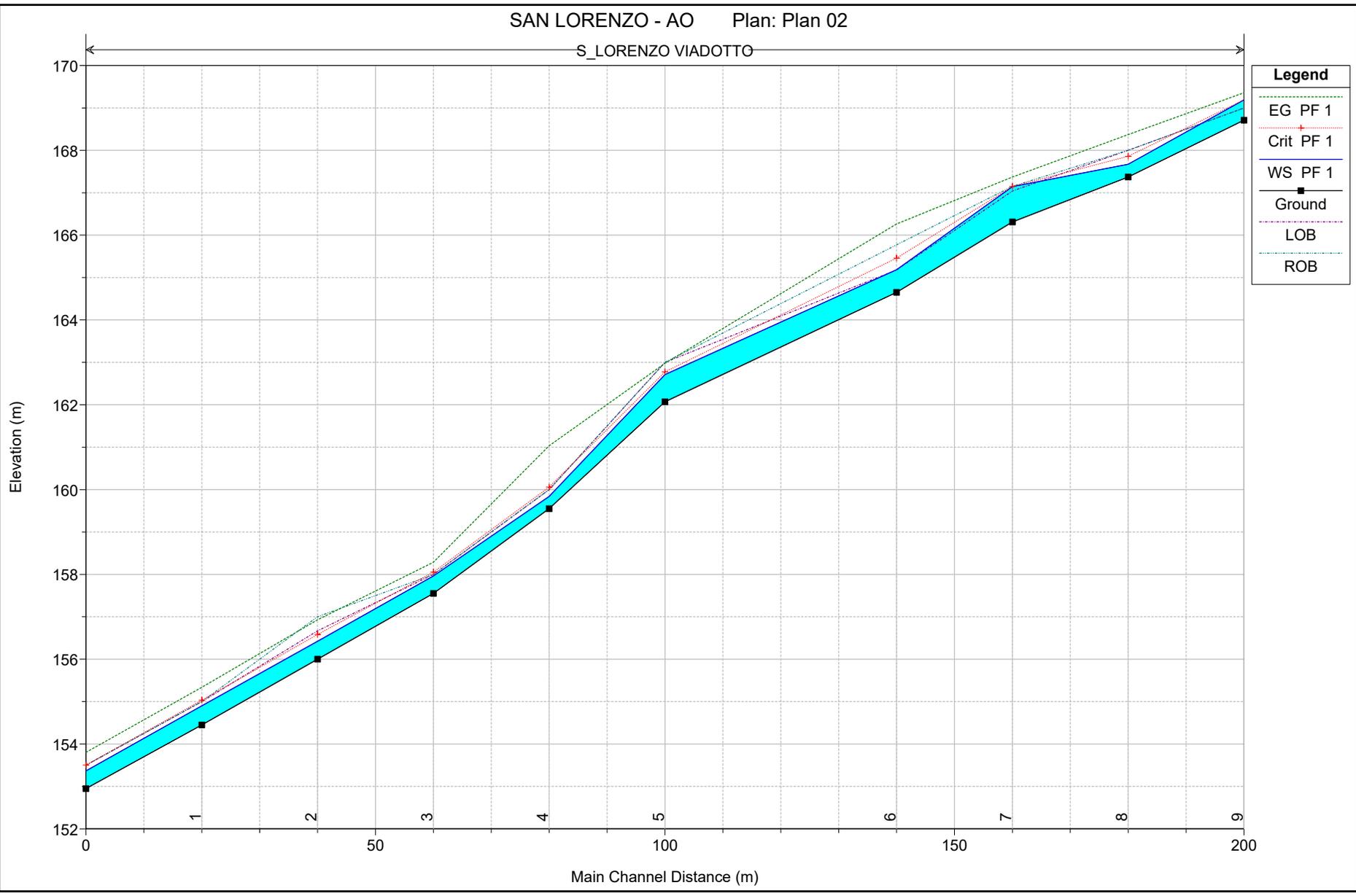
ALLEGATO C

RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

FOSSO SAN LORENZO – STATO ATTUALE

SAN LORENZO - AO Plan: Plan 02

S_LORENZO VIADOTTO

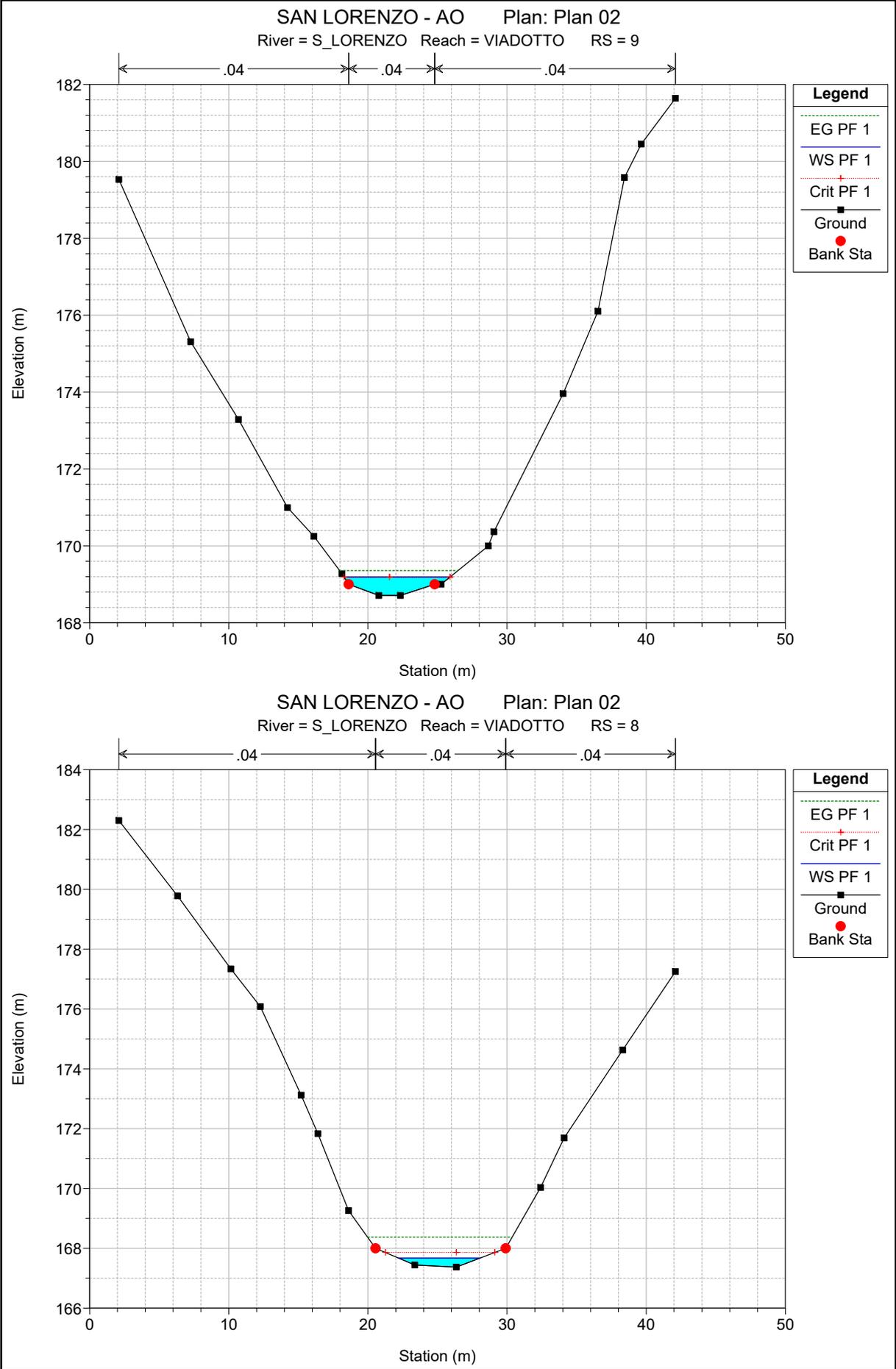


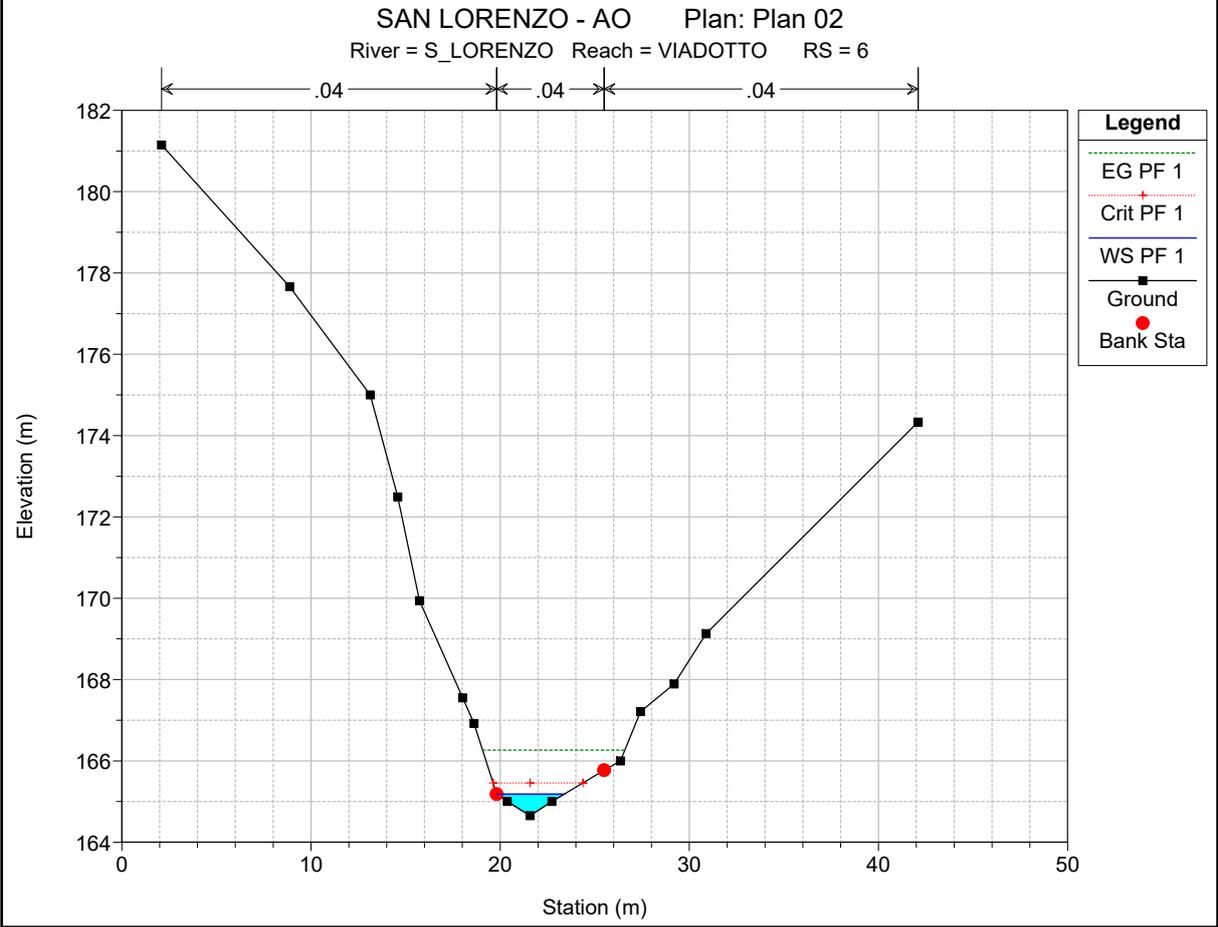
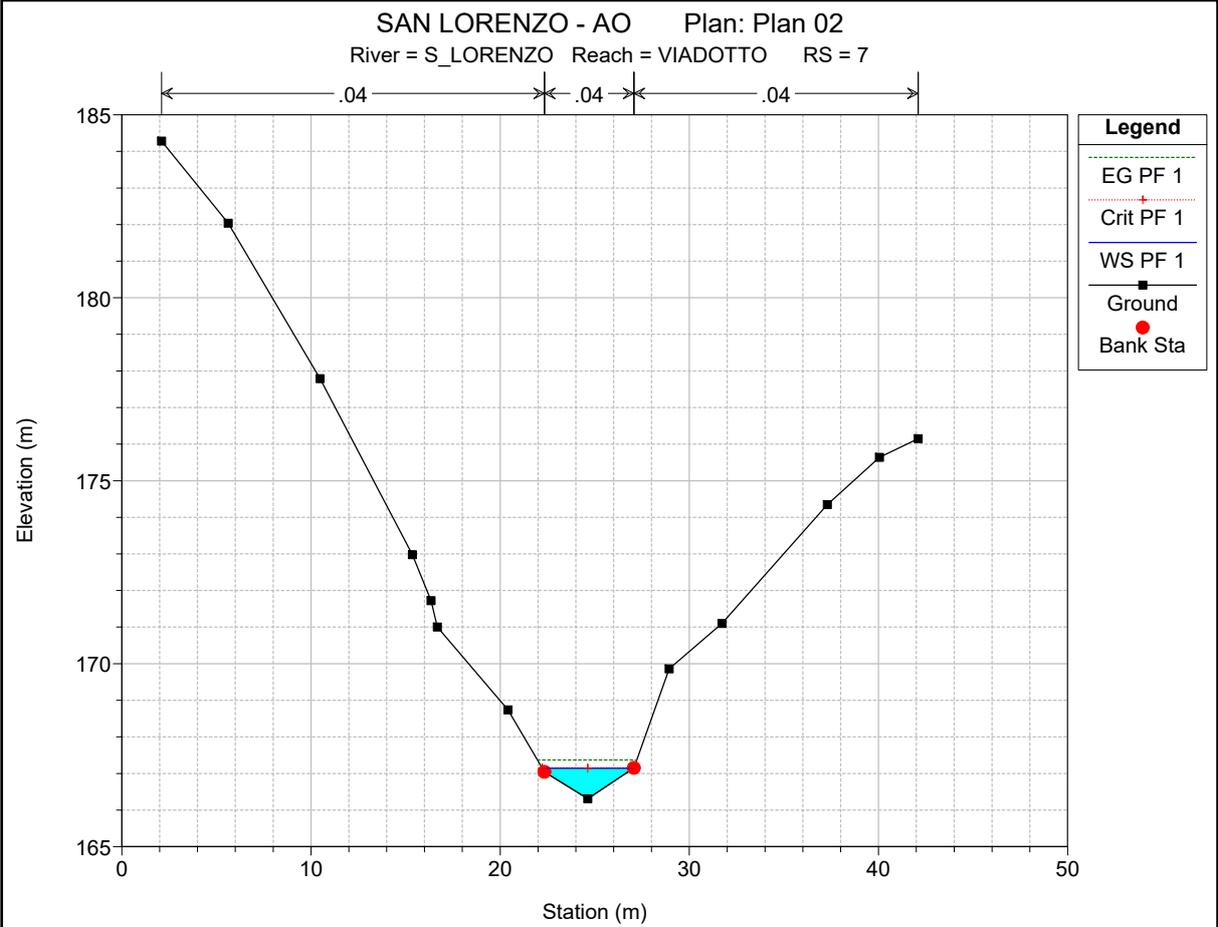
Elevation (m)

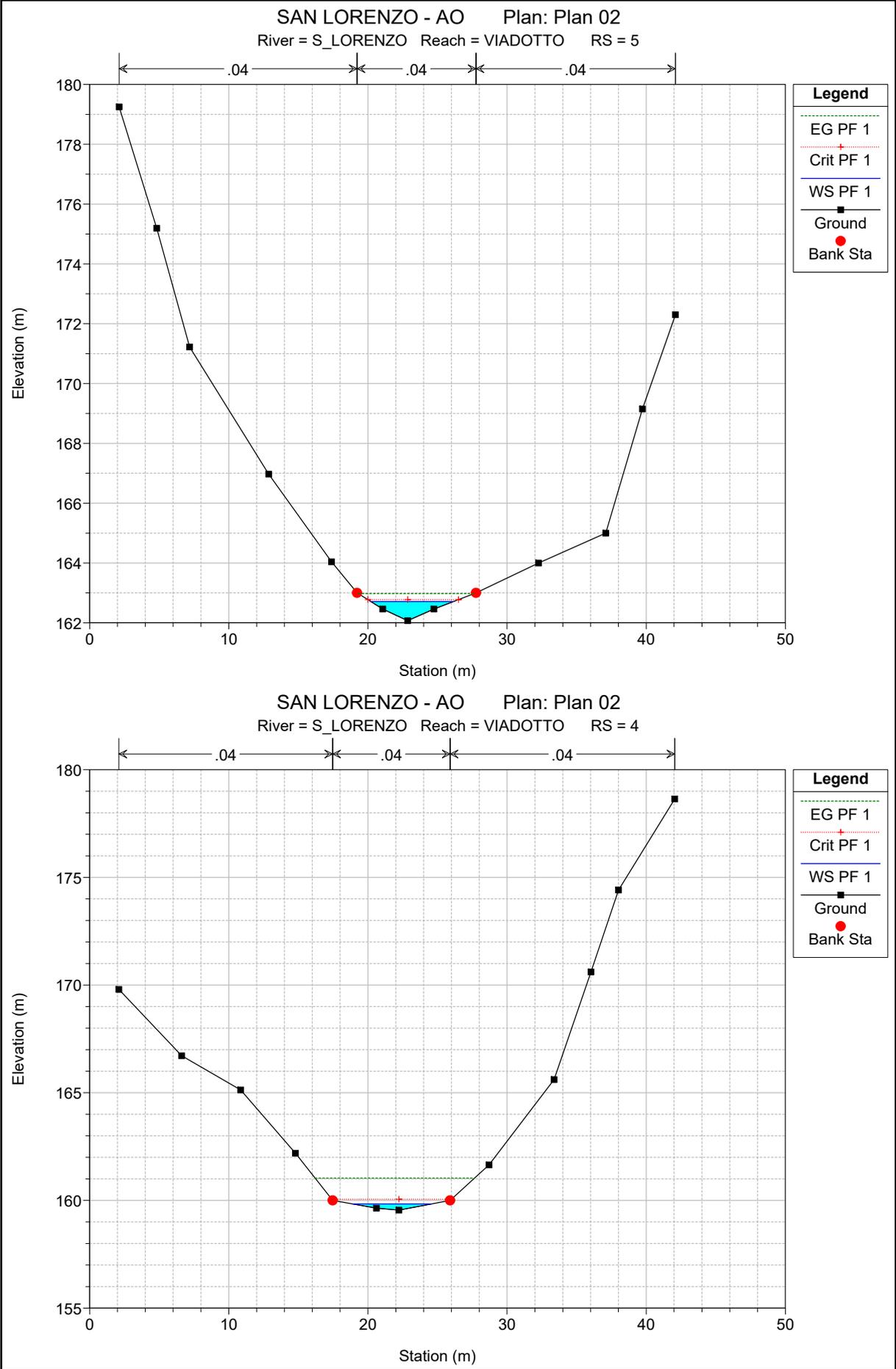
Main Channel Distance (m)

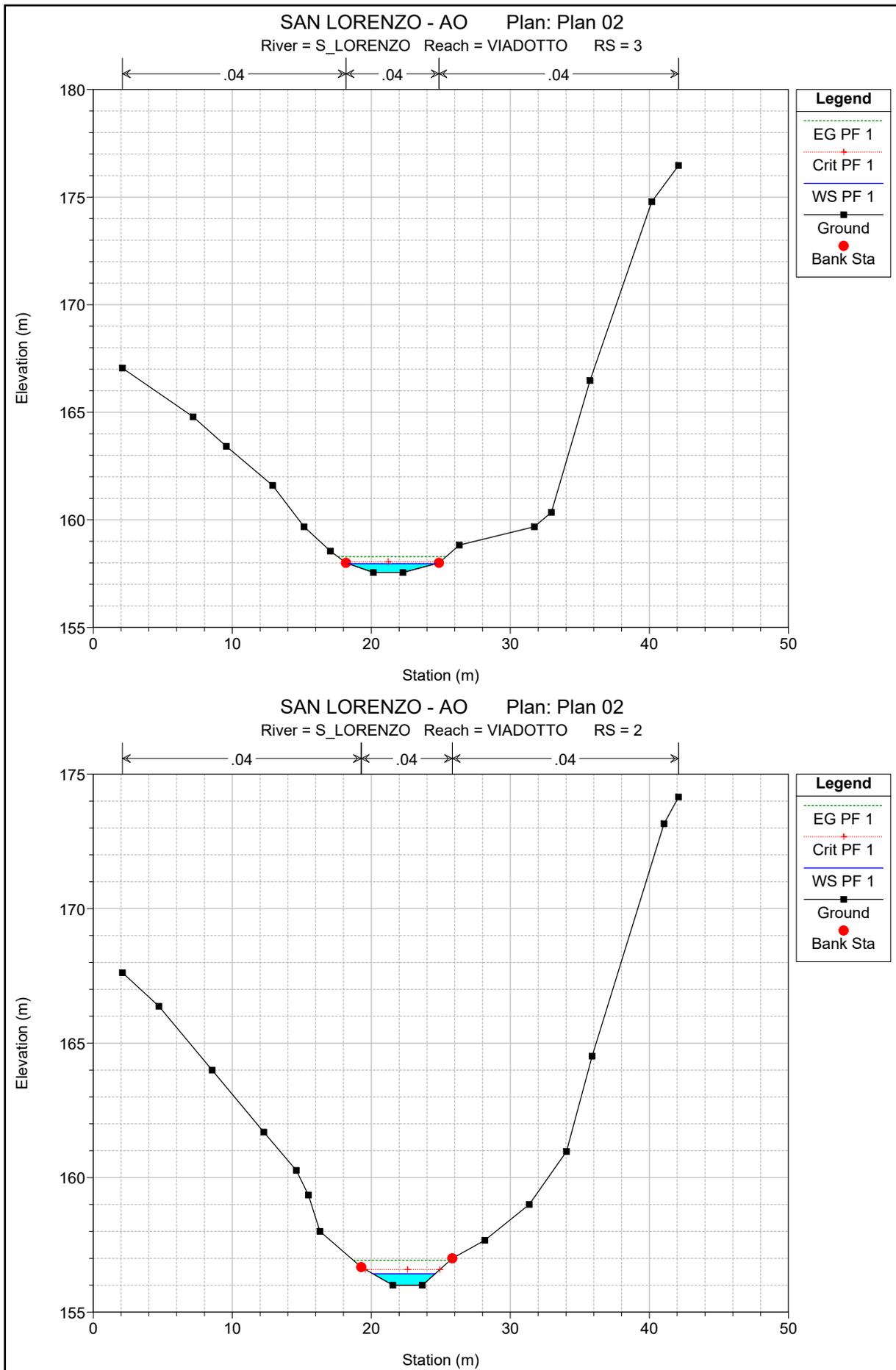
Legend

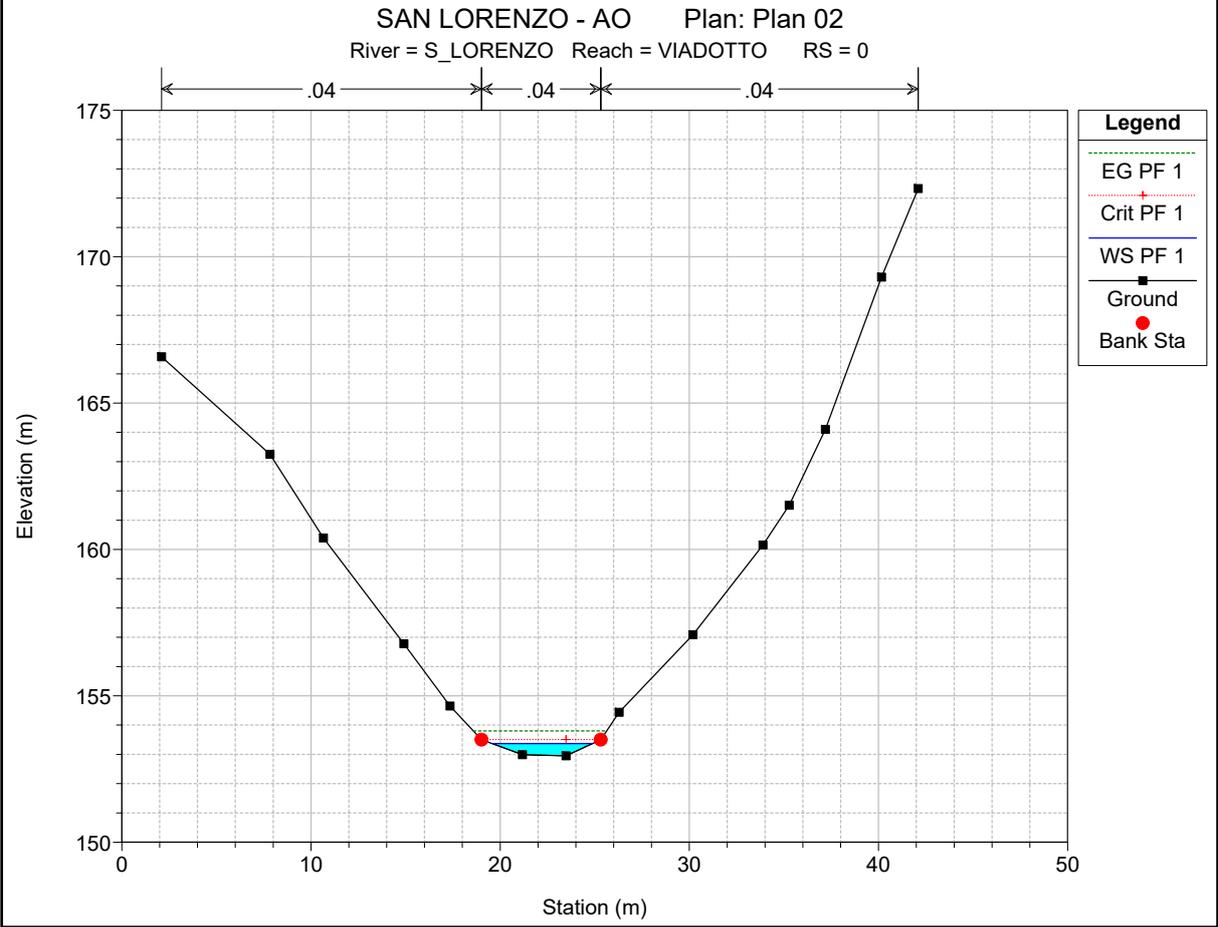
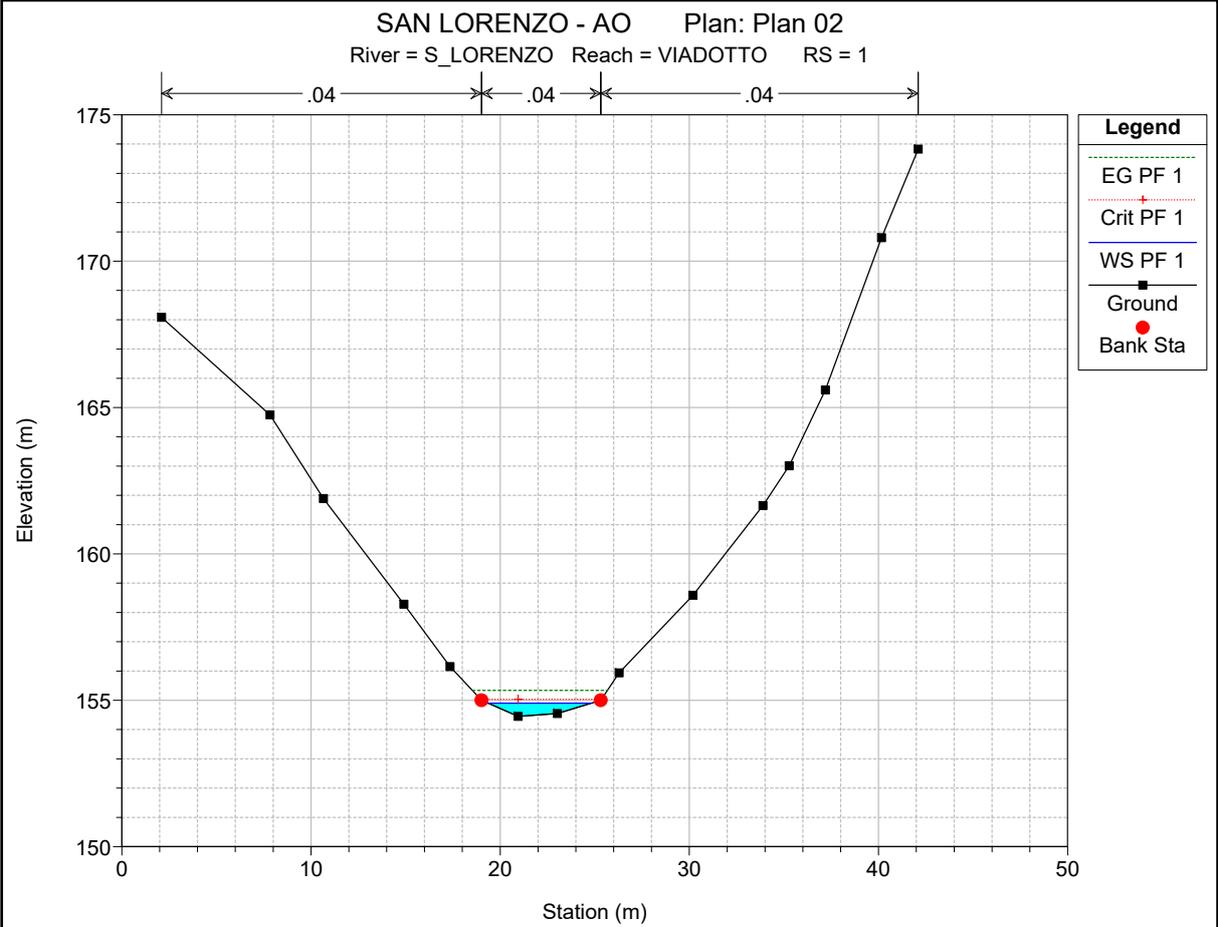
- EG PF 1
- Crit PF 1
- WS PF 1
- Ground
- LOB
- ROB











HEC-RAS Plan: Plan 02 River: S_LORENZO Reach: VIADOTTO 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
VIADOTTO	9	PF 1	4.40	168.71	169.19	169.19	169.36	0.020728	1.85	2.47	7.61	0.97
VIADOTTO	8	PF 1	4.40	167.37	167.67	167.86	168.37	0.186253	3.71	1.19	5.85	2.63
VIADOTTO	7	PF 1	4.40	166.31	167.14	167.14	167.37	0.022638	2.11	2.09	4.83	1.01
VIADOTTO	6	PF 1	4.40	164.65	165.18	165.46	166.26	0.208116	4.60	0.96	3.57	2.84
VIADOTTO	5	PF 1	4.40	162.07	162.71	162.78	162.98	0.039038	2.29	1.92	5.94	1.29
VIADOTTO	4	PF 1	4.40	159.55	159.84	160.06	161.03	0.439064	4.84	0.91	5.72	3.88
VIADOTTO	3	PF 1	4.40	157.55	157.96	158.06	158.29	0.057640	2.52	1.74	6.32	1.53
VIADOTTO	2	PF 1	4.40	156.00	156.42	156.58	156.93	0.078558	3.15	1.40	4.47	1.80
VIADOTTO	1	PF 1	4.40	154.45	154.90	155.03	155.34	0.078589	2.93	1.50	5.45	1.78
VIADOTTO	0	PF 1	4.40	152.95	153.37	153.50	153.80	0.075047	2.92	1.51	5.29	1.75

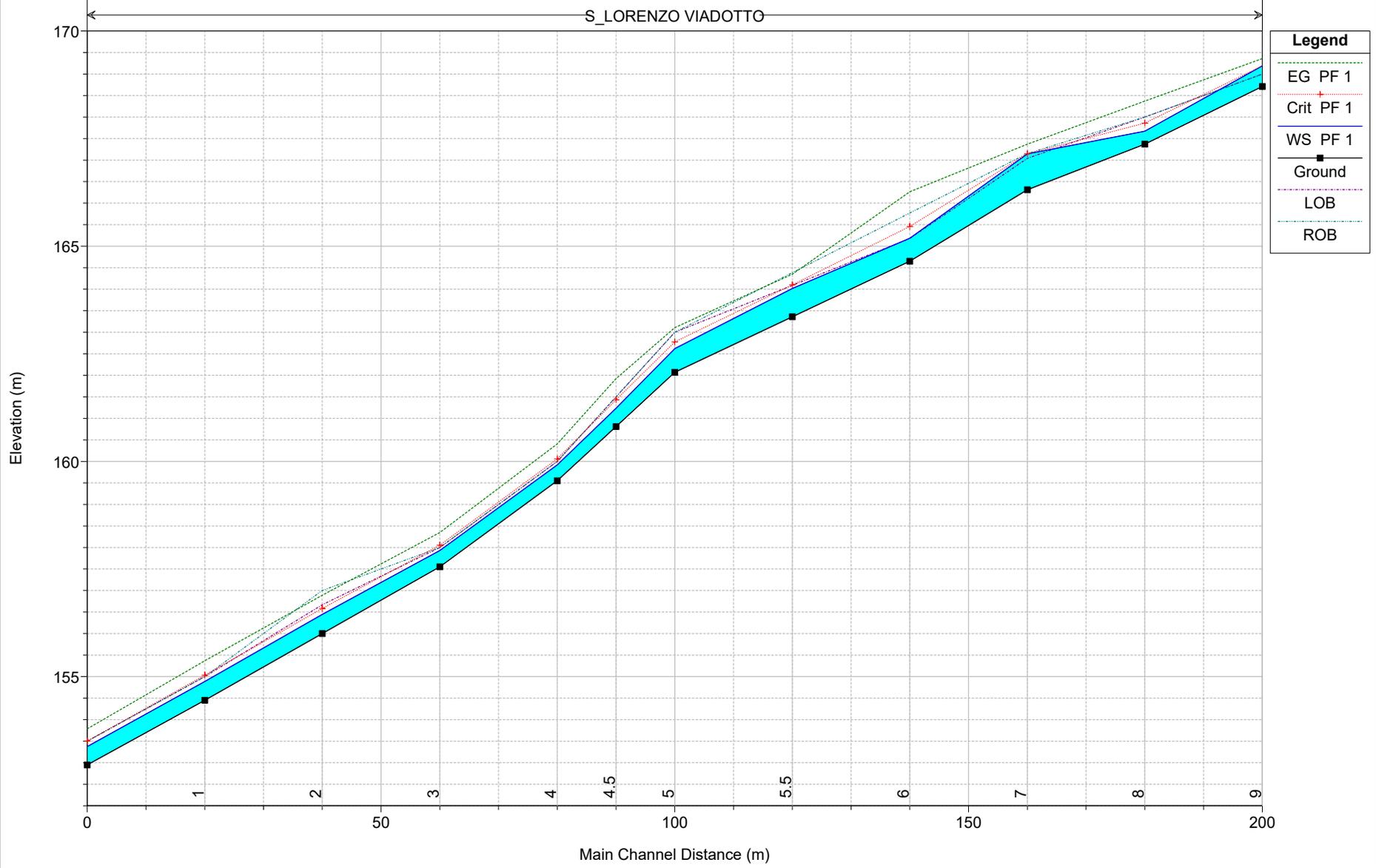
ALLEGATO D

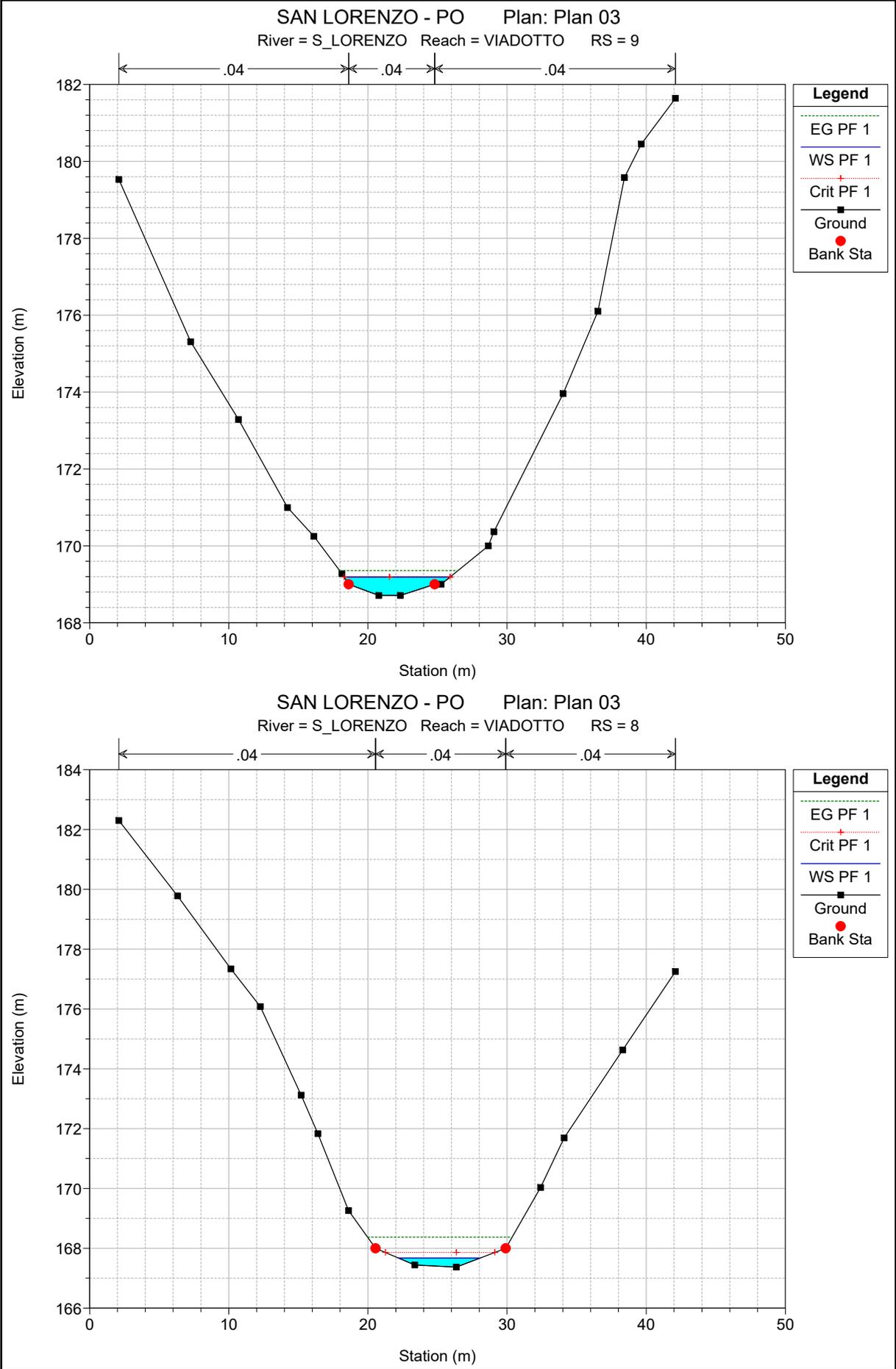
RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

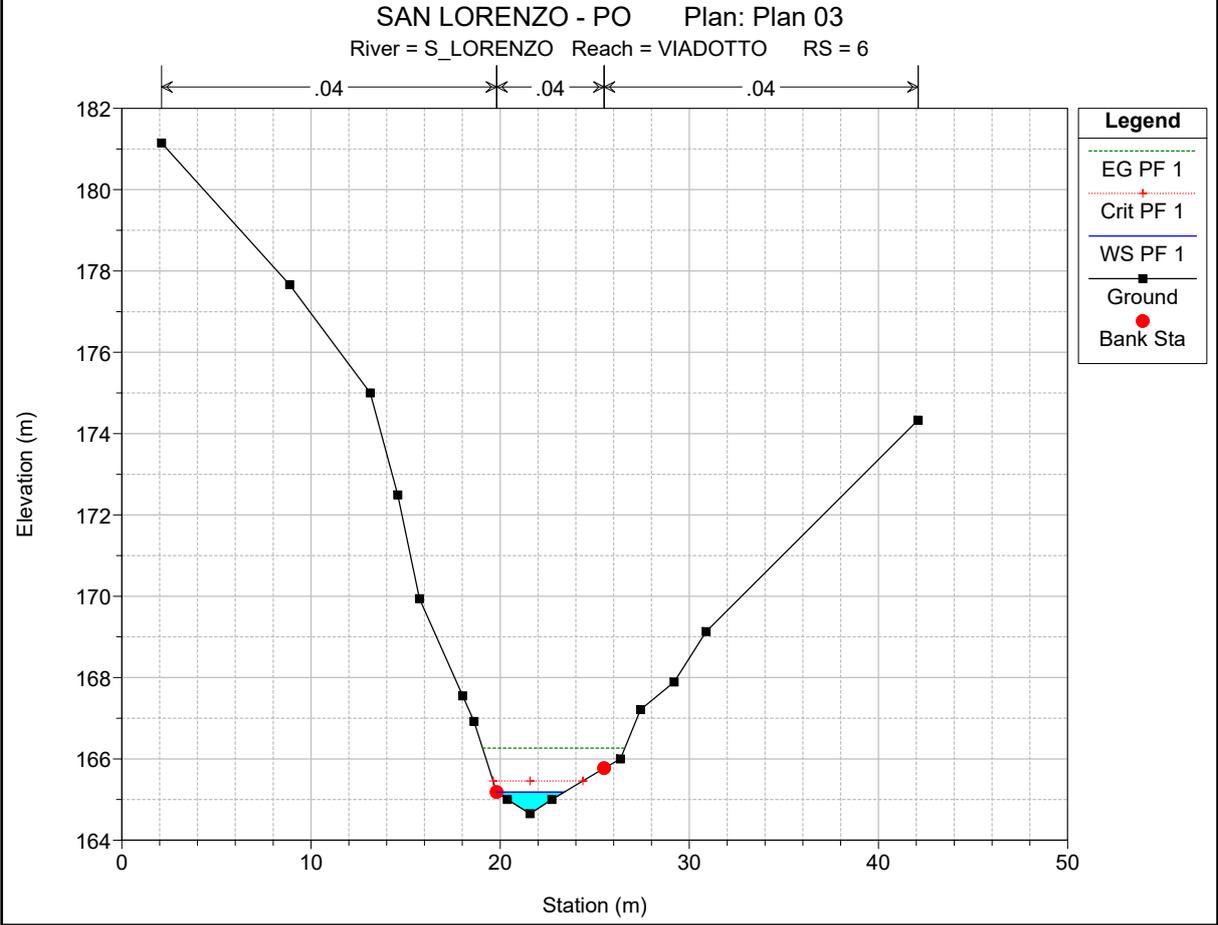
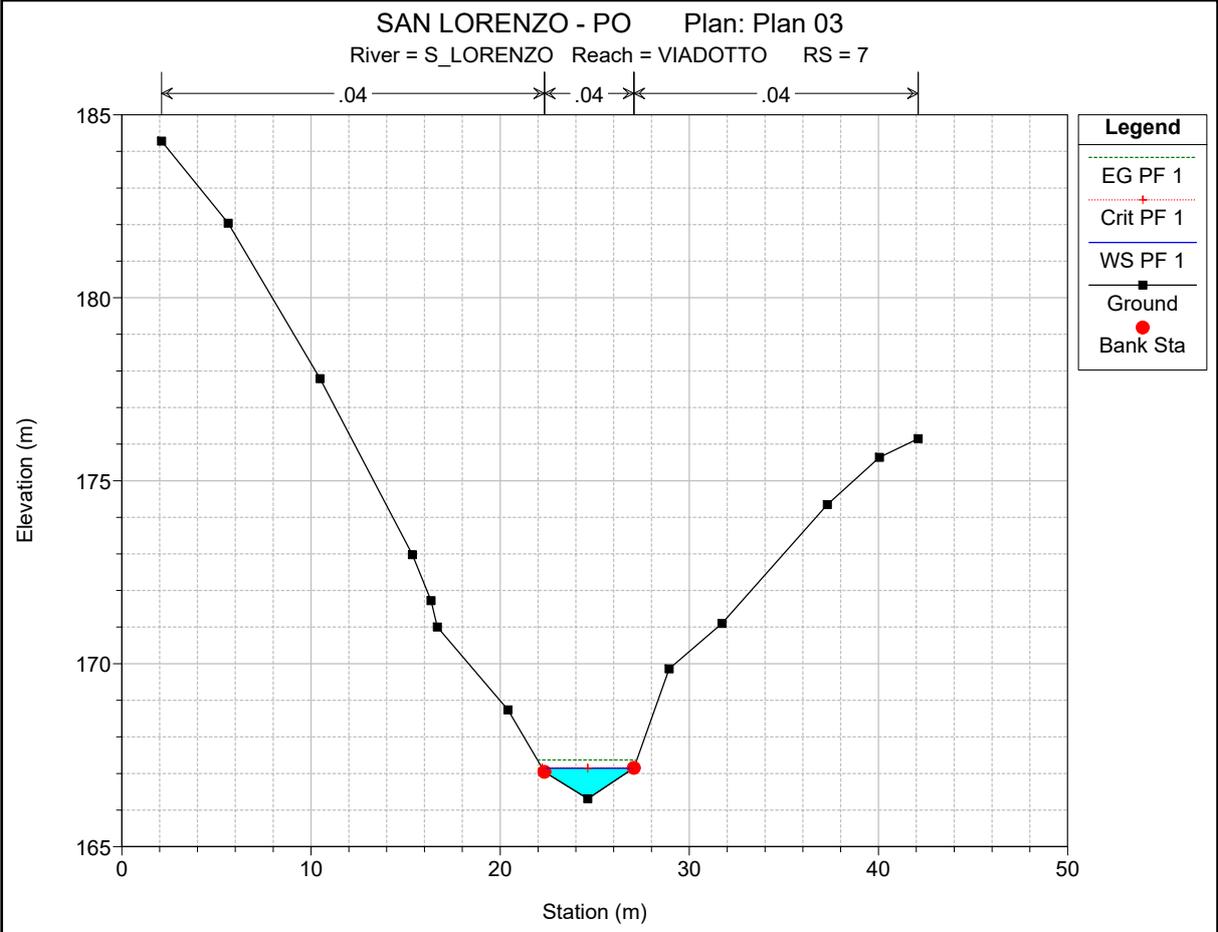
FOSSO SAN LORENZO – STATO DI PROGETTO

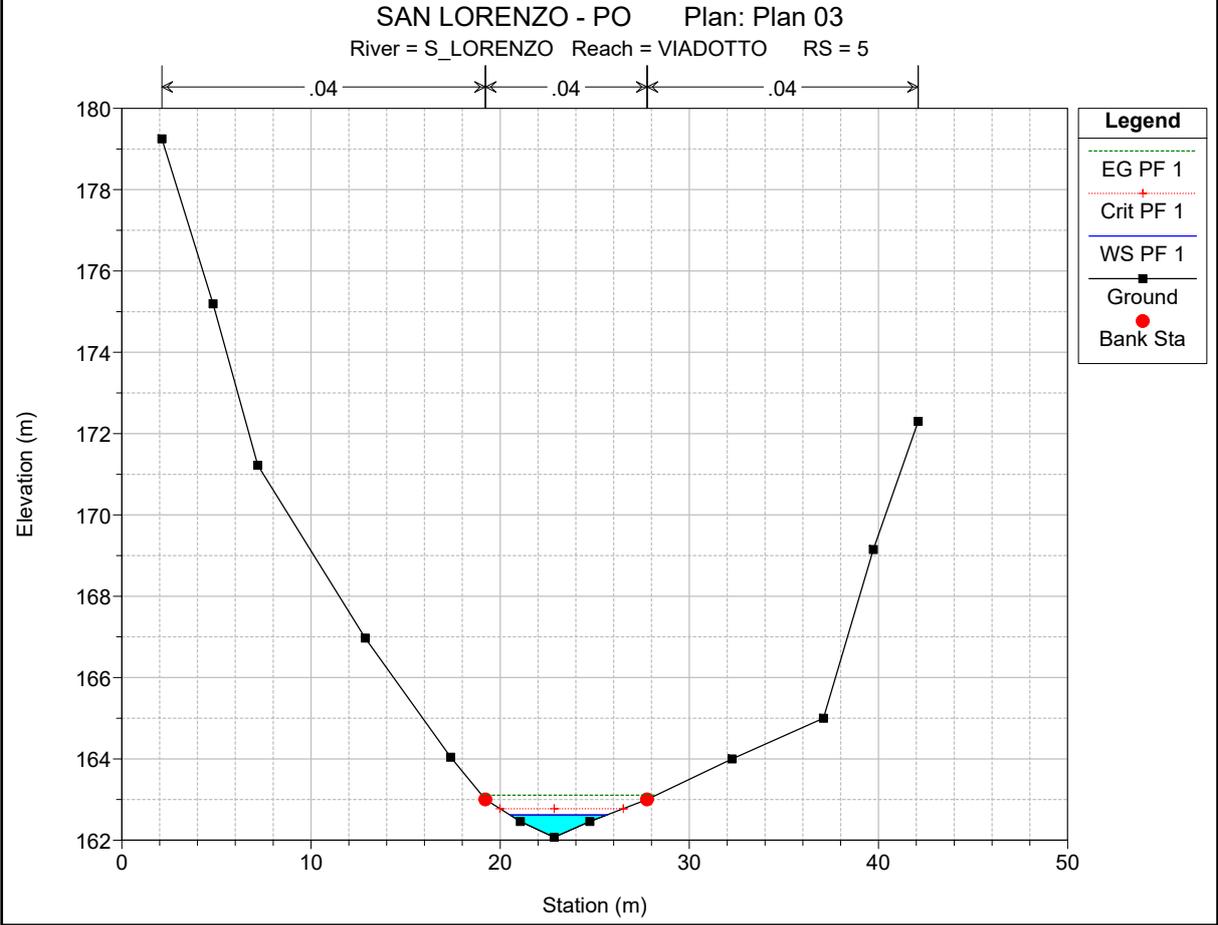
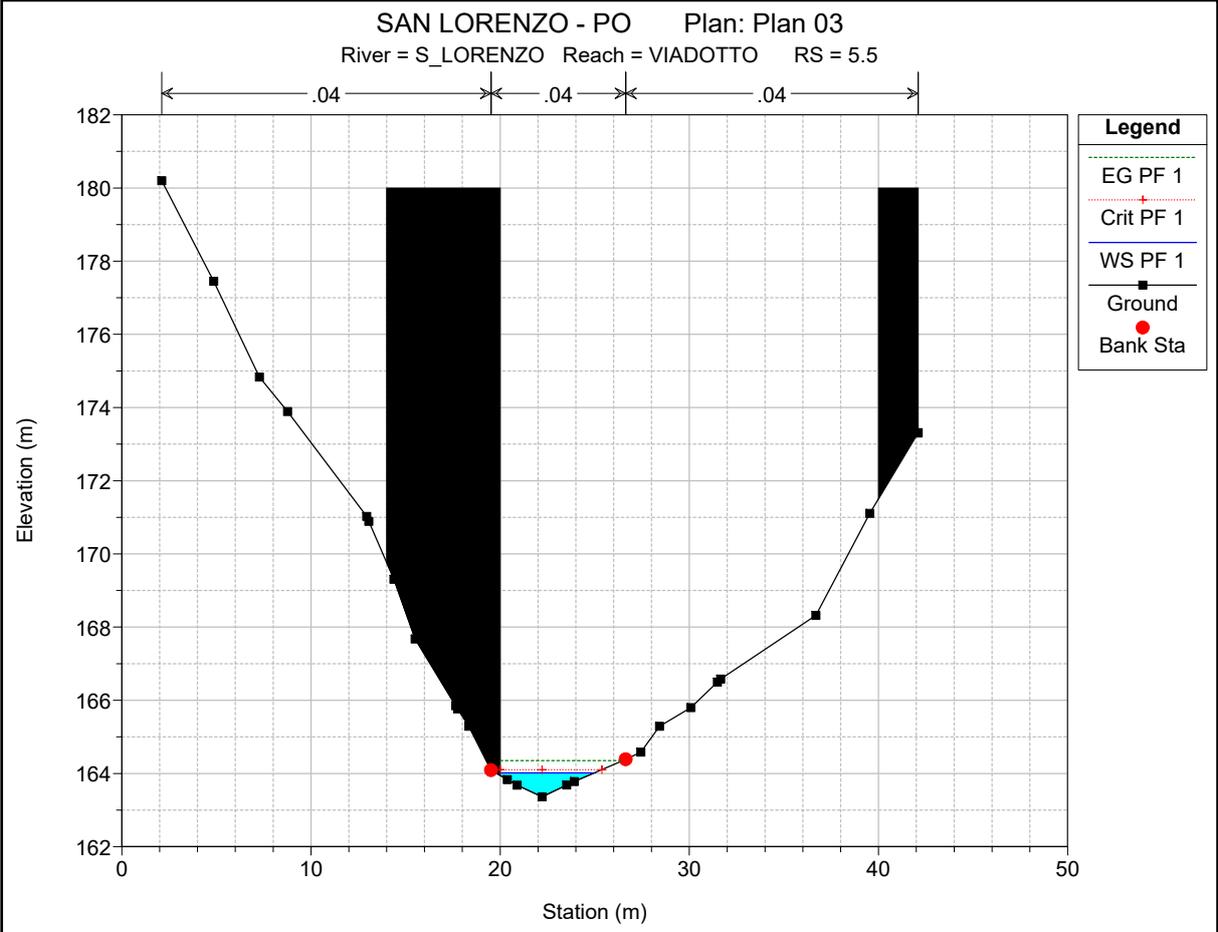
SAN LORENZO - PO Plan: Plan 03

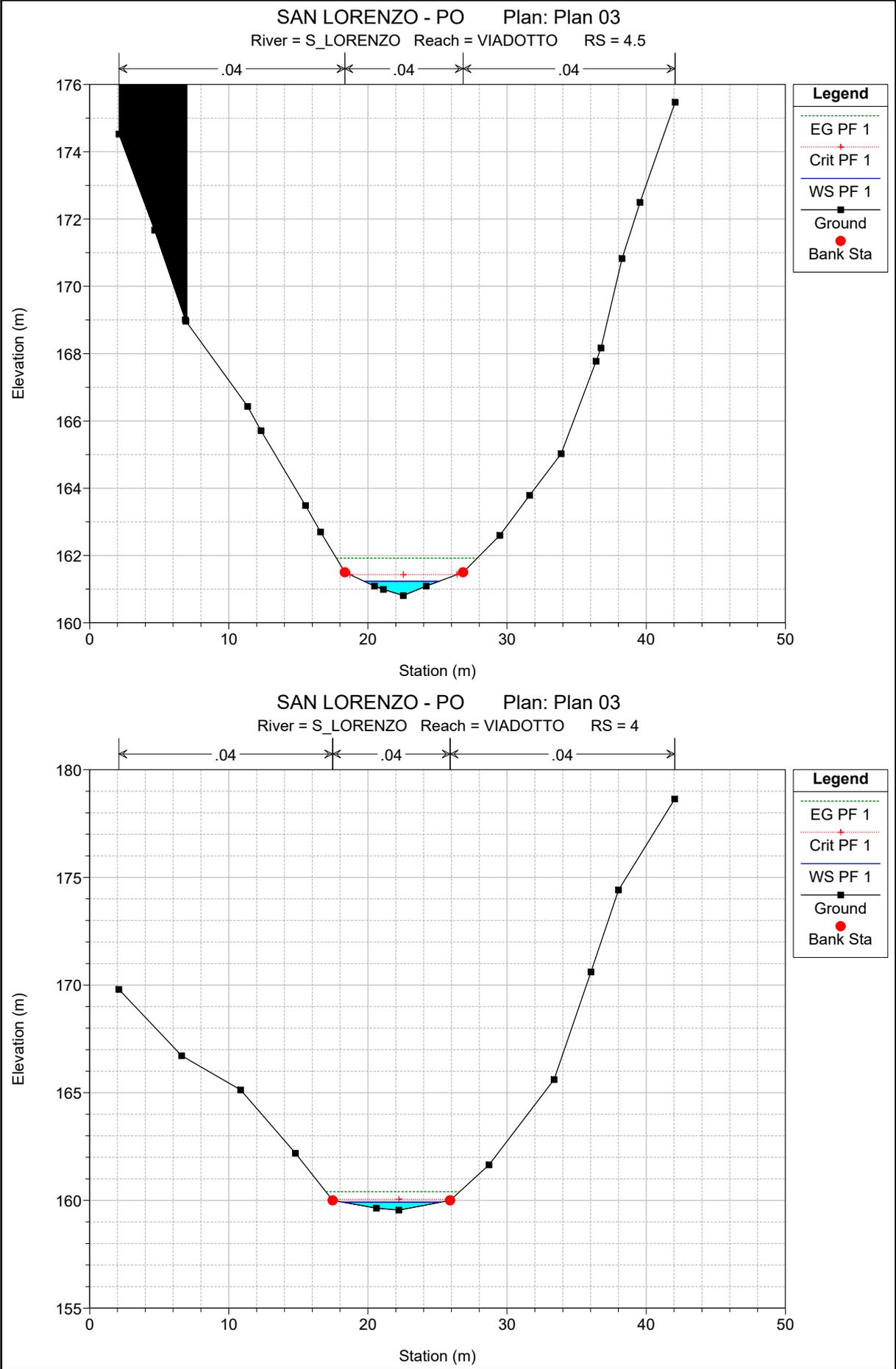
S_LORENZO VIADOTTO

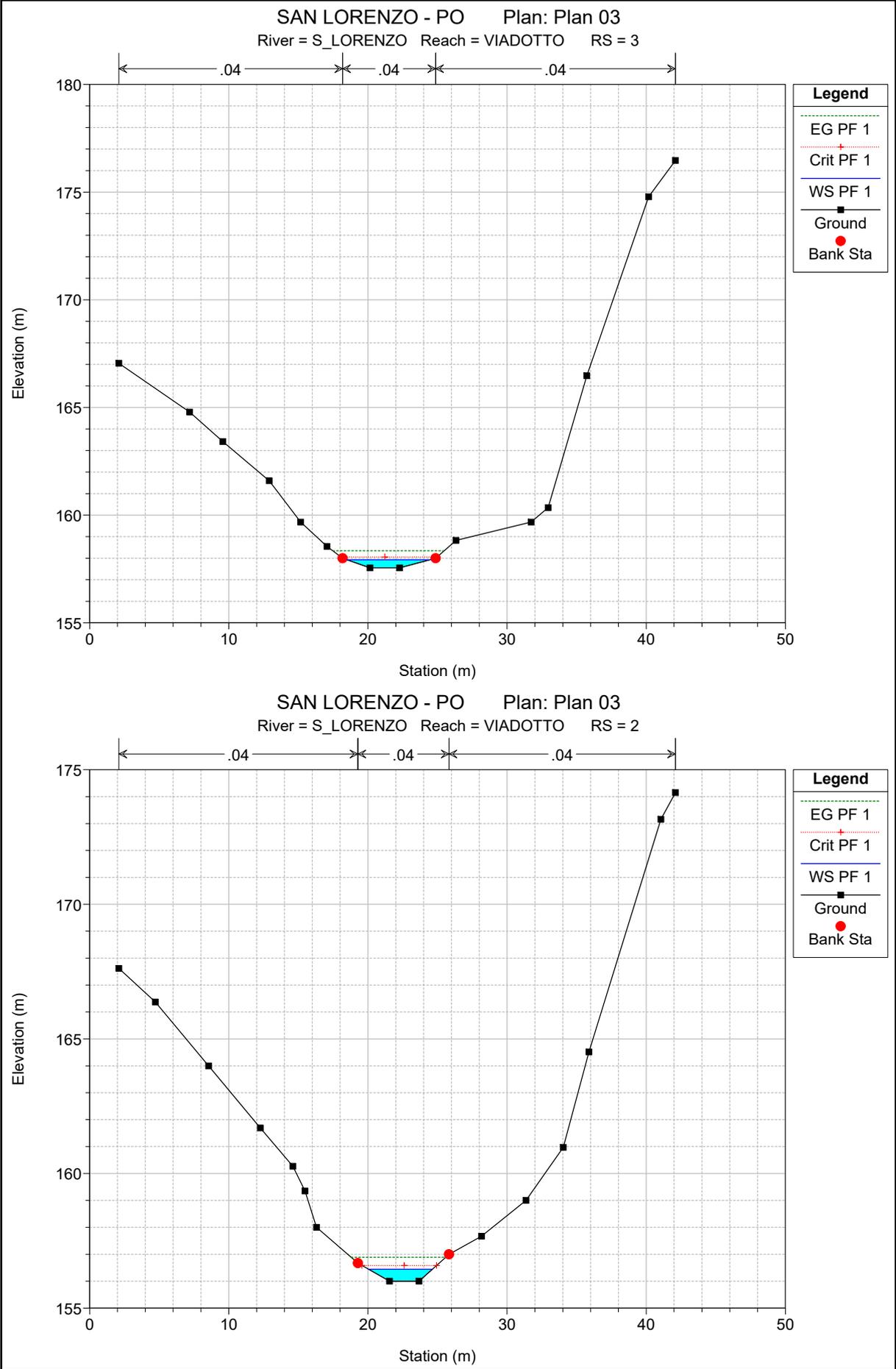


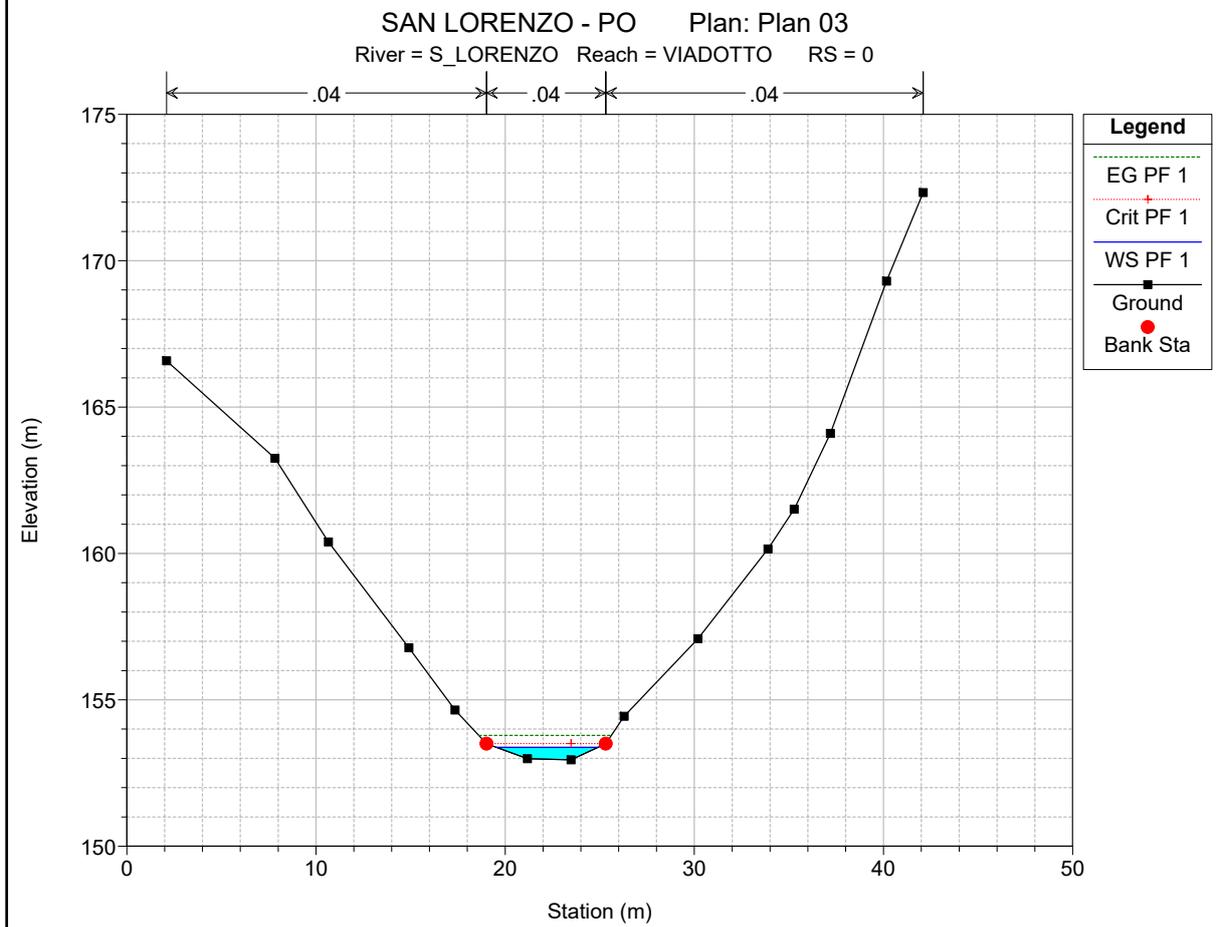
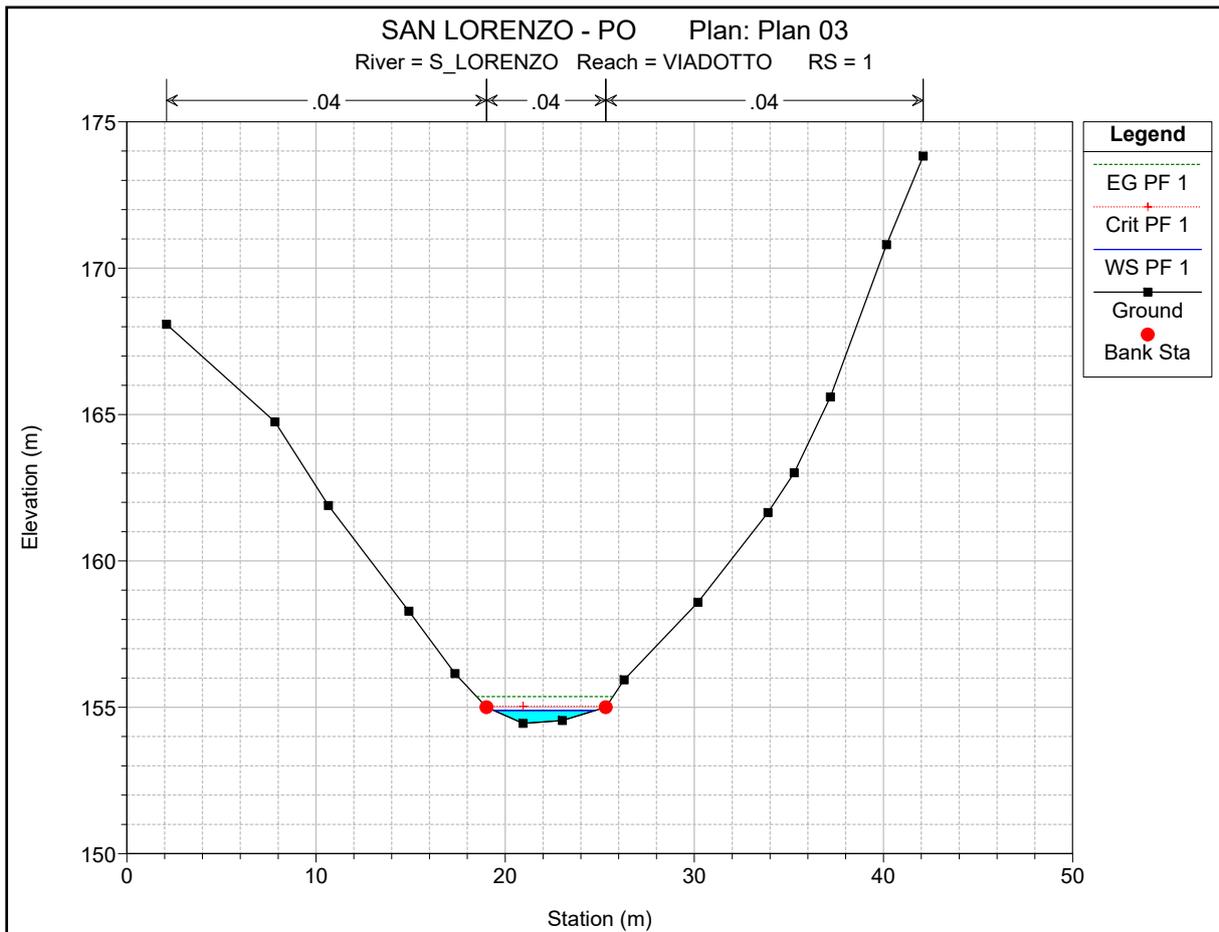












HEC-RAS Plan: Plan 03 River: S_LORENZO Reach: VIADOTTO Profile: PF 1

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
VIADOTTO	9	PF 1	4.40	168.71	169.19	169.19	169.36	0.020728	1.85	2.47	7.61	0.97
VIADOTTO	8	PF 1	4.40	167.37	167.67	167.86	168.37	0.186253	3.71	1.19	5.85	2.63
VIADOTTO	7	PF 1	4.40	166.31	167.14	167.14	167.37	0.022638	2.11	2.09	4.83	1.01
VIADOTTO	6	PF 1	4.40	164.65	165.18	165.46	166.26	0.208116	4.60	0.96	3.57	2.84
VIADOTTO	5.5	PF 1	4.40	163.36	164.02	164.10	164.35	0.045521	2.55	1.72	4.98	1.39
VIADOTTO	5	PF 1	4.40	162.07	162.62	162.78	163.11	0.086928	3.09	1.42	5.13	1.87
VIADOTTO	4.5	PF 1	4.40	160.81	161.24	161.43	161.92	0.163423	3.67	1.20	5.41	2.49
VIADOTTO	4	PF 1	4.40	159.55	159.92	160.06	160.41	0.130608	3.09	1.42	7.08	2.20
VIADOTTO	3	PF 1	4.40	157.55	157.93	158.06	158.35	0.081548	2.86	1.54	5.97	1.80
VIADOTTO	2	PF 1	4.40	156.00	156.44	156.58	156.89	0.065402	2.95	1.49	4.59	1.65
VIADOTTO	1	PF 1	4.40	154.45	154.89	155.03	155.37	0.088998	3.07	1.43	5.34	1.89
VIADOTTO	0	PF 1	4.40	152.95	153.38	153.50	153.79	0.069050	2.84	1.55	5.36	1.68

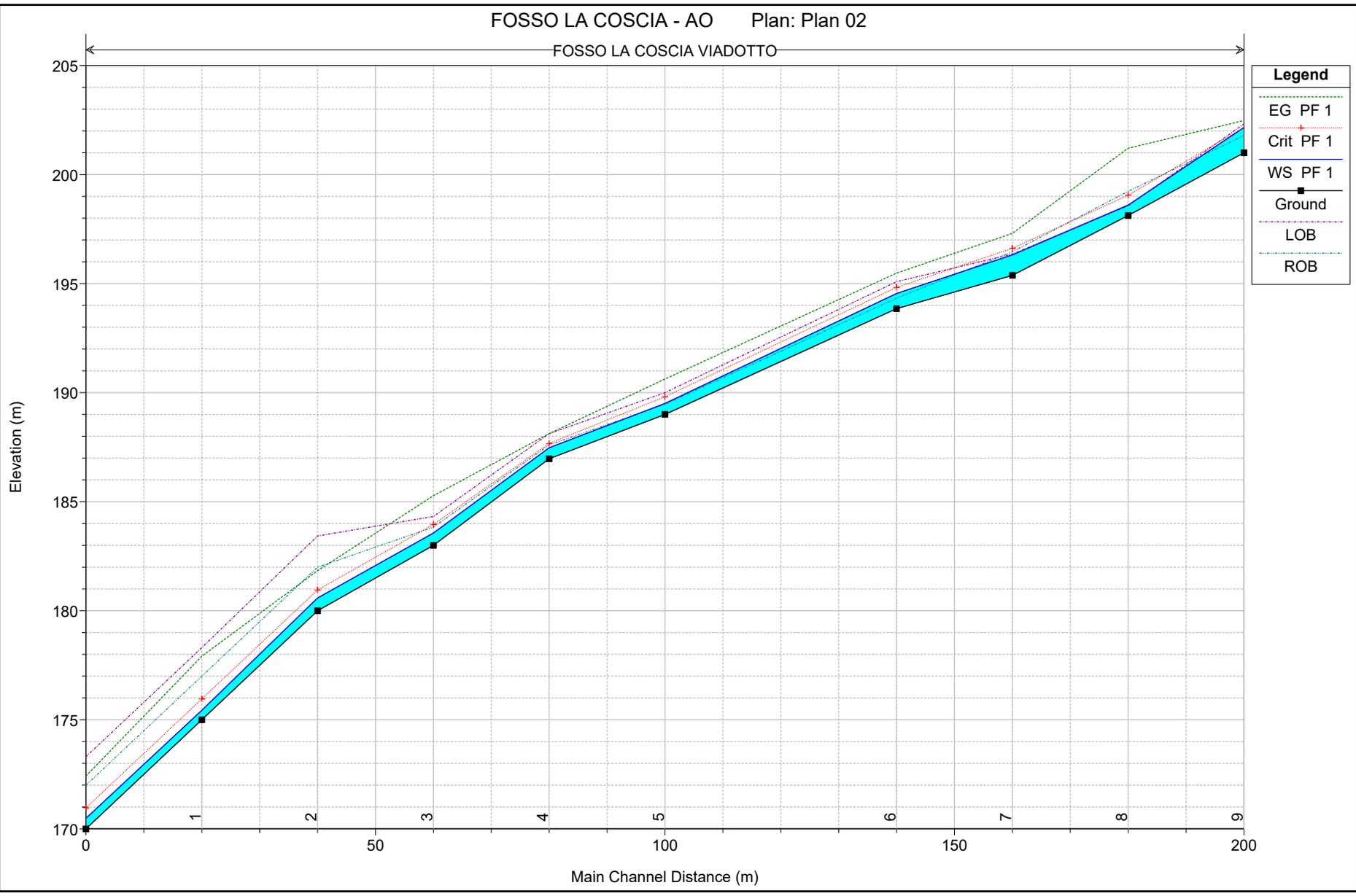
ALLEGATO E

RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

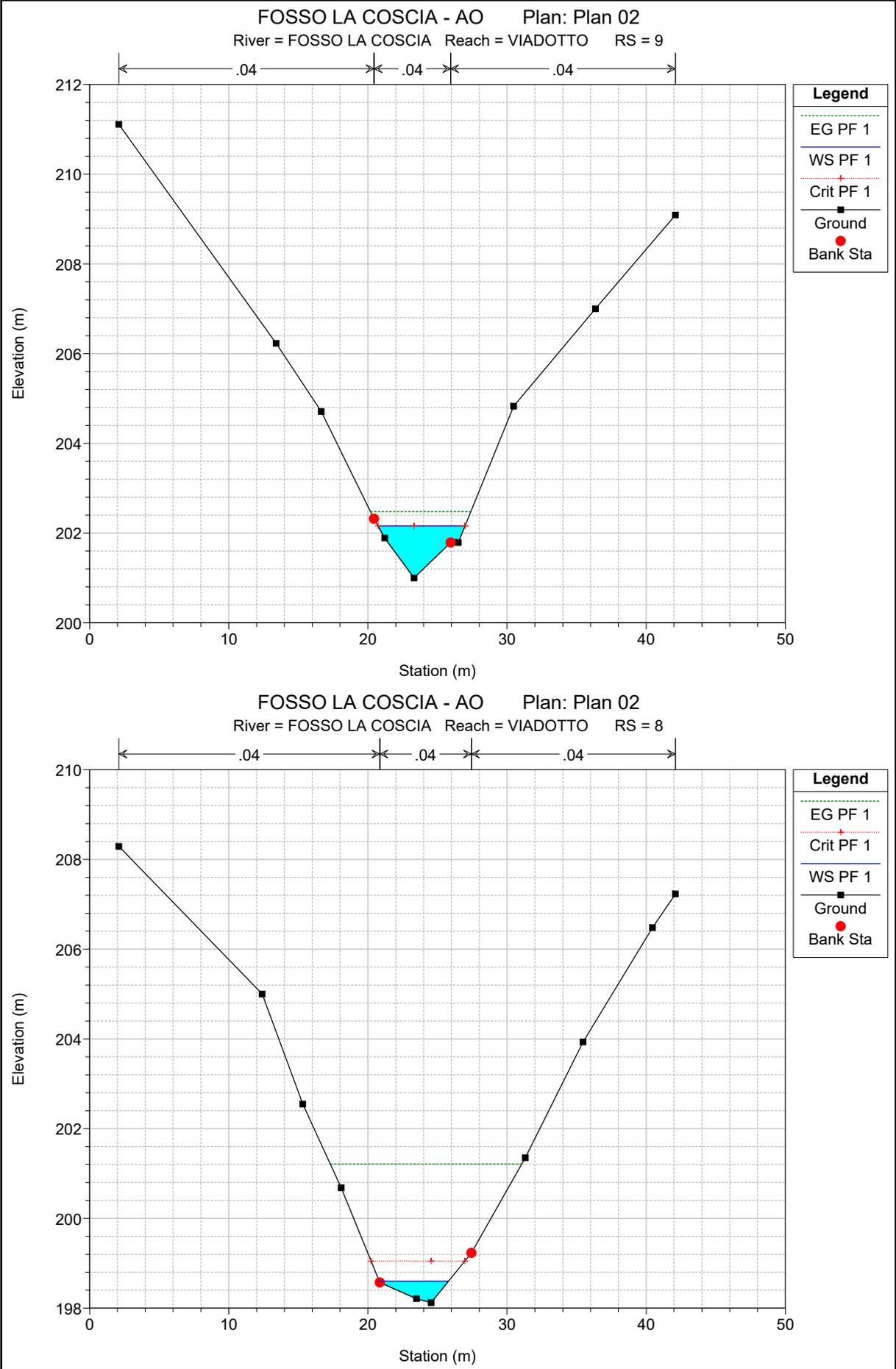
FOSSO LA COSCIA – STATO ATTUALE

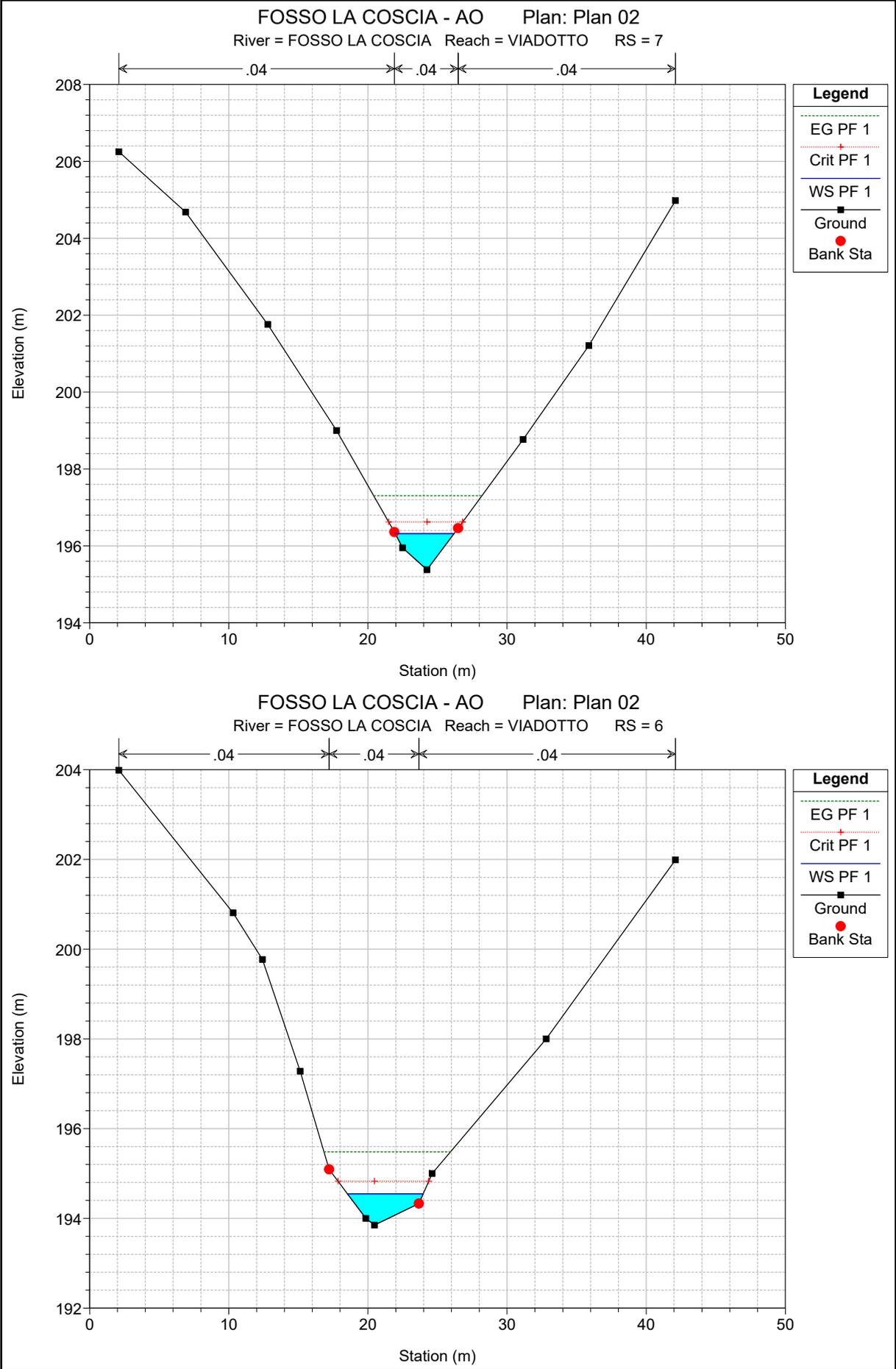
FOSSO LA COSCIA - AO Plan: Plan 02

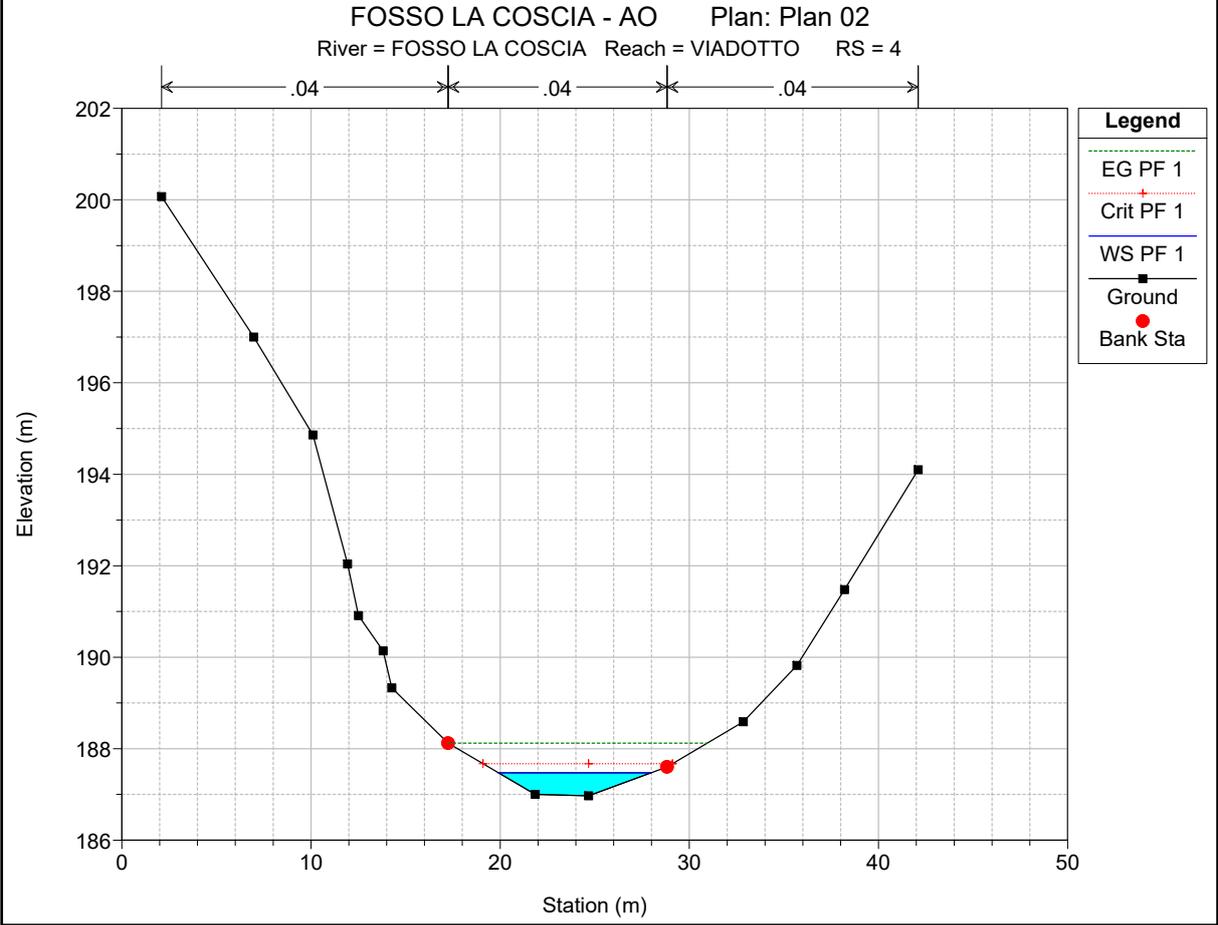
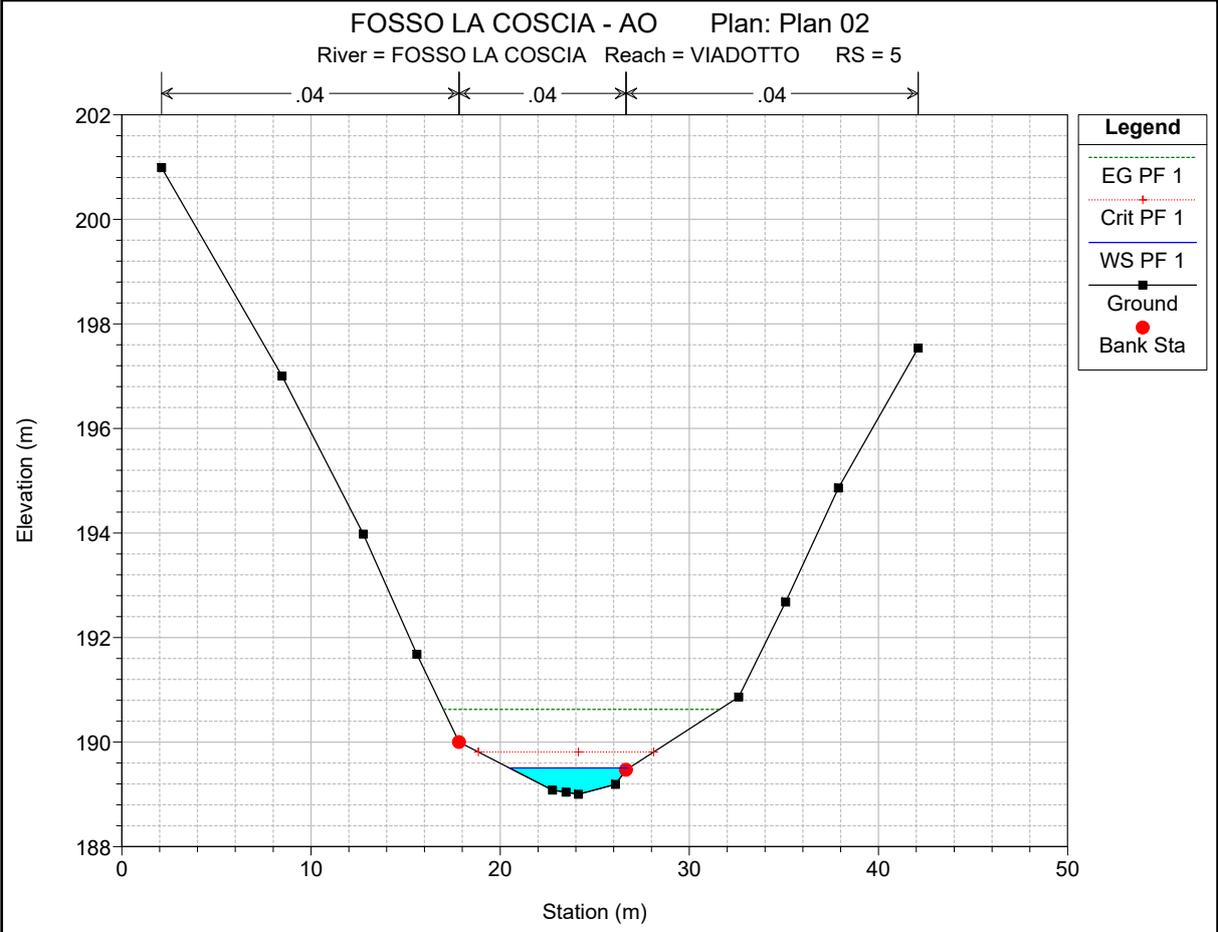
FOSSO LA COSCIA VIADOTTO

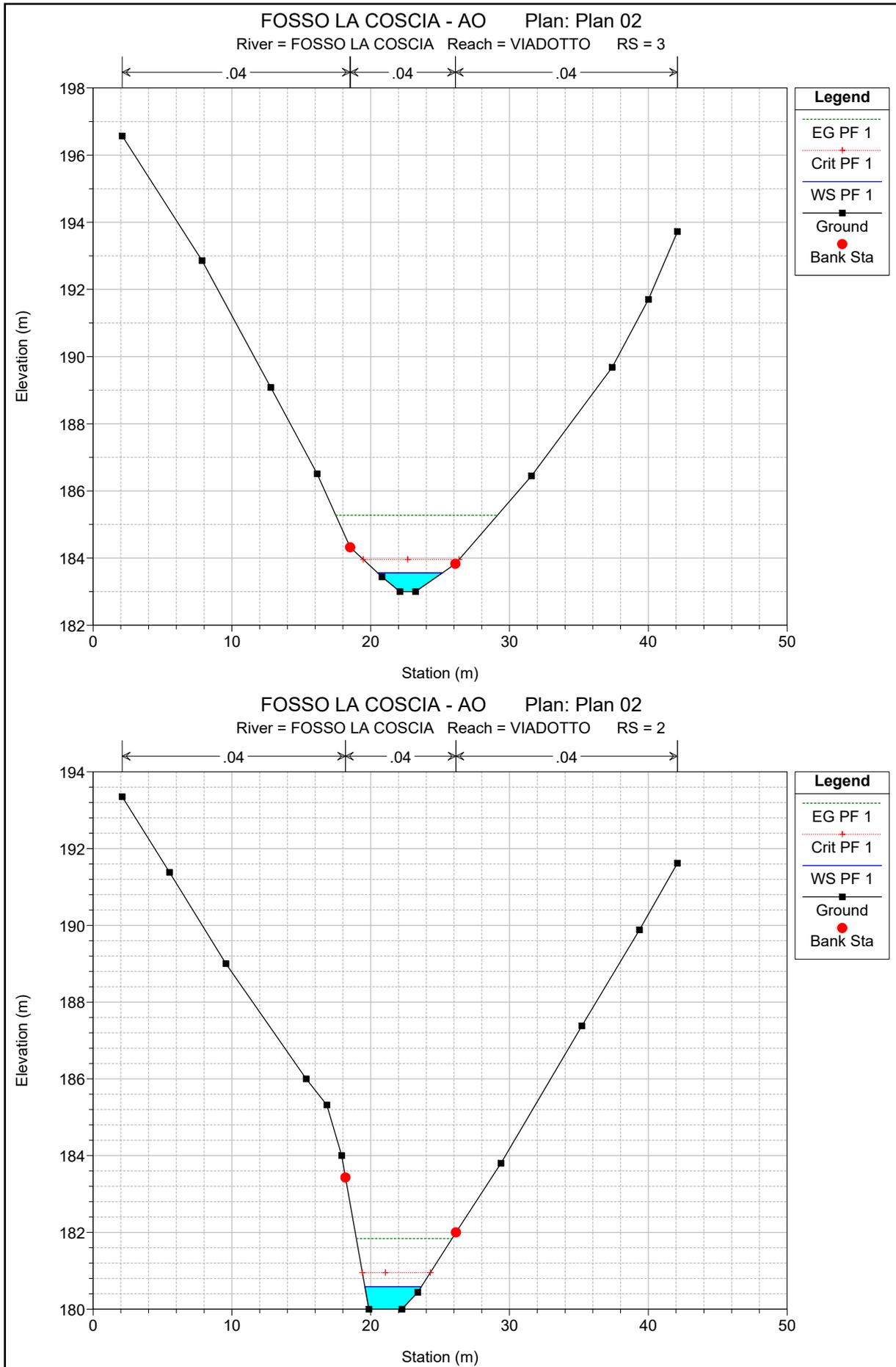


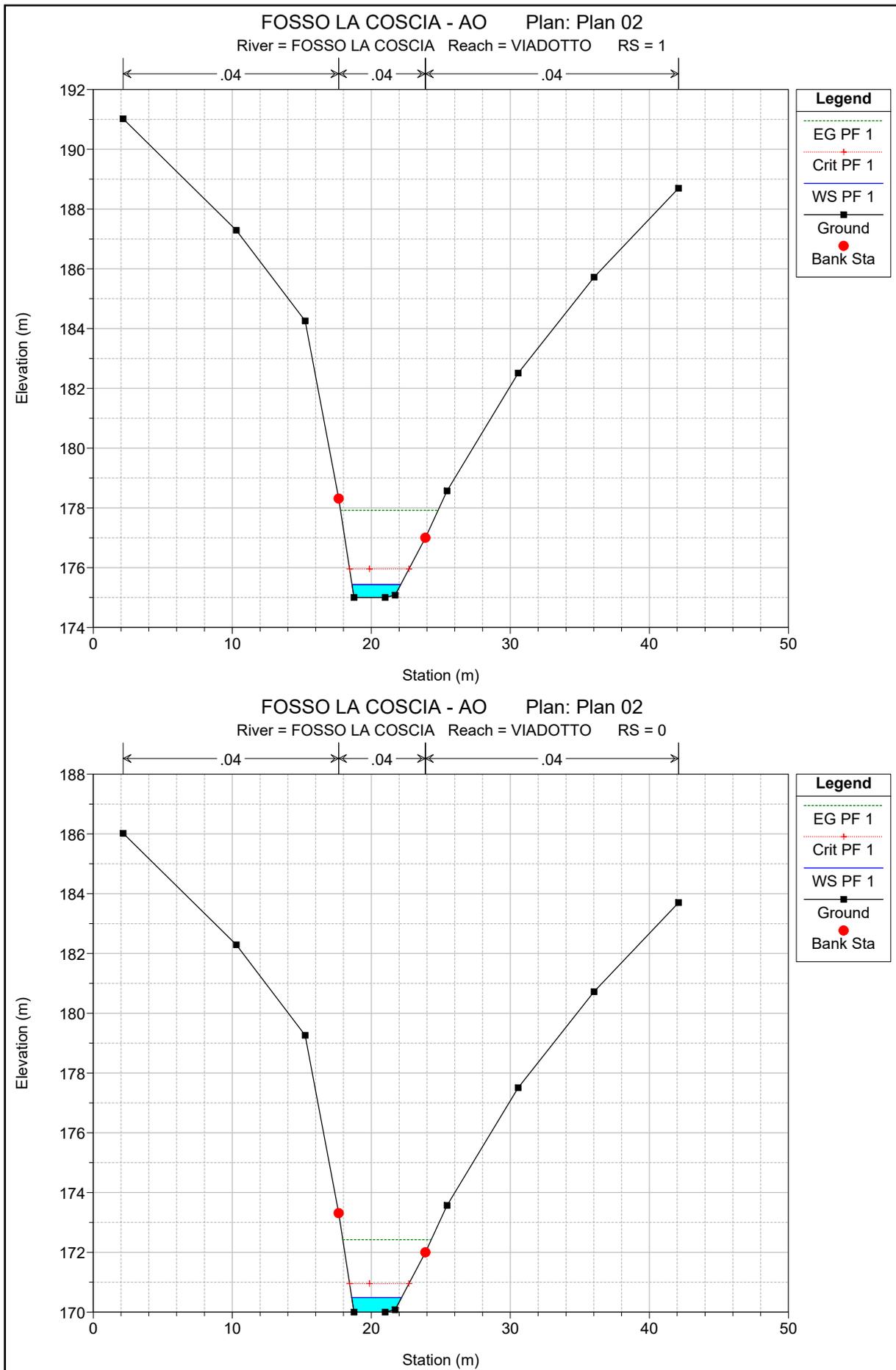
Legend	
EG PF 1	Green dotted line
Crit PF 1	Red dotted line with cross markers
WS PF 1	Solid blue line
Ground	Solid black line with square markers
LOB	Purple dotted line
ROB	Cyan dotted line











HEC-RAS Plan: Plan 02 River: FOSSO LA COSCIA Reach: VIADOTTO 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
VIADOTTO	9	PF 1	9.50	201.00	202.16	202.16	202.48	0.018542	2.53	3.88	6.25	0.98
VIADOTTO	8	PF 1	9.50	198.12	198.60	199.05	201.21	0.488567	7.15	1.33	4.99	4.41
VIADOTTO	7	PF 1	9.50	195.38	196.32	196.62	197.31	0.086154	4.40	2.16	4.23	1.97
VIADOTTO	6	PF 1	9.50	193.85	194.55	194.83	195.48	0.095116	4.29	2.23	5.44	2.09
VIADOTTO	5	PF 1	9.50	189.00	189.51	189.81	190.62	0.158923	4.69	2.03	6.32	2.61
VIADOTTO	4	PF 1	9.50	186.97	187.47	187.67	188.12	0.091216	3.58	2.66	8.06	1.99
VIADOTTO	3	PF 1	9.50	183.00	183.56	183.96	185.28	0.229072	5.80	1.64	4.68	3.13
VIADOTTO	2	PF 1	9.50	180.00	180.59	180.95	181.84	0.124437	4.95	1.92	4.07	2.30
VIADOTTO	1	PF 1	9.50	175.00	175.43	175.96	177.92	0.324060	6.98	1.36	3.51	3.58
VIADOTTO	0	PF 1	9.50	170.00	170.49	170.96	172.42	0.223237	6.16	1.54	3.58	3.00

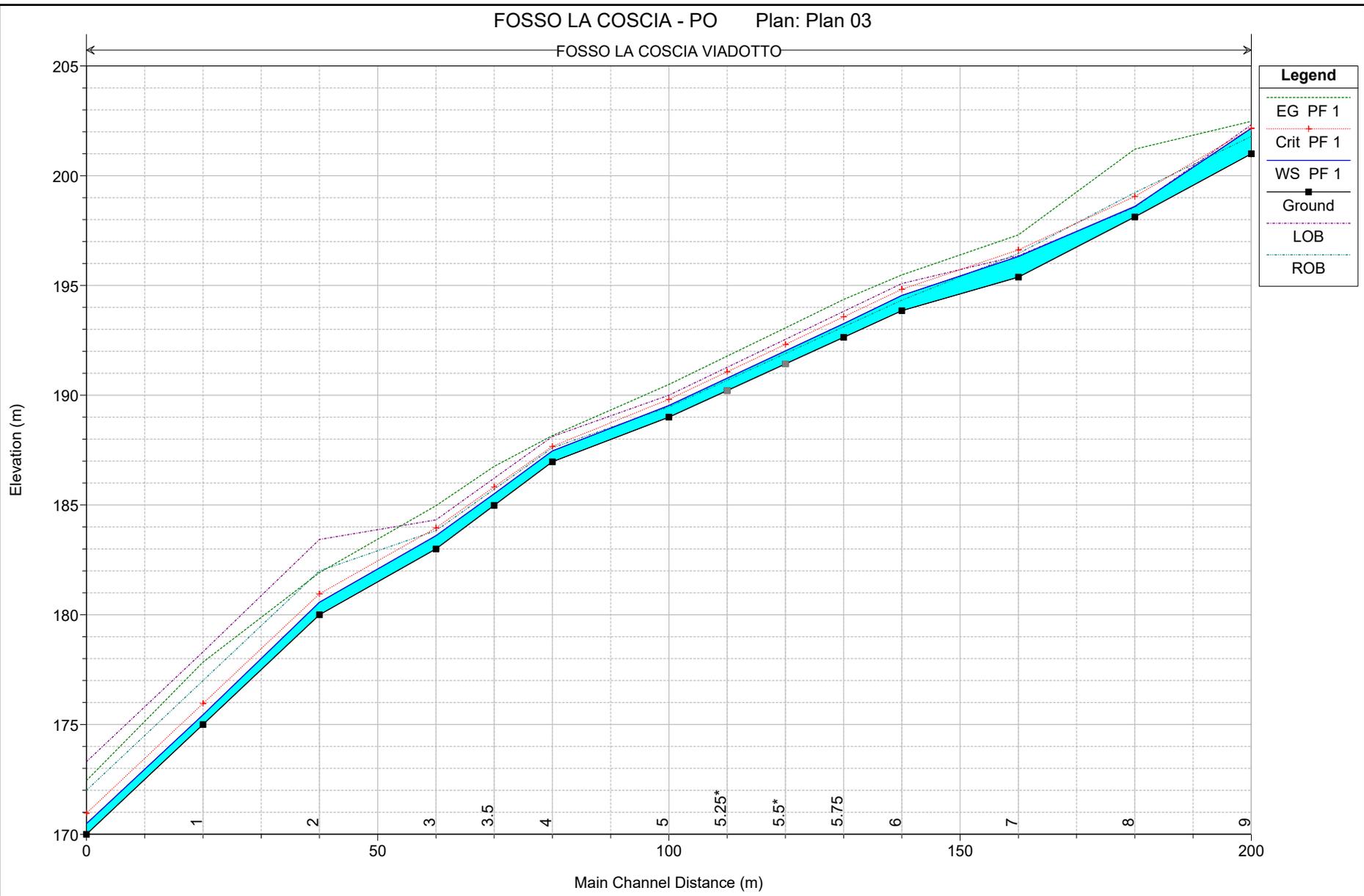
ALLEGATO F

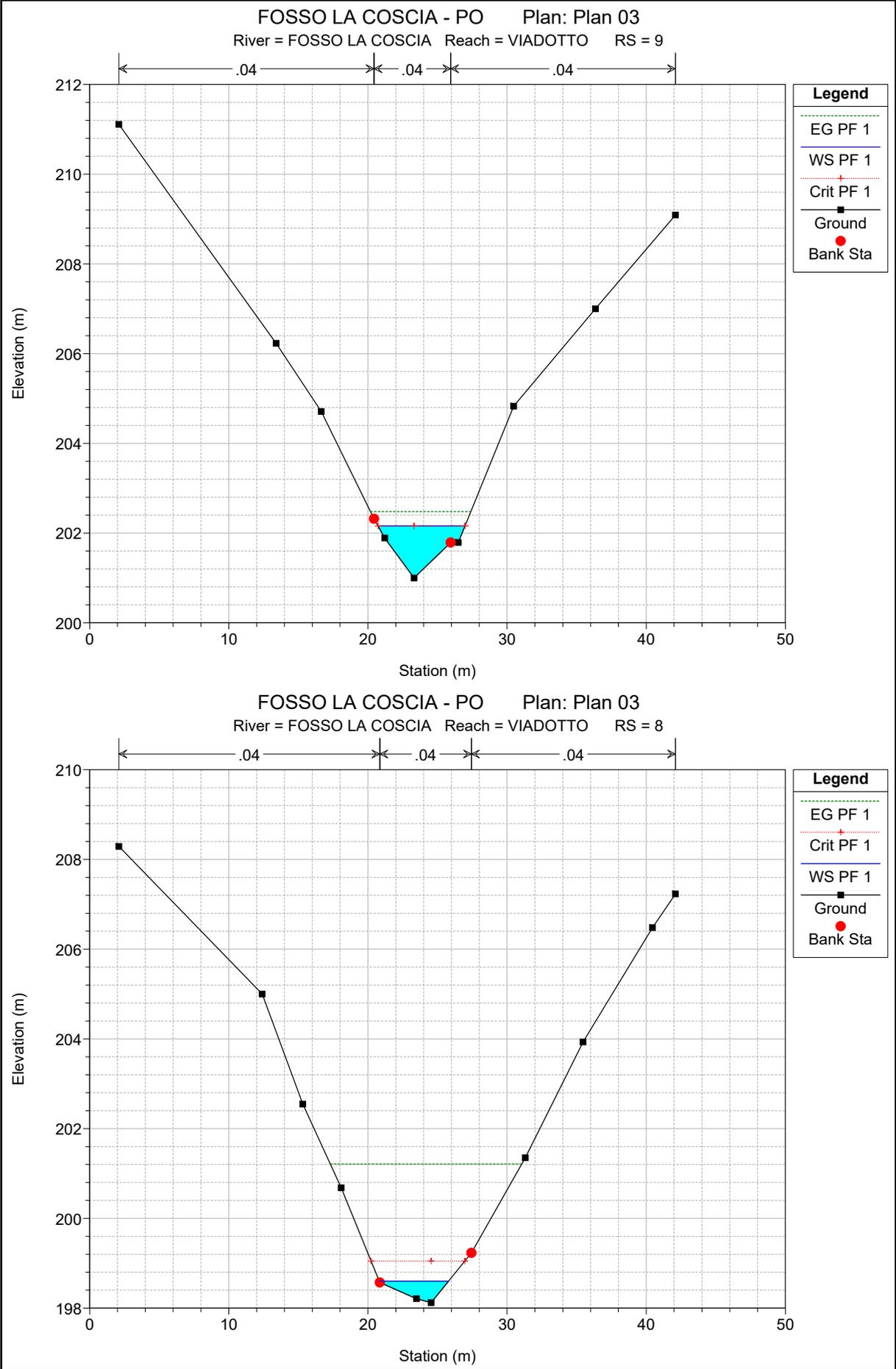
RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

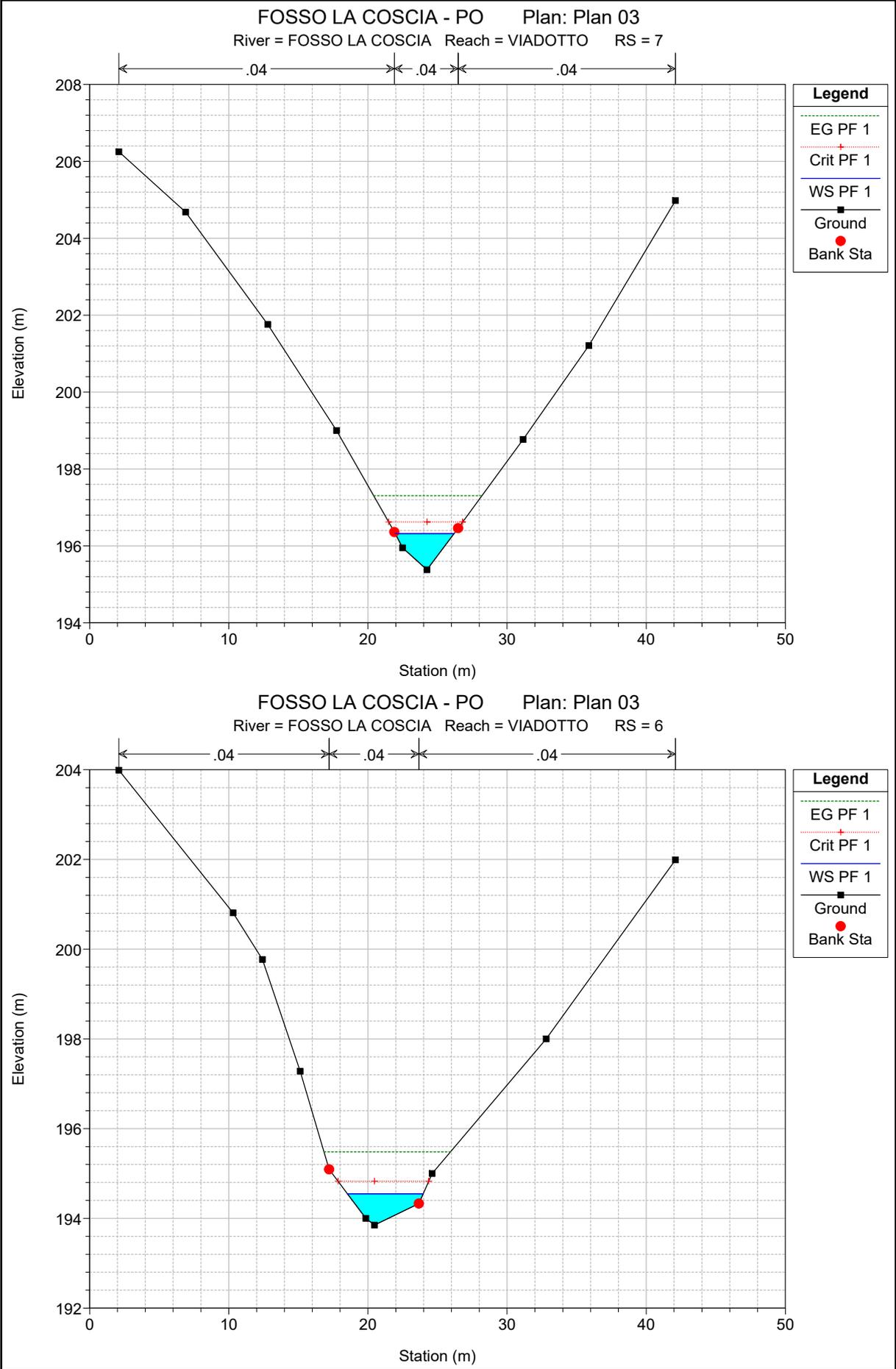
FOSSO LA COSCIA – STATO DI PROGETTO

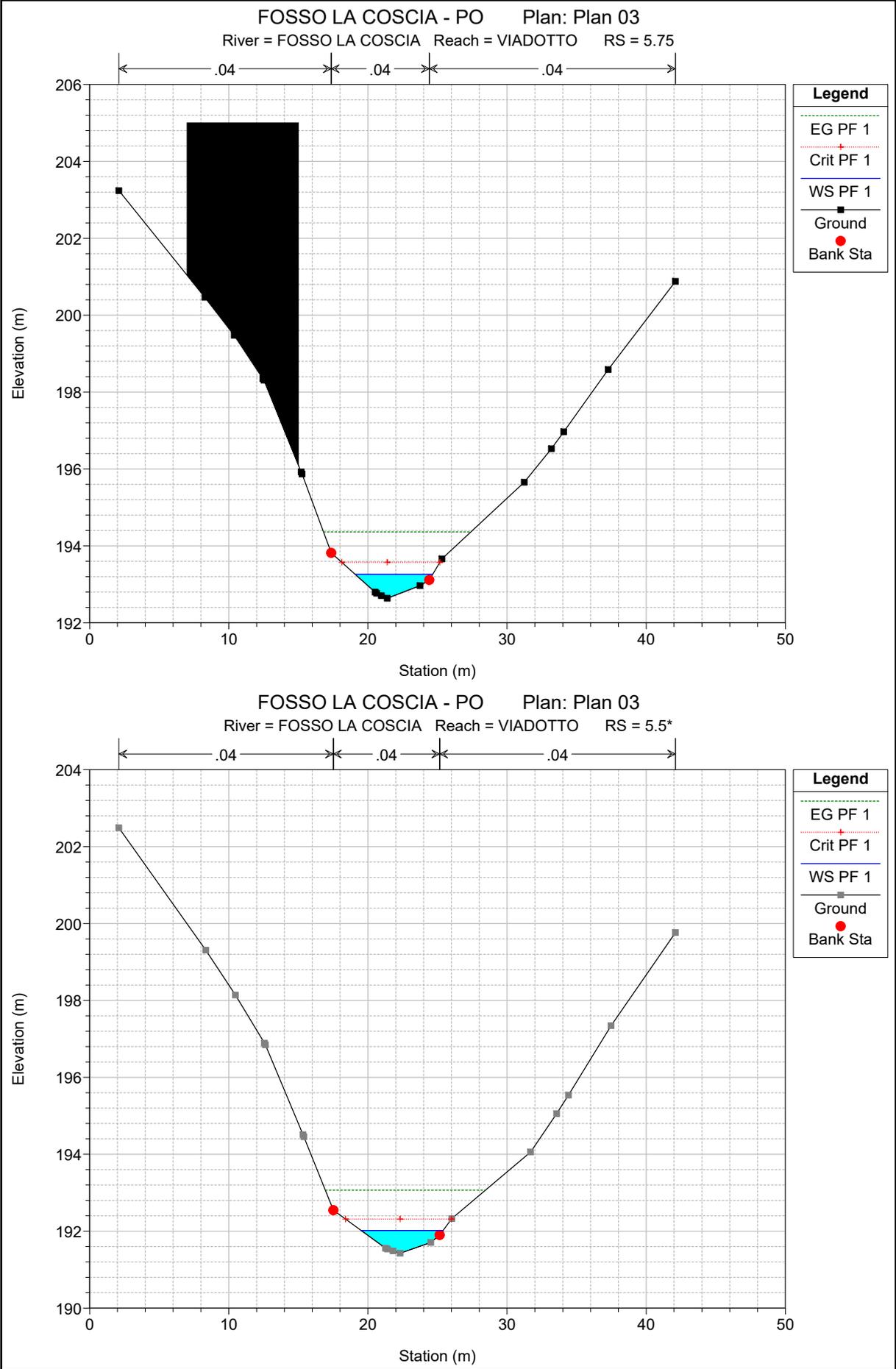
FOSSO LA COSCIA - PO Plan: Plan 03

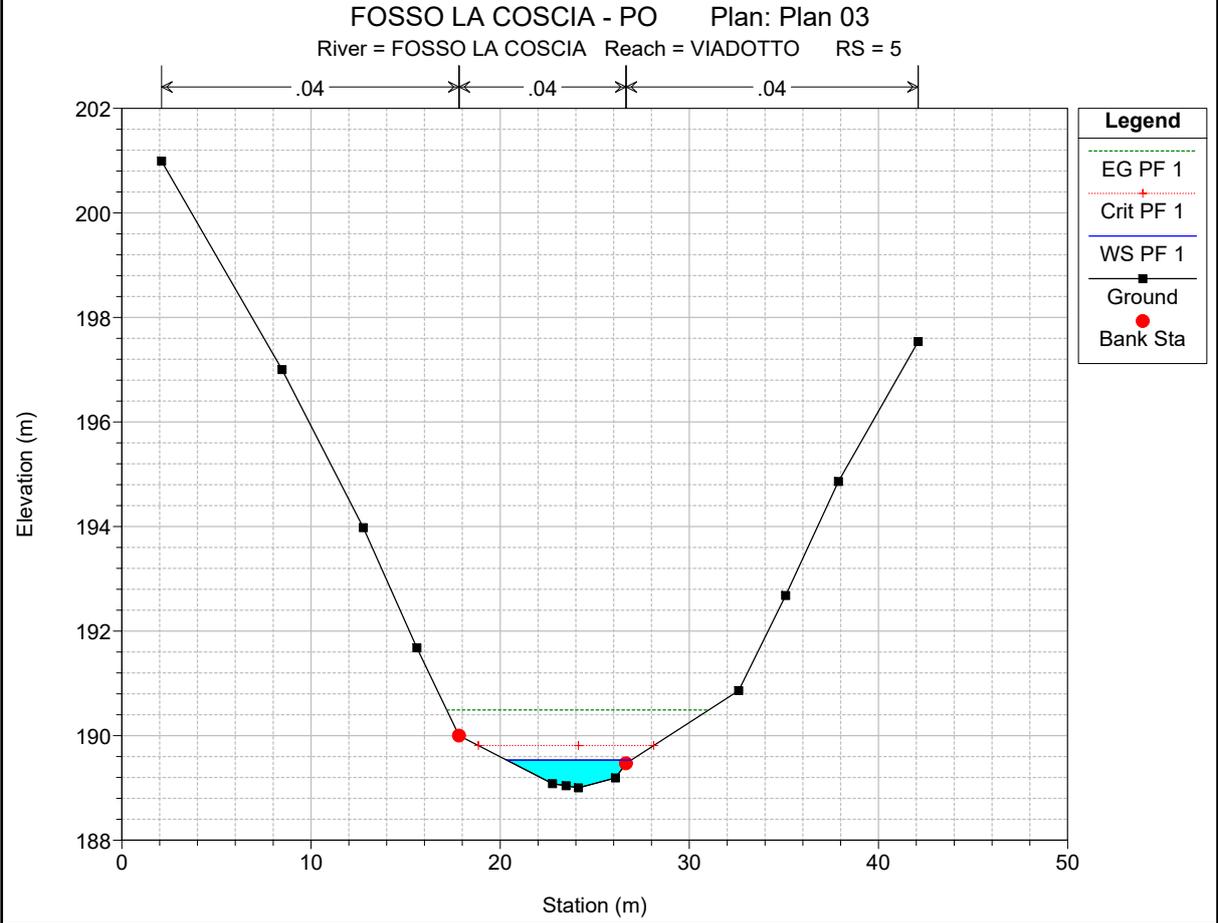
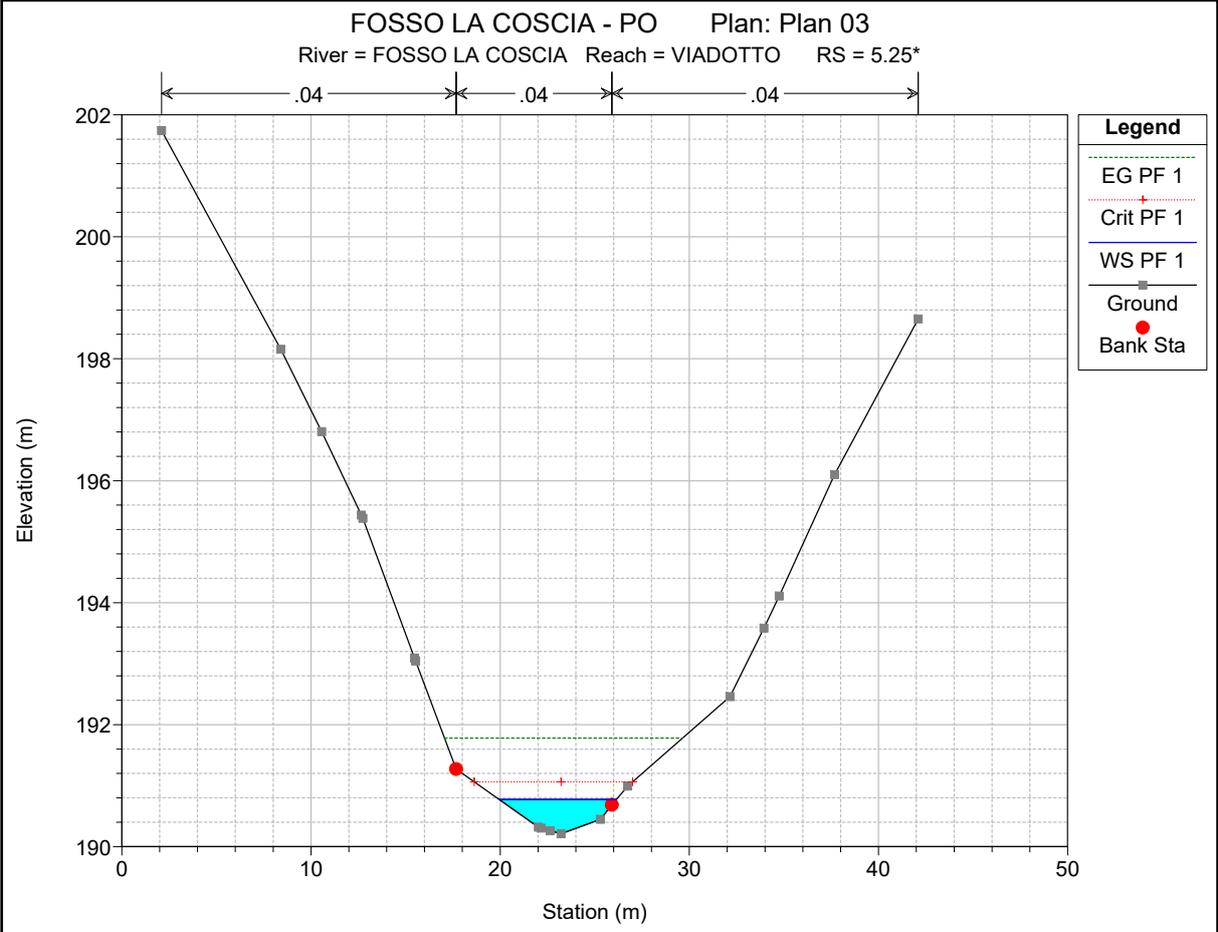
FOSSO LA COSCIA VIADOTTO

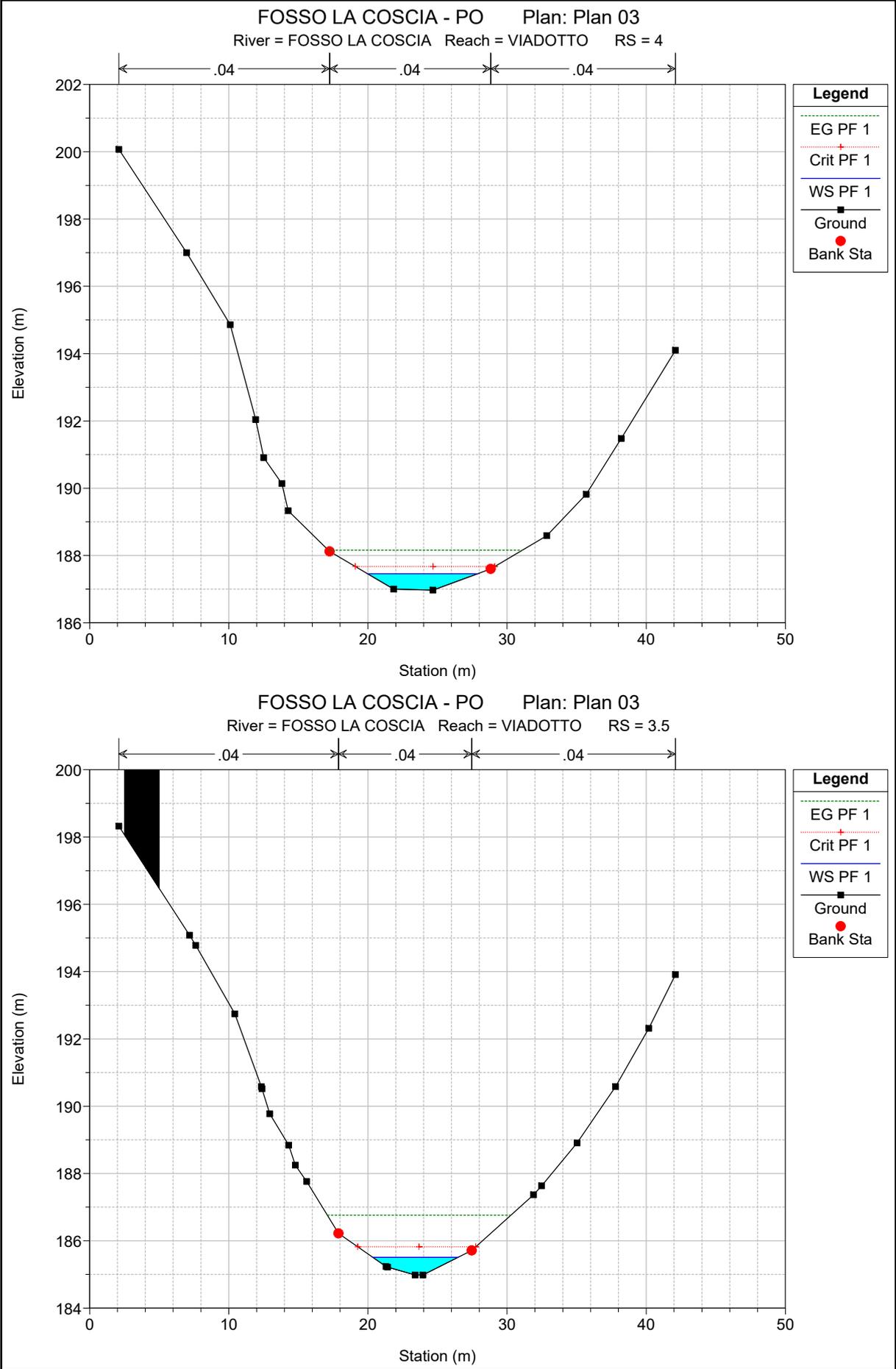


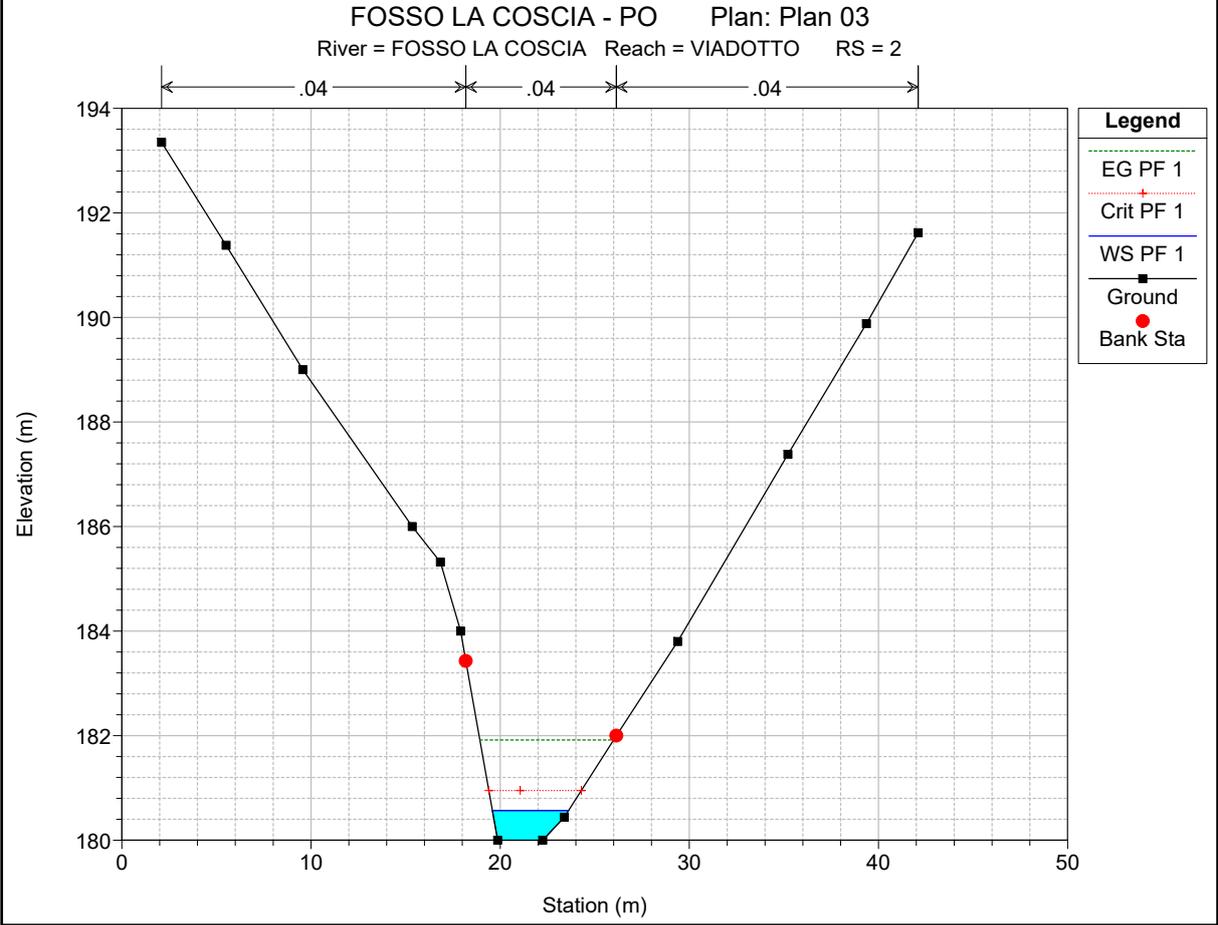
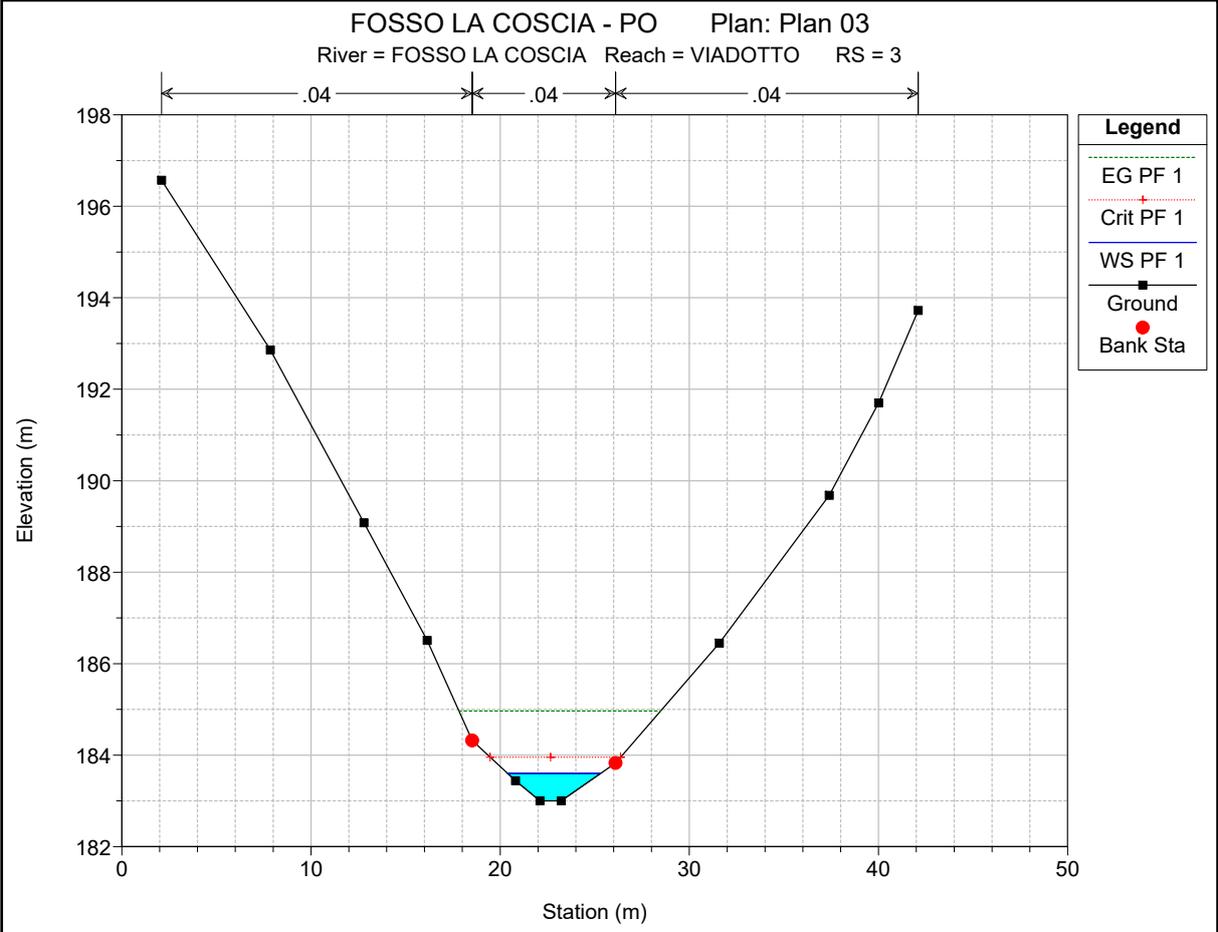


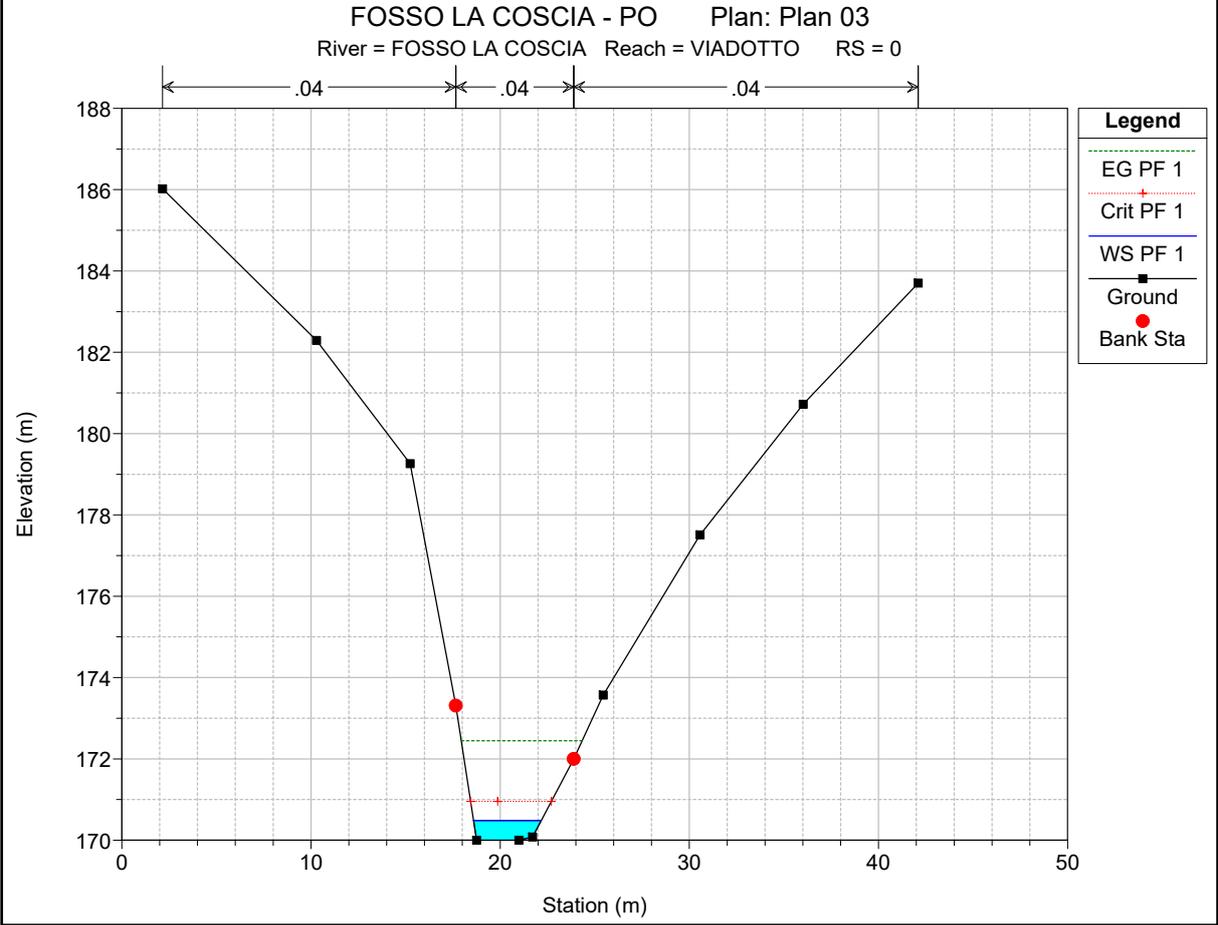
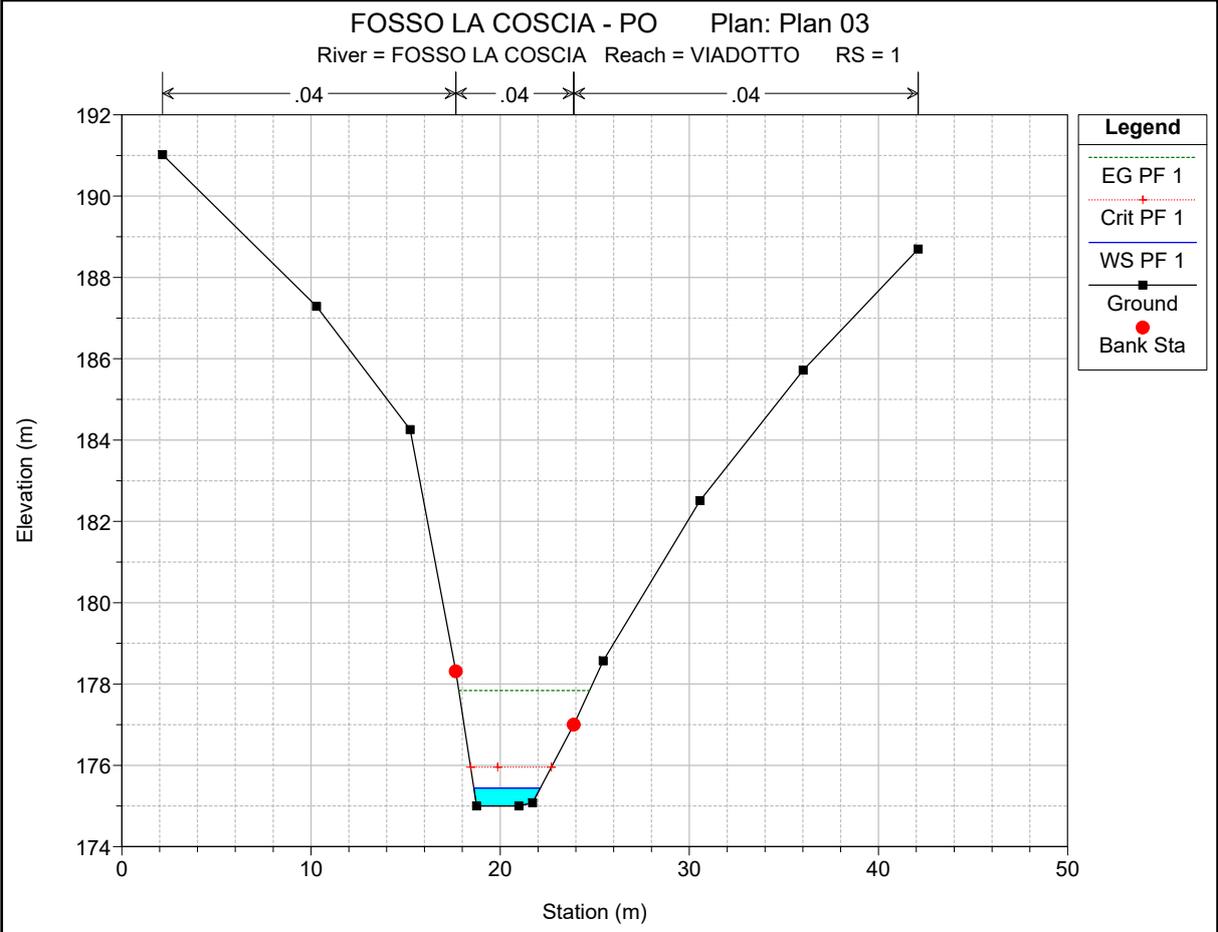












HEC-RAS Plan: Plan 03 River: FOSSO LA COSCIA Reach: VIADOTTO Profile: PF 1

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
VIADOTTO	9	PF 1	9.50	201.00	202.16	202.16	202.48	0.018542	2.53	3.88	6.25	0.98
VIADOTTO	8	PF 1	9.50	198.12	198.60	199.05	201.21	0.488567	7.15	1.33	4.99	4.41
VIADOTTO	7	PF 1	9.50	195.38	196.32	196.62	197.31	0.086154	4.40	2.16	4.23	1.97
VIADOTTO	6	PF 1	9.50	193.85	194.55	194.83	195.48	0.095116	4.29	2.23	5.44	2.09
VIADOTTO	5.75	PF 1	9.50	192.64	193.26	193.57	194.36	0.128982	4.66	2.05	5.56	2.40
VIADOTTO	5.5*	PF 1	9.50	191.43	192.02	192.31	193.07	0.127261	4.54	2.10	5.87	2.38
VIADOTTO	5.25*	PF 1	9.50	190.21	190.77	191.06	191.78	0.127473	4.45	2.14	6.20	2.37
VIADOTTO	5	PF 1	9.50	189.00	189.53	189.81	190.49	0.127264	4.35	2.19	6.57	2.36
VIADOTTO	4	PF 1	9.50	186.97	187.46	187.67	188.16	0.100597	3.70	2.56	7.94	2.08
VIADOTTO	3.5	PF 1	9.50	184.99	185.51	185.82	186.76	0.188914	4.96	1.92	6.12	2.83
VIADOTTO	3	PF 1	9.50	183.00	183.60	183.96	184.97	0.168064	5.18	1.84	4.93	2.71
VIADOTTO	2	PF 1	9.50	180.00	180.57	180.95	181.92	0.138614	5.14	1.85	4.03	2.42
VIADOTTO	1	PF 1	9.50	175.00	175.44	175.96	177.84	0.307451	6.86	1.38	3.52	3.49
VIADOTTO	0	PF 1	9.50	170.00	170.48	170.96	172.44	0.227859	6.21	1.53	3.58	3.03

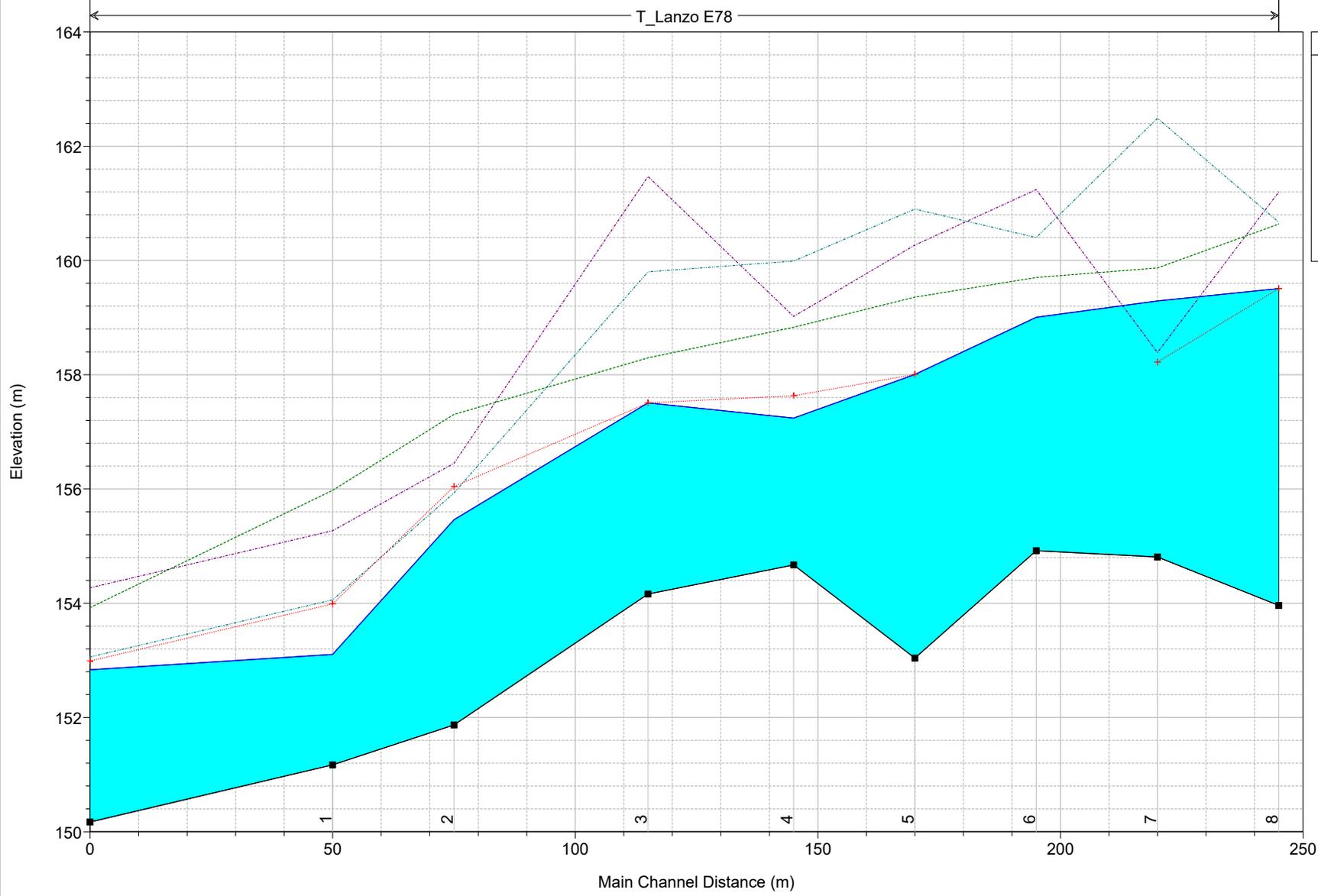
ALLEGATO G

RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

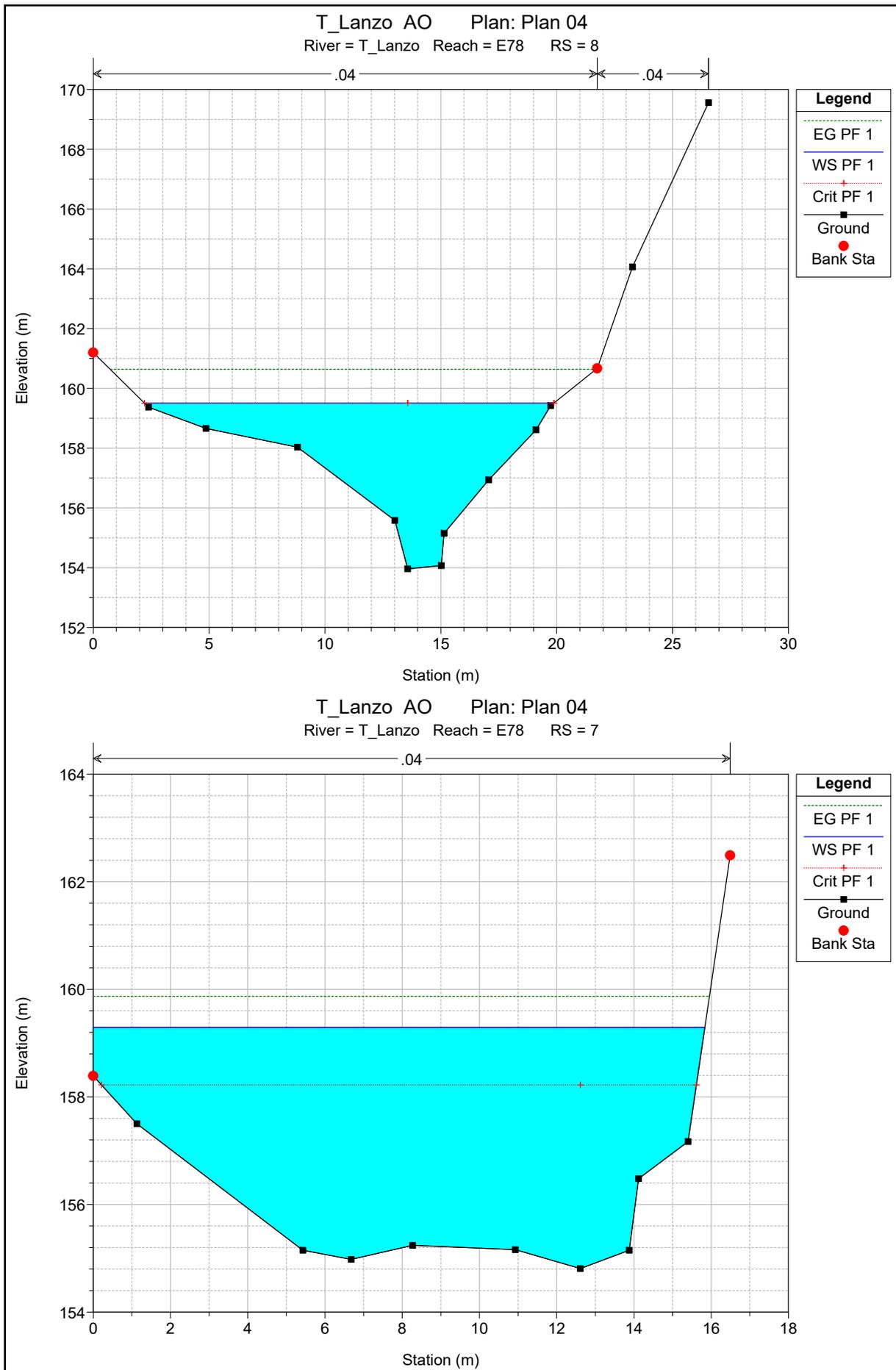
TORRENTE LANZO – STATO ATTUALE

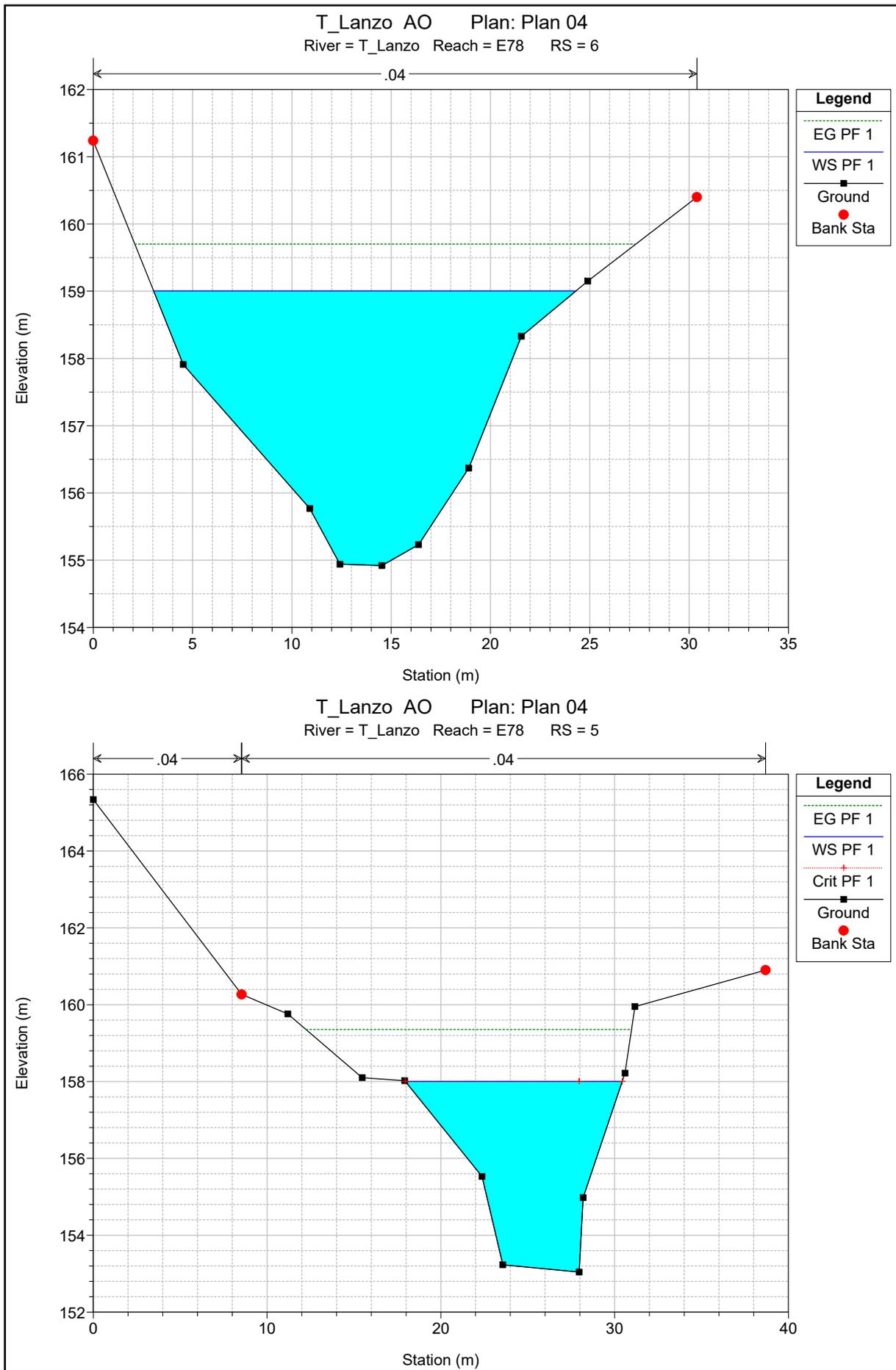
T_Lanzo AO Plan: Plan 04

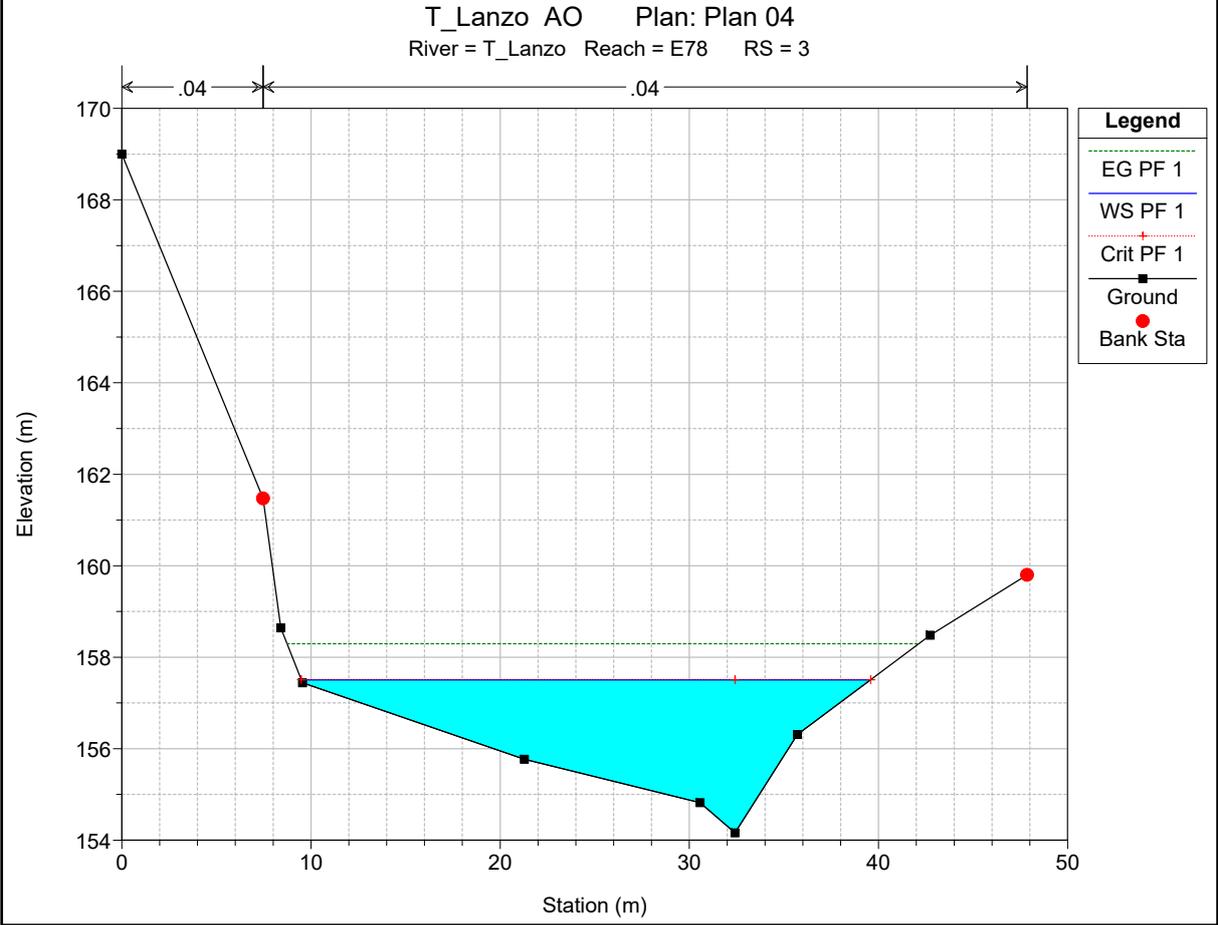
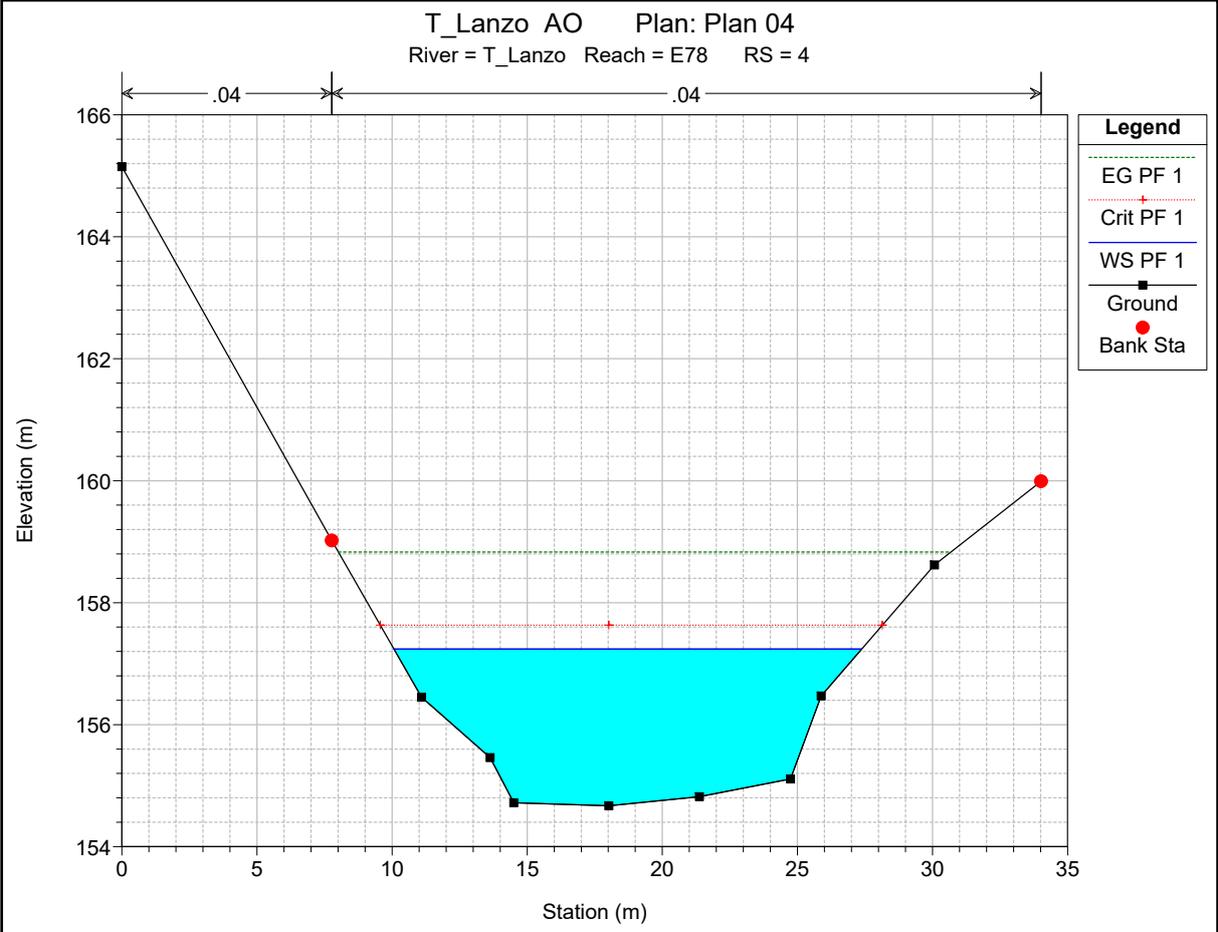
T_Lanzo E78

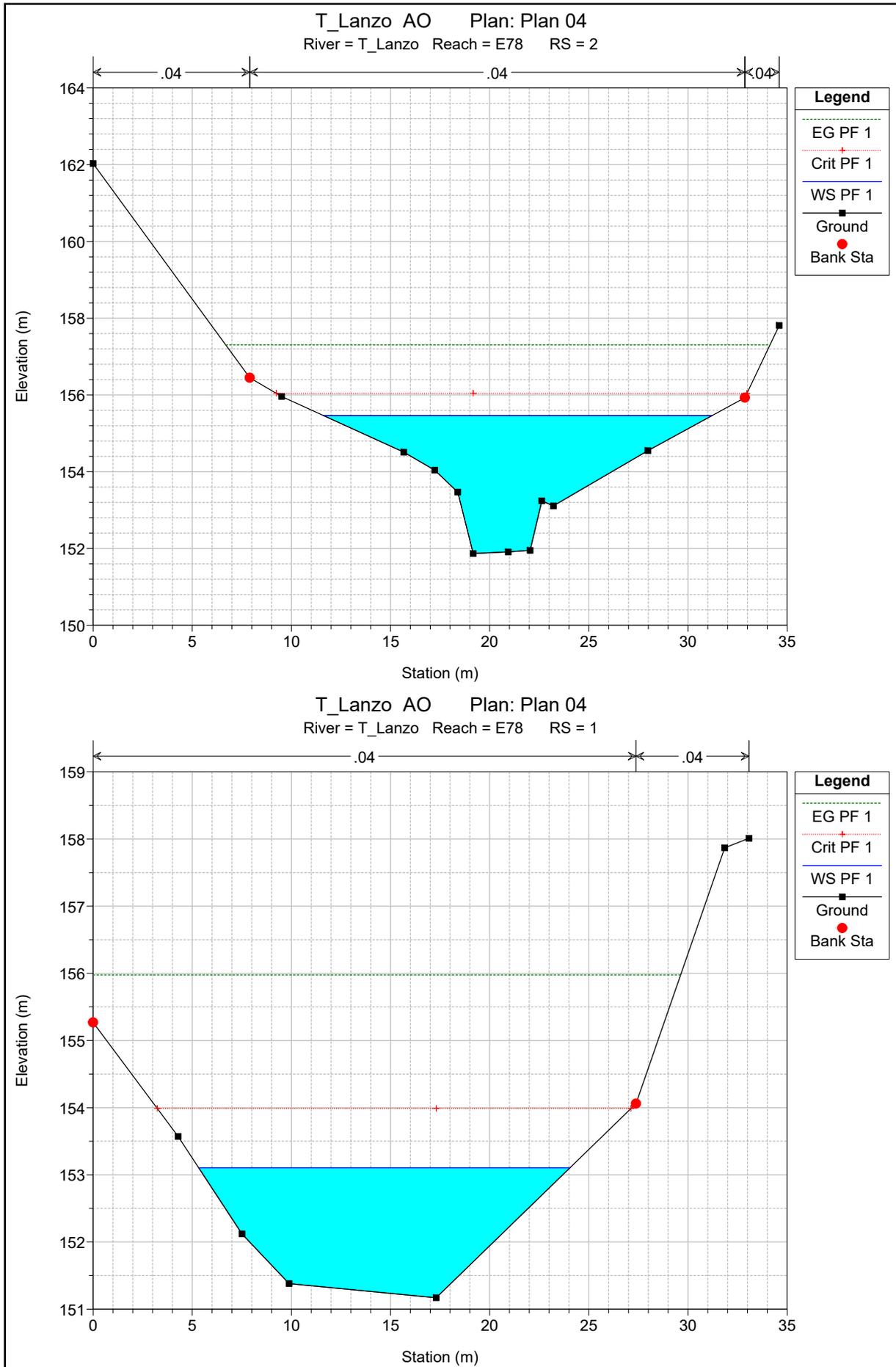


Legend	
EG PF 1	
Crit PF 1	
WS PF 1	
Ground	
LOB	
ROB	

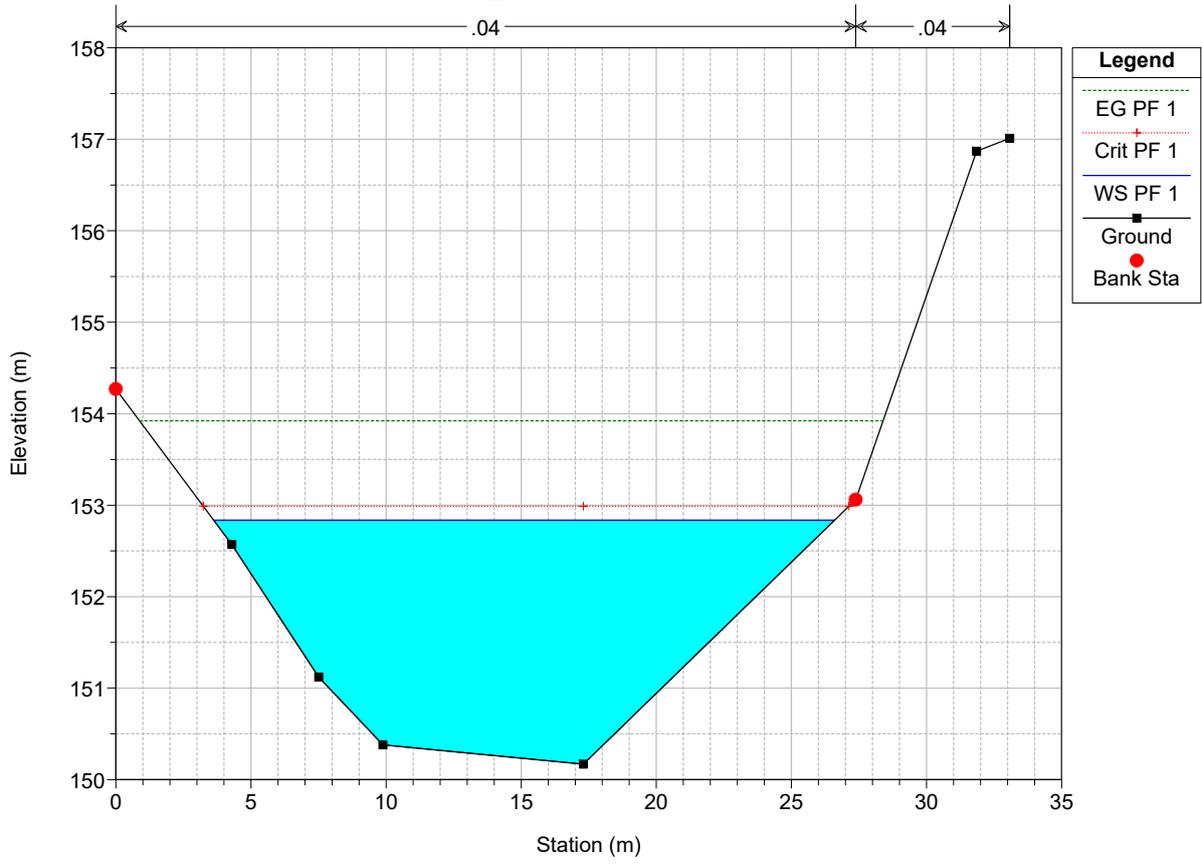








T_Lanzo AO Plan: Plan 04
River = T_Lanzo Reach = E78 RS = 0



HEC-RAS Plan: Plan 04 River: T_Lanzo Reach: E78 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
E78	8	PF 1	183.00	153.96	159.51	159.51	160.64	0.016990	4.71	38.87	17.67	1.01
E78	7	PF 1	183.00	154.81	159.29	158.22	159.87	0.005065	3.37	54.24	15.83	0.58
E78	6	PF 1	183.00	154.92	159.00		159.70	0.007989	3.70	49.44	21.27	0.77
E78	5	PF 1	183.00	153.04	158.01	158.01	159.36	0.016861	5.15	35.53	12.50	0.97
E78	4	PF 1	183.00	154.67	157.24	157.63	158.83	0.023959	5.59	32.75	17.31	1.30
E78	3	PF 1	183.00	154.16	157.51	157.51	158.30	0.014541	3.93	46.53	30.10	1.01
E78	2	PF 1	183.00	151.87	155.46	156.04	157.31	0.037739	6.01	30.43	19.59	1.54
E78	1	PF 1	183.00	151.17	153.10	153.99	155.98	0.066195	7.51	24.37	18.72	2.10
E78	0	PF 1	183.00	150.17	152.84	152.99	153.92	0.017354	4.62	39.60	22.98	1.12

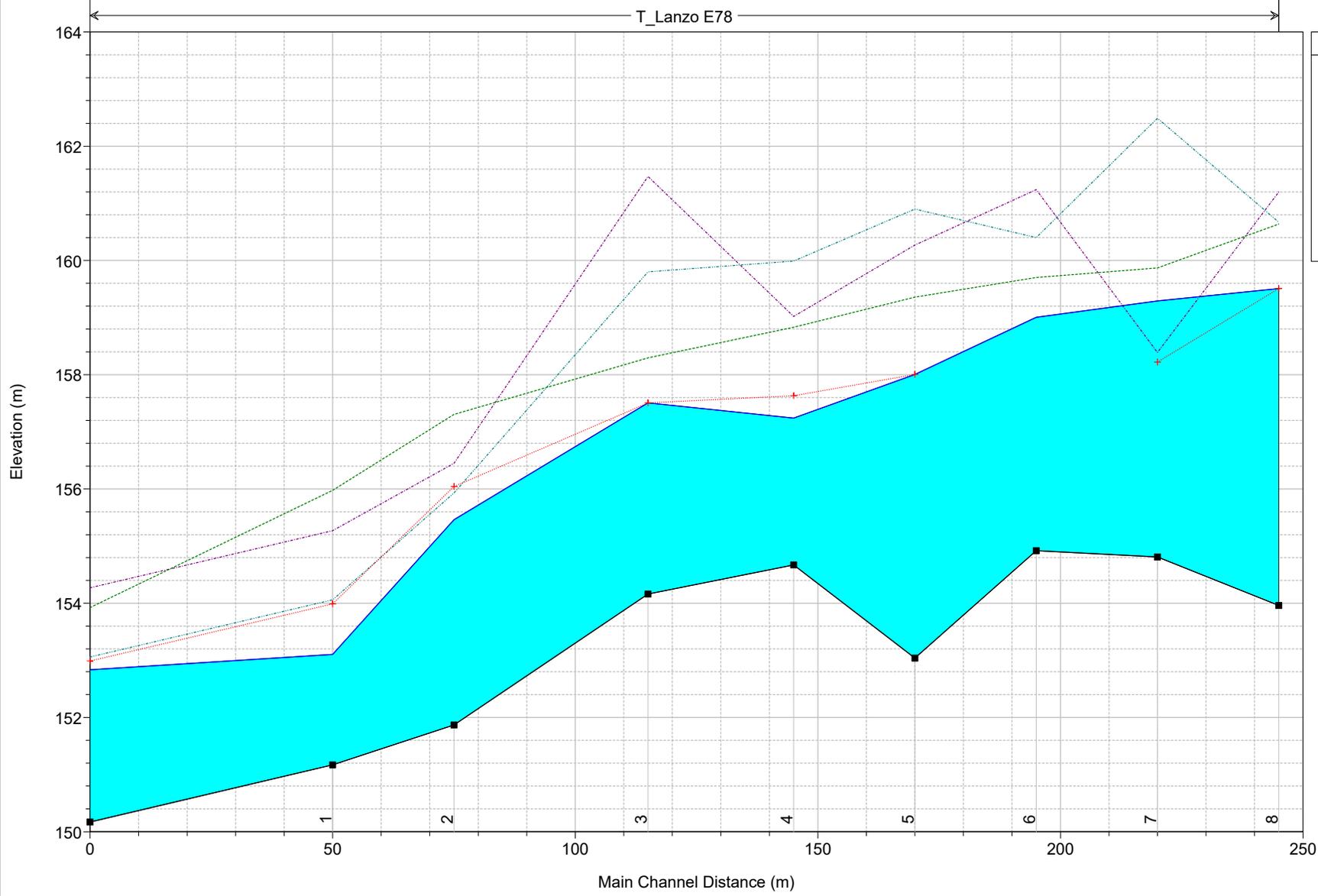
ALLEGATO H

RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

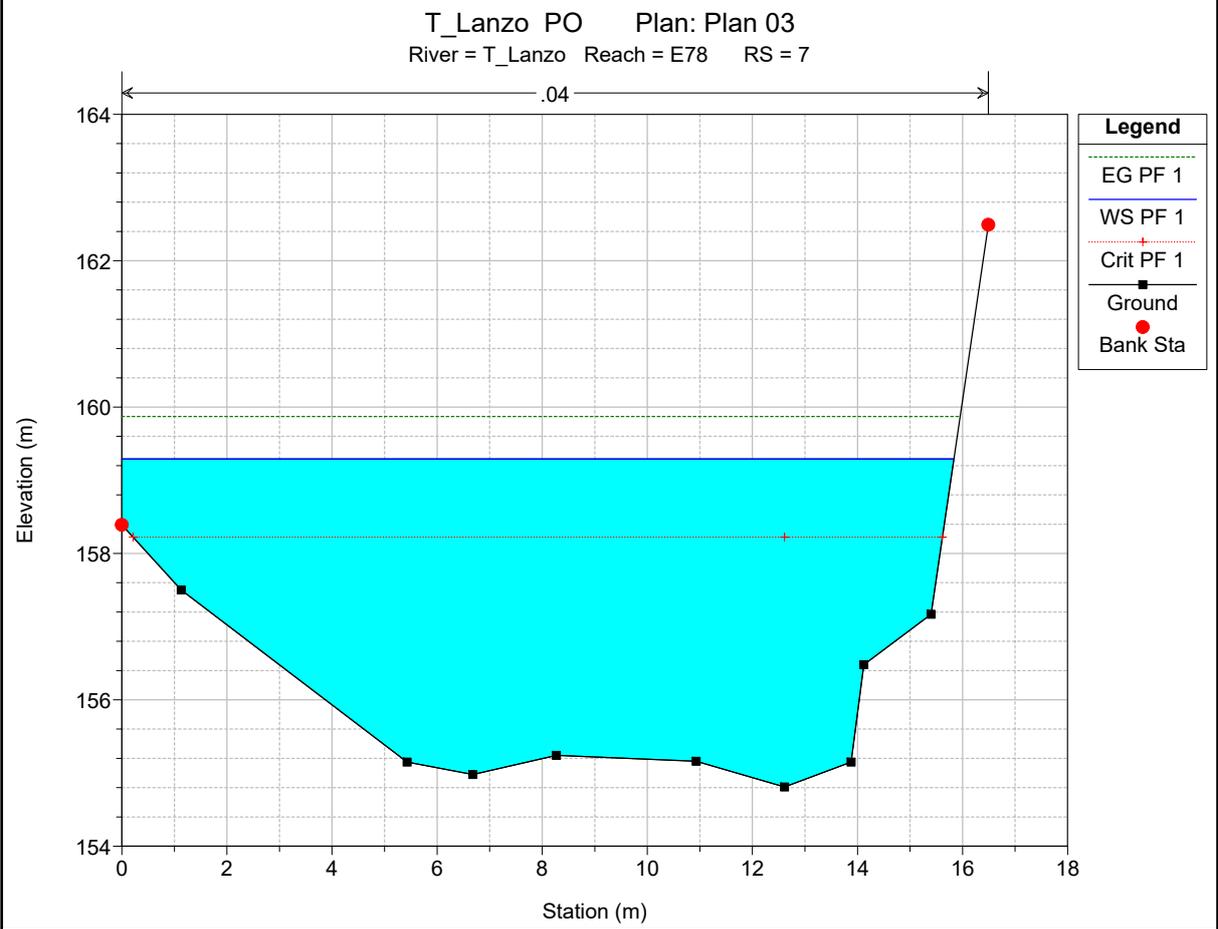
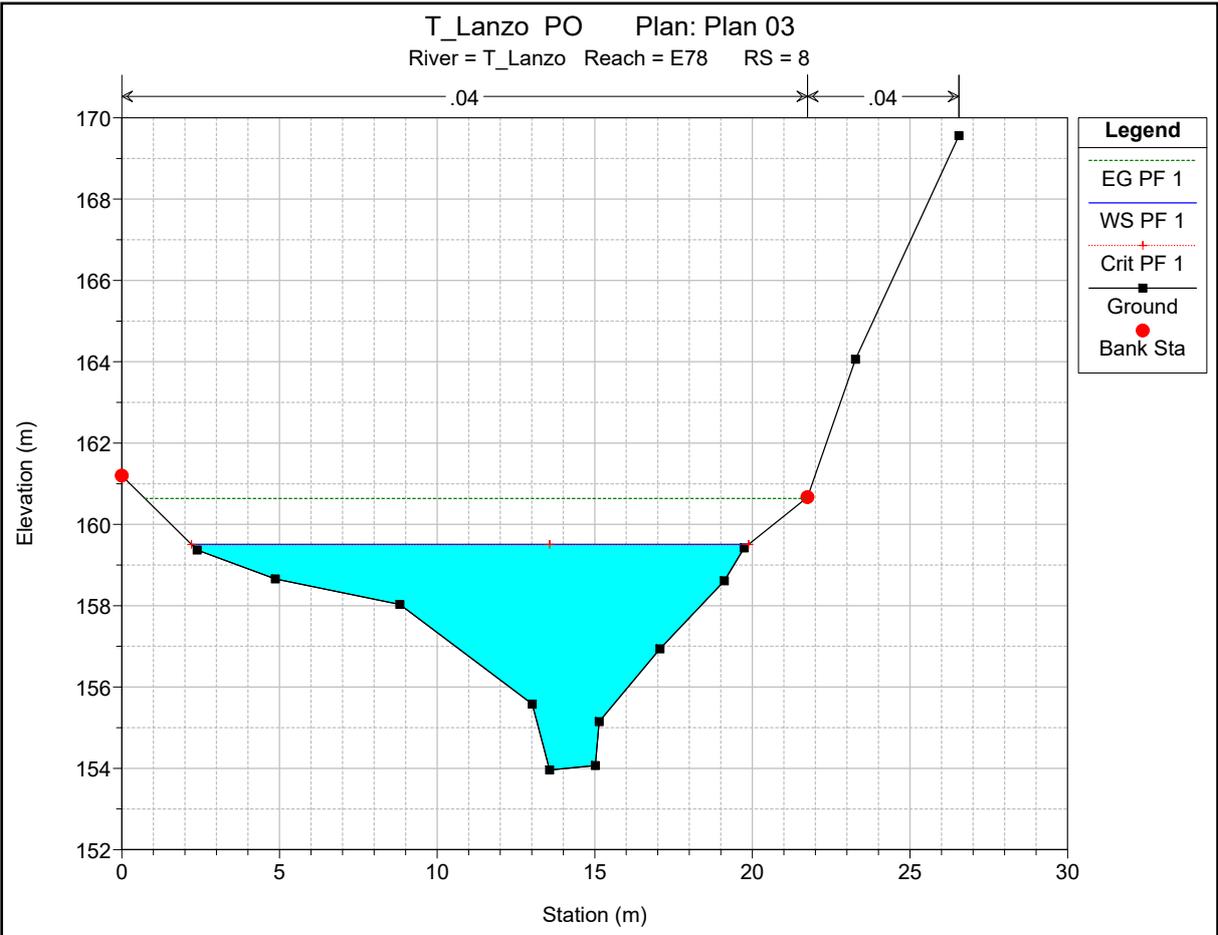
TORRENTE LANZO – STATO DI PROGETTO

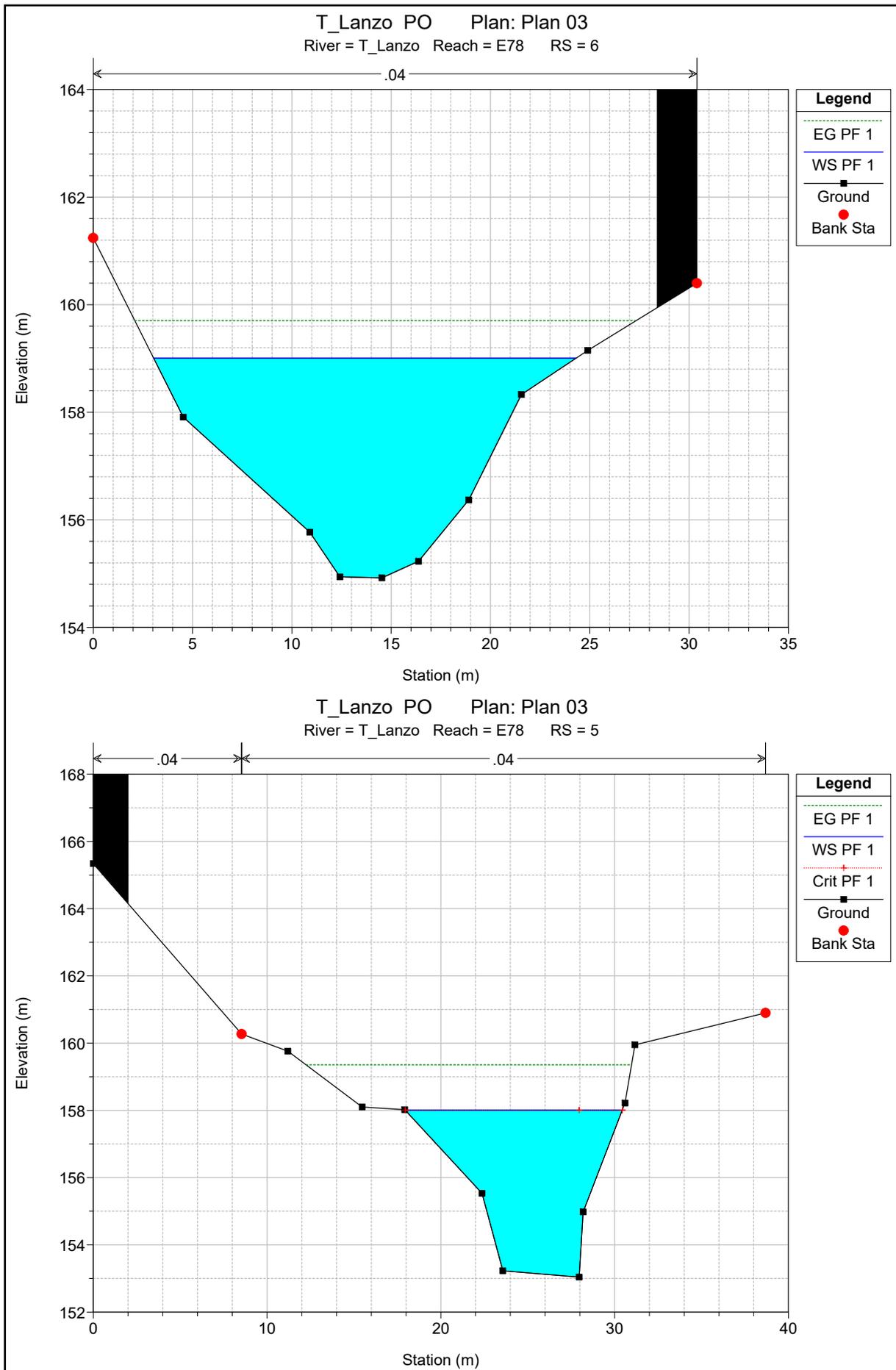
T_Lanzo PO Plan: Plan 03

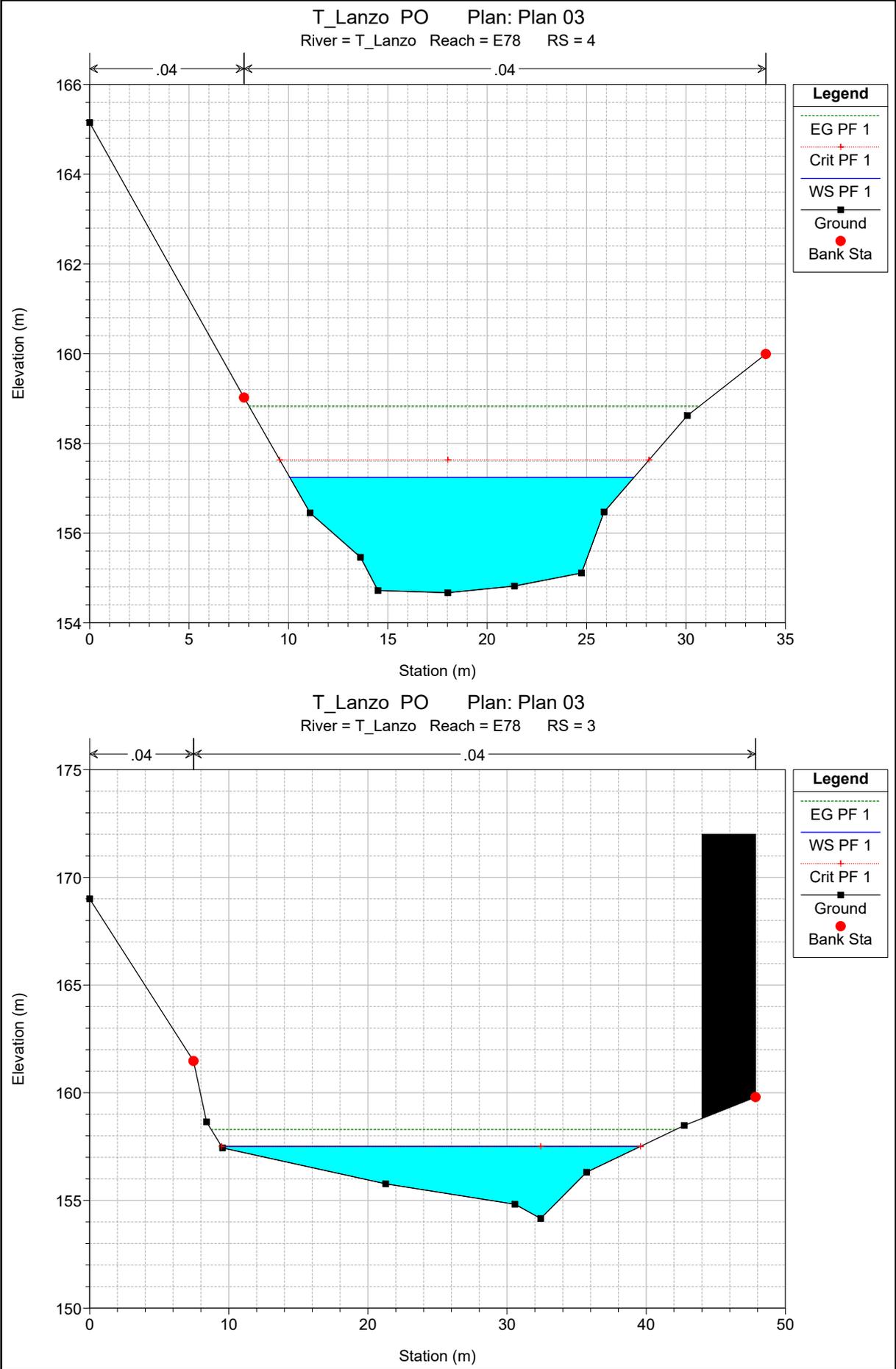
T_Lanzo E78

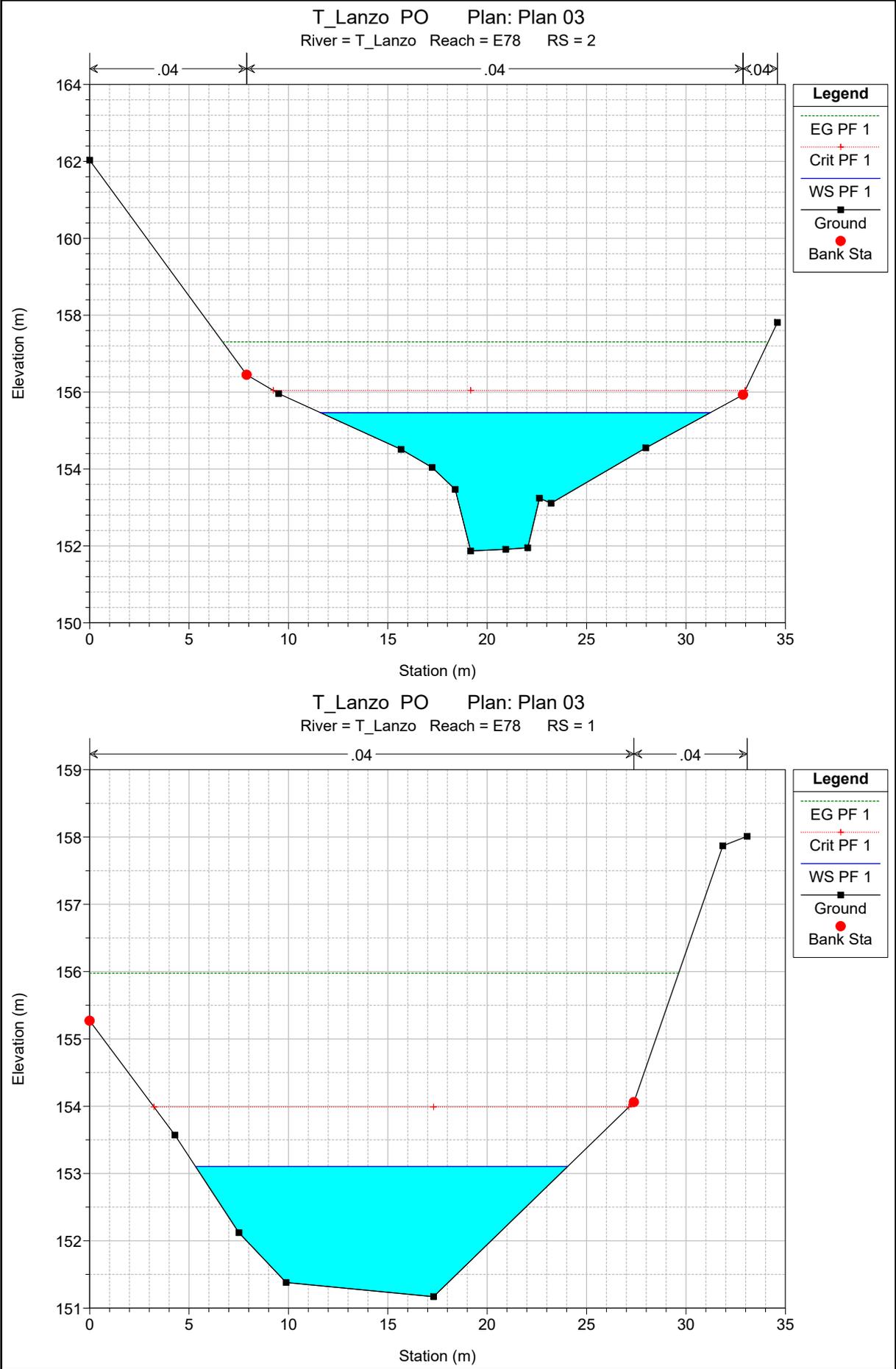


Legend	
EG PF 1	(Green dashed line)
Crit PF 1	(Red dotted line with '+' markers)
WS PF 1	(Solid blue line)
Ground	(Solid black line)
LOB	(Purple dashed line)
ROB	(Cyan dashed line)

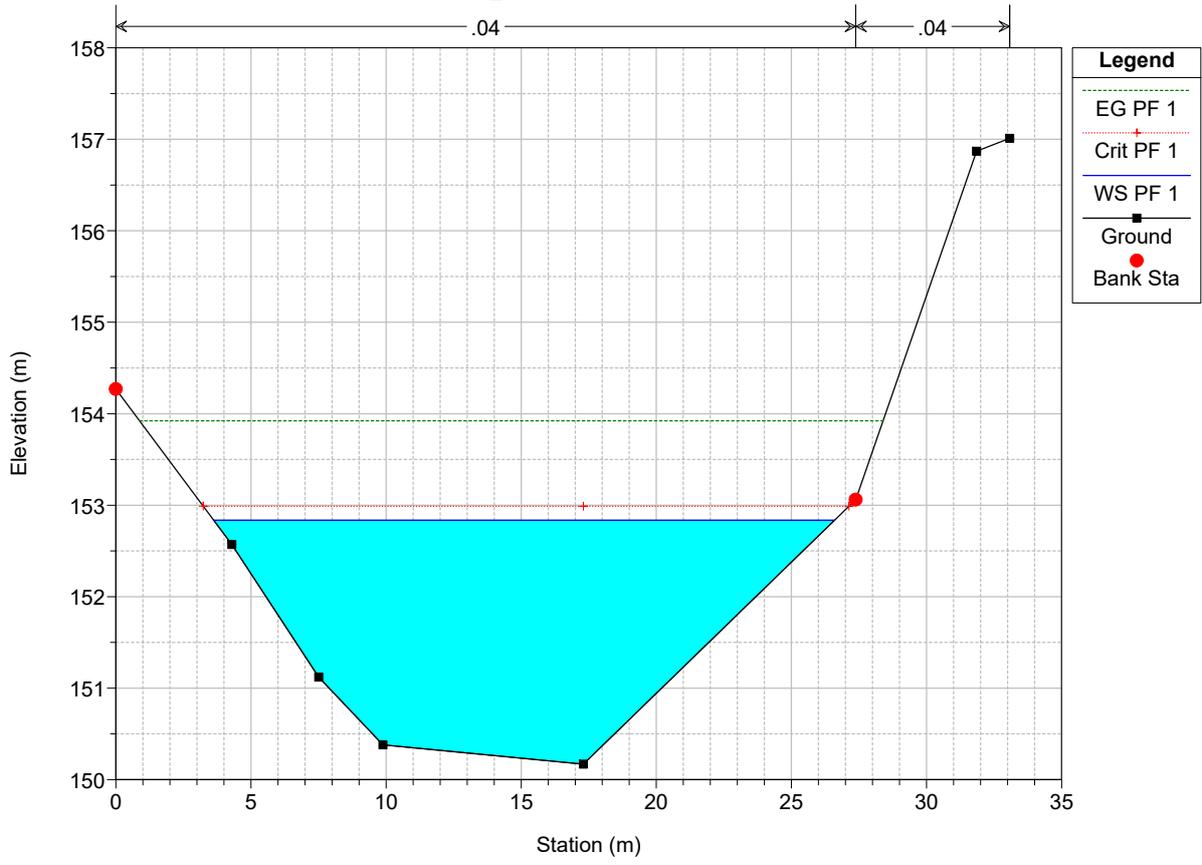








T_Lanzo PO Plan: Plan 03
River = T_Lanzo Reach = E78 RS = 0



HEC-RAS Plan: Plan 03 River: T_Lanzo Reach: E78 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
E78	8	PF 1	183.00	153.96	159.51	159.51	160.64	0.016990	4.71	38.87	17.67	1.01
E78	7	PF 1	183.00	154.81	159.29	158.22	159.87	0.005065	3.37	54.24	15.83	0.58
E78	6	PF 1	183.00	154.92	159.00		159.70	0.007989	3.70	49.44	21.27	0.77
E78	5	PF 1	183.00	153.04	158.01	158.01	159.36	0.016861	5.15	35.53	12.50	0.97
E78	4	PF 1	183.00	154.67	157.24	157.63	158.83	0.023959	5.59	32.75	17.31	1.30
E78	3	PF 1	183.00	154.16	157.51	157.51	158.30	0.014541	3.93	46.53	30.10	1.01
E78	2	PF 1	183.00	151.87	155.46	156.04	157.31	0.037739	6.01	30.43	19.59	1.54
E78	1	PF 1	183.00	151.17	153.10	153.99	155.98	0.066195	7.51	24.37	18.72	2.10
E78	0	PF 1	183.00	150.17	152.84	152.99	153.92	0.017354	4.62	39.60	22.98	1.12

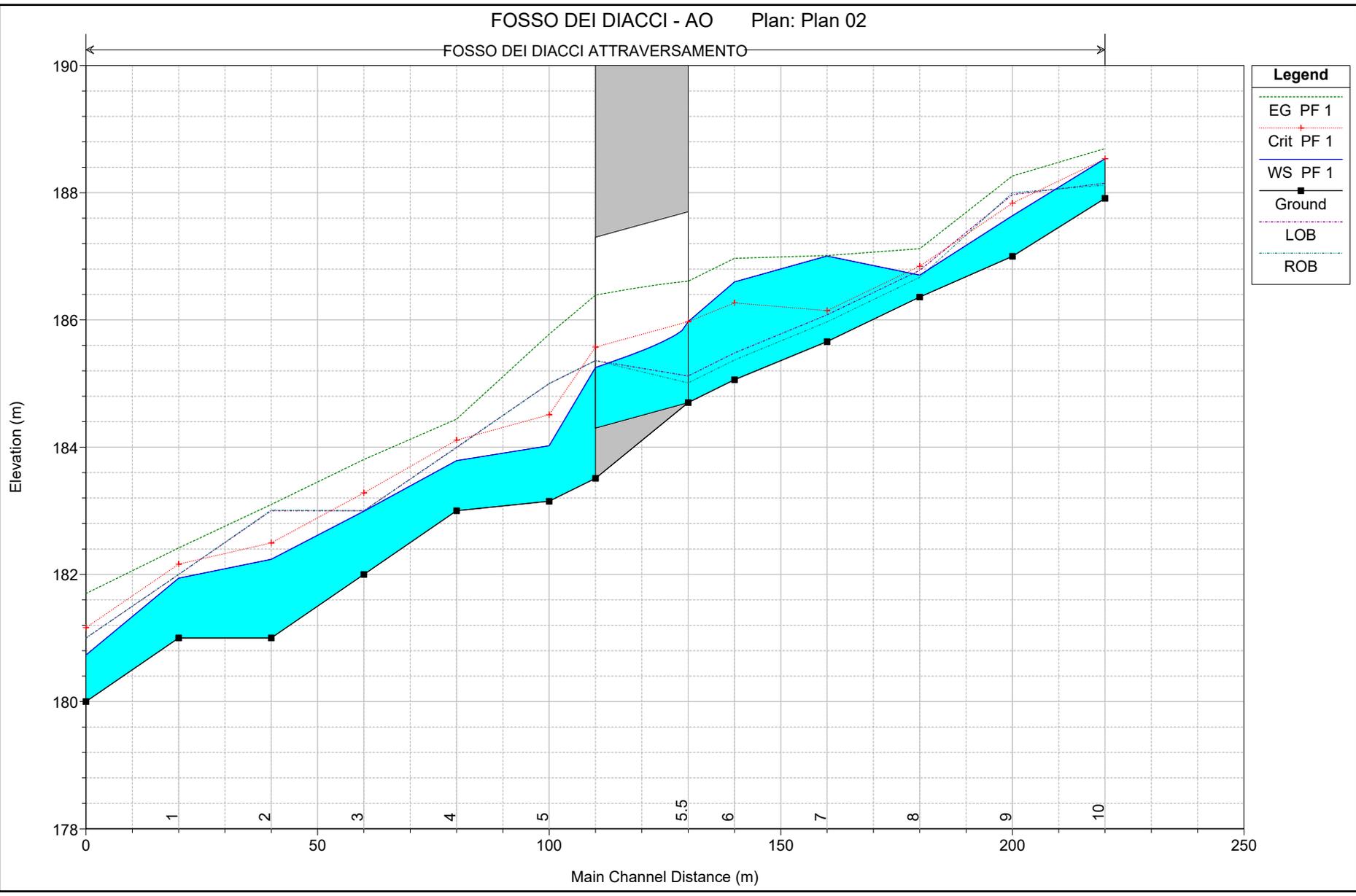
ALLEGATO I

RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

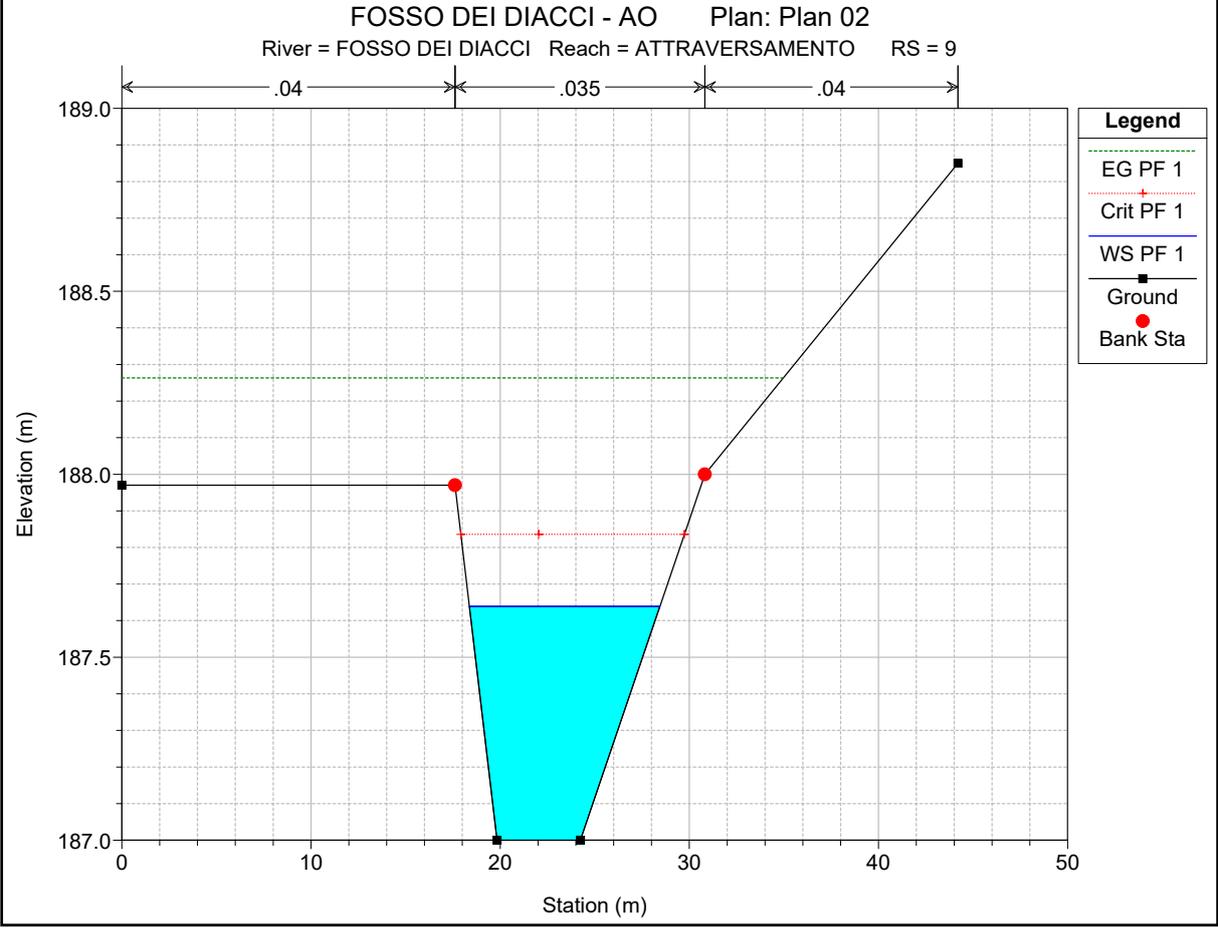
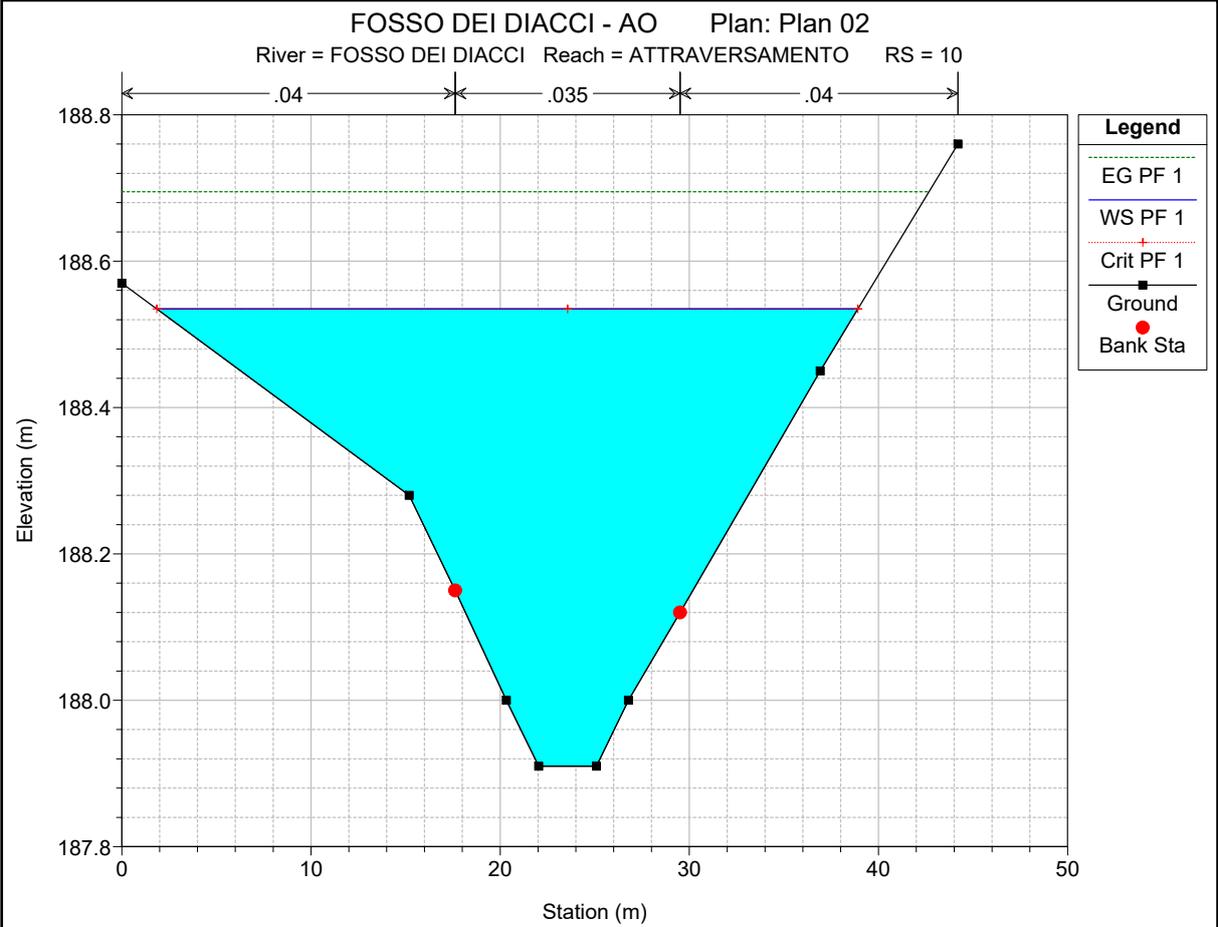
FOSSO DEI DIACCI – STATO ATTUALE

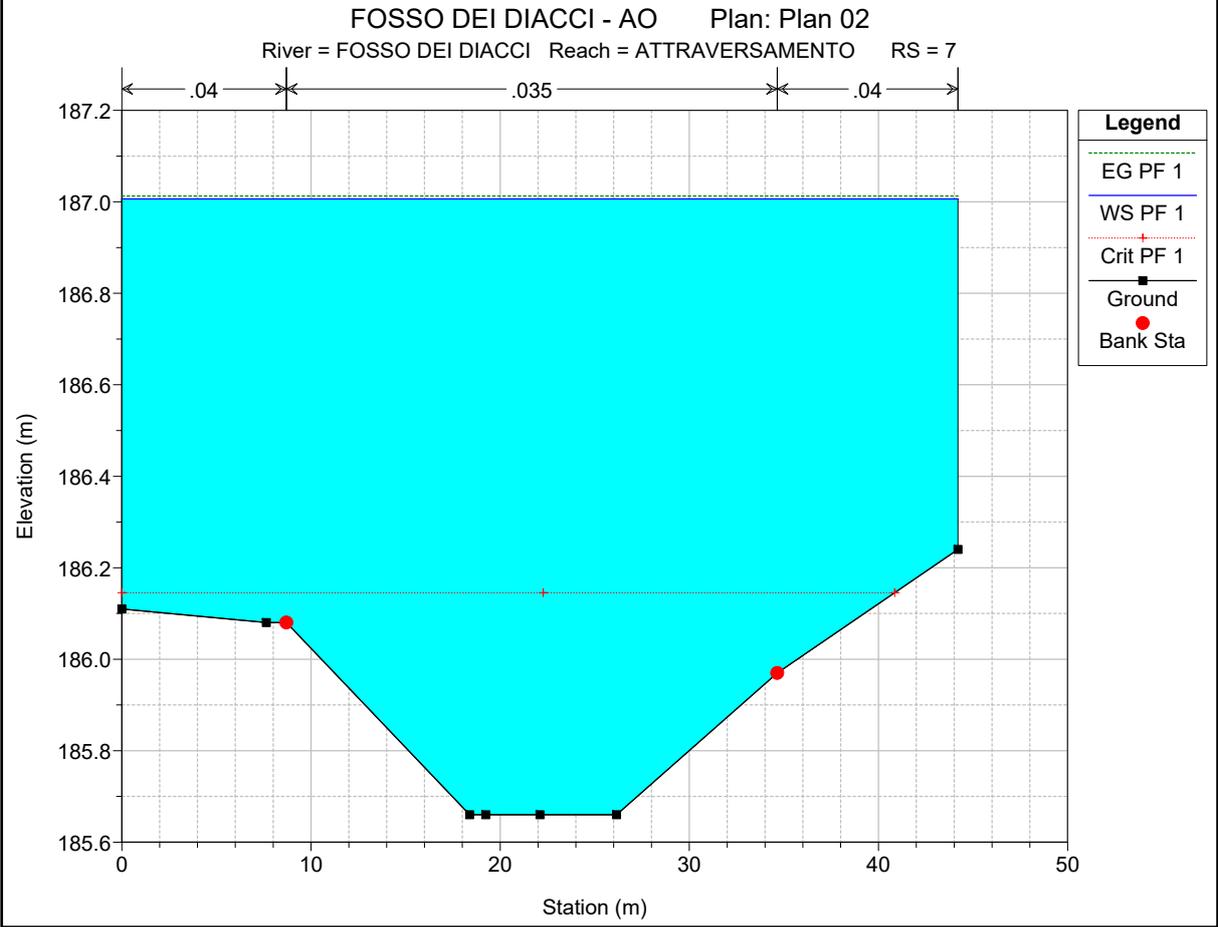
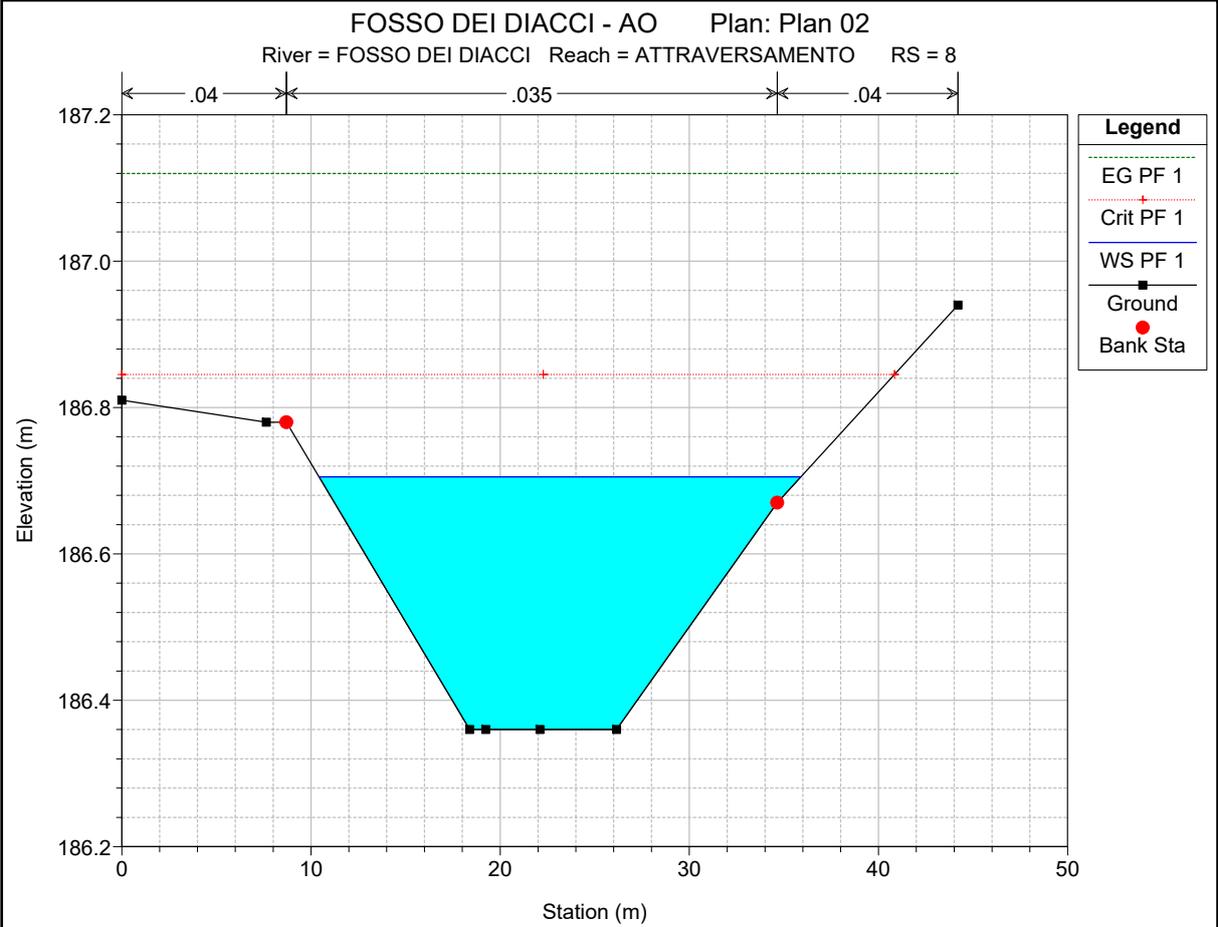
FOSSO DEI DIACCI - AO Plan: Plan 02

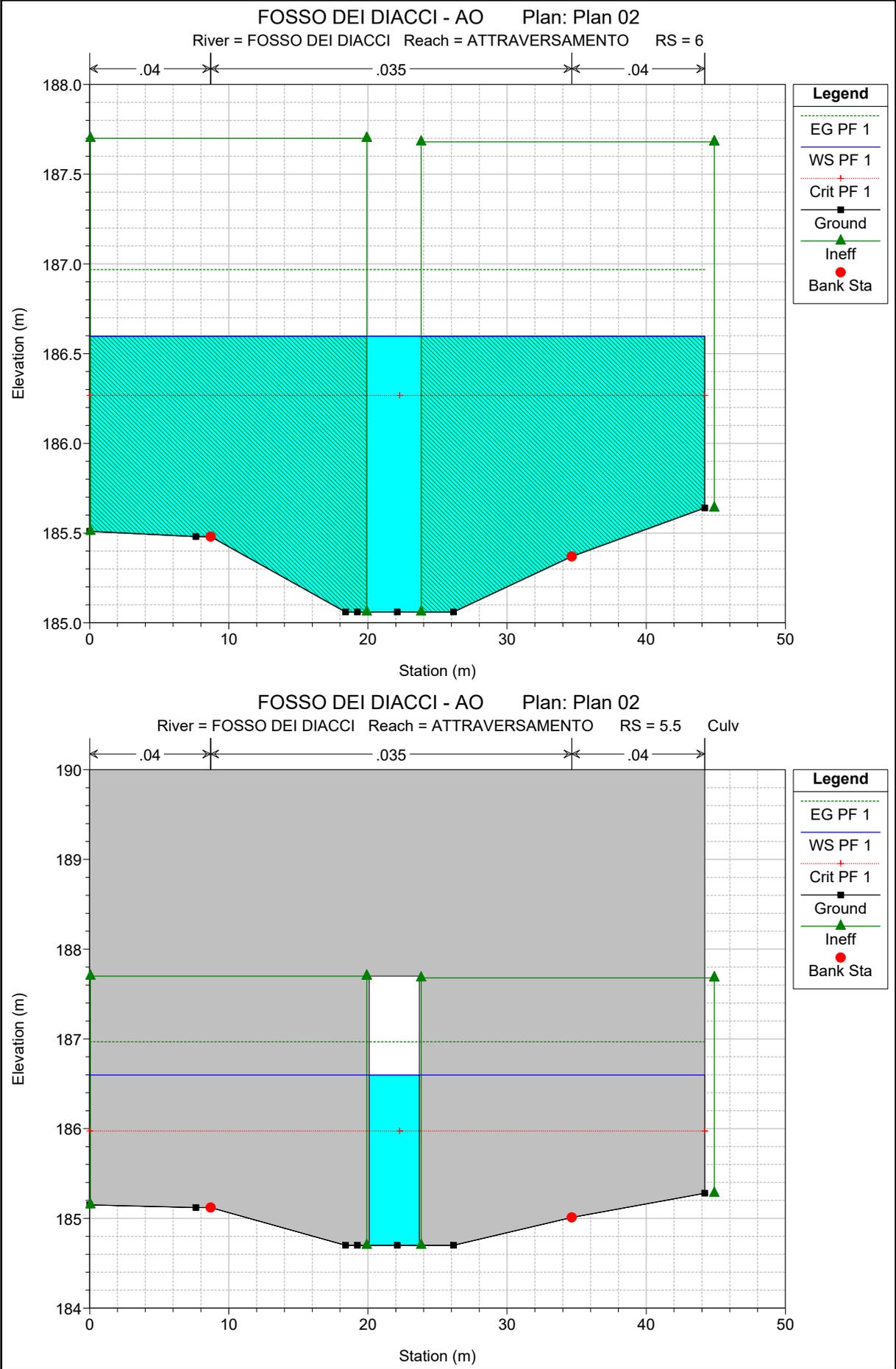
FOSSO DEI DIACCI ATTRAVERSAMENTO

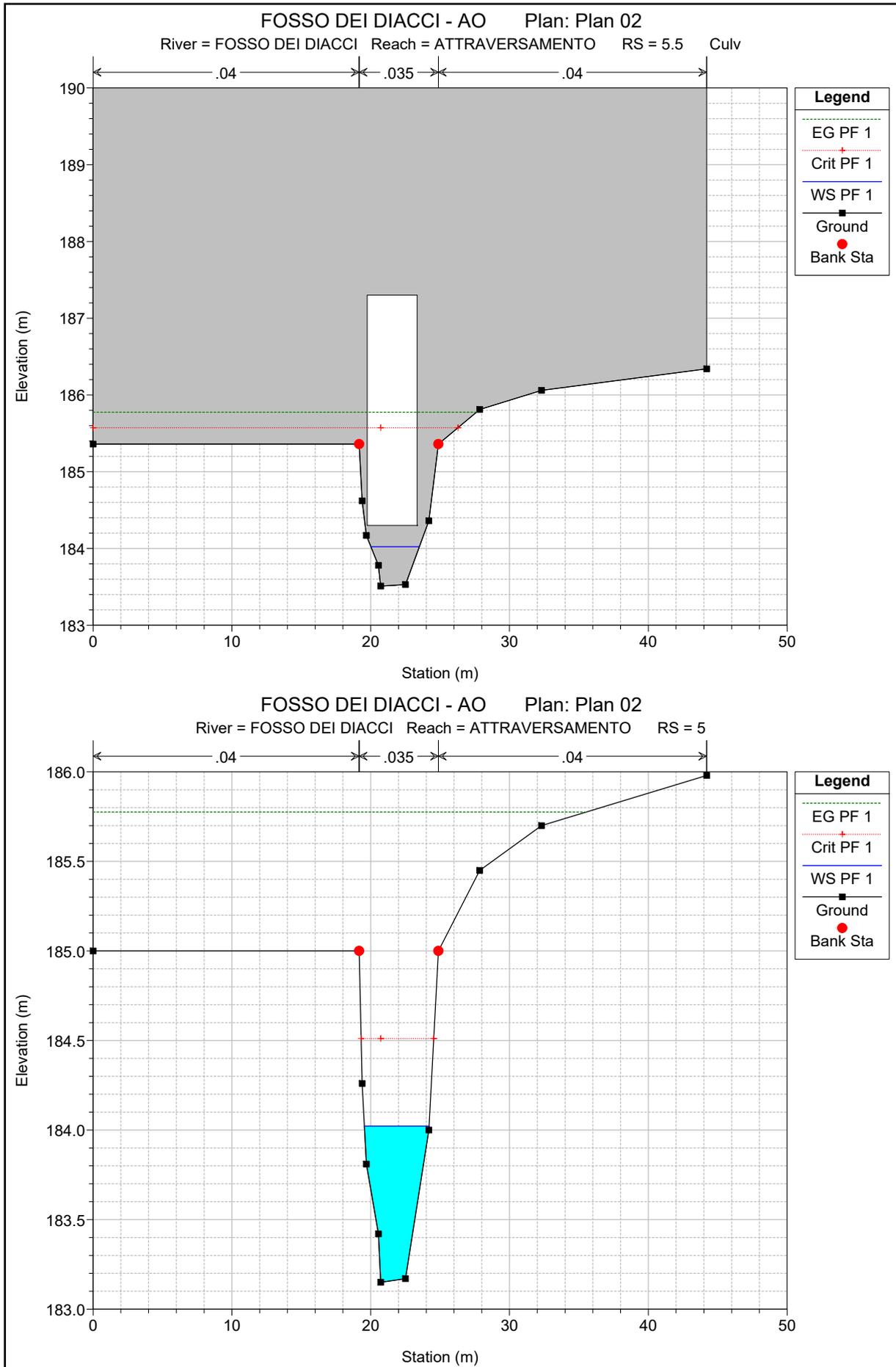


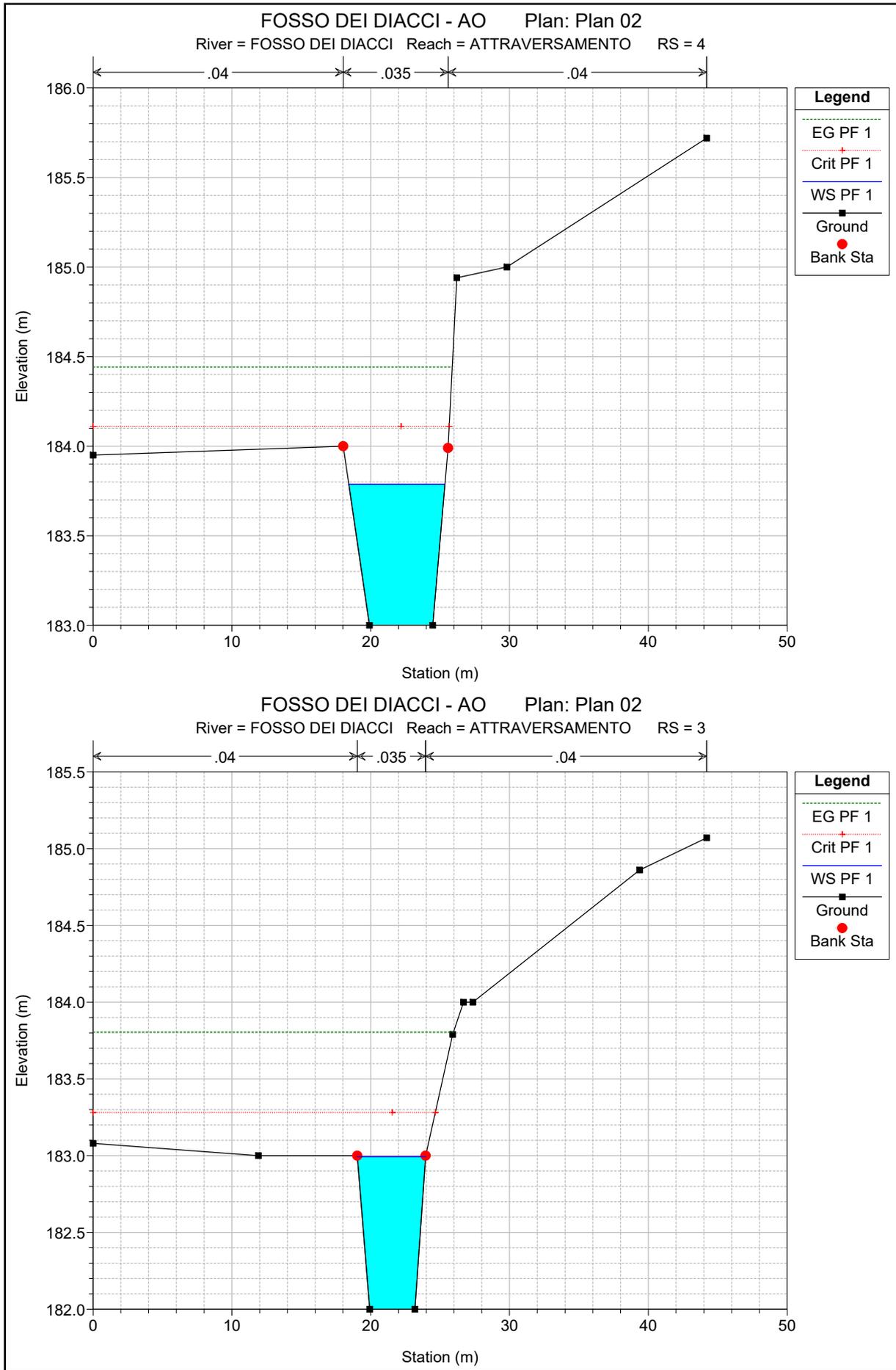
Legend	
EG PF 1	(Dotted Green Line)
Crit PF 1	(Dotted Red Line with Crosses)
WS PF 1	(Solid Blue Line)
Ground	(Black Squares)
LOB	(Dashed Purple Line)
ROB	(Dotted Green Line)

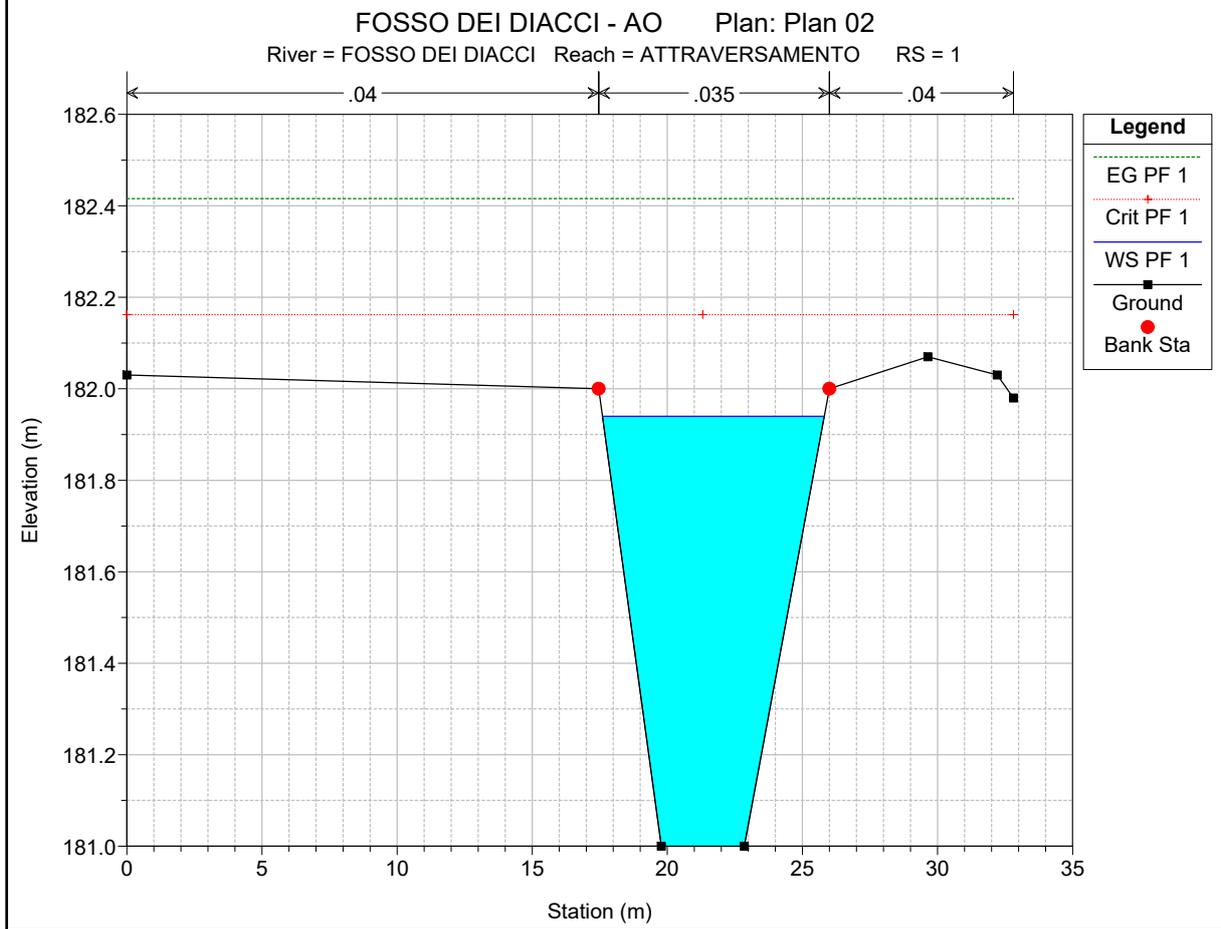
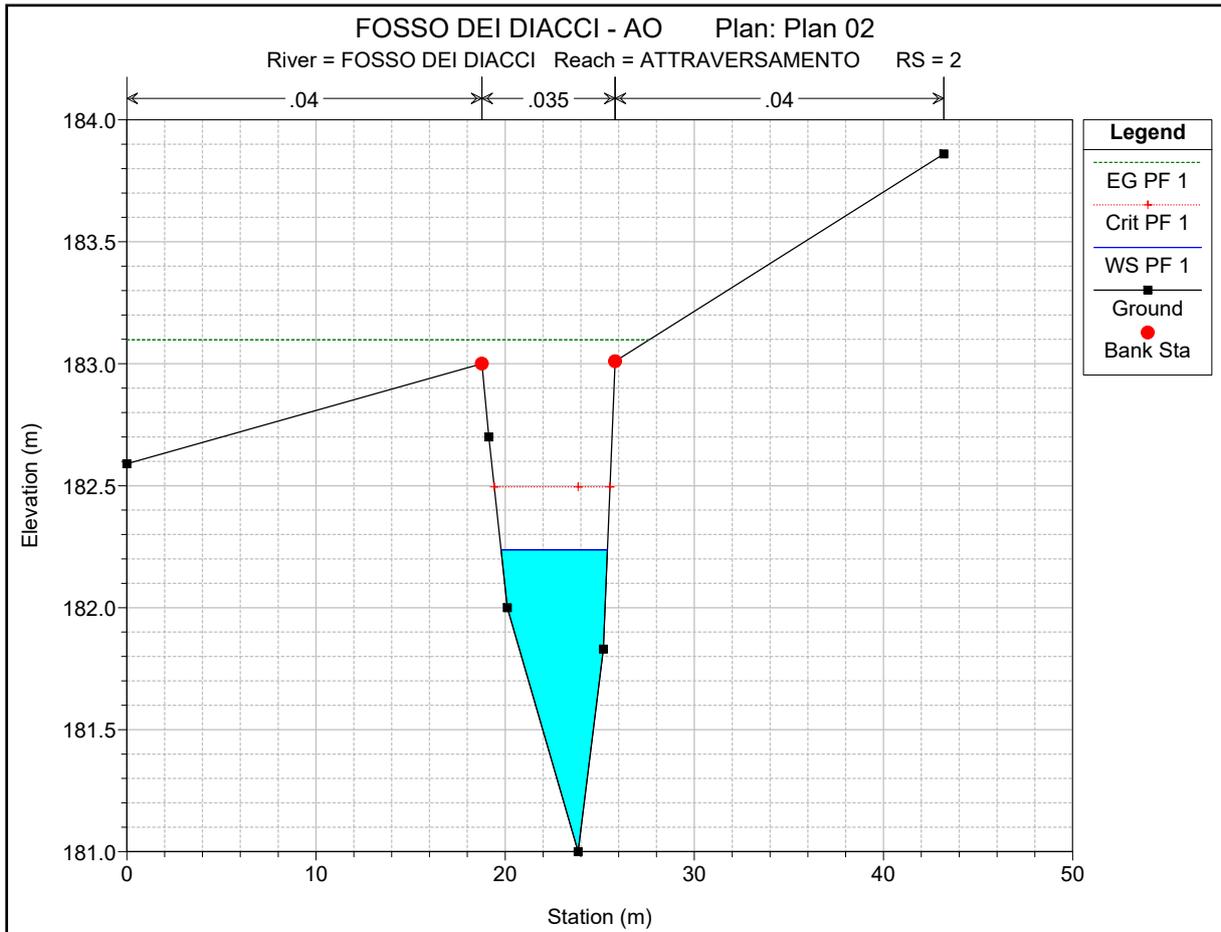






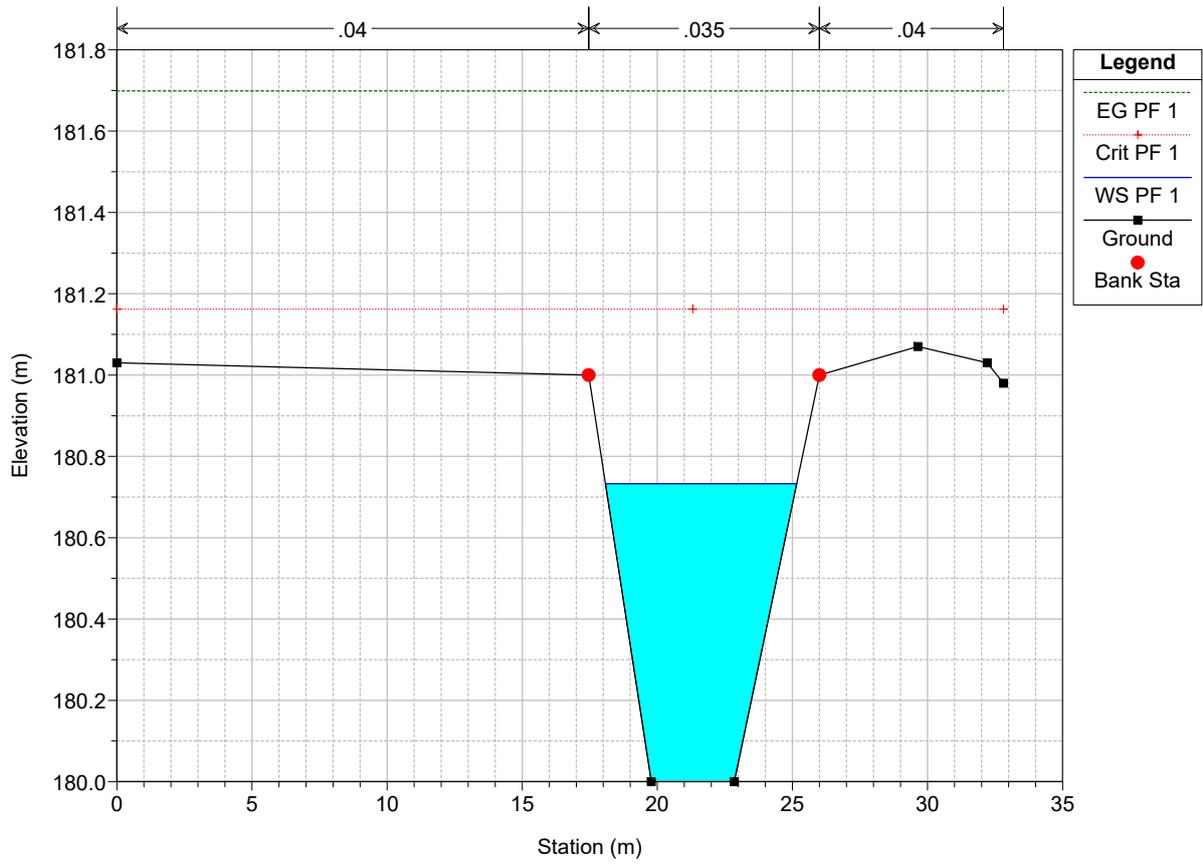






FOSSO DEI DIACCI - AO Plan: Plan 02

River = FOSSO DEI DIACCI Reach = ATTRAVERSAMENTO RS = 0



HEC-RAS Plan: Plan 02 River: FOSSO DEI DIACCI Reach: ATTRAVERSAMENTO 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
ATTRAVERSAMENTO	10	PF 1	16.20	187.91	188.53	188.53	188.69	0.010737	1.96	10.83	37.07	0.85
ATTRAVERSAMENTO	9	PF 1	16.20	187.00	187.64	187.64	188.26	0.043398	3.50	4.63	10.08	1.65
ATTRAVERSAMENTO	8	PF 1	16.20	186.36	186.71	186.85	187.12	0.069097	2.85	5.70	25.48	1.88
ATTRAVERSAMENTO	7	PF 1	16.20	185.66	187.01	186.15	187.01	0.000135	0.38	48.13	44.20	0.11
ATTRAVERSAMENTO	6	PF 1	16.20	185.06	186.60	186.27	186.97	0.005028	2.70	6.06	44.20	0.69
ATTRAVERSAMENTO	5.5	Culvert										
ATTRAVERSAMENTO	5	PF 1	16.20	183.15	184.02	184.51	185.78	0.098411	5.87	2.76	4.66	2.43
ATTRAVERSAMENTO	4	PF 1	16.20	183.00	183.79	184.11	184.44	0.030404	3.58	4.52	6.92	1.41
ATTRAVERSAMENTO	3	PF 1	16.20	182.00	182.99	183.28	183.81	0.031782	3.99	4.06	4.92	1.40
ATTRAVERSAMENTO	2	PF 1	16.20	181.00	182.24	182.49	183.10	0.038780	4.11	3.94	5.62	1.57
ATTRAVERSAMENTO	1	PF 1	16.20	181.00	181.94	182.16	182.42	0.021643	3.06	5.30	8.21	1.21
ATTRAVERSAMENTO	0	PF 1	16.20	180.00	180.73	181.16	181.70	0.057500	4.35	3.72	7.08	1.92

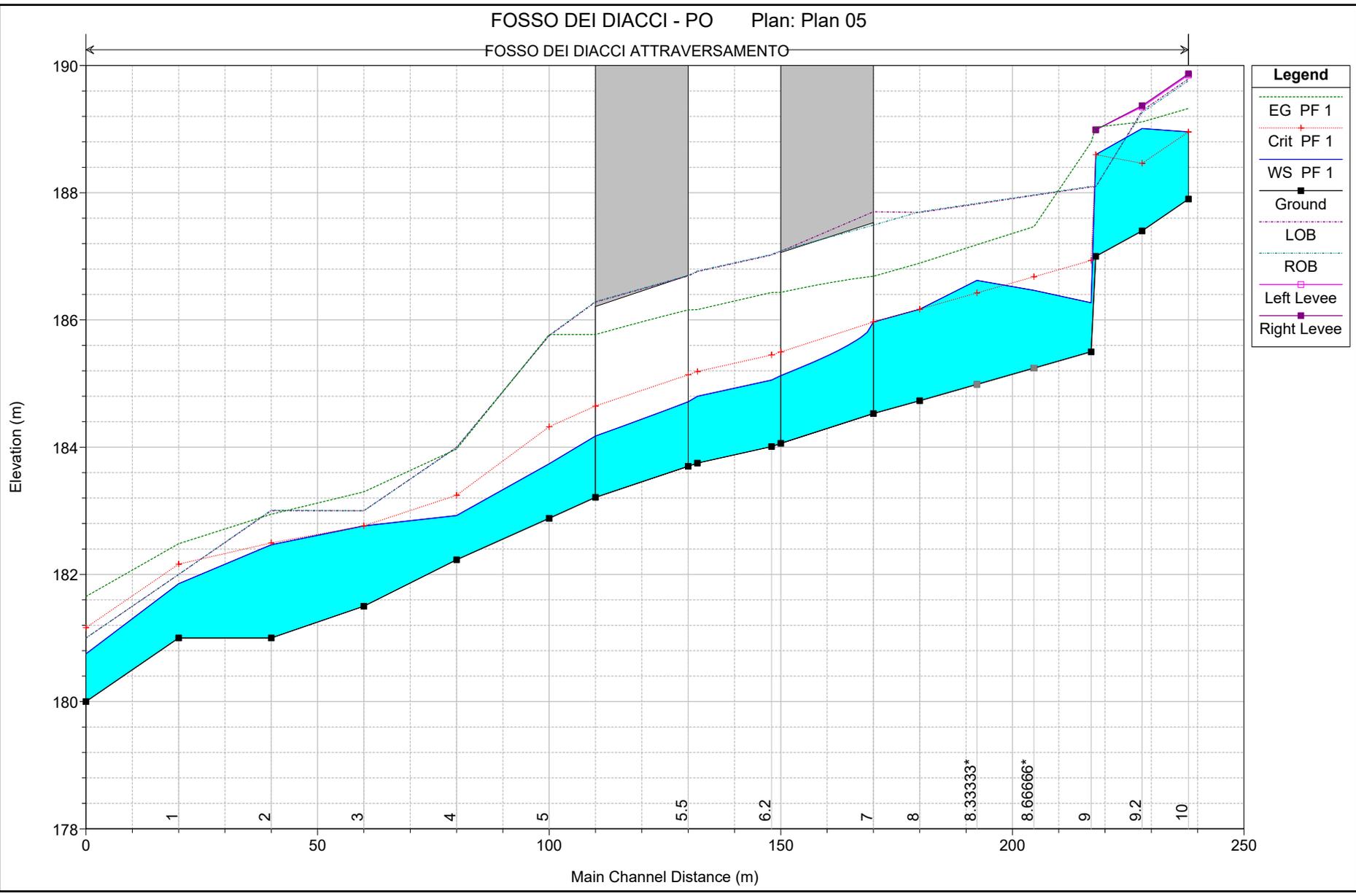
ALLEGATO L

RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN MOTO PERMANENTE

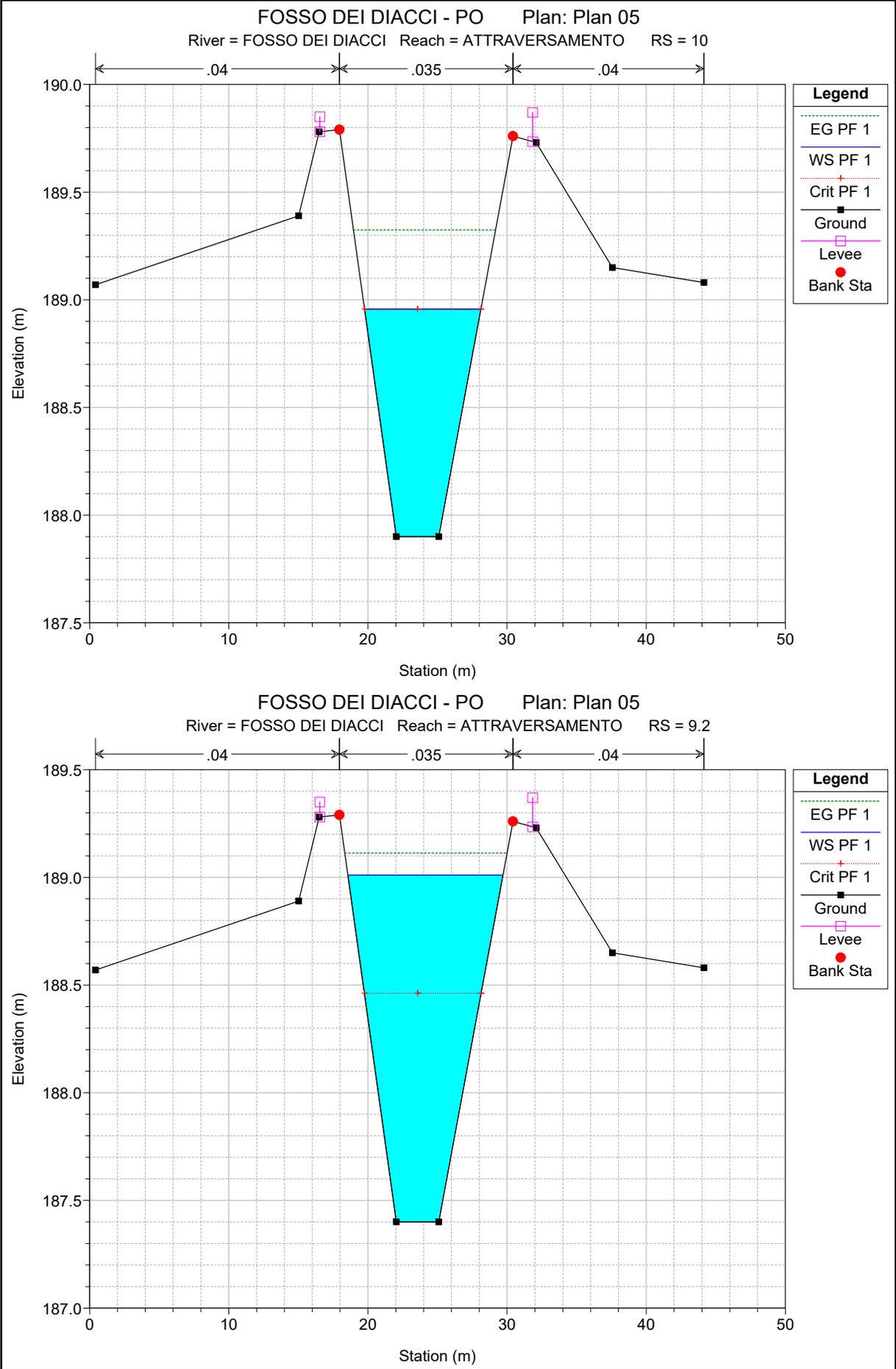
FOSSO DEI DIACCI – STATO DI PROGETTO

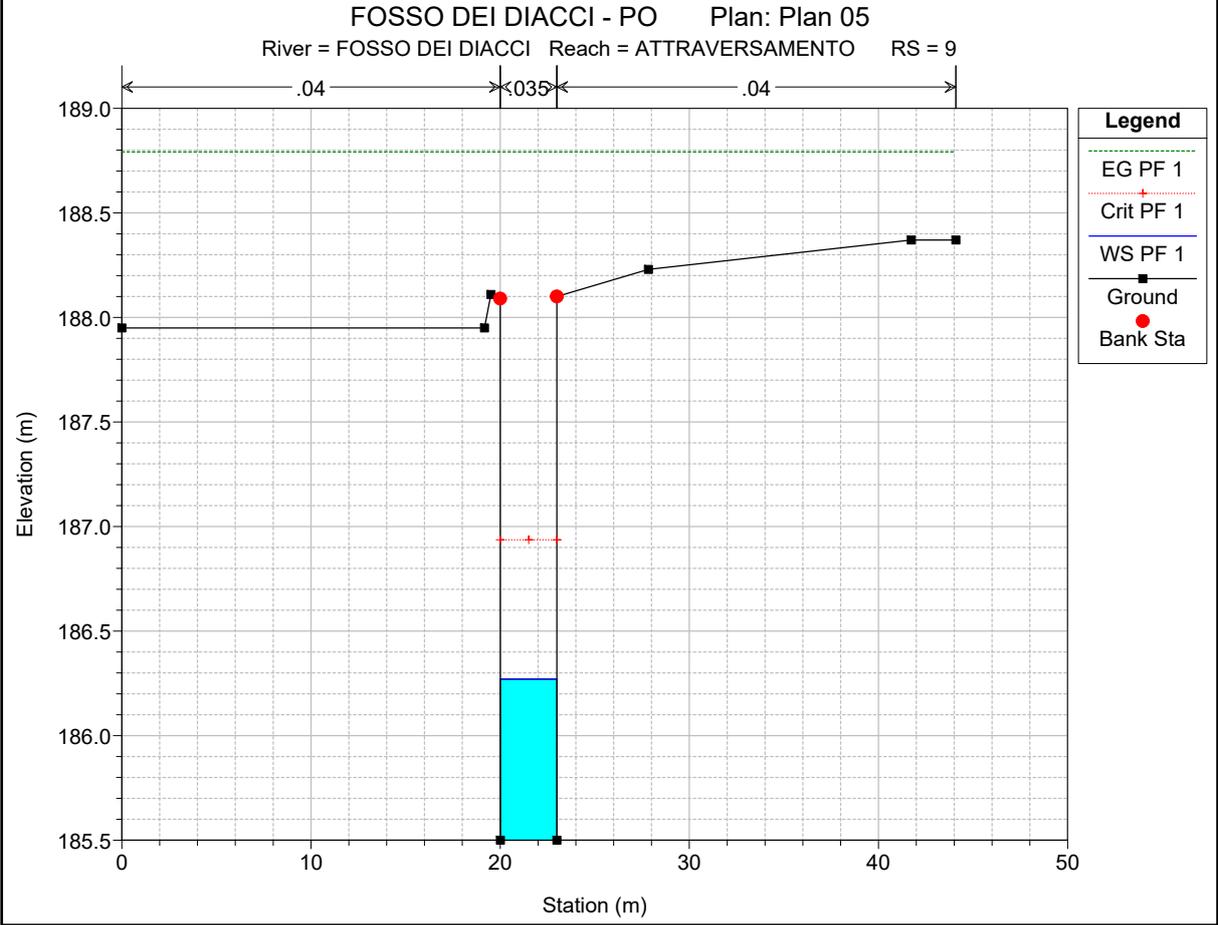
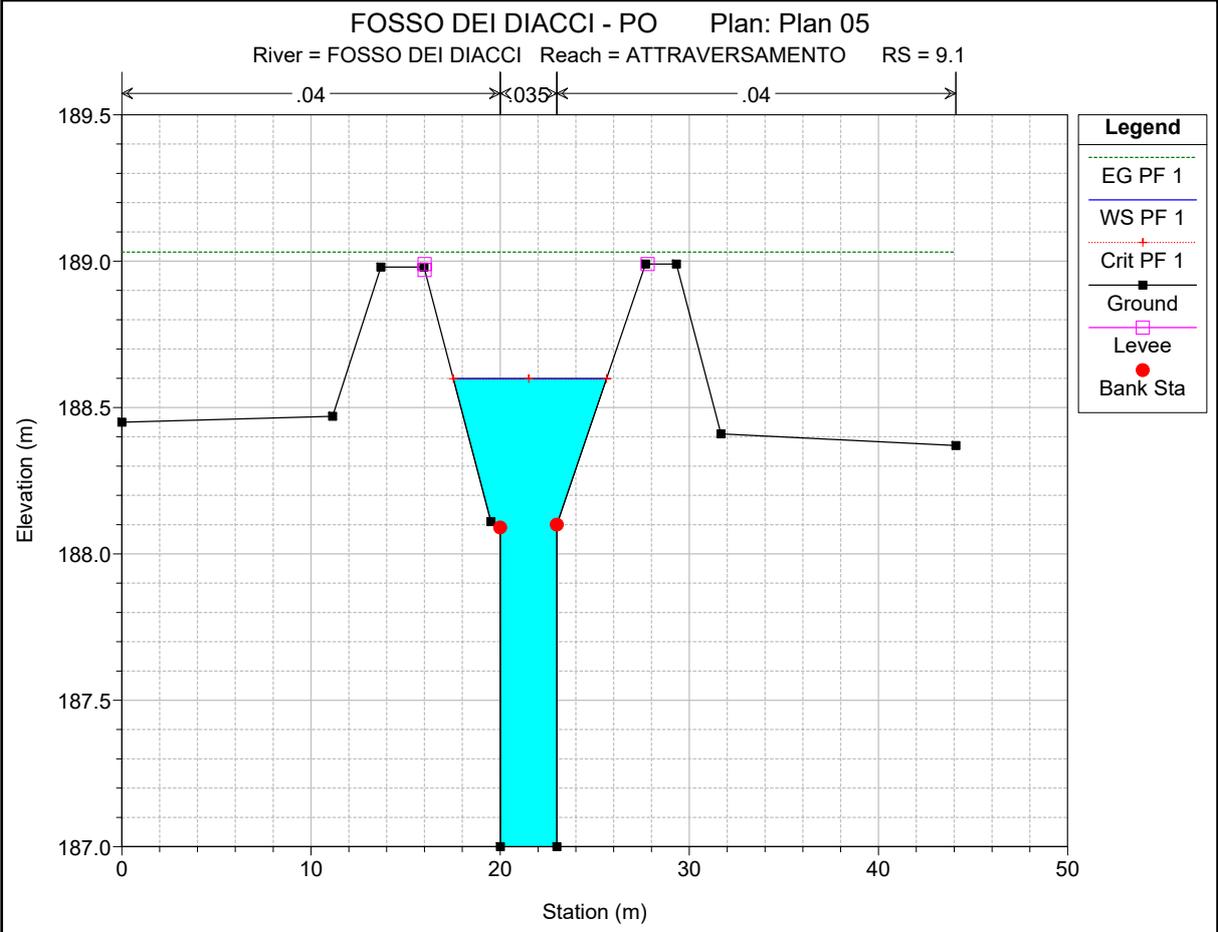
FOSSO DEI DIACCI - PO Plan: Plan 05

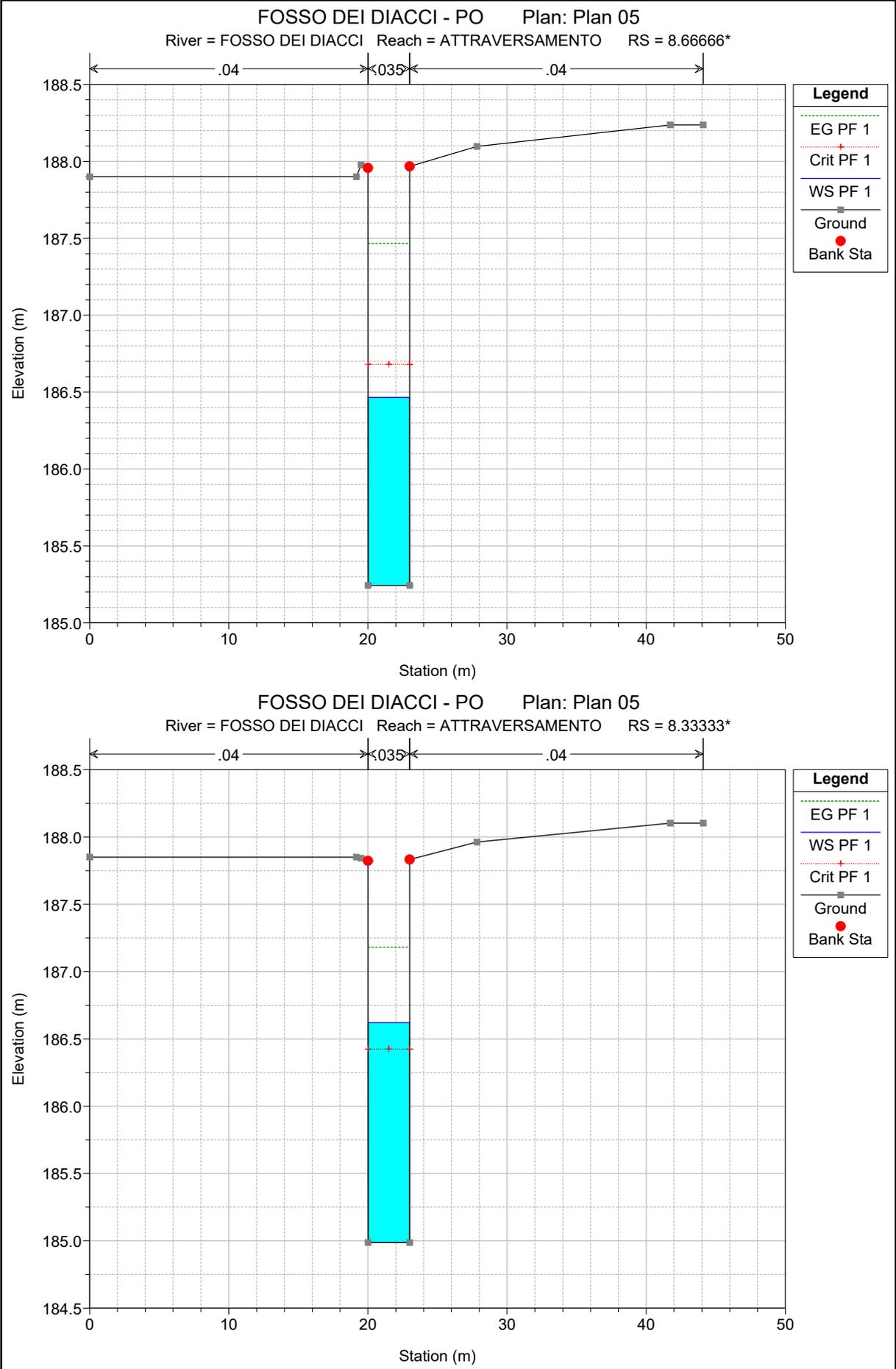
FOSSO DEI DIACCI ATTRAVERSAMENTO

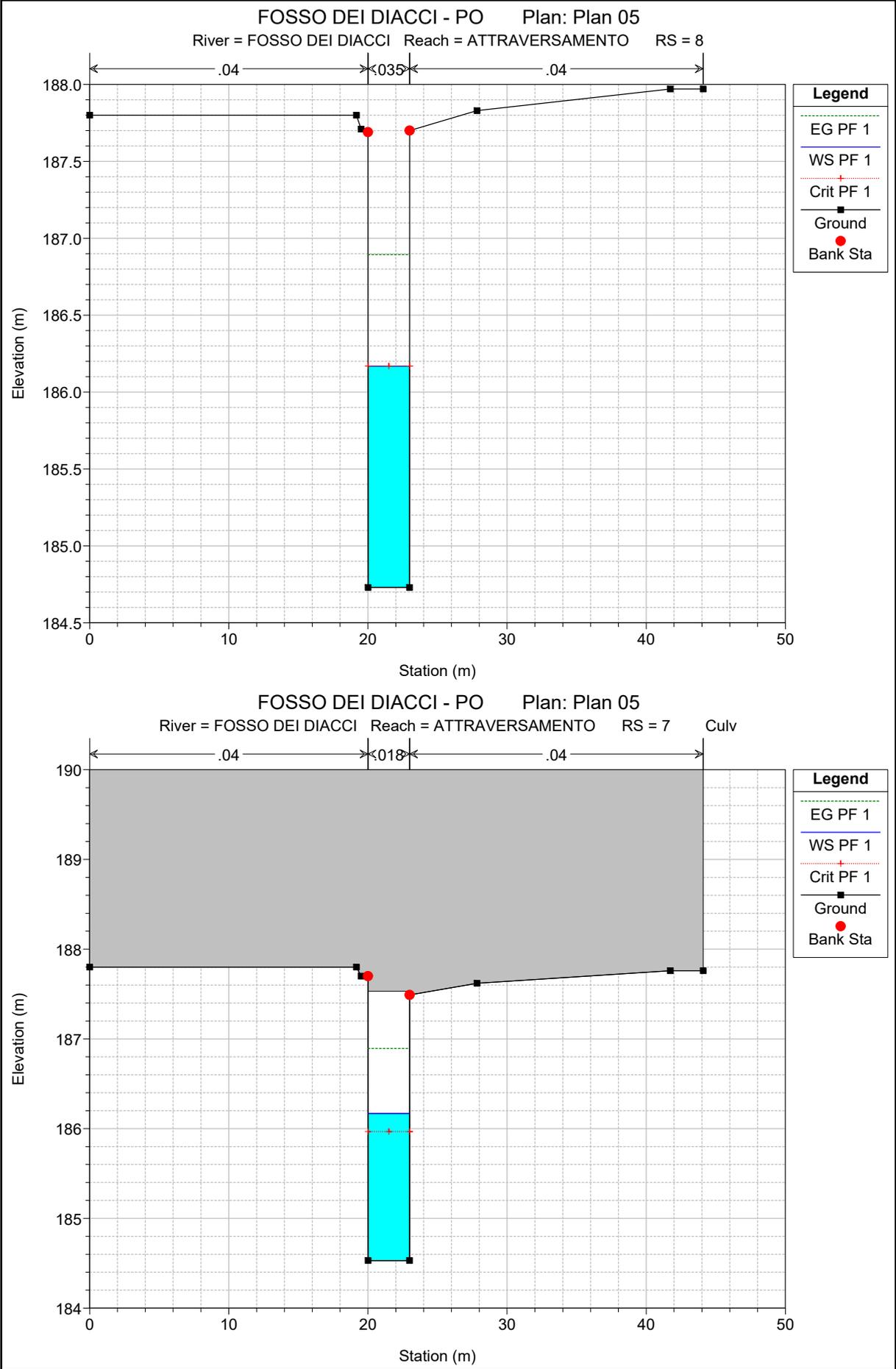


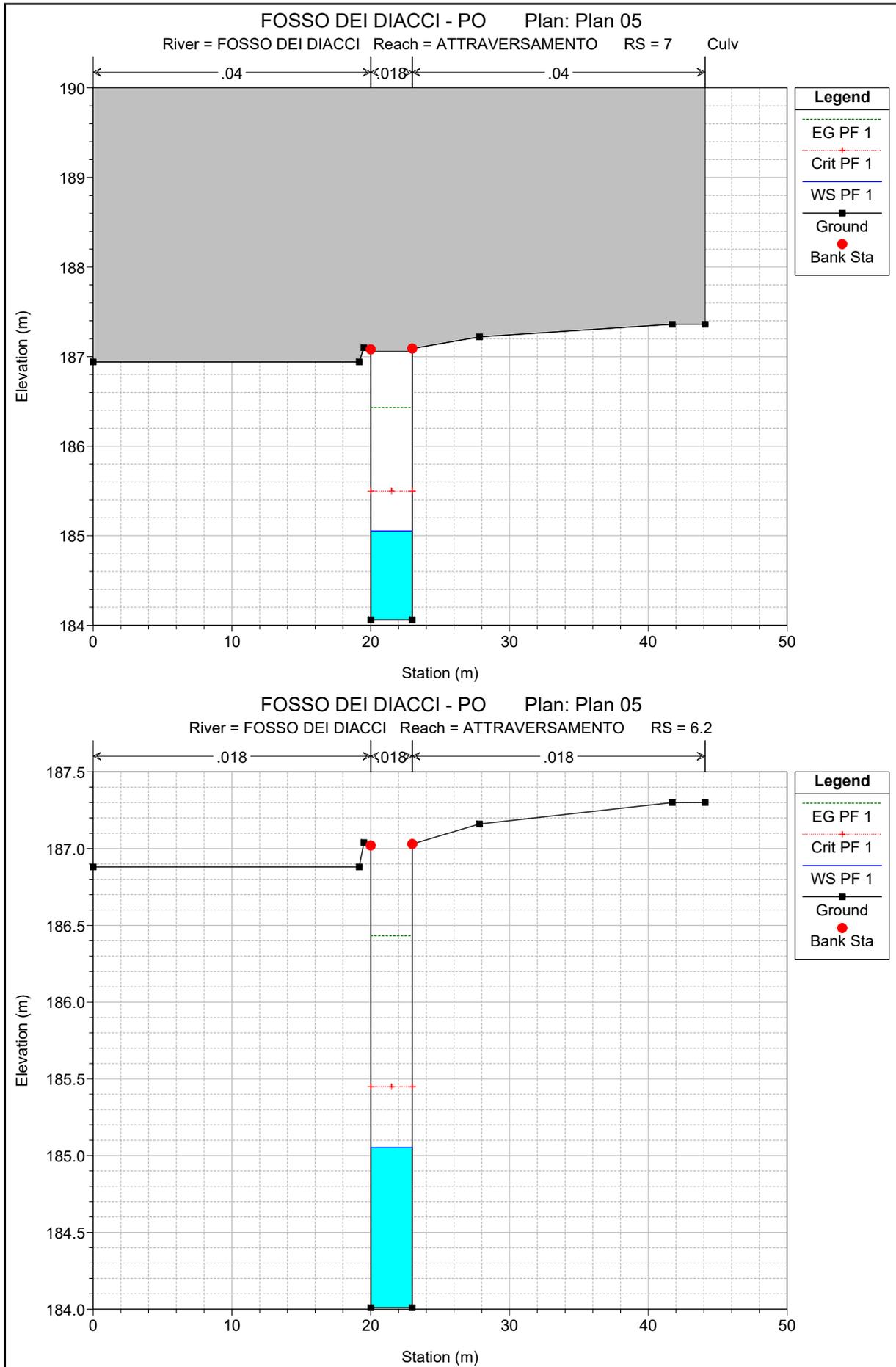
- Legend**
- EG PF 1
 - Crit PF 1
 - WS PF 1
 - Ground
 - LOB
 - ROB
 - Left Levee
 - Right Levee

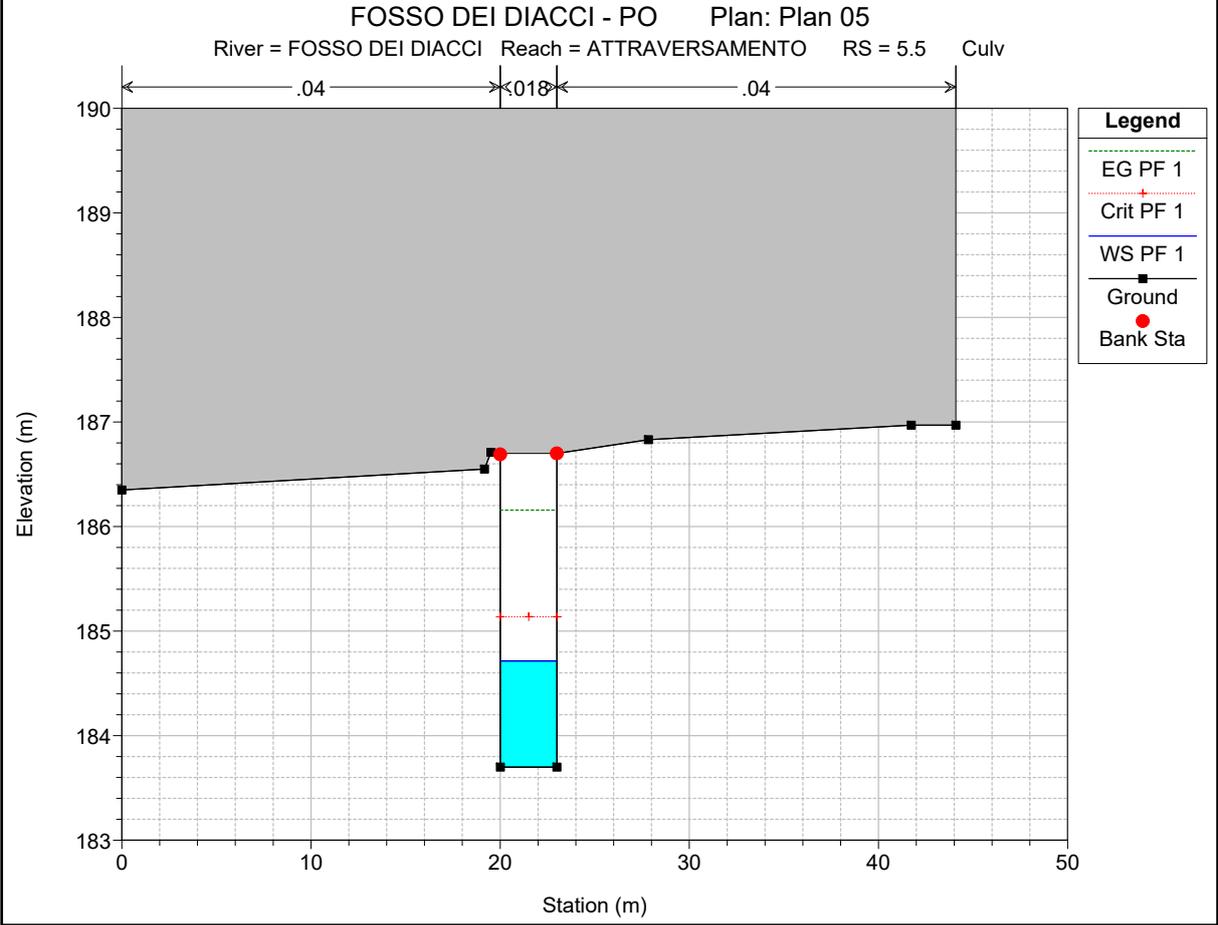
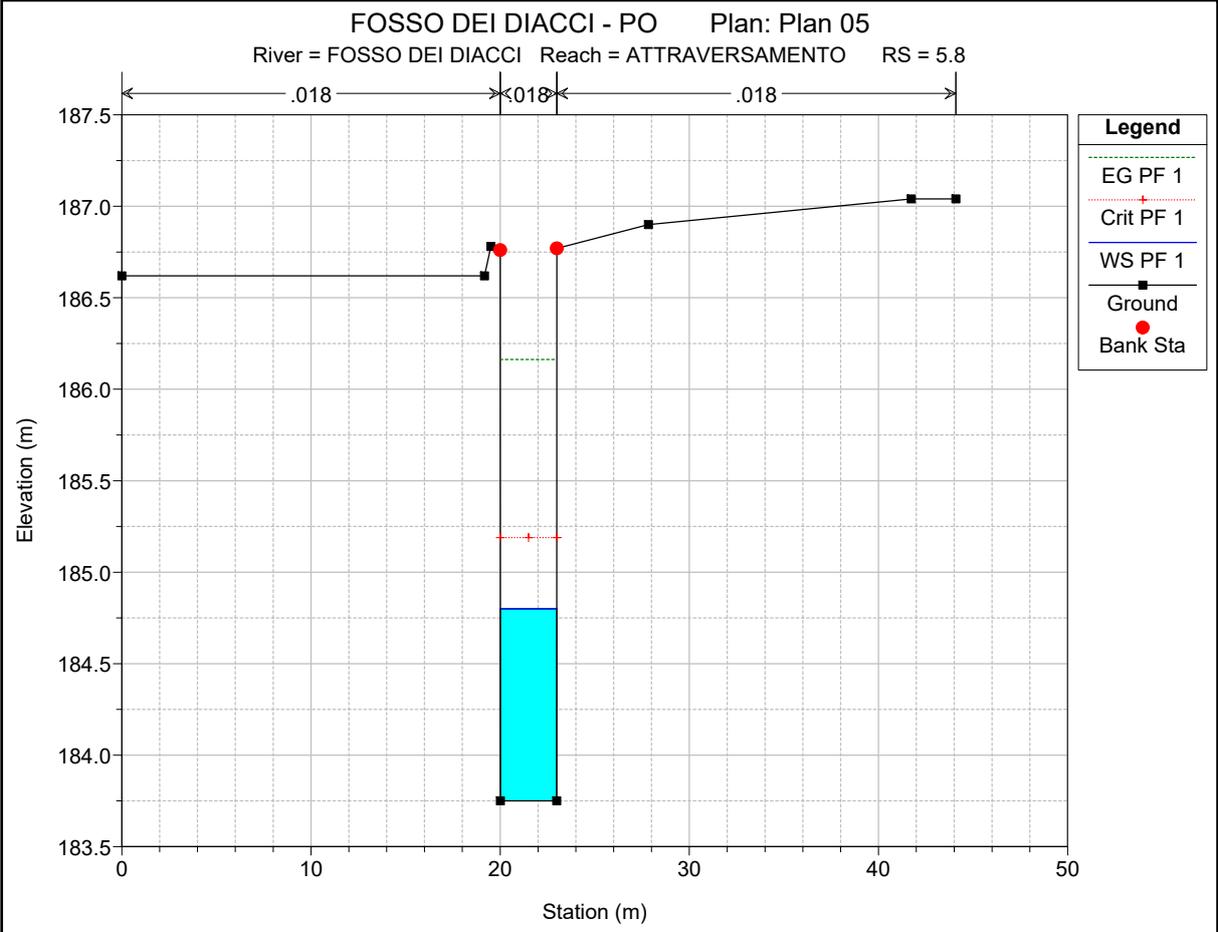


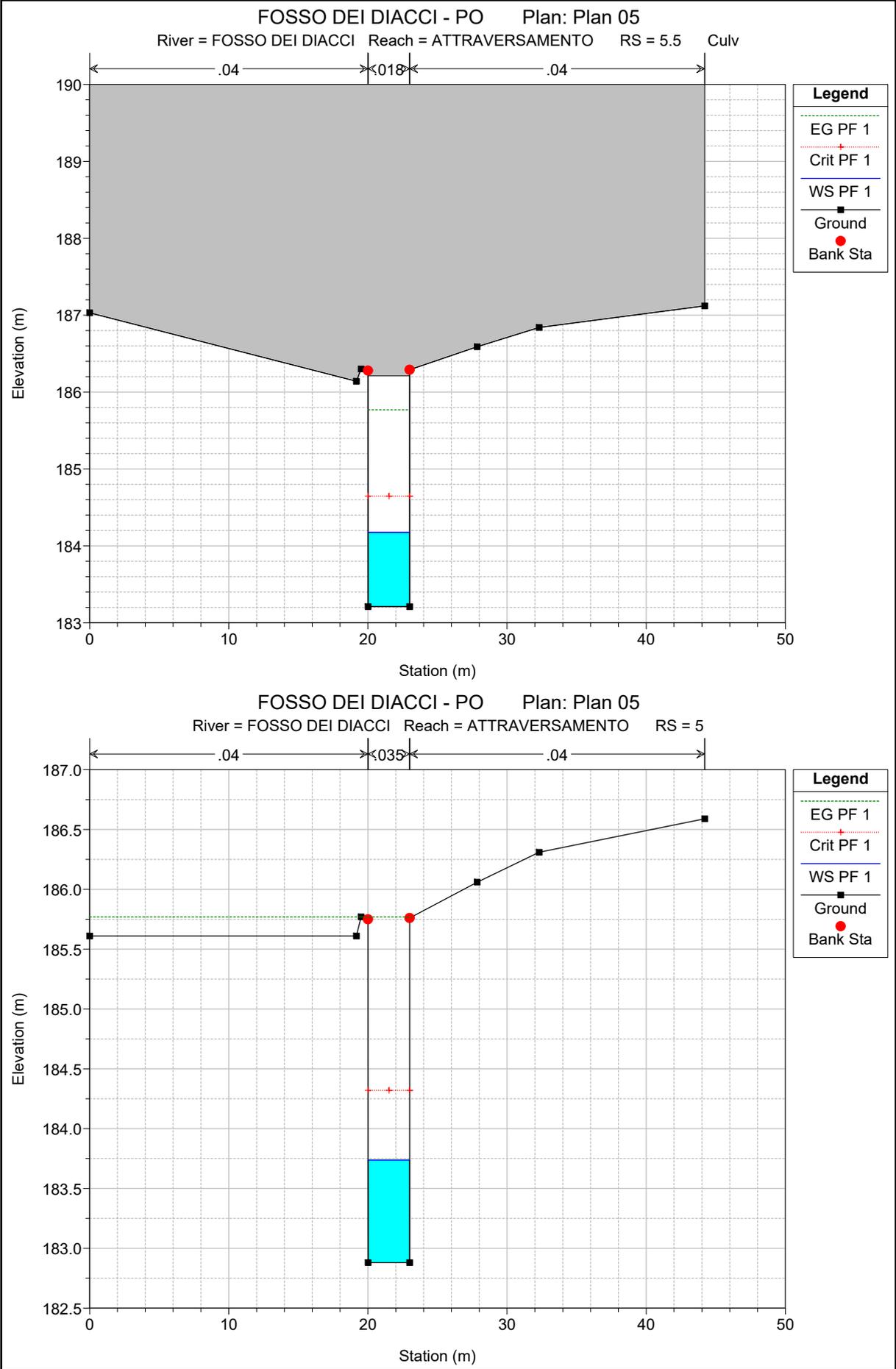


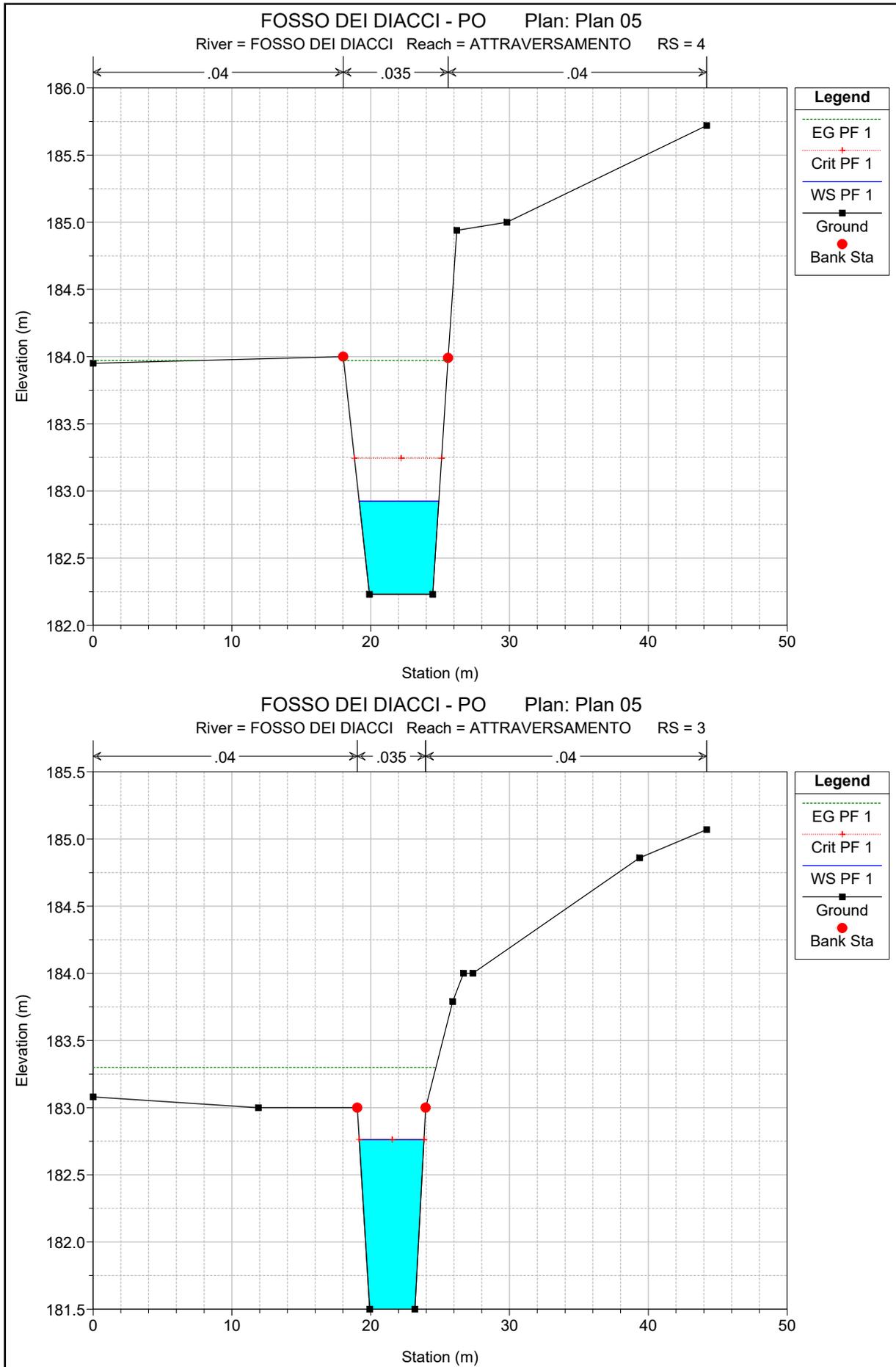


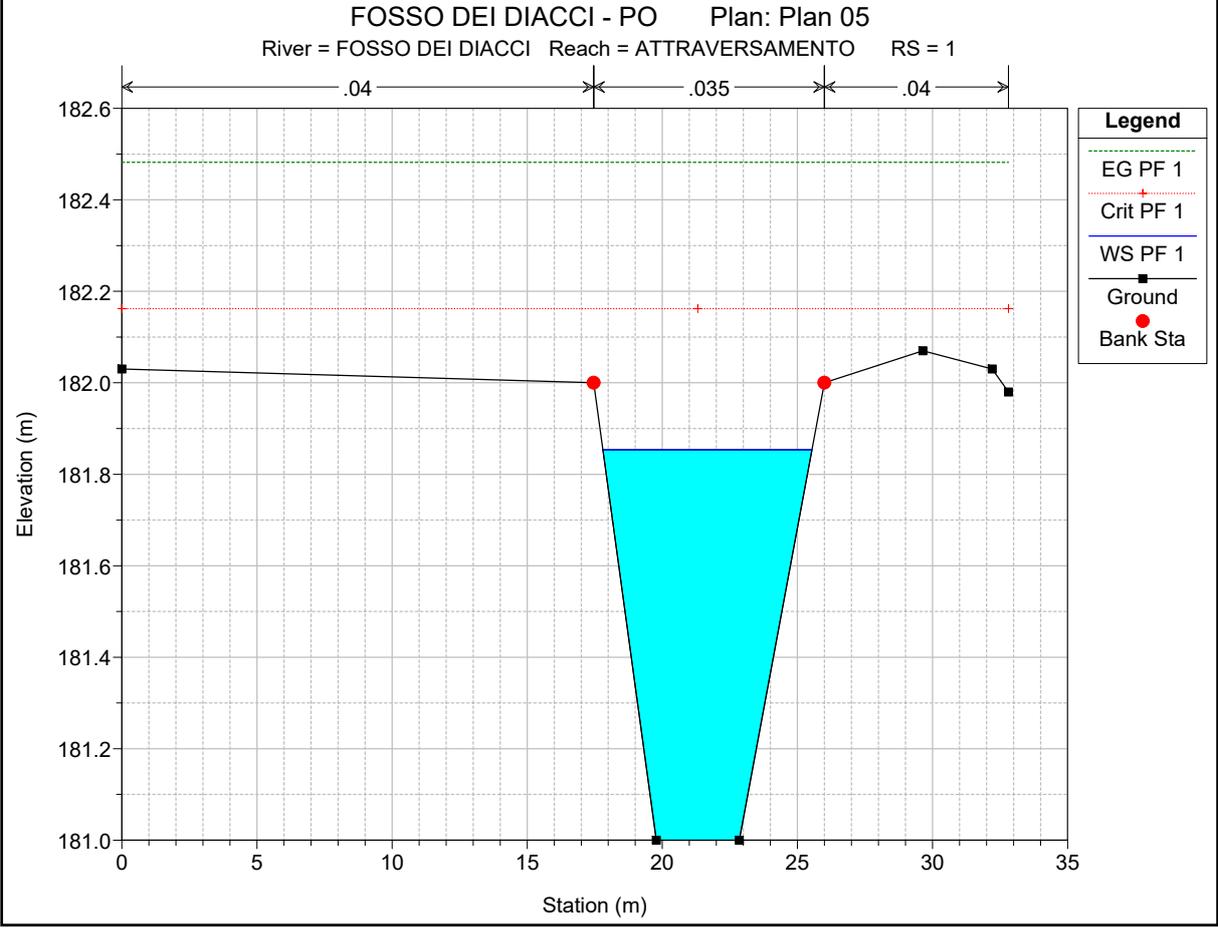
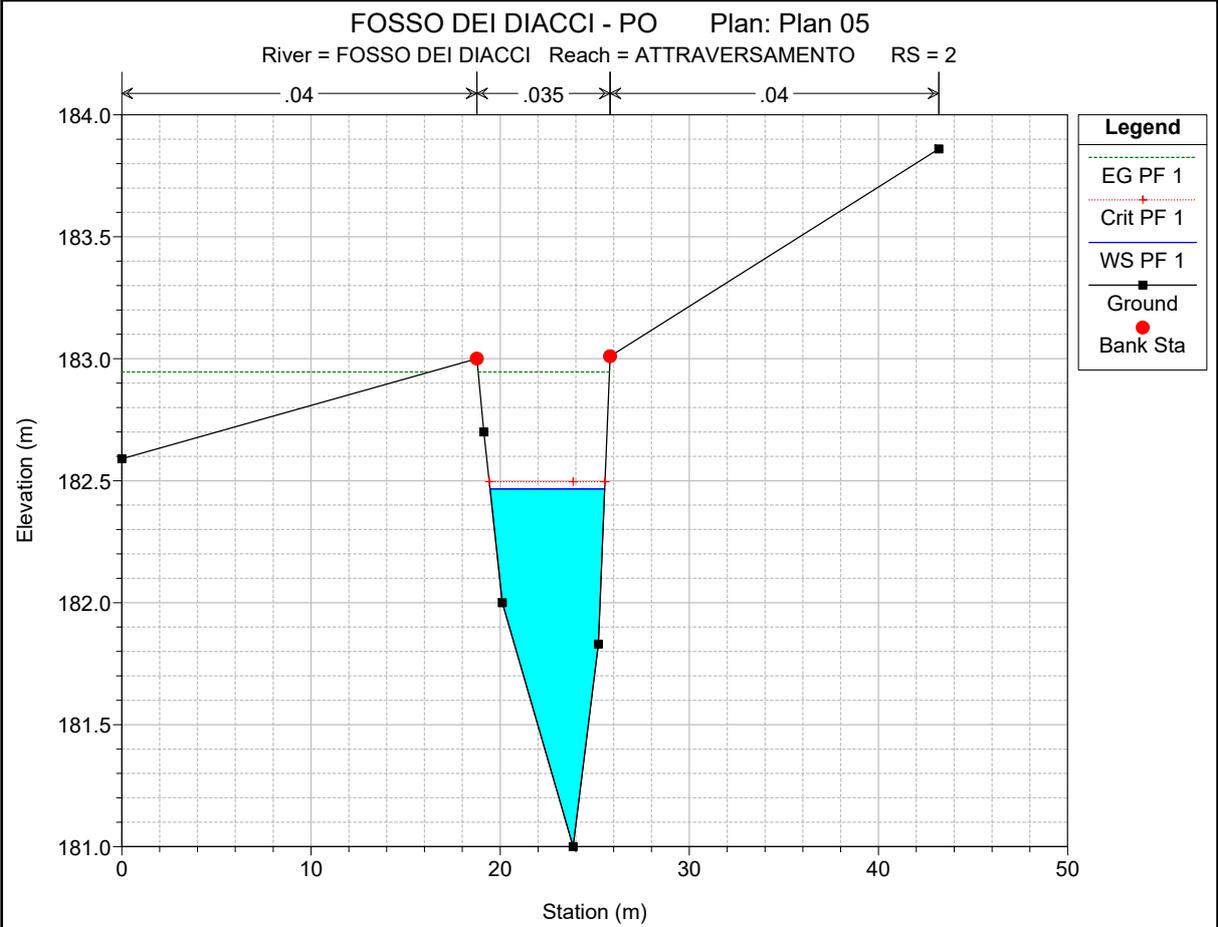






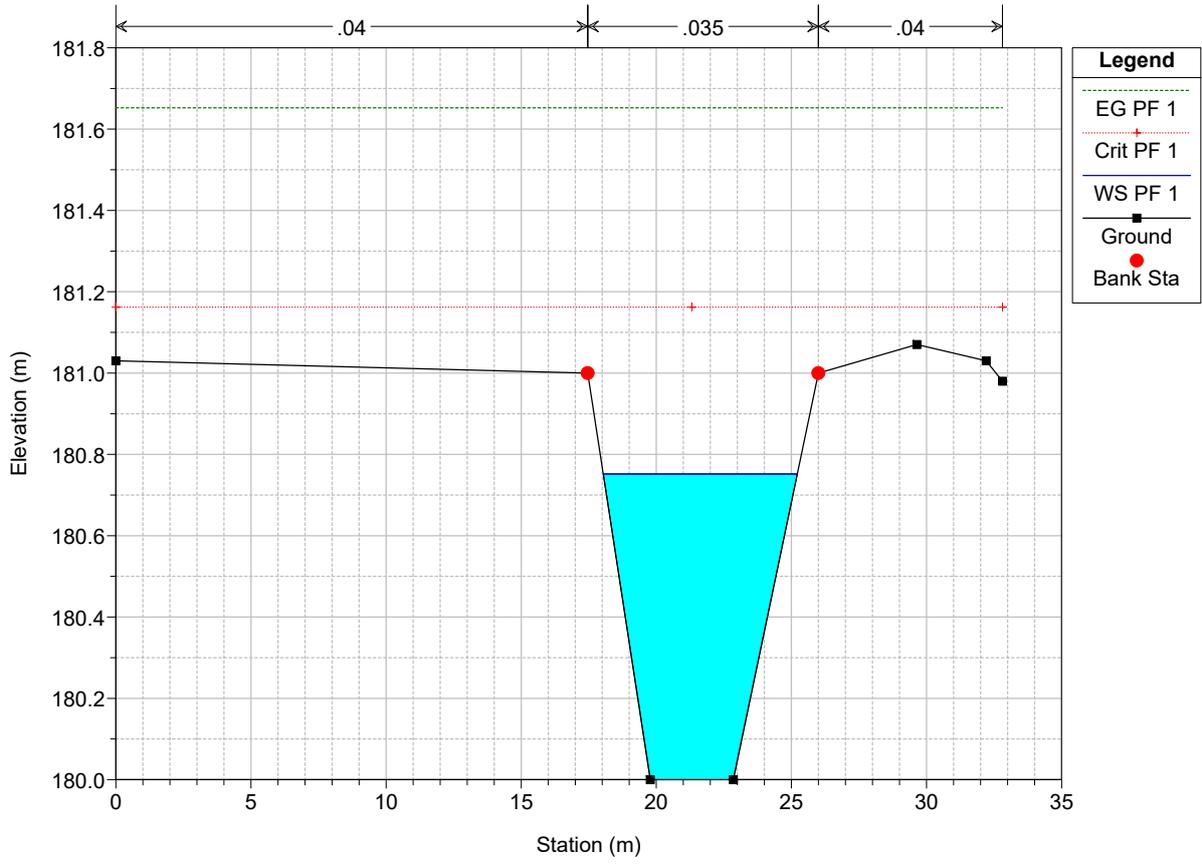






FOSSO DEI DIACCI - PO Plan: Plan 05

River = FOSSO DEI DIACCI Reach = ATTRAVERSAMENTO RS = 0



HEC-RAS Plan: Plan 05 River: FOSSO DEI DIACCI Reach: ATTRAVERSAMENTO 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
ATTRAVERSAMENTO	10	PF 1	16.20	187.90	188.96	188.96	189.32	0.014575	2.69	6.03	8.36	1.01
ATTRAVERSAMENTO	9.2	PF 1	16.20	187.40	189.01	188.46	189.11	0.002557	1.42	11.44	11.15	0.45
ATTRAVERSAMENTO	9.1	PF 1	16.20	187.00	188.60	188.60	189.03	0.012612	3.05	6.17	8.10	0.77
ATTRAVERSAMENTO	9	PF 1	16.20	185.50	186.27	186.94	188.79	0.149432	7.04	2.30	2.99	2.56
ATTRAVERSAMENTO	8.66666*	PF 1	16.20	185.24	186.47	186.68	187.47	0.040849	4.43	3.65	2.99	1.28
ATTRAVERSAMENTO	8.33333*	PF 1	16.20	184.99	186.62	186.43	187.18	0.018754	3.32	4.88	2.99	0.83
ATTRAVERSAMENTO	8	PF 1	16.20	184.73	186.17	186.17	186.89	0.026365	3.77	4.29	2.99	1.00
ATTRAVERSAMENTO	7											
ATTRAVERSAMENTO	6.2	PF 1	16.20	184.01	185.05	185.45	186.43	0.016767	5.20	3.12	2.99	1.63
ATTRAVERSAMENTO	5.8	PF 1	16.20	183.75	184.80	185.19	186.16	0.016513	5.17	3.13	2.99	1.61
ATTRAVERSAMENTO	5.5											
ATTRAVERSAMENTO	5	PF 1	16.20	182.88	183.74	184.32	185.77	0.109699	6.32	2.57	2.99	2.18
ATTRAVERSAMENTO	4	PF 1	16.20	182.23	182.92	183.24	183.97	0.054671	4.53	3.57	5.73	1.83
ATTRAVERSAMENTO	3	PF 1	16.20	181.50	182.76	182.76	183.30	0.016990	3.24	4.99	4.66	1.00
ATTRAVERSAMENTO	2	PF 1	16.20	181.00	182.47	182.50	182.95	0.016711	3.07	5.28	6.06	1.05
ATTRAVERSAMENTO	1	PF 1	16.20	181.00	181.85	182.16	182.48	0.031734	3.51	4.61	7.74	1.45
ATTRAVERSAMENTO	0	PF 1	16.20	180.00	180.75	181.16	181.65	0.052193	4.20	3.85	7.18	1.83