



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850



Pregio tecnico



Caratteristiche ambientali



Cantierizzazione e fasi di lavoro

OFFERTA TECNICA

ASSE STRADALE PRINCIPALE

IDROLOGIA E IDRAULICA

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

CODICE PROGETTO			CODICE ELABORATO					SCALA	DATA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev		
DPCA06	D	1501	T00	ID01	IDR	RE02	E	-	
								30/11/2019	

CODICE ELABORATO DI OFFERTA

7.2

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.



Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Francesca Leo

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
1.1	Inquadramento generale dell'intervento	4
1.2	Collocazione del documento nell'iter progettuale	4
1.3	Oggetto specifico del documento	6
2	CRITERI DI PROGETTAZIONE	8
2.1	Normative di riferimento.....	8
2.2	Piano di Assetto Idrogeologico	8
2.3	Autorità di Bacino Regionale	8
3	STRUMENTI URBANISTICI - AMBITO IDRAULICO	9
3.1	Il Sub-bacino "Flumendosa – Campidano – Cixerri"	11
3.2	Cartografia del Piano	13
3.2.1	Rischio idraulico	14
3.2.2	Rischio di frana.....	15
3.2.3	Elaborati grafici.....	17
3.2.4	Studio di compatibilità idraulica del comune di Quartucciu.....	26
4	VERIFICHE IDRAULICHE.....	27
4.1	Attraversamenti esistenti	27
4.2	Verifica del franco idraulico.....	28
4.2.1	Attraversamenti in corrispondenza di interventi di adeguamento	29
4.3	Verifica dell'erosione in corrispondenza degli attraversamenti	29
4.4	Prescrizioni del CSLPP per i tombini	30
5	STATO DI FATTO	31
5.1	Raffronto delle portate ottenute con quelle risultanti dagli studi di compatibilità idraulica comunali	31
5.2	Interferenze con corsi d'acqua regimati – stato di fatto	32
5.2.1	Interferenza con Rio Salius (progr. 5+415)	32
5.2.2	Interferenza con Rio Nou (progr. 8+350).....	36
5.2.3	Interferenza con Rio Is Cungiaus (progr. 10+060)	37
5.3	Aree non regimate	39
5.3.1	Zona Is Corrias.....	39

5.3.2	Zona Rio Mortu.....	41
5.3.3	Zona Rio San Lussorio.....	42
5.3.4	Zona Sugoddu.....	43
5.3.5	Zona Quartucciu - svincolo SS.125 (fine lotto).....	43
6	VERIFICHE IDRAULICHE E SISTEMAZIONI DI PROGETTO	44
6.1	Tombini Idraulici.....	44
6.1.1	Tombini dell'asse principale	45
6.1.2	Tombini sugli svincoli e viabilità secondarie.....	47
6.2	Interferenze con corsi d'acqua regimati.....	52
6.2.1	Rio Salius (progr. 5+420 – Lotto I)	52
6.2.2	Rio Nou (progr. 8+350 – Lotto II).....	59
6.2.3	Rio Is Cungiaus (progr. 10+060 – Lotto II)	63
6.3	Aree non regimate	68
6.3.1	Zona Is Corrias (Lotto I)	68
6.3.2	Zona Rio Mortu (Lotto I)	77
6.3.3	Zona Rio San Lussorio (Lotto I)	88
6.3.4	Zona Sugoddu.....	96
6.3.5	Zona Quartucciu – Svincolo SS.125.....	98
6.4	Recapiti finali	100
7	AREE ESONDABILI	102
7.1	Scenario ante operam	102
7.2	Situazione post-operam.....	104
7.3	Opere di protezione idraulica integrative rispetto al PP	106
8	CONCLUSIONI	108
9	ALLEGATI	112
9.1	Risultati simulazione HEC-RAS Rio Salius – stato di progetto	112
9.2	Risultati simulazione HEC-RAS Rio Nou – stato di progetto	113
9.3	Risultati simulazione HEC-RAS Rio Is Cungiaus – stato di progetto.....	114
9.4	Risultati simulazione HEC-RAS Canale Is Corrias – stato di progetto.....	115
9.5	Risultati simulazione HEC-RAS Rio Mortu – stato di progetto.....	116
9.6	Risultati simulazione HEC-RAS Rio Lussorio – stato di progetto	117

9.7 Relazione idraulica delle interferenze minori e del corpo stradale (Progetto Preliminare)..... 118

1 INTRODUZIONE

1.1 Inquadramento generale dell'intervento

La presente Relazione di Compatibilità Idraulica costituisce parte integrante del Progetto Definitivo dell'appalto "Nuova SS 554 "Cagliaritano". Adeguamento dell'asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km. 1+500 al km. 11+850", che è stato sviluppato in fase Offerta Tecnica con riferimento a quanto previsto dal Disciplinare di Gara bandito da ANAS Spa (codice gara CA08/15).

L'infrastruttura oggetto del Progetto Definitivo, è costituita da un tratto di strada tipo B extraurbana di lunghezza pari a circa 10340 m, che si svilupperà in corrispondenza della attuale sede della SS.554, con direzione Ovest - Est, nella zona a Nord del centro abitato di Cagliari.

Le opere comprese nel Progetto Definitivo sono suddivise, secondo il bando ANAS in due distinti lotti funzionali:

- I° Lotto funzionale (da progr. 1+500 a progr. 7+100): sarà oggetto dell'Appalto di esecuzione e di progettazione esecutiva, da parte dell'aggiudicatario della gara;
- II° Lotto funzionale (da progr. 7+100 a progr. 11+850): non sarà oggetto dell'Appalto di esecuzione e di progettazione esecutiva, ma soltanto della fase di progettazione definitiva in gara.

Il tracciato stradale principale verrà realizzato per adeguamento in sede dell'attuale infrastruttura, con allargamento della sezione stradale esistente SS554, dalla progressiva iniziale fino alla progressiva 10+500 circa, dove la direzione principale per Villasimius e la Sardegna sud – orientale, verrà indirizzata per i rimanenti 1350 m compresi nel lotto, sulla attuale strada statale SS.125, riconfigurando l'ultimo tratto della attuale SS.554 come svincolo in uscita verso la direzione Poetto/Quartu Sant'Elena.

Il progetto comprende anche 8 svincoli principali, con l'eliminazione di tutte le intersezioni a raso esistenti, con la realizzazione di svincoli su piani sfalsati, 9 viabilità di servizio complanari, e numerosi tratti di adeguamento della viabilità esistente, nelle adiacenze.

1.2 Collocazione del documento nell'iter progettuale

Il presente documento è stato redatto nella sua prima revisione all'interno di un'offerta tecnica, nella quale era prevista la **possibilità di sviluppare proposte migliorative** rispetto alle soluzioni progettuali riportate all'interno del Progetto Preliminare.

In particolare era previsto dal bando un elemento di valutazione relativo alla problematica dei sistemi di difesa dalle esondazioni, esposto nel punto b.2 testualmente come *"proposte di soluzioni tecniche e tecnologiche finalizzate alla gestione dell'idraulica superficiale (di piattaforma e interferita) con particolare riferimento alla salvaguardia della infrastruttura da fenomeni alluvionali"*.

All'interno del documento in oggetto trovano dunque spazio tutti gli aspetti dello Studio Idraulico a supporto della progettazione definitiva, con particolare riferimento ad alcune scelte progettuali che vengono operate allo scopo di migliorare lo scenario previsto dal Progetto Preliminare a base di gara.

Nel presente documento di farà ampio riferimento, dichiarandone i principali elementi di validità, allo studio idraulico posto a base di gara con l'elaborato S_DPCA06_P_1501_T00_ID00_IDR_RE01 (*"Studio idrologico ed analisi idraulica delle criticità principali"*) redatto dall'Università di Cagliari (Centro Interdipartimentale di Ingegneria e Scienze Ambientali) da un gruppo di lavoro composto dall'ing. Saverio Liberatore e dall'ing. Alessandro Salis, con responsabile scientifico il prof. Giovanni Maria Sechi.

Tale studio (riportato integralmente nel documento DPCA06-D-1501-T00_ID-01-IDR-RE-05), molto approfondito e dettagliato rispetto alla compatibilità della nuova infrastruttura con le problematiche idrauliche è stato analizzato in modo critico per quanto riguarda la valutazione delle portate di piena (si veda in proposito la relazione idrologica DPCA06-D-1501-T00_ID-01-IDR-RE-01), ampliandolo nella parte di ingegnerizzazione, confermandolo nella sostanza, ed integrandolo con valutazioni puntuali di verifica o di approfondimento, estese a tutti i tratti di interferenza con l'infrastruttura. Gli aspetti sui quali si è ritenuto di poter intervenire maggiormente sono quelli relativi all'**applicazione ingegneristica nella determinazione delle opere di difesa del territorio e dell'infrastruttura** che si è cercato, con riferimento ai punti ritenuti più critici nel PP, di migliorare, integrare ed ottimizzare in termini di funzionalità, sempre rimanendo all'interno di uno schema concettuale sostanzialmente confermato rispetto al progetto a base di gara.

Va evidenziato che la progettazione è stata condotta con preciso riferimento al Progetto Preliminare posto in gara dalla stazione appaltante e nel pieno rispetto dei vincoli da essa posti all'interno del Disciplinare di Gara, o nelle risposte ai questi formulati dai concorrenti in fase di gara, mantenendone inalterate le caratteristiche peculiari dell'infrastruttura, e delle opere di difesa idraulica in particolare, integrandole in modo coordinato con le proposte migliorative sviluppate secondo la traccia proposta dall'Amministrazione stessa nei documenti di bando.

Successivamente alla fase di gara, e all'aggiudicazione definitiva da parte della Stazione Appaltante alla scrivente, l'iter progettuale è proseguito con la fase di approvazione del PD; tale iter è ancora in corso, ed ha visto finora le seguenti tappe:

- Le opere in appalto e il Progetto Definitivo offerto, **sono state aggiudicate dalla Stazione Appaltante** all'impresa Astaldi, con la scrivente SWS Engineering in qualità di progettista mandataria, in data 13.09.2017;
- L'iter progettuale che ha seguito l'aggiudicazione della gara, si è articolato in una prima fase di **verifica di completezza documentale** da parte della stessa Stazione Appaltante ANAS SpA, conclusa nel luglio 2018;
- Il Progetto Definitivo è stato sottoposto ad una successiva fase di valutazione da parte del **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**, con l'invio da parte di ANAS SpA con documento prot. CDG-0523115-P del 5/10/2018;
- Lo stesso CSLPP si è espresso con una nota "Affare 80/2018: S.S. 554 Cagliaritana. Progetto Definitivo I° e II° intervento funzionale" prot. A.0070825.06-02-2019 del 6/02/2019, contenente una richiesta di chiarimenti ed integrazioni al Progetto Definitivo, necessarie per l'approvazione dello stesso, e da recepire entro 90 giorni.
- A seguito della presentazione delle integrazioni progettuali, lo stesso CSLPP si è espresso nuovamente con nota M_INF.CSLP.REGISTRO UFFICIALE.U.0007980.16-09-2019 del 16/09/2019 "Affare 80/2018: S.S. 554 Cagliaritana. Progetto Definitivo I° e II° intervento funzionale. Trasmissione del Progetto Definitivo ai sensi del

D.M. 2013/2015”, rilasciando un parere con prescrizioni di ulteriori necessità di recepimento da riproporre al Consiglio prima della contrattualizzazione dell’opera.

- Nella trasmissione delle note del CSSLPP di cui al punto precedente, ANAS SpA (prot. CDG-0631672-P del 8/11/2019), richiede di rivedere il progetto della gestione delle terre e rocce da scavo, nel corso di una successiva revisione progettuale, alla luce della Delibera SNPA 54/2019 del 9 maggio 2019, che contiene alcuni chiarimenti in merito alla possibilità di riutilizzo del materiale da scavo previa stabilizzazione a calce o a cemento.

Dal punto di vista del progetto idraulico, la presente revisione progettuale, intende recepire tutte le osservazioni riportate nell’istruttoria del CSSLPP del 16/09/2019, al netto di quelle per i quali si è ritenuto sufficiente argomentare all’interno della relazione di recepimento DPCA06-D-1501-T00-EG-01-GEN-RE-06.

1.3 Oggetto specifico del documento

Oggetto specifico del presente documento sono le verifiche di compatibilità idraulica condotte in relazione all’area sulla quale si inserirà l’infrastruttura di progetto.

Sono previste già nel progetto preliminare a base di gara importanti opere idrauliche a salvaguardia della nuova infrastruttura, quali canali idraulici e sistemi di vasche di laminazione, dimensionati allo scopo di abbattere la pericolosità idraulica, che risulta allo stato attuale molto elevata su tratti di lunghezza piuttosto rilevante del tracciato principale.

Da un punto di vista idraulico la zona dove si inserisce l’infrastruttura non è caratterizzata da interferenze con corsi d’acqua di grandi dimensioni in termini di lunghezze, portate o dimensioni dell’alveo, quanto piuttosto da una serie di interferenze con corpi idrici minori, caratterizzati da deflusso a carattere stagionale, se non addirittura occasionale, ma allo stesso tempo da portate anche piuttosto rilevanti, in occasione degli eventi estremi.

In aggiunta ad essi bisogna evidenziare anche fenomeni di esondazione occasionale, anche lungo direttrici, che allo stato attuale non sono propriamente incanalate o regimate, ma che in occasione degli eventi di piena, trasformano in zone di scorrimento elementi di canalizzazione quali strade e viabilità locali, per trasferire portate meteoriche anche elevate lungo la direttrice Nord – Sud che dall’entroterra cagliaritana porta verso le zone costiere più densamente popolate.

Il fenomeno appena descritto acquisisce particolare importanza in virtù del fatto che l’infrastruttura in oggetto è collocata nell’entroterra cagliaritana a nord della città e si sviluppa con direzione Ovest – Est, andando a lambire a Nord anche gli abitati dell’area sub-urbana di Cagliari, cioè i centri abitati di Monserrato, Selargius, Quartucciu e Quartu Sant’Elena (si veda la vista aerea generale riportata in Figura 1).

Si tratta di una zona di periferia urbana inserita in una cintura molto rilevante dal punto di vista della densità di popolazione, costituita, oltre che da Cagliari (155.000 abitanti), da Monserrato (20.000 abitanti), Selargius (29.000 abitanti), Quartucciu (13.000 abitanti) Quartu Sant’Elena (71.000 abitanti).

Le quote altimetriche della zona sono principalmente pianeggianti con variabilità tra un minimo di 9,50 msm. In corrispondenza dell’inizio lotto, fino a circa 45 ms.m. nelle progressive finali; lungo tutto il tracciato le quote si attestano quasi sempre tra i 20 e i 30 ms.m.

Sulla direttrice Nord Sud invece le quote sono digradanti verso il golfo di Cagliari e vedono una zona a nord della SS.554 caratterizzata da ambienti per lo più rurali e poco urbanizzati, ed una zona a Sud dell'infrastruttura caratterizzata dalla presenza dei centri urbani.

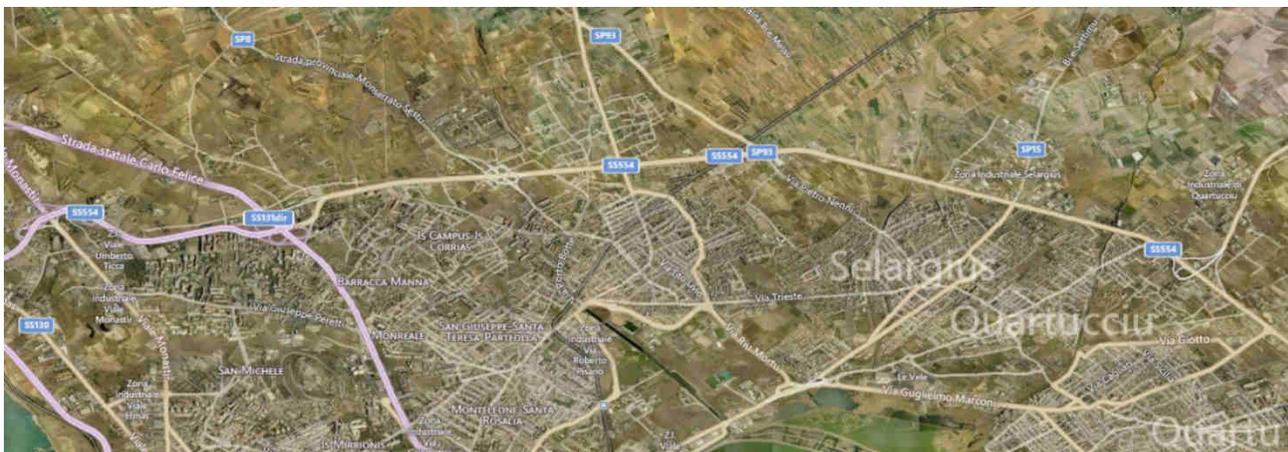


Figura 1 – Vista dell'area oggetto dell'intervento

Sono state individuate tre diverse casistiche, con due diversi approcci di verifica della compatibilità idraulica:

- 1) Interferenza con **corsi d'acqua allo stato attuale incanalati e regimati**, per i quali nella configurazione di progetto sono previste nuove opere di attraversamento o in alcuni casi prolungamenti delle opere esistenti. In questi casi è prevista un'analisi di compatibilità idraulica dei franchi di attraversamento rispetto ad un evento di piena con tempo di ritorno TR = 200 anni.
- 2) Aree soggette a pericolosità idraulica **dove allo stato attuale non sono presenti opere di raccolta e regimazione**, e gli eventi di piena generati dai bacini a monte della strada SS 554 si manifestano con fenomeni di ruscellamento ed esondazione estesi sul territorio. In ragione della maggior pericolosità idraulica attuale, proprio per i casi riconducibili a questa tipologia, nella configurazione di progetto è prevista la realizzazione di importanti manufatti di protezione idraulica, quali nuovi canali di regimazione/protezione, vasche di laminazione, sistemazioni idrauliche. In questi casi è prevista, oltre all'analisi di compatibilità idraulica dei franchi di attraversamento rispetto ad un evento di piena con tempo di ritorno TR = 200 anni, anche la verifica degli interventi di abbattimento della pericolosità idraulica.
- 3) Aree non soggette a pericolosità idraulica dove la realizzazione delle opere di progetto necessita di **interventi di regimazione delle acque meteoriche esterne alla piattaforma stradale**. Raccoglie tutte le casistiche diverse dal caso precedente tra i bacini interferenti con la nuova infrastruttura di progetto.

Occorre precisare infine che il presente studio di compatibilità ha la duplice finalità di:

- Individuare le zone di interferenza tra le aree a rischio idraulico e l'infrastruttura, allo scopo di individuare le idonee opere di protezione della stessa nei confronti dei fenomeni di esondazione;

- Per le zone di interferenza di cui al punto precedente, verificare che le opere di progetto non comportino elementi di incompatibilità rispetto al deflusso delle acque meteoriche durante gli eventi di piena, andandone a modificare in termini peggiorativi le dinamiche di drenaggio e smaltimento verso i corpi idrici recettori.

2 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Lo studio in oggetto è stata condotto nel rispetto delle normative vigenti e dei documenti dell'Autorità di Bacino della Regione Sardegna.

2.1 Normative di riferimento

Le principali normative di riferimento sono costituite da:

- D.Lgs 3 aprile 2006 n° 152 – “Norme in materia ambientale”
- L.R. 11 maggio 2007 n°9 – “Provvedimento generale recante norme di tipo ordinamentale e finanziario (collegato alla manovra di finanza regionale per l'anno 2007 Art. 3, comma 4, della Legge regionale n. 8/2002)”

2.2 Piano di Assetto Idrogeologico

Le principali normative di riferimento sono costituite da:

- Deliberazione n° 22/46 del 21 luglio 2003 (e successive revisioni 2004 e 2013) - “Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idro-geologico” – Regione Autonoma della Sardegna.

2.3 Autorità di Bacino Regionale

Deliberazione n.1 del 20.05.2015 e relativi allegati:

- Allegato 1: “Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna nonché delle opere interferenti”;
- Allegato 2: “Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza dei canali tombati esistenti”
- Allegato 3: “Direttiva per la manutenzione degli alvei e la gestione dei sedimenti art.13 e 15 delle NA del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Sardegna (PAI)”.

3 STRUMENTI URBANISTICI - AMBITO IDRAULICO

Nel presente capitolo vengono analizzati gli strumenti urbanistici della pianificazione territoriale regionale attinenti il rischio idrogeologico. In particolare verranno descritti:

- Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSSF);
- Piano Gestione Rischio Alluvioni (PGRA);
- Piano di Gestione Distretto Idrografico della Sardegna;
- Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI);

in corrispondenza della zona in esame.

Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSSF) e Piano Gestione Rischio Alluvioni (PGRA)

L'area di intervento risulta esterna sia al Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSSF) che al Piano Gestione Rischio Alluvioni (PGRA).

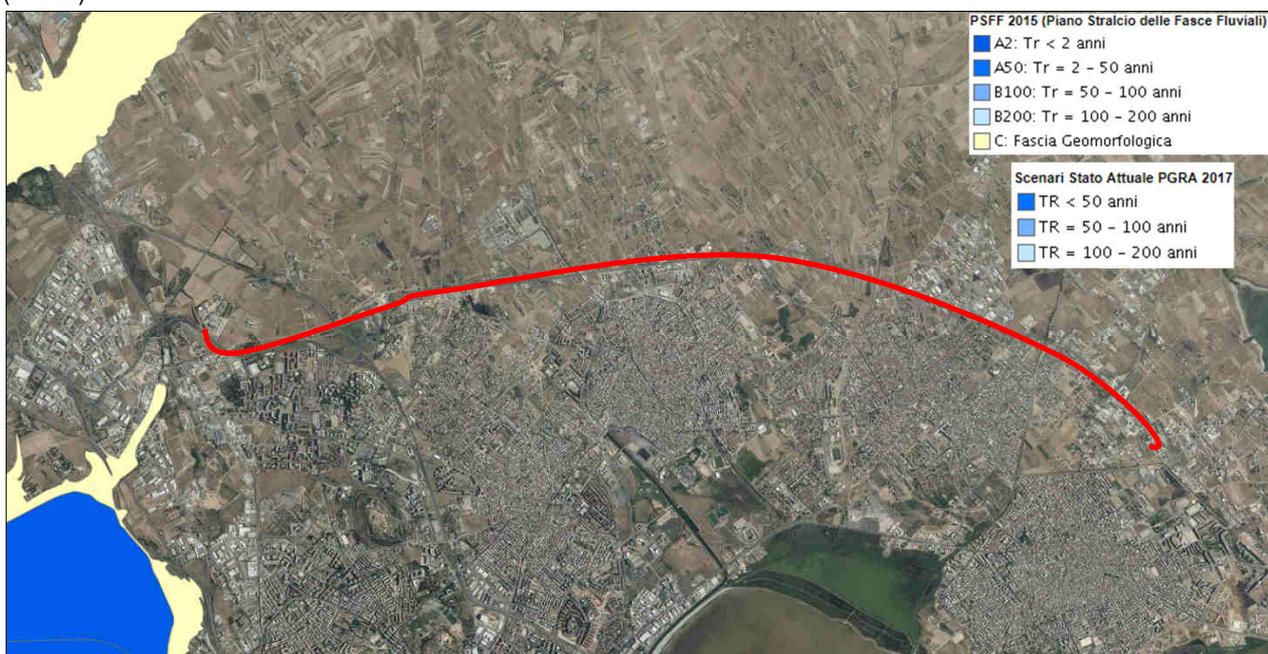


Figura 2 – Cartografia PSSF e PGRA in corrispondenza dell'area di intervento (in rosso tratto stradale oggetto di intervento).

Piano di Gestione del Distretto idrografico della Sardegna

Per quanto riguarda il Piano di Gestione del Distretto idrografico della Sardegna i contenuti del documento non sono concernenti i rischi connessi all'esondabilità dei corpi idrici.

Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)

Si analizza di seguito il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI), redatto ai sensi della legge n. 183/1989 e del decreto-legge n. 180/1998, e approvato con decreto del Presidente della Regione Sardegna n. 67 del 10/07/2006. Il PAI rappresenta uno strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo ai fini della pianificazione e programmazione delle azioni e delle norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa ed alla valorizzazione del suolo, alla prevenzione del rischio idrogeologico individuato sulla base delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio regionale.

Le perimetrazioni individuate nell'ambito del PAI delimitano le aree caratterizzate da elementi di pericolosità idrogeologica, dovute a instabilità di tipo geomorfologico o a problematiche di tipo idraulico, sulle quali si applicano le norme di salvaguardia contenute nelle Norme di Attuazione del Piano.

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali costituisce un approfondimento ed una integrazione necessaria al Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) in quanto è lo strumento per la delimitazione delle regioni fluviali funzionale a consentire, attraverso la programmazione di azioni (opere, vincoli, direttive), il conseguimento di un assetto fisico del corso d'acqua compatibile con la sicurezza idraulica, l'uso della risorsa idrica, l'uso del suolo (ai fini insediativi, agricoli ed industriali) e la salvaguardia delle componenti naturali ed ambientali.

In base all'articolo 1 "Finalità e contenuti del PAI" commi 3 e 4:

"3. Nelle aree di pericolosità idraulica e di pericolosità da frana il PAI ha le finalità di:

- a) garantire nel territorio della Regione Sardegna adeguati livelli di sicurezza di fronte al verificarsi di eventi idrogeologici e tutelare quindi le attività umane, i beni economici ed il patrimonio ambientale e culturale esposti a potenziali danni;*
- b) inibire attività ed interventi capaci di ostacolare il processo verso un adeguato assetto idrogeologico di tutti i sottobacini oggetto del piano;*
- c) costituire condizioni di base per avviare azioni di riqualificazione degli ambienti fluviali e di riqualificazione naturalistica o strutturale dei versanti in dissesto;*
- d) stabilire disposizioni generali per il controllo della pericolosità idrogeologica diffusa in aree non perimetrate direttamente dal piano;*
- e) impedire l'aumento delle situazioni di pericolo e delle condizioni di rischio idrogeologico esistenti alla data di approvazione del piano;*
- f) evitare la creazione di nuove situazioni di rischio attraverso prescrizioni finalizzate a prevenire effetti negativi di attività antropiche sull'equilibrio idrogeologico dato, rendendo compatibili gli usi attuali o programmati del territorio e delle risorse con le situazioni di pericolosità idraulica e da frana individuate dal piano;*
- g) rendere armonico l'inserimento del PAI nel quadro della legislazione, della programmazione e della pianificazione della Regione Sardegna attraverso opportune previsioni di coordinamento;*
- h) offrire alla pianificazione regionale di protezione civile le informazioni necessarie sulle condizioni di rischio esistenti;*
- i) individuare e sviluppare il sistema degli interventi per ridurre o eliminare le situazioni di pericolo e le condizioni di rischio, anche allo scopo di costituire il riferimento per i programmi triennali di attuazione del PAI;*
- l) creare la base informativa indispensabile per le politiche e le iniziative regionali in materia di delocalizzazioni e di verifiche tecniche da condurre sul rischio specifico esistente a carico di infrastrutture, impianti o insediamenti.*

4. Sono quindi contenuti nel PAI:

- a) l'individuazione e la delimitazione delle aree con pericolosità idraulica e con pericolosità da frana molto elevata, elevata, media e moderata;**
- b) la rilevazione degli insediamenti, dei beni, degli interessi e delle attività vulnerabili nelle aree pericolose allo scopo di valutarne le specifiche condizioni di rischio;*
- c) l'individuazione e la delimitazione delle aree a rischio idraulico e a rischio da frana molto elevato, elevato, medio e moderato;**
- d) le norme di attuazione orientate sia verso la disciplina di politiche di prevenzione nelle aree di pericolosità idrogeologica allo scopo di bloccare la nascita di nuove situazioni di rischio sia verso la disciplina del controllo delle situazioni di rischio*

esistenti nelle stesse aree pericolose allo scopo di non consentire l'incremento del rischio specifico fino all'eliminazione o alla riduzione delle condizioni di rischio attuali;

e) lo sviluppo tipologico, la programmazione e la specificazione degli interventi di mitigazione dei rischi accertati o di motivata inevitabile rilocalizzazione di elementi a rischio più alto;

f) nuove opere e misure non strutturali per la regolazione dei corsi d'acqua del reticolo principale e secondario, per il controllo delle piene, per la migliore gestione degli invasi, puntando contestualmente alla valorizzazione della naturalità delle regioni fluviali;

g) nuove opere e misure non strutturali per la sistemazione dei versanti dissestati e instabili privilegiando modalità di intervento finalizzate alla conservazione e al recupero delle caratteristiche naturali dei terreni;

h) il tracciamento di programmi di manutenzione dei sistemi di difesa esistenti e di monitoraggio per controllare l'evoluzione dei dissesti".

In base all'articolo 4 comma 4:

"Il PAI ha valore di piano territoriale di settore e, in quanto dispone con finalità di salvaguardia di persone, beni, ed attività dai pericoli e dai rischi idrogeologici, prevale sui piani e programmi di settore di livello regionale".

3.1 Il Sub-bacino "Flumendosa – Campidano – Cixerri"

L'articolo 2 definisce la suddivisione del bacino idrografico unico regionale della Regione Sardegna, corrispondente all'intero territorio regionale, nei seguenti sette sottobacini: sub-bacino n.1 Sulcis, sub-bacino n.2 Tirso, sub-bacino n.3 Coghinas-Mannu-Temo, sub-bacino n.4 Liscia, sub-bacino n.5 Posada-Cedrino, sub-bacino n.6 Sud-Orientale, sub-bacino n.7 Flumendosa-Campidano-Cixerri. L'area di intervento ricade all'interno del bacino 7 Flumendosa – Campidano – Cixerri e pertanto si sono consultate le cartografie di piano relative a tale sub bacino.

Dal punto di vista pedologico i suoli sardi sono generalmente caratterizzati da una notevolissima variabilità tipologica, scarsità della massa, elevato grado di pietrosità e rocciosità, intensa erosione superficiale. Tali non elevate qualità, legate certamente alle caratteristiche geologiche, morfologiche e climatiche della regione, sono tuttavia frutto anche di un prolungato e talvolta imprevedibile uso del territorio.

L'idrografia regionale è caratterizzata dalla quasi totale assenza di corsi d'acqua perenni. Infatti, i soli fiumi classificati come tali sono costituiti dal Tirso, dal Flumendosa, dal Coghinas, dal Cedrino, dal Liscia e dal Temo, unico navigabile nel tratto terminale. Inoltre, la necessità di reperire risorse idriche superficiali da tutti i corsi d'acqua disponibili ha portato alla costruzione di numerosissimi invasi artificiali che di fatto hanno completamente modificato il regime idrografico, tanto che anche i fiumi succitati, a valle degli sbarramenti sono asciutti per lunghi periodi dell'anno.

La maggior parte dei corsi d'acqua, presenta caratteristiche torrentizie che, per la conformazione geomorfologica dei bacini imbriferi, presentano pendenze elevate per la maggior parte del loro percorso, con tratti vallivi, brevi che si sviluppano nei conoidi di deiezione o nelle piane alluvionali. Di conseguenza nelle parti montane si verificano intensi processi erosivi del alveo, mentre nei tratti di valle si osservano fenomeni di sovralluvionamento che danno luogo a sezioni poco incise con frequenti fenomeni di instabilità planimetrica anche per portate non particolarmente elevate.

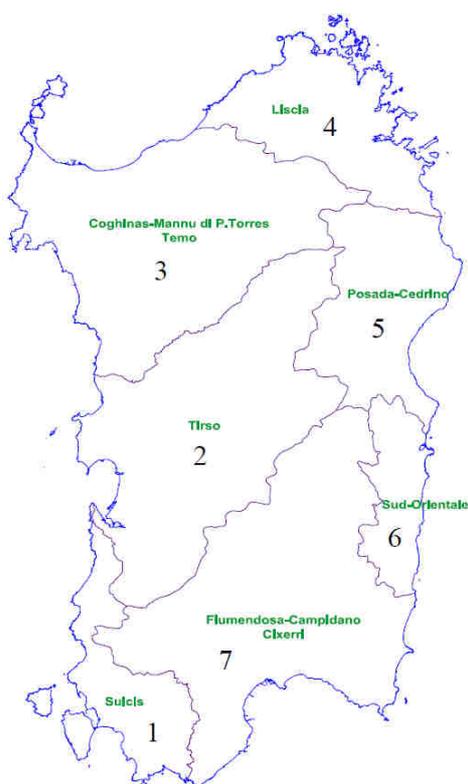


Figura 3 – Delimitazione dei sub-bacini Regionali Sardi.

Per quanto riguarda le precipitazioni si consideri che alla variabilità temporale della precipitazione si aggiunge quella spaziale caratterizzata dalla forte influenza dell'orografia con le principali direzioni dei flussi di umidità indotte dalle perturbazioni atmosferiche. Tale variabilità si manifesta anche sul valore annuale di precipitazione dove si può osservare come la precipitazione media annua varia dai 430 mm di Cagliari, praticamente al livello del mare, sino agli oltre 1100 mm di Is Cannoneris, ubicata a quota 700 m circa e ad appena 30 Km di distanza dalla precedente.

Il Sub Bacino si estende per circa 6.000 Km², pari al 25% del territorio regionale; è l'area più antropizzata della Sardegna ed il sistema idrografico è interessato da diciassette opere di regolazione in esercizio e otto opere di derivazione. I bacini idrografici di maggior estensione sono costituiti dal Flumendosa, dal Flumini Mannu, dal Cixerri, dal Picocca e dal Corr'e Pruna; numerosi bacini minori risultano compresi tra questi e la costa.

Numerosi corsi d'acqua minori attraversano il sub bacino; essi, seppure con bacini imbriferi modesti, meritano particolare attenzione per l'interferenza tra reticolo idrografico, insediamenti urbani e la rete dei trasporti.

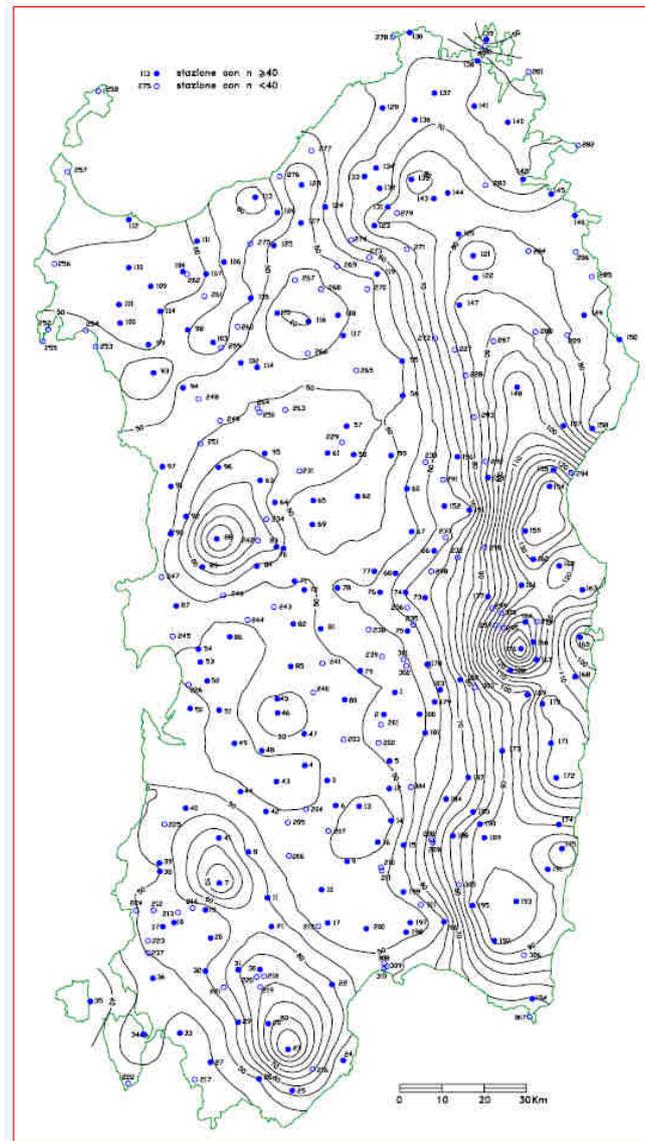


Figura 4 – Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera in Sardegna.

3.2 Cartografia del Piano

Prima di procedere all'analisi della cartografia del Piano si riportano alcune considerazioni.

3.2.1 Rischio idraulico

Secondo la notazione usuale, il Rischio Idraulico, R_i , è definito come il prodotto di tre fattori secondo l'espressione:

$$R_i = H_i E V$$

R_i = rischio idraulico totale (quantificato secondo 4 livelli riportati in Tabella 2);

H_i = pericolosità (natural Hazard) ossia la probabilità di superamento della portata al colmo di piena; in accordo al DPCM 29/09/98 è ripartita in 4 livelli, pari a 0.02, 0.01, 0.005, 0.002, che corrispondono ai periodi di ritorno (T) di 50, 100, 200 e 500 anni (Tabella 1).

Pericolosità		Frequenza (1/T)	Periodo di ritorno (T anni)
H_{i1}	bassa	0.002	500
H_{i2}	moderata	0.005	200
H_{i3}	alta	0.010	100
H_{i4}	molto alta	0.020	50

Tabella 1 – Relazione tra pericolosità, frequenza e periodo di ritorno nei fenomeni di piena.

E = elementi a rischio; ai sensi del citato DPCM sono costituiti da persone e cose suscettibili di essere colpiti da eventi calamitosi. Ai fini del presente lavoro si classificano secondo la Tabella XII, nella quale ad ogni classe è stato attribuito un peso secondo una scala compresa fra 0 e 1.

V = vulnerabilità intesa come capacità a resistere alle sollecitazioni indotte dall'evento e quindi dal grado di perdita degli elementi a rischio E in caso del manifestarsi del fenomeno. Ogni qualvolta si ritenga a rischio la vita umana, ovvero per gli elementi di tipo E4, E3 e parte di E2, la vulnerabilità, secondo quanto si evince dal DPCM, è stata assunta pari all'unità; per quanto concerne agli elementi di alto tipo occorrerebbe provvedere ad effettuare analisi di dettaglio sui singoli cespiti ma esse esulano dai limiti delle attività previste dal dispositivo di legge e, pertanto, anche a tali elementi è stato attribuito un valore di vulnerabilità ancora unitario. Ciò non toglie la possibilità, in fasi successive di approfondimento dei piani, di poter provvedere ad una opportuna ricalibratura del parametro sulla base di studi specifici di settore.

Rischio idraulico			Descrizione degli effetti
Classe	Intensità	Valore	
R_{i1}	Moderato	$\leq 0,002$	danni sociali, economici e al patrimonio ambientale marginali
R_{i2}	Medio	$\leq 0,005$	sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche
R_{i3}	Elevato	$\leq 0,01$	sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale
R_{i4}	Molto elevato	$\leq 0,02$	sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione delle attività socio-economiche

Tabella 2 – Descrizione delle classi di rischio idraulico e loro quantificazione.

3.2.2 Rischio di frana

Analogamente alla definizione del rischio idraulico, il rischio di frana è definito come prodotto fra la pericolosità Hg dei fenomeni di dissesto, la presenza sul territorio di elementi a rischio E e la loro vulnerabilità V.

$$R_g = H_g E V$$

Anche per il rischio di frana totale Rg si è operata una quantificazione secondo 4 livelli riportati in Tabella 3, dove sono evidenziati gli estremi superiore delle classi.

Rischio di frana totale			Descrizione degli effetti
Classe	Intensità	valore	
R _{g1}	Moderato	≤ 0,25	danni sociali, economici e al patrimonio ambientale marginali
R _{g2}	Medio	≤ 0,50	sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche
R _{g3}	Elevato	≤ 0,75	sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale
R _{g4}	Molto elevato	≤ 1,00	sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione delle attività socio-economiche

Tabella 3 – Descrizione delle classi di rischio di frana e loro quantificazione.

Hg = La pericolosità geologica, al contrario della definizione di pericolosità idraulica, è di non agevole definizione in quanto risulta spesso non quantificabile la frequenza di accadimento di un evento franoso. Per tale motivo si è assunta una suddivisione della pericolosità in quattro classi (in Tabella 4).

E = E elementi a rischio, sono definiti comunemente alla parte idraulica (Tabella 5).

V = La vulnerabilità, è definita similmente alla parte idraulica e valgono le medesime considerazioni precedentemente espresse.

Classe	Intensità	Valore	Descrizione
Hg0	Nulla	0	Aree non soggette a fenomeni franosi con pericolosità assente e con pendenze < 20%;
Hg1	Moderata	0,25	aree con pericolosità assente o moderata e con pendenze comprese tra il 20% e il 35% con copertura boschiva limitata o assente; aree con copertura boschiva con pendenze > 35%
Hg2	Media	0,50	aree con pericolosità media con fenomeni di dilavamento diffusi, frane di crollo e/o scivolamento non attive e/o stabilizzate, con copertura boschiva rada o assente, e con pendenze comprese tra 35 e 50%, falesie lungo le coste
Hg3	Elevata	0,75	aree con pericolosità elevata con pendenze >50% ma con copertura boschiva rada o assente; frane di crollo e/o scorrimento quiescenti, fenomeni di erosione delle incisioni vallive. Fonti di scavo instabili lungo le strade; aree nelle quali sono inattività o sono state svolte in passato attività minerarie che hanno dato luogo a discariche di inerti, cave a cielo aperto, cavità sotterranee con rischio di collasso del terreno e/o subsidenza (i siti minerari dismessi inseriti nella Carta della pericolosità di frana); aree interessate in passato da eventi franosi nelle quali sono stati eseguiti interventi di messa in sicurezza
Hg4	Molto elevata	1	aree con pericolosità molto elevate con manifesti fenomeni di instabilità attivi o segnalati nel progetto AVI o dagli Enti Locali interpellati o rilevate direttamente dal Gruppo di lavoro

Tabella 4 – Classi di pericolosità (Hg) e quantificazione lineare nell'intervallo [0,1].

Classi	Elementi	Peso
E ₁	Aree escluse dalle definizioni E2, E3 ed E4; Zona boschiva; Zone di protezione ambientale con vincolo estensivo (p.e. vincolo Galasso);	0.25
	Zone falesie costiere con possibilità di frequentazione	
E ₂	Zona agricola generica; Infrastrutture puntuali per le telecomunicazioni; Zone di protezione ambientale con vincolo specifico ma non puntuale (p.e. parchi, riserve...).	0.50
E ₃	Infrastrutture pubbliche (altre infrastrutture viarie e fondo artificiale, ferrovie, oleodotti, elettrodotti, acquedotti, bacini artificiali); Zone per impianti tecnologici e discariche di R.S.U. ed assimilabili, zone di cava e zone minerarie attive e non, discariche minerarie di residui di trattamento, zona discarica per inerti; Beni naturali protetti e non, beni archeologici; Zona agricola irrigua o ad alta produttività, colture strategiche e colture protette; Specchi d'acqua con aree d'acquacoltura intensiva ed estensiva; Zona di protezione ambientale puntuale (monumenti naturali e assimilabili).	0.75
E ₄	Centri urbani ed aree urbanizzate con continuità; nuclei rurali minori di particolare pregio; zone di completamento; zone di espansione; grandi insediamenti industriali e commerciali; servizi pubblici prevalentemente con fabbricati di rilevante interesse sociale; aree con limitata presenza di persone; aree extraurbane poco abitate; edifici sparsi; nuclei urbani non densamente popolati; aree sedi di significative attività produttive (insediamenti artigianali, industriali, commerciali minori); Zona discarica rifiuti speciali o tossico nocivi; Zona impianti industriali ad elevato rischio potenziale; Aree di intensa frequentazione turistica (zone residenziali estive, alberghiere; zone campeggi e villaggi turistici, spiagge e siti balneari, centri visita etc.); Beni architettonici, storici e artistici; Infrastrutture pubbliche strategiche (strade statali); Porti vari, aeroporti, stazioni.	1.00

Tabella 5 – Classificazione degli elementi a rischio e attribuzione del relativo peso.

In generale è stato rilevato che la classe di pericolosità moderata Hg1 (aree con pericolosità assente o moderata e con pendenze comprese tra il 20% e il 35% con copertura boschiva limitata o assente; aree con copertura boschiva con pendenze < 35%), così come definita nelle Linee Guida, avrebbe incluso anche aree pianeggianti che con moderata certezza si possono ritenere caratterizzate da scarsa probabilità di manifestazioni franose. Per questo motivo è stata introdotta una classe ulteriore Hg0 che è definita come: aree non soggette a fenomeni franosi (aree bianche).

Per una più immediata individuazioni delle associazioni si riportano di seguito, in maniera sintetica, la classificazione delle aree a rischio come intersezione tra aree pericolose ed elementi a rischio.

Classe	Intensità	valore	Elementi a rischio	Pericolosità / Tr (anni)			
				H11	H12	H13	H14
				500	200	100	50
R ₁₁	Moderato	≤ 0.002	E1	R ₁₁	R ₁₁	R ₁₂	R ₁₂
R ₁₂	Medio	≤ 0.005	E2	R ₁₁	R ₁₂	R ₁₂	R ₁₃
R ₁₃	Elevato	≤ 0.01	E3	R ₁₁	R ₁₂	R ₁₃	R ₁₄
R ₁₄	Molto elevato	≤ 0.02	E4	R ₁₁	R ₁₂	R ₁₃	R ₁₄

Tabella 6 – Classificazione delle aree a rischio idraulico.

Classe	Intensità	Valore	Elementi a rischio	Pericolosità			
				Hg1	Hg2	Hg3	Hg4
R ₂₁	Moderato	≤ 0.25	E ₁	R ₂₁	R ₂₁	R ₂₁	R ₂₁
R ₂₂	Medio	≤ 0.50	E ₂	R ₂₁	R ₂₁	R ₂₂	R ₂₂
R ₂₃	Elevato	≤ 0.75	E ₃	R ₂₁	R ₂₂	R ₂₃	R ₂₃
R ₂₄	Molto elevato	≤ 1.00	E ₄	R ₂₁	R ₂₂	R ₂₃	R ₂₄

Tabella 7 – Classificazione delle aree a rischio di frana.

3.2.3 Elaborati grafici

Pericolo e rischio geomorfologico – frana

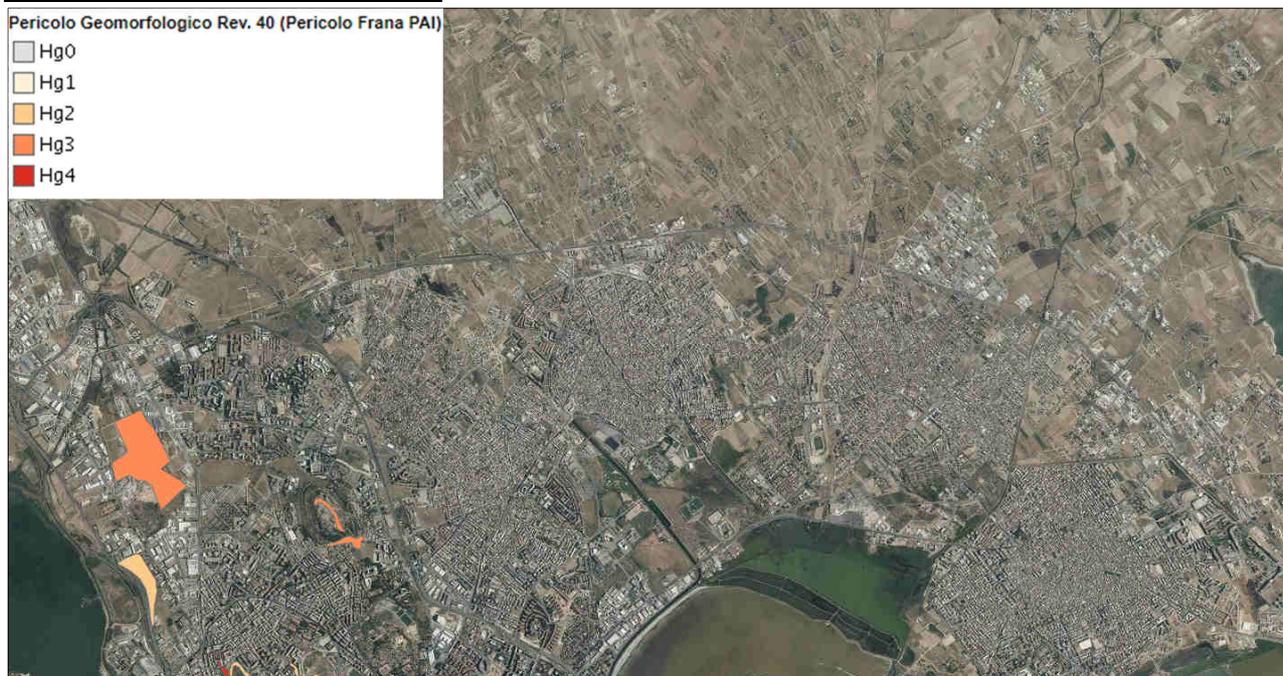


Figura 5 – Cartografia PAI “Pericolo geomorfologico” in corrispondenza dell’area di intervento.

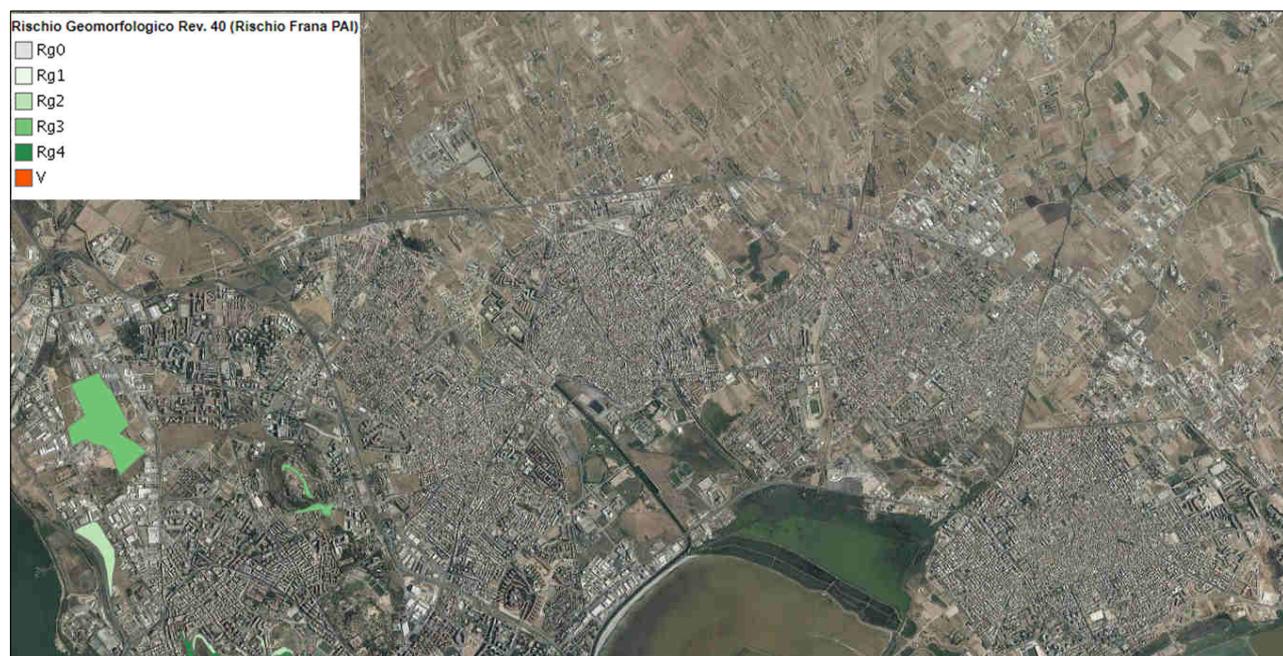


Figura 6 – Cartografia PAI “Rischio geomorfologico” in corrispondenza dell’area di intervento.

Dall’analisi della cartografia relativa al pericolo e al rischio geomorfologico non risultano interferenze delle zone perimetrate dal PAI con l’area di intervento.

Pericolo e rischio idraulico alluvioni PAI

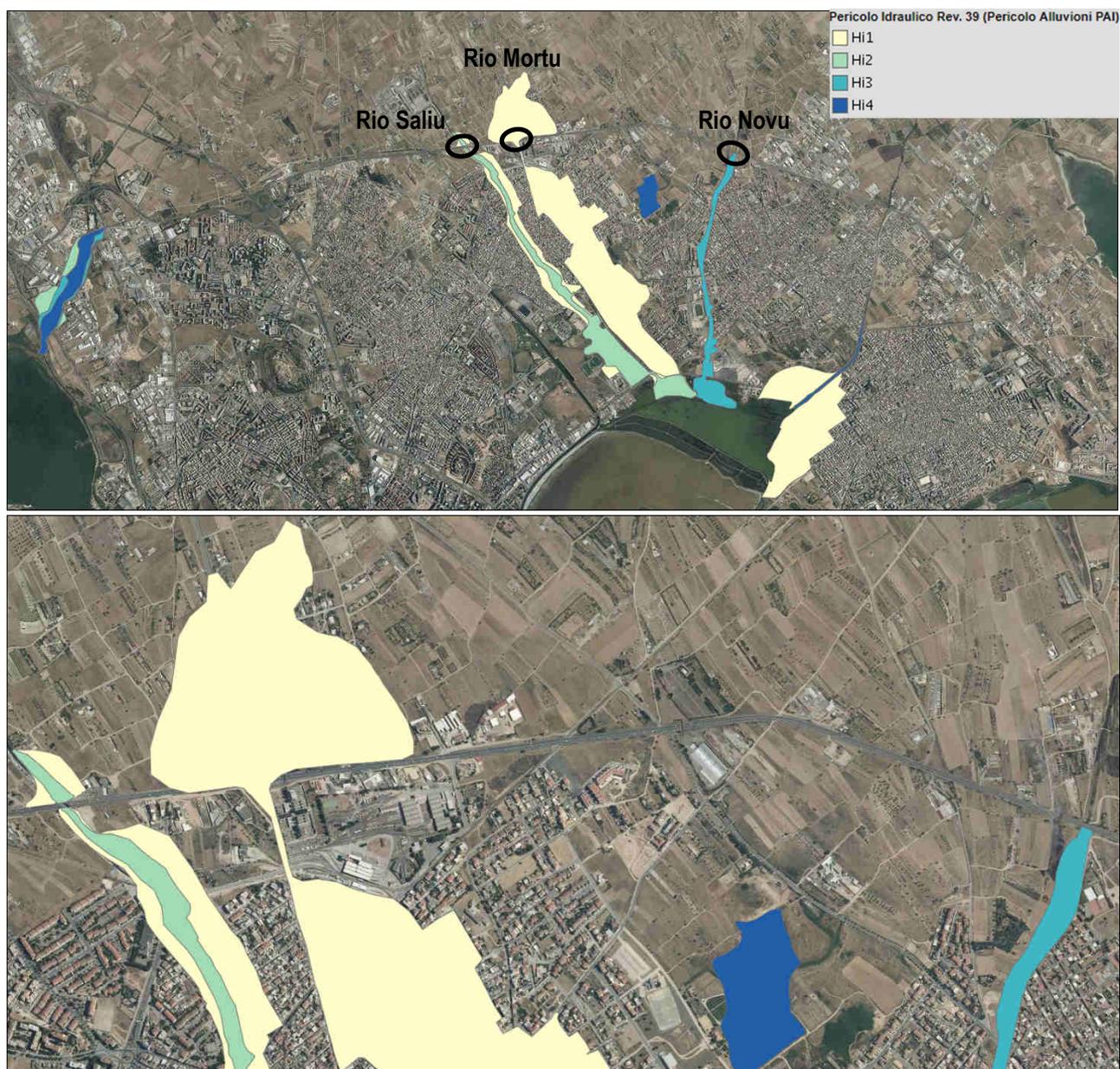


Figura 7 – Cartografia PAI “Pericolo idraulico” in corrispondenza dell’area di intervento e zoom su area critica.

Per quanto riguarda il pericolo idraulico si evidenziano 3 punti di interferenza con il tracciato stradale di progetto che si collocano in corrispondenza di:

- *Attraversamento del Rio Salius (pk stradale 5+400 circa)*
In questo caso la pericolosità idraulica è classificata come moderata (Hi1) e media (Hi2).
- *Attraversamento del Rio Mortu (pk stradale 5+880 circa)*
La pericolosità idraulica definita dal PAI è moderata (Hi1).
- *Zona a valle dell’attraversamento del Rio Novu (pk stradale 8+340)*
In corrispondenza di questa zona la pericolosità idraulica è classificata come elevata (Hi3).

Come si può notare dal raffronto delle immagini riportate in Figura 7 e Figura 8, le classi di rischio nei casi in esame rispecchiano le classi di pericolosità idraulica.

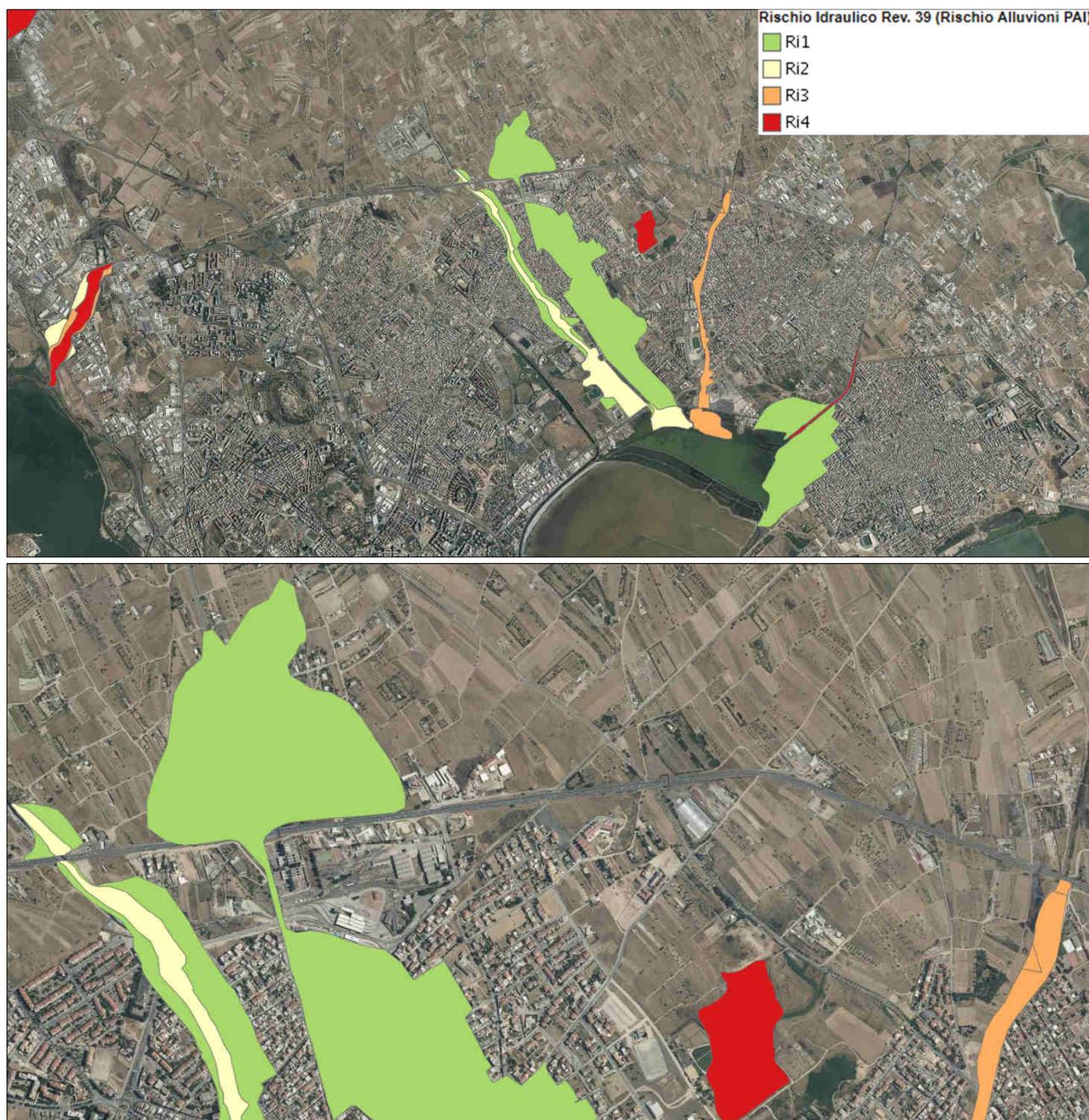


Figura 8 – Cartografia PAI “Rischio idraulico” in corrispondenza dell’area di intervento.

In particolare:

- *Attraversamento del Rio Salius*: rischio moderato (Ri1) e medio (Ri2).
- *Attraversamento del Rio Mortu*: rischio moderato (Ri1).
- *Zona a valle dell’attraversamento del Rio Novu*: rischio elevato (Ri3).

Articolo 8 norme attuazione del PAI

In base all'articolo 8 comma 2 delle norme di attuazione del PAI:

“Indipendentemente dall'esistenza di aree perimetrate dal PAI, in sede di adozione di nuovi strumenti urbanistici anche di livello attuativo e di varianti generali agli strumenti urbanistici vigenti i Comuni - tenuto conto delle prescrizioni contenute nei piani urbanistici provinciali e nel piano paesistico regionale relativamente a difesa del suolo, assetto idrogeologico, riduzione della pericolosità e del rischio idrogeologico - assumono e valutano le indicazioni di appositi studi di compatibilità idraulica e geologica e geotecnica, predisposti in osservanza dei successivi articoli 24 e 25, riferiti a tutto il territorio comunale o alle sole aree interessate dagli atti proposti all'adozione 2 3. Le conseguenti valutazioni comunali, poste a corredo degli atti di piano costituiscono oggetto delle verifiche di coerenza di cui all'articolo 32 commi 3, 5, della legge regionale 22.4.2002, n. 7 (legge finanziaria 2002). Il presente comma trova applicazione anche nel caso di variazioni agli strumenti urbanistici conseguenti all'approvazione di progetti ai sensi del DPR 18.4.1994, n. 383, “Regolamento recante disciplina dei procedimenti di localizzazione delle opere di interesse statale”.

Ciascun comune ha pertanto proceduto alla redazione degli studi di compatibilità geologica-geotecnica e idraulica producendo le seguenti carte di dettaglio:

- Pericolo frana;
- Rischio alluvione.



Figura 9 – Cartografia PAI “Pericolo frana – articolo 8” in corrispondenza dell’area di intervento (il simbolo stellina rossa indica il punto di interferenza con l’area di intervento).

La cartografia presente sul geoportale della Regione Sardegna relativamente al pericolo frana non permette di visualizzare in trasparenza l’ortofoto, pertanto si segnalano in figura, mediante il simbolo della stellina rossa le interferenze del tracciato con le zone caratterizzate dal pericolo frana.

La prima interferenza è in corrispondenza dell'attraversamento dell'infrastruttura stradale con il Rio Salius (km 5+400 circa). Il pericolo è classificato come medio (Hg2). La perimetrazione dell'area termina immediatamente a nord della SS554 non interessando la sede stradale.

La seconda interferenza è al km 8+340 circa in corrispondenza di un punto dove è presente l'attraversamento della rete di drenaggio del bacino del Selargius. Anche in questo caso il pericolo è classificato come medio (Hg2).

Per quanto riguarda la cartografia relativa al pericolo di alluvioni, come si può vedere dall'immagine di seguito riportata, varie perimetrazioni di aree caratterizzate da pericolo di alluvione di diversa entità interferiscono con il tracciato stradale esistente. Si riportano inoltre alcuni ingrandimenti in corrispondenza delle zone critiche.



Figura 10 – Cartografia PAI “Pericolo alluvioni – articolo 8” in corrispondenza dell'area di intervento.

Area 1

Dal inizio intervento al km 4+200 circa il tracciato è caratterizzato da pericolo di alluvione molto elevato (Hi4).



Figura 11 – Cartografia PAI “Pericolo alluvioni – articolo 8” – zoom area 1.

Area 2

Nel tratto compreso tra il km 4+200 e il km 6+700 le zone critiche sono principalmente riconducibili all’attraversamento del Rio Salius (km 5+400) e del Rio Mortu (km 5+880 circa) e il pericolo di alluvione è molto elevato (Hi4).

Il tratto tra il km 6+700 e il km 7+600 è caratterizzato da un’area limitata alla zona adiacente al tracciato stradale (presenza del Rio Lussoriu) ma caratterizzata da pericolo molto elevato (Hi4).

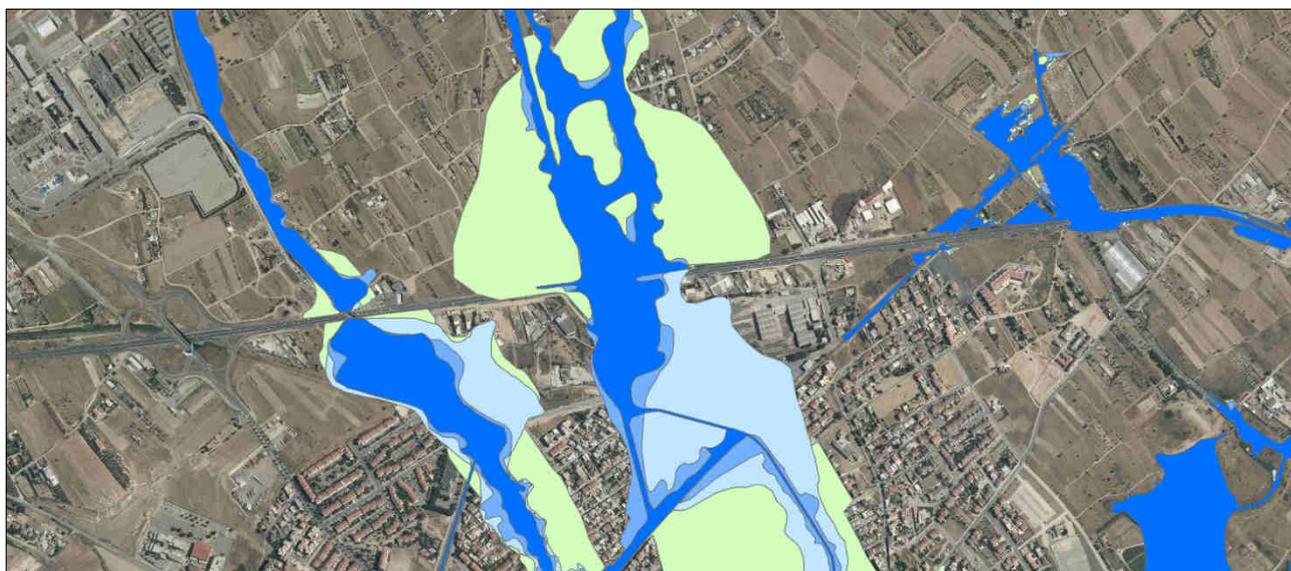


Figura 12 – Cartografia PAI “Pericolo alluvioni – articolo 8” – zoom area 2.

Area 3

Infine per quanto riguarda l'area 3 sono presenti due zone critiche (al km 8+340 e al km 9+200) rappresentate dalla rete di drenaggio del bacino del Selargius caratterizzate da un pericolo idraulico molto elevato (Hi4).

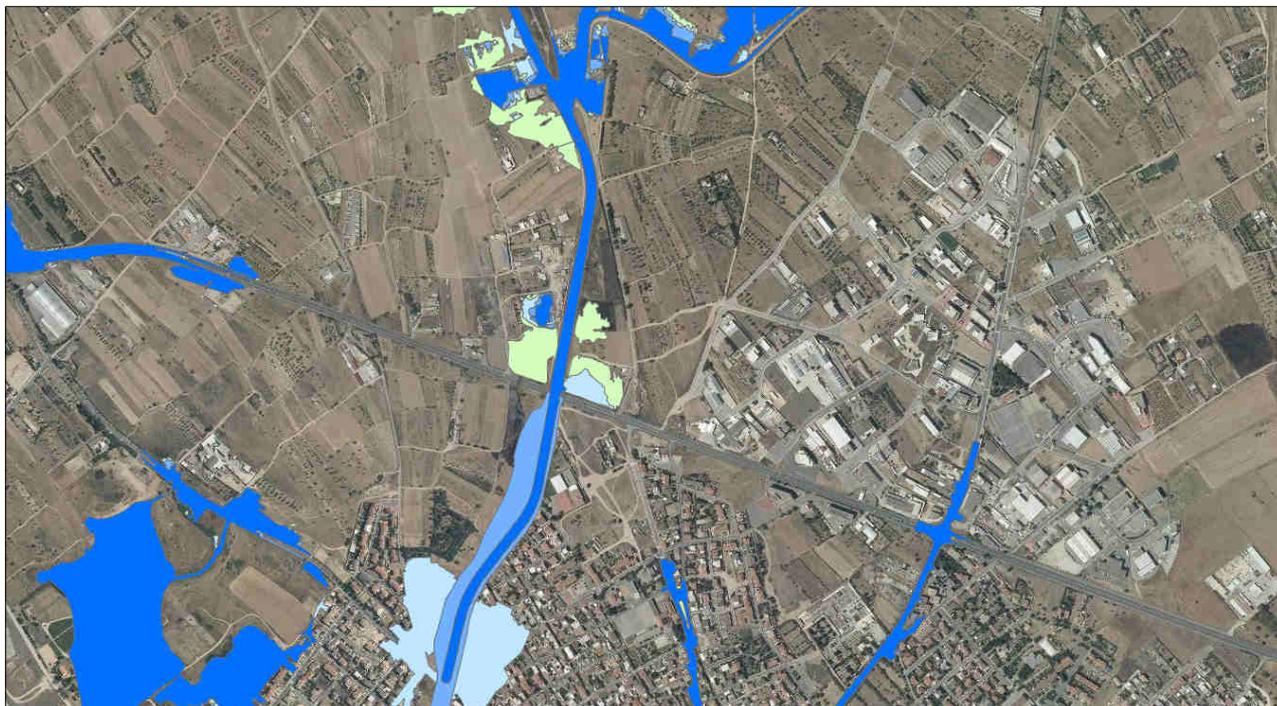


Figura 13 – Cartografia PAI “Pericolo alluvioni – articolo 8” – zoom area 3.

L'articolo 21 delle norme di attuazione fornisce gli “Indirizzi per la progettazione, realizzazione e identificazione delle misure di manutenzione delle nuove infrastrutture”. In particolare:

“2. Le disposizioni e norme tecniche tendono a stabilire principi generali e prescrizioni affinché le attività di progettazione, realizzazione e identificazione delle misure di manutenzione delle nuove infrastrutture a rete o puntuali di cui al precedente comma:13:

- a. conservino le funzioni e il livello naturale dei corsi d'acqua;
- b. non creino in aree pianeggianti impedimenti al naturale deflusso delle acque;
- c. prevedano l'attraversamento degli alvei naturali ed artificiali e delle aree di pertinenza da parte di condotte in sottoterraneo a profondità compatibile con la dinamica fluviale;
- d. garantiscano un franco sul livello della portata di progetto, per velocità medie della corrente inferiori a 8 m/s, pari a quanto indicato dall'analisi modellistica sul franco idraulico approvata dal Comitato istituzionale dell'Autorità di Bacino, corrispondente al massimo tra:

- 1) $0,7 V^2/2g$, dove indica la velocità media della corrente;
- 2) un metro;
- 3) $0,87 \cdot y^{0.5} + \alpha y'$, dove y è la profondità media della corrente, y' è l'altezza della corrente areata ed α un coefficiente che varia linearmente tra 0 e 1 quando la velocità varia tra 5 m/s e 15 m/s, con le limitazioni che il valore $0,87 \cdot y^{0.5}$ sarà assunto al massimo pari a 1,5 ed y' viene assunto pari a 2 metri o alla profondità media y , se questa risulta minore di 2.

Per velocità superiori a 8 m/s il franco sarà almeno pari all'intera altezza cinetica $V^2/2g$

- e. prevedano eventuali rampe di accesso alle infrastrutture di attraversamento in modo da non ostacolare il naturale deflusso delle acque;
- f. adottino per i nuovi attraversamenti criteri che possibilmente evitino o comunque limitino il numero di pile in alveo;
- g. configurino le spalle dei ponti in modo da non comportare restringimenti della sezione che pregiudichino la sicurezza del tronco d'alveo;
- h. prevedano le pile dei nuovi attraversamenti in modo da offrire la minore resistenza idrodinamica;
- i. garantiscano la protezione dall'erosione delle pile dei ponti preferibilmente evitando plateazioni della sezione di imposta;
- l. minimizzino il rischio di instabilità gravitativa e di alterazione del naturale reticolo drenante indotto dai tagli dei versanti lungo i tracciati;
- m. limitino le modificazioni della morfologia naturale dei pendii impegnati;
- n. prevedano appropriati sistemi di drenaggio, da sottoporre ad adeguata manutenzione;
- o. prevengano l'apporto di suolo nei corsi d'acqua in conseguenza dell'esposizione agli agenti meteorici della superficie interessata dall'opera".

Per quanto riguarda la disciplina delle aree di pericolosità idraulica si fa riferimento al CAPO II "AREE DI PERICOLOSITA' IDRAULICA" delle norme di attuazione del PAI.

In base all'articolo 27 "Disciplina delle aree di pericolosità idraulica molto elevata (Hi4)", comma 3:

"3. In materia di infrastrutture a rete o puntuali pubbliche o di interesse pubblico nelle aree di pericolosità idraulica molto elevata sono consentiti esclusivamente:

(...)

- d. gli interventi di adeguamento per la sicurezza di esercizio richiesti da norme nazionali e regionali;
- e. gli interventi di ampliamento e ristrutturazione di infrastrutture a rete e puntuali riferite a servizi pubblici essenziali non delocalizzabili, che siano privi di alternative progettuali tecnicamente ed economicamente sostenibili e siano dichiarati essenziali".

Nel caso di cui al comma 3 e va inoltre redatto lo studio di compatibilità idraulica (articolo 6) di cui all'articolo 24.

L'articolo 28 "Disciplina delle aree di pericolosità idraulica elevata (Hi3)" consente tutti gli interventi, le opere e le attività ammessi nelle aree di pericolosità idraulica molto elevata.

In base al comma 7: "In materia di infrastrutture a rete o puntuali pubbliche o di interesse pubblico è consentita la realizzazione di tutte le tipologie di sottoservizi a rete.

L'articolo 29 "Disciplina delle aree di pericolosità idraulica media (Hi2)" consente tutti gli interventi, le opere e le attività ammessi nelle aree di pericolosità idraulica molto elevata e elevata.

In base al comma 2 lettera m sono consentiti:

"la realizzazione, l'ampliamento e la ristrutturazione di opere e infrastrutture pubbliche o di interesse pubblico".

Per tale tipologia di intervento è necessario predisporre lo studio di compatibilità idraulica.

L'articolo 30 "Disciplina delle aree di pericolosità idraulica moderata (Hi1)" indica che:

“nelle aree di pericolosità idraulica moderata compete agli strumenti urbanistici, ai regolamenti edilizi ed ai piani di settore vigenti disciplinare l'uso del territorio e delle risorse naturali, ed in particolare (...) infrastrutture a rete e puntuali pubbliche o di interesse pubblico (...)”.

Relativamente alla disciplina delle aree di pericolosità da frana si fa riferimento al CAPO III “AREE DI PERICOLOSITA’ DA FRANA” delle norme di attuazione del PAI.

L’unica zona di pericolo individuata è caratterizzata da un valore medio.

In base all’articolo 33 “Disciplina delle aree di pericolosità media da frana (Hg2)”

“3. In materia di infrastrutture a rete o puntuali pubbliche o di interesse pubblico nelle aree di pericolosità media da frana sono inoltre consentiti esclusivamente:

a. gli ampliamenti, le ristrutturazioni e le nuove realizzazioni di infrastrutture riferibili a servizi pubblici essenziali non altrimenti localizzabili o non delocalizzabili, a condizione che non esistano alternative tecnicamente ed economicamente sostenibili, che tali interventi siano coerenti con i piani di protezione civile, e che ove necessario siano realizzate preventivamente o contestualmente opere di mitigazione dei rischi specifici;

(...)”.

Per la realizzazione di dette opere è richiesta la redazione dello studio di compatibilità geologica e geotecnica di cui all’articolo 25.

In corrispondenza della zona di interesse sono previsti due interventi di protezione idraulica nel comune di Monserrato – Selargius (codice B7cpTC111 e B7cpTC112). Il primo intervento è relativo al rio Saliu, mentre il secondo al Rio Mortu. In entrambi i casi la sezione idraulica del canale tombato non risulta sufficiente allo smaltimento delle portate relative ai tempi di ritorno richiesti, pertanto si prevedono interventi di mitigazione del rischio di esondazione consistenti nella realizzazione di un canale scolmatore e della pulizia straordinaria dell’alveo a monte della SS554.

3.2.4 Studio di compatibilità idraulica del comune di Quartucciu

Durante la consultazione degli studi di compatibilità idraulica dei comuni interessati all'intervento in oggetto si è notato che la cartografia del PAI riportata nel geoportale della Regione Sardegna relativamente alla voce "Articolo 8 Hi V.06 (Pericolo Alluvioni PAI Art. 8)" non è aggiornata con la perimetrazione delle aree esondabili del Rio Is Cungiaus risultanti dal suddetto studio di compatibilità idraulica. Si riporta di seguito uno stralcio di tale cartografia.



Figura 14 – Studio compatibilità idraulica del comune di Quartucciu - Tavola I.3.5 “Carta della Pericolosità idraulica – Centro abitato – Settore Centro-sud”

Lo studio di pericolosità idraulica inoltre segnala che:

“Per il ponte carrabile ubicato lungo la SS554 (...) la portata di piena del Rio Is Cungiaus risulta confinata entro le sezioni idrauliche con tutti i tempi di ritorno previsti dalle linee guida del P.A.I. Tuttavia, rispetto a quanto determinato ai sensi dell’analisi modellistica per la definizione del franco idraulico di cui all’articolo 21 delle N.Q. del P.A.I. e s.m.i., il franco idraulico calcolato tra l’intradosso dell’impalcato del ponte e il tirante idrico della piena bicentenaria risulta essere di circa 1,29 m, comunque inferiore rispetto al franco minimo calcolato in attuazione della direttiva ADIS”.

4 VERIFICHE IDRAULICHE

4.1 Attraversamenti esistenti

Per quanto riguarda le verifiche idrauliche effettuate si è fatto riferimento alla deliberazione n.1 del 20.05.2015 e ai relativi allegati:

- Allegato 1: "Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna nonché delle opere interferenti";
- Allegato 2: "Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza dei canali tombati esistenti"
- Allegato 3: "Direttiva per la manutenzione degli alvei e la gestione dei sedimenti art.13 e 15 delle NA del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Sardegna (PAI)".

In particolare nei primi due allegati si forniscono precise indicazioni per le verifiche di sicurezza relativamente a:

- Tempo di ritorno;
- Calcolo delle portate;
- Verifica del franco idraulico;
- Valutazione degli effetti indotti;
- Condizioni del canale e delle opere collegate.

Si riportano di seguito le indicazioni fornite nei documenti citati.

Portata di piena

Il tempo di ritorno della piena da utilizzare per le verifiche idrauliche deve rispettare un valore non inferiore ai 200 anni.

Stima della portata e dei livelli idrici

Nel caso della Sardegna, la consistenza dei dati di portata disponibili, unitamente alla frequente necessità di dover stimare le portate in sezioni non osservate, suggerisce che la stima della portata di piena ad assegnata frequenza in ciascuna sezione idrologica debba essere determinata attraverso il confronto critico tra metodologie dirette, indirette e metodi empirici e studi specialistici locali, metodologie che dovranno essere confrontate con i dati osservati ove disponibili.

Per il dettaglio dei metodi diretti ed indiretti da utilizzare nel caso in cui le portate per tempo di ritorno di 200 anni non siano già state definite dal P.A.I., dal P.S.F.F. o dallo studio del territorio ex articolo 8 delle N.A. del P.A.I., si rimanda integralmente a quanto riportato nelle Linee Guida del P.A.I., con particolare riferimento, nel caso del metodo indiretto, al calcolo dei seguenti parametri: l'intensità di precipitazione, il valore del coefficiente di afflusso, il coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area, il coefficiente di laminazione, la durata di pioggia critica ed il relativo tempo di corrivazione (Tc).

Il calcolo dei livelli idrici corrispondenti all'evento di piena verrà condotto con tecniche di moto permanente, con tempi di ritorno non inferiori ai 200 anni, e dovrà determinare tali livelli in un numero di sezioni sufficientemente significative (si consiglia di considerare un tratto d'alveo di almeno 500 m a monte ed a valle rispetto all'opera).

Franco minimo

Il minimo franco tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di intradosso del canale è quello prescritto dall'articolo 21 delle N.A. del P.A.I..

Nel caso in cui il franco minimo non sia rispettato, nella verifica di sicurezza, ai fini della perimetrazione delle aree di pericolosità, la modellazione idraulica può motivatamente essere eseguita:

- per sezioni molto ampie ispezionabili, modellando lo scorrimento al di fuori del canale della quota della portata non convogliabile con i franchi prescritti per i vari tempi di ritorno;
- per gli altri casi, considerando l'ipotesi di canale completamente ostruito, modellando lo scorrimento al di fuori del canale dell'intera portata per i vari tempi di ritorno.

Valutazione degli effetti idraulici indotti

La verifica di sicurezza deve valutare gli effetti della copertura del canale sulle modalità di deflusso in piena del corso d'acqua; in particolare, occorre valutare gli eventuali profili idrici di rigurgito eventualmente indotti dall'insieme delle opere in relazione all'assetto complessivo presente, eventuali condizioni di rischio idraulico per il territorio circostante, anche derivanti da azioni di erosione puntuale o generalizzata delle strutture del canale e soprattutto dal verificarsi dell'entrata in pressione per effetto di occlusioni totali o per eccessiva portata.

Condizioni di sicurezza del canale e delle opere collegate

Il manufatto e le opere connesse (quali opere di imbocco o di sbocco) devono essere sottoposti a verifica della stabilità strutturale rispetto ai seguenti aspetti:

- scalzamento delle strutture del canale e sollevamento della soletta;
- urti e abrasioni provocate dalla corrente e da eventuali corpi solidi trasportati dalla corrente;
- scalzamento delle strutture di imbocco o sbocco per effetto dell'erosione della corrente;
- verifica della esistenza di eventuali fenomeni franosi che possono determinare situazioni di instabilità sulla struttura del canale e delle strutture di imbocco/sbocco;
- verifica di innesco di potenziali colate detritiche a monte dell'opera e identificazione del potenziale percorso;
- valutazione della potenzialità di trasporto solido.

Per quanto riguarda gli attraversamenti stradali e ferroviari la verifica non è richiesta nel caso in cui le opere siano state progettate, realizzate e collaudate nel rispetto delle previsioni delle N.A. del P.A.I. e nel caso in cui per l'opera di attraversamento si verifichino entrambe le seguenti condizioni:

- Bacino idrografico sotteso inferiore a 0,5 km²;
- Portata idrica inferiore a 10 m³/s, da calcolare con:
 - o tempo di corrivazione fornito dalla formula di Viparelli ($V=1$ m/s);
 - o utilizzo del metodo TCEV/SCS con CN(III) non inferiore a 95.

4.2 Verifica del franco idraulico

Per la verifica del franco idraulico si è fatto riferimento all'articolo 21 delle N.T.A. del PAI "Indirizzi per la progettazione, realizzazione e identificazione delle misure di manutenzione delle nuove infrastrutture".

In particolare l'articolo fornisce le indicazioni per il calcolo del franco sul livello della portata di progetto.

Per velocità medie della corrente inferiori a 8 m/s il franco idraulico corrisponde al valore massimo tra:

- 1) $0,7 V^2/2g$, dove indica la velocità media della corrente (metodo 1);
- 2) un metro (metodo 2);

3) $0,87 \cdot y^{0,5} + \alpha y'$ (metodo 3),

dove y è la profondità media della corrente, y' è l'altezza della corrente areata ed α un coefficiente che varia linearmente tra 0 e 1 quando la velocità varia tra 5 m/s e 15 m/s, con le limitazioni che il valore $0,87 \cdot y^{0,5}$ sarà assunto al massimo pari a 1,5 ed y' viene assunto pari a 2 metri o alla profondità media y , se questa risulta minore di 2.

Per velocità superiori a 8 m/s il franco sarà almeno pari all'intera altezza cinetica $V^2/2g$.

4.2.1 Attraversamenti in corrispondenza di interventi di adeguamento

Sempre facendo riferimento alla deliberazione n.1 del 20.05.2015 l'Allegato 1 al punto 6 fornisce indicazioni generali per la definizione degli interventi manutentivi o di adeguamento. In particolare per quanto riguarda gli interventi di adeguamento per opere di attraversamento viario si sottolinea che gli stessi *“devono migliorare o quantomeno non devono peggiorare le condizioni originarie di deflusso, senza incrementare nessuno degli elementi che concorrono a determinare il rischio idraulico”*.

4.3 Verifica dell'erosione in corrispondenza degli attraversamenti

Il problema della vulnerabilità dei ponti fluviali, e soprattutto lo studio dei processi erosivi in prossimità delle strutture presenti in alveo (pile e spalle), è tuttora aperto, non esistendo al momento attuale un procedimento generale che permetta di valutare, in modo sufficientemente preciso, la profondità di scavo in corrispondenza di detti manufatti e quindi la loro stabilità.

La presenza di una pila in alveo causa, come è noto, un aumento della velocità in corrispondenza della pila stessa, resa manifesta dall'addensamento delle linee di corrente; contemporaneamente si ha la formazione di un grosso vortice a ferro di cavallo, che interessa planimetricamente tutta l'area circostante la pila fino alla linea di separazione del vortice, il quale è il principale responsabile dell'erosione.

Per il calcolo dello scalzamento prodotto dalle pile si è fatto riferimento alla formula di Breusers et al. (1977).

Tale formula è stata applicata per il calcolo dell'erosione in corrispondenza degli attraversamenti Rio Saliu, Rio Nou e Rio Is Cungiaus. Essa è stata utilizzata anche per calcolare lo scavo che potrebbe essere prodotto in corrispondenza delle spalle dei ponti, poiché, eccetto che per il Rio Saliu (per il quale il ponte esistente presenta delle pile in alveo), tutti i ponti in progetto sono ad unica campata e l'elemento di criticità riguarda la spalla stessa del manufatto di attraversamento.

La formula proposta da Breusers è quindi la seguente:

$$y_s = 2 a \tanh\left(\frac{Y_0}{a}\right) f_1 f_2 f_3$$

nella quale:

y_s = profondità dello scalzamento a partire dal fondo alveo medio locale;

Y_0 = profondità media della corrente indisturbata;

a = larghezza della pila [m];

f_1 = parametro che tiene conto della capacità erosiva della corrente in rapporto alla velocità critica di trasporto: $f_1 = f(U/U_c)$, con

$$f_1 = 0 \quad \text{per } U/U_c < 0.5;$$

$$f_1 = 2 (U/U_c) - 1 \quad \text{per } 0.5 < U/U_c < 1.0;$$

$$f_1 = 1 \quad \text{per } U/U_c > 1;$$

con:

U = velocità della corrente indisturbata;

U_c = velocità critica della corrente: $U_c = 0.85 (2 g D_{50} (\gamma_s - \gamma)/\gamma)^{1/2}$;

f_2 = parametro che tiene conto della forma della pila: $f_2 = f(\text{pila})$:

$f_2 = 0.75$ per pila sagomata idraulicamente;

$f_2 = 1$ per pila circolare;

$f_2 = 1.30$ per pila rettangolare;

f_3 = parametro di forma della pila: $f_3 = f(1/a, \alpha)$; il valore di f_3 è dato da un diagramma riportato da diversi autori: per angolo di attacco della corrente nullo ($\alpha = 0$), f_3 vale 1.

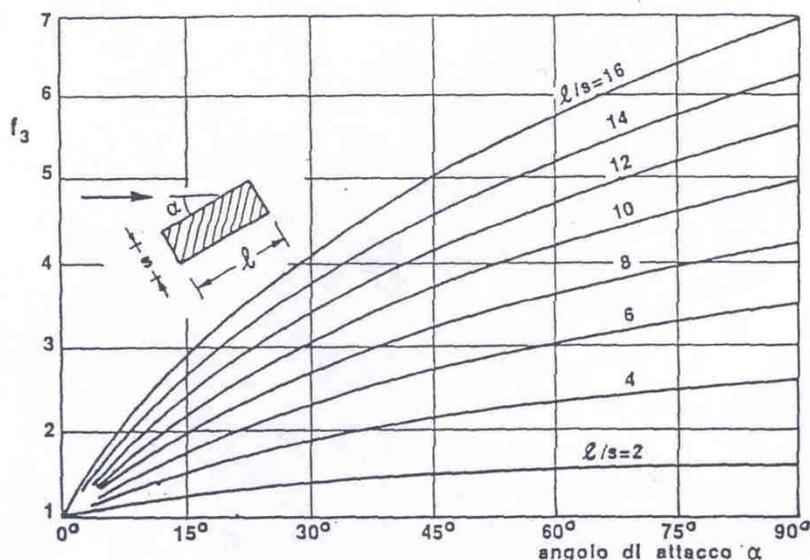


Figura 15: Andamento della funzione f_3 al variare della forma della pila e dell'angolo di attacco

4.4 Prescrizioni del CSSLPP per i tombini

Oltre ai riferimenti sopra riportati, sono stati introdotti nel Progetto Definitivo, alcuni vincoli richiesti dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, all'interno dei due documenti istruttori rilasciati (febbraio e settembre 2019), con riferimento alle verifiche idrauliche dei tombini:

- Per i manufatti funzionanti a pelo libero il tirante idrico dovrà essere inferiore ai 2/3 dell'altezza della sezione;
- Per i manufatti funzionanti a pelo libero deve essere sempre garantito un franco di 0,50 m;
- Per i manufatti con funzionamento in pressione, la massima velocità che si realizza all'interno dello stesso tombino non dovrà superare 1,5 m/s.

5 STATO DI FATTO

Nel presente capitolo si riporta una descrizione del reticolo idrografico principale interferente con l'infrastruttura stradale. Si tratta in quasi tutti i casi di bacini che si estendono a Nord della SS.554, l'intersezione con la quale rappresenta la sezione di chiusura di ciascun bacino che asseconda la naturale pendenza Nord – Sud delle aree di studio, ad eccezione del bacino Is Corrias che raccoglie acque anche dal versante Sud, grazie alla presenza di manufatti idraulici esistenti (benché non sufficientemente dimensionati rispetto ad eventi di piena estremi).

Nella seguente Tabella 8 si riporta una sintesi dei casi analizzati, con i dati di estensione, corrivazione e portata duecentennale. La metodologia di calcolo delle portate e i dati utilizzati nei calcoli sono riportati nella relazione idrologica DPCA06-D-1501-T00-ID-01-IDR-RE-01.

Bacino	pk inizio	pk fine	L [km]	A [kmq]	tc [h]	Q ₂₀₀ [mc/s]	Tipologia	Analisi
Zona Is Corrias	1+500	4+600	5.5	6.75	1.2	47.94	Non regimata	Pericolosità idraulica
Rio Salius	4+600	5+500	10.2	15.79	1.8	56.22	Parziale regimazione	Pericolosità idraulica
Rio Mortu	5+500	7+100	4.6	3.4	1.4	24.42	Non regimata	Pericolosità idraulica
Rio San Lussorio	7+100	7+400	2.9	2.2	1.3	12.42	Non regimata	Pericolosità idraulica
Zona Sugoddu	7+400	8+300	2.6	1.48	1.5	6.96	Non regimata	Attraversamento
Rio Nou	8+300	8+800	10.3	18.9	2.2	93.99	Regimato	Attraversamento
Zona Selargius	8+800	9+800	3.2	1.84	0.9	24.26	Non regimata	Attraversamento
Rio Is Cungiaus	9+800	10+200	12.8	12.5	1.7	83.94	Regimato	Attraversamento
Zona Quartucciu	10+200	11+800	2.1	1.45	0.7	16.73	Non regimata	Attraversamento

Tabella 8 – Sintesi delle interferenze idrauliche – Stato di fatto

I primi 5 bacini interessano le aree comprese nel Lotto I (che verrà realizzato nell'ambito dell'appalto in oggetto) mentre i rimanenti sono compresi nella tratta del Lotto II, per il quale è comunque prevista la redazione del Progetto Definitivo.

5.1 Raffronto delle portate ottenute con quelle risultanti dagli studi di compatibilità idraulica comunali

Si riporta di seguito una tabella di raffronto tra le portate risultanti dall'analisi idrologica (DPCA06-D-1501-T00-ID-01-IDR-RE-01) e quelle ricavate dalle relazioni di compatibilità idraulica dei comuni interessati dall'intervento di adeguamento. Come si può notare dalla sintesi dei risultati schematizzata in tabella le portate sono quasi sempre confrontabili ad eccezione di quelle del Rio Nou e del Rio Is Cungiaus. Nei paragrafi descrittivi di questi due ultimi attraversamenti si riportano le considerazioni relative alle portate utilizzate per le modellazioni idrauliche.

Bacino	Q ₂₀₀ [mc/s]			NOTE
	PD	Studio compatibilità idraulica		
			Comune	
Zona Is Corrias	47.94	-	-	Assenza di raffronto
Rio Salius	56.22	53.81	Mon serrato	-
Rio Mortu	24.42	27.41	Mon serrato	-
Rio San Lussorio	12.42	10.95	Selargius	Assenza di raffronto
Zona Sugoddu	6.96	-		Assenza di raffronto
Rio Nou	93.99	119.59	Selargius	-
Zona Selargius	24.26	-		Assenza di raffronto
Rio Is Cungiaus	83.94	60.34	Quartucciu	Assenza di raffronto
Zona Quartucciu	16.73	-		Assenza di raffronto

Tabella 9 – Raffronto tra portate calcolate in PD e portate risultanti dagli studi di compatibilità idraulica dei comuni di interesse

Come si può evincere dalla tabella, nei casi in cui è presente lo studio di compatibilità redatto dai comuni, i risultati ottenuti sono abbastanza in linea con quelli dello studio dell'Università di Cagliari, fatta eccezione per i due corsi d'acqua principali del Lotto 2, Rio Nou e Rio Cungianus, dove ci sono differenze più marcate in aumento o in diminuzione. Per l'utilizzo dei dati di portata all'interno del PD si è generalmente fatto riferimento ai valori derivanti dallo studio del PP, ad eccezione del caso del Rio Cungianus, per i motivi che verranno descritti nei paragrafi dedicati.

5.2 Interferenze con corsi d'acqua regimati – stato di fatto

Nel seguito vengono descritti i luoghi allo stato di fatto, alla luce di quanto rilevato in sito durante i sopralluoghi dei giorni 22 e 23 febbraio 2016, accompagnandoli con le valutazioni di compatibilità idraulica che sono state effettuate.

Lo stato dei luoghi è stato poi monitorato fino alla data attuale (dicembre 2019), senza riscontrare particolari modifiche alle condizioni al contorno.

5.2.1 Interferenza con Rio Salius (progr. 5+415)

Il corso d'acqua denominato Rio Saliu (o rio Salius), interferisce con la SS.554 attuale, in corrispondenza della progressiva di progetto 5+415 circa, e viene incanalato in un manufatto esistente costituito da una struttura in c.a con impalcato ad altezza variabile a tre campate, con una centrale di luce netta 9,40 m circa e due laterali di 4,25 m circa, divise da due pile in c.a. di larghezza strutturale variabile tra 70 e 90 cm.

Il corso d'acqua interferisce in direzione non ortogonale alla strada con angolo di 60°, seguendo la direttrice propria del corso d'acqua a monte e a valle dell'attraversamento.

E' stata realizzata recentemente, interferente con l'alveo a monte e a valle dell'attraversamento, la metropolitana di superficie di Cagliari, che attraversa la SS 554 con un impalcato sopra-elevato con direzione molto simile a quella del rio, come si può notare dalle foto seguenti, dove si riportano anche le caratteristiche dell'alveo del rio.

Nel tratto a monte dell'attraversamento il rio presenta un alveo trapezoidale con sponde naturali (si veda la Figura 16), con capacità di deflusso non molto elevate.

Risalendo verso monte, il corso d'acqua si mantiene parallelo alla linea metropolitana (sul lato Est), per un tratto di circa 600 m, fino a costeggiare per altri 400 m circa (sempre lato Est) il parcheggio della cittadella universitaria di Monserrato. Su tutto il tratto di monte, sono state eseguite delle verifiche a moto uniforme, rispetto alle modellazioni effettuate nello studio di PP, che confermano la limitata capacità di deflusso dell'alveo esistente che varia tra i 15 e i 30 m³/s, insufficienti a contenere la piena di progetto per tempi di ritorno duecentennali, che è stata scelta in coerenza con i valori dello studio dell'Università di Cagliari redatto a supporto del Progetto Preliminare.

La portata del Rio Salius calcolata per un tempo di ritorno di 200 anni dallo studio di compatibilità idraulica del Comune di Monserrato è pari a 53,81 m³/s. I valori di portata ricavati dalla due diverse analisi sono molto simili.

Le modellazioni idrauliche dello stato di progetto sono state svolte pertanto considerando il valore di 56,22 m³/s risultante dall'analisi idrologica (DPCA06-D-1501-T00-ID-01-IDR-RE-01).



Figura 16 – Rio Salius - vista dell'alveo a Nord dell'attraversamento SS.554 (febbraio 2016)



Figura 17 – Rio Salius - vista dell'attraversamento SS.554 lato monte (febbraio 2016)

L'attraversamento attuale della SS 554 risulta invece decisamente più ampio, tuttavia a valle dell'attraversamento, dove è stato eseguito un intervento di tombatura, lo smaltimento avviene mediante una sezione semicircolare (di superficie assai

inferiore a quella del tratto di monte) avente diametro pari a 4 m, anche in questo caso non compatibile con le portate duecentennali (si veda il dettaglio della Figura 19).

Il tratto di valle consente il deflusso di una portata massima di 27 m³/s, così come indicato nello studio di compatibilità idraulica del comune di Monserrato. Tale studio conferma quindi la limitata capacità di deflusso dell'alveo esistente.

Il quadro appena descritto conferma quanto riportato nello studio di PP, in merito alla pericolosità idraulica della zona, ed in particolare dell'abitato di Monserrato (via San Gavino), situato a valle del tratto analizzato, che ha subito nel recente passato eventi alluvionali catastrofici (ottobre 2008, ed in entità inferiore 2013).



Figura 18 – Rio Salius - vista dell'attraversamento SS.554 lato valle (febbraio 2016)



Figura 19 – Rio Salius - vista dell'alveo a sud dell'attraversamento SS.554 (febbraio 2016)



Figura 20 – Immagini dell’evento alluvionale a Monserrato del 22 ottobre 2008 (a sx e al centro) e del 31 agosto 2013 (dx)

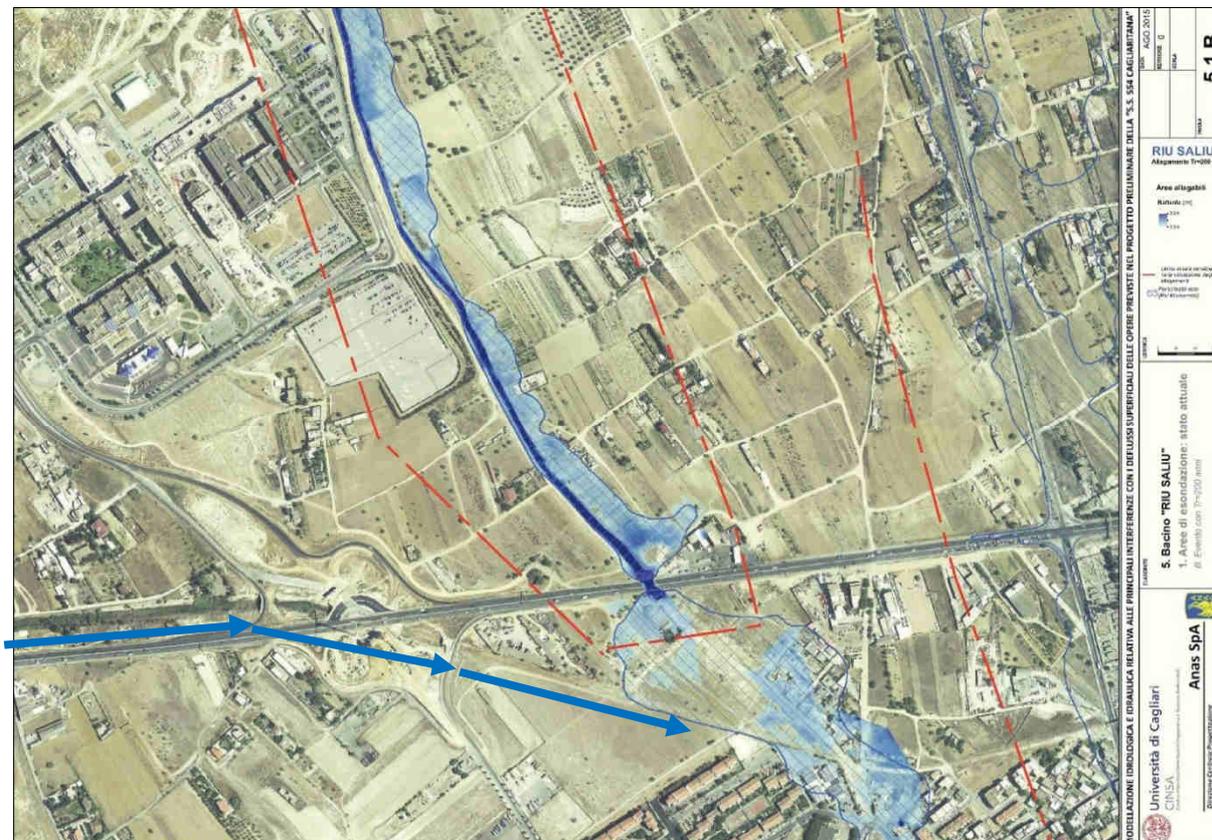


Figura 21 – Aree di esondazione del Rio Saliu (modellazione di PP – TR=200 anni)

Per quanto riguarda il bacino del Rio Saliu si evidenzia la presenza di un ampio canale tributario al bacino (indicato con frecce blu in Figura 21), che scorre con direzione Ovest - Est, per circa 400 m, poco a Nord della SS 554, la attraversa con un manufatto scatolare di dimensioni molto ampie (5 x 5 m, da rilievo in sito), percorre altri 300 m circa in direzione Sud – Est (si veda la Figura 22), per poi morire in un’area prativa pianeggiante poco a monte del rio Saliu nel suo tratto tombato.

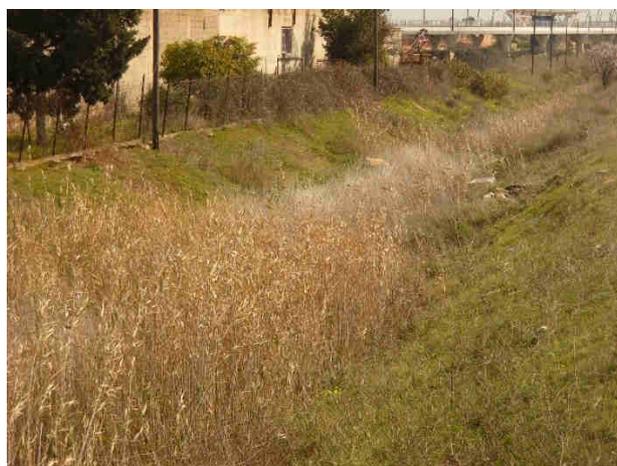


Figura 22 – Canale tributario del Rio Saliu (febbraio 2016)

La situazione critica del Rio Salius dal punto di vista idraulico è inoltre evidenziata nella cartografia del PAI.

5.2.2 Interferenza con Rio Nou (progr. 8+350)

Il corso d'acqua Rio Nou, interferisce con la SS.554 attuale, in corrispondenza della progressiva di progetto 8+350 circa, con un manufatto costituito da una struttura in c.a con impalcato ad altezza variabile a tre campate, con una principale di luce netta 10,30 m circa e due laterali di 4,70 m circa, divise da due pile in c.a. di larghezza strutturale variabile tra 50 e 100 cm.

Il corso d'acqua interferisce in direzione circa ortogonale alla SS.554 e si inserisce in un ampio alveo trapezoidale, di dimensioni abbastanza regolari, con una capacità di deflusso che supera i 400 m³/s, sia per il tratto di monte che per quello di valle.

Tali portate massime risultano superiori alla portata di piena duecentennale, sia al valore che viene stimato in circa 94 m³/s nella relazione idrologica di PD (DPCA06-D-1501-T00-ID-01-IDR-RE-01), sia al valore definito dal Comune di Selargius di 119,59 m³/s.

Queste valutazioni confermano che l'interferenza con il Rio Nou non presenta allo stato attuale particolari criticità dal punto di vista della compatibilità idraulica per l'infrastruttura e per l'abitato di Selargius a valle del tratto analizzato.



Figura 23 – Rio Nou - vista dell'alveo a sud dell'attraversamento SS.554 lato valle (febbraio 2016)

Si evidenzia che lo studio di compatibilità idraulica del comune di Selargius in corrispondenza del punto di interesse riporta una portata di 119,59 m³/s. Tale portata è stata ottenuta considerando un valore di CN di 90, che appare leggermente sovrastimato date le caratteristiche del bacino, tuttavia, a favore di sicurezza, le simulazioni idrauliche dello stato di progetto sono state effettuate con la portata ricavata dallo studio di compatibilità idraulica del comune di Selargius.

Si evidenzia che la cartografia del PAI non classifica la zona in esame come critica dal punto di vista idraulico.

5.2.3 Interferenza con Rio Is Cungiaus (progr. 10+060)

Il corso d'acqua Rio Is Cunigliaus (o Cungiaus) interferisce con la SS.554 attuale, in corrispondenza della progressiva di progetto 10+060 circa, e presenta caratteristiche molto simili al precedente, con un manufatto costituito da una struttura in c.a con impalcato ad altezza variabile a tre campate, con una centrale di luce netta 10,30 m circa e due laterali di 4,70 m circa, divise da due pile in c.a. di larghezza strutturale variabile tra 50 e 100 cm.

Il corso d'acqua interferisce in direzione circa ortogonale alla SS.554 e si inserisce in un alveo trapezoidale, di dimensioni abbastanza regolari e leggermente inferiori al caso precedente.

La portata duecentennale calcolata nella relazione idrologica (DPCA06-D-1501-T00-ID-01-IDR-RE-01) risulta pari a 83,94 m³/s, mentre la relazione di compatibilità idraulica del comune di Selargius in corrispondenza della sezione di chiusura del rio al ponte sulla SS554 fornisce un valore di 60,34 m³/s. Quest'ultimo valore appare più realistico rispetto a quello calcolato con in PD dal momento che il valore del curve number utilizzato nei calcoli di PD (90.4) sembra essere sovrastimato. Il bacino infatti ricade per lo più in una zona caratterizzata dalla presenza di rilievi montuosi (per circa il 30%) e dedicata alle coltivazioni (parte restante) con una limitata percentuale ricadente in zona urbana (Settimo San Pietro).

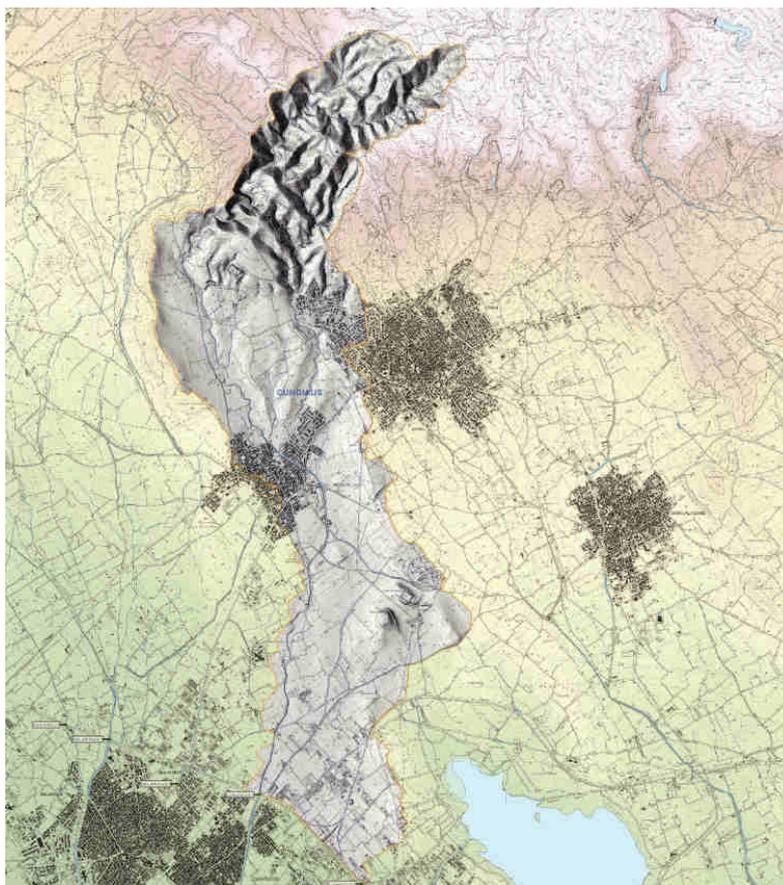


Figura 24 – Bacino del Rio Is Cungiaus

Si ritiene più verosimile il valore di CN utilizzato nello studio di compatibilità idraulico comunale pari a 88 e la portata di 60,34 di m³/s ottenuta dal medesimo studio. Tale portata è stata quindi utilizzata per le modellazioni idrauliche dello stato di progetto.



Figura 25 – Rio Is Cungiaus - vista dell'alveo a sud dell'attraversamento SS.554 lato valle (febbraio 2016)

In conclusione si può affermare che per i tre corsi d'acqua principali propriamente detti, interferiti con l'infrastruttura di progetto:

- il **Rio Salius presenta, allo stato attuale, criticità idrauliche** peraltro piuttosto elevate;
- il **Rio Is Cungiaus presenta, allo stato attuale, limitate criticità idrauliche** come evidenziato anche dallo studio di compatibilità idraulica del comune di Selargius;
- il **Rio Nou non desta particolari preoccupazioni** anche in presenza di eventi di piena con tempi di ritorno pluricentenari.

5.3 Aree non regimate

Oltre ai tre corsi d'acqua analizzati nel precedente paragrafo, esistono lungo il tracciato un certo numero di aree dove il drenaggio delle acque provenienti dai bacini a monte della SS.554, non incanalate in alveo, si manifesta durante gli eventi di piena con uno scorrimento superficiale nella direzione Sud – Nord.

In tutti i casi tale situazione rappresenta, già allo stato attuale, un elemento di forte criticità e pericolosità nei confronti del territorio, e dell'infrastruttura in particolare, per cui saranno proprio queste aree l'oggetto degli interventi di protezione idraulica di maggiore rilevanza.

5.3.1 Zona Is Corrias

La prima parte del tracciato di progetto, tra la progressiva iniziale e la progressiva 4+600 circa, è inserita in un sistema idraulico non regimato, che viene denominato Is Corrias. Il sistema raccoglie le acque di drenaggio di un'ampia area posta a Nord dell'infrastruttura esistente, e anche di una zona posta a Sud - Est e a Sud – Ovest dello svincolo "quadrifoglio", che attraverso una serie di tombini di permeabilità idraulica tende a scorrere in direzione del Rio Fangario, un corso d'acqua che interferisce con la SS 554, circa 500 m più ad est dell'inizio lotto, in corrispondenza dello svincolo col la SS.131. La portata complessiva del bacino, per eventi meteorici 200ennali è di 47,94 m³/s, ma la situazione allo stato attuale, come rappresentato nella mappa di pericolosità idraulica di Figura 27, presenta elementi di criticità diffusa lungo l'infrastruttura, ed in particolare:

- esondazione a nord della SS 554 tra le progressive 3+500 e 4+000 (sbarramento costituito dalla strada);
- esondazione nel settore Nord – Est delle aree intercluse dello svincolo quadrifoglio, generato dall'insufficienza del sistema di tombini di permeabilità presente all'interno dello svincolo stesso;
- esondazione a nord della rampa di connessione SS.131dir su SS.554 in direzione Elmas;
- esondazione a nord della SS 554 tra le progressive 2+000 e 2+600 (sbarramento costituito dalla strada);
- esondazione a nord della SS 554 diffusa tra lo svincolo di accesso alla Motorizzazione Civile, oltre l'inizio del lotto, fino ad un'ampia zona di espansione naturale adiacente al corso d'acqua recettore (rio Fangario), denominata "vecchia masseria". Quest'ultimo tratto risulta attualmente dotato di un piccolo canale scatolare parzialmente coperto, di dimensioni molto limitate (50 x 50 cm circa), del tutto inadeguato alla raccolta delle acque di drenaggio, del bacino.



Figura 26 – Zona Is Corrias – vista del piccolo canale esistente in corrispondenza dell'inizio del lotto (febbraio 2016)

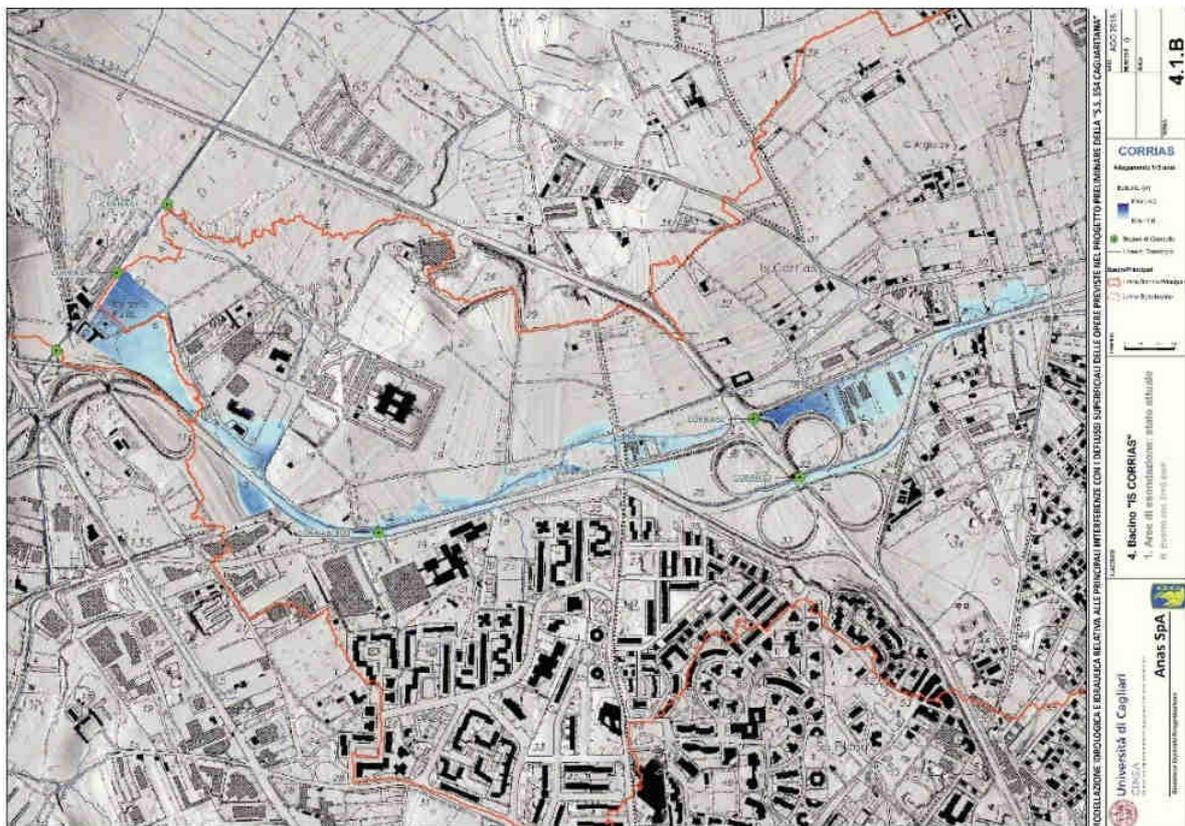


Figura 27 – Aree di esondazione zona Is Corrias (modellazione di PP Università di Cagliari – TR = 200 anni)

5.3.2 Zona Rio Mortu

Il tratto di SS 554 compreso tra le progressive 5+500 e 7+100, rappresenta la sezione di chiusura di un bacino di drenaggio di dimensioni 3,40 km², che per tempi di ritorno duecentennali è in grado di generare una portata di circa 24,42 m³/s, così come indicato all'interno della relazione idrologica (DPCA06-D-1501-T00-ID-01-IDR-RE-01). Tale portata, all'interno della relazione di compatibilità idraulica del Comune di Monserrato, è invece stimata in 27,41 m³/s. I due valori di portata citati non si discostano in modo significativo, pertanto per le modellazioni idrauliche si è utilizzata la portata calcolata in PD (24,42 m³/s).

Attualmente non sono presenti opere di regimazione delle acque, e nel caso di eventi meteorici estremi, un'ampia zona a nord e a Sud dell'infrastruttura risulta completamente allagata, interessando per un tratto di circa 1500 m la SP.8, per un tratto di circa 400 m la SS.554, e la parte nord dell'abitato di Monserrato, compreso il cimitero, adiacente all'attuale incrocio a raso con la SS 387.

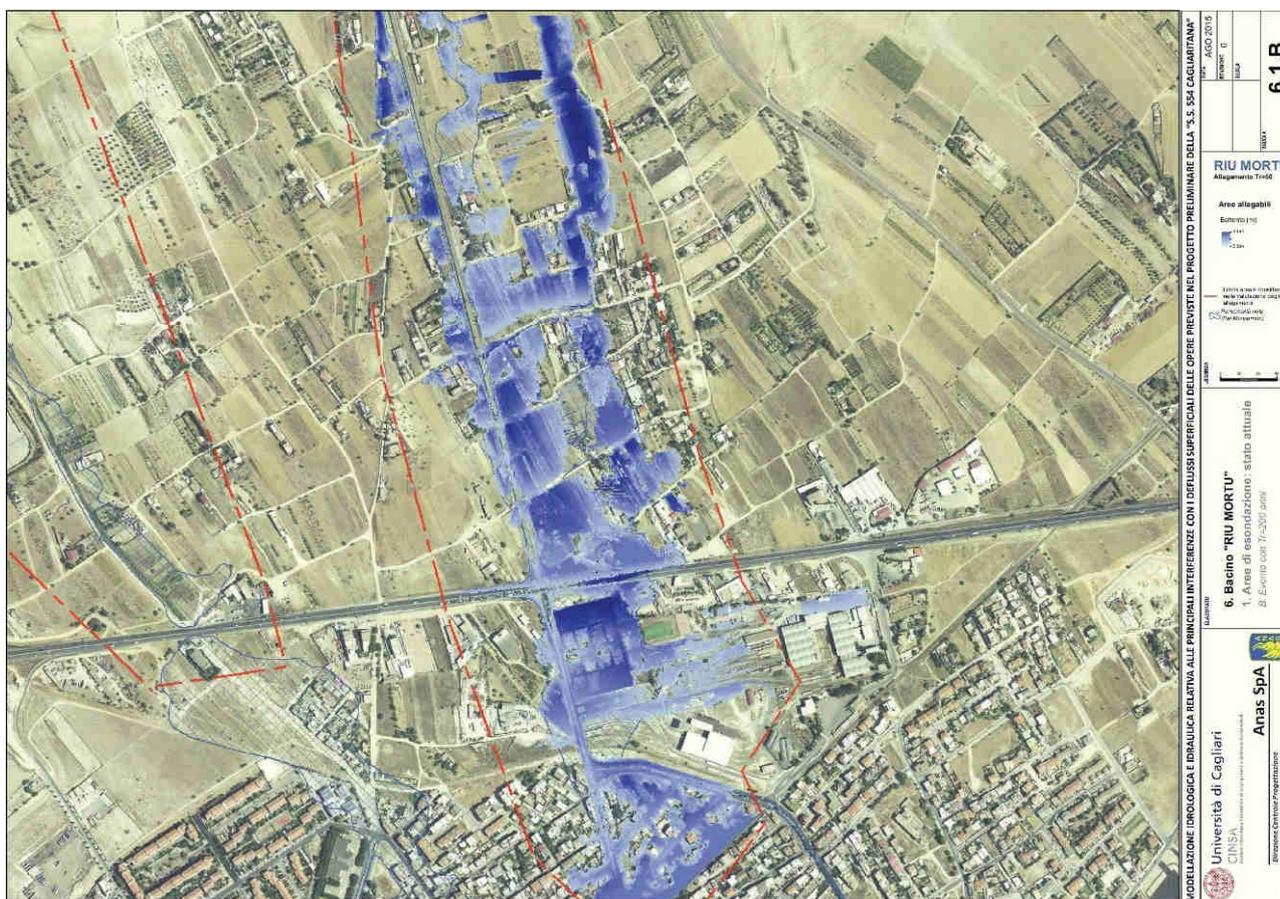


Figura 28 – Aree di esondazione zona Rio Mortu (modellazione di PP – TR = 200 anni)

La forte criticità della situazione attuale è testimoniata, anche in questo caso, dalle immagini dell'esondazione dell'ottobre 2008 (si veda la Figura 29), che ha colpito Monserrato in tutta la zona di Via Giulio Cesare.



Figura 29 – Immagini dell'evento alluvionale a Monserrato del 22 ottobre 2008

5.3.3 Zona Rio San Lussorio

In modo del tutto analogo al caso precedente, il tratto di SS 554 compreso tra le progressive 7+100 e 7+400, rappresenta la sezione di chiusura di un bacino di drenaggio di dimensioni 2,20 km², che per tempi di ritorno duecentennali è in grado di generare una portata di circa 12,42 m³/s. Lo studio di compatibilità idraulica del comune di Selargius identifica tale valore in 10,95 m³/s, in linea con quanto calcolato nel relazione idrologica del PD (DPCA06-D-1501-T00-ID-01-IDR-RE-01).

Per le modellazioni idrauliche viene utilizzato il valore di portata dello studio del PD, ossia 12,42 m³/s.

Allo stato attuale non esiste alcuna opera di regimazione delle acque, e nel caso di eventi meteorici estremi, un'ampia zona a nord dell'infrastruttura risulta completamente allagata, interessando per un lungo tratto la SS.554, ed in modo meno marcato anche aree a sud della strada.

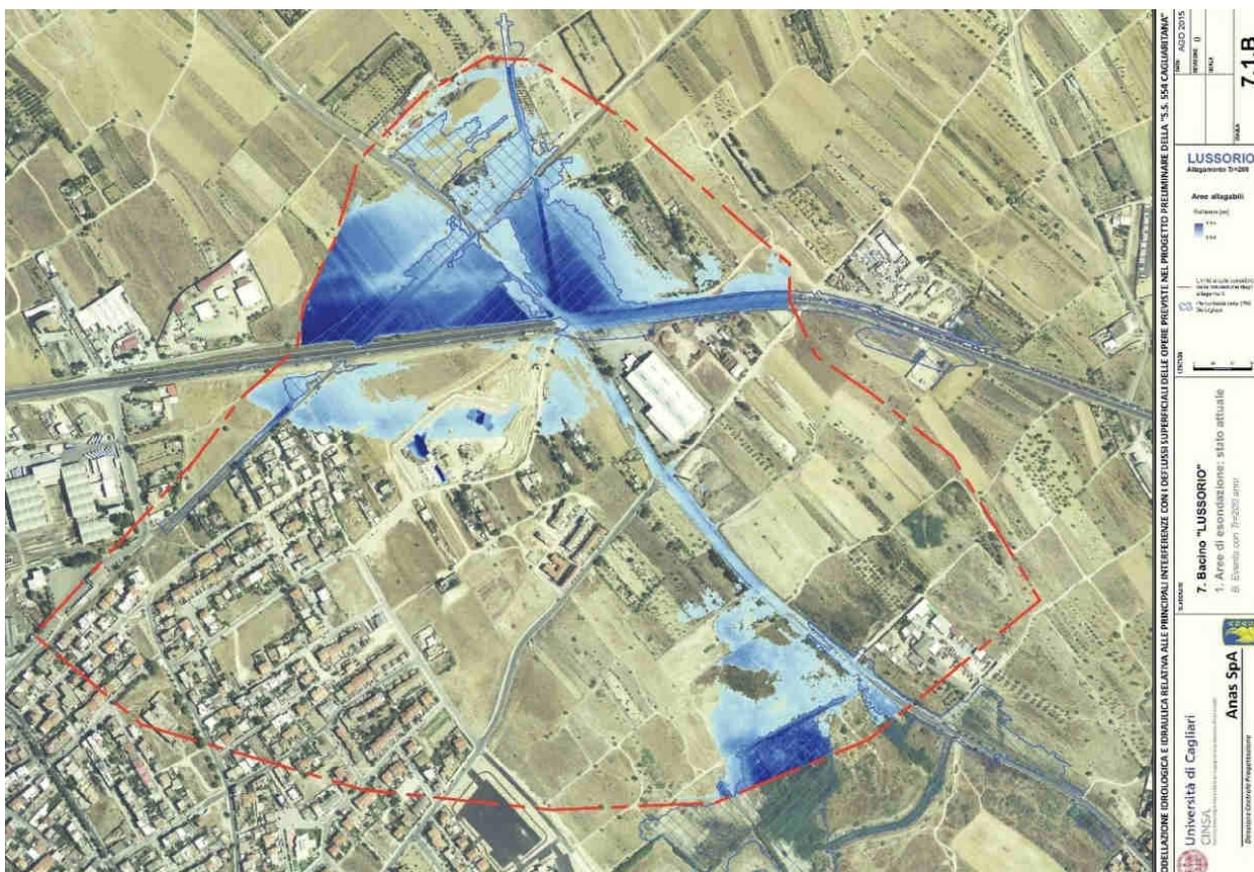


Figura 30 – Aree di esondazione zona Rio Mortu (modellazione di PP - TR = 200 anni)

La forte criticità della situazione attuale in questo caso è rivolta all'infrastruttura, e molto meno dei casi precedenti alle zone a valle della strada, che risultano poco antropizzate.

5.3.4 Zona Sugoddu

Procedendo in senso concorde alle progressive della SS.554, il successivo tratto compreso tra le progressive 7+400 e 8+300, anch'esso non regimato, rappresenta la sezione di chiusura di un bacino di drenaggio di dimensioni 1,48 km², che per tempi di ritorno duecentennali è in grado di generare una portata di circa 6,96 m³/s.

Allo stato attuale, non sono previsti manufatti di attraversamento, i deflussi avvengono in modo diretto con esondazione attraverso la sede stradale per raccogliersi a valle in un fosso a bordo strada (foto di Figura 31), che va ad alimentare un'area prativa compresa tra gli abitati di Monserrato e Selargius, tributaria del Rio Nou.



Figura 31 – SS.554 alla progressiva 7+500 (bacino Sugoddu - febbraio 2016)

La situazione attuale presenta delle criticità per il tratto stradale non adeguatamente protetto dal fosso di guardia a monte e senza attraversamenti di permeabilità idraulica, che comporta allagamenti della sede per eventi meteorici estremi.

5.3.5 Zona Quartucciu - svincolo SS.125 (fine lotto)

L'ultimo tratto della sede stradale compresa tra le progressive 10+200 e 11+800, risulta anch'esso allo stato attuale non regimato, e rappresenta la sezione di chiusura di un bacino di drenaggio di dimensioni 1,45 km², che per tempi di ritorno duecentennali è in grado di generare una portata di circa 16,73 m³/s.

Allo stato attuale sono previsti alcuni manufatti di attraversamento, ma gli interventi di progetto comportano una completa riconfigurazione piano – altimetrica degli assi stradali con un complessivo aumento delle superfici pavimentate.

Ciò comporta la ridefinizione complessiva del sistema di drenaggio e di permeabilità idraulica, compatibilizzato con il nuovo assetto dell'infrastruttura.

6 VERIFICHE IDRAULICHE E SISTEMAZIONI DI PROGETTO

Con riferimento alle aree individuate e descritte nel capitolo precedente, si riportano le analisi effettuate per ciascun tratto o sistema idraulico considerato, nella configurazione di Progetto Definitivo, evidenziandone gli interventi, che confermano l'impianto generale del Progetto Preliminare, aggiungendo nei casi più critici analisi di dettaglio e proposte migliorative, finalizzate ad aumentare il grado di sicurezza idraulica delle opere di progetto.

In generale il Progetto prevede la realizzazione di un sistema idraulico più strutturato, rispetto a quello dell'infrastruttura esistente (che per molti tratti ne risulta sostanzialmente priva), con sistemi di raccolta delle acque esterne alla piattaforma, costituiti da fossi di guardia opportunamente posizionati e verificati, connessi tra loro tramite tombini di attraversamento della sede stradale principale e degli svincoli, ed infine indirizzati verso il reticolo idrografico esistente.

6.1 Tombini Idraulici

All'interno dei due lotti oggetto della progettazione, sono stati previsti un notevole numero di tombini idraulici, già nella fase di progettazione preliminare, principalmente allo scopo di migliorare in modo significativo la permeabilità idraulica della nuova infrastruttura, che come descritto nel capitolo precedente, allo stato di fatto rappresenta uno sbarramento al deflusso superficiale delle acque, o subisce fenomeni esondativi su rilevanti segmenti del tracciato.

Sono previsti nel complesso, nei due lotti funzionali, 109 tombini idraulici, così suddivisi:

- 36 tombini lungo l'asse principale (16 nel I° Lotto e 20 nel II° Lotto). Si tratta in tutti i casi di manufatti di ripristino della continuità idraulica lungo la direttrice Sud – Nord per il primo tratto (zona Is Corrias) e Nord – Sud in tutti gli altri tratti. Come si nota in Tabella 10, sono tutti riconducibili all'interno di 8 dei 9 bacini interferiti, descritti in precedenza: nei casi dei tombini T12, T13, T14, T17 e T18, si tratta di interferenze dirette dei nuovi canali di regimazione delle acque, in tutti gli altri, si tratta di tombini di continuità che collegano principalmente i fossi di guardia delle rampe dell'asse principale e complanari.
- 72 tombini lungo gli svincoli e viabilità minori (49 nel I° Lotto e 23 nel II° Lotto). Si tratta in alcuni casi di manufatti di ripristino della continuità idraulica attraverso le viabilità secondarie, in altri casi attraversamenti di accessi a fondi o proprietà private da parte dei fossi di guardia, ed in 24 casi di tombini facenti parte dei nuovi canali di regimazione Is Corrias, Rio Mortu, Rio San Lussorio e Canale di fine lotto (evidenziati in verde nelle tabelle).

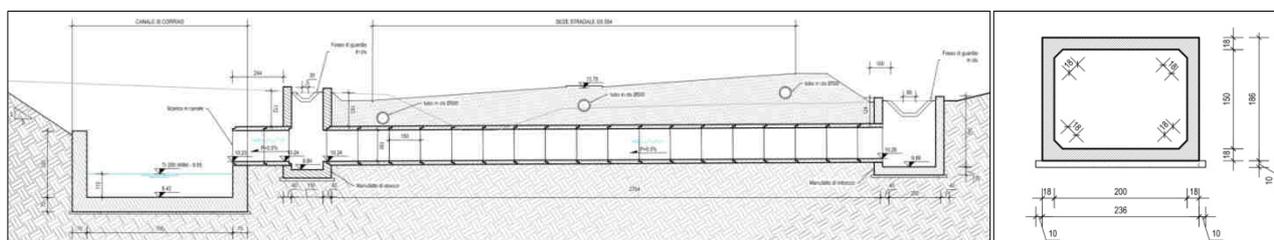


Figura 32 – Tipologico tombino sull'asse principale

Nella fase di progettazione definitiva si è provveduto al dettaglio progettuale, alla razionalizzazione, in alcuni casi di collocazioni e pendenze, nei confronti del reticolo idraulico di progetto, **lasciando generalmente inalterata** (tranne qualche raro caso di palese incompatibilità con le altimetrie) **la sezione di deflusso indicata nel progetto preliminare**. Ciò allo scopo di mantenere sempre lo stesso grado di sicurezza idraulica previsto nel PP, anche laddove i gradi di riempimento calcolati per i tempi di ritorno duecentennali risultavano spesso abbondantemente al di sotto del limite assunto del 70%.

In seguito al parere del CSLLPP del 16.09.2019 alcune sezioni sono state modificate passando da circolare alla rettangolare, inoltre nel caso di funzionamento a superficie libera è stato verificato che il tirante idrico non superi i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m.

Le portate di progetto utilizzate nelle verifiche idrauliche derivano dai versanti o dalla piattaforma stradale stessa e quindi determinate come somma di singoli contributi oppure assunte dalla modellazione HEC-RAS nel caso di tombini in continuità con i canali di regimazione.

6.1.1 Tombini dell'asse principale

Nella seguente Tabella 10 si riportano i tombini previsti in interferenza con l'asse principale della SS.554, dove oltre alla collocazione sull'asse, alle caratteristiche geometriche e alla verifica idraulica (grado di riempimento GR e franco f), si evidenzia anche la fasistica prevista che si sposa sempre con le configurazioni della sede stradale durante il cantiere.

Nella maggior parte dei casi, la realizzazione "cut&cover" dei manufatti, presuppone l'infissione di palancole provvisionali a supporto della parzializzazione dello scavo per la posa del manufatto stesso.

Dati Generali			Geometria			Idraulica						Modalità Esecutive
Tombino	Progr	Lotto	B [m]	H [m]	L [m]	Q [mc/s]	Q.S. monte [m]	Q.S. valle [m]	p [%]	GR [%]	f [m]	
T1	1+600	1	1.20	1.00	30.10	0.474	7.31	7.16	0.50	26	0.740	2 FASI
T2	1+870	1	2.00	1.50	27.04	0.081	10.37	10.24	0.48	4	1.441	2 FASI con PALANCOLE
T3	1+913	1	2.00	1.50	32.00	0.233	10.75	10.61	0.44	8	1.382	2 FASI con PALANCOLE
T4	2+103	1	2.00	1.50	35.30	0.033	13.06	12.88	0.51	2	1.466	2 FASI con PALANCOLE
T5	2+297	1	2.00	1.50	32.03	0.947	15.48	15.25	0.72	16	1.254	2 FASI con PALANCOLE
T6	2+641	1	2.00	1.50	47.20	0.090	19.37	19.21	0.34	5	1.429	2 FASI con PALANCOLE
T7	2+838	1	2.00	1.50	50.63	1.031	21.95	21.73	0.43	20	1.193	2 FASI con PALANCOLE
T8	3+102	1	2x2.00	1.00	51.43	0.736	23.53	23.27	0.51	15	0.854	2 FASI con PALANCOLE
T9	3+306	1	2.00	1.50	56.63	0.100	24.24	24.01	0.41	5	1.429	2 FASI con PALANCOLE

Dati Generali			Geometria			Idraulica						Modalità Esecutive
Tombino	Progr	Lotto	B [m]	H [m]	L [m]	Q [mc/s]	Q.S. monte [m]	Q.S. valle [m]	p [%]	GR [%]	f [m]	
T10	3+565	1	5.00	2.00	51.46	1.370	24.18	23.97	0.41	10	1.802	2 FASI con PALANCOLE
T11	5+915	1	1.20	1.00	53.27	0.930	14.53	14.26	0.51	41	0.585	2 FASI
T12	5+956	1	2x4.00	2.00	90.73	9.300	13.67	13.21	0.51	43	1.140	2 FASI
T13	6+054	1	3.00	1.50	46.93	4.400	14.12	13.88	0.51	37	0.942	2 FASI
T14	6+118	1	3.00	1.50	47.18	1.000	14.02	13.78	0.51	14	1.287	2 FASI
T15	6+235	1	1.20	1.00	44.82	1.239	15.00	14.69	0.70	45	0.546	2 FASI con PALANCOLE
T16	6+599	1	1.20	1.00	53.69	0.094	16.48	16.20	0.52	9	0.911	2 FASI con PALANCOLE
T17	7+045	2	4.00	2.00	51.77	0.043	16.20	15.95	0.48	7	1.853	2 FASI
T18	7+149	2	4.00	2.00	59.52	2.800	15.83	15.53	0.50	33	1.350	2 FASI
T19	7+369	2	2.00	1.50	52.26	0.029	18.70	18.43	0.52	2	1.469	2 FASI con PALANCOLE
T20	7+390	2	2.00	1.50	51.58	0.014	18.09	17.82	0.52	1	1.480	2 FASI con PALANCOLE
T21	7+406	2	2.00	1.50	52.12	0.003	17.81	17.54	0.52	1	1.493	2 FASI con PALANCOLE
T22	7+425	2	2.00	1.50	47.81	0.054	17.52	17.27	0.52	3	1.455	2 FASI con PALANCOLE
T23	7+445	2	2.00	1.50	49.00	0.042	17.25	17.00	0.51	3	1.461	2 FASI con PALANCOLE
T24	7+465	2	2.00	1.50	48.14	0.013	17.07	16.82	0.52	1	1.481	2 FASI con PALANCOLE
T25	7+485	2	2.00	1.50	48.01	0.013	16.88	16.62	0.54	1	1.482	2 FASI con PALANCOLE
T26	7+505	2	2.00	1.50	48.03	0.013	16.65	16.40	0.52	1	1.481	2 FASI con PALANCOLE
T27	7+639	2	2.00	1.50	52.52	0.383	16.41	16.12	0.55	10	1.350	2 FASI con PALANCOLE
T28	7+659	2	2.00	1.50	51.14	0.077	16.05	15.79	0.51	4	1.444	2 FASI con PALANCOLE
T29	7+679	2	2.00	1.50	51.14	0.306	15.69	15.59	0.20	12	1.319	2 FASI con PALANCOLE
T30	8+021	2	2.00	2.00	55.86	1.419	15.80	15.52	0.50	18	1.638	2 FASI con PALANCOLE
T31	8+179	2	2.00	2.00	56.59	0.072	16.36	16.08	0.49	3	1.945	2 FASI con PALANCOLE
T32	8+467	2	1.20	1.00	49.60	0.929	17.33	17.08	0.50	42	0.585	2 FASI con PALANCOLE
T33	8+729	2	1.20	1.00	46.96	0.028	19.59	19.08	1.09	3	0.967	2 FASI con PALANCOLE
T34	10+356	2	2x2.00	1.00	48.70	0.032	21.16	20.91	0.51	2	0.978	2 FASI con PALANCOLE

Dati Generali			Geometria			Idraulica						Modalità Esecutive
Tombino	Progr	Lotto	B [m]	H [m]	L [m]	Q [mc/s]	Q.S. monte [m]	Q.S. valle [m]	p [%]	GR [%]	f [m]	
T35	10+490	2	3.00	1.50	62.46	0.142	19.87	19.56	0.50	4	1.436	2 FASI con PALANCOLE
T36	10+766	2	2x2.00	0.80	53.00	2.586	18.30	17.77	1.00	32	0.542	In variante - FASE UNICA

Tabella 10: – Tombini Idraulici Asse Principale

Per quanto riguarda la funzione idraulica dei manufatti, si nota che:

- Per la zona Is Corrias la continuità idraulica viene garantita tra la zona a sud della SS.554, e il canale di raccolta situato immediatamente a nord della stessa;
- La zona Sugoddu, attualmente non regimata, prevede il passaggio della portata di piena attraverso l'opera infrastrutturale, tramite la posa di ben 13 tombini in parallelo.
- Per quanto riguarda gli altri sistemi Rio Salius, Rio Mortu, Rio San Lussorio e Zona Quartucciu, i tombini presentano in tutti i casi la risoluzione dell'intersezione dei nuovi canali idraulici con l'infrastruttura.

6.1.2 Tombini sugli svincoli e viabilità secondarie

Nella seguente Tabella 11 si riportano i tombini previsti in interferenza con svincoli, complanari e viabilità secondarie del 1°Lotto, con le stesse caratteristiche della precedente.

Dati Generali			Geometria				Idraulica						Modalità Esecutive
Tombino	Progr	Lotto	B [m]	H [m]	Ø [m]	L [m]	Q [mc/s]	Q.S. monte [m]	Q.S. valle [m]	p [%]	GR [%]	f [m]	
S1	-	1	12.00	3.00		46.00	24.620	6.49	6.00	1.07	55	1.340	In variante - FASE UNICA
S2	0+360	1	3.00	2.00		13.52	1.336	18.69	18.61	0.59	12	1.756	SPINGITUBO
S3	0+160	1	1.50	1.50		32.74	0.264	10.71	10.54	0.52	10	1.353	SPINGITUBO
S4	0+289	1	1.50	1.50		31.80	0.015	23.78	23.20	1.82	1	1.483	2 FASI con PALANCOLE
S5	0+200	1	1.50	1.50		30.64	0.235	12.30	12.19	0.36	10	1.346	2 FASI con PALANCOLE
S6	0+109	1	2.00	1.50		13.38	0.185	23.51	23.45	0.45	7	1.399	SPINGITUBO
S7	0+320	1			1.00	18.06	0.190	23.74	23.63	0.61	23	0.769	2 FASI con PALANCOLE
S8	0+380	1	1.50	1.50		12.19	0.313	32.71	32.66	0.41	12	1.323	SPINGITUBO
S9	0+160	1	2.00	2.00		14.94	0.057	29.72	29.64	0.54	2	1.954	SPINGITUBO
S10	0+220	1	2.00	2.00		15.46	0.104	29.57	29.48	0.58	3	1.935	2 FASI con PALANCOLE
S11	0+800	1	2.00	2.00		57.00	0.378	31.00	30.69	0.54	7	1.851	2 FASI con PALANCOLE

Dati Generali			Geometria				Idraulica						Modalità
Tombino	Progr	Lotto	B [m]	H [m]	Ø [m]	L [m]	Q [mc/s]	Q.S. monte [m]	Q.S. valle [m]	p [%]	GR [%]	f [m]	Esecutive
S12	0+400	1	2.00	1.50		16.76	0.044	24.82	24.73	0.54	3	1.460	2 FASI con PALANCOLE
S13	0+080	1	1.50	1.50		27.99	0.031	25.80	25.66	0.50	3	1.461	2 FASI con PALANCOLE
S14	0+140	1	2.00	2.00		54.21	1.009	22.78	22.49	0.53	14	1.718	2 FASI con PALANCOLE
S14bis	0+140	1			0.80	13.28	0.034	24.72	24.65	0.53	14	0.690	2 FASI con PALANCOLE
S15	-	1			0.80	13.22	0.070	24.13	24.05	0.61	19	0.648	2 FASI con PALANCOLE
S16	-	1	1.60	0.80		12.92	0.512	24.62	24.55	0.54	27	0.587	SPINGITUBO
S17	0+500	1	5.00	3.50		192.00	24.620	20.20	19.41	0.41	25	2.640	In variante - FASE UNICA
S18	-	1	5.00	3.50		10.00	30.450	20.77	20.73	0.40	47	1.840	In variante - FASE UNICA
S19	-	1	5.00	3.50		5.00	30.450	20.91	20.89	0.40	47	1.870	In variante - FASE UNICA
S20	-	1	5.00	3.50		6.00	30.450	21.02	21.00	0.33	47	1.860	In variante - FASE UNICA
S21	-	1	5.00	3.50		9.00	30.450	21.25	21.21	0.44	47	1.850	In variante - FASE UNICA
S22	-	1	5.00	3.50		9.00	30.450	21.37	21.30	0.78	47	1.860	In variante - FASE UNICA
S23	-	1	4.00	3.50		82.00	30.450	22.16	21.81	0.43	43	1.990	In variante - FASE UNICA
S24	0+040	1	3.00	1.50		17.73	0.069	27.93	27.84	0.51	3	1.459	In variante - FASE UNICA
S25	0+200	1	3.00	2.00		40.30	0.144	27.35	27.15	0.49	3	1.935	In variante - FASE UNICA
S26	0+070	1			1.00	20.85	0.035	27.44	27.33	0.53	11	0.895	In variante - FASE UNICA
S27	-	1	4.00	3.00		40.00	41.300	26.68	26.35	0.82	34	1.990	In variante - FASE UNICA
S28	-	1	4.00	3.00		47.90	41.300	27.20	26.95	0.52	34	1.990	In variante - FASE UNICA
S29	viabilità	1			1.00	14.81	0.241	28.99	28.91	0.54	27	0.732	In variante - FASE UNICA
S30	viabilità	1			0.80	12.45	0.014	24.27	24.20	0.56	9	0.729	In variante - FASE UNICA
S31	viabilità	1			1.00	10.15	0.010	25.34	25.29	0.49	6	0.941	In variante - FASE UNICA
S32	viabilità	1			0.80	11.20	0.014	20.74	20.68	0.54	9	0.728	In variante - FASE UNICA

Dati Generali			Geometria				Idraulica						Modalità
Tombino	Progr	Lotto	B [m]	H [m]	Ø [m]	L [m]	Q [mc/s]	Q.S. monte [m]	Q.S. valle [m]	p [%]	GR [%]	f [m]	Esecutive
S33	viabilità	1			0.80	10.38	0.018	24.34	24.28	0.58	10	0.720	In variante - FASE UNICA
S34	viabilità	1			0.80	8.61	0.010	18.03	17.98	0.58	8	0.740	In variante - FASE UNICA
S35	viabilità	1			0.80	8.29	0.086	17.53	17.46	0.84	19	0.646	In variante - FASE UNICA
S36	viabilità	1			0.80	9.13	0.083	17.88	17.85	0.33	24	0.608	In variante - FASE UNICA
S37	viabilità	1			0.80	10.70	0.075	17.43	17.39	0.37	22	0.623	In variante - FASE UNICA
S38	viabilità	1	1.00	0.80		14.29	0.566	16.98	16.84	0.98	34	0.528	In variante - FASE UNICA
S39	-	1	3.00	3.00		37.15	6.827	13.25	13.09	0.43	27	2.201	In variante - FASE UNICA
S40	viabilità	1			1.00	34.63	0.092	14.97	14.80	0.49	17	0.830	In variante - FASE UNICA
S41	-	1	5.00	2.00		11.60	1.400	14.46	14.34	1.03	26	1.490	In variante - FASE UNICA
S42	-	1	5.00	2.00		13.55	1.400	15.92	15.78	1.03	25	1.500	In variante - FASE UNICA
S43	-	1	5.00	2.00		56.35	1.400	17.49	16.90	1.05	26	1.490	In variante - FASE UNICA
S44	-	1	3.00	2.00		21.00	1.400	18.54	18.47	0.33	48	1.050	In variante - FASE UNICA
S45	-	1	2.00	3.00		9.70	12.100	19.04	18.91	1.34	62	1.140	In variante - FASE UNICA
S49	-	1	5.00	2.00		33.00	2.800	16.90	16.72	0.55	21	1.590	In variante - FASE UNICA
S50	-	1	3.00	1.50		36.00	2.800	18.38	18.28	0.28	47	0.790	SPINGITUBO Sotto linea FS
S50bis	-	1	3.00	1.50		18.60		17.33	17.20	0.70			SPINGITUBO Sotto linea FS

Tabella 11: – Tombini Idraulici Svincoli e Viabilità secondarie – I° Lotto

Si noti come in 7 casi non risulti possibile la realizzazione con scavo dall'alto, e si renda necessario lo spingitubo al di sotto delle viabilità in esercizio (5 casi nello svincolo SS.131) e sotto la linea FS Cagliari – Tortoli (2 casi, con sistema di sostegno del binario).

Nella seguente Tabella 12 si riportano i tombini previsti in interferenza con svincoli, complanari e viabilità secondarie del II°Lotto, con le stesse caratteristiche della precedente.

Come in tutte le tabelle del presente documento, i manufatti del II° Lotto sono riportati in colore blu.



Dati Generali			Geometria				Idraulica						Modalità
Tombino	Progr	Lotto	B [m]	H [m]	Ø [m]	L [m]	Q [mc/s]	Q.S. monte [m]	Q.S. valle [m]	p [%]	GR [%]	f [m]	Esecutive
S51	viabilità	2	2.00	1.50		18.56	1.009	14.58	14.44	0.75	17	1.248	In variante - FASE UNICA
S52	viabilità	2	1.20	1.00		19.85	0.969	17.25	17.16	0.45	44	0.555	In variante - FASE UNICA
S53	viabilità	2			1.00	19.03	0.426	19.04	18.91	0.68	34	0.661	In variante - FASE UNICA
S55	viabilità	2	1.20	1.00		8.43	0.959	18.30	18.26	0.47	43	0.566	In variante - FASE UNICA
S56	canale di gronda	2	1.50	1.50		7.67	3.000	21.87	21.84	0.39	58	0.626	In variante - FASE UNICA
S57	viabilità	2			1.00	18.21	0.108	22.01	21.90	0.60	18	0.825	In variante - FASE UNICA
S58	0+400	2			0.80	14.12	0.066	20.81	20.76	0.35	21	0.632	In variante - FASE UNICA
S59	0+240	2			0.80	23.20	0.061	18.25	18.13	0.52	18	0.653	In variante - FASE UNICA
S60	-	2	2.00	2.00		33.70	3.173	16.20	16.02	0.53	31	1.384	In variante - FASE UNICA
S61	-	2	4.00	2.50		75.00	11.858	15.54	15.10	0.59	33	1.674	In variante - FASE UNICA
S62	-	2	4.00	2.50		18.25	11.858	13.88	13.80	0.44	37	1.587	In variante - FASE UNICA
S63	-	2	4.00	2.50		29.30	11.858	12.80	12.50	1.02	27	1.815	In variante - FASE UNICA
S64	-	2	4.00	2.50		21.56	11.858	11.18	11.11	0.32	40	1.488	In variante - FASE UNICA
S65	0+260	2	3.00	1.50		14.40	2.595	17.72	17.69	0.21	35	0.971	In variante - FASE UNICA
S66	viabilità	2			1.00	9.22	0.058	22.15	22.10	0.54	13	0.867	In variante - FASE UNICA
S67	viabilità	2	3.00	1.50		42.85	2.836	17.48	17.33	0.35	31	1.028	In variante - FASE UNICA
S68	viabilità	2			1.00	11.40	0.226	18.61	18.55	0.53	26	0.739	In variante - FASE UNICA
S69	viabilità	2			1.00	26.54	0.416	16.80	16.66	0.53	36	0.642	In variante - FASE UNICA
S70	viabilità	2	4.00	2.00		36.50	8.269	15.46	15.26	0.55	33	1.337	In variante - FASE UNICA
S71	viabilità	2			0.80	9.66	0.016	23.53	23.46	0.72	9	0.729	In variante - FASE UNICA
S72	viabilità	2			0.80	15.14	0.036	25.48	25.40	0.53	14	0.687	In variante - FASE UNICA

Dati Generali			Geometria				Idraulica						Modalità
Tombino	Progr	Lotto	B [m]	H [m]	Ø [m]	L [m]	Q [mc/s]	Q.S. monte [m]	Q.S. valle [m]	p [%]	GR [%]	f [m]	Esecutive
S73	viabilità	2	1.20	1.00		13.15	1.140	26.88	26.81	0.53	47	0.528	In variante - FASE UNICA
S75	viabilità	2			1.00	13.33	0.098	40.45	40.38	0.53	17	0.827	In variante - FASE UNICA

Tabella 12: – Tombini Idraulici vincoli e Viabilità secondarie – II° Lotto

Come si evince dalle tabelle di riepilogo, per le sezioni scolarari sono stati adottati in massima parte manufatti prefabbricati, quantomeno fino alle dimensioni commercialmente disponibili. Per le rimanenti sezioni a dimensioni maggiori, peraltro quasi tutte comprese all'interno di canali idraulici (e come tali realizzate in continuità con le parti gettate in opera "ad U", si utilizzerà il getto in opera.

Le sezioni prefabbricate previste, per un totale di 95 tombini, sono le seguenti:

- Sezione Tipo 1 – 200 x 150 cm – n°21 tombini;
- Sezione Tipo 2 – 200 x 200 cm – n°8 tombini;
- Sezione Tipo 3 – 300 x 150 cm – n°8 tombini;
- Sezione Tipo 4 – 300 x 200 cm – n°4 tombini;
- Sezione Tipo 5 – 400 x 200 cm – n°5 tombini;
- Sezione Tipo 6 – 500 x 200 cm – n°5 tombini;
- Sezione Tipo 7 – 200 x 100 cm – n°4 tombini;
- Sezione Tipo A – ϕ . 800 – n°13 tombini;
- Sezione Tipo B – ϕ .1000 – n°11 tombini;
- Sezione Tipo C – 120 x 100 cm – n°9 tombini;
- Sezione Tipo D – 150 x 150 cm – n°6 tombini;
- Sezione Tipo E – 160 x 80 cm – n°1 tombino.

Le sezioni gettate in opera previste, per un totale di 17 manufatti, sono le seguenti:

- Sezione Tipo 8 – 500 x 350 cm – n°6 tombini;
- Sezione Tipo 9 – 400 x 350 cm – n°1 tombini;
- Sezione Tipo 10 – 400 x 300 cm – n°2 tombini;
- Sezione Tipo 11 – 300 x 300 cm – n°1 tombini;
- Sezione Tipo 12 – 400 x 250 cm – n°4 tombini;
- Sezione Tipo 14 – 1200 x 300 cm – n°1 tombini;
- Sezione Tipo 15 – 200 x 80 cm – n°1 tombini.

Il numero totale dei manufatti è leggermente maggiore rispetto a quanto dichiarato all'inizio del paragrafo, a causa della presenza di alcuni tombini doppi.

Dal punto di vista delle fasi realizzative sono state individuate 4 diverse sequenze costruttive, riportate negli elaborati grafici generali dei tombini:

- 1) In variante - fase unica (rif. DPCA06-D-1501-T00-TM-00-STR-ST-01-A);
- 2) In due fasi con palancole (rif. DPCA06-D-1501-T00-TM-00-STR-ST-02-A)
- 3) A spinta sotto sede stradale (rif. DPCA06-D-1501-T00-TM-00-STR-ST-03-A), con la tecnica dello spingitubo.
- 4) A spinta sotto linea ferroviaria (rif. DPCA06-D-1501-T00-TM-00-STR-ST-04-A) con sistema di sostegno del binario tipo "Essen".

6.2 Interferenze con corsi d'acqua regimati

Nei tre casi di interferenza con il reticolo idrografico attualmente esistente, sono previste delle nuove opere in attraversamento, 4 opere in totale, per 3 corsi d'acqua (2 distinti attraversamenti per il Rio Saliu, 1 per il Rio Nou e 1 per il Rio Is Cungiaus), per i quali sono state effettuate le verifiche in moto permanente di franco idraulico, utilizzando il software di simulazione Hec-Ras, versione 5.0.3, riprendendo l'approccio metodologico dello studio del Progetto Preliminare, ma effettuando le modellazioni idrauliche ex – novo, partendo da una verifica topografica di dettaglio delle condizioni attuali dei luoghi, e della geometria degli alvei.

Nel caso del Rio Saliu è prevista anche una sistemazione idraulica a monte e (in misura minore) a valle degli attraversamenti.

Al fine di effettuare precise modellazioni idrauliche si sono effettuati, in corrispondenza delle tre aree di interesse, specifici rilievi di dettaglio con strumentazione GPS (stazione fissa e mobile Leica System 1200, e stazione totale Leica 1201plus).

6.2.1 Rio Saliu (progr. 5+420 – Lotto I)

L'interferenza con il Rio Saliu, comporta, allo stato attuale, esondazioni per insufficienza arginale nel tratto a monte della SS554 e per sezione intubata non adeguata a valle della strada statale.

Nel Progetto Preliminare si è scelto di operare una separazione di portata a monte dell'attraversamento, per evitare che il flusso totale vada a incanalarsi nella sezione tombata esistente a valle dell'attraversamento.

La portata di massima piena, stimata in 56,22 m³/s, viene pertanto separata in due diversi contributi:

- 1) circa **20,00 m³/s defluiscono lungo l'alveo principale sistemato** e attraversano il ponte a tre campate esistente (9m + 4,18x2 m) oggetto di un intervento di prolungamento in direzione trasversale alla SS 554 (longitudinalmente rispetto al corso d'acqua). Questo primo ramo (ramo principale) interferisce con la SS. 554 alla progressiva 5+420 circa e proseguirà all'interno del canale tombato esistente a valle della SS554;
- 2) una **portata scolmata attraverso una bocca tarata** (ramo secondario), che defluisce attraversando la SS.554 poco a ovest del precedente con un nuovo attraversamento (progr. 5+290) e che **convoglia un flusso di 36,22 m³/s** verso una vasca di laminazione, che verrà realizzata a carico del Comune di Monserrato nella zona immediatamente a sud della strada statale. Proprio in virtù di questa suddivisione delle opere con il comune, non

si è ritenuto di poter operare modifiche significative al sistema di laminazione, su opere che non rientrano tra quelle di progetto.

Si rimanda agli allegati per la descrizione della proposta progettuale che si conferma dal PP, riprendendo direttamente lo studio dell'Università di Cagliari.

Si è proceduto in questa fase di progetto definitivo, a determinare in modo compiuto le caratteristiche dimensionali dei manufatti idraulici, che vengono di seguito riportati, da monte verso valle per il manufatto principale:

- canale di monte principale della soglia di sfioro, di lunghezza pari a circa 440m, con sezione trapezia molto larga (14 m su fondo alveo con sponde di altezza 2 m ed inclinazione 3 su 2; la sezione è in linea generale con sponde e fondo naturale, prevedendo un tratto iniziale di imbocco con una protezione in massi ed un ulteriore protezione con materassi tipo "reno" in corrispondenza di una curva; **la pendenza è stata prevista regolarizzata allo 0,9%**, mentre la portata è quella complessiva del bacino pari a 56,22 m³/s;
- manufatto di sfioro laterale a stramazzo, su un ulteriore tratto di canale a valle e con sezione analoga al tratto precedente, per una lunghezza di 40 m;
- bocca tarata sulla portata di 20,00 m³/s, per la regolazione del deflusso nel canale principale, posta subito a valle dello sfioratore. Da questo punto in poi la portata si dirama tra il canale principale (20,00 m³/s) e quello deviato (36,22 m³/s);
- tratto di canale di lunghezza pari a 30 m circa, avente sezione trapezia simile al canale di monte, e fondo e pareti rivestite con protezione in massi sciolti; la pendenza è stata prevista regolarizzata al 0,70%, fino a valle dell'attraversamento PO02;
- attraversamento secondario PO03 sulla viabilità adeguata AV04; si tratta di un manufatto avente luce pari a 21,20 m, quota di fondo di 16,30 ms.m e quota intradosso pari a 18,50 ms.m;
- ulteriore tratto in sponda naturale a sezione trapezia tra i due ponti di cui al punto precedente e successivo;
- attraversamento principale della SS.554 (PO02); si tratta dell'adeguamento di un manufatto a tre campate in c.a. con luci pari a 5,00 + 10,50 + 5,00, quota di fondo di 16,29 ms.m (15,79 nel punto più basso) e quota intradosso pari a 18,79 ms.m. L'intervento di progetto prevede di realizzare due prolungamenti del manufatto a monte e a valle, in aderenza geometrica con l'esistente, il quale verrà mantenuto.

Per quanto riguarda il canale deviato, a valle della soglia di sfioro, si prevede:

- tratto di canale di lunghezza pari a 75 m circa, avente sezione trapezia di dimensioni B x H = 500 x 400 cm (pendenza sponde a 45°), e fondo e pareti rivestite con protezione in massi cementati; la pendenza è stata prevista regolarizzata al 1,00 %, fino a valle dell'attraversamento PO01;
- attraversamento principale della SS.554 (PO01); si tratta di un manufatto in c.a.p. avente luce pari a 15,00 m, quota di fondo di 15,00 ms.m e quota intradosso pari a 19,71 ms.m.

Per quanto riguarda i recapiti finali, il ramo principale si immette subito a valle dell'attraversamento della SS 554 in un esistente collettore semicircolare (e quindi canale tombato), di cui è stata rilevata la dimensione di imbocco di diametro 4

m. Il canale tombato esistente è stato inserito nella modellazione idraulica, estrapolando le caratteristiche dello stesso dalla simulazione Hec-Ras riportata nello studio di compatibilità idraulica del comune di Monserrato, tuttavia il recapito di valle non è stato riportato.

L'attraversamento secondario (ramo secondario) ha invece quale recapito finale il bacino di laminazione precedentemente descritto, i cui lavori di progettazione sono in carico al Comune e quindi esclusi dal presente lotto di costruzione.

Le sezioni utilizzate nella modellazione idraulica sono state ricavate dall'elaborazione del rilievo di dettaglio effettuato in corrispondenza della zona di interesse.

Risultati simulazione HEC-RAS

Nella seguente Tabella 13 si riportano le verifiche a moto permanente del canale principale, riportando la tabella riassuntiva estrapolata dal software Hec-Ras. In allegato al presente documento si riportano i risultati della simulazione, con profilo e sezioni di progetto.

Per il canale deviato (ramo secondario), essendo molto regolare per sezioni e pendenze, e non conoscendo le caratteristiche del recapito di valle, che influenzerebbero la simulazione, si è ritenuto invece di effettuare una verifica a moto permanente utilizzando la formulazione di Gauckler – Strickler.

Nelle immagini di Figura 33 e Figura 34 si riportano la vista 3D e il profilo longitudinale 2D del corso d'acqua nella situazione post-operam.

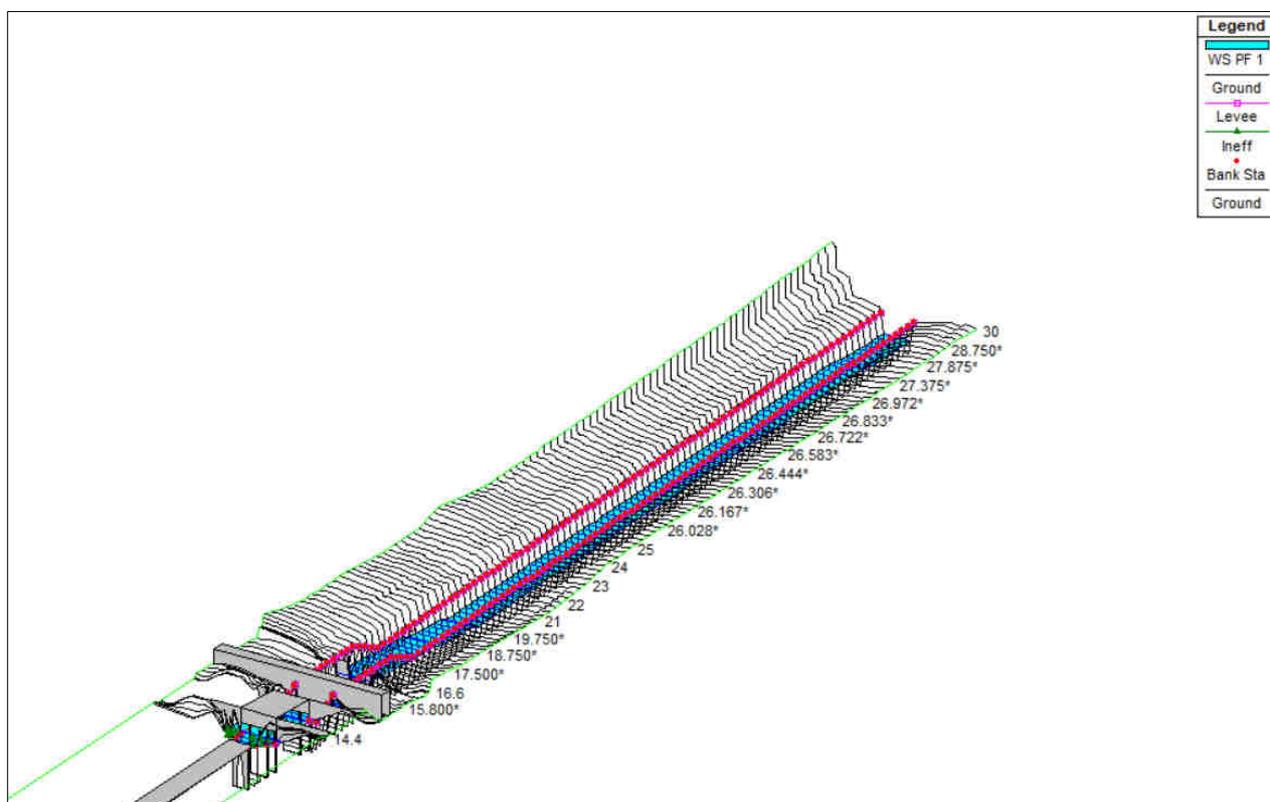


Figura 33: Vista 3D della simulazione, con indicazione delle sezioni

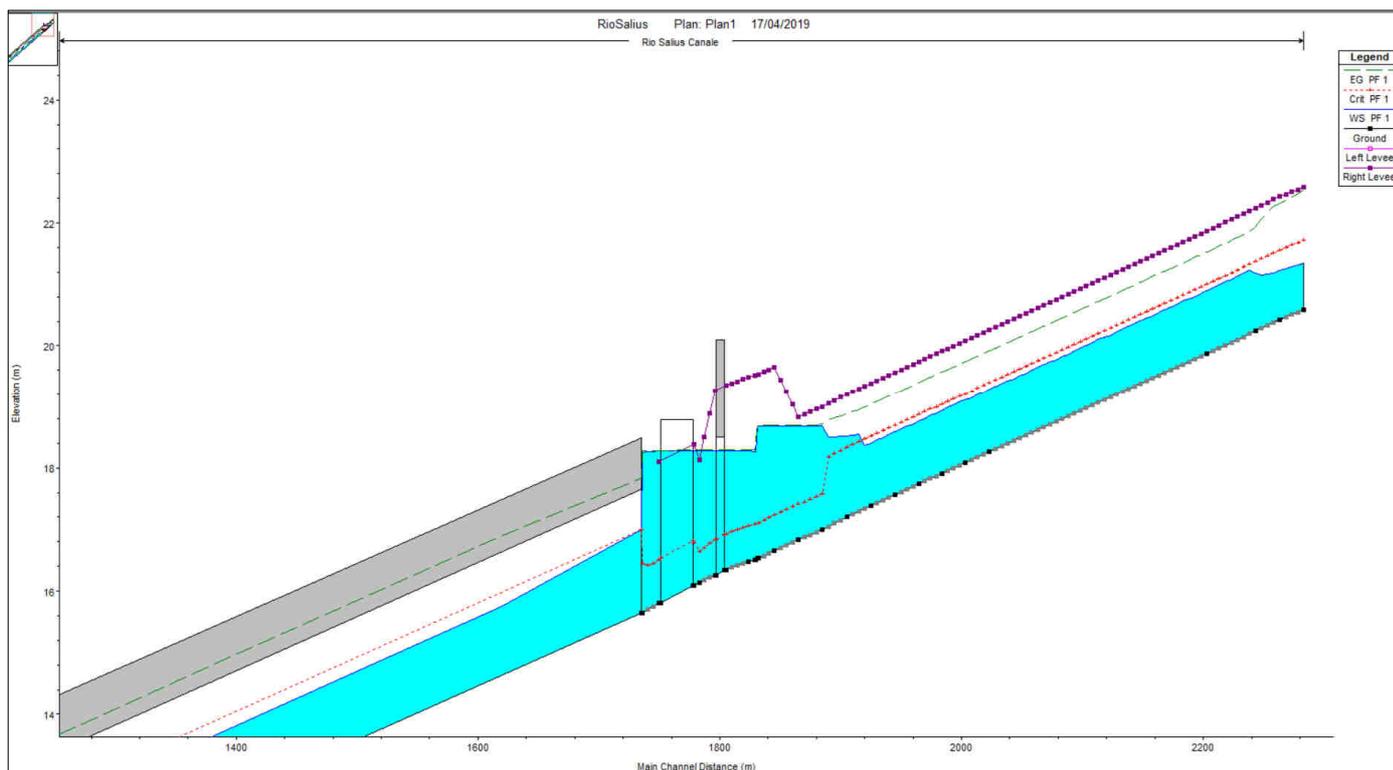


Figura 34: Profilo idraulico Rio Salius – stato di progetto

River station	Q tot	Hmin canale	H pelo libero	Tirante	H critica	H energia	Pendenza Energia	Velocità	Area Deflusso	Froude
	[m³/s]	[m sm]	[m sm]	[m]	[m sm]	[m sm]	[m/m]	[m/s]	[m²]	
30	56.22	20.58	21.35	0.77	21.71	22.54	0.010704	4.85	11.6	1.83
29	56.22	20.43	21.23	0.8	21.56	22.32	0.009234	4.62	12.16	1.71
28	56.22	20.24	21.19	0.95	21.37	21.94	0.015321	3.85	14.61	1.32
27	56.22	19.87	20.89	1.02	21	21.53	0.011786	3.54	15.9	1.17
26	56.22	18.26	19.29	1.03	19.39	19.92	0.011377	3.5	16.08	1.15
25	56.22	18.08	19.11	1.03	19.21	19.74	0.011615	3.52	15.98	1.16
24	56.22	17.91	18.93	1.02	19.04	19.57	0.013261	3.56	15.79	1.18
23	56.22	17.74	18.77	1.03	18.87	19.4	0.012511	3.49	16.09	1.15
22	56.22	17.56	18.59	1.03	18.69	19.22	0.011692	3.53	15.94	1.17
21	56.22	17.38	18.4	1.02	18.51	19.04	0.011935	3.55	15.84	1.18
20	56.22	17.2	18.52	1.32	18.33	18.88	0.005468	2.67	21.09	0.79
19	20	17	18.68	1.68	17.58	18.7	0.000303	0.72	27.85	0.19
18	20	16.83	18.68	1.85	17.41	18.7	0.000217	0.64	31.12	0.16
17	20	16.65	18.68	2.03	17.23	18.69	0.000159	0.58	34.5	0.14
16.6	20	16.53	18.67	2.14	17.11	18.69	0.00013	0.54	36.93	0.13
16.5	Inl Struct									
16.4	20	16.51	18.27	1.76	17.09	18.29	0.00008	0.68	29.3	0.18
16	20	16.48	18.27	1.79	17.06	18.29	0.000075	0.67	29.89	0.17
15.6	20	16.35	18.27	1.92	16.93	18.29	0.000059	0.62	32.46	0.15
15.5	Bridge									

15.4	20	16.26	18.27	2.01	16.84	18.29	0.00005	0.58	34.27	0.14
15	20	16.13	18.28	2.15	16.64	18.29	0.000026	0.45	47.09	0.1
14.6	20	16.09	18.28	2.19	16.79	18.29	0.000036	0.49	40.59	0.11
14.5	Bridge									
14.4	20	15.8	18.28	2.48	16.5	18.28	0.000025	0.43	47.47	0.09
14	20	15.65	18.24	2.59	16.45	18.28	0.000105	0.86	23.36	0.17
13.5	Culvert									
13	20	0.4	1.51	1.11	1.58	2.17	0.005108	3.6	5.56	1.09

Tabella 13: Risultato della simulazione effettuata con Hec – Ras (stato di progetto)

Nella seguente Tabella 14 si riportano invece le verifiche idrauliche del canale scolmatore deviato, che evidenziano un dimensionamento di tutta sicurezza dei nuovi manufatti rispetto alla portata deviated corrispondente a TR = 200 anni.

Verifiche post operam (PD) - Canale secondario															
	Sez	progr(m)	A (m ²)	Z _{fondo_eff} (msm)	B (H)	b(h)	H (m)	Bb (m)	Rh (m)	Ks	if	Qmax	Qprog	y (m)	GR
SOGLIA DI SFIORO DA CANALE PRINCIPALE															
CANALE		0		15.85									0.00	-	-
		75	42.75	15.1	14.00	5	4.5	10.91421	3.916911	67	1.00%	711.72	36.22	0.63	13.89%
PONTE		75		15.1									0.00	-	-
PO01		95	42.75	14.9	14.00	5	4.5	10.91421	3.916911	67	1.00%	711.72	36.22	0.63	13.89%
TRATTO DI VALLE DI COMPETENZA COMUNALE (VERSO VASCA DI LAMINAZIONE COMUNALE)															

Tabella 14 – Verifiche sistemazioni di progetto Rio Salius (canale deviato) – stato di progetto

Verifica franco idraulico

Le verifiche del franco idraulico sono state effettuate considerando quanto richiesto dall'articolo 21 delle NTA del PAI (vedi paragrafo 4.2).

RIO	V media [m/s]	y media [m]	y' [m]	α [-]	Calcolo del franco idraulico			Franco da mantenere[m]	Quota inferiore ponte	Quota pelo libero	Franco effettivo [m]
					Metodo 1	Metodo 2	Metodo 3				
SALIUS											
AV04	0.6	1.97	1.97	0	0.01	1.00	1.22	1.22	18.50	18.27	0.23
SS554	0.6	2.32	2	0	0.01	1.00	1.33	1.33	18.79	18.27	0.52

Tabella 15 – Verifiche attraversamenti Rio Salius - ramo principale

Verifiche attraversamenti - canale deviato															
	Sez	progr(m)	A (m ²)	Z _{fondo} (msm)	Z _{fondo_eff} (msm)	y ₂₀₀ (msm)	B (m)	H (m)	Bb (m)	Rh (m)	Ks	if	Q (mc/s)	quota intrad (msm)	franco (m)
CANALE		0		20	15,85										
PONTE PO01		85	10,81	20	15	16,80	8,22	1,80	9,65	1,12	30	1,00%	34,98	19,71	2,91
CANALE		95		20	14,9							1,00%		-	-

Tabella 16 – Verifiche attraversamenti Rio Salius – ramo secondario

La verifica dell'attraversamento del ramo principale evidenzia chiaramente che il franco idraulico minimo non viene rispettato. Si consideri che l'articolo 21 delle NTA è relativo a nuove infrastrutture mentre l'intervento in progetto si configura come un adeguamento di un'infrastruttura esistente, pertanto, come indicato anche dall'allegato 1 punto 6 della

deliberazione n.1 del 20.05.2015 “**gli interventi di adeguamento per opere di attraversamento viario non devono peggiorare le condizioni originarie di deflusso, senza incrementare nessuno degli elementi che concorrono a determinare il rischio idraulico**”. Pertanto si tenga conto dei seguenti aspetti:

- rispetto allo stato attuale nel deflusso della portata vi è un netto miglioramento: i 20 mc/s (TR=200 anni) riescono a transitare al di sotto della strada statale, benché non rispettando il franco minimo, senza generare esondazioni a monte della strada statale e con funzionamento a pelo libero (senza andare in pressione come accade allo stato attuale);
- la portata di 20 mc/s, a valle della SS554, riesce ad essere smaltita dal canale tombato a pelo libero;
- il canale tombato esistente a valle dell'attraversamento della SS554, costituisce un significativo restringimento di sezione e provoca di conseguenza un rigurgito che si protrae a monte per un lungo tratto, interessando anche l'attraversamento della SS554.

Da quanto appena descritto si capisce chiaramente che la situazione risulta migliorativa rispetto allo stato attuale seppure continuando a presentare delle criticità che tuttavia sono dipendenti dalla configurazione delle opere di smaltimento esistenti a valle della strada statale ed escluse dagli interventi in progetto. Inoltre si tenga presente che il bando di gara non permetteva di modificare le opere idrauliche a valle della zona di intervento. Pertanto non è stato possibile proporre alternative per il miglioramento della situazione.

Le verifiche relative al franco idraulico del ramo secondario risultano invece soddisfatte.

In generale si può concludere che il sistema di protezione idraulica di progetto costituito dagli interventi sul Rio Salius, avrà un suo efficace funzionamento anche in relazione al completamento delle opere previste a carico dei Comuni, quali la vasca di laminazione e l'adeguamento del canale tombato a valle della a SS 554.

Durante l'iter approvativo del Progetto Definitivo, attualmente in corso, si sta definendo congiuntamente al Comune di Monserrato, una soluzione di progettazione integrata tra le opere che sia in grado di dare evidenza del corretto funzionamento delle opere idrauliche.

Il tema è argomento della Conferenza Servizi e degli incontri con le amministrazioni locali e troverà compiutamente risposta solo al termine della fase CdS stessa. In particolare, si sta profilando la possibilità che vi sia un impegno formale da parte dei comuni, nel realizzare le opere di laminazione nei tempi di esecuzione della SS554, Lotto 1.

Verifica erosione

Allo stato attuale il Rio Salius, in corrispondenza dell'attraversamento sotto la SS 554, presenta un fondo del canale cementato, per cui in tale tratto l'alveo non presenta fenomeni di erosione in corrispondenza della base delle pile. Nonostante questo è stata comunque eseguita una verifica allo scalzamento per valutare l'entità degli scavi nell'eventualità di una rottura dello strato protettivo (vedi Tabella 17). Le modalità di calcolo sono state descritte al paragrafo 4.3.

PONTI RIO SALIU	Spalla sx PO.03	Spalla dx PO.03	Spalla sx PO.02	Spalla dx PO.02	Pile PO.02
Larghezza pile "a" [m]	2	2	2	2	0.8
Lunghezza pile "L" [m]	6.9	6.9	21	21	26
Angolo attacco corrente \ominus [°]	0	0	0	0	0

Dati idraulici					
Tirante indisturbato [m]	1.92	1.92	2.19	2.19	2.19
Fr [-]	0.15	0.15	0.11	0.11	0.11
V [m/s]	0.62	0.62	0.49	0.49	0.49
Coefficienti formula Breusers					
f1	0	0	0	0	0
f2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
f3	1	1	1	1	1
Scavi					
Formula di Breusers et al. (1977)	0	0	0	0	0

Tabella 17: Calcolo degli scavi per le spalle dei ponti di attraversamento del Rio Salius

Dai calcoli effettuati tuttavia si è potuto constatare come le velocità in gioco (inferiori a 1 m/s), influenzate dal rigurgito del canale tombato, non superano la metà della velocità critica di trascinamento della corrente, per cui non sono attesi scavi significativi.

Come già indicato in precedenza il tratto d'alveo del rio Salius in corrispondenza della zona in cui è presente l'attraversamento allo stato attuale è cementato. A seguito dei lavori per la realizzazione del prolungamento del manufatto di attraversamento esistente verrà ripristinata tale pavimentazione.

6.2.2 Rio Nou (progr. 8+350 – Lotto II)

L'attraversamento del Rio Nou avviene alla progressiva 8+350, in un tratto dell'infrastruttura dove la strada principale (SS.554) in progetto si sviluppa su viadotto multi-campata (viadotto Selargius Centro), mentre le due complanari a Nord e a Sud, verranno servite da due ponti in c.a.p. di progetto, con luce pari a 21,2 m.

Sono state effettuate le verifiche a moto permanente, grazie al software di simulazione Hec-Ras, sulle sezioni di deflusso in corrispondenza dell'attraversamento.

Per la verifica idraulica, come detto in precedenza, è stato utilizzato il valore di portata di progetto relativo ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 119,59 m³/s, ricavato dalla relazione di compatibilità idraulica del comune di Selargius.

Le sezioni utilizzate nella modellazione idraulica sono state ricavate dall'elaborazione del rilievo di dettaglio effettuato in corrispondenza della zona di interesse.

Risultati simulazione HEC-RAS

Si riportano le verifiche a moto permanente del rio Nou in Tabella 18, estrapolata dal software Hec-Ras, oltre alle rappresentazioni 3D e 2D del profilo di moto per portata duecentennale. In allegato al presente documento si riportano i risultati della simulazione, con profilo e sezioni di progetto.

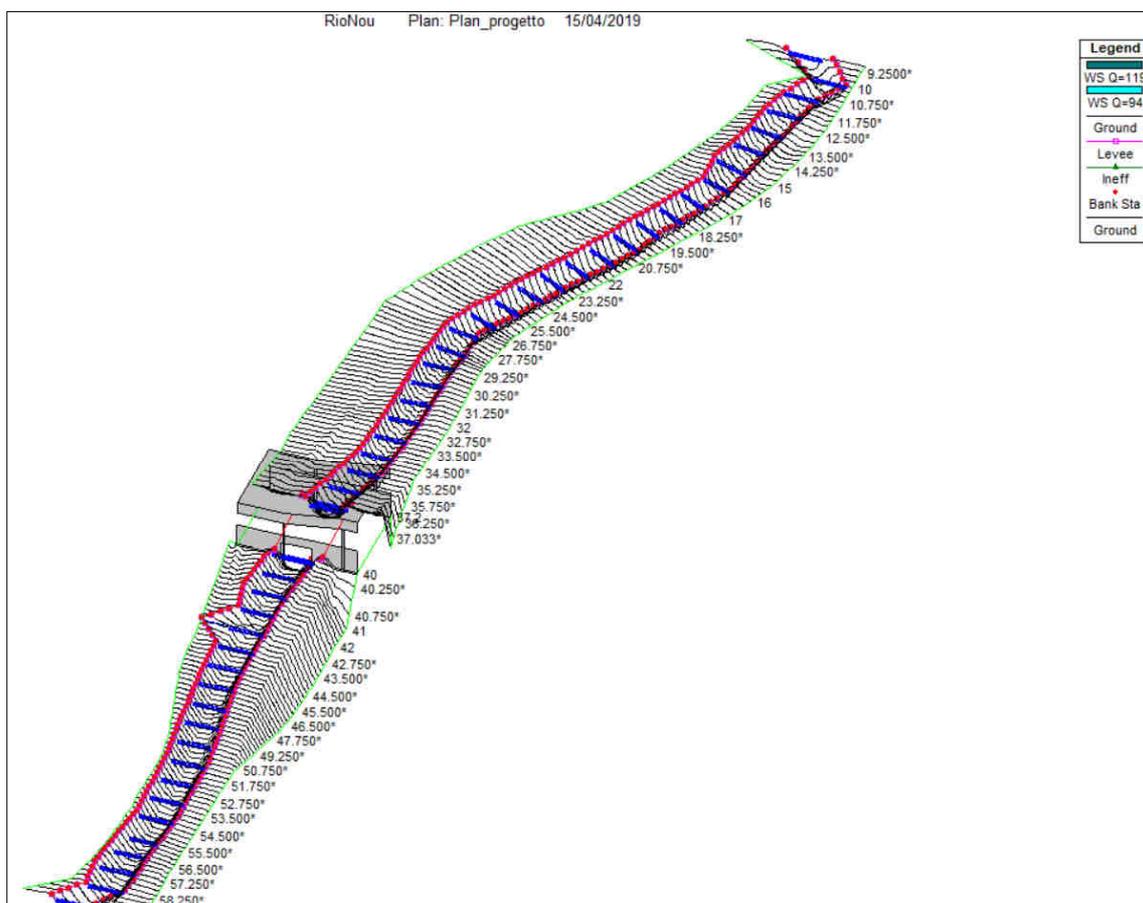


Figura 35 Vista 3D della simulazione Hec Ras – Rio Nou stato di progetto

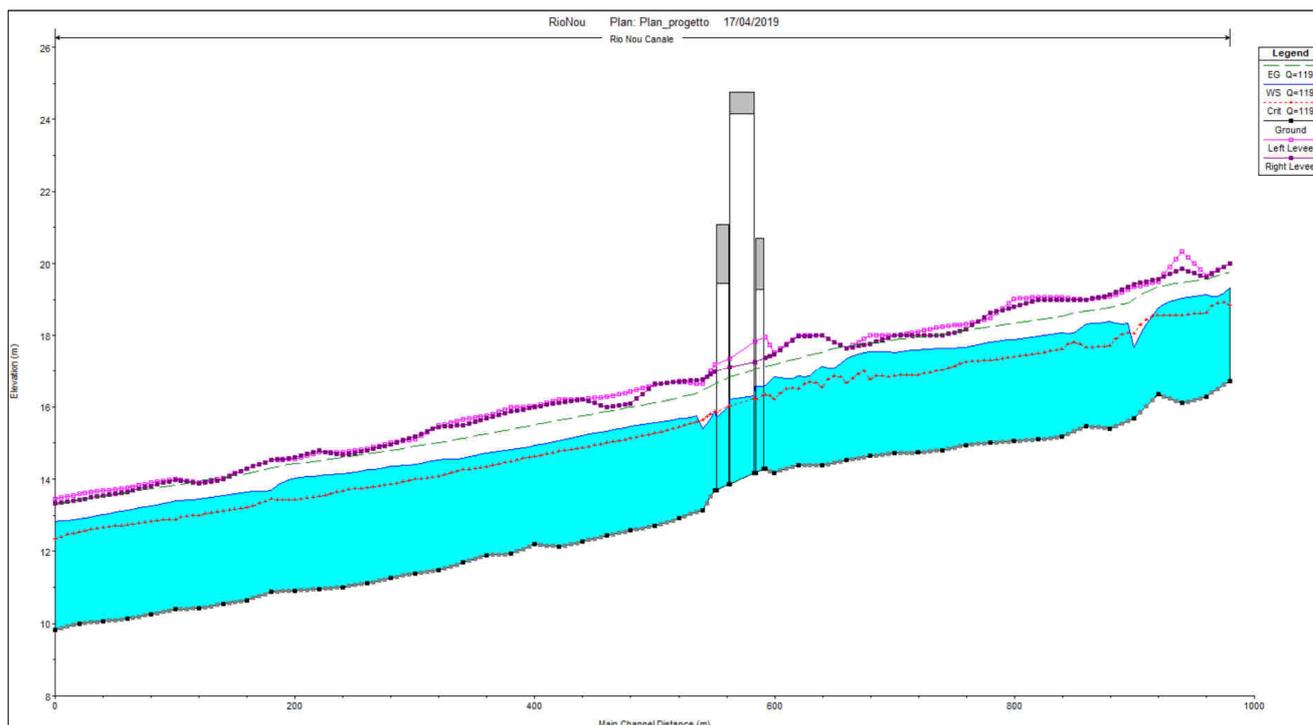


Figura 36: Profilo idraulico Rio Nou – stato di progetto

River station	Q tot [m ³ /s]	Hmin canale [m sm]	H pelo libero [m sm]	Tirante [m]	H critica [m sm]	H energia [m sm]	Pendenza Enegria [m/m]	Velocità [m/s]	Area Deflusso [m ²]	Froude
59	119.59	16.72	19.33	2.61	18.85	19.75	0.004472	2.87	41.69	0.69
58	119.59	16.28	19.14	2.86	18.63	19.56	0.0043	2.86	41.77	0.68
57	119.59	16.1	19.04	2.94	18.57	19.47	0.004491	2.89	41.32	0.69
56	119.59	16.35	18.75	2.4	18.57	19.34	0.00713	3.4	35.15	0.86
55	119.59	15.67	17.67	2	18.06	19.01	0.020524	5.12	23.36	1.41
54	119.59	15.39	18.39	3	17.72	18.77	0.003562	2.73	43.8	0.62
53	119.59	15.46	18.32	2.86	17.66	18.69	0.003495	2.69	44.39	0.61
52	119.59	15.17	18.07	2.9	17.63	18.54	0.004891	3.05	39.26	0.72
51	119.59	15.09	17.99	2.9	17.51	18.44	0.004604	2.97	40.21	0.7
50	119.59	15.06	17.9	2.84	17.41	18.34	0.004506	2.95	40.56	0.69
49	119.59	15	17.82	2.82	17.32	18.25	0.004352	2.89	41.37	0.68
48	119.59	14.94	17.67	2.73	17.27	18.14	0.005062	3.05	39.21	0.73
47	119.59	14.8	17.65	2.85	17.02	18.03	0.003673	2.74	43.71	0.63
46	119.59	14.73	17.61	2.88	16.88	17.95	0.003162	2.59	46.19	0.59
45	119.59	14.73	17.53	2.8	16.86	17.88	0.003399	2.64	45.29	0.61
44	119.59	14.64	17.54	2.9	16.75	17.79	0.003606	2.19	54.71	0.6
43	119.59	14.53	17.36	2.83	16.65	17.71	0.003265	2.62	45.59	0.6
42	119.59	14.38	17.15	2.77	16.54	17.54	0.003732	2.75	43.53	0.63
41	119.59	14.39	16.86	2.47	16.5	17.36	0.005404	3.13	38.23	0.75
40	119.59	14.18	16.83	2.65	16.21	17.19	0.003538	2.67	44.76	0.62

River station	Q tot	Hmin canale	H pelo libero	Tirante	H critica	H energia	Pendenza Energia	Velocità	Area Deflusso	Froude
	[m ³ /s]	[m sm]	[m sm]	[m]	[m sm]	[m sm]	[m/m]	[m/s]	[m ²]	
39.9	119.59	14.28	16.6	2.32	16.34	17.14	0.00615	3.26	36.72	0.8
39.85	Bridge									
39.8	119.59	14.16	16.58	2.42	16.22	17.06	0.005299	3.09	38.72	0.75
38	Bridge									
37.2	119.59	13.85	16.23	2.38	16.02	16.82	0.006778	3.4	35.16	0.84
37.15	Bridge									
37.1	119.59	13.69	15.86	2.17	15.86	16.63	0.009896	3.87	30.89	1
37	119.59	13.15	15.38	2.23	15.63	16.46	0.016325	4.6	26	1.26
36	119.59	12.91	15.67	2.76	15.43	16.25	0.006555	3.37	35.45	0.82
35	119.59	12.7	15.57	2.87	15.26	16.11	0.00594	3.27	36.59	0.78
34	119.59	12.58	15.46	2.88	15.12	15.99	0.005627	3.21	37.21	0.76
33	119.59	12.44	15.33	2.89	15.01	15.87	0.005818	3.27	36.62	0.78
32	119.59	12.27	15.21	2.94	14.86	15.75	0.005611	3.25	36.8	0.76
31	119.59	12.12	15.05	2.93	14.76	15.63	0.006107	3.36	35.57	0.8
30	119.59	12.2	14.94	2.74	14.61	15.5	0.005805	3.31	36.14	0.78
29	119.59	11.93	14.83	2.9	14.48	15.37	0.005669	3.28	36.48	0.77
28	119.59	11.89	14.73	2.84	14.35	15.25	0.005327	3.2	37.36	0.75
27	119.59	11.69	14.57	2.88	14.25	15.13	0.005897	3.31	36.18	0.78
26	119.59	11.47	14.53	3.06	14.06	15	0.004686	3.03	39.43	0.7
25	119.59	11.39	14.41	3.02	13.99	14.91	0.005064	3.12	38.36	0.73
24	119.59	11.26	14.35	3.09	13.85	14.8	0.004549	2.96	40.4	0.69
23	119.59	11.11	14.25	3.14	13.76	14.7	0.004515	2.96	40.46	0.69
22	119.59	11.01	14.15	3.14	13.68	14.6	0.004548	2.97	40.26	0.69
21	119.59	10.96	14.1	3.14	13.51	14.5	0.003913	2.83	42.33	0.65
20	119.59	10.91	14.03	3.12	13.42	14.42	0.003737	2.77	43.15	0.63
19	119.59	10.87	13.68	2.81	13.44	14.3	0.006702	3.48	34.37	0.83
18	119.59	10.65	13.65	3	13.21	14.15	0.004981	3.13	38.18	0.72
17	119.59	10.54	13.54	3	13.12	14.05	0.005128	3.18	37.56	0.73
16	119.59	10.42	13.44	3.02	13	13.95	0.004926	3.14	38.1	0.72
15	119.59	10.4	13.4	3	12.88	13.83	0.004379	2.88	41.49	0.68
14	119.59	10.25	13.25	3	12.82	13.73	0.004944	3.07	38.99	0.72
13	119.59	10.13	13.15	3.02	12.72	13.62	0.004953	3.06	39.05	0.72
12	119.59	10.07	13.01	2.94	12.66	13.52	0.005473	3.16	37.8	0.76
11	119.59	10	12.89	2.89	12.55	13.42	0.005582	3.2	37.37	0.76
10	119.59	9.83	12.83	3	12.35	13.3	0.004703	3.02	39.56	0.7

Tabella 18: Risultato della simulazione effettuata con Hec – Ras (stato di progetto)

Verifica franco idraulico

Le verifiche del franco idraulico sono state effettuate considerando quanto richiesto dall'articolo 21 delle NTA del PAI (vedi paragrafo 4.2) e con la portata di 119,59 m³/s.

Calcolo del franco idraulico											
RIO NOU	V media [m/s]	y media [m]	y' [m]	α [-]	Metodo 1	Metodo 2	Metodo 3	Franco da mantenere[m]	Quota inferiore ponte	Quota pelo libero	Franco effettivo [m]
P05	3.17	2.37	2	0	0.36	1.00	1.34	1.34	19.10	16.60	2.50
SS554	3.24	2.4	2	0	0.38	1.00	1.35	1.35	22.71	16.58	6.13
P04	3.63	2.28	2	0	0.47	1.00	1.31	1.31	19.40	16.23	3.17

Tabella 19 – Verifiche attraversamenti Rio Nou – ramo principale

Come si può vedere dai dati riportati nella tabella sopra il franco minimo è sempre ampiamente garantito.

Opera	Luce [m]	Quota minimo intradosso [m s.l.m]	Quota minima fondo alveo [m s.l.m]
Ponte P05	21.20	19.10	14.28
Viadotto VI03	39.00	22.71	14.16
Ponte P04	21.20	19.40	13.85

Verifica erosione

Si sono quindi valutati gli scavi in corrispondenza delle spalle dei ponti e della pila del viadotto utilizzando la formula di Breusers descritta nel paragrafo 4.3. I risultati ottenuti sono riportati nella Tabella 20.

PONTI RIO NOU	Spalla sx PO.05	Spalla dx PO.05	Plinto viadotto	Spalla sx PO.04	Spalla dx PO.04
Larghezza pile "a" [m]	0.8	0.8	1.5	0.8	0.8
Lunghezza pile "L" [m]	6.9	6.9	1.5	10.4	10.4
Angolo attacco corrente Θ [°]	7	7	7	7	7
Dati idraulici					
Tirante indisturbato [m]	1.71	1.71	2.42	1.67	1.67
Fr [-]	0.8	0.8	0.75	0.84	0.84
V [m/s]	3.26	3.26	3.06	3.4	3.4
Coefficienti formula Breusers					
f1	1	1	1	1	1
f2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
f3	1.5	1.5	1	1.8	1.8
Scavi					
Formula di Breusers et al. (1977)	3	3	3.6	3.6	3.6

Tabella 20 - Rio Nou: tabella scavi in corrispondenza dell'attraversamento

I valori ottenuti sono significativi pertanto è necessario procedere alla protezione del tratto di attraversamento.

Per quanto riguarda il plinto del viadotto, dalle sezioni di progetto, esso risulta esterno all'alveo, tuttavia data la sua posizione molto prossima all'alveo inciso, a favore di sicurezza si è eseguita la verifica dei possibili scavi attorno al plinto stesso, impostando un tirante della corrente scelto di 2,42 m ottenendo scavi dell'ordine dei 3,6 m.

Come miglioria rispetto al progetto preliminare, al fine di proteggere pile e spalle ed evitare l'insorgere di problemi di erosione, si prevede, in analogia con il rio Saliu, la pavimentazione del tratto di alveo in corrispondenza dell'attraversamento e una protezione di sponda con massi cementati in corrispondenza delle spalle dei ponti.

6.2.3 Rio Is Cungiaus (progr. 10+060 – Lotto II)

L'attraversamento del Rio Is Cungiaus avviene alla progressiva 10+060, in un tratto dell'infrastruttura dove la strada principale (SS.554) in progetto si sviluppa su un ponte in c.a.p. (viadotto Cungiaus), così come le due complanari a Nord e a Sud, che verranno servite da due ponti in c.a.p.. Tutte e tre le strutture avranno luce pari a 21,2 m.

Come già indicato nei precedenti capitoli la modellazione idraulica è stata effettuata utilizzando la portata stimata nello studio di compatibilità idraulico del comune di Selargius, ritenuta più verosimile, e pari a 60,34 m³/s.

Le sezioni utilizzate nella modellazione idraulica sono state ricavate dall'elaborazione del rilievo di dettaglio effettuato in corrispondenza della zona di interesse. Si consideri tuttavia che nel corso dell'effettuazione del rilievo di dettaglio non è stato possibile indagare un'area di lunghezza pari a circa 80 metri, collocata immediatamente a monte del ponte esistente sulla SS554, a causa dell'inaccessibilità dei luoghi. Pertanto, in corrispondenza delle sezioni ricadenti all'interno del tratto ove non era disponibile il rilievo (sezioni 18, 19, 20 e 21), si è ricostruito il profilo delle sezioni stesse utilizzando la sezione 22 e variandone le quote considerando una pendenza costante dell'asta fluviale pari all'1,02%. Tale pendenza è quella che si ottiene collegando direttamente la sezione 14 con la 22.

Risultati simulazione HEC-RAS

Si riportano le verifiche a moto permanente del rio Is Cungiaus Tabella 21, estrapolata dal software Hec-Ras, oltre alle rappresentazioni 3D e 2D del profilo di moto per portata duecentennale. In allegato al presente documento si riportano i risultati della simulazione, con profilo e sezioni di progetto.

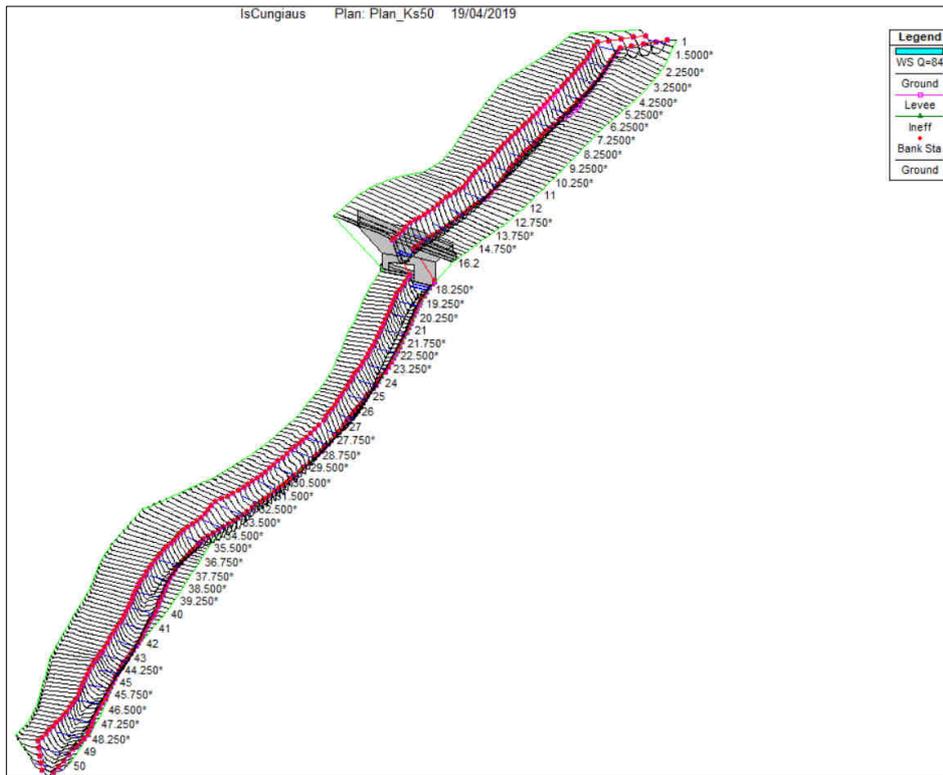


Figura 37 Vista 3D della simulazione Hec Ras – Rio Is Cungiaus - stato di progetto

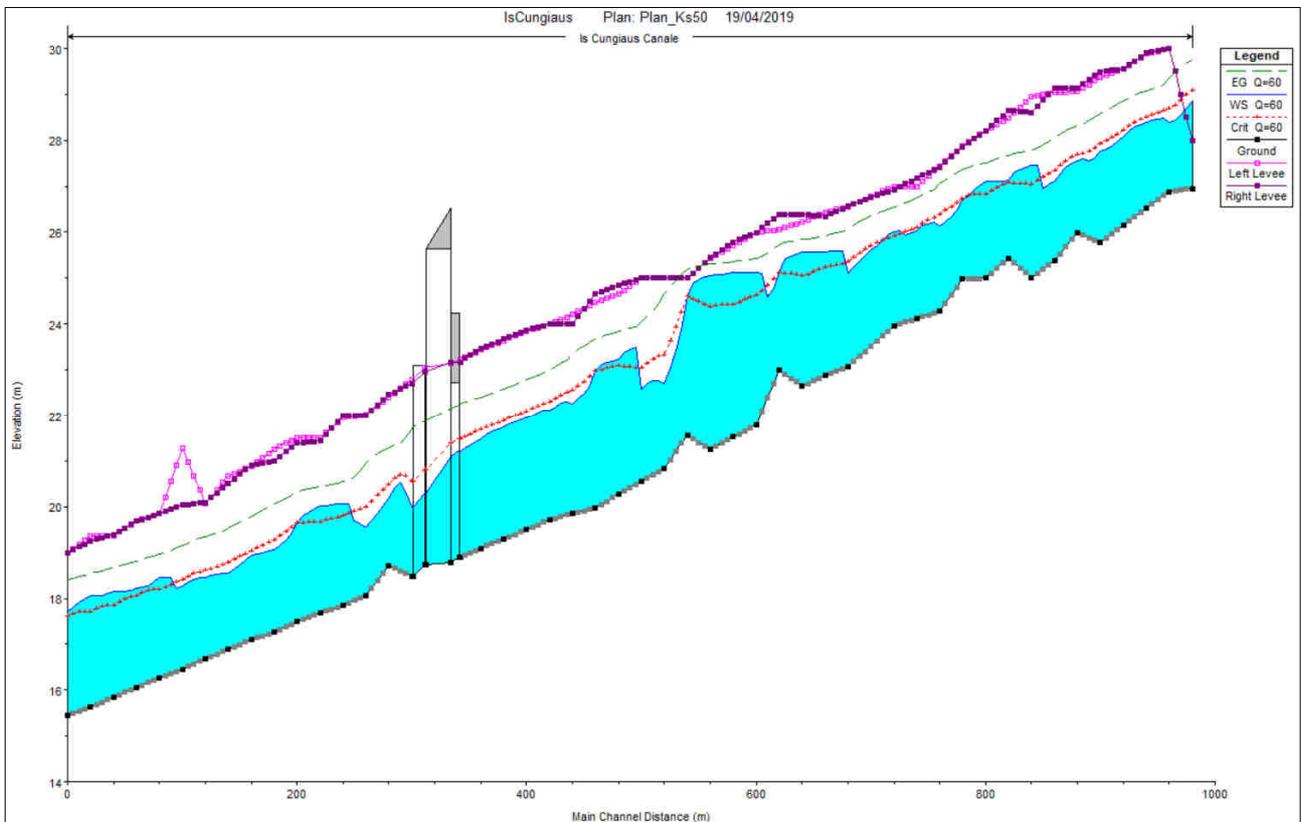


Figura 38: Profilo idraulico Rio Is Cungiaus – stato di progetto

River station	Q tot	Hmin canale	H pelo libero	Tirante	H critica	H energia	Pendenza Energia	Velocità	Area Deflusso	Froude
	[m ³ /s]	[m sm]	[m sm]	[m]	[m sm]	[m sm]	[m/m]	[m/s]	[m ²]	
50	60.34	26.95	28.85	1.9	29.08	29.75	0.011404	4.43	17.26	1.21
49	60.34	26.88	28.4	1.52	28.69	29.36	0.019562	4.33	13.93	1.5
48	60.34	26.53	28.39	1.86	28.51	29.08	0.011168	3.66	16.48	1.16
47	60.34	26.15	28.09	1.94	28.23	28.85	0.011811	3.88	15.55	1.18
46	60.34	25.77	27.77	2	27.93	28.58	0.012778	3.99	15.14	1.2
45	60.34	25.99	27.55	1.56	27.7	28.33	0.01158	3.9	15.48	1.19
44	60.34	25.38	27.1	1.72	27.34	28.05	0.015011	4.33	13.92	1.34
43	60.34	25.01	27.46	2.45	27.05	27.79	0.003375	2.54	23.8	0.66
42	60.34	25.44	27.12	1.68	27.08	27.68	0.00731	3.3	18.26	0.95
41	60.34	25	27.12	2.12	26.82	27.51	0.004216	2.78	21.72	0.74
40	60.34	24.98	26.68	1.7	26.74	27.36	0.009249	3.65	16.53	1.07
39	60.34	24.28	26.12	1.84	26.38	27.05	0.017271	4.28	14.11	1.4
38	60.34	24.13	26.03	1.9	26.12	26.75	0.01007	3.75	16.07	1.1
37	60.34	23.96	26.02	2.06	25.91	26.54	0.006448	3.21	18.8	0.89
35	60.34	23.07	25.09	2.02	25.35	26.08	0.014402	4.41	13.68	1.31
34	60.34	22.88	25.58	2.7	25.25	25.93	0.004092	2.63	22.96	0.71
33	60.34	22.65	25.57	2.92	25.05	25.84	0.002901	2.3	26.19	0.6
32	60.34	23	25.13	2.13	25.13	25.72	0.008735	3.42	17.67	1
31	60.34	21.79	25.11	3.32	24.64	25.44	0.00352	2.52	23.94	0.64
30	60.34	21.52	25.13	3.61	24.41	25.35	0.002208	2.11	28.62	0.52
29	60.34	21.24	25.06	3.82	24.38	25.3	0.002415	2.16	27.9	0.54
28	60.34	21.56	24.61	3.05	24.61	25.19	0.008695	3.39	17.79	1
27	60.34	20.83	22.71	1.88	23.34	24.65	0.029368	6.17	9.78	1.81
26	60.34	20.55	22.58	2.03	23.04	24.06	0.020384	5.38	11.22	1.53
25	60.34	20.27	23.24	2.97	23.1	23.84	0.006932	3.43	17.59	0.89
24	60.34	19.96	22.97	3.01	22.97	23.68	0.008817	3.72	16.21	1
23	60.34	19.86	22.26	2.4	22.56	23.35	0.017939	4.63	13.03	1.38
22	60.34	19.71	22.11	2.4	22.31	23.01	0.013527	4.2	14.36	1.23
21	60.34	19.5	21.95	2.45	22.1	22.79	0.01221	4.06	14.87	1.17
20	60.34	19.3	21.75	2.45	21.89	22.58	0.012211	4.06	14.87	1.17
19	60.34	19.09	21.49	2.4	21.69	22.4	0.006701	4.22	14.3	1.24
18	60.34	18.89	21.2	2.31	21.49	22.26	0.008311	4.54	13.28	1.37
17.9	Bridge			0						
17.8	60.34	18.79	21.1	2.31	21.39	22.16	0.00849	4.58	13.19	1.38
17	Bridge			0						
16.2	60.34	18.74	20.29	1.55	20.8	21.89	0.012133	5.59	10.79	1.69
16.1	Bridge			0						
16	60.34	18.48	20	1.52	20.55	21.71	0.013335	5.78	10.43	1.77
15	60.34	18.72	20.18	1.46	20.5	21.28	0.008476	4.65	12.96	1.44
14	60.34	18.07	19.55	1.48	19.99	20.95	0.022229	5.25	11.49	1.62
13	60.34	17.85	20.07	2.22	19.8	20.54	0.004768	3.04	19.83	0.78
12	60.34	17.68	20.01	2.33	19.68	20.44	0.004246	2.91	20.75	0.74

River station	Q tot	Hmin canale	H pelo libero	Tirante	H critica	H energia	Pendenza Energia	Velocità	Area Deflusso	Froude
	[m ³ /s]	[m sm]	[m sm]	[m]	[m sm]	[m sm]	[m/m]	[m/s]	[m ²]	
11	60.34	17.49	19.65	2.16	19.65	20.31	0.008252	3.6	16.77	1
10	60.34	17.25	19.07	1.82	19.28	20.05	0.012394	4.39	13.75	1.22
9	60.34	17.1	18.94	1.84	19.04	19.78	0.009955	4.07	14.83	1.1
8	60.34	16.89	18.54	1.65	18.77	19.53	0.013099	4.4	13.7	1.26
7	60.34	16.68	18.46	1.78	18.61	19.34	0.010947	4.15	14.54	1.16
6	60.34	16.46	18.27	1.81	18.41	19.15	0.010681	4.16	14.5	1.13
5	60.34	16.26	18.45	2.19	18.19	18.96	0.005056	3.17	19.05	0.8
4	60.34	16.06	18.23	2.17	18.07	18.81	0.00597	3.37	17.9	0.87
3	60.34	15.84	18.16	2.32	17.86	18.66	0.005232	3.15	19.16	0.79
2	60.34	15.64	18.06	2.42	17.72	18.54	0.004516	3.07	19.67	0.76
1	60.34	15.44	17.72	2.28	17.62	18.41	0.0071	3.68	16.4	0.92

Tabella 21 – Verifiche attraversamento Rio Is Cungiaus – stato di progetto

Verifica franco idraulico

Le verifiche del franco idraulico sono state effettuate considerando quanto richiesto dall'articolo 21 delle NTA del PAI (vedi paragrafo 4.2) con la portata di 60,34 m³/s (studi di compatibilità idraulico del comune di Selargius). Inoltre è stato fatto un raffronto tra la fase ante e post operam con la portata di 83,94 m³/s risultante dall'analisi idrologica del PD.

Calcolo del franco idraulico

Is Cungiaus	V media [m/s]	y media [m]	y' [m]	α [-]	Metodo 1	Metodo 2	Metodo 3	Franco da mantenere[m]	Quota inferiore ponte	Quota pelo libero	Franco effettivo [m]
P07	4.56	2.31	2	0	0.74	1.00	1.32	1.32	22.88	21.20	1.68
SS554	5.08	1.94	1.94	0.01	0.92	1.00	1.23	1.23	25.24	21.10	4.14
P08	5.68	1.54	1.54	0.07	1.15	1.00	1.19	1.19	22.88	20.29	2.59

Tabella 22 – Verifiche attraversamenti Is Cungiaus – ramo principale stato di progetto Q=60,34 mc/s

Calcolo del franco idraulico

Is Cungiaus	V media [m/s]	y media [m]	y' [m]	α [-]	Metodo 1	Metodo 2	Metodo 3	Franco da mantenere[m]	Quota inferiore ponte	Quota pelo libero	Franco effettivo [m]
P07	4.96	2.62	2	0	0.88	1.00	1.41	1.41	22.88	21.51	1.37
SS554	5.45	2.25	2	0.04	1.06	1.00	1.39	1.39	25.24	21.40	3.84
P08	6.02	1.87	1.87	0.1	1.29	1.00	1.38	1.38	22.88	20.63	2.25

Tabella 23 – Verifiche attraversamenti Is Cungiaus – ramo principale stato di progetto Q=83,94 mc/s

Calcolo del franco idraulico

Is Cungiaus	V media [m/s]	y media [m]	y' [m]	α [-]	Metodo 1	Metodo 2	Metodo 3	Franco da mantenere[m]	Quota inferiore ponte	Quota pelo libero	Franco effettivo [m]
SS554	3.76	2.74	2	0	0.50	1.00	1.44	1.44	23	22.43	0.57

Tabella 24 – Verifiche attraversamento Is Cungiaus SS554 – ramo principale stato attuale Q=83,94 mc/s

Come si può vedere dai dati riportati nella tabella sopra il franco minimo, nella situazione di progetto, viene rispettato considerando la portata di 60,34 m³/s.

E' stata poi condotta la verifica considerando la portata di 83,94 m³/s risultante dall'analisi idrologica del PD.

Tale verifica evidenzia che in questa situazione il franco idraulico minimo non viene rispettato in corrispondenza del ponte P07 per soli 4 cm.

Si tenga conto che l'articolo 21 delle NTA, che fornisce le formule per la verifica del franco idraulico, si riferisce a nuove infrastrutture mentre l'intervento in progetto si configura come un adeguamento di un'infrastruttura esistente, pertanto, come indicato anche dall'allegato 1 punto 6 della deliberazione n.1 del 20.05.2015 "gli interventi di adeguamento per opere di attraversamento viario non devono peggiorare le condizioni originarie di deflusso, senza incrementare nessuno degli elementi che concorrono a determinare il rischio idraulico". Come si può notare dall'analisi della tabella sopra riportata il franco idraulico nella fase ante operam è pari a 0,57 m, mentre in quella post operam è di 1,37 m nella situazione peggiore (ponte P07), pertanto il progetto introduce indubbiamente un significativo aumento del franco disponibile migliorando le condizioni di deflusso.

Opera	Luce [m]	Quota minimo intradosso [m s.l.m]	Quota minima fondo alveo [m s.l.m]
Ponte P07	21.20	22.62	19.26
Viadotto VI05	21.20	22.92	18.78
Ponte P06	21.20	22.62	18.53

Verifica erosione

Si riporta nel seguito la tabella riassuntiva con i dati utilizzati per il calcolo degli scavi in corrispondenza delle spalle dei ponti di attraversamento del Rio Is Cungiaus. La metodologia di calcolo adottata è quella riportata nel paragrafo 4.3.

PONTI RIO IS CUNGIAUS	Spalla sx PO.07	Spalla dx PO.07	Spalla sx VI.05	Spalla dx VI.05	Spalla dx PO.06	Spalla dx PO.06
Larghezza pile "a" [m]	2	2	2	2	2	2
Lunghezza pile "L" [m]	6.9	6.9	21	21	10.4	10.4
Angolo attacco corrente Θ [°]	13	13	0	0	0	0
Dati idraulici						
Tirante indisturbato [m]	0.1	0.4	0.1	0.3	0.1	0.8
Fr [-]	1.37	1.37	1.38	1.38	1.69	1.69
V [m/s]	4.54	4.54	4.58	4.58	5.59	5.59
Coefficienti formula Breusers						
f1	1	1	1	1	1	1
f2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
f3	1.3	1.3	1	1	1	1
Scavi						
Formula di Breusers et al. (1977)	0.3	1.3	0.3	0.8	0.3	2.0

Tabella 25 - Calcolo degli scavi per le spalle dei ponti di attraversamento del rio Is Cungiaus

A favore di sicurezza il tirante minimo al di sopra del plinto di fondazione della spalla è stato posto pari a 10 cm. Gli scavi risultanti dall'analisi sono contenuti nell'ordine di 1.3 metri (fatta eccezione per la spalla destra del PO.07 per il quale gli scavi raggiungono i 2 metri), tuttavia date le elevate velocità in gioco in caso di piena duecentennale (superiori a 4.5 m/s) si consiglia di prevedere interventi di protezione.

Analogamente a quanto proposto per il Rio Saliu, al fine di proteggere le spalle di ponti e viadotto ed evitare l'insorgere di problemi di erosione, si prevede la pavimentazione del tratto di alveo in corrispondenza dell'attraversamento e una protezione di sponda con massi cementati in corrispondenza delle spalle dei ponti.

6.3 Aree non regimate

Rispetto ai bacini individuati in Tabella 8, tutte le aree non riconducibili ai sistemi afferenti ai tre corsi d'acqua esistenti, analizzati nel paragrafo precedente, vengono analizzate evidenziando le verifiche svolte per le opere di protezione idraulica previste nel progetto, e descrivendo i principali elementi migliorativi introdotti con l'offerta tecnica.

6.3.1 Zona Is Corrias (Lotto I)

La risoluzione delle criticità attuali nella zona Is Corrias, viene risolta nel Progetto Preliminare ANAS, con la realizzazione di una nuova importante opera di difesa, il Canale Is Corrias, che andrà a posizionarsi parallelamente alle opere di progetto sul lato nord dell'infrastruttura, allo scopo di intercettare in modo efficace i contributi meteorici di drenaggio provenienti dalle aree circostanti.

Il canale si sviluppa per circa 2700 m, con direzione Est – Ovest, a partire dalla progressiva 4+100 circa, costeggia sul lato Nord l'infrastruttura, sotto-attraversando con un tombino coperto il nuovo svincolo Baracca Manna, fino alla progressiva 3+500 circa.

Successivamente per un tratto di circa 425 m, il canale verrà realizzato parallelamente ad una viabilità locale (attuale rampa di innesto tra la SS.554 e la SS.131dir in direzione Nord), per poi sotto-attraversare per un tratto di 190 m (di cui circa 90 m da realizzare a spinta), la direttrice principale della SS. 131dir, e raggiungere nuovamente la SS.554, dopo aver costeggiato per altri 200 m la rampa di collegamento 7 dello svincolo quadrifoglio.

Tutto il tratto di valle del canale costeggia parallelamente la SS.554 per circa a 1000 m dalla progressiva 2+500 alla progressiva 1+500, per poi proseguire ulteriori 250 m lungo il tratto fuori lotto e andare ad alimentare l'area di laminazione naturale adiacente al Rio Fangario, che rappresenta il corpo idrico recettore.

Oltre ai due sotto-attraversamenti principali citati nella descrizione, sono previsti all'interno dell'asta principale del canale, alcuni altri tombini per il ripristino di accessi e viabilità locali.

Il sistema idraulico di progetto è completato da una serie di sistemi di permeabilità nella direttrice Nord – Sud, sia lungo la SS.554 che all'interno dello svincolo quadrifoglio, a potenziare i sistemi attualmente esistenti.

Le ipotesi di partenza, per quanto riguarda le aree di drenaggio, vengono riprese dal Progetto Preliminare, con la suddivisione del bacino in 4 sotto-bacini aventi le superfici mostrate in rosso in Figura 39, e le caratteristiche idrauliche riportate nella Tabella 26.

Sottobacini Is Corrias	Pk inizio	Pk fine	L [km]	A [kmq]	tc [h]	Q200 [m ³ /s]
1a (Nord)	3+500	4+600	1.06	5.50	1.20	8.00
1b (Sud)	3+000	4+600	1.32	3.10	1.00	16.65
1c (Nord + Sud)	1+500	3+500	1.09	2.10	0.50	16.65
1d (Sud)	1+500	2+000	0.43	0.43	0.40	6.65

Tabella 26 – Suddivisione sottobacini e portate zona Is Corrias

Le portate considerate per la verifica del canale sono state ottenute andando a sommare i contributi dei sottobacini, per tratti, ottenendo un valore complessivo alla sezione di chiusura finale di 47,94 m³/s. Si evidenzia che la sezione di chiusura del PP, denominata Corrias1, considerava una portata di 41,30 m³/s, che è il contributo dei sottobacini 1a, 1b, 1c, in quanto il contributo di 1d veniva considerato a parte; in realtà l'ultimo tratto deve considerare anche i 6,65 m³/s di quest'ultimo contributo.

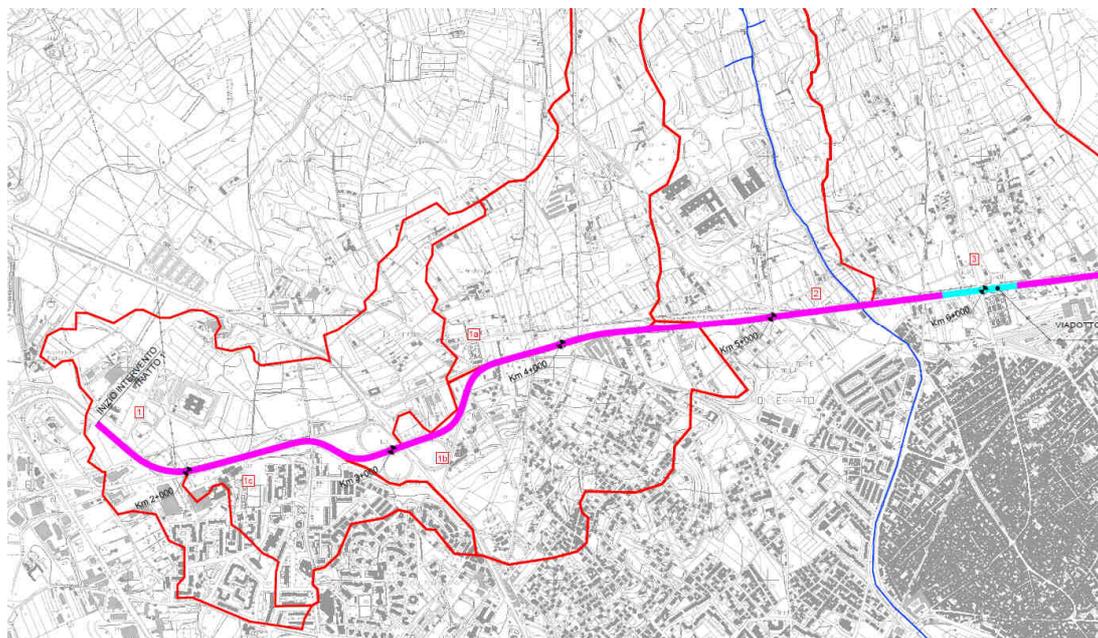


Figura 39 – Area Is Corrias. Suddivisione dei bacini di drenaggio

Si evidenzia infine, che per un lungo tratto compreso tra le progressive 650 e 1122 (riferimento dell'asse del canale), sono stati considerati i contributi dei bacini 1a, 1b, con l'aggiunta di circa 1/3 del contributo di portata generato dal bacino 1c.

Risultati simulazione HEC-RAS

Si riportano le verifiche a moto permanente del canale Is Corrias in Tabella 27 riassuntiva estrapolata dal software Hec-Ras. In allegato al presente documento si riportano i risultati della simulazione, con profilo e sezioni di progetto.

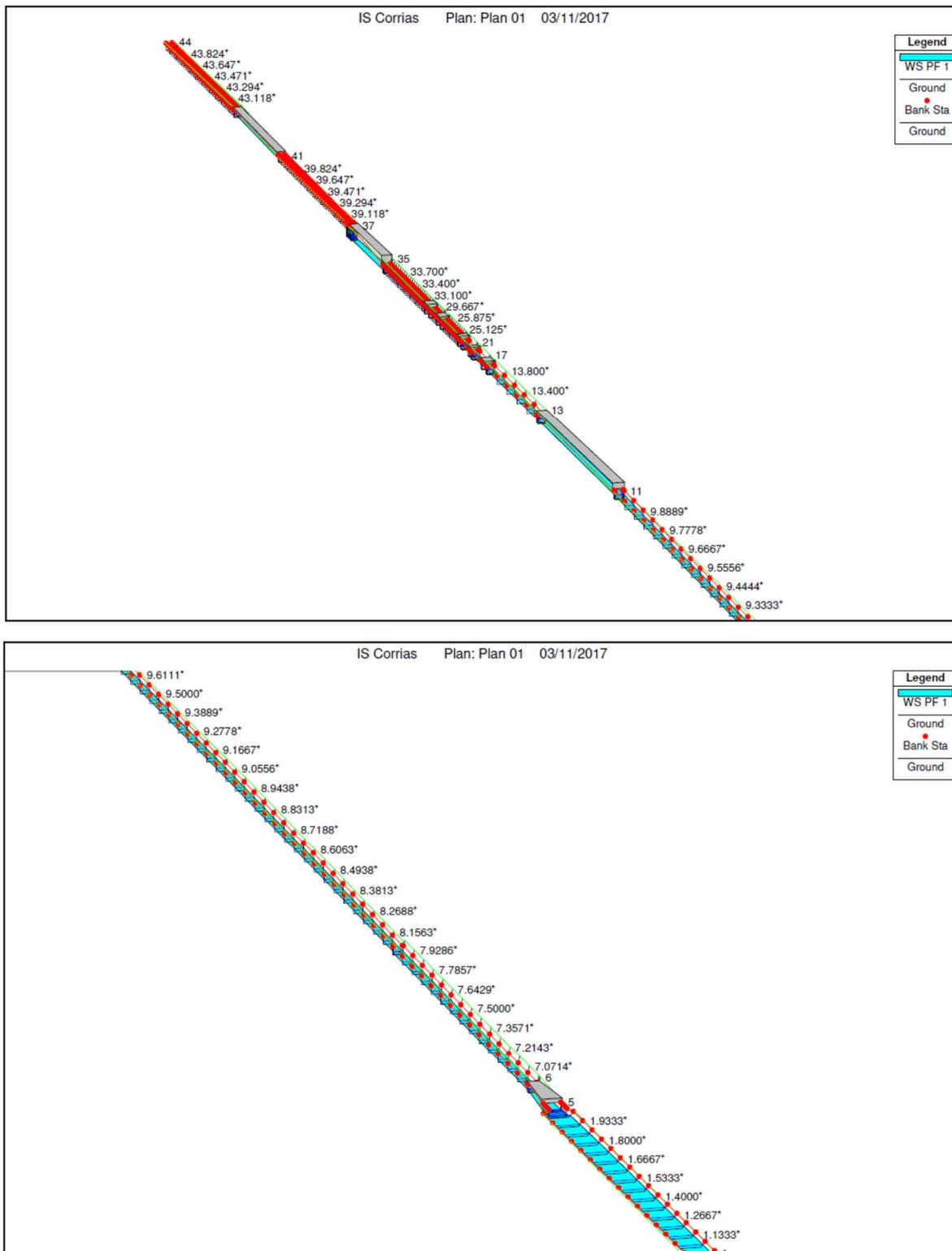


Figura 40 Vista 3D della simulazione Hec Ras – Is Corrias stato di progetto

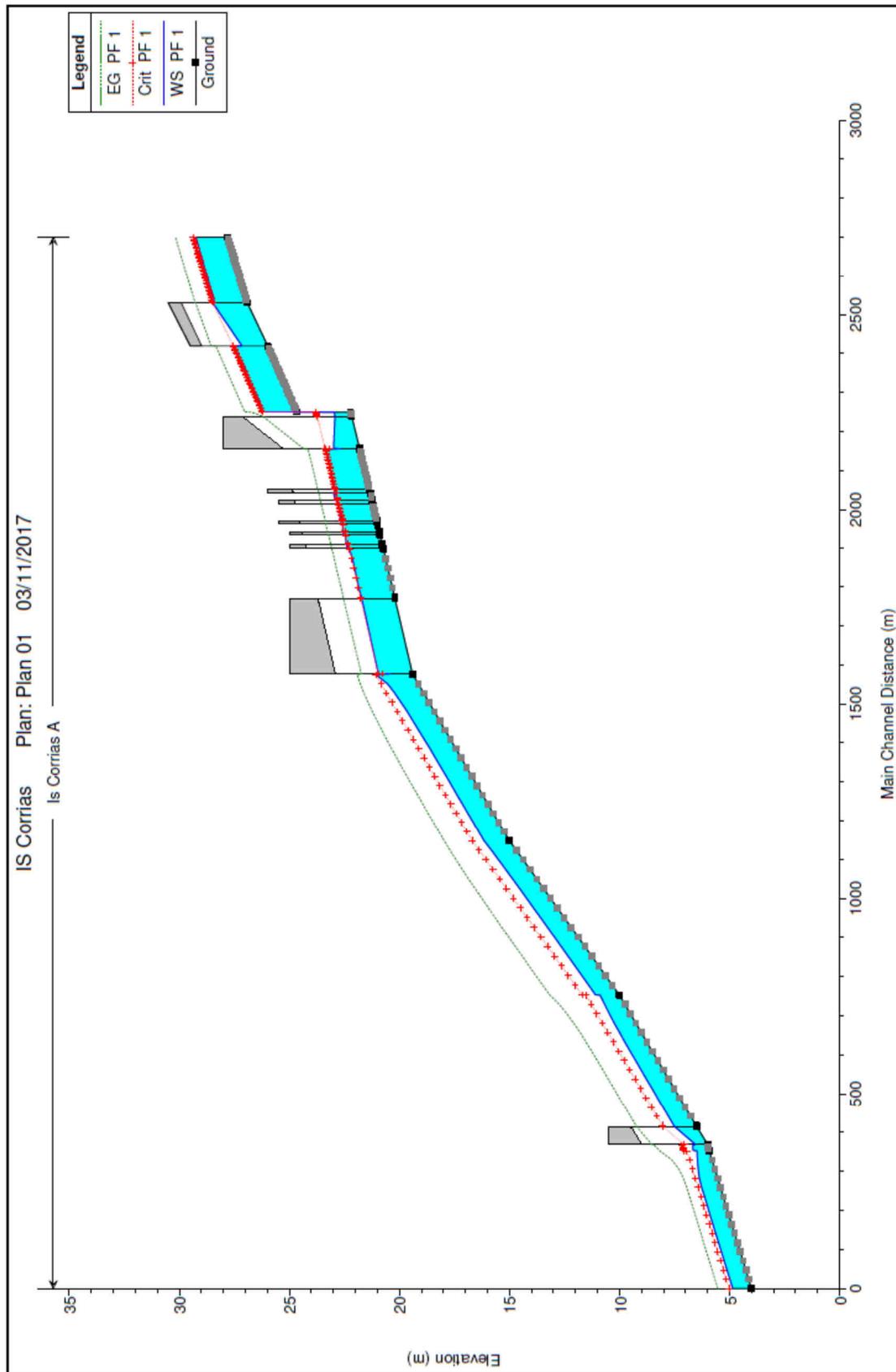


Figura 41: Profilo idraulico Canale Is Corrias – stato di progetto

River Sta	Q Total (m3/s)	Hmin canale (m)	H pelo libero (m)	Tirante (m)	H critica (m)	H energia (m)	Pendenza Energia (m/m)	Velocità (m/s)	Area deflusso (m2)	Froude
44	24.62	27.8	29.24	1.44	29.37	30.17	0.0052	4.27	5.76	1.14
43	24.62	26.93	28.4	1.47	28.5	29.29	0.0049	4.18	5.89	1.1
42	24.62	26.91	28.57	1.66	28.48	29.27	0.003511	3.7	6.65	0.92
41.5	Bridge									
41	24.62	25.98	27.54	1.56	27.54	28.33	0.004145	3.93	6.26	1
40	24.62	25.96	27.47	1.51	27.53	28.32	0.004555	4.07	6.05	1.06
39	24.62	24.66	26.14	1.48	26.23	27.02	0.004806	4.15	5.93	1.09
38	24.62	22.23	22.94	0.71	23.8	26.73	0.039276	8.61	2.86	3.25
37	24.62	22.18	22.93	0.75	23.75	26.33	0.033412	8.16	3.02	3
36	24.62	22.16	22.93	0.77	23.73	26.21	0.031888	8.03	3.07	2.93
35.5	Bridge									
35	24.62	21.81	22.67	0.86	23.16	24.34	0.013302	5.71	4.31	1.97
34	30.45	21.8	23.35	1.55	23.35	24.14	0.003664	3.92	7.77	1
33	30.45	21.38	23.01	1.63	22.93	23.72	0.003193	3.73	8.15	0.93
32	30.45	21.37	23	1.63	22.92	23.71	0.003183	3.73	8.16	0.93
31.5	Bridge									
31	30.45	21.31	22.97	1.66	22.86	23.66	0.003053	3.68	8.29	0.91
30	30.45	21.29	22.98	1.69		23.64	0.002909	3.61	8.43	0.89
29	30.45	21.26	22.89	1.63	22.81	23.6	0.003198	3.74	8.15	0.93
28	30.45	21.25	22.88	1.63	22.8	23.59	0.003186	3.73	8.16	0.93
27.5	Bridge									
27	30.45	21.21	22.78	1.57	22.76	23.55	0.003573	3.89	7.83	0.99
26	30.45	21.2	22.77	1.57	22.75	23.54	0.003566	3.88	7.84	0.99
25	30.45	21.03	22.67	1.64	22.58	23.37	0.003155	3.72	8.19	0.93
24	30.45	21.02	22.66	1.64	22.57	23.36	0.003143	3.71	8.2	0.93
23.5	Bridge									
23	30.45	21	22.59	1.59	22.55	23.34	0.003422	3.83	7.96	0.97
22	30.45	20.99	22.58	1.59	22.54	23.33	0.003412	3.82	7.96	0.97
21	30.45	20.92	22.57	1.65	22.47	23.26	0.003103	3.7	8.24	0.92
20	30.45	20.91	22.56	1.65	22.46	23.25	0.003091	3.69	8.25	0.92
19.5	Bridge									
19	30.45	20.89	22.44	1.55	22.44	23.23	0.003657	3.92	7.77	1
18	30.45	20.88	22.43	1.55	22.43	23.22	0.003651	3.92	7.77	1
17	30.45	20.78	22.41	1.63	22.33	23.12	0.00318	3.73	8.17	0.93
16	30.45	20.77	22.41	1.64	22.32	23.11	0.003168	3.72	8.18	0.93
15.5	Bridge									
15	30.45	20.73	22.29	1.56	22.28	23.07	0.003643	3.91	7.78	1
14	30.45	20.72	22.27	1.55	22.27	23.06	0.003663	3.92	7.77	1
13	30.45	20.21	21.72	1.51	21.76	22.55	0.003976	4.04	7.54	1.05
12	30.45	20.2	21.71	1.51	21.75	22.54	0.003974	4.04	7.55	1.05
11.5	Bridge									
11	30.45	19.4	20.41	1.01	20.78	21.7	0.0083	5.03	6.05	1.6
10	41.3	19.38	21.07	1.69	21.07	21.92	0.003391	4.08	10.11	1
9	41.3	15	16.15	1.15	16.69	17.97	0.010186	5.96	6.93	1.77
8.1	41.3	10.01	11.08	1.07	11.7	13.18	0.012635	6.41	6.44	1.97
8	41.3	10	10.88	0.88	11.52	13.15	0.015931	6.67	6.19	2.27
7	41.3	6.52	7.53	1.01	8.05	9.26	0.010474	5.81	7.1	1.84
6	41.3	6.49	7.5	1.01	8.02	9.23	0.010485	5.82	7.1	1.84
5.5	Bridge									
5	41.3	6	6.55	0.55	7.06	8.52	0.021363	6.2	6.66	2.66
4	47.94	5.99	6.68	0.69	7.16	8.4	0.014543	5.82	8.24	2.24
3	47.94	5.92	6.65	0.73	7.09	8.18	0.012047	5.49	8.74	2.05
2	47.94	5.92	6.48	0.56	6.94	8.15	0.022651	5.73	8.37	2.51
1	47.94	4	4.86	0.86	5.02	5.53	0.005462	3.64	13.18	1.31

Tabella 27 – Verifica canale Is Corrias – stato di progetto

Nelle tabelle successive, si riportano le verifiche idrauliche del canale e dei tombini, con l'ipotesi di moto uniforme, a controllo delle modellazioni HEC – RAS che sono state sviluppate nello studio dell'Università di Cagliari a supporto del Progetto Preliminare.

Le verifiche risultano soddisfatte in tutti i casi, con gradi di riempimento inferiori al 60% dell'altezza disponibile.

In aggiunta alle verifiche sul canale principale, sono state effettuate le verifiche idrauliche sui principali sistemi di permeabilità idraulica, previsti nel progetto, per il drenaggio delle acque meteoriche convogliate nelle zone del bacino a Sud della SS.554, verso il canale principale; anche in questo caso sono state calcolate le portate afferenti valutando, proporzionalmente alle aree, portate diversificate per i singoli sistemi.

I casi considerati, con riferimento alle verifiche riportate in Tabella 28, sono i seguenti:

- Sistema di permeabilità A (porzione Est del sottobacino 1b) – Portata massima TR=200 anni, parti a 10,40 m³/s. Viene drenato dal solo tombino T10;
- Sistema di permeabilità B (zona a Sud – Est dello svincolo quadrifoglio, nel sottobacino 1b) – Portata massima TR=200 anni, parti a 2,55 m³/s. Viene drenato dai tombini S12 e T9, disposti in serie, e dal fosso di guardia a valle degli stessi;
- Sistema di permeabilità C (zona a Sud dello svincolo quadrifoglio, nel sottobacino 1b) – Portata massima TR=200 anni, parti a 3,65 m³/s. Viene drenato dai tombini S9, S10, T8, S14 disposti in serie, ed intervallati tra loro da canali a pelo libero;
- Sistema di permeabilità D (zona a Sud dello svincolo quadrifoglio, nel sottobacino 1c) – Portata massima TR=200 anni, parti a 1,55 m³/s. Viene drenato dai tombini S8 e T11, disposti in serie, e dal fosso di guardia a valle degli stessi;
- Sistema di permeabilità E (zona a Ovest dello svincolo quadrifoglio, nel sottobacino 1c) – Portata massima TR=200 anni, parti a 1,15 m³/s. Viene drenato dai tombini S6 e T7, disposti in serie, e dal fosso di guardia a valle degli stessi;
- Sistema di permeabilità F (zona a Ovest dello svincolo quadrifoglio, nel sottobacino 1c) – Portata massima TR=200 anni, parti a 3,40 m³/s. Viene drenato dai tombini T6 e S2, disposti in serie, e dal fosso di guardia a valle degli stessi;

Verifiche post operam (PD) - Permeabilità bacino 1b -> 1a															
	PERM.	progr (m)	A (m ²)	Z _{fondo_eff} (msm)	B (H)	b(h)	H (m)	Bb (m)	Rh (m)	Ks	if	Qmax	Qprog	y (m)	GR
TOMBINO T10	A	0,0	10	24,15	5,00	-	2,00	10	1	67	-	-	-	-	-
		34,4	10	23,97	5,00	-	2,00	10	1	67	0,52%	48,49	10,40	0,37	18,50%
TOMBINO S12	B	0,0	3	24,82	2,00	-	1,50	3	1	67	-	-	-	-	-
		16,8	3	24,73	2,00	-	1,50	3	1	67	0,54%	14,73	2,55	0,26	17,33%
TOMBINO T9	B	0,0	3	24,24	2,00	-	1,50	3	1	67	-	-	-	-	-
		41,6	3	24,01	2,00	-	1,50	3	1	67	0,55%	14,95	2,55	0,26	17,33%
TOMBINO S9	C	0,0	4	26,68	2,00	-	2,00	4	1	67	-	-	-	-	-
		12,0	4	26,62	2,00	-	2,00	4	1	67	0,50%	18,95	3,65	0,38	19,00%
TOMBINO S10	C	0,0	4	26,55	2,00	-	2,00	4	1	67	-	-	-	-	-
		12,0	4	26,49	2,00	-	2,00	4	1	67	0,50%	18,95	3,65	1,40	70,00%
TOMBINO T8	C	0,0	2	23,53	2,00	-	1,00	2	1	67	-	-	-	-	-
		51,4	2	23,27	2,00	-	1,00	2	1	67	0,51%	9,53	3,65	0,38	38,00%
TOMBINO S14	C	0,0	4	22,52	2,00	-	2,00	4	1	67	-	-	-	-	-
		35,0	4	22,32	2,00	-	2,00	4	1	67	0,57%	20,26	3,65	0,38	19,00%
TOMBINO S8	D	0,0	1,77	32,00	1,50	-	-	4,71	0,38	67	-	-	-	-	-
		15,0	1,77	31,92	1,50	-	-	4,71	0,38	67	0,53%	4,50	1,55	0,35	23,33%
TOMBINO S11	D	0,0	4	29,50	2,00	-	2,00	4	1	67	-	-	-	-	-
		30,0	4	29,35	2,00	-	2,00	4	1	67	0,50%	18,95	1,55	0,16	8,00%
TOMBINO S6	E	0,0	3	23,70	2,00	-	1,50	3	1	67	-	-	-	-	-
		21,3	3	23,59	2,00	-	1,50	3	1	67	0,52%	14,44	1,15	1,40	93,33%
TOMBINO T7	E	0,0	3	21,90	2,00	-	1,50	3	1	67	-	-	-	-	-
		42,8	3	21,68	2,00	-	1,50	3	1	67	0,51%	14,41	1,15	1,40	93,33%
TOMBINO T6	F	0,0	3	19,37	2,00	-	1,50	3	1	67	-	-	-	-	-
		32,2	3	19,21	2,00	-	1,50	3	1	67	0,50%	14,16	3,40	1,40	93,33%
TOMBINO S2	F	0,0	6	18,69	3,00	-	2,00	6	1	67	-	-	-	-	-
		13,5	6	18,61	3,00	-	2,00	6	1	67	0,59%	30,92	3,40	1,40	70,00%

Tabella 28 – Tombini di permeabilità zona Is Corrias – Verifiche idrauliche PD

Verifica franco idraulico

Si sono quindi effettuate le verifiche del franco idraulico in corrispondenza degli attraversamenti presenti lungo lo sviluppo del canale Is Corrias. Essendo tale canale una nuova opera le verifiche sono state effettuate in ottemperanza a quanto richiesto dall'articolo 21 delle NTA del PAI (vedi paragrafo 4.2).

Si riporta di seguito una sintesi delle caratteristiche dimensionali degli attraversamenti presenti:

- Tombino S28 (400 x 300 cm);
- Tombino S23 (400 x 350 cm);
- Tombino S22 (500 x 350 cm);
- Tombino S21 (500 x 350 cm);
- Tombino S20 (500 x 350 cm);
- Tombino S19 (500 x 350 cm);
- Tombino S18 (500 x 350 cm);
- Tombino S17 (500 x 350 cm);
- Tombino S1 (1200 x 300 cm).

RIO	V media [m/s]	y media [m]	y' [m]	α [-]	Calcolo del franco idraulico			Franco da mantenere[m]	Quota inferiore scatolare	Quota pelo libero	Franco effettivo [m]
					Metodo 1	Metodo 2	Metodo 3				
S1	6.02	0.29	0.29	0.1	1.29	1	0.5	1.29	9.49	7.51	1.98
S17	4.53	1.25	1.25	0	0.73	1	0.97	1	13.7	21.7	2
S18	3.82	1.59	1.59	0	0.52	1	1.10	1.10	24.27	22.4	1.87
S19	3.80	1.59	1.59	0	0.09	1	1.10	1.10	24.41	22.56	1.85
S20	3.76	1.61	1.61	0	0.50	1	1.11	1.11	24.52	22.66	1.86
S21	3.81	1.559	1.559	0	0.52	1	1.10	1.10	24.75	22.88	1.87
S22	3.70	1.64	1.64	0	0.49	1	1.11	1.11	24.87	23	1.87
S23	6.89	0.81	0.81	0.19	1.69	1	0.94	1.69	25.66	22.93	2.73
S28	3.83	1.62	1.62	0	0.52	1	1.11	1.11	29.91	28.58	1.33

Tabella 29 – Verifiche attraversamenti su canale Is Corrias

Come risulta evidente dall'analisi della tavola i franchi risultano sempre ampiamente verificati.

Invarianza Idraulica

Nell'ambito della progettazione del nuovo sistema idraulico Is Corrias, è stata effettuata un'analisi di invarianza idraulica delle nuove opere rispetto al corpo idrico recettore, costituito dal Rio Fangario, di cui il nuovo canale risulterà tributario.

La motivazione principale che ha evidenziato la necessità di tale approfondimento, peraltro richiesto anche dalla Regione Sardegna, è nata dal fatto che l'area in oggetto andrà ad assumere un aspetto indubbiamente molto diverso, dal punto di vista idraulico, rispetto allo stato attuale, proprio a causa della realizzazione del lungo canale di progetto in luogo di un deflusso sostanzialmente libero (se non indirizzato dall'ostacolo costituito dall'infrastruttura stessa allo stato attuale).

L'argomento è stato trattato in uno specifico documento DPCA06-D-1501-T00-ID-01-IDR-RE-04, al quale si rimanda per la trattazione di dettaglio.

Obiettivo principale dello studio è quello di verificare gli eventuali effetti dovuti alla regimazione idraulica dell'area Is Corrias, che avverrà tramite il nuovo canale cementato previsto in appalto, per una lunghezza di circa 2,7 km (a salvaguardia dell'infrastruttura), sul corso d'acqua recettore costituito dal Rio Fangario.

Tale verifica ha lo scopo di valutare se gli eventuali effetti possono comportare un sovraccarico idraulico al recettore, in occasione degli eventi di piena critici del bacino, allo scopo di definire eventuali contro-misure.

Sono state analizzate in particolare in particolare le portate cumulate dei bacini Fangario ed Is Corrias, al variare delle condizioni di quest'ultimo, in seguito alla realizzazione delle opere previste in appalto: è infatti prevista la creazione di un canale, cementato per quasi tutta la sua lunghezza, che scorre circa al centro del bacino stesso.

Si evidenzia che le opere di sistemazione idraulica del canale Is Corrias previste dall'appalto, non comprendono in realtà la realizzazione (fuori lotto), dell'ultimo tratto di confluenza del canale stesso con il recettore, di lunghezza circa 200 m.

Nel documento specifico, come concordato con gli enti locali, si ipotizza che il completamento del canale venga in ogni caso realizzato, pur precisando che non è previsto all'interno del presente appalto.

Lo studio di dettaglio ha analizzato il comportamento dei bacini in oggetto (Is Corrias e Rio Fangario) in due situazioni:

- Evento meteorico critico per il bacino Fangario (tempo di corrivazione invariante e pari a 1.6 ore) con analisi del comportamento del bacino Is Corrias negli stati attuale e di progetto;
- Evento meteorico critico per il bacino Is Corrias, (tempo di corrivazione variabile dalle 1.2 ore dello stato attuale alle 0.8 ore dello stato di progetto) con analisi del comportamento del bacino Fangario.

Nel primo caso si è osservata l'invarianza nel picco di portata dei bacini, con solamente una velocità di crescita maggiore della prima parte dell'onda di piena.

Nel secondo caso si è potuto osservare che al diminuire del tempo di corrivazione del bacino Is Corrias (e al conseguente adeguamento della precipitazione critica) la portata generata dallo stesso bacino tende ad aumentare; al tempo stesso il Fangario manifesta un comportamento opposto, diminuendo la sua portata di picco con la diminuzione del tempo di pioggia. La somma delle due onde di piena genera un picco totale che subisce delle variazioni, nelle diverse configurazioni, che risultano comunque marginali rispetto alle portate in gioco.

In termini di portata nella sezione di chiusura considerata, situata poco a valle della confluenza del canale Is Corrias con il Rio Fangario, la portata di piena cumulativa del bacino sotteso è di **95 m³/sec**, calcolata sull'evento critico caratteristico del sotto-bacino Fangario.

L'involuppo delle modellazioni effettuate per eventi critici diversi, mostrano che:

- 1) Nelle condizioni ante-operam, anche considerando l'evento critico caratteristico del sotto-bacino Is Corrias ($t_c = 1,2$ h), la portata è pari a **95,8 m³/sec** uguale al dato calcolato nello studio dell'università di Cagliari e confermato dal presente studio;
- 2) Nelle condizioni post-operam, considerando l'evento critico caratteristico del sotto-bacino Fangario ($t_c = 1,6$ h), la portata rimane pari a **95 m³/sec** in quanto il sotto-bacino Is Corrias non produce alcun diverso effetto;
- 3) Nelle condizioni post-operam, considerando l'evento critico caratteristico del sotto-bacino Is Corrias ($t_c = 0,8$ h), la portata è pari a **94,4 m³/sec** in quanto il sotto-bacino Is Corrias non produce alcun diverso effetto, anch'essa uguale al dato calcolato nello studio dell'università di Cagliari.
- 4) Nelle condizioni post-operam, considerando, per analisi di sensibilità, un evento avente tempo di corrivazione più elevato rispetto a quello critico caratteristico del sotto-bacino Is Corrias ($t_c = 1,0$ h), la portata risulta pari a **97,3 m³/sec**. Tale dato, leggermente più alto, non è correlabile ad alcuno degli eventi effettivamente critici, ma serve a dimostrare la sostanziale invarianza del bacino considerato rispetto al tempo di corrivazione considerato.

Si può quindi affermare che la realizzazione delle opere in appalto non andrà a modificare le condizioni idrauliche nella zona di confluenza tra il Rio Fangario ed il canale Is Corrias, ed in generale il comportamento idraulico del Rio Fangario non subirà alcuna significativa variazione.

6.3.2 Zona Rio Mortu (Lotto I)

La zona di Rio Mortu è tra tutte le aree soggette a pericolo idraulico, quella che risulta allo stato attuale maggiormente critica, come descritto nel paragrafo 5.3.2, sia nei confronti dell'infrastruttura, che nei confronti delle aree urbanizzate poste a valle dell'attraversamento.

Proprio per questo, già nel Progetto Preliminare a base gara, sono previste importanti opere di protezione idraulica, allo scopo di abbattere il pericolo residuo; nel Progetto Definitivo in offerta tecnica, viene mantenuto inalterato il sistema funzionale del PP e, oltre a dettagliare ed approfondire la soluzione di funzionamento della batteria di vasche di laminazione, vengono apportate alcune migliorie che comportano all'interno della stessa occupazione di suolo, una riduzione delle portate maggiore rispetto al PP.

Nel seguito si descrive il funzionamento del sistema idraulico confrontando lo stato attuale, con lo scenario del Progetto Preliminare e con quello del Progetto Definitivo.

Le caratteristiche del bacino e l'idrogramma di piena dell'evento meteorico critico allo stato attuale, vengono riportati nella seguente Figura 42; il metodo utilizzato per la determinazione dell'idrogramma è il metodo cinematico.

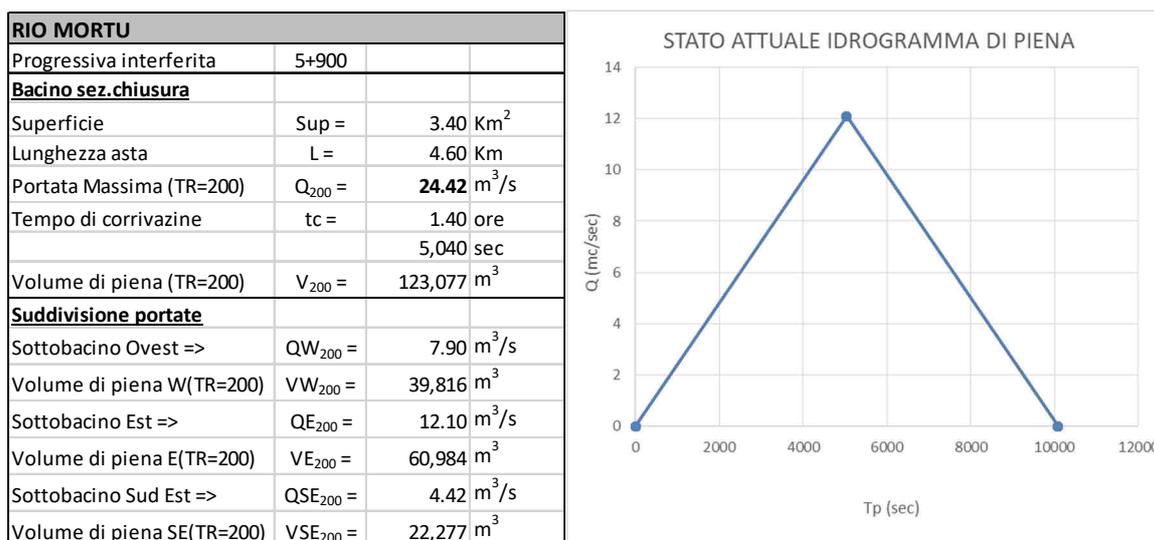


Figura 42 – Caratteristiche del bacino e dell'evento di piena – Idrogramma di piena

Il bacino, non essendo regimato allo stato attuale interferisce con la SS.554 con tre contributi separati, di cui il maggiore, è quello del sottobacino ad est della SS.387 Est, che è caratterizzato da portata 200ennale di 12,10 m³/s.

Il sottobacino ad Ovest della SS.387 invece contribuisce con una portata di 7,9 m³/s, mentre il più piccolo bacino nella porzione Sud – Est è caratterizzato da una portata massima di 4,42 m³/s.

Opere previste dal progetto preliminare

Nelle ipotesi di Progetto Preliminare, si prevede di intercettare i sottobacini Est ed Ovest, con un canale di raccolta a monte della SS.554, per un primo tratto con direzione Est – Ovest e per un secondo tratto parallelo alla SS. 387, per un totale di 900 m di lunghezza. Dei due sottobacini, quelli maggiore (sottobacino Est) viene laminato grazie alla realizzazione

di una batteria di 3 grandi vasche di laminazione poste su una superficie complessiva di circa 2,08 ettari, ed un volume laminato di 36.000 m³ che consentono di abbattere la portata massima del bacino Ovest da 12 m³/s a 3 m³/s.

La portata residuale del sottobacino Est, va sommata ai contributi dei due sotto-bacini minori, che non vengono laminati, per ottenere una portata di piena complessiva (a valle dell'attraversamento, in quanto il sottobacino Sud – Est sottopassa la SS. 554 in modo indipendente dagli altri due), pari a 15,32 m³/s, rispetto ai 24,42 m³/s dello stato attuale (riduzione del 37%).

I volumi d'acqua movimentati dall'evento di piena vengono ridotti di oltre la metà per il sottobacino Est, passando da 60.000 a 25.000 m³ circa, mentre considerando il bacino totale, si passa da 122.000 a 87.000 m³, con una riduzione quindi del 30% circa, rispetto alla situazione ante operam.

RIO MORTU			
Portata di monte	QE ₂₀₀ =	12.00	m ³ /s
Portata residuale	VASCHE	3.00	m ³ /s
Volume di piena residuo	V _{RES200} =	26,370	m ³
Volume laminato	V _{LAM200} =	34,614	m ³
RILASCIO A MONTE DELL'ATTRAVERSAMENTO SS 554			
Portata Est	QW ₂₀₀ =	7.90	m ³ /s
Totale portata monte	Q _{mon200} =	10.90	m ³ /s
Portata Sud Est	QW ₂₀₀ =	4.42	m ³ /s
Totale portata valle	Q _{val200} =	15.32	m ³ /s

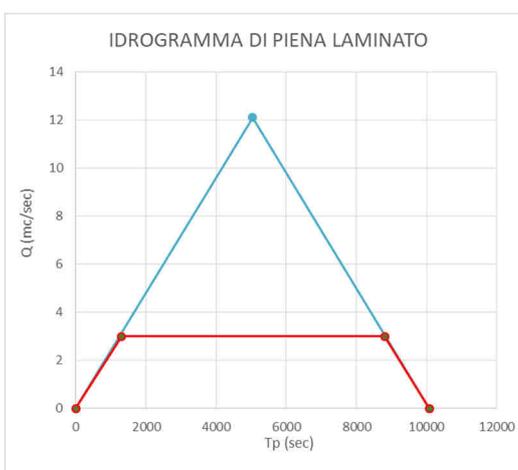


Figura 43 – Effetto della laminazione – portate residue e idrogramma di piena laminato (in rosso) del sottobacino Est – ipotesi PP

Nella seguente Tabella 30, si riportano le dimensioni e i volumi dichiarati nel Progetto Preliminare: per quanto riguarda le superfici, si evidenzia che in realtà le superfici di progetto misurate sulle planimetrie sono leggermente maggiori a quelle dichiarate, mentre la volumetria non è chiaramente estrapolabile da altri elaborati grafici diversi da quanto dichiarato e riportato in tabella.

VASCHE DI LAMINAZIONE - IPOTESI PP		
	V (mc)	S (mq)
Vasca A	10.000	5.000
Vasca B	12.500	7.000
Vasca C	13.500	7.000
TOTALE	36.000	19.000

Tabella 30 – Superficie a capacità dichiarate delle vasche di laminazione – ipotesi di PP

Proposta migliorativa di PD

La proposta migliorativa formulata all'interno del Progetto Definitivo in offerta tecnica, consiste in **una razionalizzazione della configurazione altimetrica del sistema delle vasche di laminazione, attraverso una collocazione più precisa sul rilievo 3D, ed un generale leggero approfondimento delle vasche, allo scopo di aumentare la capacità di ritenzione del sistema ed abbattere ulteriormente portate e volumi di piena residui.**

Come riportato nelle seguenti Figura 44 e Tabella 30, il risultato finale ottenuto è un abbattimento a 1,40 m³/s, della portata massima del sottobacino Est che determina una portata di colmo complessiva pari a 13,72 m³/s, rispetto ai 24,42 m³/s dello stato attuale (riduzione del 44%).

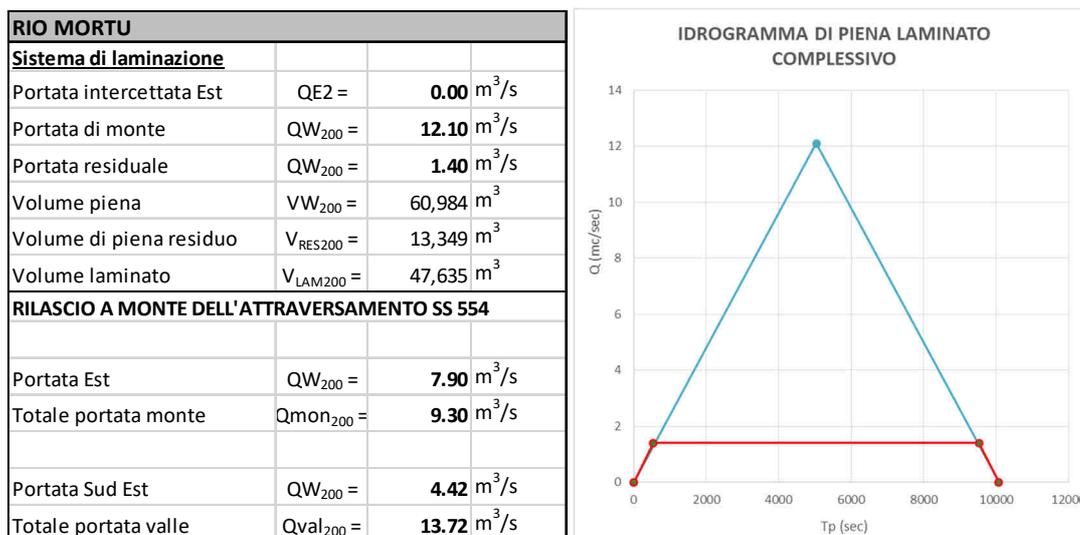


Figura 44 – Effetto della laminazione – portate residuali e idrogramma di piena laminato (in rosso) del sottobacino Est – ipotesi PD

Oltre alla correzione della leggera imprecisione delle superfici dichiarate nel PP (si ribadisce ancora, senza modifiche effettive all'ingombro delle vasche), sono state studiate in modo accurato le quote di fondo della vasca con pendenza medie di circa 0,30%, tra il punto di immissione (o sfioratore in ingresso per la vasca di monte) e il punto di uscita, in modo da consentirne il deflusso idraulico verso lo scarico anche nelle situazioni non di massima piena ed evitare zone di ristagno. Le quote di fondo della vasca di laminazione A ad esempio variano tra la quota di +17.31 e quella di +17.00, mentre la quota massima di invaso è quella dello sfioro in ingresso, posta a +18.99, compatibilmente con il progetto del canale di raccolta. Le altezze di invaso risultano così variabili tra 1,68 m, minima a monte e + 1,99 massima a valle. Analogamente per le vasche B e C, dove non ci sono vincoli a monte per lo sfioro, si passa da 2,40 m a 2,70 m.

VASCHE DI LAMINAZIONE - IPOTESI PD						
	V (mc)	S (mq)	zf (msm)	h1 (m)	h2 (m)	zt (msm)
Vasca A	10.735	5.850	17	1,68	1,99	19
Vasca B	19.515	7.653	14,75	2,40	2,70	17,5
Vasca C	17.666	7.361	14,44	2,40	2,70	17,45
TOTALE	47.916	20.864				

Tabella 31 – Superficie a capacità delle vasche di laminazione – ipotesi di PD

Nella seguente Figura 45 vengono dettagliati gli effetti di laminazione di ciascuna delle tre vasche, che consentono di recuperare un volume laminato complessivo di 48.000 m³, per un volume di piena residuale totale di 73.000 m³, ed un abbattimento complessivo del 40%, rispetto all'abbattimento del 30% dell'ipotesi di PP.

Con il calcolo della laminazione della singola vasca, si determinano anche le portate di alimentazione dei singoli manufatti, in occasione degli eventi di piena:

- Q = 10,70 m³/s, in ingresso alla Vasca di Laminazione A;
- Q = 5,60 m³/s, in uscita alla Vasca di Laminazione A ed ingresso alla Vasca di Laminazione B;
- Q = 2,20 m³/s, in uscita alla Vasca di Laminazione B ed ingresso alla Vasca di Laminazione C;
- Portata nulla in uscita alla Vasca di Laminazione C.

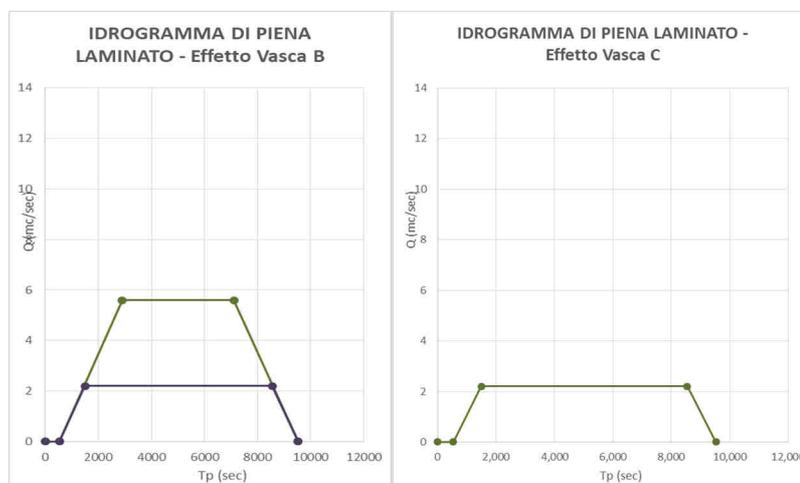
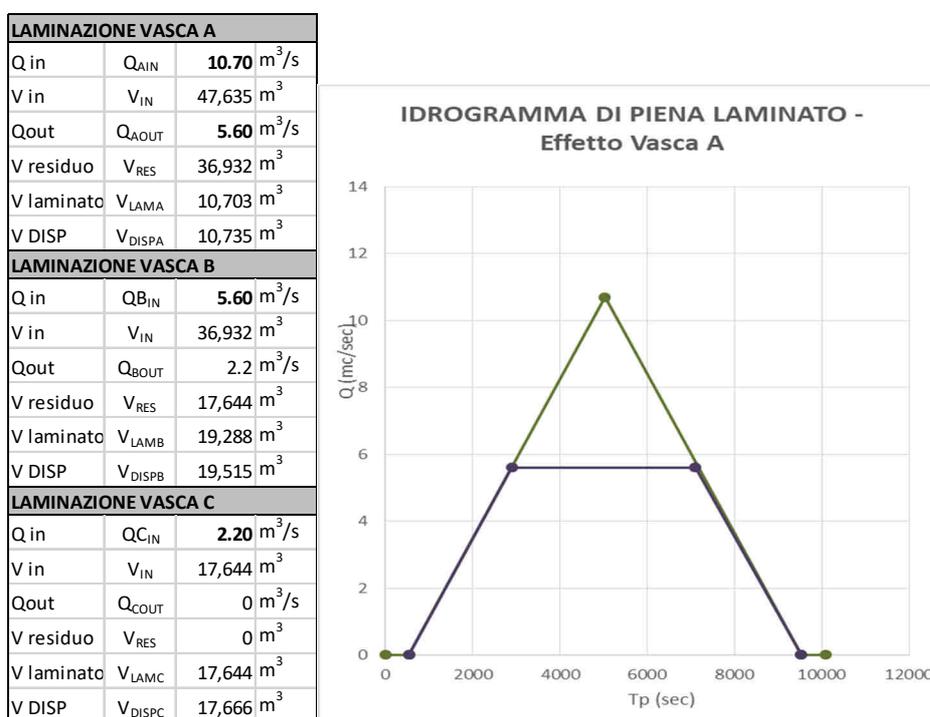


Figura 45 – Effetto della laminazione e portate residuali per le singole vasche

Tali portate sono state anche utilizzate per il dimensionamento delle **tubazioni in uscita dalle vasche previste con funzionamento a pressione, tarato esattamente sulle portate e quote appena descritte, allo scopo di regolare le portate di uscita** e in modo tal da non far defluire l'acqua di piena nella durata dell'evento meteorico.

Si evidenzia infatti che la soluzione di PP, che prevede un tratto di canale di scarico a pelo libero, funzionante sempre a gravità, e regolato da strumenti di contenimento artificiale (paratie), lascerebbe comunque defluire delle portate residue, in base alle capacità dei canali di smaltimento.

La soluzione con tubazioni di scarico a gravità tarate sulle portate massime smaltibili consente un funzionamento, senza l'ausilio di paratie da azionare con comandi elettrici; tale soluzione, rispetto alla soluzione di PP, **elimina completamente ogni onere di manutenzione ed elimina anche qualsiasi margine di rischio/errore dovuto a malfunzionamenti durante l'evento di piena.**

La paratia è stata comunque mantenuta per utilizzi in casi di emergenza di qualsiasi natura.

Il funzionamento in pressione, regolato dalla cosiddetta "equazione dei serbatoi", consente di rilasciare sempre a valle di ciascuna vasca la portata scelta e dimensionata, in quanto dipendente dal dislivello delle quote idrauliche di monte e di valle e dal diametro e scabrezza del condotto di collegamento.

L'espressione dell'equazione è la seguente:

$$Q = \frac{k \cdot \pi \cdot d^2}{4} \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h}$$

$$k = \sqrt{\frac{d}{f \cdot l}}$$

Dove:

Q à la portata della tubazione

d è il diametro della tubazione

Δh è il dislivello tra i due serbatoi

f è la scabrezza deducibile dal diagramma di Moody in base alla scabrezza assoluta (e/d) e al numero di Reynolds

l è la lunghezza della tubazione

Parametri		A -> B	B -> C	C -> Scarico
Diametro	d =	1,45 m	0,88 m	0,5 m
Dislivello piez	Δh =	1,44 m	0,38 m	0,46 m
	h1 =	18,99 msm	17,45 msm	16,94 msm
	h2 =	17,55 msm	17,07 msm	16,48 msm
	z1 =	17 msm	14,75 msm	14,24 msm
	z2 =	15,15 msm	14,67 msm	13,98 msm
Scabrezza	ε =	0,001 m	0,001 m	0,001 m
	ε/d =	0,00069	0,0011	0,002
	f =	0,021	0,021	0,021
Lunghezza	l =	166 m	23 m	35 m
n° Reynolds (v=3m/s)	Re =	3000000	3E+06	3000000
k	k =	0,644941	1,3498	0,82479
Portata	Q =	5,660789	2,2416	0,48652

Tabella 32 – Dimensionamento delle tubazioni di scarico in pressione

Son stati scelti quindi i diametri più vicini a quelli teorici di 1500mm, 900mm e 500mm.

Risultati simulazione HEC-RAS

Si riportano le verifiche a moto permanente del canale di raccolta principale del Rio Mortu, lungo 1250 m, tra la sezione di monte e la sezione di chiusura finale, nell’abitato di Monserrato, inserendo le portate di progetto dello scenario di PD, su una definizione altimetrica del profilo, di maggior dettaglio, rispetto alle ipotesi meno approfondite del PP.

Nelle seguenti immagini di Figura 47, Figura 48, Figura 49, si riportano le rappresentazioni 3D ed il profilo 2D del canale di sistemazione idraulica principale del Rio Mortu.

In Tabella 33, si riporta invece la tabella riassuntiva delle verifiche HEC – RAS.

In allegato al presente documento si riportano i risultati della simulazione, con profilo e sezioni di progetto.

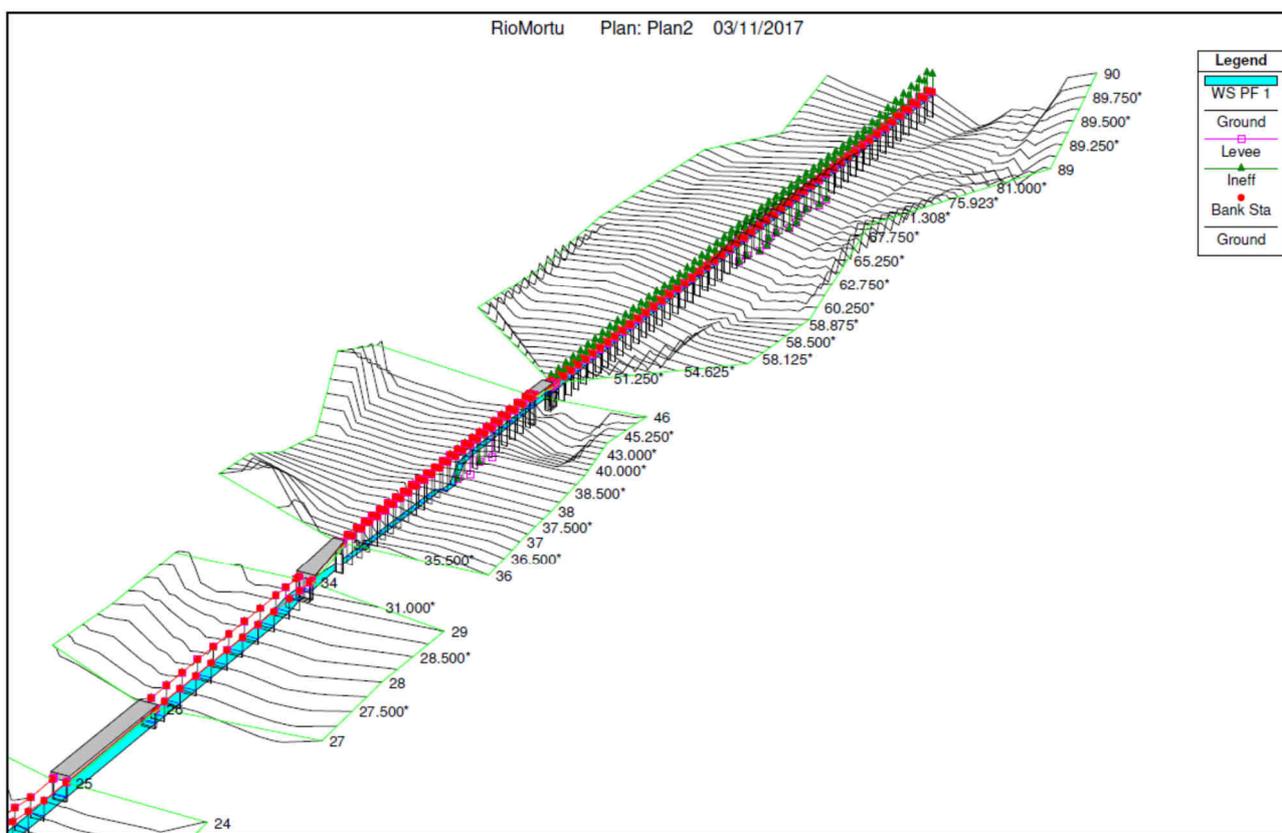


Figura 47 – Rio Mortu: visuale 3D della simulazione con indicazione delle sezioni – tratto di monte

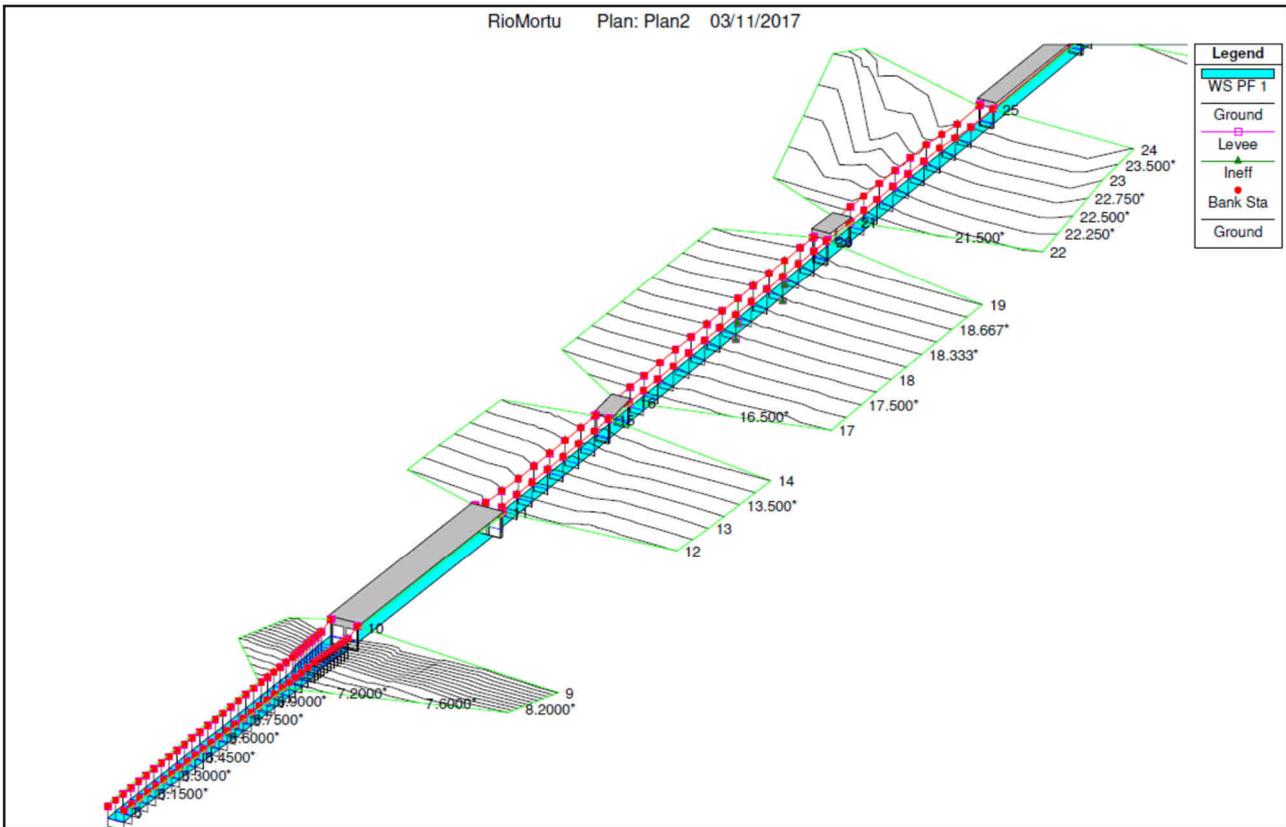


Figura 48 – Rio Mortu: visuale 3D della simulazione con indicazione delle sezioni – tratto di valle

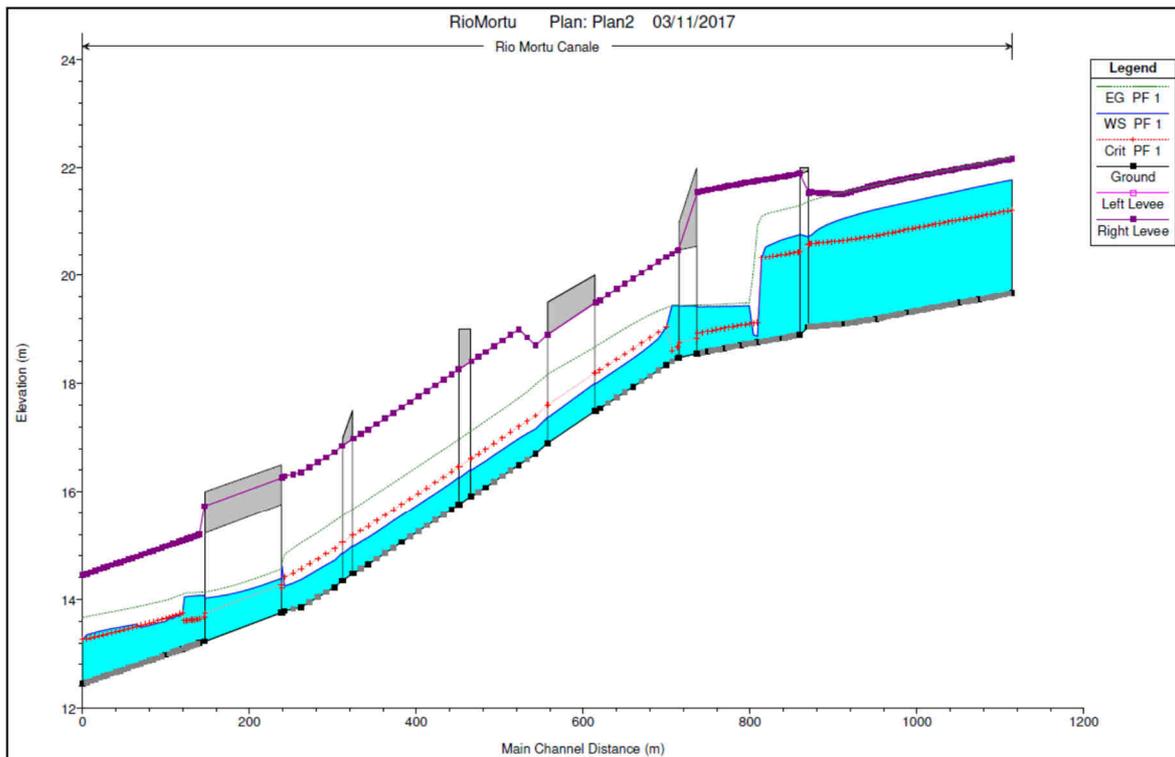


Figura 49: Profilo idraulico canale principale Rio Mortu – stato di progetto

River Sta	Q Total (m3/s)	Hmin canale (m)	H pelo libero (m)	Tirante (m)	H critica (m)	H energia (m)	Pendenza Energia (m/m)	Velocità (m/s)	Area deflusso (m2)	Froude
90	12.1	19.67	21.78	2.11	21.22	22.2	0.003102	2.87	4.22	0.63
89	12.1	19.55	21.65	2.1	21.1	22.08	0.003125	2.88	4.21	0.63
79	12.1	19.49	21.57	2.08	21.04	22	0.003197	2.9	4.17	0.64
69	12.1	19.31	21.36	2.05	20.86	21.81	0.003317	2.95	4.11	0.66
59	12.1	19.19	21.23	2.04	20.74	21.68	0.003357	2.96	4.09	0.66
58	12.1	19.1	21.06	1.96	20.65	21.55	0.003379	3.09	3.92	0.7
49	12.1	19.05	20.76	1.71	20.6	21.4	0.004749	3.54	3.41	0.87
48	12.1	19.04	20.74	1.7	20.59	21.39	0.004805	3.56	3.4	0.87
47.5	Bridge									
47	12.1	18.9	20.76	1.86	20.45	21.3	0.003838	3.25	3.72	0.76
46	12.1	18.89	20.75	1.86	20.44	21.29	0.003826	3.25	3.73	0.76
45	12.1	18.83	20.66	1.83	20.38	21.22	0.003997	3.31	3.66	0.78
39	1.4	18.76	18.87	0.11	19.13	20.93	0.180523	6.36	0.22	6.13
38	1.4	18.71	19.43	0.72	19.08	19.48	0.00068	0.97	1.44	0.37
37	1.4	18.65	19.42	0.77	19.02	19.46	0.000561	0.91	1.54	0.33
36	1.4	18.59	19.42	0.83	18.96	19.45	0.000466	0.85	1.65	0.3
35	1.4	18.55	19.41	0.86	18.92	19.45	0.000414	0.81	1.72	0.28
34.5	Culvert									
34	1.4	18.48	19.43	0.95	18.68	19.44	0.000032	0.29	4.77	0.1
33	1.4	18.47	19.43	0.96	18.67	19.44	0.000031	0.29	4.82	0.09
29	9.3	18.34	19.05	0.71	19.05	19.4	0.003447	2.63	3.53	1
28	9.3	17.94	18.47	0.53	18.65	19.1	0.008515	3.53	2.63	1.55
27	9.3	17.54	18.05	0.51	18.25	18.73	0.009544	3.66	2.54	1.64
26	9.3	17.49	18	0.51	18.2	18.69	0.009685	3.68	2.53	1.65
25.5	Bridge									
25	9.3	16.9	17.37	0.47	17.61	18.16	0.011886	3.93	2.37	1.83
24	9.3	16.7	17.16	0.46	17.41	17.98	0.012643	4.01	2.32	1.88
23	9.3	16.5	16.99	0.49	17.21	17.73	0.010917	3.83	2.43	1.75
22	9.3	16.08	16.57	0.49	16.79	17.31	0.010732	3.8	2.44	1.74
21	9.3	15.91	16.4	0.49	16.62	17.13	0.010451	3.77	2.47	1.72
20.5	Bridge									
20	9.3	15.76	16.26	0.5	16.47	16.96	0.009859	3.7	2.51	1.67
19	9.3	15.67	16.17	0.5	16.38	16.88	0.010139	3.74	2.49	1.69
18	9.3	15.06	15.56	0.5	15.77	16.27	0.010104	3.73	2.49	1.69
17	9.3	14.65	15.15	0.5	15.36	15.86	0.01026	3.75	2.48	1.7
16	9.3	14.48	14.98	0.5	15.19	15.68	0.009842	3.7	2.51	1.67
15.5	Bridge									
15	9.3	14.35	14.86	0.51	15.06	15.54	0.009568	3.67	2.54	1.64
14	9.3	14.23	14.72	0.49	14.94	15.45	0.010444	3.77	2.47	1.72
13	9.3	13.86	14.37	0.51	14.57	15.05	0.009492	3.66	2.54	1.64
12	9.3	13.79	14.25	0.46	14.42	14.83	0.008908	3.39	2.74	1.6
11	9.3	13.76	14.62	0.86	14.21	14.68	0.000402	1.08	8.57	0.37
10.5	Culvert									
10	9.3	13.23	14.07	0.84	13.68	14.14	0.000424	1.1	8.43	0.38
9	9.3	13.2	14.07	0.87	13.65	14.13	0.000379	1.06	8.74	0.36
8	13.72	13.09	13.76	0.67	13.76	14.09	0.003098	2.56	5.36	1
7	13.72	12.98	13.6	0.62	13.65	13.99	0.003915	2.76	4.97	1.12
6	13.72	12.45	13.26	0.81	13.26	13.67	0.003251	2.82	4.87	1

Tabella 33 – Rio Mortu – tabella riassuntiva con i risultati delle simulazioni HEC-RAS – stato di progetto

Verifica franco idraulico del canale principale

Si sono quindi effettuate le verifiche del franco idraulico in corrispondenza degli attraversamenti presenti lungo lo sviluppo del canale principale di raccolta del Rio Mortu. Essendo tale canale una nuova opera le verifiche sono state effettuate in ottemperanza a quanto richiesto dall'articolo 21 delle NTA del PAI (vedi paragrafo 4.2).

Si riporta di seguito una sintesi delle caratteristiche dimensionali degli attraversamenti presenti:

- Tombino T12 (2 x 400 x 250 cm);
- Tombino S45 (200 x 300 cm);
- Tombino S44 (300 x 200 cm);
- Tombino S43 (500 x 250 cm);
- Tombino S42 (500 x 250 cm);
- Tombino S41 (500 x 250 cm).

Calcolo del franco idraulico											
RIO	V media [m/s]	y media [m]	y' [m]	α [-]	Metodo 1	Metodo 2	Metodo 3	Franco da mantenere[m]	Quota inferiore ponte	Quota pelo libero	Franco [m]
S45	3.39	1.82	1.82	0	0.41	1.00	1.16	1.16	21.91	20.75	1.16
S44	0.52	0.89	0.89	0	0.01	1.00	0.82	1	20.48	19.42	1.06
S43	3.78	0.49	0.49	0	0.51	1.00	0.61	1	19.49	17.99	1.5
S42	3.71	0.50	0.50	0	0.49	1.00	0.61	1	17.91	16.4	1.51
S41	3.66	0.50	0.50	0	0.48	1.00	0.62	1	16.48	14.98	1.5
T12	1.09	0.83	0.83	0	0.04	1.00	0.79	1	15.23	14.09	1.14

Tabella 34 – Verifiche attraversamenti Rio Mortu

Come risulta evidente dall'analisi della tabella sopra riportata i franchi risultano sempre ampiamente verificati.

Verifica idraulica dei canali secondari.

Per quanto riguarda il canale secondario del sottobacino Sud – Est, si riportano nel seguito le verifiche idrauliche che evidenziano gradi di riempimento di assoluta sicurezza per i canali aperti e per i tre tombini T13, T14 ed S39.

Le portate di progetto assunte per le verifiche idrauliche sono di seguito riepilogate, con riferimento alla trattazione riportata in precedenza:

- Canale 1: $Q_{max} = 4,40 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Canale 2: $Q_{max} = 1,00 \text{ m}^3/\text{s}$.

Verifiche post operam (PP) - Canale 1 Sottobacino Sud Est																	
	Sez	progr(m)	A (m ²)	Z _{pc} (msm)	Z _{fondo} (msm)	Z _{fondo_eff} (msm)	Scavo/rip	B (m)	H (m)	Bb (m)	Rh (m)	Ks	if	Qmax	Qprog	y (m)	GR
CANALE 1 - MONTE	1	0	6	16,2	14,2	14,2	0,00	3	2	7	0,857143	67	-	-			
	2	38	6	16	14,02	14,02	0,00	3	2	7	0,857143	67	0,47%	24,97	4,40	0,58	29%
TOMBINO T13	3	38	4,5	16	14,02	14,02	0,00	3	1,5	6	0,75	67	-	-	4,40		
	4	87	4,5	15,5	13,78	13,78	0,00	3	1,5	6	0,75	67	0,49%	17,42	4,40	0,58	39%
CANALE 1 - VALLE	5	87	6	15,5	13,78	13,78	0,00	3	2	7	0,857143	67	-	-	4,40		
	6	149	6	15,75	13,48	13,48	0,00	3	2	7	0,857143	67	0,48%	25,23	4,40	0,58	29%
	7	196	6	15,65	13,25	13,25	0,00	3	2	7	0,857143	67	0,49%	25,38	4,40	0,58	29%
TOMBINO S39	8	196	9	15,65	13,25	13,25	0,00	3	3	9	1	67	-	-	4,40		
	9	233	9	15,4	13,09	13,08	-0,01	3	3	9	1	67	0,46%	40,87	4,40	0,58	19%
CONFLUEN ZA	10	233	6	15,4	13,09	13,09	0,00	3	2	7	0,857143	67	-	-	4,40		
	11	248	6	15	13,01	13,02	0,01	3	2	7	0,857143	67	0,47%	24,78	4,40	0,58	29%
Verifiche post operam (PP) - Canale 2 Sottobacino Sud Est																	
	Sez	progr(m)	A (m ²)	Z _{pc} (msm)	Z _{fondo} (msm)	Z _{fondo_eff} (msm)	Scavo/rip	B (m)	H (m)	Bb (m)	Rh (m)	Ks	if	Qmax	Qprog	y (m)	GR
CANALE 2 - MONTE	1	0	6	16,1	14,2	14,2	0,00	3	2	7	0,857143	67	-	-			
	2	18	6	16	14,12	14,12	0,00	3	2	7	0,857143	67	0,44%	24,18	1,00	0,57	29%
TOMBINO T14	3	18	4,5	16	14,12	14,12	0,00	3	1,5	6	0,75	67	-	-	1,00		
	4	62	4,5	15,5	13,89	13,89	0,00	3	1,5	6	0,75	67	0,52%	17,99	1,00	0,6	40%
CONFLUEN ZA	5	62	6	15,5	13,89	13,89	0,00	3	2	7	0,857143	67	-	-	1,00		
	7	64	6	15,5	13,88	13,88	0,00	3	2	7	0,857143	67	0,50%	25,65	1,00	0,49	25%

Tabella 35 – Verifiche idrauliche canali sottobacino Sud – Est e tombini T13, T14, S39 – ipotesi di PD

Come si può notare con le campiture evidenziate in azzurro, sono stati verificati anche tutti i tratti di attraversamento dei tombini, che risultano verificati con i seguenti gradi di riempimento:

- Tombino T13 (300 x 150 cm) – tirante idrico 0,58 m (GR = 39%);
- Tombino T14 (300 x 300 cm) – tirante idrico 0,58 m (GR = 19%);
- Tombino S39 (300 x 150 cm) – tirante idrico 0,60 m (GR = 40%).

Muri di protezione idraulica

Un cenno particolare meritano i muri di protezione idraulica previsti in corrispondenza del margine esterno dello svincolo in rotatoria.

Tali opere sono state introdotte allo scopo di mantenere una situazione di ridondanza idraulica in termini di protezione dell'infrastruttura in corrispondenza della futura rotatoria di Monserrato (attuale incrocio della SS 554 con la SS 387).

Allo stato di fatto, la zona in oggetto risulta a forte rischio idraulico, con una lama d'acqua prevista di circa 2 m di altezza per tempi di ritorno di 200 anni, come rappresentato nella mappa di Figura 28.

Con la messa in funzione dei sistemi di protezione idraulica di progetto, costituiti dalle vasche di laminazione e canali di raccolta descritti nel presente paragrafo, tale rischio viene completamente abbattuto in quell'area.

Tuttavia, la soluzione stradale del progetto preliminare ANAS, prevedeva una sopra-elevazione del piano di progetto della rotatoria, di circa 2,5 m rispetto all'attuale piano campagna; tale configurazione era stata interpretata (sebbene non dichiarata nei documenti di PP), come un'ulteriore cautela, nei confronti di un tema molto sensibile, che garantisse quel tratto di infrastruttura, anche in caso di mancata efficacia delle vasche di laminazione.

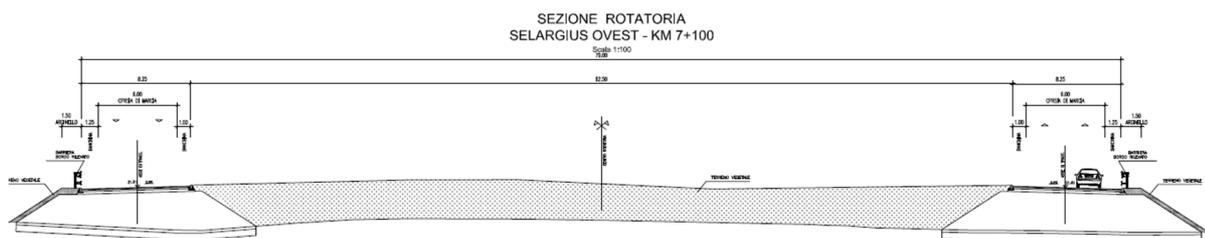


Figura 50: Rotatoria Monserrato con sopra-elevazione del piano stradale (PP ANAS)

In sede di PD offerto quindi, avendo scelto per motivi di inserimento paesaggistico, di operare un abbassamento della livelletta di progetto di circa 2 m, si è ritenuto di non voler togliere questa ulteriore misura di protezione.

Si è provveduto quindi a predisporre, previa verifica di visibilità degli ingressi in rotatoria, dei muri di protezione di altezza tale da poter contenere eventuali apporti meteorici esterni con lame d'acqua compatibili con quelle delle modellazioni idrauliche, cioè circa 2,5 m, come riportato nella seguente Figura 51.

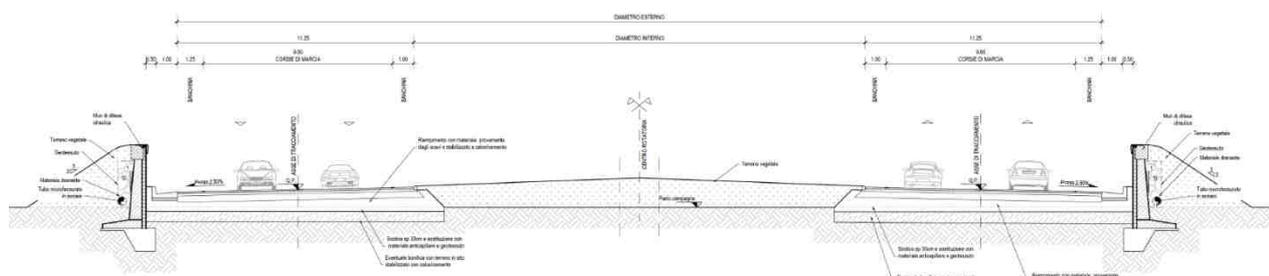


Figura 51: Rotatoria Monserrato con muri di protezione idraulica (PD offerto)

6.3.3 Zona Rio San Lussorio (Lotto I)

La zona di Rio San Lussorio (o Rio Lussoriu) evidenzia anch'essa una certa criticità, come descritto nel paragrafo 5.3.3, principalmente nei confronti dell'infrastruttura, ed in misura minore per le aree poste a valle dell'attraversamento.

Anche in questo caso, già nel Progetto Preliminare a base gara, sono previste importanti opere di protezione idraulica, allo scopo di abbattere il pericolo residuo; nel Progetto Definitivo in offerta tecnica, viene mantenuto inalterato il sistema funzionale del PP e, oltre a dettagliare ed approfondire la soluzione di funzionamento della batteria di vasche di laminazione, vengono apportate alcune migliorie che comportano all'interno della stessa occupazione di suolo, un abbattimento delle portate maggiore rispetto al PP.

Le caratteristiche del bacino e l'idrogramma di piena dell'evento meteorico critico allo stato attuale, vengono riportati nella seguente Figura 52, in analogia con la trattazione del caso precedente (Rio Mortu).

RIO SAL LUSSORIO			
Progressiva interferita	7+050		
Bacino sez.chiusura			
Superficie	Sup =	2.20	Km ²
Lunghezza asta	L =	2.90	Km
Portata Massima (TR=200)	Q ₂₀₀ =	12.42	m ³ /s
Tempo di corrivazine	tc =	1.30	ore
			4,680
Volume di piena (TR=200)	V ₂₀₀ =	58,126	m ³

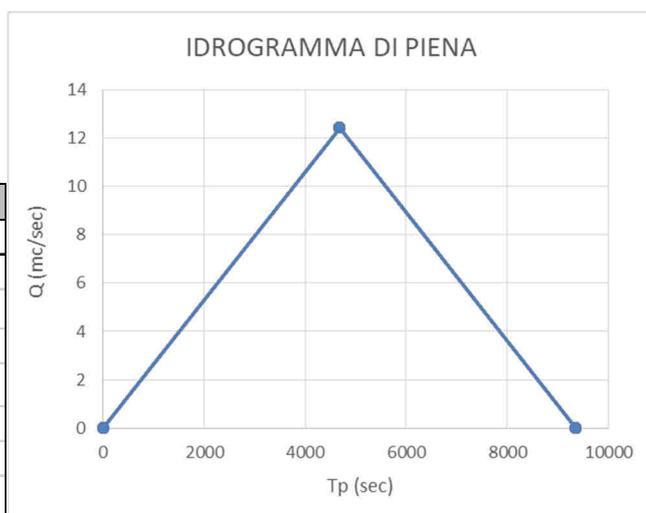


Figura 52 – Caratteristiche del bacino e dell'evento di piena – Idrogramma di piena

Opere previste dal progetto preliminare

Nelle ipotesi di Progetto Preliminare, si prevede di intercettare il bacino, con un canale di raccolta a monte della SS.554, avente direzione Nord - Sud, per un totale di circa 650 m di lunghezza. Il bacino di drenaggio viene laminato grazie alla realizzazione di una batteria di 2 grandi vasche di laminazione poste su una superficie complessiva di circa 23,3 ettari, ed un volume laminato di 15.500 m³ che consentono di abbattere la portata massima del bacino da 12,42 m³/s a 6 m³/s, con una riduzione del 50%.

I volumi d'acqua movimentati dall'evento di piena vengono ridotti del 26%, passando da 57.000 a 42.000 m³, rispetto alla situazione ante-operam.

RIO SAL LUSSORIO			
Sistema di laminazione			
Portata di monte	QE ₂₀₀ =	12,00	m ³ /s
Portata residuale	QE ₂₀₀ =	6,00	m ³ /s
Volume di piena residuo	V _{RES200} =	42.330	m ³
Volume laminato	V _{LAM200} =	15.234	m ³

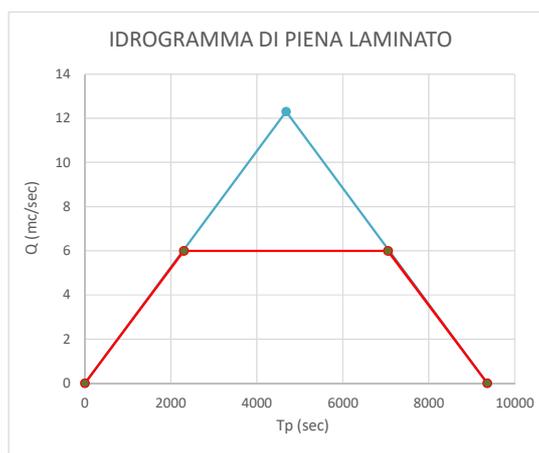


Figura 53 – Effetto della laminazione – portate residuali e idrogramma di piena laminato (in rosso) del sottobacino Est – Ipotesi PP

Nella seguente Tabella 36 si riportano le dimensioni e i volumi dichiarati nel Progetto Preliminare.

VASCHE DI LAMINAZIONE - IPOTESI PP		
	V (mc)	S (mq)
Vasca D	5.000	7.500
Vasca E	10.600	15.800
TOTALE	15.600	23.300

Tabella 36 – Superficie a capacità dichiarate delle vasche di laminazione – ipotesi di PP

Proposta migliorativa di PD

La proposta migliorativa formulata all'interno del Progetto Definitivo in offerta tecnica, consiste in una razionalizzazione della configurazione altimetrica del sistema delle vasche di laminazione, attraverso una collocazione più precisa sul rilievo 3D, ed un generale leggero approfondimento delle vasche, allo scopo di aumentare la capacità di ritenzione del sistema ed abbattere ulteriormente portate e volumi di piena residui.

Come riportato nelle seguenti Figura 54 e Tabella 30, il risultato finale ottenuto è un abbattimento a 2,80 m³/s, della portata di colmo complessiva rispetto ai 12,42 m³/s dello stato attuale (riduzione del 77%).

RIO SAL LUSSORIO			
Sistema di laminazione			
Portata di monte	Q		12.42 m ³ /s
Portata residuale	QE ₂₀₀ =		2.80 m ³ /s
Volume piena	VE+W ₂₀₀ =		58,126 m ³
Volume di piena residuo	V _{RES200} =		23,254 m ³
Volume laminato	V _{LAM200} =		34,872 m ³

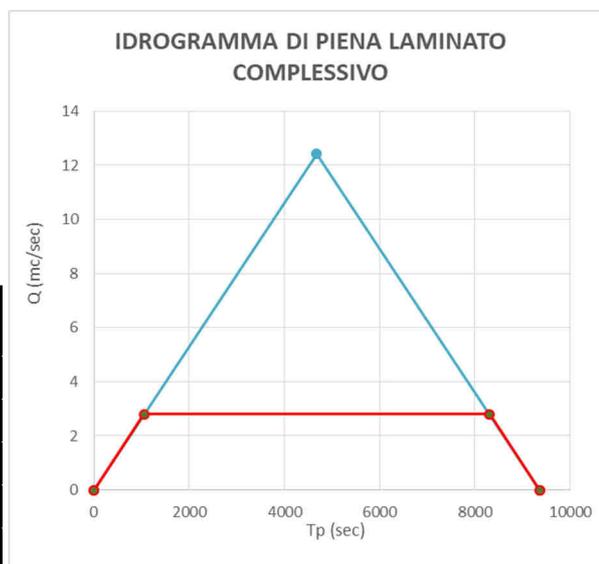


Figura 54 – Effetto della laminazione – portate residuali e idrogramma di piena laminato (in rosso) – Ipotesi PD

Analogamente al caso precedente sono state studiate in modo accurato le quote di fondo della vasca con pendenza medie di circa 0,30%, tra il punto di immissione (o sfioratore in ingresso per la vasca di monte) e il punto di uscita, in modo da consentirne il deflusso idraulico verso lo scarico anche nelle situazioni non di massima piena ed evitare zone di ristagno. Le quote di fondo della vasca di laminazione D variano tra la quota di +18.00 e quella di +17.65, mentre la quota massima di invaso è quella dello sfioro in ingresso, posta a +19.46, compatibilmente con il progetto del canale di raccolta. Le altezze di invaso risultano così variabili tra 1,11 m, minima a monte e + 1,46 massima a valle.

Analogamente per la vasca E dove non ci sono vincoli a monte per lo sfioro, si passa da 1,50 m a 1,65 m.

VASCHE DI LAMINAZIONE - IPOTESI PD					
	V (mc)	S (mq)	zf (msm)	h1 (m)	h2 (m)
Vasca D	9.506	7.398	17,65	1,11	1,46
Vasca E	25.499	16.190	17,33	1,50	1,65
TOTALE	35.006	23.588			

Tabella 37 – Superficie a capacità delle vasche di laminazione – ipotesi di PD

Nella seguente Tabella 38 vengono dettagliati gli effetti di laminazione di ciascuna delle due vasche, che consentono di recuperare un volume laminato complessivo di 35.000 m³, per un volume di piena residuale totale di 22.500 m³, ed un abbattimento complessivo del 62%, rispetto all'abbattimento del 26% dell'ipotesi di PP.

Con il calcolo della laminazione della singola vasca, si determinano anche le portate di alimentazione dei singoli manufatti, in occasione degli eventi di piena:

- Q = 9,62 m³/s, in ingresso alla Vasca di Laminazione D;
- Q = 4.63 m³/s, in uscita alla Vasca di Laminazione D ed ingresso alla Vasca di Laminazione E;
- Portata nulla in uscita alla Vasca di Laminazione C.

LAMINAZIONE VASCA D		
Q in	Q _{DIN}	9.62 m ³ /s
V in	V _{IN}	34,872 m ³
Qout	Q _{DOUT}	4.63 m ³ /s
V residuo	V _{RES}	25,442 m ³
V laminat	V _{LAMD}	9,430 m ³
V DISP	V _{DISPD}	9,506 m ³
LAMINAZIONE VASCA E		
Q in	Q _{EIN}	4.63 m ³ /s
V in	V _{IN}	25,442 m ³
Qout	Q _{EOUT}	0 m ³ /s
V residuo	V _{RES}	0 m ³
V laminat	V _{LAME}	25,442 m ³
V DISP	V _{DISPE}	25,499 m ³

Tabella 38– Effetto della laminazione e portate residuali per le singole vasche

Tali portate sono state anche utilizzate per il dimensionamento delle **tubazioni in uscita alle vasche che sono state previste con funzionamento a pressione, tarato esattamente sulle portate e quote appena descritte, allo scopo di regolare le portate di uscita** e non far defluire l'acqua di piena nella durata dell'evento meteorico, in modo analogo a quanto esposto al punto precedente per il sistema Rio Mortu.

Il funzionamento in pressione, regolato dalla cosiddetta "equazione dei serbatoi", consente di rilasciare sempre a valle di ciascuna vasca la portata scelta e dimensionata, in quanto dipendente dal dislivello delle quote idrauliche di monte e di valle e dal diametro e scabrezza del condotto di collegamento.

Parametri		D -> E	E -> Scarico
Diametro	d =	1,5 m	0,5 m
Dislivello p	$\Delta h =$	0,13 m	0,03 m
	h1 =	19,11 msm	18,98 msm
	h2 =	18,98 msm	18,95 msm
	z1 =	17,65 msm	17,33 msm
	z2 =	17,48 msm	16,8 msm
Scabrezza	$\epsilon =$	0,001 m	0,001 m
	$\epsilon/d =$	0,000666667	0,002
	f =	0,021	0,021
Lunghezza	l =	25 m	1 m
n°Reynold: (v=3m/s)	Re =	3000000	3000000
k	k =	1,690308509	4,8795
Portata	Q =	4,77045227	0,735047

Tabella 39 – Dimensionamento delle tubazioni di scarico in pressione

Son stati scelti quindi i diametri più vicini a quelli teorici di 1500mm e 500mm.

Nella seguente Figura 55, si riporta il layout planimetrico degli interventi di sistemazione idraulica previsti nel PD per la zona Rio Mortu.

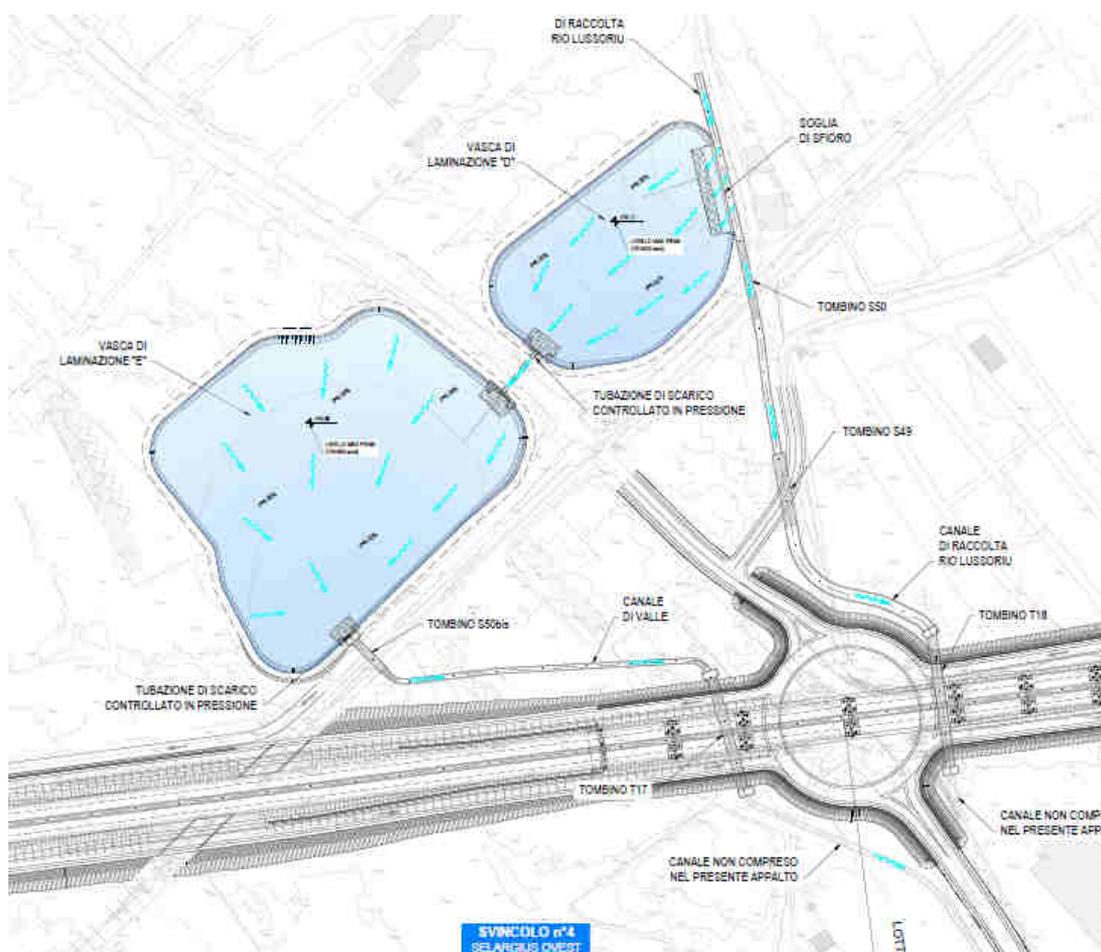


Figura 55 – Planimetria interventi di regimazione e protezione idraulica zona Rio Lussorriu- PD

Risultati simulazione HEC-RAS

Si riportano le verifiche a moto permanente del canale di raccolta principale del Rio Lussorriu, lungo circa 760 m, tra la sezione di monte e la sezione di chiusura finale, posta circa 30 m a valle dell'attraversamento della SS.554; sono state inserite le portate di progetto dello scenario di PD, su una definizione altimetrica del profilo, di maggior dettaglio, rispetto alle ipotesi meno approfondite de PP.

Nelle seguenti immagini di Figura 56, Figura 57, si riportano le rappresentazioni 3D ed il profilo 2D del canale di sistemazione idraulica principale del Rio Mortu.

In Tabella 40, si riporta invece la tabella riassuntiva delle verifiche HEC – RAS.

In allegato al presente documento si riportano i risultati della simulazione, con profilo e sezioni di progetto.

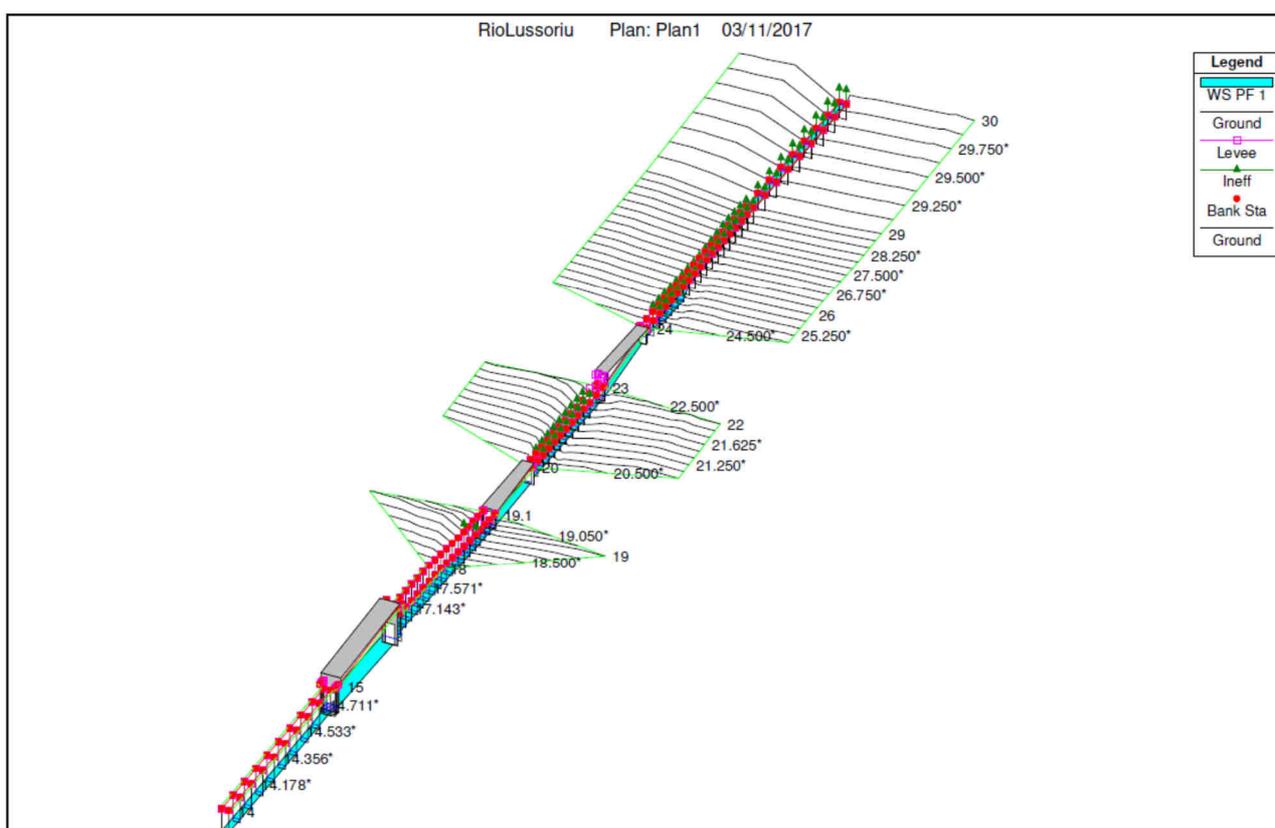


Figura 56 – Rio Lussorriu: visuale 3D del tratto di interesse con l'indicazione delle sezioni

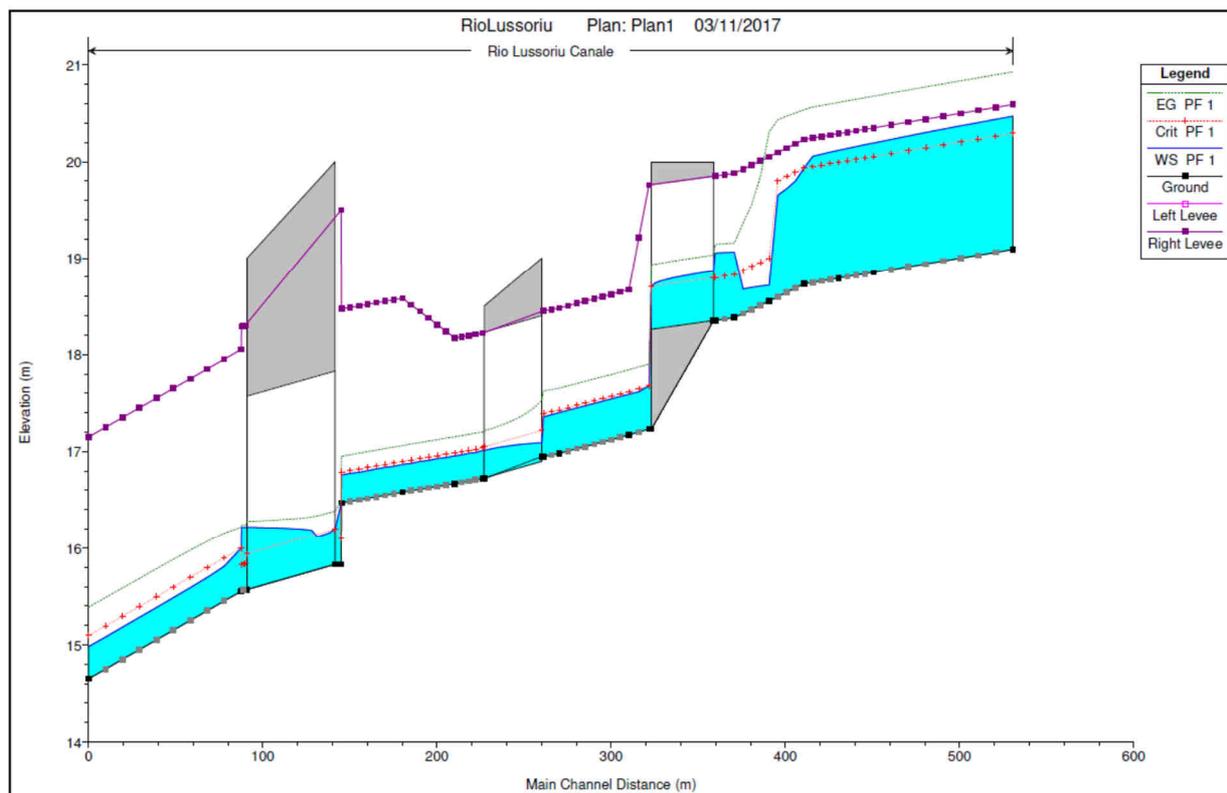


Figura 57: Profilo idraulico canale principale Rio Lussoriu – stato di progetto

River Sta	Q Total (m3/s)	Hmin canale (m)	H pelo libero (m)	Tirante (m)	H critica (m)	H energia (m)	Pendenza Energia (m/m)	Velocità (m/s)	Area deflusso (m2)	Froude
30	12.42	19.09	20.47	1.38	20.29	20.93	0.003144	3	4.14	0.82
29	12.42	18.85	20.19	1.34	20.05	20.68	0.003382	3.08	4.03	0.85
28	12.42	18.79	20.12	1.33	20	20.61	0.003495	3.12	3.98	0.86
27	12.42	18.73	19.93	1.2	19.93	20.54	0.004554	3.44	3.61	1
26	2.8	18.55	18.72	0.17	19	20.31	0.087943	5.59	0.5	4.37
25	2.8	18.38	19.06	0.68	18.83	19.16	0.001152	1.37	2.05	0.53
24	2.8	18.35	19.06	0.71	18.8	19.14	0.001049	1.32	2.12	0.5
23.5	Culvert									
23	2.8	17.23	17.68	0.45	17.68	17.9	0.004108	2.1	1.34	1
22	2.8	17.17	17.59	0.42	17.62	17.84	0.004892	2.22	1.26	1.09
21	2.8	16.98	17.4	0.42	17.43	17.65	0.004891	2.22	1.26	1.09
20	2.8	16.95	17.36	0.41	17.4	17.63	0.005466	2.3	1.22	1.15
19.5	Culvert									
19.1	2.8	16.72	17.01	0.29	17.04	17.2	0.005116	1.94	1.45	1.15
19	2.8	16.67	16.96	0.29	16.99	17.15	0.005331	1.96	1.43	1.17
18	2.8	16.58	16.87	0.29	16.9	17.06	0.005268	1.96	1.43	1.17
17	2.8	16.47	16.76	0.29	16.79	16.95	0.005232	1.95	1.43	1.16
16	2.8	15.83	16.46	0.63	16.1	16.49	0.000245	0.68	4.11	0.27
15.5	Culvert									
15	2.8	15.57	16.22	0.65	15.84	16.24	0.000226	0.67	4.21	0.26
14.9	2.8	15.56	16.22	0.66	15.83	16.24	0.000216	0.66	4.27	0.26
14.8	2.8	15.55	16	0.45	16	16.22	0.004105	2.09	1.34	1
14	2.8	14.65	14.98	0.33	15.1	15.39	0.010148	2.82	0.99	1.56

Tabella 40 – Rio Lussoriu: tabella riassuntiva con i risultati della simulazione Hec Ras

Verifica franco idraulico del canale principale

Si sono quindi effettuate le verifiche del franco idraulico in corrispondenza degli attraversamenti presenti lungo lo sviluppo del canale principale di raccolta del Rio Lussorio. Essendo tale canale una nuova opera le verifiche sono state effettuate in ottemperanza a quanto richiesto dall'articolo 21 delle NTA del PAI (vedi paragrafo 4.2).

Si riporta di seguito una sintesi delle caratteristiche dimensionali degli attraversamenti presenti:

- Tombino S50 (300 x 150 cm);
- Tombino S49 (500 x 200 cm);
- Tombino T18 (400 x 200 cm).

RIO	V media [m/s]	y media [m]	y' [m]	α [-]	Calcolo del franco idraulico			Franco da mantenere[m]	Quota inferiore scatolare	Quota pelo libero	Franco [m]
					Metodo 1	Metodo 2	Metodo 3				
S50	1.95	0.48	0.48	0	0.14	1.00	0.60	1	19.86	18.86	1
S49	2.08	0.235	0.24	0	0.15	1.00	0.42	1	18.72	17.01	1.71
T18	0.67	0.625	0.63	0	0.02	1.00	0.69	1	17.57	16.2	1.37

Tabella 41 – Verifiche attraversamenti Rio Lussorio

I franchi idraulici sono rispettati.

Verifica idraulica dei canali secondari.

Per quanto riguarda il canale di derivazione ed i collegamenti tra le due vasche di laminazione del sistema San Lussorio, si riportano nel seguito le caratteristiche altimetriche e di sezione dei manufatti previsti.

Il sistema di scarico "in pressione" in uscita dalla vasca di laminazione E, prevede lo sbocco di un manufatto che consenta di passare dal regime in pressione al regime a pelo libero, in modo da poter realizzare il tombino a spinta sotto la linea ferroviaria con moto a canaletta.

Le verifiche idrauliche in Tabella 42, non riportano le portate di progetto né le verifiche dei gradi di riempimento, in quanto la portata residua in occasione dell'evento di piena, in uscita al sistema di laminazione risulta nulla.

	Verifiche post operam (PD) - Sistema Vasche laminazione														Qprog	y (m)	GR
	Sez	progr(m)	A (m ²)	Z _{pc} (msm)	Z _{fondo} (msm)	Z _{fondo_eff} (msm)	Scavo/ri p	Φ (m)	Bb (m)	Rh (m)	Ks	if	Qmax				
SISTEMA VASCHE DI LAMINAZIONE	Vasca D in	0	-	20,3	18	18	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Vasca A out	115	-	20,35	17,65	17,65	0,00	-	-	-	-	0,30%	-	-	-	-	-
	D-E in	115	-	20,35	17,65	17,65	0,00	1,5	-	-	67	-	-	-	-	-	-
	D-E fin	140	-	20,15	17,48	17,48	0,00	1,5	-	-	67	0,68%	PRESSIONE	-	-	-	-
	Vasca E in	140	-	20,15	17,48	17,48	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Vasca E out	185	-	19,5	17,43	17,33	-0,10	-	-	-	-	0,33%	-	-	-	-	-
Manuf	Uscita	185	-	19	17,43	17,33	-0,10	0,5	-	-	67	-	-	-	-	-	-
Uscita	Ingresso Tomb	195	-	19	17,34	17,3	-0,04	0,5	-	-	67	0,30%	PRESSIONE	-	-	-	-
TOM S50bis	Tombino FS	195	13,5	19	17,34	16,8	-0,54	3	1,5	6	2,25	67	-	-	-	-	-
	Tombino FS	218	13,5	19	17,34	16,69	-0,65	3	1,5	6	2,25	67	0,49%	108,59	-	-	-
CANALE DI VALLE	-	195	16	19,3	17,3	17,3	0,00	2	2	7,656854	2,089631	67	-	-	-	-	-
CANALE DI VALLE	-	345	16	18,5	16,5	16,2	-0,30	2	2	7,656854	2,089631	67	0,73%	150,05	-	-	-
TOM B T17	-	345	8	18,5	16,2	16,2	0,00	4	2	8	1	67	-	-	-	-	-
	-	395	8	18,5	15,95	15,95	0,00	4	2	8	1	67	0,50%	37,90	-	-	-
CANALE DI VALLE	-	395	16	18,5	16,5	15,95	-0,55	2	2	7,656854	2,089631	67	-	-	-	-	-
CANALE DI VALLE	-	545	16	17,5	15,5	15,5	0,00	2	2	7,656854	2,089631	67	0,30%	95,97	-	-	-

Tabella 42 – Verifiche idrauliche canale di derivazione Vasche di laminazione e tombini T17 e S50bis – ipotesi di PD

Si evidenzia in ogni caso che le dimensioni del canale in termini di portata massima invasabile è molto elevata.

Le dimensioni dei tombini compresi nel canale di derivazione sono:

- Tombino T17 (400 x 250 cm);
- Tombino S50bis (300 x 150 cm) da realizzare a spinta sotto la linea ferroviaria.

Nonostante le dimensioni piuttosto sovradimensionate dei manufatti di scarico di questo sistema idraulico, si è operata la scelta di mantenere le sezioni previste dal Progetto Preliminare, per non diminuire la ridondanza idraulica.

Muri di protezione idraulica

Un cenno particolare meritano i muri di protezione idraulica previsti in corrispondenza del margine esterno dello svincolo in rotatoria.

In modo del tutto analogo rispetto a quanto descritto per la zona Rio Mortu, tali opere sono state introdotte allo scopo di mantenere una situazione di ridondanza idraulica in termini di protezione dell'infrastruttura in corrispondenza della futura rotatoria di Selargius Ovest (attuale incrocio della SP 93 e via Pietro Nenni).

Allo stato di fatto, la zona in oggetto risulta a forte rischio idraulico, con una lama d'acqua prevista di circa 1,5 m di altezza per tempi di ritorno di 200 anni, come rappresentato nella mappa di Figura 30.

Con la messa in funzione dei sistemi di protezione idraulica di progetto, costituiti dalle vasche di laminazione e canali di raccolta descritti nel presente paragrafo, tale rischio viene completamente abbattuto in quell'area.

Tuttavia, la soluzione stradale del progetto preliminare ANAS, prevedeva una sopra-elevazione del piano di progetto della rotatoria, di circa 2 m rispetto all'attuale piano campagna.

In sede di PD offerto quindi, avendo scelto per motivi di inserimento paesaggistico, di operare un abbassamento della livelletta di progetto di circa 1,5 m, si è ritenuto di non voler togliere questa ulteriore misura di protezione.

Si è provveduto quindi a predisporre, previa verifica di visibilità degli ingressi in rotatoria, dei muri di protezione di altezza tale da poter contenere eventuali apporti meteorici esterni con lame d'acqua compatibili con quelle delle modellazioni idrauliche, cioè circa 2 m, come riportato nella seguente Figura 51.

6.3.4 Zona Sugoddu

Nella zona dal bacino Sugoddu, la strada SS.554 sottende un bacino che genera una portata complessiva di 6,90 m³/s.

Il Progetto Definitivo, prevede la realizzazione di un sistema di permeabilità idraulica per l'infrastruttura nella sua configurazione di progetto, con un totale di n°12 tombini distribuiti sui circa 1000 m di lunghezza del tratto interferito.

Con riferimento a quanto riportato in Figura 58, i bacini sono stati suddivisi, rispetto alle seguenti sotto-aree:

- Sottobacino 5a - Portata massima $Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{s}$ – Tombini di permeabilità T19, T20, T21, T22, T23, T24, T25, T26, T27, T28, T29;
- Sottobacino 5b - Portata massima $Q = 6,21 \text{ m}^3/\text{s}$ – Tombino di permeabilità T30;
- Sottobacino 5b - Portata massima $Q = 2,1 \text{ m}^3/\text{s}$ – Tombino di permeabilità T31;

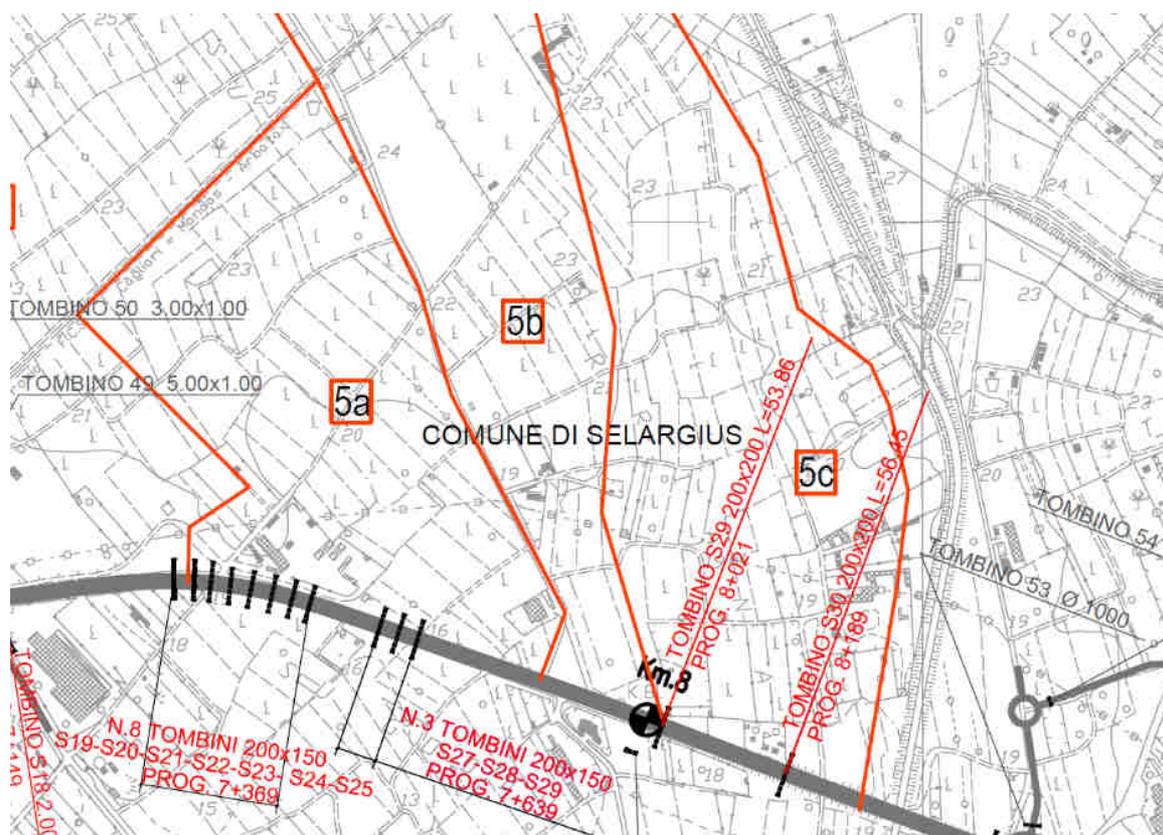


Figura 58 – Suddivisione delle portate per il bacino della zona Sugoddu

Nella seguente Tabella 43 si riportano le verifiche idrauliche dei tombini di permeabilità della zona Sugoddu, con l'ipotesi che i tombini da T19 a T26 non partecipino al deflusso, e che il sottobacino 5a, venga drenato completamente dai tre tombini T27, T28 e T29, con portate equamente ripartire.

I sottobacini 5b e 5c invece, vengono interamente drenati dai tombini T30 e T31 rispettivamente.

	progr (m)	A (m ²)	Z _{fondo_eff} (msm)	B (H)	H (m)	Bb (m)	Rh (m)	Ks	if	Qmax	Qprog	y (m)	GR
TOMBINO T27	0 53	3	16.41 16.12	2.00	1.50	5	0.6	67	-	-	-	-	-
TOMBINO T28	0 51	3	16.07 15.79	2.00	1.50	5	0.6	67	0.55%	10.63	1.10	0.30	20.00%
TOMBINO T29	0 51	3	15.96 15.69	2.00	1.50	5	0.6	67	0.53%	10.39	1.10	0.30	20.00%
TOMBINO T30	0 56	4	15.80 15.52	2.00	2.00	6	0.6667	67	-	-	-	-	-
TOMBINO T31	0 57	4	16.38 16.08	2.00	2.00	6	0.6667	67	-	-	-	-	-
SCARICO NEL FOSSO DI GUARDIA A VALLE E VERSO IL BACINO													

Tabella 43 – Verifiche idrauliche dei tombini di permeabilità nella zona Sugoddu

Le verifiche risultano soddisfatte in tutti i casi, con gradi di riempimento sempre piuttosto contenuti (massimo 30%).

6.3.5 Zona Quartucciu – Svincolo SS.125

L'ultimo tratto dell'infrastruttura di progetto, dal ponte sul rio Is Cungiaus fino alla progressiva finale, sottende, sempre da nord verso sud, un bacino che genera una portata complessiva di 16,10 m³/s.

L'area fa parte idraulicamente del bacino del rio Is Cungiaus, e allo stato attuale drena verso il corpo idrico o in modo diretto, o in modo indiretto, andando a confluire verso un canale affluente, che si sviluppa con direzione Ovest – Est a nord dell'abitato di Quartu Sant'Elena.

Il progetto definitivo, riconfigura in modo pesante l'infrastruttura rispetto allo stato attuale, e prevede la realizzazione di un sistema di permeabilità idraulica e di raccolta delle acque di drenaggio, che recapita l'intera portata nel canale affluente di cui sopra, tramite un lungo canale di raccolta (il sistema complessivo avrà uno sviluppo di circa 1400 m), che si svilupperà a Sud della SS.554, e della sua prosecuzione con la rampa 1, e la sede dell'attuale SS.554, fino a recapitare in prossimità dell'attraversamento al suddetto canale esistente in via Guglielmo Marconi.

Con riferimento a quanto riportato in Figura 59, i bacini sono stati suddivisi, rispetto alle seguenti sotto-aree:

- Sottobacino 9+10 - Portata massima $Q = 2,95 \text{ m}^3/\text{s}$ – La zona scarica sul lato Sud dell'infrastruttura con il tombino T35, alimentando il canale principale.
- Sottobacino 11 - Portata massima $Q = 2,29 \text{ m}^3/\text{s}$ – La zona scarica verso il canale principale, con un ramo secondario che sotto-attraversa con il tombino T36, la SS554 e rami A e B, con il tombino S65 la rampa 4, e con il tombino le rampe 1, 2 e 4;
- Sottobacino 12 - Portata massima $Q = 9,07 \text{ m}^3/\text{s}$ – Raccoglie tutte le acqua di drenaggio della parte ad Ovest dello svincolo, in un canale di guardia, che drena verso il canale principale attraverso il tombino S70.

Nella seguente Tabella 43 si riportano le verifiche idrauliche dei canali e dei tombini.

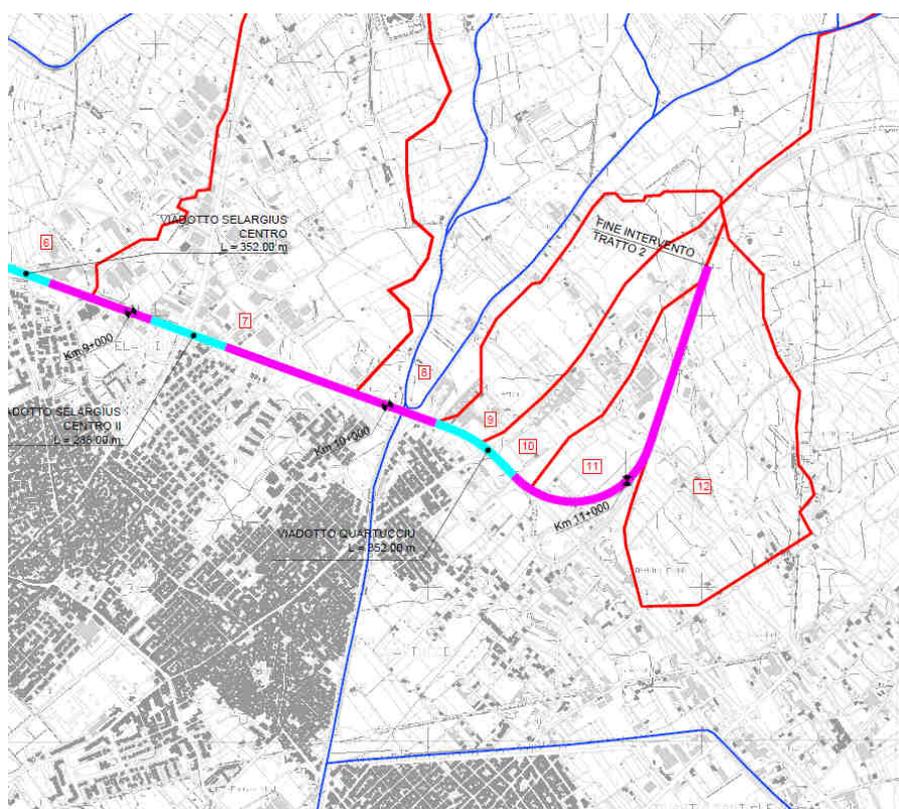


Figura 59 – Suddivisione delle portate per il bacino della zona Quartucciu – fine lotto

Verifiche post operam (PD) - Canale principale																
	progr(m)	A (m ²)	Z _{PC} (msm)	Z _{fondo} (msm)	Z _{fondo_eff} (msm)	Scavo/ri p	B (m)	H (m)	Bb (m)	Rh (m)	Ks	if	Qmax	Qprog	y (m)	GR
TOMB T35	0	4	22	20	19.87	-0.13	2	2	6	0.666667	67	-	-	2.95		
	60	4	22	20	19.56	-0.44	2	2	6	0.666667	67	0.52%	14.70	2.95	0.59	30%
FOSSO TRAPEZIO 1 X 1	60	2	22	20	19.56	-0.44	1	1	3.828427	0.522408	67	-	-	2.95		
	117	2	21.25	20.26	19.2	-1.06	1	1	3.828427	0.522408	67	0.63%	6.91	2.95	0.65	65%
	217	2	19.8	18.79	18.79	0.00	1	1	3.828427	0.522408	67	0.41%	5.57	2.95	0.72	72%
	317	2	19.5	18.43	18.43	0.00	1	1	3.828427	0.522408	67	0.36%	5.22	2.95	0.75	75%
	357	2	20.07	19.07	18.1	-0.97	1	1	3.828427	0.522408	67	0.82%	7.89	2.95	0.6	60%
CANALE 2 x 2	457	2	19.95	18.33	17.8	-0.53	1	1	3.828427	0.522408	67	0.30%	4.76	2.95	0.78	78%
	457	4	19.95	17.95	16.46	-1.49	2	2	6	0.666667	67	-	-	5.24		
TOMB S60	575	4	19.75	17.75	16.2	-1.55	2	2	6	0.666667	67	0.22%	9.60	5.24	1.24	62%
	610	4	19.55	17.05	16.02	-1.03	2	2	6	0.666667	67	0.51%	14.67	5.24	0.9	45%
CANALE 2 x 2	610	4	19	16.5	16.02	-0.48	2	2	6	0.666667	67	-	-	5.24		
	735	4	18.5	16	15.77	-0.23	2	2	6	0.666667	67	0.20%	9.15	5.24	1.28	64%
	843	4	18.5	16	15.54	-0.46	2	2	6	0.666667	67	0.21%	9.44	5.24	1.28	64%
TOMB S61	843	10	18.5	15.5	15.54	0.04	4	2.5	9	1.111111	67	-	-	5.24		
	890	10	18.2	15.2	15.20	0.00	4	2.5	9	1.111111	67	0.72%	61.13	5.24	0.45	18%
	918	10	18.1	15.1	15.1	0.00	4	2.5	9	1.111111	67	0.59%	55.05	16.73	1.04	42%
CANALE 4 x 2,5	918	10	18.1	15.6	15.10	-0.50	4	2.5	9	1.111111	67	-	-	16.73		
	1,058	10	16.88	14.38	14.38	0.00	4	2.5	9	1.111111	67	0.51%	51.54	16.73	1.1	44%
TOMB S62	1,058	10	16.88	13.88	13.88	0.00	4	2.5	9	1.111111	67	-	-	16.73		
	1,077	10	16.88	13.88	13.8	-0.08	4	2.5	9	1.111111	67	0.42%	46.64	16.73	1.18	47%
CANALE 4 x 2,5	1,077	10	16.88	14.38	13.80	-0.58	4	2.5	9	1.111111	67	-	-	16.73		
	1,192	10	15.3	12.8	12.80	0.00	4	2.5	9	1.111111	67	0.87%	67.02	16.73	0.93	37%
TOMB S63	1,222	10	15.3	12.3	12.80	0.50	4	2.5	9	1.111111	67	-	-	16.73		
	1,252	10	15.3	12.3	12.50	0.20	4	2.5	9	1.111111	67	1.00%	71.88	16.73	0.87	35%
CANALE 4 x 2,5	1,252	10	15	12.5	12.50	0.00	4	2.5	9	1.111111	67	-	-	16.73		
	1,297	10	14.66	12.16	12.16	0.00	4	2.5	9	1.111111	67	0.75%	62.43	16.73	0.96	38%
	1,385	10	14.18	11.68	11.68	0.00	4	2.5	9	1.111111	67	0.55%	53.08	16.73	1.07	43%
TOMB finale S64	1,385	10	14.18	11.18	11.18	0.00	4	2.5	9	1.111111	67	-	-	16.73		
	1,408	10	14.18	11.18	11.11	-0.07	4	2.5	9	1.111111	67	0.31%	40.09	16.73	1.31	52%

Tabella 44 – Verifiche idrauliche dei canali e tombini nella zona Quartucciu – Svincolo SS.125 (canale principale)

Verifiche post operam (PD) - Canali secondari																
progr(m)	A (m ²)	Z _{PC} (msm)	Z _{fondo} (msm)	Z _{fondo_eff} (msm)	Scavo/ri p	φ (m)	n°	y/d	Rh (m)	Ks	if	Qmax	Qprog	y (m)	GR	
TOMB	0	-	21	18.15	18.37	0.22	0.8	2	-	-	67	-	-	2.29		
T36	45	0.375827	21.15	17.92	17.83	-0.09	0.8	2	0.7	0.236988	67	1.20%	2.83	2.29	0.56	70%
TUBO	45	-	21.15	19.15	17.83	-1.32	1.5	1	-	-	67	-	-	2.29		
	95	1.194407	20.8	18.8	17.72	-1.08	1.5	1	0.64	0.429352	67	0.22%	3.16	2.29	0.96	64%
TOMB	95	-	20.5	17.75	17.72	-0.03	1.5	1	-	-	67	-	-	2.29		
S65	113	1.321267	20.6	17.69	17.69	0.00	1.5	1	0.7	0.444352	67	0.17%	2.81	2.29	1.05	70%
TUBO	113	-	20.6	17.69	17.69	0.00	1.5	1	-	-	67	-	-	2.29		
	183	1.062802	20.5	18.5	17.48	-1.02	1.5	1	0.58	0.409206	67	0.30%	3.57	2.29	0.87	58%
TOMB	183	-	20.5	17.75	17.48	-0.27	1.5	1	-	-	67	-	-	2.29		
S67	223	0.958517	20.6	17.69	17.33	-0.36	1.5	1	0.533333	0.390233	67	0.38%	3.87	2.29	0.8	53%

Tabella 45 – Verifiche idrauliche dei canali e tombini nella zona Quartucciu – Svincolo SS.125 (canale secondario)

Verifiche post operam (PD) - Canale principale																
progr(m)	A (m ²)	Z _{PC} (msm)	Z _{fondo} (msm)	Z _{fondo_eff} (msm)	Scavo/ri p	B (m)	H (m)	Bb (m)	Rh (m)	Ks	if	Qmax	Qprog	y (m)	GR	
TOMB	0	-	15.7	17.48	1.78	4	2	-	-	67	-	-	9.07			
S70	30	8	15.5	17.33	1.83	4	2	8	1	67	0.50%	75.80	9.07	0.73	37%	

Tabella 46 – Verifiche idrauliche tombino S70

Le verifiche risultano soddisfatte in tutti i casi, con gradi di riempimento inferiori al 75%.

6.4 Recapiti finali

La suddivisione delle opere in appalto presenta alcune caratteristiche, rispetto al reticolo delle opere di protezione idraulica, che non hanno consentito finora all'allora concorrente (ora appaltatore), di poter approfondire i temi richiesti.

Ciò in ragione del fatto che nella totalità dei casi, le opere di protezione idraulica comprese nell'infrastruttura, si calano in un contesto più ampio di opere di sistemazione che coinvolgono gli enti comunali, cui rimane in onere il completamento dei tratti di valle dei sistemi idraulici previsti. Tale divisione di competenza è chiaramente indicata nelle planimetrie del PP, che in alcuni i casi indica, molto sommariamente, le caratteristiche idrauliche dei manufatti di competenza comunale, a valle dei manufatti di competenza ANAS, ma in nessun caso danno indicazione circa le opere e le modalità di scarico all'interno del reticolo idrografico esistente.

In particolare:

- Il sistema Rio Salius si immette, subito a valle dell'attraversamento della SS 554, in un esistente collettore semicircolare, di cui è stata rilevata la dimensione di imbocco. Il tratto è stato considerato nella modellazione, ma il recapito di valle non è stato individuato.
- Il sistema Rio Mortu (allo stato attuale non regimato), subito a valle dell'attraversamento della SS 554, prosegue in un tratto di nuovo canale di competenza comunale. Il tratto è stato considerato nella modellazione, ma il recapito di valle è completamente da definire.
- Il sistema Rio Lussorio (allo stato attuale non regimato), subito a valle dell'attraversamento della SS 554, prosegue in un tratto di nuovo canale competenza comunale. Il tratto è stato considerato nella modellazione, ma il recapito di valle è completamente da definire.
- I sistemi Rio Nou e Rio Cungianus, non subiscono variazioni, se non limitatamente agli attraversamenti della nuova infrastruttura.

- Il sistema Is Corrias è tributario di un'area di espansione naturale (con recapito finale nel Rio Fangario) che risulta esterna all'area di pertinenza dell'appalto. Eventuali opere di inalveazione non sono evidentemente di competenza del presente appalto.

Nelle modellazioni idrauliche sviluppate in fase di revisione per istruttoria, sono stati considerati in modo indicativo anche i tratti di valle, di competenza comunale, in alcuni casi anche ipotizzando da cartografia informazioni di pendenza (altrimenti non disponibili), ma rimane per i motivi sopra esposti, in sospeso la valutazione sui tratti di inalveazione ricettori.

7 AREE ESONDABILI

Le condizioni di pericolosità idraulica dell'infrastruttura e delle aree adiacenti ad essa, sono state descritte per quanto riguarda lo stato di fatto (situazione ante operam) nei capitoli precedenti, mentre le soluzioni previste nel progetto (scenario del Progetto Preliminare e integrazioni migliorative proposte nel Progetto Definitivo) sono state analizzate nel Capitolo 6. Nel seguito si riporta una sintesi della configurazione di pericolosità idraulica nelle situazioni ante e post operam.

7.1 Scenario ante operam

Le perimetrazioni delle aree esadonabili riportate nel presente capitolo sono state effettuate consultando:

- Cartografia del PAI;
- integrazioni alla cartografia del PAI da parte dei comuni (come richiesto dall'articolo 8 delle NTA del PAI) delle aree a pericolosità idraulica;
- Studio dell'università di Cagliari relativamente al PP dell'adeguamento della SS554 "Cagliaritano".

Allo stato di fatto la situazione di pericolosità idraulica è molto diffusa sul territorio attraversato dall'infrastruttura, tanto che per eventi meteorici estremi, aventi tempi di ritorno relativamente bassi, tratti rilevanti della SS.554 (ed intersezioni viabilistiche ad essa connesse), sono interessati da fenomeni di esondazione.

Il tratto stradale compreso tra l'inizio del lotto e il km.4 (nella zona Is Corrias) è interessato da fenomeni esondativi.

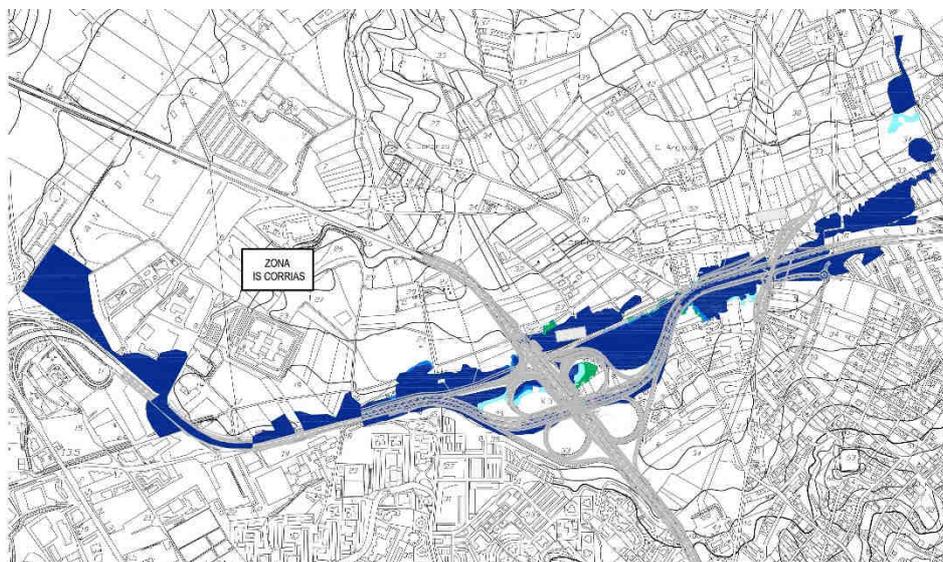


Figura 60 – Aree esondabili – Scenario ante operam (progr. 1+500 – 4+500)

Nella seconda parte del tracciato sono state rilevate interferenze con le aree di esondazione tra il km. 5,5 e il km. 8, in corrispondenza del Rio Saliu, del futuro svincolo Monserrato (Rio Mortu), del futuro svincolo Selargius Ovest (Rio San Lussoriu) e della zona Sugoddu, immediatamente successiva.

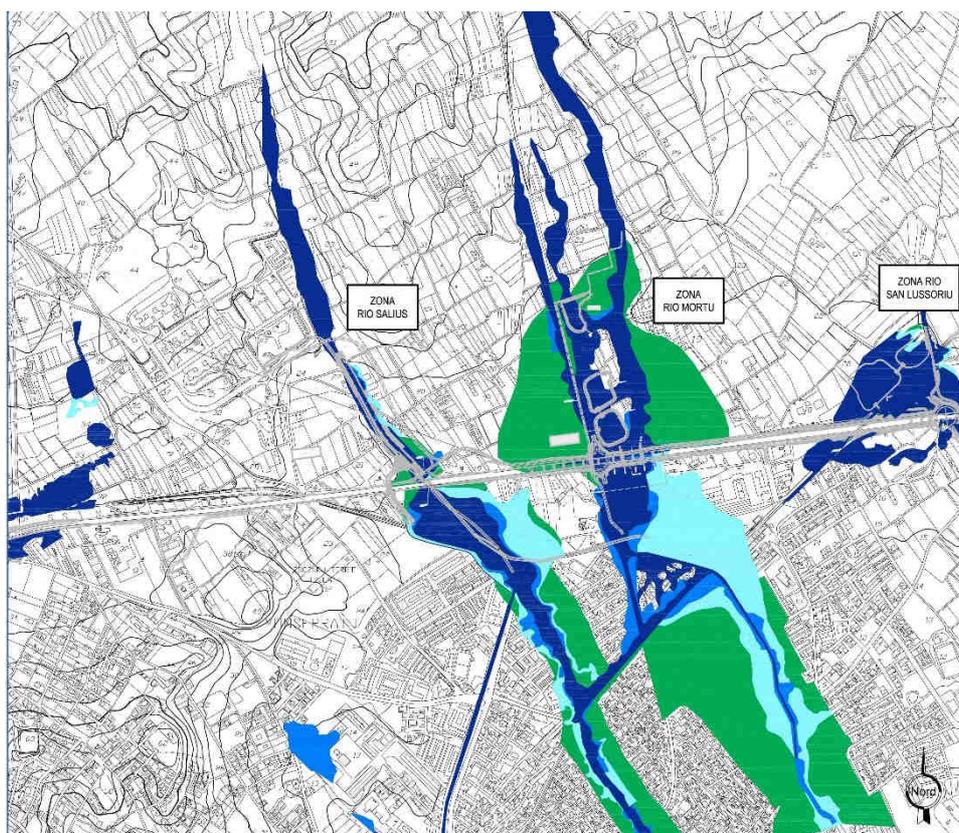


Figura 61 – Aree esondabili – Scenario ante operam (progr. 4+500 – 7+500)

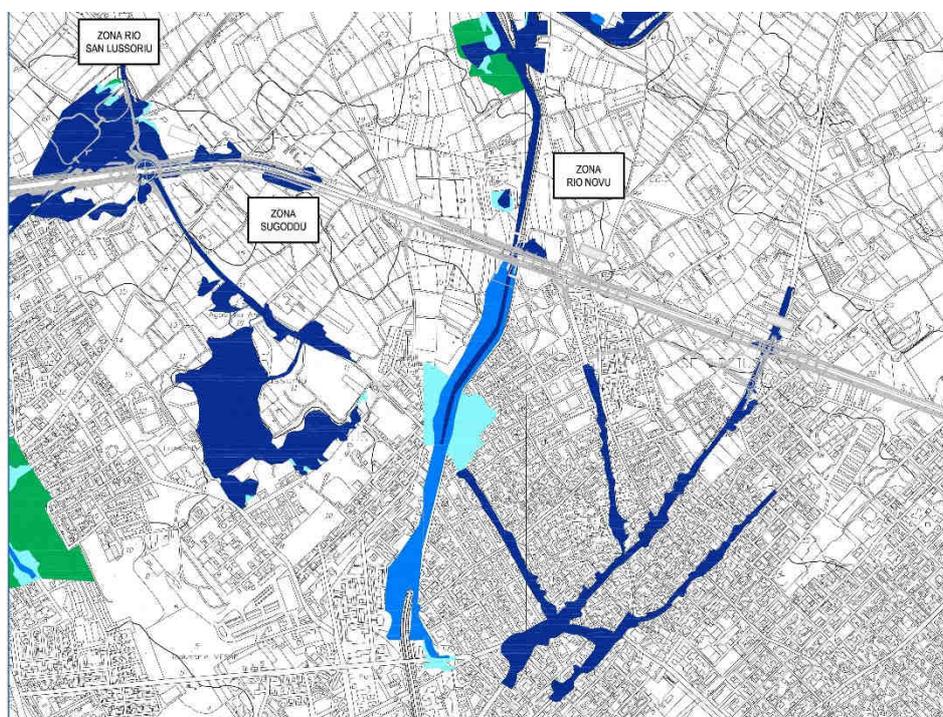


Figura 62 – Aree esondabili – Scenario ante operam (progr. 7+500 – 11+800)

Nell'ultima parte del tracciato invece le zone di pericolosità idraulica sono limitate ad aree a valle della SS.554, in corrispondenza dei corsi d'acqua inalveati (Rio Nou, Rio Is Cungiaus), che non danno problemi in corrispondenza degli attraversamenti.

7.2 Situazione post-operam

Lo scenario post – operam è stato elaborato in sede di Progetto Definitivo, allo scopo di riportare su scala territoriale, gli effetti delle opere di mitigazione idraulica, previsti dal PP (ed integrati nel PD stesso).

Le grandi opere di protezione idraulica a salvaguardia dell'infrastruttura, sono:

- Canale Is Corrias;
- Sistemazione Rio Salius e vasche di laminazione (vasche comprese in altro appalto comunale);
- Sistemazione Rio Mortu e vasche di laminazione;
- Sistemazione Rio San Lussoriu e vasche di laminazione.

Come si può notare nella Figura 63, Figura 64 e Figura 65, in corrispondenza delle opere idrauliche di progetto, il pericolo idraulico viene completamente abbattuto a monte dell'infrastruttura, e in parte ridotto a valle della stessa.

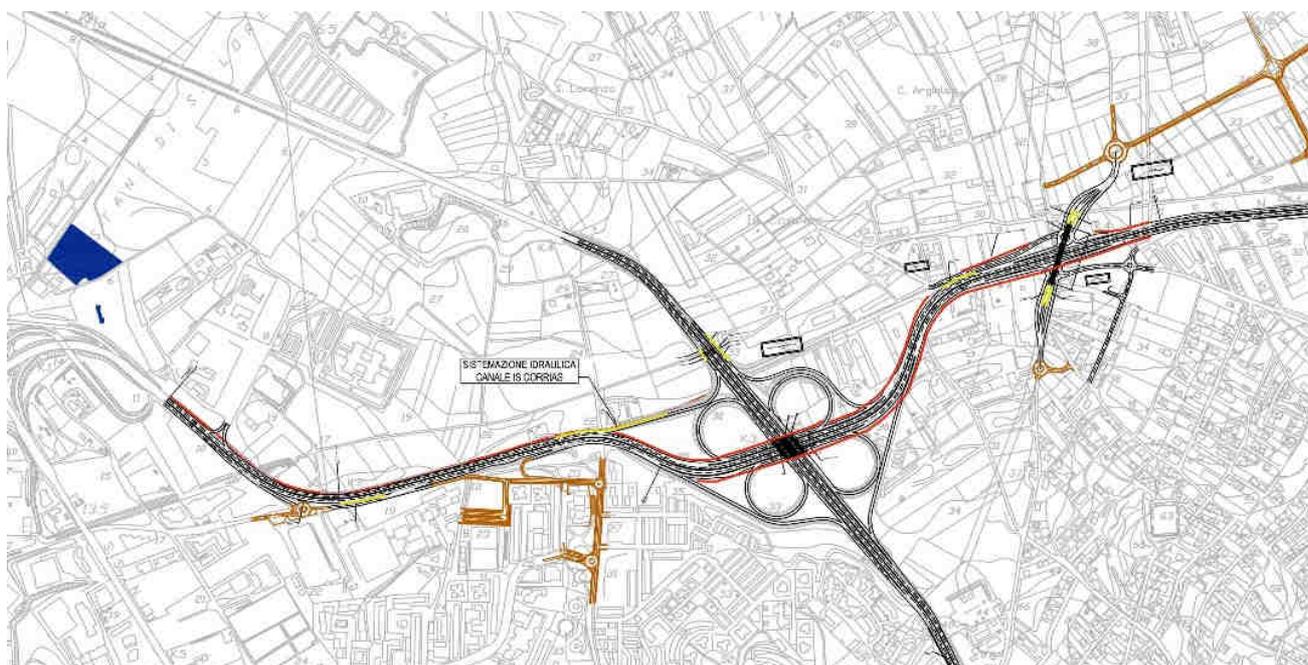


Figura 63 – Aree esondabili – Scenario post operam (progr. 1+500 – 4+500)

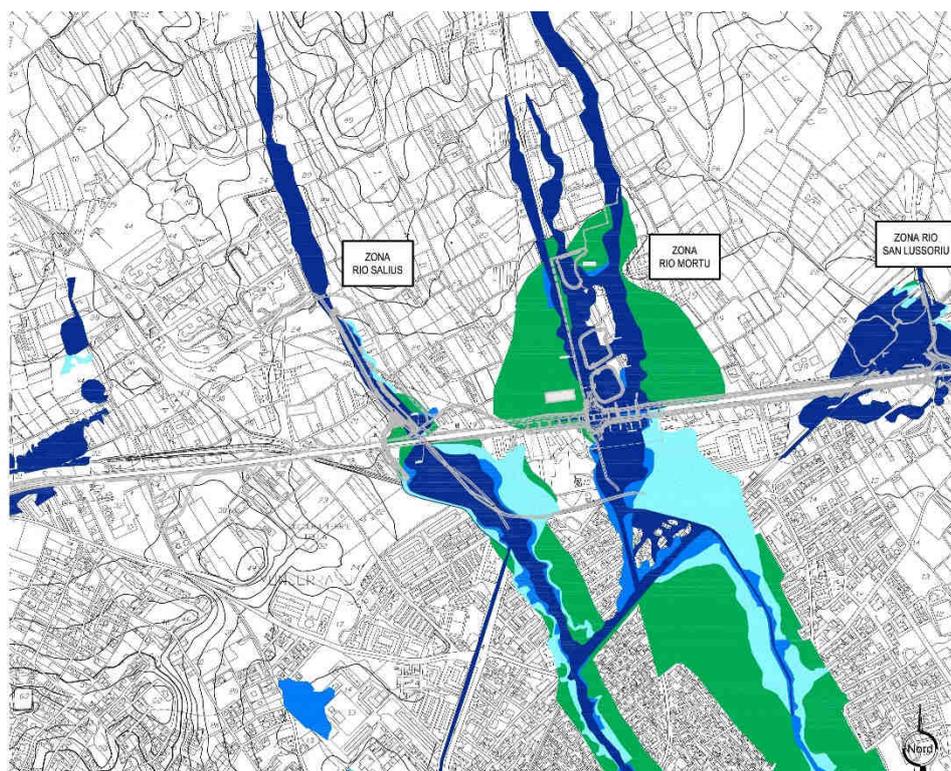


Figura 64 – Aree esondabili – Scenario post operam (progr. 4+500 – 7+500)

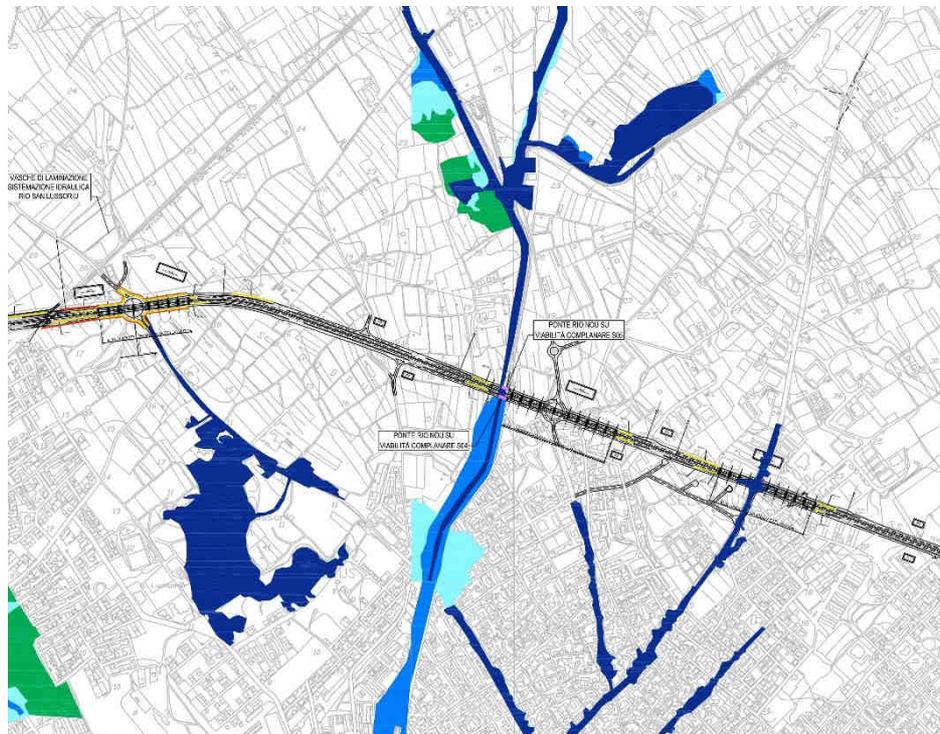


Figura 65 – Aree esondabili – Scenario post operam (progr. 7+500 – 11+800)

7.3 Opere di protezione idraulica integrative rispetto al PP

In aggiunta alle grandi opere di protezione dell'infrastruttura, sono state introdotte, rispetto al progetto Preliminare ANAS nei vari sistemi idraulici analizzati nel presente documento, alcune misure di protezione passiva aggiuntive.

In particolare:

- Canale Is Corrias; rivestimento dell'ultimo tratto di canale trapezoidale, previsto nel PP in terra (per circa 350 m di lunghezza), con **scogliera in massi cementati**. Ciò allo scopo di proteggere l'alveo da probabili fenomeni di erosione dovuti alle elevate velocità di propagazione dell'evento di piena, che sono state stimate nell'ordine dei 4 m/s per la portata massima.
- Introduzione di una **protezione del piede rilevato con scogliera in massi cementati**, per tutti i tratti attualmente interessati dai fenomeni di esondazione. Si tratta di un elemento passivo aggiuntivo di ridondanza alla protezione idraulica introdotta dalle opere di difesa maggiori. La protezione verrà realizzata per uno sviluppo complessivo di circa 4800 m sul lato nord dell'infrastruttura.

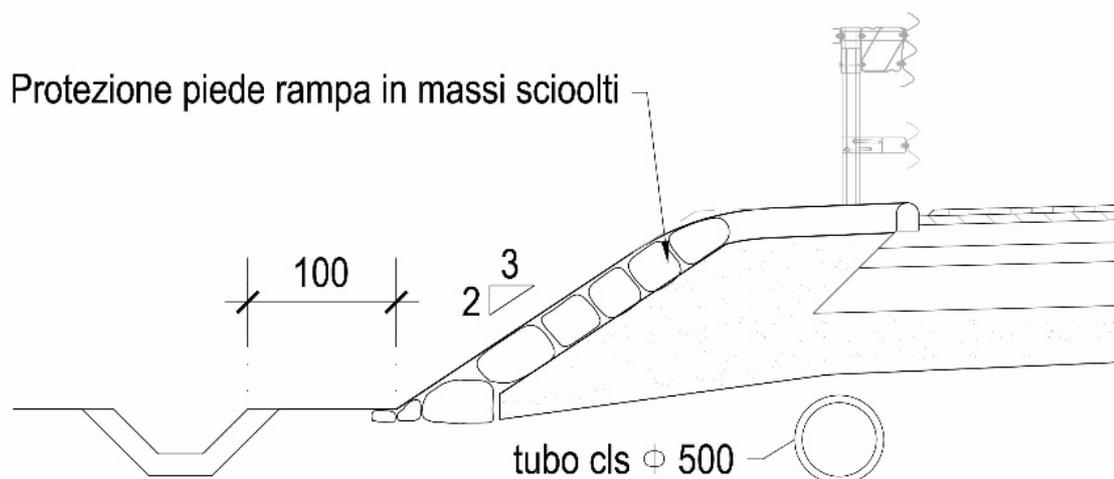


Figura 66 – Particolari protezione del piede rampa del rilevato con scogliera in massi sciolti

- Introduzione di una **protezione delle fondazioni delle spalle con scogliera in massi cementati**, per tutti i ponti che prevedono sottostruttura in alveo, allo scopo di prevenire fenomeni di erosione e di scalzamento. Nel capitolo 6 sono state descritte in modo dettagliato tali opere di protezione in corrispondenza del Rio Nou e del Rio Is Cungianus.

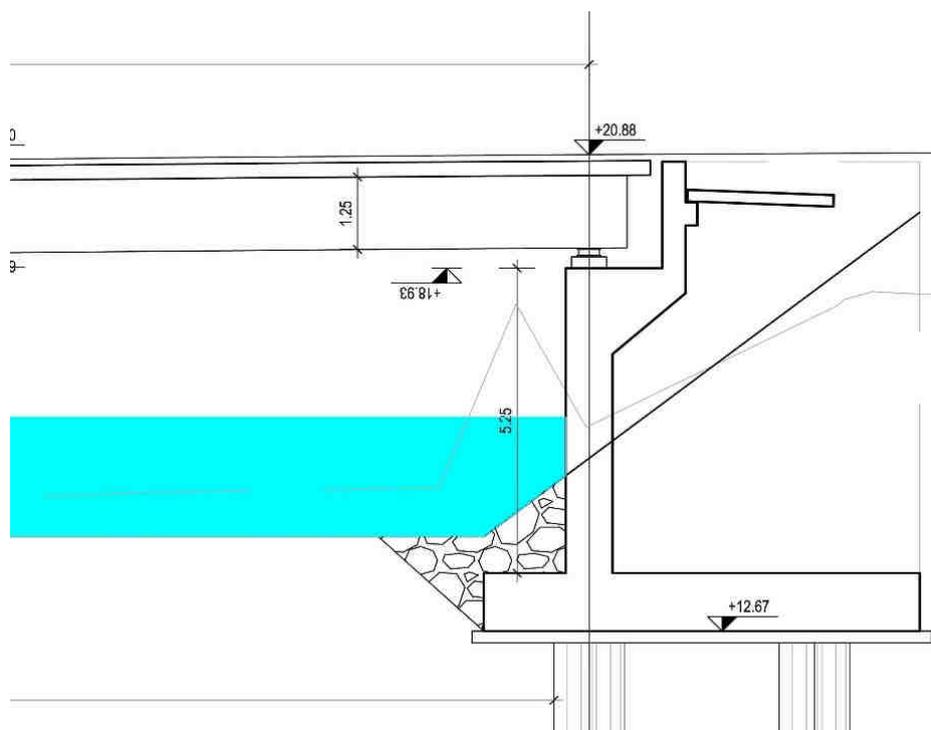


Figura 67 – Particolari protezione sottostrutture in corrispondenza degli attraversamenti principali con scogliera in massi cementati

- Regularizzazione a **pendenza costante, del tratto di canale Rio Saliu**, previsto con sponde naturali, allo scopo di limitare gli scostamenti della corrente in alveo dal regime di moto uniforme, evitando profili di rigurgito e fenomeni di erosione dovuti a variazioni di velocità della corrente.
- Introduzione dei **muri di protezione idraulica** verso l'esterno, nelle rotatorie degli svincoli Monserrato e Selargius Ovest. Al fine di ridurre l'impatto paesaggistico dei viadotti dell'asse principale, la proposta migliorativa del PD prevede, rispetto al PP, un abbassamento delle quote degli svincoli in rotatoria compreso tra 1 e 2,5 metri (svincolo Monserrato). Tali rotatorie:
 - Nello scenario *ante operam* sono ubicate in area a pericolosità idraulica (assenza di opere di difesa idraulica);
 - Nello scenario *post operam* sono esterne alle aree di pericolosità idraulica (presenza delle opere di difesa idraulica: canali e vasche di laminazione).

Assumendo un corretto funzionamento dei sistemi di laminazione, i muri esterni alle rotatorie risultano a rigore un elemento di ridondanza non strettamente necessario alla protezione dal rischio di esondazione.

8 CONCLUSIONI

Il Progetto Definitivo, di cui la presente relazione di compatibilità idraulica rappresenta parte integrante, ha analizzato in modo critico l'analisi idrologica proposta dal Progetto Preliminare posto a base di gara, ed in particolare redatta dall'Università di Cagliari (Centro interdipartimentale di Ingegneria e Scienza Ambientali) e avente titolo "Modellazione idrologica e idraulica relativa alle principali interferenze con i deflussi superficiali delle opere previste nel Progetto Preliminare della SS.554 Cagliaritana", verificando la correttezza dei risultati ottenuti in PP anche effettuando un raffronto con gli studi di compatibilità idraulica redatti dai Comuni interessati dall'intervento in oggetto.

Inoltre sono state effettuate in modo indipendente le simulazioni HEC-RAS di:

- rio Salius;
- rio Nou;
- rio Is Cungiaus (o Rio Cungianus)
- canale Is Corrias;
- zona Rio Mortu;
- zona Rio Lussorio (o Rio Lussoriu)

L'aggiornamento dello studio idraulico dell'Università di Cagliari integrato con l'altro documento del Progetto Preliminare "Relazione idraulica delle interferenze minori e del corpo stradale", sono stati raccolti in una trattazione che sviluppi in modo organico su tutto il tracciato, lo studio delle interferenze dell'infrastruttura con il reticolo di drenaggio delle acque superficiali, siano esse allo stato attuale regimate all'interno di corsi d'acqua dotati di alveo proprio (come nel caso dei rii Salius, Nou e Is Cungiaus), siano esse non regimate ed allo stato attuale causa di fenomeni di esondazioni diffuse sul territorio, come nei casi, di tutti gli altri bacini interferenti con la SS.554.

All'interno del presente Progetto Definitivo in Offerta Tecnica, sono state introdotte, per le zone ritenute più significative, alcune proposte migliorative, **allo scopo di rendere più efficace la protezione dell'infrastruttura dei fenomeni esondativi**, in risposta al punto b.2 del disciplinare, che richiede "proposte di soluzioni tecniche e tecnologiche finalizzate alla gestione dell'idraulica superficiale (di piattaforma e interferita) con particolare riferimento alla salvaguardia della infrastruttura da fenomeni alluvionali".

Nel seguito si riporta, come sintesi finale di tutte le analisi che sono state sviluppate e raccolte nel presente documento, un quadro di riepilogo del percorso progettuale:

- 1) Individuazione delle criticità per le singole zone/bacini;
- 2) Studio Idraulico condotto;
- 3) Misure di protezione introdotte dal Progetto Preliminare
- 4) Misure di protezione integrative introdotte dall'Offerta Tecnica.

La Tabella 47, sintetizza le principali scelte progettuali del PP, e le integrazioni che sono state proposte per ciascuna area/bacino, nei quali è stato suddiviso lo studio di compatibilità idraulica.

I principali elementi di miglioria, riepilogati in tabella vengono di seguito brevemente descritti:

- **Incremento della capacità di laminazione dei sistemi di vasche.** Per i sistemi Rio Mortu e Rio Lussoriu, vengono incrementati i volumi potenziali di laminazione, e diminuite le portate di piena al colmo, grazie ad una razionalizzazione delle quote delle vasche (rimanendo nei medesimi ingombri rispetto al PP). Per il Rio Mortu la riduzione della portata passa dal 28% (PP) al 35% (PD) in termini di portata e dal 40% al 30% in termini di volume laminato; Per il Rio San Lussoriu la riduzione della portata passa dal 50% (PP) al 78% (PD) in termini di portata e dal 27% al 61% in termini di volume.
- **Protezione del piede rampa.** In tutte le tratte dove allo stato attuale si verificano esondazioni, il grado di protezione e di sicurezza idraulica, vengono ulteriormente incrementati, proteggendo anche il piede rampa con una sistemazione a massi sciolti. Si tratta di un intervento per complessivi 4800 m circa;
- **Protezione delle sottostrutture negli attraversamenti.** In corrispondenza dei due attraversamenti principali di Rio Nou e Rio Is Cungiaus, verranno previste opere di protezione della fondazione, anti-scalzamento, a causa della possibile azione erosiva della corrente in occasione di ipotetici eventi di piena;
- **Protezione dell'ultimo tratto del canale Is Corrias.** Nel progetto preliminare, è prevista la realizzazione degli ultimi 350 m del canale Is Corrias, prima della sua confluenza nella zona di espansione, nei pressi della "vecchia masseria", con un grande canale terra. Si è ritenuto quanto mai opportuno proteggere le sponde del canale con materassi anti-erosione tipo reno, in ragione di velocità che sono state calcolate fino a valori di 3 m/s in occasione di eventi di piena, che possono essere causa di fenomeni di erosione spondale;
- **Rettifica della pendenza del canale Rio Salius.** La zona allo stato attuale è caratterizzata da un canale con pendenze non costanti e piuttosto variabili localmente lungo lo sviluppo del profilo longitudinale. Si è pensato di ricreare una situazione di deflusso più regolare, a moto uniforme, con l'introduzione di una pendenza costante.

Si evidenzia infine (non citato in tabella, in quanto miglioramento che non ricade sull'aspetto di salvaguardia dal pericolo idraulico, il miglioramento di funzionalità dei sistemi di vasche di laminazione, anche in ottica manutentiva.

Le tubazioni in uscita alle vasche sono state previste con funzionamento a pressione, tarato esattamente sulle portate e quote appena descritte, allo scopo di regolare le portate di uscita, in modo da non far defluire l'acqua di piena nella durata dell'evento meteorico.

Si evidenzia infatti che la soluzione di PP, così come definita, cioè con canali a pelo libero, se funzionante a gravità (e non regolato da strumenti di regolazione artificiale (a funzionamento elettrico quali paratie con valvole o sensori di livello), lascerebbe comunque defluire delle portate residue, in base alle capacità dei canali di smaltimento.

Bacino	Q ₂₀₀ (m ³ /s)	STATO ATTUALE			PROGETTO PRELIMINARE			OFFERTA TECNICA		
		Configurazione	Pericolosità	Lunghezza tratto esondabile	Misura di Protezione	Caratteristiche	Pericolosità residua	Miglioria	Caratteristiche	Pericolosità à residua
Zona Is Corrias	47.94	Nessuna regimazione	Esondazione diffusa per TR<50anni	3000 m	Canale Is Corrias	Raccolta Q=47,70	Erosione canale in terra (v=3 m/s)	Protezione d'alveo del tratto finale	Protezione con materassi Reno	Nessuna
					Tombini di permeabilità idraulica	Drenaggio da Sud verso Nord	Nessuna	Protezione del piede rilevato	Protezione con massi sciolti	Nessuna
Rio Salius	56.22	Alveo naturale (insufficiente)	Esondazione diffusa per TR<50anni Q _{max} =56,22 m ³ /s V _{max} =360.000 m ³	200 m	Sistemazione Rio Salius Vasca di laminazione (comune)	Alveo trapezio (500m monte) Q _{max} =20,00 m ³ /s V _{max} =213.000 m ³	Nessuna a monte SS 554 Permanente a valle SS 554	Uniformata pendenza costante (1,07%) Protezione del piede rilevato	Caratteristiche di modo uniforme nel canale Protezione con massi sciolti	Nessuna Nessuna
Zona Rio Mortu	24.42	Nessuna regimazione	Esondazione diffusa per TR<50anni Q _{max} =24,42 m ³ /s V _{max} =122.000 m ³	750 m	Nuovi canali di raccolta acque	Alveo rettangolare (1400m)	Nessuna a monte SS 554	Protezione del piede rilevato	Protezione con massi sciolti	Nessuna
					Vasche di laminazione	Q _{max} =15,20 m ³ /s V _{max} =88.000 m ³	Permanente a valle SS 554	Incremento capacità vasche	Q _{max} =13,72 m ³ /s V _{max} =74.000 m ³	Nessuna
Zona Rio San Lussorio	12.42	Nessuna regimazione	Esondazione diffusa per TR<50anni Q _{max} =12,42 m ³ /s V _{max} =57.000 m ³	500 m	Nuovi canali di raccolta acque Vasche di laminazione	Alveo rettangolare (750m) Q _{max} =6,00 m ³ /s V _{max} =42.000 m ³	Nessuna a monte SS 554 Permanente a valle SS 554	Protezione del piede rilevato Incremento capacità vasche	Protezione con massi sciolti Q _{max} =2,80 m ³ /s V _{max} =22.000 m ³	Nessuna Nessuna
Zona Sugoddu	6.96	Nessuna regimazione	Esondazione localizzata per TR<50anni	300 m	Tombini di permeabilità idraulica	12 tombini Nord - Sud	Nessuna a monte SS 554	Protezione del piede rilevato	Protezione con massi sciolti	Nessuna
Rio Nou	119.59	Alveo naturale (sufficiente)	Esondazioni limitate a monte e valle di SS.554	-	Nessuna	2 nuovi ponti complanari	Scalzamento fondazioni spalle	Protezione delle sottostrutture (spalle)	Protezione con massi cementati	Nessuna
Zona Selargius	24.26	Nessuna regimazione	Esondazione localizzata per TR<50anni	50 m	Nessuna	2 nuovi tombini	-	Protezione del piede rilevato	Protezione con massi sciolti	Nessuna
Rio Is Cungiaus	60.34	Alveo naturale (sufficiente)	Nessuna pericolosità	-	Nessuna	1 nuovo ponte SS 554 + 2 nuovi ponti	-	Protezione delle sottostrutture (spalle)	Protezione con massi cementati	Nessuna
Zona Quartucci	16.73	Regimazione fossi stradali	Nessuna pericolosità	-	Canale di fine lotto	Alveo rettangolare (1400m)	-	-	-	Nessuna

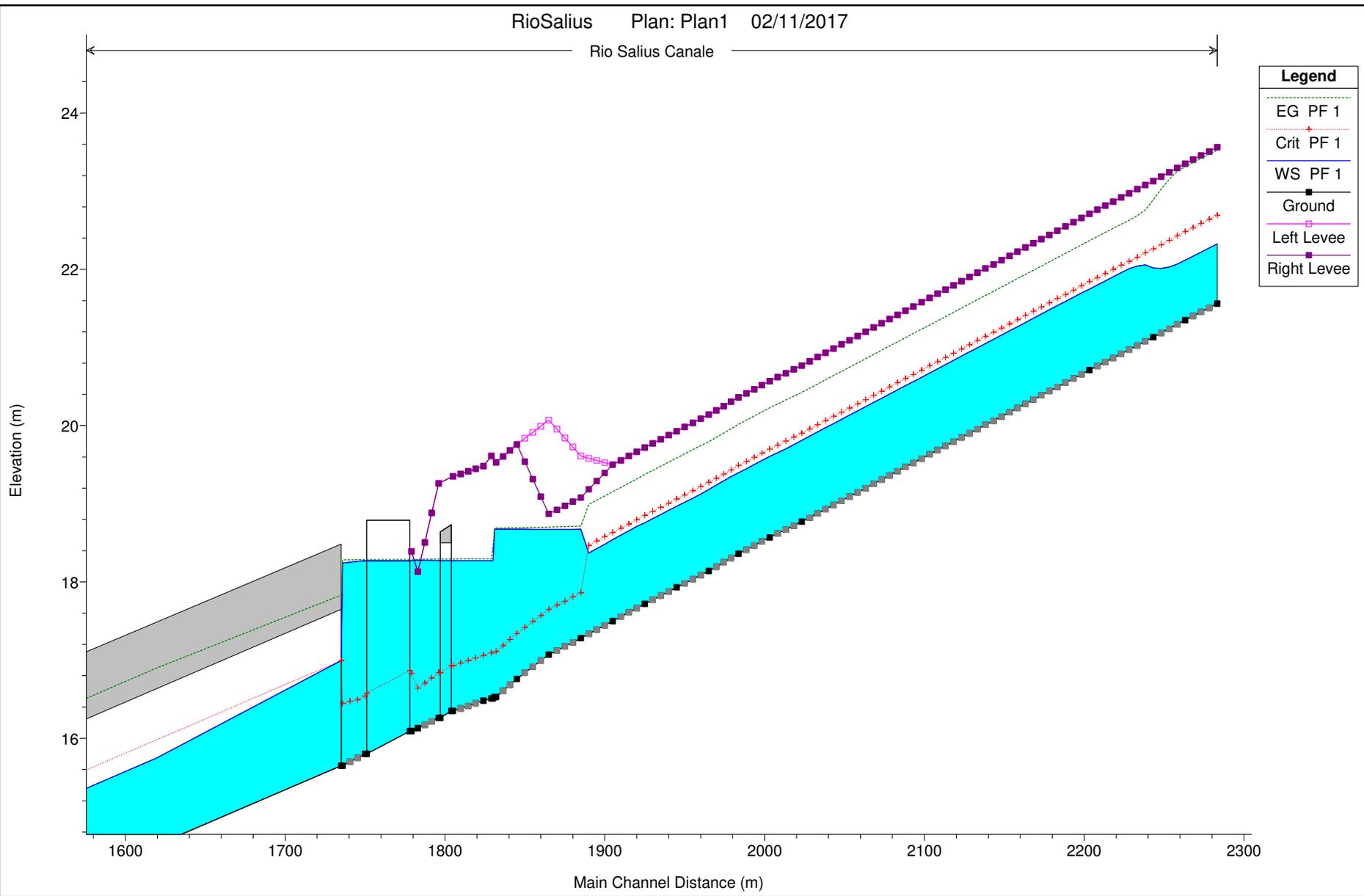
Tabella 47 – Sintesi delle proposte migliorative

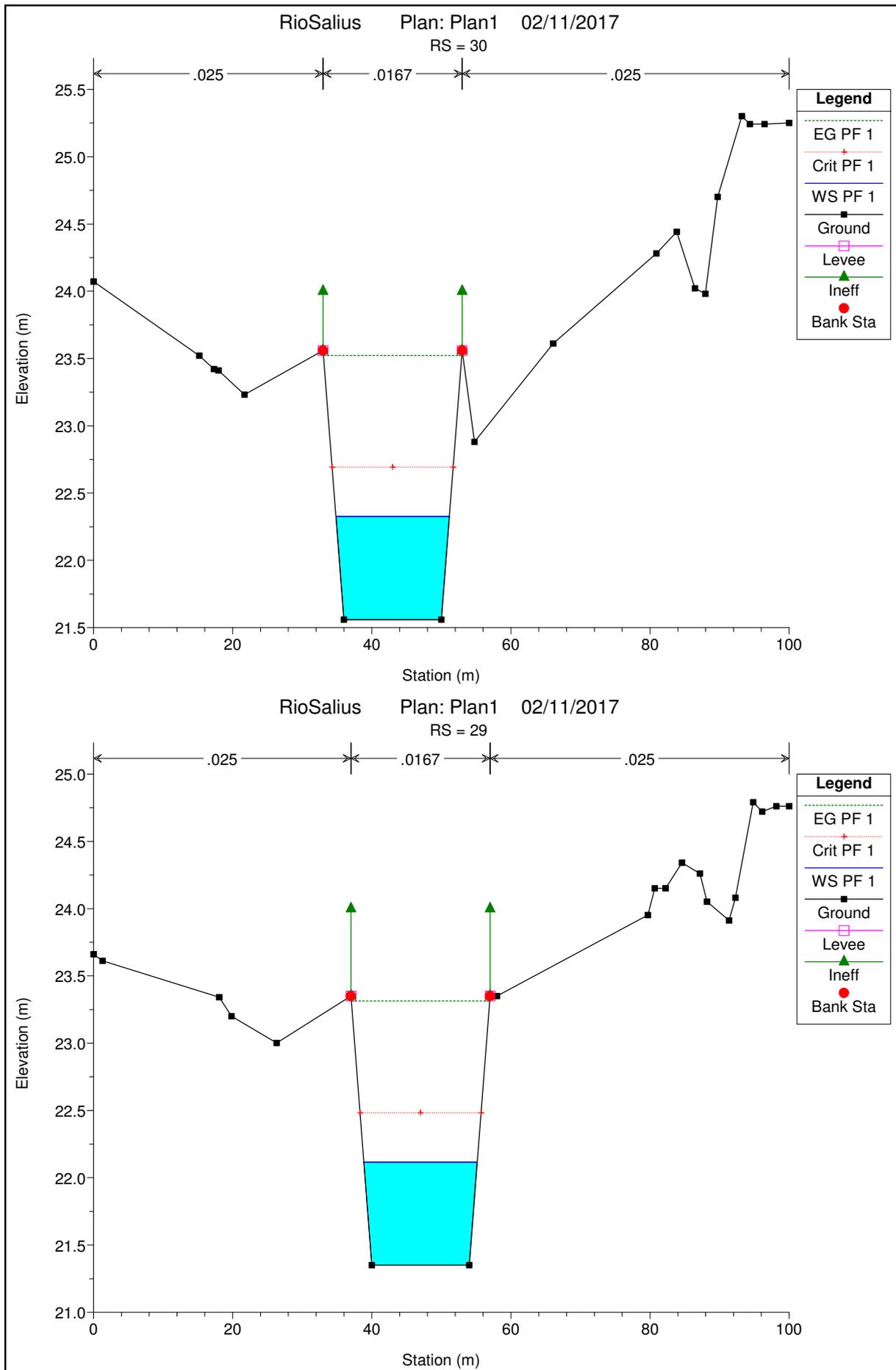


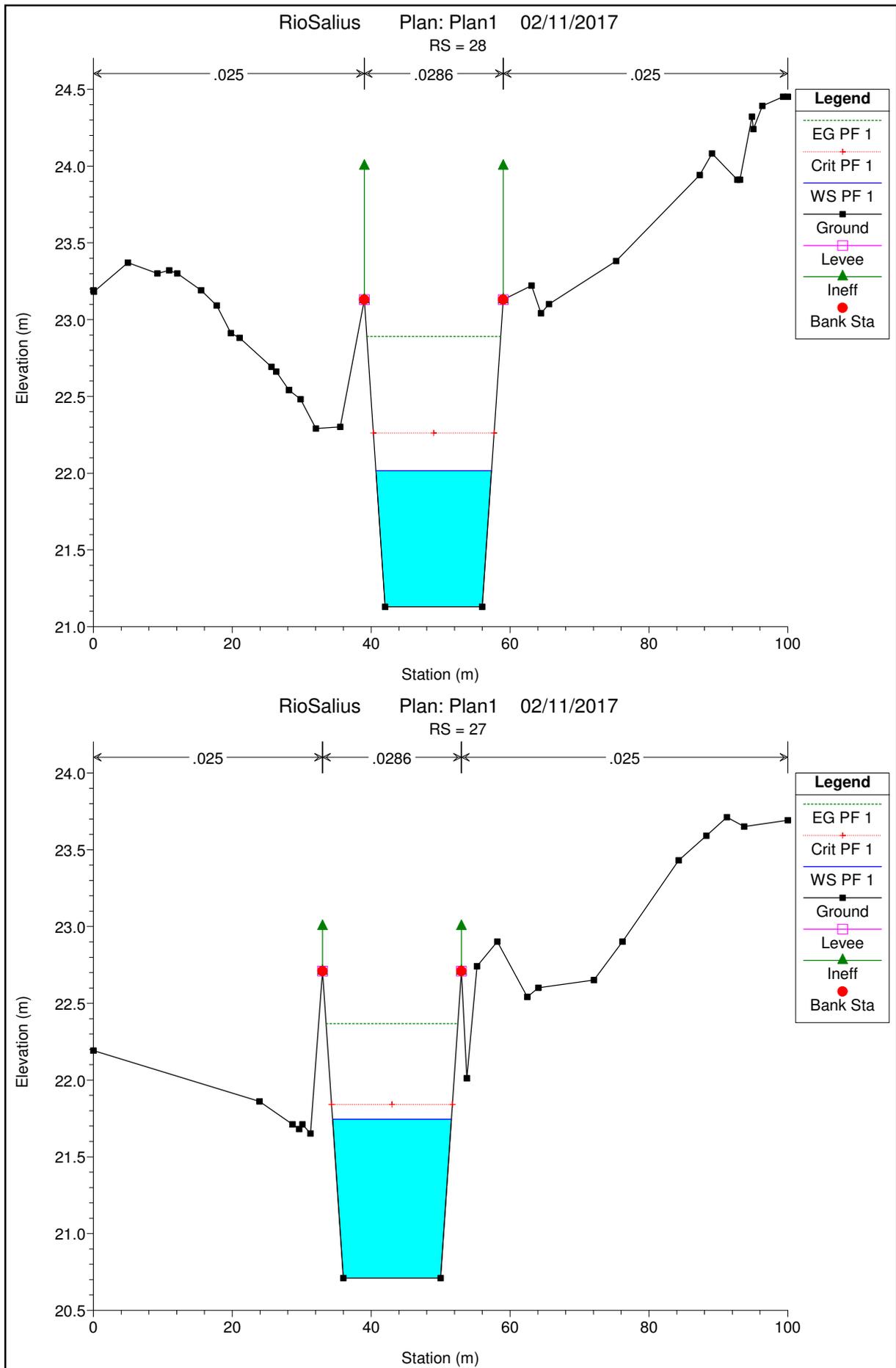
9 ALLEGATI

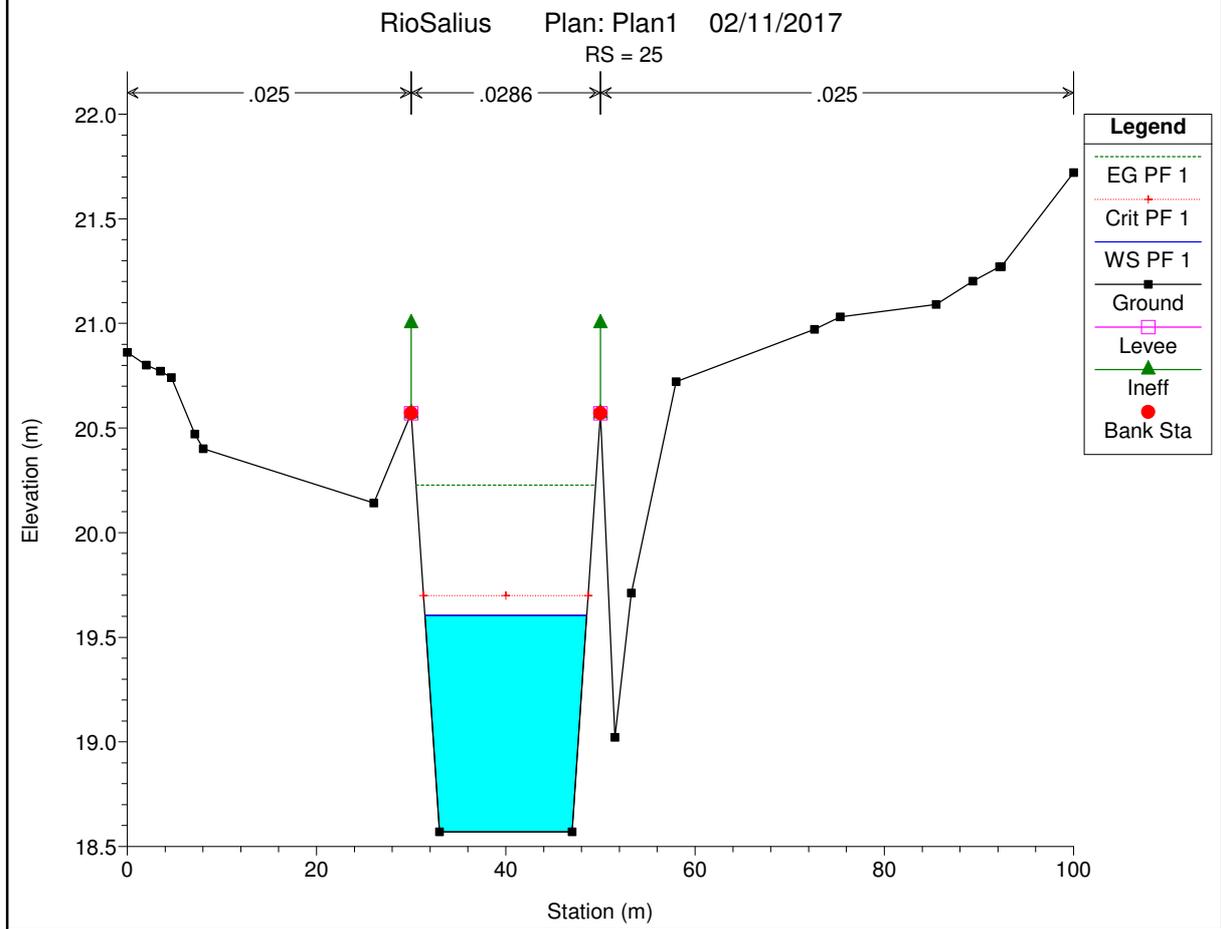
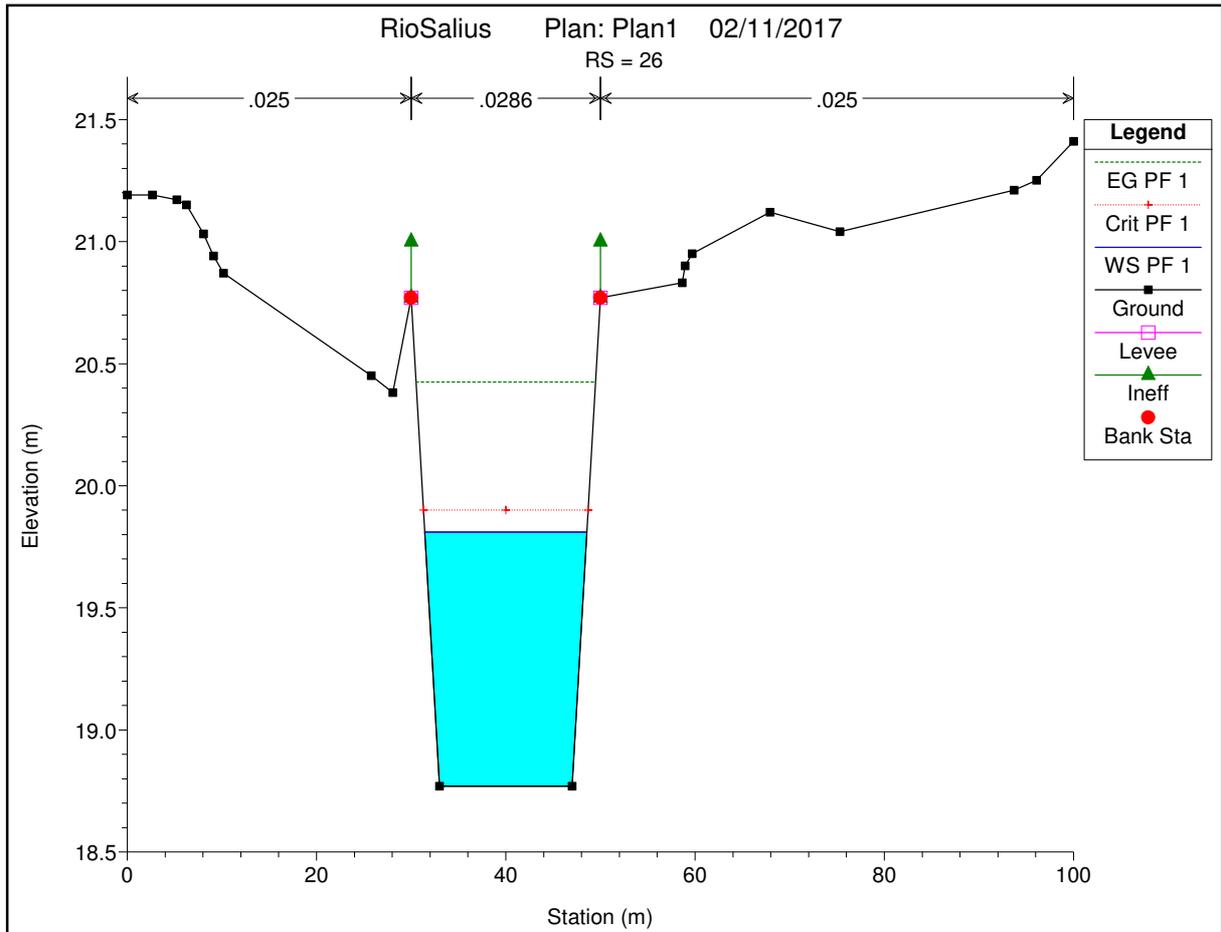
9.1 Risultati simulazione HEC-RAS Rio Salius – stato di progetto

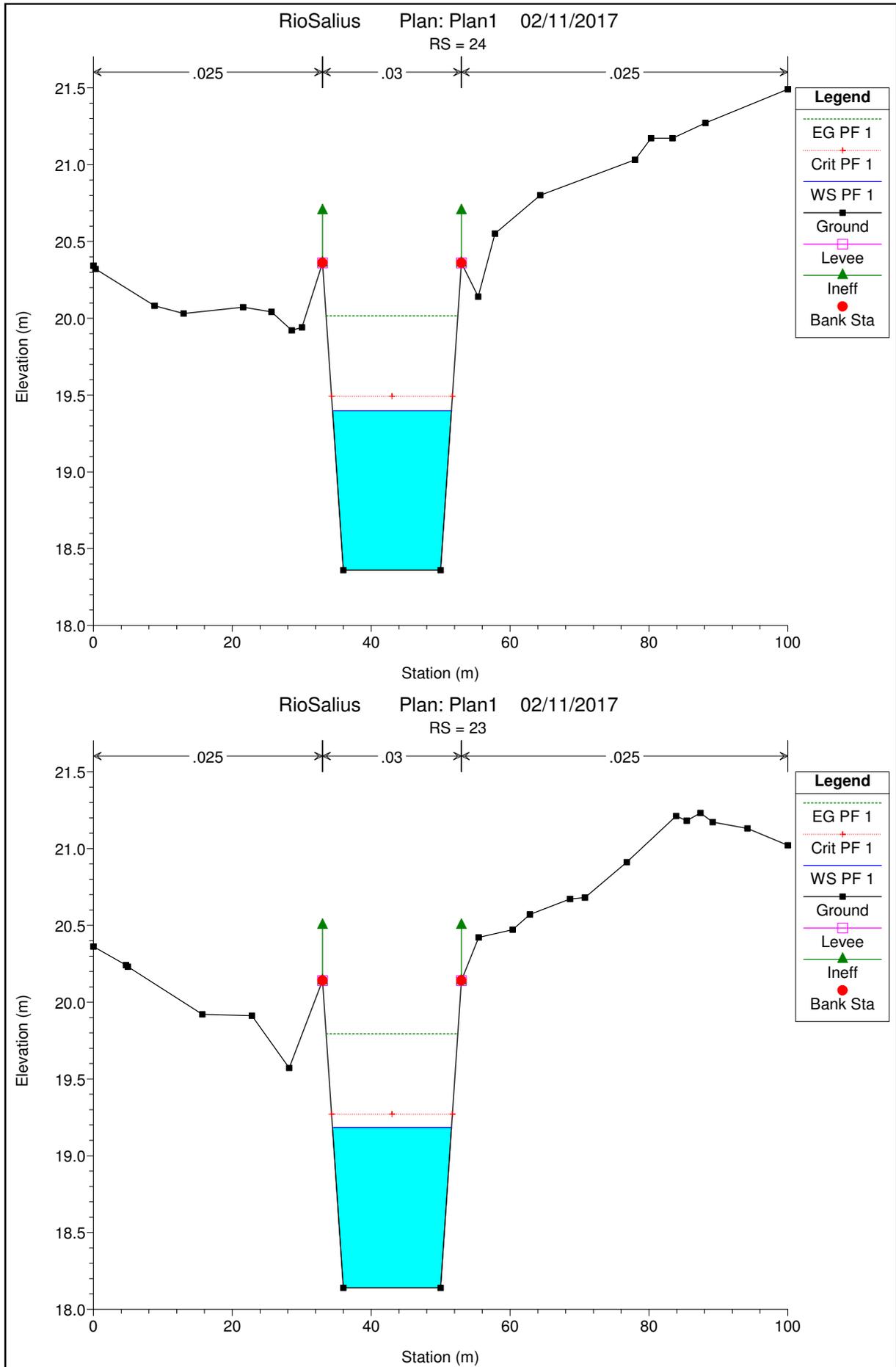
Rio Salius Canale

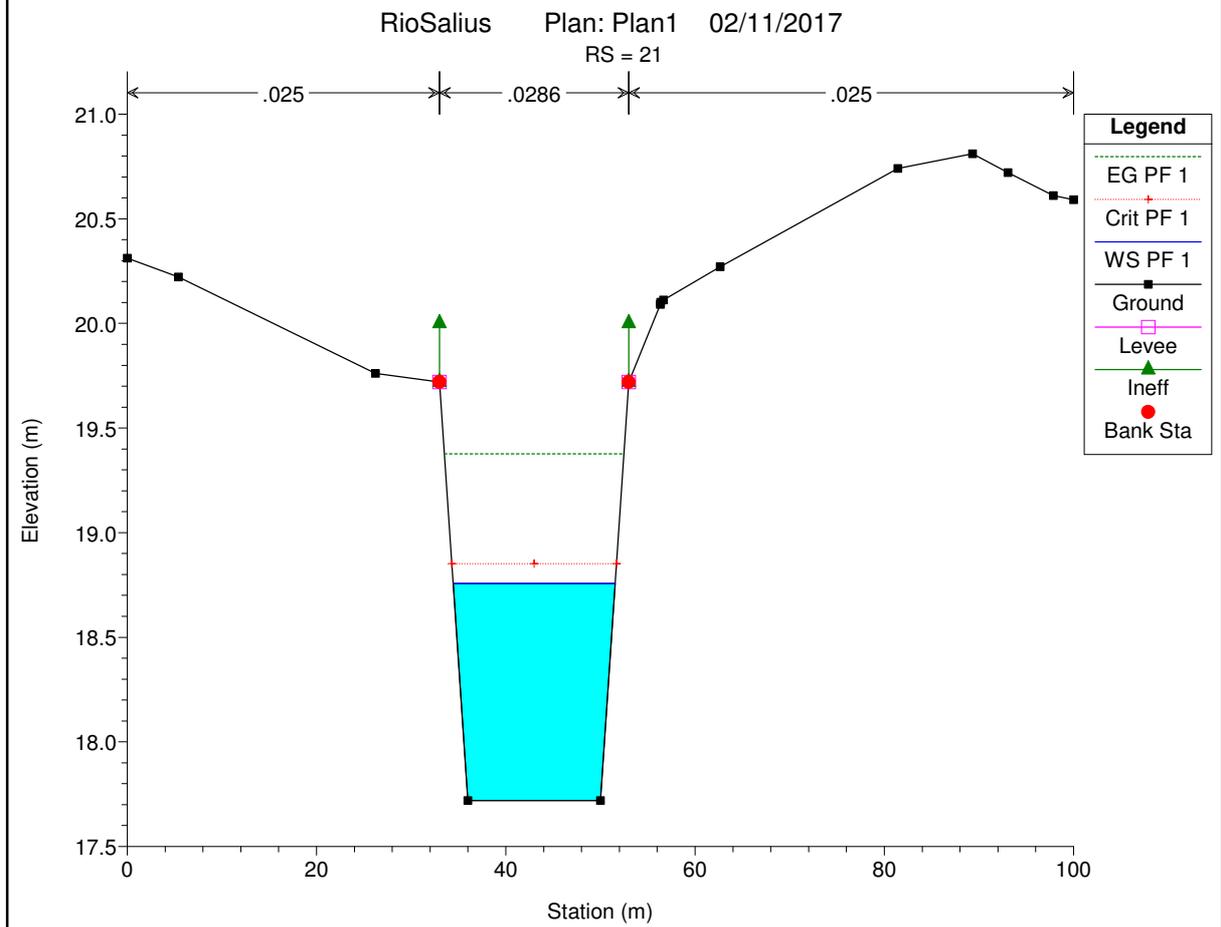
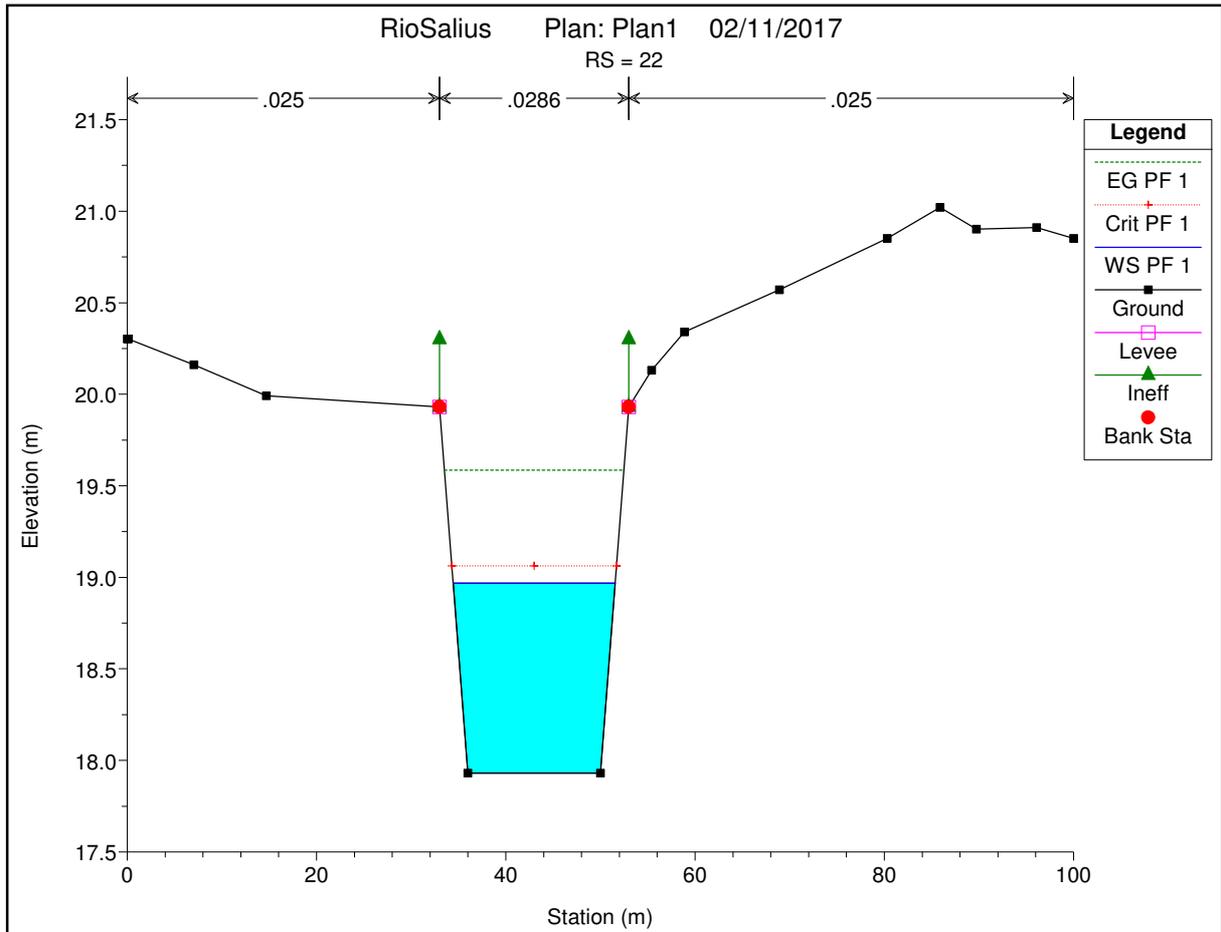


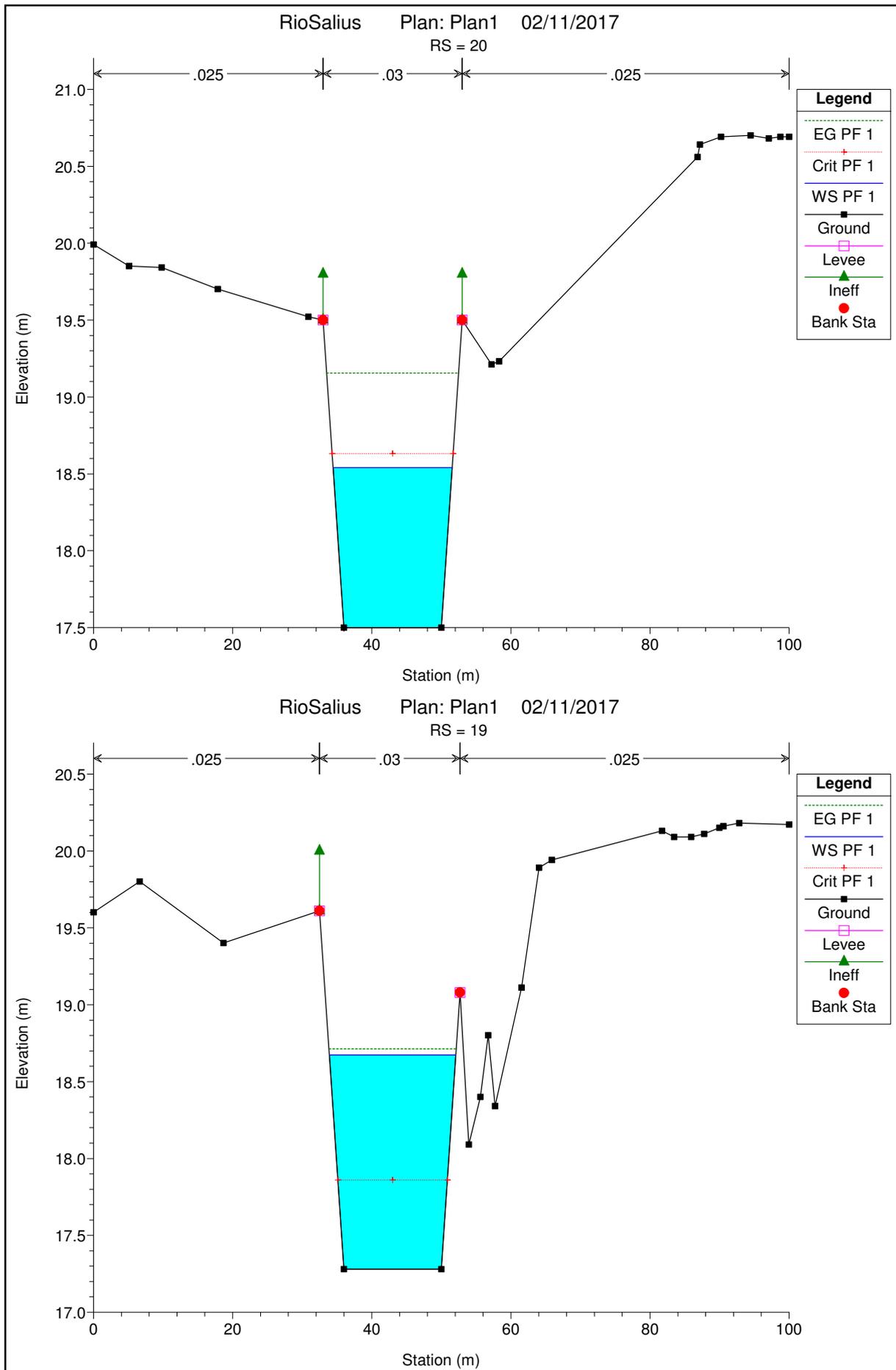


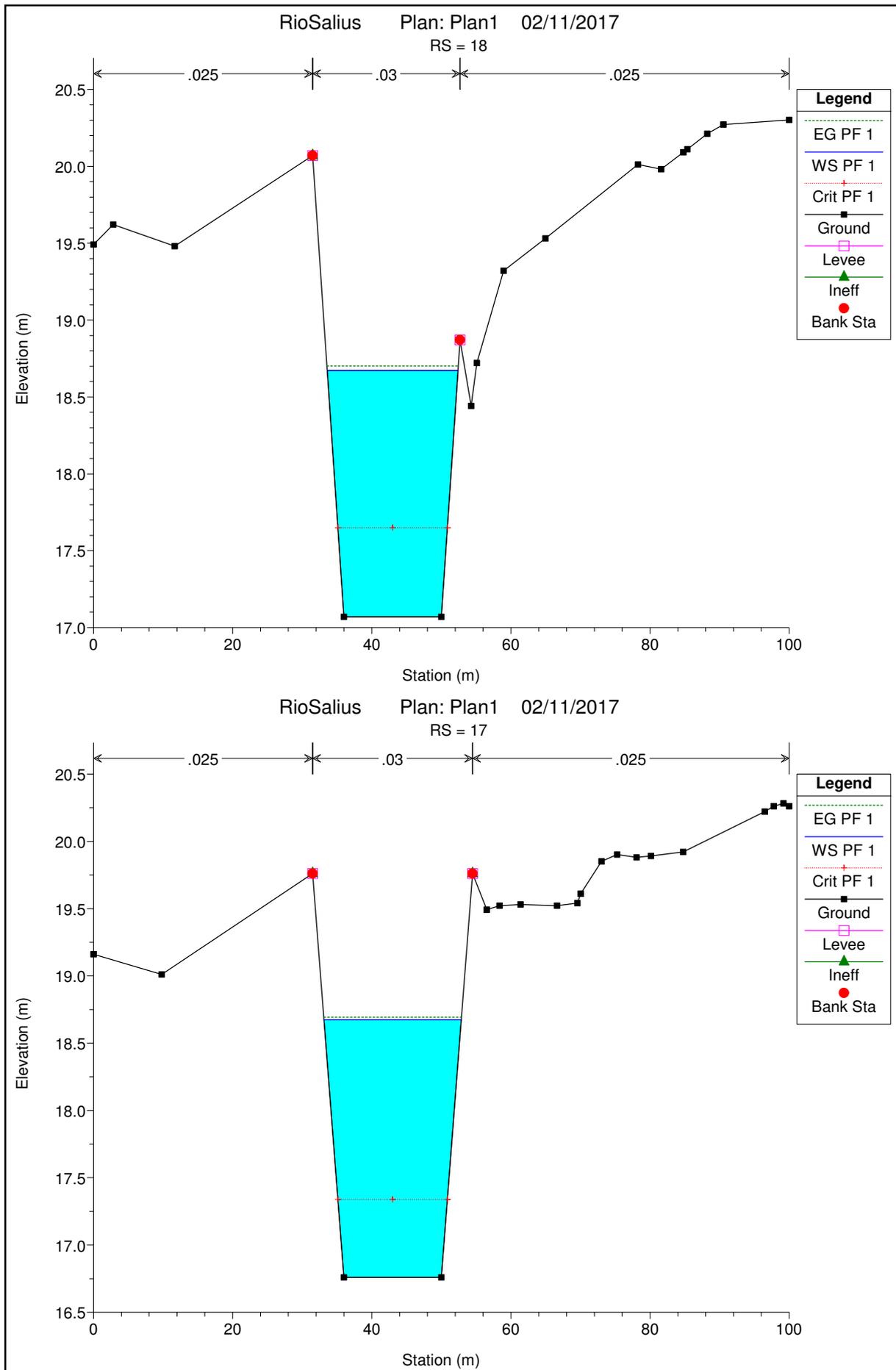


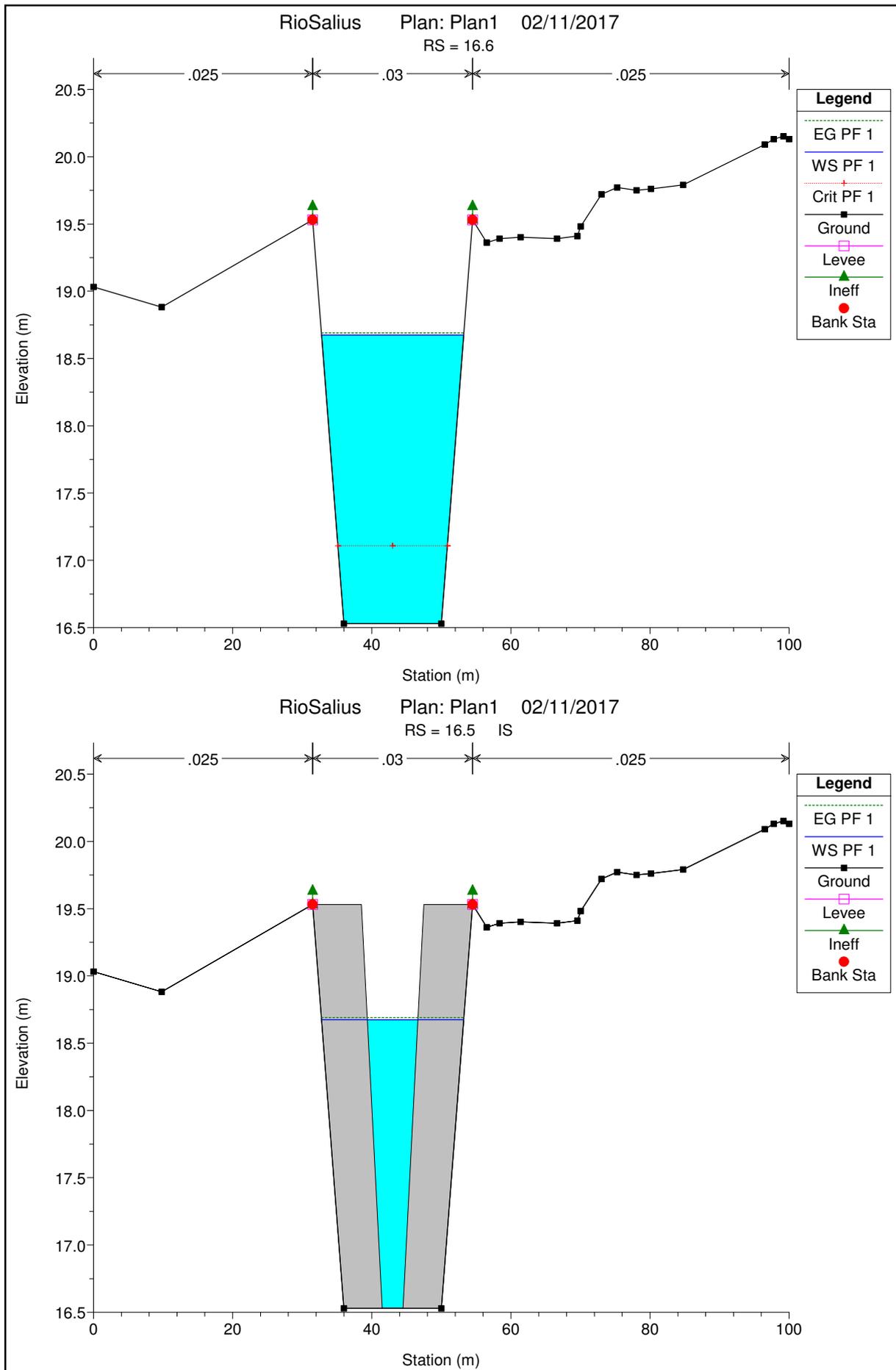


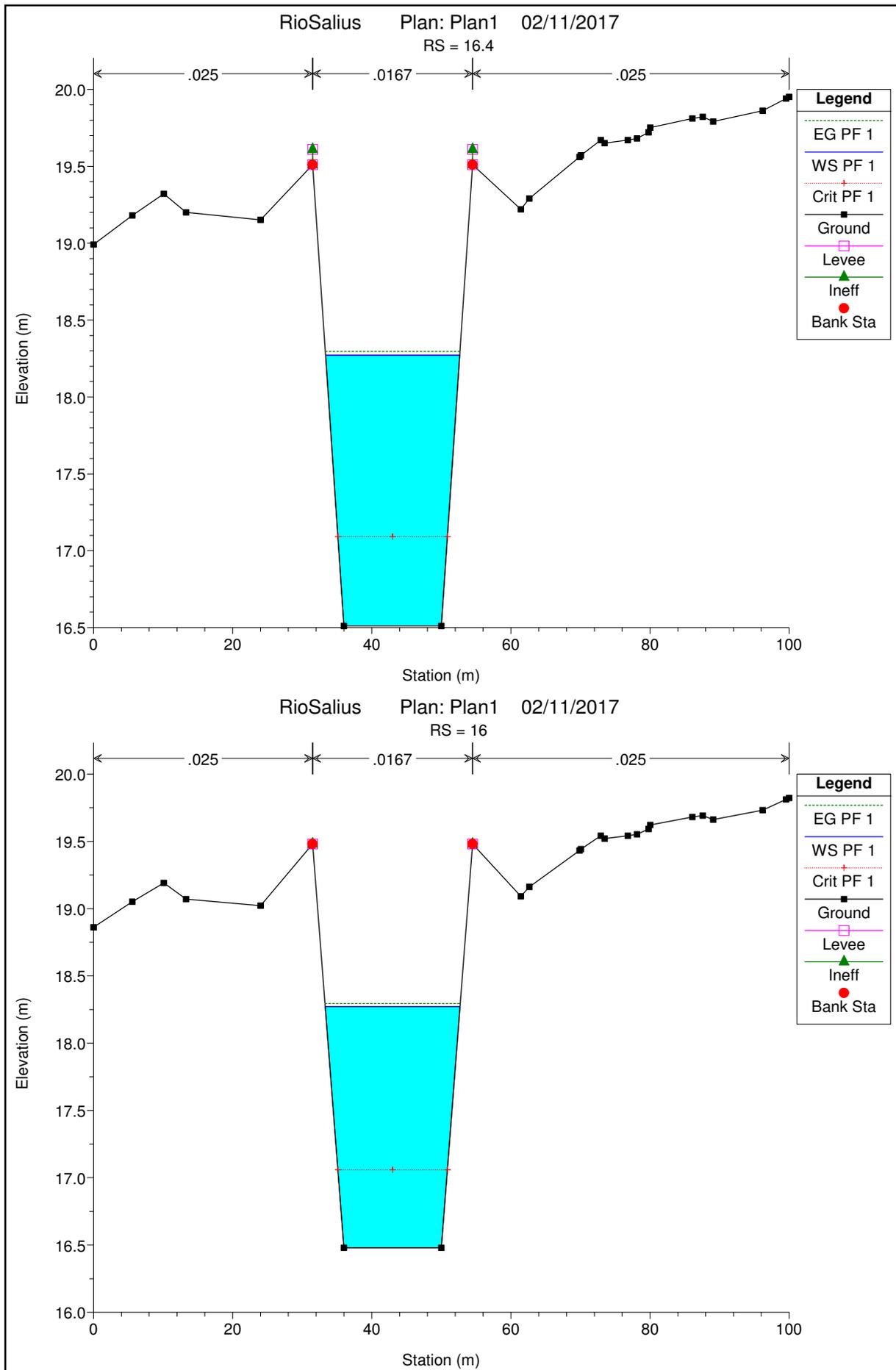


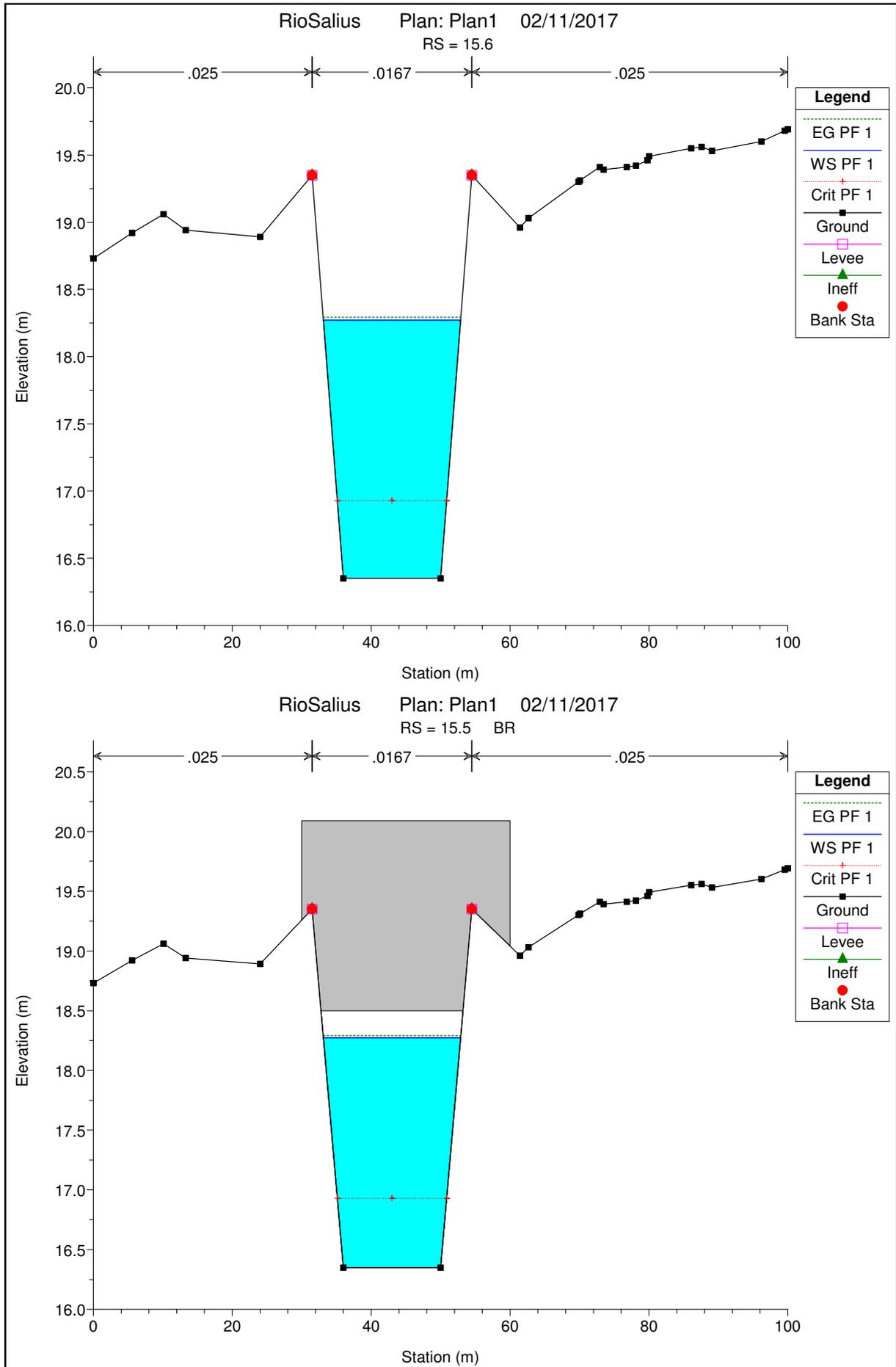


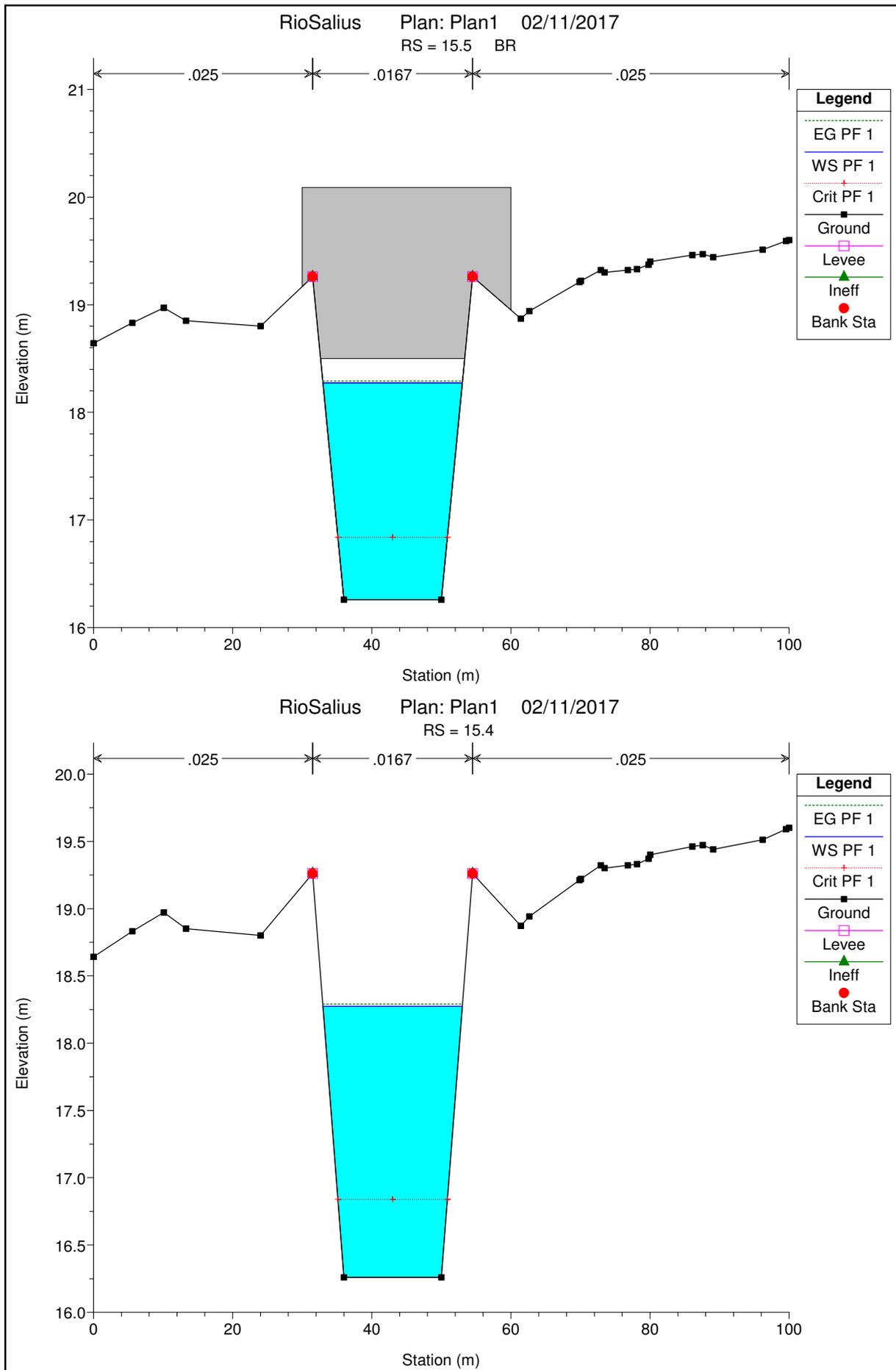


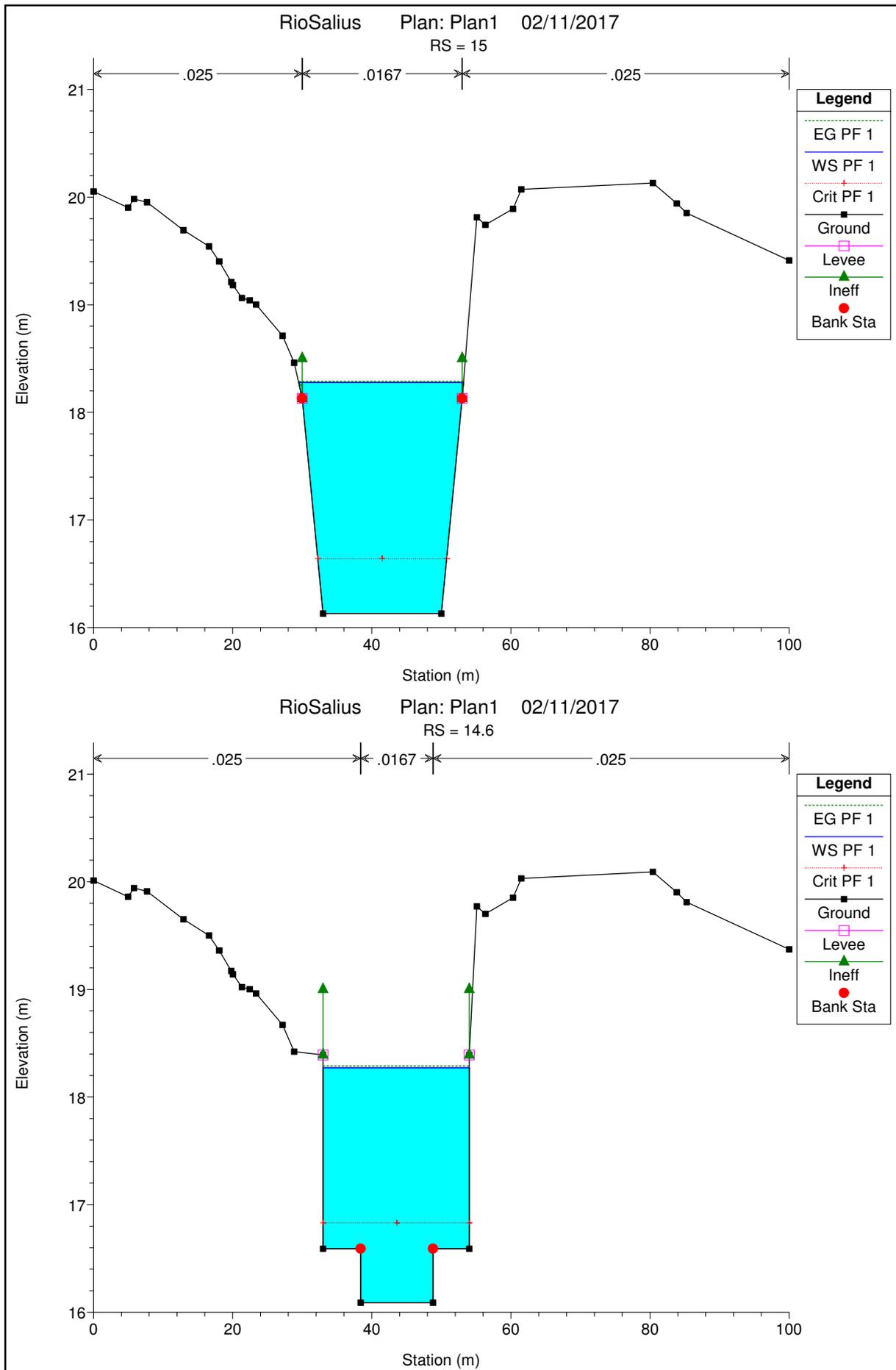


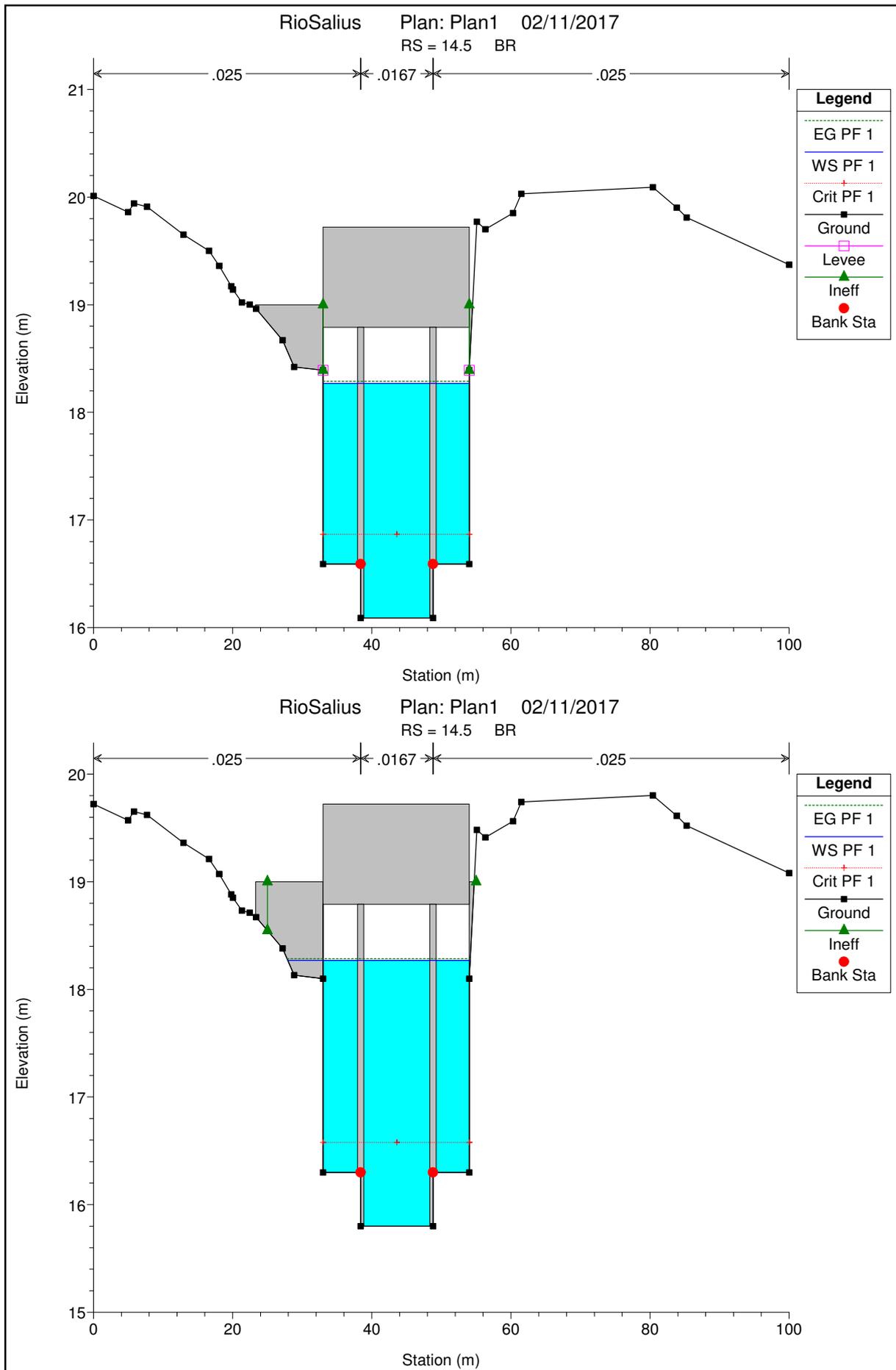


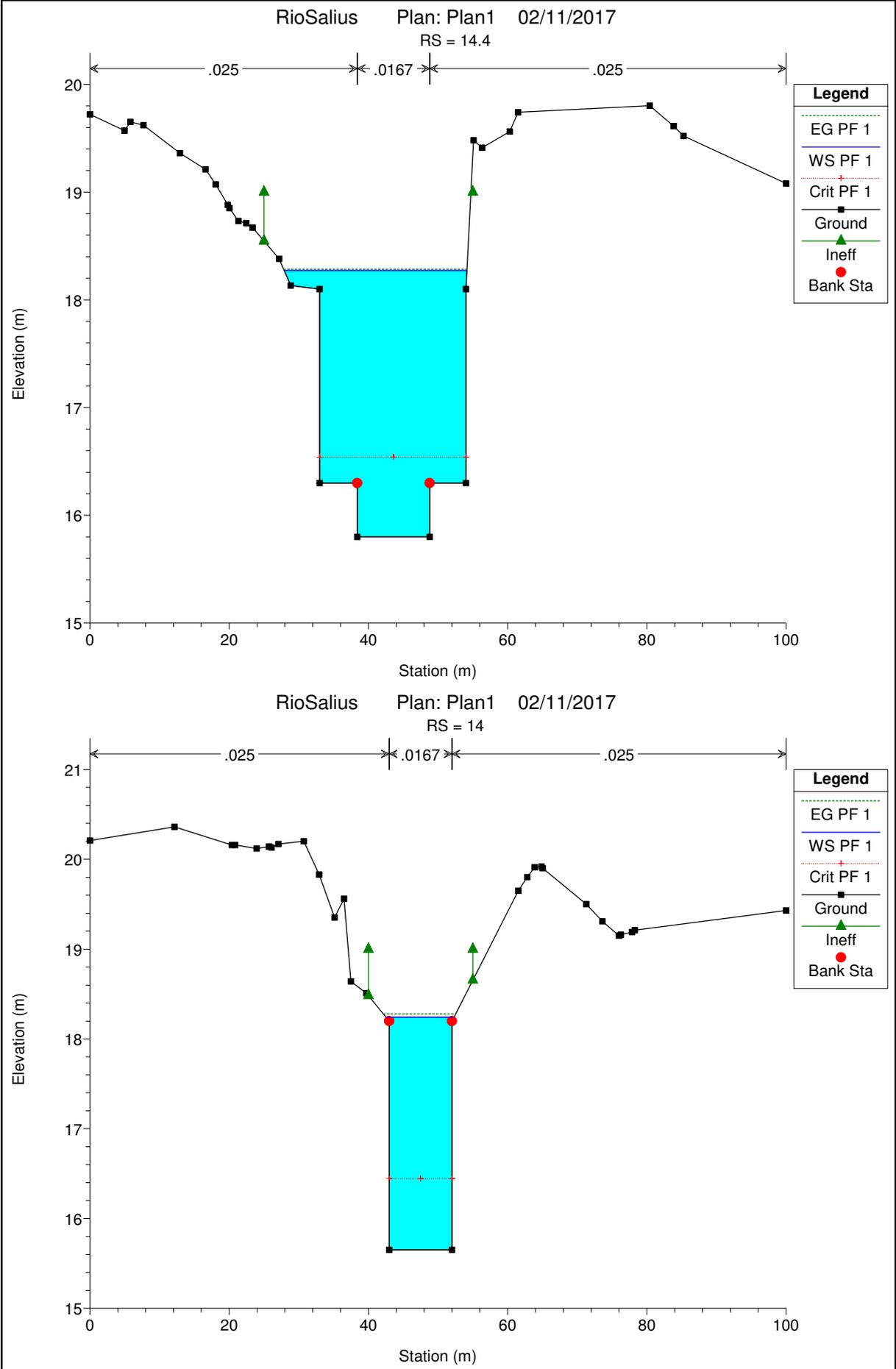


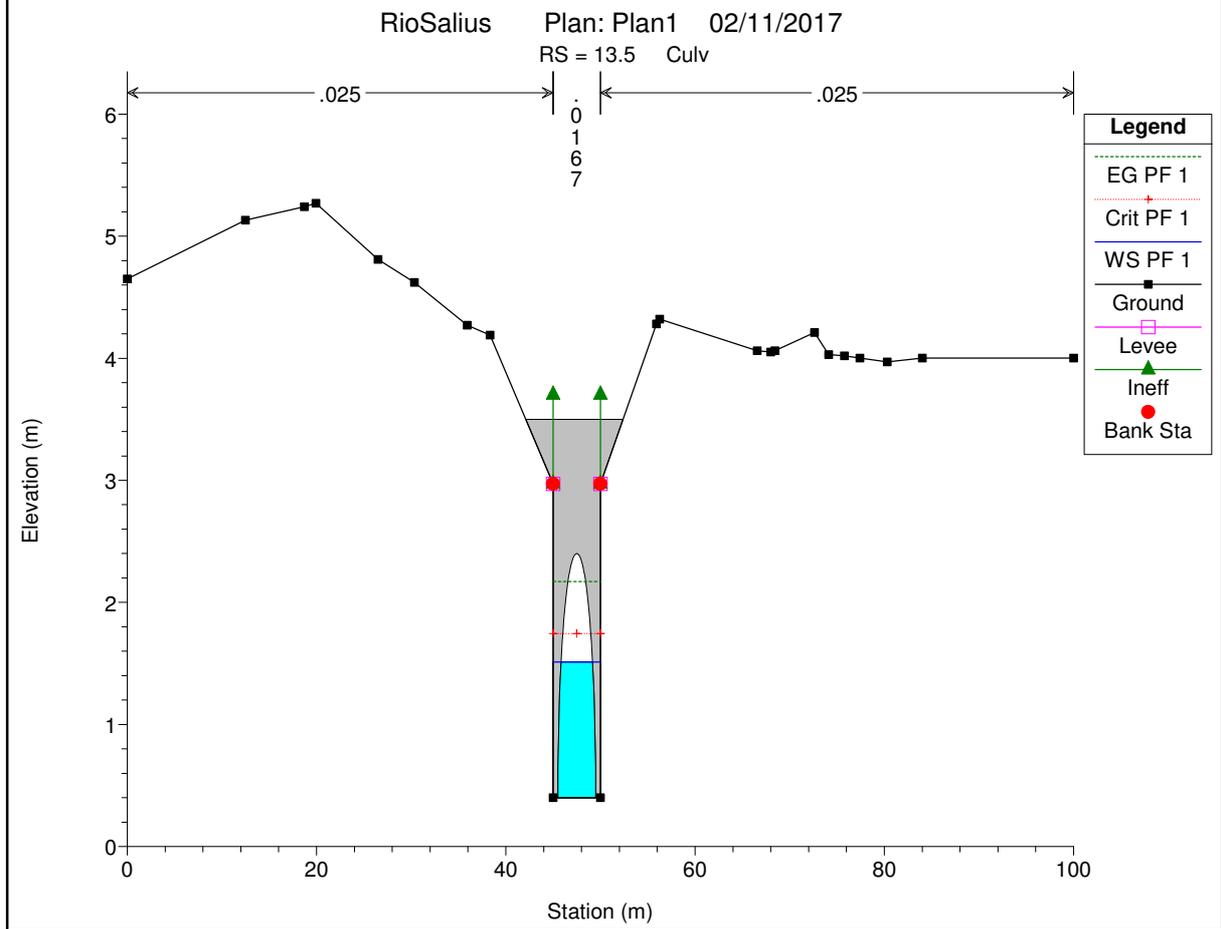
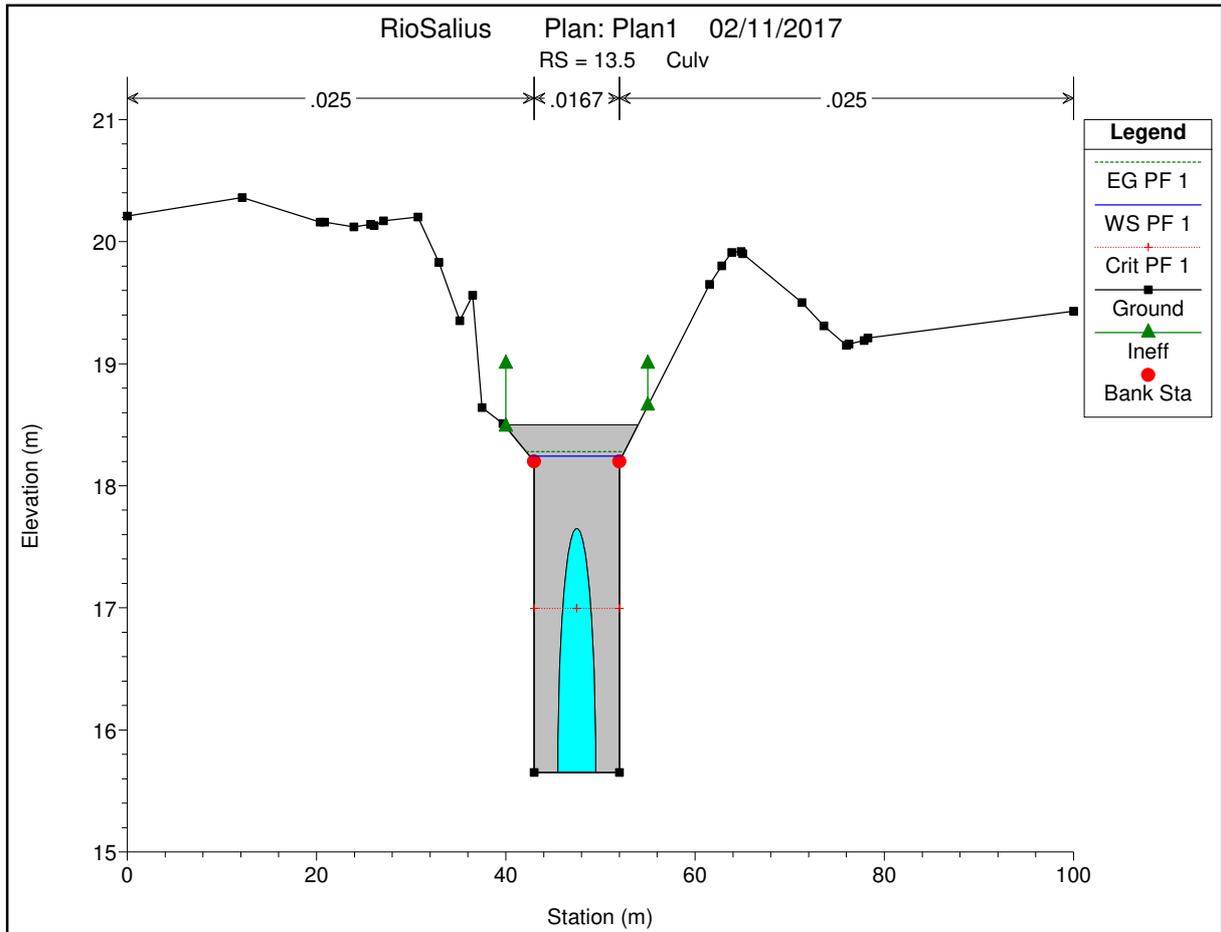






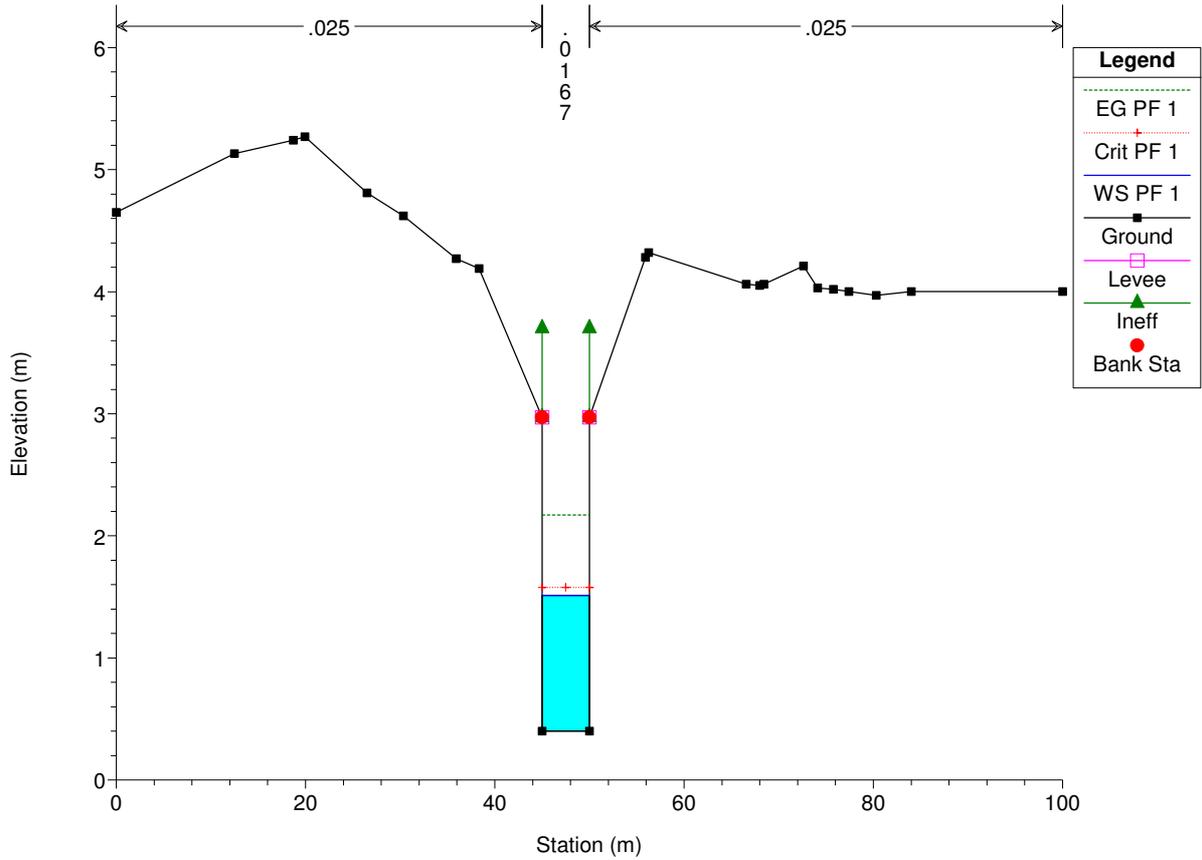






RioSalius Plan: Plan1 02/11/2017

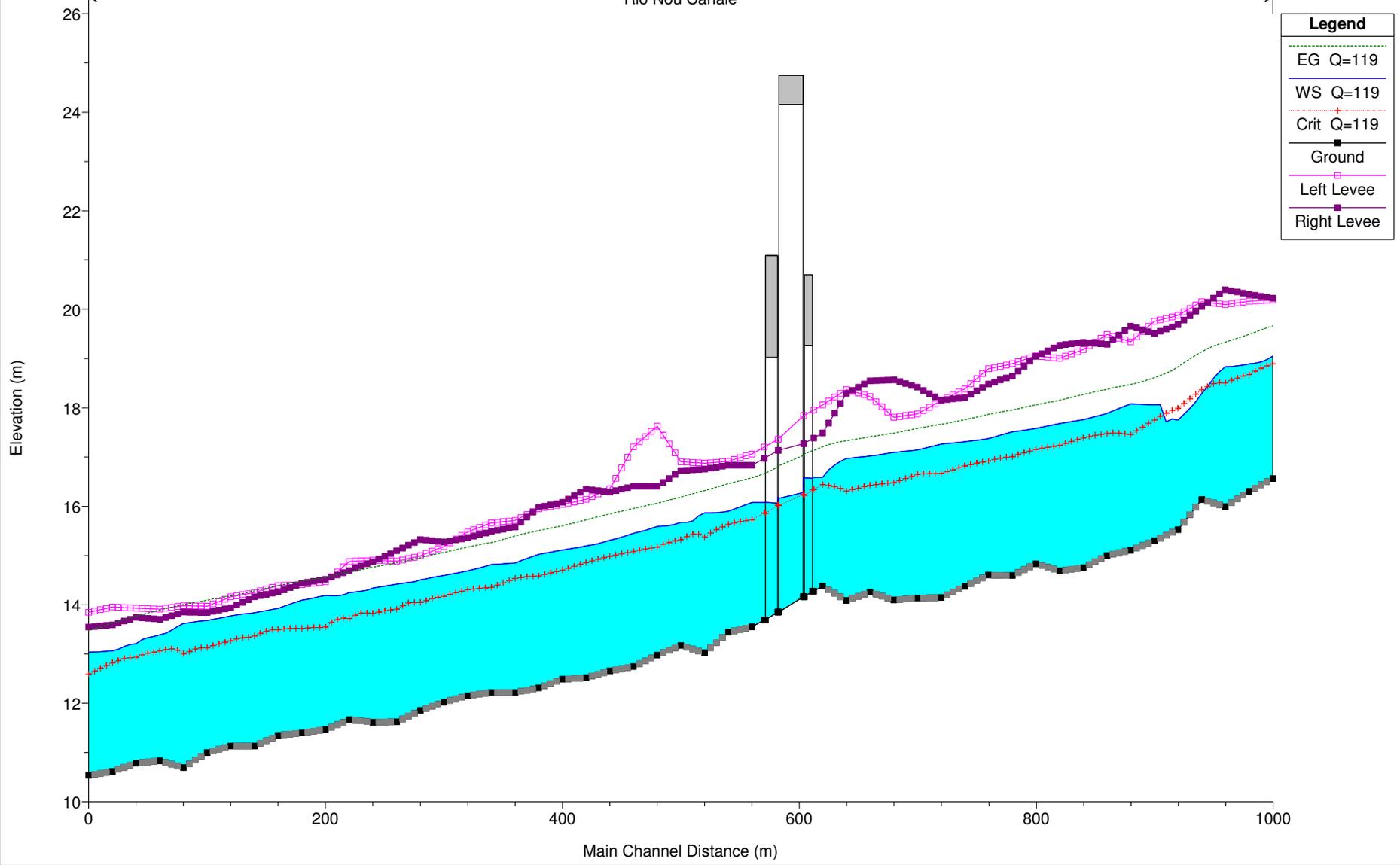
RS = 13

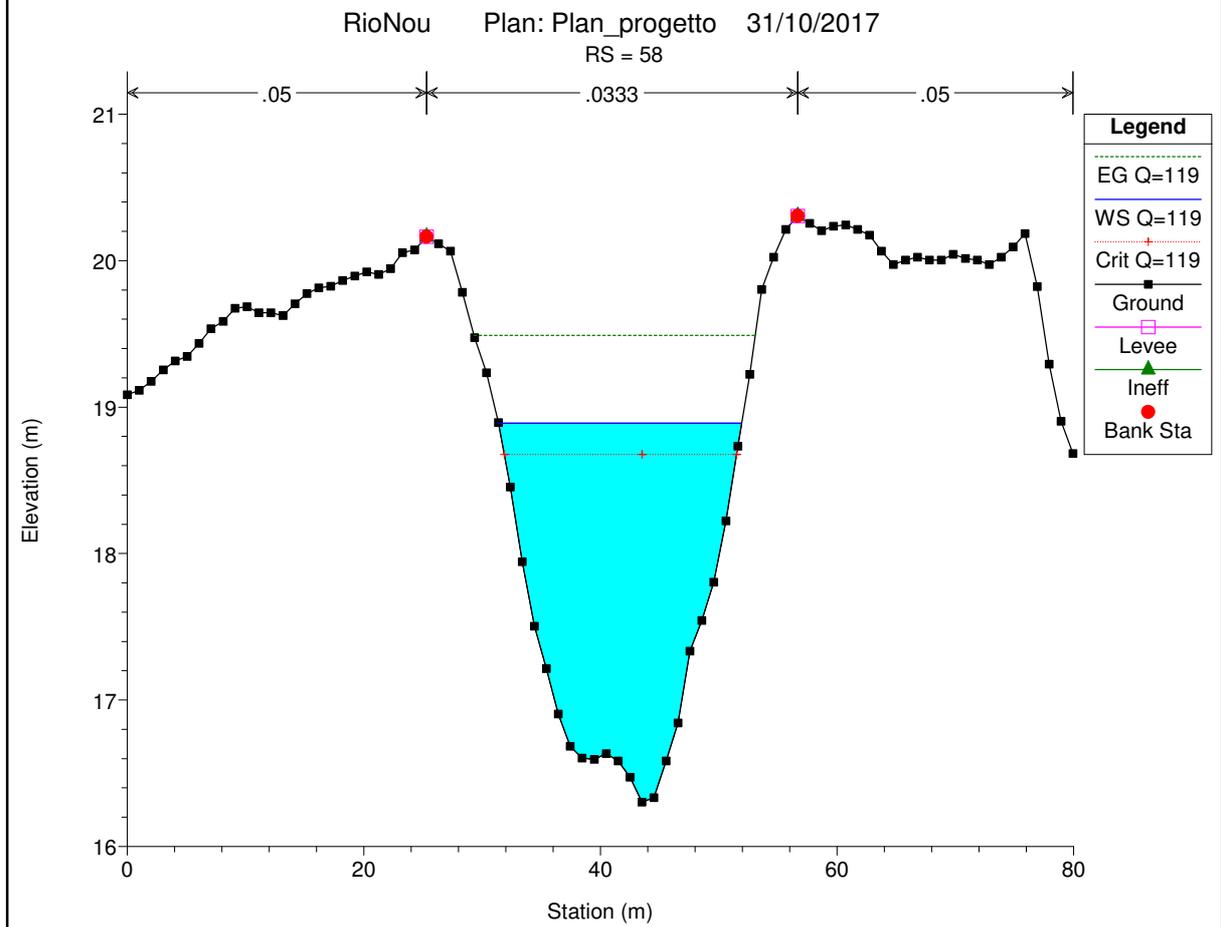
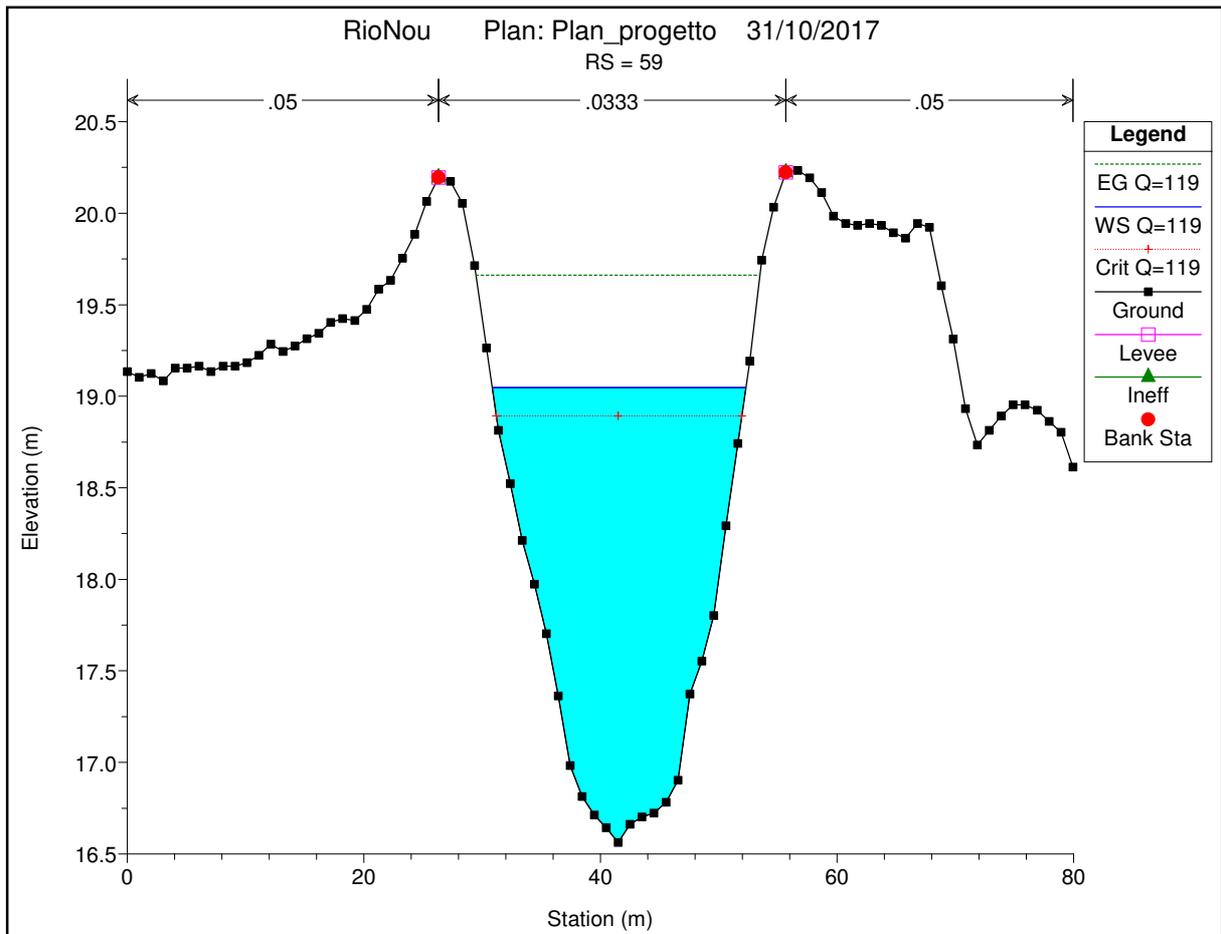


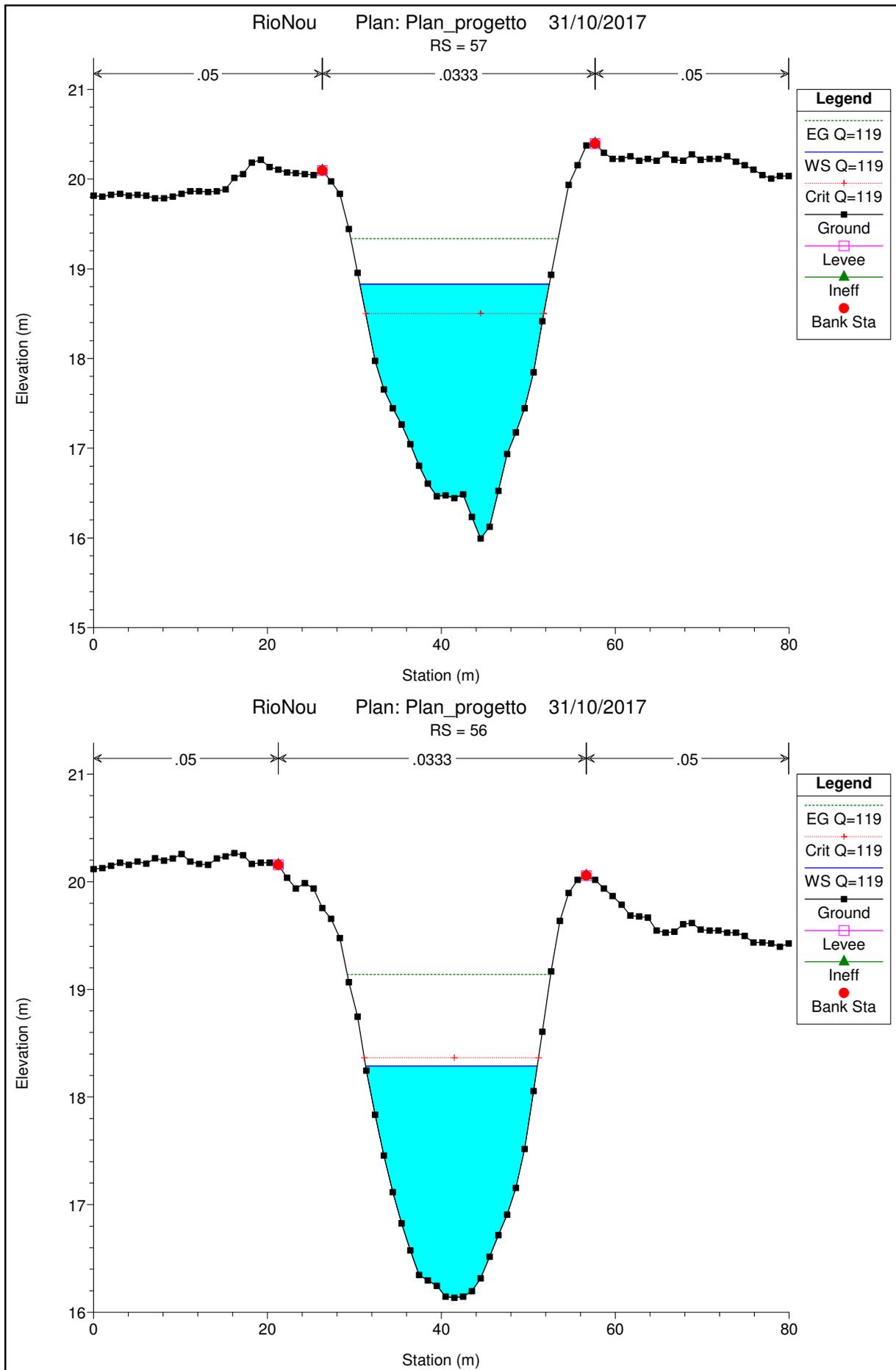


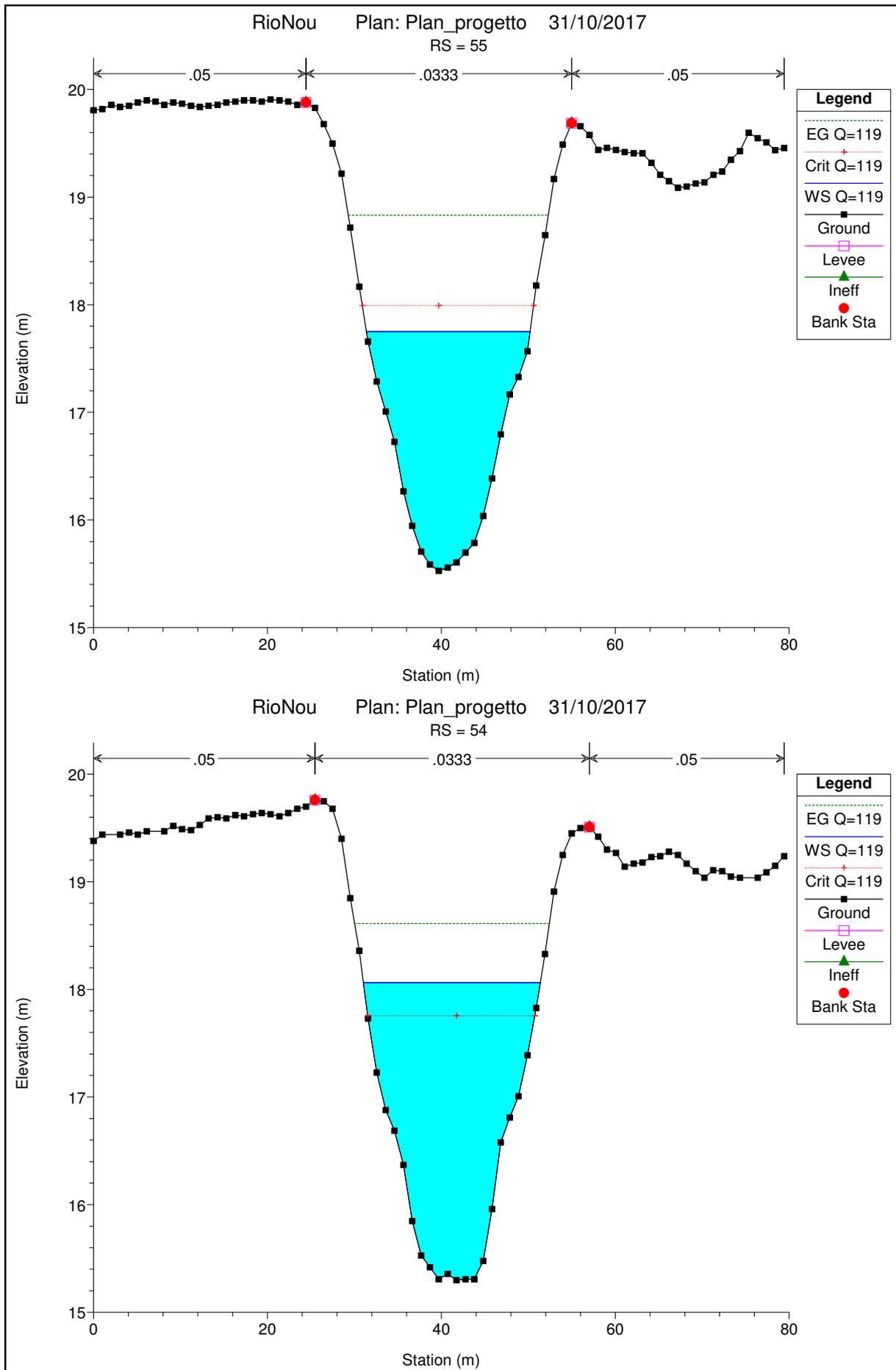
9.2 Risultati simulazione HEC-RAS Rio Nou – stato di progetto

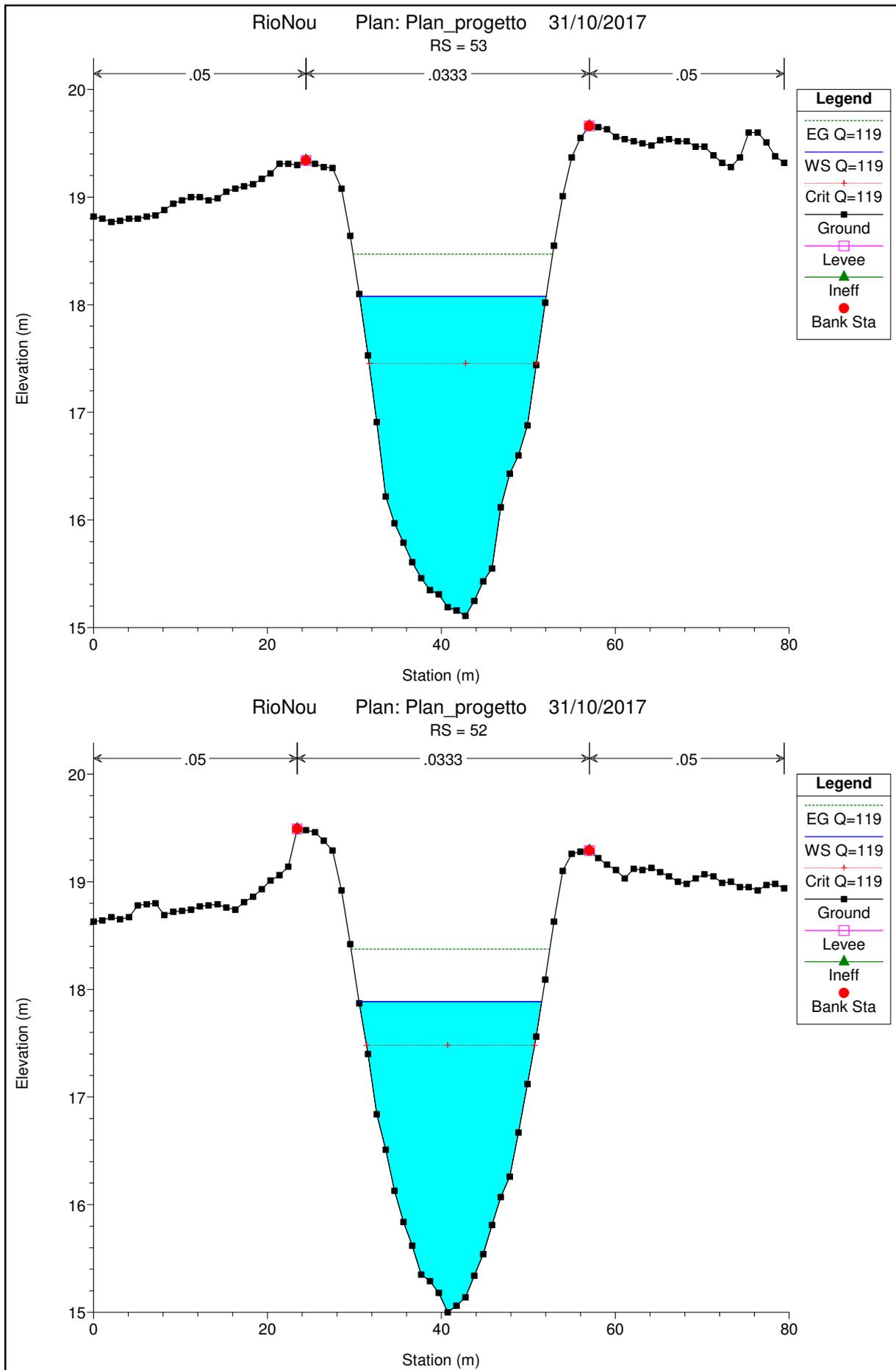
Rio Nou Canale

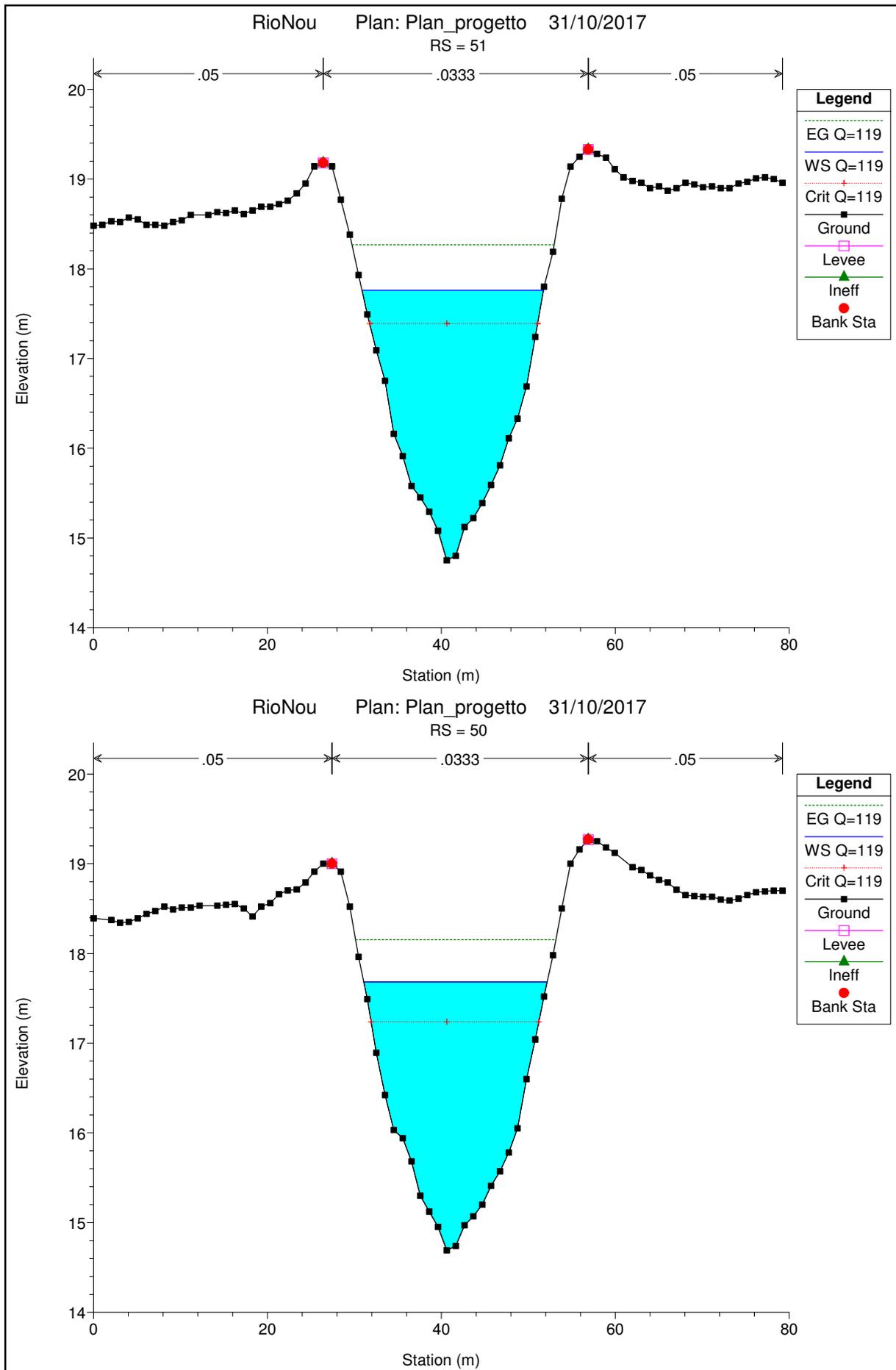


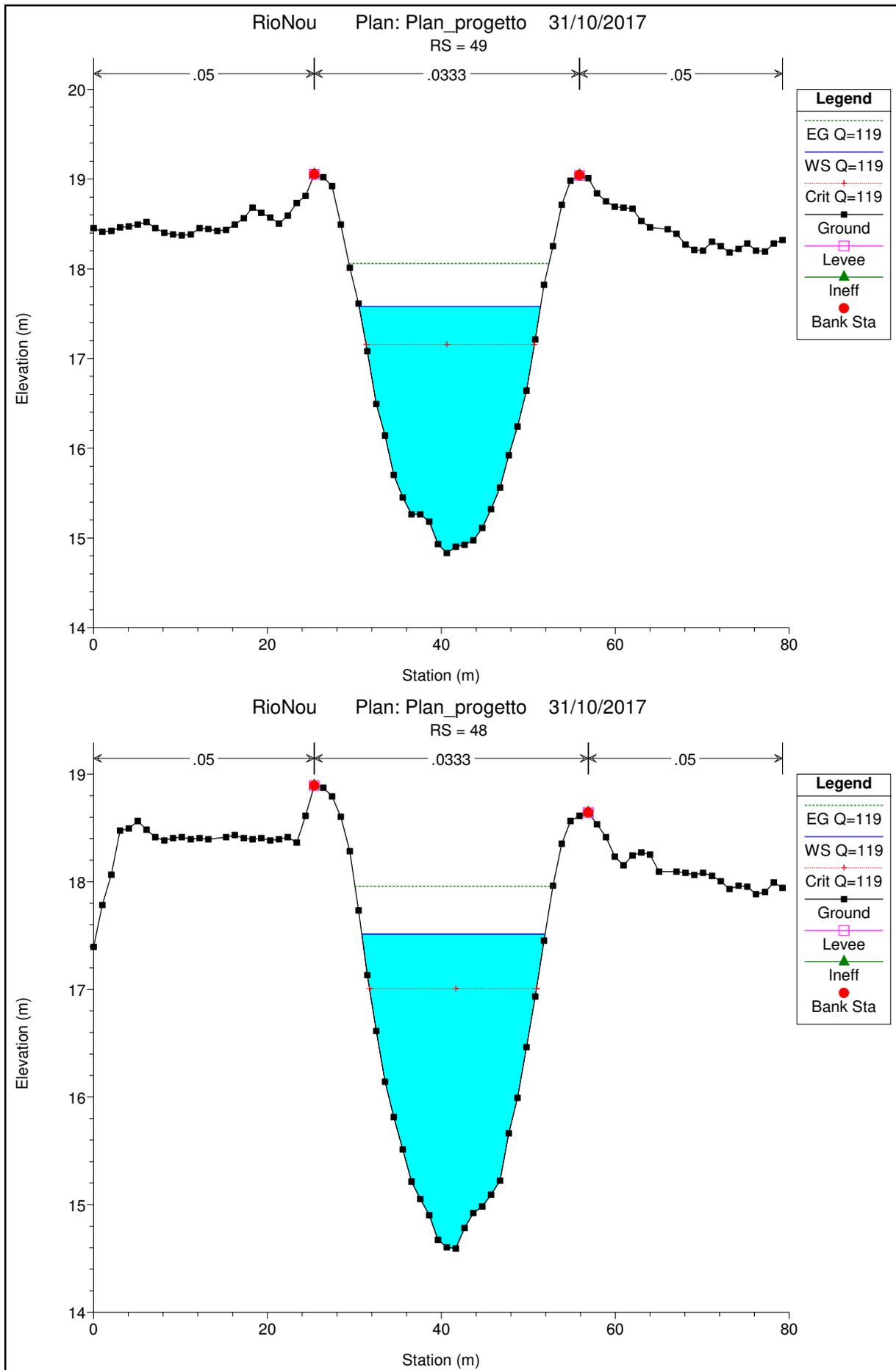


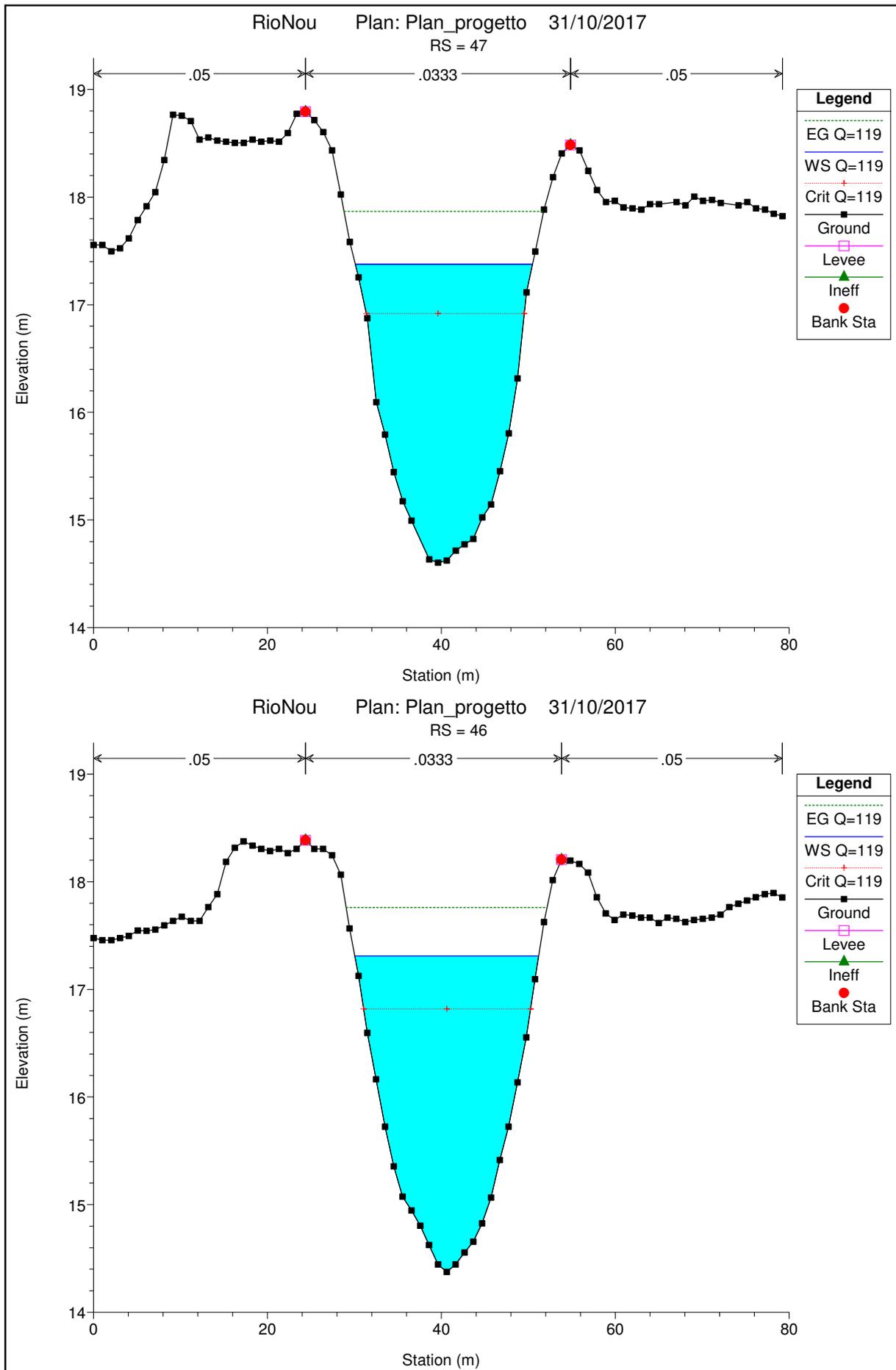


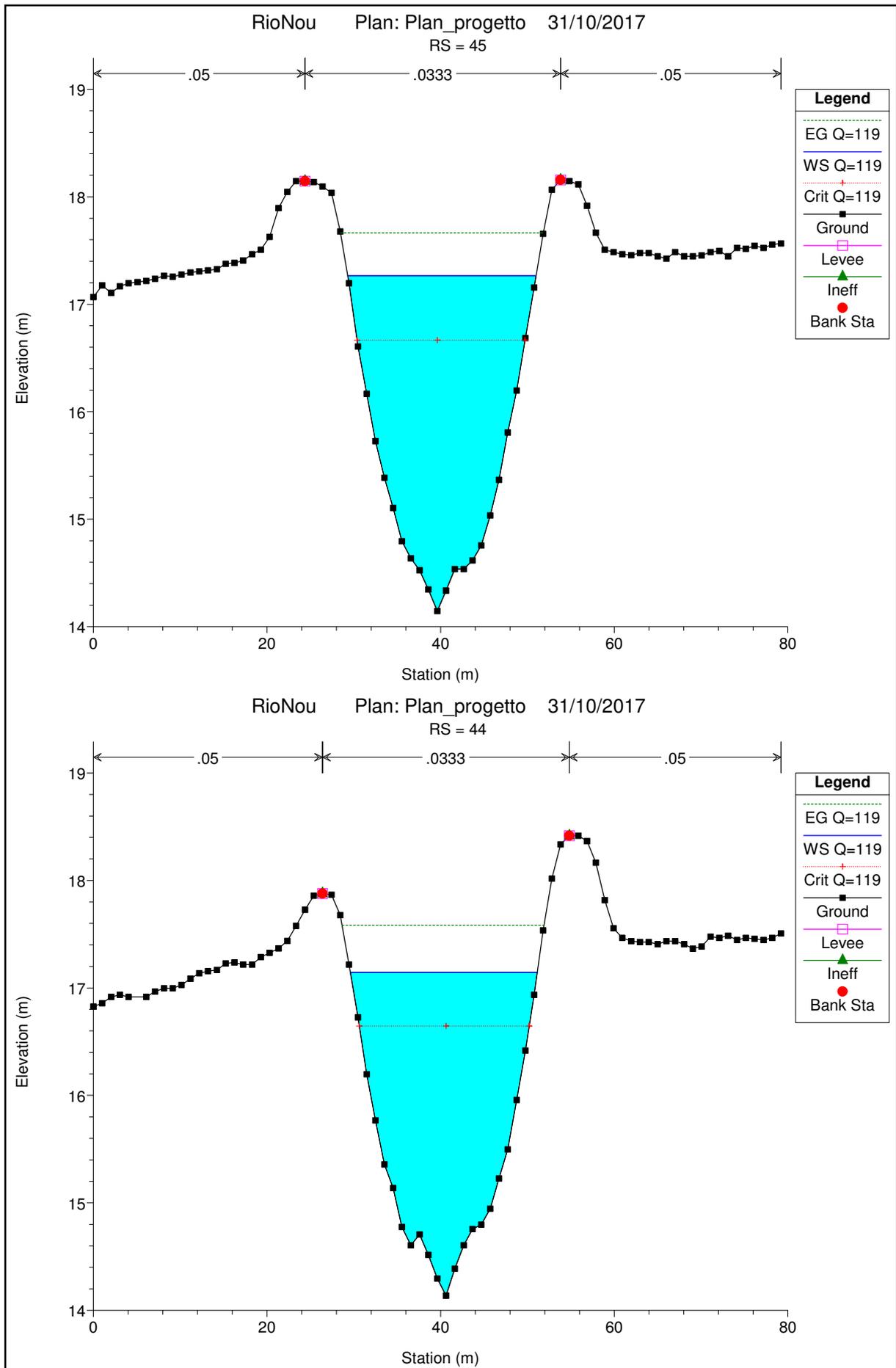


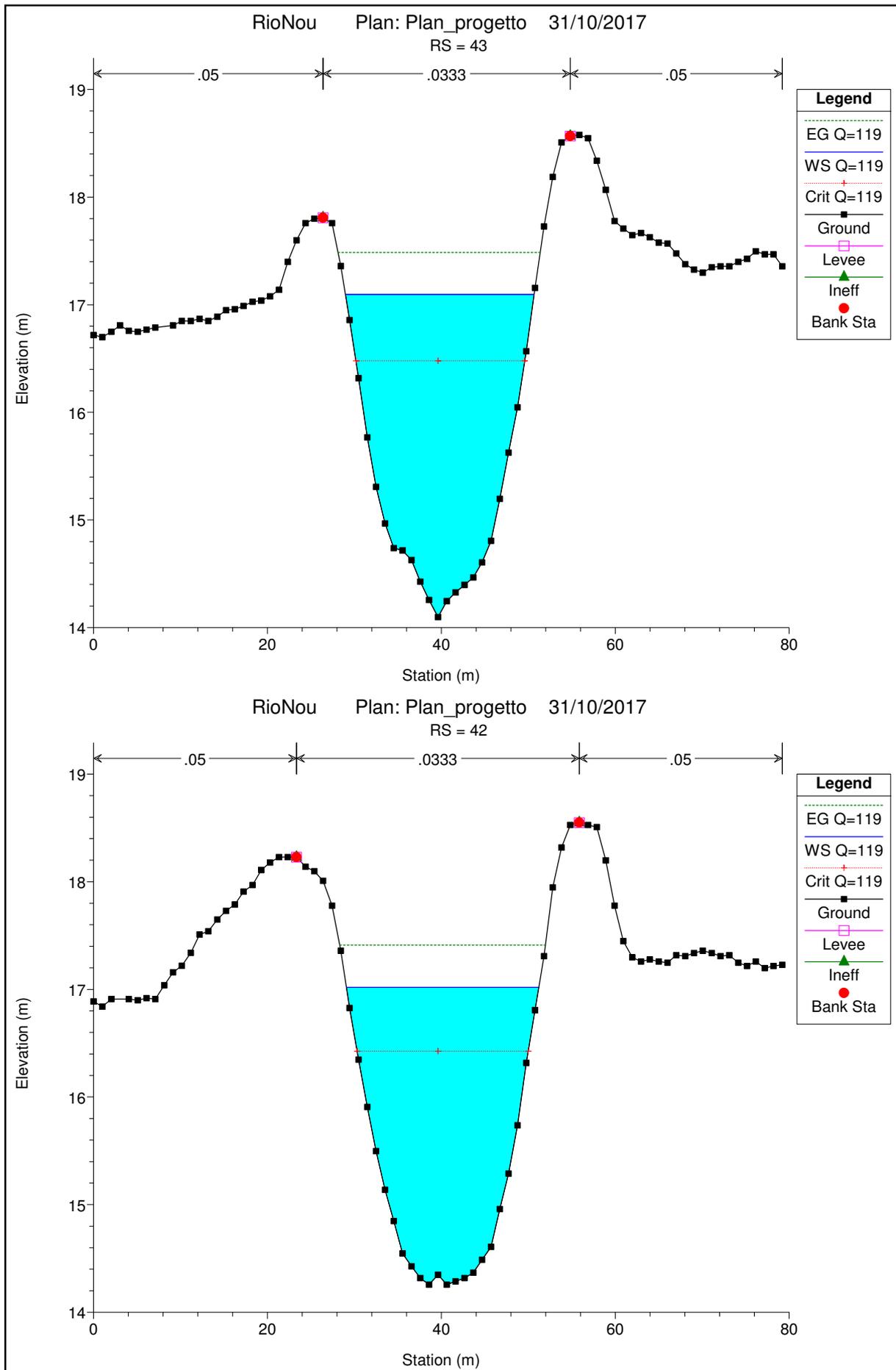


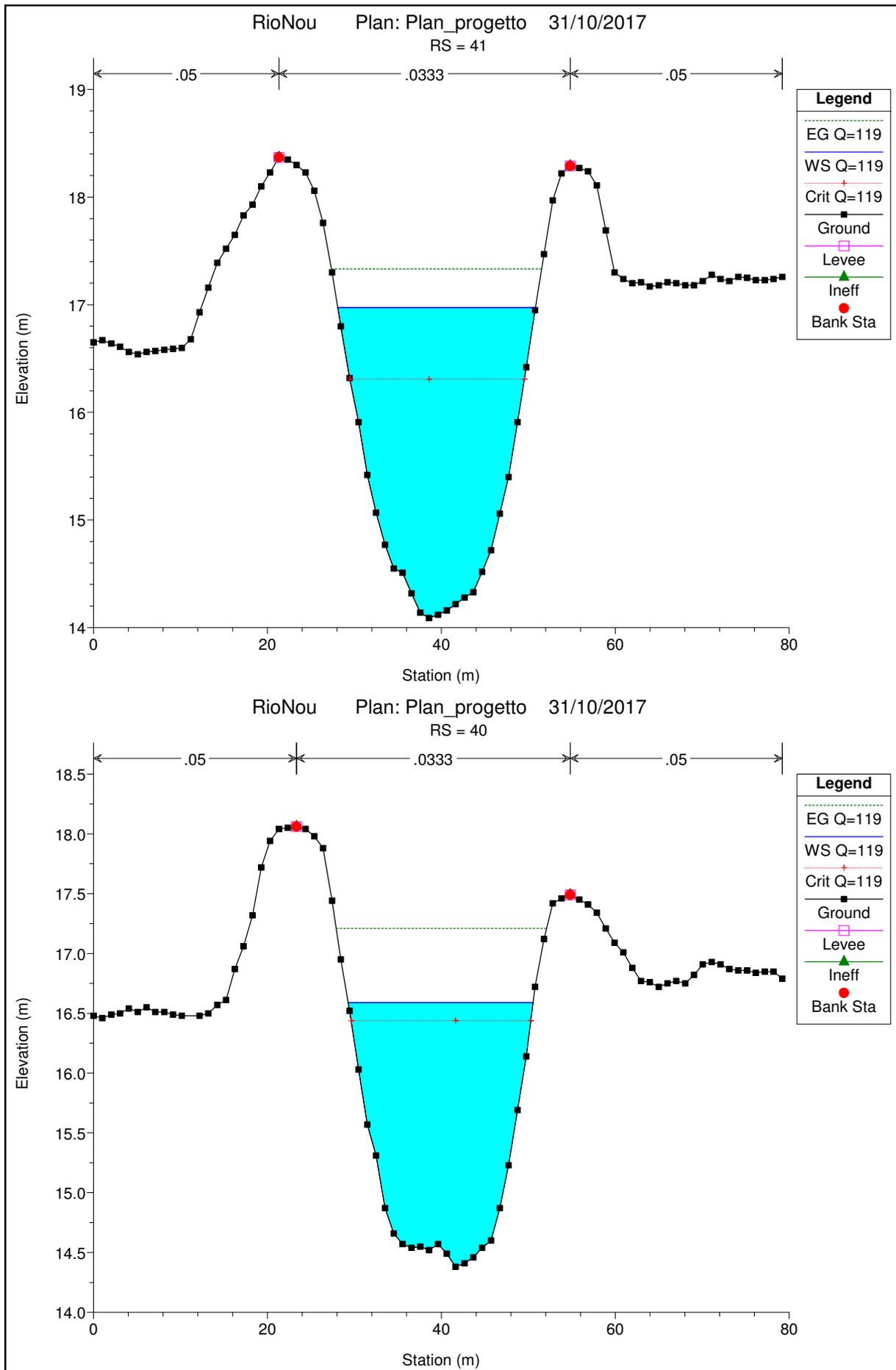


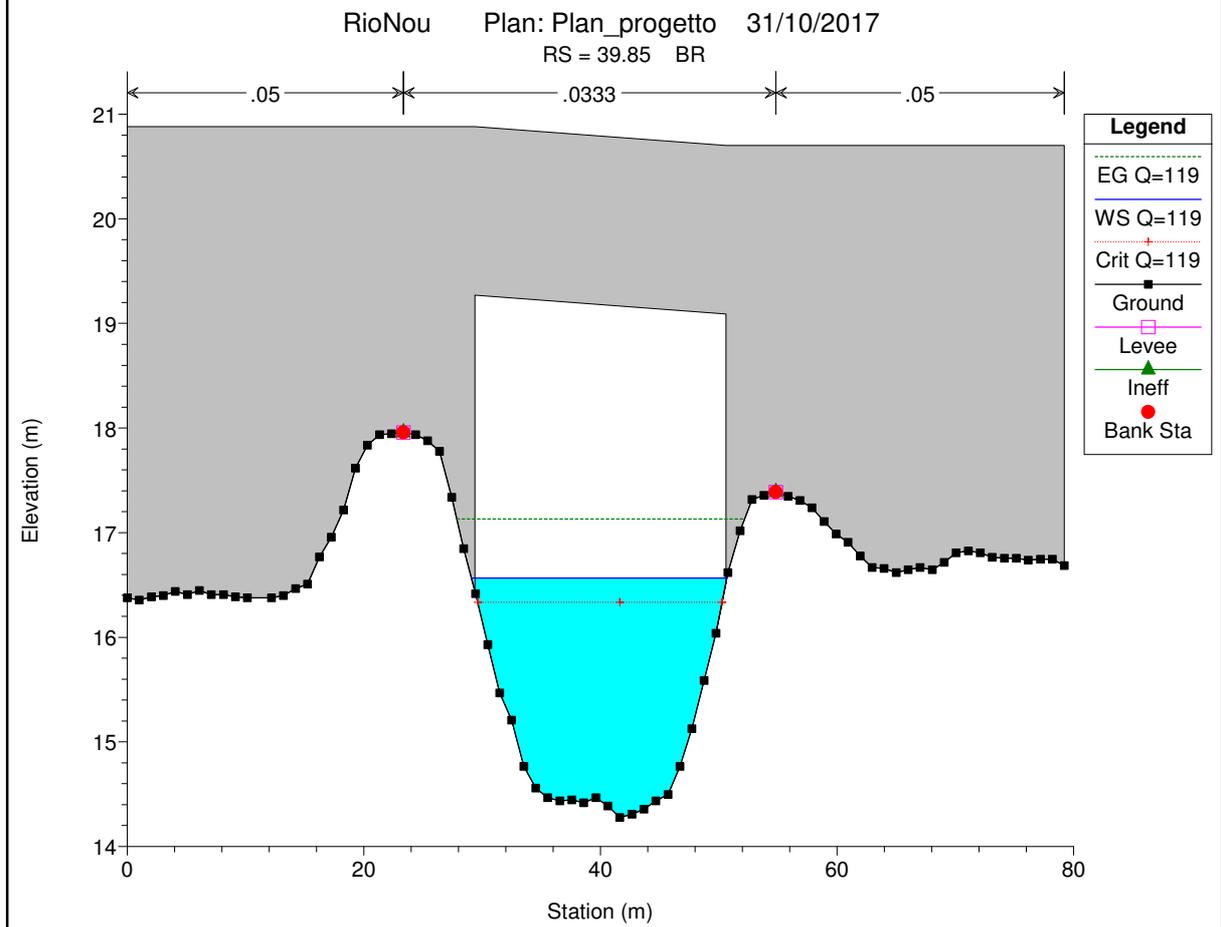
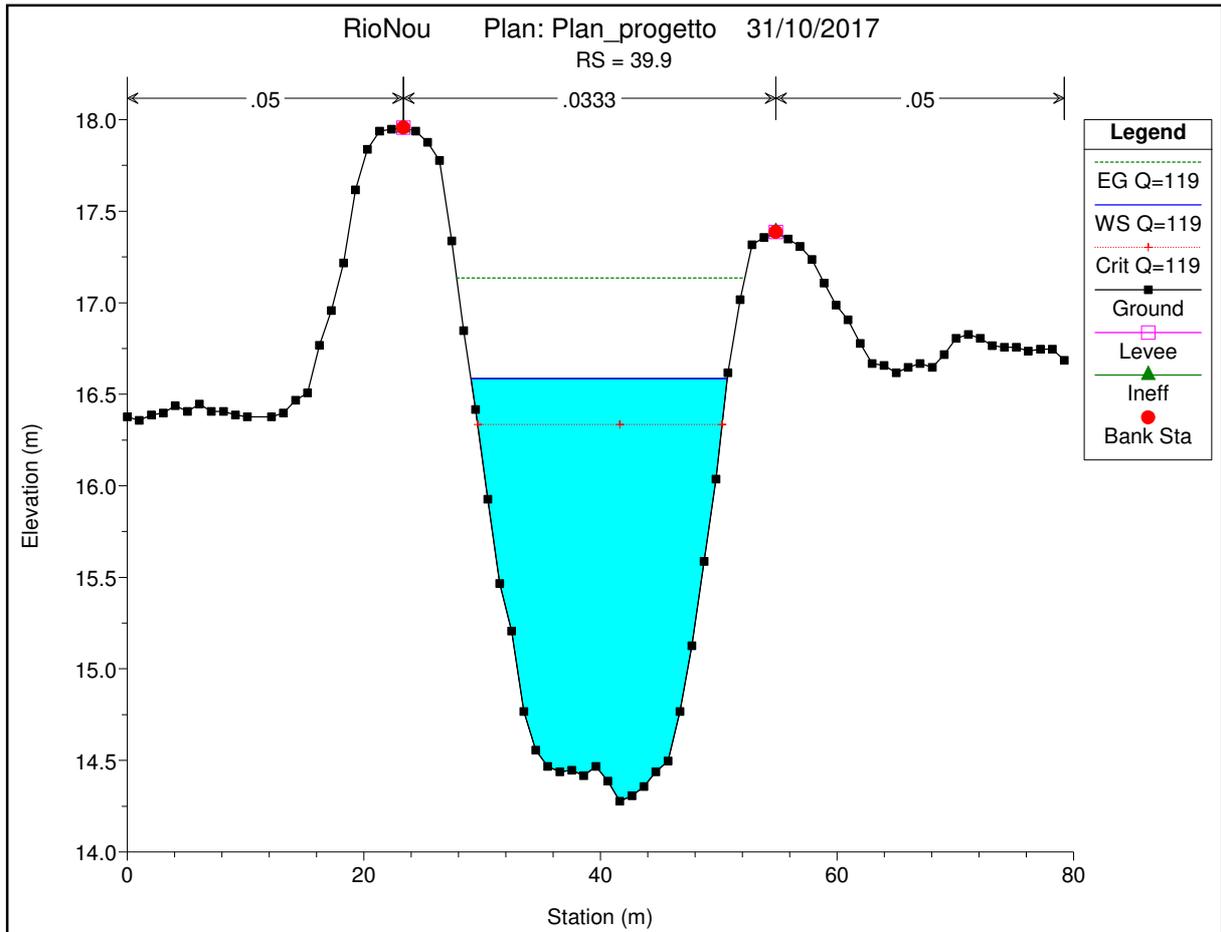


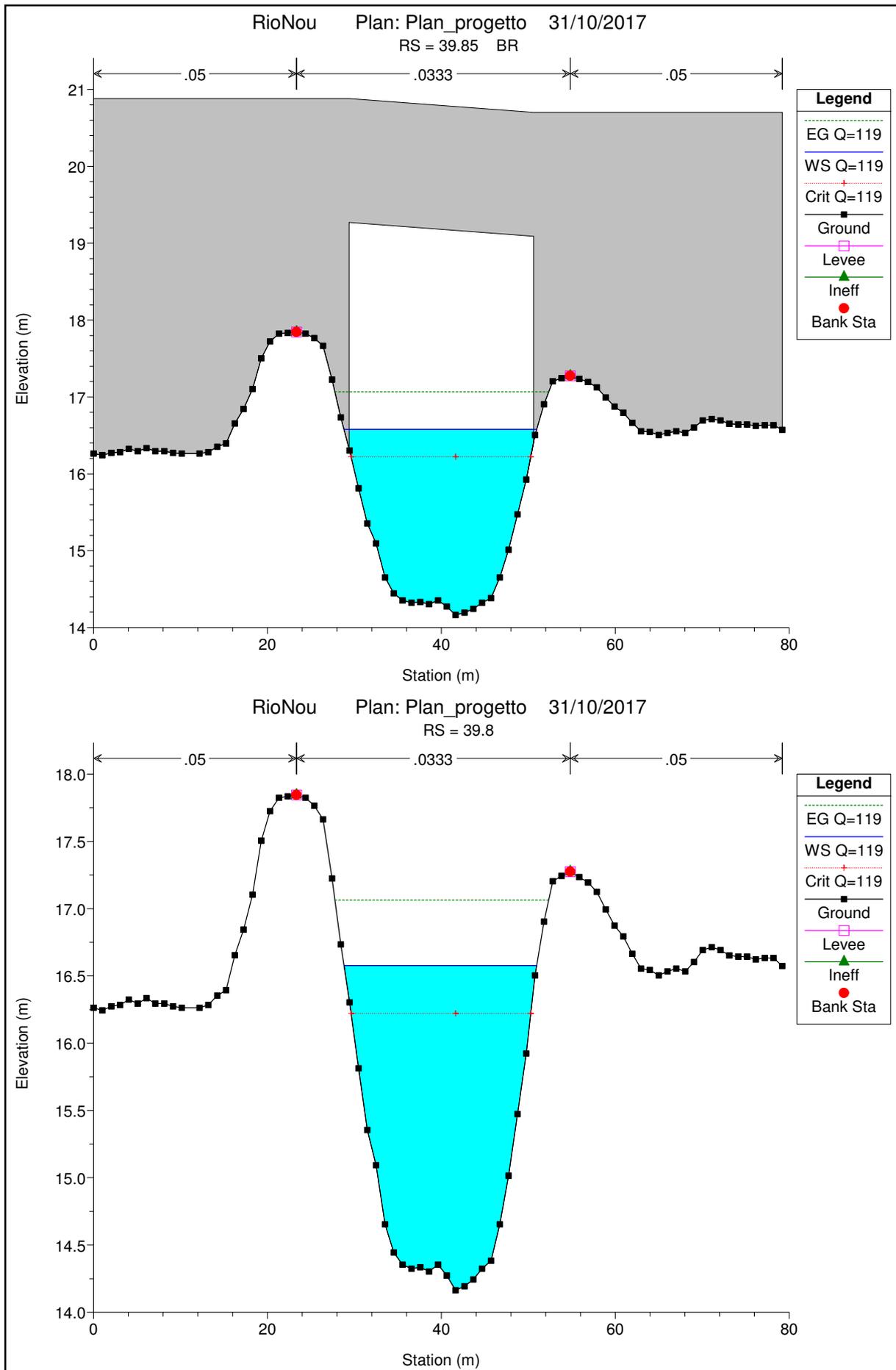


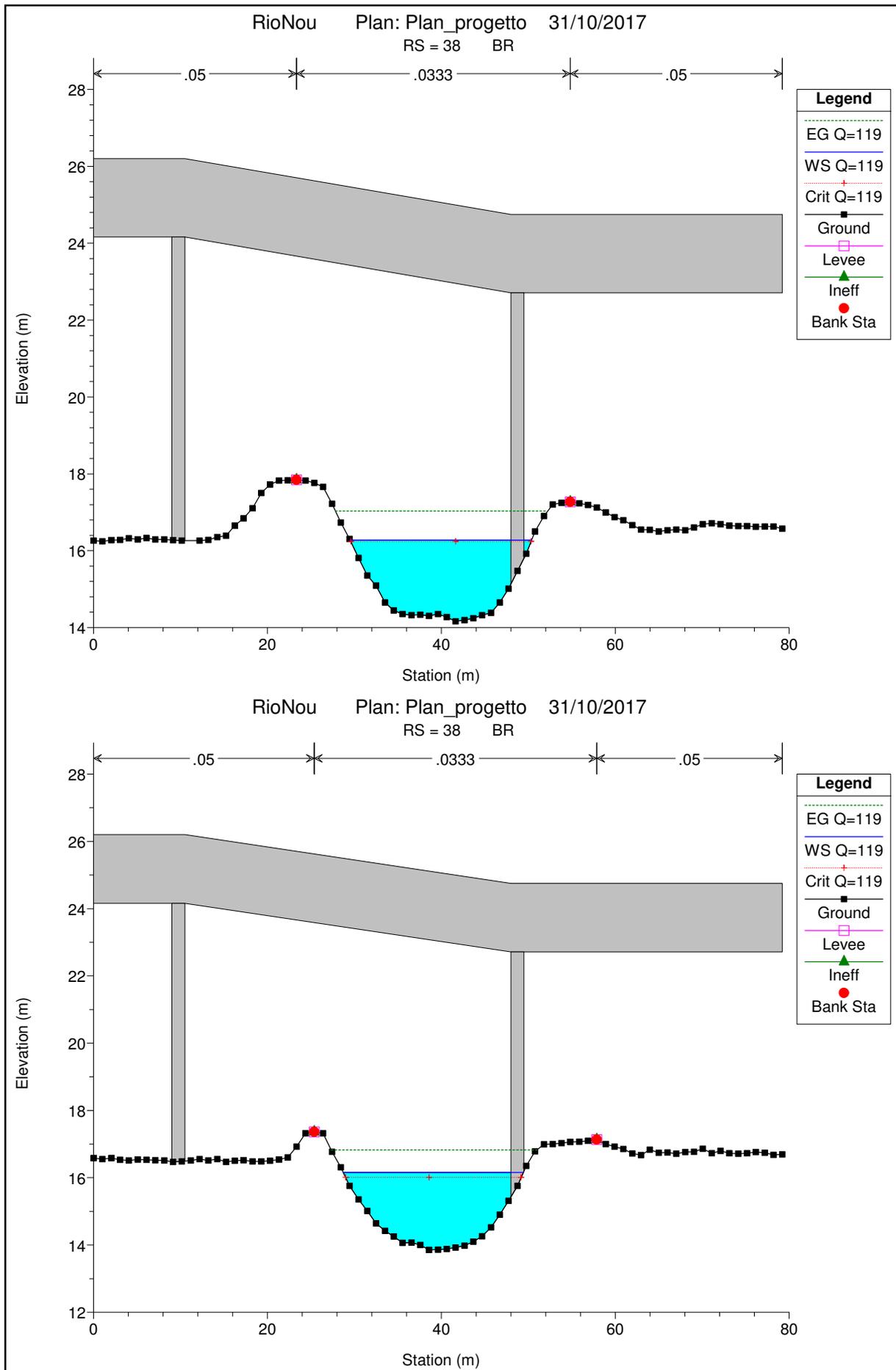


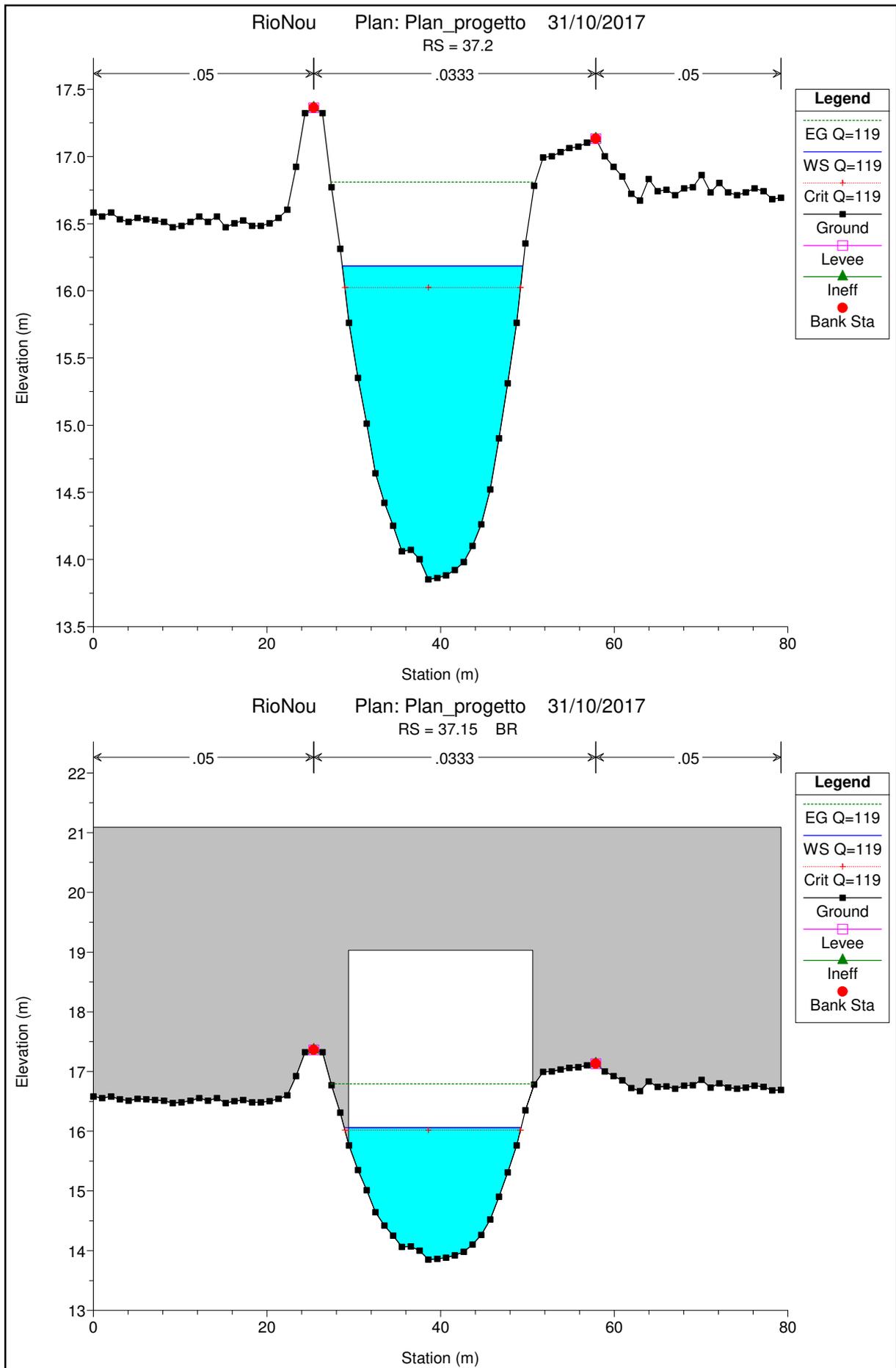


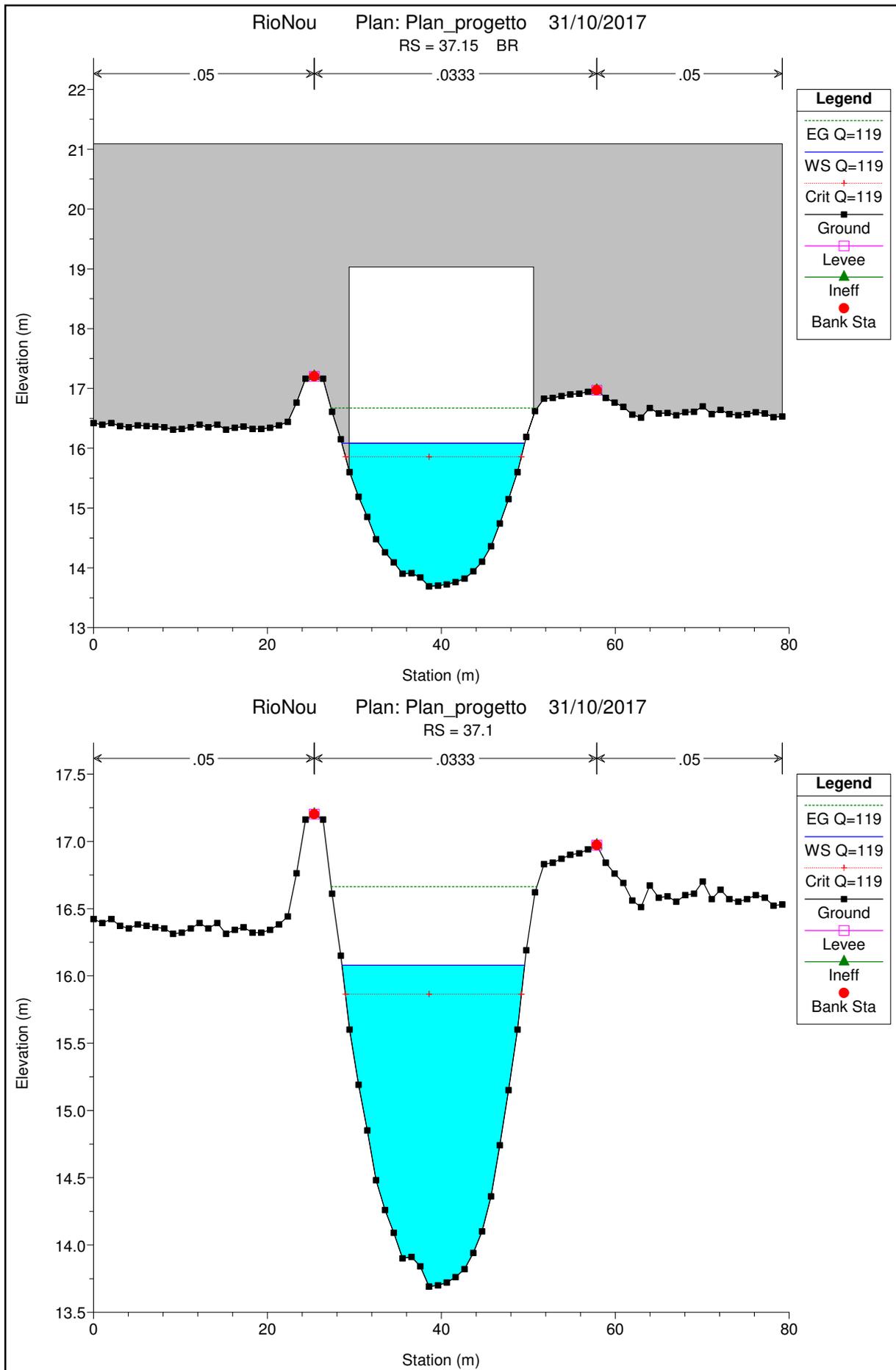


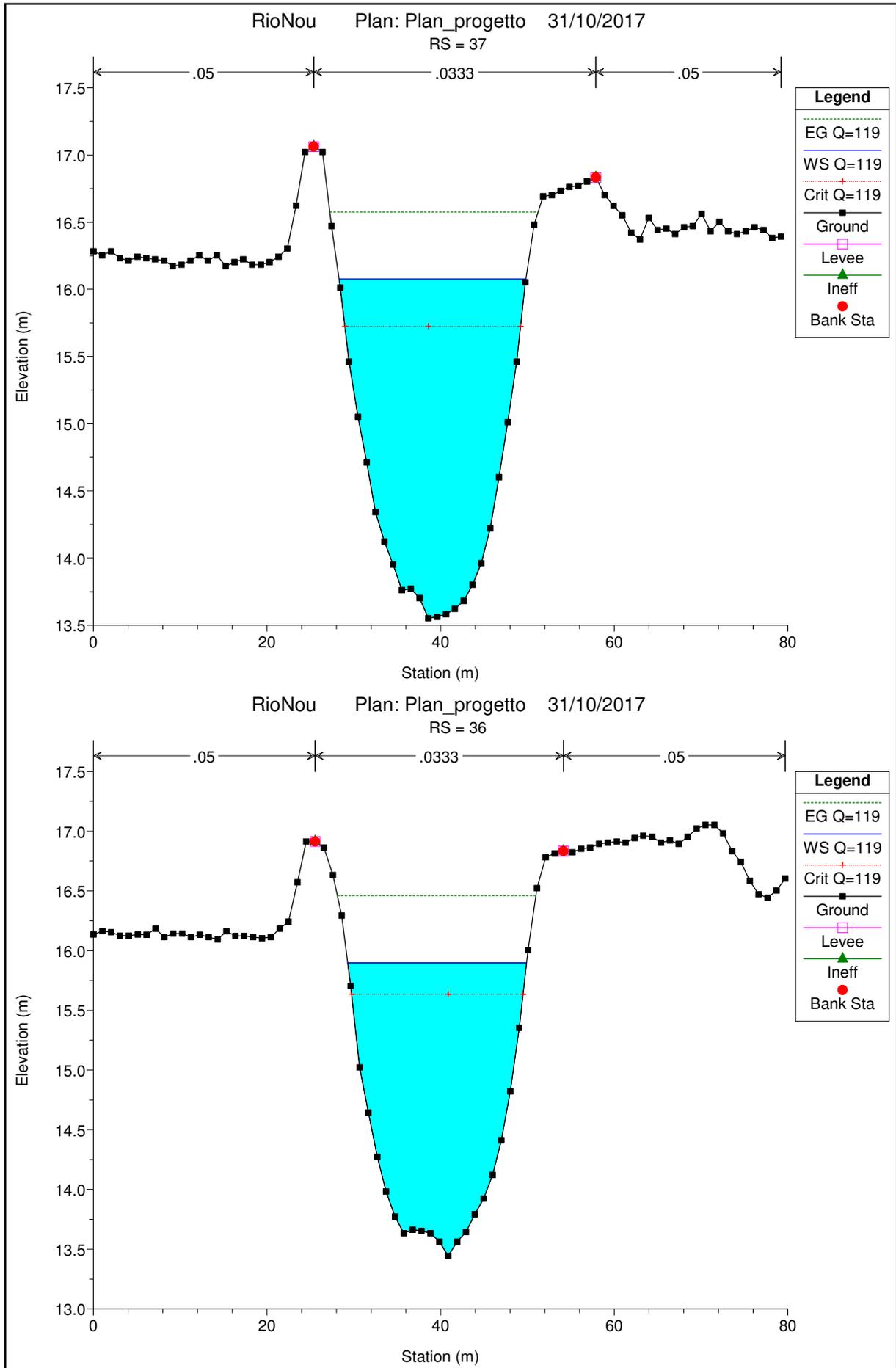


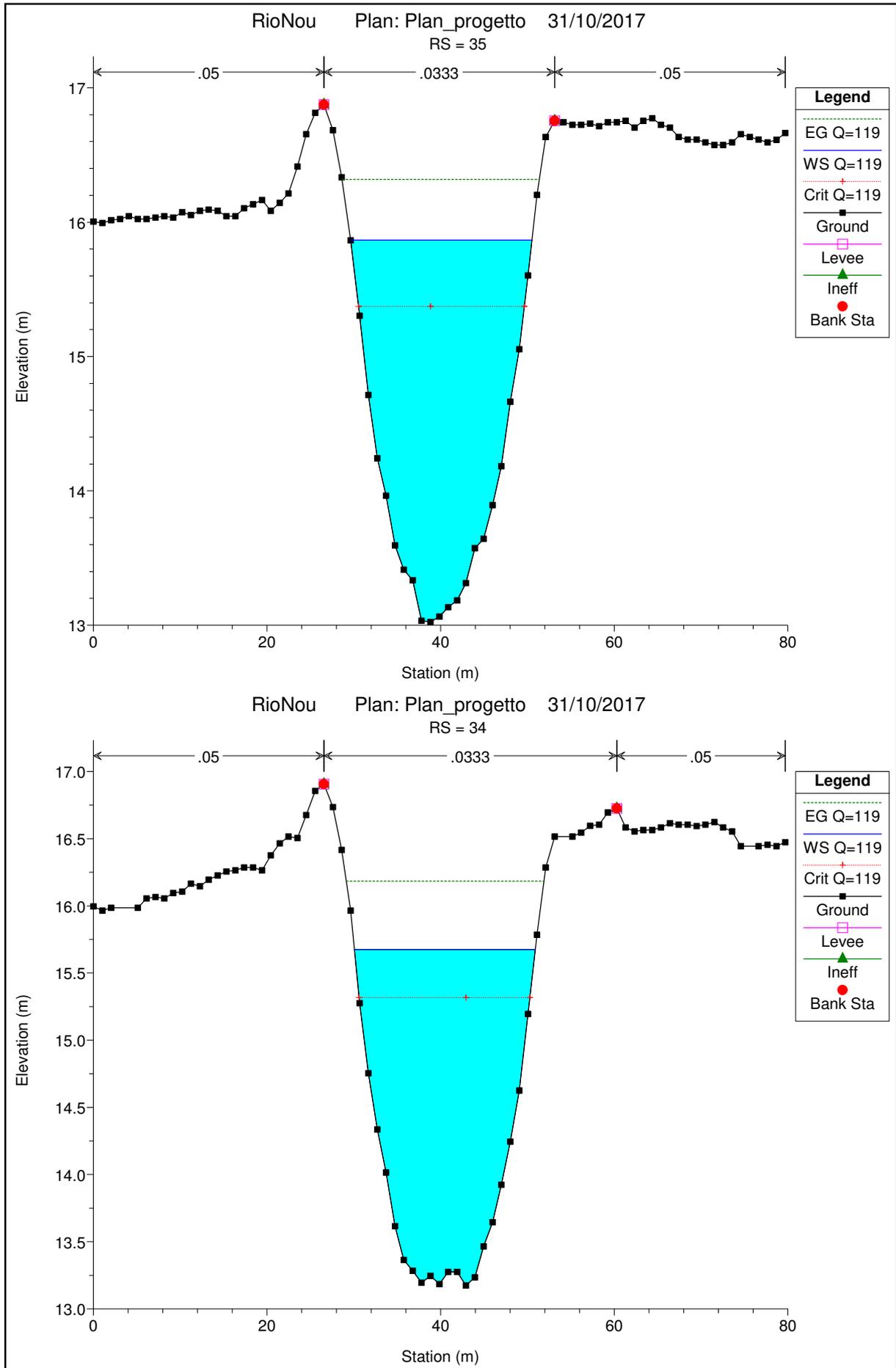


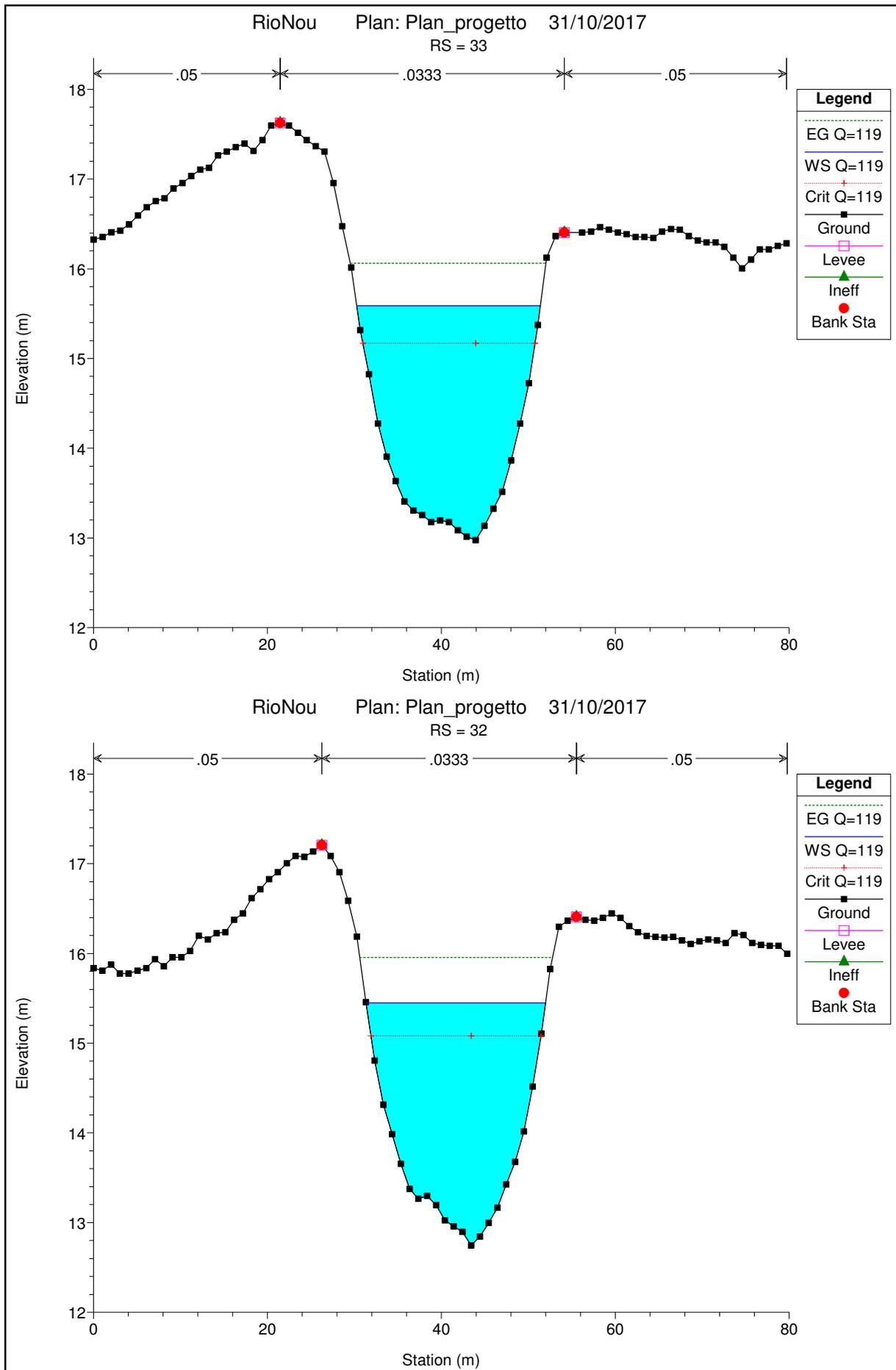


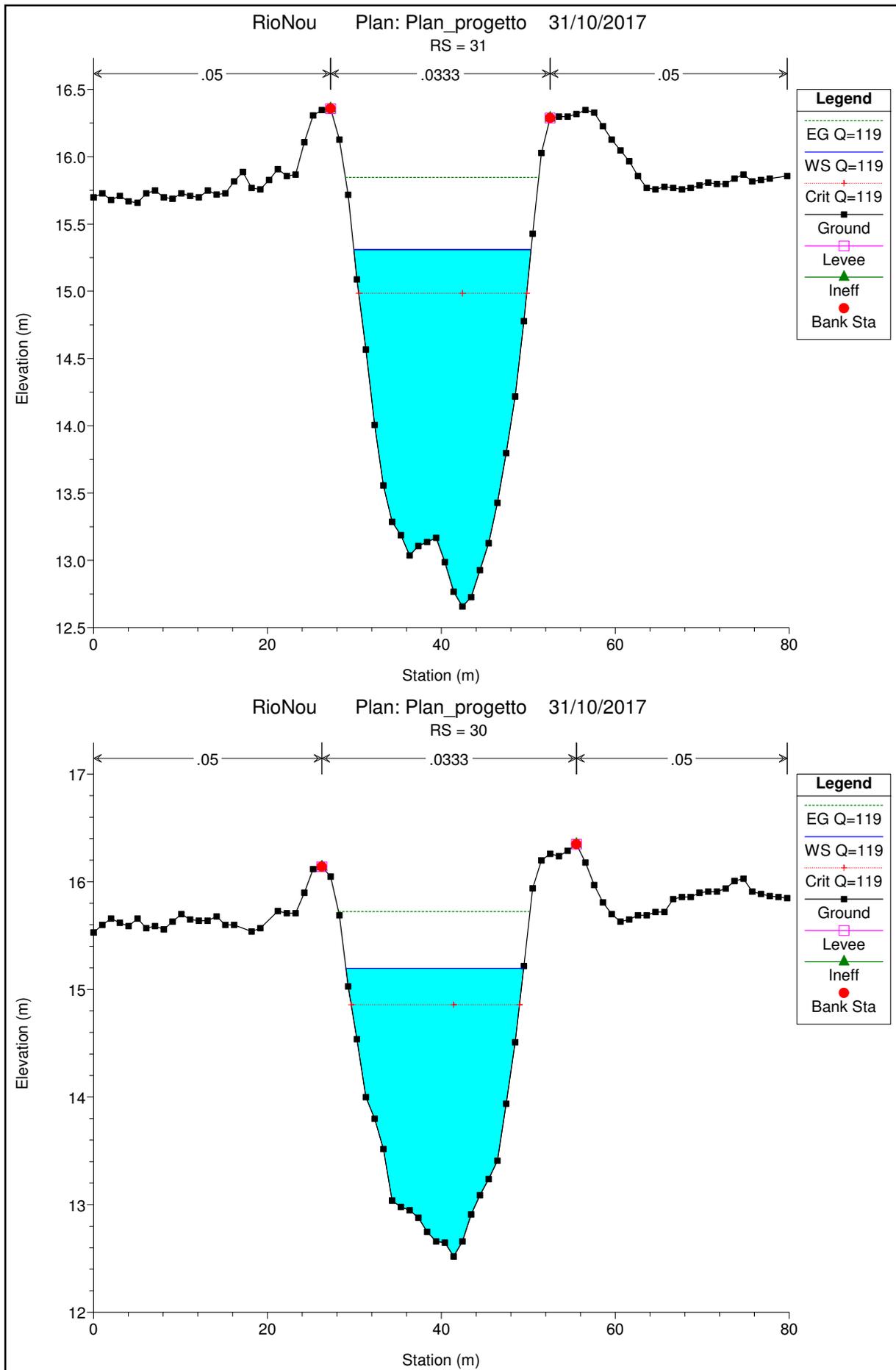


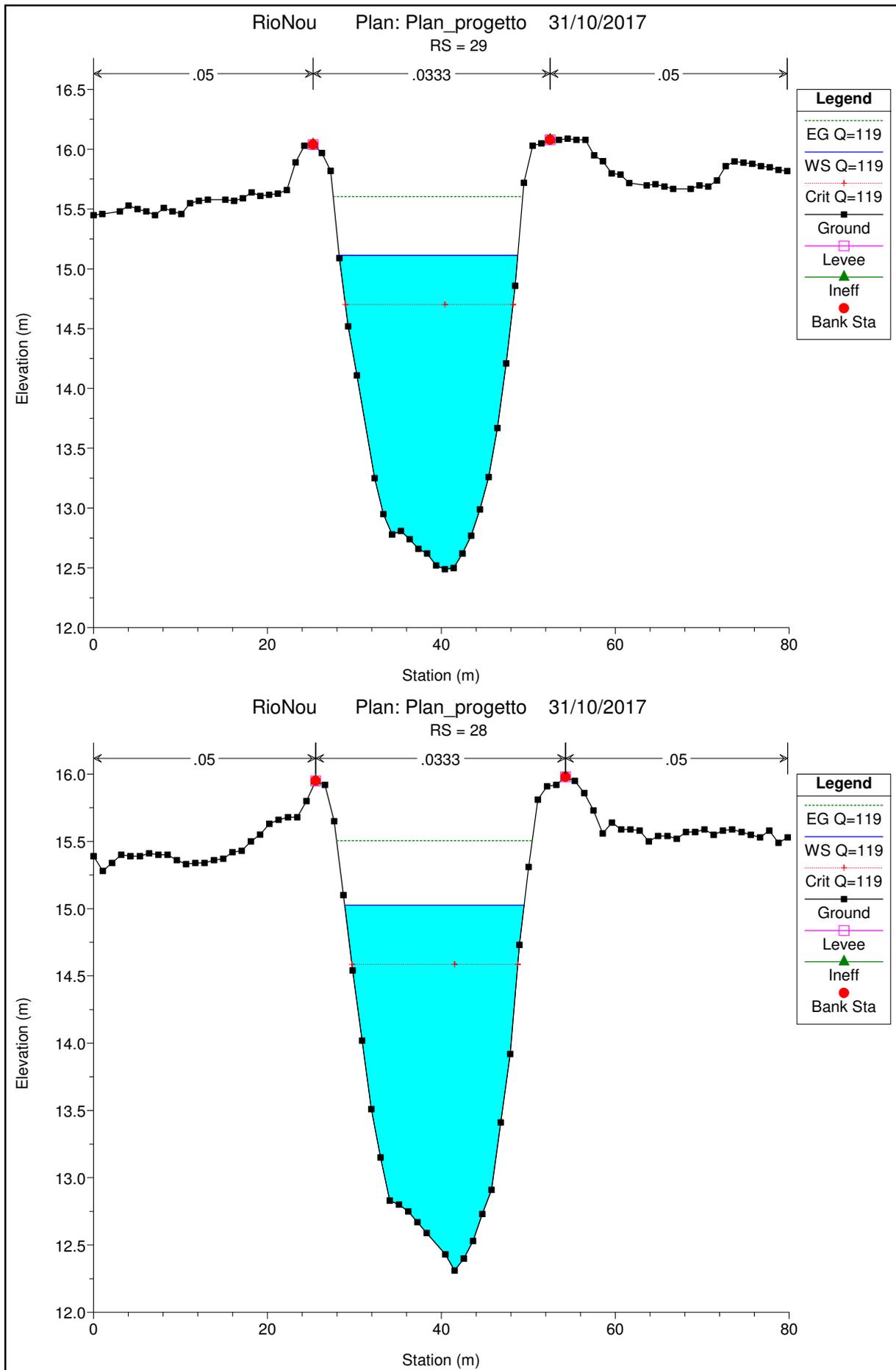


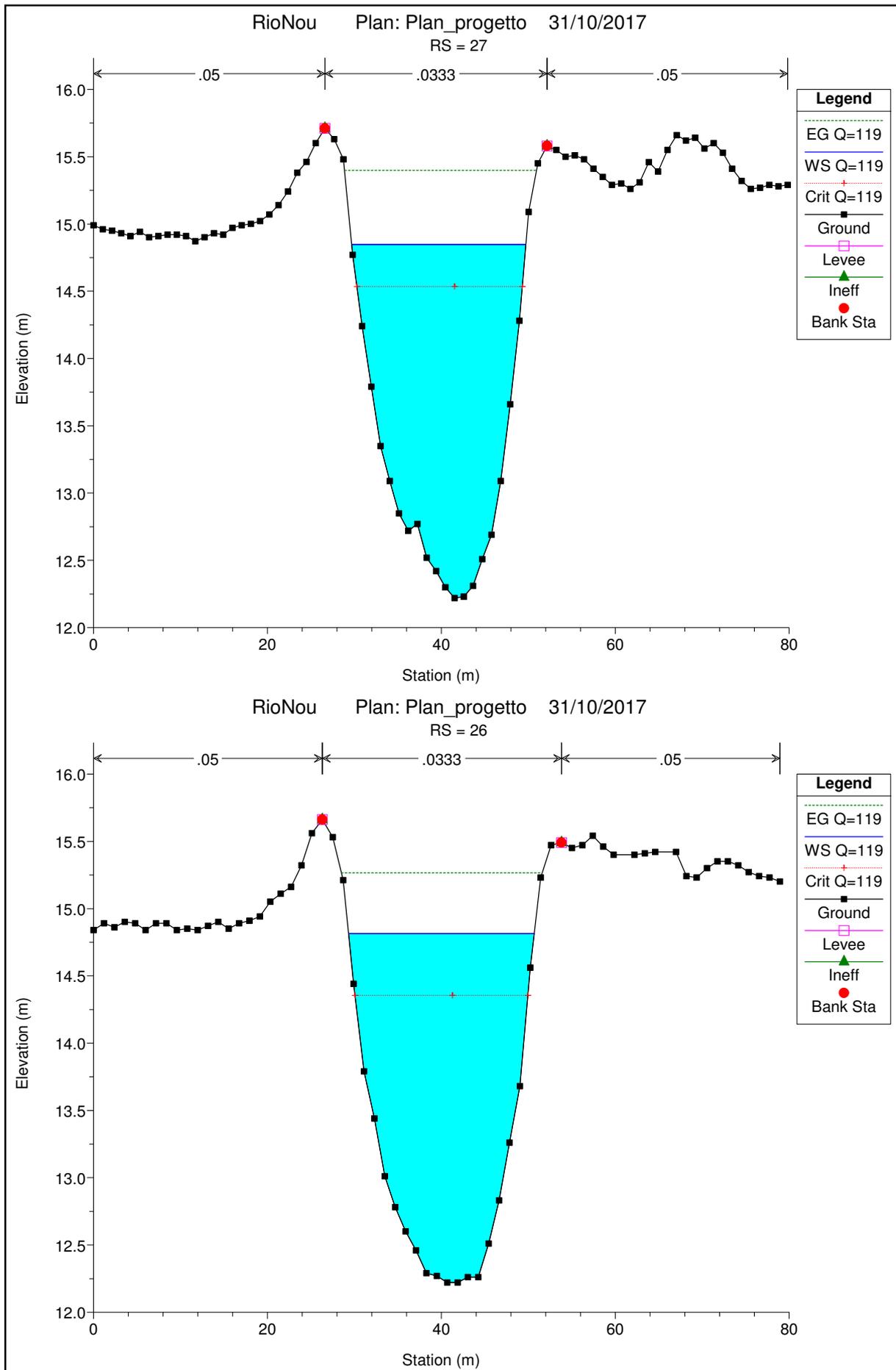


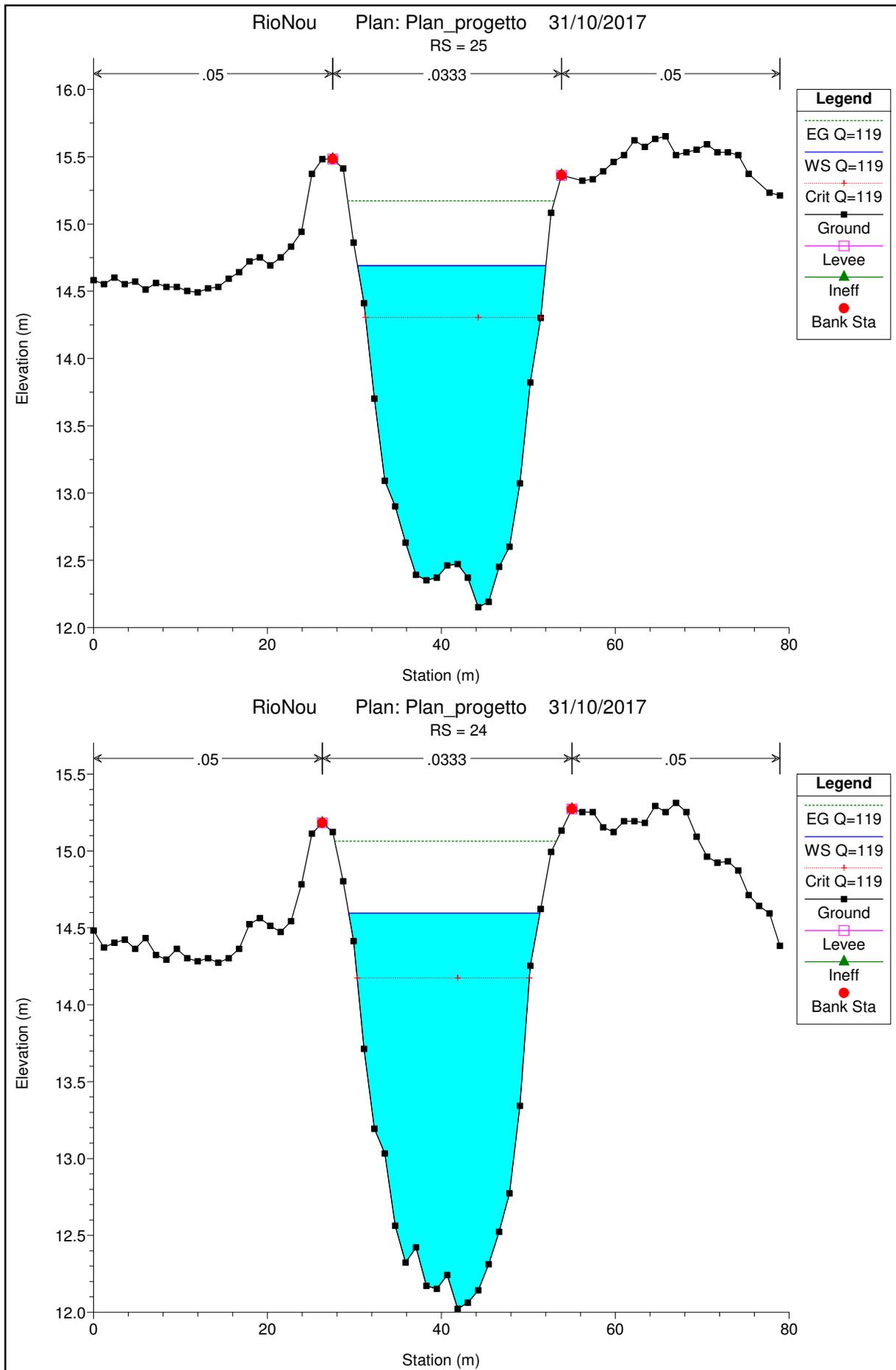


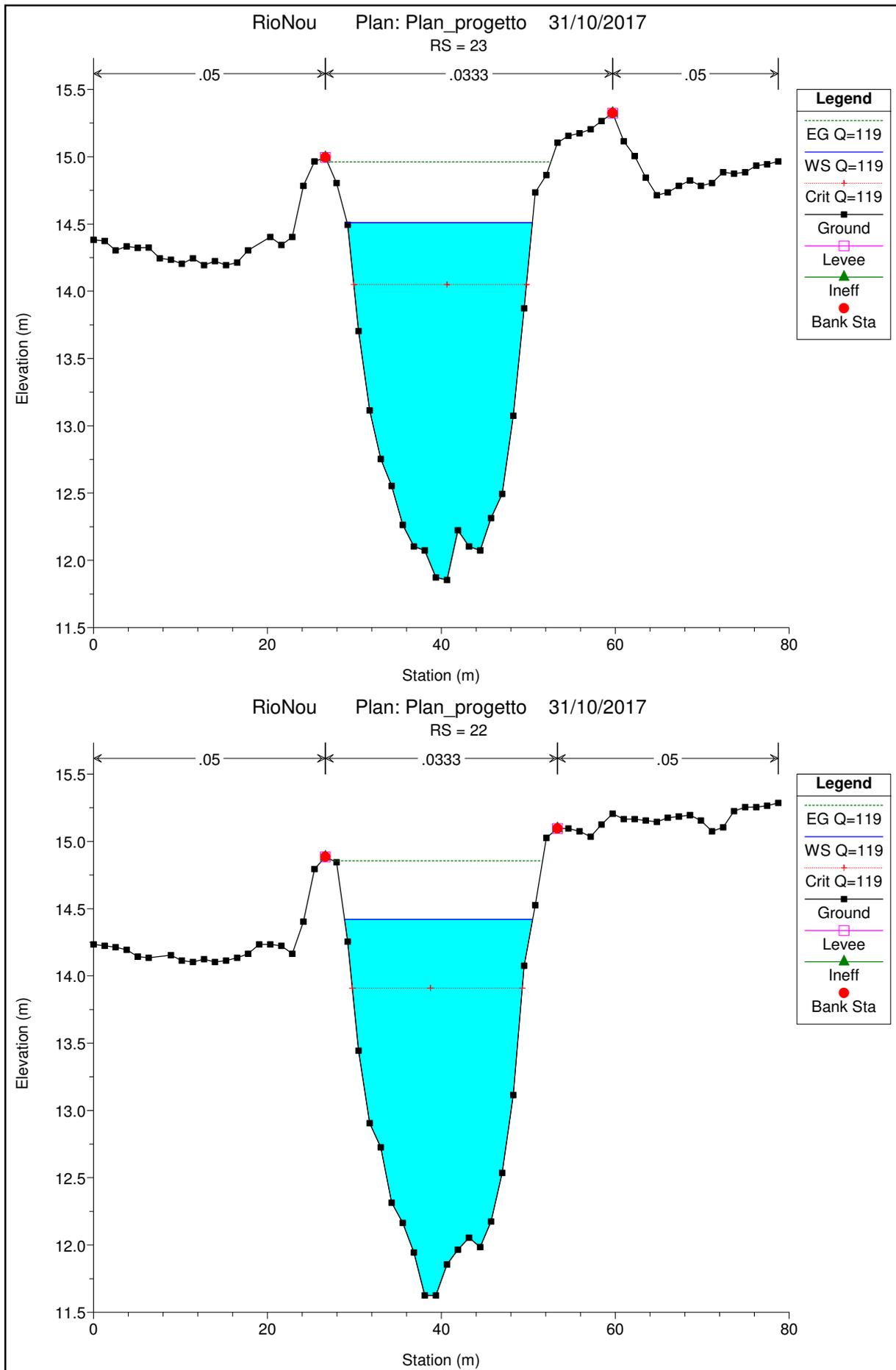


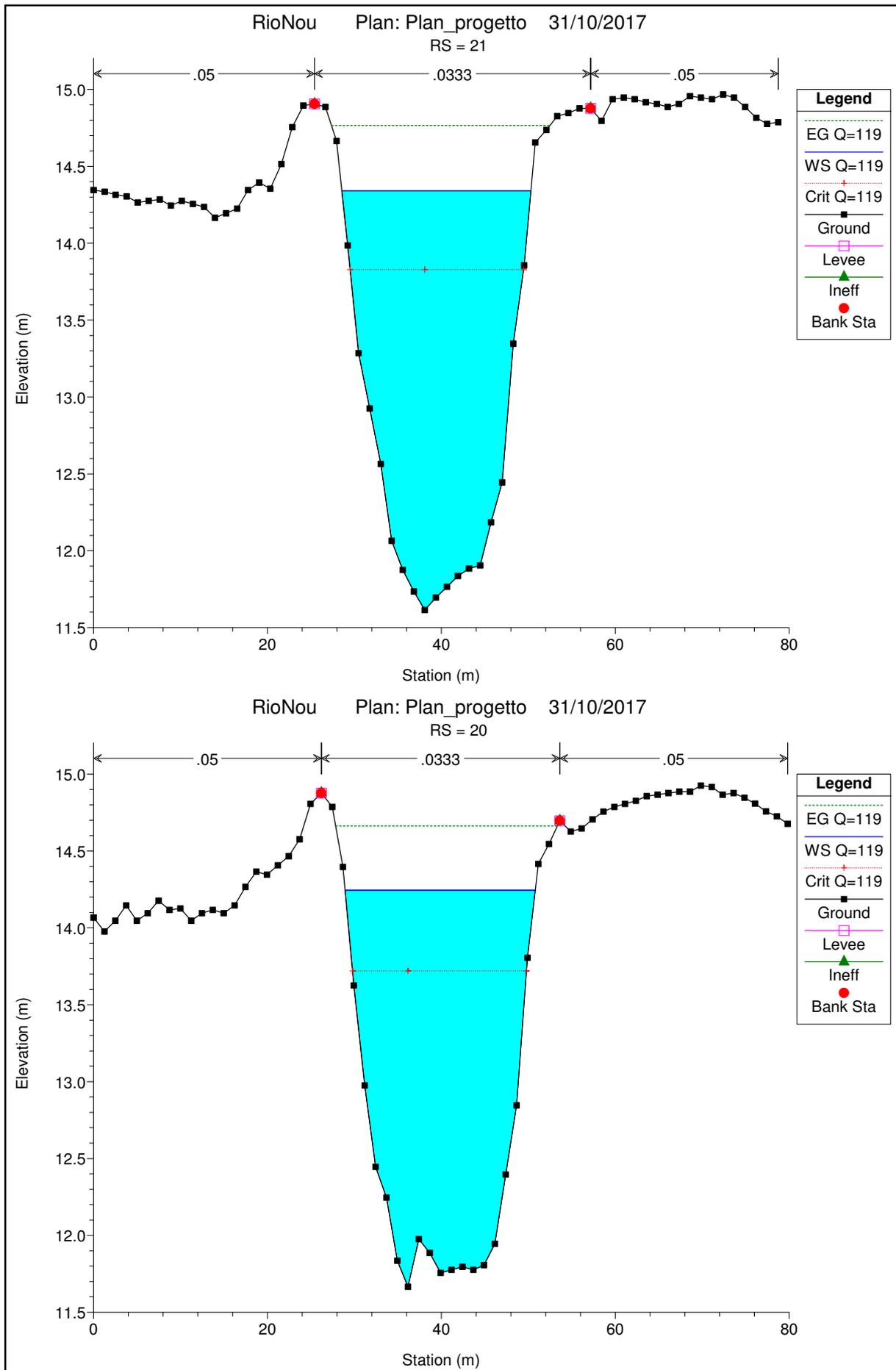


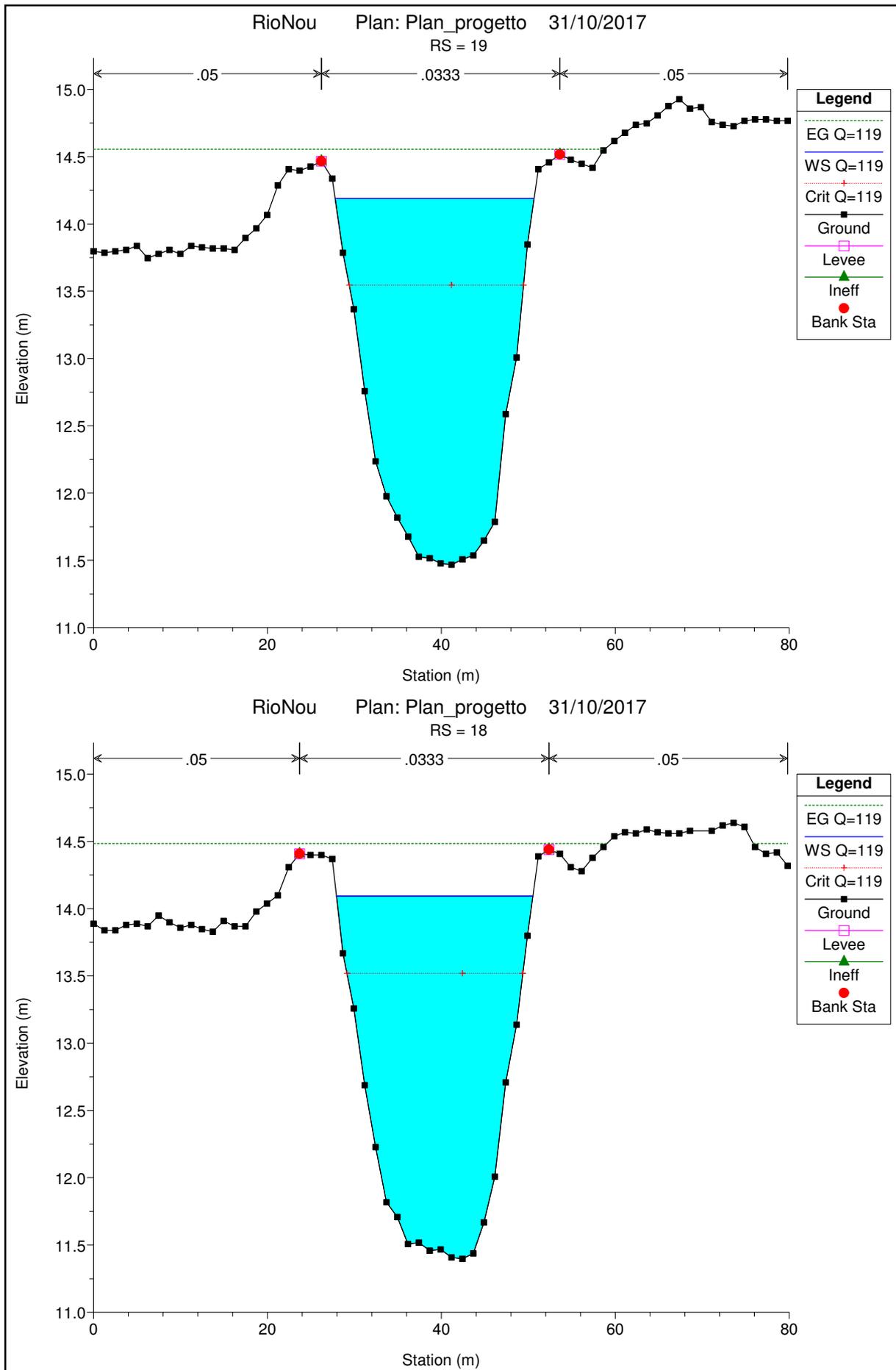


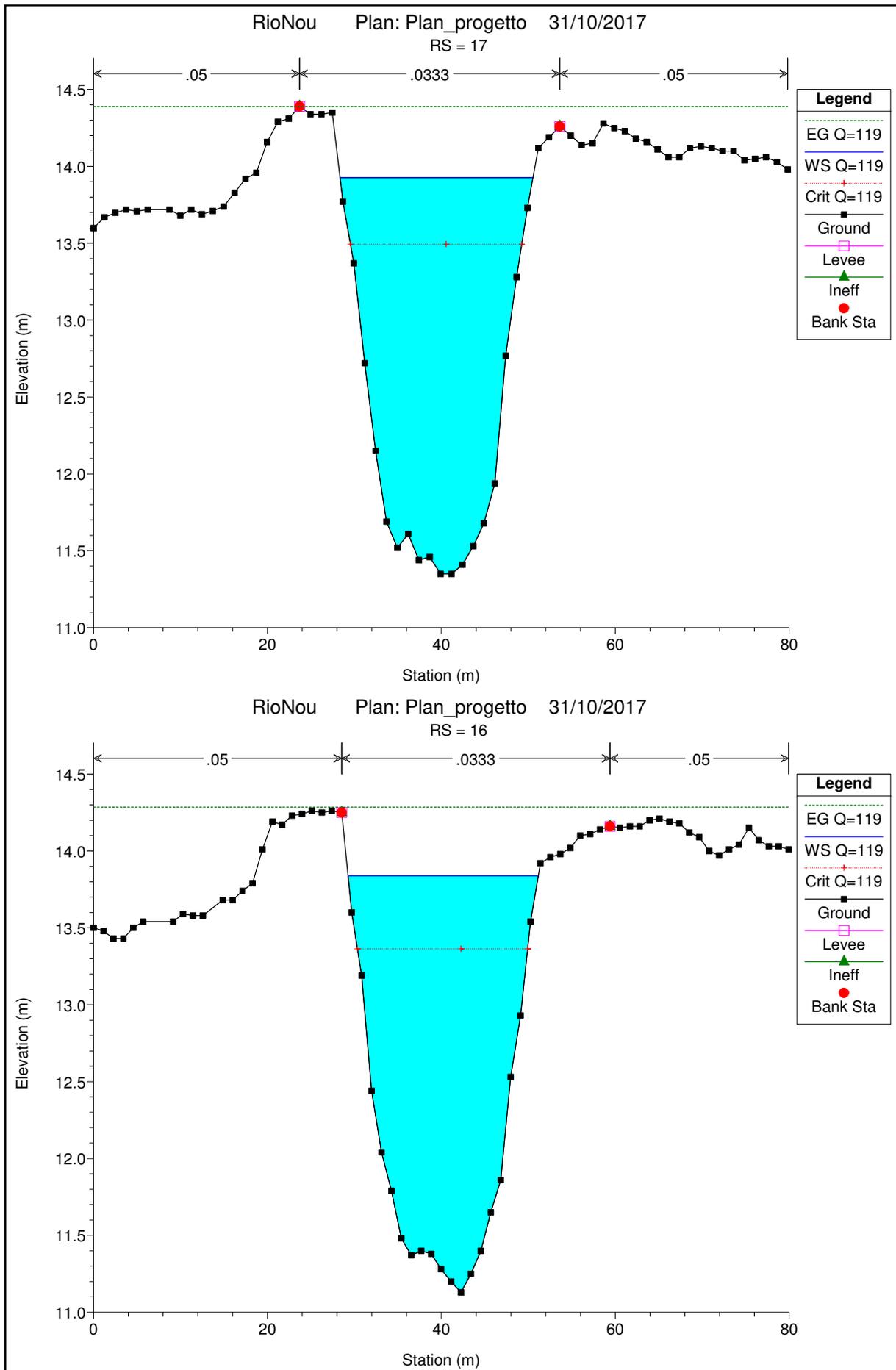


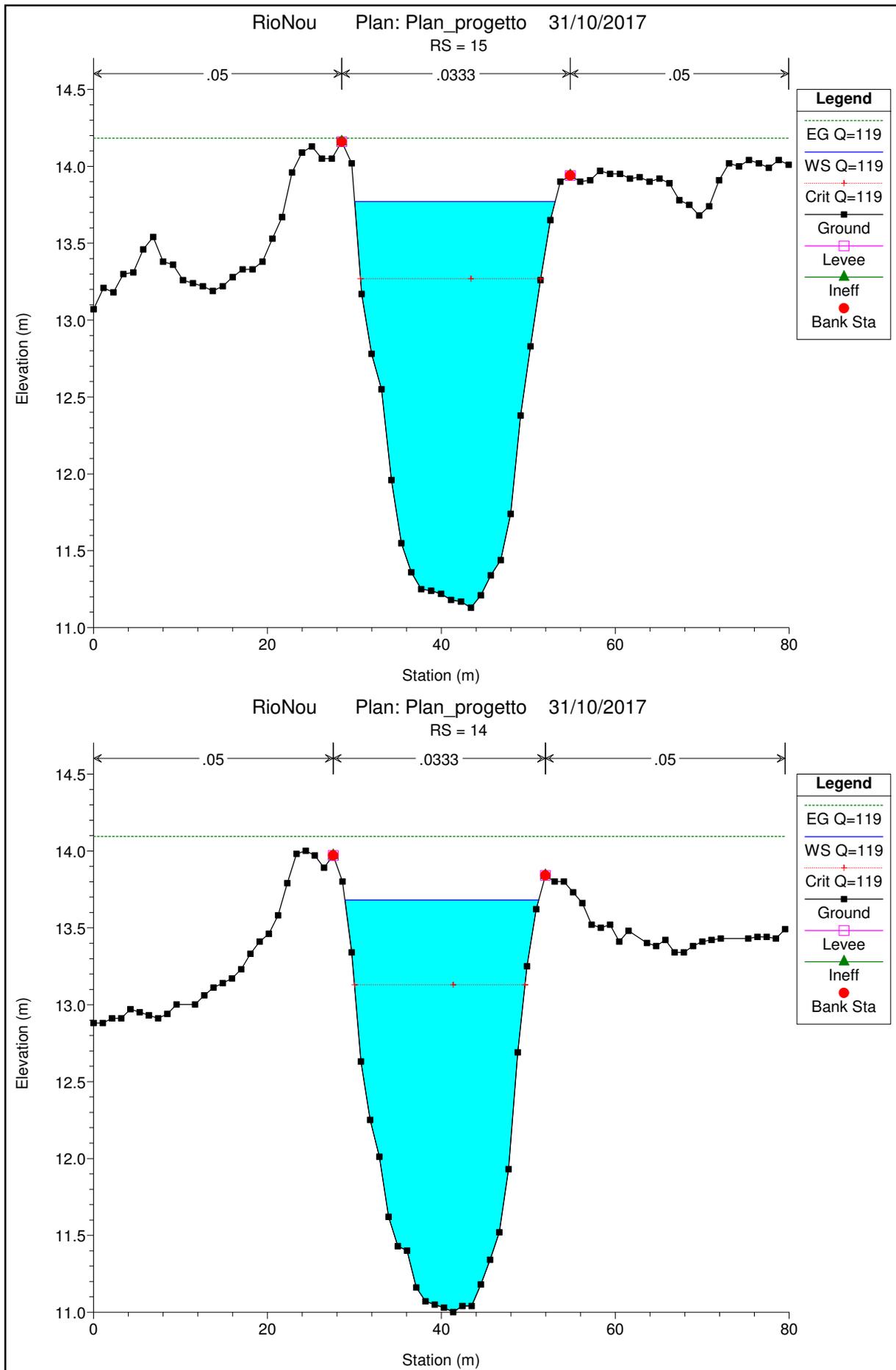


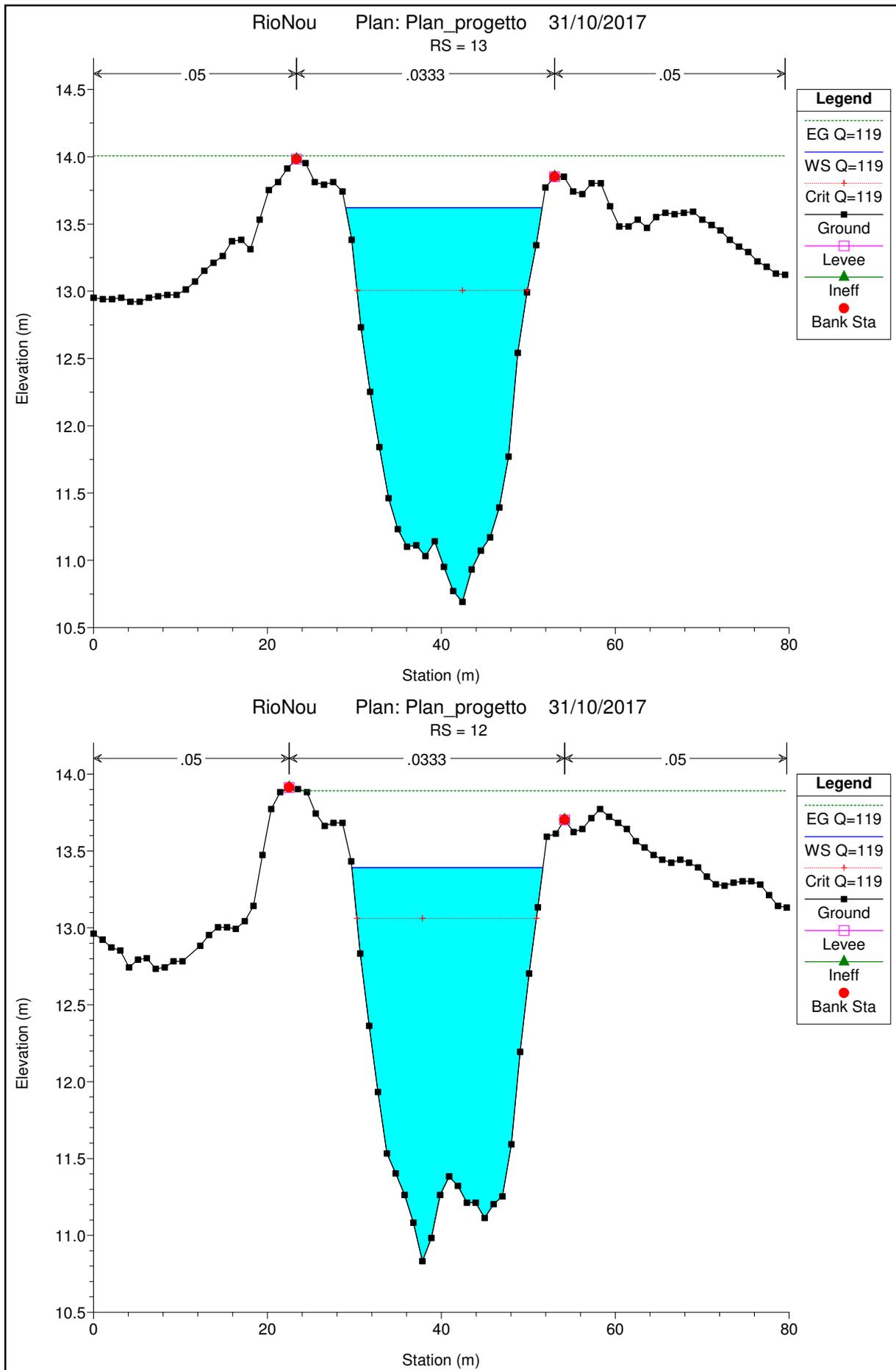


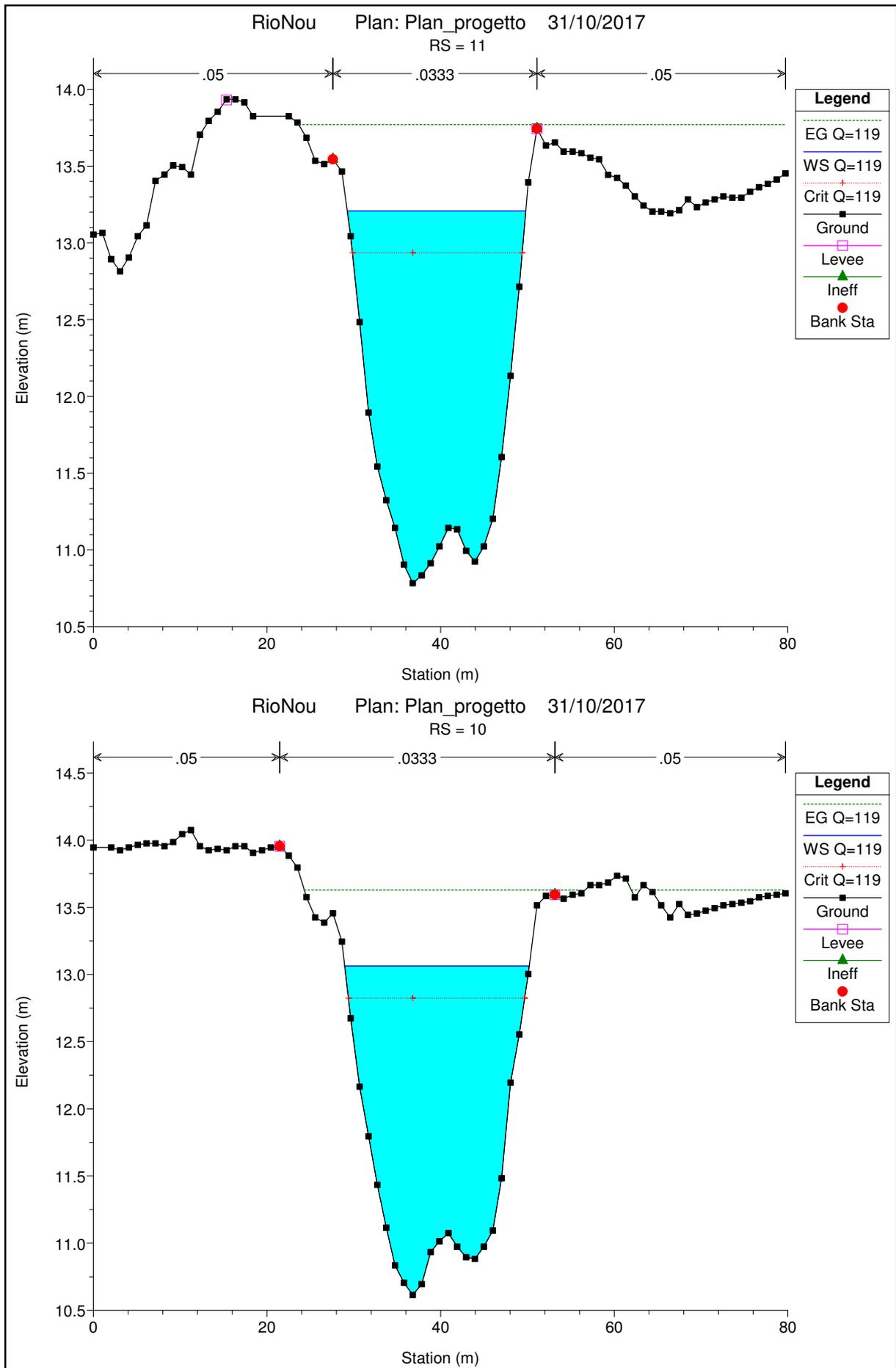






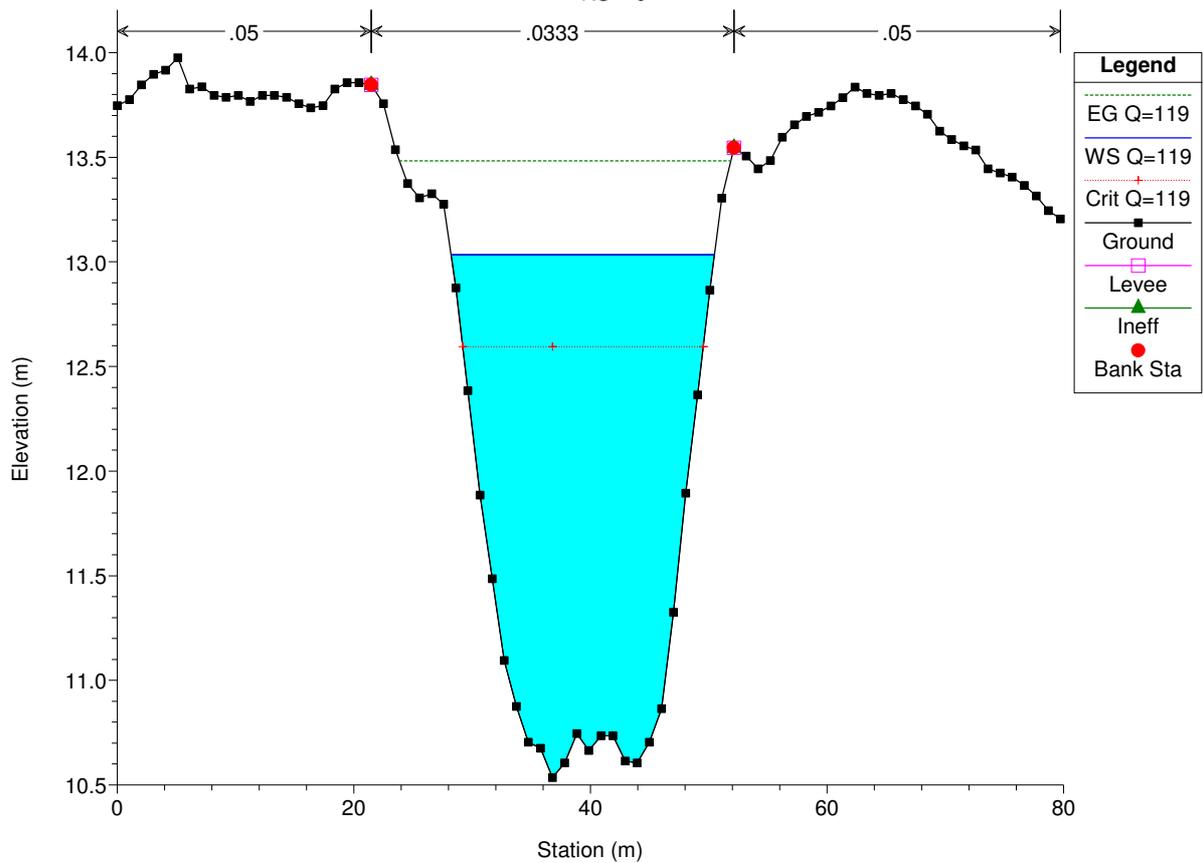






RioNou Plan: Plan_progetto 31/10/2017

RS = 9

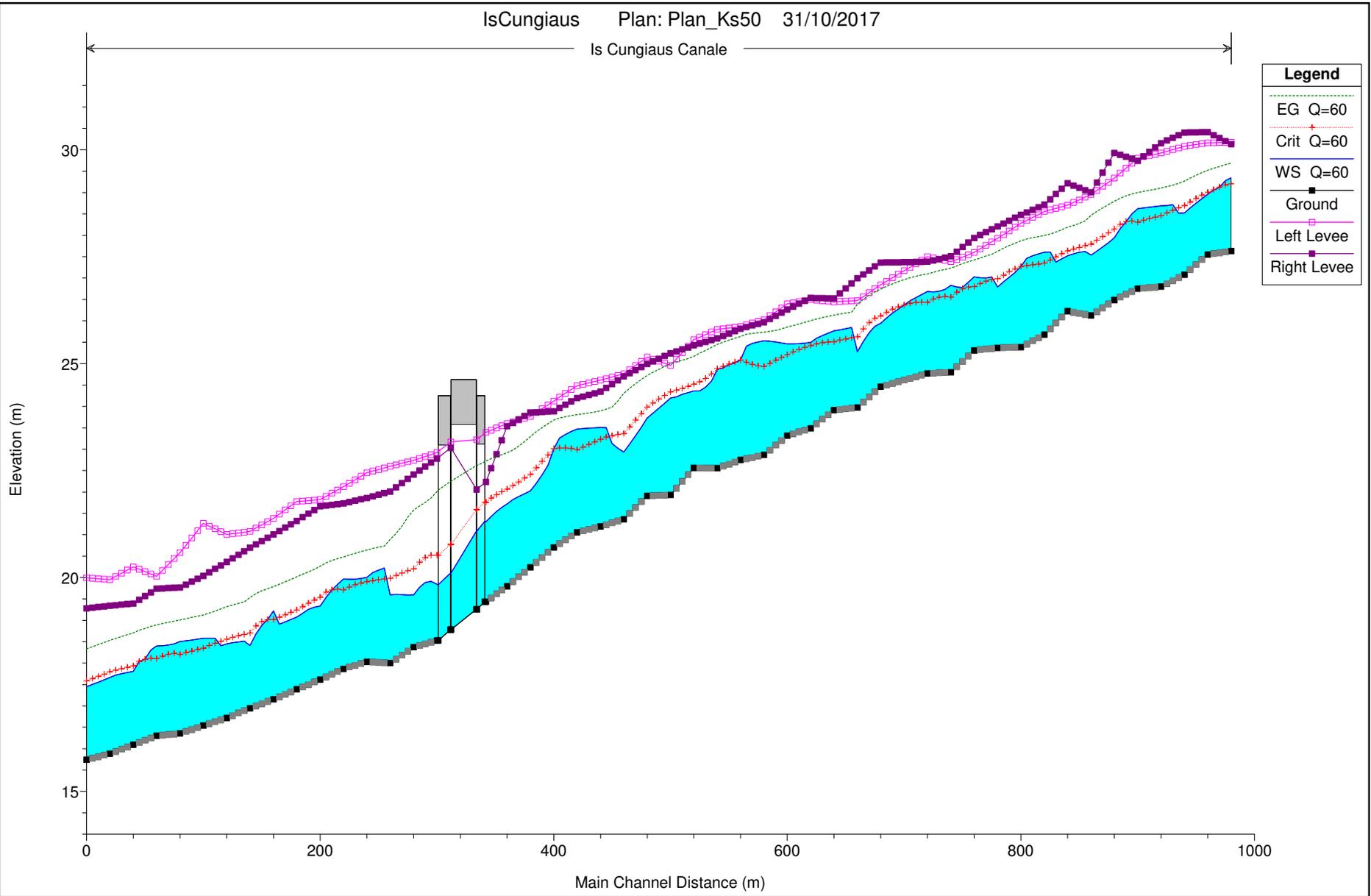




9.3 Risultati simulazione HEC-RAS Rio Is Cungiaus – stato di progetto

IsCungiaus Plan: Plan_Ks50 31/10/2017

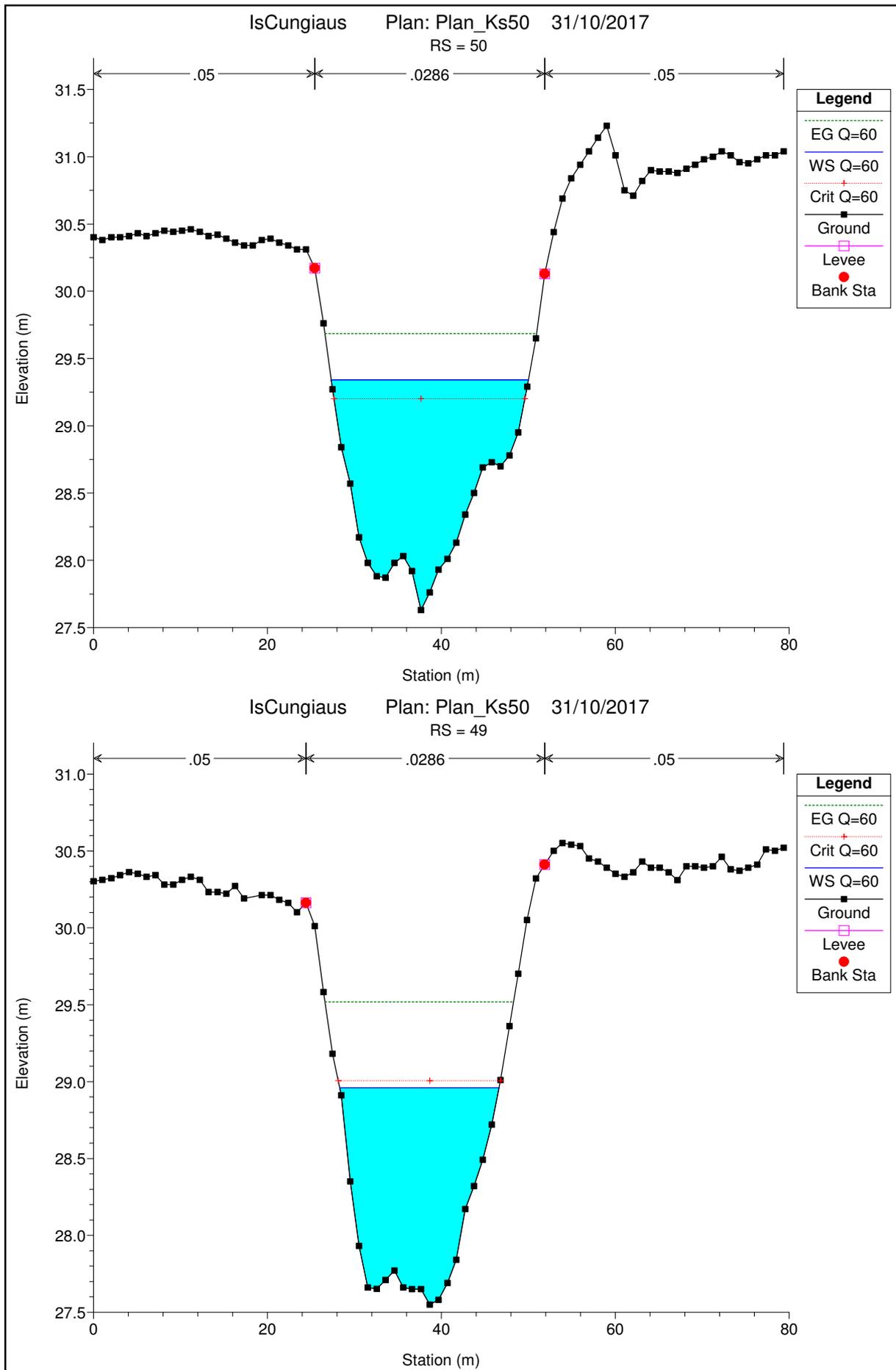
Is Cungiaus Canale

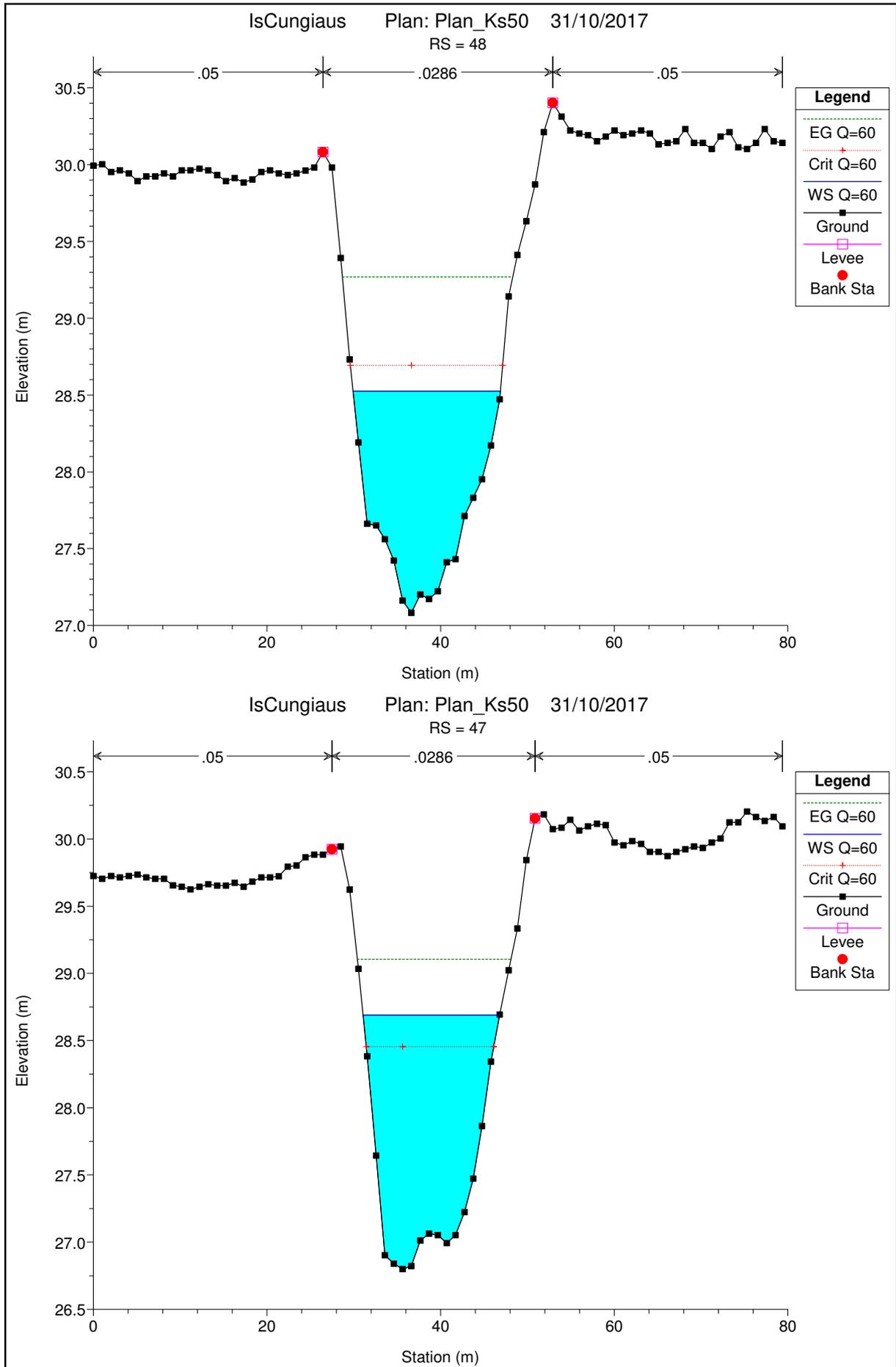


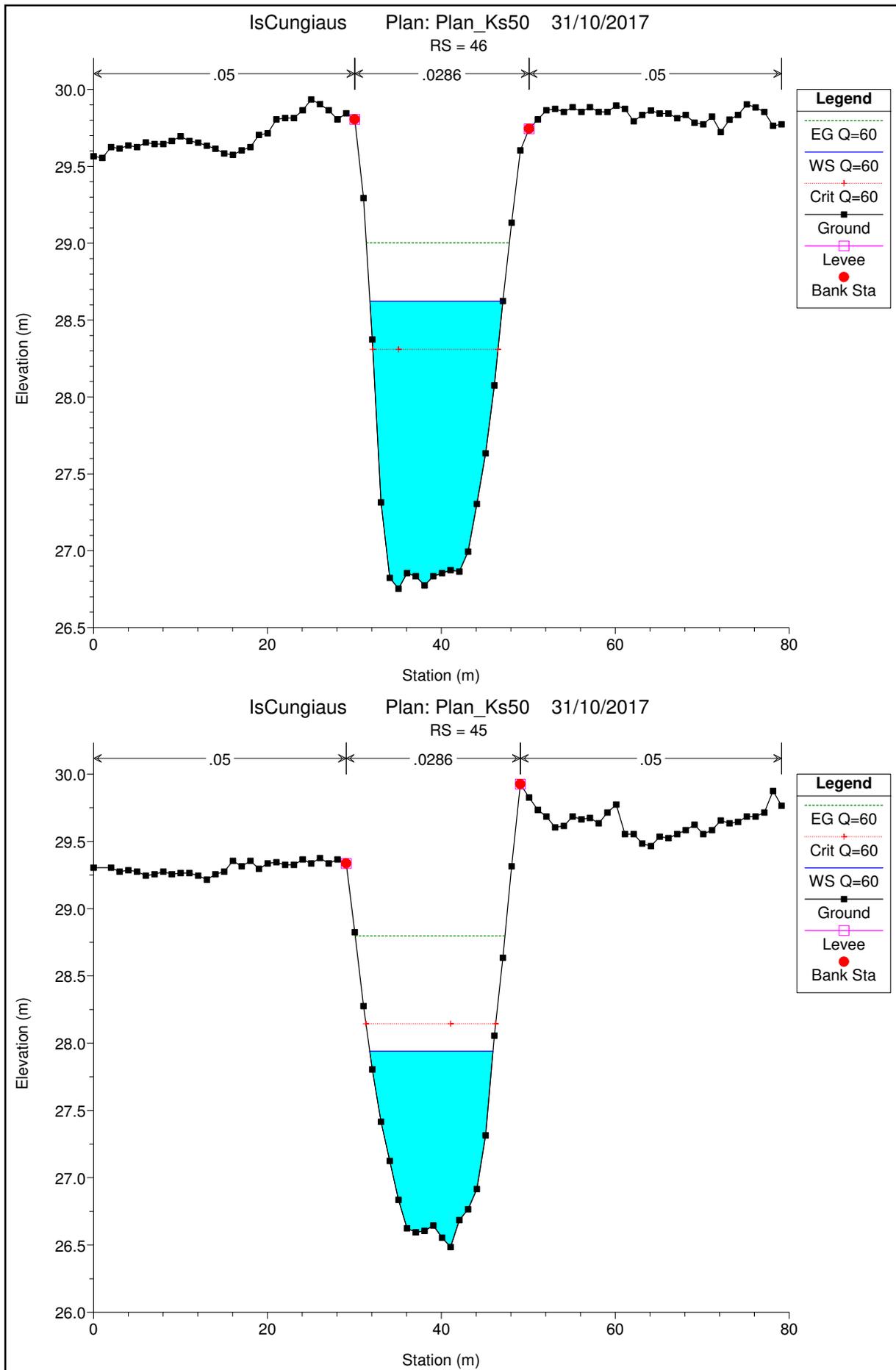
Elevation (m)

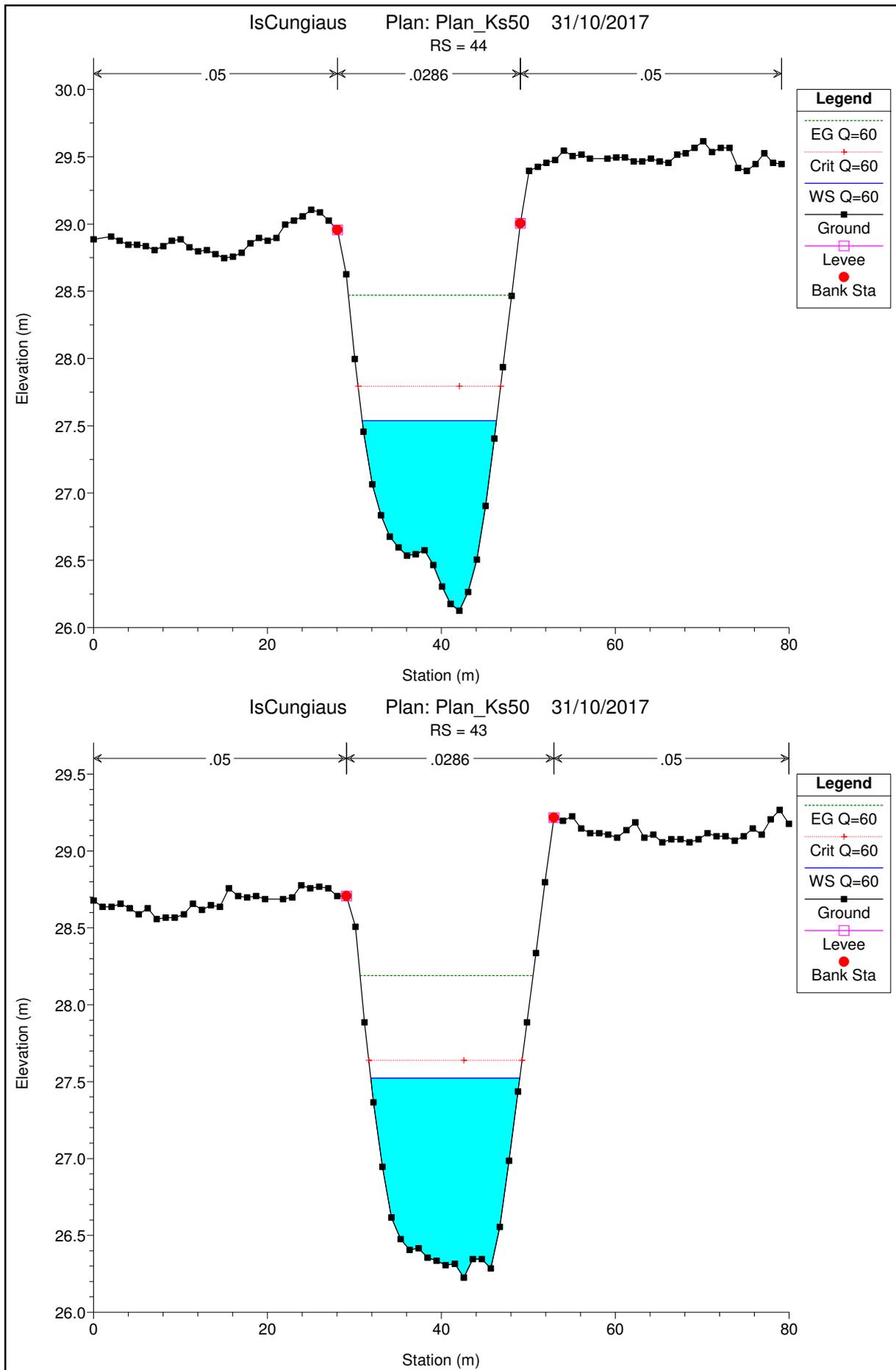
Main Channel Distance (m)

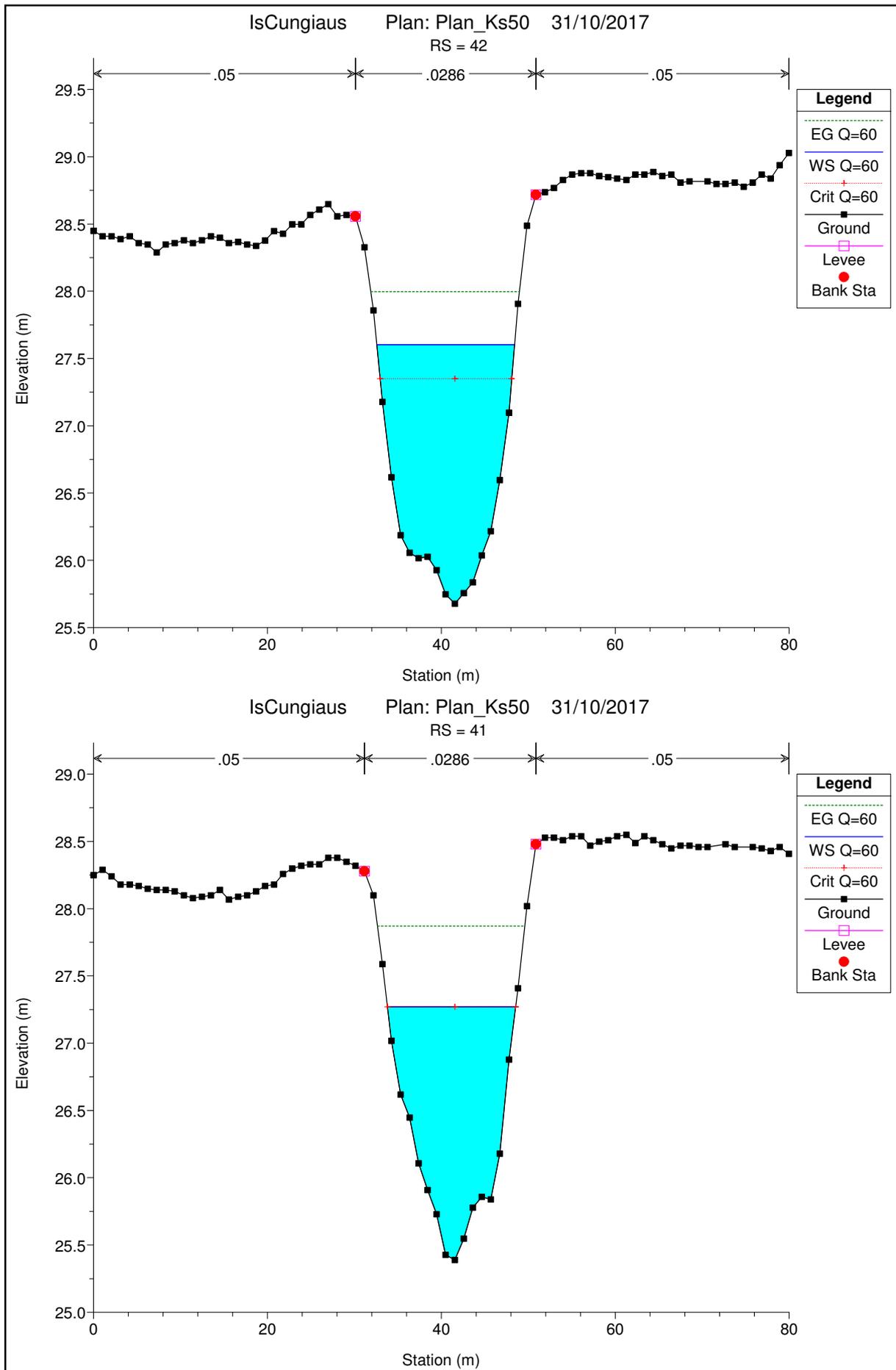
Legend	
EG Q=60	—
Crit Q=60	—+
WS Q=60	—
Ground	—■
Left Levee	—□
Right Levee	—■

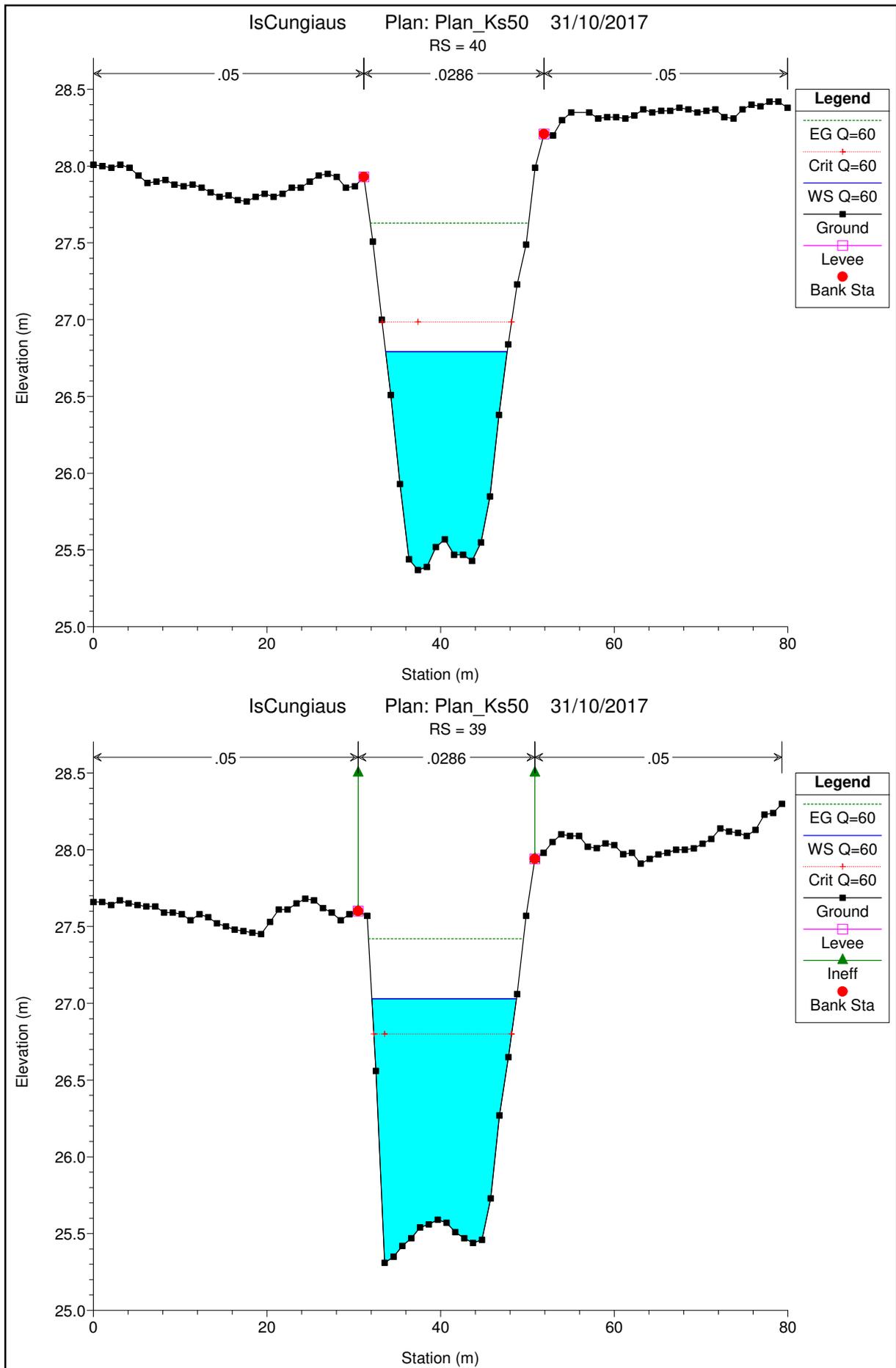


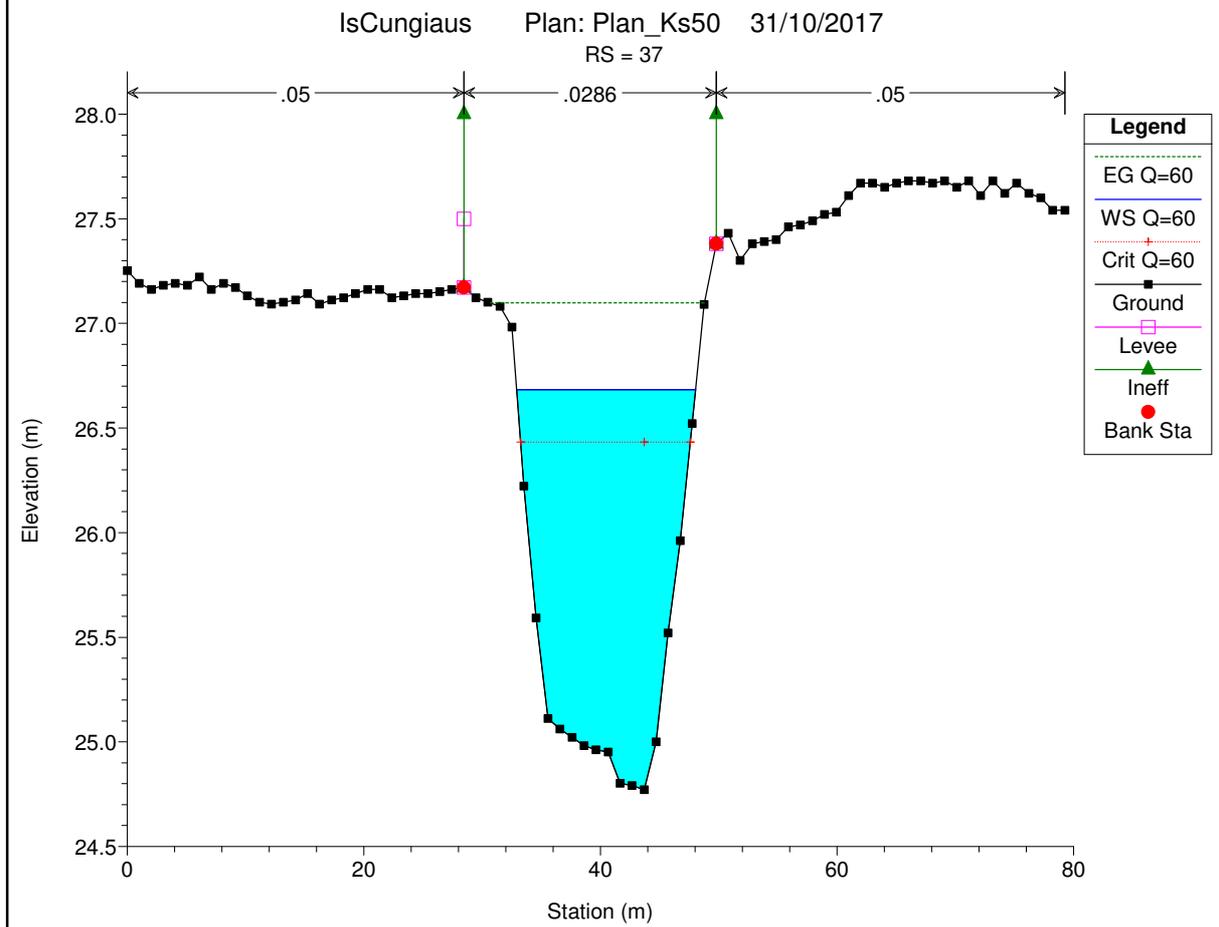
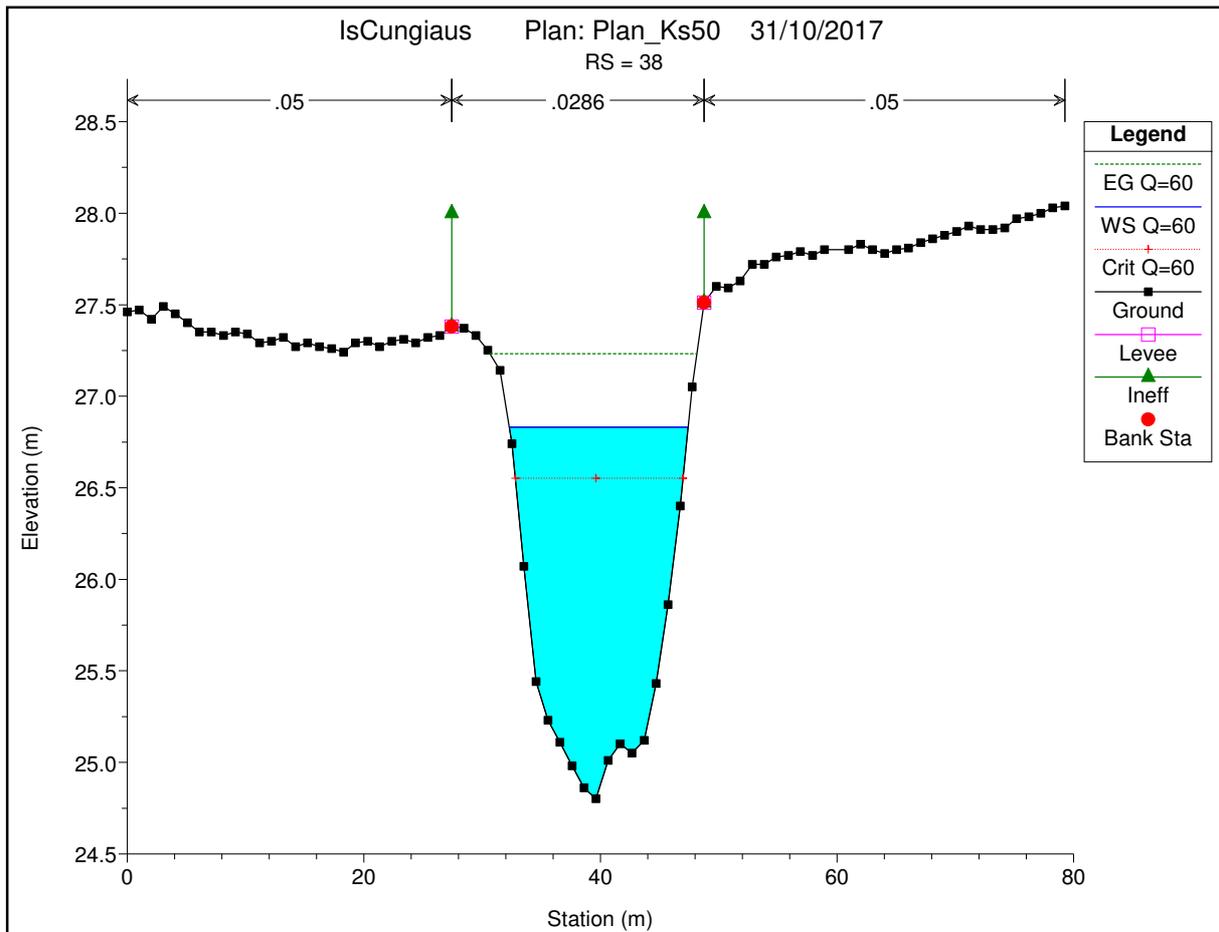


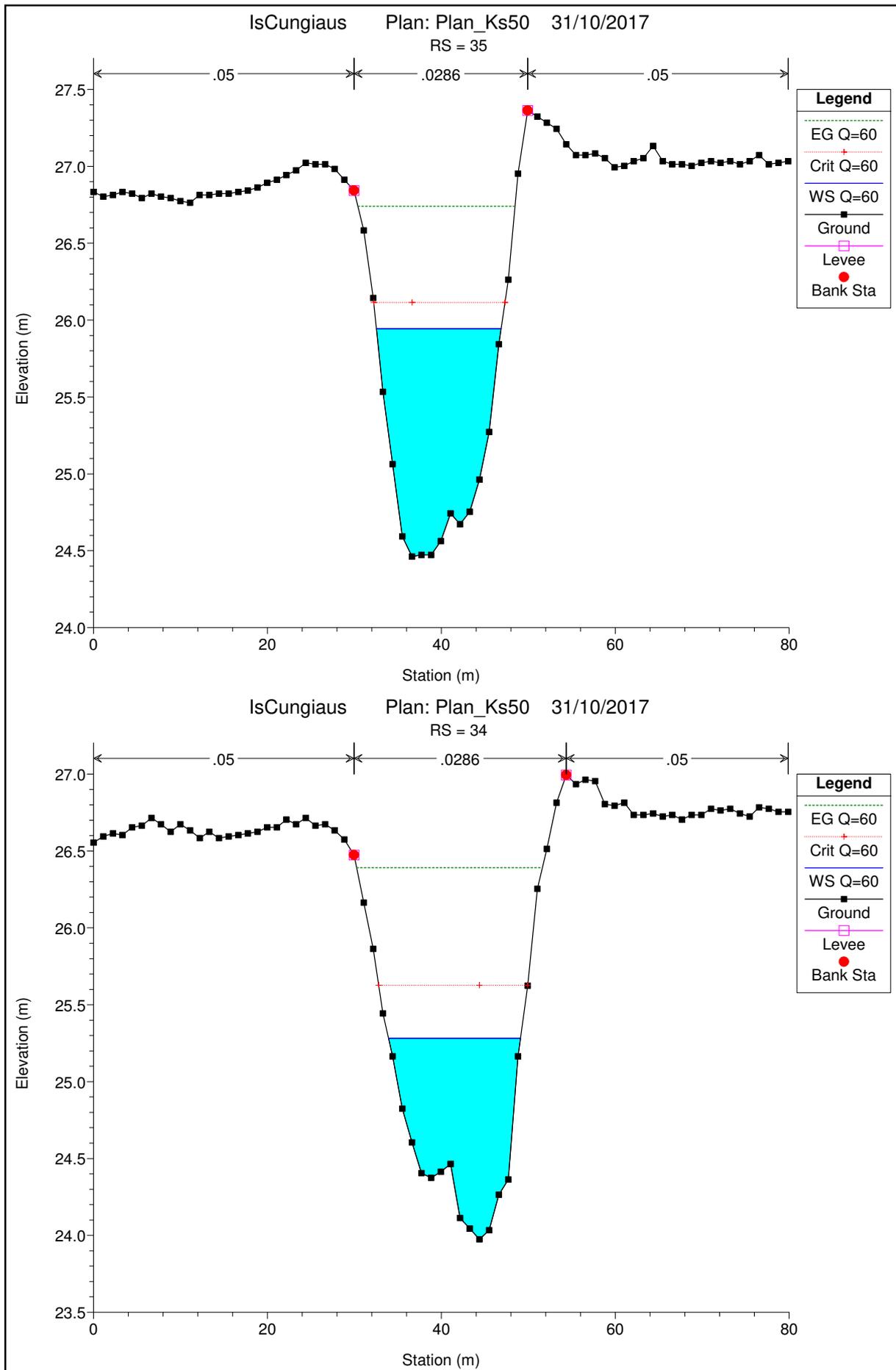


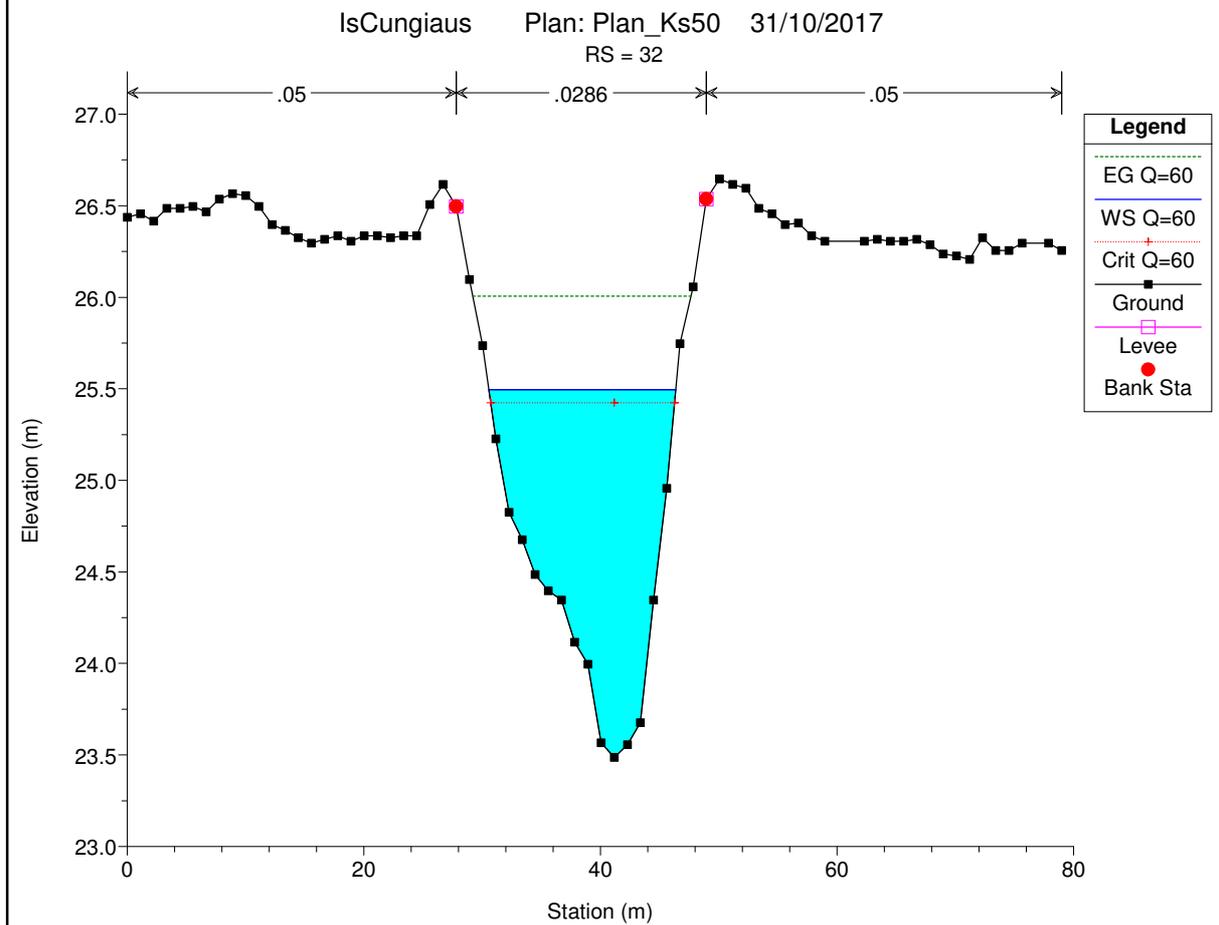
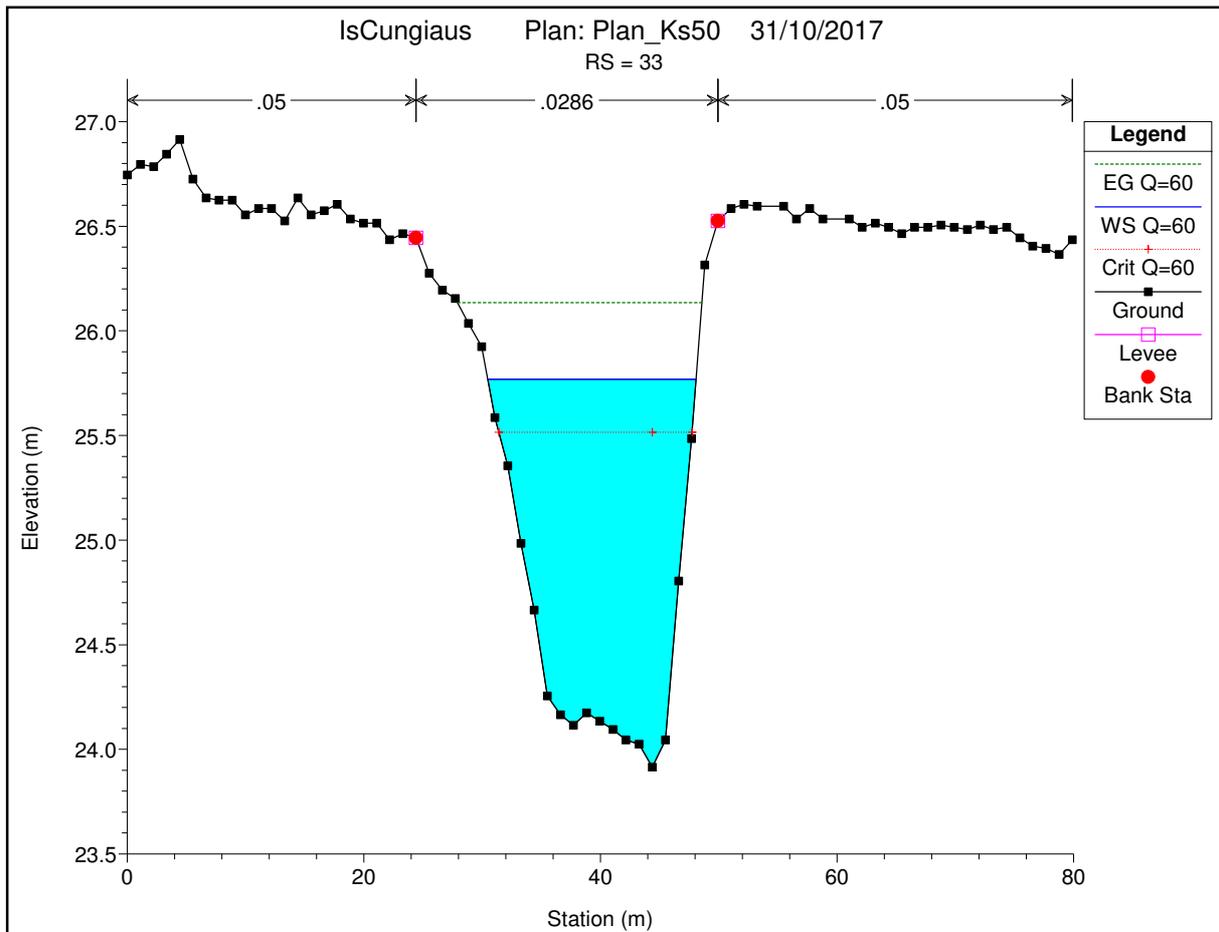


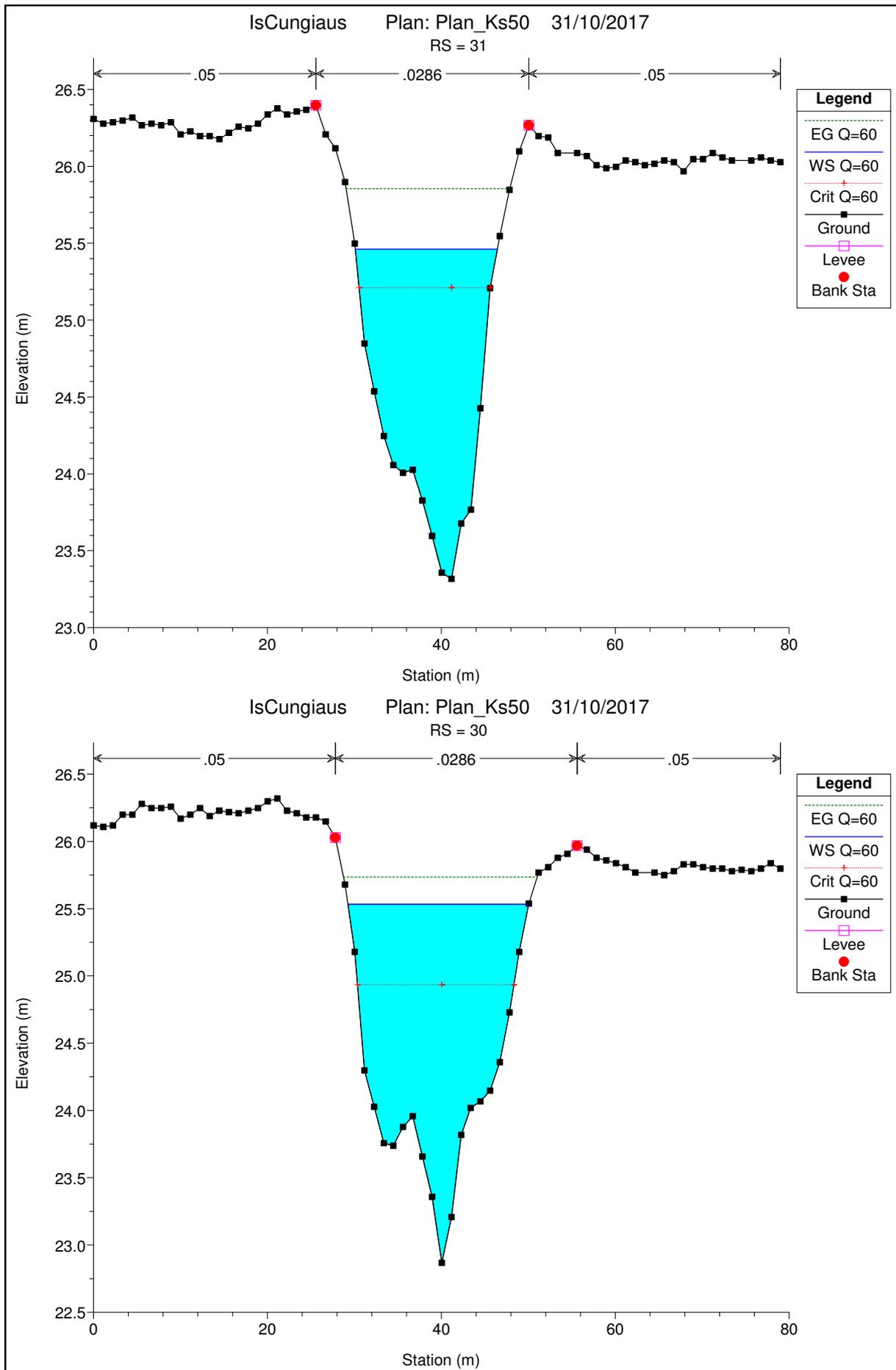


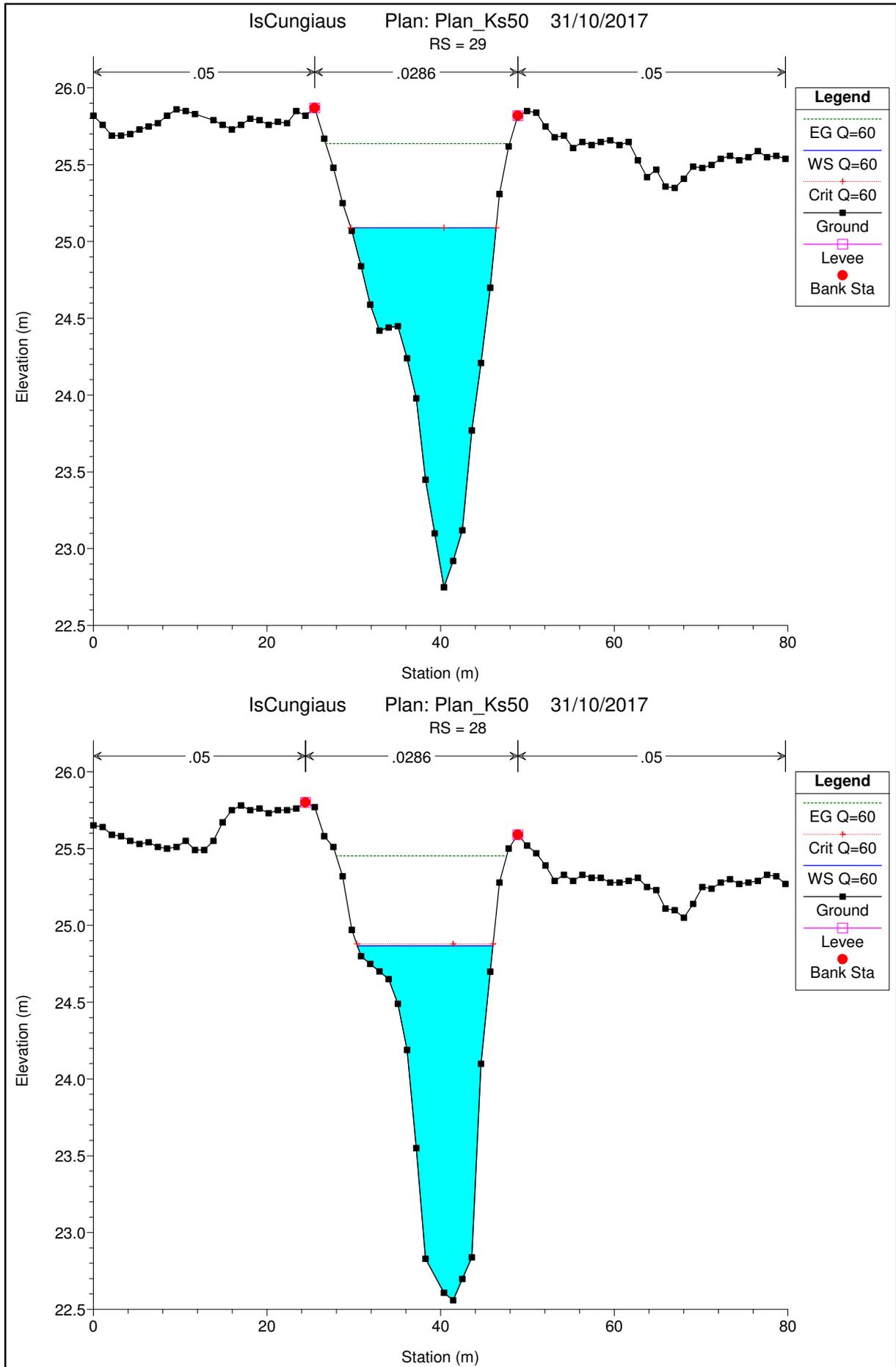


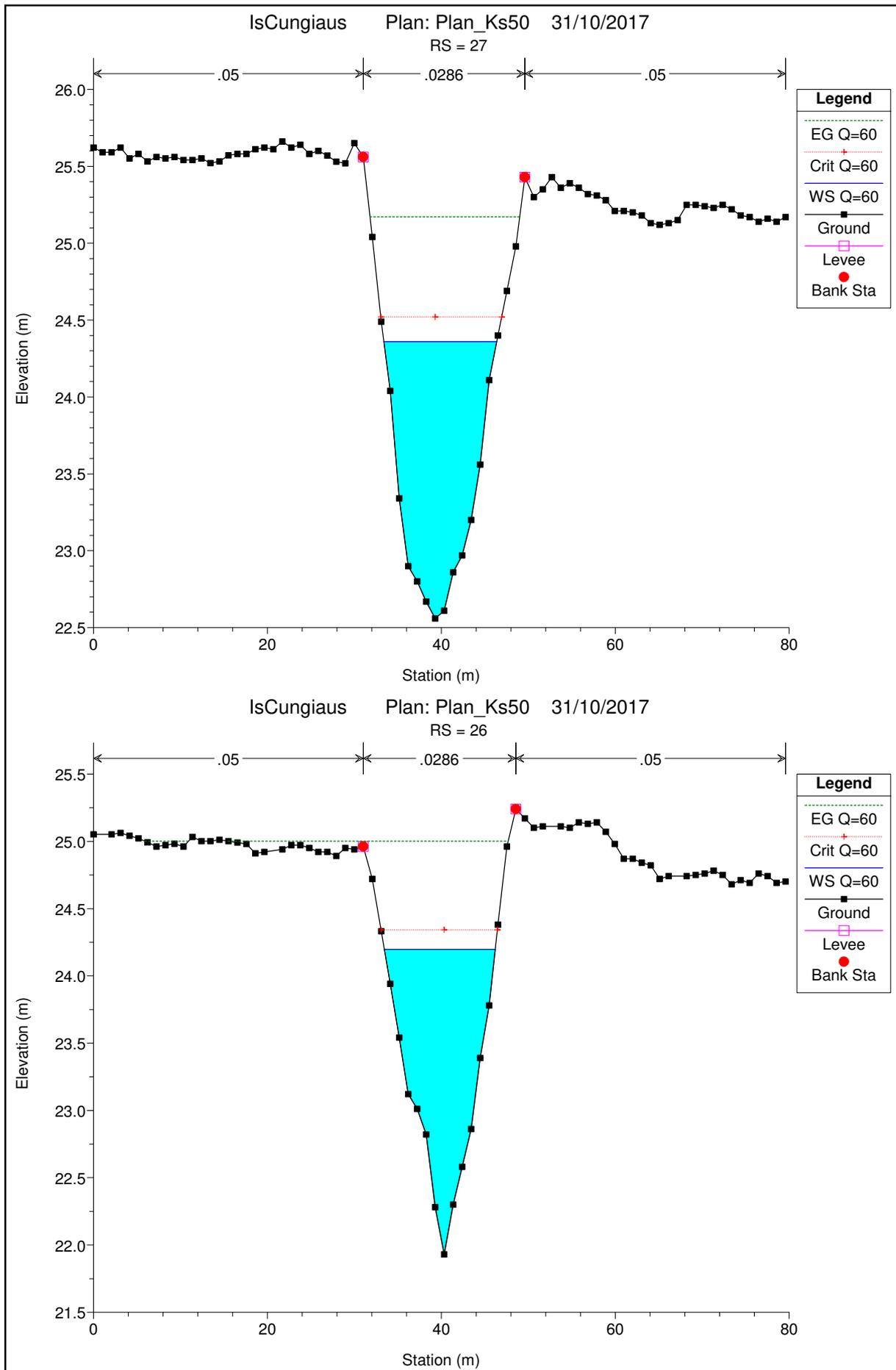


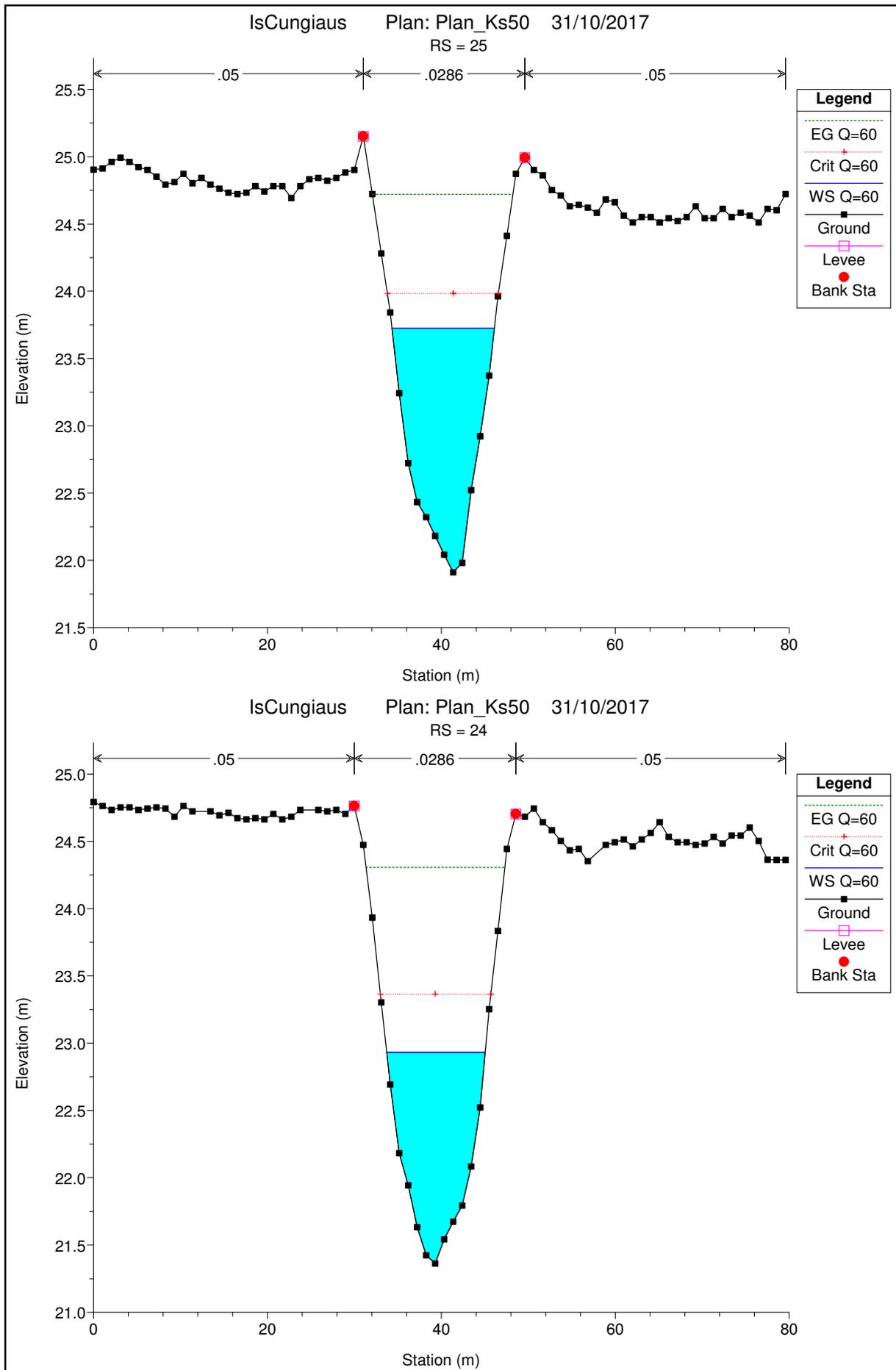


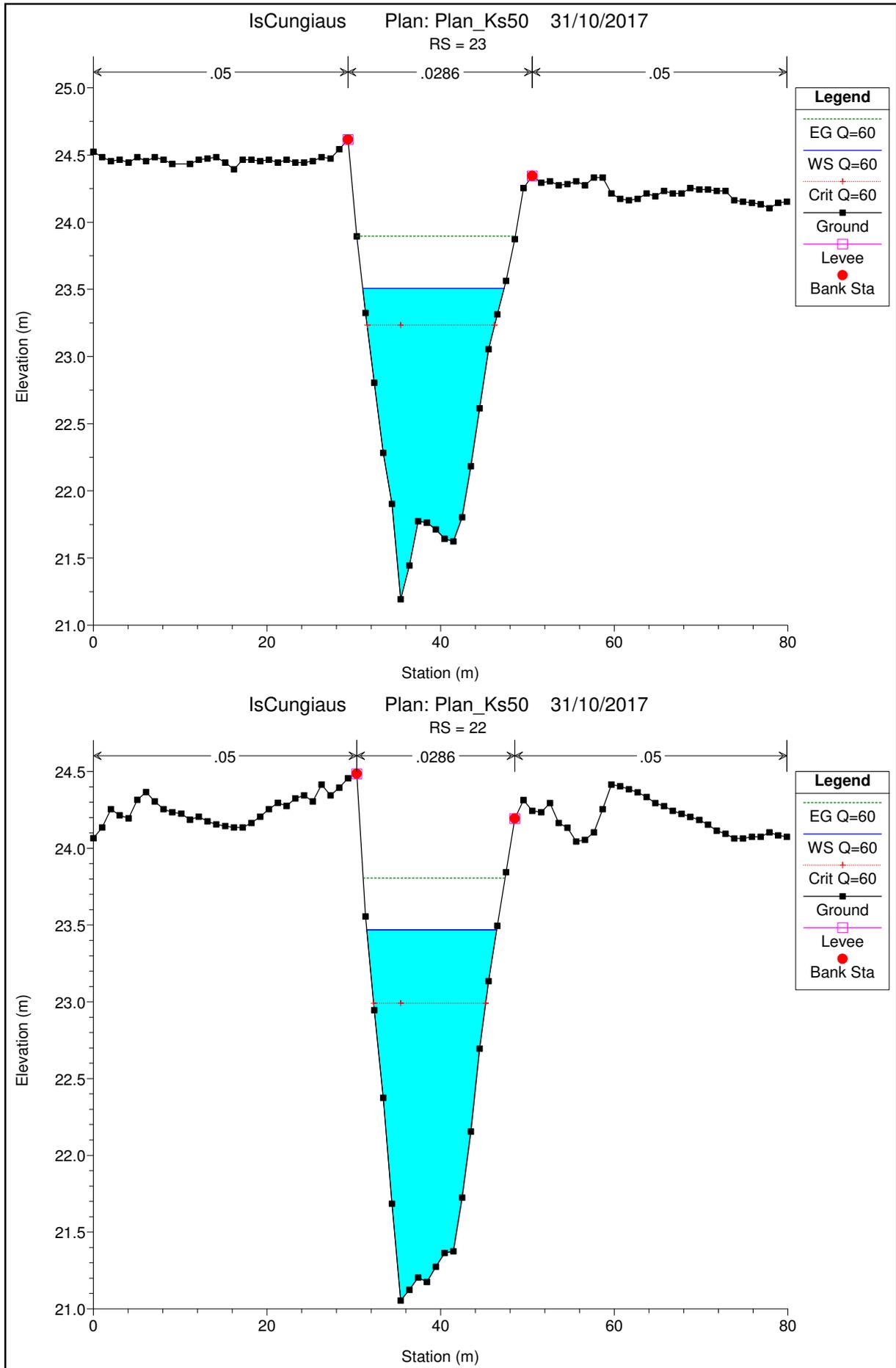


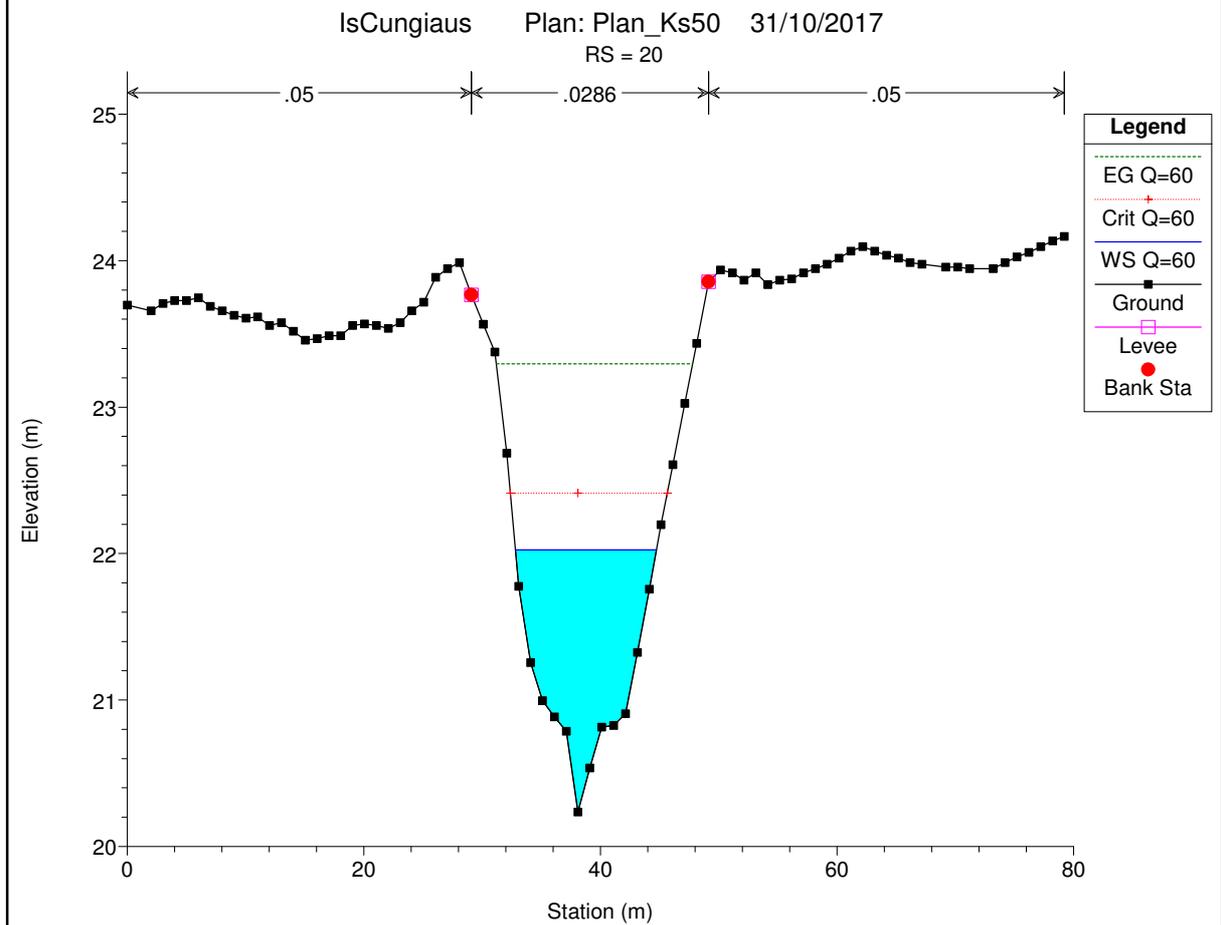
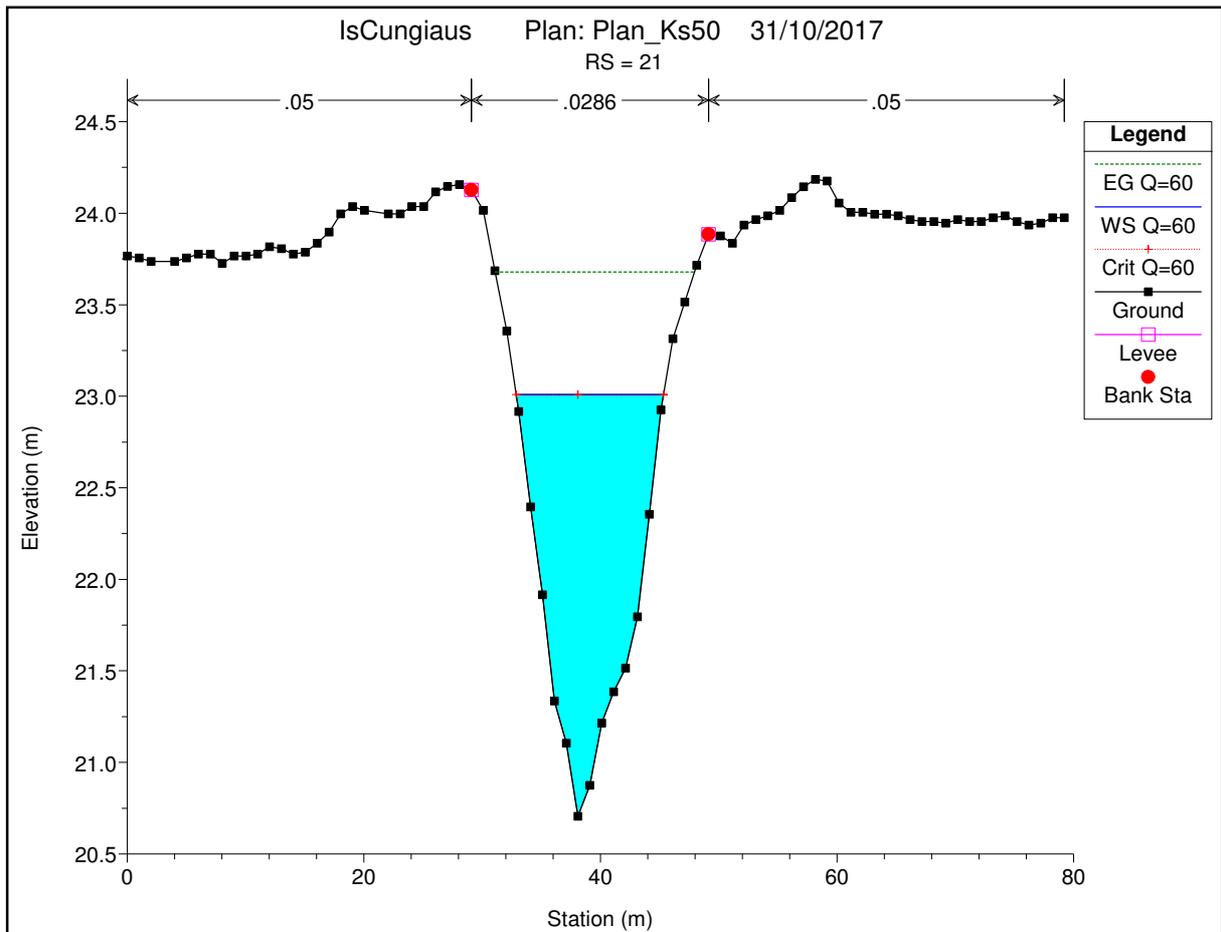


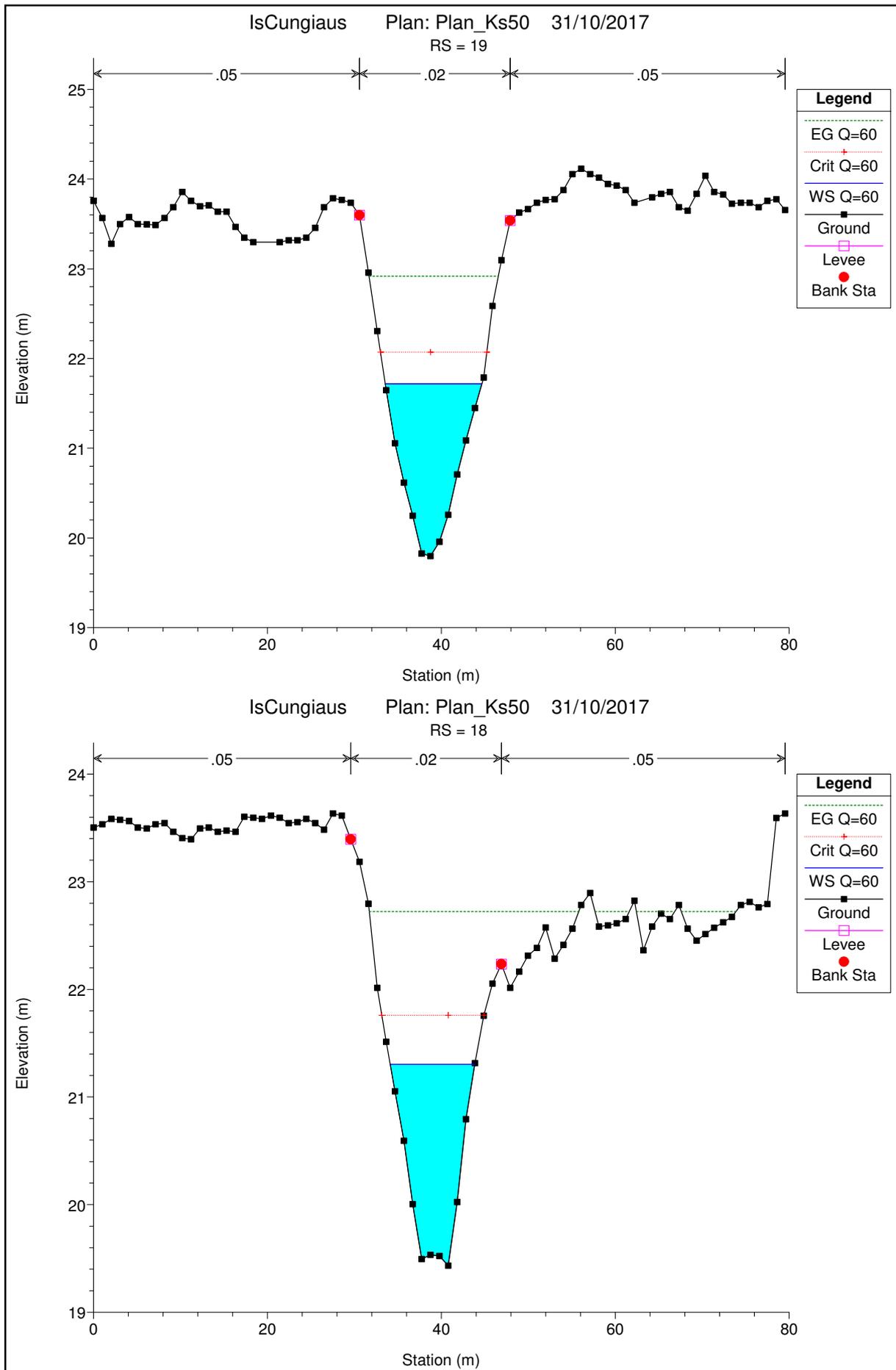


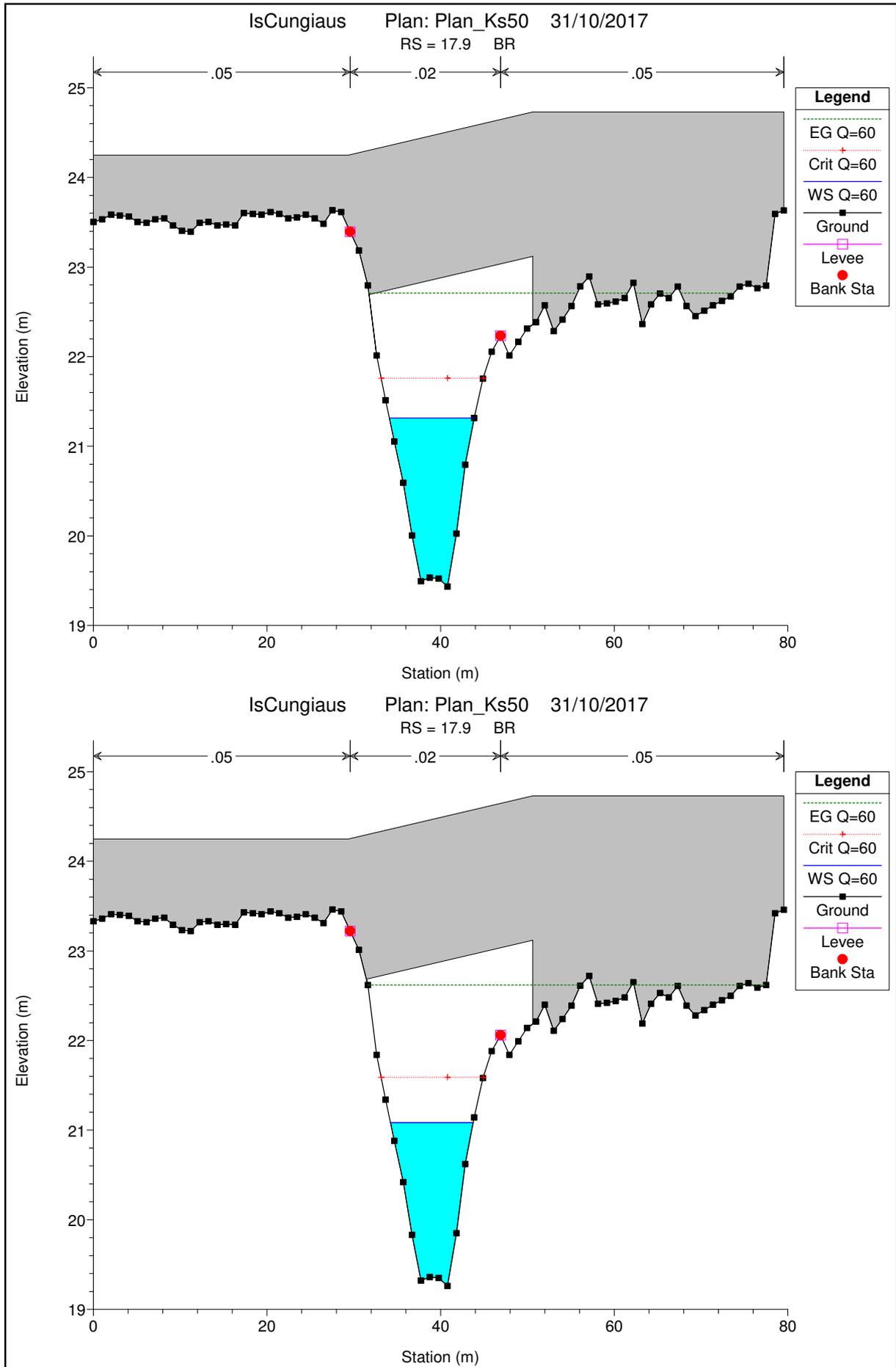


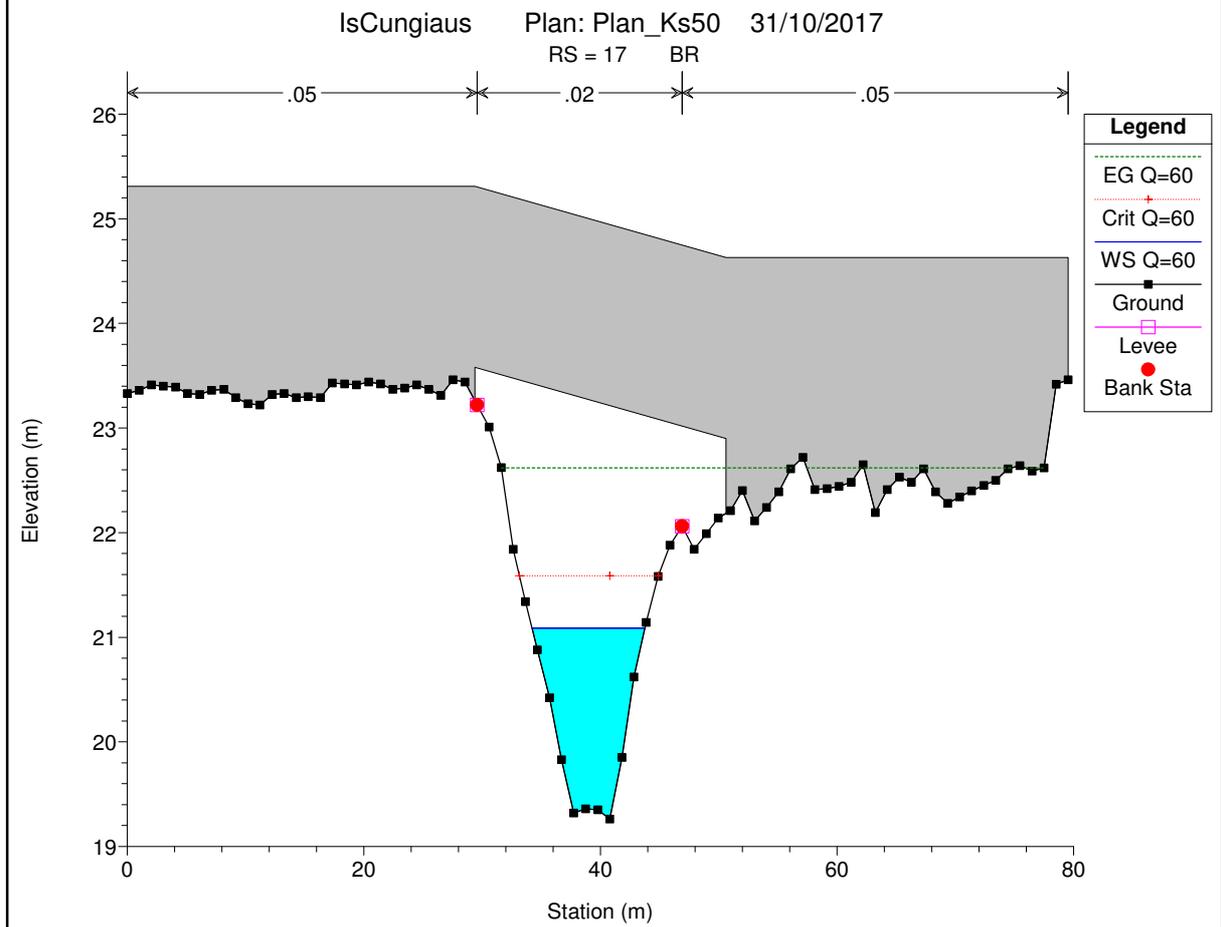
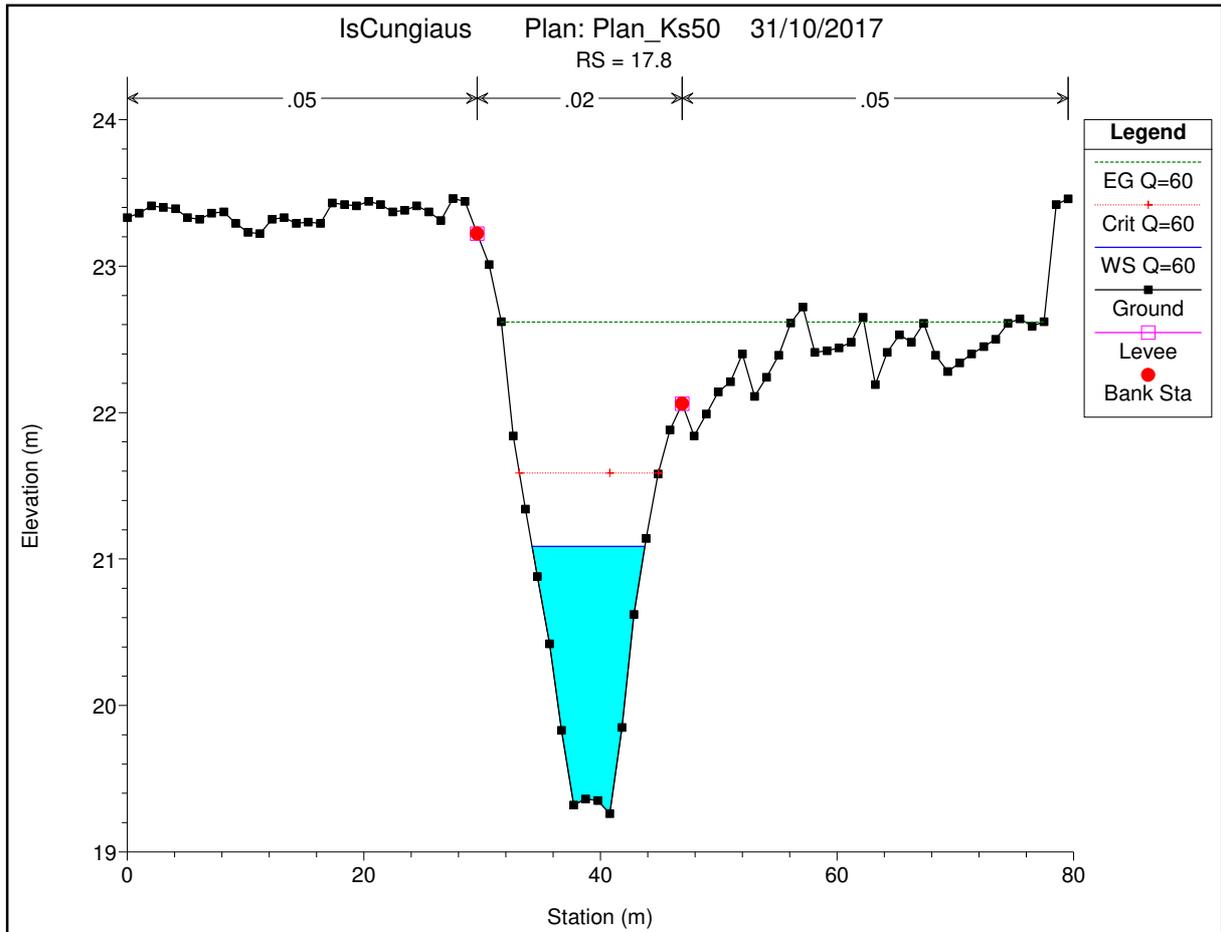


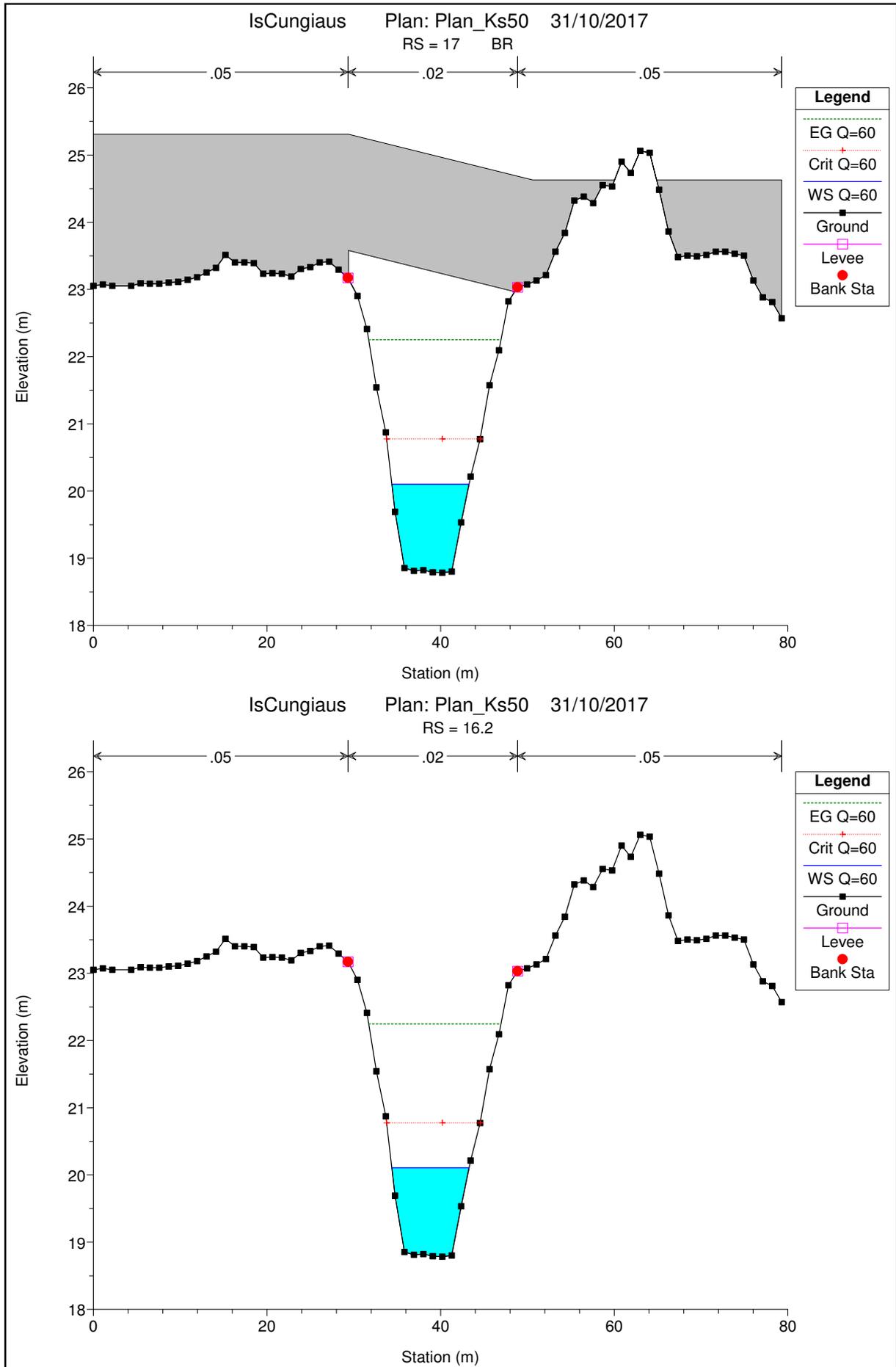


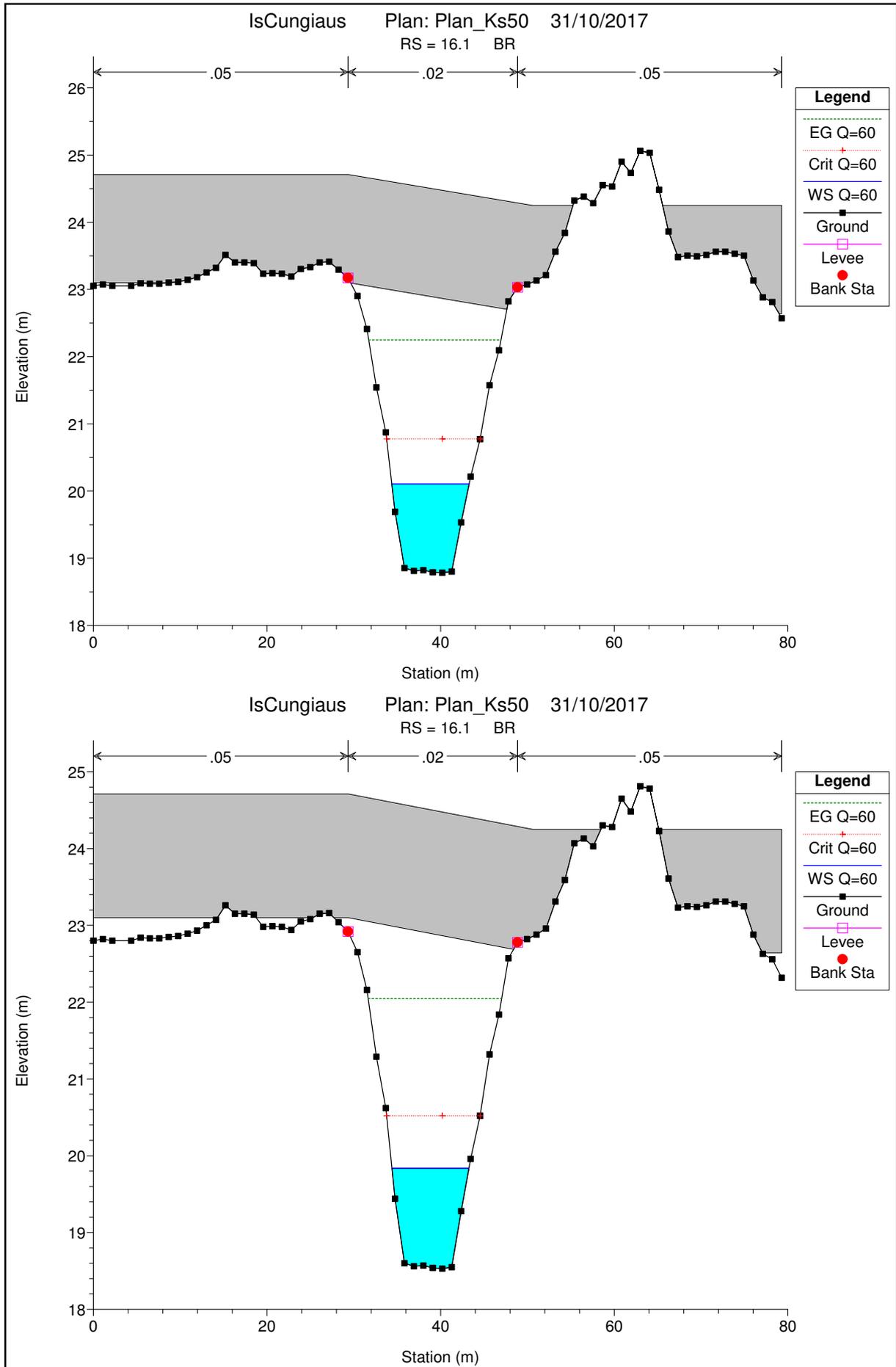


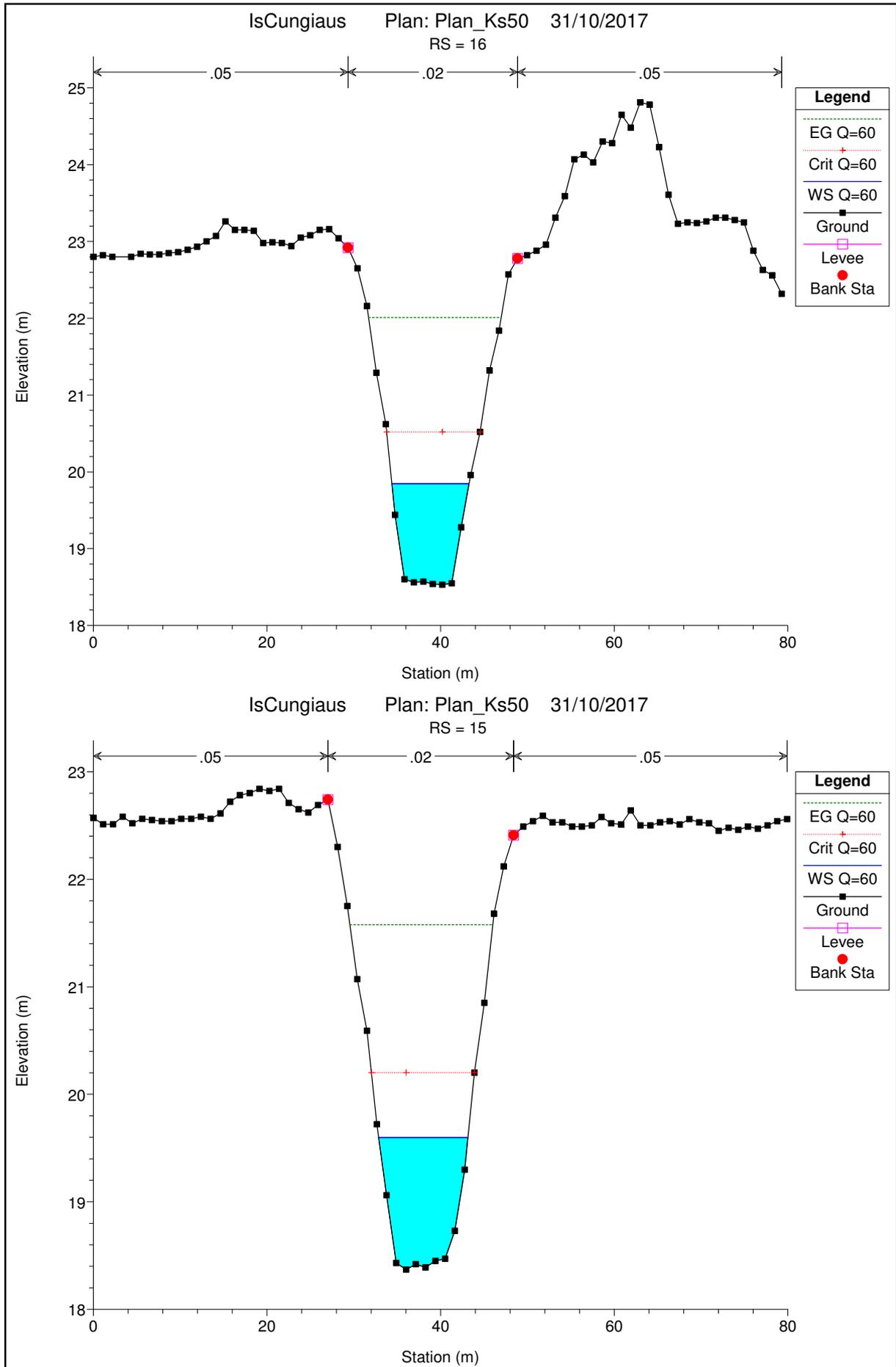


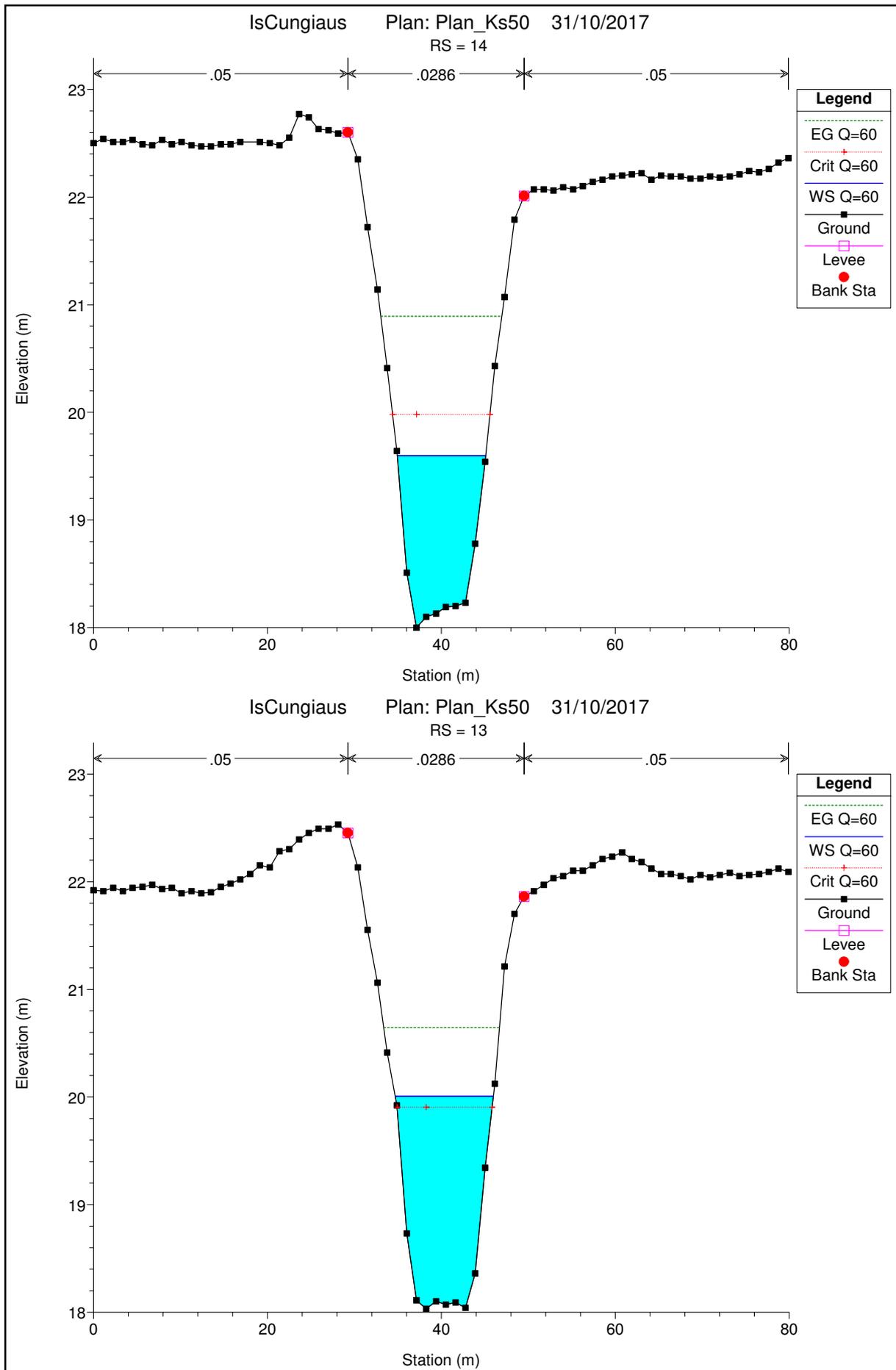


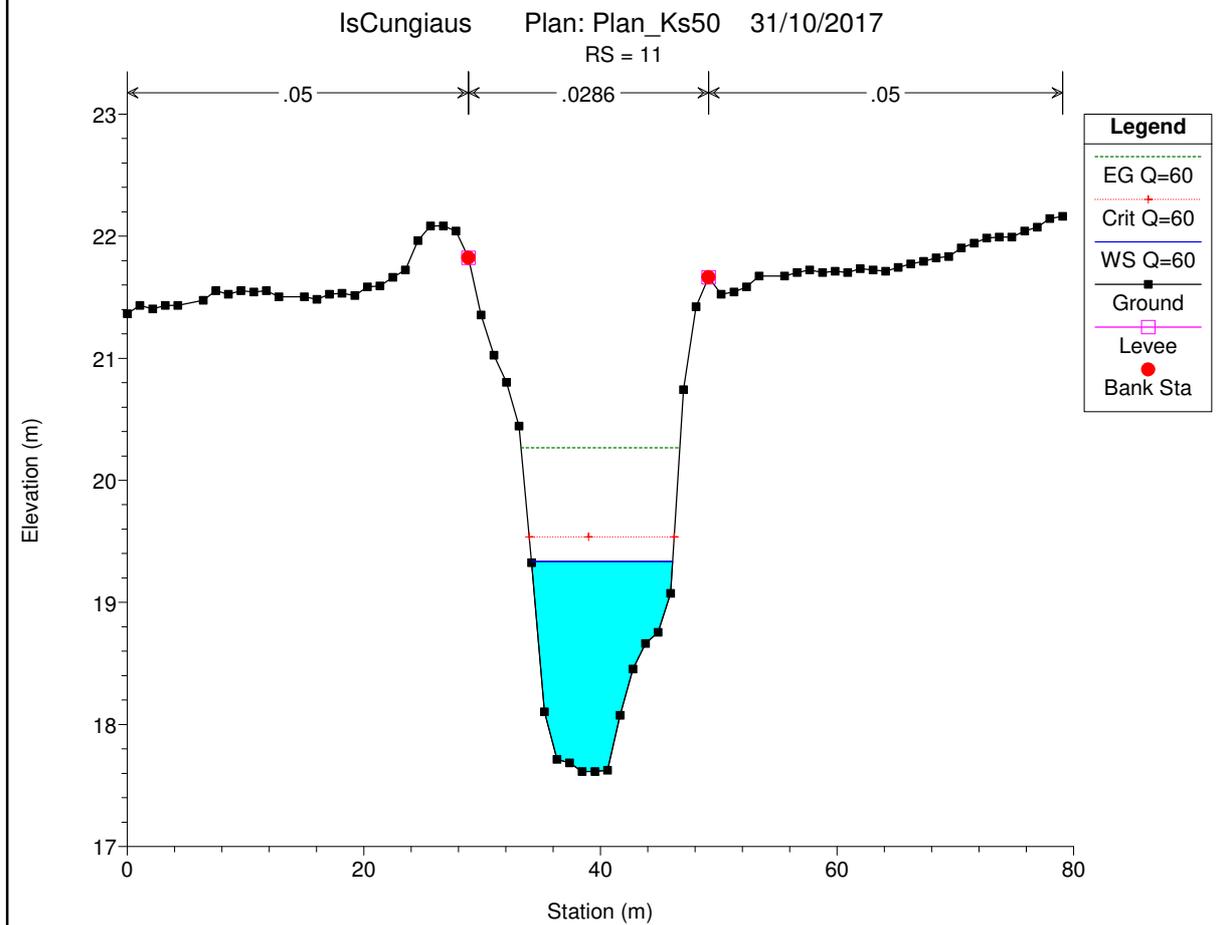
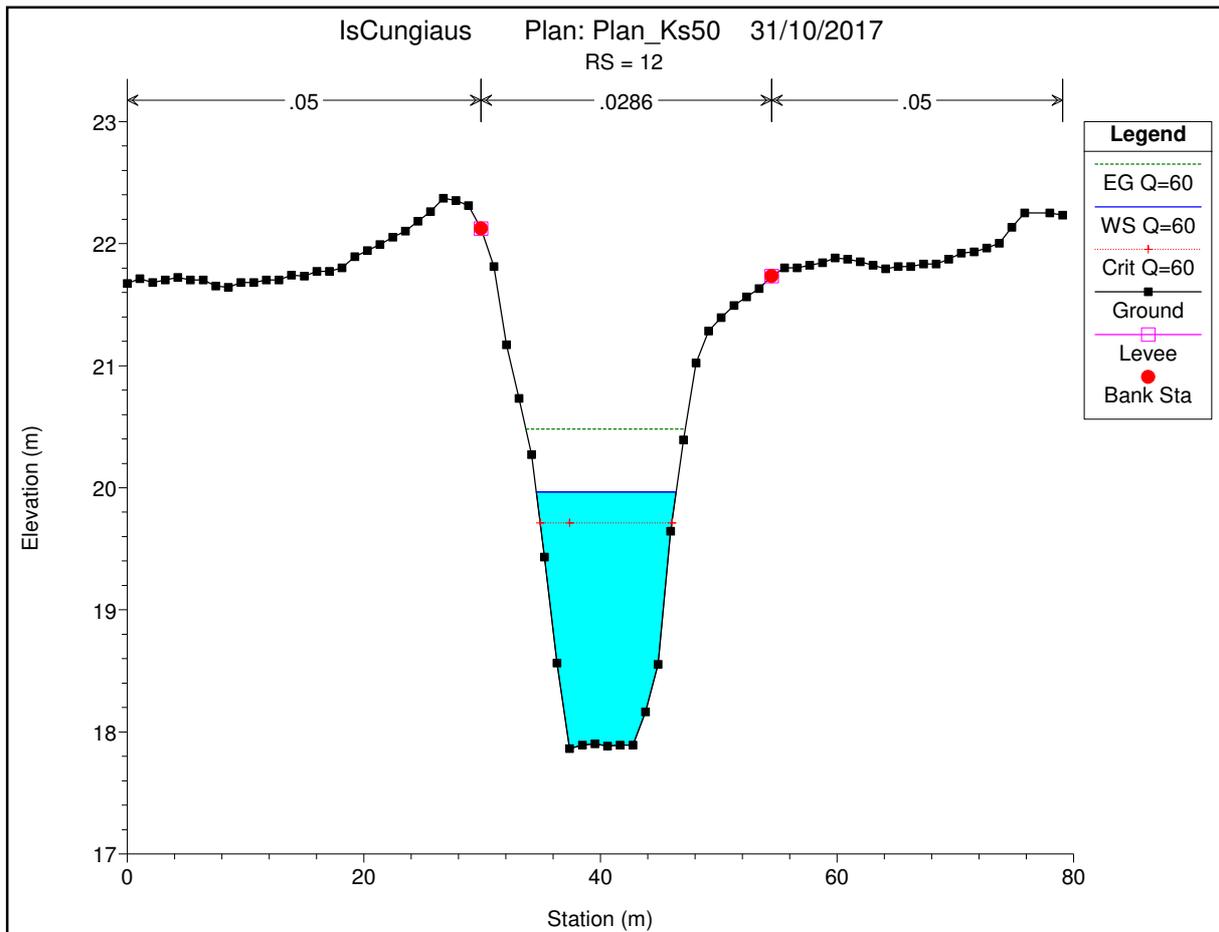


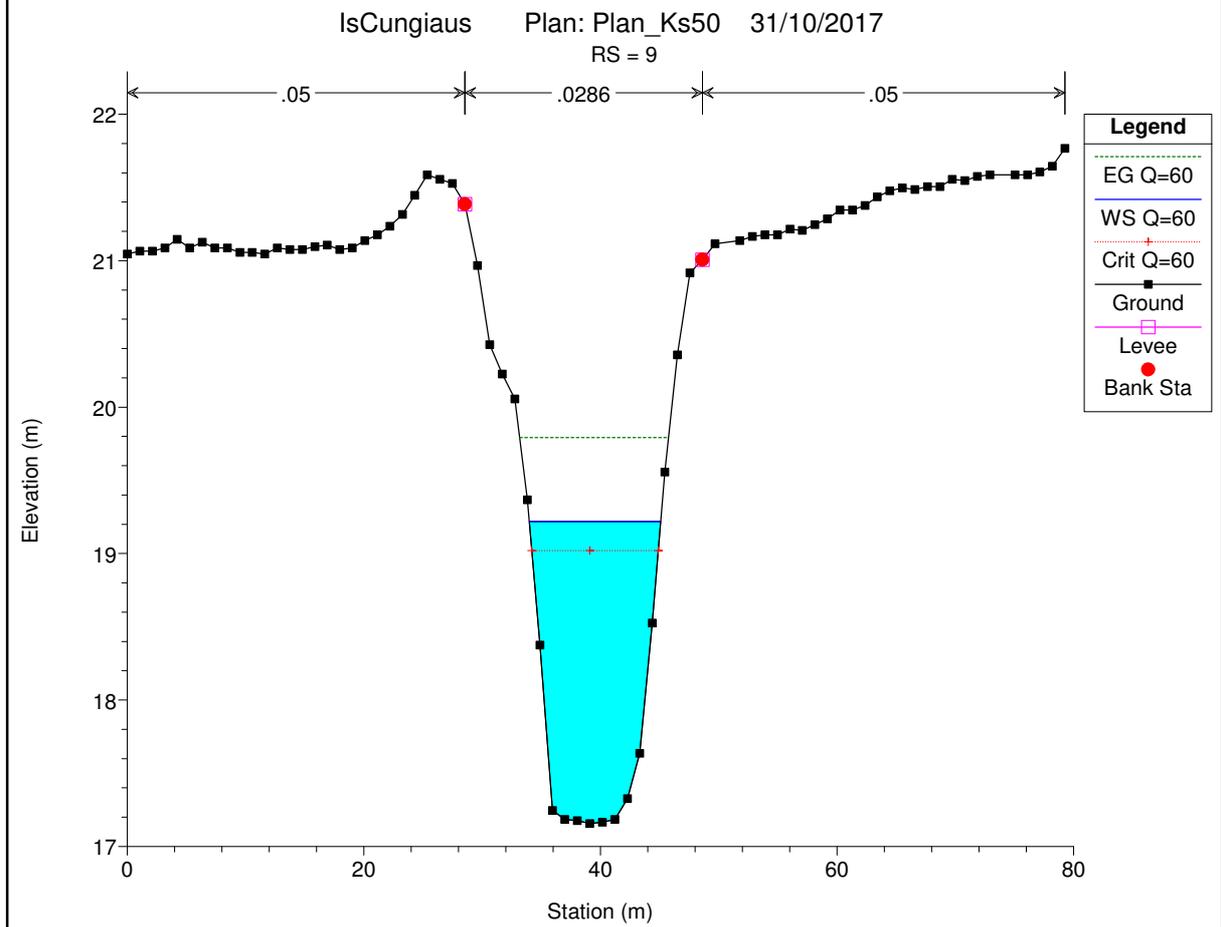
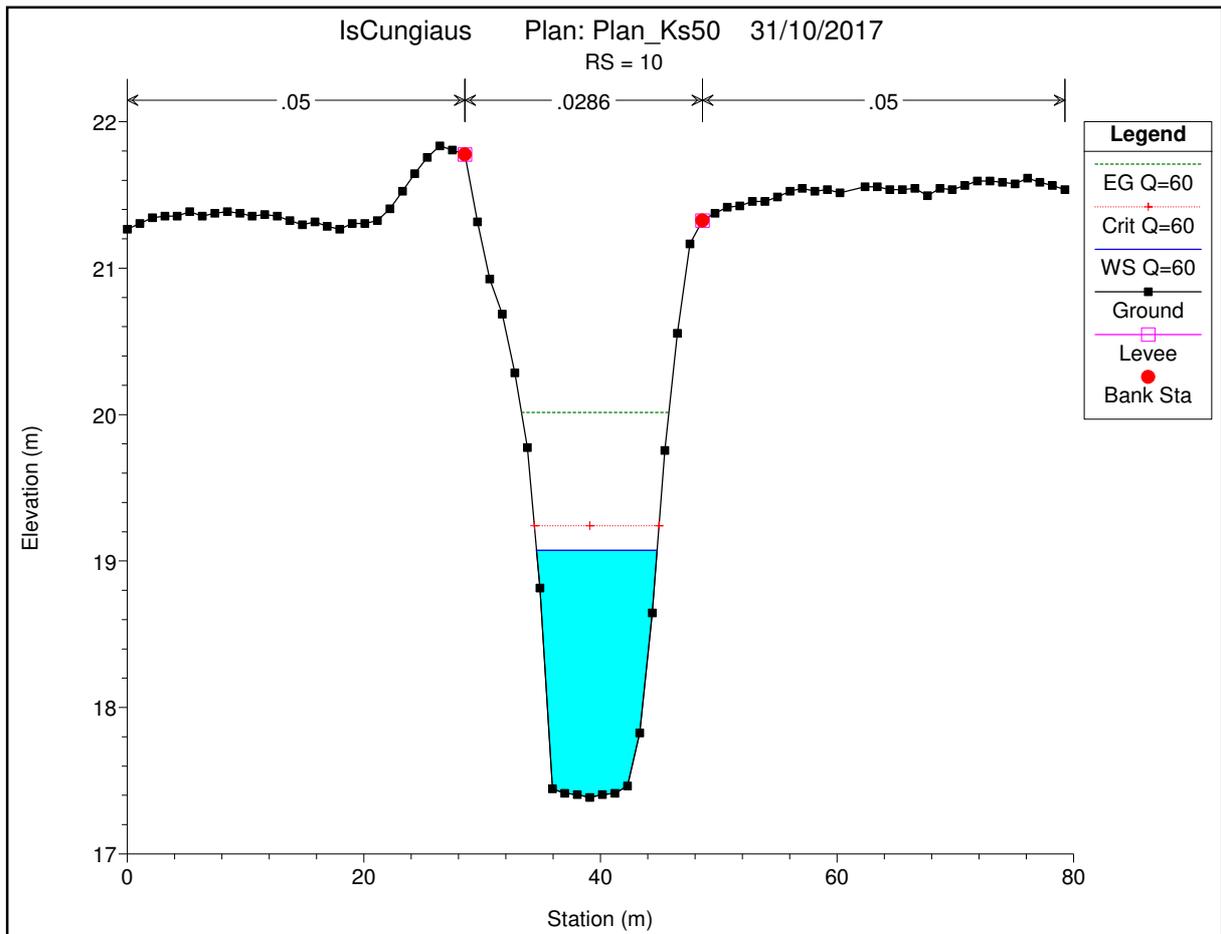


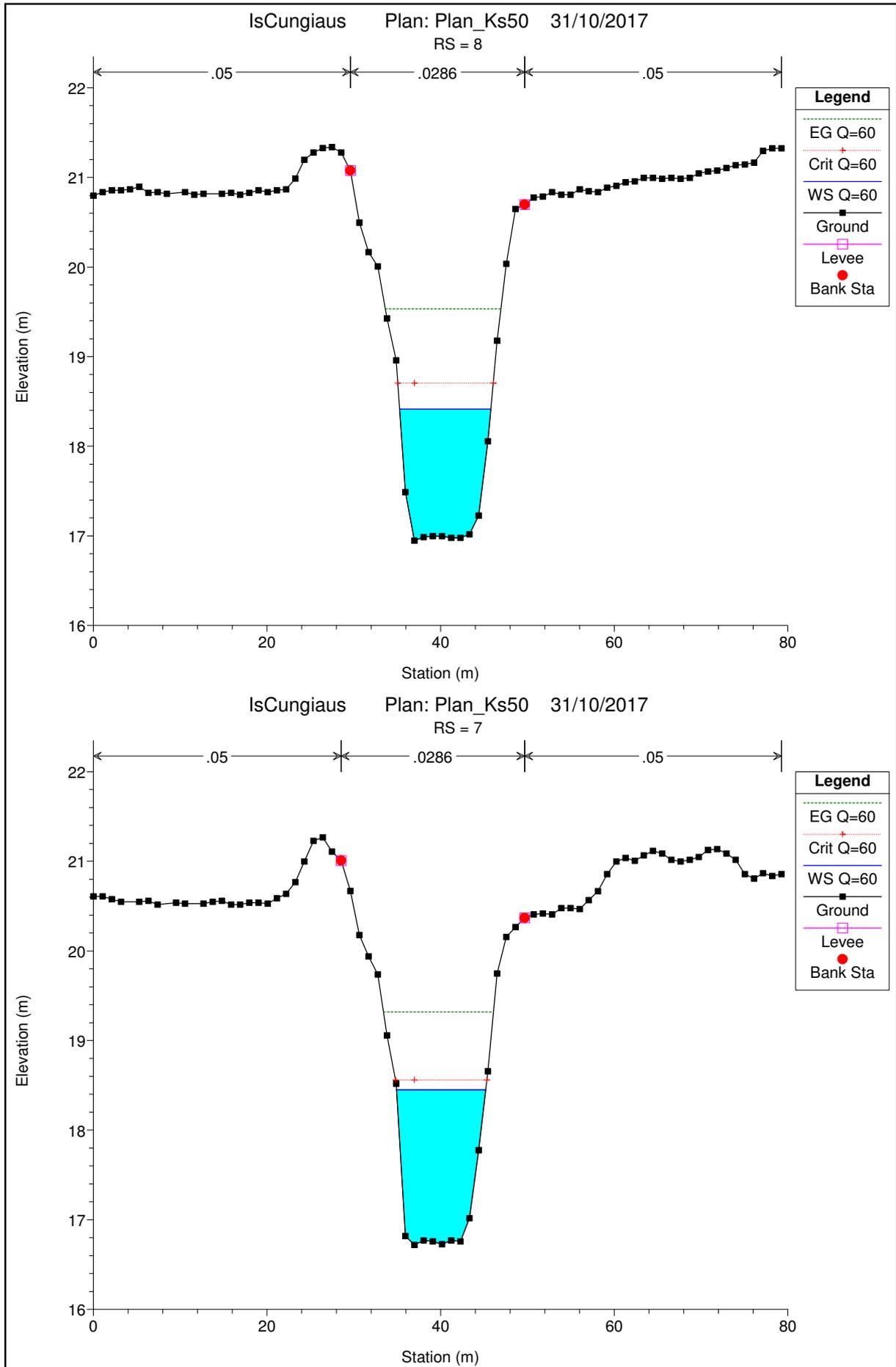


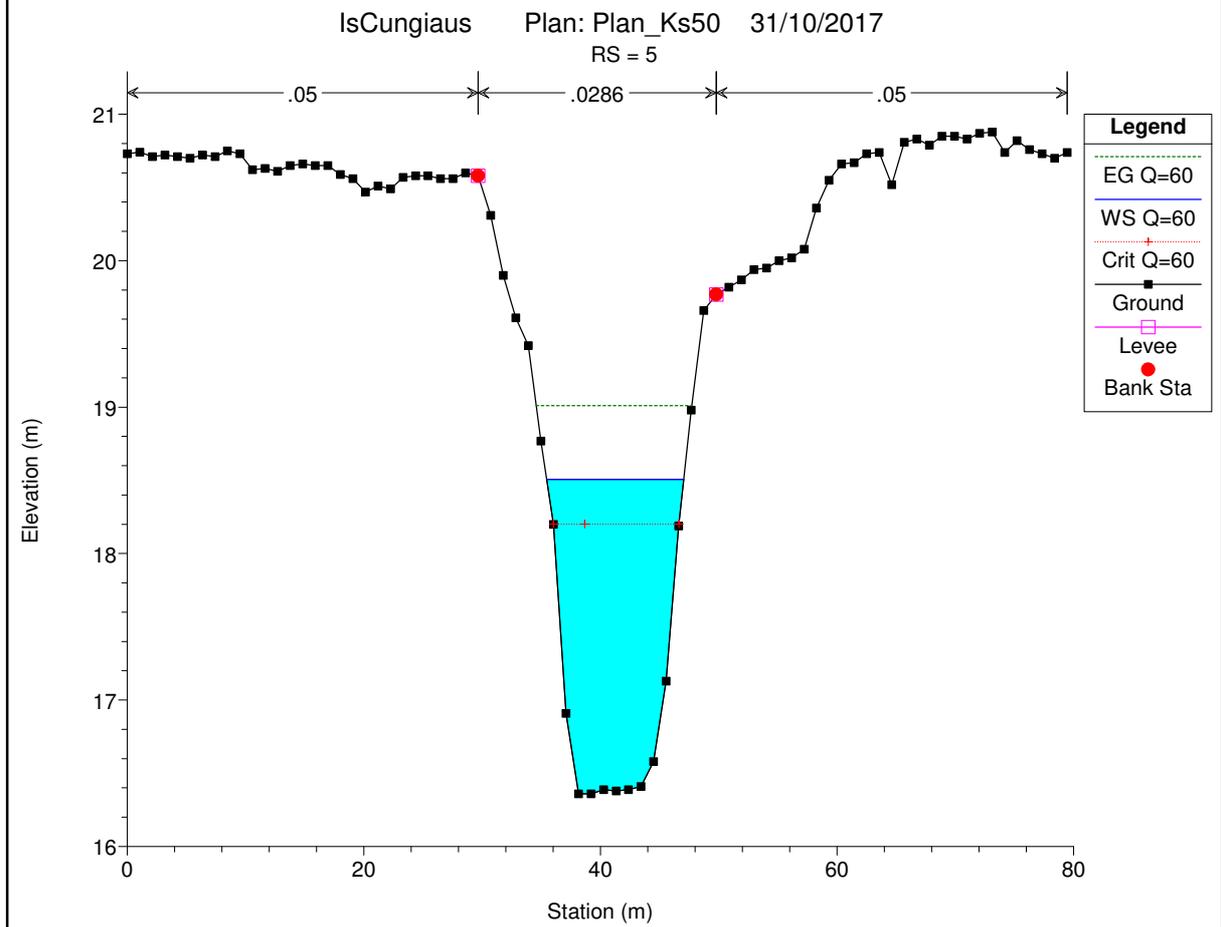
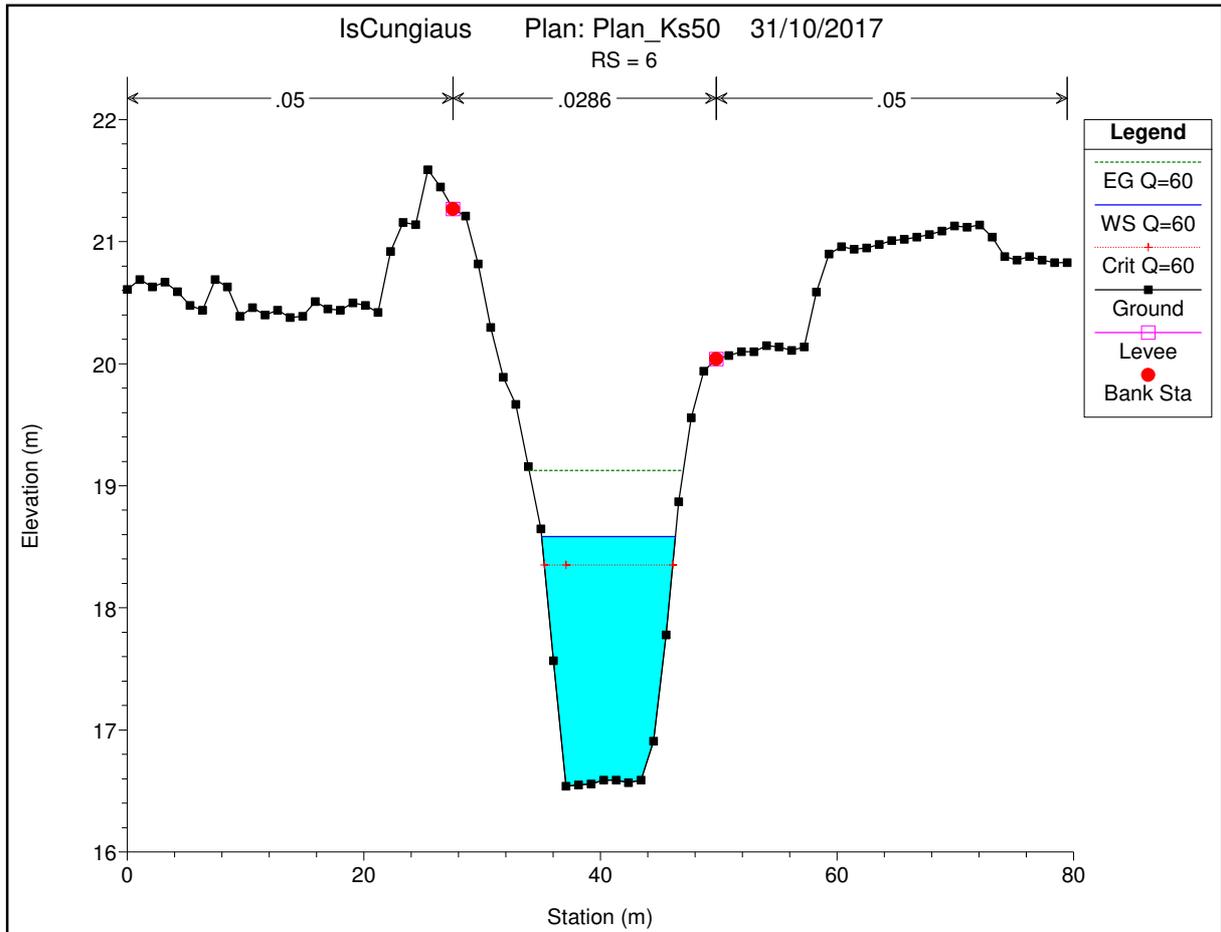


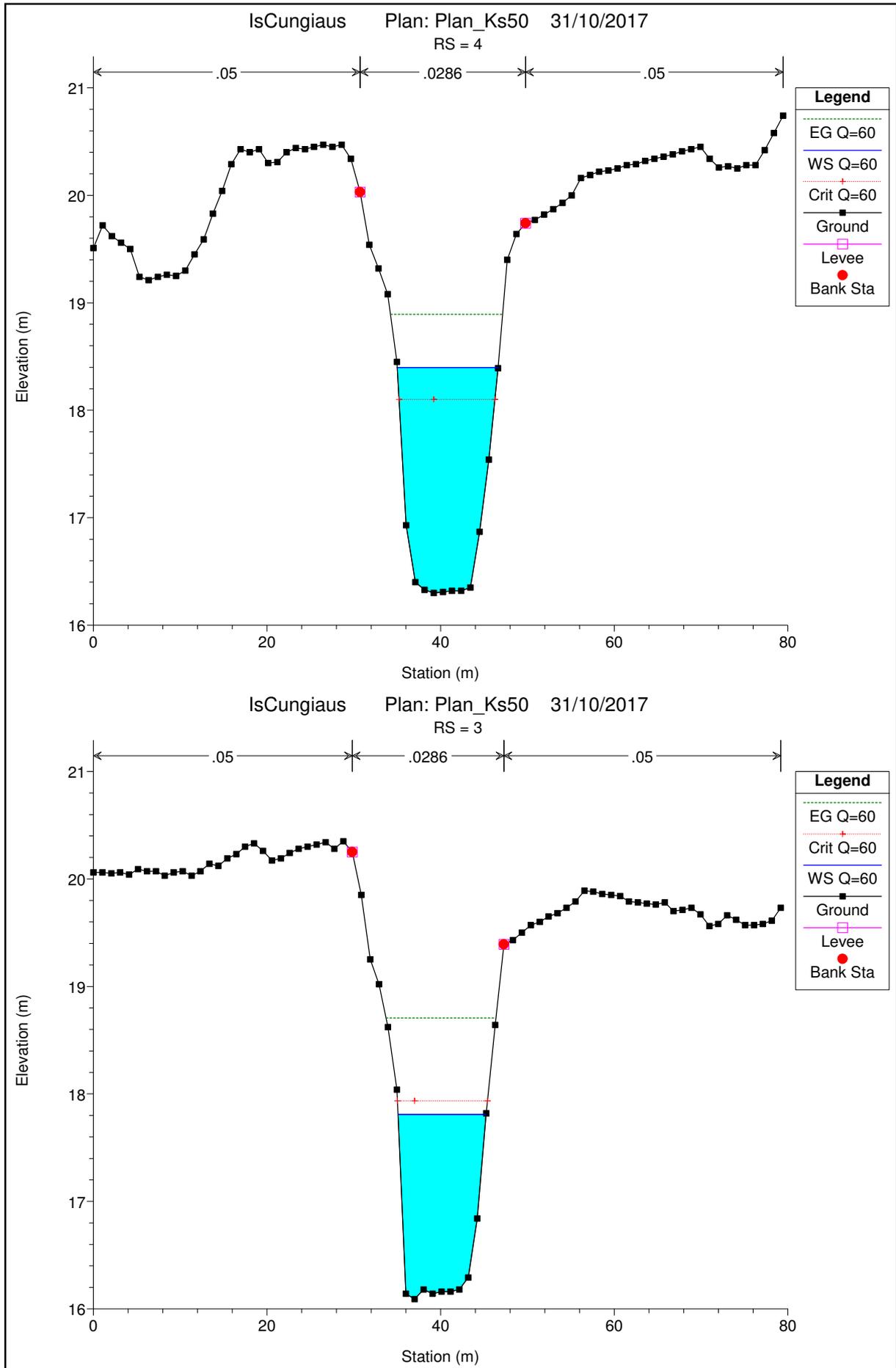


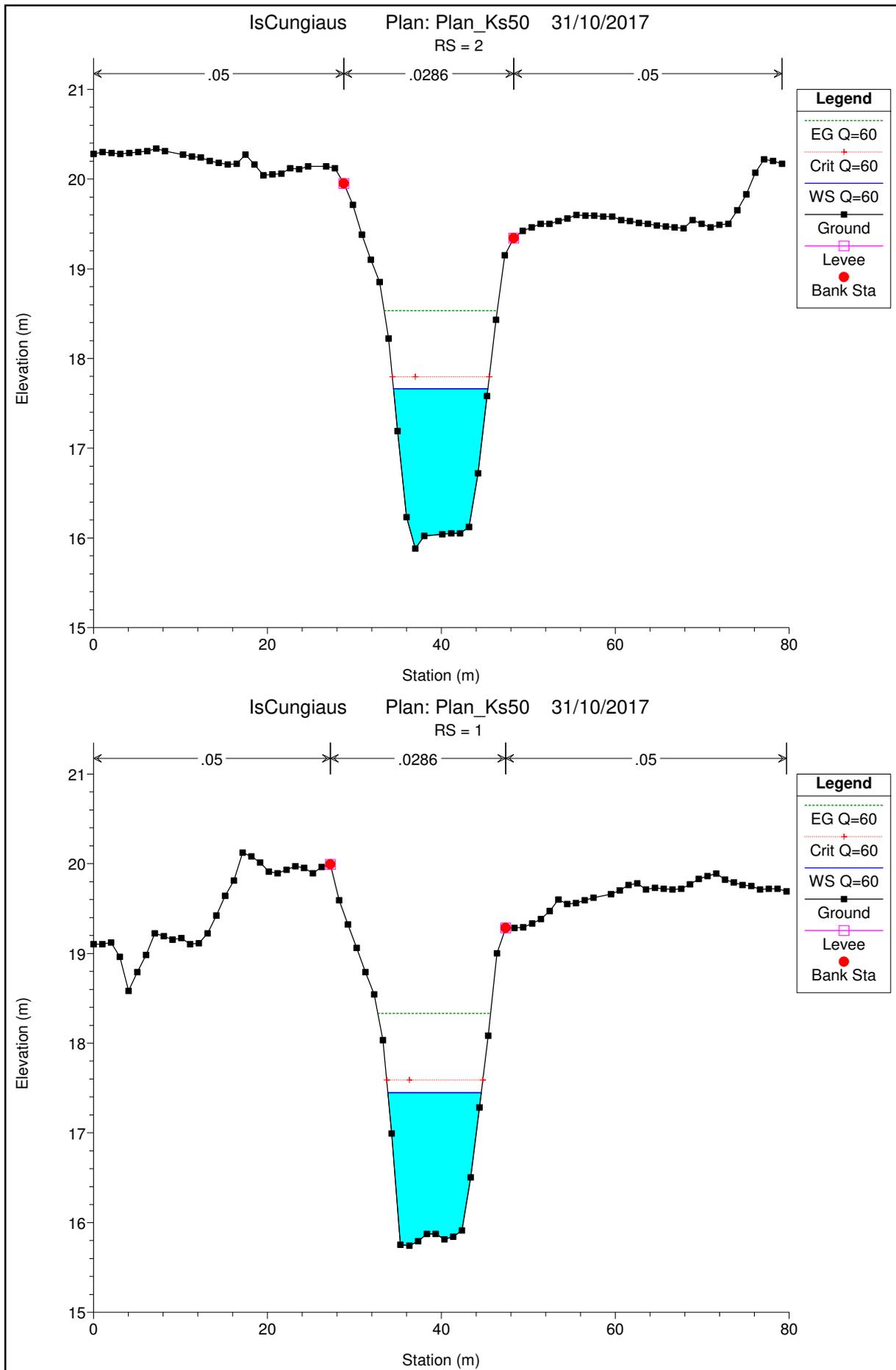






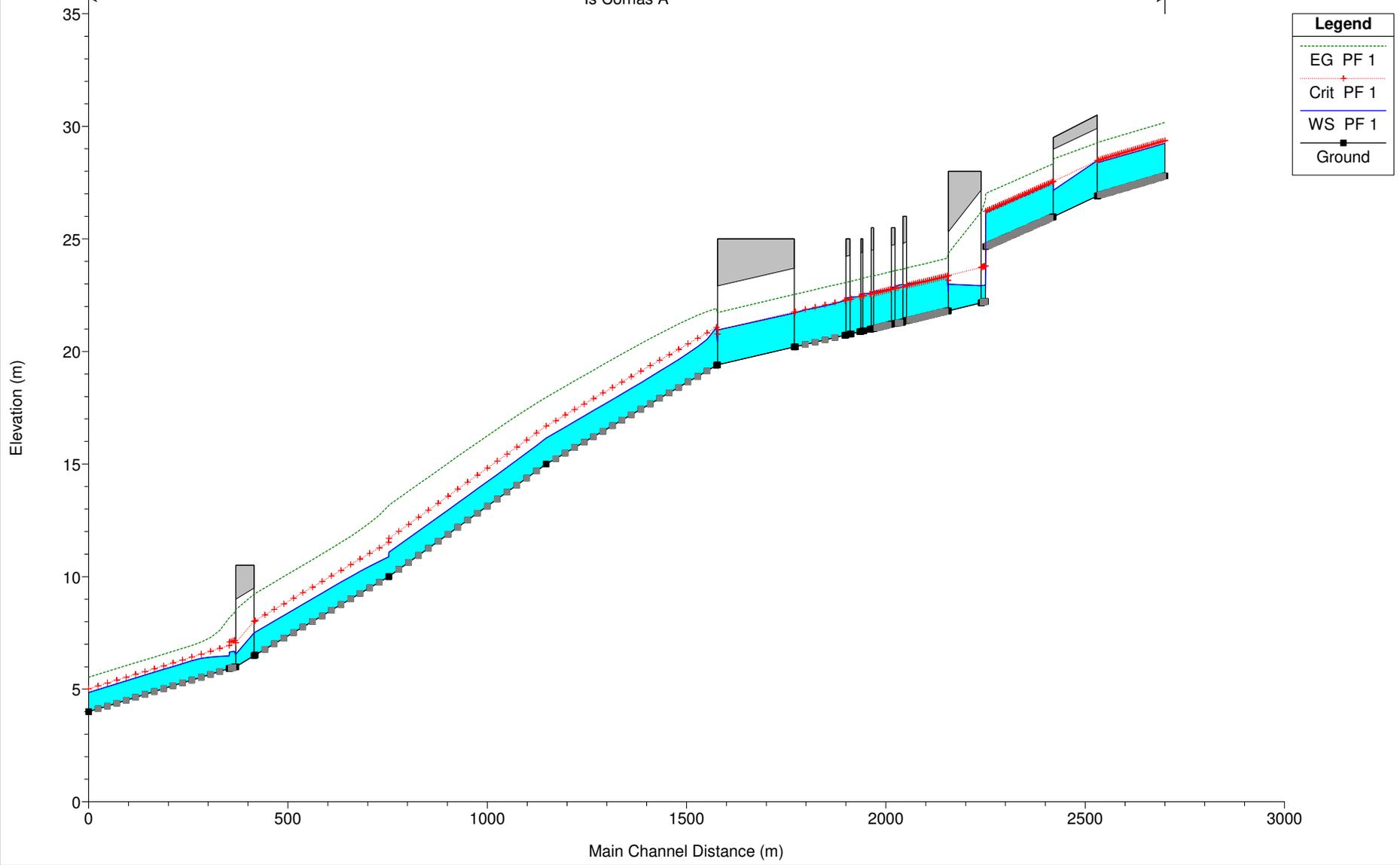




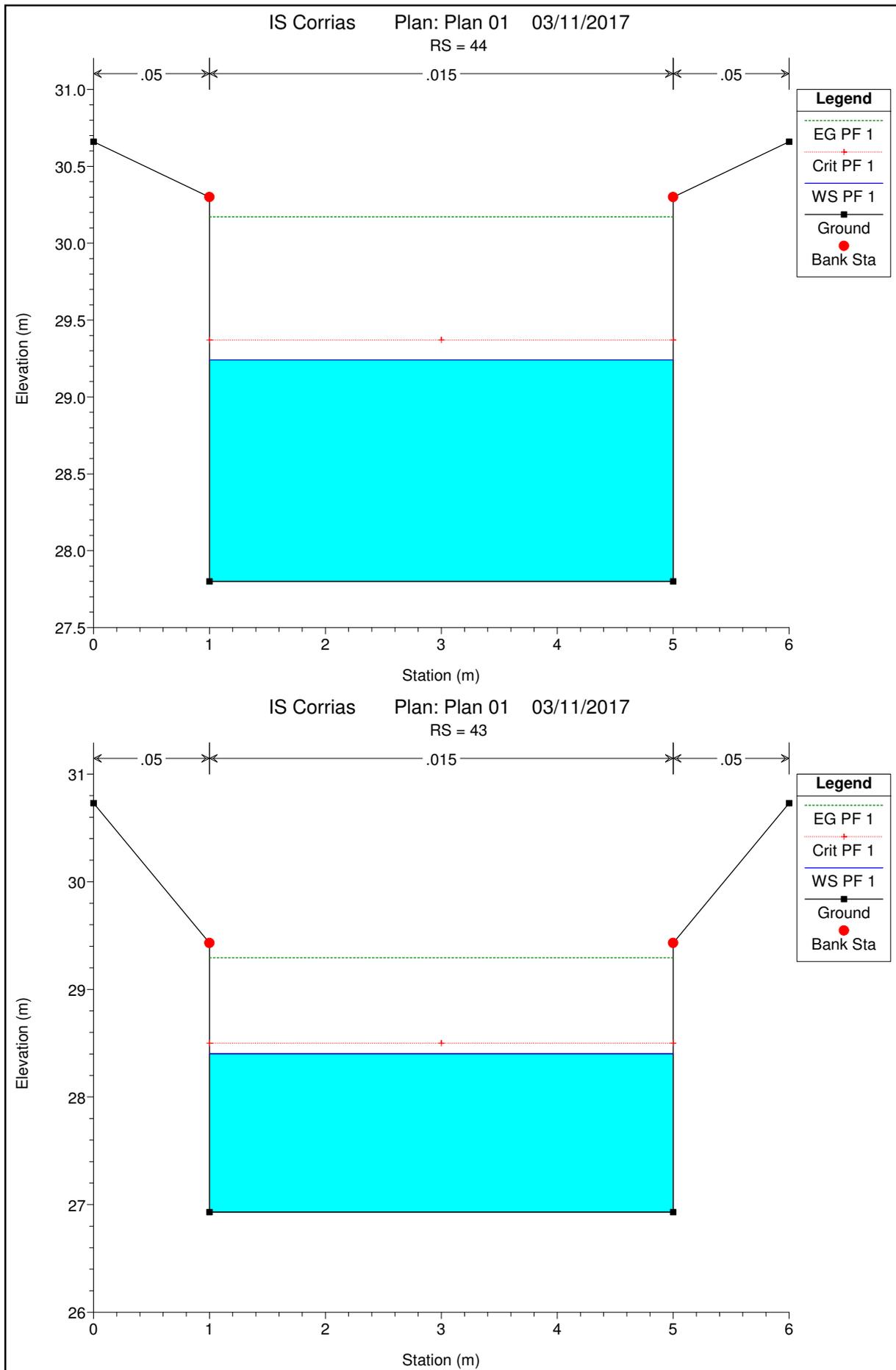


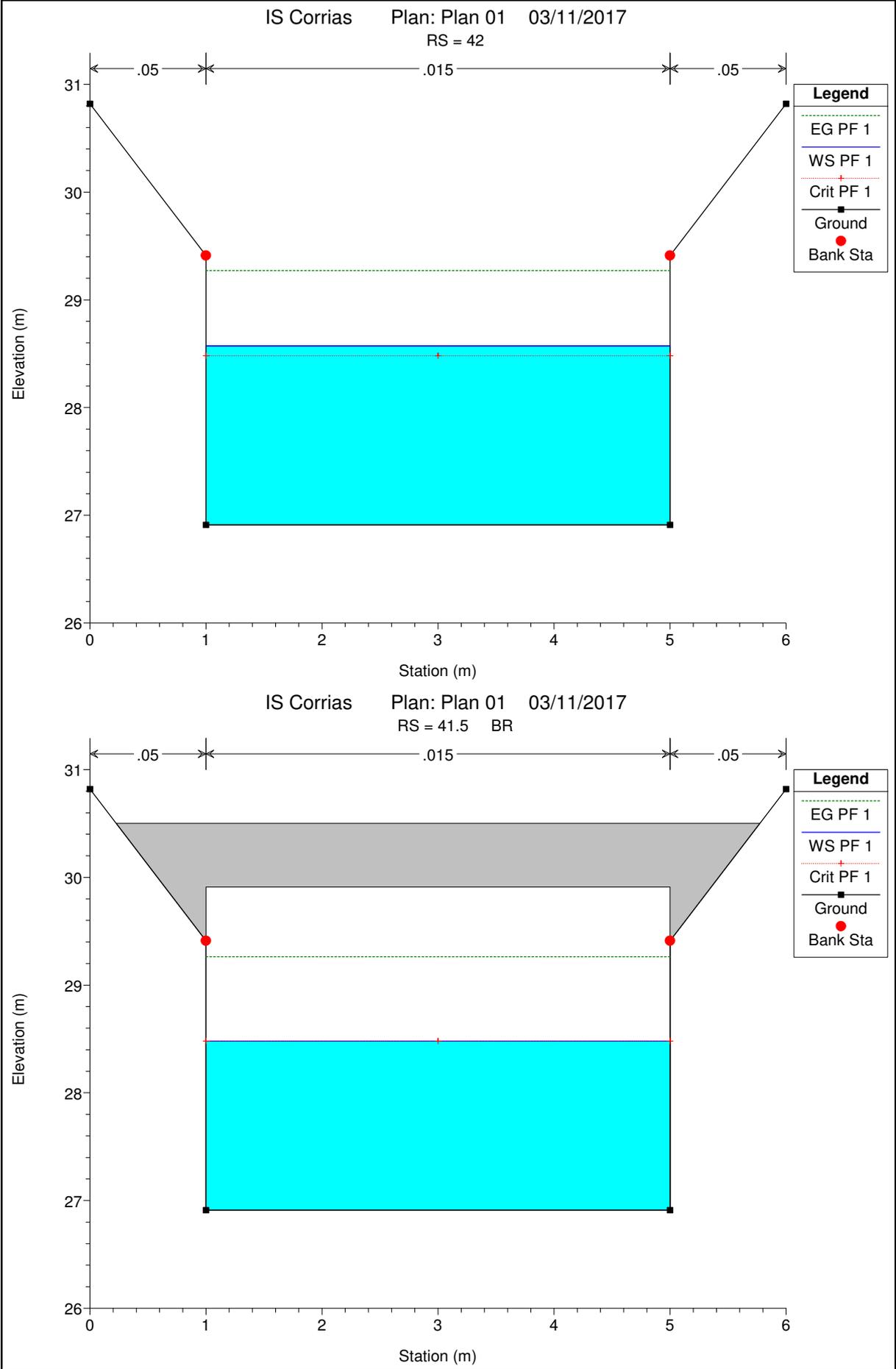
9.4 Risultati simulazione HEC-RAS Canale Is Corrias – stato di progetto

Is Corrias A

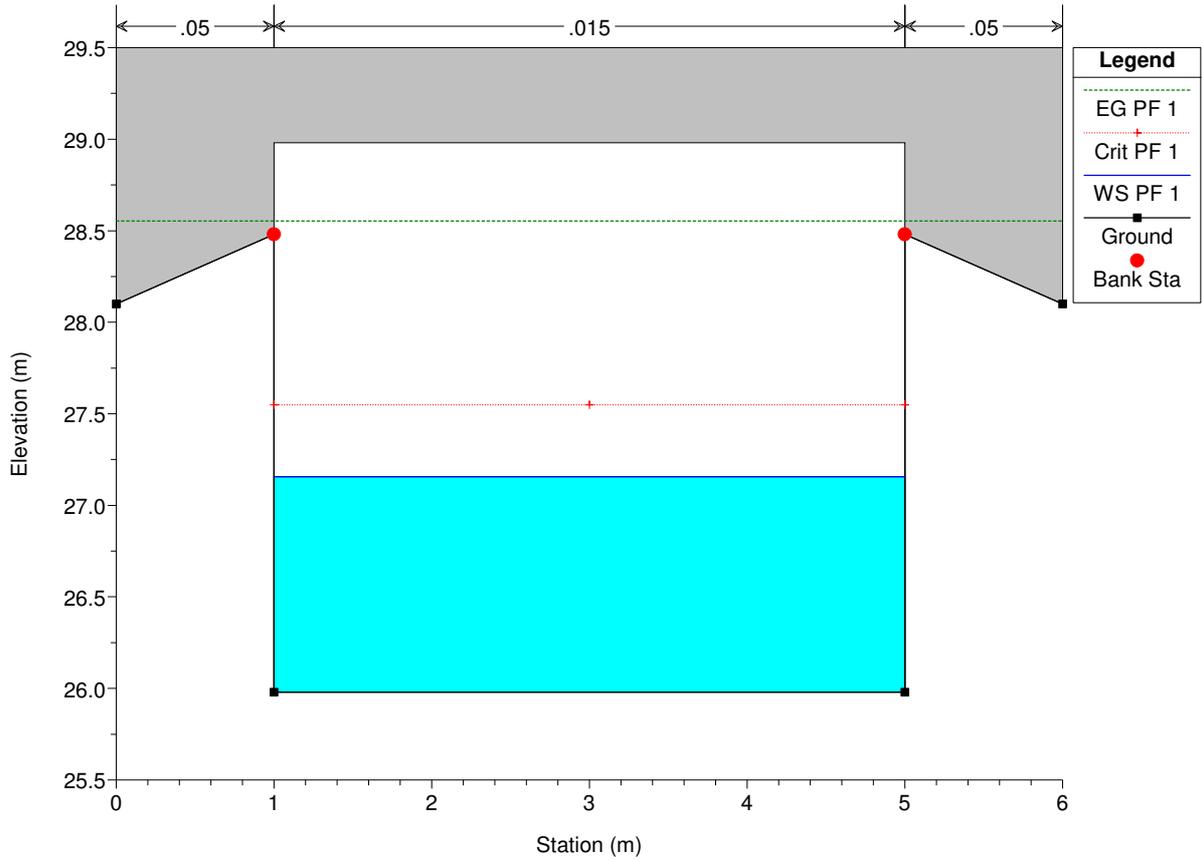


Legend	
EG PF 1	
Crit PF 1	
WS PF 1	
Ground	

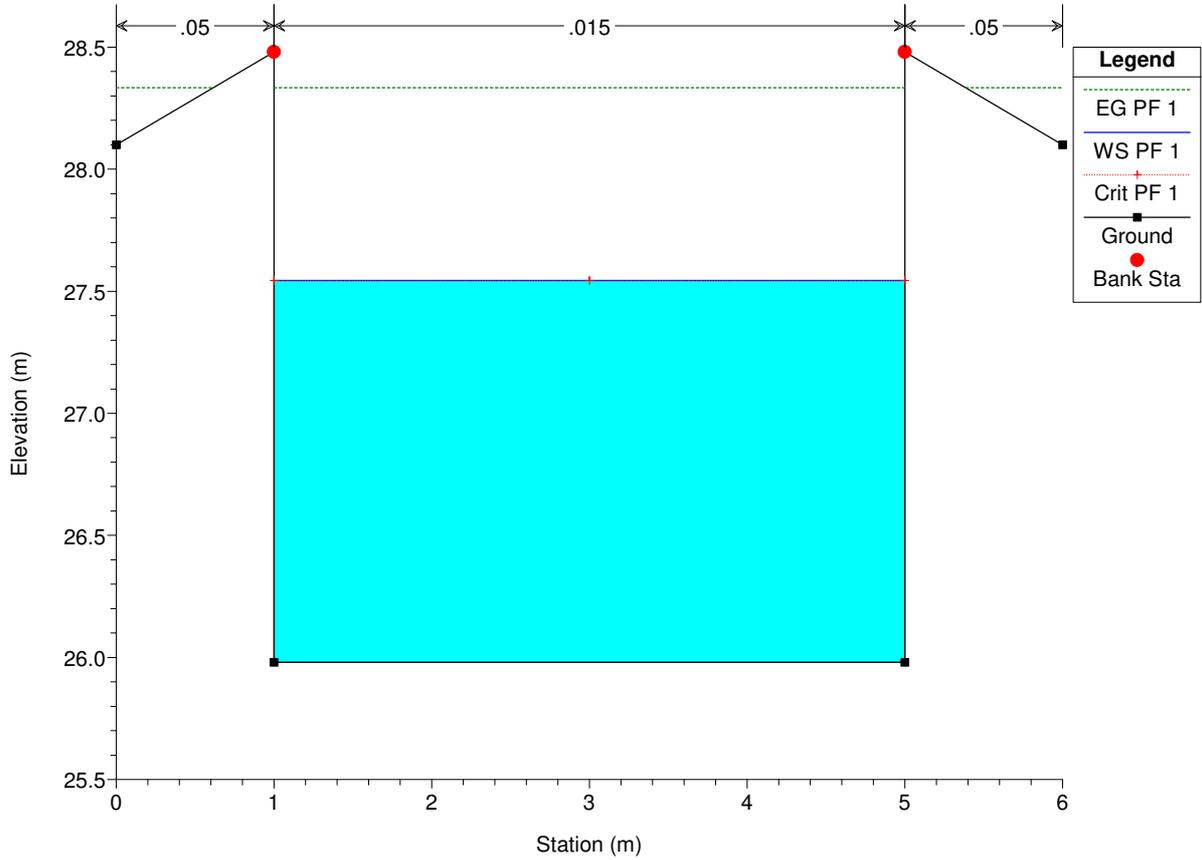


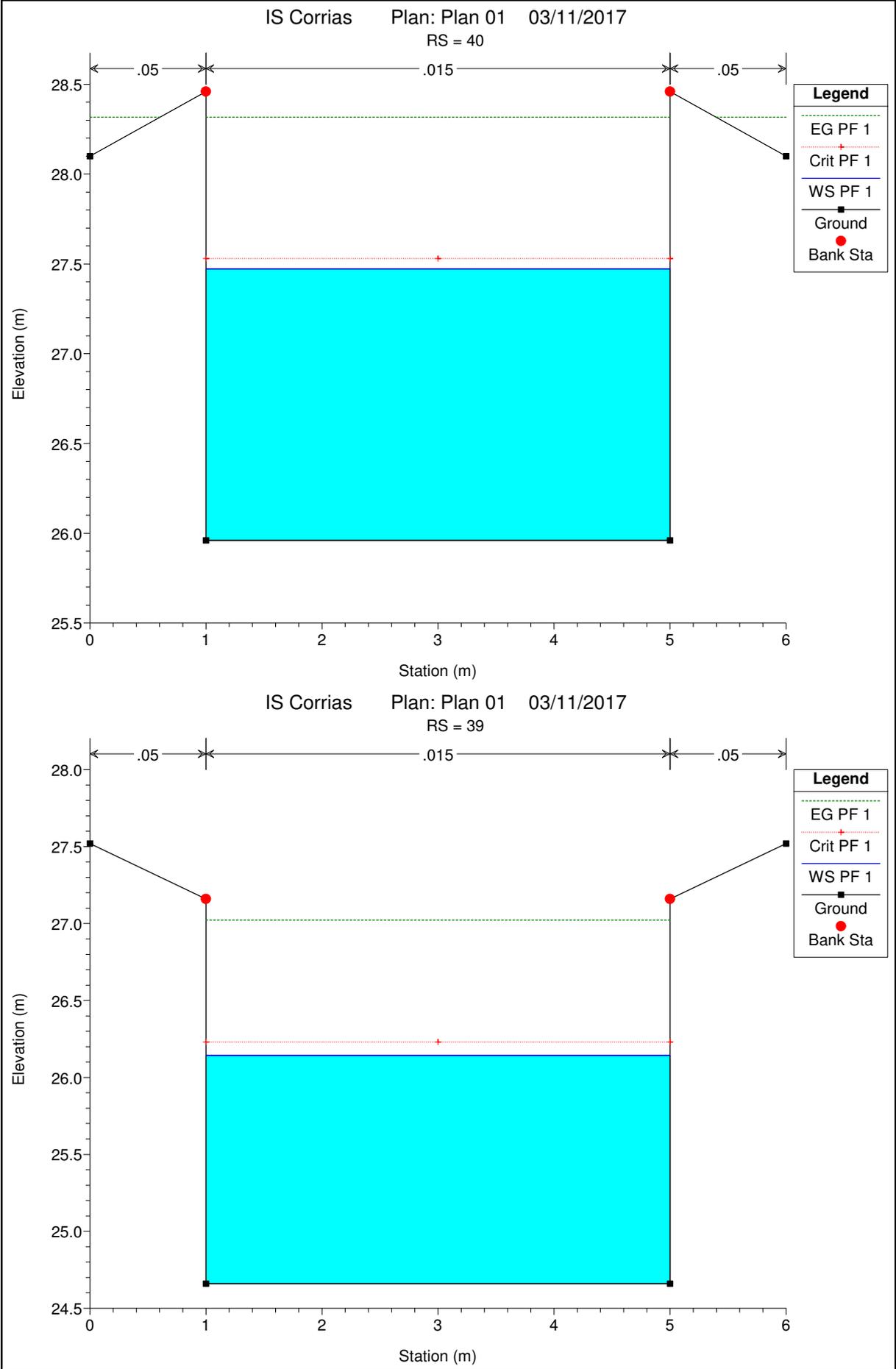


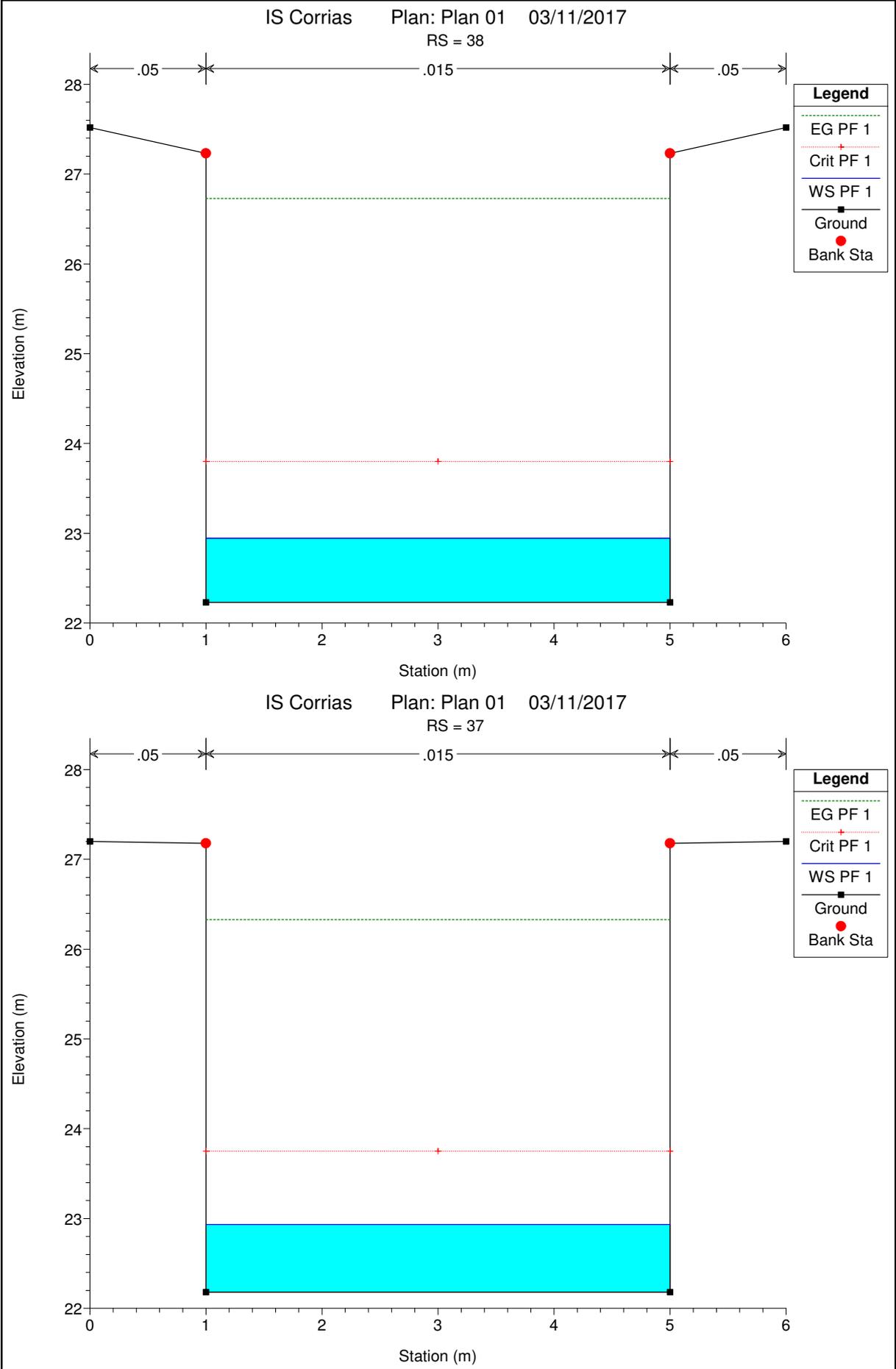
IS Corrias Plan: Plan 01 03/11/2017
RS = 41.5 BR

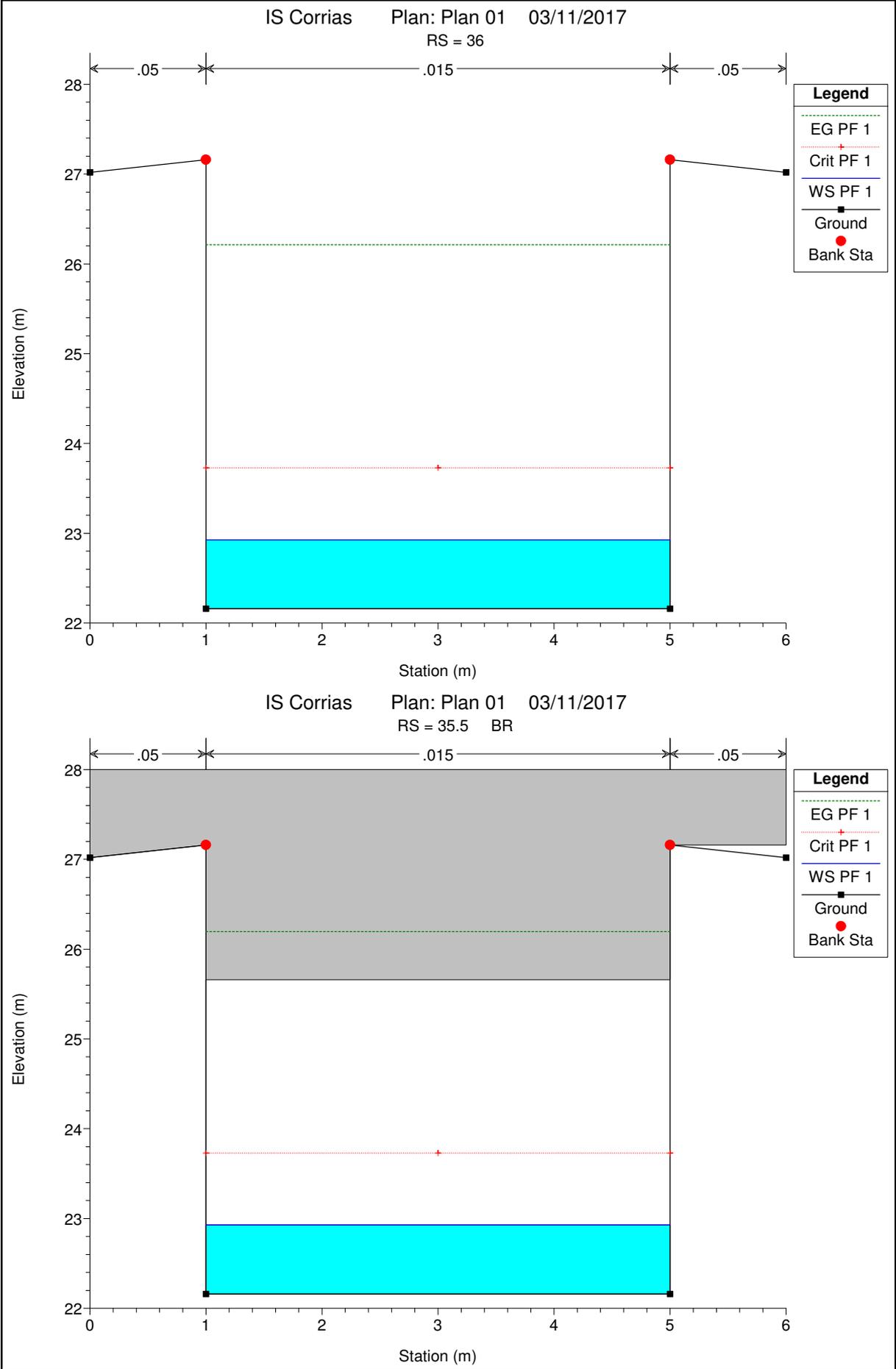


IS Corrias Plan: Plan 01 03/11/2017
RS = 41

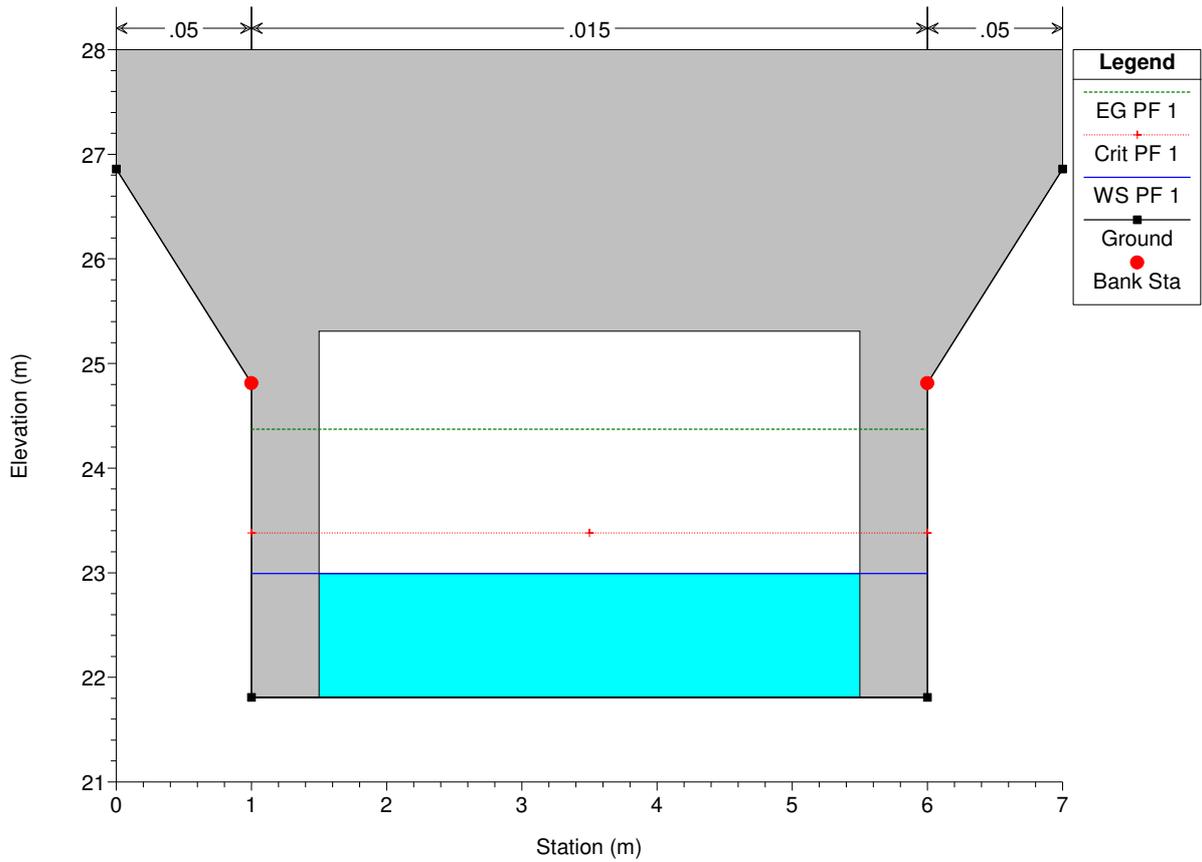




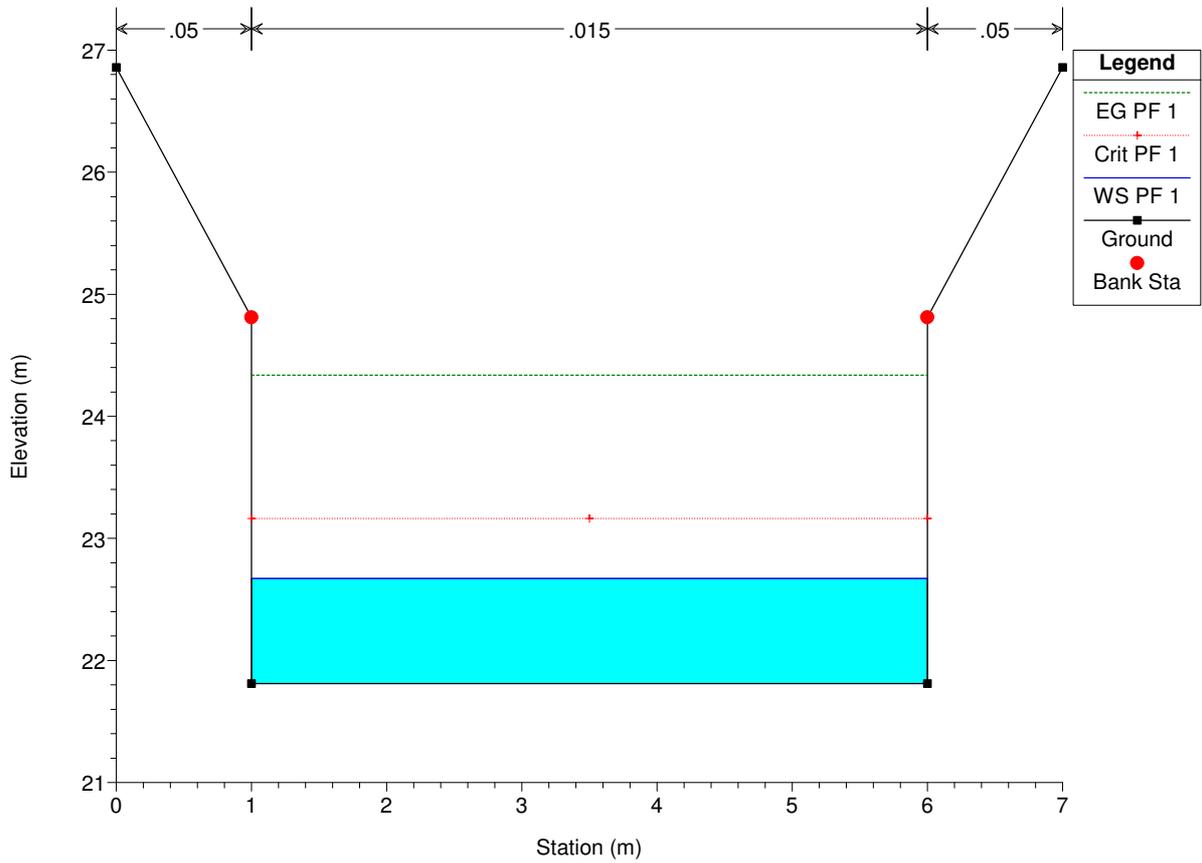


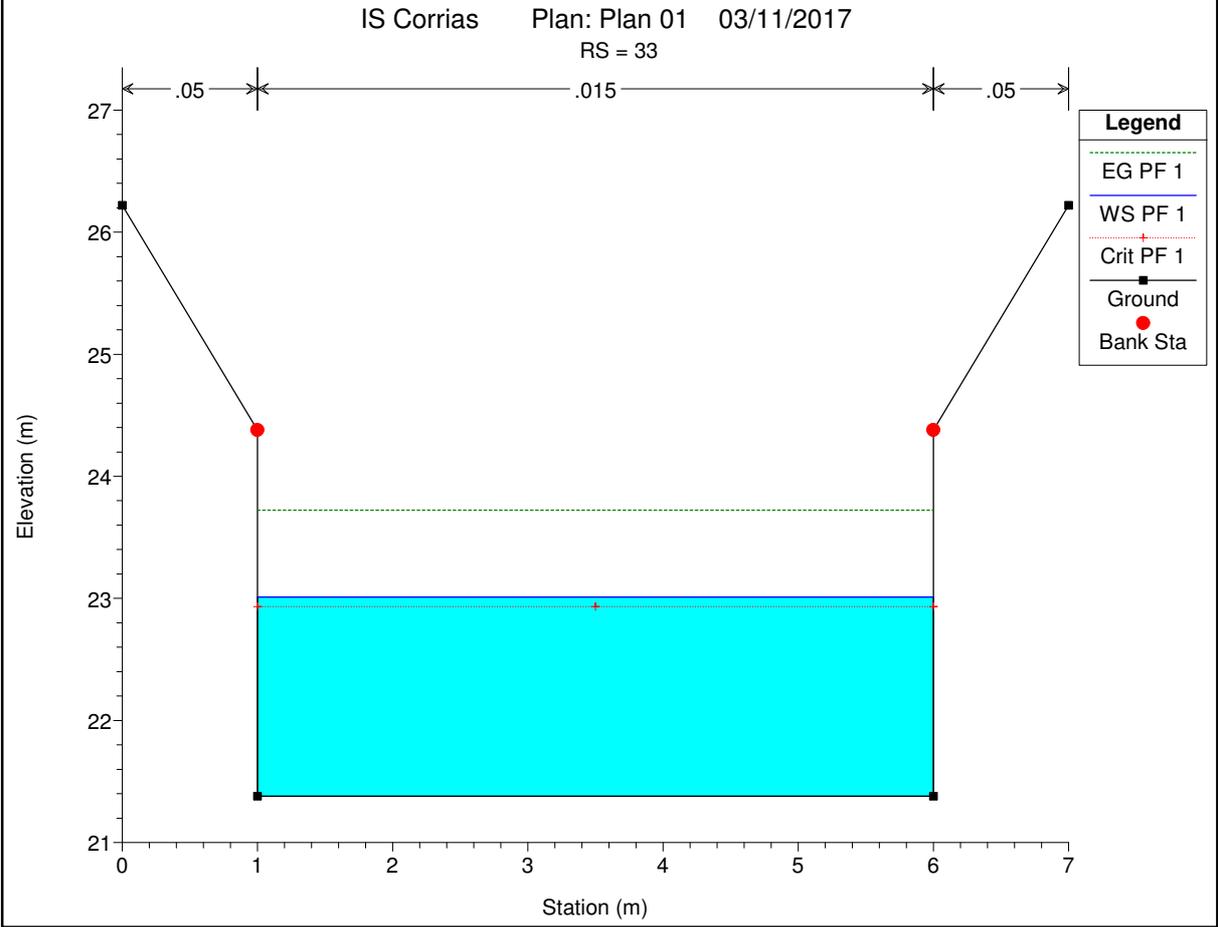
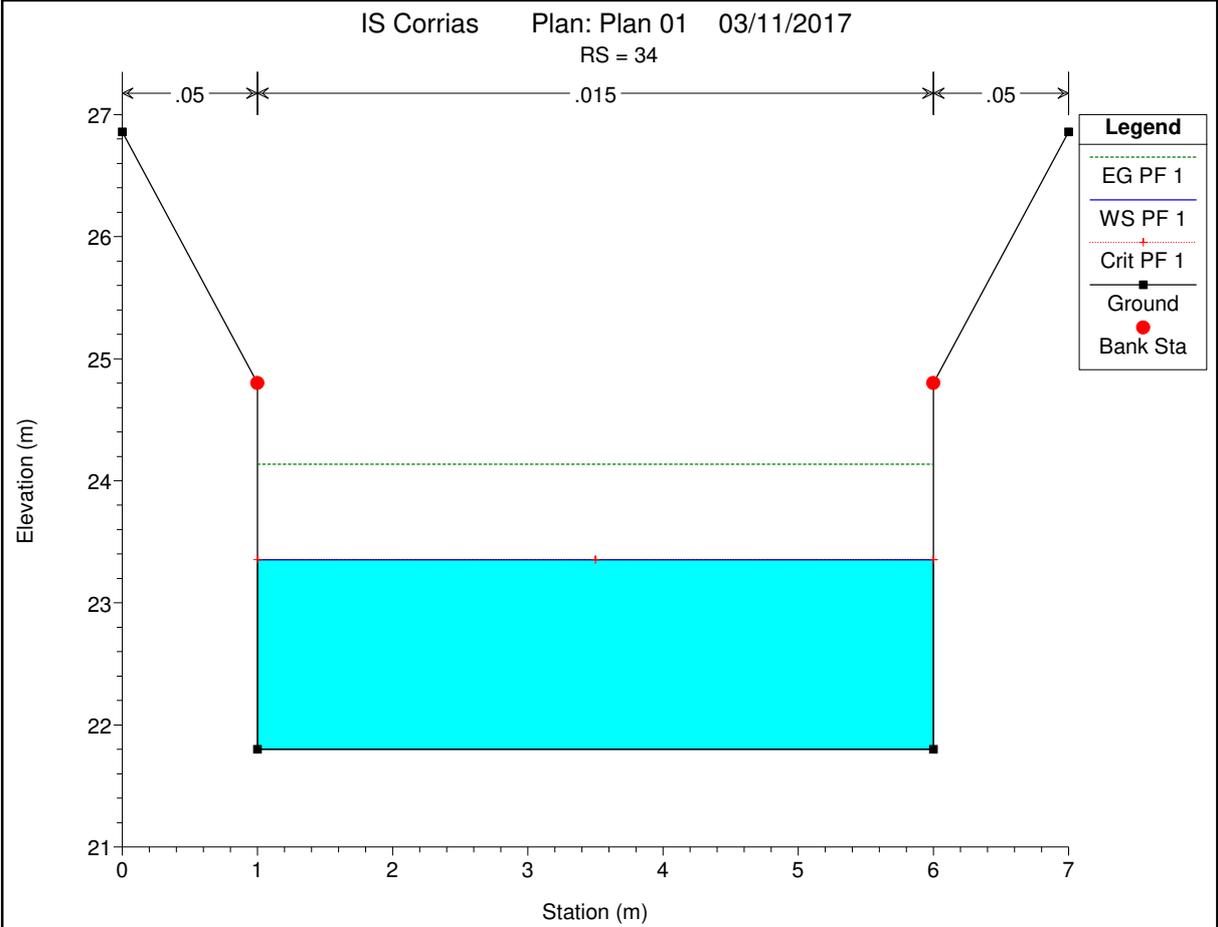


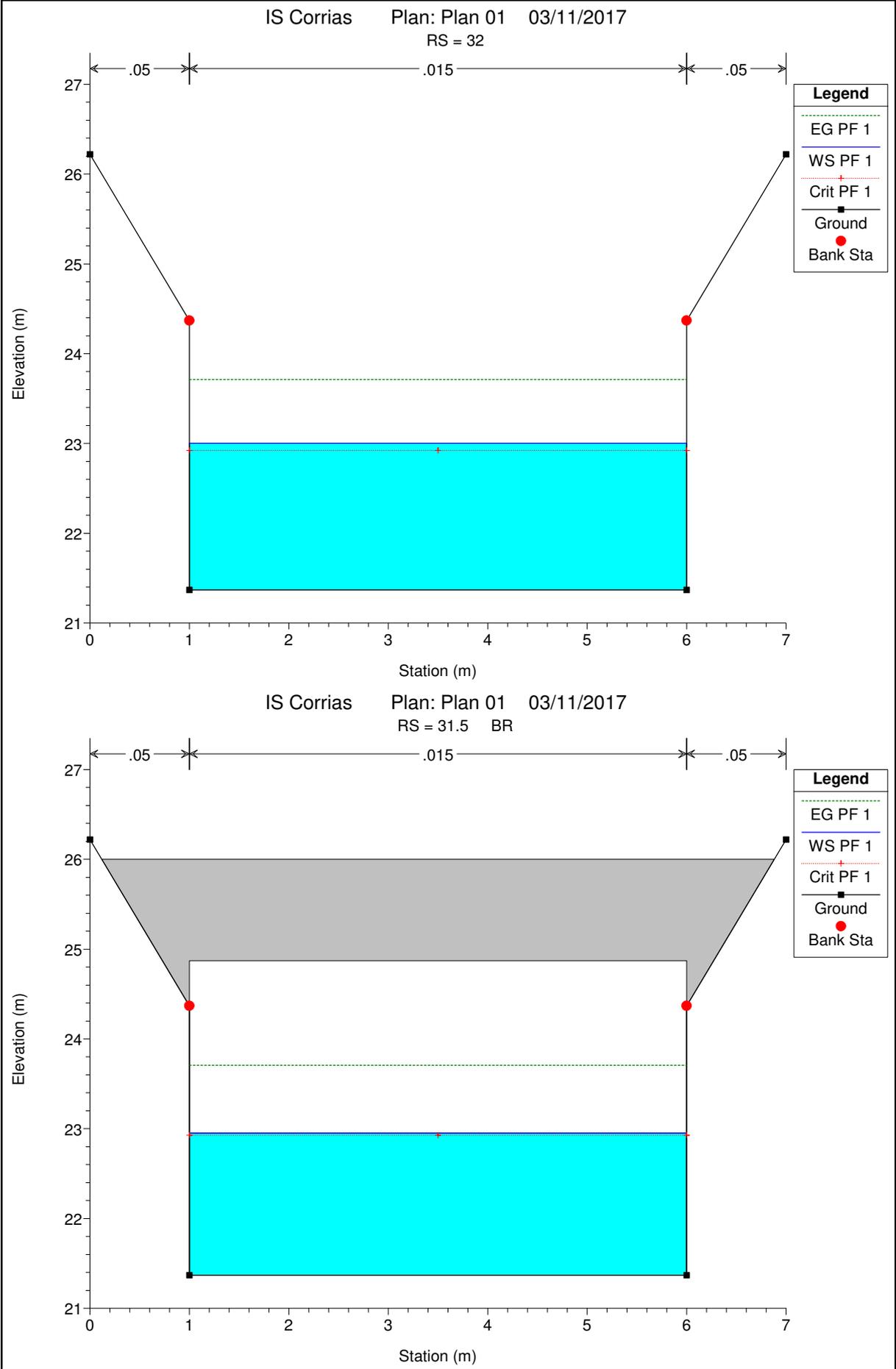
IS Corrias Plan: Plan 01 03/11/2017
RS = 35.5 BR

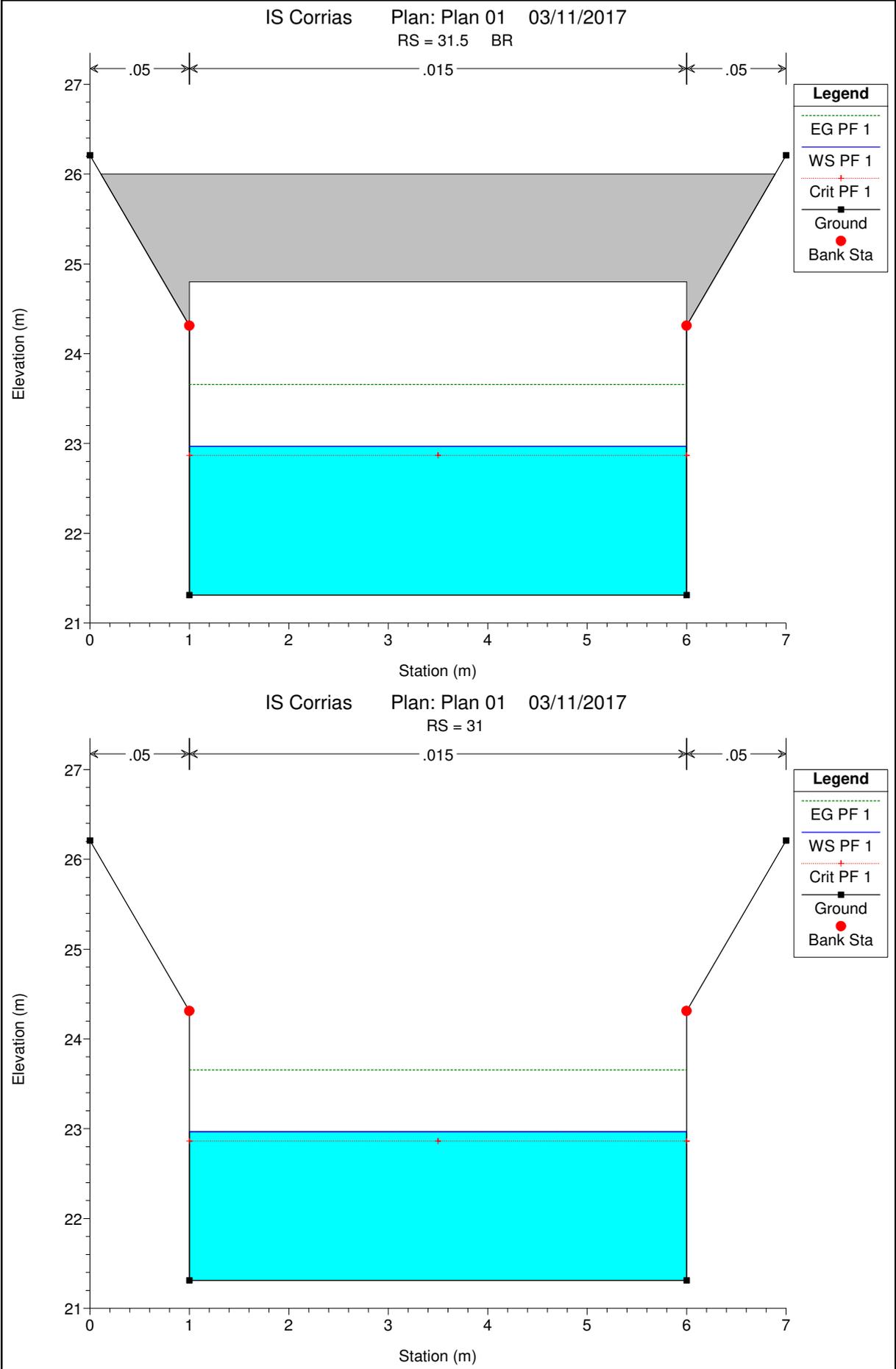


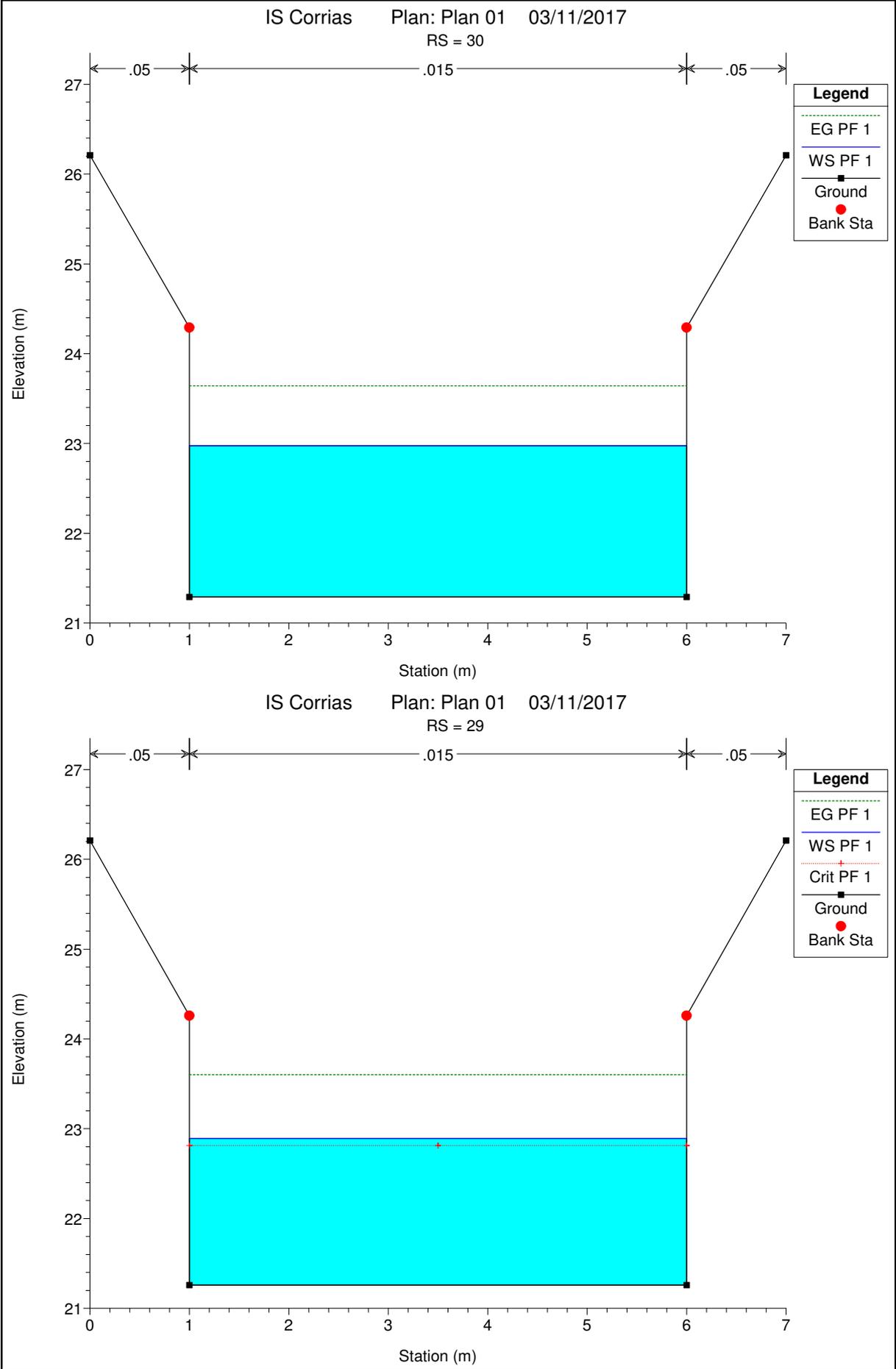
IS Corrias Plan: Plan 01 03/11/2017
RS = 35

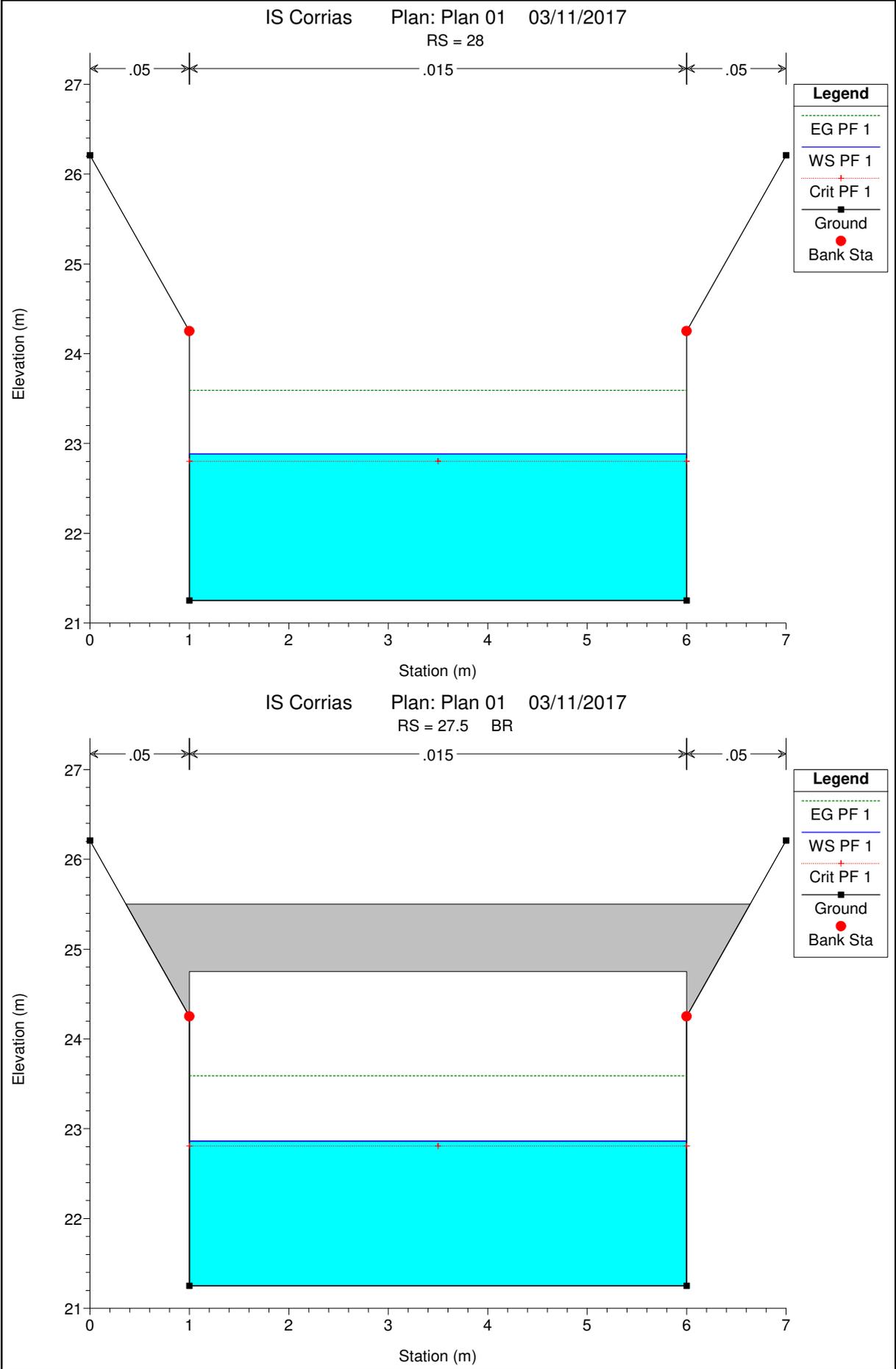


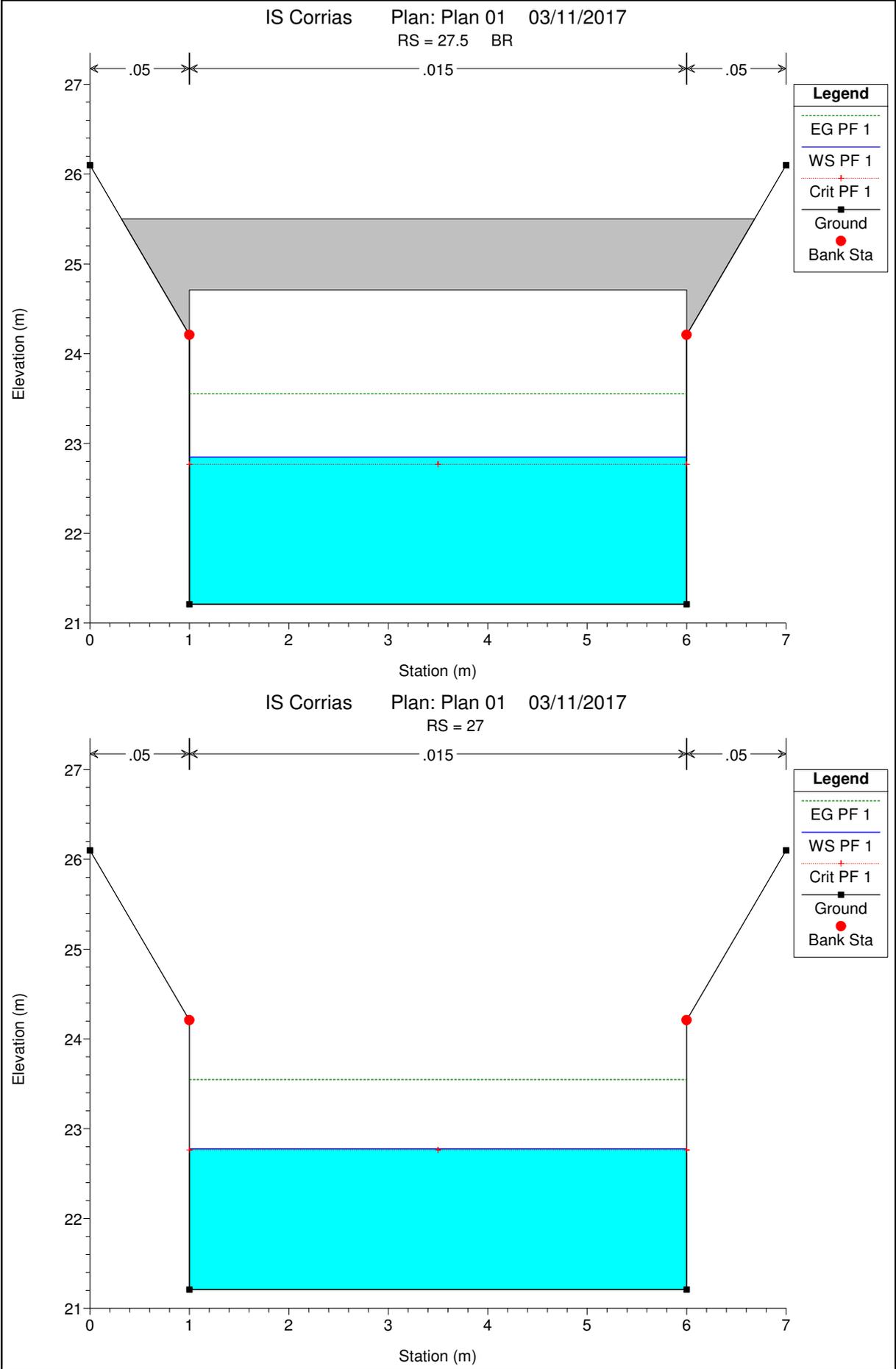


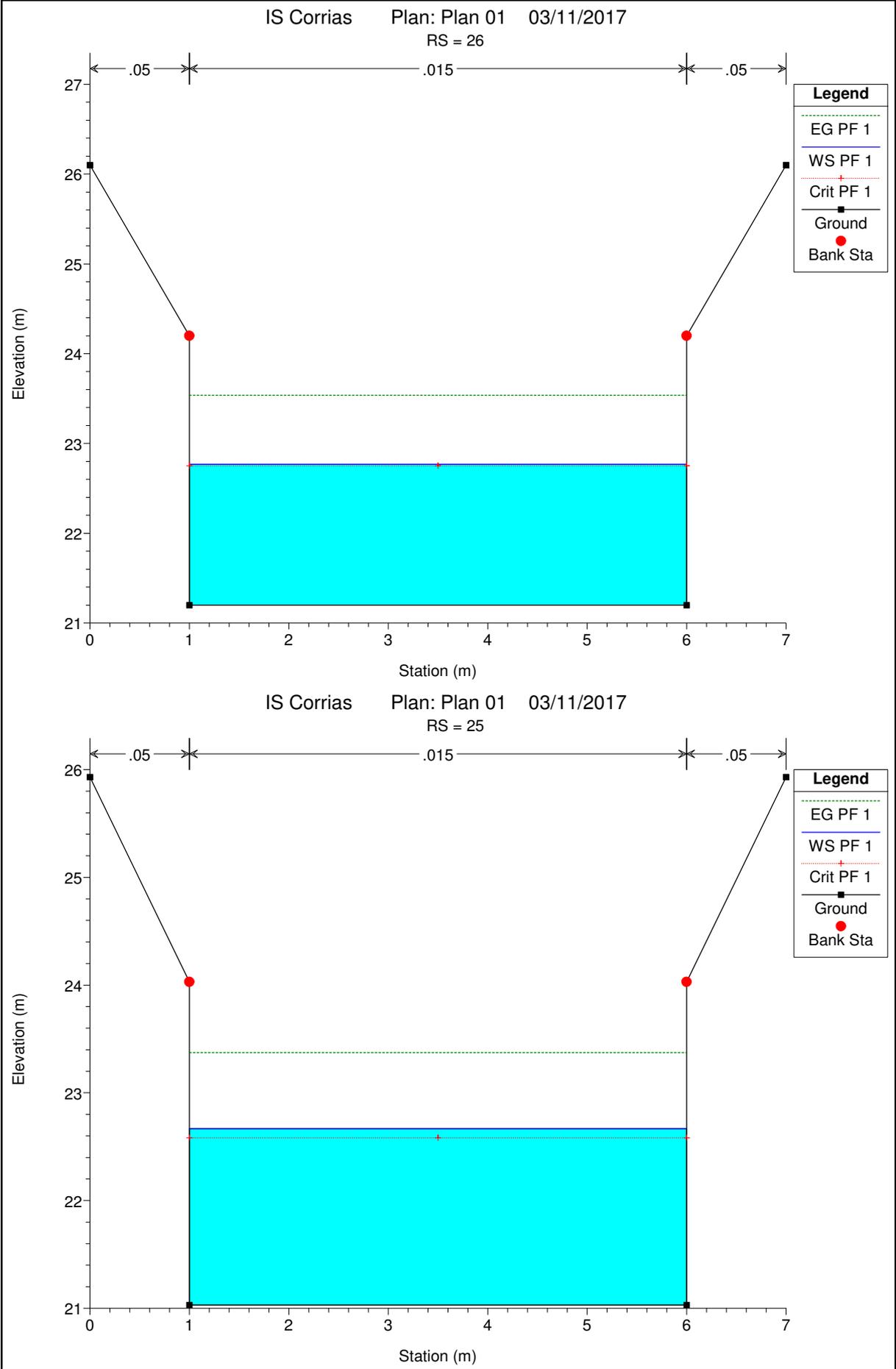


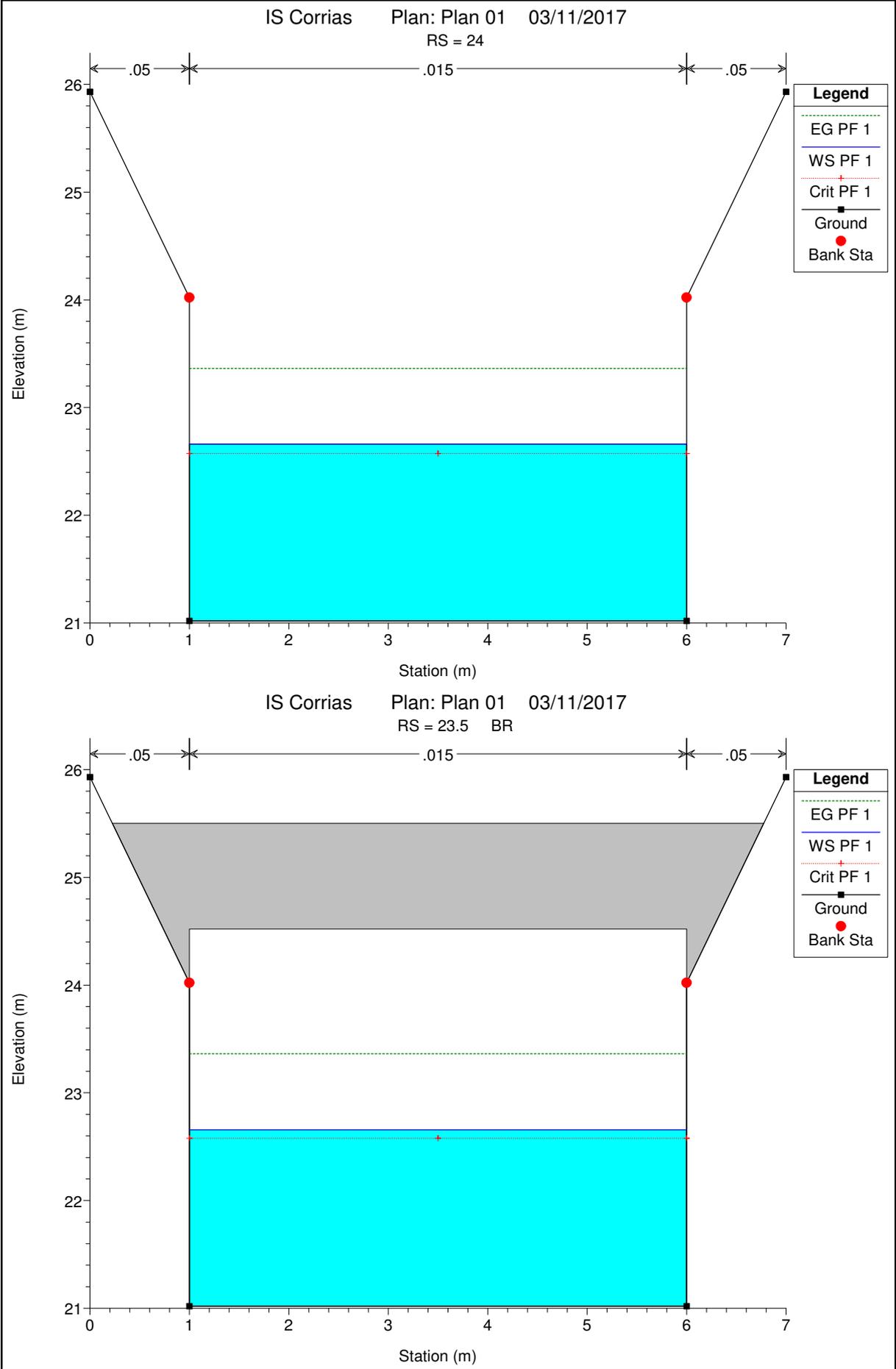


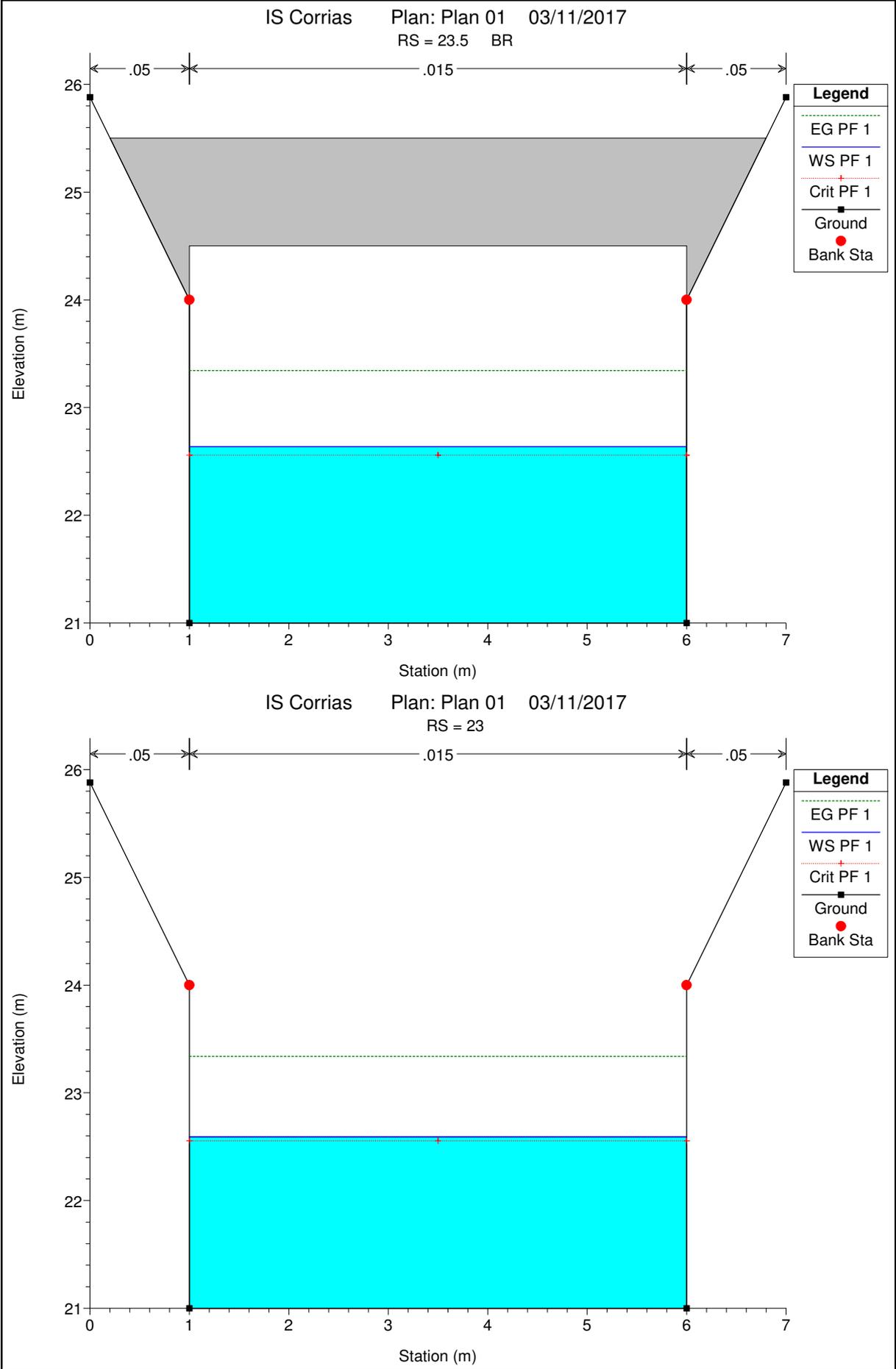


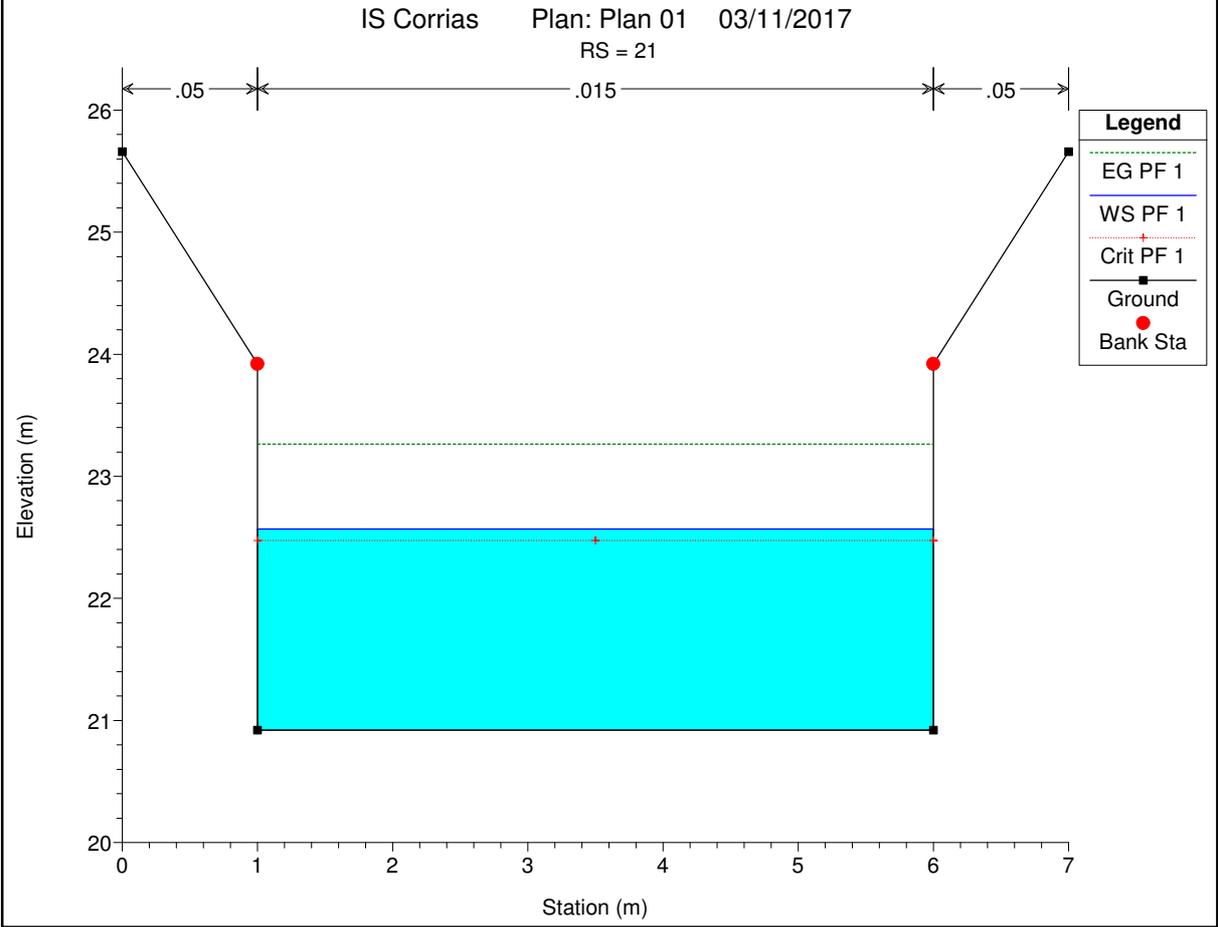
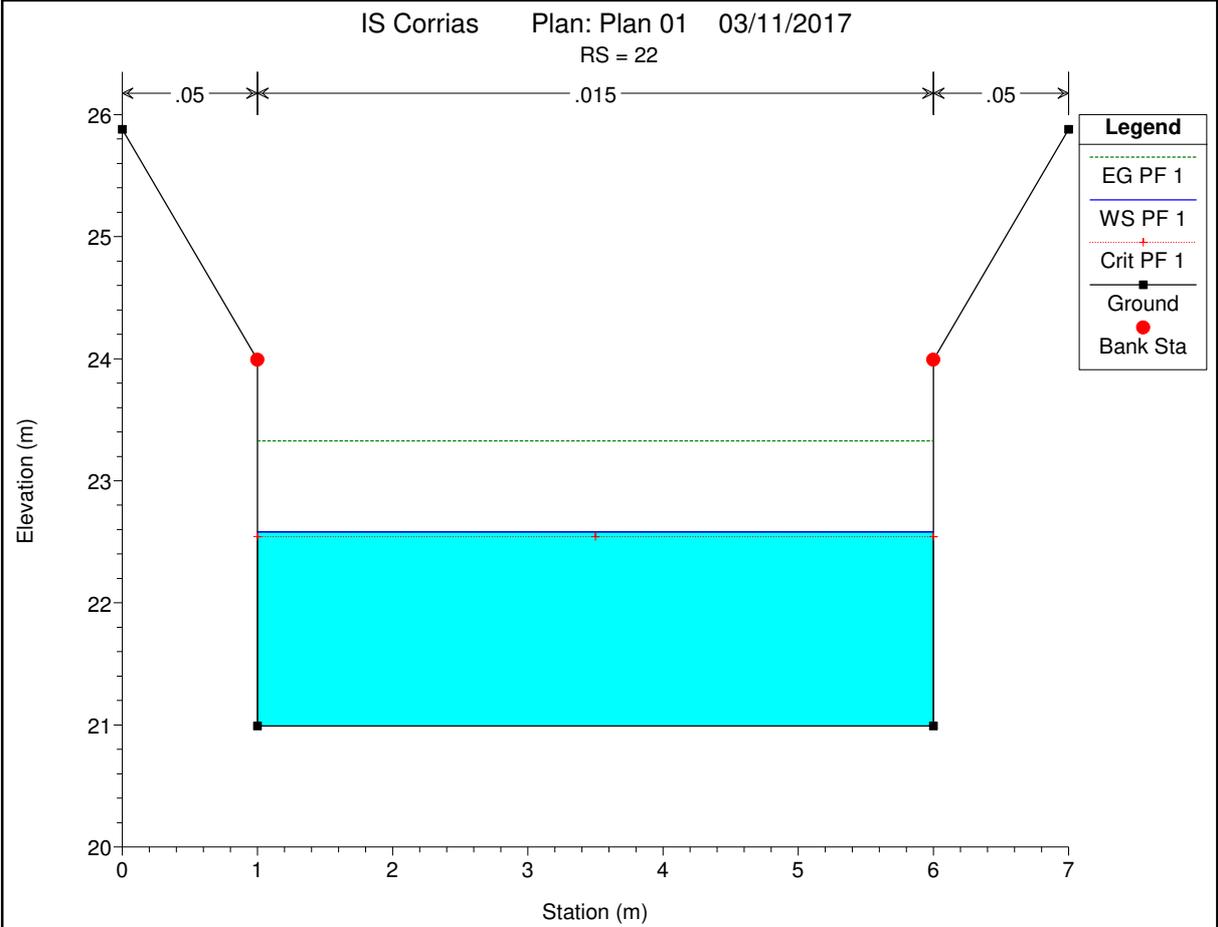


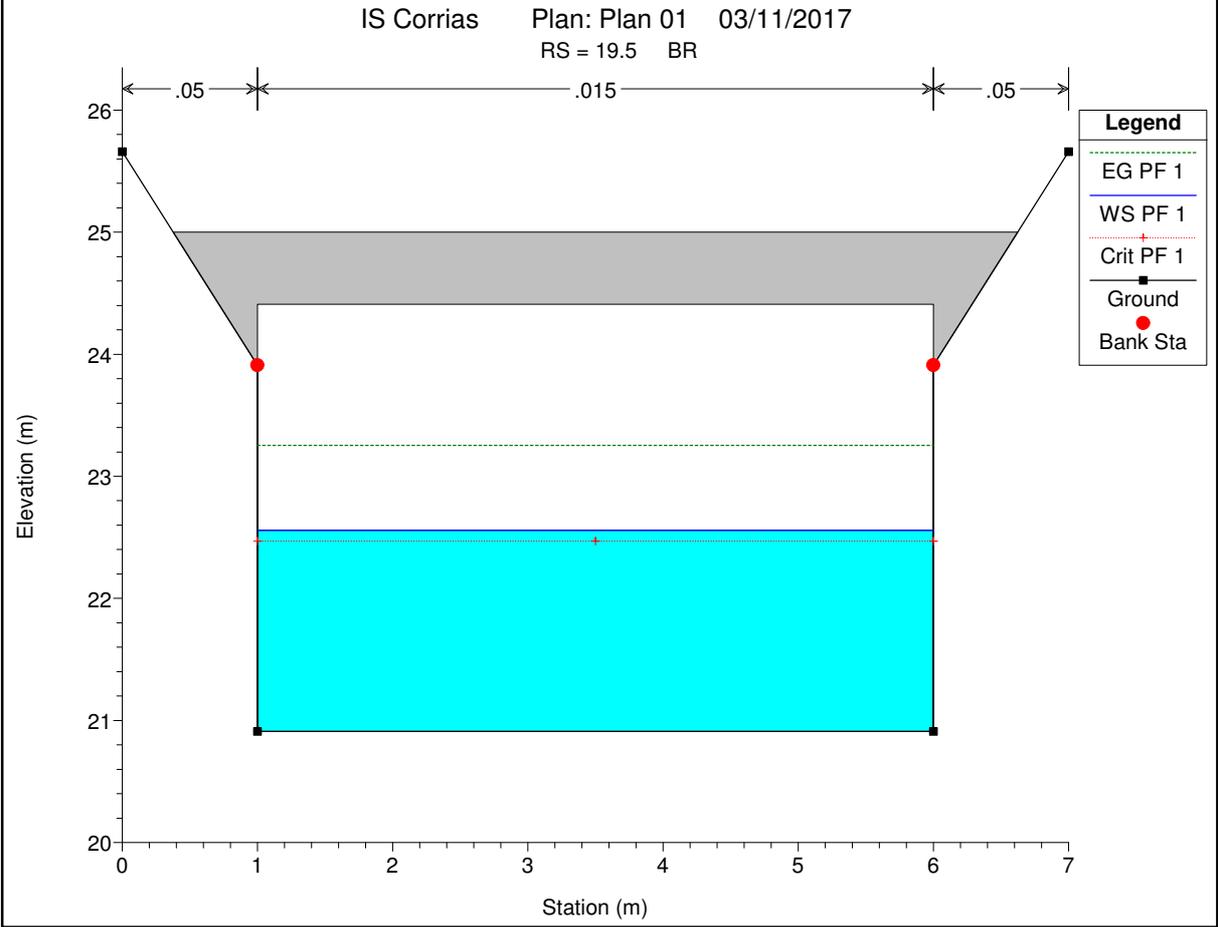
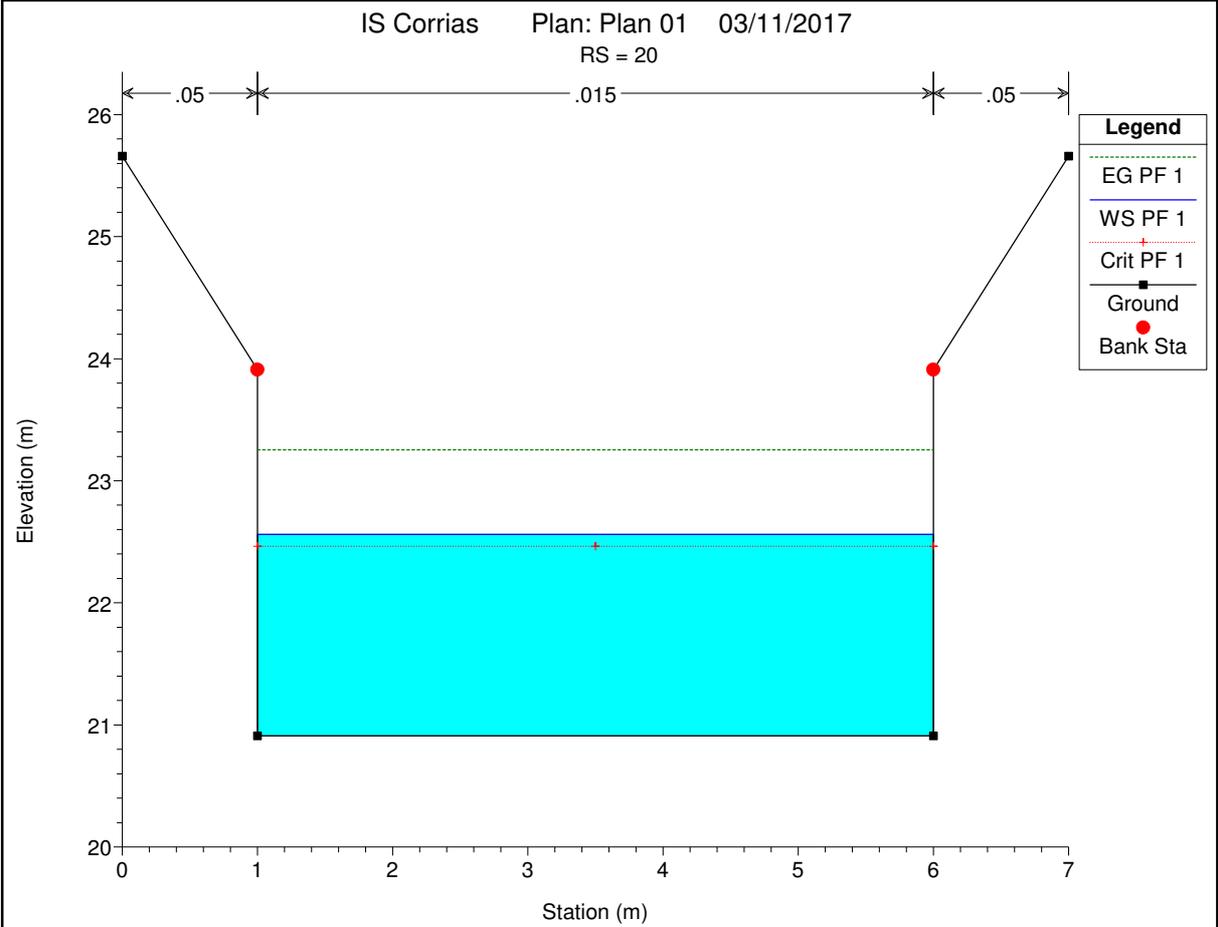


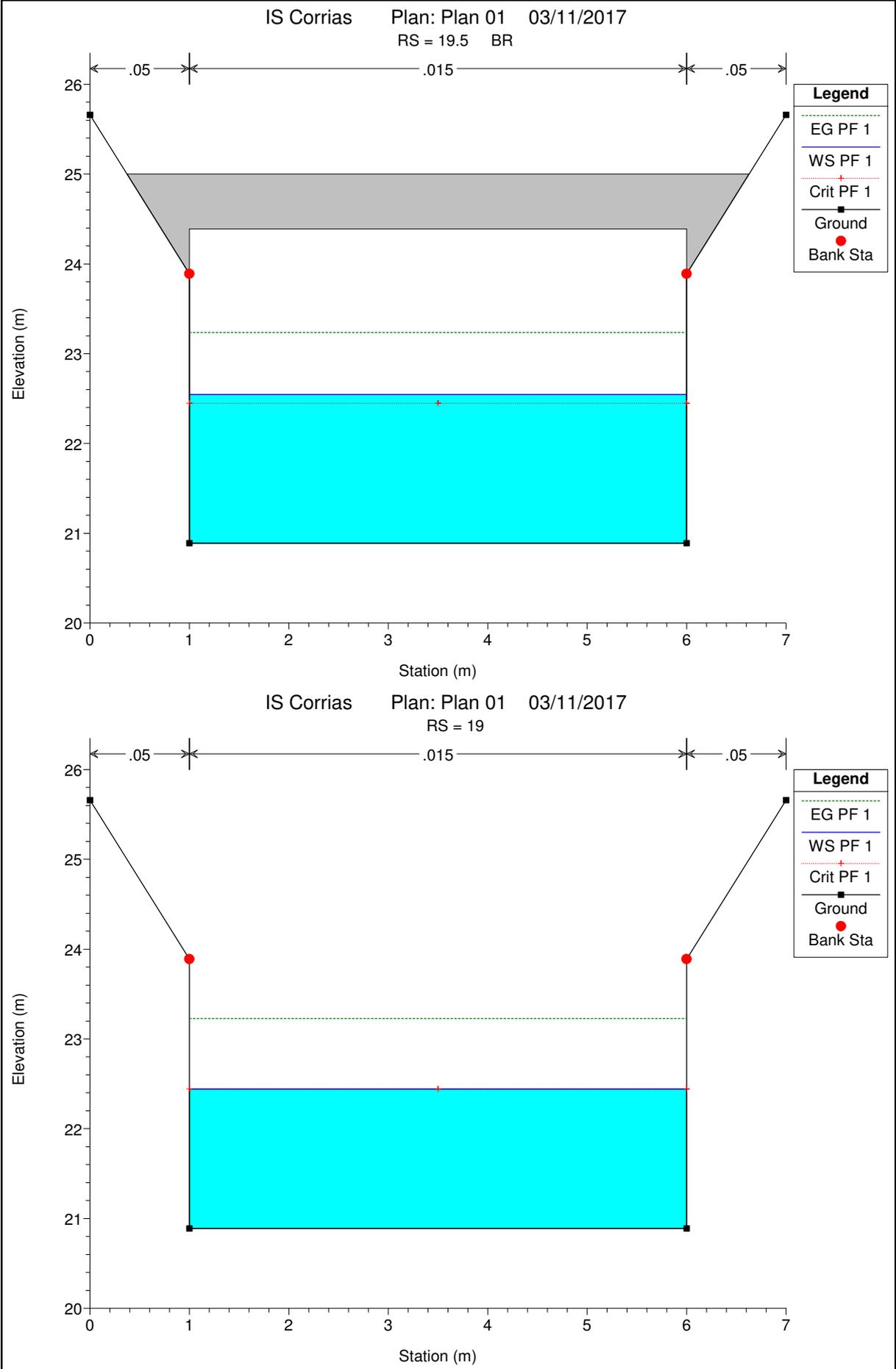


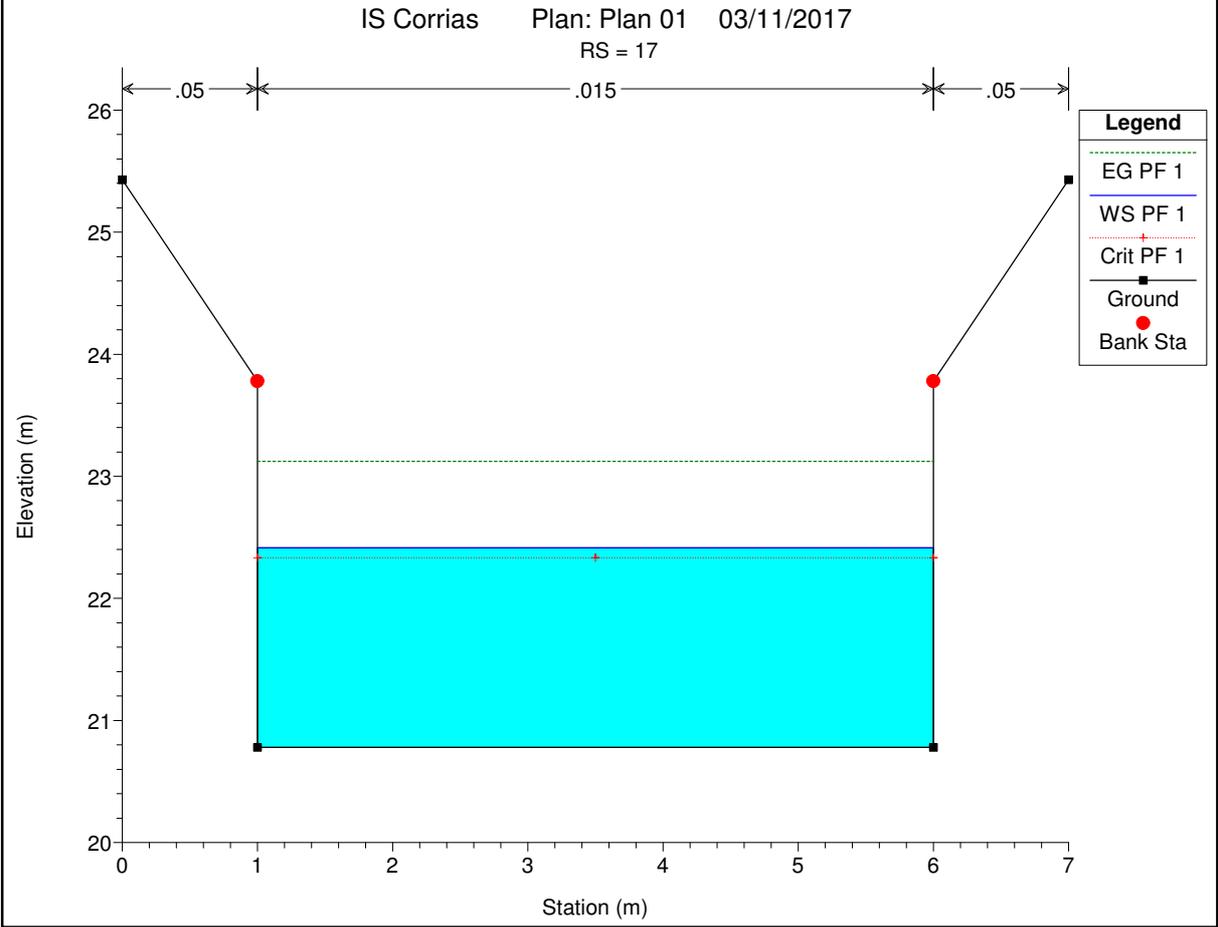
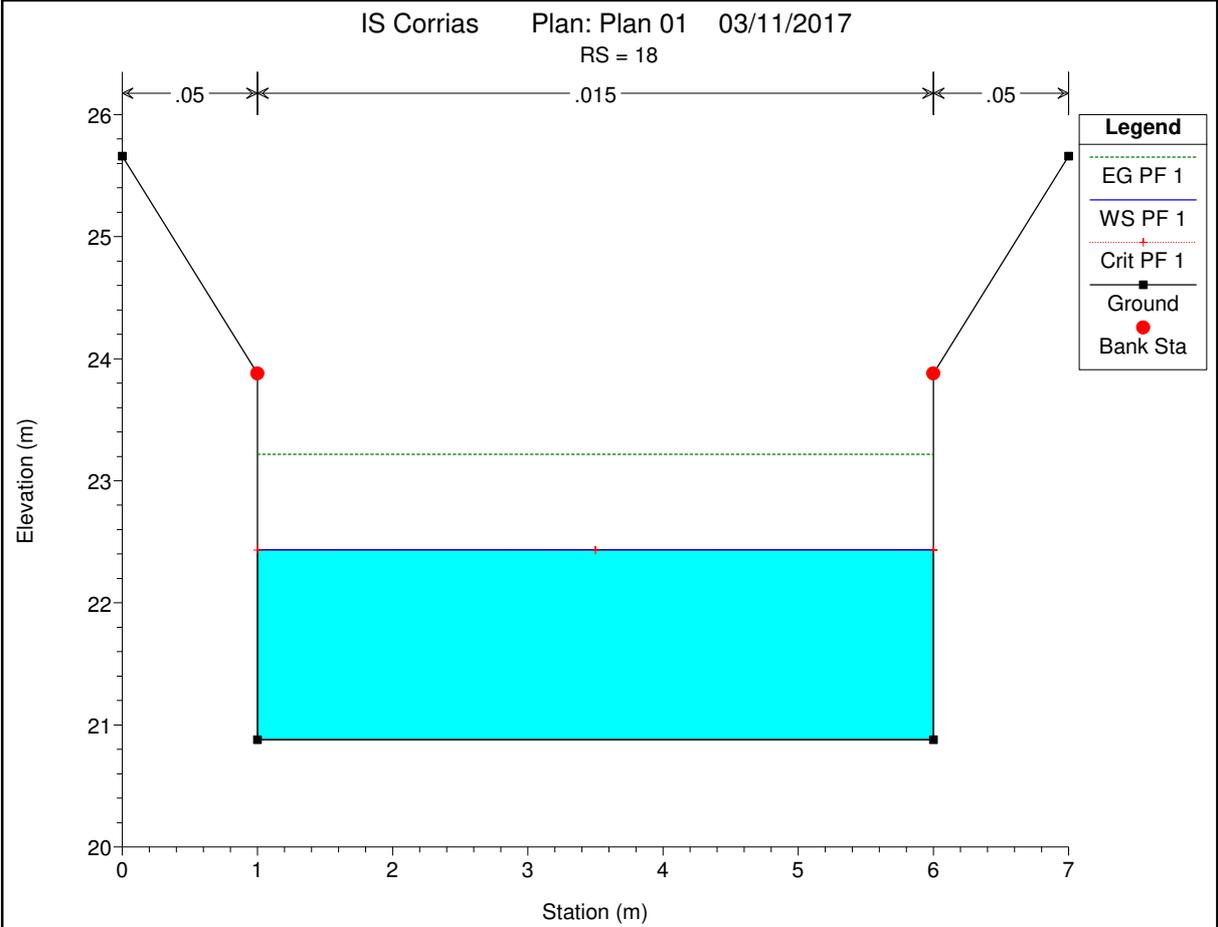


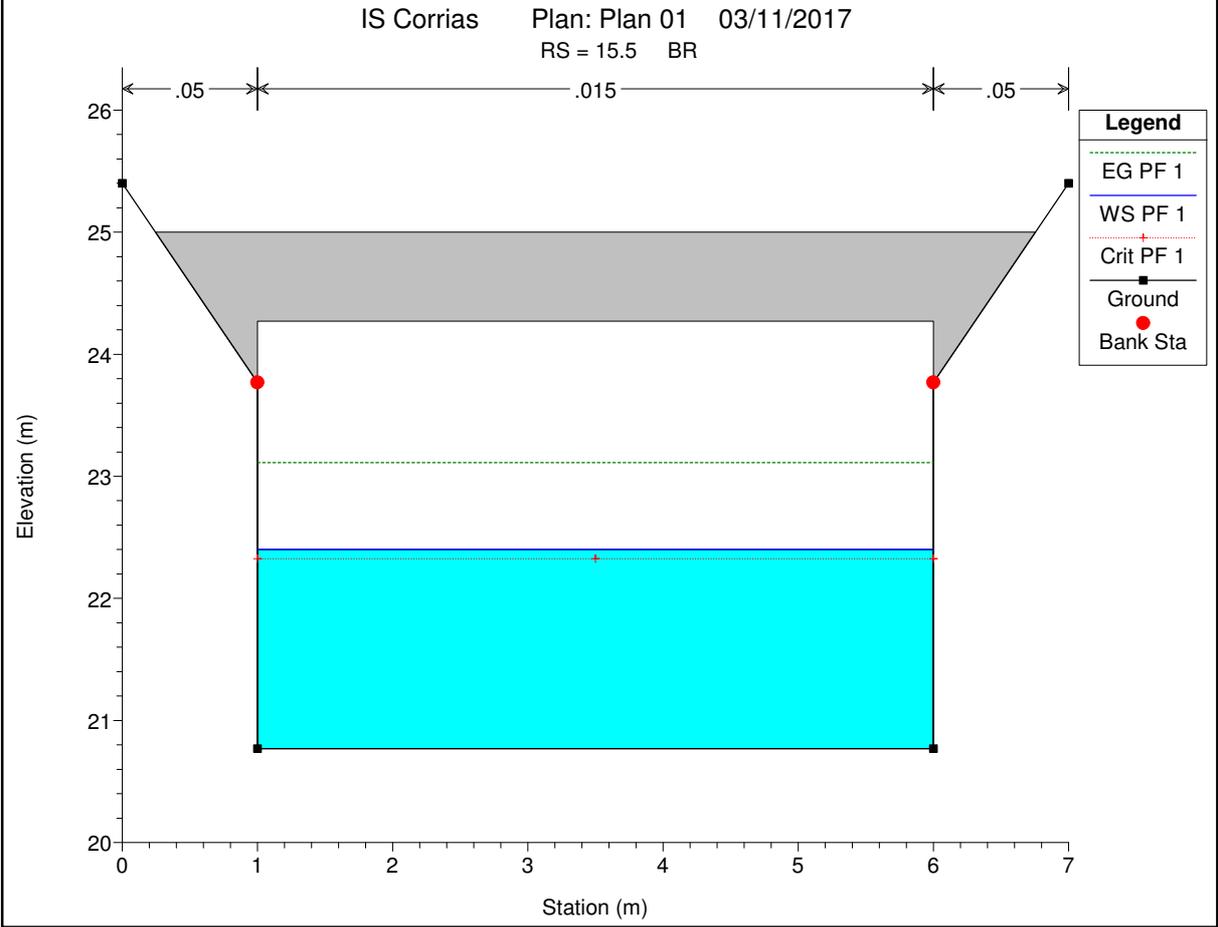
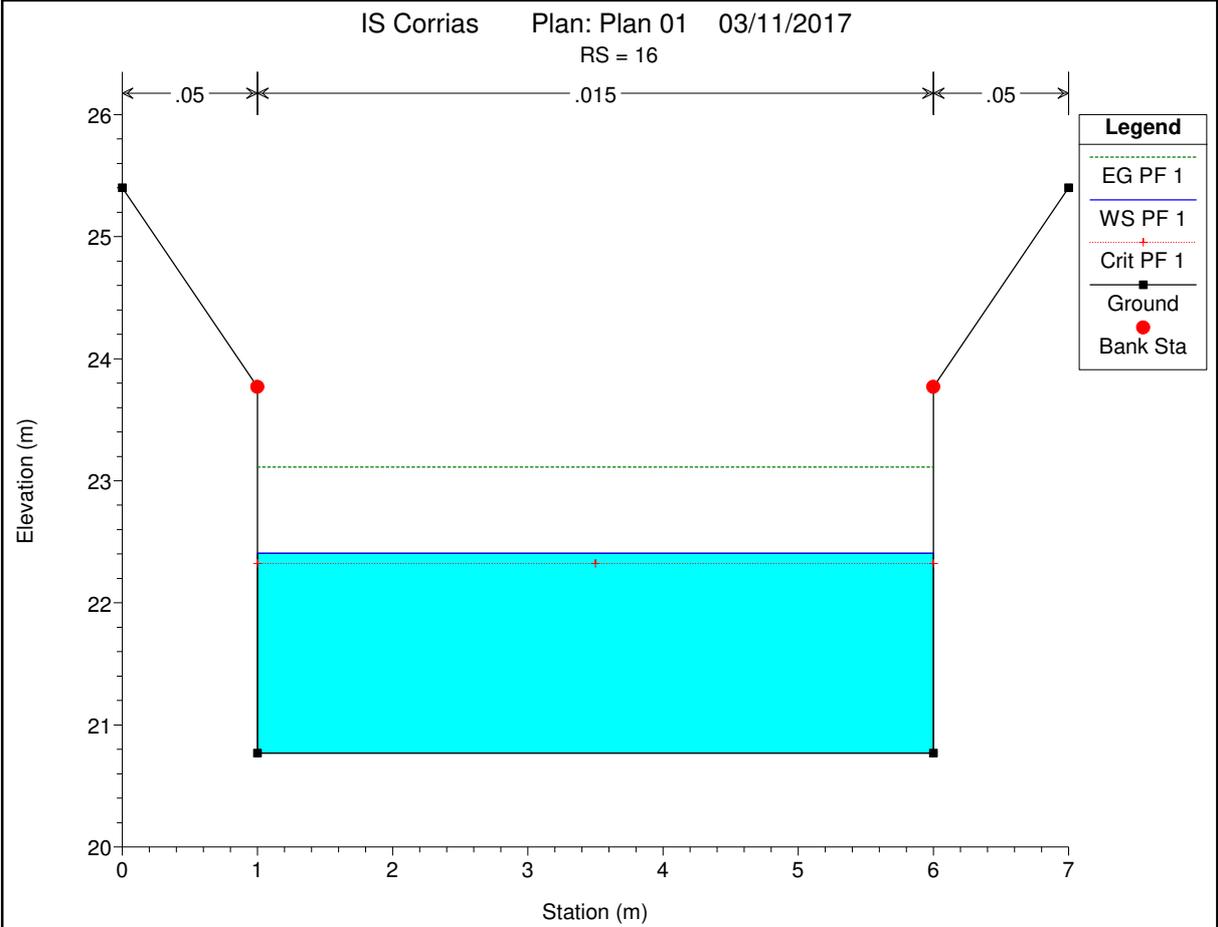


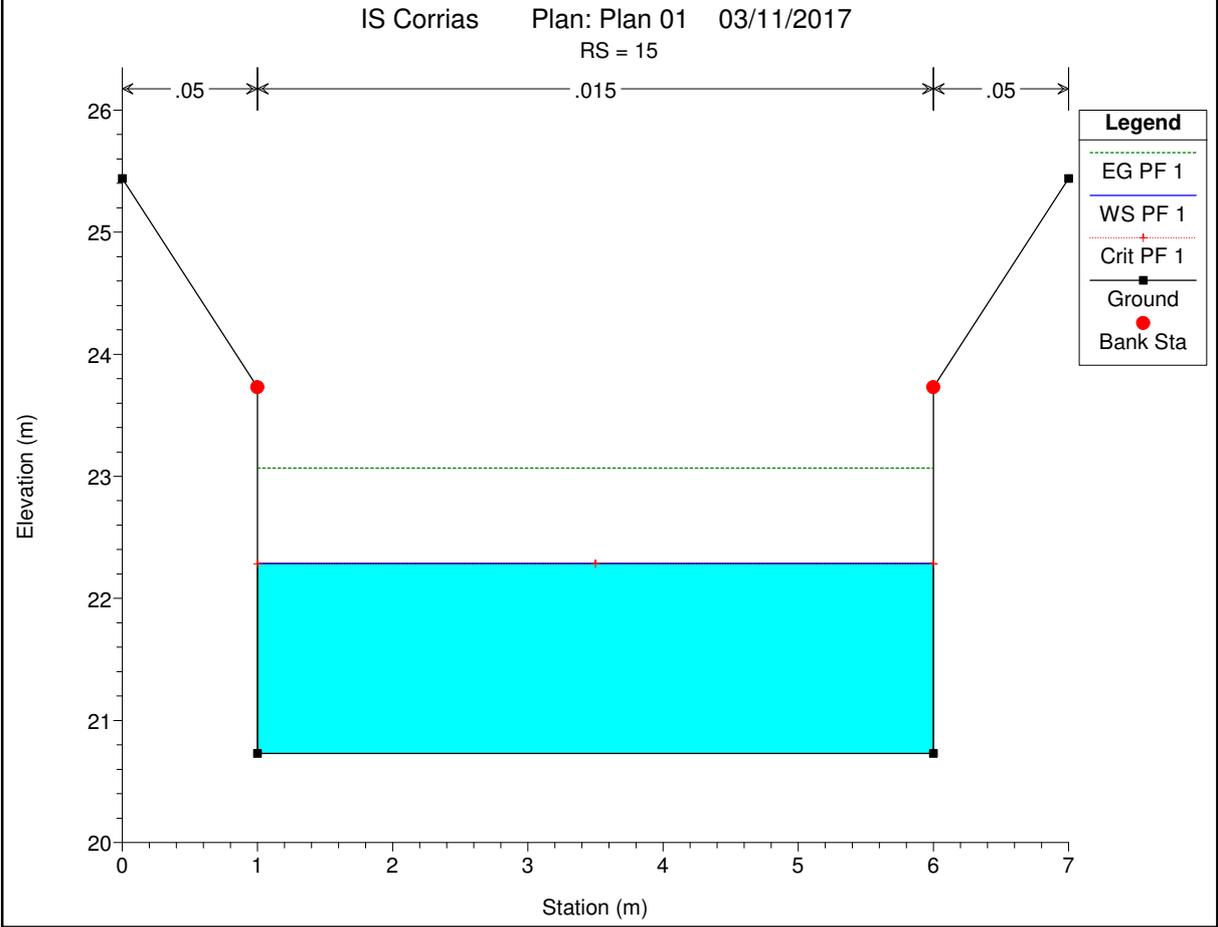
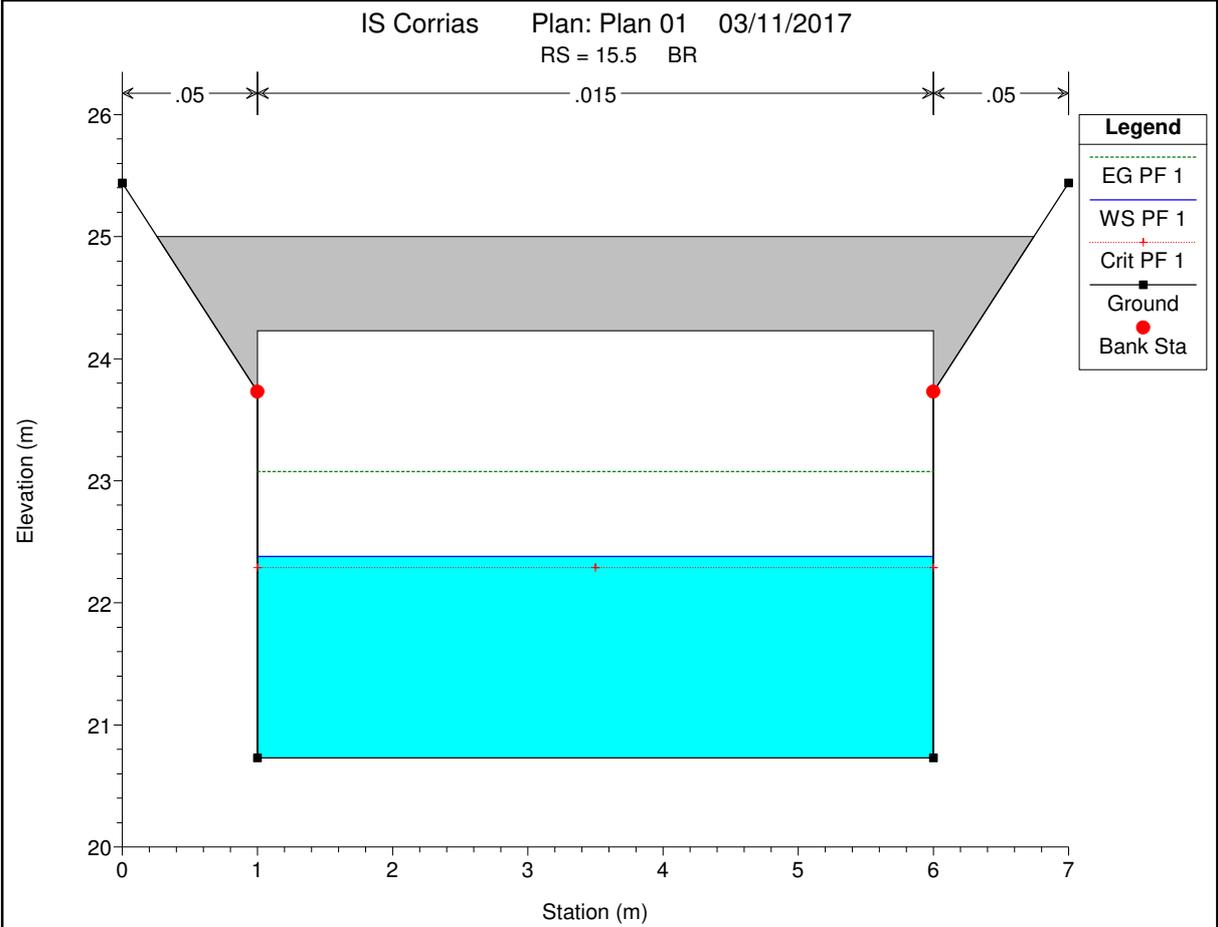


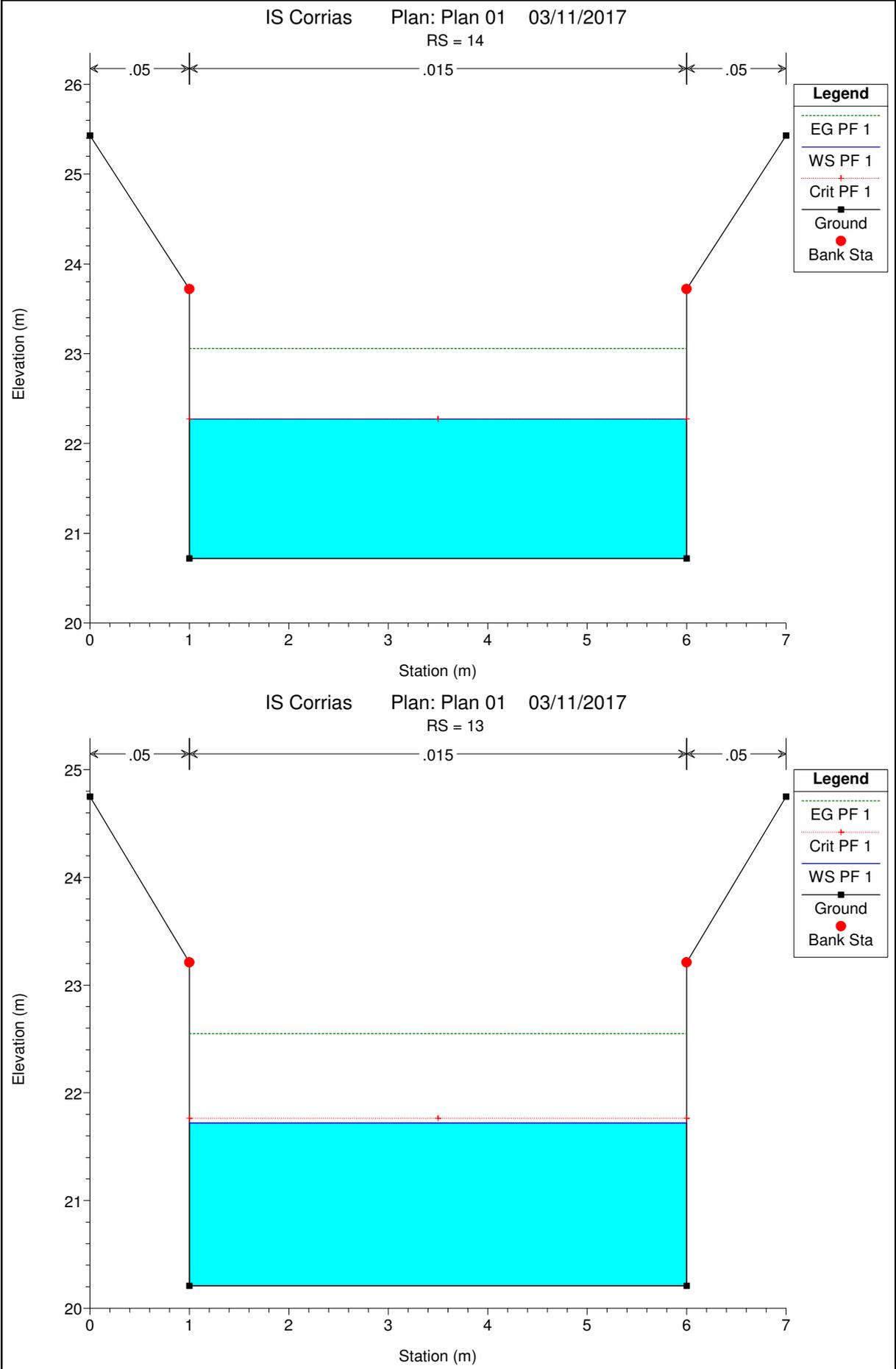


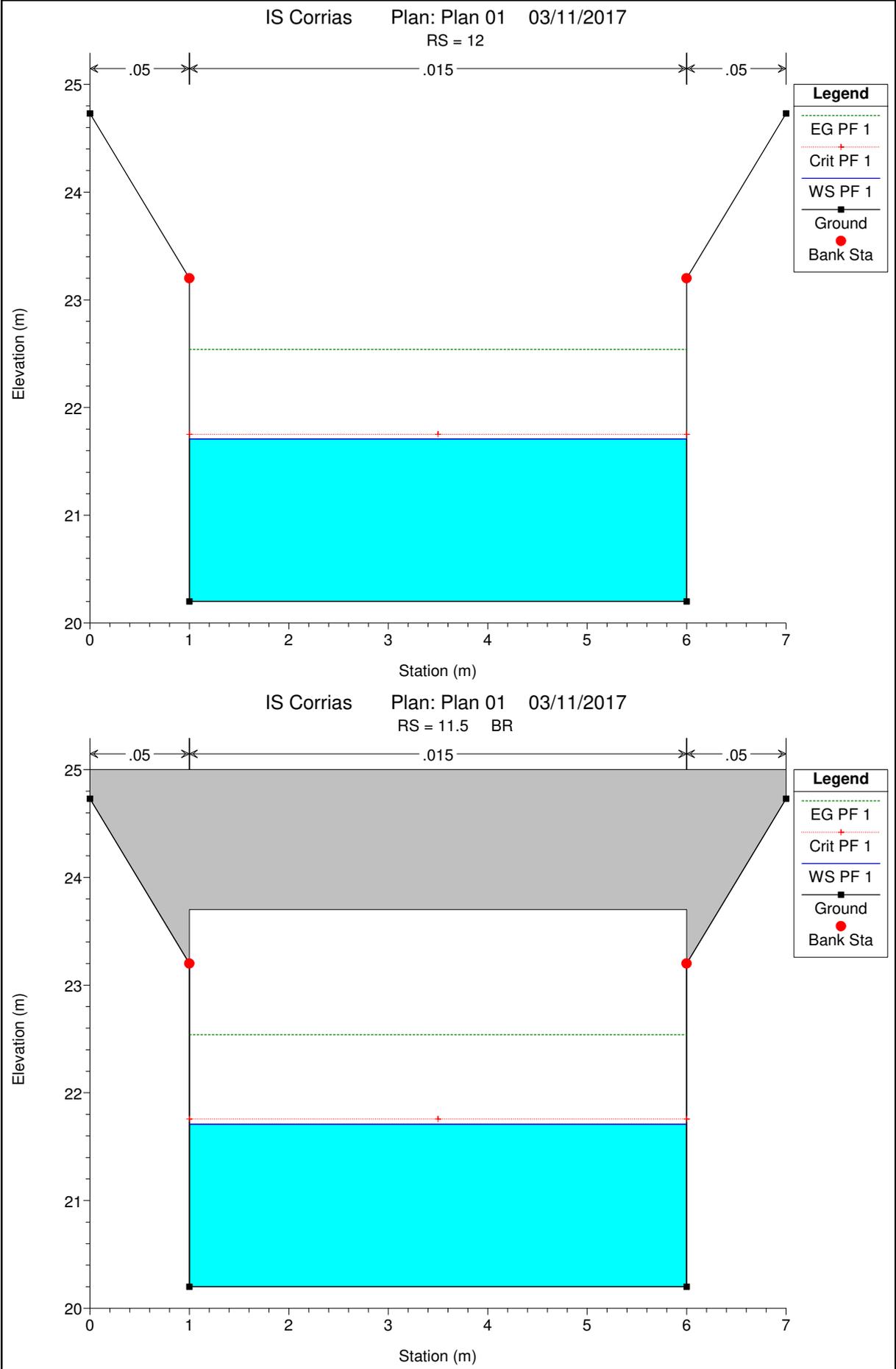




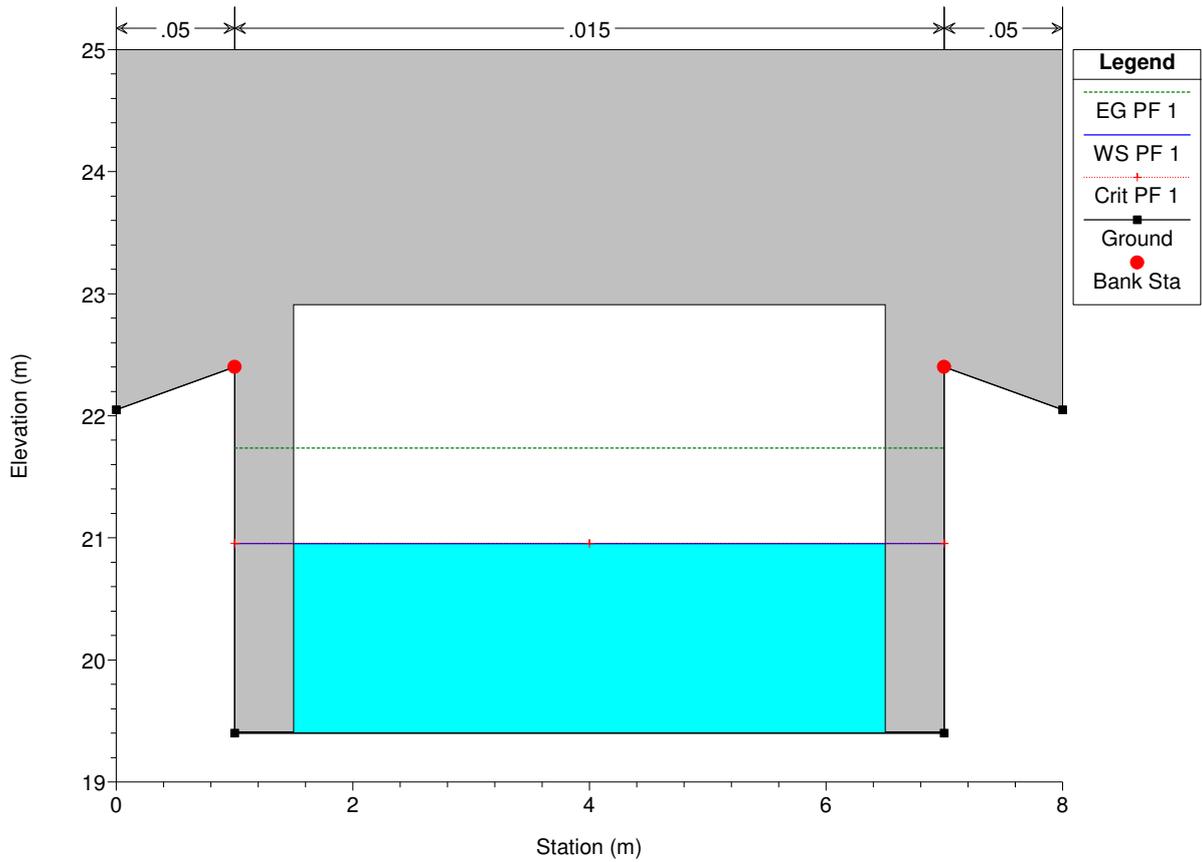




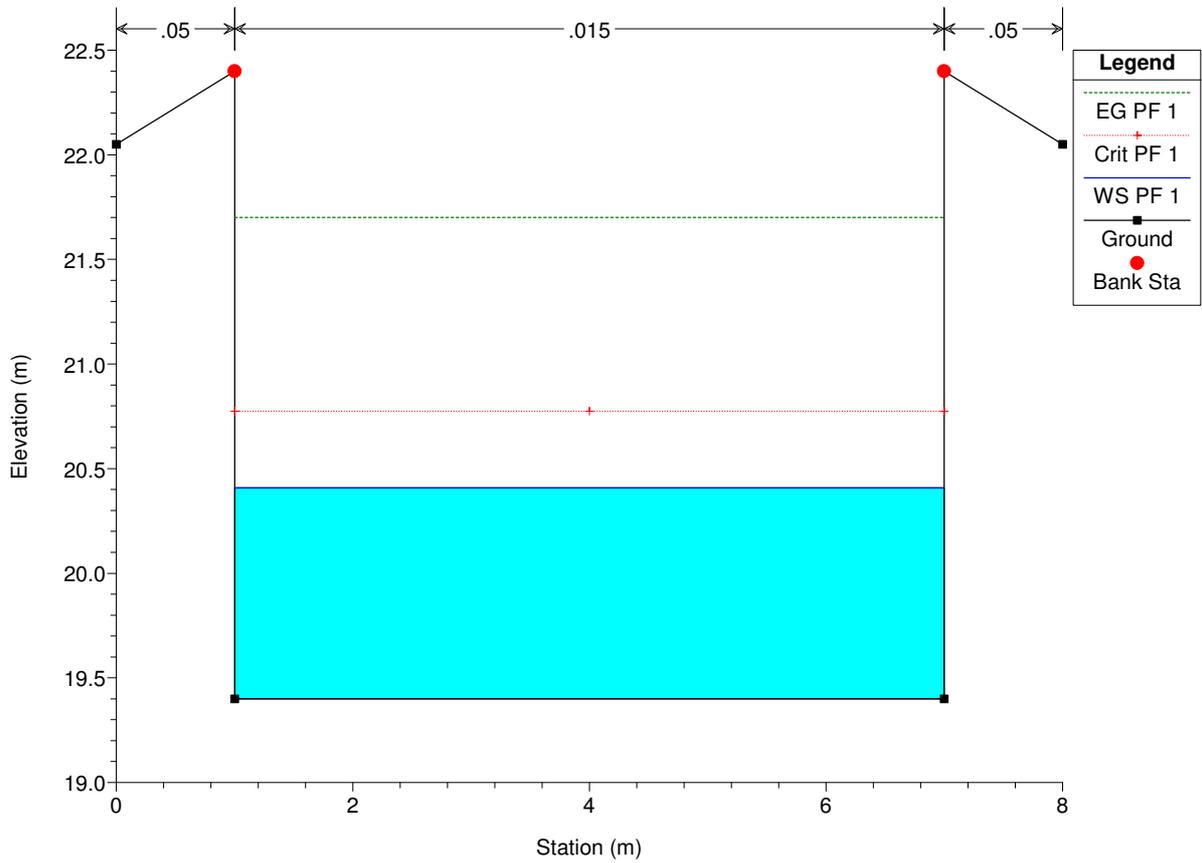


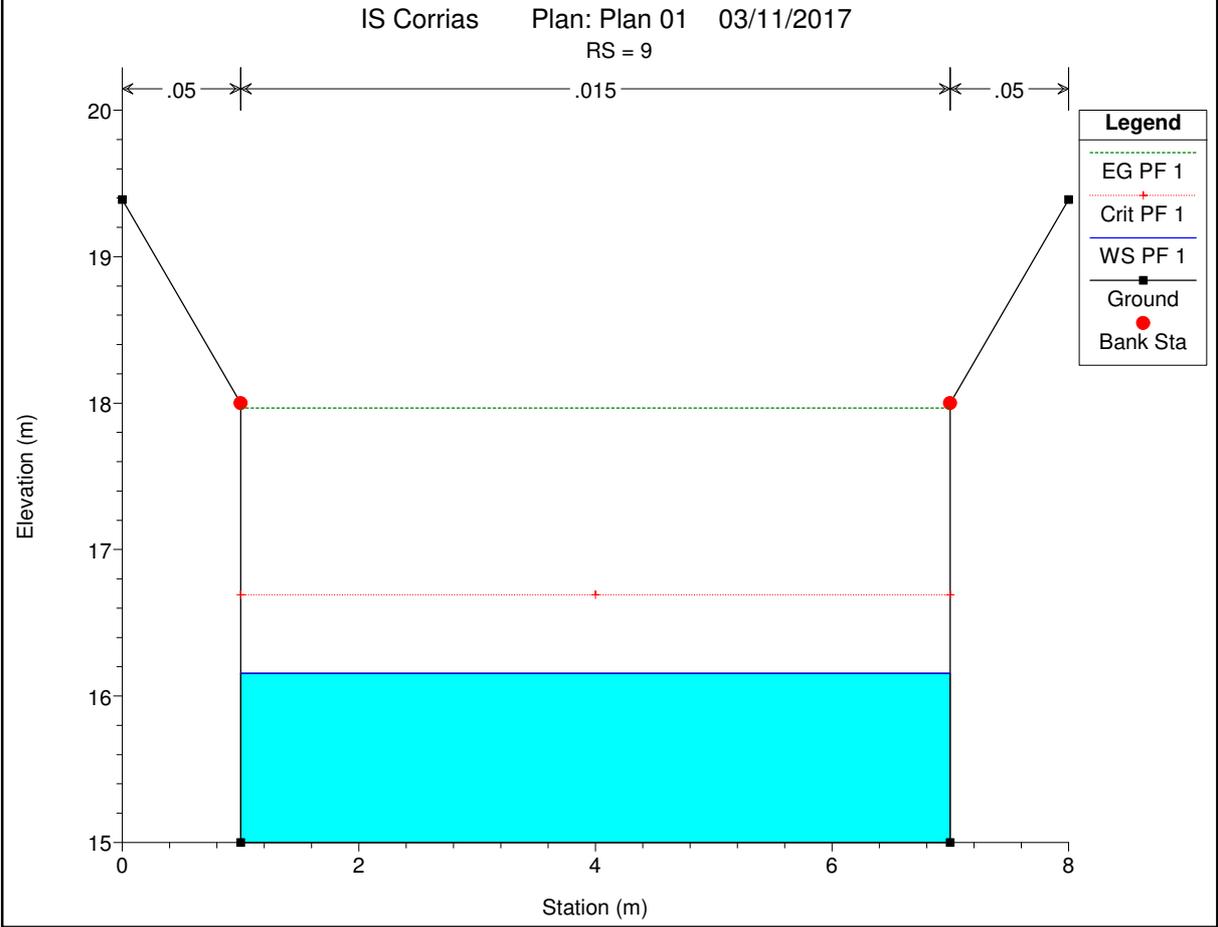
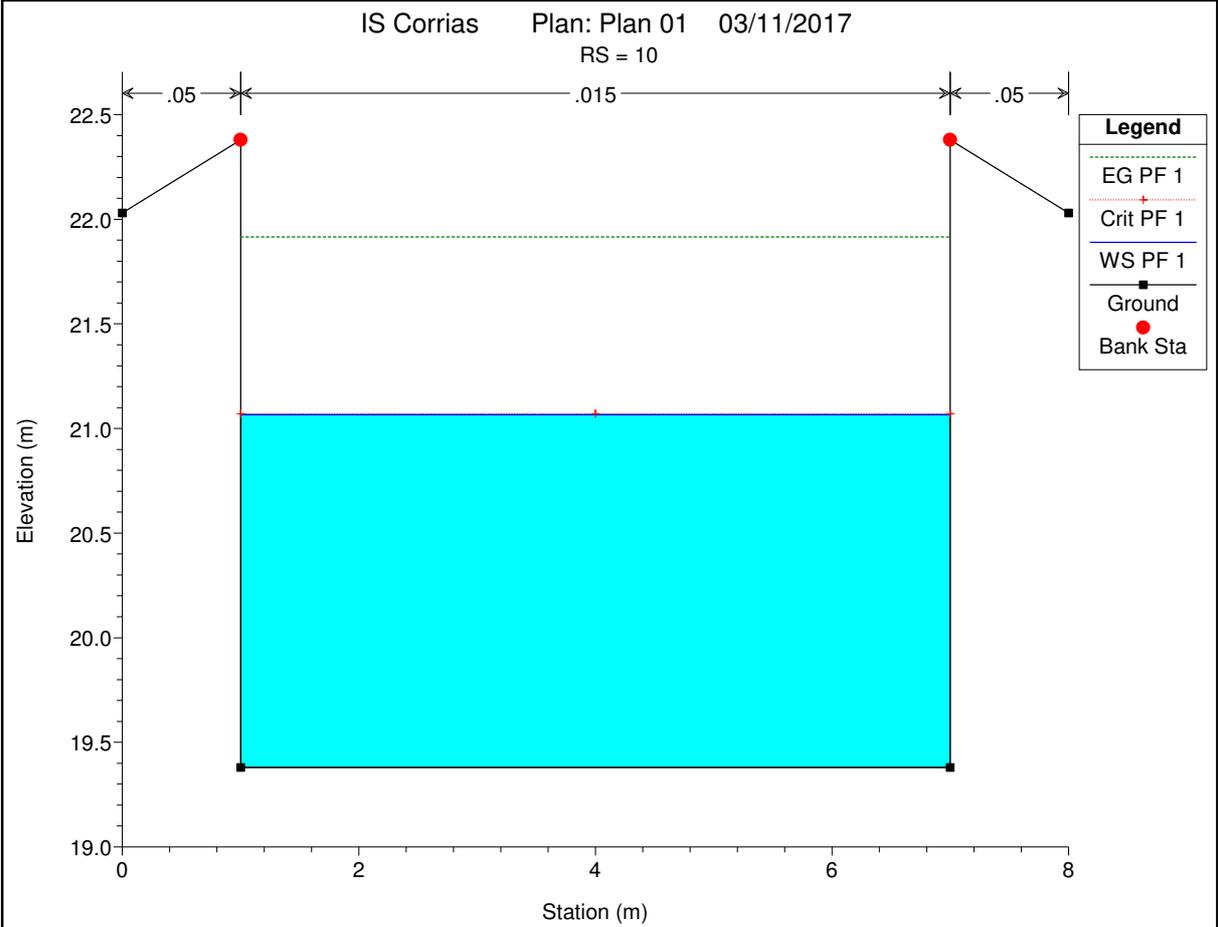


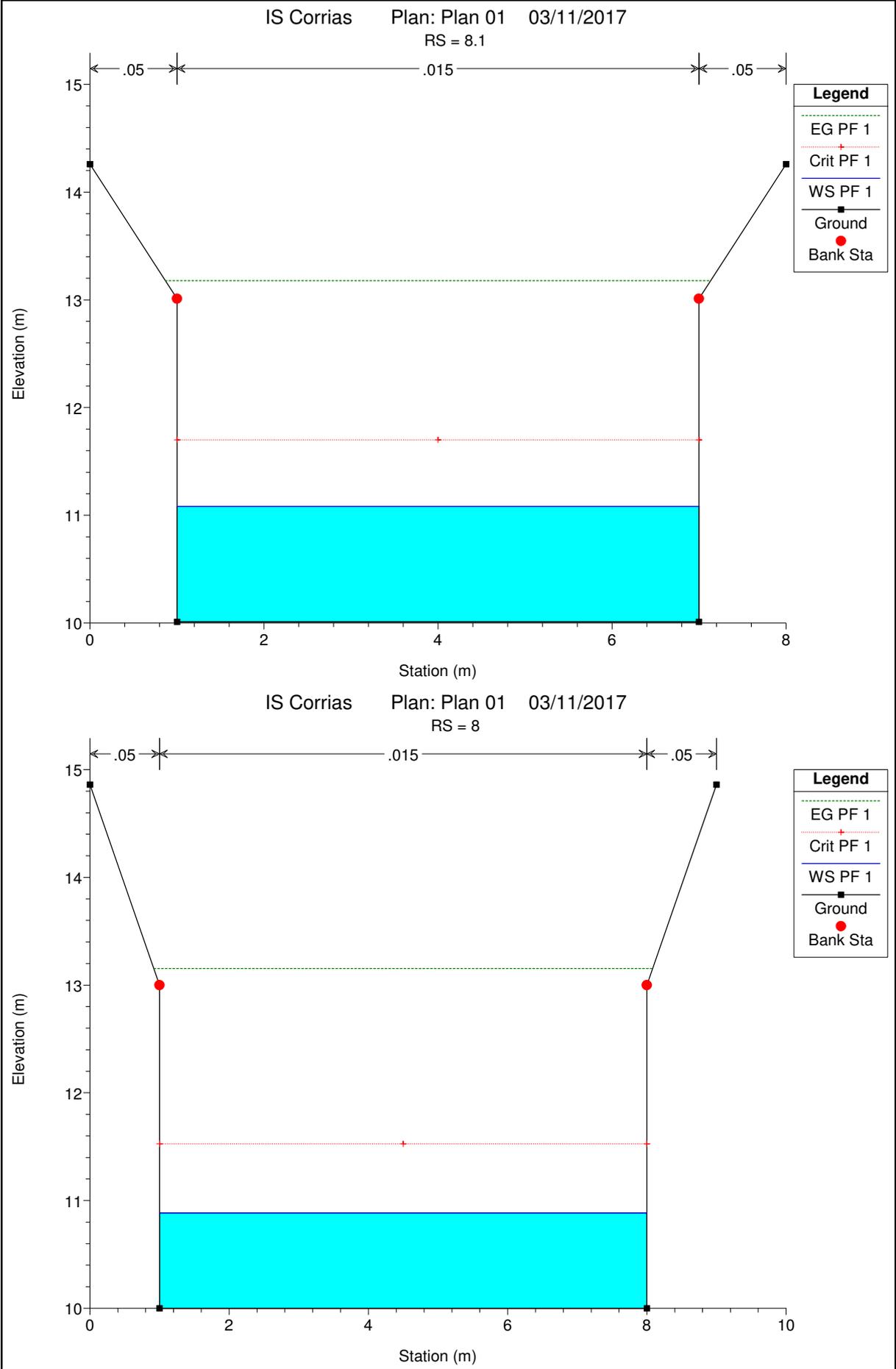
IS Corrias Plan: Plan 01 03/11/2017
RS = 11.5 BR

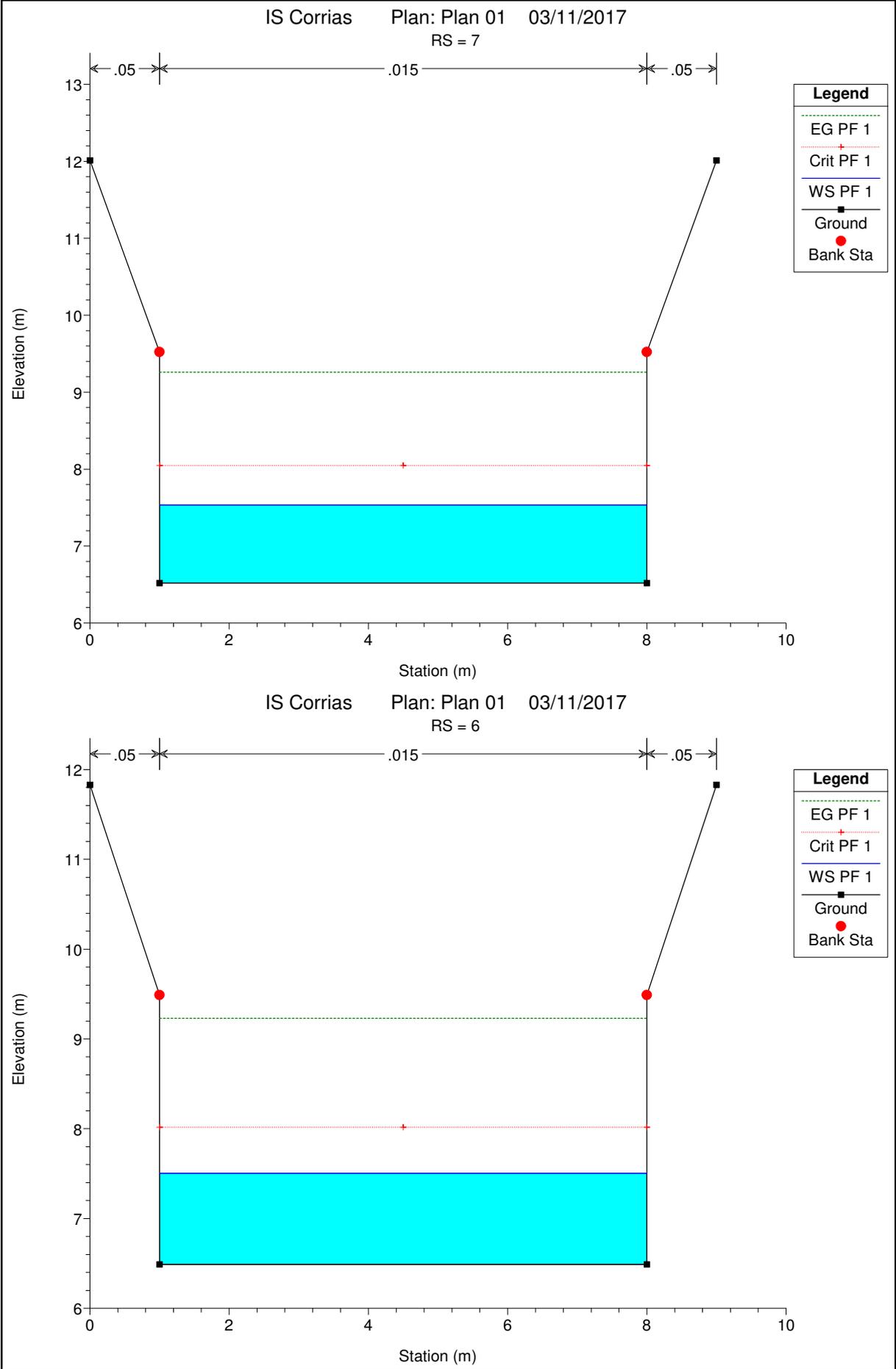


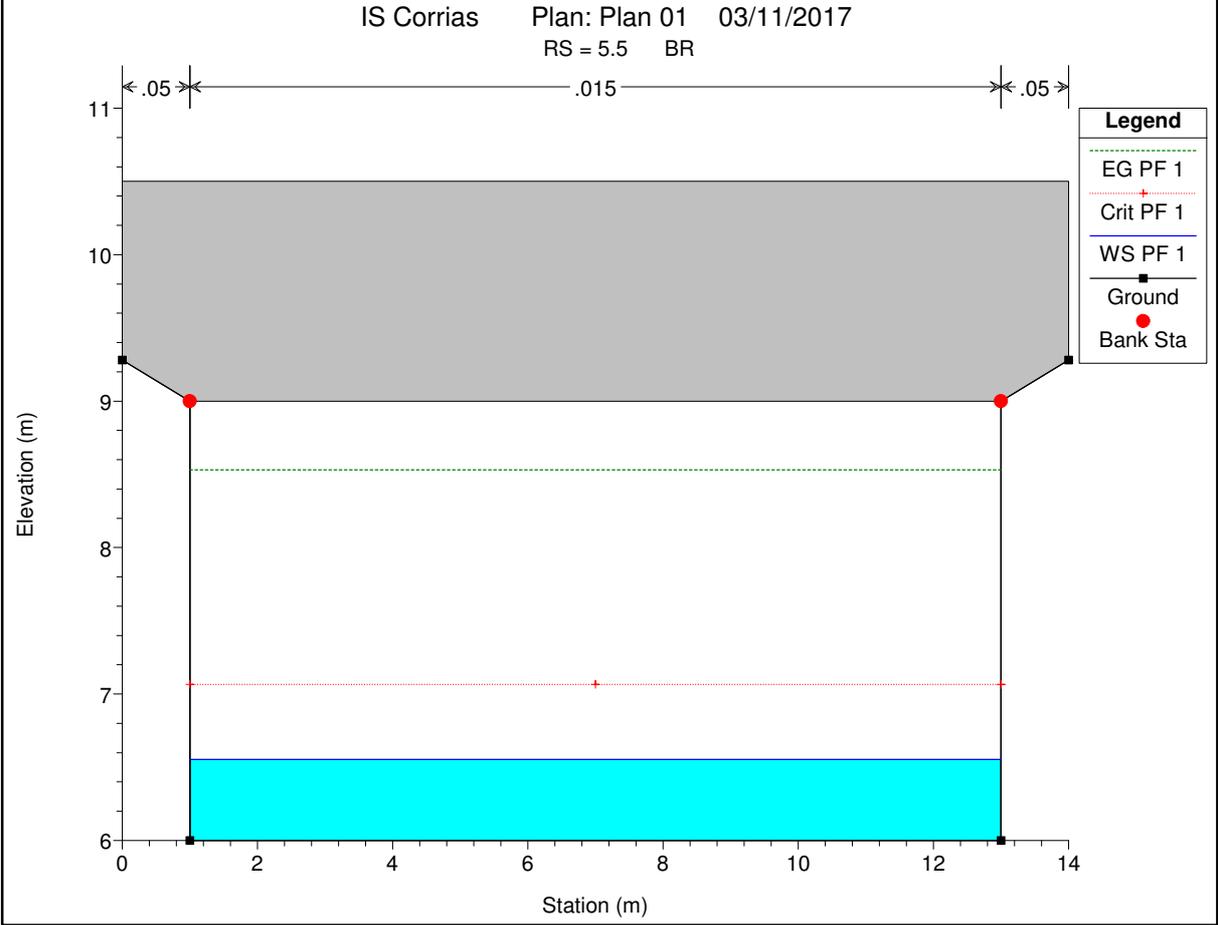
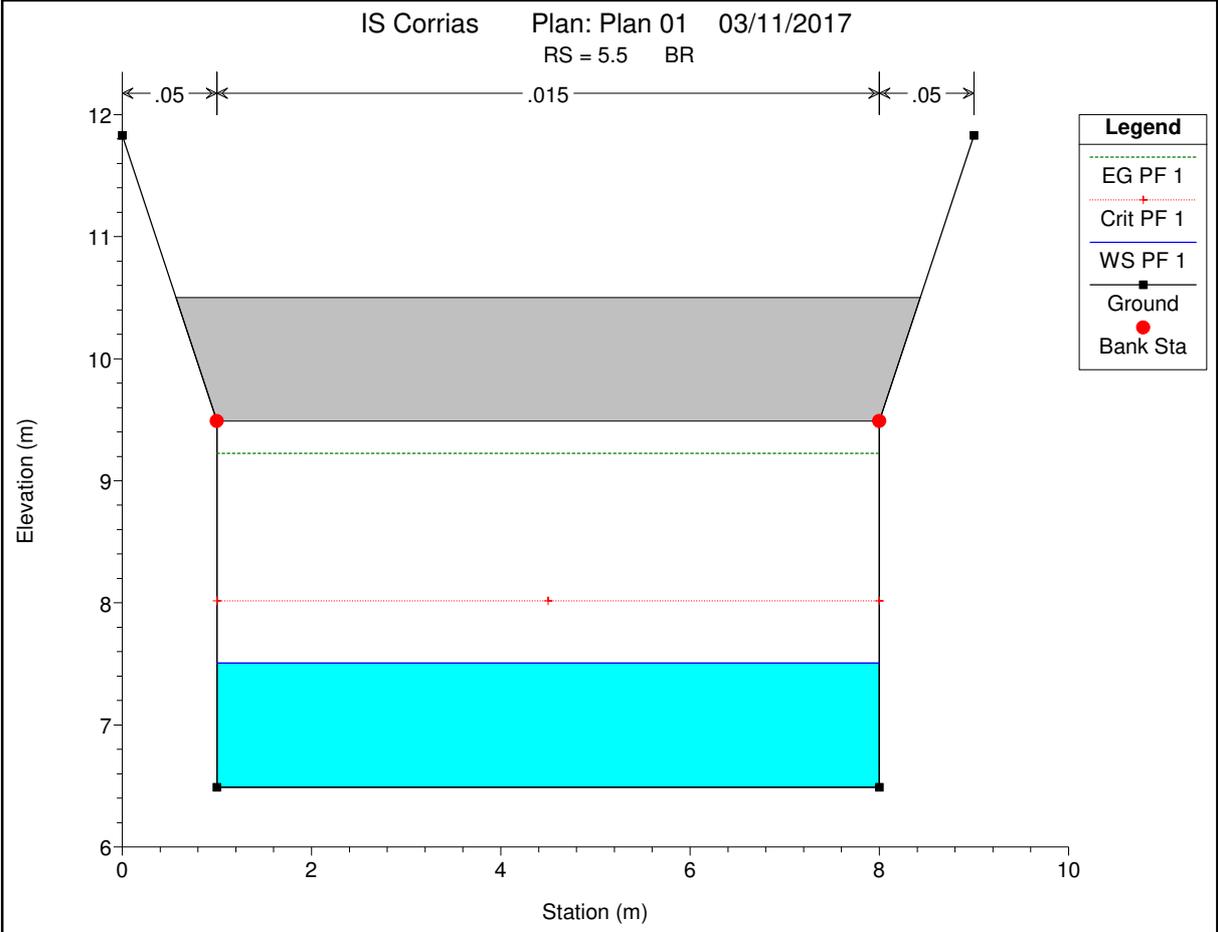
IS Corrias Plan: Plan 01 03/11/2017
RS = 11

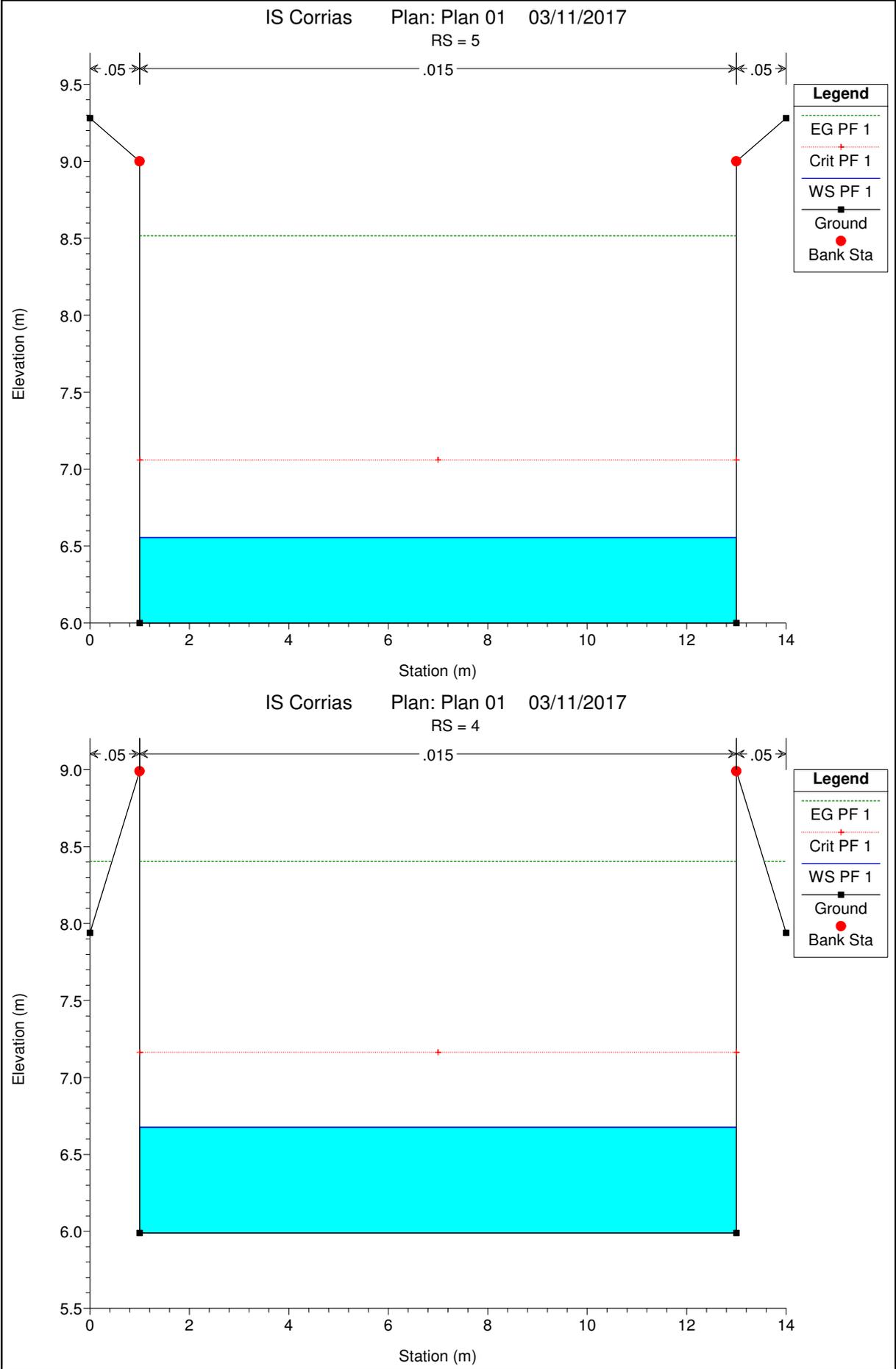


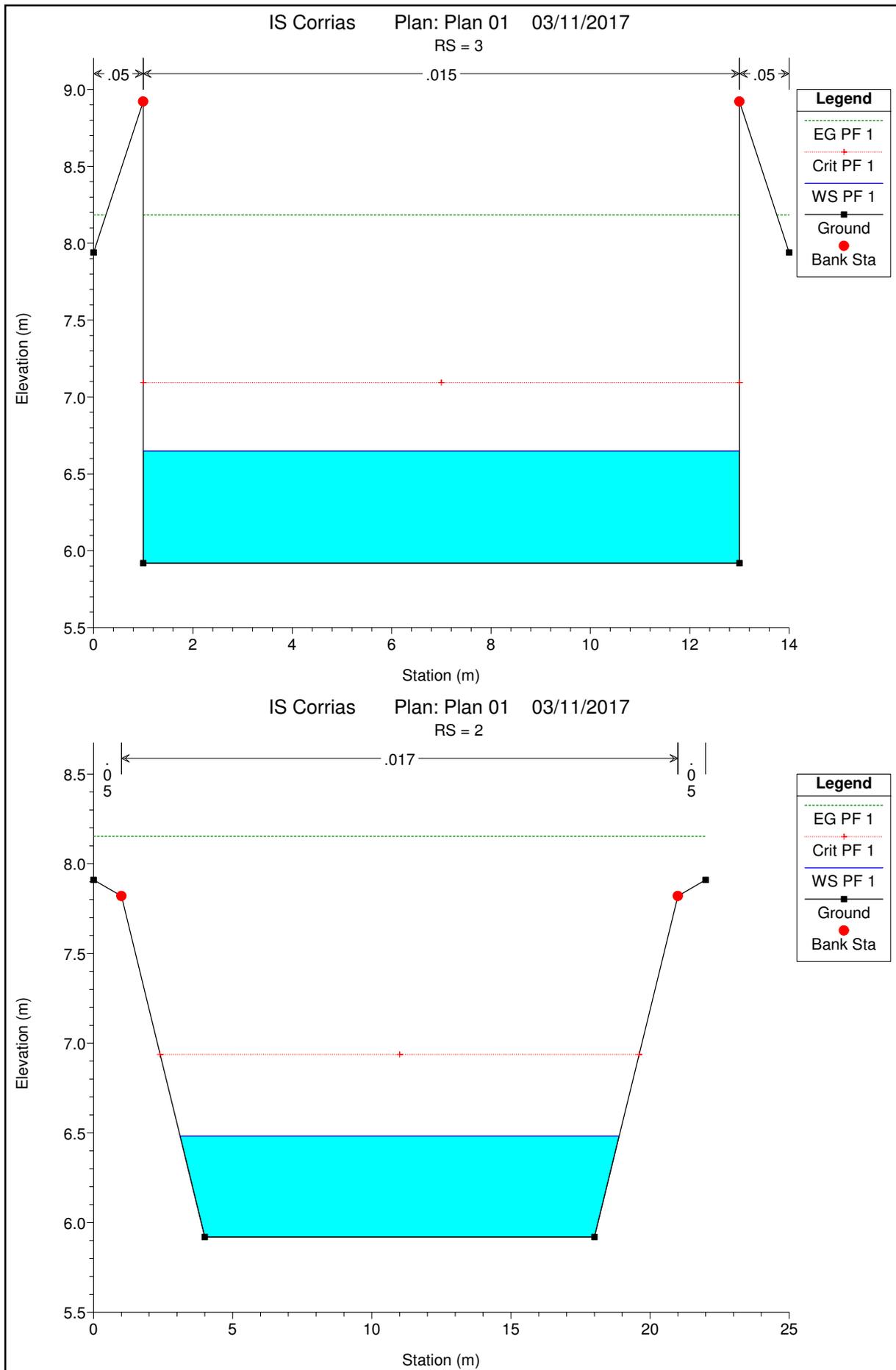




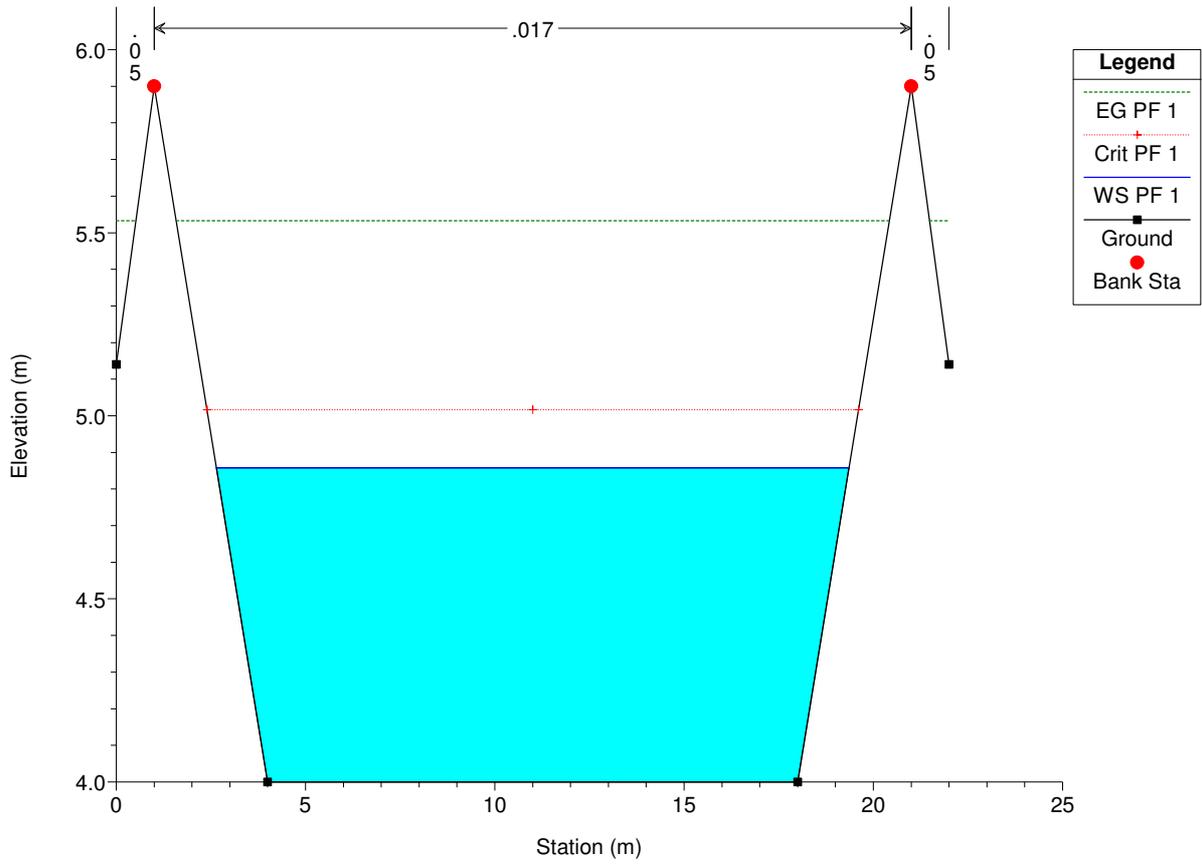








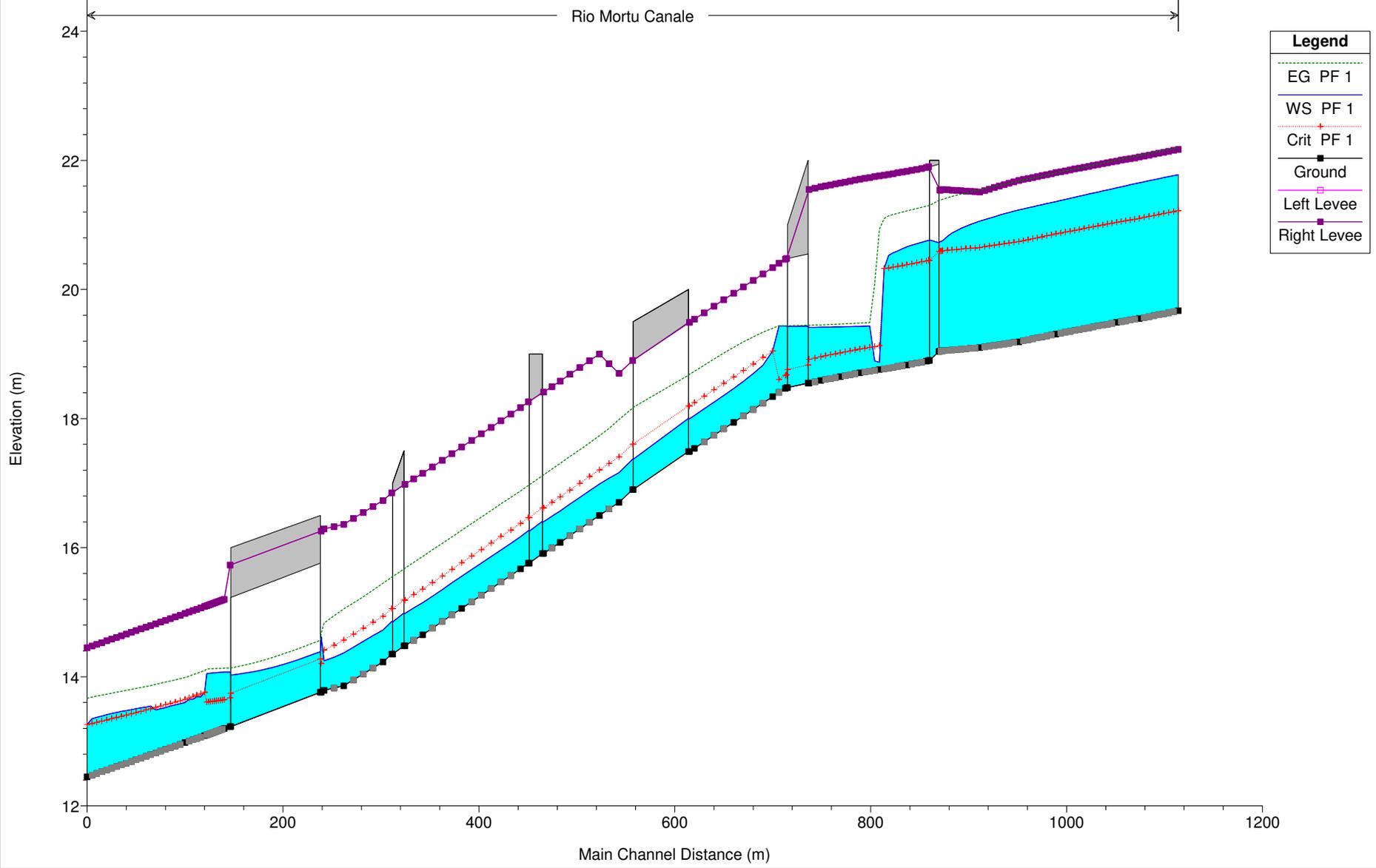
IS Corrias Plan: Plan 01 03/11/2017
RS = 1



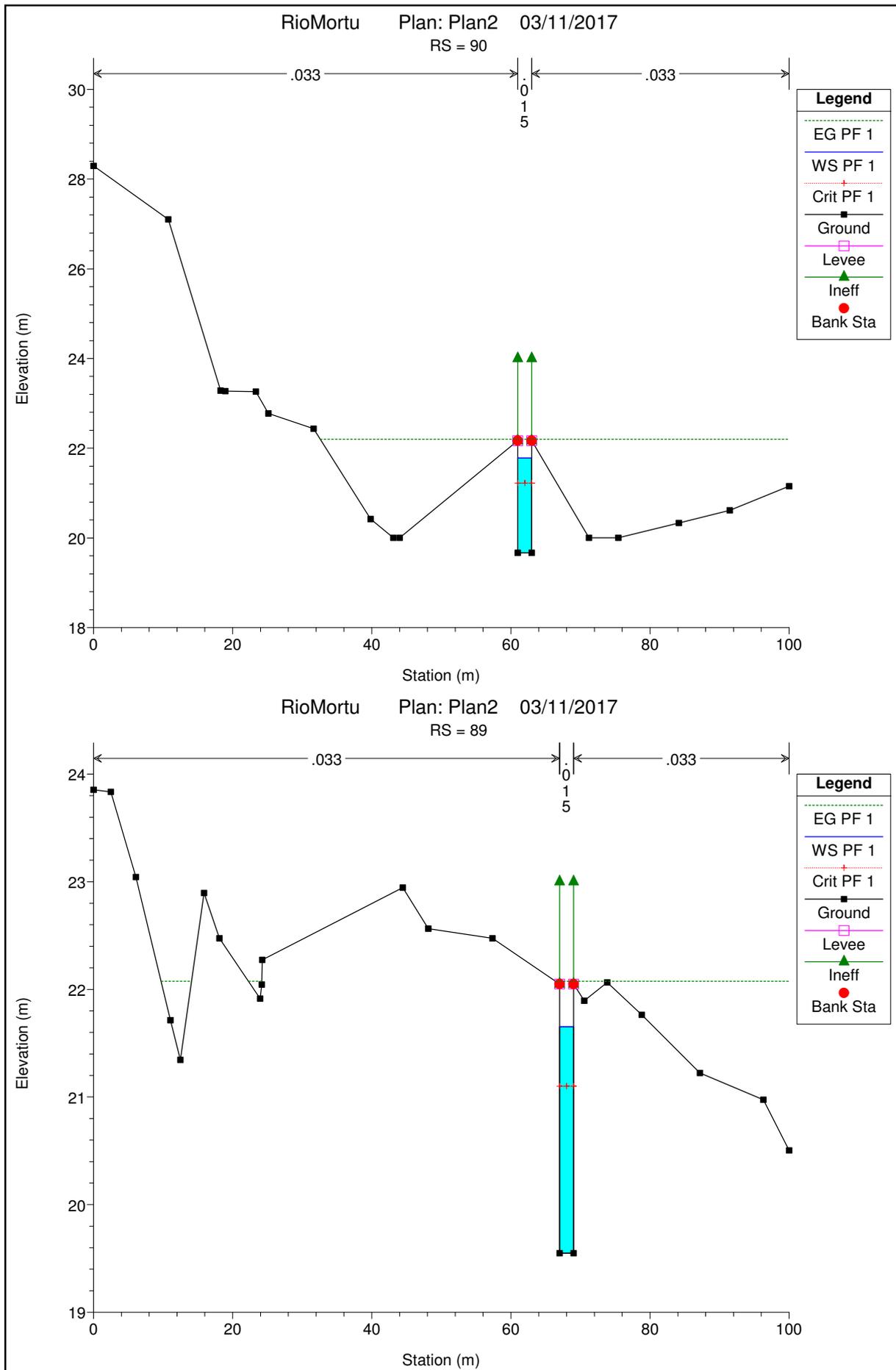


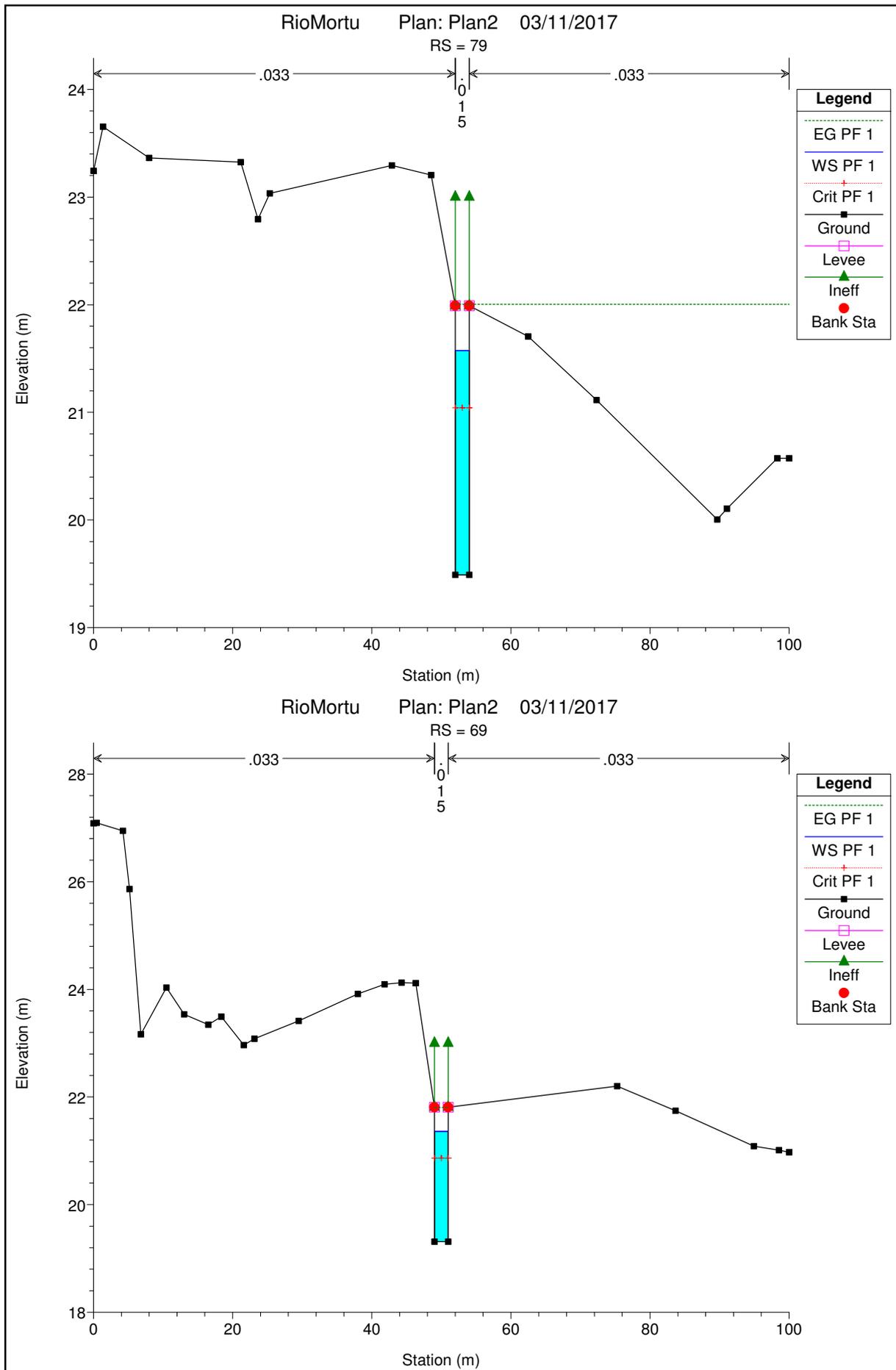
9.5 Risultati simulazione HEC-RAS Rio Mortu – stato di progetto

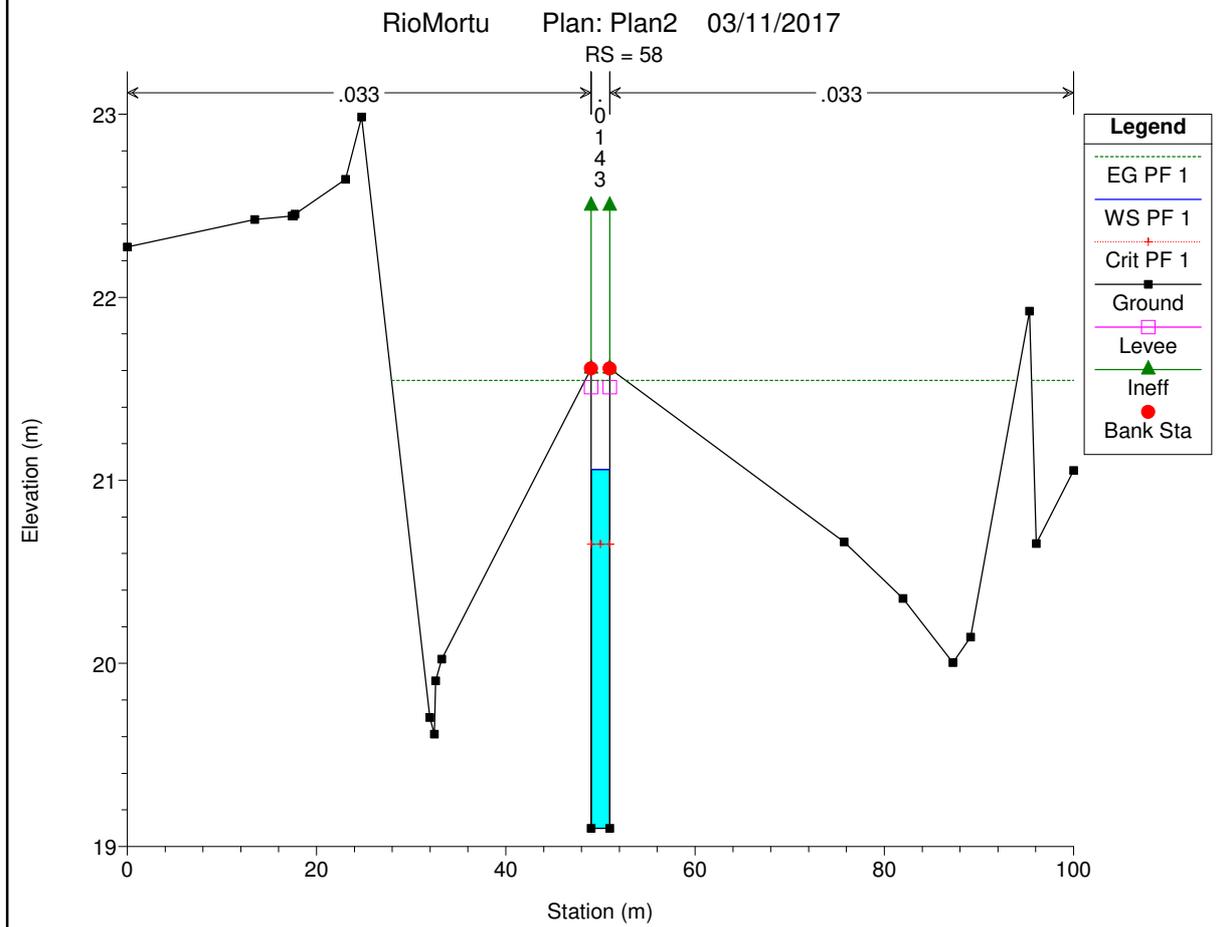
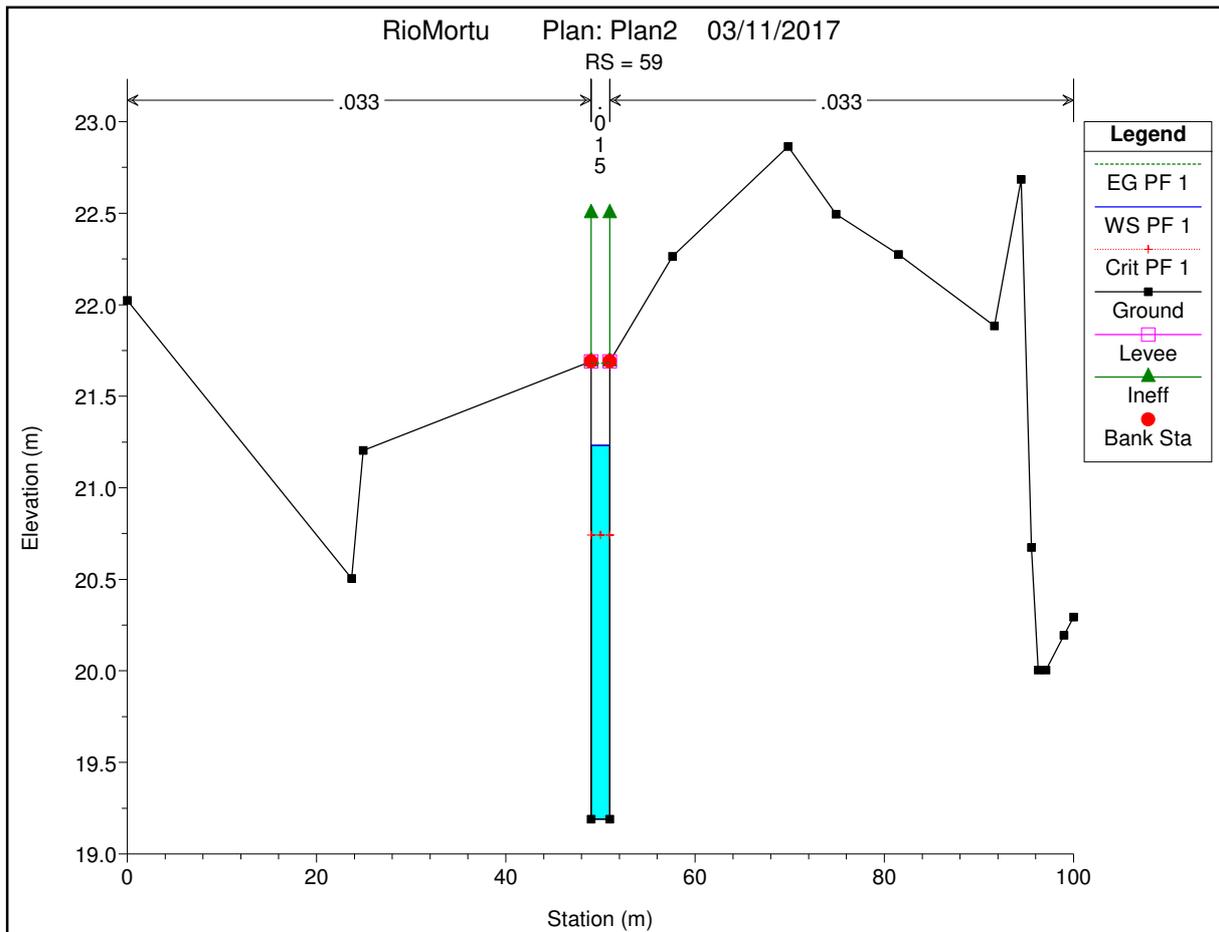
Rio Mortu Canale

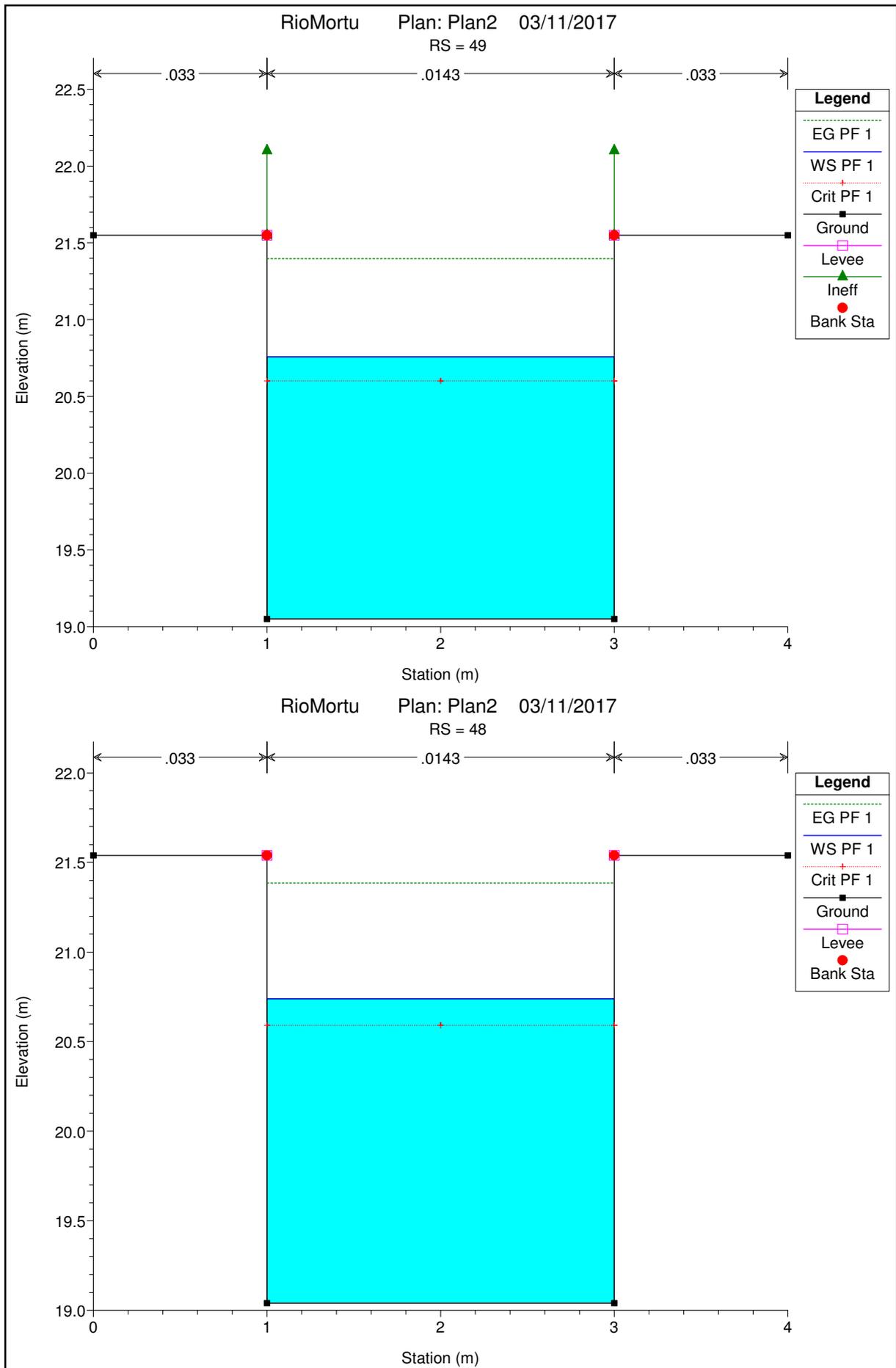


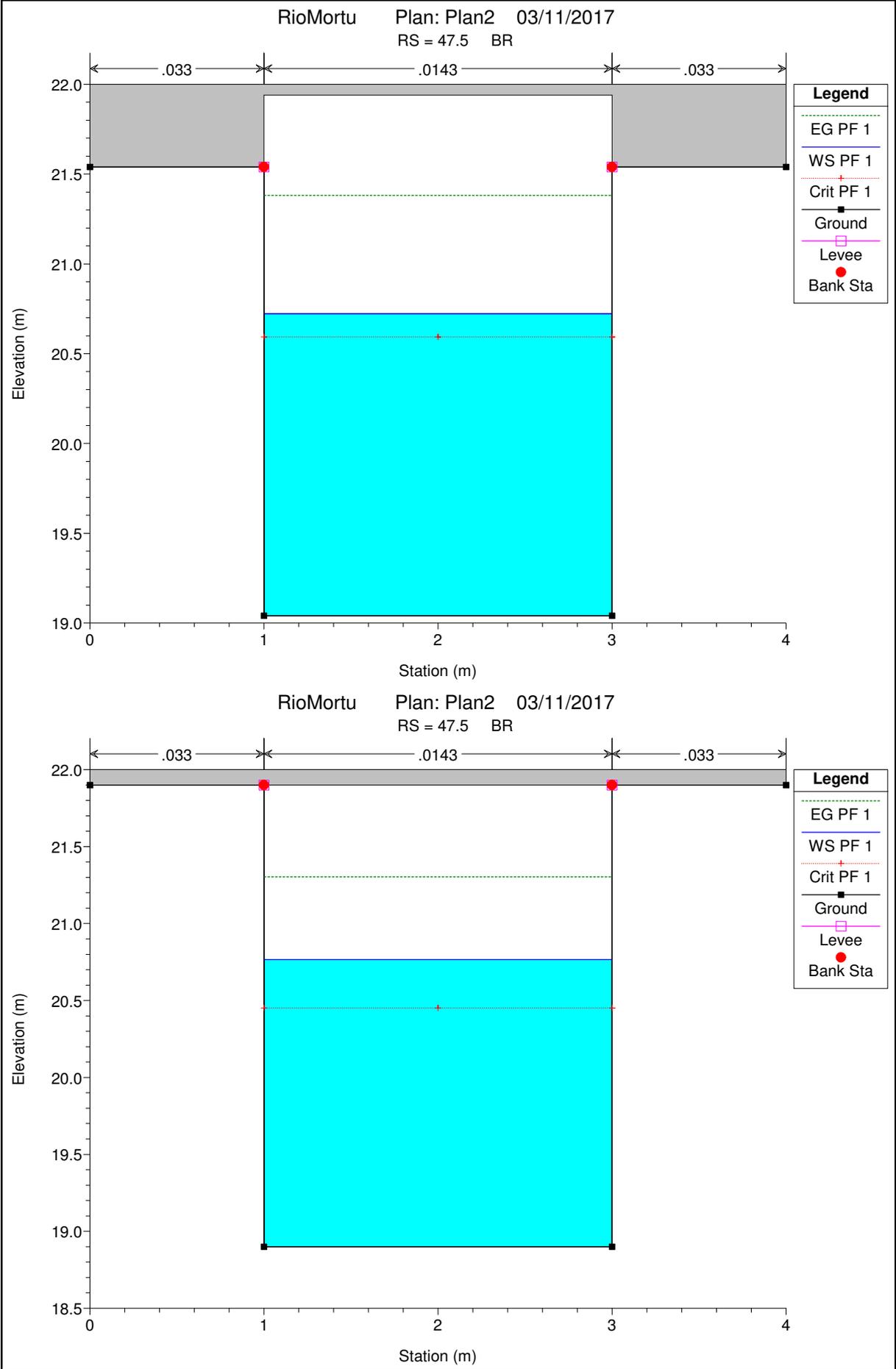
Legend	
EG PF 1	(Green dashed line)
WS PF 1	(Blue solid line)
Crit PF 1	(Red dotted line with cross markers)
Ground	(Black solid line with square markers)
Left Levee	(Purple solid line with square markers)
Right Levee	(Purple solid line with square markers)

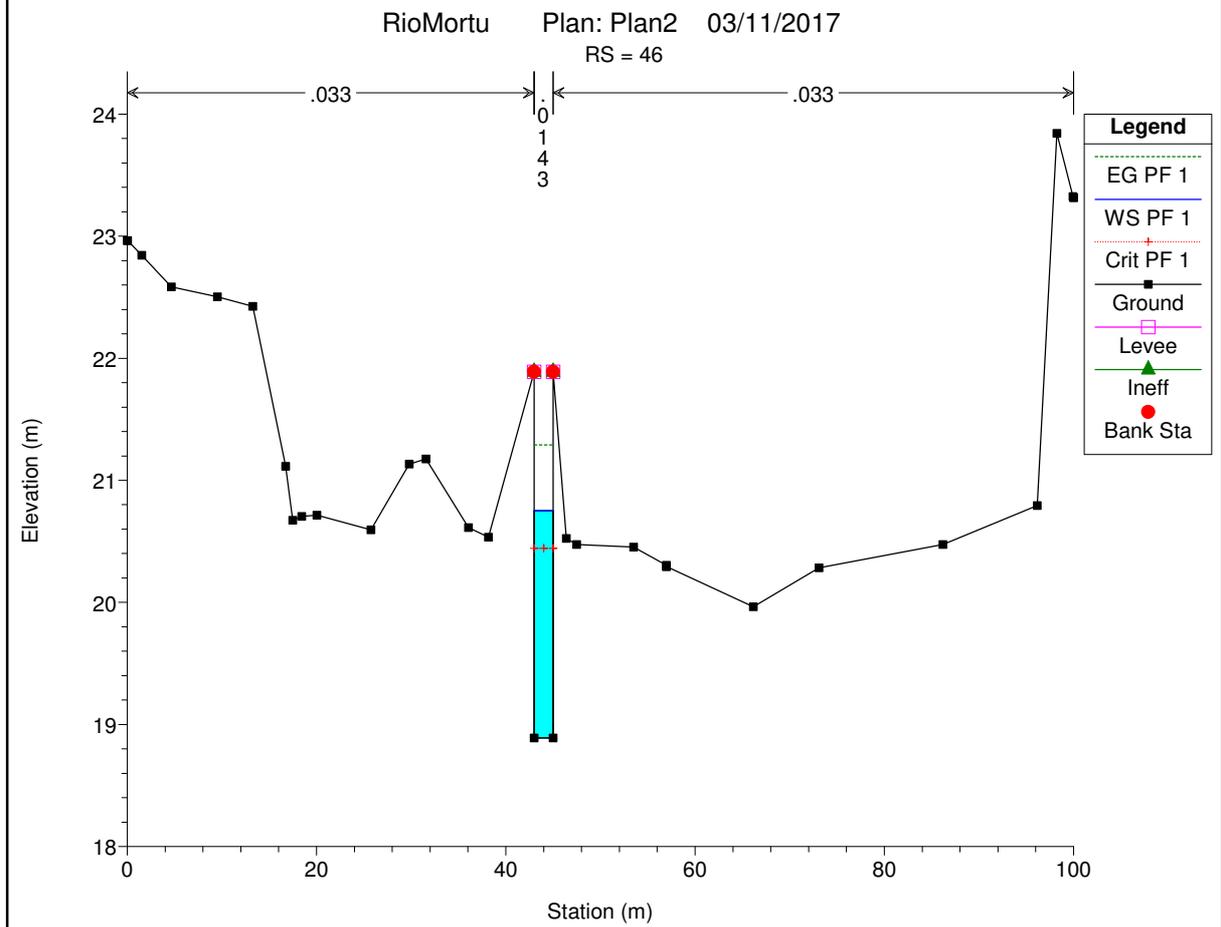
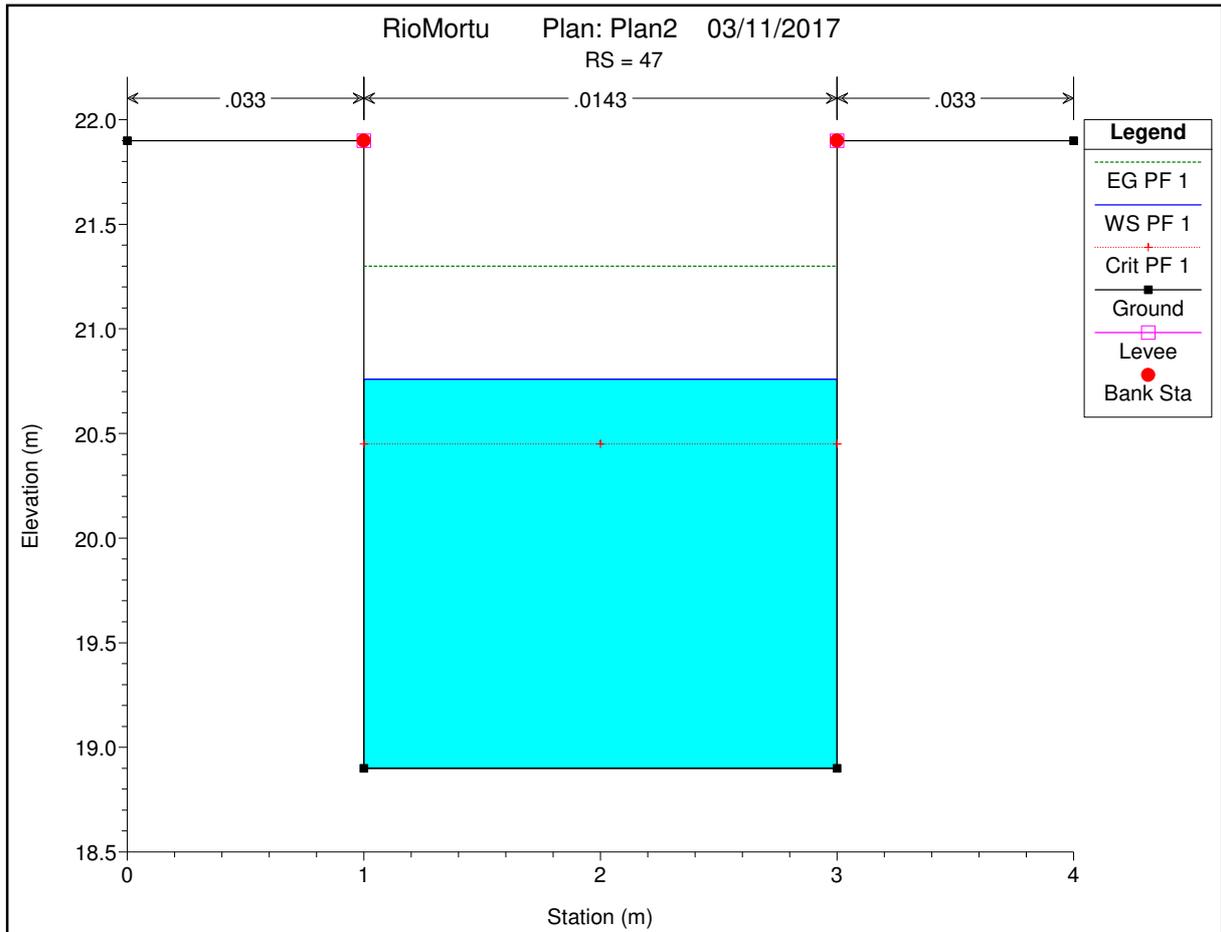


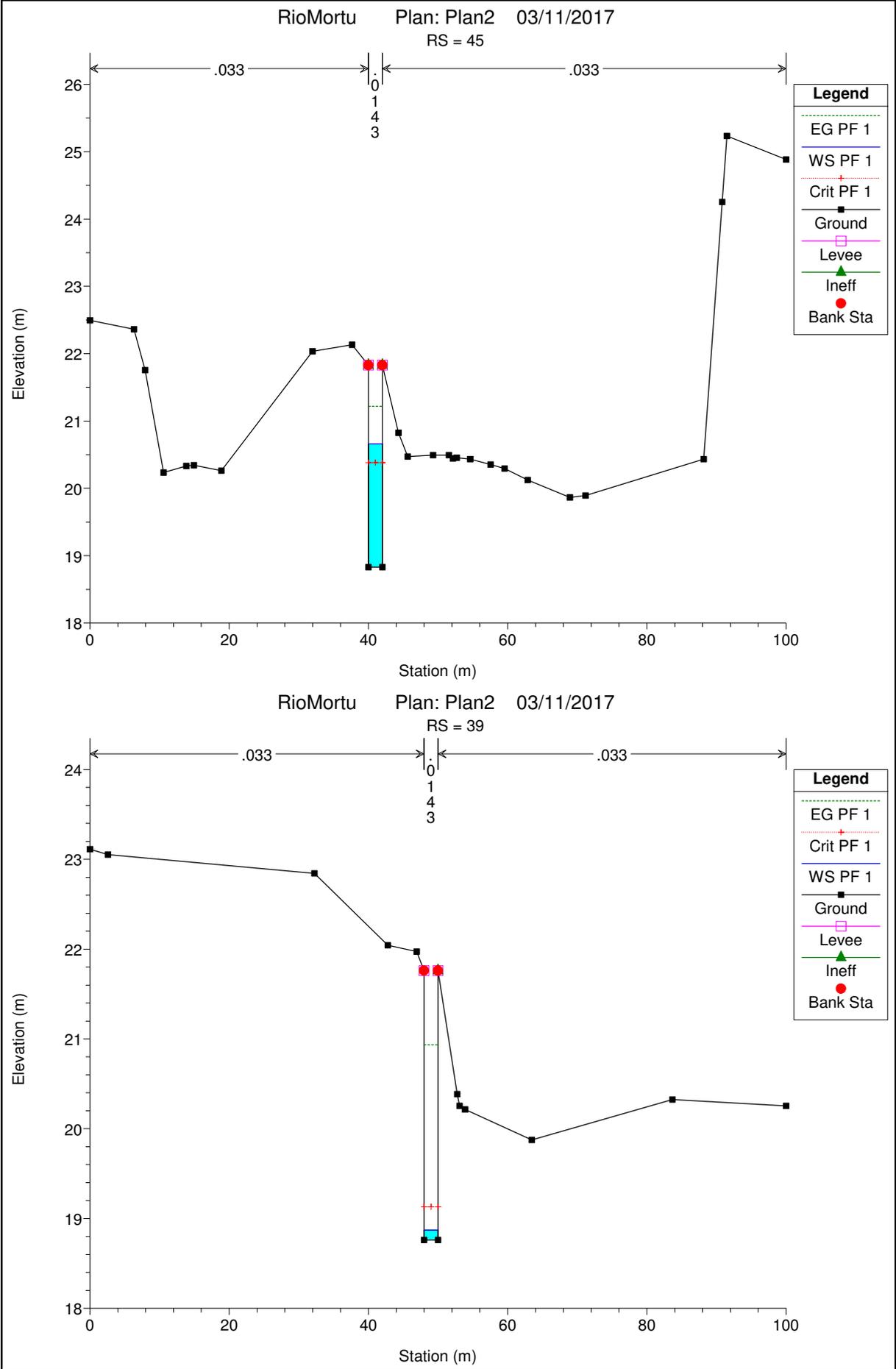


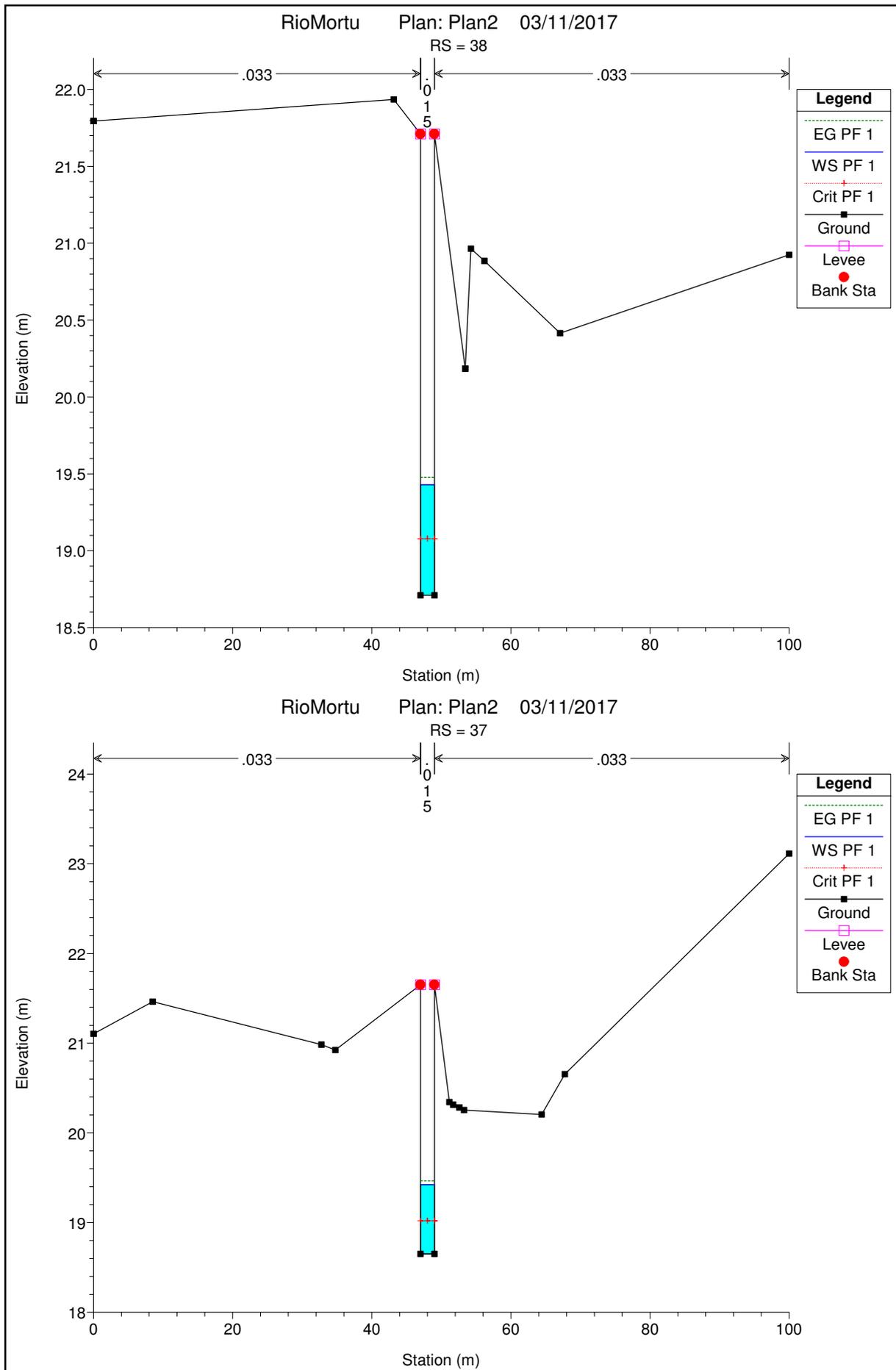


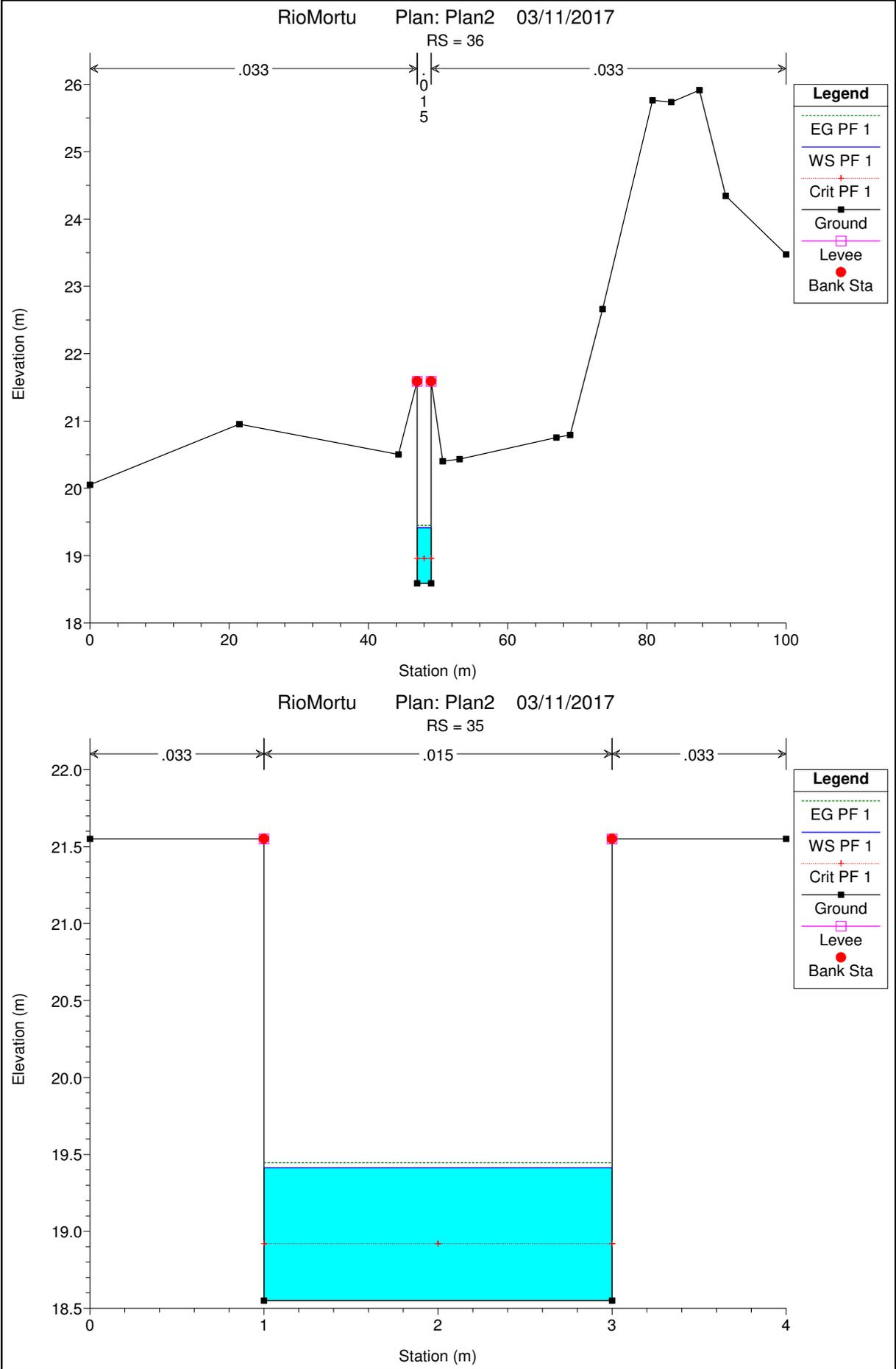


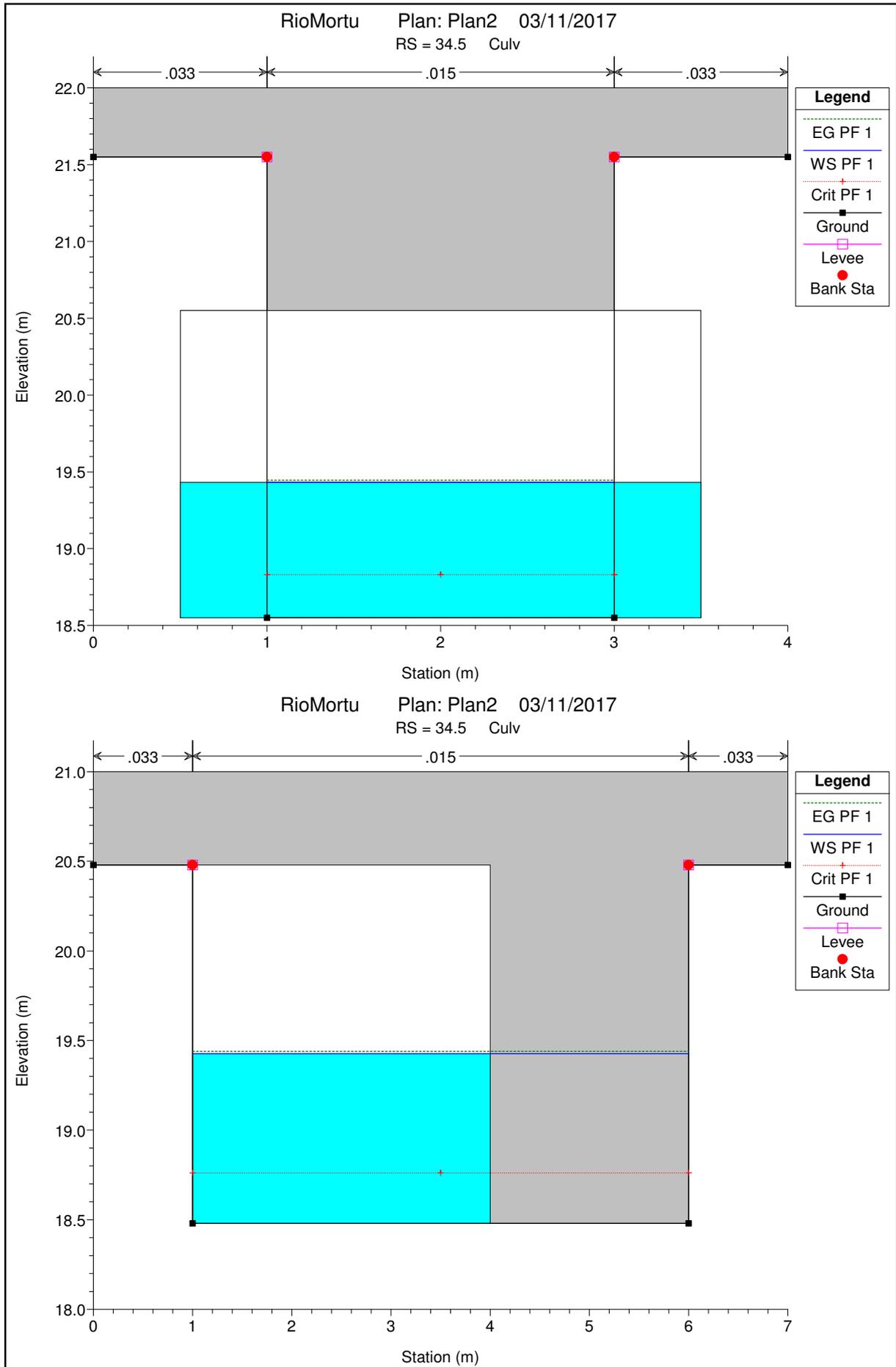


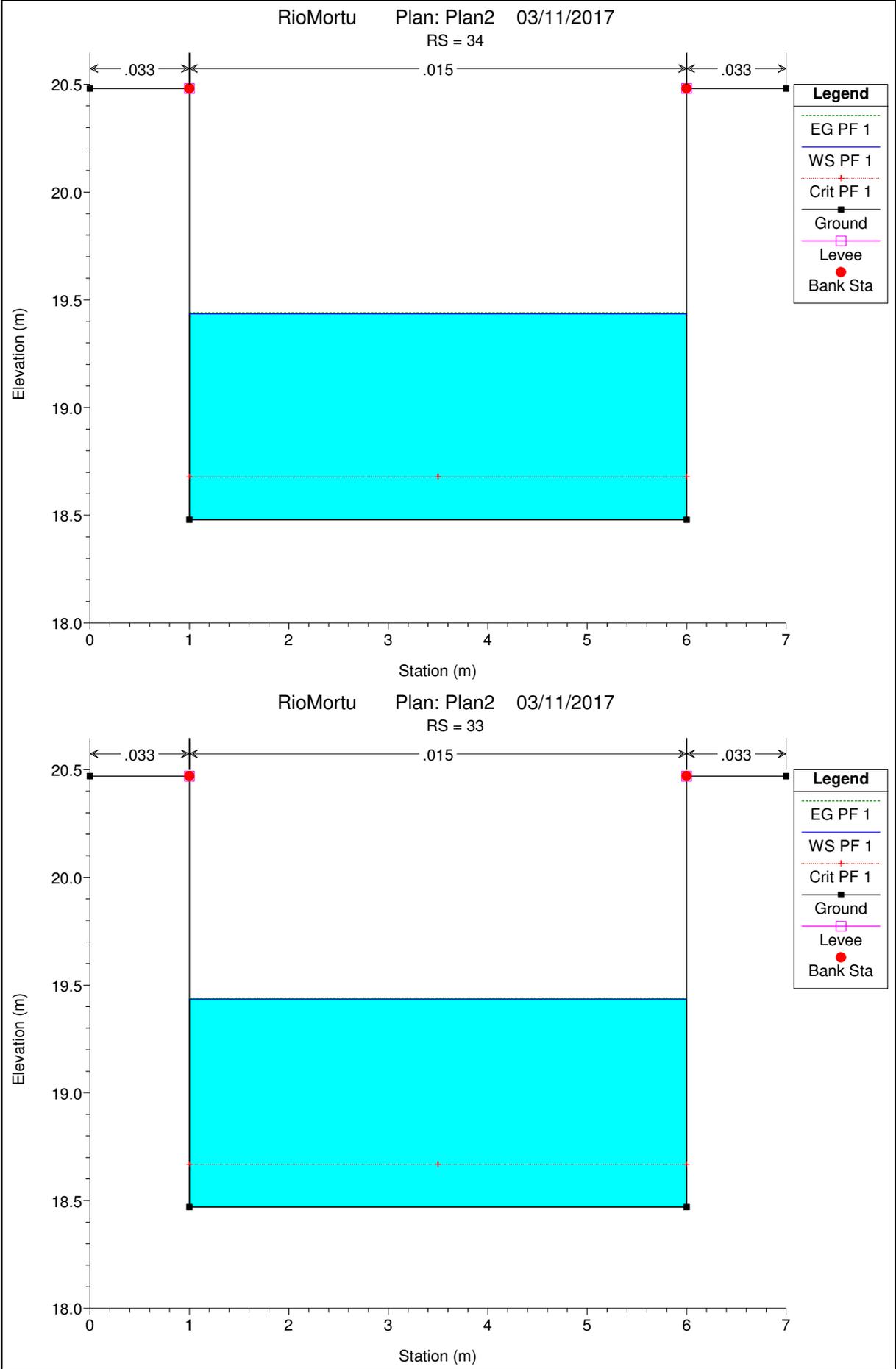


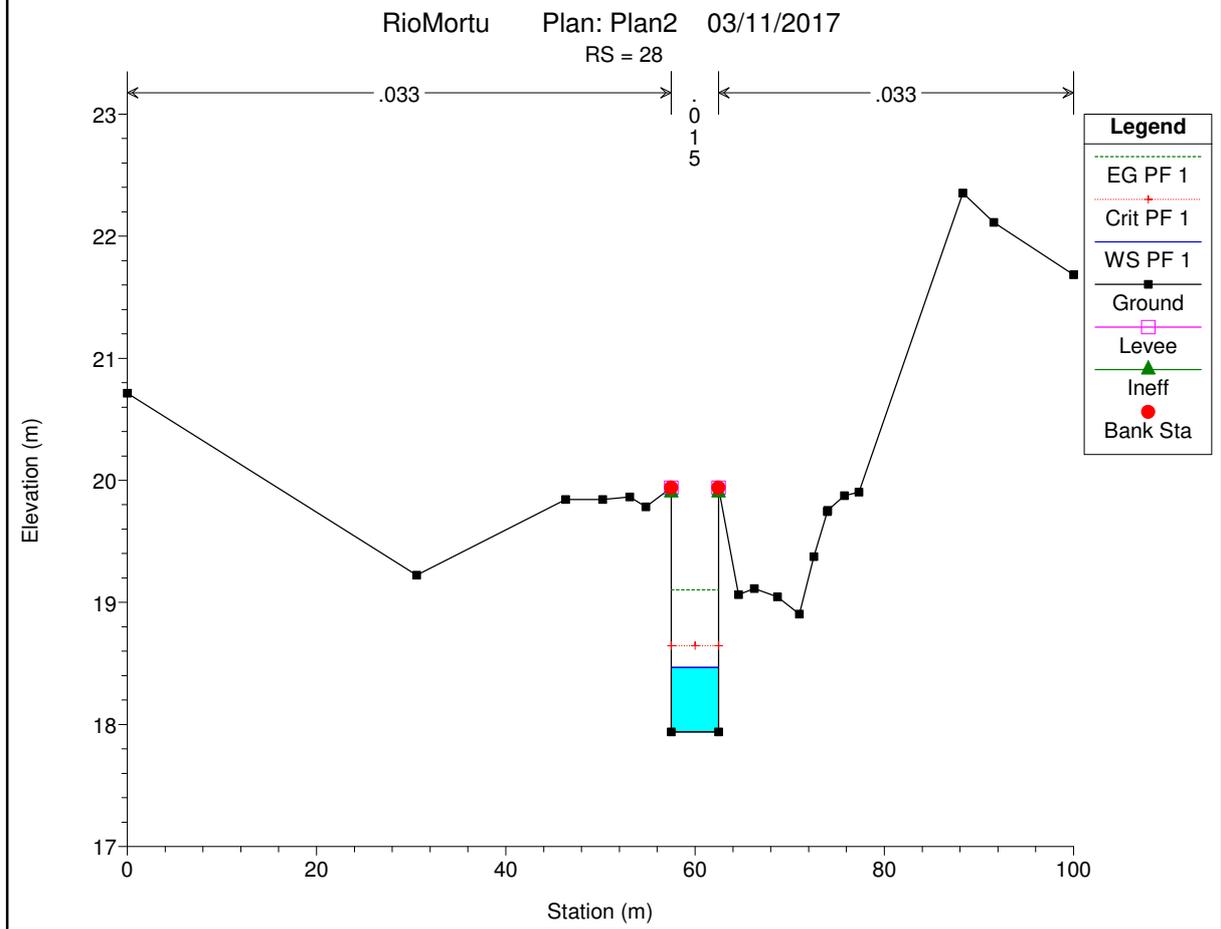
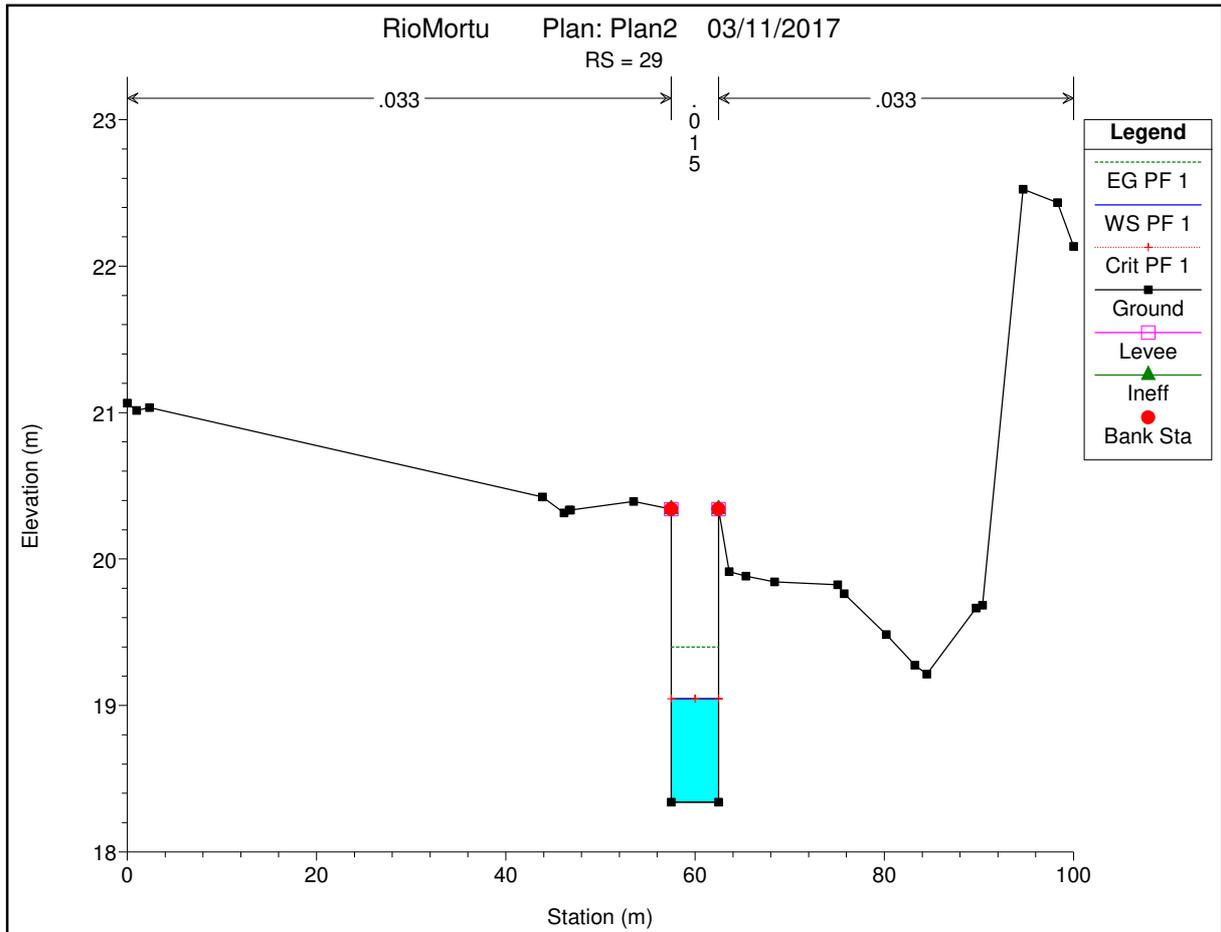


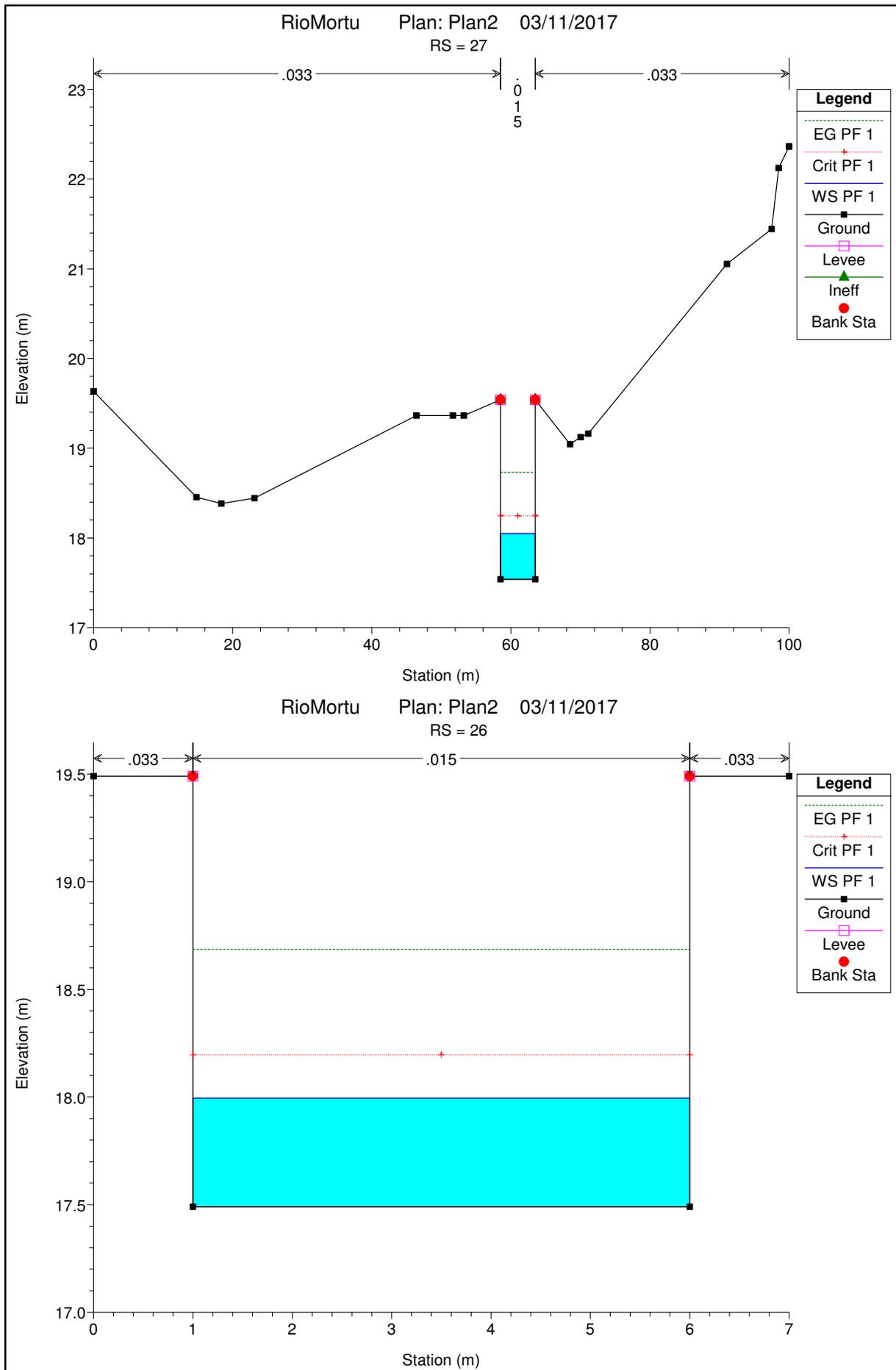


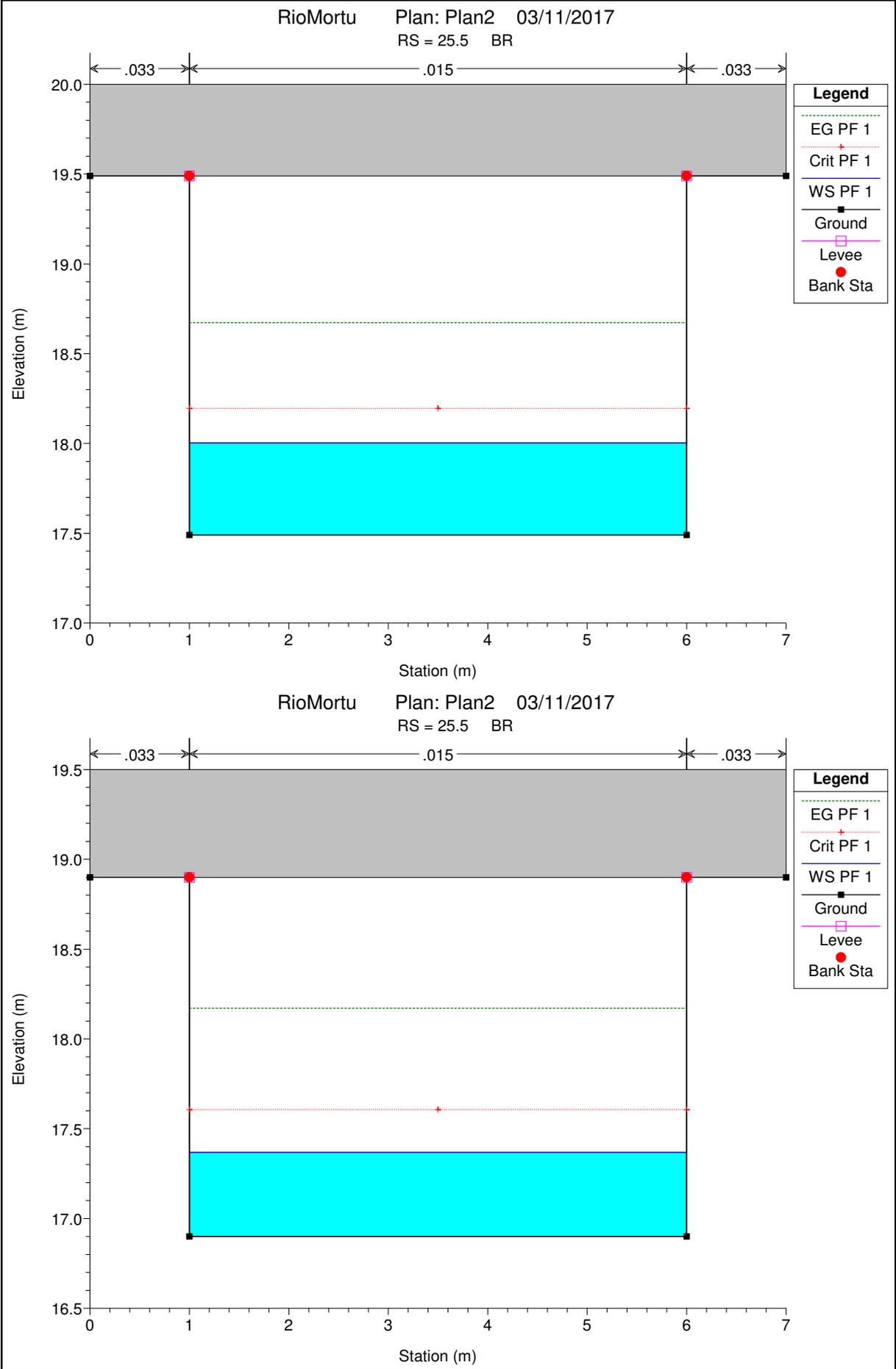


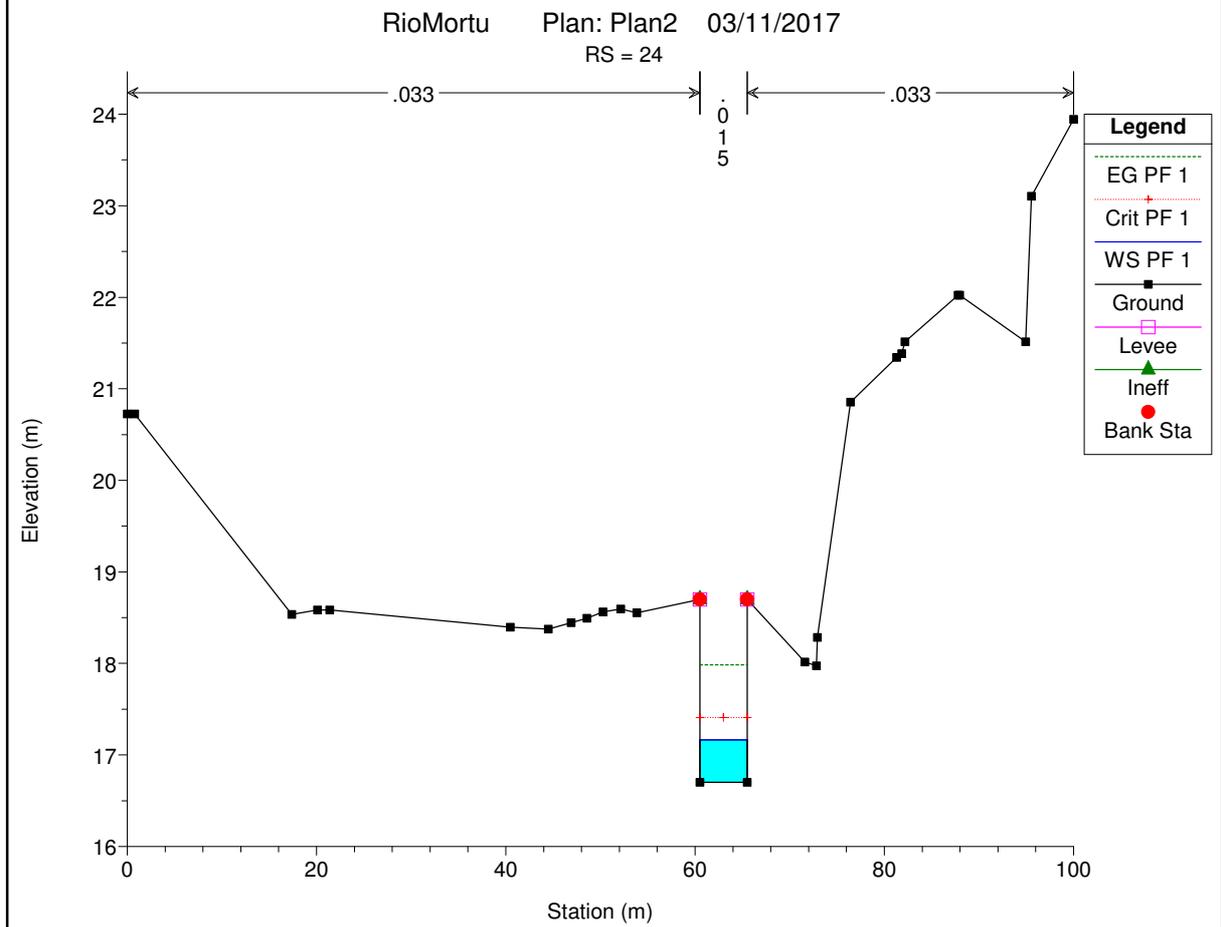
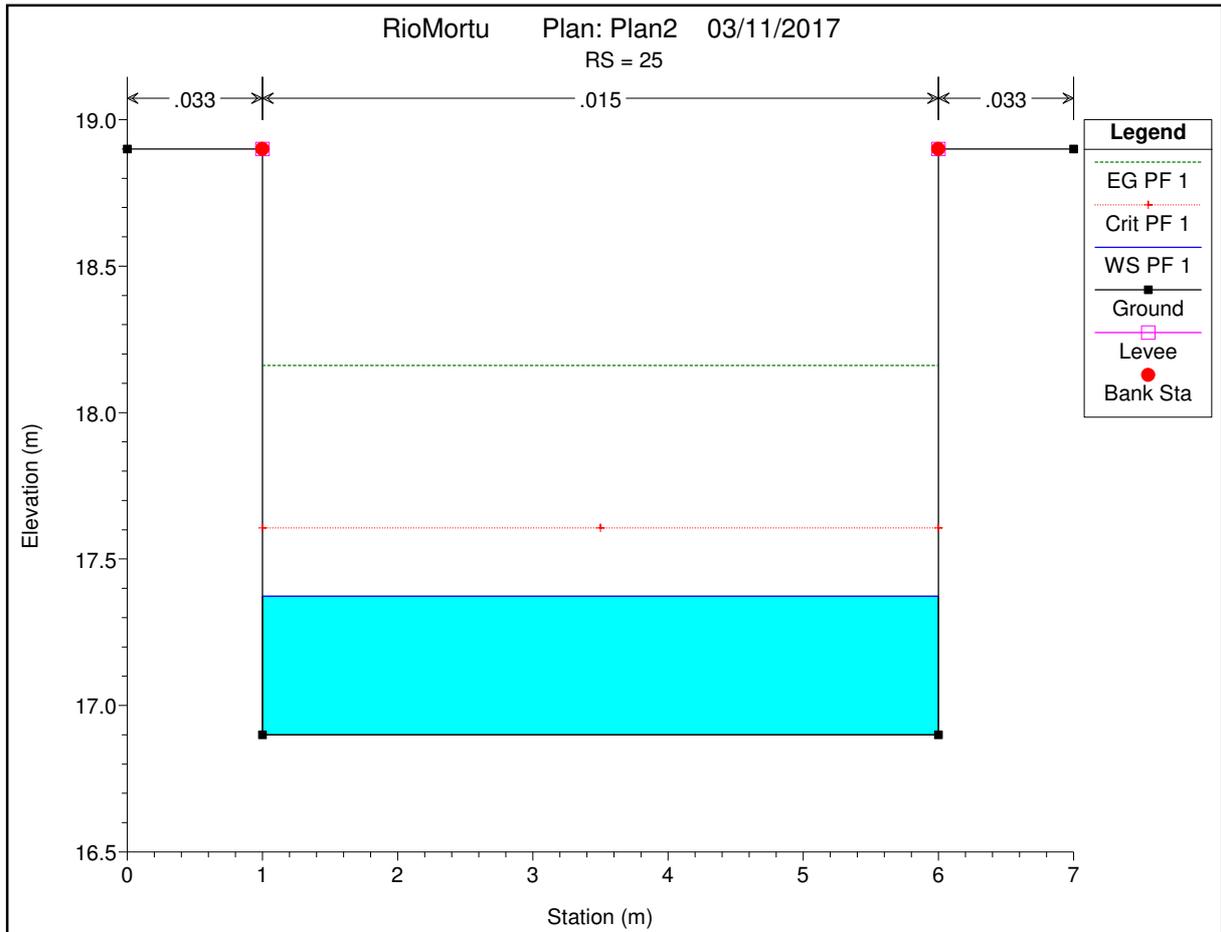


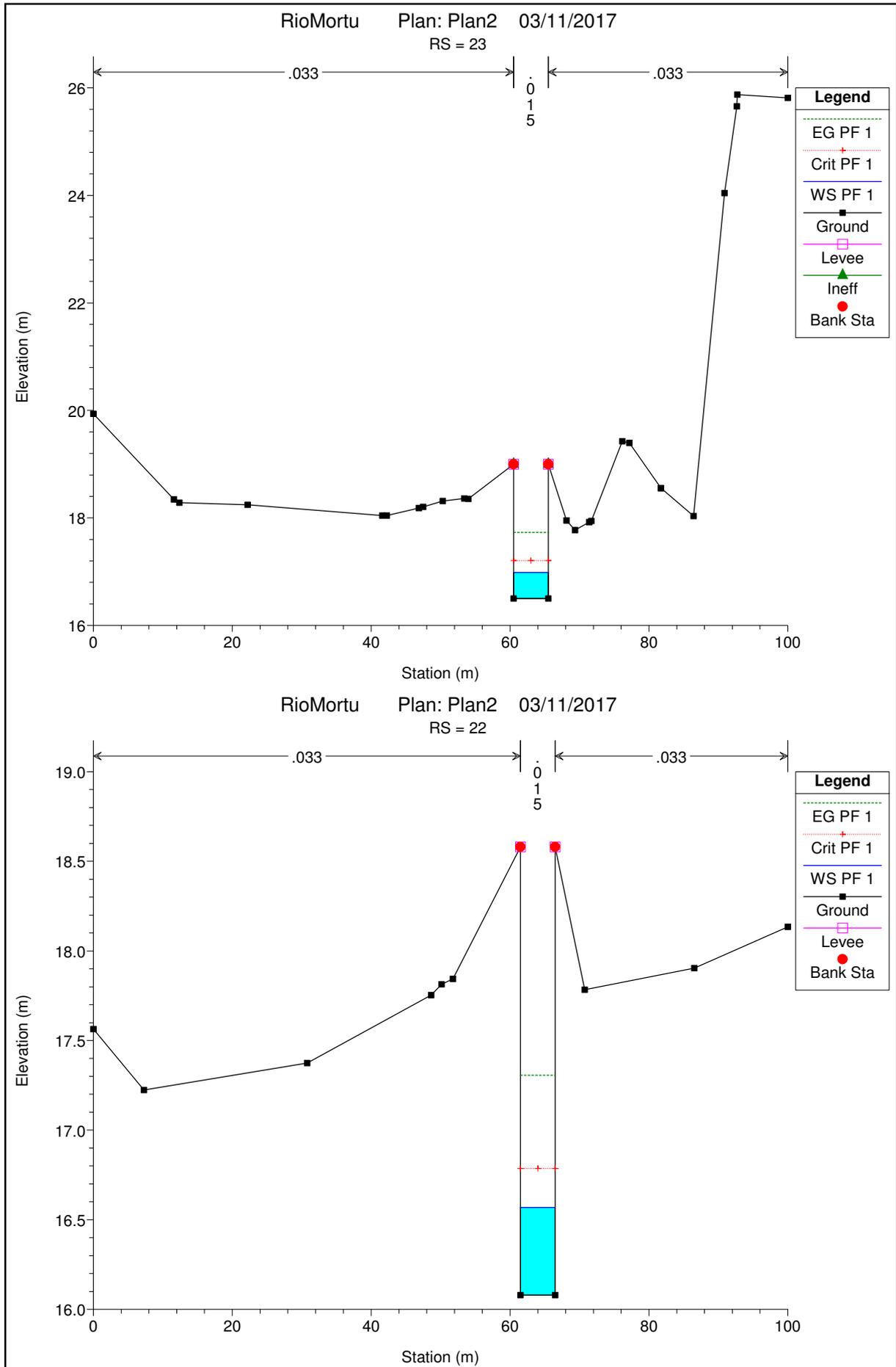


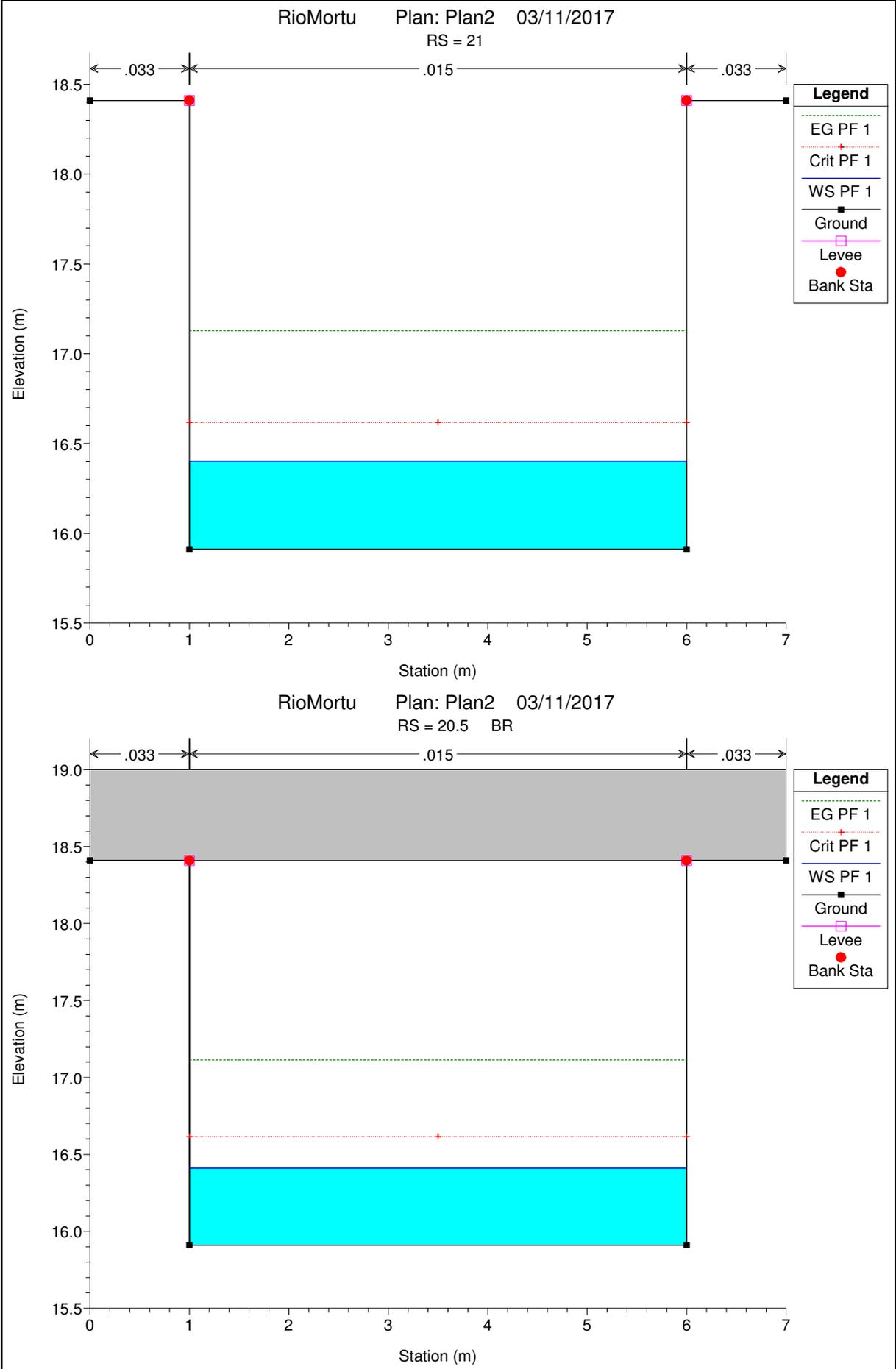


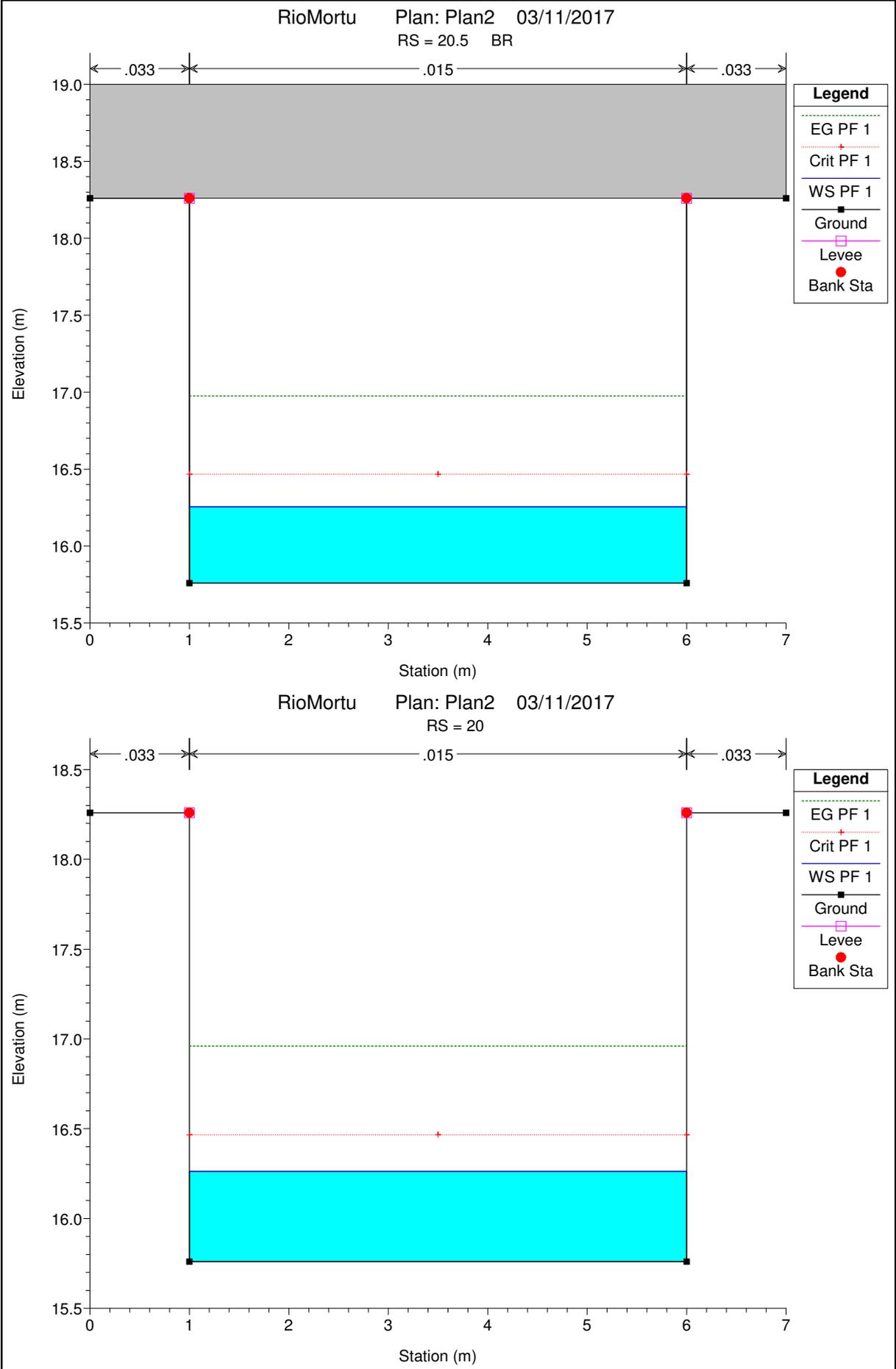


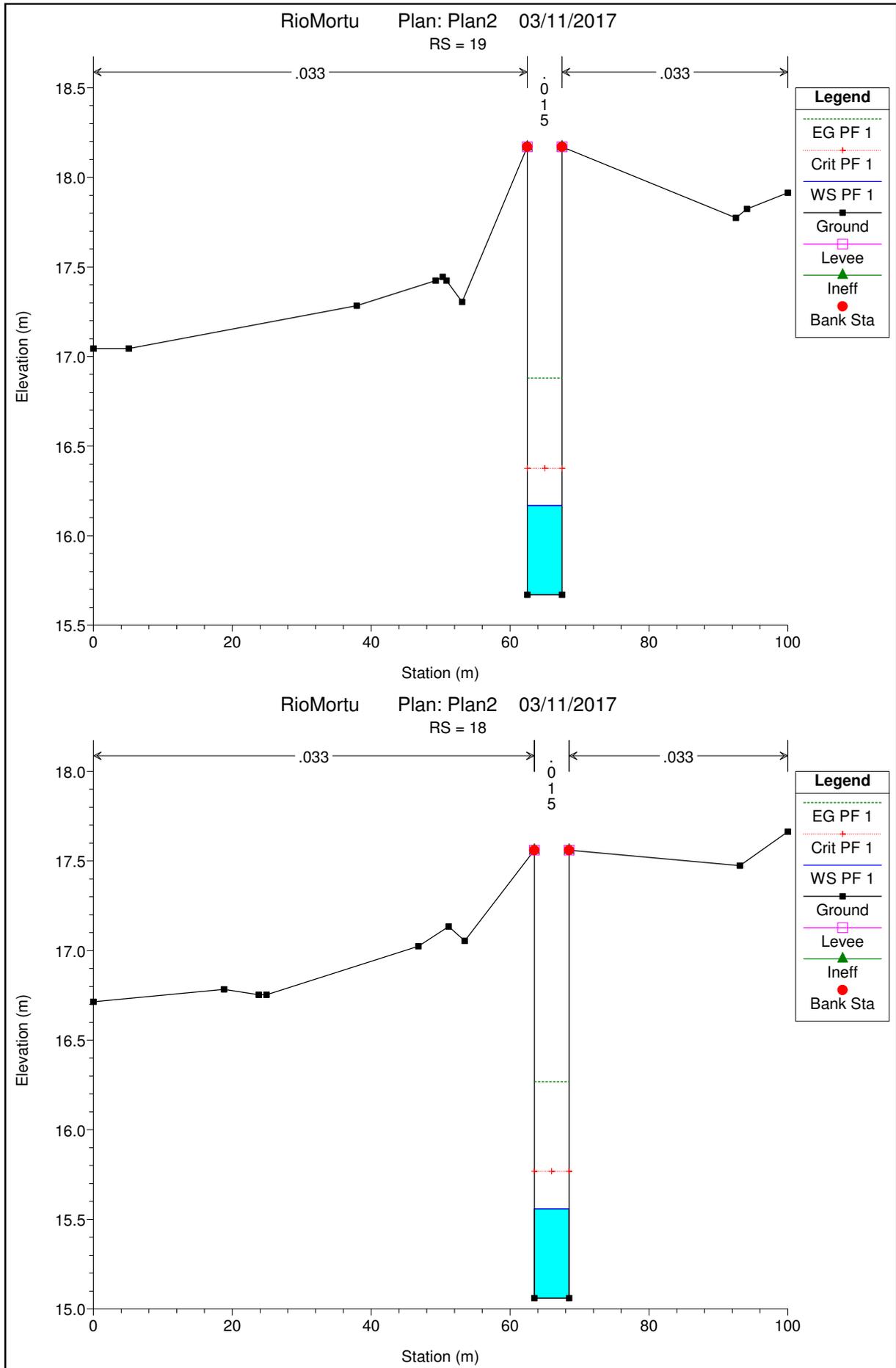


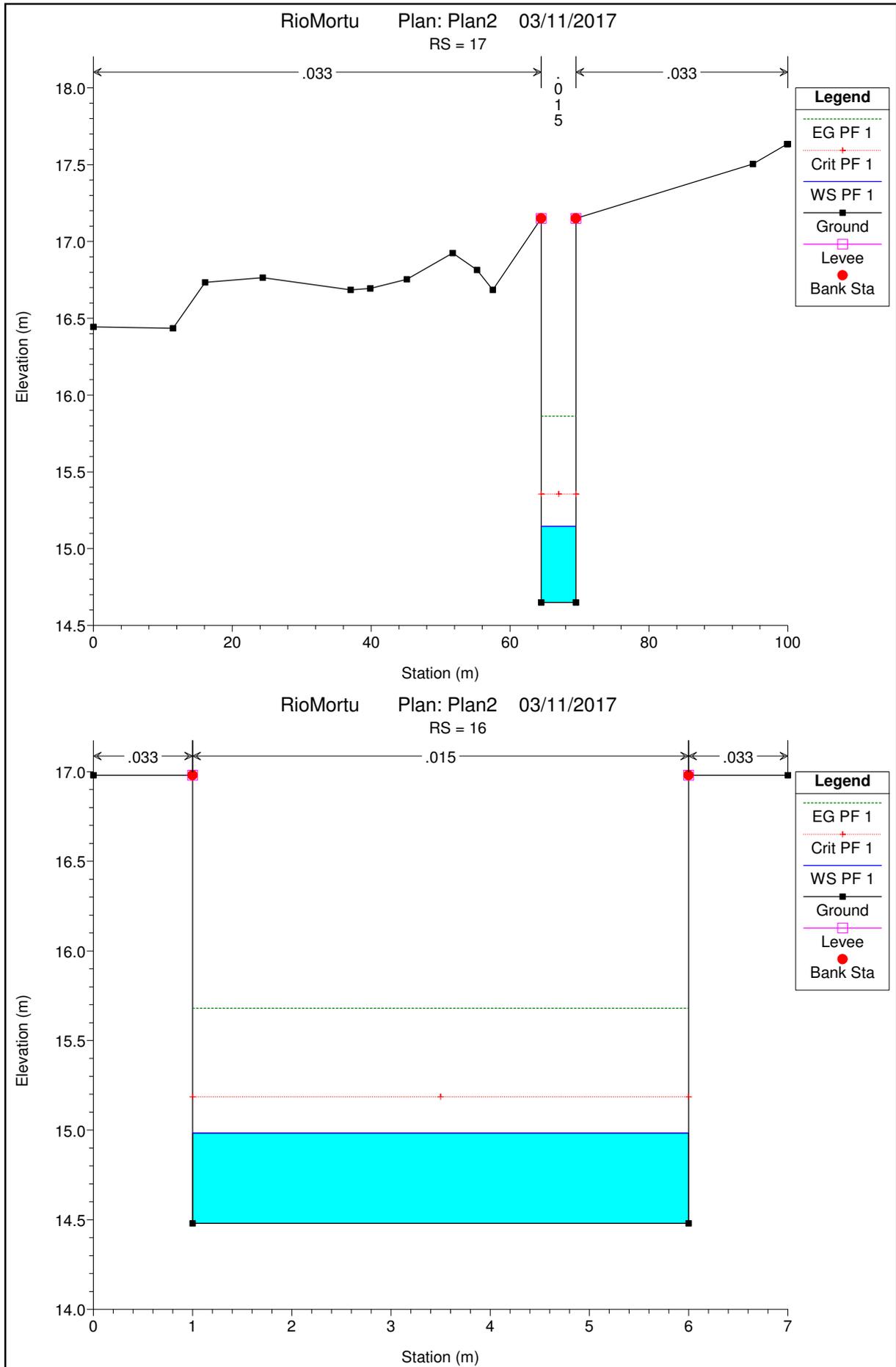


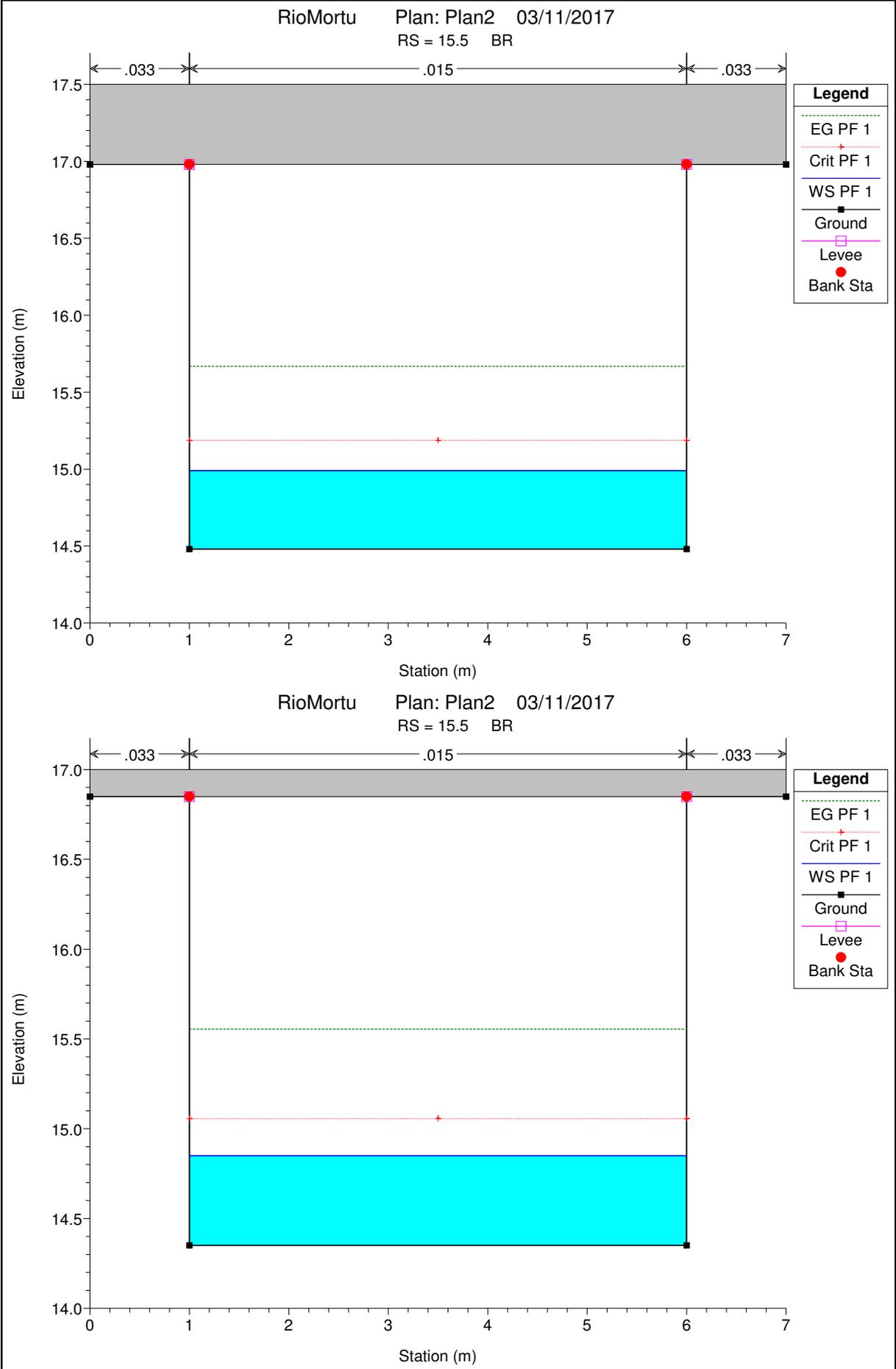


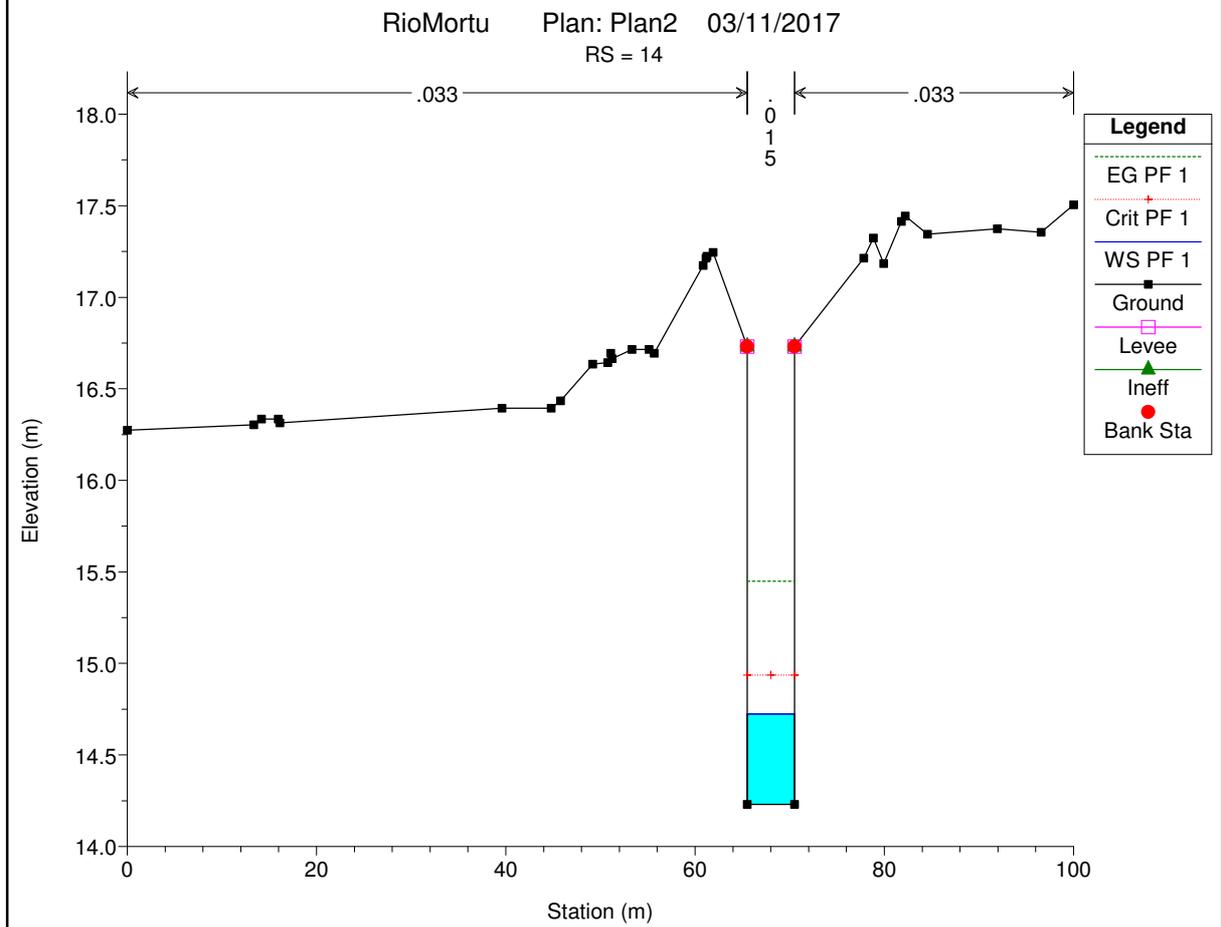
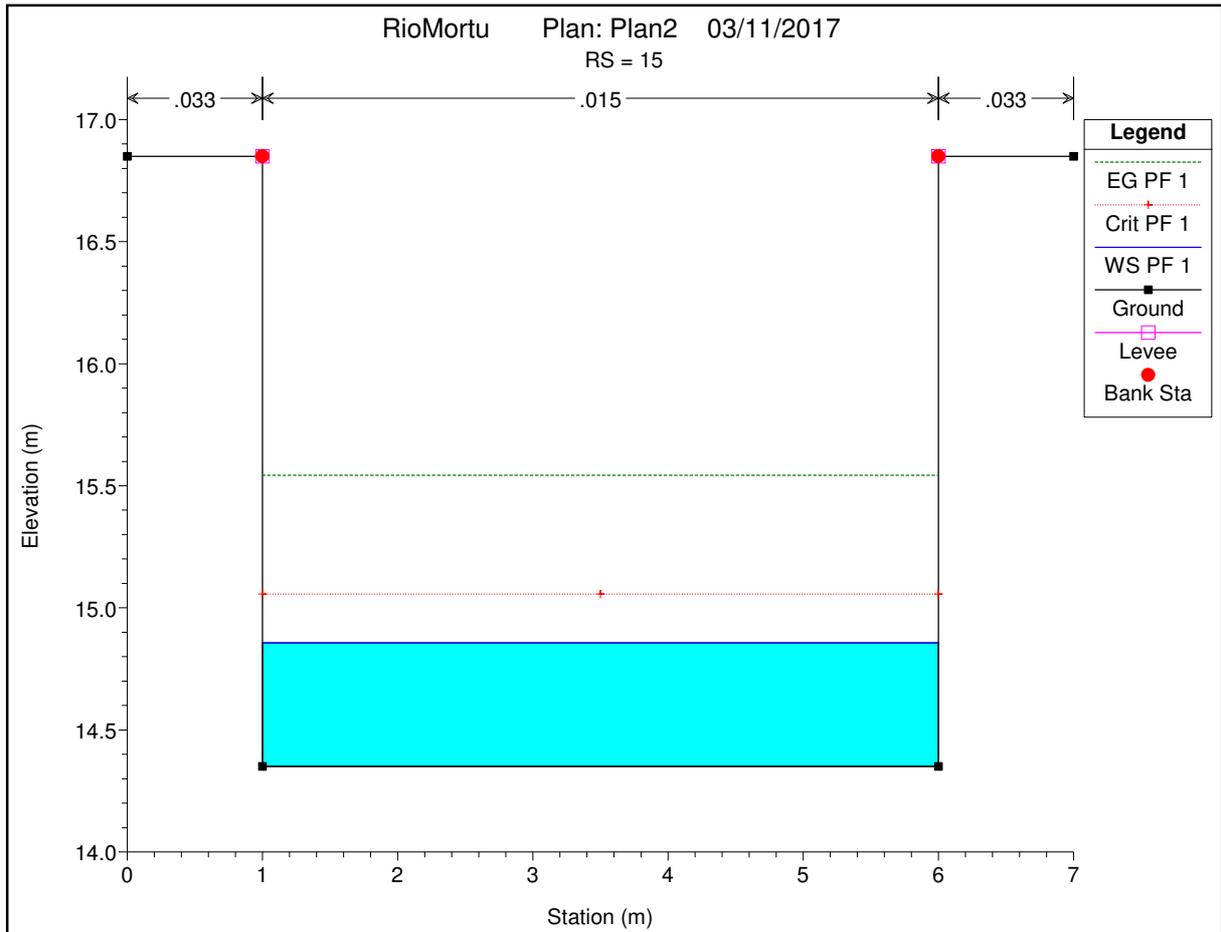


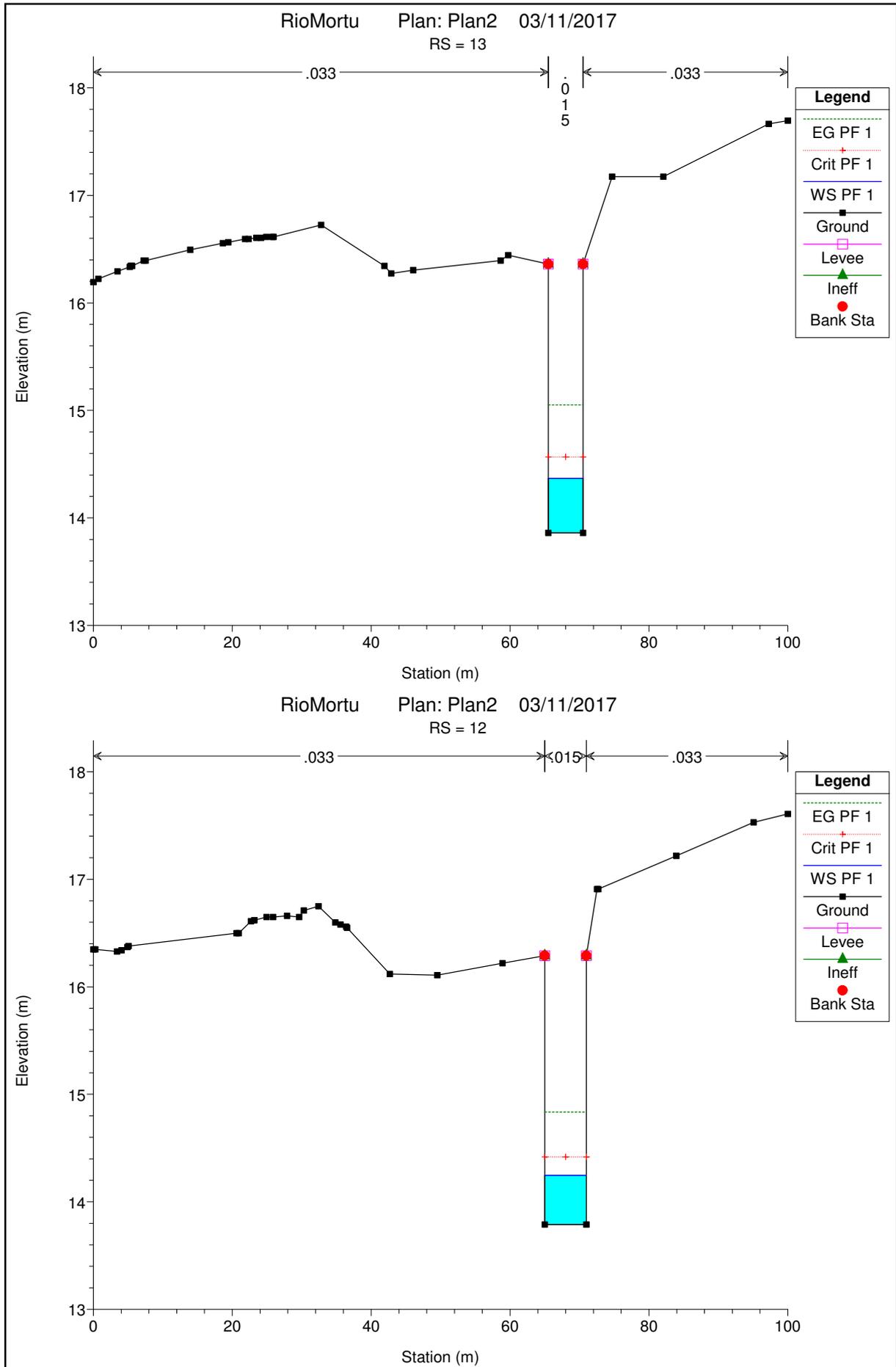


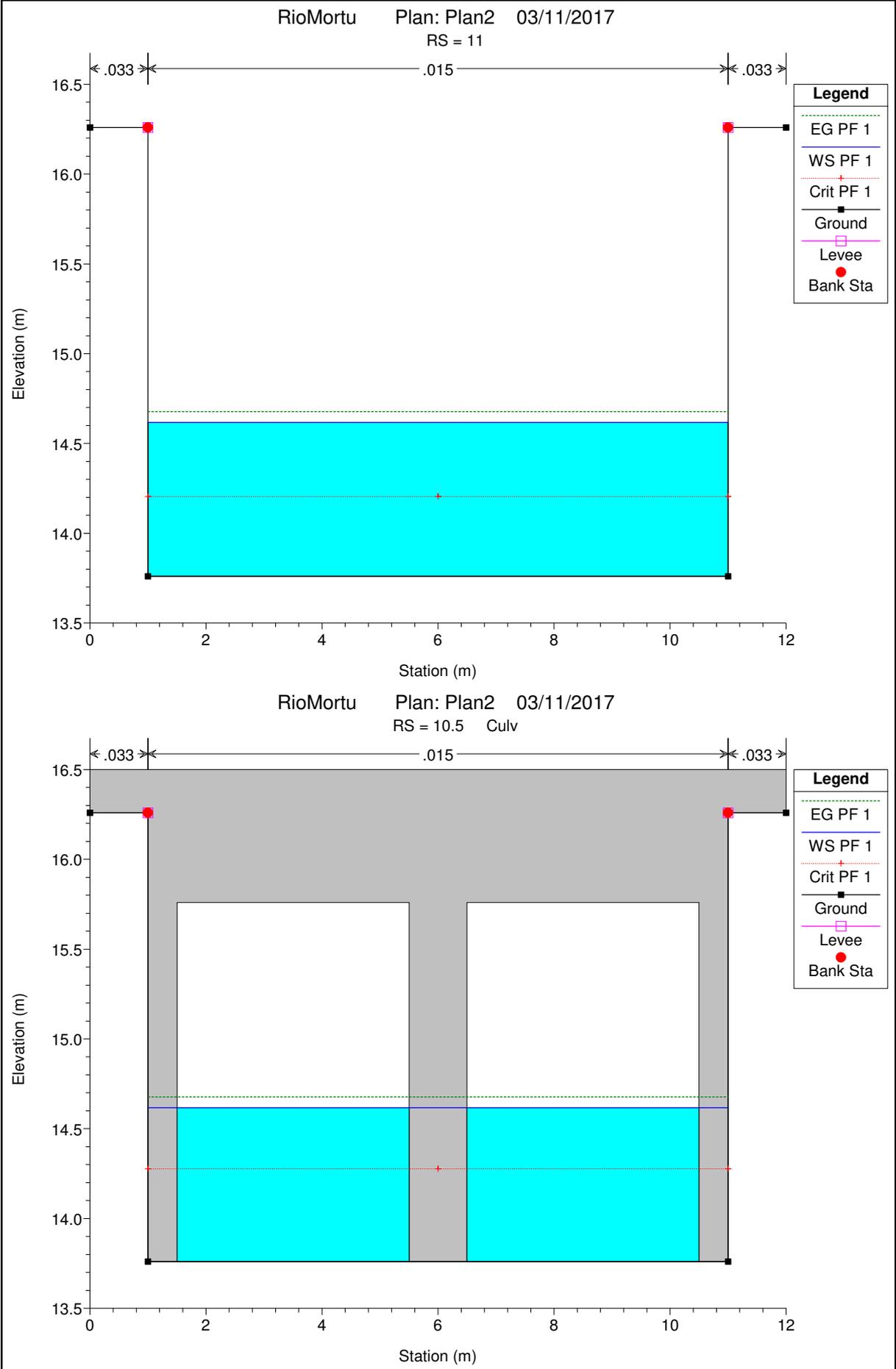


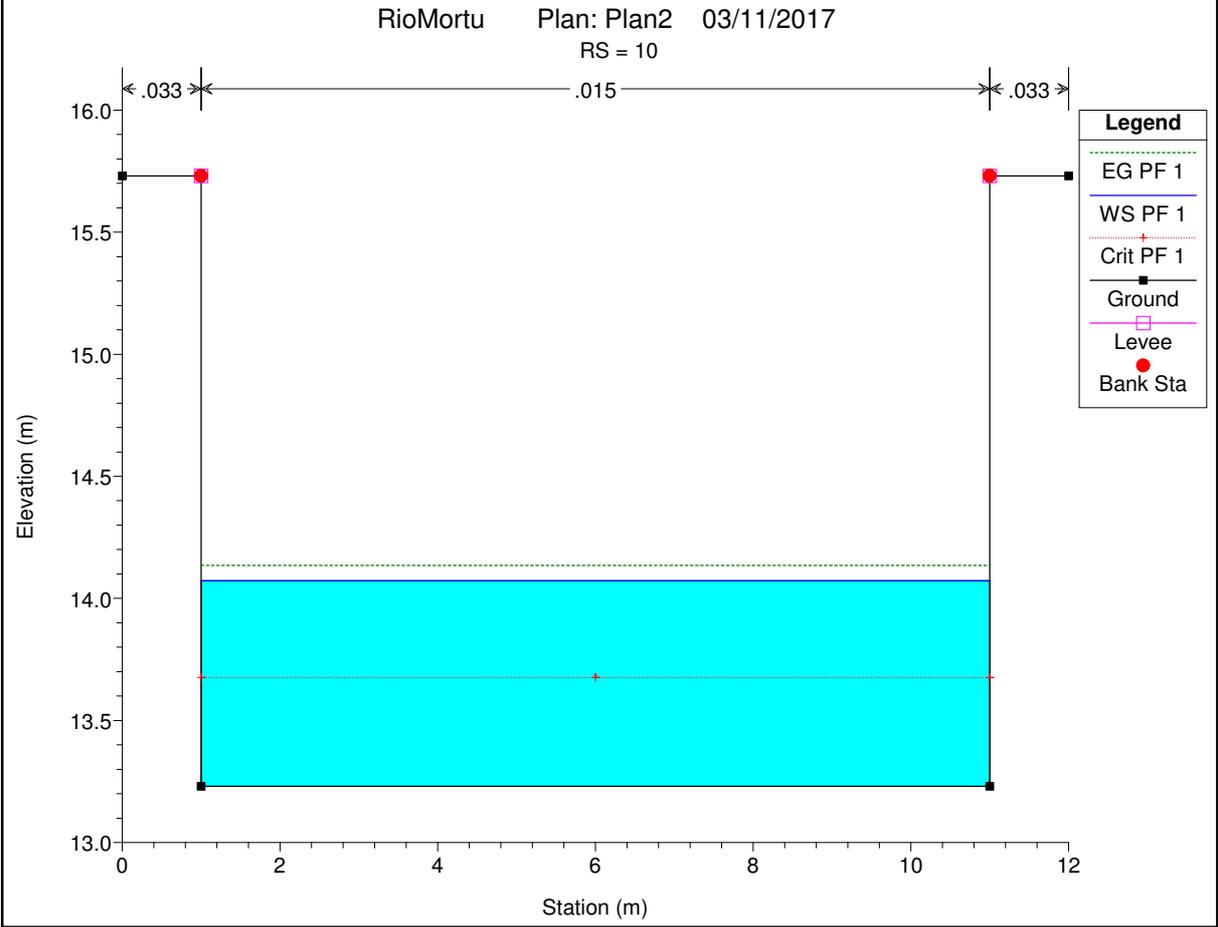
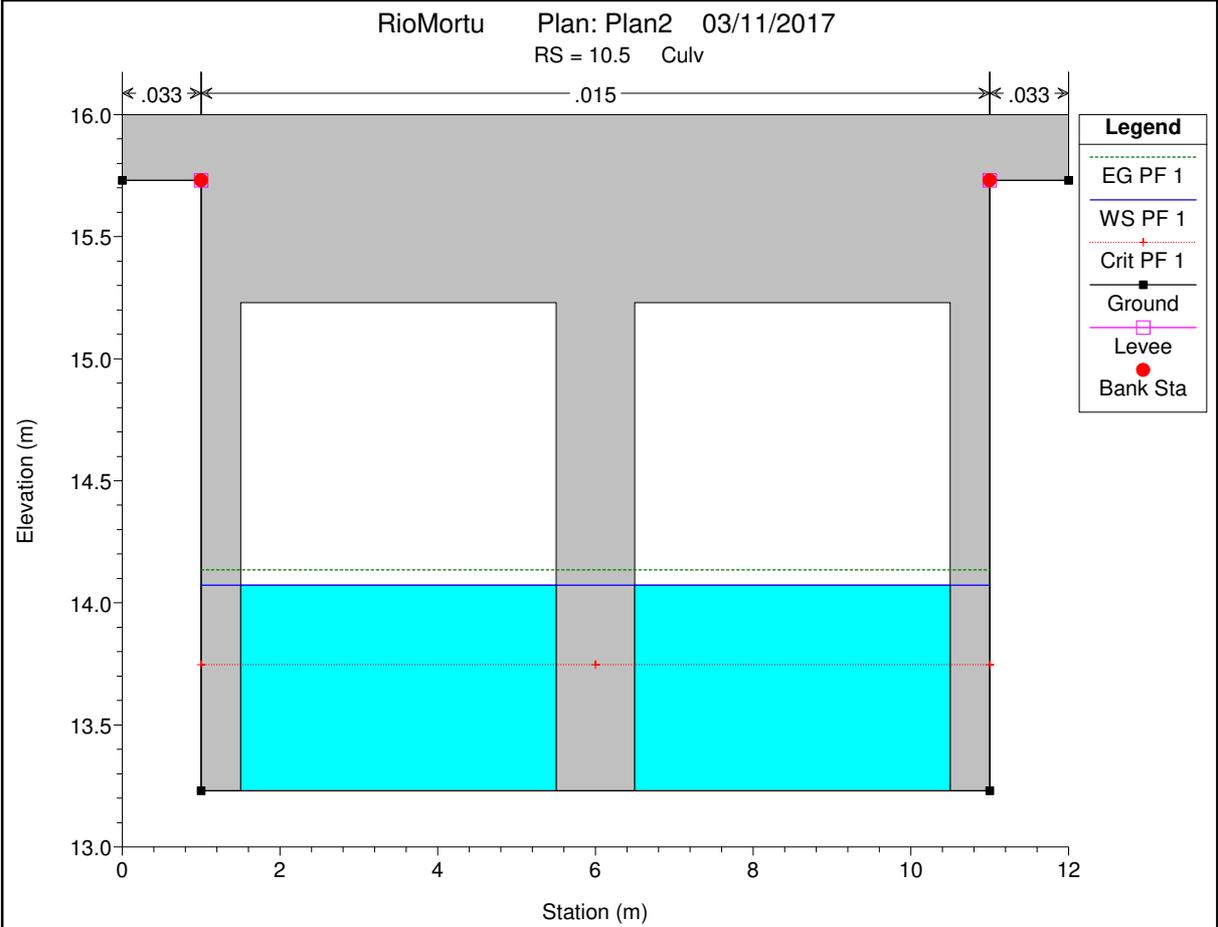


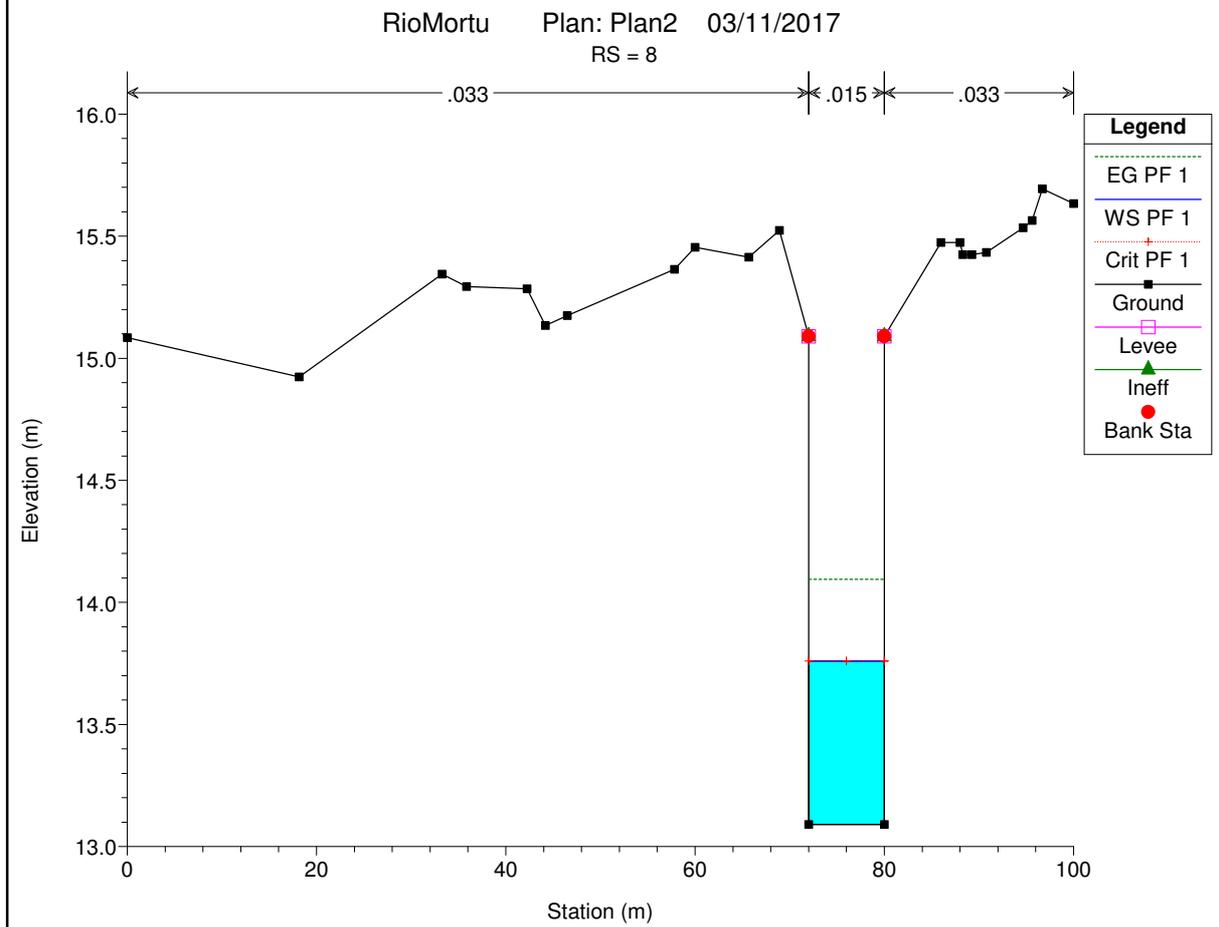
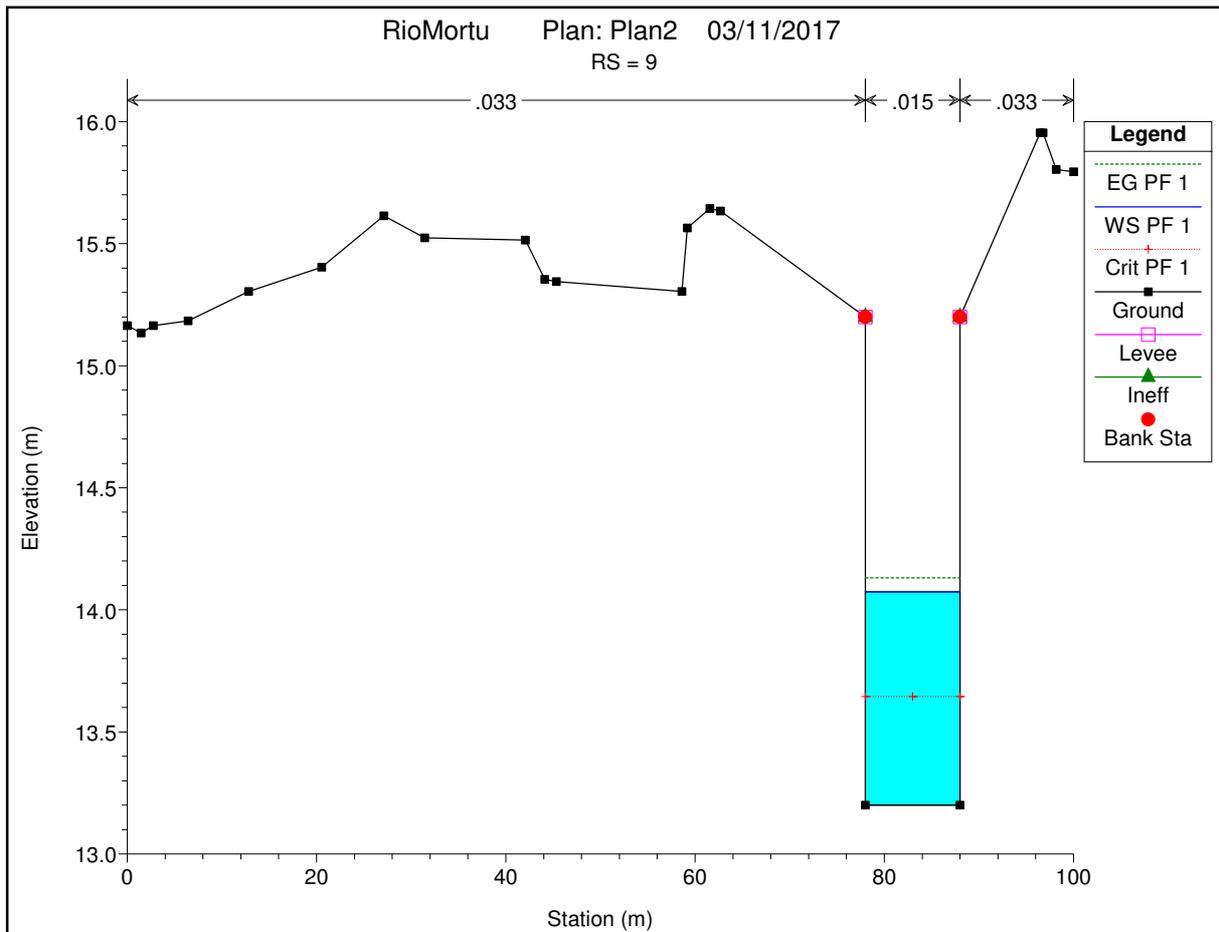


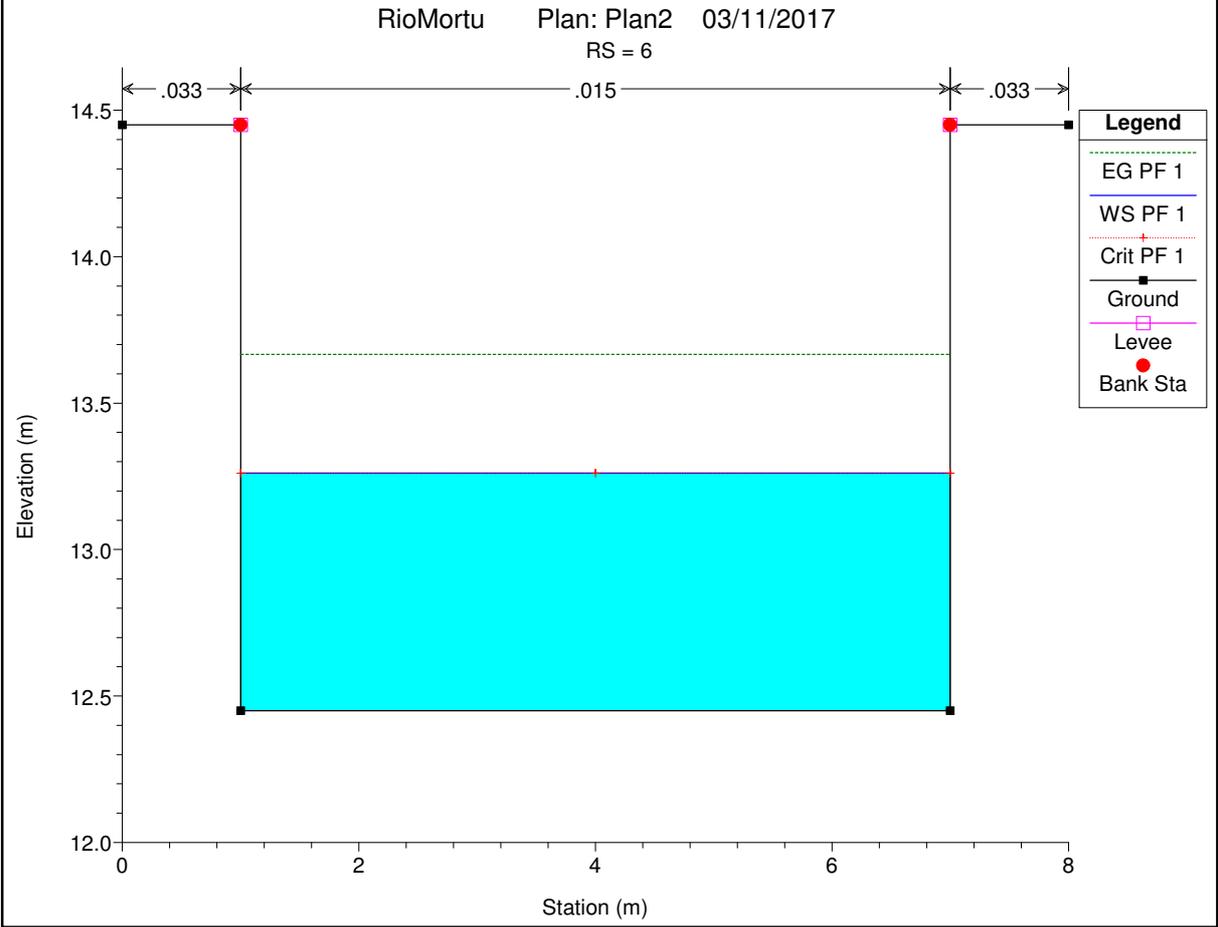
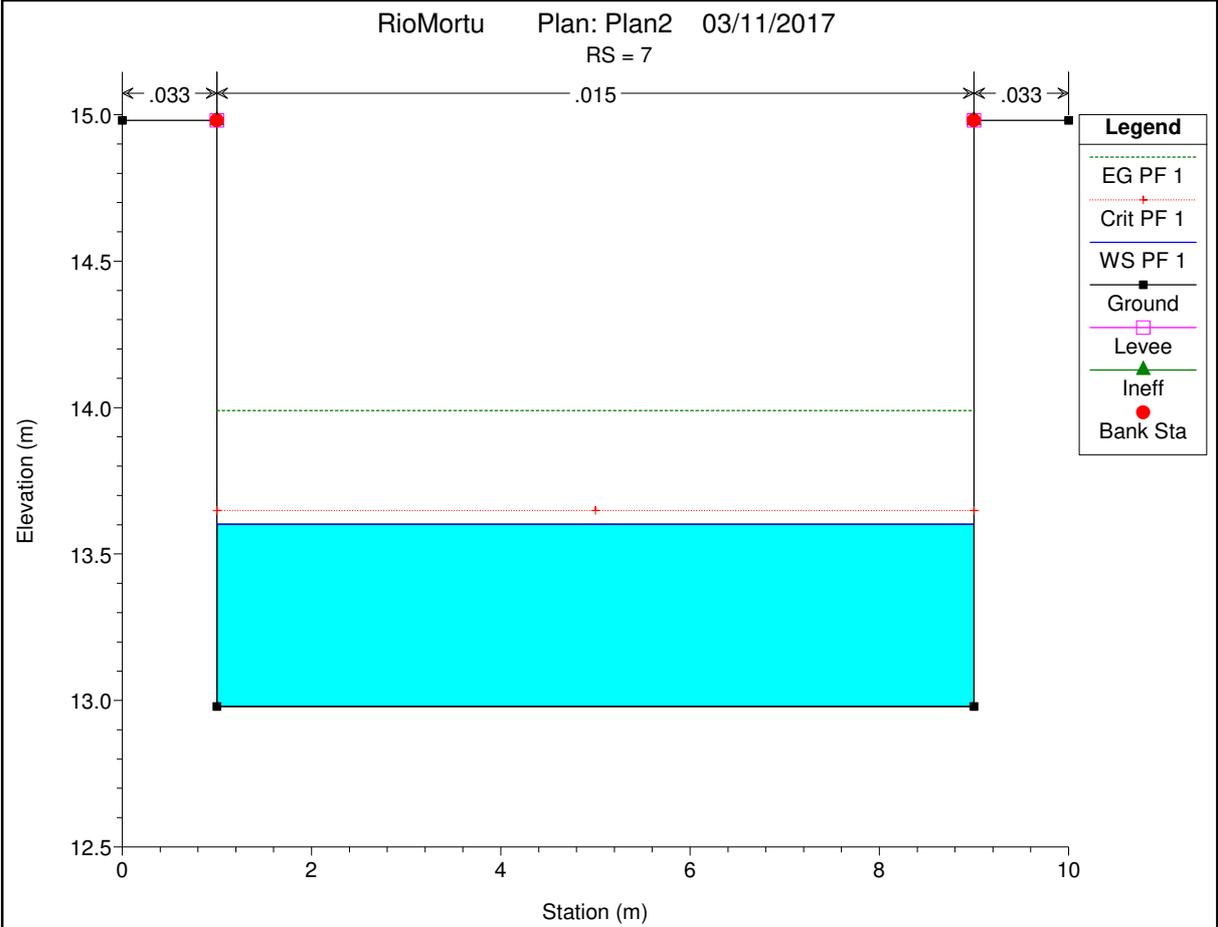








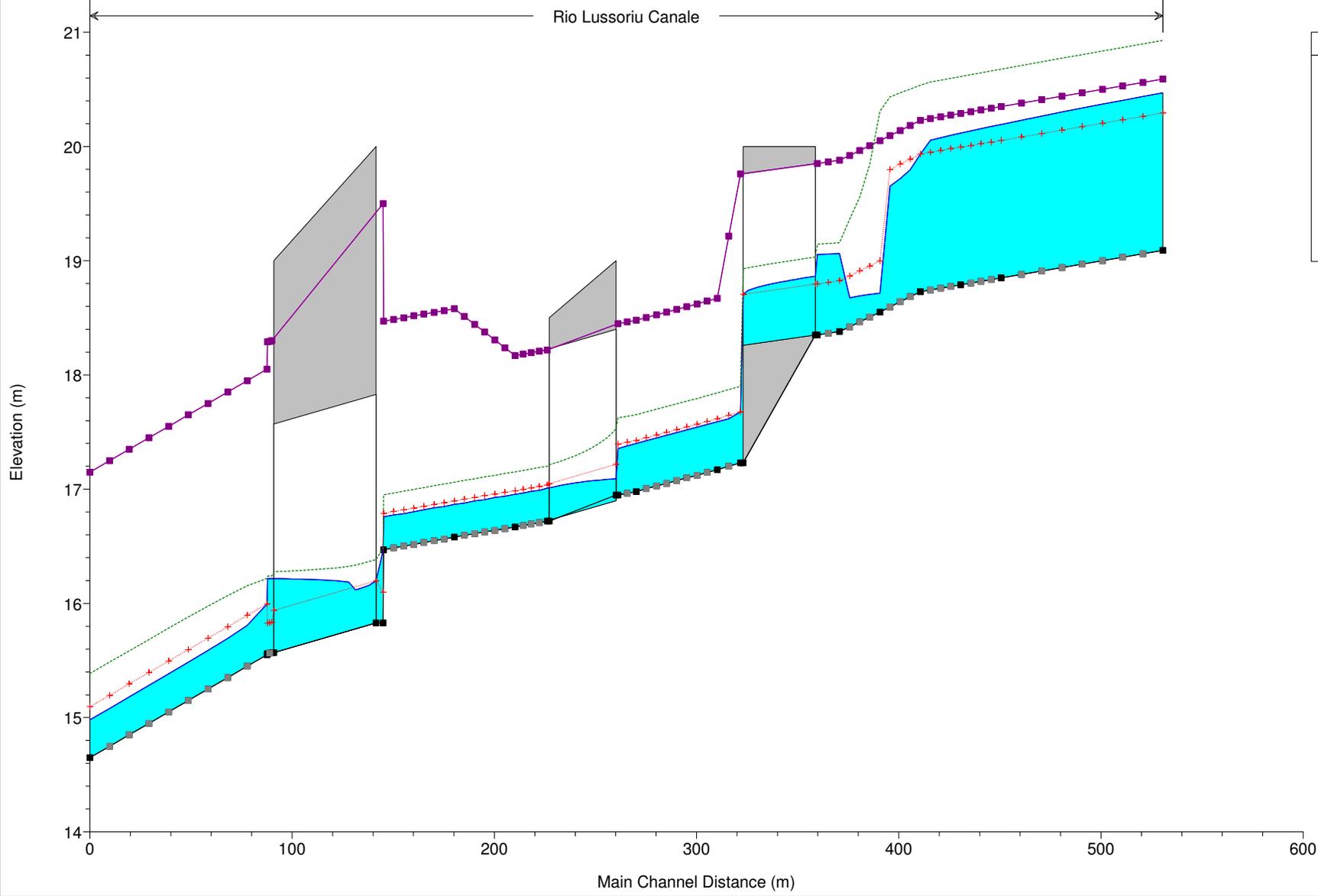




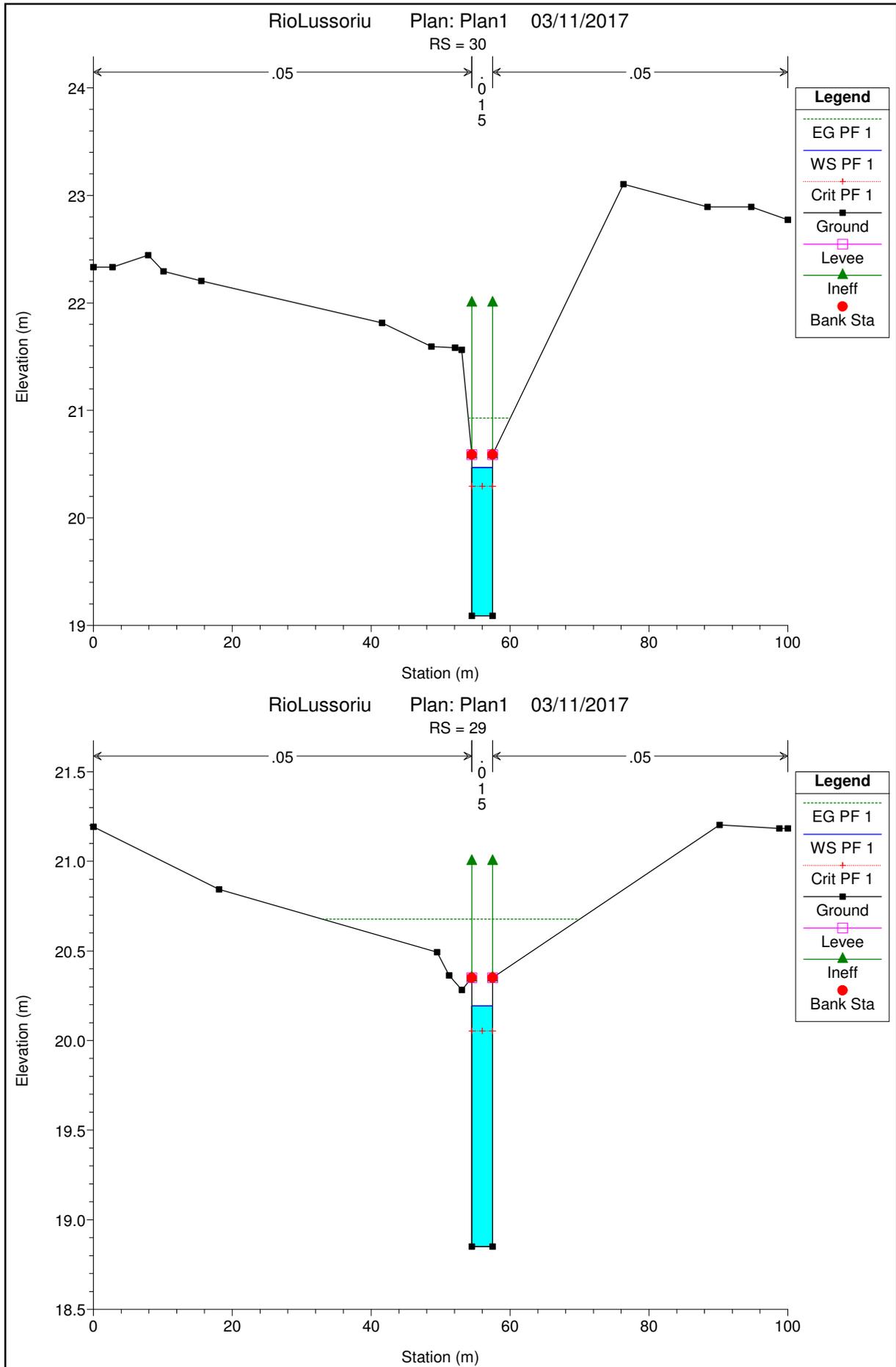


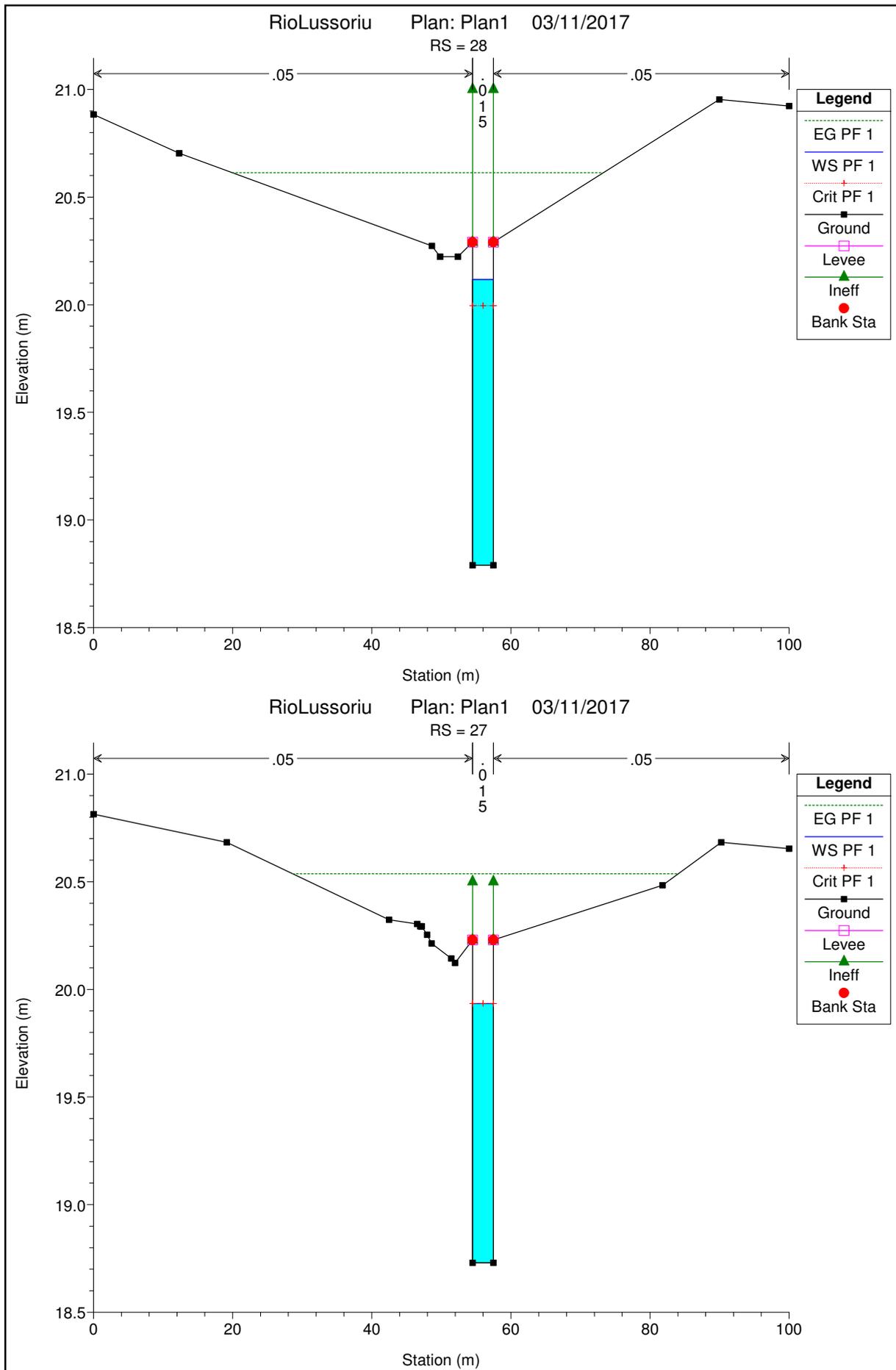
9.6 Risultati simulazione HEC-RAS Rio Lussorio – stato di progetto

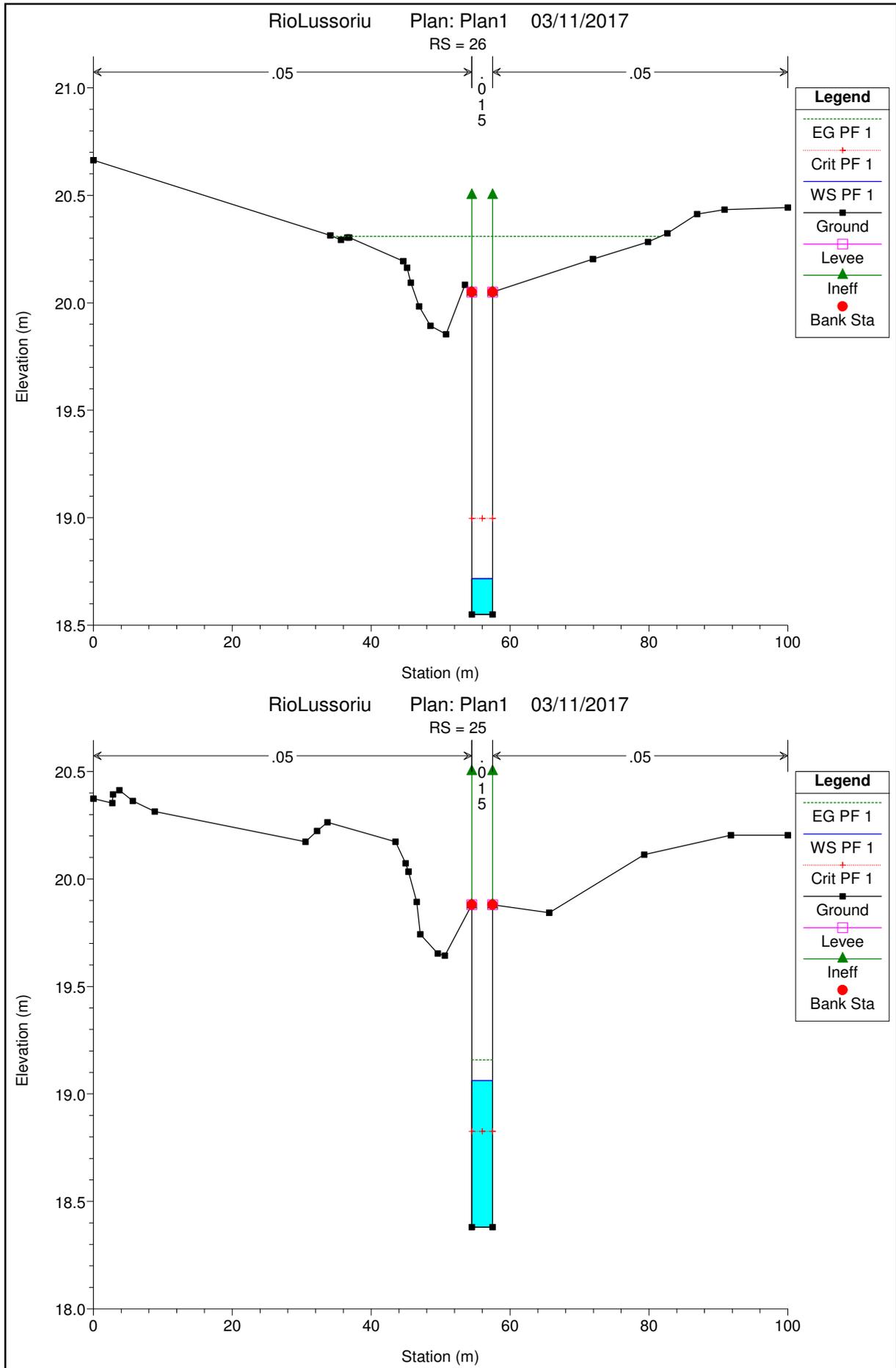
Rio Lussoriu Canale

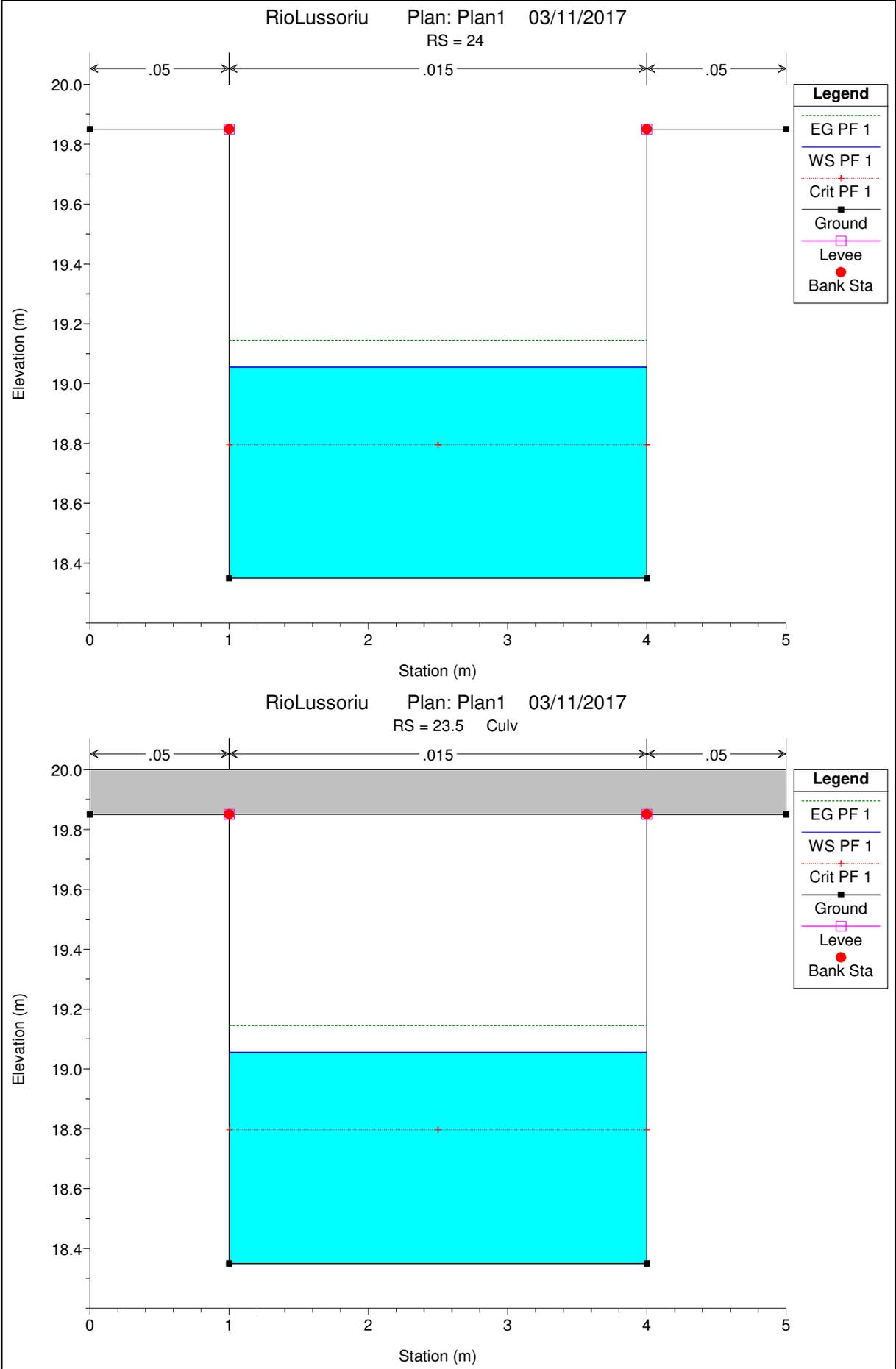


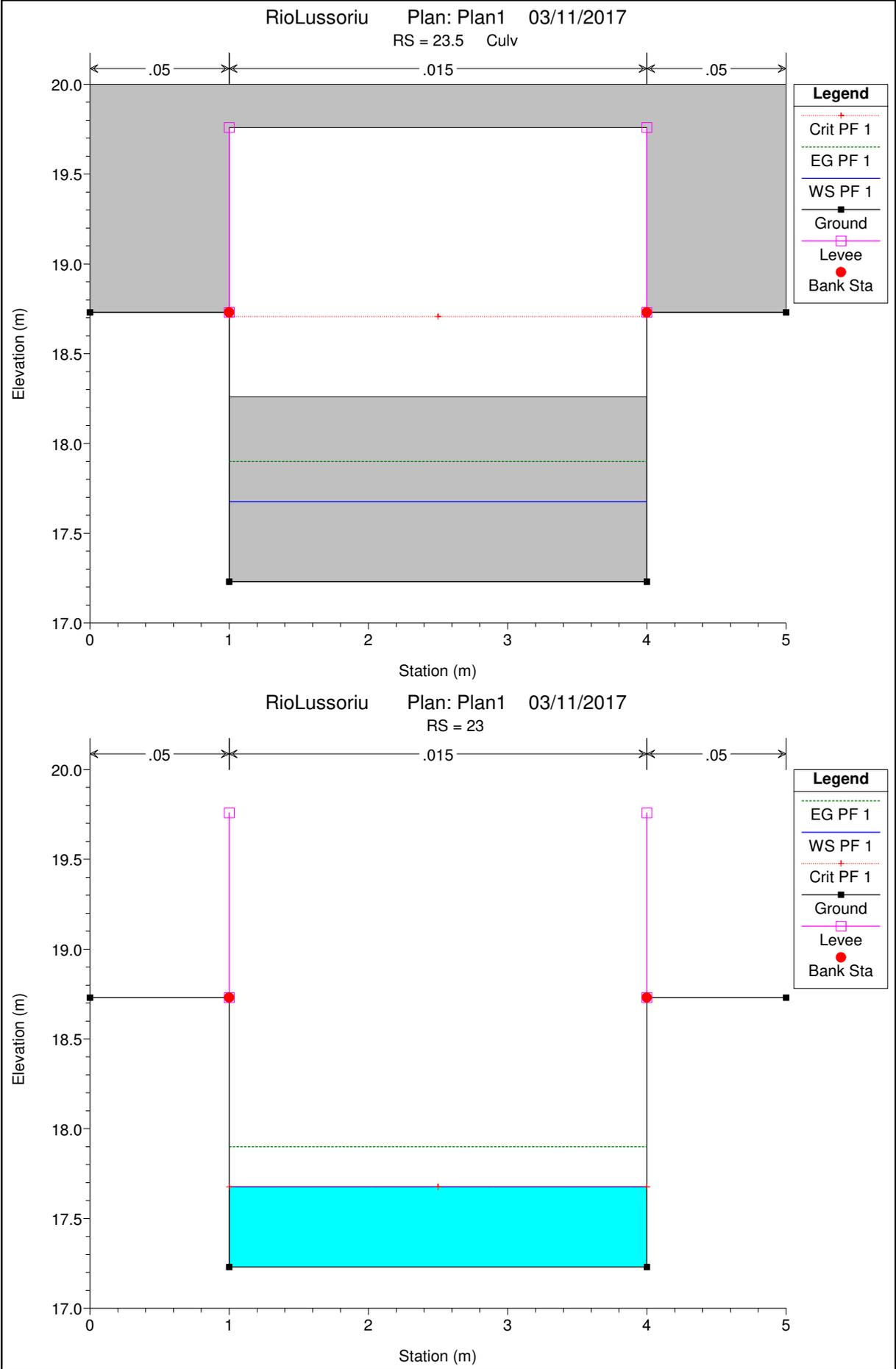
Legend	
EG PF 1	Green dashed line
Crit PF 1	Red dotted line with crosses
WS PF 1	Blue solid line
Ground	Black solid line with squares
Left Levee	Magenta solid line with squares
Right Levee	Purple solid line with squares

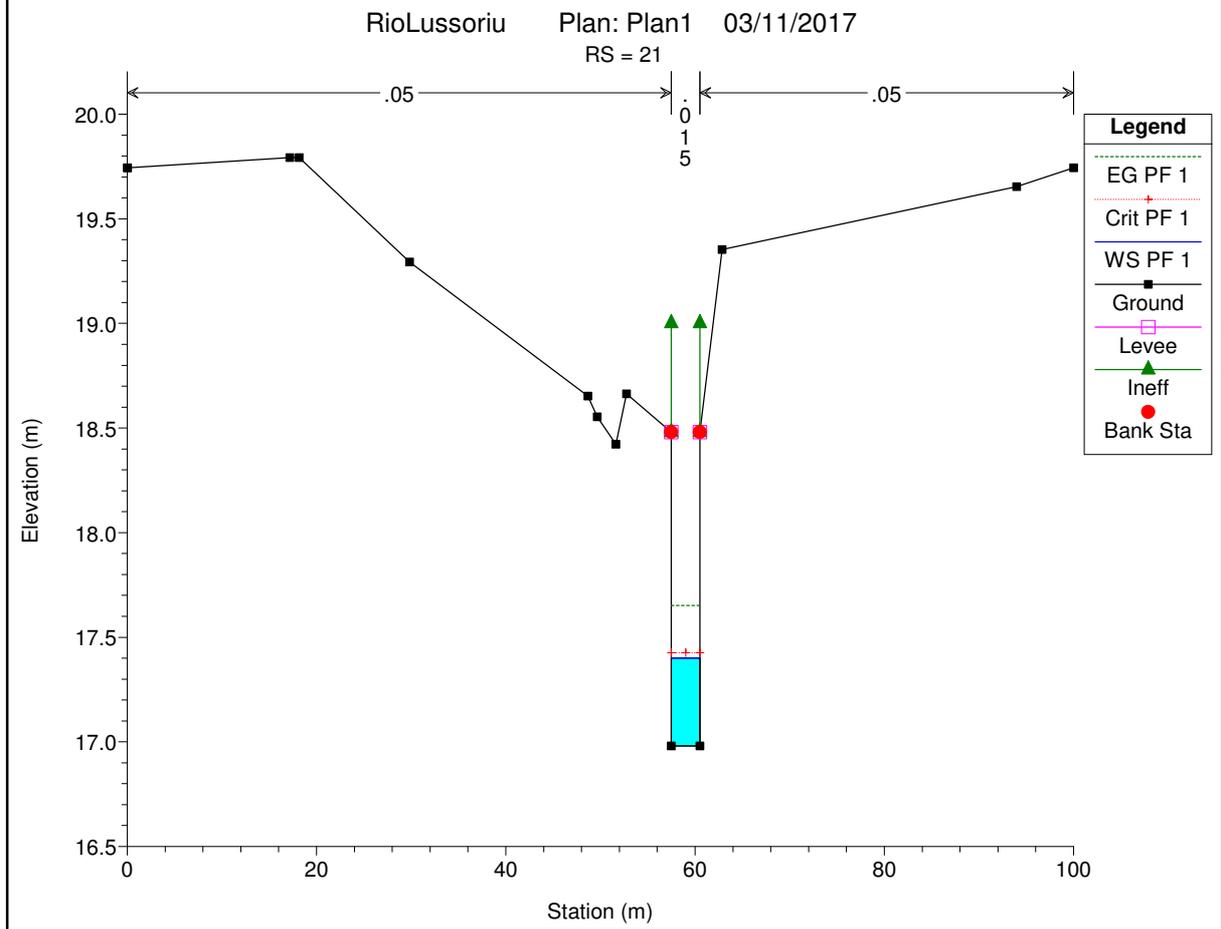
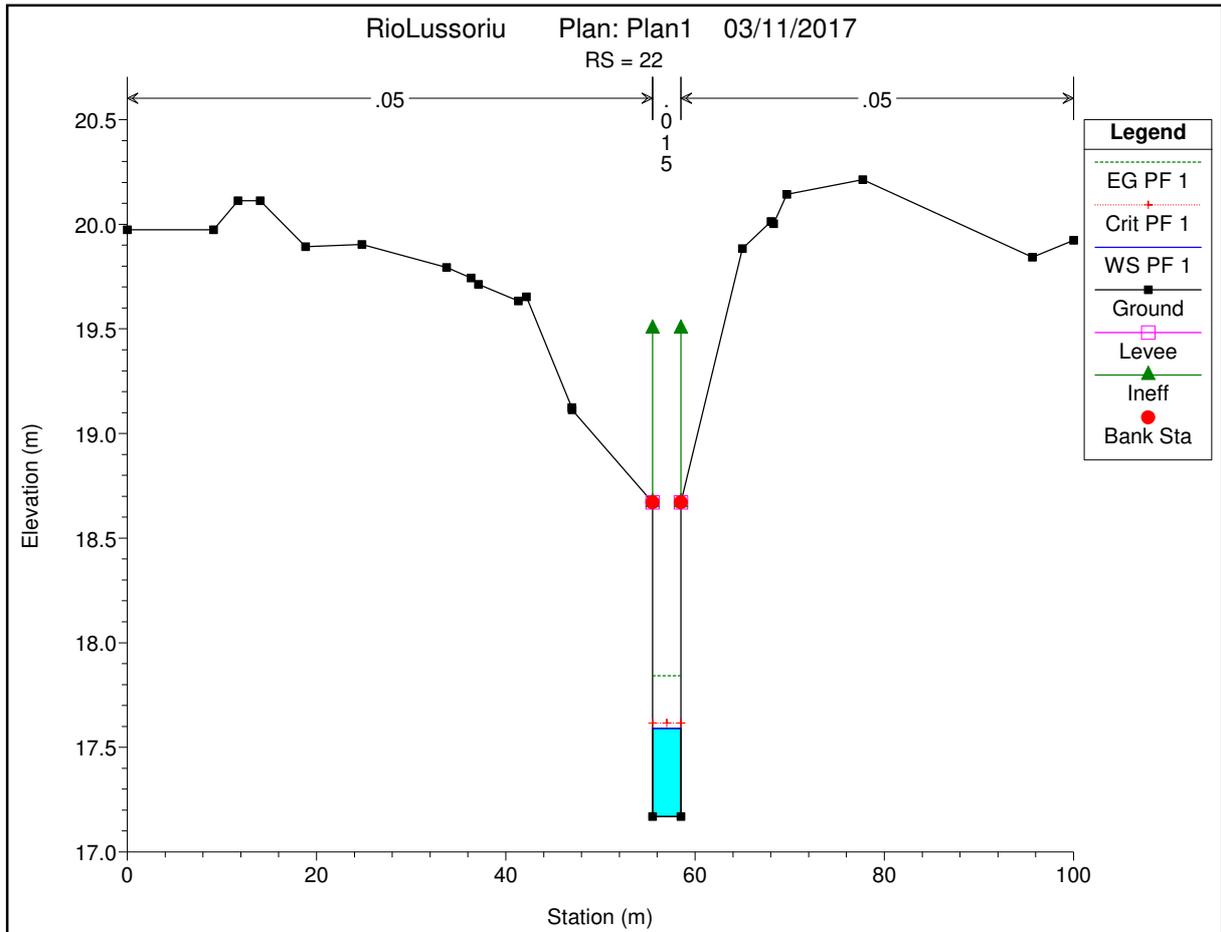


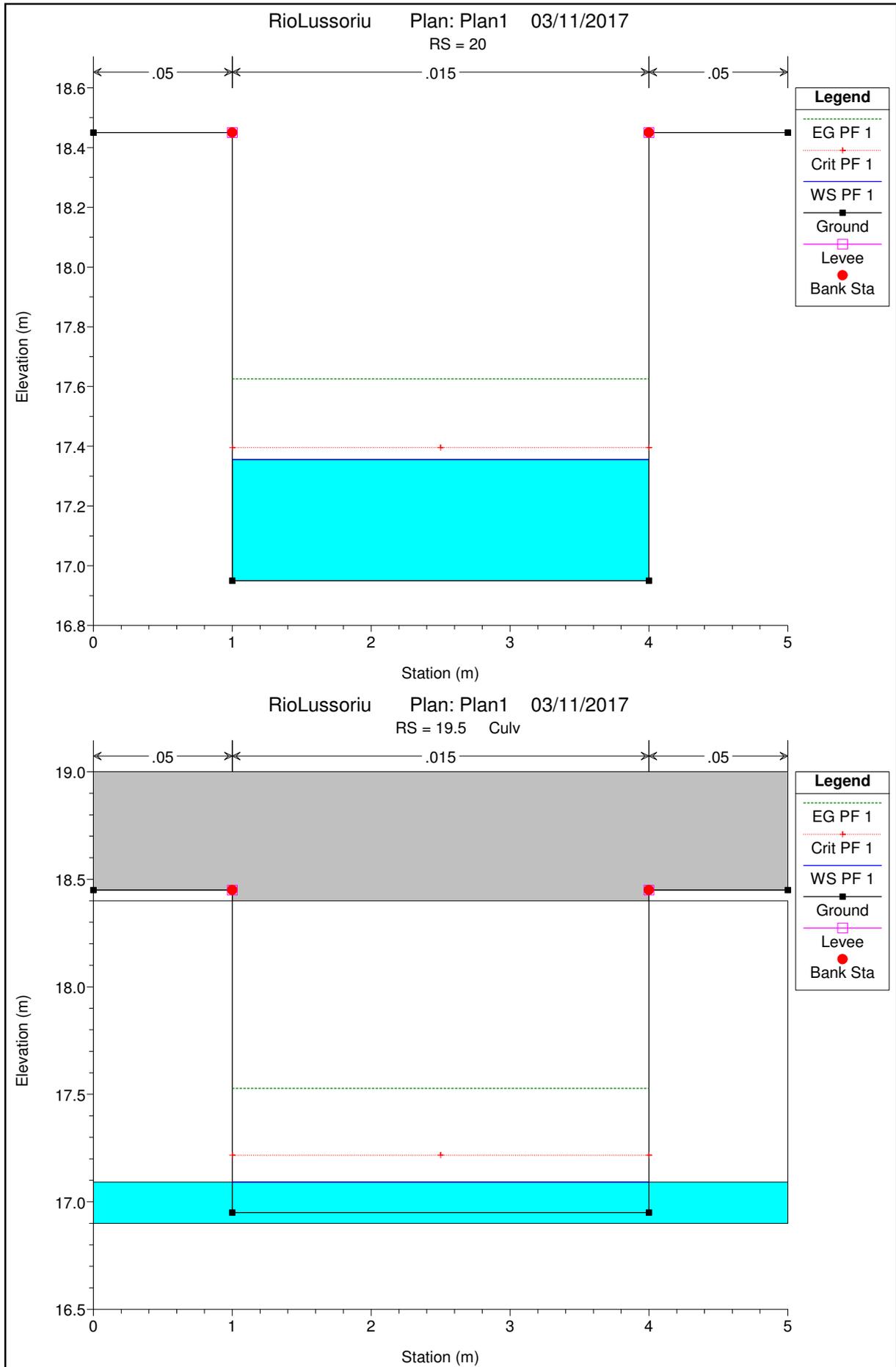


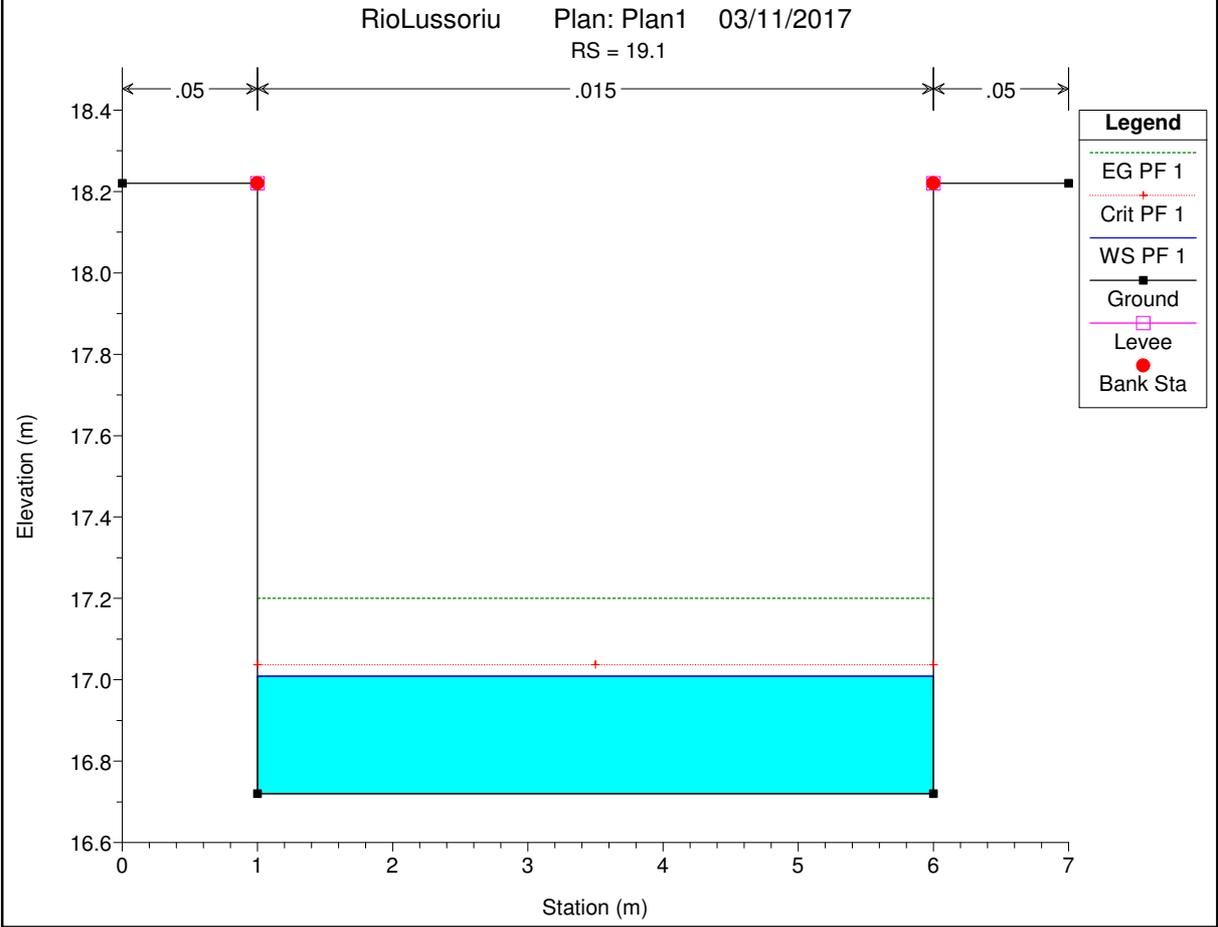
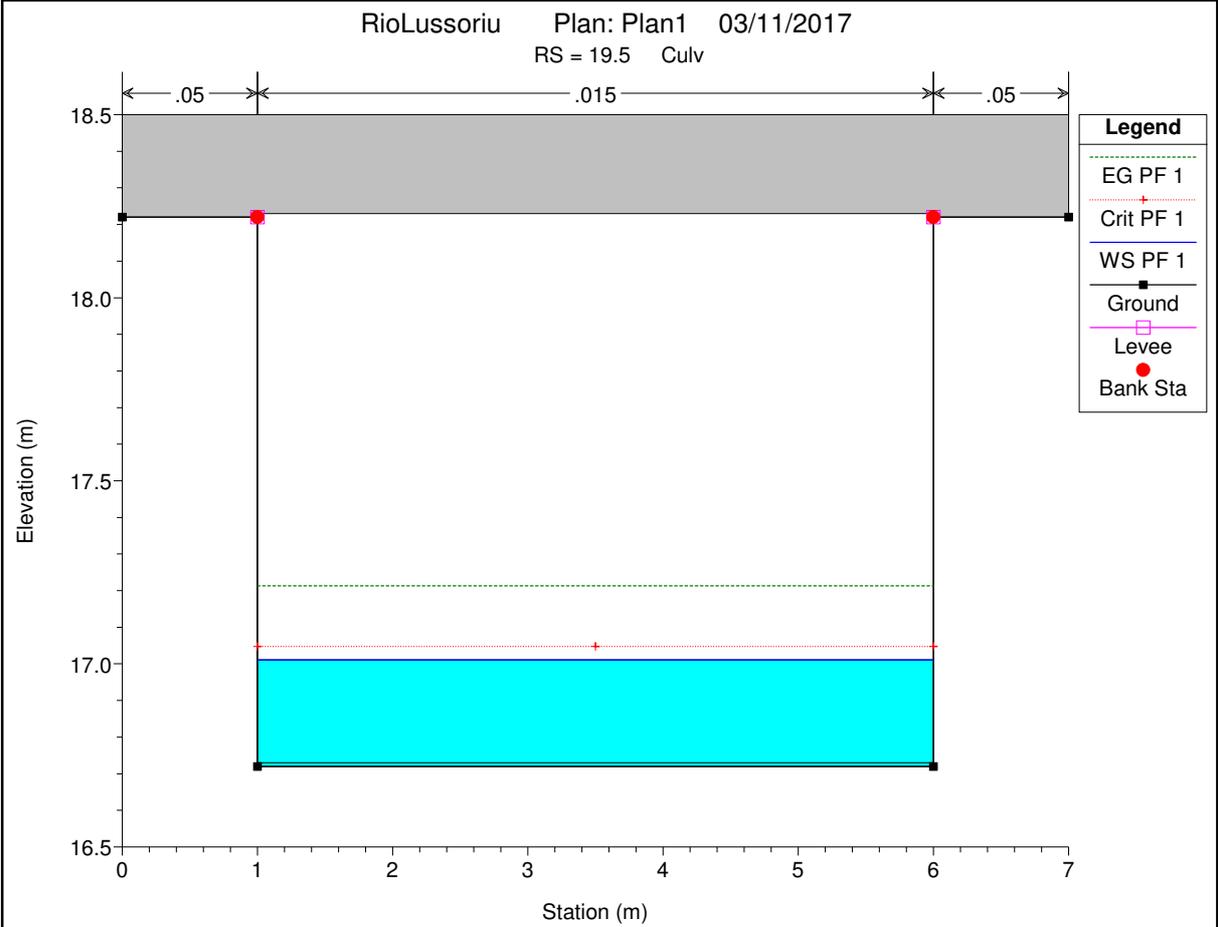


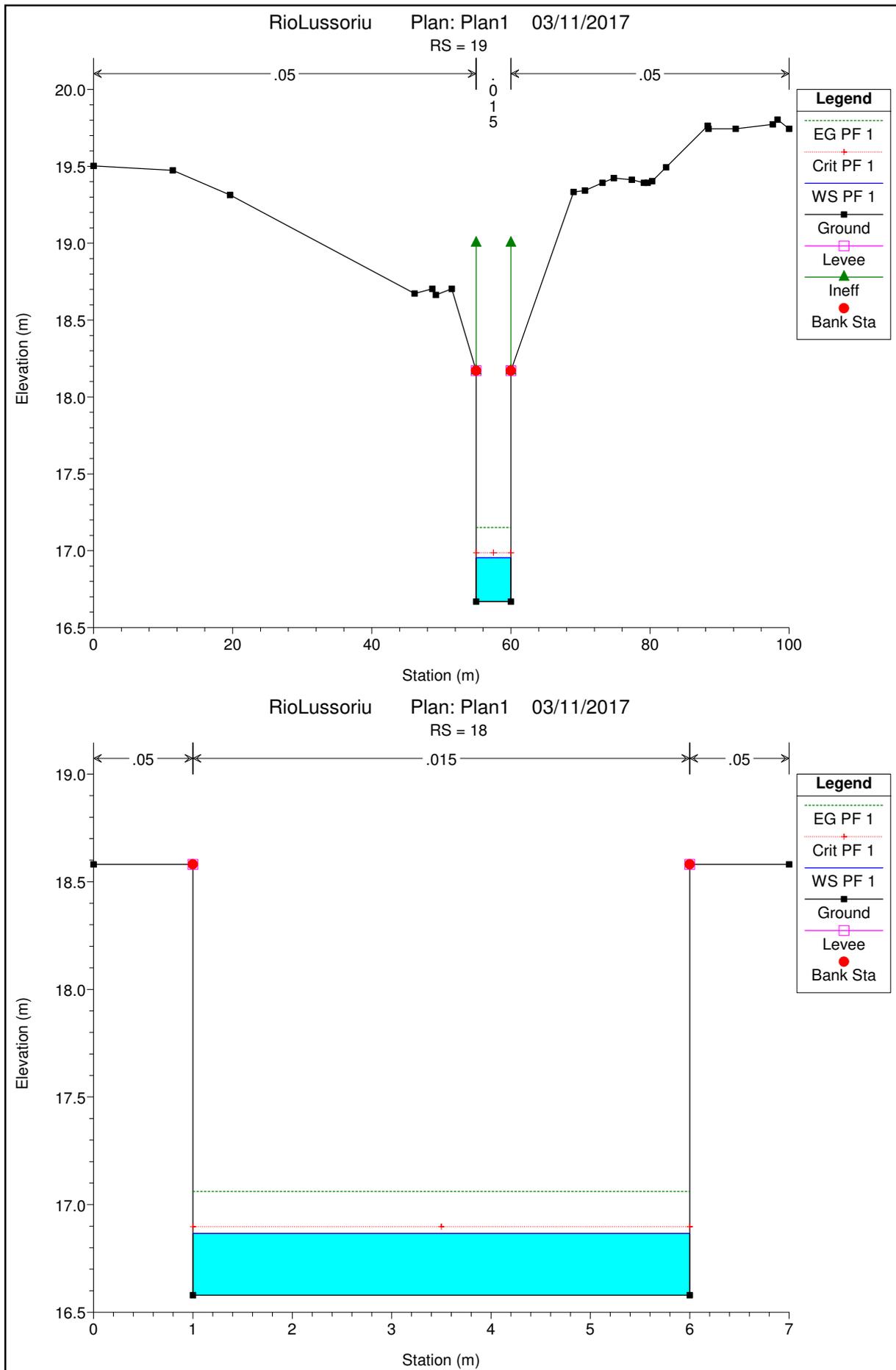


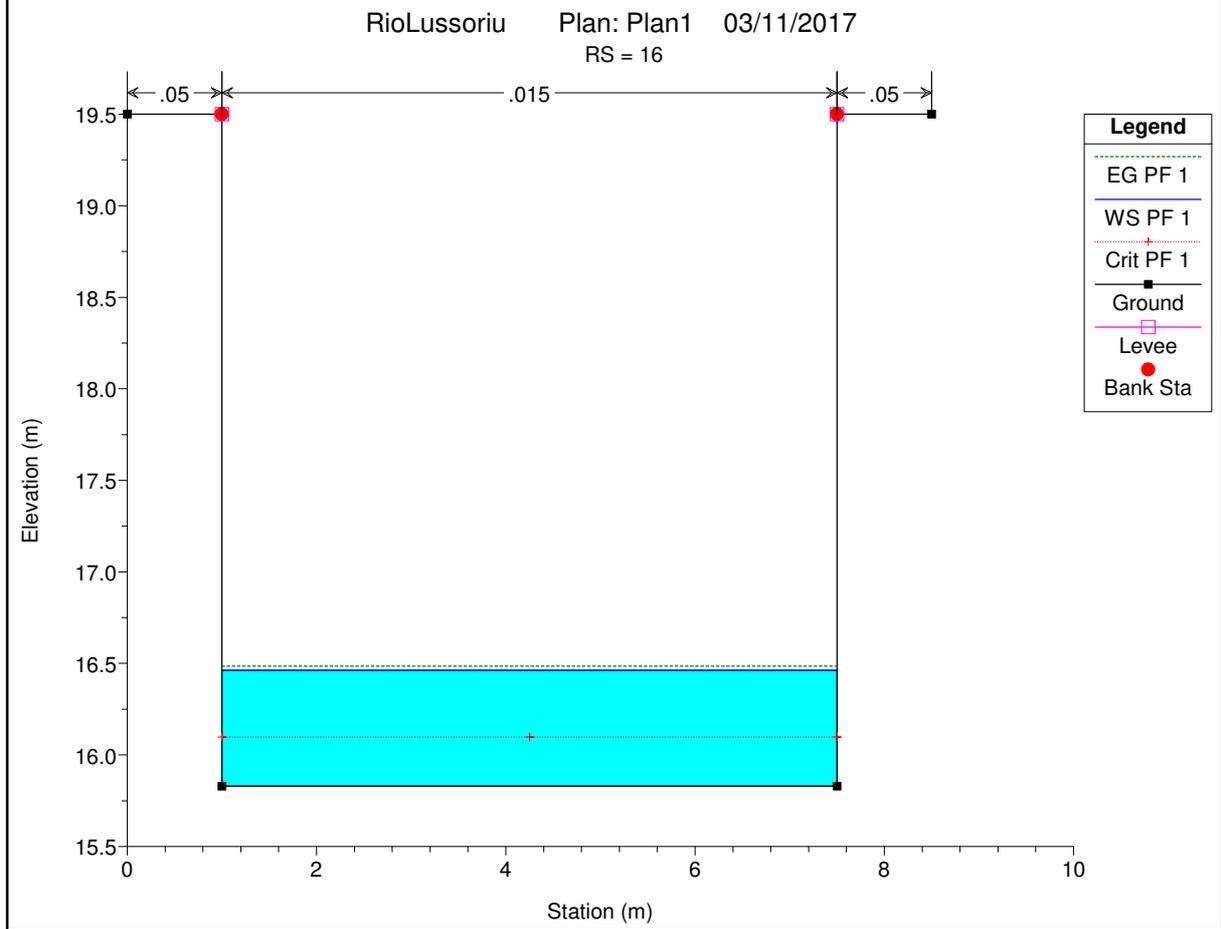
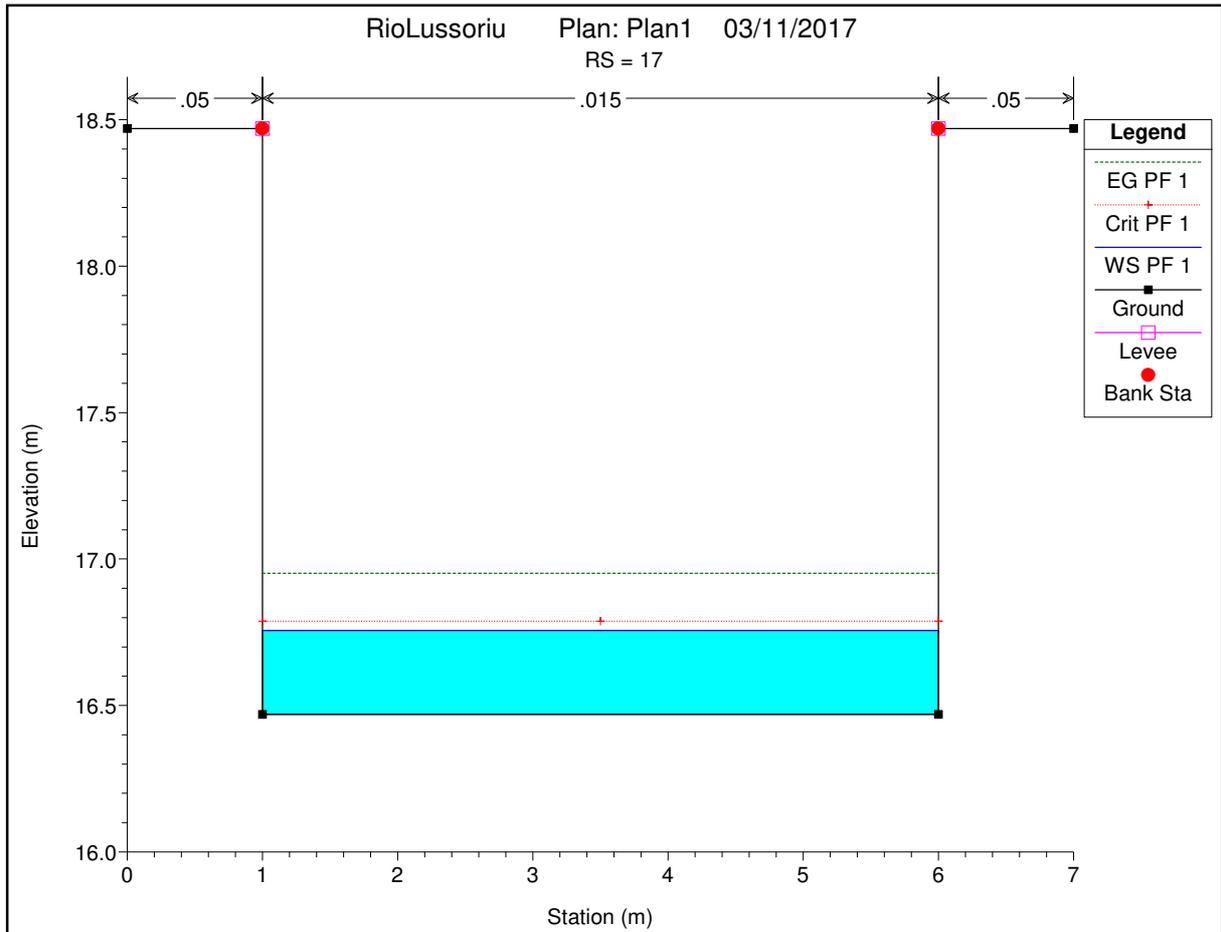


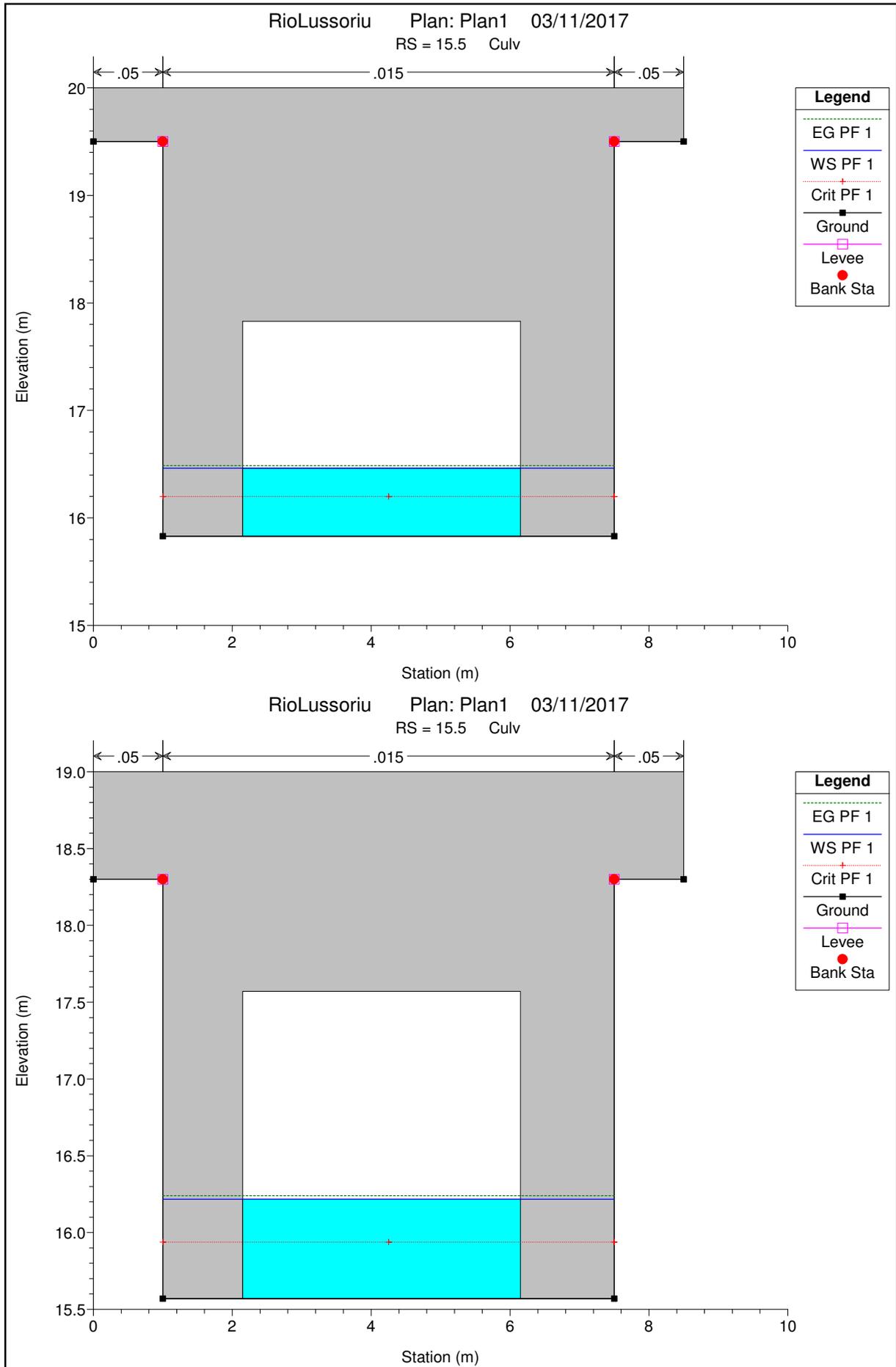


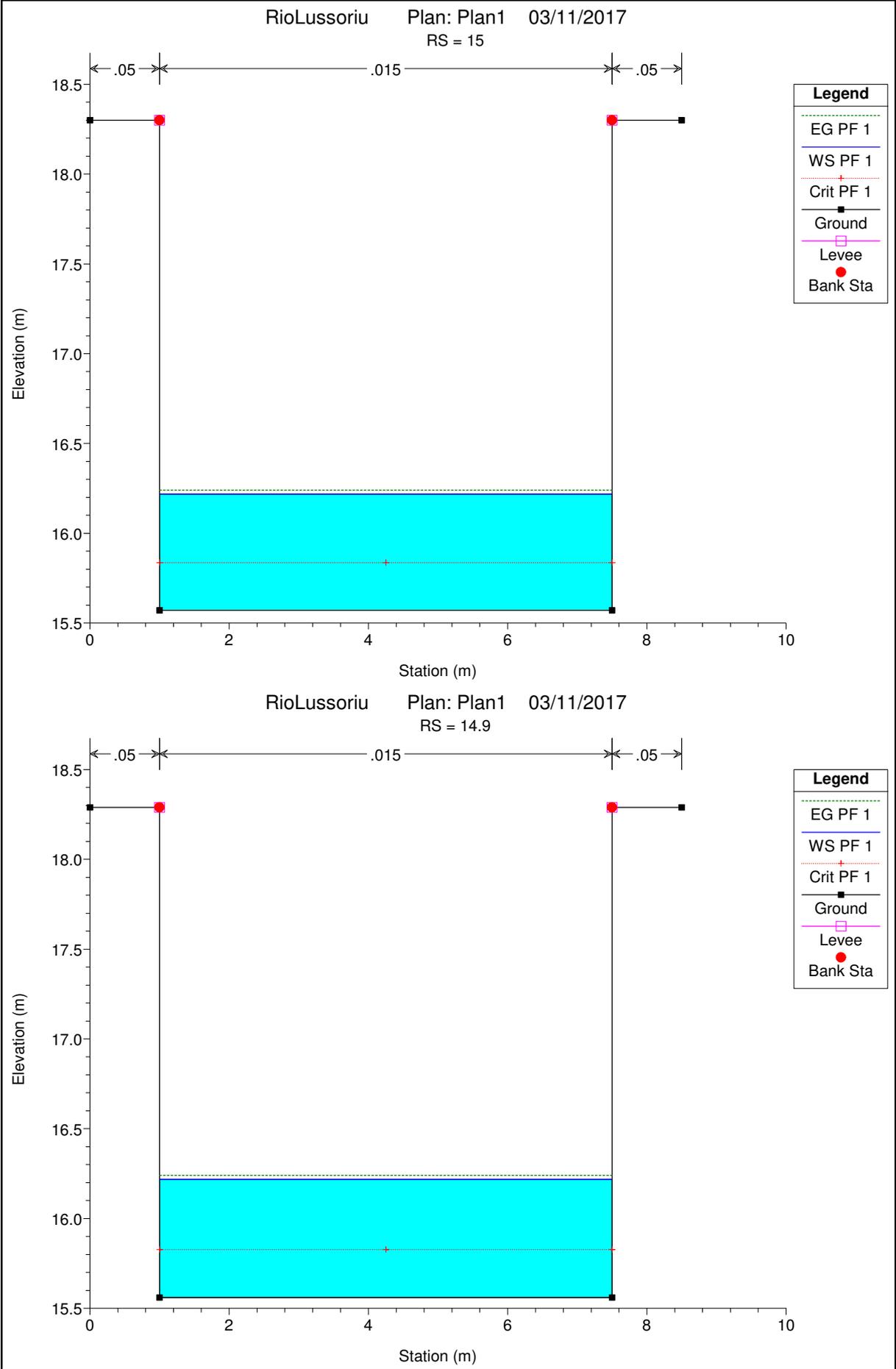


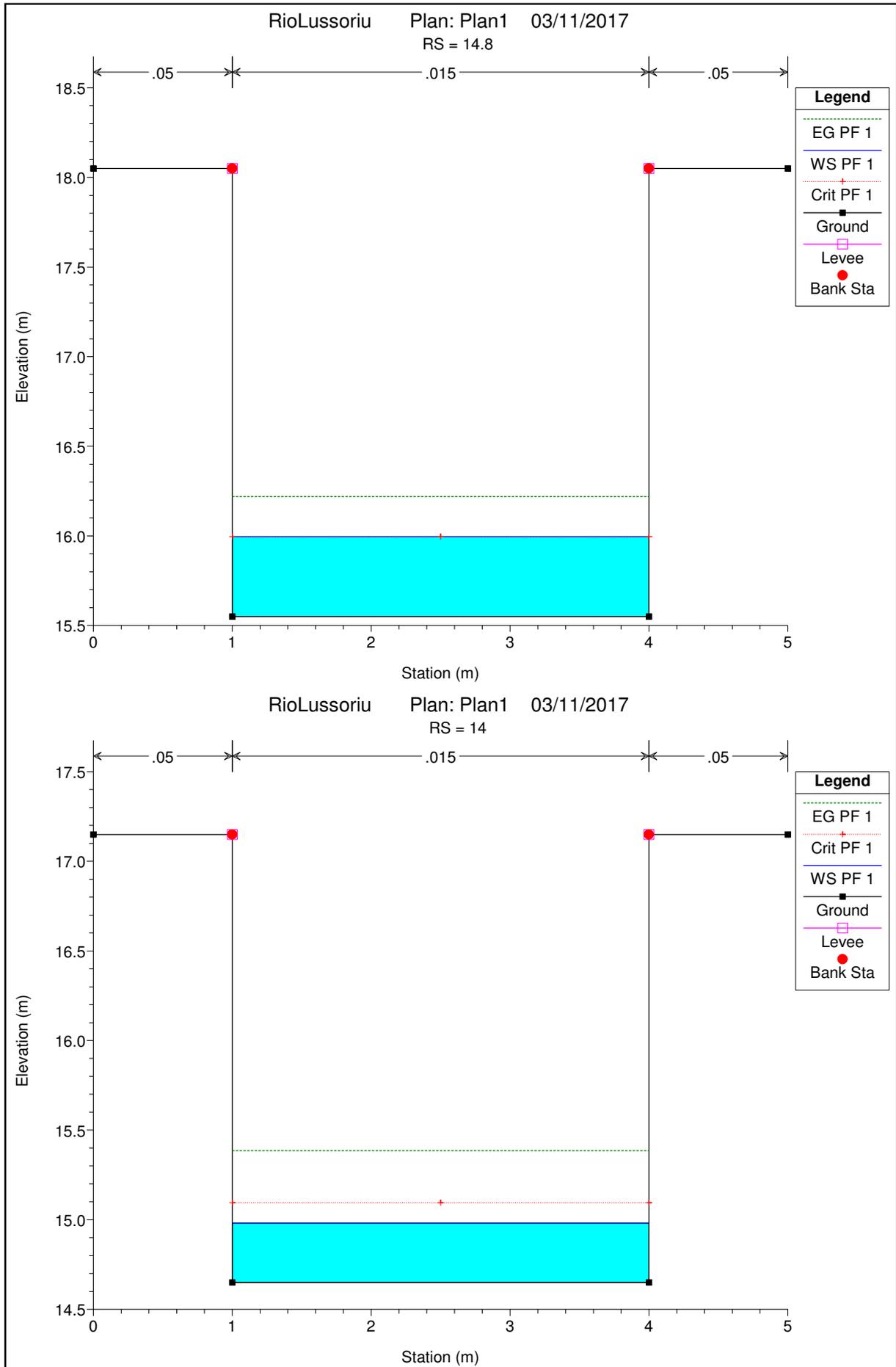












9.7 Relazione idraulica delle interferenze minori e del corpo stradale (Progetto Preliminare)



Anas SpA

Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

SS 554 "Cagliaritana" adeguamento alla sezione stradale Cat. B "Extraurbana Principale" ed eliminazione delle intersezioni a raso

PROGETTO PRELIMINARE

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTI:

Dott.Ing. Fulvio Maria Soccodato
Ordine Ing. di Roma n° 18861

Dott.Ing. Alessandro Micheli
Ordine Ing. di Roma n° 19654

IL GEOLOGO:

Dott.Geol. Stefano Serangeli
Ordine Geol. Lazio n° 659

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. Antonio Scalamandrè

PROTOCOLLO

DATA

GRUPPO DI PROGETTAZIONE ANAS

<i>Ing. E. MITTIGA</i>	- Geotecnica
<i>Ing. E. TICCA</i>	- Geotecnica
<i>Ing. G. FUSANI</i>	- Strade
<i>Ing. F. PRIMIERI</i>	- Strade
<i>Ing. F. BARIO</i>	- Opere Civili
<i>Arch. G. BONOLI</i>	- Opere Civili
<i>Ing. A. PETRILLO</i>	- Idraulica
<i>Ing. A. DE LEO</i>	- Ambiente e Cantierizzazione
<i>Ing. G. GIOVANNINI</i>	- Cartografia
<i>Geol. G. CARDILLO</i>	- Caratterizzazione Ambientale
<i>Ing. P. VALERIO</i>	- Impianti
<i>Ing. P. FABBRO</i>	- Interferenze
<i>Geom. C. ZEMA</i>	- Espropri
<i>Geom. S. DE MASI</i>	- Computi , Capitolati e Sicurezza
<i>Arch. R. ROGGI</i>	- Computi , Capitolati e Sicurezza
<i>Arch. E. SACCO</i>	- Responsabile di Progetto

RESPONSABILE DI SERVIZI INGEGNERIA
Ing. A. DEVITOFRANCESCHI

IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idraulica delle interferenze minori e del corpo stradale

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPCA06_P_1501_T00_ID00_IDR_RE02_A.PDF

DPCA06 P 1501

CODICE ELAB. T00ID00IDRRE02

A

C					
B					
A	EMISSIONE	NOV. 2015	Ing. A. Mita	Ing. A. Petrillo	Ing. F. Soccodato
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA	3
2. <i>INQUADRAMENTO TERRITORIALE</i>	4
2.1. <i>Localizzazione dell'area d'intervento e descrizione del tracciato.</i>	4
2.2. <i>Pianificazione di Assetto Idrogeologico.</i>	4
2.2.1. <i>Idrografia e Geologia.</i>	5
2.2.2. <i>Sub_Bacino Flumendosa-Campidano-Cixerri</i>	7
2.2.3. <i>Pluviometria.</i>	10
2.2.4. <i>Individuazione e perimetrazione delle Aree a Rischio Idraulico.</i>	13
2.3. <i>Piano Stralcio delle Fasce Fluviali.</i>	14
2.4. <i>Interferenze idrauliche.</i>	16
2.5. <i>Caratteristiche morfologiche dei bacini.</i>	17
3. STIMA DELLE MASSIME PRECIPITAZIONI	18
3.1. <i>Analisi pluviometrica a scala regionale.</i>	18
3.2. <i>Il coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area.</i>	24
4. VALUTAZIONE DELLE PERDITE	25
4.1. <i>Intercettazione, evaporazione ed evapotraspirazione.</i>	25
4.2. <i>Ritenzione nelle depressioni superficiali.</i>	26
4.3. <i>Infiltrazione nei suoli impermeabili.</i>	27
5. CALCOLO DELLE PORTATE.....	32
5.1. <i>Dati di base.</i>	32
5.2. <i>Calcolo del tempo di corrivazione.</i>	33
5.3. <i>Calcolo dell'altezza di pioggia puntuale.</i>	34
5.4. <i>Calcolo della pioggia netta.</i>	35
5.5. <i>Calcolo della portata al colmo.</i>	36
6. VERIFICHE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA.....	38
6.1. <i>Introduzione</i>	38
6.2. <i>Riferimenti normativi</i>	38
6.2.1. <i>Prescrizioni normative del Ministero dei Lavori Pubblici</i>	38
6.2.2. <i>Prescrizioni normative dell'Autorità di Bacino della Regione Sardegna</i>	38
6.3. <i>Metodi di Calcolo</i>	40
6.3.1. <i>Tombini: metodologia di verifica utilizzata</i>	40
6.3.2. <i>Verifica idraulica in regime di moto uniforme</i>	42
7. ANALISI DELLE INTERFERENZE IDRAULICHE	43
7.1. <i>Sugoddu</i>	43
7.2. <i>Il Rio Nou</i>	48
7.3. <i>Rio Selargius</i>	54
7.4. <i>Rio Is Cungiaus</i>	56
7.5. <i>Svincolo SS125</i>	60
8. IDRAULICA DI PIATTAFORMA	67
8.1. <i>Stima delle piogge di progetto</i>	67
8.2. <i>Opere di drenaggio</i>	68
8.2.1. <i>Sezioni in rilevato</i>	68
8.2.2. <i>Sezioni in trincea</i>	69
8.2.3. <i>Sezioni in viadotto e ponte</i>	70
8.2.4. <i>Sezioni in curva in corrispondenza dello spartitraffico</i>	71
8.2.5. <i>Sezioni in corrispondenza di muri</i>	72

8.3.	Verifiche idrauliche delle opere di drenaggio	73
8.3.1.	<i>Calcolo dell'interasse degli embrici in rilevato</i>	<i>74</i>
8.3.2.	<i>Calcolo dell'interasse delle caditoie in trincea</i>	<i>74</i>
8.3.3.	<i>Verifica dei fossi di guardia</i>	<i>76</i>
8.3.4.	<i>Verifica dei tratti in viadotto</i>	<i>77</i>
8.3.5.	<i>Verifica idraulica dei collettori</i>	<i>79</i>
9.	CONCLUSIONI	80

1. PREMESSA

La presente relazione riporta lo studio idraulico eseguito nell'ambito della progettazione preliminare dell'adeguamento della S.S. 554 "Cagliariatana.

Nel presente studio idraulico si farà esplicito riferimento al documento T00ID00IDRRE01A denominato "Studio idrologico ed analisi idraulica delle maggiori criticità" e redatto dall'università di Cagliari – Centro interdipartimentale di Ingegneria e Scienze Ambientali. Il contenuto del predetto documento si intende qui integralmente richiamato.

In particolare, lo studio redatto dell'Università di Cagliari ha individuato le interferenze idrauliche principali con il tracciato stradale in progetto. Per ciascuna di queste interferenze è stata effettuata la caratterizzazione generale del bacino (idrografia, morfologia, geologia, uso del suolo, ecc.) e sono state condotte le necessarie valutazioni idrologiche per la definizione delle curve di possibilità pluviometrica e delle portate al colmo di piena attese ai diversi tempi di ritorno. Sempre nello stesso studio, sono stati condotti successivi approfondimenti che hanno riguardato le seguenti sezioni ritenute di particolare criticità: 1) Rio Corrias; 2) Riu Saliu; 3) Riu Mortu; 4) Rio Lussorio. In corrispondenza di tali interferenze sono stati generati gli idrogrammi di piena e sviluppate le modellazioni idrauliche di seconda fase che prevedono l'individuazione delle aree soggette ad esondazione sia nella situazione attuale che a seguito della realizzazione delle opere di sistemazione idraulica in progetto. Per i contenuti appena descritti occorre, quindi, fare riferimento al documento T00ID00IDRRE01A.

Nel prosieguo della presente relazione verrà, quindi, effettuata la verifica delle interferenze tra reticolo idrografico superficiale e tracciato stradale di minor criticità (in particolare verranno analizzate le interferenze idrauliche che non sono state oggetto di trattazione nell'ambito del documento T00ID00IDRRE01A), relativamente a queste, verrà, quindi, esperita l'analisi di compatibilità idraulica delle opere in progetto.

Sempre nella presente relazione, verrà esplicitata la definizione generale del sistema di drenaggio della piattaforma stradale dell'infrastruttura in esame.

Nella prima parte verranno esposte le impostazioni teoriche adottate per la schematizzazione dei fenomeni idrologici e idraulici, le ipotesi semplificative assunte e le metodologie di calcolo utilizzate per la simulazione dei fenomeni fisici propri dell'interferenza tra le strutture di attraversamento e corso d'acqua.

Successivamente, tali metodologie saranno applicate allo studio della compatibilità idraulica degli attraversamenti stradali dei corsi d'acqua aventi criticità secondaria.

Infine verrà affrontato il tema dell'idraulica di piattaforma, definendo i criteri di progetto e le caratteristiche dimensionali e tecniche degli elementi idraulici previsti per il drenaggio della superficie stradale dell'infrastruttura.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

2.1. Localizzazione dell'area d'intervento e descrizione del tracciato.

L'intervento in progetto ricalca il tracciato dell'attuale SS554. Oltre all'adeguamento della sezione stradale vengono risolte una serie di interferenze a raso mediante scavalco in viadotto della viabilità principale e contestuale separazione del traffico locale con sottostante intersezione a raso.

Il tracciato inizia subito a valle dello svincolo con la SS131 (escluso) e termina con l'adeguamento dello svincolo esistente con la SS125.

Sono previsti 5 viadotti. Le opere d'arte principali sono dunque le seguenti:

Viadotti:

- Monserrato
- Selargius Ovest
- Selargius Centro
- Selargius Centro II
- Quartuccio

Tra le opere d'arte minori con funzione di attraversamento idraulico vi sono numerosi tombini scatolari e circolari.

Le interferenze idrauliche principali sono state risolte con importanti opere idrauliche che hanno impegnato fasce di territorio anche non direttamente connesse con la viabilità stradale principale. In particolare le principali opere previste sono:

1) Rio Corrias - Realizzazione canalizzazione laterale in grado di contenere e incanalare le portate di progetto;

2) Riu Saliu; Riu Mortu; Rio San Lussorio – Laminazione delle portate mediante sfioro delle portate eccedenti e realizzazione di appositi invasi. Realizzazione di idonei attraversamenti idraulici in corrispondenza della viabilità principale.

2.2. Pianificazione di Assetto Idrogeologico.

Relativamente agli aspetti connessi alla difesa del suolo, l'area interessata dalle opere in progetto ricade nell'ambito territoriale di competenza della Autorità di Bacino unico della Regione Sardegna.

Seguendo gli adempimenti previsti dal Decreto Legge 11 giugno 1998 n. 180, convertito in Legge 3 agosto 1998 n. 267, la Regione Autonoma della Sardegna ha provveduto a dotarsi del PAI (Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idro-geologico), il quale è stato adottato dalla Giunta Regionale con Deliberazione n° 22/46 del 21 luglio 2003 e successivamente revisionato prima nel luglio 2004 e poi nel 2013.

2.2.1. Idrografia e Geologia.

L'intero territorio della Sardegna è suddiviso in sette sub-bacini (Tabella 1 - Figura 1), ognuno dei quali risulta caratterizzato in grande da generali omogeneità geomorfologiche, geografiche, idrologiche ma anche da forti differenze di estensione territoriale.

N°	Sub_bacino	Superficie [km ²]	%
1	Sulcis	1646	6.8
2	Tirso	5327	22.2
3	Coghinas - Mannu - Temo	5402	22.5
4	Liscia	2253	9.4
5	Posada - Cedrino	2453	10.1
6	Sud - Orientale	1035	4.3
7	Flumendosa - Campidano - Cixerri	5960	24.8
Totale		24046	100.0

Tabella 1 – Divisione territoriale in sub-bacini.

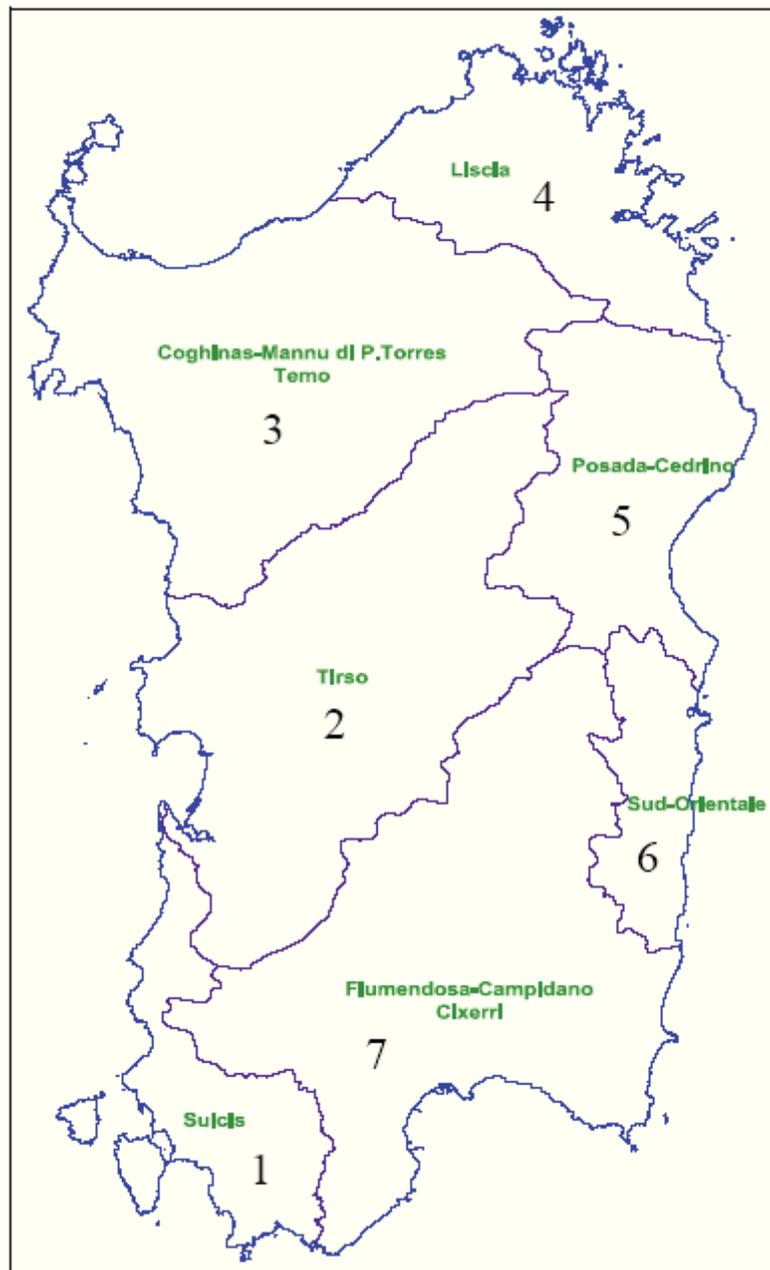


Figura 1 – Divisione territoriale in sub-bacini.

Dal punto di vista demografico, la Sardegna è caratterizzata da un elevato flusso migratorio estivo legato all'industria del turismo, che comporta un incremento della densità abitativa concentrato in particolare nelle zone costiere e per periodi brevi nell'arco dell'anno. La densa infrastrutturazione ed urbanizzazione del territorio in prossimità dei centri di attrazione turistica genera seri problemi dal punto di vista della difesa del suolo in quanto si osserva assai frequentemente come non vengano rispettate le condizioni necessarie ed un'evoluzione naturale dei bacini a causa dei vincoli apposti sul territorio dalla rete viaria, dalla intercettazione dei deflussi dovuta agli insediamenti, dall'incremento delle superfici

impermeabili, etc. Inoltre, lo sviluppo del turismo costiero ha costituito una forte causa di migrazione interna con conseguente abbandono delle campagne e, perciò, della cura e manutenzione del territorio. Dal punto di vista pedologico, rimandando ai numerosi studi esistenti e utilizzati nell'ambito della redazione del PAI, si può qui brevemente ricordare che i suoli sardi sono generalmente caratterizzati da una notevolissima variabilità tipologica, scarsità della massa, elevato grado di pietrosità e rocciosità, intensa erosione superficiale. Tali non elevate qualità, legate certamente alle caratteristiche geologiche, morfologiche e climatiche della regione, sono tuttavia frutto anche di un prolungato e talvolta imprevedibile uso del territorio. L'idrografia regionale è caratterizzata dalla quasi totale assenza di corsi d'acqua perenni. Infatti, i soli fiumi classificati come tali sono costituiti dal Tirso, dal Flumendosa, dal Coghinias, dal Cedrino, dal Liscia e dal Temo, unico navigabile nel tratto terminale. Inoltre, la necessità di reperire risorse idriche superficiali da tutti i corsi d'acqua disponibili ha portato alla costruzione di numerosissimi invasi artificiali che di fatto hanno completamente modificato il regime idrografico, tanto che anche i fiumi succitati, a valle degli sbarramenti sono asciutti per lunghi periodi dell'anno. La maggior parte dei corsi d'acqua presenta caratteristiche torrentizie che, per la conformazione geomorfologica dei bacini imbriferi, presentano pendenze elevate per la maggior parte del loro percorso, con tratti vallivi brevi che si sviluppano nei conoidi di deiezione o nelle piane alluvionali. Di conseguenza nelle parti montane si verificano intensi processi erosivi dell'alveo, mentre nei tratti di valle si osservano fenomeni di sovralluvionamento che danno luogo a sezioni poco incise con frequenti fenomeni di instabilità planimetrica anche per portate non particolarmente elevate. Il tracciato in esame ricade interamente nel sub bacino Flumendosa – Campidano - Cixerri.

2.2.2. Sub_Bacino Flumendosa-Campidano-Cixerri

Il Sub_Bacino si estende per 5960 Km², pari al 24.8 % del territorio regionale; è l'area più antropizzata della Sardegna ed il sistema idrografico è interessato da diciassette opere di regolazione in esercizio e otto opere di derivazione. I bacini idrografici di maggior estensione sono costituiti dal Flumendosa, dal Flumini Mannu, dal Cixerri, dal Picocca e dal Corr'e Pruna; numerosi bacini minori risultano compresi tra questi e la costa. Nell'ambito del presente studio si sono considerati i seguenti corsi

d'acqua:

- Fiume Flumendosa, è considerato attualmente il corso d'acqua di maggiore importanza in Sardegna per la complessità e dimensione del sistema di utilizzazione della risorsa idrica da esso costituito. Il fiume è regolato da un sistema di invasi di grandi capacità per usi multipli.
- Rio Mulargia, affluente in destra del Flumendosa, in località Monte Su Rei è sbarrato da una diga che crea un invaso di capacità utile pari a 310 milioni di m³ e

raccoglie anche le acque dell'invaso sul Medio Flumendosa, al quale è collegato da una galleria a gravità.

- Rio Flumineddu, affluente in sinistra del Flumendosa, è stato sbarrato con una opera di derivazione in località Silicheri, di modesta capacità, e collegato, in sollevamento, ai due invasi sul Flumendosa e sul Mulargia.
- Rio Cixerri, un tempo affluente del Flumini Mannu, è stato artificialmente separato in prossimità dello sbocco nella laguna di S.Gilla. In località Genna Is Abis, presso Siliqua, è stato realizzato un vaso per usi irrigui. Il Rio Arriali e Rio de su Casteddu costituiscono gli affluenti principali del Cixerri; il secondo è sbarrato in località Medau Zirimilis da un vaso di capacità utile 16,65 milioni di m³.
- Rio Canonica, affluente del Rio Arriali, sbarrato dall'invaso di Punta Gennarta.
- Rio Bellicai, sbarrato dall'invaso di Monteponi, con una capacità d'invaso di 1,02 milioni di m³.
- Flumini Mannu, maggior tributario dello stagno di Santa Gilla, sfocia nella zona portuale di Cagliari; il corso d'acqua principale nasce a circa 800 metri di quota. Il primo nome assunto dal fiume è quello di Rio di Sarcidano, cambia denominazione in Rio San Sebastiano, Rio Mannu e finalmente, nei pressi di Isili, Flumini Mannu. In località "Is Barroccus" è stata recentemente realizzato un lago artificiale 11,7 milioni di m³. Nell'alta Marmilla il Flumini Mannu riceve, dalla destra idrografica e provenienti dalla Giara di Gesturi, il Rio Sellu e il Rio Pazzola, mentre dal territorio di Tuili riceve il Rio Fanari e il Rio Forada Manna.
- Rio Lanessi, che con le sue articolazioni costituisce il reticolo idrografico affluente in sponda sinistra del Flumini Mannu.
- Rio Malu, affluente in sinistra del corso d'acqua principale.
- Rio Mannu di S.Sperate, che si congiunge al Flumini Mannu all'altezza di Decimomannu.
- Torrente Leni e rio Bidda Scema, affluenti del Flumini Mannu, interessati da opere di vaso.
- Rio di Capoterra.
- Rio di S. Lucia.

Numerosi altri corsi d'acqua minori, inoltre, attraversano le rimanenti parti del Sub_Bacino; essi, seppure con bacini imbriferi modesti, meritano particolare attenzione per l'interferenza tra reticolo idrografico, insediamenti urbani e la rete dei trasporti.

Inoltre, l'intero Campidano è attraversato da importanti reti di approvvigionamento idropotabile, da grandi reti irrigue, da numerose opere di captazione e di regolazione che hanno alterato in maniera sostanziale l'idrografia naturale del territorio.

Dal punto di vista geologico il Sub_Bacino del Flumendosa-Campidano-Cixerri è suddivisibile in cinque grandi aree geologiche in parte coincidenti con i bacini idrografici dei corsi d'acqua principali che ad esso danno nome:

Sarrabus-Gerrei-Barbagie: la geologia del Sarrabus-Gerrei è varia e complessa, sia per i rapporti litologici e stratigrafici fra le diverse formazioni, sia per l'insieme delle deformazioni tettoniche che le rocce che vi si trovano hanno subito. La morfologia attuale è prevalentemente accidentata montuosa; molti elementi del rilievo sono totalmente o in parte impostati secondo direttrici tettoniche erciniche. La gran parte dei corsi d'acqua del settore settentrionale sono isorientati secondo NNW-SSE

Sarcidano-Marmilla: le metamorfite paleozoiche costituiscono il termine più antico che affiora nell'area. I sedimenti marini miocenici costituiscono la maggior parte dei terreni affioranti (facies arenacee e marnose e, subordinatamente, calcaree, con spessore fino a circa 1500 m). Nel Plio- Quaternario la ripresa dell'attività tettonica, che ha determinato la formazione del graben Campidanese, è stata seguita da un nuovo ciclo vulcanico durante il quale sono state depositate le lave basaltiche, che costituiscono il pianoro sommitale della giara di Gesturi e della Giara di Siddi e di quella di Serri, prossime all'area in esame. Durante il Quaternario, l'attività erosiva ha prodotto il materiale detritico che ha colmato la fossa campidanese.

Campidano: il cui assetto geologico non è particolarmente vario e coinvolge una serie di formazioni geologiche appartenenti ad un arco temporale ristretto che va dall'Oligocene sino al quaternario recente: alluvioni antiche terrazzate (rappresentano la base di tutte le formazioni sedimentarie quaternarie del Campidano settentrionale); alluvioni medie rimaneggiate (dal disfacimento delle alluvioni antiche cementate); suoli argillosi e palustri recenti ed attuali delle aree palustri bonificate testimonianza della presenza ormai quasi cancellata di una serie di specchi d'acqua interni costituenti talvolta bacini areici e talvolta veri e propri laghi oggi totalmente prosciugati (p.e. "stagno" di Sanluri); alluvioni attuali. Nella fascia campidanese del Sub_Bacino Flumendosa-Campidano-Cixerri, dal punto di vista geomorfologico, si possono distinguere il paesaggio delle "conoidi" tipico nel sistema Campidano dei settori occidentali; il paesaggio delle "alluvioni terrazzate" attorno agli abitati di Guspini, di Sardara e di Sanluri; il paesaggio della "pianura" ormai modificato dalle attività agricole e dalle opere di bonifica.

Linis-Sulcis: è costituito da 3 grandi unità omogenee:

- l'area valliva del Cixerri e delle fasce pedemontane: le fasi di sedimentazione possono essere distinte in quella pre-pliocenica collegata all'apertura della "Fossa sarda" (il bacino terziario è stato colmato da oltre 500 m di sedimenti alternati a vulcaniti calco-alcaline) e quella sintettonica plio-quaternaria legata all'apertura del graben campidanese (oltre 800 m di sedimenti marini e continentali alternati a vulcaniti alcaline);
- i rilievi vulcanici del castello dell'Acquafredda ed altri rilievi vulcanici;

- le metamorfiti e le intrusioni paleozoiche (lo zoccolo scistoso, affiorante solo sporadicamente caratterizza le pendici montane).

Sulcis e coste del golfo: l'attuale conformazione geo-strutturale deriva da una serie di complesse vicende geologiche, orogenesi antiche, fasi d'immersione ed emersione, fasi tettoniche compressive e distensive, attività vulcanica e fasi di erosione e sedimentazione, susseguitesi nel tempo. L'area è caratterizzata da un paesaggio ondulato con rilievi collinari, e forme prevalentemente dolci e arrotondate. Essa costituisce una piccola porzione del settore meridionale della grossa struttura tettonica oligo-miocenica, nota come "Fossa sarda". Ai suoi margini meridionali, le forme più aspre legate alla presenza delle formazioni calcaree organogene emergono dalla piana per una serie di eventi tettonici e di modellazione morfologica che sono autrici dell'attuale paesaggio.

2.2.3. Pluviometria.

Rimandando ai numerosi ed approfonditi studi sull'idrologia della Sardegna, riportati nelle Linee Guida del PAI, si ricordano in sintesi le principali caratteristiche del regime idrologico del Bacino Unico Regionale, che presenta un clima semiarido con un'elevata variabilità temporale della precipitazione ed intensità orarie molto elevate, tipiche dei regimi idrologici pluviometrici marittimi.

In Tabella 2 sono riportati la media e la deviazione standard della precipitazione annuale per alcune stazioni pluviometriche, mentre in Tabella 3, a titolo di esempio, si riportano le intensità orarie registrate durante il tragico evento del novembre 1999 nel basso Campidano confrontate con i corrispondenti valori medi annui.

Stazione	Cagliari	Oristano	Sassari	Nuoro	Tempio	Is Cannoneris
Media [mm]	430.1	581.3	593.2	714.8	800.0	1134.7
Dev.st [mm]	114.6	128.8	123.9	213.0	186.8	266.5

Tabella 2 – Media e deviazione standard delle precipitazioni annuali.

Stazione	24h	12h	6h	3h	1h	Anno	Dev.st.
Uta	464.4	448.6	313.8	179.4	105.8	526.5	127.9
Decimomannu	474.2	429.8	314.0	203.0	79.0	495.4	139.2

Tabella 3 – Media e deviazione standard evento calamitoso novembre 1999.

Alla variabilità temporale della precipitazione si aggiunge anche quella spaziale caratterizzata dalla forte influenza dell'orografia con le principali direzioni dei flussi di umidità indotte dalle perturbazioni atmosferiche, come si evince dalla distribuzione spaziale della media giornaliera (Figura 2). Tale variabilità si manifesta anche sul valore annuale di precipitazione (Tabella 2) dove si può osservare come la precipitazione media annua varia dai 430 mm di Cagliari, praticamente al livello del mare, sino agli oltre 1100 mm di Is Cannoneris, ubicata a quota 700 m circa e ad appena 30 Km di distanza dalla precedente.

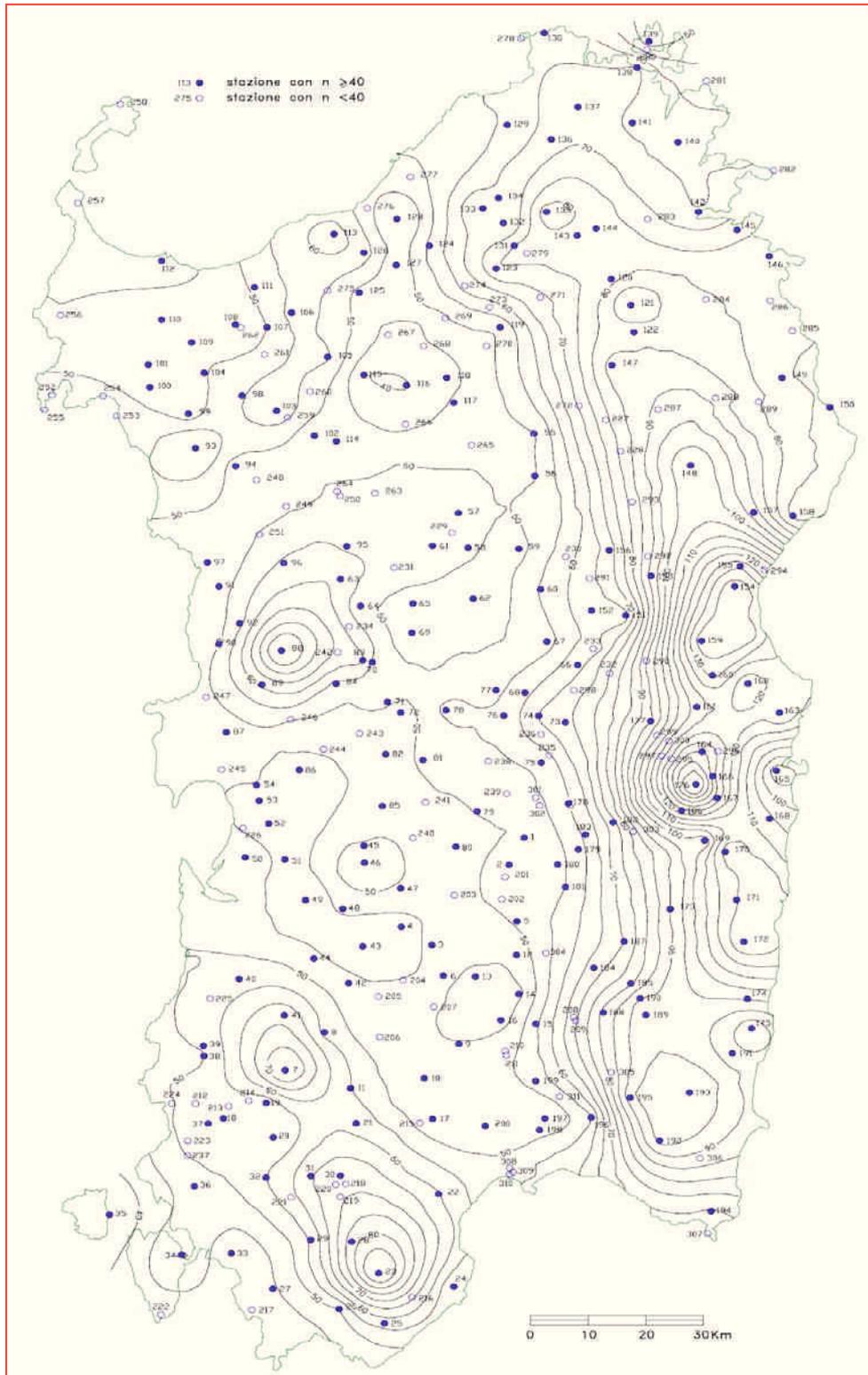


Figura 2 – Isoiete medie giornaliere.

Come indicato nel PAI, inoltre, nell'ultimo quinquennio si è assistito ad un progressivo abbassamento della media annua, mentre nel contempo si sono manifestati alcuni eventi di eccezionale intensità difficilmente inquadrabili negli schemi modellistici attualmente disponibili. In conseguenza di tali regimi pluviometrici, oltre che per la nota dipendenza dai fattori litologici del bacino, i deflussi nei corsi d'acqua risultano ancor più irregolari, con bassi o quasi nulli valori nel trimestre estivo ma con picchi di portata talvolta assai intensi in limitati periodi della stagione autunno-inverno.

2.2.4. Individuazione e perimetrazione delle Aree a Rischio Idraulico.

Nell'ambito della redazione del PAI, per ciascun bacino idrografico l'individuazione delle aree a rischio è stata operata secondo la seguente articolazione:

- individuazione dei tronchi critici del reticolo idrografico;
- analisi idrologica e idraulica per ciascun tronco critico;
- delimitazione delle aree inondabili di ciascun tronco critico e loro intersezione con elementi a rischio.

L'individuazione dei tronchi critici è stata condotta in base a diversi criteri quali:

- l'analisi storica delle inondazioni;
- l'analisi geomorfologica dell'area e dell'alveo;
- le intersezioni delle infrastrutture viarie e ferroviarie con il reticolo idrografico;
- la considerazione di aree di pregio adiacenti al reticolo idrografico;
- la presenza di dighe.

In ciascun tronco si è proceduto prima alla stima delle portate di piena relative ai quattro livelli di pericolosità H_i definiti per i differenti periodi di ritorno e quindi alla verifica idraulica, che, in caso di insufficiente capacità di smaltimento, ha condotto all'individuazione delle aree allagabili per ciascun livello di pericolosità. Nelle analisi idrologiche si sono applicati sia metodi diretti, basati sulle serie storiche dei dati, che i metodi di stima per le piene della Sardegna attualmente disponibili nella letteratura scientifica, operando successivamente ad una analisi critica dei risultati al fine di effettuare la scelta dei valori di riferimento.

L'individuazione delle aree pericolose, ossia quelle eventualmente allagabili, è stata quindi operata con la ricostruzione del possibile profilo di corrente in moto permanente, per i quattro livelli di pericolosità assegnati, in un numero di sezioni sufficientemente significative del tronco critico, tenendo conto dell'effettiva configurazione degli alvei e delle aree interessate dalla potenziale espansione della piena secondo rilievi di dettaglio in sito ed aereofotogrammetrici (cfr. Linee Guida).

Nel PAI, quindi, le aree inondabili sono state suddivise in:

- aree con probabilità molto alta di inondazione, se allagabili con portata con tempo di ritorno minore o uguale a 50 anni (identificate con il codice Hi-4);
- aree ad alta probabilità d'inondazione, se allagabili con portata con tempo di ritorno minore o uguale a 100 anni (identificate con il codice Hi-3);
- aree a moderata probabilità d'inondazione, se allagabili con portata con tempo di ritorno minore o uguale a 200 anni (identificate con il codice Hi-2);
- aree a bassa probabilità d'inondazione, se allagabili con portata con tempo di ritorno minore o uguale a 500 anni (identificate con il codice Hi-1).

Le aree a Rischio Idraulico sono state quindi ricavate della sovrapposizione delle aree allagabili con gli elementi a rischio.

La sovrapposizione delle opere in progetto con la perimetrazione delle aree a rischio è mostrata negli elaborati grafici di progetto.

2.3. Piano Stralcio delle Fasce Fluviali.

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali è redatto ai sensi dell'art. 17, comma 6 della legge 19 maggio 1989 n. 183, quale Piano Stralcio del Piano di Bacino Regionale relativo ai settori funzionali individuati dall'art. 17, comma 3 della L. 18 maggio 1989, n. 183.

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali ha valore di Piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo, mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso riguardanti le fasce fluviali.

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali costituisce un approfondimento ed una integrazione necessaria al Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.) in quanto è lo strumento per la delimitazione delle regioni fluviali funzionale a consentire, attraverso la programmazione di azioni (opere, vincoli, direttive), il conseguimento di un assetto fisico del corso d'acqua compatibile con la sicurezza idraulica, l'uso della risorsa idrica, l'uso del suolo (ai fini insediativi, agricoli ed industriali) e la salvaguardia delle componenti naturali ed ambientali.

Con Delibera n° 1 del 31.03.2011, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino della Regione Sardegna ha adottato in via preliminare, ai sensi degli artt. 8 c.3 e 9 c.2 della L.R. n. 19 del 6.12.2006, il Progetto di Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.), costituito dagli elaborati elencati nell'allegato A alla delibera di adozione medesima.

Nell'ambito della redazione del P.S.F.F., è stato inoltre predisposto l'elaborato denominato "Linee Guida per la redazione del progetto di Piano Stralcio delle Fasce Fluviali – Integrazioni Metodologiche", (allegato B alla delibera di adozione preliminare del C.I. n. 1 del 31.03.2001), a cura della Direzione di Progetto e consulenza scientifica del P.S.F.F.. Con Delibera n°1 del 23.06.2011, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino della

Regione Sardegna ha revocato la deliberazione del C.I. n. 1 del 31.03.2011, di adozione preliminare del P.S.F.F. e definito una nuova procedura per l'adozione e l'approvazione finale.

L'approccio metodologico all'attività di delimitazione delle Fasce Fluviali ha seguito le indicazioni delle Linee Guida per la Redazione del PSFF e della Direzione scientifica di progetto; il differente livello di approfondimento del quadro conoscitivo definito per i corsi d'acqua principali, dove sono state condotte analisi geomorfologiche, idrologiche e idrauliche di dettaglio, rispetto a quello gli affluenti secondari (dove non sono state condotte verifiche idrauliche delle modalità di deflusso in corso di piena) ha suggerito due differenti criteri di tracciamento delle fasce fluviali.

Sui corsi d'acqua principali sono state individuate cinque fasce:

- fascia A_2 o fascia di deflusso della piena con tempo di ritorno 2 anni, tracciata in base a criteri geomorfologici ed idraulici, individua l'alveo a sponde piene, definito solitamente da nette scarpate che limitano l'ambito fluviale;
- fascia A_50 o fascia di deflusso della piena con tempo di ritorno 50 anni, individuata in base all'analisi idraulica eseguita, rappresenta le aree interessate da inondazione al verificarsi dell'evento citato; il limite della fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici;
- fascia B_100 o fascia di deflusso della piena con tempo di ritorno 100 anni, individuata in base all'analisi idraulica eseguita, rappresenta le aree interessate da inondazione al verificarsi dell'evento citato; il limite della fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici;
- fascia B_200 o fascia di deflusso della piena con tempo di ritorno 200 anni, tracciata in base a criteri geomorfologici ed idraulici, si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti alla piena indicata; La delimitazione sulla base dei livelli idrici è stata integrata con le aree sede di potenziale riattivazione di forme fluviali relitte non fossili, cioè ancora correlate alla dinamica fluviale che le ha generate;
- fascia C o area di inondazione per piena catastrofica, tracciata in base a criteri geomorfologici ed idraulici, rappresenta l'inviluppo esterno della fascia C geomorfologica (inviluppo delle forme fluviali legate alla propagazione delle piene sulla piana alluvionale integrate con la rappresentazione altimetrica del territorio e gli effetti delle opere idrauliche e delle infrastrutture interferenti) e dell'area inondabile per l'evento con tempo di ritorno 500 anni (limite delle aree in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici di piena).

Sui corsi d'acqua secondari è stata definita la fascia C o area di inondazione per piena catastrofica che, tracciata con criteri geomorfologici, rappresenta la regione fluviale potenzialmente oggetto di inondazione nel corso delle piene caratterizzate da un elevato tempo di ritorno (500 anni) e comunque di eccezionale gravità.

Il tracciamento delle fasce fluviali relative agli eventi di piena corrispondenti ai tempi di ritorno oggetto di studio è stato eseguito a partire dai risultati delle analisi idrauliche e geomorfologiche svolte; in particolare sono stati utilizzati i seguenti elementi conoscitivi sviluppati:

- andamento planimetrico dell'alveo e modificazioni recenti;
- evidenze morfologiche di antichi alvei abbandonati;
- tendenze evolutive dell'alveo;
- definizione dell'assetto delle opere idrauliche esistenti: argini, difese di sponda, soglie o traverse di fondo, opere di sponda con funzioni di regimazione idraulica;
- analisi della funzionalità delle opere in relazione al contenimento delle piene e al controllo delle modificazioni morfologiche dell'alveo;
- individuazione delle infrastrutture e degli insediamenti condizionanti l'assetto del corso d'acqua: cave in golena, attraversamenti, viabilità, insediamenti;
- profili liquidi in condizioni di piena per eventi con tempo di ritorno crescente tra 2 e 500 anni.

2.4. Interferenze idrauliche.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva che riporta l'ubicazione delle principali interferenze idrauliche riscontrabili lungo il tracciato di progetto.

IDROGRAFIA DEGLI ELEMENTI IDRICI INTERFERENTI CON LA SS554					
BACINO IMBRIFERO				OPERA IDRAULICA	
Numero	Nome	Superficie	Q ₂₀₀	Tipologia	Progressiva
		Kmq	mc/s		Km
1	Is Corrias	3.90	41.1	Canale in terra 3.00 x 14.00 x 3.00	1+150
1c	Is Corrias	1.32	16.6	Tombino scatolare 12.00 x 3.50	1+635
1b	Is Corrias	1.09	16.1	Tombino scatolare 5.00 x 3.50	3+620
1a	Is Corrias	0.43	6.6	Tombino scatolare 4.00 x 3.00	3+900
2	Saliu	8.35	55.8	Ponte Rio Saliu	5+415
3	Mortu	3.40	24.2	Tombino a doppia canna 4.0 x 2.0	5+956
4	San Lussorio	2.20	12.3	N.2 Tombini 4.00 x 2.50	7+100
5a	Sugoddu	0.22	1.1	Batteria di N.3 Tombini 2.00 x 1.50	7+639
5b	Sugoddu	0.92	5.7	Tombino scatolare 2.00 x 2.00	8+021
5c	Sugoddu	0.34	2.2	Tombino scatolare 2.00 x 2.00	8+189
6	Nou	18.90	92.6	Viadotto Selargius Centro	8+350
7	Selargius	1.84	28.3	Viadotto Selargius Centro II	9+210
8	Is Cungiaus	12.50	83.1	Ponte Rio Is Cungiaus	10+060
9	-	0.30	3.8	Tombino scatolare 3.00 x 1.50	10+356
10	-	0.21	2.7	Tombino scatolare 3.00 x 1.50	10+490
11	-	0.16	2.1	Tombino scatolare 3.00 x 1.50	10+766
12	-	0.69	8.6	Tombino scatolare 4.00 x 2.00	0+975 (S.S. n°125)

Tabella 4 - Elenco delle interferenze idrauliche del tracciato.

2.5. Caratteristiche morfologiche dei bacini.

Per tutti i bacini oggetto di studio sono state determinate le distribuzioni rispetto alla superficie dei bacini stessi delle principali caratteristiche morfologiche, fisiche ed idrologiche, utili o necessarie all'analisi idrologica che si intende condurre.

In particolare sono state ricostruite sulla base dei dati disponibili:

- l'altimetria;
- la clivometria;
- il parametro Curve Number (CN).

I principali parametri morfologici utilizzati nei successivi calcoli sono:

- S l'area del bacino idrografico;
- $L_{asta\ pr.}$ la lunghezza dell' asta principale, considerata come quella a maggior sviluppo planimetrico del reticolo idrografico sotteso alla sezione di chiusura;
- $i_{media\ asta}$ la pendenza media dell'asta principale;
- H_{min} la quota minima del bacino, coincidente con la quota minima dell'asta fluviale principale alla sezione di chiusura;
- H_{max} la quota massima dell'asta fluviale principale;

3. STIMA DELLE MASSIME PRECIPITAZIONI

3.1. Analisi pluviometrica a scala regionale.

Per la stima delle intensità di pioggia è stata presa in considerazione la metodologia di analisi delle piogge regionalizzata descritta nello studio VAPI per la Sardegna.

A partire dall'analisi delle serie storiche di piogge brevi disponibili per le stazioni della regione, lo studio VAPI ha suddiviso il territorio della Sardegna in quattro zone climatiche omogenee. In questo modo, i dati relativi a ciascuna zona sono stati considerati globalmente come se fossero relativi ad un'unica stazione pluviografica.

Il metodo utilizzato dal VAPI per la determinazione delle curve è basato sulla teoria della regressione di una variabile aleatoria in funzione di una variabile indipendente non aleatoria.

L'altezza di pioggia h (mm) viene determinata facendo ricorso alle curve di possibilità pluviometrica le cui espressioni sono state ricavate relativamente ai quattro gruppi pluviometrici omogenei dal Prof. Cao, rielaborate successivamente dal Prof. Puddu e recentemente aggiornate dal Prof. Piga e dal Dott. Liguori .

L'espressione risultante della curva di possibilità pluviometrica è del tipo:

$$h = h_1 t^{(c + d u)}$$

$$\log(h_1) = a + b u$$

con:

- h = altezza di pioggia (mm)
- t = durata della precipitazione (h)
- h_1 = altezza di pioggia di durata unitaria
- u = frattile della distribuzione normale standardizzata
- a, b, c, d = coefficienti delle due relazioni lineari dipendenti dall'andamento delle medie e degli scarti della variabile aleatoria in funzione della variabile indipendente e dipendono dal gruppo pluviometrico cui si riferiscono.

Risolvendo la seconda rispetto ad h_1 le espressioni delle curve di possibilità pluviometrica si possono riassumere nella forma:

$$h(t) = 10^{(a+bu)} t^{(c+du)}$$

I valori dei parametri a-b-c-d relativi alle varie aree sono riportati nella seguente tabella che fa riferimento ai gruppi omogenei di stazioni pluviometriche ubicate come mostrato nella figura successiva:

	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
gruppo I	1.273175	0.179731	0.305043	-0.01715
gruppo II	1.296258	0.167487	0.359699	-0.01794
gruppo III	1.379027	0.164598	0.418225	0.009093
gruppo IV	1.460799	0.191831	0.497194	0.04125

Tabella 5 – Coefficienti a,b,c,d per le quattro zone considerate omogenee.

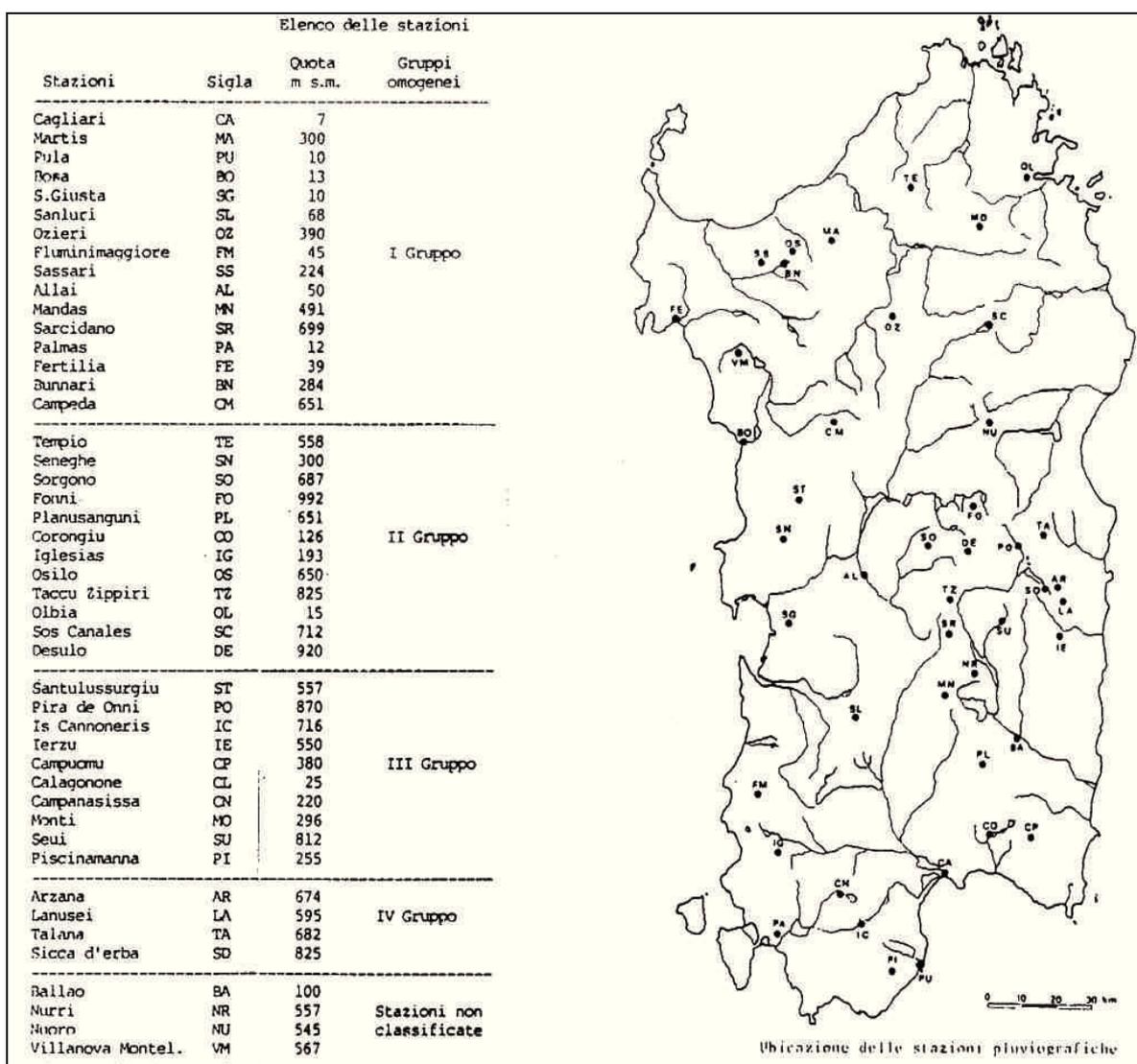


Figura 3 - Gruppi Omogenei e relative stazioni pluviometriche della Sardegna.

Nel caso in esame il tracciato ricade nel 1° Gruppo Omogeneo, pertanto la curva di possibilità pluviometrica sarà del tipo:

$$h(t) = 10^{(1.273175+0.179731 u)} t^{(0.305043-0.01715 u)}$$

Il valore di u , ovvero il frattile della distribuzione normale standardizzata, è ricavabile dalla seguente tabella in corrispondenza della probabilità di non superamento, ricavabile dall'espressione:

$$P = 1-1/T_r$$

In cui P è la probabilità di non superamento dell'evento e T_r è il tempo di ritorno di progetto.

Progetto Preliminare

u	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8840	0.8860	0.8880	0.8900	0.8920	0.8940	0.8960	0.8980	0.8997	0.9014
1.3	0.9032	0.9049	0.9065	0.9082	0.9098	0.9114	0.9130	0.9146	0.9152	0.9174
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9250	0.9264	0.9278	0.9292	0.9306	0.9318
1.5	0.9331	0.9344	0.9357	0.9369	0.9382	0.9394	0.9406	0.9417	0.9428	0.9438
1.6	0.9450	0.9461	0.9472	0.9482	0.9492	0.9502	0.9512	0.9521	0.9530	0.9539
1.7	0.9548	0.9556	0.9564	0.9572	0.9580	0.9588	0.9596	0.9603	0.9610	0.9617
1.8	0.9625	0.9632	0.9639	0.9645	0.9651	0.9657	0.9663	0.9669	0.9674	0.9679
1.9	0.9685	0.9690	0.9695	0.9699	0.9704	0.9708	0.9713	0.9717	0.9721	0.9725
2.0	0.9729	0.9732	0.9736	0.9739	0.9742	0.9745	0.9748	0.9751	0.9753	0.9756
2.1	0.9758	0.9760	0.9762	0.9764	0.9766	0.9768	0.9770	0.9771	0.9773	0.9774
2.2	0.9775	0.9776	0.9777	0.9778	0.9779	0.9780	0.9781	0.9782	0.9783	0.9784
2.3	0.9784	0.9785	0.9786	0.9787	0.9788	0.9789	0.9790	0.9791	0.9792	0.9793
2.4	0.9793	0.9794	0.9795	0.9796	0.9797	0.9798	0.9799	0.9800	0.9801	0.9802
2.5	0.9802	0.9803	0.9804	0.9805	0.9806	0.9807	0.9808	0.9809	0.9810	0.9811
2.6	0.9811	0.9812	0.9813	0.9814	0.9815	0.9816	0.9817	0.9818	0.9819	0.9820
2.7	0.9820	0.9821	0.9822	0.9823	0.9824	0.9825	0.9826	0.9827	0.9828	0.9829
2.8	0.9829	0.9830	0.9831	0.9832	0.9833	0.9834	0.9835	0.9836	0.9837	0.9838
2.9	0.9838	0.9839	0.9840	0.9841	0.9842	0.9843	0.9844	0.9845	0.9846	0.9847
3.0	0.9847	0.9848	0.9849	0.9850	0.9851	0.9852	0.9853	0.9854	0.9855	0.9856
3.1	0.9856	0.9857	0.9858	0.9859	0.9860	0.9861	0.9862	0.9863	0.9864	0.9865
3.2	0.9865	0.9866	0.9867	0.9868	0.9869	0.9870	0.9871	0.9872	0.9873	0.9874
3.3	0.9874	0.9875	0.9876	0.9877	0.9878	0.9879	0.9880	0.9881	0.9882	0.9883
3.4	0.9883	0.9884	0.9885	0.9886	0.9887	0.9888	0.9889	0.9890	0.9891	0.9892
3.5	0.9892	0.9893	0.9894	0.9895	0.9896	0.9897	0.9898	0.9899	0.9900	0.9901
3.6	0.9901	0.9902	0.9903	0.9904	0.9905	0.9906	0.9907	0.9908	0.9909	0.9910
3.7	0.9910	0.9911	0.9912	0.9913	0.9914	0.9915	0.9916	0.9917	0.9918	0.9919
3.8	0.9919	0.9920	0.9921	0.9922	0.9923	0.9924	0.9925	0.9926	0.9927	0.9928
3.9	0.9928	0.9929	0.9930	0.9931	0.9932	0.9933	0.9934	0.9935	0.9936	0.9937
4.0	0.9937	0.9938	0.9939	0.9940	0.9941	0.9942	0.9943	0.9944	0.9945	0.9946
4.1	0.9946	0.9947	0.9948	0.9949	0.9950	0.9951	0.9952	0.9953	0.9954	0.9955
4.2	0.9955	0.9956	0.9957	0.9958	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
4.3	0.9964	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973
4.4	0.9973	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9978	0.9979	0.9980	0.9981	0.9982
4.5	0.9982	0.9983	0.9984	0.9985	0.9986	0.9987	0.9988	0.9989	0.9990	0.9991
4.6	0.9991	0.9992	0.9993	0.9994	0.9995	0.9996	0.9997	0.9998	0.9999	1.0000
4.7	0.9999	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
4.8	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
4.9	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

Tabella 6 - Valori dei frattili della distribuzione normale standardizzata.

E' stata successivamente presa in considerazione una seconda metodologia di analisi delle piogge indicata dalle Linee Guida del PAI Sardegna ("Linee guida per le attività di individuazione e di perimetrazioni delle aree a rischio idraulico e geomorfologico e delle

relative misure di salvaguardia”) per la quale è possibile stimare le curve di possibilità pluviometrica a partire da un’analisi regionalizzata basata sul modello probabilistico TCEV.

La curva di possibilità pluviometrica che, com'è noto, esprime la legge di variazione dei massimi annuali di pioggia in funzione della durata della precipitazione d , ad assegnata frequenza di accadimento o periodo di ritorno T , è riportata dalla letteratura tecnica con l’espressione:

$$h(T) = a d^n$$

Recenti studi per la Sardegna (Deidda ed altri 1997) mostrano che il modello probabilistico TCEV ben interpreta le caratteristiche di frequenza delle serie storiche, motivo per il quale è stato adottato nella procedura VAPI per la derivazione delle curve di possibilità pluviometrica.

La metodologia regionale di calcolo si basa sull’inferenza statistica del modello TCEV della variabile aleatoria dimensionale

$$h' = h(d)/h_m(d)$$

che è il massimo annuale di pioggia per assegnata durata, d , normalizzato rispetto alla media h_m e successivamente sul calcolo della $h_m(d)$ per le diverse durate.

L'equazione della curva di possibilità pluviometrica normalizzata è per ciascun tempo di ritorno T :

$$h'(T) = a d^n$$

dove i parametri della curva, $a(T)$ ed $n(T)$, vengono definiti per tre Sotto Zone Omogenee della Sardegna (SZO) (Figura 4), per durate minori e maggiori di 1ora e per tempi di ritorno maggiori di 10 anni, come mostrato nella tabella seguente:

SZO	Durata ≤ 1 ora.	Durata ≥ 1 ora.
Sottozona 1	$a = 0.46420 + 1.0376 * \text{Log}(T)$	$a = 0.46420 + 1.0376 * \text{Log}(T)$
	$n = -0.18488 + 0.22960 * \text{Log}(T) - 3.3216 * 10^{-2} * \text{Log}^2(T)$	$n = -1.0469 * 10^{-2} - 7.8505 * 10^{-3} * \text{Log}(T)$
Sottozona 2	$a = 0.43797 + 1.0890 * \text{Log}(T)$	$a = 0.43797 + 1.0890 * \text{Log}(T)$
	$n = -0.18722 + 0.24862 * \text{Log}(T) - 3.36305 * 10^{-2} * \text{Log}^2(T)$	$n = -6.3887 * 10^{-3} - 4.5420 * 10^{-3} * \text{Log}(T)$
Sottozona 3	$a = 0.40926 + 1.1441 * \text{Log}(T)$	$a = 0.40926 + 1.1441 * \text{Log}(T)$
	$n = -0.19060 + 0.264438 * \text{Log}(T) - 3.8969 * 10^{-2} * \text{Log}^2(T)$	$n = 1.4929 * 10^{-2} + 7.1973 * 10^{-3} * \text{Log}(T)$

Tabella 7 - Parametri della curva di possibilità climatica.

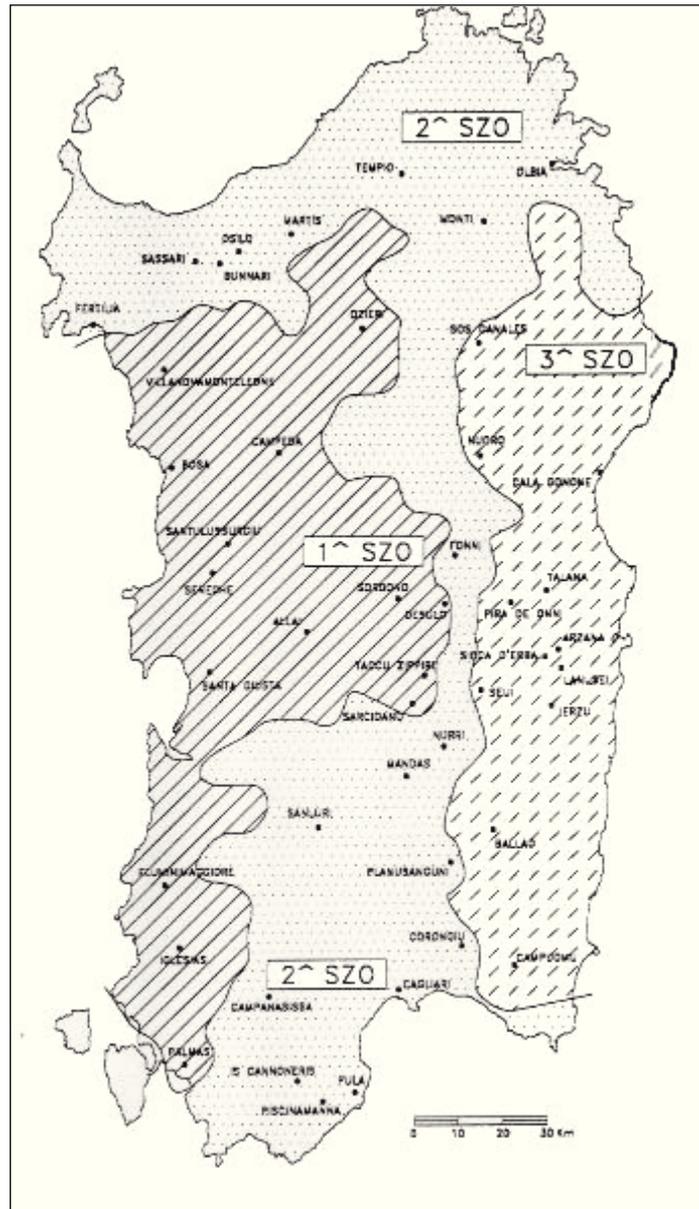


Figura 4 - Sotto-zone Omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna.

La pioggia media per diverse durate, detta anche pioggia indice, $h_m(d)$, è funzione della pioggia media giornaliera h_g secondo l'espressione:

$$h_m(d) = \frac{(h_g)}{0.886 * 24^{(-0.493+0.476 \text{Log}(h_g))}} * d^{(-0.493+0.476 \text{Log}(h_g))}$$

dove h_g si ricava dalla distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera sull'intera Sardegna.

3.2. Il coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area.

Seguendo le indicazioni delle Linee Guida del PAI, è stato valutato un coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area, per tenere conto della non uniformità delle precipitazioni sulle superfici interessate.

Il coefficiente di ragguaglio $r(d, A)$, legato alla durata della precipitazione d , e alla superficie del bacino A , è espresso da diverse formulazioni, tra cui quella utilizzata nel VAPI Sardegna, che fa riferimento al Flood Studies Report (Wallingford Institute UK, 1997):

$$r = 1 - (0.0394 * A^{0.354}) d^{\{-0.4 + 0.0208 * \ln[4.6 - \ln(A)]\}} \quad (\text{per } A < 20 \text{ km}^2)$$

$$r = 1 - (0.0394 * A^{0.354}) d^{\{-0.4 + 0.003832 * \ln[4.6 - \ln(A)]\}} \quad (\text{per } A > 20 \text{ km}^2)$$

in cui:

- d è la durata della precipitazione (espressa in ore);
- A è la superficie del bacino (espressa in kmq).

In alternativa può essere usato il metodo proposto da Eagleson, del U.S. National Weather Service, nel quale il coefficiente di ragguaglio r , anche detto fattore di riduzione areale ARF, è espresso nella forma seguente (Eagleson, 1972):

$$r(A, d) = 1 - e^{(-1.1 * d^{0.25})} + e^{(-1.1 * d^{0.25} - 0.01 A)}$$

dove:

- A è la superficie del bacino (espressa in kmq);
- d è la durata dell'evento meteorico (espressa in ore).

Nel progetto, data la modesta estensione della quasi totalità dei bacini in esame, si è fatto riferimento alla prima espressione riportata.

4. VALUTAZIONE DELLE PERDITE

Nella modellazione matematica del processo di trasformazione afflussi-deflussi, per la valutazione della pioggia netta si adottano spesso metodologie più complesse della semplice adozione di un coefficiente di deflusso. Le principali perdite idrologiche che si determinano su un bacino idrografico sono:

- l'intercettazione, l'evaporazione e l'evapotraspirazione determinate dalla vegetazione;
- la ritenzione nelle depressioni superficiali;
- l'infiltrazione nelle superfici permeabili.

Le perdite dovute all'intercettazione, all'evaporazione e alla evapotraspirazione risultano modeste nell'ambito dei singoli eventi di piena. Esse assumono invece maggiore importanza quando vengano presi in conto periodi di notevole durata comprendenti anche numerosi eventi di pioggia poco rilevanti. Ne consegue che tali perdite non vengono normalmente considerate nell'ambito dei modelli di piena, mentre devono essere tenute in conto quando si fa riferimento a modelli completi.

Meno significativa, ma non sempre trascurabile, potendo raggiungere talvolta alcuni millimetri di pioggia, è la perdita che avviene sul bacino per l'immagazzinamento nelle depressioni superficiali del terreno, dalle quali l'acqua viene successivamente sottratta per evaporazione o per infiltrazione.

L'infiltrazione sulle aree permeabili o semipermeabili dei bacini è senz'altro il fenomeno quantitativamente più ragguardevole dei tre.

4.1. Intercettazione, evaporazione ed evapotraspirazione.

La perdita per intercettazione ed evaporazione è l'aliquota di precipitazione che è trattenuta dalla vegetazione e, assorbita da questa o restituita all'atmosfera attraverso l'evaporazione, non raggiunge il suolo.

L'altezza totale di pioggia intercettata è, quindi, somma di una quantità molto piccola (0.2 - 1.2 mm) trattenuta sul fogliame e di una quantità che, evaporando, continuamente si rinnova. Quest'ultima è proporzionale, oltre che alla superficie bagnata e alla durata della pioggia, anche ad un fattore di evaporazione strettamente dipendente dalla temperatura e dall'umidità dell'aria. Così la perdita per intercettazione ed evaporazione è essenzialmente concentrata all'inizio dell'evento piovoso ed è percentualmente tanto più alta quanto più piccolo è l'ammontare della precipitazione. Ne consegue che, anche per aree boschive o con densa copertura a verde, la perdita per intercettazione ed evaporazione, nel caso di singolo evento meteorico con elevata intensità e concentrato nel tempo, assume valori percentuali molto piccoli.

La perdita per evapotraspirazione dipende, invece, da un processo simile a quello dell'evaporazione, solo che, in questo caso, le piante sottraggono l'acqua dai primi strati del terreno nei quali è pervenuta per infiltrazione, e la reimmettono nell'atmosfera tramite la traspirazione. Questo fenomeno, mentre influenza il bilancio annuo rendendo, nel tempo, il terreno di nuovo idoneo ad assorbire maggiori quantità d'acqua per infiltrazione, è praticamente da non considerare nel caso del singolo evento con elevata intensità e concentrato nel tempo, in quanto in questo caso la sua azione sulla variazione di capacità d'infiltrazione nel terreno è trascurabile.

Nel caso di modelli di piena applicati a bacini idrografici per la stima della massima portata al colmo di piena da assumere a base del dimensionamento di interventi di sistemazione idraulica, viste anche le caratteristiche delle precipitazioni massime in tal caso utilizzate, ed in favore di sicurezza, queste due prime cause di perdita vengono trascurate.

4.2. Ritenzione nelle depressioni superficiali.

Prima che le precipitazioni su un bacino diano luogo a scorrimento superficiale si verifica un'ulteriore sottrazione di volume che può essere considerato composto da due termini: la quantità d'acqua necessaria a "bagnare" la superficie scolante (rappresentata dal velo d'acqua sul suolo soggetto alla tensione superficiale) e la quantità d'acqua che va ad immagazzinarsi nelle vere e proprie depressioni del suolo. Questi volumi, infatti, non sono più disponibili al deflusso e vengono riportati nel ciclo idrologico solo per effetto dell'evaporazione e dell'infiltrazione alla fine della pioggia. E' evidente che l'entità di tali perdite dipende strettamente dal tipo e dallo stato di copertura del bacino.

In letteratura sono ormai disponibili diversi metodi per la valutazione quantitativa del fenomeno della ritenzione, alcuni basati sulla stima globale della parte di precipitazione iniziale del pluviogramma di progetto che viene intercettata, altri basati sulla determinazione dell'andamento temporale del fenomeno di riempimento e saturazione delle depressioni; tutti ovviamente fortemente dipendenti dalla natura e dalle caratteristiche del terreno.

Tuttavia dette perdite, oltre che essere iniziali, possono normalmente avere, specie su bacini antropizzati e di modeste estensioni, modesta entità, talché, appena si considera un evento meteorico non isolato, ma inserito in un più ampio contesto di un periodo piovoso, la probabilità che dette capacità siano ormai riempite è molto alta. Ne consegue che nei modelli volti alla stima delle portate di progetto non solo è irrilevante considerare queste perdite, ma anzi è opportuno trascurarle, tenuto conto che l'ipotesi di evento di pioggia critico all'interno di un più ampio periodo piovoso è certamente molto più realistica di quella di evento isolato non preceduto da alcuna precipitazione, anche di piccola altezza.

4.3. Infiltrazione nei suoli impermeabili.

L'infiltrazione costituisce il fenomeno di maggiore rilevanza per la determinazione del bilancio tra pioggia sul bacino e pioggia efficace ai fini del deflusso in alveo.

Si definiscono:

- *infiltrazione*: la velocità con cui l'acqua viene sottratta dalla superficie del suolo;
- *capacità d'infiltrazione*: la massima velocità con cui un suolo, in qualsiasi condizione, è capace di assorbire acqua.

Se l'entità di pioggia è inferiore alla capacità di infiltrazione, l'infiltrazione coinciderà con la pioggia stessa; nel caso contrario l'infiltrazione coinciderà con la capacità di infiltrazione e l'eccesso di pioggia rispetto a questa darà luogo al deflusso superficiale. Risulta quindi fondamentale conoscere il valore della capacità di infiltrazione dei diversi suoli, nelle varie condizioni.

Il fenomeno dell'infiltrazione può essere considerato come una successione di tre fasi: l'entrata della pioggia nella superficie del suolo, la propagazione attraverso la tessitura di questo e la conseguente saturazione dei vuoti presenti. Ognuna di queste fasi influenza la capacità di infiltrazione: infatti l'acqua sottratta dal suolo non potrà essere maggiore di quanto possa entrare nella sua superficie né più di quanto consenta la trasmissione verso il basso attraverso la tessitura dei vari strati di terreno attraversati e, d'altra parte, a parità di infiltrazione in superficie, il fronte di umidità nel terreno avanzerà tanto più velocemente quanto minore è la porosità di questo.

La capacità di infiltrazione dipende quindi non solo dalla tessitura del terreno, ma anche dallo stato dello strato superficiale di questo e, istante per istante, dallo spessore del suolo saturo d'acqua.

Una compattazione superficiale dovuta al transito di mezzi o al calpestio tende infatti a ridurre la capacità di infiltrazione, mentre la coltivazione del suolo, i prati e i boschi tendono ad aumentarla; l'aumento nel tempo, durante un evento, dello strato saturo di suolo tende, inoltre, a ridurre la capacità di infiltrazione, a causa del corrispondente aumento della lunghezza dello strato attraverso cui l'acqua deve filtrare.

Vi sono in generale due differenti approcci per determinare l'andamento nel tempo della capacità d'infiltrazione: uno è basato sull'interpretazione teorica del fenomeno dell'infiltrazione, mentre l'altro tende a rappresentare tale fenomeno attraverso metodi di tipo empirico.

Per le applicazioni pratiche i metodi empirici o idrologici sono molto diffusi, in quanto di più semplice implementazione e di uso più consolidato. Nel caso in esame, la procedura utilizzata per il calcolo delle perdite, è quella del "Curve Number" (CN) del Soil Conservation Service. Questa procedura, sviluppata nel 1972, viene ormai largamente

utilizzata per l'interpretazione della dinamica temporale delle perdite, anche se originariamente non fu proposta a tale scopo.

La procedura si basa sull'utilizzo della seguente equazione:

$$h_{netta}(t) = \frac{[H(t) - I]^2}{H(t) - I + S}$$

dove:

- $h_{netta}(t)$ è l'altezza di pioggia netta di durata t;
- $H(t)$ è l'altezza di pioggia lorda di stessa durata t;
- S è l'altezza d'acqua massima immagazzinabile nel terreno a saturazione;
- I è l'assorbimento iniziale, che viene assunto usualmente pari a $0.2 \cdot S$.

Il valore di S dipende dal valore del parametro CN, caratteristico del terreno, attraverso la relazione:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

I valori del CN vengono normalmente determinati in funzione delle caratteristiche di permeabilità del terreno e dell'uso del suolo dello stesso. Relativamente alla permeabilità, il Soil Conservation Service distingue quattro diversi tipi di suolo le cui caratteristiche vengono riportate nella tabella seguente.

TIPO DI SUOLO	DESCRIZIONE
A	<i>Scarsa potenzialità di deflusso</i> Compende forti spessori di sabbie con scarsissimo limo e argilla; anche forti spessori di ghiaie profonde e molto permeabili.
B	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente bassa</i> Comprende la maggior parte degli strati sabbiosi meno spessi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità d'infiltrazione anche a saturazione.
C	<i>Potenzialità di deflusso moderatamente alta</i> Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità d'argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità d'infiltrazione a saturazione.
D	<i>Potenzialità di deflusso molto alta</i> Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

Tabella 8 – Tipologie di suolo e caratteristiche idrauliche di permeabilità.

Con riferimento a condizioni standard di umidità del terreno agli inizi dell'evento di pioggia ("AMC", Antecedent Moisture Condition, di classe II) vengono riportati in letteratura i valori del CN per i diversi usi del suolo possibili sul territorio di un bacino idrografico, come mostrato nella seguente tabella.

Tipo di copertura (uso del suolo):	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Terreno coltivato:				
senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
con interventi di conservazione	62	71	78	81
Terreno da pascolo:				
cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Praterie:				
buone condizioni	30	58	71	78
Terreni boscosi o forestati:				
terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
Spazi aperti, prati rasati, parchi:				
buone condizioni con almeno il 75% dell'area con	39	61	74	80
condizioni normali, con copertura erbosa intorno al	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabilità 85%)	89	92	94	95
Distretti industriali (impermeabilità 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali (impermeabilità media %):				
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	75	83	87
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parcheggi impermeabili, tetti	98	98	98	98
Strade:				
Pavimentate con cordoli - fognature	98	98	98	98
inghiaiata o selciate e con buche	76	85	89	91
in terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Tabella 9 – Valori del CNII per diverse tipologie di copertura del suolo e diverse classi di permeabilità.

Per condizioni antecedenti l'evento di precipitazione molto umide (AMC di classe III) o molto asciutte (AMC di classe I) i valori del parametro CN vanno modificati in relazione alle curve e tabelle sperimentali determinate dal Soil Conservation Service.

Per tali curve è stata determinata anche una funzione di interpolazione, per renderne più agevole l'utilizzo.

$$CN_{AMCI} = \frac{4.2CN}{10 - 0.058CN} \quad CN_{AMCIII} = \frac{23CN}{10 + 0.13CN}$$

La tabella seguente riporta i valori di conversione del CN dalle condizioni di classe AMC II alle classi AMC I e AMC III.

Classe AMC		
I	II	III
100	100	100
87	95	98
78	90	96
70	85	91
57	75	88
51	70	85
45	65	82
40	60	78
35	55	74
31	50	70
15	30	50
9	20	37
4	10	22
0	0	0

Tabella 10 - Valori di conversione del CN dalle condizioni di classe AMC II alle classi AMC I e AMC III.

Le condizioni di umidità antecedenti l'evento, secondo il Soil Conservation Service, possono essere ricavate sulla base della precipitazione complessivamente caduta nei 5 giorni precedenti l'evento considerato, secondo quanto riportato nella tabella seguente.

Classe di AMC	Precipitazione totale nei 5 giorni precedenti l'evento [mm]	
	<i>Stagione di riposo</i>	<i>Stagione di crescita</i>
I	< 12.7	< 35.5
II	12.7 – 28.0	35.5 – 53.3
III	> 28.0	> 53.3

Tabella 11 - Condizioni di umidità antecedenti l'evento in funzione della precipitazione complessivamente caduta nei 5 giorni precedenti l'evento considerato.

5. CALCOLO DELLE PORTATE

Il modello afflussi – deflussi, che si è ritenuto di utilizzare nell'ambito del presente studio idrologico, è un modello di tipo globale, ossia applicato unitariamente all'intero bacino idrografico di interesse, che combina i risultati dell'analisi statistica delle precipitazioni, effettuata mediante le metodologie esposte, con il metodo del Curve Number per la valutazione del volume netto di pioggia disponibile per la formazione della piena.

La procedura si articola nei seguenti passi:

- calcolo del tempo di corrivazione;
- calcolo dell'altezza di pioggia puntuale;
- calcolo della pioggia netta;
- calcolo della portata al colmo.

Alla base della procedura vi sono le seguenti assunzioni:

- la massima piena avvenga per precipitazioni meteoriche con durata pari al tempo di corrivazione del bacino;
- il picco di piena abbia il medesimo tempo di ritorno della precipitazione che lo ha generato;
- la formazione della piena nel bacino ed il suo trasferimento lungo il reticolo idrografico avvenga senza la formazione di significativi invasi, nel caso si formino invasi il colmo di piena calcolato con questa metodologia sarà comunque sovrastimato, a favore di sicurezza.

In definitiva il calcolo della portata al colmo viene eseguito uguagliando il volume di pioggia netta, o efficace, al volume della piena descritta a mezzo di un idrogramma di assegnata forma.

5.1. Dati di base.

Una volta identificato il bacino idrografico di interesse sulla cartografia disponibile, si è proceduto al calcolo del Curve Number (CN) medio tramite un software in grado di effettuare elaborazioni di analisi spaziale.

È stata utilizzata come base la carta dell'uso del suolo e la carta della permeabilità del terreno desunta dalla carta litologica. Ad ogni tipologia di uso del suolo è stata attribuita la corrispondente classe di CN relativa alla classe di permeabilità del terreno in quell'area.

Quindi è stata fatta l'intersezione tra questa e tutti i poligoni relativi ai bacini analizzati.

Mediante elaborazioni di analisi spaziale si ottengono i valori di CN relativi a ciascuna cella ricadente nel bacino stesso.

Effettuando la media pesata del Curve Number data dalla formula:

$$\Sigma CN_i * A_i / A_{tot}$$

Dove:

- CN_i : è il valore del CN (AMC II) stimato per la cella i-esima;
- A_i : è l'area della singola cella;
- A_{tot} : è l'area dell'intero bacino idrografico in esame.

si ottengono infine i valori medi di CN per ogni bacino.

5.2. Calcolo del tempo di corrivazione.

Il calcolo del tempo di corrivazione (t_c) individua la durata dell'evento di precipitazione critico per il bacino. La sua stima può essere effettuata utilizzando una delle diverse formulazioni empiriche o semi-empiriche che ne correlano il valore a caratteri morfologici del bacino idrografico o dell'asta fluviale.

La scelta della formula per il calcolo del tempo di corrivazione è uno dei momenti critici della procedura qui descritta. Infatti, questo parametro è di tipo soggettivo e quindi la sua definizione è legata all'esperienza del progettista, che potrà avvalersi anche di quanto presente in letteratura o raccomandato dall'Autorità di Bacino, tenendo presente che una sottostima del tempo di corrivazione tenderà a fornire delle portate di maggior valore e viceversa.

Nell'ambito del presente studio, si è fatto riferimento a diverse formulazioni, ciascuna riconosciuta affidabile per la stima del tempo di corrivazione di bacini idrografici di determinate estensioni.

Tutte le formulazioni risultano ampiamente documentate in letteratura e di consolidato uso nella pratica progettuale. Le formulazioni di Ventura, Pasini, Viparelli sono indicate nello studio VAPI come adatte ai bacini alla Sardegna.

La formula di Ventura è la seguente:

$$t_c = 0.1272 (A / I)^{0.50}$$

dove:

- t_c : tempo di corrivazione espresso in ore;
- A : area del bacino in kmq;
- I : pendenza media dell'asta fluviale in m/m.

Le Linee Guida del PAI ed il VAPI indicano come valida e particolarmente adatta per i piccoli bacini della Sardegna la formula di Pasini:

$$t_c = \frac{0.108(A * L)^{1/3}}{I^{1/2}}$$

dove:

- t_c : tempo di corrivazione in ore;
- A : area del bacino in km²;
- L : lunghezza dell'asta fluviale in km;
- I : pendenza media del reticolo idrografico in m/m.

Secondo la formulazione del Viparelli il t_c è dato dalla seguente espressione:

$$t_c = L / 3.6 V$$

dove:

- L : lunghezza dell'asta fluviale in km;
- V velocità media di scorrimento che si può porre pari a circa 1.0 m/s.

I calcoli idrologici del tempo di corrivazione e delle portate al colmo sono ovviamente riferiti alla sezione di chiusura relativa agli attraversamenti del tracciato di progetto.

L'ubicazione delle sezioni di chiusura, così come la perimetrazione dei relativi bacini idrografici, è riportata nella Corografia dei bacini allegata al progetto.

5.3. Calcolo dell'altezza di pioggia puntuale.

La stima degli afflussi meteorici sui bacini e conseguentemente il calcolo dell'altezza di pioggia puntuale di assegnato tempo di ritorno viene effettuato adottando la metodologia regionale studiata nell'ambito del VAPI Sardegna.

Tale scelta deriva dal fatto che le stazioni pluviometriche più prossime ai bacini in oggetto non risultano provviste di serie storiche di dati di estensione significativa per l'analisi probabilistica, mentre l'analisi regionalizzata può contare su campioni di dati molto più numerosi.

Data la scelta metodologica effettuata, per ovvie ragioni, i parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometrica adottate sono stati assunti costanti sui bacini ipotizzandone una distribuzione geografica uniforme sul territorio.

5.4. Calcolo della pioggia netta.

Il calcolo della pioggia netta, ovvero del volume della piena, viene effettuato in base al metodo del Curve Number, formulato dal Soil Conservation Service nel 1972, già sopra brevemente descritto.

Come esposto, tale metodo mette in relazione l'altezza H di pioggia afflitta con l'altezza di pioggia netta h_n defluita in rete attraverso la seguente formula:

$$h_{netta}(t) = \frac{[H(t) - I]^2}{H(t) - I + S}$$

dove S rappresenta la massima ritenzione del bacino ed è funzione del tipo di terreno, del suo grado di saturazione e dell'uso del suolo, e viene espresso sotto la forma:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

CN o "Runoff Number" è quel coefficiente sperimentale che tiene conto delle caratteristiche del bacino che sono state classificate dallo U.S. Soil Conservation Service.

Per determinare il CN occorre stabilire prima di tutto la classe di appartenenza del suolo, il tipo di copertura, quale è la destinazione d'uso del suolo e, infine, le sue condizioni idrauliche.

Il metodo SCS è basato su un sistema di classificazione del suolo in quattro classi di permeabilità individuate dalle lettere A,B,C,D, già riportate nella Tabella 8.

Il valore del CN varia a seconda dell'utilizzo e della gestione del suolo, poiché ciascun tipo di terreno può essere caratterizzato da un diverso grado di sfruttamento: basso, medio, alto.

Inoltre, a seconda delle condizioni idrauliche del terreno, si può avere un suolo asciutto (condizione I), un suolo medio (o AMC II) ed infine un suolo completamente saturo (condizione AMC III).

Nel caso di terreni variegati possono essere identificate le categorie fondamentali per definire un cosiddetto coefficiente CN pesato. Se, in particolare, si chiamano $p_1, p_2, p_3, \dots, p_n$ le percentuali della superficie totale A , aventi rispettivamente valori del coefficiente $CN_1, CN_2, CN_3, \dots, CN_n$, il valore del CN da assumere per il bacino è ricavabile col criterio "pesato" attraverso la relazione:

$$CN = p_1 CN_1 + p_2 CN_2 + p_3 CN_3 + \dots + p_n CN_n$$

I valori del CN per ogni singola categoria sono quelli desumibili dalla seguente tabella. Tali valori, forniti dal SCS si riferiscono a condizioni di saturazione del suolo non estreme (AMC II).

Uso del Suolo		Tipo di Suolo SCS			
Codice	Descrizione	A	B	C	D
1	Parc impermeabili, tetti	84	86	89	91
2	Urbanizzato	77	81	85	90
3	Seminativo	67	76	78	83
4	Seminativo arborato	50	61	71	82
5	Prati, pascoli ,incolti	54	62	70	80
6	Bosco rado	45	56	66	77
7	Bosco misto	35	48	60	73

Tabella 12 – Valori del CN per diverse tipologie di copertura del suolo e classi di permeabilità idraulica.

Per il calcolo della pioggia netta si è quindi proceduto alla stima del valore medio del Curve Number per i vari bacini di progetto, effettuando una media pesata sull'area dei diversi valori assunti dal parametro sul bacino in funzione delle caratteristiche di uso del suolo e di permeabilità del terreno.

La stima è stata condotta prima per il CN riferito a condizioni di umidità medie (AMC II). Successivamente, il valore ottenuto è stato trasformato, tramite le relazioni esposte al paragrafo precedente, in quello corrispondente a condizioni iniziali di umidità del terreno a saturazione completa. Tale assunzione risulta infatti più cautelativa e raccomandata dalle procedure di stima idrologiche di molte Autorità di Bacino.

Utilizzando il valore di CN riferito a condizioni di terreno saturo, sicuramente molto cautelativo, si sono ottenute le seguenti altezze di pioggia netta (riferite alla durata critica):

5.5. Calcolo della portata al colmo.

Il calcolo della portata al colmo deve essere determinato sulla base di una forma predefinita di idrogramma e quindi uguagliando l'apporto meteorico efficace al volume di deflusso.

La forma dell'idrogramma qui proposta è quella del Ghirardelli, ossia il classico idrogramma triangolare, avente tempo di risalita e tempo di discesa pari al tempo di corrivazione.

Pertanto il valore della portata al colmo risulta:

$$Q_c = \frac{r * h_n * A}{3,6 * T_c}$$

dove:

- Q_c : portata al colmo;
- R : fattore di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino;
- h_n : pioggia netta;
- A : superficie del bacino;
- T_c : tempo di corrivazione.

Nella seguente tabella si riportano le portate duecentennali in corrispondenza di ciascuna interferenza idraulica. Per i bacini minori sono state esplicitate anche le caratteristiche dei bacini idrografici. Per i bacini principali fare, invece, riferimento al documento T00ID00IDRRE01A denominato "Studio idrologico ed analisi idraulica delle maggiori criticità" e redatto dall'università di Cagliari – Centro interdipartimentale di Ingegneria e Scienze Ambientali.

Tr 200 ANNI	Rio	KM	cod bacino	A	L	Hmax	Ho	i	tc	tc	tc	tc	h _{torzo}	CN _{III}	S	I	h _{netta}	r	Q ₂₀₀
									Ventura	Pasini	Viparelli	assunto							
				Kmq	Km	m	m	m/m	ore	ore	ore	ore	mm				mm		mc/s
	Is Corrias	1+150	1a	3.90															41.1
Zona svincolo 131	Is Corrias	1+635	1b	1.32															16.6
Zona svincolo 131	Is Corrias	3+620	1c	1.09															16.1
Zona svincolo 131	Is Corrias	3+900	1d	0.43															6.6
Viadotto Fosso Saliu	Saliu	5+415	2	8.40															55.8
Svincolo n.3 - Monserrato	Mortu	5+956	3	3.40															24.2
Svincolo n.4 - Selargius Ovest	S. Lussorio	7+100	4	1.80															12.3
Svincolo n.4 - Selargius Ovest	Sugoddu	7+639	5a	0.22	0.8	25	17	0.01	0.58	0.57	0.21	0.21	26.87	83	52.0	10.4	4.0	0.96	1.1
Svincolo n.4 - Selargius Ovest	Sugoddu	8+021	5b	0.92	1.3	28	17	0.01	1.33	1.25	0.36	0.36	36.05	83	52.0	10.4	8.5	0.94	5.7
Svincolo n.4 - Selargius Ovest	Sugoddu	8+189	5c	0.34	1.5	25	17	0.01	1.00	1.15	0.40	0.40	38.22	83	52.0	10.4	9.7	0.96	2.2
Svincolo n.5 - Selargius Centro	Nou	8+350	6	20.40															92.6
Svincolo n.6 - Selargius Est	Selargius	9+210	7	1.54	3.1	60	22	0.01	1.42	1.63	0.85	0.85	57.07	86	41.3	8.3	26.4	0.95	12.6
Svincolo n.7 (Viadotto Quartuccio)	Is Cungiagus	10+060	8	12.30															83.1
Svincolo n.7 (Viadotto Quartuccio)	-	10+356	9	0.30	1.5	50	20	0.02	0.49	0.59	0.42	0.42	38.92	91	25.1	5.0	19.5	0.96	3.8
Svincolo n.7 (Viadotto Quartuccio)	-	10+490	10	0.21	1.3	50	20	0.02	0.38	0.46	0.36	0.36	36.05	91	25.1	5.0	17.1	0.97	2.7
SVINCOLO S.S. n°125	-	10+766	11	0.16	1	40	21	0.02	0.37	0.43	0.28	0.28	31.33	91	25.1	5.0	13.5	0.97	2.1
S.S. n°125	-	0+975	12	0.69	1.35	80	18	0.05	0.49	0.49	0.38	0.38	36.79	91	25.1	5.0	17.7	0.95	8.6

Tabella 13 – Portate duecentennali di progetto

6. VERIFICHE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

6.1. Introduzione

L'analisi delle interazioni che si verificano fra la corrente idrica, l'alveo del corso d'acqua in cui questa defluisce e le strutture in alveo degli attraversamenti fluviali è stata oggetto negli ultimi anni di una rinnovata attenzione da parte di progettisti e ricercatori.

Nei paragrafi seguenti, dopo una sintesi dei principali riferimenti normativi relativi alla progettazione ed alla verifica della sicurezza degli attraversamenti fluviali, sono brevemente descritti gli approcci metodologici, i parametri idraulici e le formule applicative utilizzate per la valutazione quantitativa delle caratteristiche della corrente idrica in corrispondenza degli attraversamenti in progetto.

6.2. Riferimenti normativi

6.2.1. Prescrizioni normative del Ministero dei Lavori Pubblici

In Italia i riferimenti normativi ai quali si deve attenere il progettista degli attraversamenti fluviali sono contenuti nel Decreto Ministeriale del 2 agosto 1980 e in quello del 4 maggio 1990, ai quali ha fatto seguito la Circolare n. 34233 emanata in data 25 febbraio 1991 dal Ministero dei Lavori Pubblici, recante "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali". Recentemente il DM 14/01/08 più noto come "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successivamente la Circolare esplicativa n. 617 del 2-2-2009 ha integrato in alcune parti, riguardanti prevalentemente le azioni da prevedere per i calcoli statici, le norme dei precedenti decreti.

Le norme prescrivono di assumere normalmente quale portata di progetto quella corrispondente a un tempo di ritorno non inferiore a duecento anni per la quale i calcoli idraulici dovranno verificare la sussistenza di un franco minimo tra il livello di massima piena e l'impalcato del ponte.

Viene inoltre suggerito di stimare la frequenza probabile dell'evento di piena che dà luogo all'annullamento del franco ed in ogni caso si stabilisce che, per i corsi d'acqua arginati, la quota di sottotrave del ponte deve essere non inferiore a quella della sommità arginale.

Nel complesso, le norme emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici fissano il quadro di riferimento per lo sviluppo della relazione sugli aspetti idrologici, idrografici ed idraulici prescritta a corredo della progettazione dell'attraversamento fluviale, delineando anche i criteri generali che devono guidare l'articolazione di tale relazione.

6.2.2. Prescrizioni normative dell'Autorità di Bacino della Regione Sardegna

Premesso che, come già accennato nella Relazione Idrologica, dall'analisi della documentazione cartografica allegata al PAI (inclusi gli aggiornamenti dello "Studio CINSA" e del PSFF) si è riscontrato che l'intervento in progetto risulta interessare alcune aree perimetrate a pericolosità o

rischio idraulico, assoggettabili alle disposizioni di cui al Titolo III delle Norme di Attuazione del PAI.

E' stata pertanto condotta un'attenta analisi idraulica volta a dimostrare la compatibilità idraulica delle soluzioni proposte per risolvere le interferenze idrauliche del tracciato nel seguito dettagliate, riguardanti non solo i corsi d'acqua perimetrati nel PAI ma anche quelli non inclusi nelle aree di pericolosità o rischio idraulico.

In tale analisi sono stati tenuti in debita considerazione gli obiettivi, finalità, indirizzi e raccomandazioni contenute nel PAI e di seguito brevemente citati.

In particolare l'**Allegato E** alle Norme del PAI, dà indicazioni circa i criteri per la predisposizione degli studi di compatibilità idraulica di cui all'articolo 24 delle norme stesse.

Per quanto riguarda gli scenari di riferimento presi in considerazione nelle verifiche di compatibilità idraulica degli attraversamenti è stata assunta la portata di progetto relativa al tempo di ritorno di 200 anni ed un franco minimo, tra il livello di massima piena e la quota di intradosso, calcolato secondo le indicazioni contenute all'interno dell'art. 21 comma 2 lettera d "Indirizzi per la progettazione, la realizzazione e manutenzione delle infrastrutture" delle Norme del PAI aggiornate all'8/10/2013:

2. *Le disposizioni e norme tecniche tendono a stabilire principi generali e prescrizioni affinché le attività di progettazione, realizzazione e manutenzione di cui al precedente comma:*

.....omissis

d. *garantiscono un franco sul livello della portata di progetto, per velocità medie della corrente inferiori a 8 m/s, pari a quanto indicato dall'analisi modellistica sul franco idraulico approvata dal Comitato istituzionale dell'Autorità di Bacino, corrispondente al massimo tra:*

1) $0,7 \cdot v^2 / 2g$, dove indica la velocità media della corrente;

2) un metro;

3) $0,87 \cdot \sqrt{y} + \alpha y'$, dove y è la profondità media della corrente, y' è l'altezza della corrente areata ed α un coefficiente che varia linearmente tra 0 e 1 quando la velocità varia tra 5 m/s e 15 m/s, con le limitazioni che il valore $0,87 \cdot \sqrt{y}$ sarà assunto al massimo pari a 1,5 ed y' viene assunto pari a 2 metri o alla profondità media, se questa risulta minore di 2.

Per velocità superiori a 8 m/s il franco sarà almeno pari all'intera altezza cinetica $v^2/2g$;

(lettera così modificata dal Decreto del Presidente della Regione Sardegna n° 148 del 26 ottobre 2012)

6.3. Metodi di Calcolo

Le verifiche idrauliche relative ad ogni attraversamento idraulico analizzato sono state svolte sulla base dei criteri illustrati nel prosieguo del presente capitolo.

I criteri utilizzati sono riassumibili come segue:

1. Per i corsi d'acqua o gli impluvi dove l'attraversamento stradale è costituito da tombini è stato utilizzato un foglio di calcolo Excel, creato sulla base delle formule classiche della letteratura, in grado di fornire l'altezza del pelo libero a monte ed in corrispondenza dell'imbocco dei tombini ed il relativo grado massimo di riempimento.
2. Per i restanti corsi d'acqua attraversati in viadotto è stata effettuata la verifica della sezione di attraversamento in regime di moto uniforme, onde verificare la compatibilità idraulica nei confronti della stessa opera di attraversamento.

6.3.1. Tombini: metodologia di verifica utilizzata

Per la verifica idraulica dei tombini principali è stato elaborato un foglio di calcolo Excel in grado di fornire a partire dai dati di progetto (portata, geometria dell'attraversamento, pendenza del fondo, scabrezza e caratteristiche a valle) i valori del grado di riempimento e del livello del carico totale a monte, sulla base delle formule classiche della letteratura in materia.

Il foglio di calcolo, a partire dai dati di progetto, determina il valore della pendenza critica (i_c), avendo fissato la portata (Q) e la geometria dell'opera. Dal confronto della pendenza critica (i_c) con la pendenza di progetto (i), e dal confronto tra l'altezza critica della corrente (y_c) e l'altezza idrica imposta a valle (y_o) si determina la tipologia del regime di funzionamento idraulico:

1. Corrente veloce (condizione in cui $i > i_c$);
2. Corrente lenta (condizione in cui $i < i_c$);
3. Corrente rigurgitata (condizione in cui $y_o > y_c$)

Determinato il regime di funzionamento idraulico, si procede ad individuare l'altezza massima del pelo libero all'interno del tombino ed il carico totale a monte dello stesso.

La portata di calcolo Q è espressa in maniera implicita a partire dal carico totale a monte (H), ed è dipendente dal regime della corrente all'interno del tombino, in particolare:

nel caso 1. la portata può essere calcolata imponendo che nella sezione di imbocco si formi l'altezza critica

$$H - \Delta h_i = h_c + \frac{A_c}{2 \cdot B_c}$$

dove

H è il carico totale a monte dell'imbocco;

Δh_i è la perdita di carico all'imbocco pari a $\Delta h_i = 0,3 \cdot \frac{v_c^2}{2g}$;

h_c , A_c , B_c sono rispettivamente l'altezza, l'area bagnata, e la larghezza del pelo libero critico.

Nei casi 2. e 3. la portata può essere calcolata applicando la nota relazione dello stramazzo rigurgitato

$$Q = (0,59 \cdot S_2 + \frac{2}{3} \cdot 0,66 \cdot S_1) \sqrt{2g \cdot y_1}$$

$$H = y_1 + y_2$$

dove

S_1 ed S_2 sono rispettivamente l'area bagnata corrispondente alla parte superiore funzionante come stramazzo libero e alla parte inferiore funzionante come luce a battente;

y_1 e y_2 sono le corrispondenti altezze idriche;

Il calcolo del valore (H) viene quindi condotto iterativamente mediante il risolutore, in ambiente Excel, ponendo nulla la differenza tra la portata di progetto fissata inizialmente e quella di calcolo, facendo variare il termine H.

Le caratteristiche del tombino devono essere tali che:

A) il grado di riempimento sia inferiore al 70%.

B) il rapporto tra il carico totale della corrente a monte del tombino, e l'altezza dello stesso sia minore o al massimo uguale a 1.5, condizione necessaria e sufficiente perché il tombino non vada

in pressione, ovvero: $\frac{H}{D} \leq 1.5$

C) venga rispettato il prescritto franco idraulico rispetto all'intradosso della soletta superiore.

Dai calcoli effettuati relativamente alle portate duecentennali precedentemente calcolate si ottengono i risultati contenuti nel prosieguo. L'identificativo di ciascun tombino fa riferimento alla numerazione progressiva utilizzata nell'individuazione dei corsi d'acqua interferenti.

6.3.2. Verifica idraulica in regime di moto uniforme

La definizione delle caratteristiche idrauliche della piena duecentennale relativa ai corsi d'acqua con attraversamento in viadotto è stata effettuata in regime di moto uniforme.

Tale elaborazione ha permesso di determinare, relativamente alle portate duecentennali precedentemente calcolate in corrispondenza di ciascun attraversamento idraulico, l'altezza del pelo libero, la velocità della corrente, l'ampiezza orizzontale della piena, ecc., permettendo in ultima analisi la verifica della rispondenza delle opere progettate ai criteri contenuti dalla norme tecniche vigenti in materia.

L'espressione utilizzata è quella di Chezy:

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{Ri}$$

nella quale:

Q (m³/s) è la portata;

A (m²) è l'area della sezione utile di deflusso;

R (m) è il raggio idraulico;

i (-) è la pendenza del canale.

Per quel che riguarda il coefficiente χ è stata adottata l'espressione di Manning:

$$\chi = (1/n) \cdot R^{1/6}$$

dove n rappresenta la scabrezza dell'alveo.

I tabulati di calcolo relativi alle elaborazioni di cui sopra sono riportati nel prosieguo della presente.

7. ANALISI DELLE INTERFERENZE IDRAULICHE

Nella tabella successiva sono riportate tutte le interferenze idrauliche di progetto. Le interferenze principali (1) Rio Corrias; 2) Rio Saliu; 3) Rio Mortu; 4) Rio San Lussorio) sono trattate nel documento T00ID00IDRRE01A a cui si rimanda integralmente.

Le rimanenti interferenze sono analizzate nel prosieguo della presente relazione.

IDROGRAFIA DEGLI ELEMENTI IDRICI INTERFERENTI CON LA SS554					
BACINO IMBRIFERO				OPERA IDRAULICA	
Numero	Nome	Superficie	Q ₂₀₀	Tipologia	Progressiva
		Kmq	mc/s		Km
1	Is Corrias	3.90	41.1	Canale in terra 3.00 x 14.00 x 3.00	1+150
1c	Is Corrias	1.32	16.6	Tombino scatolare 12.00 x 3.50	1+635
1b	Is Corrias	1.09	16.1	Tombino scatolare 5.00 x 3.50	3+620
1a	Is Corrias	0.43	6.6	Tombino scatolare 4.00 x 3.00	3+900
2	Saliu	8.35	55.8	Ponte Rio Saliu	5+415
3	Mortu	3.40	24.2	Tombino a doppia canna 4.0 x 2.0	5+956
4	San Lussorio	2.20	12.3	N.2 Tombini 4.00 x 2.50	7+100
5a	Sugoddu	0.22	1.1	Batteria di N.3 Tombini 2.00 x 1.50	7+639
5b	Sugoddu	0.92	5.7	Tombino scatolare 2.00 x 2.00	8+021
5c	Sugoddu	0.34	2.2	Tombino scatolare 2.00 x 2.00	8+189
6	Nou	18.90	92.6	Viadotto Selargius Centro	8+350
7	Selargius	1.84	28.3	Viadotto Selargius Centro II	9+210
8	Is Cungiaus	12.50	83.1	Ponte Rio Is Cungiaus	10+060
9	-	0.30	3.8	Tombino scatolare 3.00 x 1.50	10+356
10	-	0.21	2.7	Tombino scatolare 3.00 x 1.50	10+490
11	-	0.16	2.1	Tombino scatolare 3.00 x 1.50	10+766
12	-	0.69	8.6	Tombino scatolare 4.00 x 2.00	0+975 (S.S. n°125)

Tabella 14 – Interferenze idrauliche

7.1. Sugoddu

Tra gli svincoli n°4 Selargius Ovest e n°5 Selargius Centro, il tracciato della SS554 interseca il bacino denominato "Sugoddu".

Il tratto interessato è compreso tra le progressive 7+400 e 8+300. Sono previsti una serie di tombini scatolari posti sulla SS554, in grado di consentire l'attraversamento dei deflussi idrici generati a monte.

Il bacino drenante complessivo presenta una superficie pari a circa 1.30 Kmq.

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica delle opere suddette sia rispetto alla sicurezza dell'infrastruttura che al regime di deflusso delle acque nelle condizioni post-operam.

Condizioni post-operam

Nelle condizioni post-operam, come più sopra richiamato, i deflussi meteorici intersecanti la SS554 sono intercettati da un sistema di fossi di guardia perimetrali all'opera stessa, ed indirizzati verso tre attraversamenti in tombino. I deflussi, a valle dell'attraversamento, sono raccolti da una serie di fossi di guardia che ne consentono lo scarico lungo l'impluvio del bacino.

Il primo attraversamento è rappresentato da una batteria di n. 3 tombini scatoari 2.00x1.50, con lunghezza media pari a 50.80 m, ed è collocato in corrispondenza della progressiva 7+639 della SS554.

Il secondo attraversamento è rappresentato da un tombino scatolare 2.0x2.0, con lunghezza pari a 53.90 m, ed è collocato in corrispondenza della progressiva 8+021 della SS554.

Il terzo attraversamento è rappresentato da un tombino scatolare 2.0 x 2.0, con lunghezza pari a 56.50 m, che interessa il tracciato della SS554 in corrispondenza della progressiva 8+189.

Per ognuno dei tre attraversamenti, sono state valutate l'estensione e le caratteristiche del bacino drenante, in modo da poter stimare le portate di progetto incidenti sull'opera.

Le stime dei valori di portata sono state effettuate per valori di tempo di ritorno pari a 200 anni, in conformità alle indicazioni riportate sul Piano di Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino della Regione Sardegna.

Tr 200 ANNI	Progressiva	cod bacino	A	L	Hmax	Ho	i	tc	tc	tc	tc	h _{lorda}	CN _{III}	h _{netta}	Q ₂₀₀				
																Ventura	Pasini	Viparelli	assunto
																ore	ore	ore	ore
			Kmq	Km	m	m	m/m	ore	ore	ore	ore	mm		mm	mc/s				
Svincolo n.4 - Selargius Ovest	7+639	5a	0.22	0.8	25	17	0.0107	0.58	0.57	0.21	0.21	26.87	83	4.0	1.1				
Svincolo n.4 - Selargius Ovest	8+021	5b	0.92	1.3	28	17	0.0085	1.33	1.25	0.36	0.36	36.05	83	8.5	5.7				
Svincolo n.4 - Selargius Ovest	8+189	5c	0.34	1.5	25	17	0.0055	1.00	1.15	0.40	0.40	38.22	83	9.7	2.2				

Di seguito sono riportate le verifiche delle opere di attraversamento con i valori di portata di progetto.

TOMBINO SCATOLARE			
IDENTIFICATIVO TOMBINO			
BATTERIA DI TOMBINI KM7+639			
REGIME DI CORRENTE			
veloce ($i > i_c$)			
CARATTERISTICHE TOMBINO			
1.50	D	m	altezza tombino
2.00	B	m	larghezza tombino
50.80	L	m	lunghezza tombino
0.0100	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
CONDIZIONI IMPOSTE			
	y_o	m	altezza pelo libero allo sbocco
0.36	Q	mc/s	portata di progetto
CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE			
0.12	y	m	altezza di moto uniforme
0.15	y_c	m	altezza critica
1.21	v_c	m/s	velocità critica
0.30	A_c	mq	area critica
0.13	R_c	m	raggio idraulico critico
0.00501	i_c	m/m	pendenza critica
RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE			
0.30	A	mq	area deflusso all'imbocco
1.21	v	m/s	velocità all'imbocco
0.02	DH	m	perdita all'imbocco
0.25	H	m	carico a monte dell'imbocco
VERIFICA			
10%	GR		TOMBINO VERIFICATO ($GR < 70\%$)
0.16	H/D		TOMBINO VERIFICATO ($H/D < 1,5$)

TOMBINO SCATOLARE			
IDENTIFICATIVO TOMBINO			
SCATOLARE KM8+021			
REGIME DI CORRENTE			
veloce ($i > i_c$)			
CARATTERISTICHE TOMBINO			
2.00	D	m	altezza tombino
2.00	B	m	larghezza tombino
53.90	L	m	lunghezza tombino
0.0100	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
CONDIZIONI IMPOSTE			
	y_o	m	altezza pelo libero allo sbocco
5.70	Q	mc/s	portata di progetto
CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE			
0.75	y	m	altezza di moto uniforme
0.94	y_c	m	altezza critica
3.04	v_c	m/s	velocità critica
1.88	A_c	mq	area critica
0.48	R_c	m	raggio idraulico critico
0.00545	i_c	m/m	pendenza critica
RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE			
1.88	A	mq	area deflusso all'imbocco
3.04	v	m/s	velocità all'imbocco
0.14	DH	m	perdita all'imbocco
1.55	H	m	carico a monte dell'imbocco
VERIFICA			
47%	GR		TOMBINO VERIFICATO ($GR < 70\%$)
0.77	H/D		TOMBINO VERIFICATO ($H/D < 1,5$)

TOMBINO SCATOLARE			
IDENTIFICATIVO TOMBINO			
SCATOLARE KM8+189			
REGIME DI CORRENTE			
veloce (i>ic)			
CARATTERISTICHE TOMBINO			
2.00	D	m	altezza tombino
2.00	B	m	larghezza tombino
56.50	L	m	lunghezza tombino
0.0100	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
CONDIZIONI IMPOSTE			
-	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
2.20	Q	mc/s	portata di progetto
CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE			
0.39	y	m	altezza di moto uniforme
0.50	yc	m	altezza critica
2.21	vc	m/s	velocità critica
1.00	Ac	m ²	area critica
0.33	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00477	ic	m/m	pendenza critica
RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA VALLE			
0.39	Yi	m	altezza idrica all'imbocco
0.77	Ai	m ²	area deflusso all'imbocco
2.84	vi	m/s	velocità all'imbocco
0.12	DH	m	perdita all'imbocco
0.39	y1	m	altezza stramazzo libero
0.39	y2	m	altezza luce a battente
0.78	S1	m ²	area stramazzo libero
0.77	S2	m ²	area luce a battente
0.90	H	m	carico a monte dell'imbocco
VERIFICA			
25%	GR		TOMBINO VERIFICATO (GR<70%)
0.41	H/D		TOMBINO VERIFICATO (H/D<1,5)

I risultati delle verifiche mostrano come risultino rispettati, per tutti gli attraversamenti in oggetto, i franchi di sicurezza prescritti dalla Normativa.

7.2. Il Rio Nou

Circa 200 m ad Ovest dello svincolo n.5 Selargius Centro, il tracciato supera il corso d'acqua denominato Rio Nou.

Attualmente la SS554 attraversa il corso d'acqua mediante ponte a tre campate.



Figura 5 - Rio Nou – Ponte esistente sulla SS 554

L'attraversamento del corso d'acqua in progetto è invece realizzato mediante viadotto a più campate (Viadotto Selargius Centro) di lunghezza pari a circa 352m.

Il Rio Nou alla sezione di interferenza con l'infrastruttura in progetto presenta un bacino di superficie pari a circa 18.9 Km².

L'alveo ordinario si presenta, nel tratto di interesse, mediamente inciso con pendenza di fondo pari a circa il 0,6%.

Scopo della presente verifica è di accertare la compatibilità idraulica delle opere suddette rispetto alla sicurezza dell'infrastruttura.

Condizioni ante-operam.

Per la valutazione delle condizioni ante-operam, si è tenuto conto degli studi di compatibilità idraulica redatti per conto dell'Autorità di Bacino della Regione Sardegna.

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena del Rio Nou, nella condizione ante operam è stata condotta tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 1212 m.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 16 sezioni trasversali, la cui ubicazione è riportata nella figura seguente e nella Planimetria delle aree di esondazione.

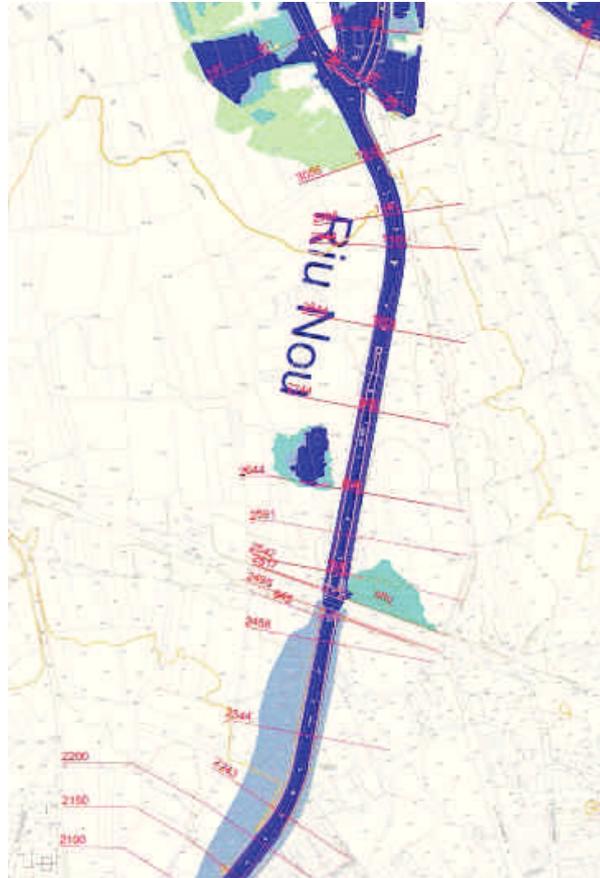


Figura 6 - Schema planimetrico dell'asse del Rio Nou e delle sezioni trasversali

Tali sezioni sono state ricavate dal modello digitale del terreno (DTM), ricavato dalla restituzione fotogrammetrica in scala 1:2000 alla base della progettazione.

Il calcolo dei profili di corrente è stato quindi condotto per i valori di portata relativi ai tempi di ritorno 50, 100, 200 e 500 anni. Le portate nel modello sono state assunte costanti, utilizzando i valori di portata determinati nella sezione di chiusura di valle del relativo sottobacino.

Per il coefficiente di scabrezza del corso d'acqua naturale, è stato fatto riferimento alla seguente tabella

Progetto Preliminare

Descrizione del corso d'acqua	Ks Strickler (s ⁻¹ m ^{1/3})	m Kutter (m ^{1/2})	gamma Bazin (s m ^{-1/3})	n Manning (1/ks)
Tratti montani di corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva arborea in alveo	25-30	3.50-3.0	3.00-2.30	0.040-0.033
Corsi d'acqua naturali regolari con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	30-35	3.00-2.00	2.30-1.75	0.033-0.028
Tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato	35-40	2.00-1.50	1.75-1.30	0.028-0.025
Corsi d'acqua con fondo ed argini totalmente cementati in ottimo stato ed assenza di manufatti (tubi, cavi, ecc.) o discontinuità (nicchie, bauletti, ecc.) interferenti con le acque	40-45	1.50-1.35	1.30-1.00	0.025-0.022
Tombinature perfettamente lisce e dotate a monte di dispositivi atti ad assicurare la trattenuta di trasporto solido di fondo e galleggiante (vasche di sedimentazione, briglie selettive, ecc.)	45-55	1.35-0.75	1.00-0.60	0.022-0.018

I risultati delle calcolazioni, riportati in forma numerica nelle sottostanti tabelle mostrano i parametri caratteristici del deflusso per i vari temi di ritorno, ovvero:

- Livelli idrici;
- Velocità di deflusso;
- Pendenze;
- Larghezza trasversale del pelo libero
- Condizioni di moto in corrente lenta o veloce (Numero di Froude)

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Delta Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Riu_Hou	N	1212	50	85.28	17.83	19.77	1.94	20.36	0.01043	3.41	24.97	19.17	0.95
Riu_Hou	N	1212	100	102.32	17.83	19.96	2.13	20.61	0.01008	3.58	28.61	19.89	0.95
Riu_Hou	N	1212	200	119.59	17.83	20.13	2.30	20.84	0.00966	3.73	32.1	20.59	0.95
Riu_Hou	N	1212	500	142.66	17.83	20.55	2.72	21.07	0.00830	3.28	49.58	56.41	0.78
Riu_Hou	N	1141	50	85.28	17.11	19.35	2.24	19.76	0.00566	2.83	30.14	19.78	0.73
Riu_Hou	N	1141	100	102.32	17.11	19.53	2.42	20	0.00618	3.04	33.63	20.56	0.76
Riu_Hou	N	1141	200	119.59	17.11	19.89	2.59	20.22	0.00645	3.23	37.02	21.31	0.78
Riu_Hou	N	1141	500	142.66	17.11	19.89	2.78	20.49	0.00682	3.45	41.39	22.52	0.81
Riu_Hou	N	1101	50	85.28	17.06	18.82	1.78	19.43	0.01140	3.44	24.78	20.23	0.99
Riu_Hou	N	1101	100	102.32	17.06	19	1.94	19.66	0.01067	3.6	28.46	21.09	0.99
Riu_Hou	N	1101	200	119.59	17.06	19.16	2.10	19.88	0.01073	3.74	31.95	21.87	0.99
Riu_Hou	N	1101	500	142.66	17.06	19.36	2.30	20.15	0.01048	3.92	36.44	22.86	0.99
Riu_Hou	N	1001	50	85.28	15.69	17.91	2.22	18.44	0.00822	3.21	26.54	18.48	0.86
Riu_Hou	N	1001	100	102.32	15.69	18.11	2.42	18.69	0.00816	3.38	30.27	19.42	0.86
Riu_Hou	N	1001	200	119.59	15.69	18.31	2.62	18.93	0.00792	3.49	34.23	20.36	0.86
Riu_Hou	N	1001	500	142.66	15.69	18.56	2.87	19.23	0.00753	3.61	39.52	21.48	0.85
Riu_Hou	N	900	50	85.28	14.67	17.52	2.85	17.83	0.00385	2.46	34.64	20.25	0.8
Riu_Hou	N	900	100	102.32	14.67	17.88	3.01	18.05	0.00430	2.7	37.84	20.84	0.64
Riu_Hou	N	900	200	119.59	14.67	17.9	3.23	18.3	0.00420	2.81	42.55	21.66	0.64
Riu_Hou	N	900	500	142.66	14.67	18.18	3.51	18.61	0.00408	2.93	48.77	22.79	0.64
Riu_Hou	N	800	50	85.28	14.47	17.3	2.83	17.51	0.00220	2.03	41.96	21.41	0.46
Riu_Hou	N	800	100	102.32	14.47	17.41	2.94	17.68	0.00274	2.32	44.19	21.82	0.52
Riu_Hou	N	800	200	119.59	14.47	17.63	3.18	17.93	0.00277	2.43	49.18	22.73	0.53
Riu_Hou	N	800	500	142.66	14.47	17.91	3.44	18.25	0.00280	2.56	55.81	24.09	0.54
Riu_Hou	N	700	50	85.28	14.26	17.17	2.91	17.32	0.00143	1.71	49.74	23.74	0.38
Riu_Hou	N	700	100	102.32	14.26	17.23	2.97	17.43	0.00190	2	51.12	23.98	0.44
Riu_Hou	N	700	200	119.59	14.26	17.45	3.19	17.68	0.00166	2.12	56.54	24.96	0.45
Riu_Hou	N	700	500	142.66	14.26	17.73	3.47	17.99	0.00202	2.24	63.78	26.39	0.46

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Delta Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Riu_Nou	N	680	50	85.28	14.58	17.09	2.51	17.28	0.00232	1.94	43.89	25.36	0.47
Riu_Nou	N	680	100	102.32	14.58	17.1	2.52	17.38	0.00327	2.31	44.33	25.56	0.56
Riu_Nou	N	680	200	119.59	14.58	17.52	2.94	17.6	0.00120	1.49	106.64	112.14	0.35
Riu_Nou	N	680	500	142.66	14.58	17.84	3.26	17.91	0.00076	1.28	143.41	113.16	0.28
Riu_Nou	N	662	Bridge										
Riu_Nou	N	645	50	85.28	13.7	15.81	2.11	16.21	0.00684	2.79	30.53	23.18	0.78
Riu_Nou	N	645	100	102.32	13.7	16.03	2.33	16.45	0.00623	2.86	35.8	24.44	0.75
Riu_Nou	N	645	200	119.59	13.7	16.24	2.54	16.67	0.00576	2.91	41.1	25.68	0.73
Riu_Nou	N	645	500	142.66	13.7	16.51	2.81	16.96	0.00529	2.96	48.25	27.6	0.71
Riu_Nou	N	601	50	85.28	13.28	15.44	2.16	15.9	0.00680	2.99	28.52	19.16	0.78
Riu_Nou	N	601	100	102.32	13.28	15.65	2.37	16.15	0.00669	3.15	32.51	19.9	0.79
Riu_Nou	N	601	200	119.59	13.28	15.84	2.56	16.39	0.00659	3.29	36.39	20.6	0.79
Riu_Nou	N	601	500	142.66	13.28	16.07	2.79	16.68	0.00650	3.45	41.39	21.51	0.79
Riu_Nou	N	501	50	85.28	12.62	14.91	2.29	15.29	0.00506	2.73	31.29	19.33	0.68
Riu_Nou	N	501	100	102.32	12.62	15.12	2.50	15.54	0.00510	2.89	35.37	20.01	0.69
Riu_Nou	N	501	200	119.59	12.62	15.31	2.69	15.78	0.00514	3.04	39.31	20.64	0.7
Riu_Nou	N	501	500	142.66	12.62	15.55	2.93	16.08	0.00517	3.22	44.32	21.41	0.71
Riu_Nou	N	400	50	85.28	12.14	14.41	2.27	14.78	0.00504	2.69	31.7	19.95	0.68
Riu_Nou	N	400	100	102.32	12.14	14.61	2.47	15.03	0.00507	2.85	35.86	20.69	0.69
Riu_Nou	N	400	200	119.59	12.14	14.81	2.67	15.26	0.00507	2.99	39.96	21.4	0.7
Riu_Nou	N	400	500	142.66	12.14	15.05	2.91	15.56	0.00509	3.16	45.18	22.31	0.71
Riu_Nou	N	300	50	85.28	11.82	13.89	2.07	14.26	0.00529	2.71	31.47	20.25	0.69
Riu_Nou	N	300	100	102.32	11.82	14.1	2.28	14.51	0.00522	2.85	35.86	21.05	0.7
Riu_Nou	N	300	200	119.59	11.82	14.3	2.48	14.75	0.00515	2.98	40.18	21.88	0.7
Riu_Nou	N	300	500	142.66	11.82	14.34	2.52	14.95	0.00689	3.47	41.06	22.05	0.81

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Delta Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Riu_Nou	N	198	50	85.28	11.06	13.41	2.35	13.75	0.00459	2.57	33.16	20.85	0.65
Riu_Nou	N	198	100	102.32	11.06	13.63	2.57	14	0.00465	2.71	37.8	22.2	0.66
Riu_Nou	N	198	200	119.59	11.06	13.84	2.78	14.24	0.00469	2.81	42.55	23.79	0.67
Riu_Nou	N	198	500	142.66	11.06	14.24	3.18	14.26	0.00055	0.88	228.91	314.06	0.23
Riu_Nou	N	100	50	85.28	10.67	12.63	1.96	13.14	0.00824	3.17	26.91	19.22	0.86
Riu_Nou	N	100	100	102.32	10.67	12.81	2.14	13.39	0.00824	3.36	30.47	19.89	0.87
Riu_Nou	N	100	200	119.59	10.67	12.98	2.31	13.62	0.00825	3.52	33.94	20.58	0.88
Riu_Nou	N	100	500	142.66	10.67	13.2	2.53	13.9	0.00822	3.7	38.54	21.61	0.88
Riu_Nou	N	13	50	85.28	9.85	11.62	1.77	12.28	0.01147	3.62	23.59	17.72	1
Riu_Nou	N	13	100	102.32	9.85	11.81	1.96	12.54	0.01118	3.79	26.98	18.43	1
Riu_Nou	N	13	200	119.59	9.85	11.98	2.13	12.78	0.01092	3.95	30.31	19.11	1
Riu_Nou	N	13	500	142.66	9.85	12.2	2.35	13.07	0.01067	4.13	34.55	19.94	1

Come si evince dalle tabelle, i tiranti idrici sono compresi tra 11.96 e 20.13 metri.

Il deflusso nelle condizioni attuali avviene per quasi tutto il tratto in corrente lenta. Le velocità sono comprese tra i 1,49 ed i 3,95 m/s.

Le aree di esondazione per le piene ai diversi tempi di ritorno sono riportate nella corrispondente tavola di progetto allegata.

La rappresentazione fornita dal PAI risulta utile per descrivere l'assetto idraulico del territorio attuale in corrispondenza dell'attraversamento in progetto.

Condizioni post-operam

Nelle condizioni post-operam, come più sopra richiamato, insiste l'attraversamento in viadotto denominato Selargius Centro I.

La verifica della sezione rappresentante l'interferenza con la SS554 è stata condotta in moto uniforme, per la valutazione del franco idraulico rispetto all'intradosso dell'opera in progetto. Per la verifica è stato utilizzato il valore di portata di progetto relativo ad un tempo di ritorno di 200

anni, pari a 92.6 m³/s. Tale valore è stato estrapolato dall'elaborato T00ID00IDRRE01A - "Studio idrologico ed analisi idraulica delle maggiori criticità".

Di seguito è riportata la verifica dell'attraversamento.

Rio Nou Worksheet for Irregular Channel					
Project Description					
Project File	c:\docume~1\utente 1\documenti\flowmaster\fmw\cagliari.fm2				
Worksheet	Nou				
Flow Element	Irregular Channel				
Method	Manning's Formula				
Solve For	Water Elevation				
Input Data					
Channel Slope	0,006000 m/m				
Elevation range:	14,60 m to 17,30 m.				
Station (m)	Elevation (m)	Start Station	End Station	Roughness	
0,00	17,30	0,00	21,05	0,030	
0,00	16,70				
3,00	15,45				
4,50	15,10				
9,00	14,75				
11,00	14,80				
13,60	14,60				
13,95	14,60				
18,50	15,05				
21,05	16,05				
21,05	17,30				
Discharge	92,60 m ³ /s				
Results					
Wtd. Mannings Coefficient	0,030				
Water Surface Elevation	16,51 m				
Flow Area	29,24 m ²				
Wetted Perimeter	21,53 m				
Top Width	20,59 m				
Height	1,91 m				
Critical Depth	16,35 m				
Critical Slope	0,008517 m/m				
Velocity	3,17 m/s				
Velocity Head	0,51 m				
Specific Energy	17,02 m				
Froude Number	0,85				
Flow is subcritical.					

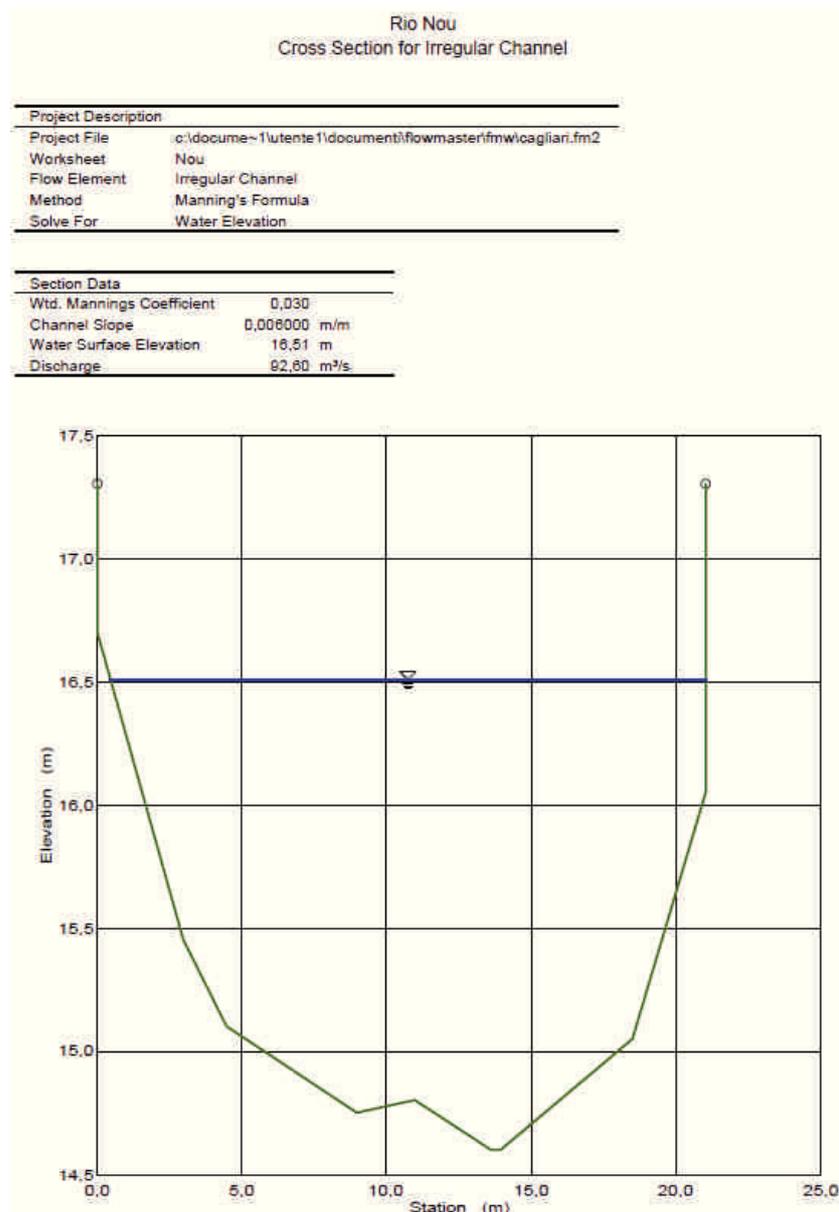


Figura 7 – Sezione di interferenza – Rio Nou

La quota del livello idrico calcolata risulta sostanzialmente in linea con quanto riportato nello studio del PAI.

La quota di progetto all'intradosso dell'impalcato della viabilità principale risulta pari a 23.30 mslm e quindi il franco idraulico rispetto alla quota del pelo libero risulta ampiamente verificato ($23,3-16,50=6,8\text{m}$)

La quota di progetto dell'intradosso del ponte della complanare è pari a 18.77 m. Il franco idraulico è stato calcolato utilizzando il livello idrico della piena con $T_r=200$ anni, pari a 15.96 m, e soddisfa i requisiti richiesti dalla Normativa ($18,77-16,50=2,27$).

7.3. Rio Selargius

In corrispondenza dello svincolo n°6 Selargius Est, alla progressiva 9+100 il tracciato della SS554 interseca il rio Selargius.

Allo stato attuale, i deflussi del rio Selargius sormontano la SS554 per procedere verso valle.

Lo stato di progetto prevede la realizzazione del viadotto Selargius Centro II, della lunghezza di circa 224 m, per quanto riguarda la viabilità principale. Le complanari della SS554, invece, sono previste a quota prossima a quella dello stato attuale.

Il bacino drenante presenta una superficie pari a circa 1.84 Km².

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica delle opere suddette rispetto alla sicurezza dell'infrastruttura.

Condizioni post-operam

Il deflusso delle acque del Rio Selargius non viene sostanzialmente modificato dallo stato di progetto. Sono state dunque utilizzati gli studi di compatibilità idraulica redatti per conto dell'Autorità di Bacino della Regione Sardegna per determinare i tiranti idrici con cui verificare le opere in progetto.

In questi studi, i livelli idrici di piena del Rio Selargius sono stati ricostruiti mediante modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 1450 m.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 42 sezioni trasversali. Tali sezioni sono state ricavate dal modello digitale del terreno (DTM), ricavato dalla restituzione fotogrammetrica in scala 1:2000 alla base della progettazione.



Figura 8 - Schema planimetrico dell'asse del Rio Selargius e delle sezioni trasversali

Il calcolo dei profili di corrente è stato quindi condotto per i valori di portata relativi ai tempi di ritorno 50, 100, 200 e 500 anni. Le portate nel modello sono state assunte costanti, utilizzando i valori di portata determinati nella sezione di chiusura di valle del relativo sottobacino.

I risultati delle calcolazioni sono stati riportati in forma grafica, con la restituzione delle sezioni e dei profili relativi ai vari tempi di ritorno considerati.

Come si evince dalle sezioni, il tirante idrico in corrispondenza della SS554 è pari a 20.82 m per il tempo di ritorno di 200 anni.

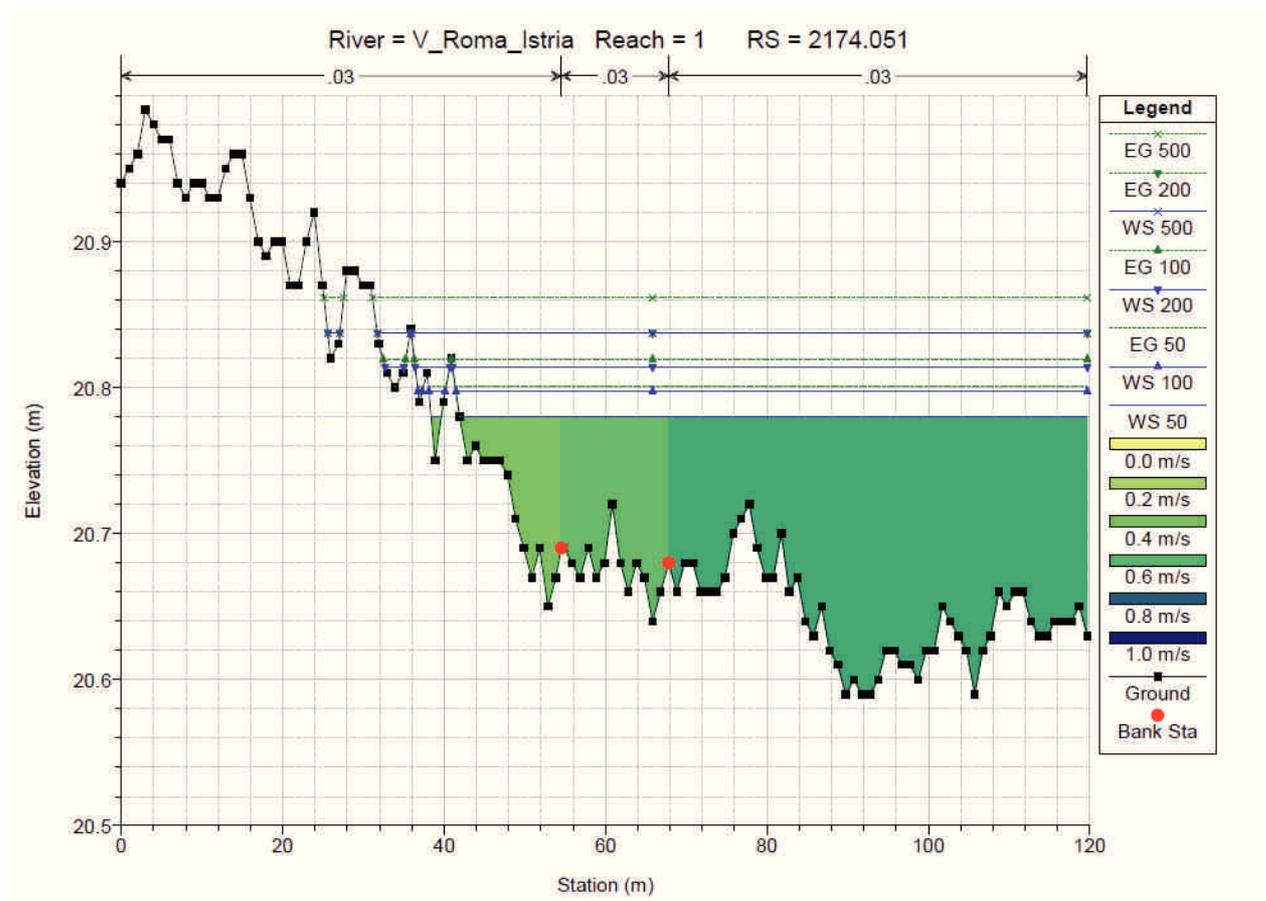


Figura 9 – Sezione di interferenza – Rio Selargius

La quota di progetto all'intradosso dell'impalcato della viabilità principale risulta pari a 26,92 mslm, e quindi il franco idraulico rispetto alla quota del pelo libero risulta ampiamente verificato (26,92-20,82=6,1m).

Lo stato di progetto della viabilità secondaria risulta coincidere con la configurazione ante operam dello studio di compatibilità idraulica, per cui si riscontra una vulnerabilità invariata rispetto all'evento di progetto.

7.4. Rio Is Cungiaus

Circa 300 m ad Ovest dello svincolo n.7 Quartucciu, il tracciato supera il corso d'acqua denominato Rio Is Cungiaus.

L'attraversamento del corso d'acqua è attualmente risolto mediante un ponticello di lunghezza pari a circa 25 m su tre campate.



Figura 10 - Rio Is Cungiaus – Ponte esistente sulla SS 554

Il Rio Is Cungiaus alla sezione di interferenza con l'infrastruttura in progetto presenta un bacino di superficie pari a circa 12.5 Km².

L'alveo ordinario si presenta, nel tratto di interesse, mediamente inciso con pendenza di fondo pari a circa il 1,4%.

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica delle opere suddette rispetto alla sicurezza dell'infrastruttura.

Condizioni ante-operam.

Per la valutazione delle condizioni ante-operam, si è tenuto conto degli studi di compatibilità idraulica redatti per conto dell'Autorità di Bacino della Regione Sardegna.

Lo studio dell'andamento dei livelli idrici di piena del Rio Is Cungiaus, nella condizione ante operam è stata condotta tramite modello matematico monodimensionale in moto permanente.

Lo studio ha interessato un tratto del corso d'acqua caratterizzato da una lunghezza di circa 1450 m.

La geometria del corso d'acqua è stata assegnata mediante n. 34 sezioni trasversali.

Tali sezioni sono state ricavate dal modello digitale del terreno (DTM), ricavato dalla restituzione fotogrammetrica in scala 1:2000 alla base della progettazione.

Il calcolo dei profili di corrente è stato quindi condotto per i valori di portata relativi ai tempi di ritorno 50, 100, 200 e 500 anni. Le portate nel modello sono state assunte costanti, utilizzando i valori di portata determinati nella sezione di chiusura di valle del relativo sottobacino.

I risultati delle calcolazioni sono stati riportati in forma grafica, con la restituzione delle sezioni e dei profili relativi ai vari tempi di ritorno considerati.

Come si evince dalle sezioni, il tirante idrico in corrispondenza della SS554 è pari a 21.54 m per il tempo di ritorno di 200 anni.

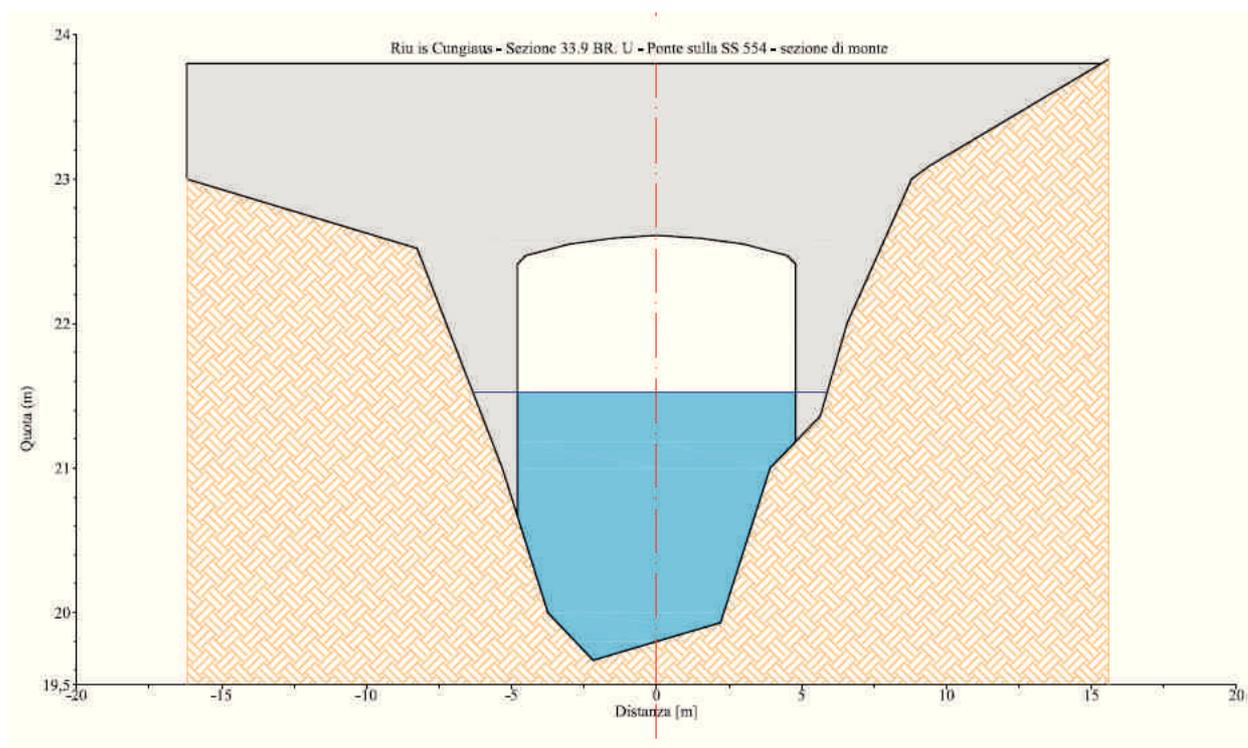


Figura 11 – Sezione di interferenza ante operam – Rio Is Cungiaus

La rappresentazione fornita dal PAI risulta utile per descrivere l'assetto idraulico del territorio attuale in corrispondenza dell'attraversamento in progetto.

Condizioni post-operam

Nelle condizioni post-operam, come più sopra richiamato, insiste l'attraversamento con un ponticello di lunghezza pari circa a 30 m.

La verifica della sezione rappresentante l'interferenza con la SS554 è stata condotta in moto uniforme, per la valutazione del franco idraulico rispetto all'intradosso dell'opera in progetto. Per la verifica è stato utilizzato il valore di portata di progetto relativo ad un tempo di ritorno di 200 anni, pari a 83.1 mc/s. Tale valore è stato estrapolato dall'elaborato T00ID00IDRRE01A - "Studio idrologico ed analisi idraulica delle maggiori criticità".

Di seguito è riportata la verifica dell'attraversamento.

Progetto Preliminare

Rio Is Cungiagus
Worksheet for Irregular Channel

Project Description					
Project File	c:\docume~1\utente1\documenti\flowmaster\fmw\cagliari_fm2				
Worksheet	Cungiagus				
Flow Element	Irregular Channel				
Method	Manning's Formula				
Solve for	Water Elevation				

Input Data					
Channel Slope	0,018000 m/m				
Elevation range	19,5 m to 22,2 m				
Station (m)	Elevation (m)	Start Station	End Station	Roughness	
0,00	22,20	0,00	9,70	0,030	
0,00	21,45				
1,10	19,80				
2,60	19,45				
7,10	19,70				
8,80	20,60				
9,70	21,00				
9,70	22,20				
Discharge	83,10 m ³ /s				

Results	
Wtd. Mannings Coefficient	0,030
Water Surface Elevation	21,59 m
Flow Area	18,01 m ²
Wetted Perimeter	11,71 m
Top Width	9,70 m
Huight	2,14 m
Critical Depth	21,90 m
Critical Slope	0,009713 m/m
Velocity	5,19 m/s
Velocity Head	1,37 m
Specific Energy	22,97 m
Froude Number	1,29
Flow is supercritical	

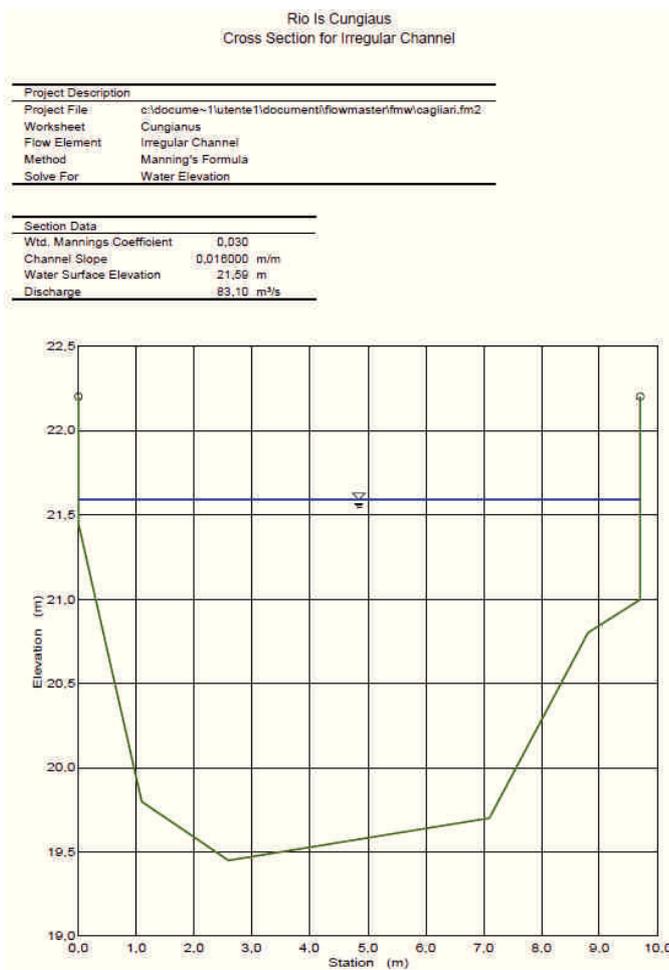


Figura 12 – Sezione di interferenza – Rio Is Cungiagus

La quota del livello idrico calcolata risulta sostanzialmente in linea con quanto riportato nello studio del PAI.

La quota di progetto all'intradosso dell'impalcato della viabilità principale risulta paria a 23.30 mslm e quindi il franco idraulico rispetto alla quota del pelo libero risulta verificato (23,3-21,6=1,7m)

La quota di progetto dell'intradosso del ponte della complanare è pari a 23,1 m. Il franco idraulico è stato calcolato utilizzando il livello idrico della piena con $Tr=200$ anni, pari a 21,90 m, e soddisfa i requisiti richiesti dalla Normativa (23,1-21,6=1,5).

7.5. Svincolo SS125

In corrispondenza dello svincolo S.S. n°125, il tracciato della SS554 interseca un sottobacino del Rio Cungiaus.

Il tratto interessato è compreso tra le progressive 10+200 e 11+800. Sono previsti una serie di tombini scatolari posti sulla SS554, in grado di consentire l'attraversamento dei deflussi generati dai bacini di monte.

Il bacino drenante presenta una superficie complessiva pari a circa 1.45 Km².

Scopo della presente verifica è quindi di accertare la compatibilità idraulica delle opere suddette rispetto alla sicurezza dell'infrastruttura.

Condizioni post-operam

Nelle condizioni post-operam, come più sopra richiamato, i deflussi meteorici intersecanti la SS554 sono intercettati da un sistema di fossi di guardia perimetrali all'opera stessa, ed indirizzati verso quattro tombini scatolari principali, che consentono l'attraversamento. I deflussi, a valle dell'attraversamento, sono raccolti da un fosso di guardia trapezodiale 1.0x1.0x1.0 e da un canale rettangolare con dimensioni 4.0x2.0 e 4.0x2.5, che consentono lo scarico in un canale affluente dell'Is Cungiaus.

Il primo attraversamento è rappresentato da un tombino scatolare 3.0x1.50, con lunghezza pari a 46.50 m, ed è collocato in corrispondenza della rotatoria Quartucciu alla progressiva 10+356 della SS554.

Il secondo attraversamento è rappresentato da un tombino scatolare 3.0x1.50, con lunghezza pari a 61.00 m, ed è collocato in corrispondenza del viadotto Quartucciu alla progressiva 10+490 della SS554.

Il terzo attraversamento è rappresentato da un tombino scatolare 3.0x1.50, con lunghezza pari a 44.00 m, che interessa il tracciato della SS554 in corrispondenza dello svincolo S.S. n°125, alla progressiva 10+766.

Il quarto attraversamento è rappresentato da un tombino scatolare 4.0x2.0, con lunghezza pari a 37.20 m, e raccoglie le acque intercettate lungo lo svincolo S.S. n°125. Il tombino è collocato alla progressiva 0+975 della SS125.

Per ognuno dei quattro attraversamenti, sono state valutate l'estensione e le caratteristiche del bacino drenante, in modo da poter stimare le portate di progetto incidenti su ciascuna opera.

Le stime dei valori di portata sono state effettuate per valori di tempo di ritorno pari a 200 anni, in conformità alle indicazioni riportate sul Piano di Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino della Regione Sardegna.

Tr 200 ANNI	Progressiva	cod bacino	A	L	Hmax	Ho	i	tc	tc	tc	tc	h _{lorda}	CN _{III}	h _{netta}	Q ₂₀₀
								Ventura	Pasini	Viparelli	assunto				
			Kmq	Km	m	m	m/m	ore	ore	ore	ore	mm		mm	mc/s
Svincolo n.7 (Viadotto Quartuccio)	10+356	9	0.30	1.5	50	20	0.0200	0.49	0.59	0.42	0.42	38.92	91	19.5	3.8
Svincolo n.7 (Viadotto Quartuccio)	10+490	10	0.21	1.3	50	20	0.0231	0.38	0.46	0.36	0.36	36.05	91	17.1	2.7
SVINCOLO S.S. n°125	10+766	11	0.16	1	40	21	0.019	0.3691	0.4254	0.277778	0.2778	31.33	91	13.5	2.1
S.S. n°125	0+975	12	0.69	1.35	80	18	0.0459	0.493	0.4922	0.375	0.375	36.79	91	17.7	8.6

Per quanto riguarda il canale di valle, per la verifica è stato utilizzato un valore di portata di progetto, con tempo di ritorno pari a 200 anni pari a 16,1 m³/s, come indicato dall'elaborato T00ID00IDRRE01A - "Studio idrologico ed analisi idraulica delle maggiori criticità".

Di seguito sono riportate le verifiche delle opere di attraversamento con i valori di portata di progetto.

TOMBINO SCATOLARE			
IDENTIFICATIVO TOMBINO			
SCATOLARE KM 10+356			
REGIME DI CORRENTE			
veloce (i>ic)			
CARATTERISTICHE TOMBINO			
1.50	D	m	altezza tombino
3.00	B	m	larghezza tombino
46.50	L	m	lunghezza tombino
0.0120	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
CONDIZIONI IMPOSTE			
	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
3.80	Q	mc/s	portata di progetto
CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE			
0.38	y	m	altezza di moto uniforme
0.50	yc	m	altezza critica
2.21	vc	m/s	velocità critica
1.50	Ac	m ²	area critica
0.38	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00408	ic	m/m	pendenza critica
RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE			
1.50	A	m ²	area deflusso all'imbocco
2.21	v	m/s	velocità all'imbocco
0.08	DH	m	perdita all'imbocco
0.90	H	m	carico a monte dell'imbocco
VERIFICA			
33%	GR		TOMBINO VERIFICATO (GR<70%)
0.60	H/D		TOMBINO VERIFICATO (H/D<1,5)

TOMBINO SCATOLARE			
IDENTIFICATIVO TOMBINO			
SCATOLARE KM 10+490			
REGIME DI CORRENTE			
veloce ($i > i_c$)			
CARATTERISTICHE TOMBINO			
1.50	D	m	altezza tombino
3.00	B	m	larghezza tombino
61.00	L	m	lunghezza tombino
0.0060	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
CONDIZIONI IMPOSTE			
	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
2.70	Q	mc/s	portata di progetto
CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE			
0.38	y	m	altezza di moto uniforme
0.44	yc	m	altezza critica
2.07	vc	m/s	velocità critica
1.31	Ac	m ²	area critica
0.34	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00409	ic	m/m	pendenza critica
RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE			
1.31	A	m ²	area deflusso all'imbocco
2.07	v	m/s	velocità all'imbocco
0.07	DH	m	perdita all'imbocco
0.72	H	m	carico a monte dell'imbocco
VERIFICA			
29%	GR		TOMBINO VERIFICATO ($GR < 70\%$)
0.48	H/D		TOMBINO VERIFICATO ($H/D < 1,5$)

TOMBINO SCATOLARE			
IDENTIFICATIVO TOMBINO			
SCATOLARE KM 10+766			
REGIME DI CORRENTE			
veloce ($i > i_c$)			
CARATTERISTICHE TOMBINO			
1.50	D	m	altezza tombino
3.00	B	m	larghezza tombino
44.00	L	m	lunghezza tombino
0.0050	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
CONDIZIONI IMPOSTE			
	y_o	m	altezza pelo libero allo sbocco
2.10	Q	mc/s	portata di progetto
CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE			
0.35	y	m	altezza di moto uniforme
0.37	y_c	m	altezza critica
1.90	v_c	m/s	velocità critica
1.10	A_c	m^2	area critica
0.30	R_c	m	raggio idraulico critico
0.00413	i_c	m/m	pendenza critica
RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE			
1.10	A	m^2	area deflusso all'imbocco
1.90	v	m/s	velocità all'imbocco
0.06	DH	m	perdita all'imbocco
0.61	H	m	carico a monte dell'imbocco
VERIFICA			
25%	GR		TOMBINO VERIFICATO ($GR < 70\%$)
0.41	H/D		TOMBINO VERIFICATO ($H/D < 1,5$)

TOMBINO SCATOLARE			
IDENTIFICATIVO TOMBINO			
SCATOLARE KM 0+975 (S.S. n°125)			
REGIME DI CORRENTE			
lenta ($i < i_c$)			
CARATTERISTICHE TOMBINO			
2.00	D	m	altezza tombino
4.00	B	m	larghezza tombino
37.20	L	m	lunghezza tombino
0.0030	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
CONDIZIONI IMPOSTE			
	y_0	m	altezza pelo libero allo sbocco
8.60	Q	mc/s	portata di progetto
CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE			
0.84	y	m	altezza di moto uniforme
0.78	y_c	m	altezza critica
2.76	v_c	m/s	velocità critica
3.11	A_c	mq	area critica
0.56	R_c	m	raggio idraulico critico
0.00372	i_c	m/m	pendenza critica
RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA VALLE			
0.84	Y_i	m	altezza idrica all'imbocco
3.35	A_i	mq	area deflusso all'imbocco
2.57	v_i	m/s	velocità all'imbocco
0.10	DH	m	perdita all'imbocco
0.48	y_1	m	altezza stramazzo libero
0.84	y_2	m	altezza luce a battente
1.90	S_1	mq	area stramazzo libero
3.35	S_2	mq	area luce a battente
1.41	H	m	carico a monte dell'imbocco
VERIFICA			
42%	GR		TOMBINO VERIFICATO ($GR < 70\%$)
0.71	H/D		TOMBINO VERIFICATO ($H/D < 1,5$)

TOMBINO SCATOLARE			
IDENTIFICATIVO TOMBINO			
SCATOLARE CANALE KM 1+305 (S.S. n°125)			
REGIME DI CORRENTE			
veloce (i>i _c)			
CARATTERISTICHE TOMBINO			
2.50	D	m	altezza tombino
4.00	B	m	larghezza tombino
29.30	L	m	lunghezza tombino
0.0070	i	m/m	pendenza longitudinale tombino
0.015	n		scabrezza di Manning
CONDIZIONI IMPOSTE			
	yo	m	altezza pelo libero allo sbocco
16.10	Q	mc/s	portata di progetto
CARATTERISTICHE DELLA CORRENTE			
0.96	y	m	altezza di moto uniforme
1.18	yc	m	altezza critica
3.41	vc	m/s	velocità critica
4.73	Ac	m ²	area critica
0.74	Rc	m	raggio idraulico critico
0.00388	ic	m/m	pendenza critica
RISULTATI CORRENTE CONTROLLATA DA MONTE			
4.73	A	m ²	area deflusso all'imbocco
3.41	v	m/s	velocità all'imbocco
0.18	DH	m	perdita all'imbocco
1.95	H	m	carico a monte dell'imbocco
VERIFICA			
47%	GR		TOMBINO VERIFICATO (GR<70%)
0.78	H/D		TOMBINO VERIFICATO (H/D<1,5)

I risultati delle verifiche mostrano come risultino rispettati, per tutti gli attraversamenti in oggetto, i franchi di sicurezza prescritti dalla Normativa.

8. IDRAULICA DI PIATTAFORMA

Nel presente paragrafo si fornisce una descrizione delle opere di drenaggio della piattaforma stradale, fornendo gli elementi e i criteri utili per il corretto dimensionamento e verifica delle stesse.

Gli schemi della rete di smaltimento sono studiati per consentire lo scarico a gravità delle acque di drenaggio verso i recapiti finali costituiti prevalentemente dai fossi scolanti e i corsi d'acqua naturali limitrofi al tracciato e/o interferenti.

In merito al dimensionamento, è opportuno, tenuto conto dell'importanza delle opere da realizzare e della necessità di garantire un facile allontanamento delle acque dalle pavimentazioni, assumere dati di progetto che assicurino le migliori condizioni di esercizio.

Nel calcolo del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere alla base del progetto dovrà essere quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni; per essa si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta.

Fanno eccezione i fossi di guardia dell'asse principale che dovranno essere verificati per un Tr pari a 50 anni.

I criteri progettuali da rispettare sono i seguenti:

- mantenimento della sicurezza sul piano viario anche in caso di apporti meteorici eccezionali;
- protezione dall'erosione di trincee, rilevati e opere d'arte che possono essere interessate dal deflusso di acque canalizzate;
- protezione dall'erosione e mantenimento della sicurezza a valle dei recapiti della rete di drenaggio.

8.1. Stima delle piogge di progetto

Per giungere al dimensionamento di tutti i rami della rete di drenaggio occorre preventivamente definire, sulla base degli elementi idrologici, idraulici e geometrici disponibili, le portate generate da un evento meteorico, di pre-assegnata frequenza probabile, assunto come sollecitazione di progetto.

Come già illustrato in precedenza, le ipotesi alla base del progetto sono quelle di considerare un evento corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni e proporzionare la rete di drenaggio in modo che tutti gli elementi della rete raggiungano un grado di riempimento accettabile.

Per la valutazione delle massime portate, affluenti nelle tubazioni e nelle canalizzazioni dei diversi tronchi del sistema di drenaggio, può essere utilizzata la formula, derivata dal metodo razionale:

$$Q_p = \frac{\phi_c \times b_c + \phi_s \times b_s + \phi_e \times b_e}{3600} \times L \times i_c \quad (l/s)$$

in cui:

- Q_p = portata massima di pioggia (l/s)
- $\phi_c = 0.9$ coefficiente di deflusso della piattaforma stradale (adim.);
- $\phi_s = 0.5$ coefficiente di deflusso delle scarpate (adim.);
- $\phi_e = 0.4$ coefficiente di deflusso delle aree esterne (adim.);
- b_c = larghezza della piattaforma stradale (mq);
- b_s = larghezza della scarpata stradale (mq);
- b_e = larghezza della fascia esterna (mq);
- L = lunghezza tratto (m);
- I_c = intensità della pioggia critica (mm/h) ($T_r=25$ anni, $T_c=5$ minuti e $T_r=50$ anni, $T_c=10$ minuti per i fossi di guardia dell'asse principale).

Per il calcolo dell'intensità di pioggia si farà riferimento alla metodologia regionalizzata indicata nelle Linee Guida del PAI, e già descritta nella Relazione Idrologica.

La forma della curva di possibilità pluviometrica è del tipo:

$$h(\text{mm}) = a t^n$$

e quindi

$$i(\text{mm/h}) = h/t = a t^{n-1}$$

dove:

- t è la durata della pioggia critica;
- a è coefficiente della curva di possibilità climatica
- n è l'esponente della curva di possibilità climatica

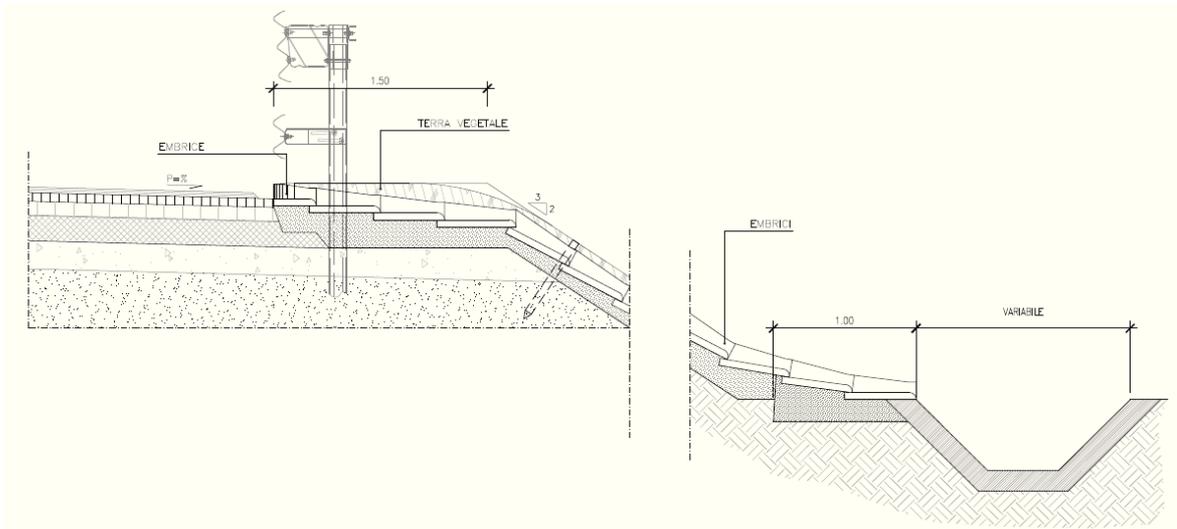
8.2. Opere di drenaggio

Nel seguito vengono delineate le principali tipologie di opere di drenaggio in relazione alle specifiche applicazioni.

8.2.1. Sezioni in rilevato

La soluzione adottata consiste nello scarico dei deflussi meteorici provenienti dalla piattaforma, attraverso gli embrici, in fossi di guardia rivestiti in cls collocati al piede dei rilevati. La geometria del fosso è di tipo trapezoidale, con larghezza di base ed altezza pari a 50 cm e sponde aventi

pendenza pari a 1/1 (fosso tipo F1). Gli embrici vengono sistemati lungo le scarpate ad interasse costante paria 8 m.



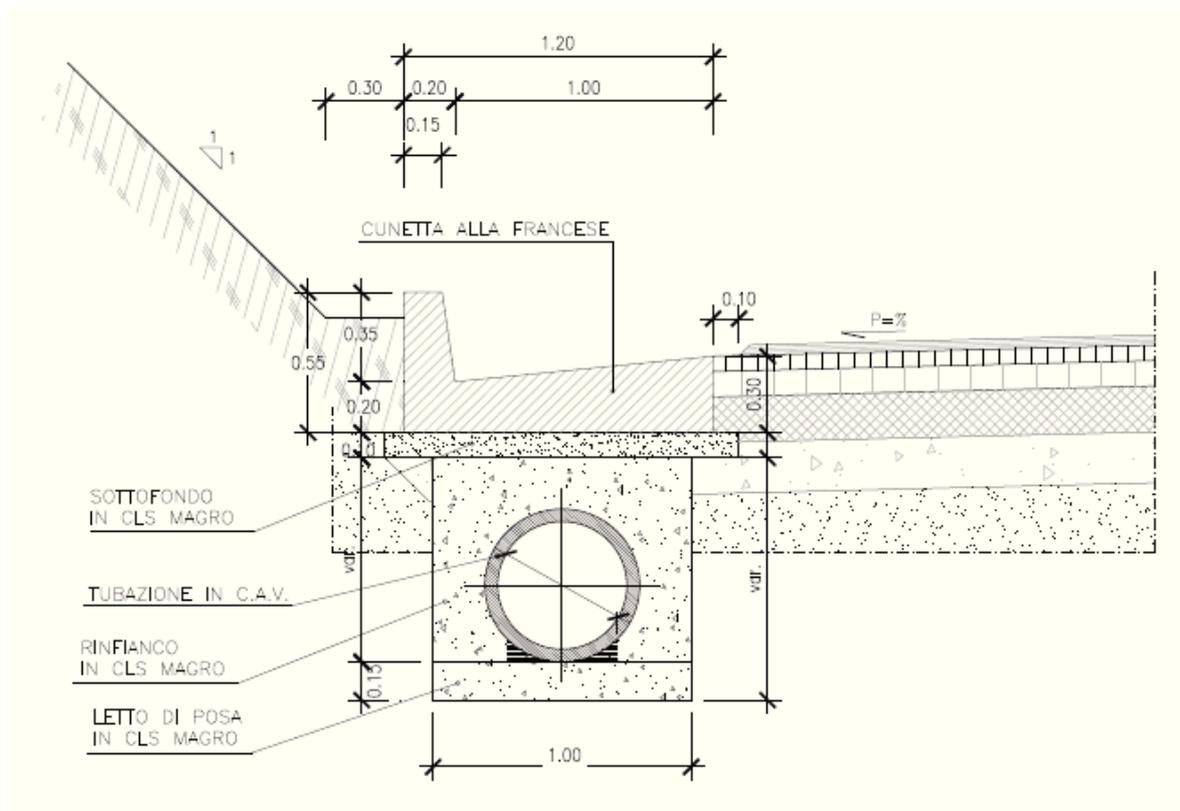
In alcuni tratti si è reso necessario incrementare o diminuire per questioni di ingombro le dimensioni dei fossi che assumono le caratteristiche dimensionali indicate nelle planimetrie idrauliche.

8.2.2. Sezioni in trincea

Nei tratti al piede delle trincee è prevista l'esecuzione, in fregio alla pavimentazione stradale, di cunette alla francese in cls di larghezza 1,2 m, con eventuale sottostante tubazione di collettamento.

Le acque raccolte dalla cunetta, saranno trasferite per mezzo di caditoie poste ad interasse pari a 25 m, protette da griglie carrabili sagomate come la stessa cunetta, alla sottostante tubazione di allontanamento in cls. Per i particolari costruttivi dei pozzetti di raccolta si rimanda ai relativi allegati grafici.

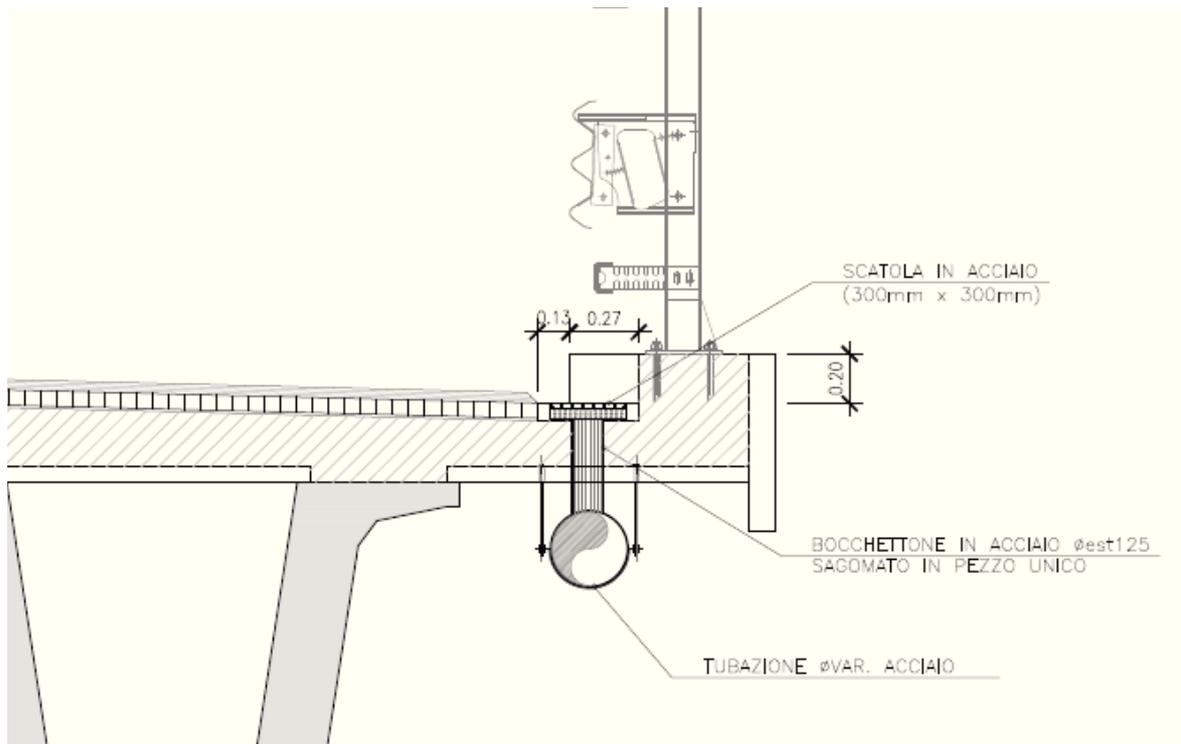
Lungo il ciglio delle scarpate artificiali, per il drenaggio delle acque provenienti dai versanti naturali, sono previsti fossi di guardia rivestiti in cls di tipo trapezoidale.



Nel caso in cui sia previsto un muro di controripa, oltre al fosso di guardia lungo il ciglio della scarpata verrà realizzata una canaletta in cls a tergo del muro per la raccolta delle acque scolanti lungo la scarpata stessa.

8.2.3. Sezioni in viadotto e ponte

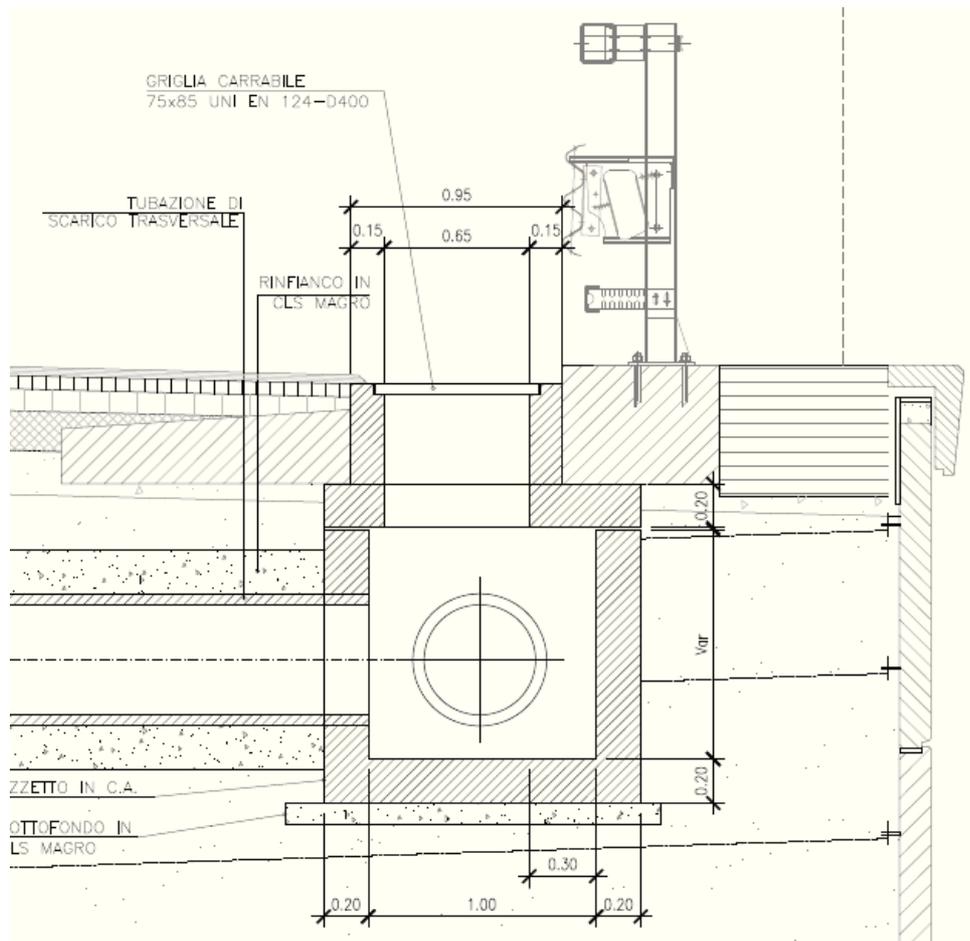
Nel caso dei viadotti e dei ponti sono previste lungo le banchine, alloggiare in uno scasso del marciapiede, delle caditoie stradali con sottostanti bocchettoni munite di griglie realizzate mediante una lamiera mandorlata forata, collegate alla sottostante tubazione di raccolta in acciaio ancorata all'impalcato mediante staffaggi. Tale tubazione, di diametro minimo Φ 300 mm, consentirà di addurre i drenaggi in corrispondenza delle pile e/o delle spalle dove saranno disposte le tubazioni discendenti per il recapito al colatore più prossimo.



L'interasse massimo degli scarichi è stato posto cautelativamente pari a 8 m.

8.2.4. Sezioni in curva in corrispondenza dello spartitraffico

Nei tratti in curva con le due carreggiate complanari, la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche avviene in corrispondenza dello spartitraffico mediante una canaletta grigliata di adeguate dimensioni coadiuvata da un eventuale collettore dedicato in cui recapita in corrispondenza dei pozzetti posti ad interasse costante di 25m.



8.3. Verifiche idrauliche delle opere di drenaggio

La verifica di un idoneo dimensionamento delle canalizzazioni di drenaggio dovrà essere effettuato, facendo riferimento alle condizioni di moto uniforme, attraverso la relazione di Chezy:

$$V = K \times R_i^{2/3} \times J^{1/2}$$

in cui:

- V= velocità media del flusso (m/s)
- K= coefficiente di scabrezza di Gaucker - Strickler ($m^{1/3}/s$)
- R_i = raggio idraulico (m), rapporto tra sezione idraulica $A(m^2)$ e contorno bagnato $C(m)$;
- J = pendenza longitudinale (m/m)

associata all'equazione di continuità:

$$Q_p = V \times A$$

ove:

- Q_p = portata (m^3/s)
- A = area bagnata (m^2).

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti di scabrezza è stato assunto:

- $K=70 m^{1/3}/s$ per le canalizzazioni aperte in C.A.
- $K=70 m^{1/3}/s$ per le tubazioni in cls.
- $K=90 m^{1/3}/s$ per le tubazioni in acciaio.

8.3.1. Calcolo dell'interasse degli embrici in rilevato

Sulle scarpate dei rilevati delle rampe sono previste canalette di scarico, costituite da embrici, per l'allontanamento dalla sede stradale delle acque meteoriche che si raccolgono nella banchina limitata all'estremità esterna dall'arginello.

Si realizza così un canale di bordo triangolare con una larghezza $b = 1 m$, avendo previsto una tale ampiezza massima d'impegno della banchina, e con un tirante d'acqua dipendente dalla pendenza trasversale i della carreggiata.

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

$$Q = K A R^{2/3} i^{1/2}$$

con $K = 70 m^{1/3} sec^{-1}$ (pari a Manning $n = 0.014$)

Con pendenza trasversale p_t che varia tra 2.5% e 7.0%, si ha:

$$A = \text{area bagnata} = p_t B^2/2$$

$$C = \text{contorno bagnato} = B(1+p_t)$$

$$R = \text{raggio idraulico} = A/C = B/2 p_t / (1+p_t)$$

Fissando la larghezza massima impegnata dal canale di bordo pari a 1.0m ed una pendenza trasversale cautelativamente fissata al 2,5% dal calcolo si ottiene che gli interassi massimi assegnabili in funzione della pendenza longitudinale sono sempre superiori a 8m che è l'interasse di progetto che è stato adottato.

8.3.2. Calcolo dell'interasse delle caditoie in trincea

Le cunette sono previste sul margine esterno della strada ed hanno le caratteristiche geometriche indicate nelle sezioni tipo. La loro funzione è quella di raccogliere le sole acque provenienti dalla piattaforma stradale.

La portata massima smaltibile dalla cunetta in funzione della pendenza longitudinale della strada è stata calcolata con la legge di Gauckler-Strickler, avendo fissato il massimo riempimento $y = 10$ cm.

La portata vale:

$$Q_s = K \cdot A_c \cdot R_l^{2/3} \cdot j_c^{1/2};$$

$K = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$ (Coefficiente di Gauckler - Strickler);

$j_c = \text{pendenza longitudinale}$

$A_c = \text{Area Bagnata}$ in mq con

$$A_c = \frac{b \cdot y}{2};$$

dove b è la larghezza della cunetta

R = Raggio idraulico in m, con

$$R_l = \frac{A_c}{C} \text{ e}$$

$$C = y \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{1}{j^2}} \right) = \text{Contorno bagnato}$$

La portata affluente è stata calcolata con la formula seguente:

$$Q = \frac{(\Phi_1 \cdot l + \Phi_2 \cdot S) \cdot L \cdot i(25, \tau)}{3600}$$

dove:

L = sviluppo massimo assegnabile alla cunetta in m;

Q = portata massima di smaltimento in l/s;

l = larghezza di piattaforma più cunetta in m;

S = larghezza media, in proiezione orizzontale, della scarpata verticale;

Φ_1 = coefficiente di deflusso della superficie pavimentata = 0.9;

Φ_2 = coefficiente di deflusso della scarpata = 0.5.

Quando l'apporto di acqua piovana di un determinato tratto di strada raggiunge la predetta portata massima, la canaletta non sarà più in grado di smaltire le portate affluenti, per cui si dovrà prevedere una caditoia, che consenta di deviare le acque defluenti nel tubo collettore posto al di sotto della cunetta.

Con questo procedimento si ricava l'interasse tra i pozzetti di raccolta; il calcolo dell'interasse massimo prima dello scarico può essere determinato per ciascuna pendenza longitudinale..

In ogni caso per provvedere alla pulizia e manutenzione della tubazione tra due pozzetti contigui, nel caso sotto la cunetta ci sia una tubazione corrente tale interasse viene limitato a 25 m a prescindere dalla pendenza longitudinale di progetto.

8.3.3. Verifica dei fossi di guardia

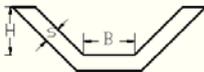
Le acque provenienti dalla sede stradale e da certe zone laterali, strade a mezza costa o in trincea, sono di regola raccolte, con continuità da un fossato laterale, detto fosso di guardia, anch'esso parallelo all'asse stradale.

I fossi di guardia rappresentano un'importante opera a difesa del corpo stradale; essi servono per convogliare negli impluvi naturali le acque superficiali che, per la naturale conformazione del terreno, verrebbero altrimenti a raccogliersi ai piedi del rilevato od a invadere le trincee provocando, così, cedimenti dei rilevati o delle scarpate delle trincee.

In generale, la sezione di un fosso di guardia ha forma trapezia. Nella pratica delle costruzioni stradali, di solito, si usa rivestire le sponde e il fondo del fosso con calcestruzzo. Questa soluzione consente notevoli economie nella manutenzione rispetto ai fossi con sponde in terra; infatti, il rivestimento in c.l.s. fa sì che le opere d'arte non necessitino di periodici lavori di risagomatura e asportazione della vegetazione, la quale potrebbe condizionare il libero deflusso delle acque.

Dal punto di vista esecutivo è opportuno realizzare canali non molto profondi, in modo da mantenere la velocità massima della corrente entro limiti accettabili e contenere, al tempo stesso, le spese di costruzione; è altresì preferibile adoperare una larghezza non eccessiva per evitare che si verifichino velocità troppo basse per le portate più piccole.

La tipologia di fosso di guardia adottata per l'asse principale è a forma trapezia con rivestimento in cls ed ha le dimensioni di seguito riportate:

TABELLA DIMENSIONI FOSSO DI GUARDIA		
		
TIPO	B - H (m)	s (m)
F0	0.30	0.15
F1	0.50	
F2	0.60	
F3	0.80	

Per il calcolo della portata massima transitabile nello speco può essere utilizzata la formula di Gauckler – Strickler

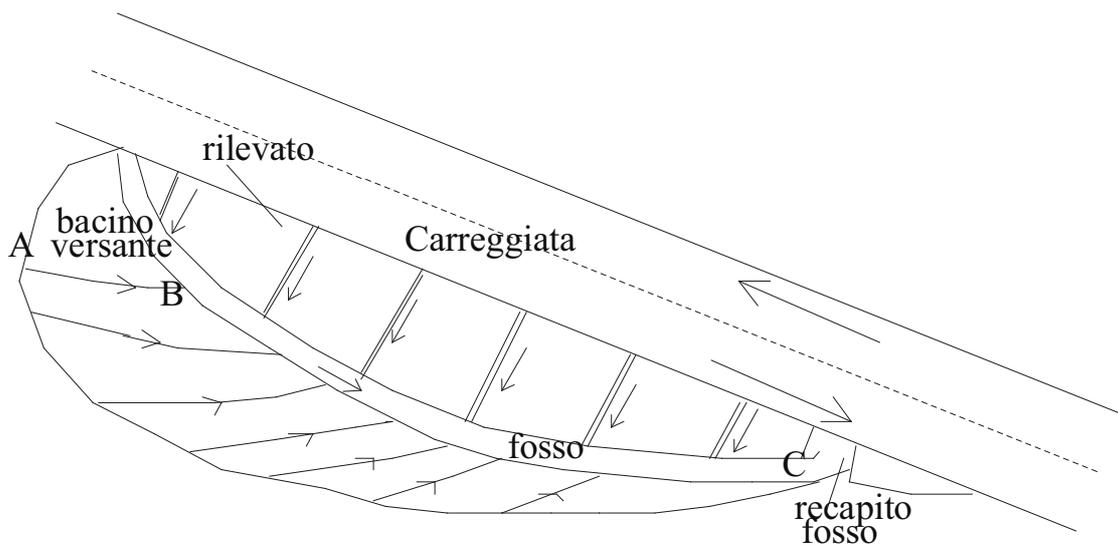
$$Q_s = K \cdot A_c \cdot R_f^{2/3} \cdot j_c^{1/2}; (2)$$

ipotizzando il moto della corrente uniforme e a superficie libera ed assumendo $K = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$

Nella figura di seguito riportata è rappresentato schematicamente un bacino imbrifero ed il percorso compiuto dal volume dell'acqua partito dal punto A distante più di ogni altro dalla sezione di chiusura C, per defluire attraverso quest'ultima, scorrendo dapprima lungo il versante AB e defluendo poi nel fosso lungo BC.

La verifica del fosso di guardia può essere condotta determinando dalla curva di probabilità pluviometrica riferita ad un tempo di ritorno di 50 anni, l'intensità di pioggia relativa ad una durata di 10 min.

Inoltre, nel computo del bacino scolante va considerato, oltre alla larghezza della carreggiata, l'estensione della scarpa del rilevato. Ancora, per mettere in conto eventuali acque provenienti dal bacino esterno dominante occorrerà considerare una fascia di competenza pari ad almeno 50 m.



8.3.4. Verifica dei tratti in viadotto

Per i tratti in viadotto, analogamente a quanto esposto per la verifica degli interassi degli embrici, si è considerato ammissibile l'allagamento di un metro di piattaforma a margine della carreggiata.

Si realizza così un canale di bordo triangolare con una larghezza $B = 1 \text{ m}$, avendo previsto una tale ampiezza massima d'impegno della banchina, e con un tirante d'acqua dipendente dalla pendenza trasversale i della carreggiata.

Lo scarico dell'acqua di raccolta è affidato a bocchettoni posti ad opportuno interasse tra loro, che convogliano l'acqua in un tubo di dimensioni minime $\Phi 300 \text{ mm}$ in acciaio posto sotto l'impalcato stesso dell'opera.

Per la determinazione dell'interasse tra i bocchettoni può essere utilizzata la formula di Gauckler-Strickler, applicata ad un canale di sezione triangolare:

$$Q = K A R^{2/3} i^{1/2}$$

con $K = 70 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{sec}^{-1}$ pari a Manning $n = 0.014$

Con pendenza trasversale p_t che varia tra 2.5% e 7.0%, si ha

$$A = \text{area bagnata} = p_t \cdot B^2 / 2$$

$$C = \text{contorno bagnato} = B(1 + p_t)$$

$$R = \text{raggio idraulico} = A/C = \frac{B}{2} \cdot \frac{p_t}{1 + p_t}$$

Fissando la larghezza massima impegnata dal canale di bordo pari a 1.0m ed una pendenza trasversale cautelativamente fissata al 2,5% dal calcolo si ottiene che gli interassi massimi assegnabili in funzione della pendenza longitudinale sono sempre superiori a 8m che è l'interasse di progetto che è stato adottato.

Una volta stabilito l'interasse tra i bocchettoni occorre verificare che questi siano in grado di smaltire la portata in arrivo. In particolare si possono utilizzare le formule classiche degli stramazzi.

Il dimensionamento del bocchettone può farsi trattandolo come soglia sfiorante a pianta circolare o come luce sotto battente a secondo del carico h all'imbocco (pari all'altezza tra la base della grata e l'inizio del discendente).

Se il funzionamento è a soglia sfiorante di diametro D la portata massima è pari a:

$$Q = C_q h \pi D \sqrt{2gh} \quad \text{con } C_q = 0,35.$$

Se il funzionamento è sotto battente la portata massima è pari a:

$$Q = C_q A \sqrt{2gh} \quad \text{con } C_q = 0,6 \text{ e } A = \text{area del discendente.}$$

Le due relazioni forniscono lo stesso risultato quando:

$$h = \frac{0.6 D}{4 \cdot 0.35} = 0.429 D.$$

I bocchettoni di progetto hanno un carico all'imbocco pari a circa 5.5 cm e un discendente Φ 200 mm. Per questa geometria si deve utilizzare la prima formula che fornisce un valore di portata massima smaltibile pari a 12.6 l/s.

Tale valore risulta essere sempre superiore ai valori di portata drenata dalla piattaforma con gli interassi degli scarichi precedentemente assegnanti.

8.3.5. Verifica idraulica dei collettori

Il diametro D dei tubi di collegamento tra i pozzetti di raccolta sottostanti la cunetta o attraversanti la carreggiata e quelli di allontanamento, dovrà essere effettuata con la formula di Gauckler-Strickler con

$K = 1/n = 90 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ per le tubazioni in acciaio

$K = 70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ per le tubazioni in cls

ed ipotizzando un riempimento massimo delle tubazioni pari a 0.7 h al fine di garantire un sensibile margine di sicurezza (la portata corrispondente è circa l'80% della portata a tubo pieno).

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} i^{1/2} \frac{\text{mc}}{\text{sec}}$$

con:

i = pendenza longitudinale della tubazione

$A = \pi D^2/4$ = Area Bagnata in mq

$C = \pi D$ = Contorno bagnato in m

$R = D/4$ = Raggio idraulico in m

I collettori usati hanno diametri minimi pari a $\phi 300$ (utilizzati sui viadotti) e $\phi 400$ mm utilizzati sotto le cunette nei tratti in trincea.

Per permettere l'ispezionabilità dei collettori si è posto pari a circa 25 metri l'interasse massimo dei pozzetti.

9. CONCLUSIONI

Nella presente Relazione, partendo dall'analisi del quadro normativo di riferimento, sono stati analizzati i vincoli in materia di compatibilità idraulica cui le infrastrutture in progetto sono soggette.

Per le verifiche di compatibilità degli attraversamenti maggiori si è fatto esplicito riferimento al documento T00ID00IDRRE01A denominato "Studio idrologico ed analisi idraulica delle maggiori criticità" e redatto dall'università di Cagliari – Centro interdipartimentale di Ingegneria e Scienze Ambientali. Il contenuto del predetto documento si intende qui integralmente richiamato.

Per le interferenze idrauliche di minore criticità si è verificato per ciascun attraversamento, in particolare per quelli che ricadono nelle aree di pericolosità idraulica così come definite nel PAI dell'AdB della Regione Sardegna, che per le opere in progetto:

- non si rileva incremento della pericolosità o del rischio idraulico;
- viene garantito il franco idraulico di sicurezza rispetto all'infrastruttura in progetto;

Per quanto attiene gli attraversamenti dei corsi d'acqua minori si è altresì verificato che il deflusso nei manufatti (tombini) sia garantito con adeguato franco di sicurezza anche per tenere conto del possibile trasporto solido e con sezioni tali da garantire la facilità di accesso per periodiche manutenzioni.