

S.S. 17 "dell'Appennino Abruzzese ad Appulo Sannitico"

Tronco Antrodoco-Navelli Adeguamento tratto S.Gregorio-S. Pio delle Camere dal km 45+000 al km 58+000

PROGETTO DEFINITIVO

COD. AQ-01

PROGETTAZIONE:



PROGETTISTA:

*Prof. Ing. Andrea Del Grosso
Ordine Ingg. Genova n. 3611*

GEOLOGO:

*Geol. Roberto Pedone
Ordine Geol. Liguria n. 183*

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE DISCIPLINE SPECIALISTICHE:

*Ing. Alessandro Aliotta
Ordine Ingg. Genova n. 7995A*

COORDINATORE DELLA SICUREZZA:

*Arch. Giorgio Villa
Ordine Arch. Pavia n° 645*

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. CLAUDIO BUCCI

IDROLOGIA E IDRAULICA

Parte generale Relazione Generale Idraulica e idrologica

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	T00ID00IDRRE01_B			
DPAQ0001	D 22	CODICE ELAB.	T00ID00IDRRE01	B	-
C					
B	EMISSIONE PER ISTRUTTORIA	02/2023	RINA	A. BADO	A. DEL GROSSO
A	EMISSIONE	09/2022	RINA	A. BADO	A. DEL GROSSO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA	2
2	INQUADRAMENTO NORMATIVO	4
2.1	NORMATIVA NAZIONALE.....	4
2.2	NORMATIVA REGIONALE ABRUZZO.....	9
2.3	NORMATIVA LOCALE.....	12
3	PLUVIOMETRIA	15
3.1	DATI DISPONIBILI	15
3.2	METODOLOGIA DI ANALISI UTILIZZATA – ANALISI AL PLUVIOMETRO	17
3.3	RISULTATI DELL’ANALISI AL PLUVIOMETRO.....	19
3.4	PIOGGE DI BREVE DURATA	21
3.5	METODOLOGIA VAPI	22
3.6	RISULTATI METODOLOGIA DI REGIONALIZZAZIONE.....	23
4	PORTATE DI PROGETTO	25
4.1	DETERMINAZIONE DEI BACINI VERSANTI.....	25
4.2	CARATTERISTICHE DEI BACINI.....	26
4.3	TEMPI DI CONCENTRAZIONE	28
4.4	PORTATE DI PIENA.....	34
5	VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI	36
5.1	METODOLOGIA DI VERIFICA ALL’IMBOCCO DELLE OPERE.....	36
5.2	RISULTATI DELLA VERIFICA ALL’IMBOCCO.....	37
5.3	VERIFICA DI MOTO UNIFORME	38
6	VERIFICA IDRAULICA IN MOTO PERMANENTE ATTRAVERSAMENTO A 18	41
6.1	SCHEMA MODELLISTICO	41
6.2	MODELLO MATEMATICO	41
6.3	CALCOLO DELLA CADENTE MEDIA	46
6.4	CONDIZIONI AL CONTORNO	49
6.5	RISULTATI DELLA SIMULAZIONE	49
7	SISTEMA DI DRENAGGIO	53
7.1	DIMENSIONAMENTO DEI FOSSI DI GUARDIA	53
7.2	EMBRICI.....	57
	<i>Canale di bordo triangolare.....</i>	<i>57</i>
	<i>Limite di interasse per gli embrici</i>	<i>61</i>
7.3	VERIFICA DEI BOCCHETTONI (PONTE).....	62
7.4	CUNETTE IN TRINCEA	63
7.5	COLLETTORI	69
ALLEGATI	73	

1 PREMESSA

Il presente documento è parte integrante del progetto definitivo delle opere di drenaggio e regimentazione delle acque previste nell'ambito dell'intervento di adeguamento del tratto stradale compreso tra San Gregorio e San Pio della SS17. L'intervento è nella provincia de L'Aquila, in corrispondenza dell'appennino Abruzzese e Appulo-Sannitico.

Nei paragrafi successivi, con riferimento anche agli elaborati grafici, sono riportati i calcoli relativi all'idrologia e all'idraulica.

Le analisi condotte sono state volte alla definizione delle opere di attraversamento (tombini scolorari e circolari, in termini di posizione e dimensioni), del ponte realizzato per lo scavalco dell'interferenza con il corso d'acqua contrassegnato nel progetto con il codice "A18" (verifica di compatibilità idraulica) e del sistema di raccolta, convogliamento e recapito delle acque interferenti con il corpo stradale.

Dal punto pluviometrico il dato di partenza utilizzato per la stima del regime di possibilità di intensità di pioggia nell'area dell'intervento è il set di dati storici di precipitazione per la città de L'Aquila (pluviometro con registro storico delle precipitazioni di durata di 1-3-6-12 e 24 ore). Il pluviometro è situato ad una distanza inferiore a 4 km dall'inizio occidentale dell'intervento, ad una quota di 735 metri s.l.m. con coordinate Est 861404 e Nord 4698237. L'analisi al pluviometro è stata condotta con la regolarizzazione dei casi critici di pioggia e successivamente attraverso l'inferenza statistica del record delle piogge orarie regolarizzate. La riduzione delle piogge intense per le brevi durate è stata ottenuta in via cautelativa applicando i coefficienti del pluviografo di Milano Monviso.

L'analisi delle caratteristiche morfometriche dei bacini (aree drenate, estensione, quote e pendenza) è stata condotta a partire da cartografia IGM al 25000, avvalendosi per i bacini più piccoli dell'informazione derivante dal rilievo di dettaglio utilizzato per la progettazione definitiva; le portate ottenute, per il tempo di ritorno di 200 anni, sono state utilizzate per il successivo dimensionamento delle opere d'arte.

Le opere di attraversamento (scolorari e circolari) sono state analizzate considerando le condizioni critiche che si determinano all'imbocco (inlet control) e in canna (verifica di moto uniforme). La verifica delle condizioni idrauliche in corrispondenza del ponte sul corso d'acqua A18 è stata svolta attraverso una simulazione di moto permanente che ha mostrato che le spalle dell'opera di scavalco non interferiscono con il corso d'acqua esistente, peraltro già fortemente antropizzato, e non determinano di conseguenza rigurgiti significativi.

Per quanto riguarda il sistema di protezione dei rilevati e delle trincee, si sono adottati dei fossi di guardia in calcestruzzo (tratti con pendenze elevate) e in geostuoia (ove le pendenze lo consentivano), anche per facilitare l'infiltrazione delle acque di pioggia nel sottosuolo; le dimensioni dei fossi longitudinali sono variabili e calcolate in funzione dell'estensione dei bacini drenati dai fossi stessi. Nei tratti in rilevato è stato previsto un sistema di scarico con embrici che esitano ai fossi al piede; ove non è stato possibile prevedere il fosso al piede, e in corrispondenza dei muri di sostegno, è stata prevista una canaletta grigliata continua per la raccolta delle sole acque di piattaforma. Nei tratti in trincea e al piede dei muri di controripa è stata prevista una cunetta

ad L realizzata in calcestruzzo, a formare un piccolo canale triangolare a margine della carreggiata. Quando le cunette e le canalette hanno capacità inadeguata, le acque di dilavamento della piattaforma sono convogliate ad un sistema di tubazione in PEAD che corre sotto la piattaforma stradale e scarica a gravità nei fossi di guardia. Anche il sistema di drenaggio della galleria avviene a gravità, per mezzo di una apposita canaletta grigliata e collettore di scarico che allontana le acque in ingresso alla galleria dal punto di corda molle, molto prossimo all'imbocco sud della galleria stessa. Sul ponte sul torrente A18 si è previsto un drenaggio per mezzo di bocchettoni che intercettano le acque dell'impalcato e le avviano ad un collettore longitudinale in acciaio zincato con scarico nel torrente stesso.

Come riportato nel paragrafo relativo alla normativa regionale, in Abruzzo non è prescritto il trattamento delle acque di piattaforma stradale e pertanto si è adottato un sistema di drenaggio di tipo aperto.

L'area oggetto di intervento non è mappata nel PSDA e nel PGRA.

Gli Enti competenti in materia delle autorizzazioni idrauliche per l'intervento in oggetto sono l'Autorità di Distretto dell'Appennino Centrale, l'Autorità dei Bacini Regionali Abruzzo e il Genio Civile regionale.

2 INQUADRAMENTO NORMATIVO

Di seguito si riporta il quadro normativo vigente suddiviso in funzione della scala territoriale in:

- Normativa nazionale
- Normativa regionale
- Normativa locale

La normativa è inerente sia alle interferenze con i corsi d'acqua che al sistema di drenaggio di piattaforma.

2.1 NORMATIVA NAZIONALE

RD 25/07/1904 n° 523

Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.

Regio Decreto Legislativo 30/12/1923, n° 3267

Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani. La legge introduce il vincolo idrogeologico.

L. 319/1976 (Legge Merli)

Norme per la tutela delle acque dall'inquinamento.

La legge sancisce l'obbligo per le Regioni di elaborare il Piano di risanamento delle acque.

L. 431/1985 (Legge Galasso)

Conversione in legge con modificazioni del decreto legge 27 giugno 1985, n. 312 concernente disposizioni urgenti per la tutela delle zone di particolare interesse ambientale.

L. 183/1989

Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo.

Scopo della legge è la difesa del suolo, il risanamento delle acque, la fruizione e la gestione del patrimonio idrico per gli usi di razionale sviluppo economico e sociale, la tutela degli aspetti ambientali ad essi connessi (art. 1 comma 1).

Vengono inoltre individuate le attività di pianificazione, di programmazione e di attuazione (art. 3); vengono istituiti il Comitato Nazionale per la difesa del suolo (art. 6) e l'Autorità di Bacino (art. 12).

Vengono individuati i bacini idrografici di rilievo nazionale, interregionale e regionale (artt. 13, 14, 15, 16) e date le prime indicazioni per la redazione dei Piani di Bacino (artt. 17, 18, 19).

DL 04-12-1993 n° 496

Disposizioni urgenti sulla riorganizzazione dei controlli ambientali e istituzione della Agenzia nazionale per la protezione dell'ambiente. (Convertito con modificazioni dalla L. 61/94).

L. 36/94 (Legge Galli)

Disposizioni in materia di risorse idriche.

DPR 14/4/94

Atto di indirizzo e coordinamento in ordine alle procedure ed ai criteri per la delimitazione dei bacini idrografici di rilievo nazionale ed interregionale, di cui alla legge 18 maggio 1989, N. 183.

DPR 18/7/95

Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento concernente i criteri per la redazione dei Piani di Bacino.

DPCM 4/3/1996

Disposizioni in materia di risorse idriche (direttive di attuazione della Legge Galli).

DPCM 29/9/98

Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1989, N. 180. Il decreto indica i criteri di individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico (punto 2) e gli indirizzi per la definizione delle norme di salvaguardia (punto 3).

L. 267/98 (Legge Sarno)

Conversione in legge del DL 180/98 recante misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella Regione Campania. La legge impone alle Autorità di Bacino nazionali e interregionali la redazione dei Piani Stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico e le misure di prevenzione per le aree a rischio (art. 1).

DLgs 152/1999

Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento.

L. 365/00 (Legge Soverato)

Conversione in legge del DL 279/00 recante interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato ed in materia di protezione civile, nonché a favore delle zone della Regione Calabria danneggiate dalle calamità di settembre e ottobre 2000. La legge individua gli interventi per le aree a rischio idrogeologico e in materia di protezione civile (art. 1); individua la procedura per l'adozione dei progetti di Piano Stralcio (art. 1-bis); prevede un'attività straordinaria di polizia idraulica e di controllo sul territorio (art. 2).

DLgs 152/2006 – Norme in materia ambientale

Ha riorganizzato le Autorità di bacino introducendo i distretti idrografici. Tale Decreto legislativo disciplina, in attuazione della legge 15 dicembre 2004, n. 308, la difesa del suolo e la lotta alla desertificazione, la tutela delle acque dall'inquinamento e la gestione delle risorse idriche. Istituisce i distretti idrografici nei quali sarà istituita l'Autorità di bacino distrettuale, che va a sostituire la o le Autorità di Bacino previste dalla legge n. 183/1989. In forza del recente d.lgs 8 novembre 2006, n. 284, nelle more della costituzione dei distretti idrografici di cui al Titolo II della Parte terza del d.lgs. 152/2006 e della revisione della relativa disciplina legislativa con un decreto legislativo correttivo, le Autorità di Bacino di cui alla legge 18 maggio 1989, n. 183, sono prorogate fino alla data di entrata in vigore del decreto correttivo che, ai sensi dell'articolo 1, comma 6, della legge n. 308 del 2004, definisca la relativa disciplina. Fino alla data di entrata in vigore del decreto legislativo correttivo di cui al comma 2-bis dell'articolo 170 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, come inserito dal comma 3, sono fatti salvi gli atti posti in essere dalle Autorità di Bacino dal 30 aprile 2006.

Inoltre l'articolo 113 del medesimo Decreto legislativo, stabilisce, in materia di controllo dell'inquinamento prodotto dal dilavamento delle acque meteoriche, che "...le regioni disciplinano: ..b) i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque di dilavamento ...siano sottoposte a particolari prescrizioni..", art. 113 comma 1, e che "... i casi in cui può essere richiesto.. siano convogliate e opportunamente trattate.. in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento da superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose..", art. 113 comma 3.

La normativa riporta inoltre, nell'allegato 5 della parte III, i limiti delle sostanze inquinanti che possono essere contenuti negli scarichi nei corpi idrici ricettori.

Decreto n. 131 del 16/06/2008

Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare - Regolamento recante i criteri tecnici per la caratterizzazione dei corpi idrici (tipizzazione, individuazione dei corpi idrici, analisi delle pressioni) per la modifica delle norme tecniche del Decreto Legislativo n. 152 del 3/04/2006 recante: "Norme in materia ambientale", predisposto ai sensi dell'articolo 75, comma 4, dello stesso decreto. (GU n. 187 del 11/08/2008 - Suppl. Ordinario n. 189)

Decreto n. 56 del 14/04/2009

Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare - Regolamento recante "Criteri tecnici per il monitoraggio dei corpi idrici e l'identificazione delle condizioni di riferimento per la modifica delle norme tecniche del Decreto Legislativo n. 152 del 3/04/2006 recante Norme in materia ambientale, predisposto ai sensi dell'articolo 75, comma 3, del decreto legislativo medesimo" (GU n.124 del 30/05/2009 - Suppl. Ordinario n. 83)

D. Lgs. N. 49 del 23/02/2010 – Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni

Istituisce il Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) al fine di individuare e programmare le azioni necessarie a ridurre le conseguenze negative delle alluvioni per la salute umana, per il territorio, per i beni, per l'ambiente, per il patrimonio culturale e per le attività economiche e sociali. Esso deve essere predisposto a livello di distretto idrografico.

Per alluvione si intende qualsiasi evento che provoca un allagamento temporaneo di un territorio non abitualmente coperto dall'acqua, purché direttamente imputabile a cause di tipo meteorologico.

D. Lgs. N. 128 del 29/06/2010 – Modifiche ed integrazioni al decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, recante norme in materia ambientale, a norma dell'articolo 12 della legge 18 giugno 2009, n. 69

DM 17/01/2018 – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"

Le nuove norme sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Nel paragrafo 5.1.2.3, denominato "Compatibilità idraulica" dei Ponti Stradali, si prescrive che "Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto deve essere corredato da uno studio di compatibilità idraulica costituito da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte." La normativa prevede che per il dimensionamento dei ponti venga utilizzata la "piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno T_r pari a 200 anni ($T_r=200$)".

Inoltre prescrive che:

"Il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del corso d'acqua interessata dalla piena di progetto e, se arginata, i corpi arginali. Qualora fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, non deve essere inferiore a 40 m misurati ortogonalmente al filone principale della corrente. Per i ponti esistenti, eventualmente interessati da luci nette di misura inferiore, è ammesso l'allargamento della piattaforma, a patto che questo non comporti modifiche dimensionali delle pile, delle spalle o della pianta delle fondazioni di queste, e nel rispetto del franco idraulico come nel seguito precisato. In tutti gli altri casi deve essere richiesta l'autorizzazione all'Autorità competente, che si esprime previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo, cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni in corrispondenza delle fondazioni e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare. In tali situazioni, una stima anche speditiva dello scalzamento è da sviluppare fin dai primi livelli di progettazione.

Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m, e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo. Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di $2/3$ della luce, e comunque non inferiore a 40 m."

Nel paragrafo 5.1.7.4, denominato "Smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato", si prescrive che "Lo smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato deve effettuarsi in modo da non arrecare danni o pregiudizio all'opera stessa, alla sicurezza del traffico e ad eventuali opere ed esercizi sottostanti il ponte. A tale scopo il progetto del ponte deve essere corredato dallo schema delle opere di convogliamento e di scarico. Per opere di particolare importanza, o per la natura dell'opera stessa o per la natura dell'ambiente circostante, si deve prevedere la realizzazione di un apposito impianto di depurazione e/o di decantazione."

Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018

Nel paragrafo C5.1.2.3 si definisce come alveo "... la sezione occupata dal deflusso della portata di piena di progetto. Quest'ultima è a sua volta caratterizzata da un tempo di ritorno pari a $T_r = 200$ anni ...".

Definisce i tombini, per i quali non si applica il punto 5.1.2.3 delle NTC come "... un manufatto totalmente rivestito in sezione, eventualmente suddiviso in più canne, in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 m³/s. L'evento da assumere a base del progetto di un tombino ha comunque tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti."

Per tali opere, tra le altre cose, prescrive:

- "è da sconsigliare il frazionamento della portata fra più canne, tranne nei casi in cui questo sia fatto per facilitare le procedure di manutenzione, predisponendo allo scopo luci pancolabili all'imbocco e allo sbocco e accessi per i mezzi d'opera;"
- "sono da evitare andamenti planimetrici non rettilinei e disallineamenti altimetrici del fondo rispetto alla pendenza naturale del corso d'acqua;"
- "nel caso di funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0.50 m;"
- "il calcolo idraulico è da sviluppare prendendo in considerazione le condizioni che si realizzano nel tratto del corso d'acqua a valle del tombino;"
- "il massimo rigurgito previsto a monte del tombino deve garantire il rispetto del franco idraulico nel tratto del corso d'acqua a monte."

2.2 **NORMATIVA REGIONALE ABRUZZO**

Legge regionale 16 settembre 1998, n. 81

Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo e che istituisce anche l'Autorità dei Bacini regionali Abruzzesi

Legge regionale 24 agosto 2001, n. 43

Istituzione dell'Autorità di Bacino di rilievo interregionale del Fiume Sangro

Legge regionale 29 luglio 2010, n. 31, pubblicata nel BURA 30 luglio 2010, n. 50 - Norme regionali contenenti la prima attuazione del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 (Norme in materia ambientale), al Capo V - Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia.

Riporta la definizione delle acque di prima pioggia: "...le acque di prima pioggia sono identificate come i primi 40 m³ di acqua per ettaro sulla superficie scolante servita dalla fognatura, per eventi meteorici distanziati tra loro di almeno 7 giorni.."

L'art. 17 definisce al comma 1) "le casistiche generali per le quali il dilavamento delle superfici esterne dalle acque meteoriche possono costituire un fattore di inquinamento, sono individuate nelle seguenti: a) svolgimento all'aperto di fasi di attività o di particolari lavorazioni che non possono essere svolte di norma in ambienti chiusi, operazioni di spillamento, sfiati e condense di alcune installazioni o impianti che non possono essere raccolti puntualmente" e che, pertanto, richiedono un idoneo trattamento, così come esplicitato al comma 1 dell'art.18.

Al comma 2 è inoltre presente un elenco esaustivo dei settori produttivi o attività per cui è richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione.

Le acque di dilavamento delle superfici stradali/autostradali non rientrano nelle casistiche suddette e, pertanto, non necessitano di trattamento qualitativo.

La stessa Legge disciplina all'art 15 gli "scarichi di acque meteoriche di dilavamento derivanti da reti fognarie separate e da altre condotte separate" prevedendo che:

1. Gli scarichi delle acque meteoriche di dilavamento da fognature separate e da altre condotte separate di cui all'articolo 14 comma 2, sono soggetti a comunicazione alla Provincia competente per territorio, nel caso di scarichi in acque superficiali, su suolo o strati superficiali del sottosuolo, al Gestore della rete fognaria in caso di recapito in rete fognaria o all'Autorità competente individuata ai sensi del decreto legislativo 18 febbraio 2005, n. 59 – Attuazione integrale della Direttiva 96/61/CE relative alla prevenzione e riduzione integrate dell'inquinamento, per le attività rientranti nel campo di applicazione dello stesso.
2. La comunicazione contiene le seguenti informazioni:
 - caratteristiche tecnico-costruttive della fognatura o delle altre condotte separate, comprese quelle degli eventuali dispositivi per la gestione delle acque di prima pioggia;
 - la delimitazione, l'area e le caratteristiche della superficie scolante afferente alla fognatura o alle altre condotte separate, e le tipologie di attività svolte su di essa;
 - l'ubicazione dello scarico.
3. Ai sensi dell'articolo 103, comma 1, lettera e), del decreto legislativo n. 152/2006, gli scarichi di acque meteoriche da reti fognarie separate possono avere recapito sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo, salvo i casi di cui all'articolo 94, comma 4, lettera d), decreto legislativo n. 152/2006. [...]"

Delibera Giunta Regionale 8 agosto 2010 n.614 adozione del Piano Tutela delle Acque.

Legge Regionale 3 novembre 2015, n. 36, pubblicata nel BURA 6 novembre 2015, n. 121 – Disposizioni in materia di acque e di autorizzazione provvisoria degli scarichi relativi ad impianti di depurazione delle acque urbane in attuazione all'art. 124, comma 6, del decreto legislativo 152/2006 e modifica alla L.R. 5/2015.

Riporta alcune modifiche alla L.R. 31/2010:

Art. 5 comma 3-bis: "Esclusivamente ai fini dell'applicazione della presente legge, sono considerati corpi idrici superficiali:

- tutti gli elementi del reticolo idrografico rappresentati sulla cartografia IGM o nella carta tecnica regionale, alla scala di maggior dettaglio disponibile in loco, collegati ad un reticolo di flusso idrico che adduca, senza soluzione di continuità, ad un corpo idrico chiaramente identificato sulla cartografia IGM o nella carta tecnica regionale (CTR) consultabile presso gli enti locali o sul sito internet della Regione Abruzzo;
- altri elementi del reticolo idrografico non rappresentati nella cartografia IGM o CTR, che siano collegati in modo permanente senza soluzione di continuità a quelli rappresentati nella stessa."

Art. 5 comma 3-ter: "Ai fini dell'autorizzazione di nuovi scarichi sono considerati corpi idrici superficiali sono quelli di cui alla lettera a) del comma 3-bis."

Art. 5 comma 3-quater: "Ai fini dell'autorizzazione di scarichi in essere sono considerati corpi idrici superficiali quelli di cui alle lettere a) e b) del comma 3-bis."

Delibera Giunta Regionale n. 1045 del 28/12/2018 (Pubblicata nel Bollettino Ufficiale n. 47 del 20/03/2019) –
Linee guida per il rilascio delle autorizzazioni allo scarico di acque reflue.

L'articolo 10, denominato "Acque meteoriche e di dilavamento", definisce le acque di prima pioggia come "i primi 40 mc/ettaro di acqua (corrispondenti a 4 mm di pioggia) per eventi meteorici distanziati tra loro di almeno sette giorni" e nella nota specifica che: "Si assume per i calcoli necessari al dimensionamento degli impianti di trattamento, che la prima pioggia cada in un tempo pari a 15 minuti".

Lo stesso articolo più avanti prevede che, per lo scarico delle "acque di prima pioggia o di lavaggio di aree esterne NON provenienti da impianti di settori produttivi o attività che le rendono a rischio di dilavamento di sostanze pericolose o di sostanze che creino pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici (non a rischio)" è sufficiente la Comunicazione allo scarico (ex art. 15 della L.R. 31/2010) alla Regione o al Gestore del Servizio Idrico Integrato (a quest'ultimo se lo scarico avviene in rete fognaria).

E' inoltre previsto che nel caso in cui lo scarico avvenga in corpi idrici che presentano più di 120 giorni l'anno di portata nulla, in fossi di drenaggio o di scolo e in canalette stradali, questo sia da considerare come scarico sul suolo.

Legge regionale 20 dicembre 2019, n. 45, pubblicata nel BURA 23 dicembre 2019, n. 167 – Nuove disposizioni in materia di Consorzi di bonifica per la realizzazione, l'economicità e la trasparenza delle funzioni di competenza. Abrogazione della legge regionale 10 marzo 1983, n. 11 (Normativa in materia di bonifica).

L'articolo 16 riporta alcune modifiche all'articolo 11 della L.R. 36/1996 (Adeguamento funzionale, riordino e norme per il risanamento dei Consorzi di bonifica). In particolare, inserisce la seguente lettera al comma 1-bis di tale articolo:

“h-ter) al fine di non aggravare le condizioni di criticità idraulica dei corpi idrici, naturali od artificiali, recettori delle acque meteoriche, è necessario che le trasformazioni dell'uso del suolo che comportano variazioni della permeabilità superficiale debbano rispettare il principio della invarianza idraulica ed idrologica, anche mediante l'applicazione dei metodi di drenaggio urbano sostenibile (vasche d'acqua, stagni, giardini verdi, aree di ritenzione vegetata, trincee filanti). Tali principi vanno rispettati anche per le aree già urbanizzate oggetto di interventi edilizi.”

2.3 **NORMATIVA LOCALE**

L'AdB competente sul territorio è l'**Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale** la cui articolazione territoriale comprende:

- Tevere, già bacino nazionale ai sensi della legge n. 183 del 1989;
- Tronto, già bacino interregionale ai sensi della legge n. 183 del 1989;
- Sangro, già bacino interregionale ai sensi della legge n. 183 del 1989;
- Bacini del Lazio, già bacini regionali ai sensi della legge n. 183 del 1989;
- Bacini dell'Abruzzo, già bacini regionali ai sensi della legge n. 183 del 1989;
- Potenza, Chienti, Tenna, Ete, Aso, Menocchia, Tesino e bacini minori delle Marche, già bacini regionali ai sensi della legge n. 183 del 1989;
- Fiora, già bacino interregionale ai sensi della legge n. 183 del 1989;
- Foglia, Arzilla, Metauro, Cesano, Misa, Esino, Musone e altri bacini minori, già bacini regionali ai sensi della legge n. 183 del 1989.

Il Piano consta di due sezioni a loro volta di diversa competenza in relazione a bacini idrografici che compongono il Distretto: per i bacini regionali (bacini regionali del Lazio, bacino regionali marchigiani, bacini regionali abruzzesi) ed interregionali (Sangro e Tronto), la competenza spetta integralmente alle Regioni sia per la parte A) che per la parte B) di cui si costituisce, mentre per la parte di territorio del bacino del Tevere la componente della parte A) che per la parte B) del Piano.

Come è noto:

- la parte A) riguarda principalmente l'attività di pianificazione di bacino di cui agli articoli 65, 66, 67, 68 del decreto legislativo n. 152/06, facendo salvi gli strumenti di pianificazione già predisposti nell'ambito della pianificazione di bacino già prodotta nell'ambito della normativa previgente;
- la parte B) riguarda, in coordinamento con le altre Regioni e con il Dipartimento nazionale della Protezione Civile, il sistema di allertamento, nazionale, statale e regionale, per il rischio idraulico di cui alla Direttiva P.C.M. 27/2/2004.

L'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale, in forza del ruolo di coordinamento dell'attività delle Regioni che le è stato assegnato dal D.Lgs. 49/2010, ha indicato con il progetto del Piano (riguardante il solo bacino idrografico del Tevere) le linee guida complessive per la redazione coordinata del Piano in tutte le sue parti a livello distrettuale.

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale, è stato adottato il 17 dicembre 2015 con deliberazione n. 6 dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del Fiume Tevere, costituito ai sensi dell'art.12, comma 3, della legge n. 183/1989 e integrato dai componenti designati dalle Regioni il cui territorio ricade nel Distretto Idrografico non già rappresentante nel medesimo Comitato.

Il Piano è stato sottoposto alla Valutazione Ambientale Strategica, nel rispetto di quanto previsto dal D.Lgs. 152/2006. Sulla base del parere della Commissione Tecnica VIA-VAS n. 1934 del 4 dicembre 2015 e del parere del Ministero per i beni e le attività culturali e del turismo prot. n. 1656 del 22 gennaio 2016 è stata predisposta la Dichiarazione di sintesi e l'iter della VAS si è concluso con l'emissione del decreto del Ministro dell'Ambiente, reso di concerto con il Ministro dei beni e delle attività culturali e del turismo, n. DEC/MIN/49 del 2 marzo 2016, con il quale è stato espresso parere motivato positivo di compatibilità ambientale sul PGRAAC.






Il Piano è stato successivamente approvato il 3 marzo 2016, con deliberazione n. 9, dal Comitato istituzionale ed il 27 ottobre 2016 dal Presidente del Consiglio dei Ministri con DPCM Pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 28 del 3 febbraio 2017 recante "approvazione del piano di gestione del rischio di alluvioni del distretto idrografico dell'Appennino Centrale".

Piano di Gestione del Rischio Alluvioni Appennino Centrale (PGRAAC)

I PGRA riguardano tutti gli aspetti della gestione del rischio di alluvioni, e in particolare la prevenzione, la protezione e la preparazione, comprese le previsioni di alluvioni e i sistemi di allertamento, e tengono conto delle caratteristiche del bacino idrografico e del sottobacino interessato.

Il PGRA prevede le seguenti 3 classi di pericolosità:

Tabella 2.3.1 – Legenda delle classi di pericolosità del PGRA

Classi di pericolosità	
	P3 - elevata probabilità (alluvioni frequenti)
	P2 - media probabilità (alluvioni poco frequenti)
	P1 - bassa probabilità (alluvioni rare di estrema intensità)
	P2 - media probabilità (alluvioni poco frequenti da ingressione marina)
	Bacini con alta vulnerabilità alle flash floods

Nel dicembre 2019 sono state emesse le nuove Mappe della Pericolosità che contengono alcuni aggiornamenti rispetto alle precedenti.

Il tracciato di progetto non interferisce con le fasce di pericolosità idraulica, come si può vedere dalla seguente immagine nella quale il tracciato stradale è riportato con la polilinea rossa.

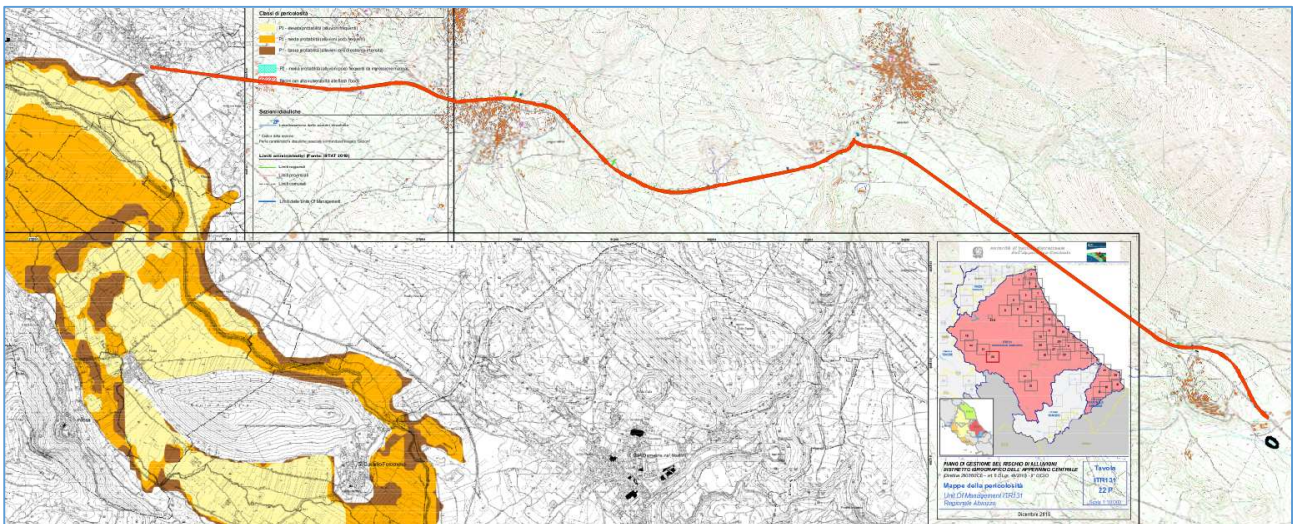


Figura 2.3.1 – Sovrapposizione tra progetto e fasce PGRA

3 PLUVIOMETRIA

3.1 DATI DISPONIBILI

Il dato di partenza utilizzato per la stima del regime pluviometrico nell'area dell'intervento è il record storico di precipitazione per la città de L'Aquila (pluviometro con registro storico delle precipitazioni di durata di 1-3-6-12 e 24 ore). Il pluviometro è situato ad una distanza inferiore a 4 km dall'inizio occidentale dell'intervento, ad una quota di 735 metri s.l.m.

Le coordinate (EST e NORD) sono indicate nella tabella successiva.

550	L'AQUILA	AQ	735	861404.36	4698237.77
-----	----------	----	-----	-----------	------------

Il registro dei dati disponibili per gli anni dal al è riportato nella tabella 3.1.

Tabella 3.1.1 – Pluviografo dell'Aquila - Record dei dati disponibili per le durate di 1-3-6-12-24 ore

Anno	Durata (h)				
	1	3	6	12	24
1933	14.6	21.0	23.2	27.8	40.6
1934	14.2	18.2	23.0	24.0	27.8
1935	23.8	38.0	45.4	60.6	61.0
1936	17.6	27.8	30.2	44.4	65.4
1939	26.4	26.8	26.8	43.8	50.2
1943	6.8	11.2	15.8	28.6	41.2
1946	8.8	23.6	29.2	38.8	45.2
1947	14.0	21.4	36.8	56.0	65.6
1948	20.0	24.0	25.4	27.0	27.0
1949	26.0	37.8	44.6	44.6	47.0
1950	31.2	41.2	41.2	41.2	41.4
1951	6.0	10.8	17.0	30.2	40.6
1952	43.2	45.2	45.2	49.4	49.6
1953	27.2	27.2	27.2	27.2	27.4
1955	26.2	32.2	32.4	32.4	40.8
1956	10.0	20.0	21.0	24.0	41.0
1957	11.8	19.8	21.6	24.0	33.2
1958	10.0	13.0	21.0	32.4	34.6
1959	29.0	37.2	37.4	37.4	37.4
1960	12.6	21.2	29.8	39.0	47.0
1961	10.6	19.6	25.4	42.0	56.8
1962	17.6	19.6	23.4	29.6	44.8

Anno	Durata (h)				
	1	3	6	12	24
1963	9.8	14.0	18.4	25.4	39.4
1964	13.0	12.6	21.8	31.4	37.2
1965	23.4	23.4	23.4	34.2	37.6
1966	13.0	23.0	23.8	33.8	37.2
1967	13.6	14.0	15.2	23.8	28.6
1968	22.0	33.0	33.0	35.2	41.0
1969	25.4	27.0	34.8	43.0	57.0
1970	13.0	20.6	23.8	30.0	37.4
1971	23.4	44.6	45.0	45.2	67.6
1972	10.0	22.4	29.4	44.4	48.8
1973	32.6	39.0	40.0	40.0	47.2
1975	18.4	19.2	27.8	34.8	42.2
1977	15.4	21.4	27.4	40.2	41.4
1979	14.0	17.2	28.0	34.8	48.4
1980	11.0	25.0	38.0	47.6	48.6
1981	10.4	13.8	25.0	26.0	35.0
1982	11.0	18.0	26.4	50.8	69.6
1983	9.2	13.0	15.8	24.2	29.8
1985	25.6	25.6	34.2	53.2	69.2
1986	17.0	21.8	23.0	39.6	61.6
1987	14.2	17.8	21.8	29.0	42.0
1988	14.2	27.4	37.0	43.4	45.0
1989	34.2	35.4	35.6	39.2	48.2
1990	15.8	16.6	27.2	41.6	57.8
1991	43.2	47.8	48.2	48.2	48.4
1992	26.8	28.4	28.6	28.6	36.8
1993	9.0	16.4	28.8	36.8	38.0
1994	19.6	21.2	25.4	39.6	39.8
1995	27.0	27.6	27.6	30.0	40.0
1996	22.0	23.8	23.8	28.0	29.2
1997	25.8	28.6	29.0	31.8	39.8
1998	14.0	29.0	35.0	41.8	48.0
1999	29.4	31.4	31.4	31.4	46.4
2000	9.6	20.4	22.8	28.0	40.4
2001	6.6	14.6	18.2	28.6	29.4
2002	13.2	20.8	26.4	26.4	27.2
2003	13.6	20.0	29.6	34.4	49.6
2004	13.4	17.6	21.4	23.4	40.0
2005	17.6	27.6	30.4	30.8	32.0

Anno	Durata (h)				
	1	3	6	12	24
2007	25.2	25.6	25.6	25.8	32.6
2008	10.0	16.4	22.4	32.2	36.6
2009	15.2	18.2	21.8	25.4	40.0
2010	12.2	27.8	47.8	56.0	57.2
2011	23.4	32.8	37.8	39.4	47.2
2012	26.4	29.2	29.2	30.0	43.4
2013	21.2	22.2	22.4	26.4	37.8
2014	19.0	24.2	31.2	41.0	46.2
2015	23.6	28.0	35.6	38.2	40.0
2016	18.8	18.8	22.6	25.4	29.2
2017	16.0	19.6	19.6	29.4	34.6
2018	35.0	40.4	40.4	40.6	63.0
2019	14.0	27.4	31.8	35.6	36.2

3.2 METODOLOGIA DI ANALISI UTILIZZATA – ANALISI AL PLUVIOMETRO

La metodologia utilizzata è quella che prevede il tracciamento delle *curve di caso critico*, e successivamente la caratterizzazione statistica delle altezze di pioggia oraria.

Le curve di caso critico rappresentano le massime altezze annue di precipitazione (in mm di pioggia) misurate relativamente alle durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore. Indicato con M il numero delle durate prefissate ($j = 1, 2, \dots, M$) in base al quale si intende tracciare le curve, e con N il numero degli anni di osservazione ($i = 1, 2, \dots, N$), si ottengono M serie di N valori empirici $h_i(t_j)$.

Ordinata ogni serie M in senso decrescente, si ottengono, così, M serie di N valori empirici di altezze di pioggia $h_i(t_j)$ ordinati in senso decrescente, in cui i valori contrassegnati dallo stesso indice i prendono il nome di i-esimo caso critico; le linee che uniscono i punti rappresentativi dello stesso caso critico (per M durate t_j diverse) prendono il nome di curve di caso critico delle altezze di precipitazione.

Le curve così determinate presentano un andamento irregolare che varia notevolmente da caso a caso; ai fini pratici è utile regolarizzare gli andamenti delle curve empiriche con curve analitiche interpolatrici del tipo:

$$h(t) = a t^n, \quad (1)$$

valida per le altezze di pioggia, o l'equivalente, valida per le intensità:

$$i(t) = a t^{n-1}. \quad (2)$$

Volendo regolarizzare gli andamenti dei valori empirici delle altezze di pioggia, si linearizza la (1) passando alla forma logaritmica

$$\log h(t) = n \log t + \log a. \quad (3)$$

Ponendo poi $y(x) = \log h(t)$, $x = \log t$, $\alpha = n$, $\beta = \log a$, si ottiene la forma semplificata:

$$y(x) = \alpha x + \beta, \quad (4)$$

che rappresenta l'equazione di una retta.

Per determinare, per ogni i -esimo caso critico dei valori empirici, gli i -esimi coefficienti α_i e gli i -esimi coefficienti β_i della i -esima curva interpolante:

$$y_i(x_j) = \alpha_i x_j + \beta_i, \quad (5)$$

si è utilizzato il metodo dei minimi quadrati, imponendo, cioè, che essi assumano valori tali da rendere minima, per ogni caso critico, la somma dei quadrati degli scarti tra i valori empirici (osservati) $y'_i(x_j)$ ed i corrispondenti valori $y_i(x_j)$ della retta interpolante:

$$S_i = \sum_{j=1}^M [y_i(x_j) - y'_i(x_j)]^2 = \sum_{j=1}^M [\alpha_i x_j + \beta_i - y'_i(x_j)]^2 \quad (6)$$

Derivando la (6) rispetto ai coefficienti α_i e β_i , uguagliando a zero tali derivate e risolvendo il sistema delle due equazioni nelle due incognite α_i e β_i si ottiene:

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=1}^M (x_j - \bar{x}) y'_i(x_j)}{\sum_{j=1}^M (x_j - \bar{x})^2} \text{ e } \beta_i = \bar{y}'_i - \alpha_i \bar{x} \quad (7)$$

Dove \bar{y}'_i , \bar{x} e sono le medie, rispetto alle M durate j , dei valori empirici $y'_i(x_j)$ e dei valori x_j delle durate stesse:

$$\bar{y}'_i = \frac{1}{M} \sum_{j=1}^M y'_i(x_j) \text{ e } \bar{x} = \frac{1}{M} \sum_{j=1}^M x_j \quad (8)$$

Per ogni caso critico, determinati i coefficienti α_i , si ottengono immediatamente i coefficienti n_i , mentre per ottenere i coefficienti a_i basta invertire la $\beta_i = \log a_i$.

Con questo metodo può accadere che le rette rappresentanti i casi critici si incrocino; per ovviare a tale inconveniente si è imposto a priori il parallelismo tra le rette interpolatrici, imponendo, cioè, che esse abbiano tutte lo stesso coefficiente angolare:

$$y_i(x) = \alpha x + \beta_i, \quad (9)$$

In tal caso i coefficienti β_i e l'unico valore di α possono essere determinati imponendo che essi assumano valori tali da rendere minima la somma dei quadrati degli scarti tra i valori empirici $y'_i(x_j)$ ed i corrispondenti valori $y_i(x_j)$ delle rette interpolanti, per tutti i casi critici contemporaneamente:

$$S = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M [y_i(x_j) - y'_i(x_j)]^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M [\alpha x_j + \beta_i - y'_i(x_j)]^2 \quad (10)$$

Derivando la (10) rispetto ai coefficienti α e β_i , uguagliando a zero tali derivate e risolvendo il sistema di due equazioni nelle incognite α e β_i si ottiene:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M (x_j - \bar{x}) y'_i(x_j)}{N \sum_{j=1}^M (x_j - \bar{x})^2} \text{ e } \beta_i = \bar{y}'_i - \alpha \bar{x} \quad (11)$$

Dove \bar{y}'_i , \bar{x} hanno lo stesso significato del caso precedente.

I valori del coefficiente di crescita per il pluviografo dell'Aquila è risultato pari a **0,256**.

Successivamente si sono inferiti i parametri della distribuzione di Gumbel

$$P[h(t)] = e^{-e^{-\alpha[h(t)-x_0]}} = e^{-e^{-\alpha_1 t^{-n} (at^n - x_{01} t^n)}} = e^{-e^{-\alpha_1 (a - x_{01})}} = P(a) \quad (12)$$

relativi alla distribuzione delle altezze orarie di pioggia, per associare a ciascun tempo di ritorno il valore del parametro a che compare nella (1) e nella (2). I parametri della distribuzione di Gumbel si stimano in funzione di media e varianza secondo le note espressioni:

$$\alpha_1 = \frac{1,2825}{\sigma_1}$$

$$x_{01} = \mu_1 - 0.45006\sigma_1$$

3.3 RISULTATI DELL'ANALISI AL PLUVIOMETRO

Le altezze di precipitazione orarie, assunte con esponente di crescita della pioggia con la durata unico, sono riportate nella tabella seguente in funzione del tempo di ritorno assegnato.

Tabella 3.3.1 - Altezza di precipitazione oraria per diversi tempi di ritorno

Tr	a
(anni)	(mm)
10	26.1
25	30.4
30	31.2
50	33.6
100	36.7
200	39.8

L'altezza di precipitazione oraria risultante per un tempo di ritorno di 200 anni è di circa 40 millimetri, altezza che è stata superata solo due volte dai primi due casi critici del record storico (1952 e 1991); da notare che il terzo caso critico orario si situa già notevolmente più in basso in termini di piovosità (non supera infatti i 35 millimetri di pioggia oraria).

Nelle figure 3.3.1 e 3.3.2 vengono mostrati gli andamenti delle altezze ed intensità di pioggia in funzione della durata e per tempi di ritorno di 25, 50, 100 e 200 anni.

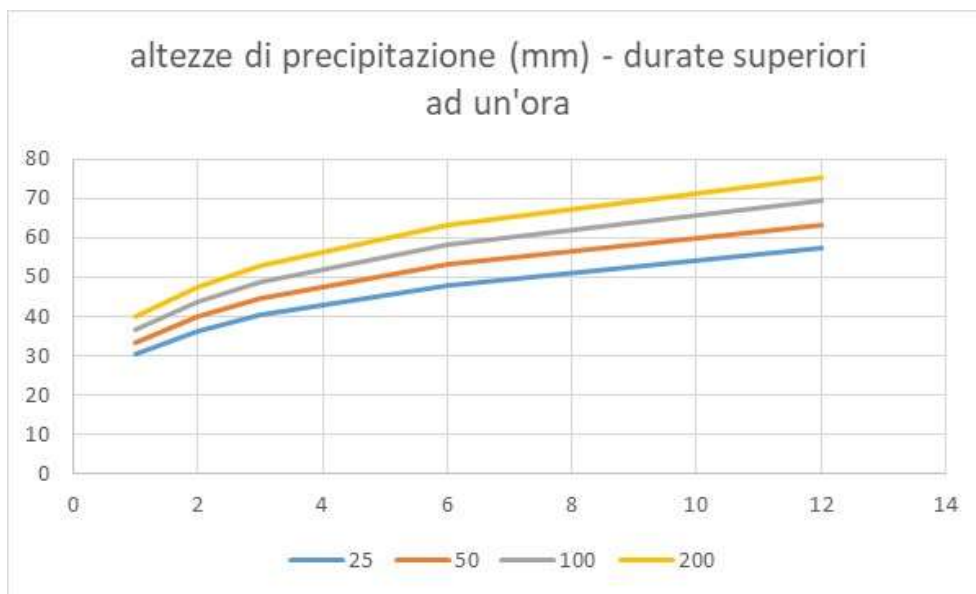


Figura 3.3.1 – Altezze di precipitazione per diversi tempi di ritorno

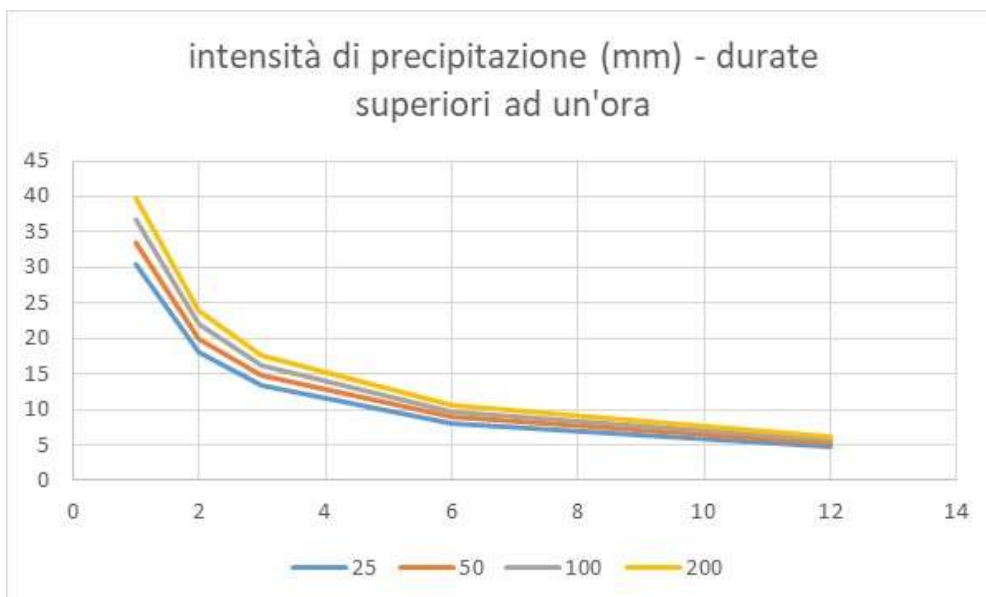


Figura 3.3.2 – Intensità di precipitazione per diversi tempi di ritorno

3.4 PIOGGE DI BREVE DURATA

Per le piogge di breve durata (inferiori ad un'ora), è stata utilizzata la riduzione delle precipitazioni orarie desunte dai dati registrati al pluviometro de L'Aquila al variare del tempo di ritorno attraverso i parametri ricavati sulla base delle osservazioni del pluviografo registratore di Milano Monviso; tali coefficienti riduttivi sono risultati, infatti più cautelativi sia rispetto a quelli del pluviografo di Roma Macao, sia rispetto a quelli dello studio per il territorio calabrese proposti da Ferro e Bagarello (1996).

Tabella 3.4.1 – Coefficienti di riduzione delle piogge orarie secondo lo studio sul pluviografo di Milano Monviso

applicazione dei coefficienti di riduzione di Milano Monviso										
<i>r</i>	0.13	0.18	0.229	0.272	0.322	0.489	0.601	0.81	0.913	1
Durata (h)	0.02	0.03	0.05	0.07	0.08	0.17	0.25	0.50	0.75	1.00
Durata (min)	1	2	3	4	5	10	15	30	45	60
h in mm (Tr=25anni)	4	5	7	8	10	15	18	25	28	30
<i>i</i> (mm/h, TR=25 anni)	237	164	139	124	117	89	73	49	37	30
h in mm (Tr=50anni)	4	6	8	9	11	16	20	27	31	34
<i>i</i> (mm/h, TR= 50 anni)	262	181	154	137	130	98	81	54	41	34
h in mm (TR=100 anni)	5	7	8	10	12	18	22	30	34	37
<i>i</i> (mm/h, TR= 100 anni)	286	198	168	150	142	108	88	60	45	37
h in mm(TR=200 anni)	5	7	9	11	13	19	24	32	36	40
<i>i</i> (mm/h, TR= 200 anni)	311	215	182	163	154	117	96	65	49	40

Tabella 3.4.2 – Coefficienti di riduzione delle piogge orarie secondo lo studio di Ferro e Bagarello

applicazione dei coefficienti di riduzione di Ferro e Bagarello										
Durata (h)	0.02	0.03	0.05	0.07	0.08	0.17	0.25	0.50	0.75	1.00
Durata (min)	1	2	3	4	5	10	15	30	45	60
h in mm (Tr=25anni)	4	6	7	8	9	12	15	21	26	30
<i>i</i> (mm/h, TR=25 anni)	235	166	136	118	105	74	61	43	35	30
h in mm (Tr=50anni)	4	6	8	9	10	14	17	24	29	34
<i>i</i> (mm/h, TR= 50 anni)	260	184	150	130	116	82	67	47	39	34
h in mm (TR=100 anni)	5	7	8	9	11	15	18	26	32	37
<i>i</i> (mm/h, TR= 100 anni)	284	201	164	142	127	90	73	52	42	37
h in mm(TR=200 anni)	5	7	9	10	12	16	20	28	35	40
<i>i</i> (mm/h, TR= 200 anni)	309	218	178	154	138	98	80	56	46	40

3.5 METODOLOGIA VAPI

È riportata brevemente la metodologia generale adottata per la determinazione del clima pluviometrico secondo la metodologia VAPI.

La caratterizzazione è avvenuta attraverso uno strumento consolidato e di uso generale: gli ietogrammi di progetto sono stati determinati a partire dalla regionalizzazione delle piogge intense per l'Italia centrale, elaborate nella forma di leggi di probabilità pluviometrica (relazioni Intensità-Durata-Frequenza o IDF) espresse tramite la legge asintotica del massimo valore tipo 1 a due componenti o TCEV (Two Component Extreme Value).

Il progetto di riferimento è denominato "Progetto VAPI sulla Valutazione delle Piene in Italia", portato avanti dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche. Esso ha come obiettivo quello di predisporre una procedura uniforme sull'intero territorio nazionale per la valutazione delle portate di piena naturali e di fornire uno strumento ed una guida ai ricercatori ed ai tecnici operanti sul territorio, per comprendere i fenomeni coinvolti nella produzione delle portate di piena naturali e per effettuare previsioni sui valori futuri delle precipitazioni e piene in una sezione di un bacino idrografico non regolato.

L'adozione della legge TCEV è stata introdotta a seguito della constatazione del fatto che in numerosi pluviometri si sono registrati alcuni eventi assolutamente straordinari, la cui intensità supera di gran lunga le intensità inferiori di pari durata. Tali eventi sono indicati nella letteratura anglosassone come *outliers*. La probabilità di questi eventi è fortemente sottostimata da una legge di Gumbel o da una legge log-normale.

La distribuzione TCEV definisce la probabilità di non superamento di una mistura di due popolazioni di eventi definite come *componente bassa*, che include gli eventi che potremmo chiamare *ordinari*, e *componente alta* che include gli eventi che potremmo considerare *straordinari*, di cui fanno parte gli eventuali *outliers*.

La distribuzione TCEV si esprime:

$$P_X(x) = e^{-A_1 e^{-\frac{x}{\Theta_1}} - A_2 e^{-\frac{x}{\Theta_2}}} \quad (1.01)$$

dove X è la variabile, x è un generico valore di X e i parametri indicano:

- A_1 e A_2 il valore atteso del numero degli eventi che nell'intervallo di tempo unitario, ad esempio l'anno, che appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta;
- Θ_1 e Θ_2 il valore atteso dell'intensità degli eventi che appartengono rispettivamente alla componente bassa e alla componente alta, in cui è ovviamente:

$$\Theta_2 \geq \Theta_1 \quad (1.02)$$

la (1.1") diventa:

La TCEV può essere messa nella forma:

$$P_X(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\varepsilon_1)} - e^{-\alpha_2(x-\varepsilon_2)}} \quad (1.03)$$

avendo posto:

$$\alpha_1 = \frac{l}{\Theta_1} \quad \text{e} \quad \alpha_2 = \frac{l}{\Theta_2}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\ln \Lambda_1}{\alpha_1} = \Theta_1 \ln \Lambda_1 \quad \text{e} \quad \varepsilon_2 = \frac{\ln \Lambda_2}{\alpha_2} = \Theta_2 \ln \Lambda_2$$

Derivando la (1.01) rispetto a x si ottiene la densità di probabilità della TCEV:

$$p_X(x) = \left(\frac{\Lambda_1}{\Theta_1} e^{-\frac{x}{\Theta_1}} + \frac{\Lambda_2}{\Theta_2} e^{-\frac{x}{\Theta_2}} \right) \cdot e^{-\Lambda_1 e^{-\frac{x}{\Theta_1}} - \Lambda_2 e^{-\frac{x}{\Theta_2}}} \quad (1.04)$$

che può essere anche espressa nella forma:

$$p_X(x) = \left(\alpha_1 e^{-\alpha_1(x-\varepsilon_1)} + \alpha_2 e^{-\alpha_2(x-\varepsilon_2)} \right) \cdot e^{-e^{-\alpha_1(x-\varepsilon_1)} - e^{-\alpha_2(x-\varepsilon_2)}} \quad (1.05)$$

3.6 RISULTATI METODOLOGIA DI REGIONALIZZAZIONE

Relativamente ai valori dei parametri di regionalizzazione (altezza di pioggia oraria a e parametri di crescita con la durata b ed m), si ottengono i valori riportati nella seguente tabella:

TCEV VAPI – Calenda et al.			
Sottozona B16 quota 735 m slm			
Tr	a	b	m
20	28.182	0.10513	0.68105
50	32.452	0.10513	0.68105
100	35.681	0.10513	0.68105
200	38.921	0.10513	0.68105
500	43.231	0.10513	0.68105

L'andamento dell'altezza di pioggia è rappresentato per le diverse durate nel seguente grafico 3.6.1.

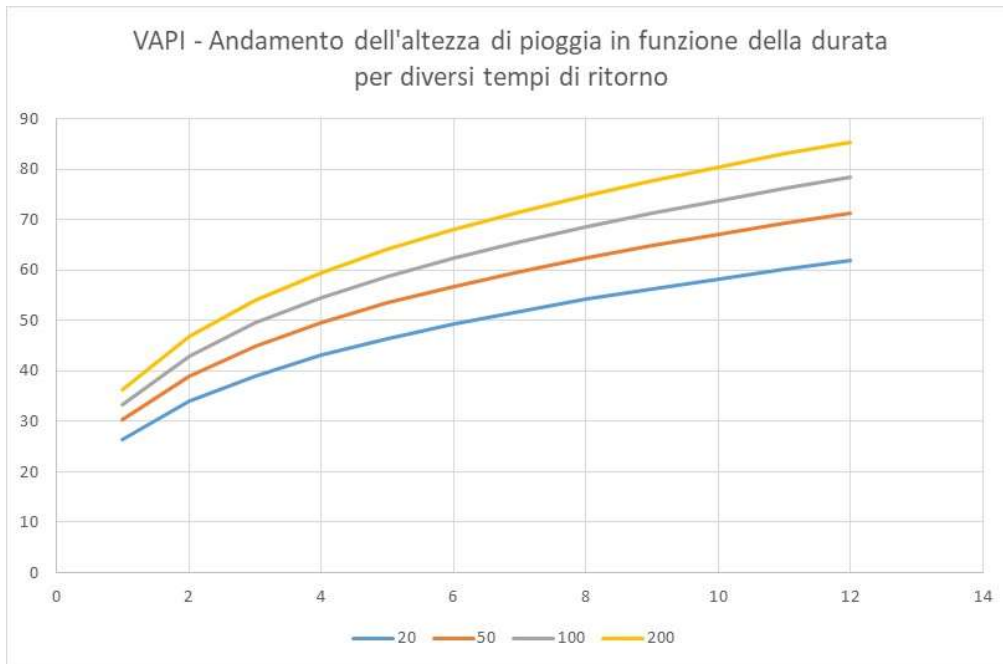


Figura 3.6.1 – Altezze di precipitazioni VAPi per i tempi di ritorno di 25, 50, 100 e 200 anni.

Nel complesso le altezze di pioggia orarie previste dal VAPI risultano inferiori a quelle inferite a partire dai dati del pluviometro de L'Aquila; per tale motivo, nel seguito verranno utilizzate le precipitazioni ottenute tramite il metodo di inferenza statistica diretta al pluviometro.

4 PORTATE DI PROGETTO

4.1 DETERMINAZIONE DEI BACINI VERSANTI

Le caratteristiche dei bacini interferiti sono state desunte dall'analisi della cartografia disponibile, ed in particolare del rilievo celerimetrico eseguito per la progettazione dell'intervento e della Carta IGM disponibile in scala 1:25000.

Per la rappresentazione dei bacini individuati lungo il tracciato si rimanda all'apposito elaborato della corografia dei bacini; nelle figure 4.1.1 e 4.1.2 sono riportati i bacini perimetrati su una rappresentazione della carta IGM. Sono state quindi individuate le aste principali e le caratteristiche morfometriche dei bacini versanti.

Figura 4.1.1 – Rappresentazione dei bacini versanti – tratto 1

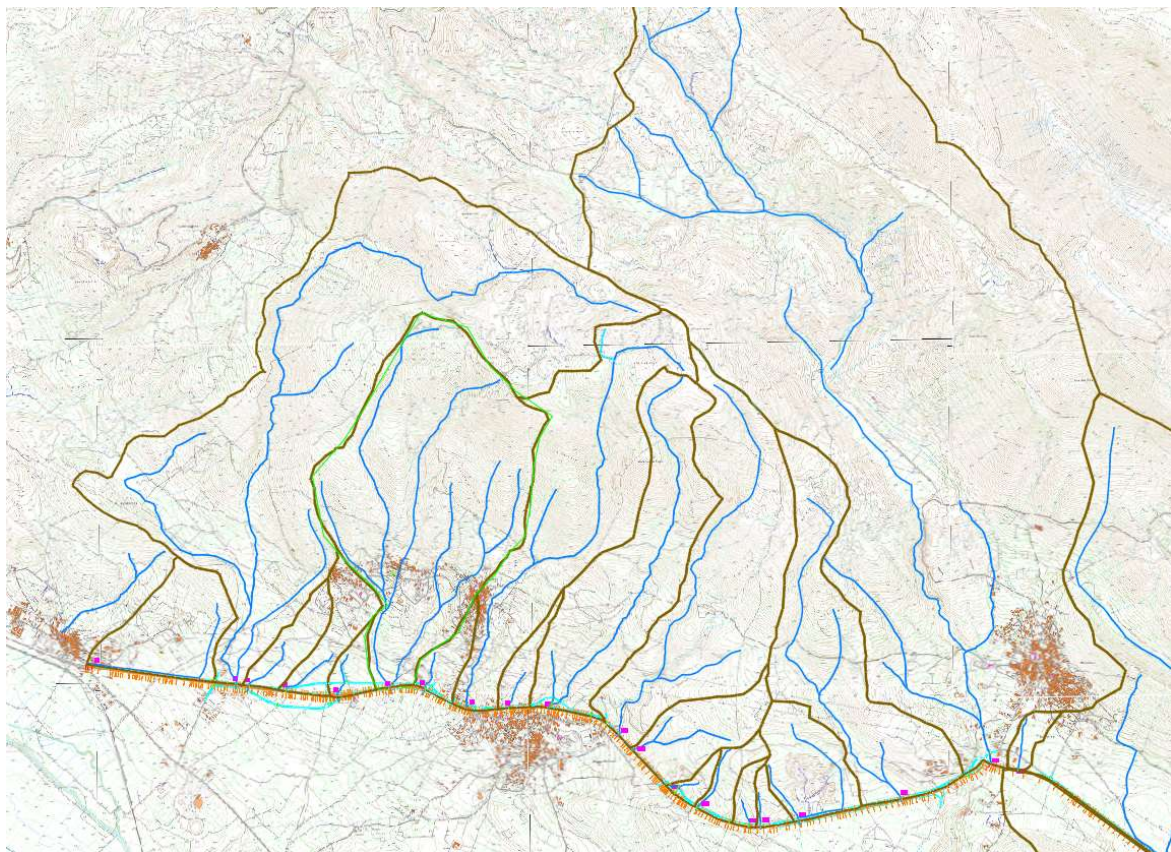
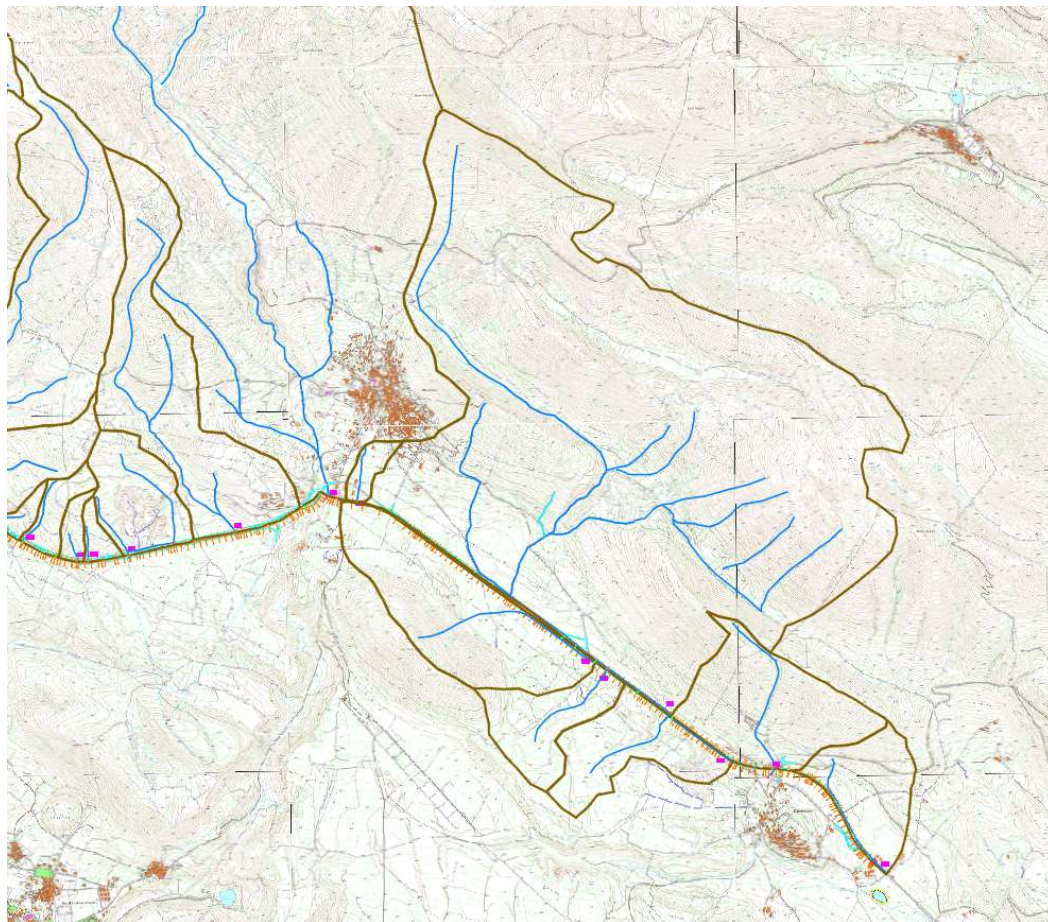


Figura 4.1.2 – Rappresentazione dei bacini versanti – tratto 2



4.2 CARATTERISTICHE DEI BACINI

Per ciascun bacino sono riportati:

- il codice e la progressiva di riferimento
- l'opera prevista
- l'area drenata del bacino
- la lunghezza dell'asta principale
- la quota massima
- la quota minima

Bacino	P.K.	Opera prevista	Area del bacino	Lunghezza dell'asta principale	Elevazione minima	Elevazione massima
			km2	m	m	m
A0	recapito inizio lotto	fosso a recapito esistente	0.67	1531	587	725
A1	1+368	Box 4 x 2	6.06	7320	638	1360
A2	1+468	Box 2 x 2	0.25	499	641	760
A3	1+776	ARMCO 1500	0.33	475	650	805
A4	2+189	Box 2 x 2	0.13	358	665	755
A5	2+615	Box 4 x 2	3.31	3128	691	1255
A6	2+890	Box 2 x 2	0.18	291	710	840
A7	3+269	Box 3 x 2	2.56	4235	745	1378
A8	3+618	ARMCO 1500	0.16	312	760	902
A9	3+943	Box 3 x 2	1.68	3270	768	1365
A10	4+565	Box 3 x 2	2.21	3242	792	1410
A11	4+731	Box 2 x 2	0.50	875	804	989
A12	5+155	ARMCO 1500	0.07	252	835	890
A13	5+434	Box 2 x 2	0.17	571	845	926
A14	5+880	ARMCO 1500	0.09	201	865	926
A15	5+970	ARMCO 1500	0.08	256	870	924
A16	6+286	Box 2 x 2	0.53	128	866	972
A17	7+124	Box 2 x 2	1.71	2972	868	1260
A18	7+953	ponte	14.95	7720	885	1625
A19	8+179	fosso	0.10	440	888	923
A20	10+410	ARMCO 1500	0.87	3820	838	1017
A21	10+524	Box 3 x 2	1.80	1650	834	1017
A22	11+065	ARMCO 1500	0.46	1205	828	867
A23	11+715	fosso	0.64	1398	821	875
A24	12+065	Box 2 x 2	1.02	1435	815	1065

Bacino	P.K.	Opera prevista	Area del bacino	Lunghezza dell'asta principale	Elevazione minima	Elevazione massima
			km2	m	m	m
A25	13+187	Box 2x 2	0.56	1033	785	985
A22B	11+116	fosso	5.72	5652	830	1610

4.3 TEMPI DI CONCENTRAZIONE

Per la valutazione delle portate è stata considerata una pioggia con durata pari a quella corrispondente al tempo di corrivazione del bacino stesso (determinata in base alle sue caratteristiche fisiche: pendenza dell'asta media del torrente, quota media del bacino, ecc), ed è stato utilizzato come modello di trasformazione la classica Formula Razionale.

$$Q_c = A \cdot \Phi \cdot h / (3.6 \cdot t_c)$$

dove A = superficie del bacino in Km²; Φ = coefficiente di afflusso; h = altezza di precipitazione in mm corrispondente alla durata critica (t_c) del bacino per assegnato periodo di ritorno T.

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

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

Calcolo del tempo di concentrazione

I tempi di corrivazione dei bacini analizzati sono stati calcolati mediante diverse formule.

Per i bacini maggiori (>10 km²) si è adottata la nota formula di Giandotti

$$t_c = (4\sqrt{A} + 1.5 L) / (0.8 \sqrt{(H_m - H_0)})$$

essendo t_c (ore) il tempo di corrivazione, A (km²) l'area della superficie topografica, L (km) la lunghezza dell'asta principale, H_m (m) l'altitudine media del bacino, H_0 (m) la quota della sezione di chiusura. Si ritiene che questa formula sottostimi t_c nei bacini montani.

Per bacini aventi superficie inferiore a 10 km² sono state utilizzate le seguenti formulazioni:

Ventura (1905): $t_c = 0.127 \sqrt{\frac{A}{p}}$ dove A indica l'area del bacino e p la pendenza media dei suoli dello stesso (m/m);

Pezzoli (1970): $t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{p}}$ dove L indica la lunghezza dell'asta principale e p la pendenza media dei suoli del bacino;

Pasini $T_c = \frac{24 \cdot 0.045 \cdot \sqrt[3]{A \cdot L}}{\sqrt{i \cdot 100}}$ dove A indica l'area del bacino, L indica la lunghezza dell'asta principale e i la pendenza media

Kirpich $t_c = 0.000325 L^{0.77} i^{-0.385}$

Con L lunghezza dell'asta principale e i la pendenza del bacino

I risultati dei calcoli effettuati vengono esposti nella successiva tabella riassuntiva 4.3.1.

A favore di sicurezza, è stato assunto in ogni caso il valore del tempo di concentrazione minore tra tutte le formulazioni sopra esposte.

I valori del tempo di concentrazione ottenuti inferiori a 15' sono stati comunque portati a 15', tenendo conto sia del tempo necessario alla formazione del deflusso in condizioni di saturazione, e sia del fatto che lo stesso sistema dei fossi longitudinali ha un tempo minimo di percorrenza assunto pari a questo valore.

La pioggia lorda è stata depurata dalle perdite attraverso il metodo del Curve Number¹, proposto dal Soil Conservation Service del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti. La formulazione usata permette di ricavare la pioggia netta depurata in base all'espressione:

$$h_{netta} = \frac{(h_{lorda} - I)^2}{(h_{lorda} + S - I)}$$

dove h_{lorda} è la pioggia stimata per assegnata distribuzione di probabilità, S (in mm) rappresenta l'assorbimento del bacino, espresso dalla relazione:

$$S = 254 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

¹U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE – SOIL CONSERVATION SERVICE, *SCS National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology*, pp. 10.1÷24, Washington, D.C., U.S.A., 1972.

ed I è l'assorbimento iniziale, legato empiricamente al parametro S dalla relazione $I_a = 0.2 \cdot S$.

In particolare, il metodo del CN sintetizza le caratteristiche idrologiche di un bacino attraverso un unico parametro CN che definisce la relazione precipitazione–volume di deflusso in bacini idrografici di cui è nota, oltre che la morfologia, la copertura vegetale e il tipo idrologico di suolo.

Il parametro CN, ricavato dall'analisi qualitativa delle carte tematiche, rappresenta la capacità di una porzione di terreno del bacino imbrifero di produrre deflusso ed è stato calcolato sulla base delle caratteristiche geopedologiche e vegetazionali del bacino stesso.

Si è valutato il valore del CN sulla base della carta del suolo del progetto Corine Land Cover.

Il valore CN si ottiene per intersezione delle caratteristiche del suolo (quattro tipi A, B, C, D) a permeabilità decrescente e delle caratteristiche di uso prevalente.

Gruppo A: suoli aventi scarsa potenzialità di deflusso e capacità di infiltrazione, in condizioni di saturazione, molto levata; comprende sabbie profonde, con bassa percentuale di limi e argille molto permeabili.

Gruppo B: suoli aventi moderata potenzialità di deflusso e capacità di infiltrazione, anche in condizioni di saturazione, elevata; comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi rispetto al gruppo A;

Gruppo C: suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta e scarsa capacità di infiltrazione e saturazione; comprende suoli contenenti considerevoli quantità di argille e colloidali.

Gruppo D: Suoli aventi potenzialità di deflusso molto elevate e scarsissima capacità di infiltrazione a saturazione; comprende argille ad elevata capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Nel caso del progetto in esame, si tratta di suoli a formazione carbonatica, con scarsa potenzialità di deflusso (gruppo A). Evidenza della scarsa potenzialità di deflusso è l'assenza di un reticolo ben organizzato, soprattutto nelle zone meno acclivi.

La maggior parte del territorio è ricoperta da boschi e pascoli, ad eccezione delle aree significativamente impermeabilizzate nei centri abitati.

La stima dei valori del Curve Number è stata effettuata sulla base della mappa dell'uso del suolo elaborata nell'ambito del progetto Corine Land Cover 2018; tale progetto ha permesso la restituzione dell'uso del suolo a scala europea su una griglia con maglie di lato pari a 100 metri. La mappa dell'uso del suolo per i bacini tracciati in corografia è rappresentata nella seguente figura 4.3.1.

Il valore del Cn medio – derivante dall'applicazione del CN di uso suolo (per classi di suolo A), è riportato nella tabella 4.3.1; vengono riportati sia il CN II (condizioni intermedie) sia il CN III (condizioni sature). Il valore del CN è stato quindi ulteriormente aumentato adottando un valore minimo di 80; anche in queste condizioni tuttavia (tabella 4.3.1), stante la notevole perdita iniziale insita nel metodo stesso, e la bassa piovosità dell'area, il coefficiente di deflusso equivalente è sempre inferiore al valore di 0,25, che è stato quindi cautelativamente adottato.

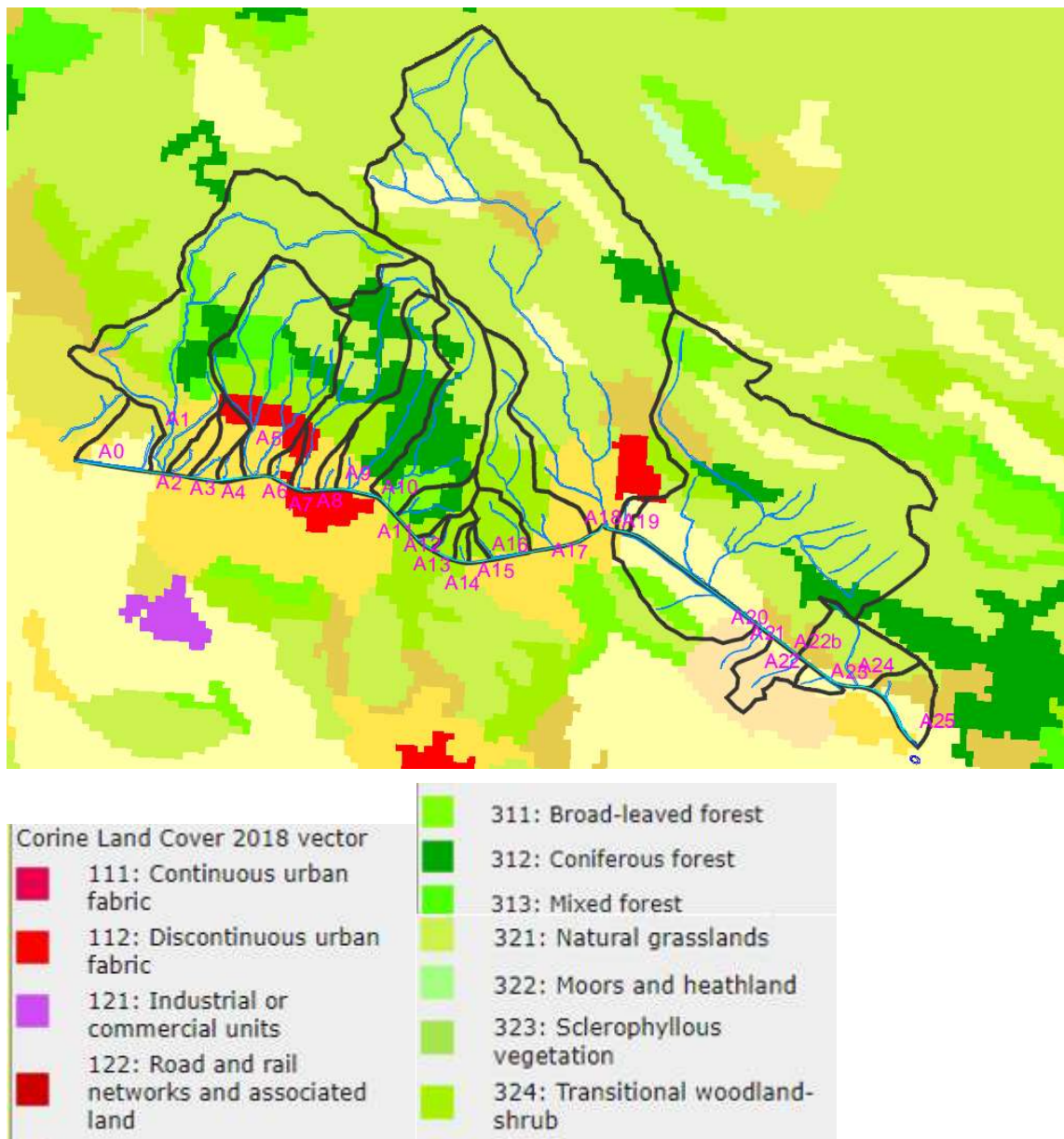


Figura 4.3 – Intersezione della mappa di uso suolo con la corografia dei bacini

Tabella 4.3.1 – Calcolo dei tempi di concentrazione ed intensità di pioggia per tempi di ritorno di 50 e 200 anni

bacino	P.K.	area Foreste; area foreste di conifere	area Terreni a pascolo / praterie	Aree urbane	area Foreste; area foreste di conifere	area Terreni a pascolo / praterie	Aree urbane	CN II medio	CN III medio
	CNII adottato →	45	39	97	45	39	97		
		Km ²	Km ²	Km ²	%	%	%		
A0	recapito inizio lotto	0.00	0.67	0	0%	100%	0%	44.04	64.4
A1	1+368	5.09	0.97	0.00	84%	16%	0%	39	59.5
A2	1+468	0.00	0.25	0.00	0%	100%	0%	44.8	65.1
A3	1+776	0.00	0.30	0.03	0%	90%	10%	39	59.5
A4	2+189	0.00	0.13	0.00	0%	100%	0%	48.26	68.2
A5	2+615	2.55	0.50	0.26	77%	15%	8%	50.02	69.7
A6	2+890	0.00	0.15	0.04	0%	81%	19%	44.28	64.6
A7	3+269	2.25	0.31	0.00	88%	12%	0%	39	59.5
A8	3+618	0.00	0.16	0.00	0%	100%	0%	44.52	64.9
A9	3+943	1.55	0.13	0.00	92%	8%	0%	45	65.3
A10	4+565	2.21	0.00	0.00	100%	0%	0%	45	65.3
A11	4+731	0.50	0.00	0.00	100%	0%	0%	45	65.3
A12	5+155	0.07	0.00	0.00	100%	0%	0%	45	65.3
A13	5+434	0.17	0.00	0.00	100%	0%	0%	45	65.3
A14	5+880	0.09	0.00	0.00	100%	0%	0%	45	65.3
A15	5+970	0.08	0.00	0.00	100%	0%	0%	45	65.3
A16	6+286	0.53	0.00	0.00	100%	0%	0%	43.2	63.6
A17	7+124	1.20	0.51	0.00	70%	30%	0%	47.96	67.9
A18	7+953	10.76	2.99	1.20	72%	20%	8%	45	65.3
A19	8+179	0.10	0.00	0.00	100%	0%	0%	45	65.3
A20	10+410	0.87	0.00	0.00	100%	0%	0%	45	65.3
A21	10+524	1.80	0.00	0.00	100%	0%	0%	45	65.3
A22	12+065	0.46	0.00	0.00	100%	0%	0%	45	65.3
A23	13+187	0.64	0.00	0.00	100%	0%	0%	45	65.3
A24		1.02	0.00	0.00	100%	0%	0%	44.28	64.6
A25	recapito fine lotto	0.50	0.07	0.00	88%	12%	0%	45	65.3

Tabella 4.3.2 – Calcolo dei tempi di concentrazione ed intensità di pioggia per tempi di ritorno di 50 e 200 anni

Nome bacino	Kirpich (paper originario)	Pezzoli (ordinario)	Ventura (ordinaria)	Pasini	Giandotti	valore finale tauc	intensità di pioggia TR = 50 anni – i50	intensità di pioggia TR = 20 anni – i200
	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]	[mm/h]	[h]
A0	0.23	0.28	0.35	0.36	0.84	0.33	66	77
A1	0.75	1.28	1.00	1.22	1.37	1.16	31	36
A2	0.07	0.06	0.13	0.11	0.44	0.25	77	90
A3	0.06	0.05	0.13	0.10	0.43	0.25	77	90
A4	0.05	0.04	0.09	0.08	0.37	0.25	77	90
A5	0.31	0.41	0.54	0.55	0.89	0.50	52	62
A6	0.03	0.02	0.08	0.06	0.33	0.25	77	90
A7	0.42	0.60	0.53	0.62	0.90	0.58	47	57
A8	0.04	0.03	0.07	0.06	0.30	0.25	77	90
A9	0.32	0.42	0.39	0.45	0.73	0.42	57	68
A10	0.31	0.41	0.43	0.48	0.77	0.44	56	66
A11	0.11	0.10	0.19	0.18	0.54	0.25	77	90
A12	0.04	0.03	0.07	0.06	0.35	0.25	77	90
A13	0.09	0.08	0.14	0.13	0.49	0.25	77	90
A14	0.03	0.02	0.07	0.05	0.33	0.25	77	90
A15	0.04	0.03	0.08	0.06	0.36	0.25	77	90
A16	0.01	0.01	0.10	0.05	0.53	0.25	77	90
A17	0.33	0.45	0.46	0.51	0.87	0.47	53	64
A18	0.79	1.37	1.59	1.70	1.76	1.76	24	26
A19	0.09	0.09	0.14	0.14	0.58	0.25	77	90
A20	0.61	0.97	0.55	0.74	1.25	0.75	41	49
A21	0.23	0.27	0.51	0.47	1.02	0.42	57	68
A22	0.29	0.37	0.48	0.49	1.28	0.45	54	73
A23	0.30	0.39	0.52	0.53	1.28	0.48	53	63
A24	0.17	0.19	0.31	0.29	0.69	0.26	75	88
A25	0.13	0.13	0.22	0.21	0.57	0.25	77	90
A22b	0.13	0.13	0.22	0.21	0.57	0.25	77	90

4.4 PORTATE DI PIENA

I valori attesi delle portate di piene, derivanti dall'applicazione della formula razionale, sono riportati nella tabella 4.4.1. Per i soli fossi (senza opere di attraversamento) si fa riferimento alla portata attesa con tempi di ritorno di 100 anni.

Tabella 4.4.1 – Portate di piena e contributi unitari

Bacino	P.K.	Opera prevista	Area del bacino	Coefficiente derivante dall'applicazione del CN (valore 80)	coefficiente adottato	Portata attesa (TR =200 anni; TR = 100 anni per i fossi)	Contributi unitari (coefficienti udometrici)
			km ²			m ³ /s	m ³ /s/km ²
A0	recapito inizio lotto	fosso a recapito esistente	0.67	0.08	0.25	3.07 (Q TR= 100 anni)	4.58
A1	1+368	Box 4 x 2	6.06	0.22	0.25	14.95	2.47
A2	1+468	Box 2 x 2	0.25	0.06	0.25	1.55	6.20
A3	1+776	ARMCO 1500	0.33	0.06	0.25	2.06	6.24
A4	2+189	Box 2 x 2	0.13	0.06	0.25	0.83	6.38
A5	2+615	Box 4 x 2	3.31	0.13	0.25	14.16	4.28
A6	2+890	Box 2 x 2	0.18	0.06	0.25	1.16	6.44
A7	3+269	Box 3 x 2	2.56	0.15	0.25	10.07	3.93
A8	3+618	ARMCO 1500	0.16	0.06	0.25	0.98	6.13
A9	3+943	ponte	1.68	0.11	0.25	7.95	4.73
A10	4+565	Box 3 x 2	2.21	0.12	0.25	10.16	4.60
A11	4+731	Box 2 x 2	0.5	0.06	0.25	3.11	6.22
A12	5+155	ARMCO 1500	0.07	0.06	0.25	0.46	6.57
A13	5+434	Box 2 x 2	0.17	0.06	0.25	1.05	6.18
A14	5+880	ARMCO 1500	0.09	0.06	0.25	0.54	6.00

Bacino	P.K.	Opera prevista	Area del bacino	Coefficiente derivante dall'applicazione del CN (valore 80)	coefficiente adottato	Portata attesa (TR =200 anni; TR = 100 anni per i fossi)	Contributi unitari (coefficienti udometrici)
			km ²			m ³ /s	m ³ /s/km ²
A15	5+970	ARMCO 1500	0.08	0.06	0.25	0.5	6.25
A16	6+286	Box 2 x 2	0.53	0.06	0.25	3.34	6.30
A17	7+124	Box 2 x 2	1.71	0.12	0.25	7.56	4.42
A18	7+953	Ponte	14.95	0.25	0.25	27.18	1.82
A19	8+179	fosso	0.1	0.06	0.25	0.64	6.40
A20	10+410	ARMCO 1500	0.86	0.18	0.25	2.45	2.85
A21	10+524	Box 3 x 2	1.8	0.11	0.25	8.51	4.73
A22	11+065	ARMCO 1500	0.45	0.14	0.25	2.30 (Q TR= 100 anni)	5.11
A23	11+715	fosso	0.64	0.13	0.25	2.81 (Q TR= 100 anni)	4.39
A24	12+065	Box 2 x 2	1.02	0.06	0.25	6.2	6.08
A25	13+187	Box 2x 2	0.56	0.06	0.25	3.54	6.32

5 VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI

5.1 METODOLOGIA DI VERIFICA ALL'IMBOCCO DELLE OPERE

Al fine di determinare in modo cautelativo la capacità idraulica della sezione di progetto dell'opera, si è verificata la capacità della sezione d'imbocco, considerando che in corrispondenza dello stesso possano verificarsi condizioni di passaggio attraverso lo stato critico (transizione da corrente lenta a corrente veloce). In tali condizioni, appare comunque adeguatamente cautelativo fare riferimento alle quote del carico idraulico totale a monte dell'opera stessa, includendo le perdite di carico che possono verificarsi in corrispondenza dell'imbocco stesso.

Per quanto riguarda le determinazioni delle caratteristiche del deflusso in corrispondenza dell'imbocco si è ipotizzato il passaggio attraverso le condizioni critiche, caratterizzate per la sezione generica dall'equazione:

$$\left. \frac{dE}{dh} \right|_{cr} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g\Omega^3} \frac{d\Omega}{dh} = 0$$

- Q portata di progetto (m³/s);
- g = costante di gravità (m/s²);
- Ω = area della sezione bagnata (m²);
- α = Coefficiente di Coriolis

L'equazione precedente può essere risolta numericamente per le sezioni circolari, mentre per quelle rettangolari ci si avvale della formula esplicita:

$$h_{cr} = \left(\frac{\alpha Q^2}{g b^2} \right)^{1/3}$$

Affinché il passaggio avvenga in condizioni critiche, l'energia che ci si deve attendere a monte dell'imbocco deve essere pari all'energia minima per l'attraversamento della sezione chiusa con la portata assegnata (e dunque l'energia in condizioni critiche), data da

$$E_{cr} = h_{cr} + \frac{\alpha Q^2}{2g\Omega_{cr}^2}$$

L'innalzamento del livello idrico all'imbocco non potrà in ogni caso superare dunque il valore ottenuto di tale energia, a meno delle perdite di carico all'imbocco (generalmente rappresentate da una modesta aliquota dell'altezza cinetica, in quanto la corrente è accelerata). Si è adottato per le perdite di carico all'imbocco un'altezza pari al 20% dell'altezza cinetica nelle condizioni critiche h_{cr} .

Il funzionamento a superficie libera è garantito nel caso in cui l'energia e monte dell'opera non superi 1,5 volte l'altezza del tombino, ossia $E' \leq 1,5D$

Si è ritenuto tuttavia di operare in modo più cautelativo, imponendo che la capacità della sezione di imbocco sia verificata se il riempimento r calcolato come segue

$$r = \frac{E'}{D}$$

con E' carico idraulico a monte dell'imbocco, e D è l'altezza totale dell'opera, non sia superiore al 90%. Si è in ogni caso assicurato un franco libero di 0,5 metri rispetto al valore della superficie libera, considerata la maggiore delle due:

- altezza critica
- altezza di moto uniforme (punto successivo)

I tombini previsti sono tutti di nuova realizzazione (non sono previsti prolungamenti).

5.2 RISULTATI DELLA VERIFICA ALL'IMBOCCO

Per ciascuna opera vengono definiti:

- i bacini contribuenti
- le caratteristiche dell'opera di attraversamento
- le portate di calcolo con tempo di ritorno di 200 anni
- l'altezza critica
- il carico idraulico all'imbocco e il relativo riempimento

Tabella 5.2.1 – risultati della verifica all'imbocco

Nome bacino	Km	Opera di progetto	altezza critica	carico critico	Carico all'imbocco (inlet control)	rapporto all'imbocco
			[m]	[m]	[m]	
A1	1+368	Box 4 x 2	1.13	1.69	1.80	90%
A2	1+468	Box 2 x 2	0.39	0.59	0.63	32%
A3	1+776	ARMCO 1500	0.73	1.06	1.09	73%
A4	2+189	Box 2 x 2	0.26	0.39	0.41	21%
A5	2+615	Box 4 x 2	1.08	1.63	1.74	87%
A6	2+890	Box 2 x 2	0.32	0.49	0.52	26%

A7	3+269	Box 3 x 2	1.05	1.57	1.68	84%
A8	3+618	ARMCO 1500	0.51	0.68	0.69	46%
A9	3+943	Box 3 x 2	0.89	1.34	1.43	72%
A10	4+565	Box 3 x 2	1.05	1.58	1.69	84%
A11	4+731	Box 2 x 2	0.63	0.94	1.00	50%
A12	5+155	ARMCO 1500	0.35	0.43	0.44	29%
A13	5+434	Box 2 x 2	0.30	0.45	0.49	24%
A14	5+880	ARMCO 1500	0.38	0.47	0.48	32%
A15	5+970	ARMCO 1500	0.36	0.45	0.46	31%
A16	6+286	Box 2 x 2	0.66	0.99	1.05	53%
A17	7+124	Box 2 x 2	0.71	1.07	1.14	57%
A19	8+179	ARMCO 1500	0.41	0.53	0.54	36%
A20	10+410	ARMCO 1500	0.88	1.32	1.37	90%
A21	10+524	Box 3 x 2	0.94	1.40	1.50	75%
A22	11+065	ARMCO 1500	0.77	1.13	1.17	78%
A24	12+065	Box 2 x 2	0.99	1.49	1.59	79%
A25	13+187	Box 2 x 2	0.68	1.03	1.09	55%

5.3 VERIFICA DI MOTO UNIFORME

Le condizioni di moto uniforme sono utili alla determinazione dei tiranti e delle velocità che sono da attendersi nel caso la canna dell'opera abbia sufficiente lunghezza da permettere l'instaurarsi di un regime di condizioni uniformi. Tali verifiche sono state utilizzate per determinare in modo congiunto dimensioni trasversali e pendenze longitudinali dell'opera di modo da contenere le velocità all'interno dei tombini. Tali velocità sono state limitate a 5 m/s in considerazione della resistenza e durabilità dei materiali e all'azione abrasiva dell'acqua e del materiale trasportato in sospensione e sul fondo.

Le verifiche sono state effettuate considerando la formula di Chezy:

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

nella quale:

A è l'area della sezione bagnata (m²)

R è il raggio idraulico (m)

i la pendenza di progetto (m/m)

K il coefficiente di scabrezza, per il quale è stata utilizzata l'espressione alla Manning:

$K = R^{1/6}/n$, per la quale è stato utilizzato il valore di 0,025 sm^{-1/3}

La soluzione in forma implicita dell'equazione di Chezy fornisce i valori di tirante e velocità una volta assegnate per tentativo la geometria della sezione e la pendenza longitudinale dell'opera.

I risultati sono espressi nella successiva tabella ove sono indicati:

- i bacini contribuenti
- le caratteristiche dell'opera di attraversamento
- le portate di calcolo con tempo di ritorno di 200 anni
- l'altezza di moto uniforme
- il grado di riempimento in moto uniforme
- la velocità di moto uniforme
- il franco idraulico.

Tabelle 5.3.1 – verifiche di moto uniforme

Nome bacino	Km	Opera di progetto	<i>altezza moto uniforme</i>	<i>rapporto moto uniforme</i>	<i>velocità moto uniforme</i>
			[m]	[m]	[m/s]
A1	1+368	Box 4 x 2	1.15	58%	3.25
A2	1+468	Box 2 x 2	0.43	22%	1.80
A3	1+776	ARMCO 1500	0.69	46%	2.58
A4	2+189	Box 2 x 2	0.28	14%	1.46
A5	2+615	Box 4 x 2	1.11	55%	3.19
A6	2+890	Box 2 x 2	0.35	18%	1.63
A7	3+269	Box 3 x 2	1.13	56%	2.98
A8	3+618	ARMCO 1500	0.46	31%	2.12
A9	3+943	Box 3 x 2	0.95	48%	2.79
A10	4+565	Box 3 x 2	1.13	57%	2.99
A11	4+731	Box 2 x 2	0.70	35%	2.21
A12	5+155	ARMCO 1500	0.31	21%	1.73
A13	5+434	Box 2 x 2	0.33	17%	1.58
A14	5+880	ARMCO 1500	0.34	22%	1.81
A15	5+970	ARMCO 1500	0.32	22%	1.78
A16	6+286	Box 2 x 2	0.74	37%	2.26
A17	7+124	Box 2 x 2	0.81	40%	2.34
A19	8+179	ARMCO 1500	0.37	25%	1.90
A20	10+410	ARMCO 1500	0.86	58%	2.81
A21	10+524	Box 3 x 2	1.00	50%	2.84
A22	11+065	ARMCO 1500	0.74	49%	2.65

A24	12+065	Box 2 x 2	1.17	59%	2.65
A25	13+187	Box 2 x 2	0.77	39%	2.30

6 VERIFICA IDRAULICA IN MOTO PERMANENTE ATTRAVERSAMENTO A 18

6.1 SCHEMA MODELLISTICO

L'analisi degli attraversamenti principali è stata effettuata con un modello idraulico monodimensionale in condizioni di moto permanente utilizzando il codice River Analysis System messo a punto dall'Hydrologic Engineering Corp (HEC-RAS) negli Stati Uniti.

Il codice HEC-RAS è un modello progettato per il calcolo idraulico in simulazione monodimensionale di una rete di canali naturali e/o artificiali. Le principali potenzialità di HEC-RAS riguardano:

- il calcolo di profili di corrente gradualmente variata in condizioni stazionarie (steady flow water surface profiles), per corrente lenta, veloce o mista (lenta e veloce);
- la simulazione di flussi di piena in condizioni non stazionarie per regimi in corrente lenta.

In quanto segue, per brevità, si riferisce solo delle procedure di calcolo principali adottate nel codice HEC-RAS in condizioni di moto stazionario, rinviando per maggiori ragguagli sulle basi teoriche e sulla costruzione dei processi di simulazione, ai relativi manuali.

6.2 MODELLO MATEMATICO

Il calcolo del profilo di corrente in condizioni di moto permanente fra due sezioni successive è effettuato da HEC-RAS mediante la soluzione dell'equazione dell'energia, attraverso un processo iterativo denominato standard step method. Indicate con 1, 2 rispettivamente le sezioni di monte e di valle, l'equazione dell'energia è scritta nella seguente forma:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2g} + h_e \quad (3.1)$$

dove:

Y_1, Y_2 sono il tirante idrico;

Z_1, Z_2 sono le quote topografiche;

V_1, V_2 sono le velocità medie (portata totale / area di flusso totale);

α_1, α_2 sono i coefficienti di ragguaglio delle altezze cinetiche;

g è l'accelerazione di gravità;

h_e è la perdita di carico totale nel tratto;

Le perdite di carico fra due sezioni successive, h_e , sono comprensive delle perdite continue dovute all'attrito e di quelle dovute all'espansione e contrazione della vena e sono così rappresentabili:

$$h_e = L \cdot \overline{S}_f + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2g} \right| \quad (3.2)$$

con

L lunghezza del tratto mediata sulle portate;

\overline{S}_f cadente della linea dei carichi totali;

C coefficiente di espansione/contrazione.

Il codice HEC-RAS suddivide l'area interessata al moto in tre zone principali perpetuando la convenzione introdotta con HEC-2: zona golenale sinistra (left overbank, lob), alveo ordinario (channel, ch), zona golenale di destra (right overbank, rob). Per tener conto dell'andamento curvilineo dell'asse, la distanza di calcolo tra due sezioni viene ponderata rispetto alla frazione di portata che fluisce rispettivamente in golena sinistra (lob), nel canale ordinario (ch) e nella golena destra (rob). La lunghezza mediata del tratto L è calcolata quindi nel seguente modo:

$$L = \frac{L_{lob} \cdot \overline{Q}_{lob} + L_{ch} \cdot \overline{Q}_{ch} + L_{rob} \cdot \overline{Q}_{rob}}{\overline{Q}_{lob} + \overline{Q}_{ch} + \overline{Q}_{rob}} \quad (3.3)$$

con

L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} lunghezze del tratto relative rispettivamente all'area golenale sinistra (*lob*), al canale principale (*ch*) e all'area golenale destra (*rob*);

$\overline{Q}_{lob}, \overline{Q}_{ch}, \overline{Q}_{rob}$ portate medie attraverso la sezione rispettivamente in golena sinistra, canale principale e golena destra.

La determinazione della conveyance (conduttanza idraulica) della sezione e del coefficiente α di ragguglio delle altezze cinetiche richiede di norma una maggior suddivisione del flusso in porzioni di sezione all'interno delle quali la velocità possa ritenersi uniformemente distribuita. Nelle zone golenali, l'approccio usato da HEC-RAS (o meglio l'approccio di default, ma il programma ne contempla anche altri di carattere opzionale) consiste nell' assumere come base della suddivisione linee verticali, in corrispondenza dei punti di discontinuità nel valore della scabrezza n . La valutazione della conveyance per ogni elemento viene quindi effettuata con la formula di Manning scritta per unità di misura del sistema internazionale:

$$Q = K \cdot S_f^{1/2}$$

$$K = \frac{I}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \quad (3.4)$$

con i parametri:

K = conveyance (conduttanza idraulica per unità di pendenza longitudinale) (m^3/s)

n = coefficiente di scabrezza di Manning ($m^{-1/3}s$)

A = area di flusso (m^2)

R = raggio idraulico (m)

tutti riferiti alla singola porzione di flusso. Le conveyance parziali di ogni area golenale vengono quindi sommate per ottenere infine i due valori di conveyance relativi rispettivamente alla golena destra e sinistra. Di norma, il canale principale è invece trattato come un unico elemento dotato di un solo valore di conveyance. Il valore finale unico di K per l'intera sezione è ottenuto come somma dei tre contributi parziali (lob, ch, rob).

Per ciò che concerne invece il coefficiente di ragguglio α , poiché HEC-RAS consente la simulazione di soli profili di corrente 1-D, ad ogni sezione resterà associata una sola superficie libera e di conseguenza una sola altezza cinetica. Pertanto, per un dato valore del tirante idrico nella sezione, l'altezza cinetica viene calcolata come un valor medio pesato sulla portata fra quelli associati alle tre sottosezioni: golena sinistra, canale, golena destra. In pratica l'altezza cinetica è calcolata mediante la seguente relazione generale:

$$\alpha \cdot \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot \left(\frac{V_i^2}{2g} \right)}{Q_{tot}} \quad (3.5)$$

da cui α risulta:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot V_i^2}{Q \cdot \bar{V}^2} \quad (3.5.1)$$

Il programma considera, riguardo alle perdite di carico concentrate, una contrazione ogni volta che l'altezza cinetica della sezione di monte risulta maggiore di quella della sezione più a valle, viceversa per l'espansione.

La modalità attraverso cui il programma calcola per ogni sezione il valore incognito dell'altezza della superficie libera, a partire da dati geometrici e di portata assegnati in input, è costituita da una soluzione iterativa delle equazioni dell'energia e delle perdite di carico. La procedura di calcolo consiste, più in dettaglio, nei seguenti passi:

1 scelta di un valore di primo tentativo per la quota della superficie libera (WS_1 , water surface) in corrispondenza della sezione di monte, per correnti lente, o di valle, per correnti veloci;

2 calcolo, a partire dal valore assunto al passo 1, dei corrispondenti valori di conveyance totale e di altezza cinetica;

3 stima di \bar{S}_f e soluzione dell'equazione delle perdite di carico per il calcolo delle perdite di carico totali h_e ;

4 soluzione, a partire dai valori ottenuti al passo 2 e 3, dell'equazione dell'energia per il calcolo della superficie libera WS_2 ;

5 confronto fra il valore di WS_2 calcolato ed il valore assunto al passo 1 e reiterazione dei passi 1-5 fino al raggiungimento della convergenza, definita per default da una differenza fra i due valori inferiore a 0,003 m (o qualsiasi altra tolleranza definibile dall'utente).

La scelta del valore dell'altezza della superficie libera di partenza viene effettuata con metodi che variano fra la prima e le successive iterazioni: per il primo tentativo si adotta un valore ottenuto dalla proiezione dell'altezza calcolata alla sezione precedente; alla seconda iterazione il valore di primo tentativo viene incrementato del 70% dell'errore ($WS_{calcolata} - WS_{assunta}$) relativo al primo step; infine il terzo tentativo e seguenti sono basati sul metodo "secante", che proietta il valore della differenza fra quota calcolata e quota assunta ai due tentativi precedenti, secondo la relazione:

$$WS_i = WS_{i-2} - Err_{i-2} \cdot \frac{Err_{ass}}{Err_{dif}} \quad (3.6)$$

con

WS_i = valore di WS assunto al passo i-esimo

WS_{i-1} = valore di WS assunto nella (i-1)-esima iterazione

WS_{i-2} = valore di WS assunto nella (i-2)-esima iterazione

Err_{i-2} = errore relativo alle due iterazioni precedenti ($WS_{calcolato, i-2} - WS_{i-2}$);

Err_{ass} = $WS_{i-2} - WS_{i-1}$;

Err_{dif} = $WS_{i-1} - WS_{calcolato, i-1} + Err_{i-2}$

La variazione di WS fra un tentativo e il successivo è vincolata ad un massimo di $\pm 50\%$ del valore assunto allo step precedente. Il numero massimo delle iterazioni risulta comunque limitato (per default pari a 20) e nel corso di esse il programma tiene traccia del valore di WS che produce il minimo errore fra valore assunto e valore calcolato, indicato come "superficie libera di minimo errore". Qualora il massimo delle iterazioni venga eguagliato prima del raggiunto bilanciamento, il programma calcola l'altezza critica e verifica se l'errore associato alla superficie libera di minimo errore è inferiore ad una prefissata tolleranza. Se questo accade e

se tale superficie è ben posta rispetto all'altezza critica calcolata (ovvero è maggiore dell'altezza critica per corrente lenta e minore per corrente veloce), allora il programma assume proprio tale valore come risposta finale del processo iterativo, altrimenti adotta l'altezza critica, producendo in entrambi i casi una nota informativa. L'incapacità di bilanciare l'equazione dell'energia entro il dato numero di iterazioni è generalmente da imputarsi ad un inadeguato numero di sezioni. L'altezza critica viene assunta anche ogniqualvolta la superficie libera calcolata risulta "mal posta" rispetto ad essa, ovvero quando risulta al di sotto dell'altezza critica per correnti lente e al di sopra per correnti veloci. HEC-RAS calcola l'altezza critica mediante un processo iterativo in cui viene assunto un valore di WS cui corrisponde il valore minimo del carico totale H .

I metodi impiegati per sviluppare tale processo sono due: il metodo "parabolico" ed il metodo "secante". Il primo risulta più veloce a livello computazionale, ma in grado di localizzare un solo punto di minimo. Dal momento che per la maggior parte delle sezioni esiste un solo minimo del carico totale, il metodo parabolico rappresenta il metodo di default di HEC-RAS, riservandosi il programma la facoltà di passare al metodo secante qualora il primo non converga.

Il passaggio attraverso l'altezza critica rende tuttavia inapplicabile l'equazione dell'energia, la quale si basa sull'ipotesi di condizioni di flusso gradualmente variato.

Tutti i fenomeni che producono una transizione corrente lenta - corrente veloce e viceversa, quali variazioni di pendenza, costrizioni associate alla presenza di un ponte, confluenze, ecc., sono quindi affrontati da HEC-RAS col ricorso all'equazione dei momenti.

La forma generale dell'equazione dei momenti applicata alla porzione di flusso compresa fra due sezioni 1 e 2 è la seguente:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \quad (3.7)$$

dove:

$P_{1,2}$ = spinta idrostatica in corrispondenza delle sezioni 1 e 2

W_x = componente della forza peso nella direzione di moto

F_f = forza resistente dovuta all'attrito

Q = portata

ρ = densità dell'acqua

ΔV_x = variazione di velocità fra le sezioni 1 e 2 nella direzione di moto

Esplicitando i vari termini si ottiene la forma funzionale dell'equazione dei momenti utilizzata dal programma:

$$\frac{\beta_2 \cdot Q_2^2}{g \cdot A_2} + A_2 \cdot \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot \bar{S}_f = \frac{\beta_1 \cdot Q_1^2}{g \cdot A_1} + A_1 \cdot \bar{Y}_1 \quad (3.8)$$

con

$A_{1,2}$ = area bagnata relativa alle sezioni 1 e 2;

L = distanza fra le sezioni 1 e 2 misurata lungo la direzione x ;

$\beta_{1,2}$ = coefficiente di ragguglio che tiene conto delle variazioni nella distribuzione della velocità in canali irregolari (permette di modellare il problema in termini dei valori medi di V);

S_0 = pendenza del canale;

$\overline{S_f}$ = cadente della linea dei carichi totali;

L'equazione precedente si specifica poi ulteriormente per l'analisi di particolari condizioni idrauliche quali confluente, ponti, ecc.

Un'ultima considerazione deve essere rivolta alle procedure disponibili in HEC-RAS per la modellazione idraulica dei ponti. HEC-RAS dispone di un'ampia serie di routine per l'analisi del flusso attraverso ponti. Senza entrare nel dettaglio e rimandando per maggiori raggugli ai manuali tecnici, si richiamano brevemente i principali metodi a disposizione. HEC-RAS è in grado di modellare situazioni di flusso così definite:

- *low flow*: si verifica quando il flusso che attraversa il ponte avviene come in un canale aperto, con la superficie libera al di sotto del punto più alto dell'intradosso del ponte. I metodi di calcolo utilizzabili sono: equazione dell'energia, equazione dei momenti, metodo di Yarnell e metodo WSPRO.
- *weir flow*: si innesca quando la superficie libera raggiunge la quota di estradosso del ponte. Vengono applicate nel calcolo le classiche equazioni delle luci a stramazzo;
- *pressure flow*: si verifica quando la superficie libera supera la quota di intradosso del ponte. HEC-RAS assume nel calcolo l'equazione più appropriata tra quelle disponibili per descrivere il flusso attraverso la luce del ponte.
- *high flow*: si verifica quando il ponte risulta fortemente sommerso; il programma in questo caso applica automaticamente l'equazione dell'energia.

6.3 CALCOLO DELLA CADENTE MEDIA

Le perdite di carico continue vengono valutate come prodotto tra il valore medio della pendenza della linea dei carichi totali tra due sezioni contigue, $\overline{S_f}$, e l'interasse, L , tra le due sezioni. In corrispondenza di una sezione, la cadente $\overline{S_f}$, detta anche pendenza d'attrito, viene valutata con l'equazione di Manning, tarata in condizioni di moto uniforme:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (3.9)$$

Il programma HEC-RAS implementa quattro modalità distinte per valutare la pendenza d'attrito media \bar{S}_f :

- media della *conveyance* valutate nelle sezioni 1, 2, con $S_f = \bar{S}_f$

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (3.10)$$

- media aritmetica della pendenza d'attrito S_f valutata in 1,2:

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f,1} + S_{f,2}}{2} \quad (3.11)$$

- media geometrica della pendenza d'attrito S_f valutata in 1,2:

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f,1} \cdot S_{f,2}} \quad (3.12)$$

- media armonica della pendenza d'attrito S_f valutata in 1,2:

$$\bar{S}_f = \frac{2S_{f,1} \cdot S_{f,2}}{S_{f,1} + S_{f,2}} \quad (3.13)$$

Il programma utilizza per default la prima delle quattro opzioni proposte, a meno di indicazioni diverse specificate nel file input. Il programma offre una quinta opzione che consente la selezione automatica della formula più idonea tra quelle illustrate in funzione del regime della corrente come indicato nella tabella 6.3.1.

Tabella 6.3.1 - HEC-RAS: Criteri di scelta dell'equazione per la pendenza d'attrito media.

Tipo di profilo	La S_f nella sezione corrente è più grande che non in quella precedente?	Equazione impiegata
Corrente lenta	Si	Media aritmetica
Corrente lenta	No	Media armonica
Corrente veloce	Si	Media aritmetica

Corrente veloce	No	Media geometrica
-----------------	----	------------------

6.4 CONDIZIONI AL CONTORNO

Per quanto riguarda la scabrezza alla Manning, si sono utilizzati i valori di $0,04 \text{ sm}^{-1/3}$ in alveo e $0,06 \text{ sm}^{-1/3}$ in golena; i valori possono essere considerati ampiamente cautelativi.

Inoltre, date le condizioni di pendenza, si è utilizzata come condizione al contorno la condizione critica sia a monte sia a valle del tratto simulato.

6.5 RISULTATI DELLA SIMULAZIONE

I risultati della simulazione condotta per un tempo di ritorno di 200 anni hanno mostrato quanto segue:

- Il livello di piena atteso è posto ad una quota assoluta di 879,46 mentre la quota minima dell'impalcato è a circa 882,7 metri
- La piena di progetto è contenuta all'interno dell'alveo attuale, e l'attraversamento avviene con un franco dell'intradosso rispetto alla massima elevazione della superficie idrica di oltre 3 metri, decisamente superiore al franco di legge individuato dalle NTC 2018 (1,5 metri)
- Non si hanno variazioni dell'altezza idrica rispetto alle condizioni ante operam
- Le spalle non sono interessate dalla piena di progetto
- Non si ha interazione tra la piena e le nuove strutture
- Non si hanno variazioni dell'area di esondazione attesa, né della capacità di laminazione del corso d'acqua nel tratto interessato dalla realizzazione dell'intervento
- Nel tratto in oggetto le condizioni di corrente sono subcritiche

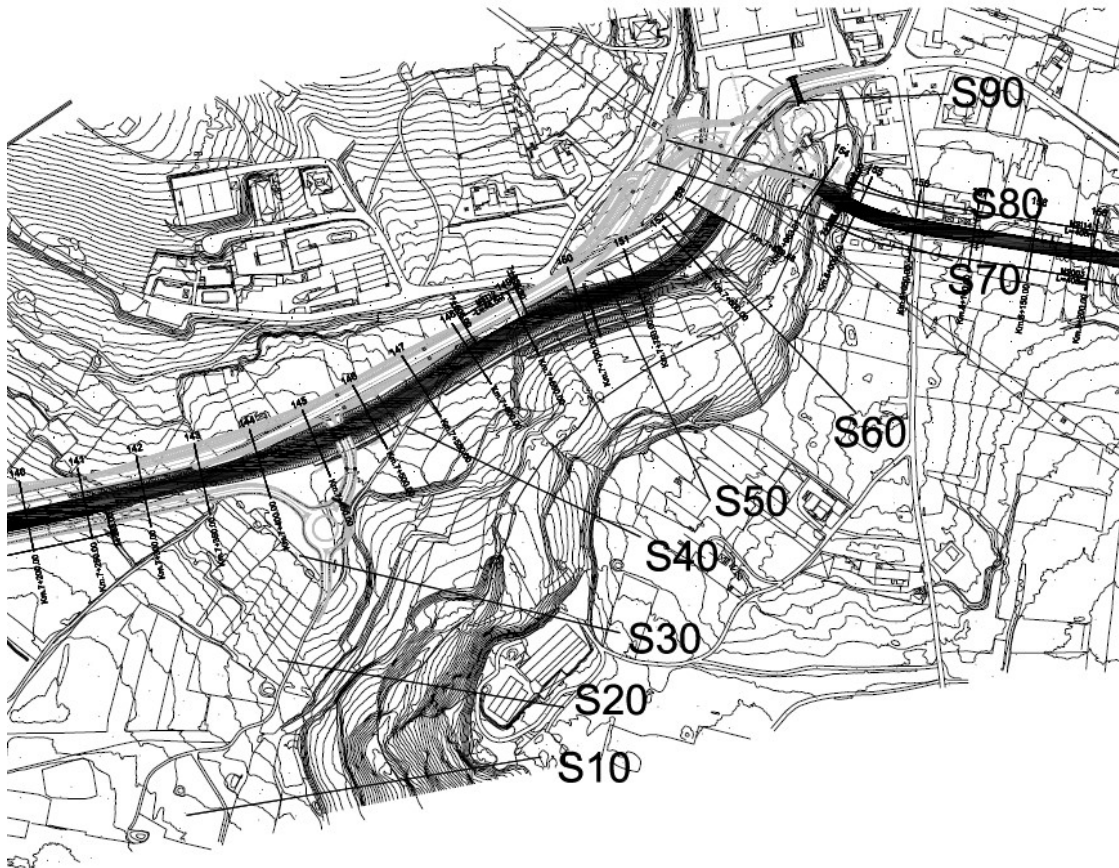


Figura 6.5.1 – Sketch planimetrico delle sezioni del modello

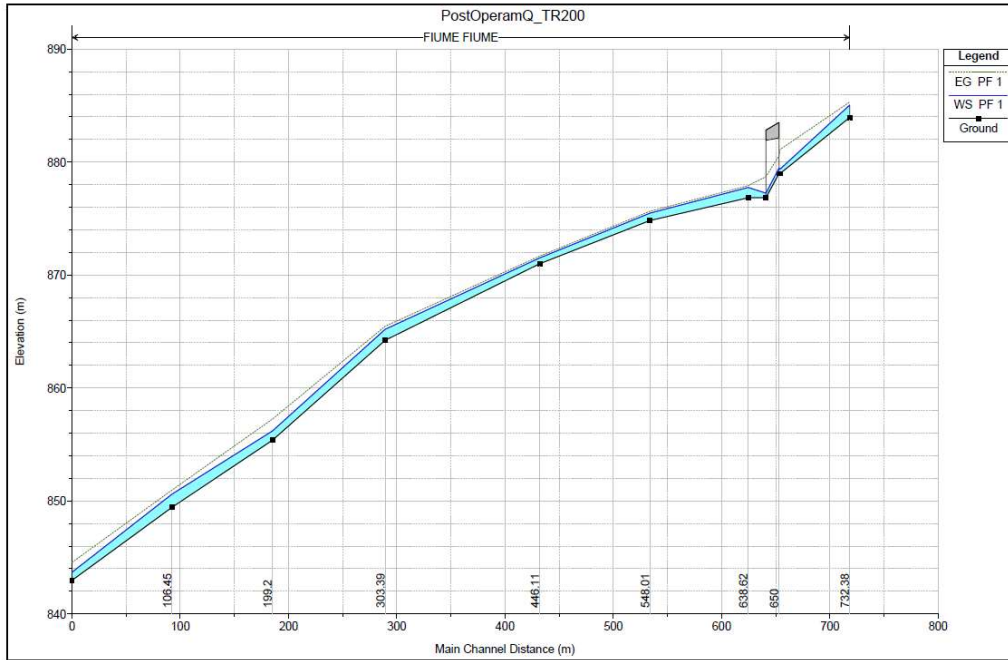


Figura 6.5.2 – Profilo della piena di progetto con posizionamento dell'opera di attraversamento

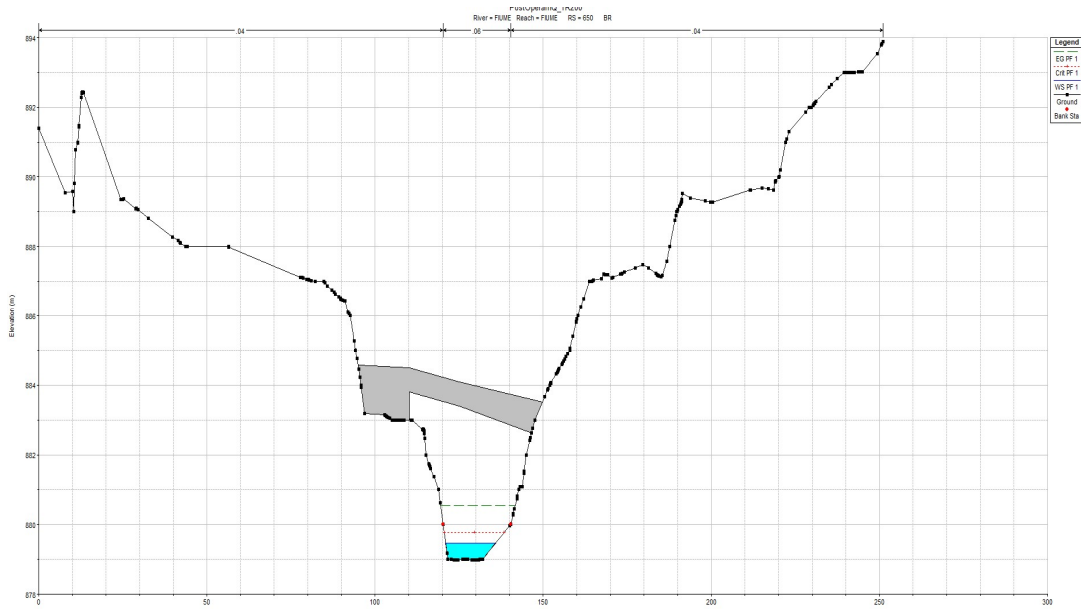


Figura 6.5.3 – Sezione di attraversamento (upstream)

Tabella 6.5.1 – caratteristiche idrauliche del deflusso in corrispondenza dell'attraversamento A18

River Sta	Profile	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Froude # Chl
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	
732.38	PF 1	883.95	885.05	885.05	885.31	0.022905	2.44	12.26	0.79
668.08	PF 1	878.98	879.37	879.77	881.11	0.545955	5.84	4.62	3.25
650									
638.62	PF 1	876.84	877.75	877.57	877.91	0.018423	1.78	15.21	0.67
548.01	PF 1	874.83	875.48	875.44	875.65	0.03567	1.83	14.77	0.88
446.11	PF 1	871	871.52	871.5	871.67	0.042833	1.76	15.34	0.93
303.39	PF 1	864.22	865.2	865.2	865.47	0.043951	2.31	11.68	1
199.2	PF 1	855.37	856.2	856.52	857.25	0.168293	4.54	5.95	1.95
106.45	PF 1	849.43	850.6	850.6	850.97	0.041083	2.68	10.06	1.01
14.09	PF 1	842.97	843.69	843.96	844.56	0.138269	4.14	6.52	1.77

7 SISTEMA DI DRENAGGIO

7.1 DIMENSIONAMENTO DEI FOSSI DI GUARDIA

I fossi di guardia costituiscono elementi di trasporto delle acque raccolte dagli elementi superficiali e dalle acque esterne al corpo stradale.

Le acque di piattaforma vengono convogliate ai fossi per mezzo di embrici o tramite collettori di scarico. In alcuni casi anche le cunette presenti nei tratti in trincea vengono fatte scaricare nei fossi di guardia al termine dei tratti in trincea stessi.

I fossi longitudinali hanno tuttavia anche il compito di proteggere la sede stradale dalle acque di versante esterne alla sede, recapitandola agli attraversamenti più vicini (tombini o fossi di recapito).

I fossi corrono longitudinalmente in adiacenza al tracciato di progetto, e sono utilizzati sia quando la sezione stradale è in rilevato sia quando è in trincea.

Nel primo caso il fosso è posto al piede del rilevato e la sua funzione è quella di raccogliere le acque che ruscellano sulla scarpata del rilevato stesso tramite embrici o per il tramite di collettori.

In trincea i fossi ricevono unicamente i contributi delle acque di versante.

Il tempo di ritorno di progetto per tutti fossi è di 50 anni.

I fossi sono previsti in calcestruzzo nei tratti più pendenti, in terra con rivestimento in geostuoia nei tratti in cui le pendenze non fanno prevedere la possibile erosione del fondo e delle scarpate (<5%)

La stima della portata massima esitabile è stata effettuata con la legge di Chèzy:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} j^{1/2}$$

con:

$n = 0,02$ coefficiente di scabrezza di Manning $\text{sm}^{-1/3}$ (pari a Gauckler-strickler 50);

A Area bagnata (m^2);

C Contorno bagnato (m);

R Raggio idraulico (m);

j = pendenza longitudinale.

La portata specifica dell'elemento risulta:

$$Q_{SP} = \frac{1}{n} AR^{2/3} =$$

Nella tabella sottostante sono riportati i dati idraulici per i tre tipi di fosso

Le tipologie di fossi utilizzati sono:

- F0, profondità 0,3 metri, larghezza alla base 0,3 metri, sponde 1:1
- F1, profondità 0,5 metri, larghezza alla base 0,5 metri, sponde 1:1
- F2, profondità 0,5 metri, larghezza alla base 1metri, sponde 1:1

Tutti i fossi previsti sono in calcestruzzo nei tratti più pendenti o dove sono maggiori i contributi di portata; sono previsti in geostuoia dove le pendenze non eccedono il 5% e per i piccoli fossi sul lato di valle della strada (che non raccolgono quindi le acque di versante).

La determinazione delle portate specifiche per i fossi di progetto è indicata nella tabella seguente:

Tabella 7.1.1 – Caratteristiche dei fossi di guardia

Denominazione fosso	h x b x h	A	p	R	Q
	Dimensioni	area sezione bagnata	perimetro	raggio idraulico	portata specifica
	cm	m ²	m	m	m ³ /s
Fosso F0	30 30 30	0.18	1.14	0.157	2.63
Fosso F1	50 50 50	0.36	1.63	0.221	6.58
Fosso F2	50 100 50	1.44	3.26	0.442	41.76

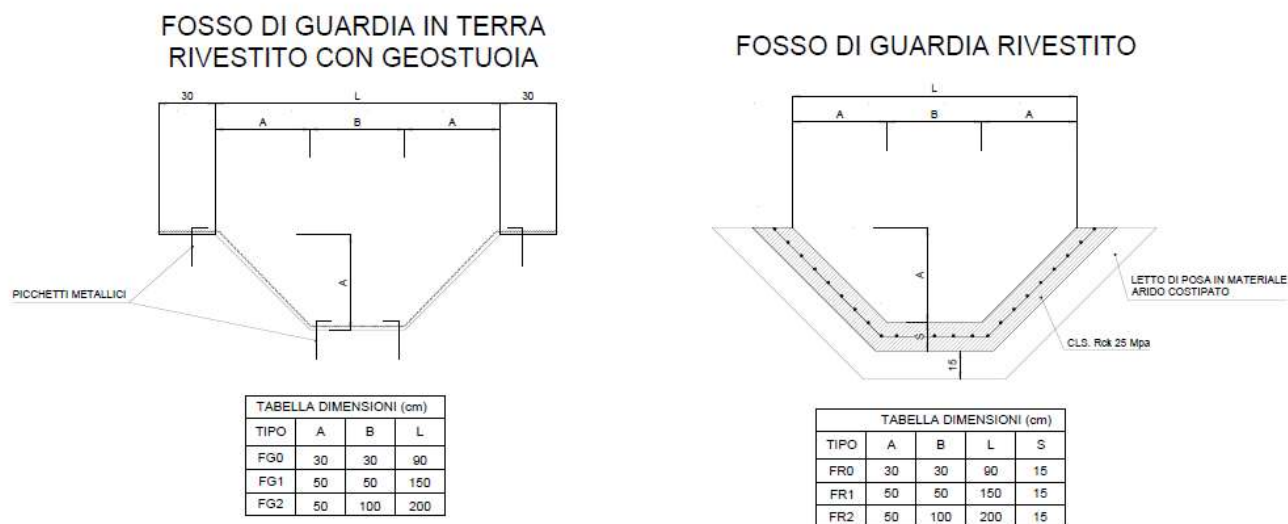


Figura 7.1.1 – Tipologie di fossi di guardia utilizzati

Nella tabella successiva sono indicate le caratteristiche idrologiche per il calcolo della portata afferente a ciascun fosso:

- identificativo del fosso
- bacino contribuente
- area drenata
- lunghezza dell'asta principale
- quote minime e massime del bacino
- pendenza
- stima del tempo di concentrazione
- intensità di pioggia
- portata attesa (tempo di ritorno di 50 anni)

Per il calcolo della portata di piena attesa su ciascun fosso si è ipotizzata una fascia laterale contribuente al fosso stesso pari a 100 metri per il lato di monte (quello che riceve le portate dei bacini) e di 50 metri per quello posto a valle, oltre al contributo delle acque di piattaforma.

Tabella 7.1.2 – Fosso di guardia lato nord (sinistra con PK crescenti)

da PK	a PK	lato	area	Portata attesa	pendenza minima	fosso	Portata esitata	livello di riempimento
m	m		m2	m3/s	m/m		m3/s	%
150	1368	monte	194880	0.87	0.03	F1	1.140	77%
1368	1468	monte	16000	0.07	0.02	F1	0.931	8%
1468	1776	monte	49280	0.22	0.02	F1	0.931	24%
1776	2189	monte	66080	0.30	0.02	F1	0.931	32%
2189	2615	monte	68160	0.31	0.01	F1	0.658	46%
2615	2869	monte	40640	0.18	0.01	F1	0.658	28%
2869	3100	monte	36960	0.17	0.02	F1	0.931	18%
3150	3269	monte	19040	0.09	0.02	F1	0.931	9%
3440	3618	monte	28480	0.13	0.02	F0	0.372	34%
3618	3750	monte	21120	0.09	0.01	F1	0.658	14%
3750	3943	monte	30880	0.14	0.01	F1	0.658	21%
4030	4290	monte	41600	0.19	0.02	F1	0.931	20%
4290	4400	monte	17600	0.08	0.01	F1	0.658	12%
4400	4565	monte	26400	0.12	0.02	F1	0.931	13%
4565	4731	monte	26560	0.12	0.02	F1	0.931	13%
4731	5120	monte	62240	0.28	0.01	F1	0.658	42%
5185	5400	monte	34400	0.15	0.01	F1	0.658	23%
5400	5650	monte	40000	0.18	0.01	F1	0.658	27%
5650	5700	monte	8000	0.04	0.01	F0	0.263	14%
5700	5880	monte	28800	0.13	0.03	F0	0.456	28%
5880	6050	monte	27200	0.12	0.01	F1	0.658	19%
6050	6286	monte	37760	0.17	0.03	F1	1.140	15%
6286	7124	monte	134080	0.60	0.02	F1	0.931	65%
7124	7839	monte	114400	0.51	0.01	F1	0.658	78%
7839	7963	monte	19840	0.09	0.01	F1	0.658	14%
8450	11900	monte	552000	2.99	0.01	F2	4.176	72%
12150	12950	monte	128000	0.57	0.02	F1	0.931	62%

Tabella 7.1.3 – Fosso di guardia lato sud (destra con PK crescenti)

da PK	a PK	lato	area	Portata attesa	pendenza minima	fosso	Portata esitata	livello di riempimento
m	m		m2	m3/s	m/m		m3/s	%
150	750	monte	96000	0.62	0.03	F1	1.140	55%
750	1368	valle	43260	0.19	0.03	F0	0.456	43%
1368	1468	valle	7000	0.03	0.02	F1	0.931	3%
1468	1776	valle	21560	0.10	0.02	F1	0.931	10%
1776	2189	valle	28910	0.13	0.02	F1	0.931	14%
2189	2615	valle	29820	0.13	0.01	F1	0.658	20%
2615	2869	valle	17780	0.08	0.01	F1	0.658	12%

da PK	a PK	lato	area	Portata attesa	pendenza minima	fosso	Portata esitata	livello di riempimento
m	m		m ²	m ³ /s	m/m		m ³ /s	%
2869	3100	valle	16170	0.07	0.02	F1	0.931	8%
3150	3269	valle	8330	0.04	0.02	F1	0.931	4%
3440	3618	valle	12460	0.06	0.02	F0	0.372	15%
3618	3750	valle	9240	0.04	0.01	F0	0.263	16%
3750	3943	valle	13510	0.06	0.01	F0	0.263	23%
4030	4290	valle	18200	0.08	0.02	F0	0.372	22%
4290	4400	valle	7700	0.03	0.01	F0	0.263	13%
4400	4565	valle	11550	0.05	0.02	F0	0.372	14%
4565	4731	valle	11620	0.05	0.02	F0	0.372	14%
4731	5120	valle	27230	0.12	0.01	F0	0.263	46%
5185	5400	valle	15050	0.07	0.01	F0	0.263	26%
5400	5650	valle	17500	0.08	0.01	F0	0.263	30%
5650	5700	valle	3500	0.02	0.01	F0	0.263	6%
5700	5880	valle	12600	0.06	0.03	F0	0.456	12%
5880	6050	valle	11900	0.05	0.01	F0	0.263	20%
6050	6286	valle	16520	0.07	0.03	F0	0.456	16%
6286	7124	valle	58660	0.26	0.02	F0	0.372	71%
7124	7839	valle	50050	0.22	0.01	F0	0.263	85%
7839	7963	valle	8680	0.04	0.01	F0	0.263	15%
8450	10100	valle	115500	0.52	0.01	F1	0.658	79%
12150	12950	valle	56000	0.25	0.02	F0	0.372	68%

7.2 EMBRICI

Canale di bordo triangolare

La sistemazione con canale di bordo e scarico ad embrici è prevista nei tratti in rilevato, ove la pendenza della scarpata è pari a 2:3. Gli embrici sono presenti sia in rettilineo sul lato esterno della carreggiata sia in curva, sul ciglio interno.

Tale sistemazione, dal punto di vista idraulico, è schematizzata con la predisposizione di un canale triangolare di bordo limitato dall'arginello.

Lo scopo di questi elementi puntuali è l'allontanamento dalla sede stradale delle acque meteoriche che si raccolgono nella banchina limitata all'estremità esterna dall'arginello.

I dettagli costruttivi sono riportati nella seguente figura:

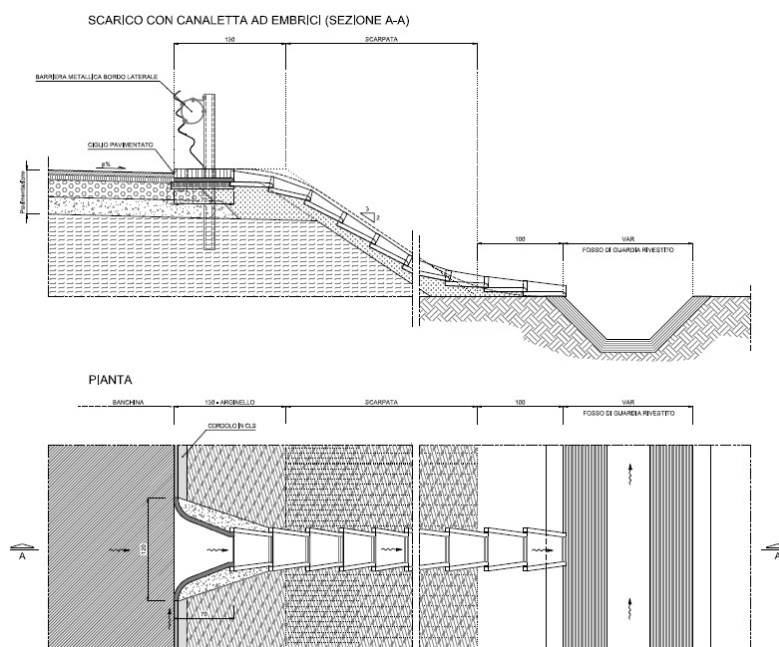


Figura 7.2.1 – Particolare dello scarico tramite embrici

In tutti questi casi le acque intercettate sono solo acque di dilavamento della piattaforma stradale, e non sono presenti acque di versante. Per tale ragione si è ritenuto cautelativo assumere un tempo di ritorno della precipitazione di progetto di 25 anni.

Di seguito viene determinata la metodologia di calcolo della portata massima e dei massimi interassi per i canali di bordo triangolari.

Si realizza a margine della carreggiata un canale di bordo triangolare con una larghezza $L = 1$ m, avendo previsto una tale ampiezza massima d'impegno della banchina, e con un tirante d'acqua, detto H , dipendente dalla pendenza trasversale j_t della carreggiata. In rettilineo (condizione più cautelativa), tale tirante assume un valore di circa 2,5 centimetri, mentre in curva assume valori maggiori e determina quindi capacità maggiori.

Per la determinazione dell'interasse tra gli embrici si utilizza, la formula di Chèzy applicata ad un canale di sezione triangolare:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} j^{1/2}$$

con:

Q = portata convogliata (m^3/s)

$n = 0,015 m^{-1/3}s$ coefficiente di Manning pari a Gauckler-Strickler circa uguale a $70 m^{1/3}s^{-1}$;

j = pendenza longitudinale;

A = Area Bagnata (m^2);

C = Contorno bagnato (m);

R = Raggio idraulico (m).

La pendenza trasversale j_{tr} , della carreggiata varia tra 2,5% per tratti in rettilineo e 7,0% per i tratti in curva, la portata specifica dell'elemento drenante risulta dunque variabile con la pendenza trasversale, tra un valore massimo assunto in curva ed un valore minimo assunto in rettilineo. Cautelativamente il dimensionamento dell'elemento è stato condotto utilizzando le caratteristiche idrauliche dei tratti in rettilineo, considerando cioè la pendenza trasversale minima $j_{tr}=0.025$.

La portata massima esitabile dal canale triangolare di bordo è riportata nella figura 7.2.2 per alcune pendenze trasversali (2,5%, 4% e 5%) e in funzione della pendenza longitudinale.

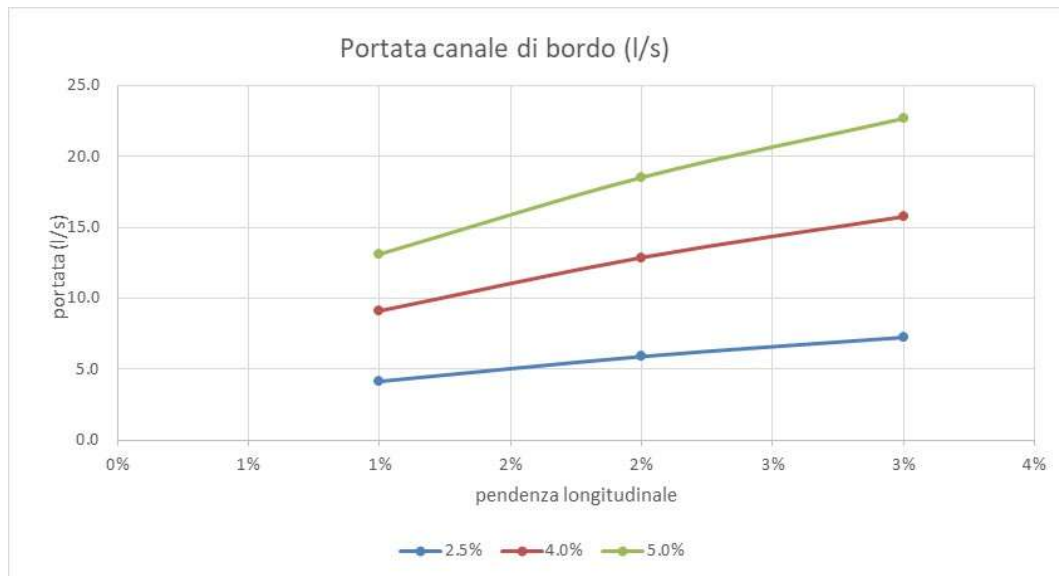


Figura 7.2.2 – Andamento della portata di scarico con embrici in funzione della pendenza longitudinale e per le pendenze trasversali di 2,5%, 4% e 5%

Le portate contribuenti in rettilineo sono indicate nella tabella successiva (il tempo di concentrazione è stato assunto pari a 5 minuti).

Tabella 7.2.1 – Contributo di portata in rettifilo

BIFALDA Rettifilo		
interasse	1	m
sezione contribuente	5	m
cx	0.9	
area drenata	4.5	m ²
intensità di precipitazione 5'	117	mm/h
portata	0.1	l/s

Le portate contribuenti in curva (falda unica) sono indicate nella tabella successiva (il tempo di concentrazione è stato assunto pari a 5 minuti)

Tabella 7.2.2 – Contributo di portata in curva

MONOFALDA		
interasse	1	m
sezione contribuente	10	m
cx	0.9	
area drenata	9	m ²
intensità di precipitazione 5'	117	mm/h
portata	0.3	l/s

Gli interassi massimi di calcolo per diverse pendenza longitudinali e trasversali sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7.2.3 – Interassi massimi in metri di posizionamento degli embrici in funzione della pendenza longitudinale e trasversale

pendenza trasversale	p long 0.5%	p long 0.8%	p long 1%	p long 2%	p long 3%	p long 5%
0.025	20.0	26.4	28.3	40.1	49.1	63.4
0.04	21.8	28.8	30.9	43.7	53.5	138.1
0.05	31.6	41.6	44.6	63.1	77.3	199.6
0.06	42.6	56.2	60.2	85.1	104.3	269.3

Come si evince dalla tabella, sia in curva sia in rettilineo gli interassi massimi possono essere assunti pari a 20 metri anche in corrispondenza delle pendenze longitudinali più bassi.

Non si ritiene opportuno superare tuttavia tale interasse per evitare che l'intasamento di uno o più imbocchi determini allagamenti locali della carreggiata.

Limite di interasse per gli embrici

Nel caso degli embrici lo scarico è rappresentato dal punto più stretto del canale ad embrici, che può essere considerato come una bocca a stramazza di larghezza pari a 100 centimetri (la larghezza effettiva è in realtà maggiore, e pari a 120 cm):

$$Q = C_s b h \sqrt{2gh}$$

Q = portata convogliata (m³/s)

C_s = 0,39 coefficiente degli stramazzi a larga soglia

A= Area della luce che stramazza (m²);

g = 9.81 accelerazione di gravità (m/s²);

h = Altezza del tirante sulla luce, posta pari a 5 centimetri

Tabella 7.2.4 – Portata massima smaltibile dal singolo embrice

larghezza embrice nel punto di strizione	1	m
altezza livello idrico su embrice	0.05	m
coefficiente stramazzi	0.4	m
portata smaltibile	20.5	m ³ /s

Assumendo una intensità di pioggia di 117 mm/h (tempo di ritorno di 25 anni, durata della precipitazione di 5 minuti), e scegliendo un interasse massimo di 20 metri, il rapporto di utilizzo della capacità idraulica di smaltimento degli embrici all'imbocco è quella indicata nelle tabelle 7.2.5 e 7.2.6.

Tabella 7.2.5 – rapporto di utilizzo della capacità idraulica dell'imbocco degli embrici – caso a falda unica in curva

MONOFALDA		
interasse	20	m
sezione contribuente	12	m
cx	0.9	
area drenata	216	m ²
intensità di precipitazione 5'	117	mm/h
portata	7.1	l/s
portata max	20.5	l/s
rapporto di utilizzo di progetto	34%	

Tabella 7.2.6 – rapporto di utilizzo della capacità idraulica dell'imbocco degli embrici – caso falda doppia in rettilo

BIFALDA	
interasse	20
sezione contribuente	6
cx	0.9
area drenata	108
intensità di precipitazione 5'	117
portata	3.5
portata max	20.5
rapporto di utilizzo di progetto	17%

7.3 VERIFICA DEI BOCCHETTONI (PONTE)

I bocchettoni posti sul ciglio del ponte A18 scaricano in un tubo in acciaio zincato longitudinale corrente tramite un tubo di raccordo del diametro di 20 cm. In questo caso l'elemento limitante risulta essere il minimo tra la massima portata convogliabile dal canale di bordo triangolare e la massima portata transitabile nel discendente. La portata è stata stimata assimilando il funzionamento a quello di una luce sotto battente:

$$Q = C_f A \sqrt{2gh}$$

con

Q = portata convogliata (m³/s)

C_f = 0,6 coefficiente di contrazione della vena fluida;

A= 0.0314 Area della luce (m²);

g = 9.81 accelerazione di gravità (m/s²);

h = 0.2 Altezza del tirante sulla luce, posta pari all'altezza del bocchettone (m).

La portata convogliata risulta essere $Q=0,037 \text{ m}^3/\text{s}$; assumendo una carreggiata drenata larga 12 m la portata corrisponde ad una lunghezza di circa 35 m quindi sempre superiore all'interasse massimo di 10 m fissato per i bocchettoni, pertanto è possibile concludere che l'elemento limitante è sempre la capacità idraulica dell'arginello.

Per quanto riguarda la portata smaltibile in viadotto dal canale di bordo triangolare, questa è calcolata in funzione delle pendenze longitudinali del viadotto con la metodologia già descritta nel punto 7.12. Come si è visto, per pendenze superiori allo 0,5% l'interasse minimo adottabile è comunque non inferiore a 20 metri; considerando che sul tratto in viadotto la pendenza longitudinale è superiore al 4%, la capacità del sistema di convogliamento alla tubazione in acciaio zincato che corre sotto l'impalcato è sicuramente sufficiente.

7.4 CUNETTE IN TRINCEA

Nei tratti in trincea è prevista una cunetta avente larghezza utile pari a 100 centimetri (larghezza totale 125 centimetri) per l'asse principale e ad 80 centimetri (larghezza totale 1 metro, come da dettaglio della figura seguente) per le complanari e la viabilità minore. Si è assunto un tirante massimo pari a 12 centimetri.

Le due diverse cunette sono rappresentate nelle figure 7.4.1 e 7.4.2 rispettivamente.



Figura 7.4.1 – Elemento di cunetta di margine per l'asse principale

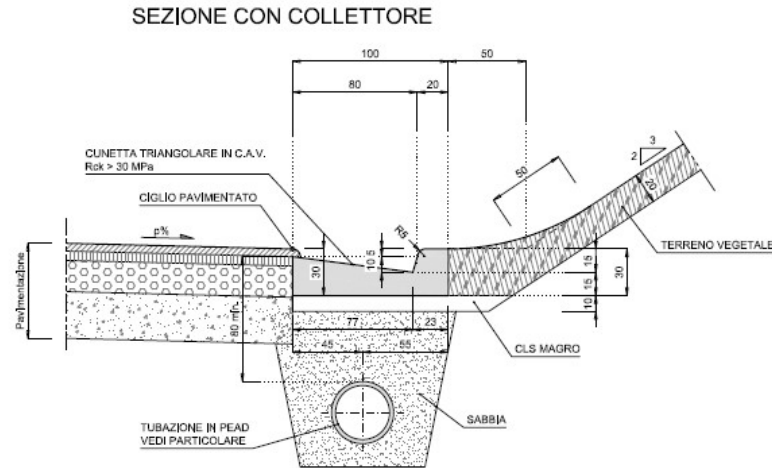


Figura 7.4.2 – Elemento di cunetta di margine per le complanari e la viabilità poderale

In tali condizioni, adottando una scabrezza pari a $0,014 \text{ sm}^{-1/3}$ la portata massima specifica per l'elemento di drenaggio in questione è pari a $0,072 \text{ m}^3/\text{s}$ per la cunetta da 125 centimetri ed $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$ per la cunetta da 100 centimetri.

La portata massima smaltibile dalla cunetta in funzione delle sue dimensioni e della pendenza longitudinale della strada; la stima della portata massima esitabile è stata effettuata con la legge di Chèzy. Il riempimento massimo consentito è dell'80% a cui corrisponde un tirante idrico di 19 cm.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} j^{1/2} \quad (6.12)$$

con:

$n = 0,015$ coefficiente di scabrezza di Manning;

$A = 0,113 \text{ m}^2$ Area bagnata;

$C = 1,38 \text{ m}$ Contorno bagnato;

$R = 0,0813 \text{ m}$ Raggio idraulico;

$j =$ pendenza longitudinale.

La portata specifica dell'elemento drenante risulta di

$$Q_{SP} = \frac{1}{n} AR^{2/3} = 1,61 \text{ m}^3/\text{s/m}.$$

Nella tabella e nella figura sottostanti è riportata la portata massima esitabile dalla cunetta in funzione della pendenza longitudinale del ciglio.

Tabella 7.4.1 – Portate massime convogliabili dalla cunetta per differenti pendenze longitudinali

Pendenza	Portata
m/m	m ³ /s
0.001	0.045
0.002	0.063
0.003	0.077
0.004	0.089
0.005	0.100
0.006	0.109
0.007	0.118
0.008	0.126
0.009	0.134
0.010	0.141
0.011	0.148
0.012	0.155
0.013	0.161
0.014	0.167
0.015	0.173
0.016	0.178
0.017	0.184
0.018	0.189
0.019	0.194
0.020	0.200
0.025	0.223
0.030	0.244

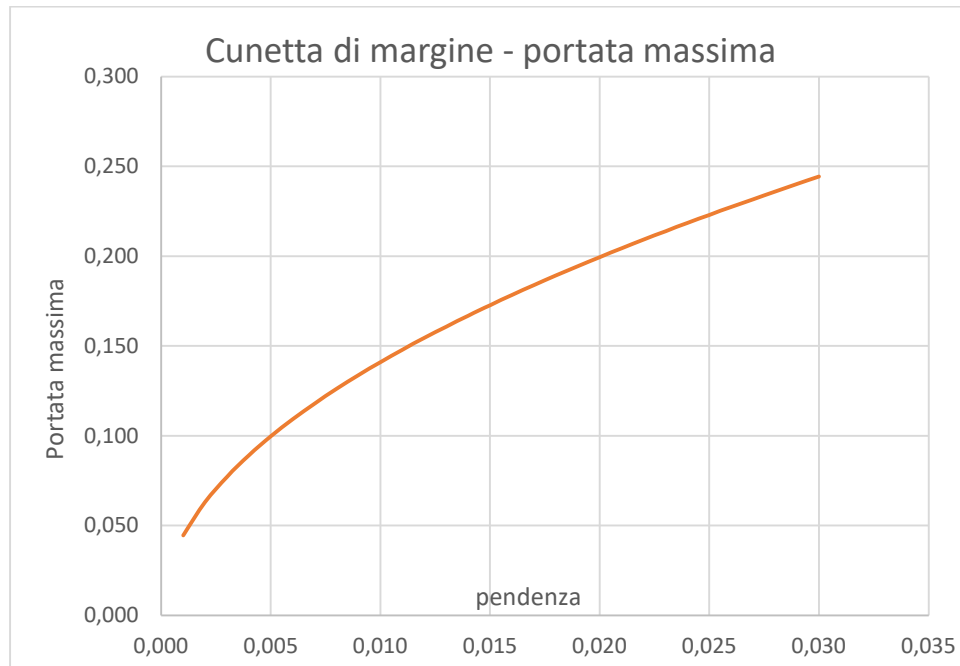


Figura 7.4.3 – Portate massime ammissibili dalla cunetta per differenti pendenze longitudinali

La portata affluente è stata stimata mediante la formula razionale ipotizzando un tempo di accesso costante di 5':

$$Q = \frac{(\varphi_b \cdot b + \varphi_s \cdot s) \cdot L \cdot i}{36000000} \quad (6.13)$$

con

Q = portata affluente(m³/s);

L = interasse massimo tra due scarichi (m);

b = larghezza di piattaforma (m);

s = dimensione della proiezione orizzontale della scarpata compresa tra la cunetta e il fosso di guardia

φ_b = 1,0 coefficiente di deflusso della superficie pavimentata;

φ_s = 0.5 coefficiente di deflusso della scarpata naturale;

i = intensità di pioggia (mm/h) corrispondente ad un tempo di pioggia di 5 minuti e ad un tempo di ritorno di 50 anni.

Quando l'apporto di acqua piovana di un determinato tratto di strada raggiunge la predetta portata massima, è inserita una caditoia grigliata che consente il passaggio delle acque raccolte al sistema di trasporto, costituito da collettori longitudinali in PEAD.

Quando la capacità idraulica della cunetta non è più sufficiente, le portate vengono convogliate a gravità in un sistema sottostante di collettore, per mezzo di un pozzetto di linea inserito nella cunetta stessa (figura 7.4.4)

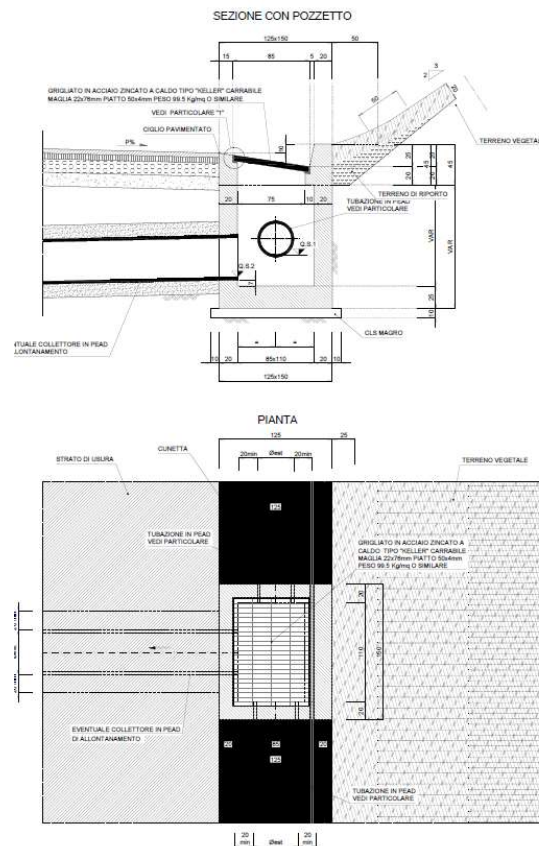


Figura 7.4.4 – Elemento di captazione in linea delle portate della cunetta triangolare e convogliamento al sistema di collettori

Stante il sistema sopra descritto, la verifica ha riguardato i segmenti massimi di cunetta che possono essere previsti prima della captazione delle portate dal pozzetto di linea (ci si riferisce quindi alle tratte poste tra due pozzetti o scarichi adiacenti). In alcuni casi, ove possibile data la brevità del tratto in trincea e la presenza nelle vicinanze di un tratto in rilevato, lo scarico avviene a gravità direttamente nel fosso posto al termine del tratto in trincea, facendo divergere la cunetta in esterno, e prevedendo un opportuno scarico al fosso di guardia sottostante.

Tabella 7.4.2 – Verifiche per le cunette di margine - viabilità complanare e poderale

asse	Cunetta da 100 cm (complanari)		estensione	sezione media	area drenata	Portata	pendenza minima	Portata esitata	verifica
	da PK	a PK							
Cn 1	1620	1820	200	6	1200	39	0.007	50	ok
	2300	2380	80	6	480	16	0.005	42	ok
	2420	2540	120	6	720	24	0.01	60	ok
	2800	2875	75	12	900	29	0.01	60	ok
Cn 3	40	220	180	6	1080	35	0.01	60	ok
	460	520	60	6	360	12	0.005	42	ok
	660	760	100	6	600	20	0.005	42	ok
CN 4	260	330	70	12	840	27	0.01	60	ok
	515	600	85	12	1020	33	0.01	60	ok
	1280	1365	85	6	510	17	0.005	42	ok
	1360	1460	100	6	600	20	0.005	42	ok
PS 4	840	960	120	12	1440	47	0.01	60	ok
	960	1070	110	12	1320	43	0.01	60	ok

Tabella 7.4.3 – Verifiche per le cunette di margine - viabilità asse principale

asse	Cunetta da 125 cm (complanari)		estensione	sezione media	area drenata	Portata	pendenza minima	Portata esitata	verifica
	da PK	a PK							
princip.	1760	2022	262	6	1572	51	0.01	72	ok
princip.	3200	3280	80	12	960	31	0.01	72	ok
princip.	5040	5080	40	12	480	16	0.005	51	ok
princip.	5880	6000	120	12	1440	47	0.01	72	ok
princip.	6680	6850	170	12	2040	67	0.015	88	ok
princip.	7050	7150	100	12	1200	39	0.005	51	ok
princip.	7750	7840	90	12	1080	35	0.01	72	ok
princip.	8000	8050	50	12	600	20	0.005	51	ok
princip.	8260	8330	70	12	840	27	0.005	51	ok
princip.	8330	8400	70	12	840	27	0.005	51	ok
princip.	8700	8850	150	12	1800	59	0.01	72	ok
princip.	9750	9800	50	12	600	20	0.01	72	ok
princip.	9800	9880	80	12	960	31	0.005	51	ok
princip.	10420	10520	100	12	1200	39	0.005	51	ok
princip.	12500	12560	60	12	720	24	0.01	72	ok

7.5 COLLETTORI

I collettori costituiscono un sistema idraulico il cui compito è quello di trasportare verso i ricettori le acque raccolte dai bocchettoni sul viadotto oppure dai pozzetti di caduta posti in corrispondenza delle cunette triangolare e delle canalette grigliate di margine.

Gli elementi superficiali recapitano le acque raccolte al sistema di collettori quando la loro capacità idraulica non è in grado di smaltire la porta afferente. Il collegamento tra i due sistemi è assicurato da pozzetti e discendenti.

Sotto le cunette e le canalette di margine in presenza di muri, il sistema dei collettori è costituito da tubi in Pead che corrono longitudinalmente alla carreggiata ed hanno generalmente la stessa pendenza dell'elemento superficiale.

Per il viadotto sono stati adottati collettori in acciaio zincato e la loro disposizione sui viadotti di scavalco è prevista come nella figura che segue

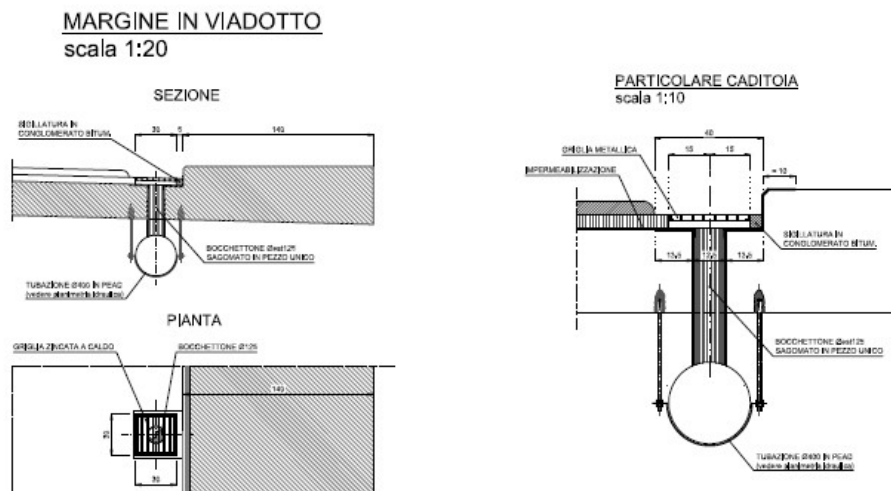


Figura 7.5.1 – Dettaglio dei collettori correnti sotto il viadotto A18

Nel dimensionamento dei collettori di collegamento tra i pozzetti di raccolta si è utilizzato un coefficiente di scabrezza di Manning pari a $0,0143 \text{ ms}^{-1/3}$, pari ad un coefficiente di Gauckler Strickler pari a $70 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Il tempo di ritorno utilizzato nel calcolo dei collettori è stato fissato pari a 50 anni, superiore al tempo di ritorno delle canalette e delle cunette (25 anni). Per fornire un adeguato margine di sicurezza e prevenire il funzionamento in pressione dei collettori le verifiche sono state condotte considerando un riempimento massimo del 50% con riferimento alle condizioni di moto uniforme per i diametri minori o uguali a 400 mm nel caso di collettori in PEAD; al 60% per collettori in PEAD di 630 mm; del 70% per collettori in PEAD di 800 mm,

in considerazione del maggior valore del franco assoluto e della maggiore capacità di trasporto all'interno delle condotte stesse.

La determinazione del tirante idrico interno al tubo come descritto precedentemente è stata effettuata con la legge di Chèzy utilizzata congiuntamente al modello cinematico. Infatti, uguagliando la portata determinata mediante la formula razionale (in funzione del tempo di rete e del tempo afflusso) alla legge di Chèzy si ottiene una funzione implicita risolta in maniera iterativa. In particolare, il metodo prevede:

- l'adozione di un tempo di afflusso τ_0 pari a 5'
- la velocità v_i all'interno dei collettori viene determinata iterativamente in funzione della legge di Chezy
- l'intensità di pioggia è quella in corrispondenza di un tempo di concentrazione determinato come

$$\tau = \tau_0 + \sum_1^n \frac{L_i}{v_i}$$

Dove L_i sono le lunghezze dei collettori che conducono al punto di calcolo.

Vengono riportate nella tabella di seguito le caratteristiche geometriche e idrauliche dei collettori utilizzati.

Tabella 7.5.1 – Caratteristiche geometriche e idrauliche dei collettori in PEAD

Tubazioni in PEAD				
DN	D est (m)	D int (m)	r% max	Q sp max (m ³ /s)
D315	0.315	0.272	50%	0.362
D400	0.400	0.353	50%	0.701
D630	0.630	0.555	60%	3.144
D800	0.800	0.705	70%	7.307
D1000	1.000	0.91	70%	14.270

La scala di deflusso per i collettori in PEAD, in funzione del diametro e della pendenza longitudinale, è riportata nella seguente figura:

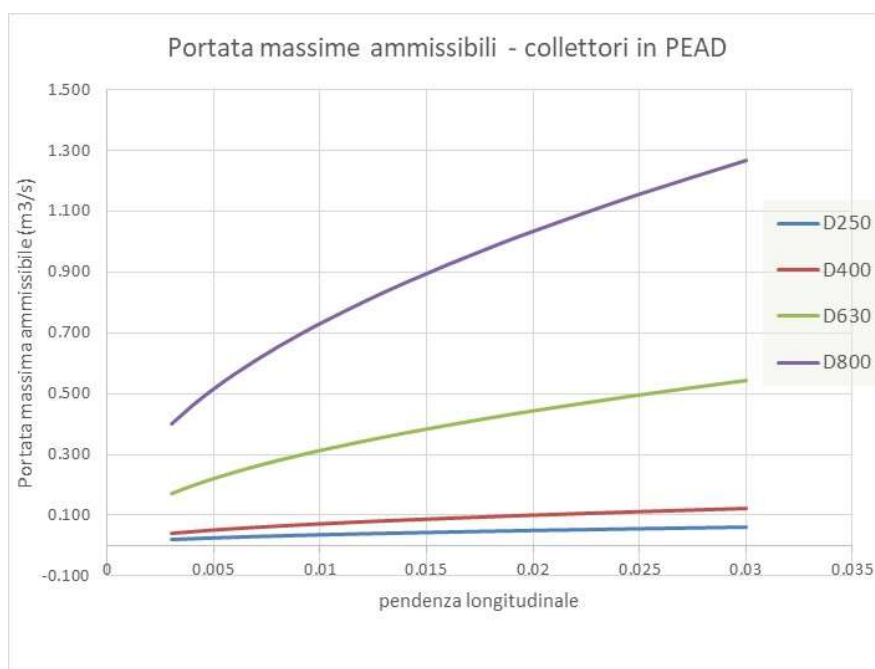


Figura 7.5.2 – Scala di deflusso dei collettori in Pead

In questa sezione vengono riportate le verifiche idrauliche effettuate per i collettori. Vengono riportati:

- 1) Prog: la progressiva stradale di riferimento di inizio
- 2) Prog: la progressiva stradale di riferimento di fine
- 3) la pendenza longitudinale
- 4) A eq: l'area equivalente ($A_{eq} = \sum A_i \varphi_i$). Si noti che per il dimensionamento dei collettori le aree sono state ridotte del 5% (coefficiente di deflusso pari a 0.95) per tenere conto del fatto che parte dell'acqua – sulle durate brevi – rimane intrappolata nell'asfalto.
- 5) la pendenza della canalizzazione
- 5) la velocità di trasferimento nella canalizzazione
- 6) t: il tempo di concentrazione
- 7) i(t) l'intensità di precipitazione
- 8) Q: la portata di progetto
- 10) DN: il diametro nominale della condotta
- 11) r : il riempimento
- 12) la velocità nel collettore

Tabella 7.5.2 – Verifiche idrauliche dei collettori

asse	da PK	a PK	pendenz a long	estension e	tempo di concentrazio ne	intensit à di pioggia	portat a	Diametr o	% r	velocit à
	m	m	m/m	m	h	mm/h	m ³ /s			m/s
CN1	20	560	0.015	540	0.176	85	0.073	D400	46 %	1.62
CN1	620	900	0.010	280	0.147	93	0.041	D400	37 %	1.23
asse	3000	3250	0.015	250	0.125	100	0.080	D400	48 %	1.67
asse	3800	3850	0.006	50	0.100	112	0.018	D250	38 %	0.83
asse	3950	4110	0.010	160	0.117	104	0.052	D400	42 %	1.31
asse	4110	4290	0.010	180	0.121	102	0.058	D400	45 %	1.34
asse	4870	5070	0.010	200	0.124	101	0.064	D400	47 %	1.37
rotatoria PK 5+100			0.010		0.167	87	0.059	D400	45 %	1.46
asse	5720	5800	0.010	80	0.103	110	0.028	D250	43 %	1.13
asse	6850	7100	0.020	250	0.121	102	0.081	D400	44 %	1.86
asse	8030	8110	0.004	80	0.111	106	0.027	D400	38 %	0.80
asse	8110	8210	0.006	100	0.112	106	0.034	D400	38 %	0.98
asse	8230	8450	0.010	220	0.127	100	0.069	D400	50 %	1.40
asse	1257 0	1290 0	0.020	330	0.132	98	0.085	D400	46 %	1.87

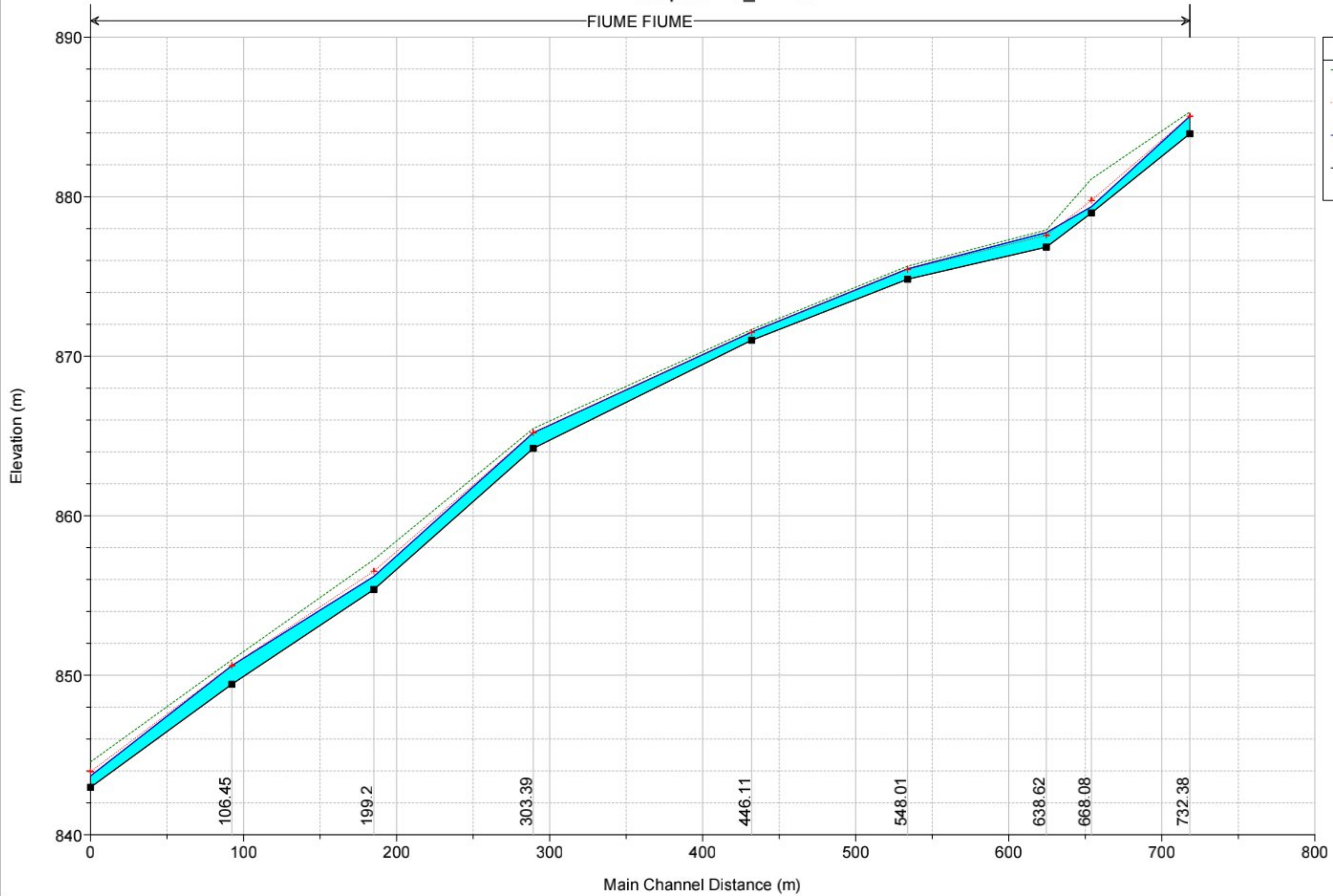
ALLEGATI

RISULTATI DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA IN MOTO
PERMANENTE

ATTRAVERSAMENTO A18

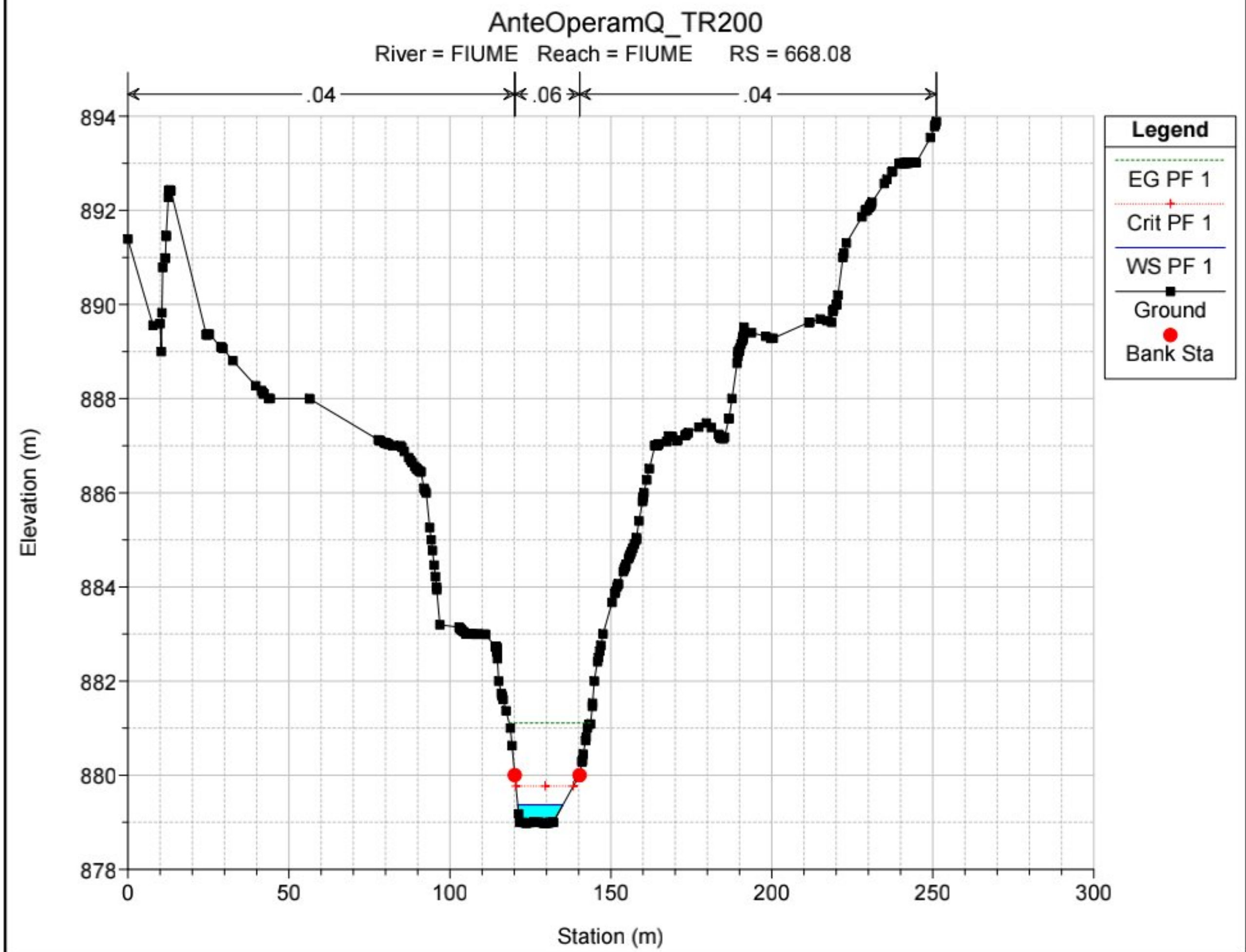
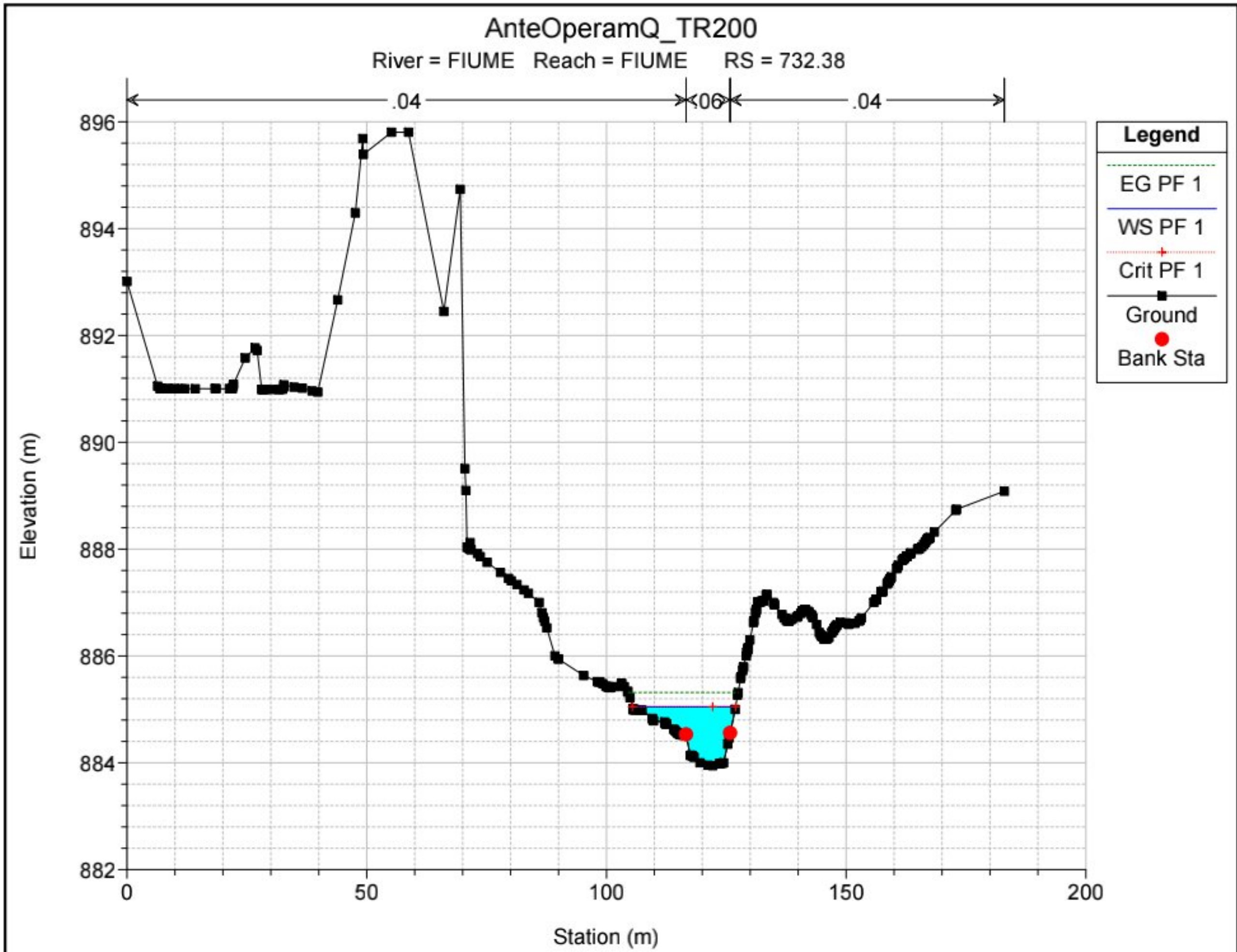
AnteOperamQ_TR200

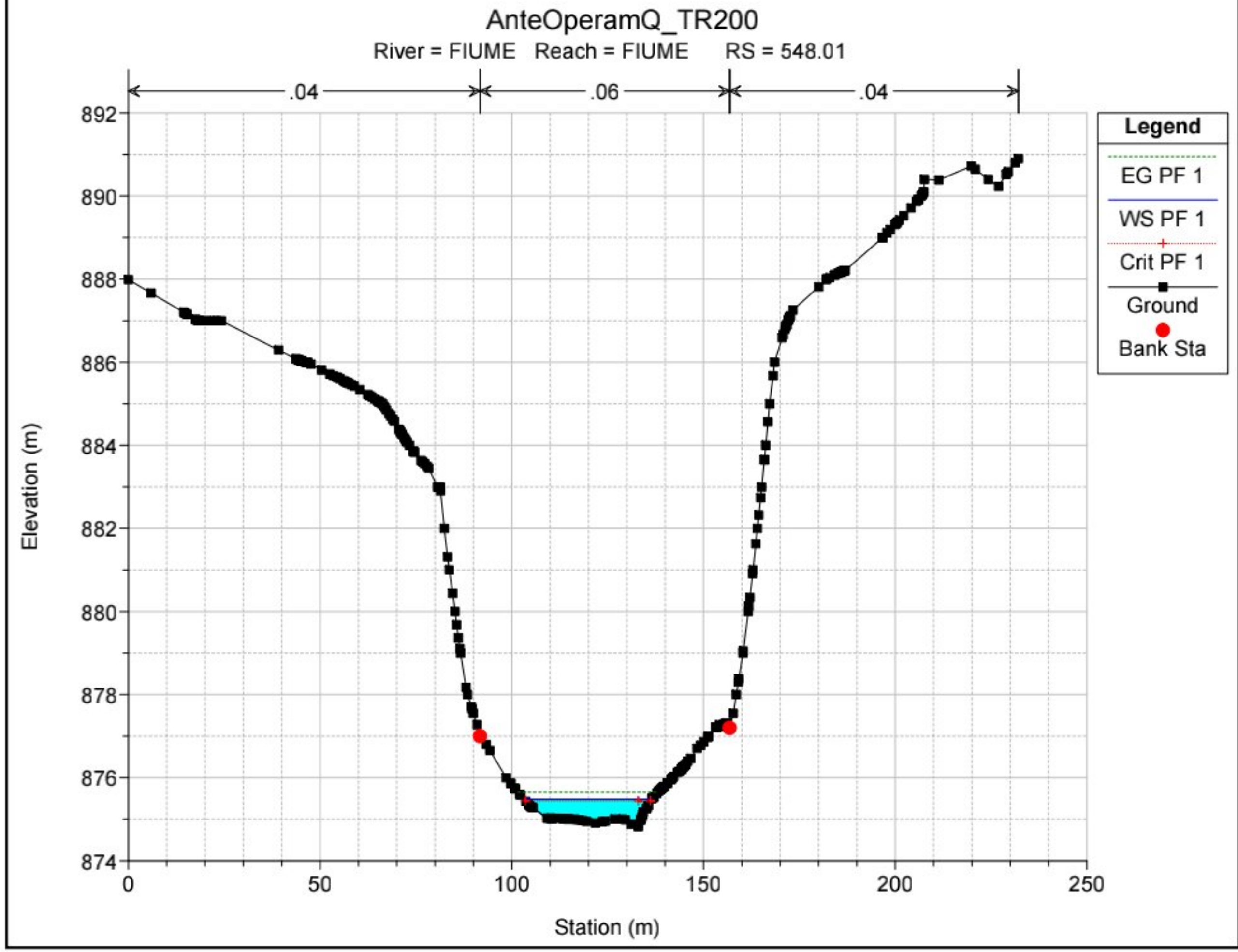
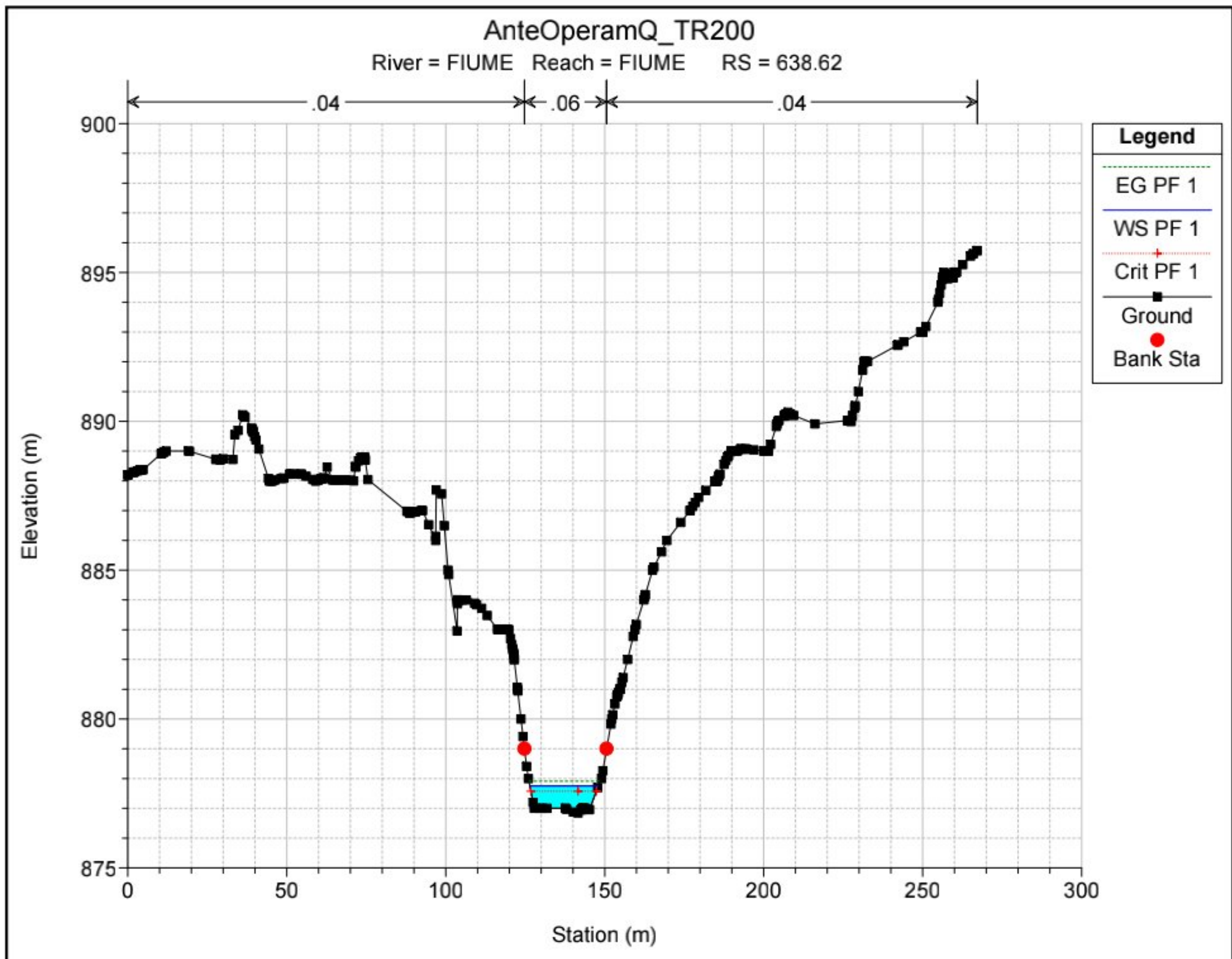
FIUME FIUME

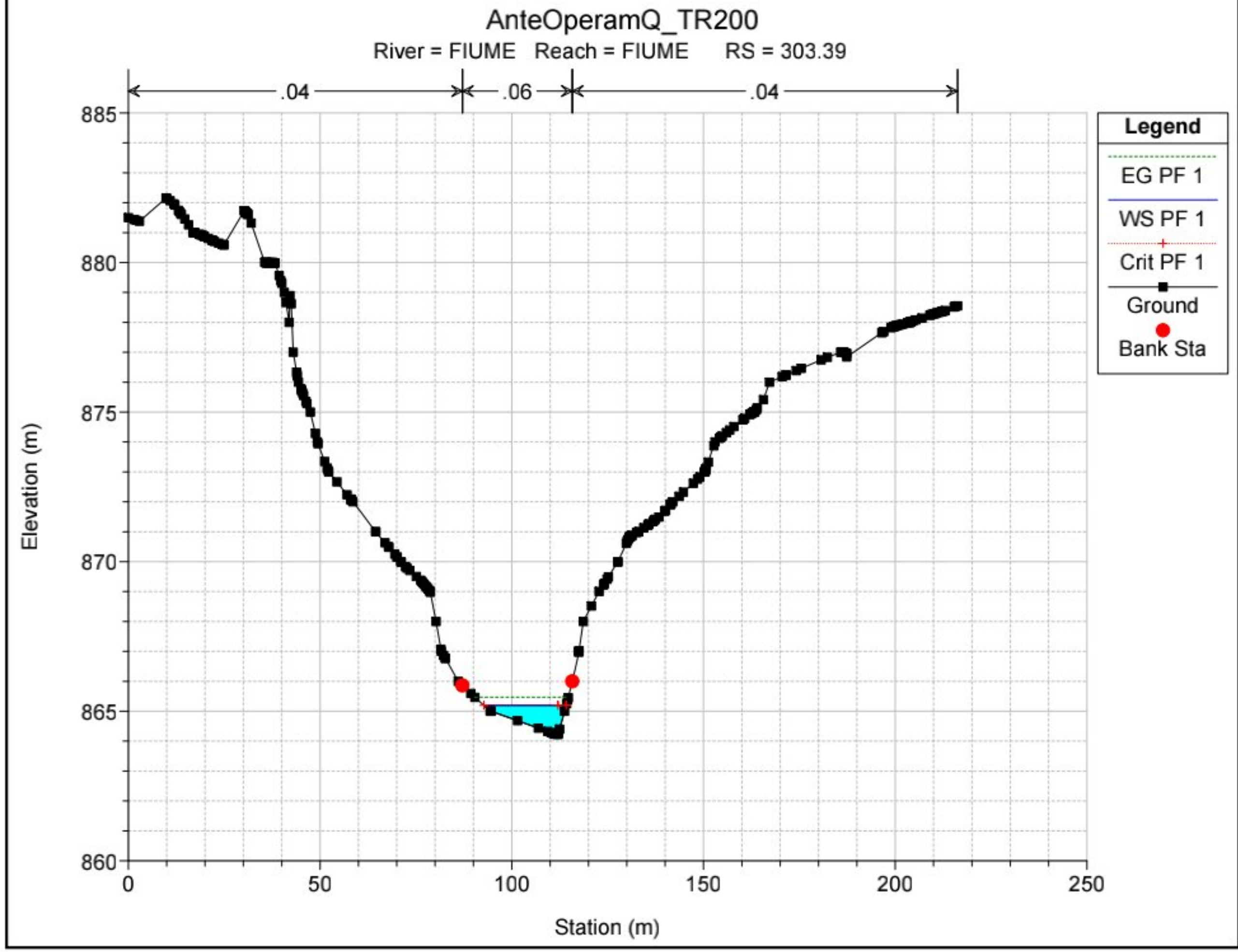
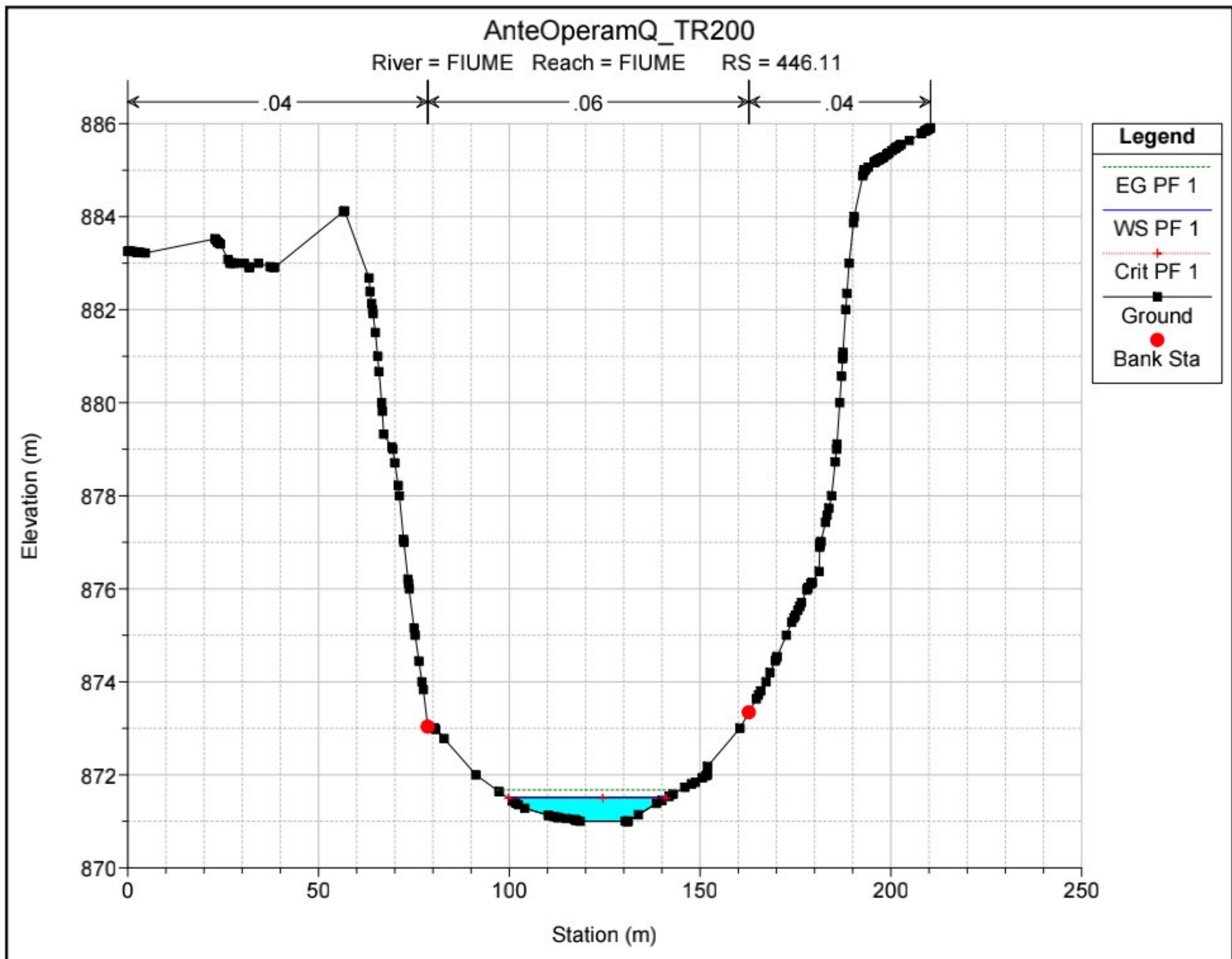


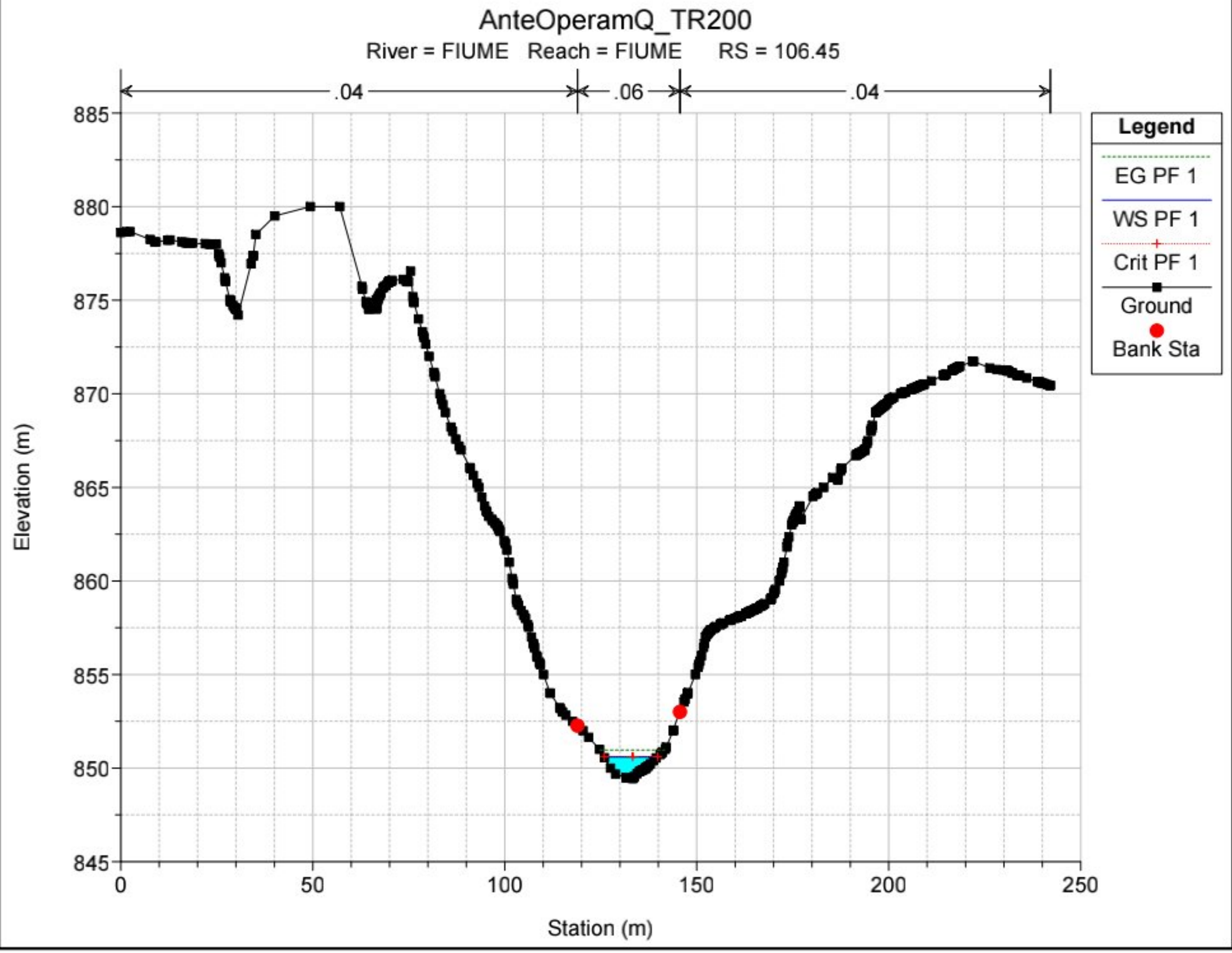
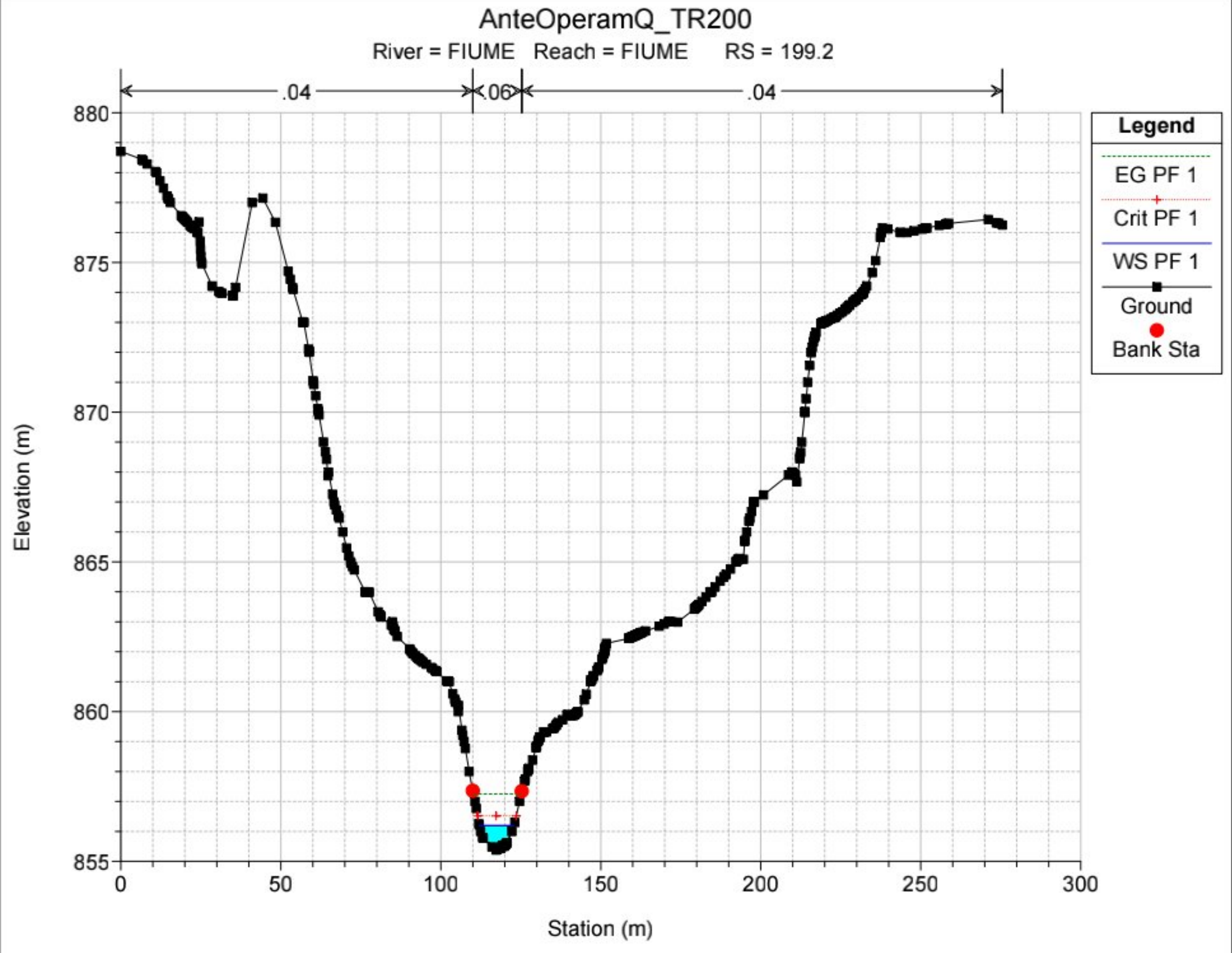
Legend

- EG PF 1
- Crit PF 1
- WS PF 1
- Ground



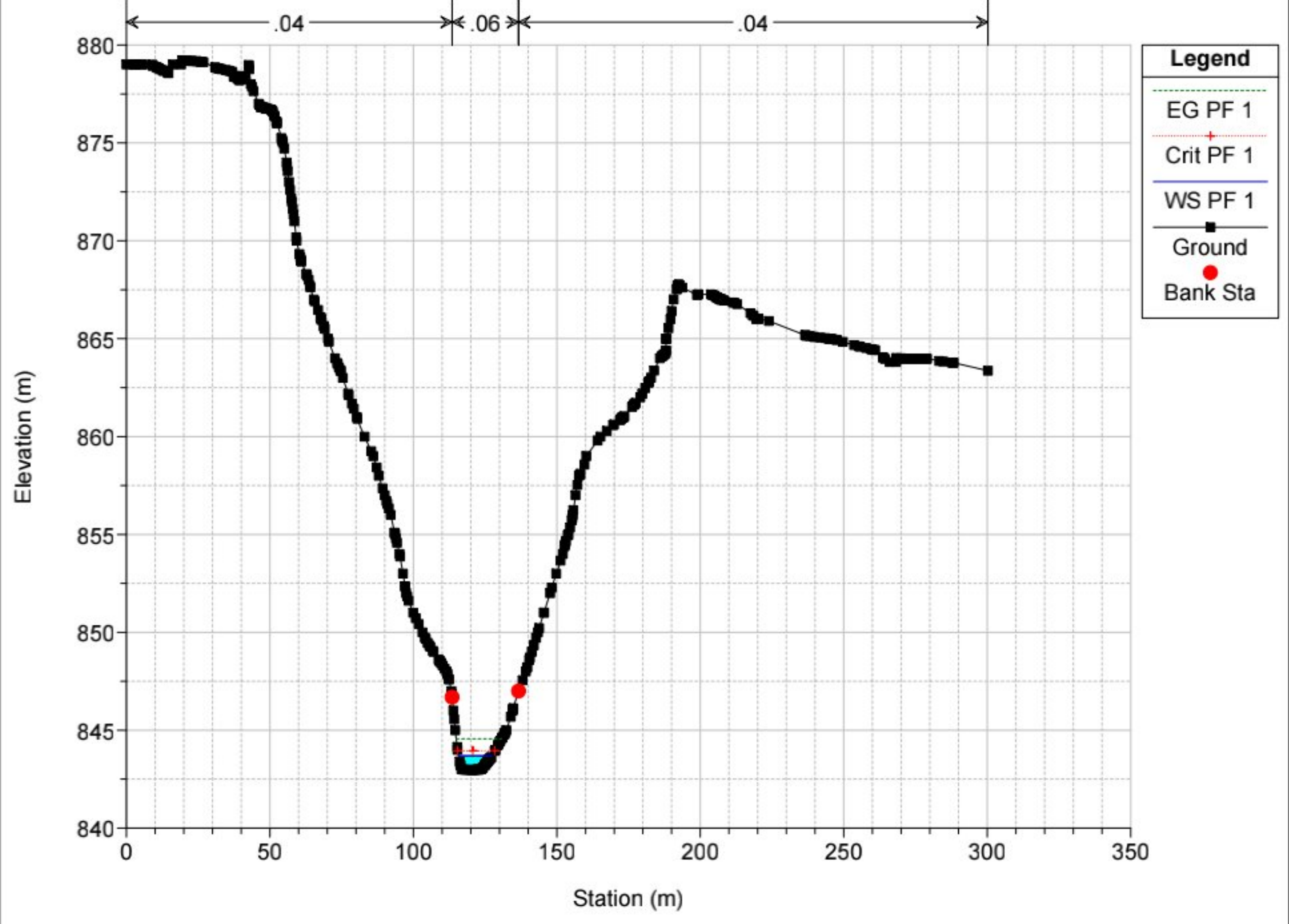






AnteOperamQ_TR200

River = FIUME Reach = FIUME RS = 14.09

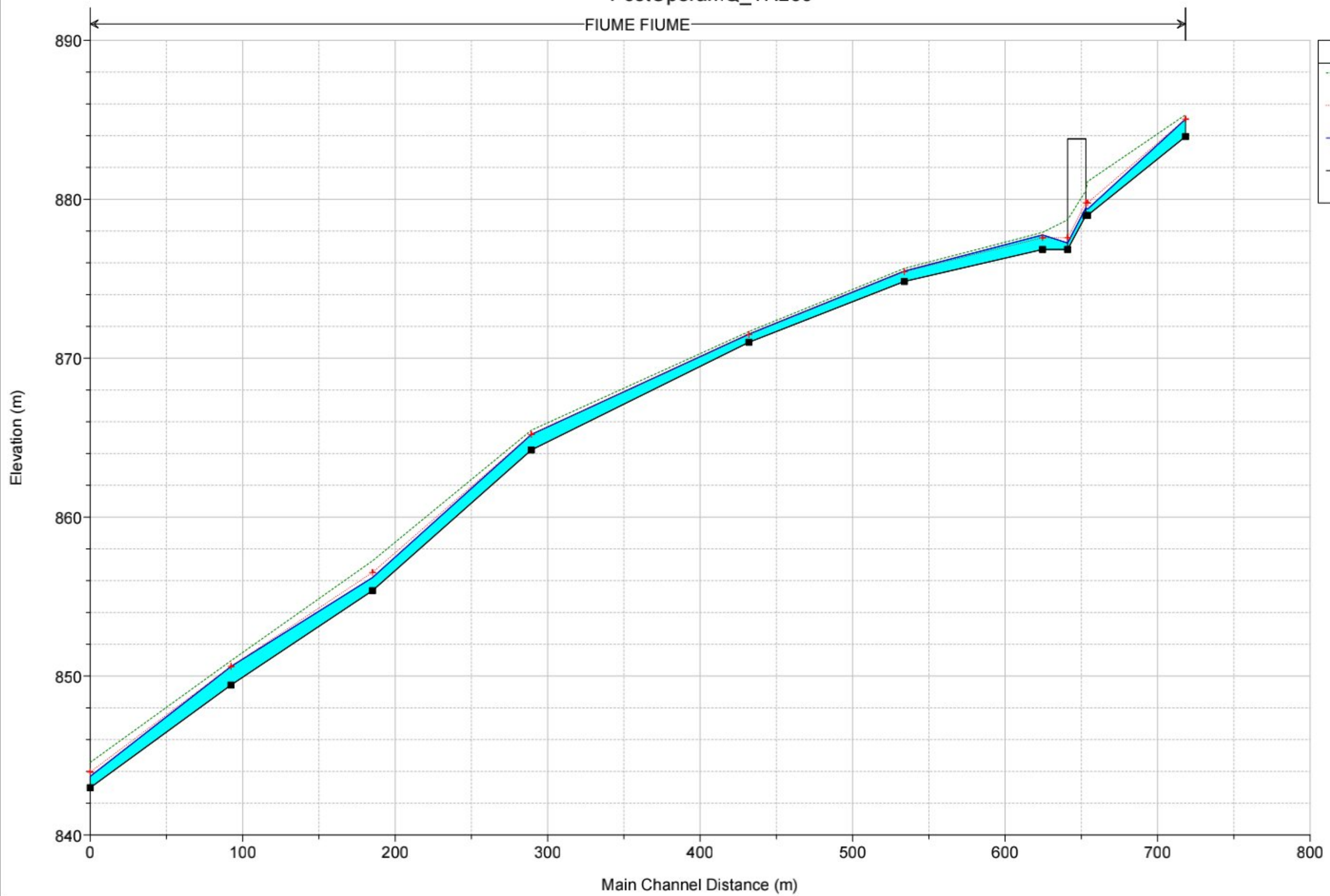


HEC-RAS Plan: AO_Q_TR200 River: FIUME Reach: FIUME Profile: PF 1

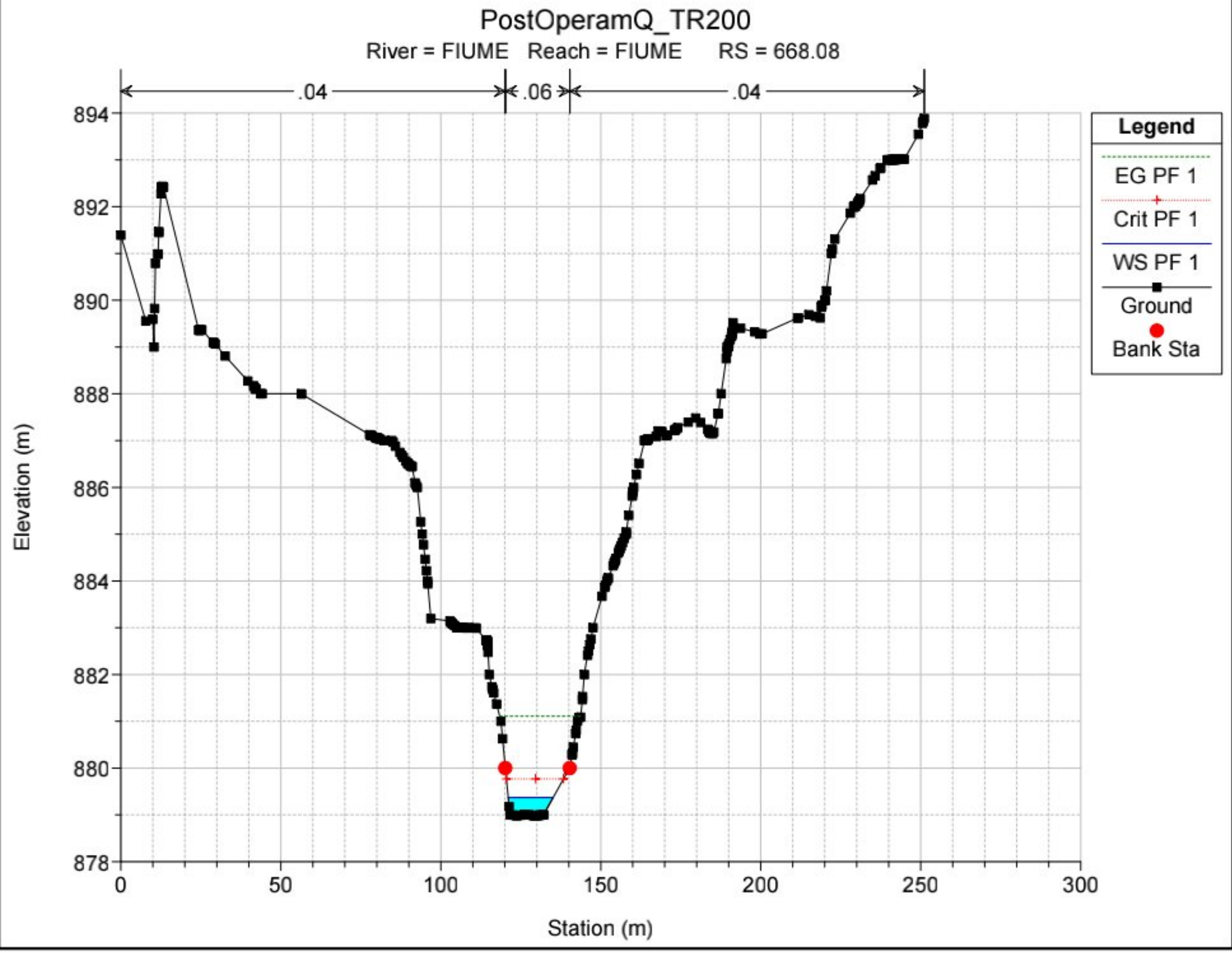
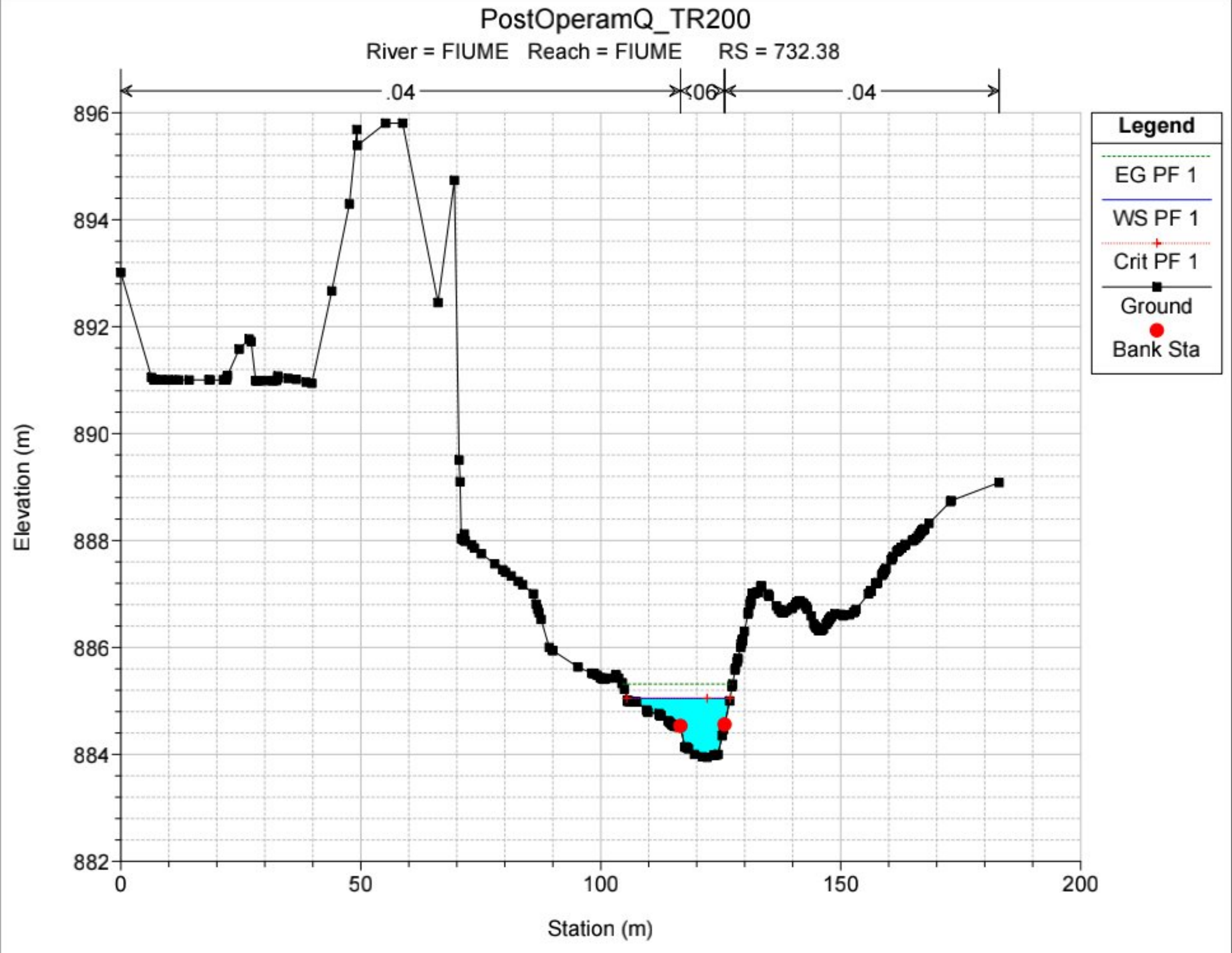
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
FIUME	732.38	PF 1	27.00	883.95	885.05	885.05	885.31	0.022905	2.44	12.26	21.55	0.79
FIUME	668.08	PF 1	27.00	878.98	879.37	879.77	881.11	0.545955	5.84	4.62	14.03	3.25
FIUME	638.62	PF 1	27.00	876.84	877.75	877.57	877.91	0.018423	1.78	15.21	21.57	0.67
FIUME	548.01	PF 1	27.00	874.83	875.48	875.44	875.65	0.035670	1.83	14.77	33.25	0.88
FIUME	446.11	PF 1	27.00	871.00	871.52	871.50	871.67	0.042833	1.76	15.34	42.06	0.93
FIUME	303.39	PF 1	27.00	864.22	865.20	865.20	865.47	0.043951	2.31	11.68	21.48	1.00
FIUME	199.2	PF 1	27.00	855.37	856.20	856.52	857.25	0.169377	4.55	5.94	10.80	1.96
FIUME	106.45	PF 1	27.00	849.43	850.60	850.60	850.97	0.041024	2.68	10.07	13.95	1.01
FIUME	14.09	PF 1	27.00	842.97	843.69	843.96	844.56	0.138434	4.14	6.52	11.66	1.77

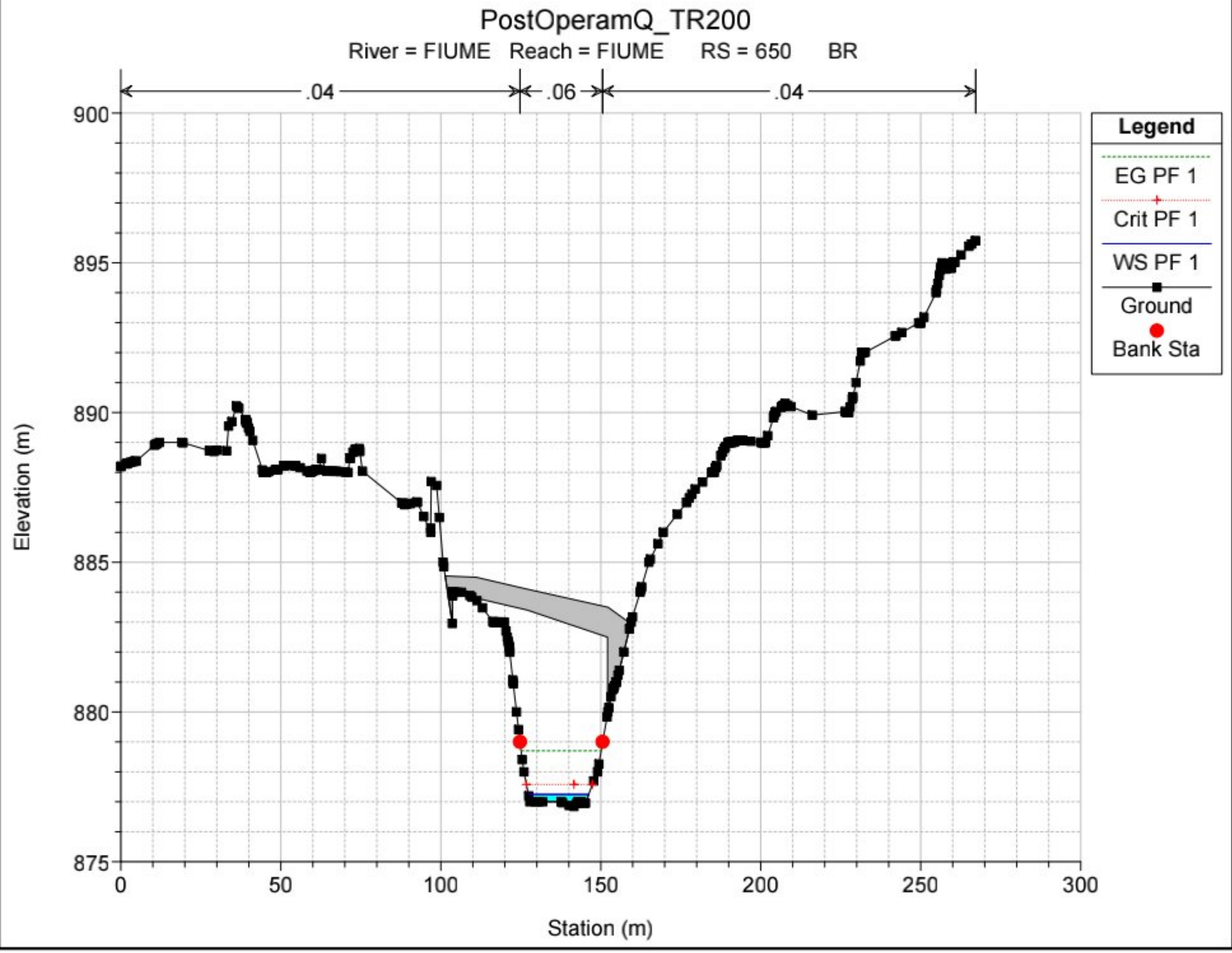
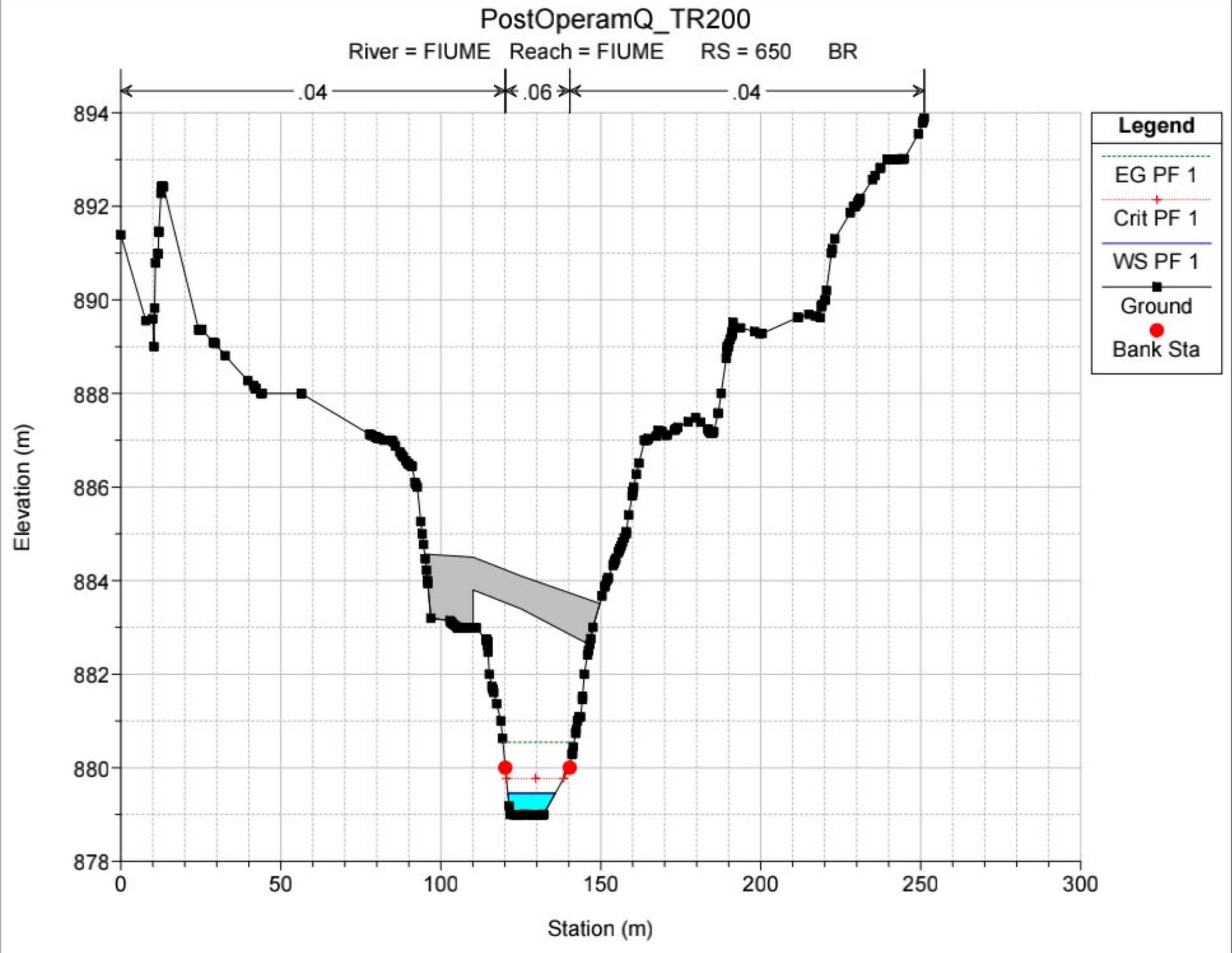
PostOperamQ_TR200

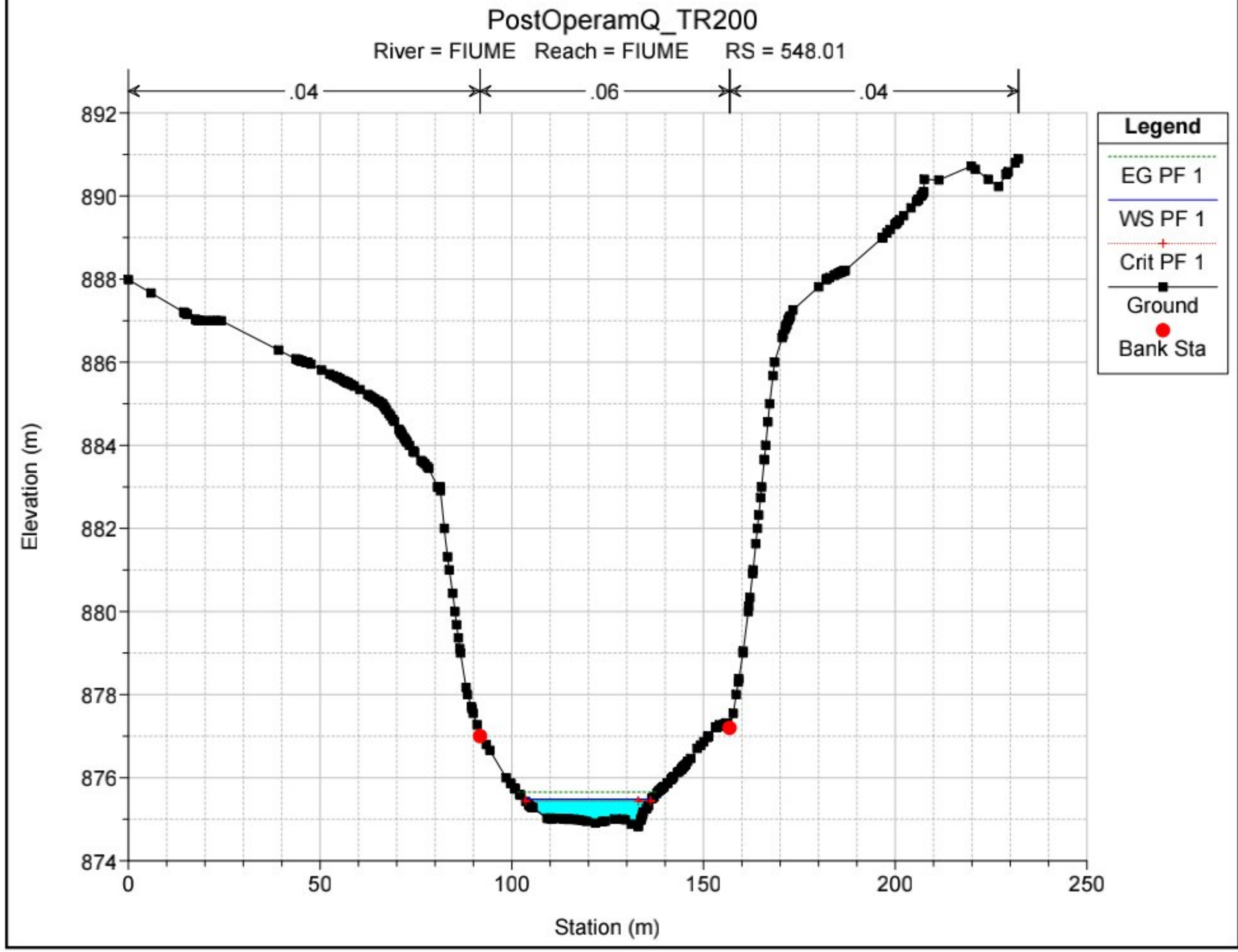
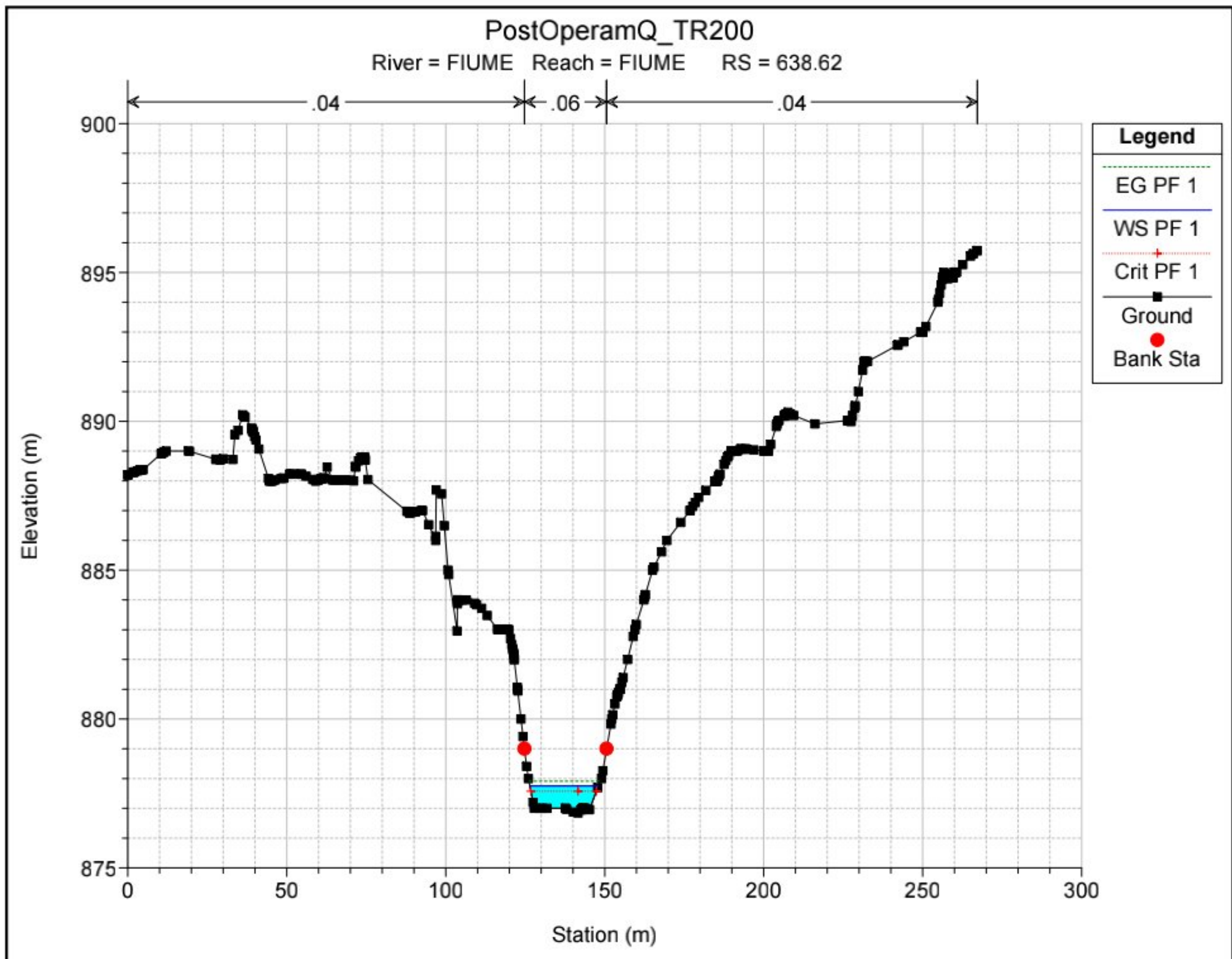
FIUME FIUME

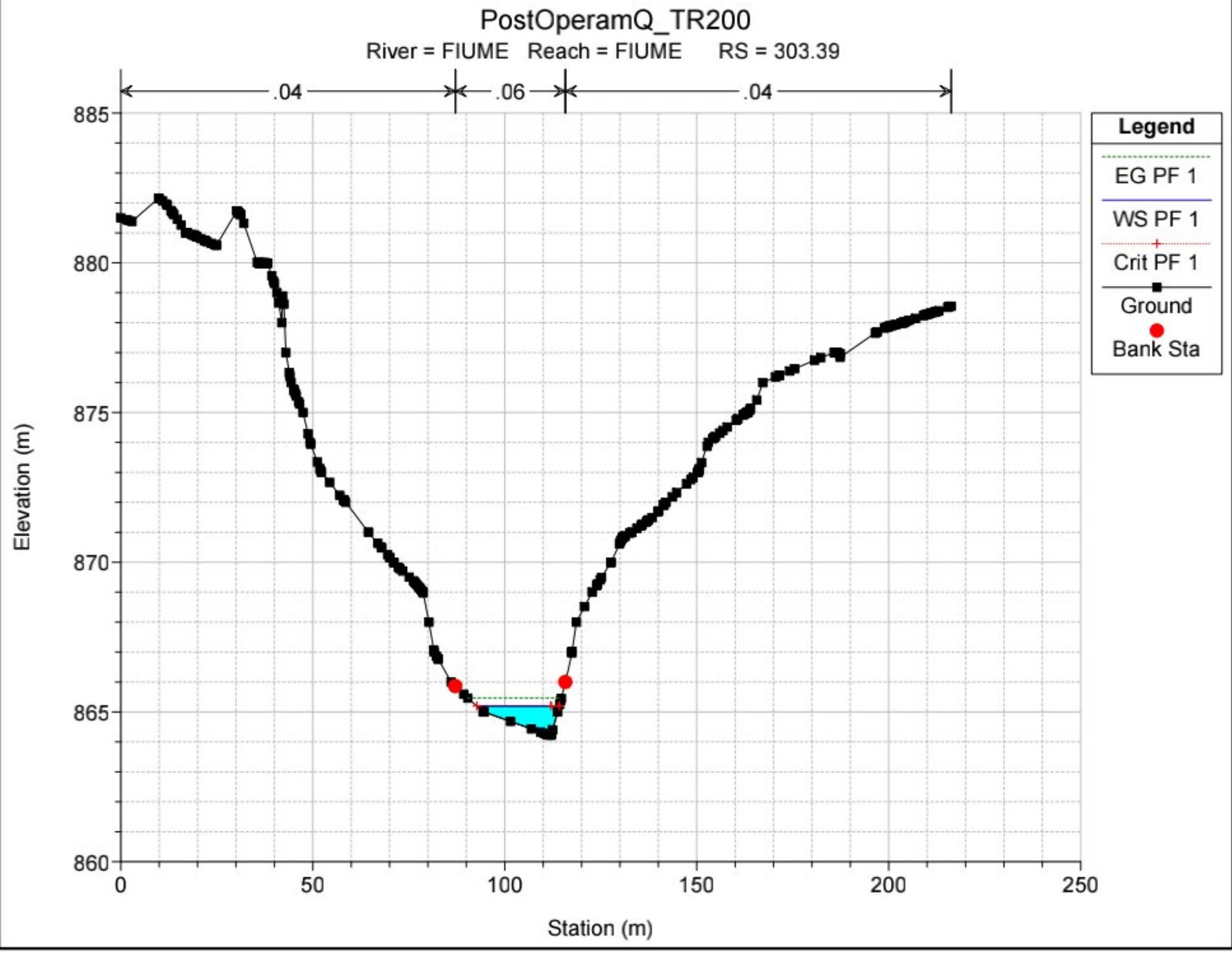
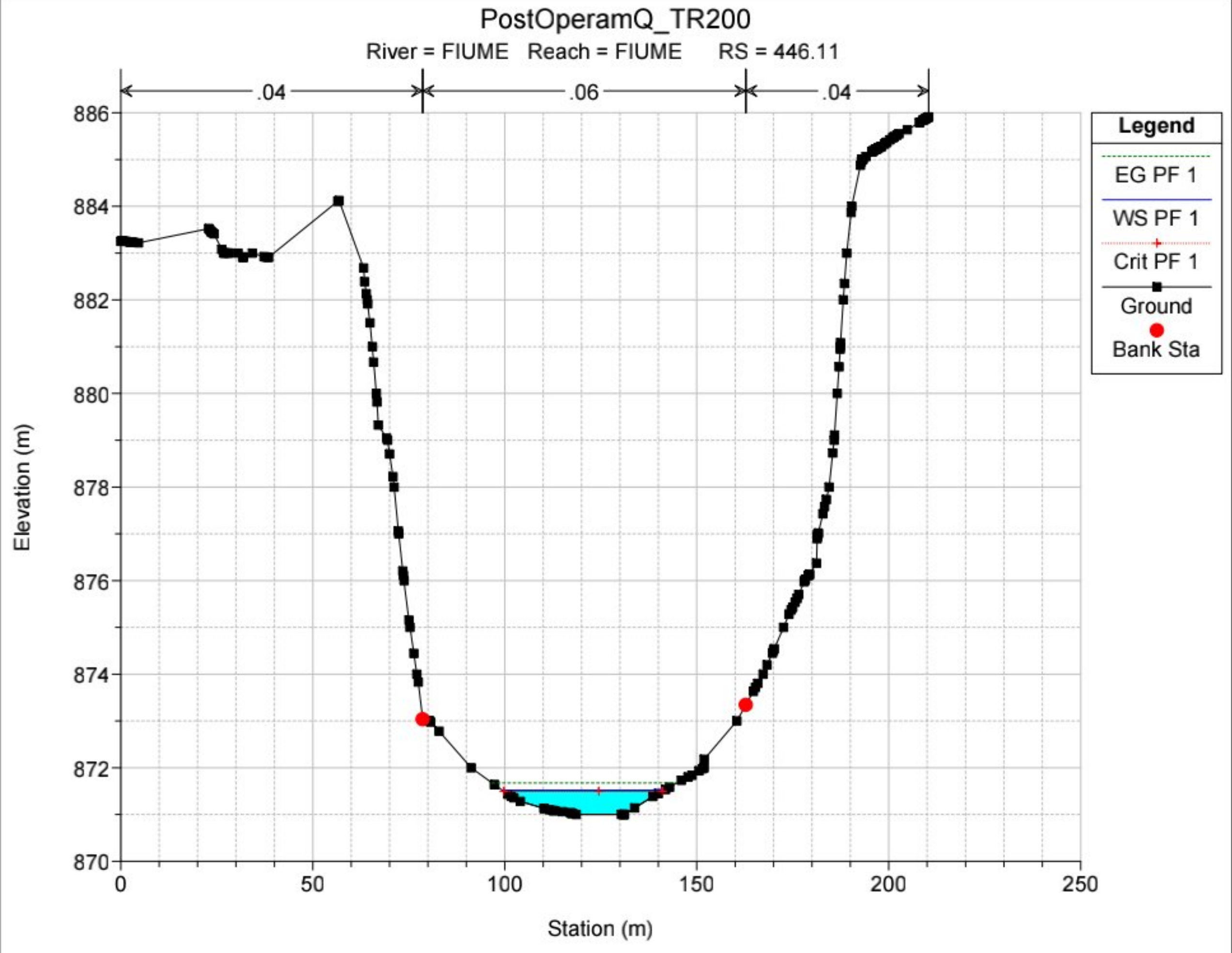


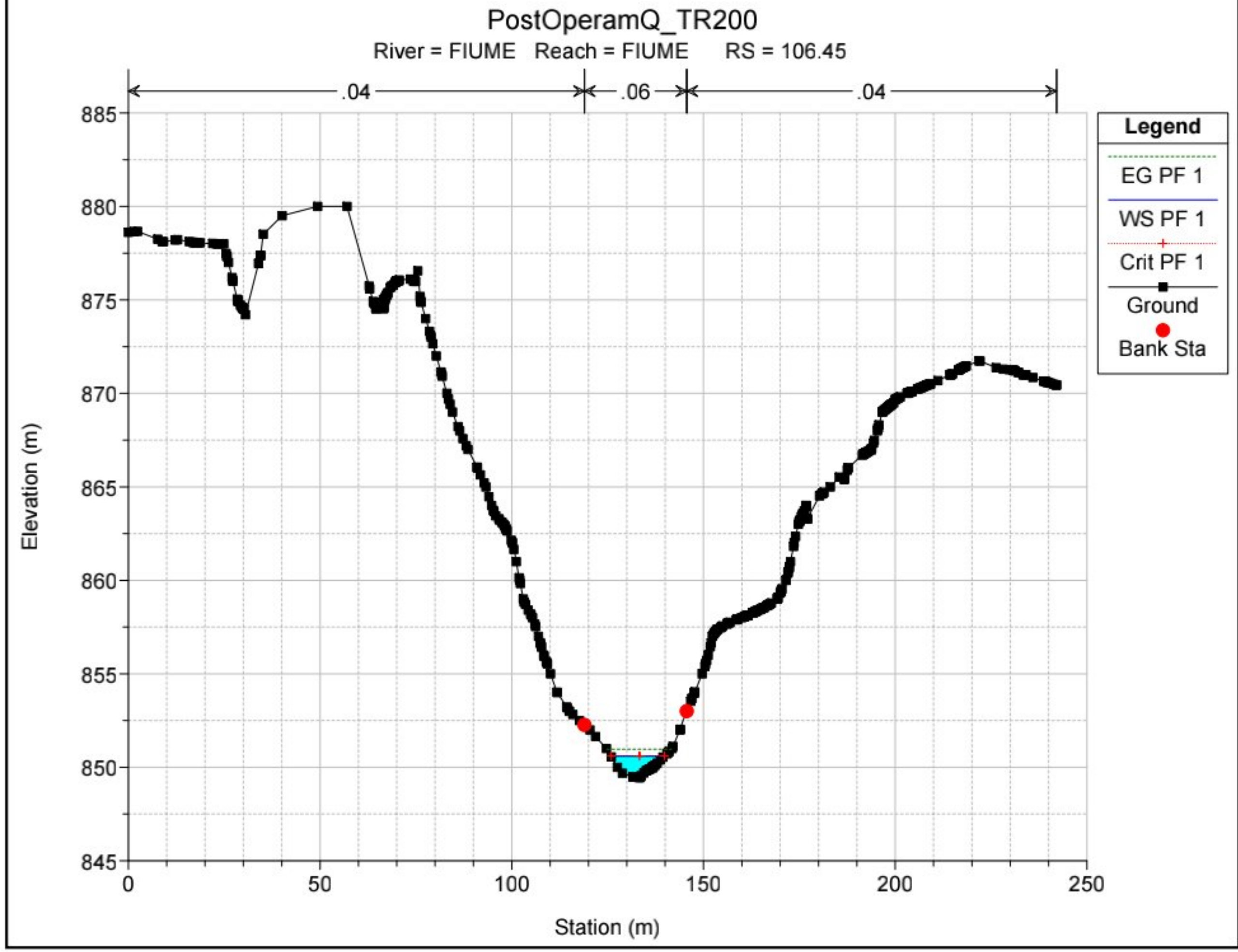
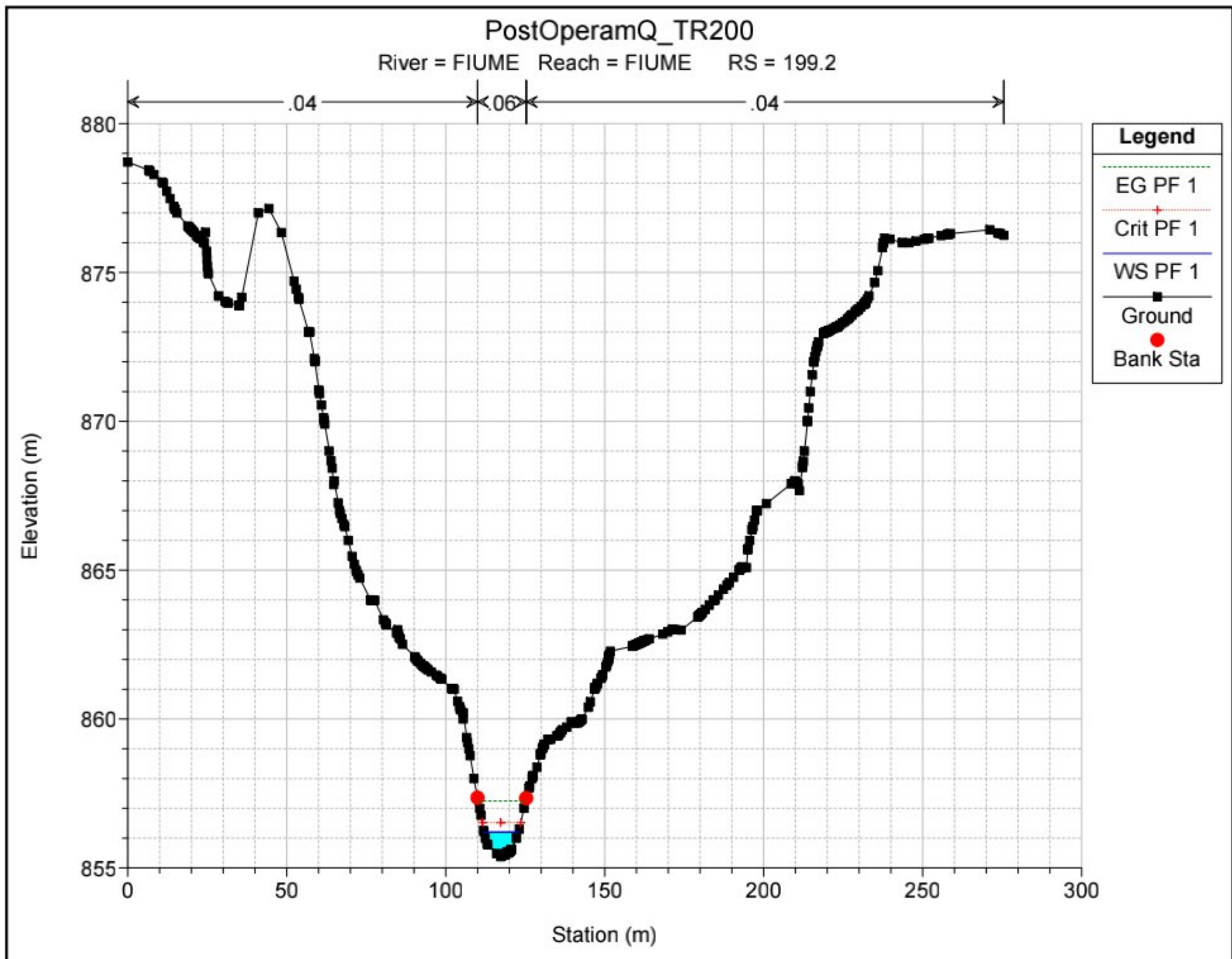
Legend	
EG PF 1	Green dashed line
Crit PF 1	Red dotted line
WS PF 1	Blue solid line
Ground	Black solid line with square markers





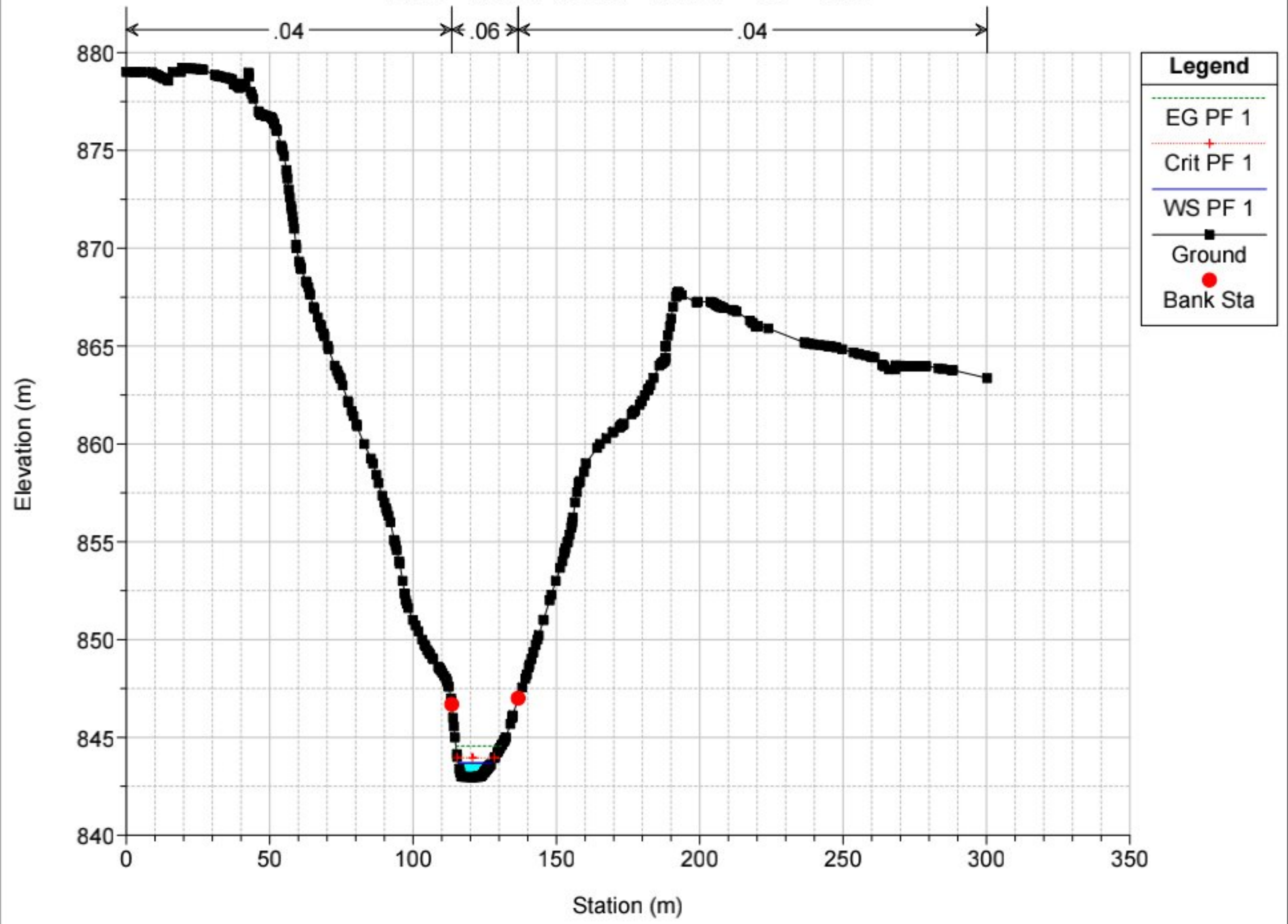






PostOperamQ_TR200

River = FIUME Reach = FIUME RS = 14.09



HEC-RAS Plan: PO_Q_TR200 River: FIUME Reach: FIUME 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
FIUME	732.38	PF 1	27.00	883.95	885.05	885.05	885.31	0.022905	2.44	12.26	21.55	0.79
FIUME	668.08	PF 1	27.00	878.98	879.37	879.77	881.11	0.545955	5.84	4.62	14.03	3.25
FIUME	650		Bridge									
FIUME	638.62	PF 1	27.00	876.84	877.75	877.57	877.91	0.018423	1.78	15.21	21.57	0.67
FIUME	548.01	PF 1	27.00	874.83	875.48	875.44	875.65	0.035670	1.83	14.77	33.25	0.88
FIUME	446.11	PF 1	27.00	871.00	871.52	871.50	871.67	0.042833	1.76	15.34	42.06	0.93
FIUME	303.39	PF 1	27.00	864.22	865.20	865.20	865.47	0.043951	2.31	11.68	21.48	1.00
FIUME	199.2	PF 1	27.00	855.37	856.20	856.52	857.25	0.168293	4.54	5.95	10.81	1.95
FIUME	106.45	PF 1	27.00	849.43	850.60	850.60	850.97	0.041083	2.68	10.06	13.95	1.01
FIUME	14.09	PF 1	27.00	842.97	843.69	843.96	844.56	0.138269	4.14	6.52	11.66	1.77