

Regione Autonoma della Sardegna
Assessorato dell'Agricoltura e Riforma Agro-Pastorale



CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE
ORISTANO



PROGETTO ESECUTIVO

CUP - CAT. P0418

*Interventi di manutenzione straordinaria per la messa in sicurezza
dello sbarramento collinare in localita' "Mura Cabonis"
in agro di Milis*

Elaborato:

Relazione idrologica e idraulica

All. B.1

n° prog.

Coordinatore per la progettazione
ing. Massimo Sanna

V.il Resp. del procedimento
ing. Roberto Sanna

Gruppo di progettazione
Studio Chiarini Associati
ing. Gian Luca Zuddas
geol. Simone Manconi
ing. Andrea Murrancu

Scala

Data luglio 2021

Rev. 3



Sommario

1. Premessa	1
2. Inquadramento della diga di Mura Cabonis	3
2.1 - Inquadramento territoriale.....	3
2.2 – Inquadramento idrologico	3
2.3 - Inquadramento vincolistico	4
2.3.1 - P.A.I. e relazioni con l'area di interesse	5
2.3.2 - P.S.F.F. e relazioni con l'area di interesse	6
2.3.3 - P.G.R.A. e relazioni con l'area di interesse	8
3. Norme in materia di sbarramenti	11
3.1 – Competenza degli sbarramenti	11
3.2 – Competenza della diga di Mura Cabonis	11
4. Evidenze dei sopralluoghi	13
4.1 – Perdite sul paramento di valle.....	13
4.2 – Sfiatore superficiale	15
4.3 – Canale fagatore.....	16
4.4 – Scarico di fondo	18
5. Requisiti minimi della normativa vigente	19
6. Dam break	21
6.1 - Valutazione dell'onda di piena in moto permanente	21
6.1.1 – Definizione della portata massima	21
6.1.2 – Modellazione idraulica.....	22
6.1.3 – Risultati dell'analisi idraulica.....	28
6.2 - Valutazione dell'onda di piena in moto vario	32
6.3 - Valutazione dell'onda di piena con il metodo semplificato	33
7. Conformità rispetto alla normativa vigente	37
7.1 – Livello di rischio	37
7.2 – Larghezza del coronamento	38

7.3 – Franco	38
7.3.1 – Franco netto	38
7.3.2 – Semiampiezza d'onda	50
7.3.3 – Franco annullato	51
7.4 – Verifica dello scarico di superficie	52
7.4.1 – Portata scaricabile dallo sfioratore	52
7.4.2 – Canale fuggatore	52
7.5 – Verifica dello scarico di fondo	53
8. Interventi per la messa in sicurezza	57
8.1 – Adeguamento dello sfioratore superficiale	57
8.2 – Adeguamento del canale fuggatore	58
8.2.1 – Portate di progetto	59
8.2.2 – Analisi idraulica	61
8.2.3 – Risultati dell'analisi idraulica	61
8.2.4 – Modello del canale fuggatore	63
8.3 – Vasca di dissipazione	64
8.4 – Scarico di fondo	68
8.5 – Impermeabilizzazione dello sbarramento	69
Allegato 1 – Dam Break	71
All. 1.1 – Planimetria sezioni	72
All. 1.2 – Sezioni idrauliche modellazione in moto permanente	73
All. 1.3 – Profilo idraulico modellazione in moto permanente	87
All. 1.4 – Tabella numerica modellazione in moto permanente	88
All. 1.5 – Sezioni idrauliche modellazione in moto vario	89
All. 1.6 – Profilo idraulico modellazione in moto vario	93
All. 1.7 – Tabella numerica modellazione in moto vario	94
Allegato 2 – Canale fuggatore	95
All. 2.1 – Planimetria sezioni stato attuale	95

All. 2.2 – Sezioni idrauliche allo stato attuale	96
All. 2.3 – Profilo idraulico allo stato attuale	99
All. 2.4 – Planimetria sezioni configurazione di progetto	100
All. 2.5 – Sezioni idrauliche nella configurazione di progetto.....	101
All. 2.6 – Profilo idraulico nella configurazione di progetto	105



1. Premessa

La presente relazione idrologica e idraulica è parte integrante del progetto esecutivo volto alla messa in sicurezza dell'invaso di Mura Cabonis, sito nel territorio comunale di Milis (OR).

La diga di Mura Cabonis ha la gestione in capo al Consorzio di Bonifica dell'Oristanese, infatti, il suo invaso viene usato totalmente a scopo irriguo per i territori sottostanti dei comuni di Milis, Tramatza e all'occorrenza anche di San Vero Milis, Riola Sardo e Nurachi (la rete irrigua di tale area è collegata mediante una condotta alla rete servita dall'invaso).

Nel corso degli anni la diga ha subito un naturale processo di ammaloramento e degrado tanto che si sono già resi necessari alcuni interventi volti al ripristino del nucleo centrale di argilla. Nonostante ciò, ad oggi, è possibile osservare alcune perdite sul paramento di valle che rendono d'uopo il presente progetto.

Inoltre, il progetto per il quale si redige la presente relazione ha lo scopo di soddisfare quanto richiesto dal "Servizio opere idriche e idrogeologiche" della Regione Sardegna e, più precisamente, di verificare che lo sbarramento esistente rispetti le norme vigenti in materia.

Con la legge regionale n.12 del 31.10.2007, infatti, si richiedeva ai proprietari e ai gestori degli invasi esistenti di presentare alla struttura regionale competente la domanda finalizzata ad ottenere l'autorizzazione alla prosecuzione dell'esercizio. A tale domanda deve essere corredata una perizia tecnica che comprovi il rispetto dei vincoli normativi dello sbarramento per cui si fa la richiesta.

2. Inquadramento della diga di Mura Cabonis

2.1 - Inquadramento territoriale

Come accennato in premessa, la diga di Mura Cabonis e il suo invaso ricadono all'interno del territorio comunale di Milis, nella provincia di Oristano.

In figura 1 viene riportato uno stralcio di ortofoto con in evidenza i confini comunali. Si può osservare come l'invaso si trovi quasi al confine con i Comuni di Bauladu e di Bonarcado.

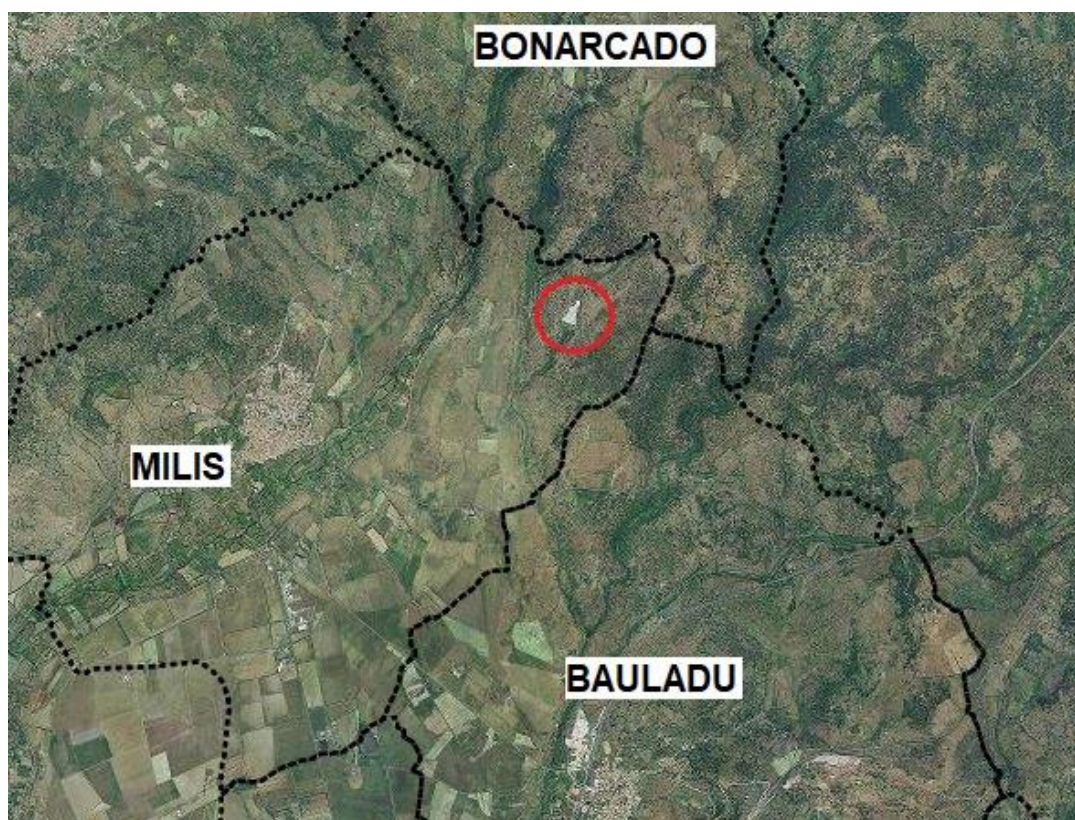


Figura 1 - Ortofoto dell'area di interesse - in rosso la diga di Mura Cabonis

2.2 – Inquadramento idrologico

L'area in esame è caratterizzata dalla presenza di numerosi corsi d'acqua naturali frutto di un lungo processo erosivo condotto dalle correnti.

Tra questi risulta essere particolarmente interessante il rio Mura Cabonis, identificato come 095027_FIUME_28820 tra gli elementi idrici della Regione Sardegna, perché contribuisce in maniera importante all'invaso della diga.

Il rio Mura Cabonis è un piccolo affluente in sinistra del rio de sa Tanca (rio Corongiu), il quale a sua volta è affluente in destra del riu Mannu. Questo corso d'acqua è stato studiato in ambito PSFF e scorre verso sud, costeggiando la Strada Statale 131 fino a Tramatzà.

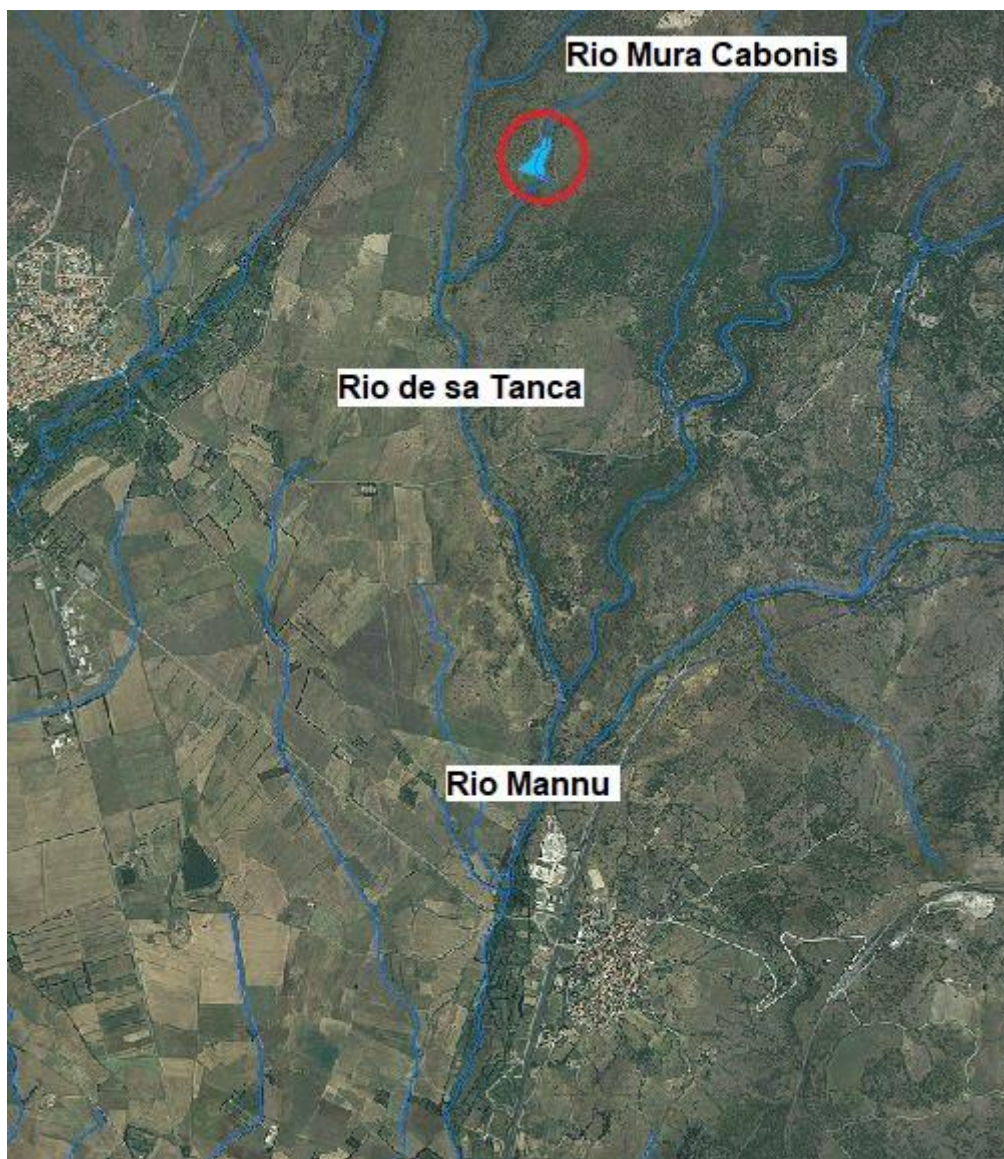


Figura 2 - Corsi d'acqua

2.3 - Inquadramento vincolistico

In data 08/06/2017 sono stati pubblicati gli shapefile delle aree di pericolosità vigenti ai sensi del PGRA. Con la Deliberazione del Comitato Istituzionale n.3 del 17.05.2017, ai sensi dell'art. 42 delle NA del PAI, è stato approvato l'aggiornamento e integrazione del PGRA già approvato con DPCM del 27/10/2016. Questo ha comportato l'aggiornamento e l'integrazione delle "Mappe della pericolosità da alluvione" (al momento della stesura della presente relazione aggiornate al 31.12.2016), cosicchè siano stati approvati contestualmente anche i file in formato *.shp*.

Tale shapefile è stato utilizzato per le considerazioni seguenti.

2.3.1 - P.A.I. e relazioni con l'area di interesse

Ai fini della difesa, della salvaguardia e del corretto sfruttamento del territorio, il PAI costituisce il documento di sintesi delle azioni promulgate dalla Pubblica Amministrazione (ai diversi livelli) e dagli Enti competenti nell'ambito della prevenzione del rischio idrogeologico. A tal proposito, si riporta brevemente il contesto normativo alla base della redazione dello stesso:

- Legge 18.5.1989, n. 183, "Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo";
- Decreto Legge 11.6.1998, n. 180, "Misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella regione Campania", convertito con modificazioni dalla Legge 3.8.1998, n. 267;
- Decreto Legge 12.10.2000, n. 279, "Interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato e in materia di protezione civile, nonché a favore di zone colpite da calamità naturali", convertito con modificazioni dalla legge 11.12.2000, n. 365;
- D.P.C.M. 29 settembre 1998, "Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1998, n. 180";
- Legge della Regione Sardegna 22.12.1989, n. 45, "Norme per l'uso e la tutela del territorio regionale", e successive modifiche e integrazioni, tra cui quelle della legge regionale 15.2.1996, n.9;
- altre disposizioni normative.

Nelle aree di pericolosità idraulica e di pericolosità da frana il PAI ha le finalità di garantire 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.

Inoltre, il PAI è lo strumento attraverso il quale si deve:

- inibire le attività ed interventi capaci di ostacolare il processo verso un adeguato assetto idrogeologico e contrastare l'aumento delle situazioni di pericolo e delle condizioni di rischio idrogeologico esistenti;
- costituire le condizioni di base per avviare azioni di riqualificazione degli ambienti fluviali e di riqualificazione naturalistica o strutturale dei versanti in dissesto;
- evitare la creazione di nuove situazioni di rischio, rendendo compatibili gli usi attuali o programmati del territorio e delle risorse con le situazioni di pericolosità idraulica e da frana individuate.

Sulla scorta di quanto sopra, nel PAI sono riportati gli elementi per l'individuazione e la delimitazione delle aree con pericolosità idraulica e con pericolosità da frana ai diversi livelli, gli elementi per la rilevazione degli insediamenti, dei beni, degli interessi e delle attività vulnerabili nelle aree pericolose, e gli elementi per l'individuazione e la delimitazione delle aree a rischio idraulico e a rischio da frana ai diversi livelli.

Le Norme di Attuazione del PAI sono 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.

Come meglio evidenziato in figura 3, il PAI prevede soltanto una fascia Hi1 al margine sud del centro abitato di Milis.



Figura 3 - Sovrapposizione delle aree di pericolosità PAI su ortofoto

Si sottolinea il fatto che al momento della stesura della presente relazione, il Comune di Milis non ha ancora provveduto ad adeguare il proprio Piano Urbanistico Comunale al PAI ai sensi dell'articolo 8 delle Norme di Attuazione del PAI medesimo.

2.3.2 - P.S.F.F. e relazioni con l'area di interesse

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF) è stato redatto ai sensi dell'art. 17, comma 6 della legge 19 maggio 1989 n. 183, quale Piano Stralcio del Piano di Bacino Regionale. Il PSFF trova specificazione nella

direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni e nel Decreto Legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 che recepisce tale direttiva.

Il P.S.F.F. 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.

Inoltre, costituisce un approfondimento ed un'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.

Per quanto riguarda le procedure di approvazione, si fa riferimento alla delibera n. 2 del 17.12.2015, che ha adottato in via definitiva il Progetto di Piano Stralcio delle Fasce Fluviali, per tutto il territorio regionale con l'individuazione di nuove aree di pericolosità idraulica e la modifica di altre precedentemente identificate dal PAI.

Per quanto concerne gli elementi areali il Piano individua le cosiddette fasce fluviali, dette anche aree di pertinenza fluviale, che identificano quelle aree limitrofe all'alveo inciso occupate nel tempo dalla naturale espansione delle piene, dallo sviluppo morfologico del corso d'acqua, dalla presenza di ecosistemi caratteristici degli ambienti fluviali.

L'area di interesse è ricompresa all'interno del sub-bacino 02 Tirso, e come si evince dall'elaborato 2_1_3_3-CartaFasce, si trova nel sotto bacino 24-Minori tra il Tirso e il Temo.

Di seguito si riporta la perimetrazione definita in ambito PSFF:

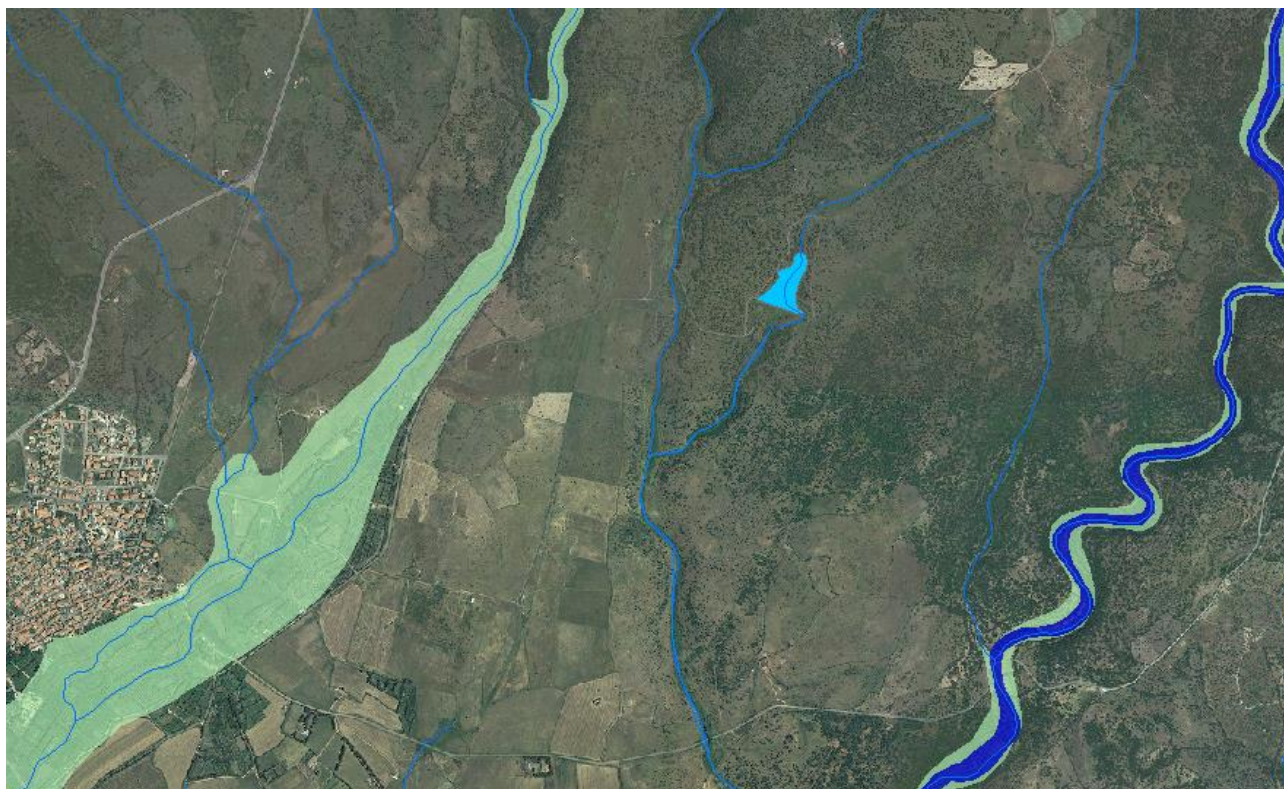


Figura 4 - Sovrapposizione delle aree di pericolosità PSFF su ortofoto

2.3.3 - P.G.R.A. e relazioni con l'area di interesse

In attuazione delle previsioni dell'art. 7 del D.Lgs. 49/2010 e dell'art. 13 del D.Lgs. 152/2006, con la Deliberazione del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino della Regione Sardegna n. 1 del 30.07.2015 è stata adottata la "Proposta di Piano di gestione del rischio di alluvioni" (di qui in poi PGRA) e la relativa documentazione per la Valutazione Ambientale Strategica, comprendente il Rapporto Ambientale, la Sintesi non tecnica e la Valutazione di incidenza ambientale.

Con successiva Deliberazione del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino della Regione Sardegna n. 2 del 30.07.2015 è stata approvata la proposta di variante al PAI costituita dall'integrazione del Titolo V alle N.A del PAI recante "*Norme in materia di coordinamento tra il PAI e il Piano di Gestione del rischio di alluvioni (PGRA)*" così come riportato nell'allegato A alla presente deliberazione.

Le quattro classi di legenda utilizzate negli strumenti di pianificazione succitati (PAI, PSFF, studi ex art. 8 c.2 PAI e aree Cleopatra) sono state ricondotte alle tre classi individuate dal D.Lgs. 49/2010:

- P3 – Classe di pericolosità elevata, valevole per eventi con tempo di ritorno minori o uguali a 50 anni;
- P2 – Classe di pericolosità media, valevole per eventi con tempo di ritorno compresi tra 50 e 200 anni;
- P1 – Classe di pericolosità bassa, valevole per eventi con tempo di ritorno compresi tra 200 e 500 anni;

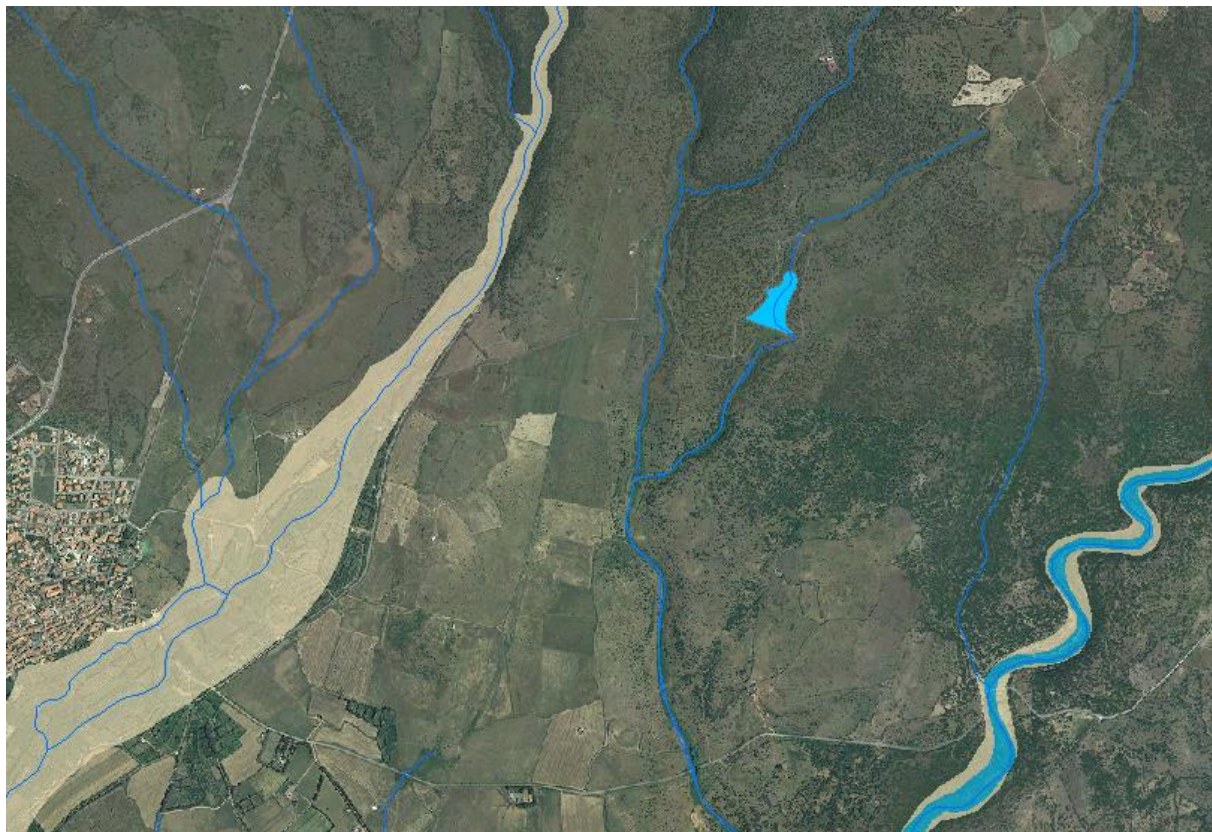


Figura 5 - Sovrapposizione delle aree di pericolosità PGRA su ortofoto

Come si può osservare, il PGRA riprende fedelmente le aree individuate dal PSFF, escludendo comunque il corso d'acqua su cui opera la diga di Mura Cabonis.

3. Norme in materia di sbarramenti

3.1 – Competenza degli sbarramenti

Ai fini della determinazione dei requisiti minimi che uno sbarramento deve garantire, sia in termini di sicurezza idraulica che statica, è necessario fare un riassunto della normativa vigente in materia.

Con Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26.06.2014 sono entrate in vigore le nuove “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)” che prevedono diverse modifiche rispetto alle norme fino ad allora vigenti, ovvero quelle precedenti approvate con DM del 24.03.1982.

La differenza più importante risiede nella definizione di “altezza della diga”. Nel DM del 1982 essa veniva definita come *“il dislivello tra la quota del piano di coronamento (esclusi parapetti ed eventuali muri frangionde) e quella del punto più basso della superficie di fondazione (escluse eventuali sottostrutture di tenuta)”*. Tale dicitura è cambiata nel DM del 2014 in *“è la differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti.[...]”*.

Come si può facilmente comprendere, a parità di condizioni, l'altezza nominale delle dighe si riduce in seguito alla nuova definizione.

Questo aspetto risulta essere di fondamentale importanza, in quanto, come espressamente detto al punto “A.1. – Ambiti di applicazioni”, per gli sbarramenti la cui altezza non superi i 10 m e che determinino un volume di invaso non superiore a 100.000 m³, l'Amministrazione competente alla vigilanza sulla sicurezza potrà decidere quali norme applicare.

La Regione Sardegna ha predisposto il SOI, Servizio Opere Idriche e Idrogeologiche, che ha il compito di vigilare su vari tipi di opere idrauliche, tra cui gli sbarramenti. Infatti, con Legge Regionale n.12 del 31.10.2007 sono state approvate le “Norme in materia di progettazione, costruzione, esercizio e vigilanza degli sbarramenti di ritenuta e dei relativi bacini di accumulo di competenza della Regione Sardegna”.

A tal riguardo si sottolinea che tali norme, come detto all'articolo 1.2, *“si applicano a tutti gli sbarramenti che non superano i 15 metri di altezza e che determinano un invaso non superiore a 1.000.000 di metri cubi”*.

3.2 – Competenza della diga di Mura Cabonis

Come si è osservato al punto precedente, la determinazione dell'altezza della diga risulta essere fondamentale.

Mediante una campagna di rilievi di dettaglio eseguita in sito con strumentazione GPS, è stato possibile determinare i seguenti valori caratteristici:

- quota del coronamento: 116.85 m s.l.m.
- quota del piede dell'unghia drenante a valle: 107.30 m s.l.m.
- volume di invaso: $\approx 70.000 \text{ m}^3$

Appare chiaro come la diga di Mura Cabonis dovrebbe essere di competenza regionale e non nazionale.

L'articolo 2 della L.R. 12/2007 definisce, infatti, grandi dighe le opere di sbarramento di altezza maggiore di 15 metri o che determinano un volume d'invaso superiore ad 1.000.000 di metri cubi, e piccole dighe quelle aventi caratteristiche inferiori alle precedenti.

Più precisamente, sulla base della classificazione degli sbarramenti fatta all'articolo 3, la diga oggetto di studio appartiene alla categoria "Tipologia I (Invasi e piccole dighe) B2", ovvero sbarramenti con altezza compresa tra 6 metri e 15 metri e con volume di invaso fino a 100.000 metri cubi.

Ciò detto, per la valutazione dello stato di fatto e degli interventi proposti si farà riferimento al D.M. 2014, in quanto, come previsto dall'articolo A.1, tali norme *"si applicano a tutti gli sbarramenti di ritenuta del territorio nazionale. Per gli sbarramenti la cui altezza non supera i 10 m e che determinano un volume di invaso non superiore a 100.000 m³, come definiti al cap. B1, l'Amministrazione competente alla vigilanza sulla sicurezza potrà decidere caso per caso e, in relazione alle caratteristiche dell'impianto di ritenuta, quali delle norme seguenti siano da applicare."*

4. Evidenze dei sopralluoghi

In data 01.02.2018 è stato effettuato un sopralluogo dello sbarramento e dell'area circostante volto a valutare lo stato dei luoghi.

In particolare si è avuta cura di visionare il paramento di valle, così da localizzare le perdite presenti, il coronamento, lo sfioratore superficiale e il canale fagatore. Tutti gli elementi citati sono stati oggetto di indagine visiva, atta ad una valutazione preliminare del loro stato, e di rilievo mediante strumentazione GPS in dotazione al Consorzio di Bonifica dell'Oristanese.

4.1 – Perdite sul paramento di valle

I sopralluoghi hanno messo in evidenza diversi punti di criticità legati a perdite diffuse sul paramento di valle dello sbarramento. Più precisamente si possono individuare due perdite puntuali evidenti in prossimità del centro della diga, e una perdita lineare distribuita posta più sulla sinistra idraulica.

Di seguito si riportano alcune foto eseguite durante il sopralluogo suddetto.



Figura 6 - Perdita localizzata 1



Figura 7 - Perdita localizzata 1



Figura 8 - Perdita localizzata 2



Figura 9 - Perdita lineare 3

4.2 – Sfiatore superficiale

Lo sfioratore superficiale è realizzato mediante uno stramazzo in calcestruzzo di lunghezza pari a 26,55 m. Questo si presenta generalmente in buono stato ad eccezione di un punto (in rosso nella figura 10) in cui si possono osservare delle perdite per fessurazione del blocco.



Figura 10 - Sfiatore superficiale e imbocco del canale fagatore

4.3 – Canale fagatore

Il canale fagatore è realizzato in calcestruzzo e ha una lunghezza di circa 140 metri. Esso presenta una sezione trapezia in corrispondenza dello sfioratore, mentre lungo il suo sviluppo ha sezione rettangolare fino al congiungimento con il corso d'acqua originario.

Il canale è in buono stato per tutto il suo sviluppo, eccetto che in un punto (in rosso nella figura seguente) sulla sponda sinistra che risulta essere deteriorato a causa di un albero ad alto fusto che ha fratturato il cls con l'apparato radicale.



Figura 11 - Canale fuggatore



Figura 12 - Frattura della sponda sinistra a causa dell'albero

4.4 – Scarico di fondo

Per via del livello idrico è stato impossibile visionare l'opera di presa dello scarico di fondo.

Questo è costituito da una condotta DN350 che arriva in un pozzetto di manovra e dalla quale si diramano due condotte:

- un DN350 che funge anche da collettore della rete irrigua servita dall'invaso di Mura Cabonis;
- un DN250 che funge da scarico di fondo.

5. Requisiti minimi della normativa vigente

La L.R. 12/2007 e le Direttive per l'applicazione della suddetta legge prevedono rispettivamente al Titolo VI e all'articolo 3 le attività necessarie nel caso di sbarramenti esistenti. Nel caso specifico si ricade nell'eventualità di "Approvazione tecnica in sanatoria" in quanto gli sbarramenti sono stati realizzati in assenza delle approvazioni previste dalla normativa vigente al momento della costruzione ovvero in difformità ai progetti approvati.

In questi casi la L.R. 12/2007 prevede che debbano essere forniti:

- a) planimetria dell'opera principale e di quelle sussidiarie
- b) relazione geologica
- c) relazione geotecnica relativa sia alla caratterizzazione del terreno che alla verifica del comportamento dell'opera
- d) relazione idrologica e idraulica
- e) relazione sui dispositivi installati per il monitoraggio
- f) studio dell'onda di piena

Per lo studio e la valutazione dell'invaso di Mura Cabonis sono state utilizzate le norme previste dal D.M. del 26.06.2014, le quali prevedono i seguenti requisiti minimi:

1. *larghezza del coronamento* maggiore di 4,00 m;
2. *il franco netto* deve essere almeno di 1,50 m;
3. *verifica dello scarico di superficie* che deve garantire lo smaltimento della portata con $T_r=1000$ anni (in quanto diga in materiali sciolti esistente);
4. *verifica dello scarico di fondo* che deve garantire lo svuotamento del 75% del volume di vaso in un tempo non superiore a 72 ore. Laddove venga dimostrata l'impossibilità di provvedere all'adeguamento dello scarico di fondo deve essere garantita la possibilità di svuotamento mediante la realizzazione di appositi scarichi aggiuntivi o tramite condotte con funzionamento a sifone e pompe (idrovore o di adescamento del sifone).

6. Dam break

La valutazione dell'onda di piena è molto importante sia per capire quali sono gli effetti sul territorio di un possibile collasso dello sbarramento sia per definirne la classe di rischio.

La classificazione viene fatta sulla base della tabella riportata al punto 1.4 delle Direttive per l'applicazione della L.R. 12/2007.

CLASSE DI RISCHIO	ELEMENTI
ALTO	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, beni archeologici; Infrastrutture pubbliche strategiche e di interesse regionale (strade statali, provinciali, ferrovie); Porti vari, aeroporti, stazioni.
MODERATO	Infrastrutture pubbliche (altre infrastrutture viarie a fondo artificiale, 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; 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); Infrastrutture puntuali per le telecomunicazioni.
BASSO	Aree escluse dalle definizioni precedenti

Tabella 1 - Definizione della classe di rischio

6.1 - Valutazione dell'onda di piena in moto permanente

6.1.1 – Definizione della portata massima

Per la valutazione dell'onda di piena è necessario preliminarmente definire la portata massima (in m³/s) dovuta al cedimento dello sbarramento mediante la relazione:

$$Q_{CROLLO} = K B H^{3/2}$$

dove:

- B è la lunghezza dell'intero coronamento, o della breccia, in metri;
- H è l'altezza dello sbarramento in metri;
- K è un coefficiente che in via semplificata può essere assunto pari a 0,5 per gli sbarramenti in materiali sciolti (il cui cedimento non è istantaneo), e pari a 0,75 per gli sbarramenti in muratura.

Il calcolo della breccia è stato eseguito mediante le “Linee Guida sugli adempimenti in materia di sbarramenti artificiali esistenti e relativi bacini di accumulo, ricadenti nel territorio della Provincia di Arezzo, di cui alla L.R. del 5 novembre 2009, n. 64 e al relativo regolamento 18/R del 25 febbraio 2010”.

Nel caso di sbarramenti in materiali sciolti, il collasso della diga non si verifica per crollo istantaneo ma per lo sviluppo dovuto alla formazione di una breccia che si amplia durante lo svuotamento.

La larghezza media della breccia B è determinabile attraverso la seguente relazione:

$$B = 2,5 H_{max} + 6,1$$

K	0,5	coefficiente
B	31,1	lunghezza della breccia [m]
H	10	altezza dello sbarramento [m]
Q crollo	491,73	portata massima [m ³ /s]

Tabella 2 - Calcolo della portata di crollo

6.1.2 – Modellazione idraulica

6.1.2.1 – Codice di calcolo di HEC-RAS

HEC RAS è un codice sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers. Il software è in grado di analizzare e risolvere i calcoli legati al tracciamento del profilo idrico di un corso d'acqua sia in regime di moto permanente che in regime di moto vario mediante l'equazione del flusso monodimensionale.

Per l'analisi del moto HEC RAS impone di fissare la portata su ogni ramo della rete e di definire per ogni ramo le condizioni al contorno di monte (indispensabile per il profilo coniugato di corrente veloce) e di valle (indispensabile per il profilo coniugato di corrente lenta). Il programma permette di dedurre il solo profilo coniugato di corrente lenta, il solo regime di corrente veloce ovvero di determinare autonomamente il profilo della corrente in regime misto utilizzando e raccordando entrambi i profili coniugati (metodo utilizzato nella modellazione). Le condizioni al contorno sono sinteticamente riconducibili a due tipi: altezza nota del pelo libero (critica, di moto uniforme, nota o imposta in corrispondenza di particolari condizioni) oppure conoscenza della velocità media in sezione.

Il software prevede un tool di risoluzione ed un editor per la geometria delle sezioni molto raffinati. È infatti possibile introdurre con un notevole grado di precisione gli elementi geometrici di dettaglio quali ponti,

tombinature, luci a battente, guadi, confluenze, argini, casse di espansione, salti di fondo, briglie e qualunque manufatto in genere.

Hec-Ras dispone di una funzione di interpolazione geometrica delle sezioni rilevate che risulta certamente di grande utilità, soprattutto nei tratti in cui la definizione della geometria non sia sufficientemente dettagliata, al fine di evitare che vengano valutate forti perdite di energia per bruschi cambiamenti di sezione che nella realtà potrebbero essere gradualmente e non immediati come può accadere tra due sezioni non interpolate.

6.1.2.2 – Base teorica della verifica idraulica

Il moto permanente o stazionario nei corsi d'acqua è definito quando in ogni punto della massa fluida in movimento le grandezze idrauliche non variano nel tempo.

Il profilo idraulico viene determinato tra una sezione e la successiva applicando l'equazione dell'energia tra le due sezioni.

$$H_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 \times V_2^2}{2 \times g} = H_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 \times V_1^2}{2 \times g} + h_e$$

H tirante idrico nella sezione;

V velocità media nella sezione;

g accelerazione gravitazionale;

α_1 coefficiente di ponderazione delle velocità

h_e perdita di energia tra le due sezioni esprimibile come

$$h_e = L \times J + C \times \left| \frac{\alpha_1 \times V_1^2}{2 \times g} - \frac{\alpha_2 \times V_2^2}{2 \times g} \right|$$

In cui L è la distanza tra le sezioni, J è la cadente idraulica ricavabile dalla formula di Chezy, C è il coefficiente di perdita per espansione o contrazione di sezione.

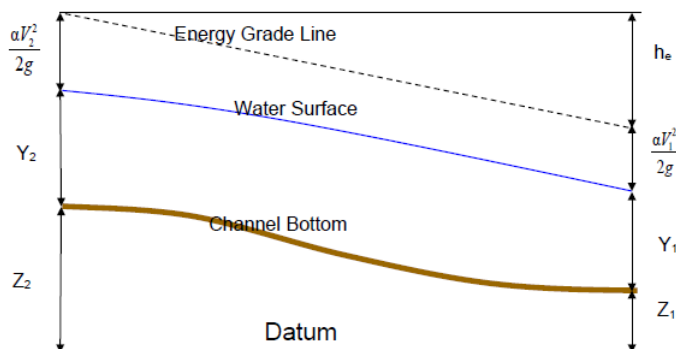


Figura 13 - Schematizzazione grafica della variazione dell'energia di una corrente idraulica

L'equazione dell'energia sopra descritta è applicabile solo per condizioni di moto gradualmente vario e non quando avvenga il passaggio da corrente lenta a veloce o viceversa allorché per esempio si abbia una

significativa variazione di pendenza del fondo alveo oppure un cambio di sezione dovuto alla presenza di ponti o manufatti, salti di fondo, confluenze. Senza entrare nel dettaglio teorico ci si limita a dire che in tali situazioni occorre applicare l'equazione di conservazione della quantità di moto.

Il profilo della corrente sarà valutato considerando il moto permanente per tronchi omogenei chiusi alle sezioni di interesse. Rispetto alle reali condizioni del moto, che in generale presenta variazioni di portata nel tempo, si avranno delle differenze, tuttavia, l'involuppo dei massimi livelli idrici riscontrabili in un transitorio di portata variabile non sono, in generale, superiori ai livelli idrici riscontrabili in moto permanente.

6.1.2.3 – Informazione territoriale usata

Per poter eseguire gli studi di natura idrologica e idraulica è necessario definire l'assetto del territorio.

A tal fine è stata utilizzata un'informazione territoriale che costituisce la sintesi delle informazioni provenienti dai rilievi eseguiti a diversa scala di dettaglio. In particolare, sono stati utilizzati:

- il DTM con passo a 10 m fornito dalla Regione Sardegna (fogli 514 e 515);
- il DTM con passo 1 m realizzato per le Fasce Fluviali (sezioni 514120, 514160, 515090, 515130);
- la cartografia tecnica regionale in scala 1:10.000;
- i rilievi di dettaglio dell'alveo dei corsi d'acqua e degli attraversamenti presenti lungo il loro sviluppo.

L'elaborazione di tali informazioni, attraverso l'impiego di comuni procedimenti di interpolazione dei dati puntuali, ha consentito di ottenere un modello digitale di elevazione del terreno (DEM), con il quale è stato ricostruito l'andamento del terreno e la morfologia dell'alveo nella porzione di territorio individuata per la modellazione idraulica.

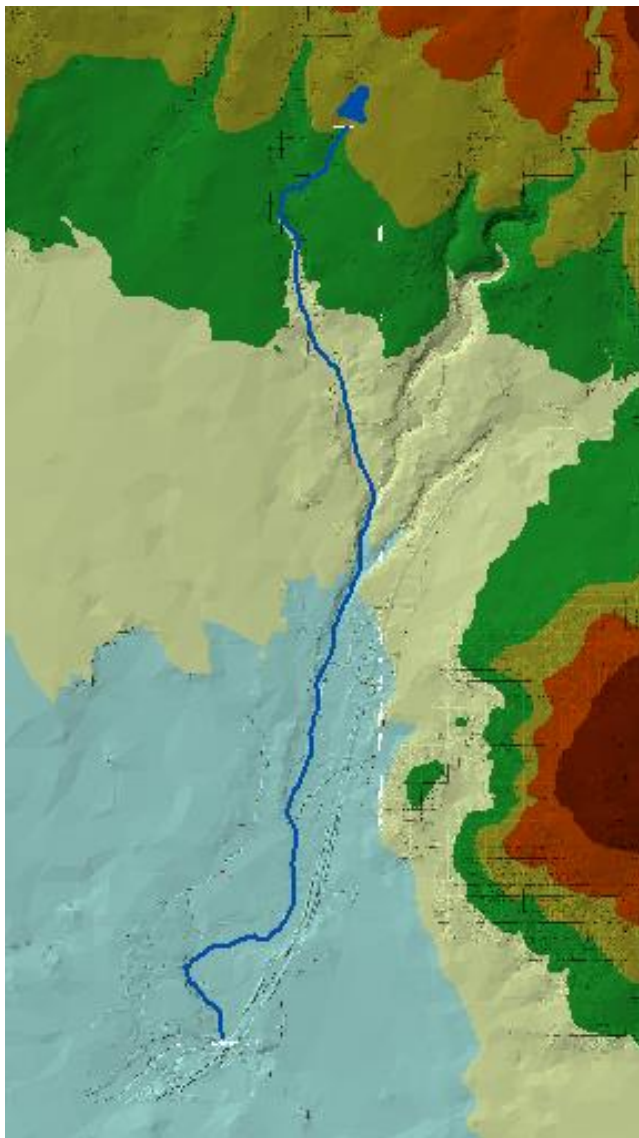


Figura 14 - TIN di informazione territoriale (elaborazione attraverso GIS). Con i diversi colori sono rappresentati intervalli discreti del valore dell'elevazione del terreno.

6.1.2.4 – Geometria

La prima fase prevede la generazione di un modello georeferenziato del corso d'acqua sulla base del modello digitale del suolo appena descritto.

Quest'ultimo svolge un ruolo fondamentale nella modellazione perché permette uno studio tridimensionale del modello, ovvero permette di attribuire una quota agli elementi facenti parte il modello medesimo.

In ambiente GIS è stato individuato in primo luogo il tracciato del corso d'acqua sulla base delle CTR e delle evidenze altimetriche mostrate dai DTM.

Il passo successivo è il tracciamento delle “Bank Lines”, quelle linee che permettono di separare l'alveo dal resto della sezione, e dei “FlowPaths”, che individuano il percorso del flusso.

Infine sono state tracciate le sezioni trasversali al corso d'acqua che permettono di definire la geometria dell'alveo e della zona limitrofa. Queste vengono editate dall'utente e, mediante elaborazione in GIS, vengono collegate al DTM cosicché ogni punto della sezione abbia associata una quota. Particolare

attenzione va posta nella metodologia con la quale si tracciano le sezioni, in quanto devono permettere la valutazione di tutte le apprezzabili modifiche del corso d'acqua (sia la forma dell'alveo che la direzione del corso d'acqua), e nella modellazione delle opere di attraversamento che si trovano lungo il suo sviluppo longitudinale. Per questo motivo le sezioni non devono essere troppo lontane tra loro, e devono essere tracciate laddove sono presenti punti singolari, quali i ponti.

La valutazione della propagazione dell'onda di piena per la determinazione del rischio deve essere condotta per una lunghezza L dell'asta fluviale pari a

$$L = \frac{V}{10^4} = \frac{70.000}{10.000} = 7 \text{ km}$$

dove V è il volume di invaso.

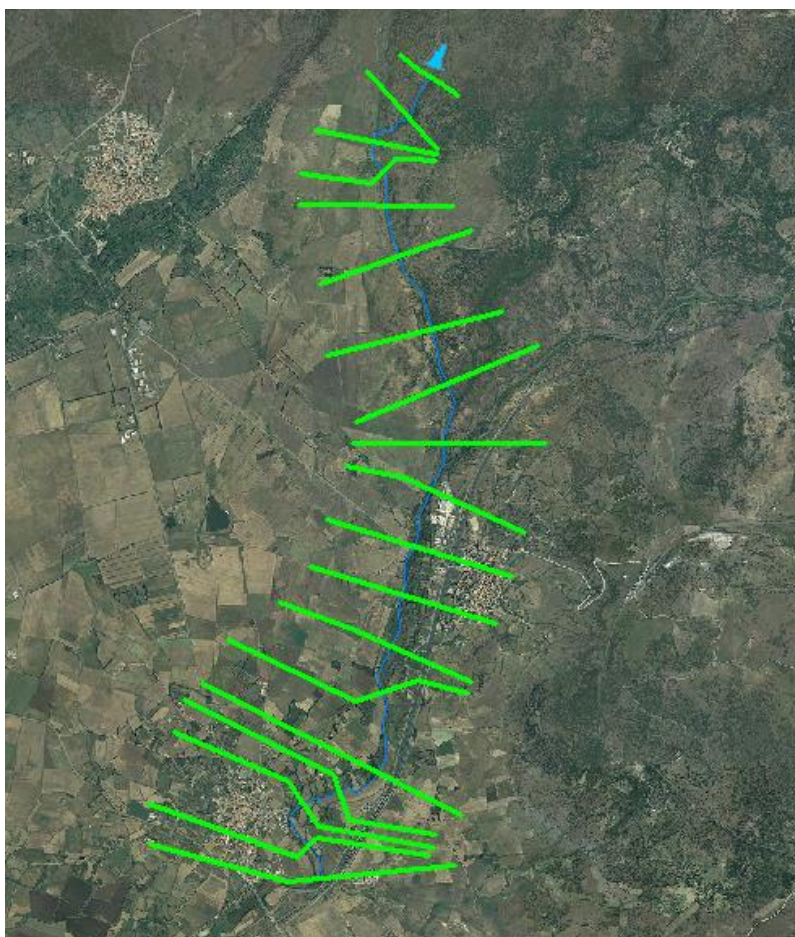


Figura 15 - Modello creato in ambiente GIS

Il modello generato sulla scorta di quanto descritto è stato, quindi, esportato su HEC-RAS così da poter effettuare l'analisi idraulica sulla base delle portate calcolate in precedenza.

Quanto fatto con Hec-GeoRAS permette una definizione della geometria ottima ma non definitiva, in quanto risultano necessarie diverse integrazioni relativamente agli argini (levees) e alle opere di attraversamento (bridges e culverts).

Gli argini sono stati individuati sezione per sezione in funzione della loro altimetria, così da evitare che il flusso si spandesse sull'intera estensione della sezione, andando a generare risultati non veritieri in termini di aree di esondazione e di velocità della corrente.

Per quanto riguarda le opere di attraversamento, si è resa necessaria una campagna di rilievi in sito col fine di valutare la posizione precisa degli stessi, possibile mediante l'utilizzo di un sistema GPS, e le loro dimensioni. Le opere che si trovano lungo i corsi d'acqua sono fondamentalmente riconducibili ai due attraversamenti stradali della SP17 e della SP9.

Infine, per evitare brusche variazioni delle grandezze idrauliche e geometriche tra le sezioni, si sono interpolate le sezioni medesime così da ottenere un modello più completo e raffinato.

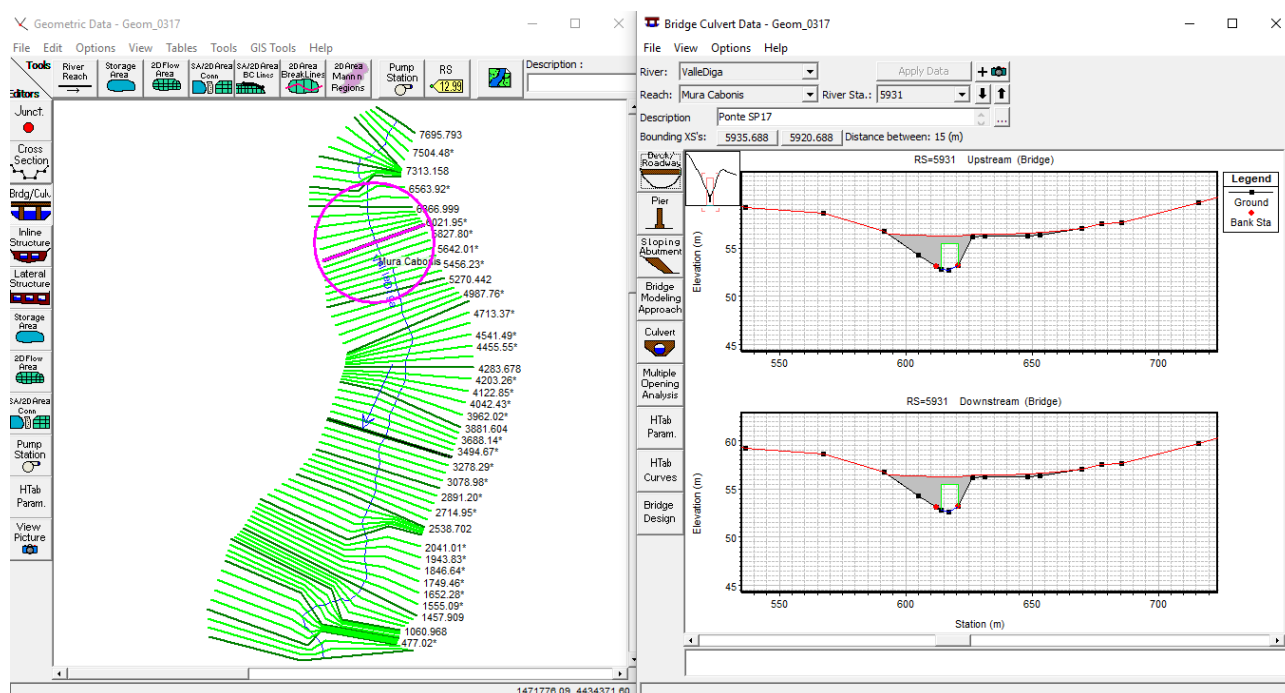


Figura 16 – Geometria su HEC-RAS e finestra per l'inserimento dei dati relativi agli attraversamenti

Risulta necessario rimarcare la presenza di una piccola traversa appena a valle della confluenza nel rio Mannu del rio de Sa Tanca, a valle del ponte sulla SP17 ma a monte di quello sulla SP9.

Tale opera non è stata presa in considerazione all'interno della modellazione idraulica, così da andare a favore di una maggiore sicurezza idraulica. Il suo effetto, infatti, sarebbe quello di laminare la piena in ingresso e ridurre il picco trasladolo nel tempo.

6.1.2.4 – Parametri di scabrezza

Il profilo della corrente è stato valutato considerando il moto permanente per tronchi omogenei chiusi alle sezioni di interesse. Rispetto alle reali condizioni del moto, che in generale presenta variazioni di portata nel tempo, esistono delle differenze di comportamento. Tuttavia è riscontrato che l'involuppo dei massimi livelli idrici che si verificano in un transitorio non presenta in generale valori significativamente differenti da quelli riscontrabili in moto permanente.

Le perdite di carico distribuite sono valutate mediante la formula di Manning (n), assegnato per ciascuna sezione attraverso il confronto critico del valore calcolato tramite il metodo del U.S. Soil Conservation Service con il valore desunto dalla letteratura di settore, anche in considerazione del diversificato grado di antropizzazione delle aree di studio.

In particolare sono stati assegnati i seguenti valori:

- $n = 0.030$ per i tratti d'alveo naturali;
- $n = 0.045$ per i tratti golenali.

6.1.2.5 – Condizioni al contorno

A monte e a valle del tratto d'alveo in studio è stata utilizzata la condizione al contorno necessaria per ottenere il profilo di corrente.

In particolare si è scelto di imporre come condizione di monte l'altezza critica (calcolata automaticamente dal software) mentre a valle quella di moto uniforme (sottoforma di pendenza del fondo nel tratto finale). Questa scelta è frutto di varie considerazioni legate alla tipologia di corrente presente nel tratto d'alveo studiato che non può essere definita a priori né lenta né veloce

6.1.3 – Risultati dell'analisi idraulica

Una volta terminata la definizione della geometria e delle condizioni della corrente, si può procedere con la fase di elaborazione vera e propria che permette di individuare le insufficienze delle varie sezioni, e quindi le esondazioni per ogni tempo di ritorno.

L'importazione in ambiente GIS della modellazione svolta su HEC-RAS permette di ottenere i punti "Water Surface Extents", ossia i punti della sezione coincidenti con gli estremi del pelo libero.

Ancor più importante risulta la definizione delle aree di esondazione sulla base delle quote del DTM. Infatti, è possibile generare dei poligoni luogo dei punti la cui quota geodetica sta al di sotto della quota del pelo libero calcolata su HEC-RAS.

6.3.3.1 – Aree di esondazione

Di seguito si riporta uno stralcio di ortofoto con sovrapposte le aree coinvolte dall'eventuale collasso parziale della diga di Mura Cabonis.



Figura 17 - Aree di esondazione dovute al dam break in moto permanente

6.3.3.2 – Tabelle dei risultati

In seguito alla modellazione svolta su HEC-RAS è possibile esportarne i risultati numerici, riportati nella tabella 3.

Sezioni	Quota fondo canale	Quota pelo libero	Quota energia totale	Pendenza energia	Velocità	Area bagnata	Numero di Froude
[-]	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m/m	m/s	m ²	[-]
7695.793	105.43	108.12	108.12	0.0099	6.31	142.27	0.99
7313.158	89.92	91.45	91.99	0.0431	8.81	107.01	2.14
6934.397	72.30	74.84	76.02	0.0432	12.47	67.23	2.18
6662.381	69.92	72.55	72.10	0.0067	5.07	157.21	0.73
6366.999	67.54	70.23	70.23	0.0105	6.54	160.00	0.93
5935.688	52.69	56.28	57.78	0.0224	11.28	69.59	2.81
5931 U – SP9	52.69	57.16	57.96	0.0975	10.00	72.42	1.22
5931 D – SP9	52.59	57.24	57.96	0.0756	9.05	79.82	1.07
5920.688	52.59	56.65	57.76	0.0131	9.28	93.21	2.12
5270.442	43.56	46.27	46.66	0.0180	8.43	108.65	1.33
4799.306	37.16	39.77	39.53	0.0074	5.41	168.89	0.80
4283.678	30.66	33.72	33.95	0.0136	7.89	110.45	1.17
3881.604	26.32	29.74	29.19	0.0058	5.60	152.05	0.76
3397.941	22.16	27.14	26.45	0.0014	3.53	373.44	0.52
3394 U – SP17	22.16	26.92	26.92	0.0176	3.93	189.15	0.40
3394 D – SP17	22.16	26.92	26.92	0.0176	3.93	189.29	0.40
3377.941	22.16	26.13	26.45	0.0071	6.69	175.68	1.33
2979.322	21.27	24.24	23.97	0.0041	4.23	268.43	0.65
2538.702	18.86	22.25	22.04	0.0036	3.80	293.08	0.62
2138.195	17.92	20.46	20.31	0.0042	3.52	357.58	0.75
1457.909	14.67	17.43	16.96	0.0025	2.90	363.74	0.55
1060.968	12.98	15.93	15.87	0.0042	4.17	261.83	0.83
749.373	12.28	14.98	14.49	0.0013	1.96	534.54	0.34
295.448	10.16	14.15	13.52	0.0015	2.61	417.80	0.45
0.000	9.86	12.33	11.54	0.0012	1.71	497.45	0.28

Tabella 3 - Tabella analitica HEC-RAS

6.3.3.3 – Profilo idraulico

Per le sezioni si rimanda all'allegato 1.

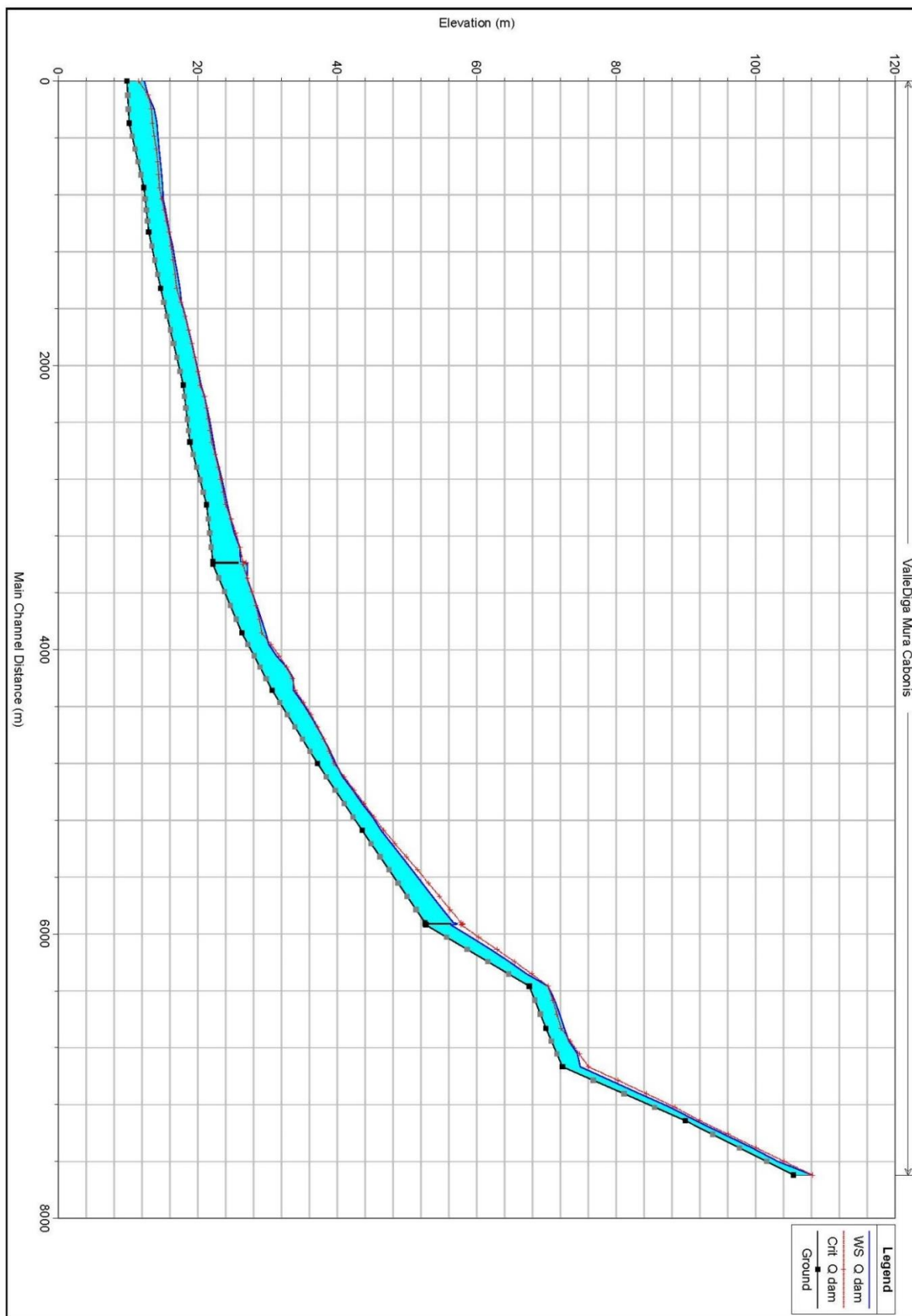


Figura 18 - Profilo idraulico dell'onda di piena da dam break

6.2 - Valutazione dell'onda di piena in moto vario

L'analisi eseguita in precedenza è stata fatta nell'ipotesi di moto permanente, la quale può risultare molto gravosa e troppo cautelativa in quanto non tiene conto degli effetti di laminazione naturale che si hanno in seguito ad un'esondazione. A tal fine è stata condotta anche un'analisi in moto vario.

La portata è stata calcolata mediante la legge di stramazzo a larga soglia, ipotizzando un'apertura triangolare di base pari a B (calcolato in precedenza) e altezza di 9 m, valutando la portata per varie altezze e imponendo μ pari a 0,385.

$$Q = \frac{8}{15} \mu \tan \alpha \sqrt{2gh}^{5/2}$$

Quindi, sulla base della curva volumi altezze, di cui alla figura 24, è stato valutato il tempo di svuotamento di ogni Δh così da creare un idrogramma di piena tale da simulare il collasso parziale della diga:

h	Q	Δt	t
m	m³/s	ore	ore
0.0	0.00	0.00	1.13
0.5	0.28	0.59	0.54
1.1	2.03	0.19	0.35
1.7	6.05	0.09	0.25
2.3	12.90	0.06	0.19
2.9	23.06	0.04	0.15
3.5	36.94	0.03	0.12
4.1	54.90	0.02	0.09
4.7	77.27	0.02	0.07
5.4	104.38	0.02	0.06
6.0	136.52	0.01	0.05
6.6	173.96	0.01	0.03
7.2	216.97	0.01	0.02
7.8	265.79	0.01	0.02
8.4	320.68	0.01	0.01
9.0	381.86	0.01	0.00

Tabella 4 - Idrogramma di moto vario

Utilizzando il modello idraulico su HEC-RAS definito in precedenza e inserendo l'idrogramma appena calcolato, è possibile valutare la propagazione della piena e determinare l'involuppo delle aree esondate.



Figura 19 - Aree di esondazione dovute al dam break in moto vario

6.3 - Valutazione dell'onda di piena con il metodo semplificato

Il metodo semplificato viene proposto nella terza revisione delle "Direttive per l'applicazione della L.R. 12/2007" nel paragrafo 2.2.9.

Una volta definita la portata come al punto 6.1 della presente relazione, la metodologia prevede la suddivisione dell'asta fluviale a valle dello sbarramento in diversi tronchi, e più precisamente:

- tronco 1: primo km di corso d'acqua;

- tronco 2: dal primo al terzo km;
- tronco 3: dal terzo al decimo km;
- tronco 4: dal decimo al ventesimo km.

In funzione della portata e della pendenza del tronco, le direttive permettono di definire la velocità della corrente da prendere in considerazione per la determinazione dell'area bagnata nelle sezioni proprie del primo tronco.

Lo studio della propagazione dell'onda di piena nell'alveo successivo alla sezione situata 1 km a valle dello sbarramento, e cioè nei tronchi di alveo compresi fra 1 e 3 km, fra 3 e 10 km, e fra 10 e 20 km, viene condotto ammettendo una riduzione delle aree bagnate rispetto a quelle di ogni tronco precedente, in ragione delle percentuali espresse nella tabella seguente per effetto della attenuazione che l'onda subisce nella propagazione verso valle.

PENDENZA DEL TRONCO [%]	VOLUME INVASO [m ³]	DISTANZE PROGRESSIVE DALLO SBARRAMENTO		
		DA 1 A 3 Km	DA 3 A 10 Km	DA 10 A 20 Km
0,5	1,000,000	90 %	90 %	90 %
	500,000	80 %	80 %	80 %
	100,000	70 %	70 %	70 %
1	1,000,000	100 %	90 %	90 %
	500,000	90 %	90 %	80 %
	100,000	70 %	70 %	70 %
2,5	1,000,000	100 %	90 %	90 %
	500,000	100 %	90 %	90 %
	100,000	80 %	70 %	70 %
5	1,000,000	100 %	100 %	90 %
	500,000	100 %	90 %	90 %
	100,000	90 %	80 %	70 %

Tabella 5 - Riduzione delle aree bagnate in seguito alla laminazione naturale della piena

Nel caso in esame, in cui l'asta da valutare è lunga meno di 8 km, si ha una situazione come la seguente:

Tronco	Progressiva	Pendenza	Velocità	Riduzione area
-	km	%	m/s	%
1	0 - 1	4.31	5.81	100
2	1 - 3	1.76	-	75
3	3 - 8	0.49	-	70

Tabella 6 - Parametri per la definizione delle aree allagate

Sulla base del modello digitale del suolo già descritto in precedenza, sono state definite lungo il corso d'acqua delle sezioni idrauliche con interasse di circa 200 m.

Per ogni sezione è stata calcolata la scala di deflusso mediante la legge di Chezy così da valutare l'area bagnata in funzione della portata al colmo e della pendenza a monte. Tale area è stata ridotta del fattore moltiplicativo visto in precedenza e, quindi, si è valutato il tirante idrico corrispondente dalla scala di deflusso della sezione.

Sezione	Tirante	Quota del fondo	Quota del pelo libero
-	m	m slm	m slm
7725	0.30	104.83	105.13
7589	1.12	99.78	100.90
7389	1.40	80.06	81.46
7189	1.28	80.00	81.28
6989	2.50	73.95	76.45
6789	1.02	70.00	71.02
6589	2.04	63.72	65.76
6389	2.50	63.98	66.48
6189	1.32	60.00	61.32
5989	1.32	57.29	59.61
5789	1.16	50.03	51.19
5589	1.04	50.31	51.35
5389	1.86	45.76	47.62
5189	1.42	42.21	43.63
4989	1.74	38.86	40.60
4789	1.64	36.38	38.02
4589	2.54	32.30	34.84
4389	2.28	31.46	33.74
4189	1.60	29.22	30.82
3989	2.16	26.62	28.78
3789	2.36	25.67	28.03
3589	2.76	23.80	26.56
3432	2.54	23.46	26.00
3189	2.66	22.94	25.60
2989	2.32	21.22	23.54
2789	2.64	21.21	23.85
2589	2.76	19.04	21.80
2368	1.88	18.81	20.69
2057	2.56	17.39	19.95
1883	2.12	16.87	18.99
1589	2.76	14.89	17.65
1331	2.34	14.82	17.16
989	2.76	12.51	15.27
823	2.40	12.28	14.68
589	2.66	12.05	14.71
378	2.72	10.19	12.91
236	2.68	10.01	12.69

Tabella 7 - Risultati del metodo semplificato

Noto il tirante idrico, ovvero la quota del pelo libero, in ogni sezione, sono state determinate le aree di allagamento in funzione del DTM.

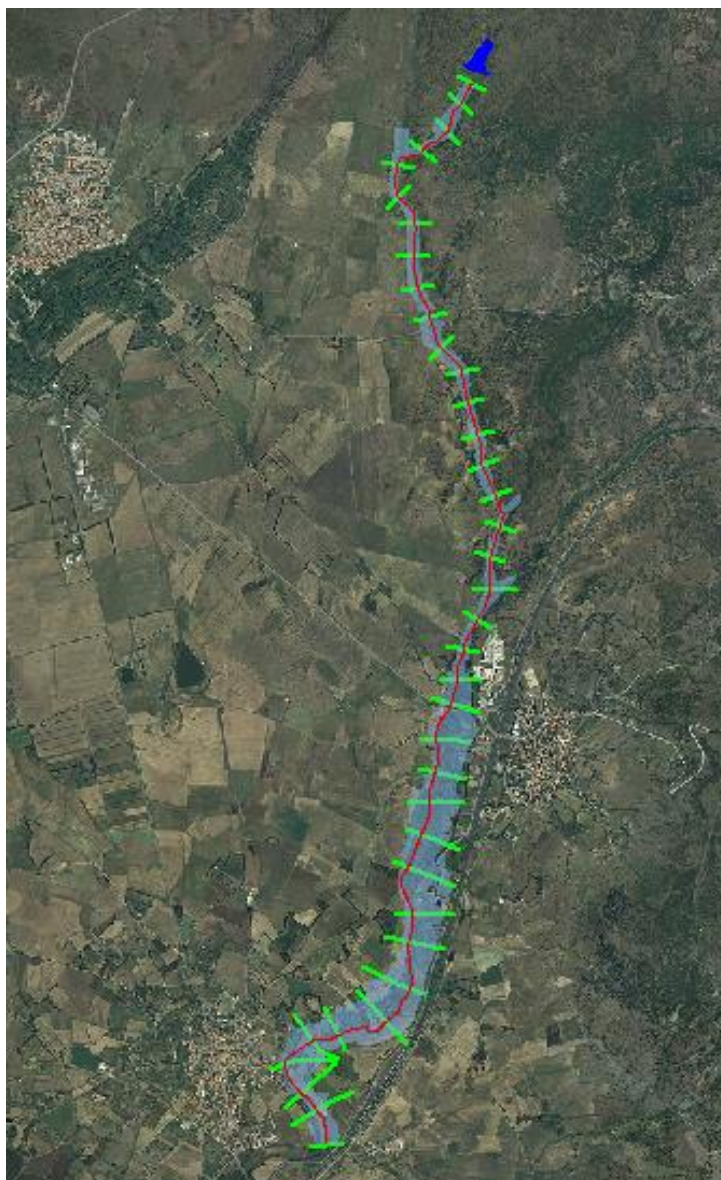


Figura 20 - Aree di esondazione dovute al dam break con il metodo semplificato

7. Conformità rispetto alla normativa vigente

7.1 – Livello di rischio

Al punto 6 è stato descritto l'iter procedurale per la definizione delle aree di esondazione conseguenti al collasso della diga di Mura Cabonis.

Come si è potuto osservare nelle figure 17, 19 e 20, le aree lambiscono semplicemente i centri abitati senza però interessarli, a meno di alcuni rari casolari posti a ridosso del corso d'acqua. Allo stesso tempo si nota che l'onda di piena va ad interagire con alcune opere di attraversamento proprie della viabilità principale, e in particolare con le strade provinciali 9 e 17.

Gli elementi a rischio sono riportati negli elaborati grafici allegati al progetto esecutivo.

Ovviamente, a seconda del tipo di analisi idraulica, i tiranti in corrispondenza dei ponti variano. Nella tabella seguente si riporta uno specchio dei tiranti idrici e dei battenti sull'estradosso dei ponti.

Si precisa che per definire i tiranti in corrispondenza degli attraversamenti nel metodo semplificato si è eseguita un'interpolazione lineare tra le quote delle sezioni di monte e valle, sapendo che il ponte sulla SP17 si trova alla progressiva 5930.18 e quello sulla SP9 alla progressiva 3411.23.

Ponte	Moto	Quota fondo*	Quota intradosso*	Quota estradosso*	Quota pelo libero	Tirante sul fondo	Battente sul ponte
-	-	m slm	m slm	m slm	m slm	M	m
SP17	Permanente	52.69	55.50	56.28	57.24	4.55	0.96
	Vario				58.39	5.7	2.11
	Semplificato				57.13	4.54	0.85
SP9	Permanente	22.16	24.78	26.28	26.92	4.76	0.64
	Vario				27.13	4.97	0.85
	Semplificato				25.96	3.80	0.00

Tabella 8 - Battenti idrici sui ponti delle strade investite dal dam break

* valori rilevati mediante strumentazione GPS.

Sulla base della tabella 1, si può definire un livello di rischio alto quando l'onda di piena interessa i seguenti elementi:

- 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, beni archeologici;*
- *Infrastrutture pubbliche strategiche e di interesse regionale (strade statali, provinciali, ferrovie);*
- *Porti vari, aeroporti, stazioni.*

Si può notare come, nel caso in esame, si ricada in una classe di rischio alto.

7.2 – Larghezza del coronamento

L'articolo "3.1.2 Relazione geotecnica e di verifica delle scelte progettuali" delle Direttive per l'applicazione della L.R. 12/2007 prevede che la larghezza del coronamento degli sbarramenti in terra con classe di rischio alta sia almeno pari a 3 m.

Il punto "E.7 – Particolari costruttivi" del DM 2014 prevede che la larghezza del coronamento debba essere tale da permettere il passaggio dei mezzi per manutenzione e vigilanza, e comunque maggiore di 4 m.

Il sopralluogo ha messo in evidenza come tale requisito sia assolutamente soddisfatto, essendo la larghezza del coronamento della diga di Mura Cabonis pari a circa 4,5 m.

7.3 – Franco

Il franco si definisce come la somma del dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso (franco netto) e della semiampiezza della massima onda prevedibile nel serbatoio.

7.3.1 – Franco netto

Come detto al punto 5 della presente relazione, il valore del franco netto deve essere pari almeno a 1,50 m per le dighe in materiali sciolti.

Per la determinazione del franco netto allo stato attuale è necessario calcolare la quota di massimo invaso, ovvero la massima quota raggiungibile dal livello dell'acqua in occasione del più gravoso evento di piena previsto, che nel caso delle dighe in terra esistenti viene inteso come quello relativo ad un tempo di ritorno di 1000 anni.

Per far ciò si procede con il seguente iter:

- definizione del bacino idrografico del rio Mura Cabonis;

- calcolo del curve number;
- calcolo del tempo di corrivazione;
- analisi pluviometrica;
- calcolo della portata;
- definizione della quota di massimo invaso.

7.3.1.1 - Bacino idrografico del rio Mura Cabonis

Sulla base del reticolo idrografico ottenuto dall'elaborazione dei dati cartografici descritti al punto 6.1.2.3, è stato definito il tracciato del bacino idrografico afferente all'invaso di Mura Cabonis.

In figura 21 viene riportato il bacino ottenuto.

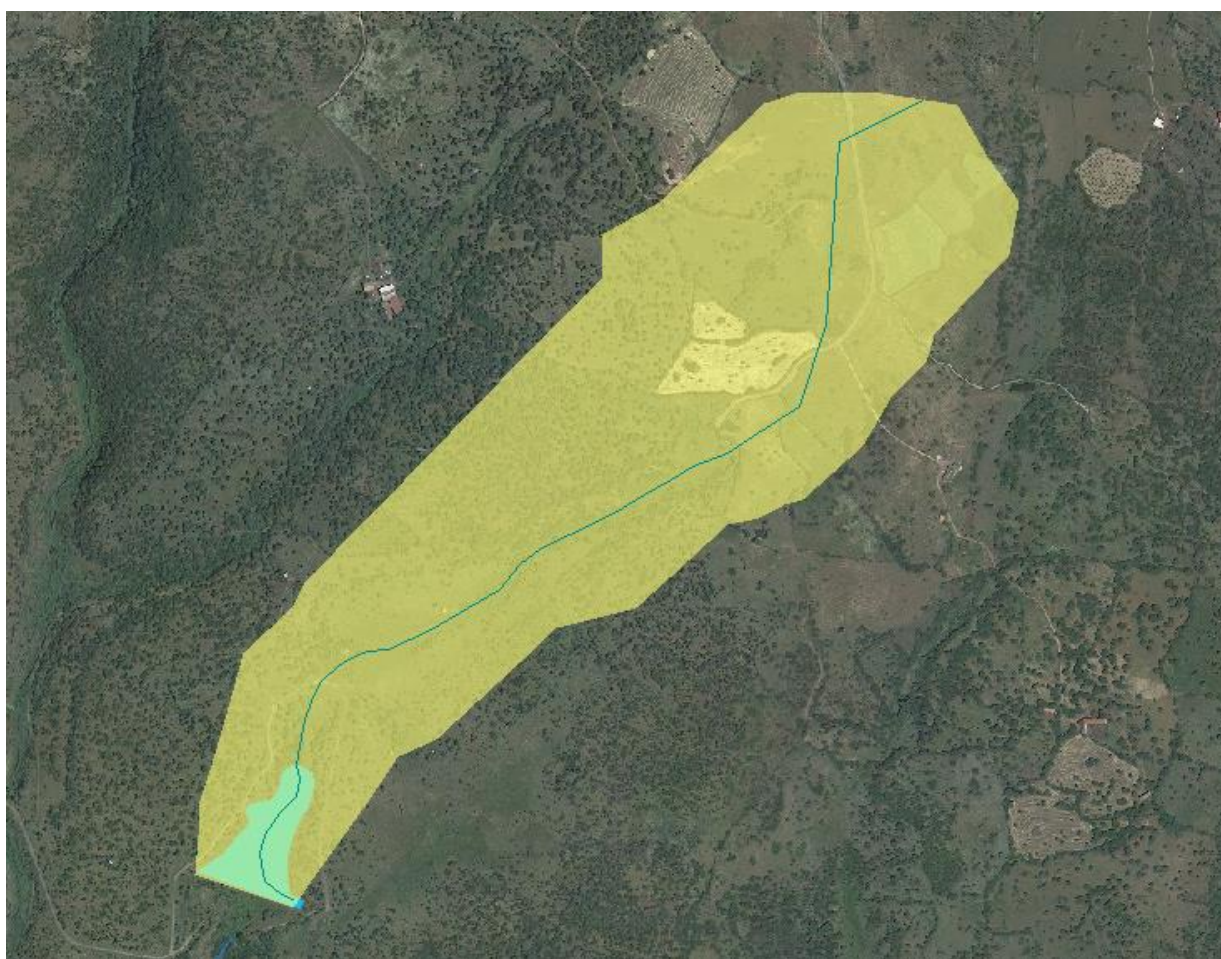


Figura 21 – Bacino determinato sulla base del DTM con passo a 10 m

In tabella 9 sono riportate le caratteristiche geomorfologiche del bacino, ovvero l'area e la pendenza media del bacino, la lunghezza dell'asta principale, le quote massima e minima del bacino, la quota media calcolata come media ponderata rispetto alle aree e la pendenza media dell'asta principale mediante la seguente relazione:

$$\sqrt{i_m} = \frac{L}{\sum l_k / \sqrt{i_k}}$$

Area S [m ²]	Pendenza media bacino i _b [%]	Asta principale L [m]	Quota max. [m.s.m.] Q _{max}	Quota min. [m.s.m.] Q _{min}	Quota media [m.s.m.] Q _m	Pendenza media i _m [%]
624497	4,34	1868	170,47	112,25	147,07	2,66

Tabella 9 – Caratteristiche morfologiche del bacino idrografico

7.3.1.2 - Curve Number

Per valutare la permeabilità del suolo è stato usato il metodo del Curve Number (CN) proposto dal Soil Conservation Service. Questo consiste nell'attribuire ad ogni categoria di uso del suolo un certo valore del CN (come previsto dalle Metodologie di Analisi previste per gli “studi, indagini, elaborazioni attinenti all'ingegneria integrata, necessari alla redazione dello studio denominato progetto di piano stralcio delle fasce fluviali (PSFF)”) così da determinare la capacità di accumulo del terreno, e di conseguenza di deflusso del suolo.

In primo luogo, quindi, è stata caricata su GIS la carta Corine Land Cover RAS - 2008 e ad ogni tipologia di uso del suolo è stato associato un certo valore del CN(II) classe C secondo quanto previsto nella tabella 10. Quindi, si è proceduto all'analisi delle informazioni presenti nella Carta Geologica resa disponibile dalla Regione Sardegna, al fine di ottenere fattori correttivi per il calcolo definitivo dei valori di CN a scala regionale. Come per l'uso del suolo, è stato associato ad ogni unità geologica un fattore correttivo ΔCN da sommare al valore del CN(II) precedentemente definito.

A questo punto si sono determinate le aree destinate ai vari usi del suolo, e si è associato ad ognuno di essi il rispettivo CN. Quindi, è stata fatta una media ponderata dei CN rispetto alle aree, così da ottenere un valore caratteristico del bacino. Il valore ottenuto rappresenta quello di CN relativo ad una condizione media di umidità antecedente (AMC) in funzione della precipitazione dei 5 giorni precedenti l'evento in studio, detto CN (II).

A questo valore è stato aggiunto il fattore correttivo relativo alla geologia del suolo.

A favore di sicurezza si è posta, infine, una condizione sfavorevole di umidità, per cui si è utilizzato il CN (III):

$$CN (III) = \frac{23 CN (II)}{10 + 0.13 CN (II)}$$

1111 - TESSUTO RESIDENZIALE COMPATTO E DENSO	95
1112 - TESSUTO RESIDENZIALE RADO	95
1121 - TESSUTO RESIDENZIALE RADO E NUCLEIFORME	95
1122 - FABBRICATI RURALI	95
1211 - INSEDIAMENTO INDUSTRIALI/ARTIG. E COMM. E SPAZI ANNESSI	95
1212 - INSEDIAMENTO DI GRANDI IMPIANTI DI SERVIZI	95
1221 - RETI STRADALI E SPAZI ACCESSORI	95
1222 - RETI FERROVIARIE E SPAZI ANNESSI	95
1223 - GRANDI IMPIANTI DI CONCENTRAMENTO E SMISTAMENTO MERCI	99
1224 - IMPIANTI A SERVIZIO DELLE RETI DI DISTRIBUZIONE	95
123 - AREE PORTUALI	95
124 - AREE AEROPORTUALI ED ELIPORTI	95
131 - AREE ESTRATTIVE	75
1321 - DISCARICHE	75
1322 - DEPOSITI DI ROTTAMI A CIELO APERTO, CIMITERI DI AUTOVEICOLI	75
133 - CANTIERI	95
141 - AREE VERDI URBANE	70
1421 - AREE RICREATIVE E SPORTIVE	95
1422 - AREE ARCHEOLOGICHE	75
143 - CIMITERI	95
2111 - SEMINATIVI IN AREE NON IRRIGUE	60
2112 - PRATI ARTIFICIALI	75
2121 - SEMINATIVI SEMPLICI E COLTURE ORTICOLE A PIENO CAMPO	60
2122 - RISAIE	99
2123 - VIVAI	70
2124 - COLTURE IN SERRA	75
221 - VIGNETI	60
222 - FRUTTETI E FRUTTI MINORI	60
223 - OLIVETI	60
231 - PRATI STABILI	75
2411 - COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE ALL'OLIVO	60
2412 - COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE AL VIGNETO	99
2413 - COLTURE TEMPORANEE ASSOCIATE AD ALTRE COLTURE PERMANENTI	60
242 - SISTEMI CULTURALI E PARTICELLARI COMPLESSI	60
243 - AREE PREV. OCCUPATE DA COLTURE AGRARIE CON PRESENZA DI SPAZI NATURALI IMPORTANTI	70
244 - AREE AGROFORESTALI	70
3111 - BOSCHI DI LATIFOGIE	50
31121 - PIOPPETI SALICETI EUCALITTETI	50
31122 - SUGHERETE	65
31123 - CASTAGNETI DA FRUTTO	50
31124 - ALTRO	50
3121 - BOSCHI DI CONIFERE	70
3122 - CONIFERE A RAPIDO ACCRESCIMENTO	70
313 - BOSCHI MISTI DI CONIFERE E LATIFOGIE	60
321 - AREE A PASCOLO NATURALE	75
3221 - CESPUGLIETI ED ARBUSTETI	65
3222 - FORMAZIONI DI RIPÀ NON ARBOREE	65
3231 - MACCHIA MEDITERRANEA	65
3232 - GARIGA	65
3241 - AREE A RICOLONIZZAZIONE NATURALE	70
3242 - AREE A RICOLONIZZAZIONE ARTIFICIALE	70
3311 - SPIAGGE DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	40
3312 - AREE DUNALI NON COPERTE DA VEGETAZIONE DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	40
3313 - AREE DUNALI COPERTE DA VEGETAZIONE DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	40
3315 - LETTI DI TORRENTI DI AMPIEZZA SUPERIORE A 25M	99
332 - PARETI ROCCIOSE E FALESIE	75
333 - AREE CON VEGETAZIONE RADA > 5%E< 40%	75
411 - PALUDI INTERNE	99
421 - PALUDI SALMASTRE	99
422 - SALINE	75
423 - ZONE INTERTIDALI	99
5111 - FIUMI, TORRENTI E FOSSI	99
5112 - CANALI E IDROVIE	99
5121 - BACINI NATURALI	99
5122 - BACINI ARTIFICIALI	99
5211 - LAGUNE, LAGHI E STAGNI COSTIERI A PRODUZIONE ITTICA NATURALE	99
5212 - ACQUACOLTURE IN LAGUNE, LAGHI E STAGNI COSTIERI	99
522 - ESTUARI E DELTA	99
5231 - AREE MARINE A PRODUZ. ITTICA NATURALE	99
5232 - ACQUACOLTURE IN MARE LIBERO	99

Tabella 10 - Tabella dei valori CN al variare del tipo di uso del suolo

UDS COD	UDS DESC	Area [m ²]	CN (II) C	CN(II) x Ai/A
244	Aree agroforestali	233538.7	70	26.18
2112	Prati artificiali	172787.2	75	20.75
3111	Bosco di latifoglie	23101.2	50	1.85
3231	Macchia mediterranea	116670.5	65	12.14
3241	Aree ricolonizzazione naturale	63522.9	70	7.12
5122	Bacini artificiali	14876.2	100	2.38
	Basalti dei plateau	324351.9	10	5.19
	Apparato vulcanico del Montiferru	300144.7	5	2.40
			CN(II)	78.01
			CN(III)	89.20

Tabella 11 – Calcolo del CN(III)

A favore di sicurezza si è scelto di portare il valore del CN(III) a 95.

Noto il valore del Curve Number si può calcolare lo Storage S, ossia il volume di acqua che il terreno è in grado di immagazzinare al proprio interno, e l'Initial Abstraction I_a, ovvero la quota parte di acqua persa per intercezione:

$$S = \frac{25400 - 254 \text{ CN}}{\text{CN}} = 13,37$$

$$I_a = 0.2 S = 2,67$$

7.3.1.3 - Tempo di corrivazione

Per poter determinare le altezze di precipitazione è necessario fissare una durata di precipitazione critica. Tale valore può essere posto pari al tempo di corrivazione sotto le seguenti ipotesi semplificative:

- Una generica goccia d'acqua che cade in un generico punto del bacino, segue sempre e comunque una traiettoria del tutto autonoma, fino a quando non confluisce nella sezione terminale; contribuisce alla portata di deflusso insieme alle altre generiche gocce d'acqua mediante il principio di sovrapposizione degli effetti;

- Ogni particella viaggia con velocità propria del tutto indipendente dal moto delle altre particelle liquide, come se fosse l'unica particella presente nel bacino;
- Le precipitazioni di carattere piovoso sono costanti nelle due dimensioni tempo e spazio.

Note le grandezze geomorfologiche del bacino e le caratteristiche dell'asta fluviale, si devono calcolare i tempi di corrivazione. Per il calcolo del tempo di corrivazione esistono numerose formule in letteratura:

- Ventura: $t_c = 0.1272 \left(\frac{A}{i_m} \right)^{0.5}$
- Pezzoli: $t_c = 0.055 \frac{L}{i_m^{0.5}}$
- Viparelli: $t_c = \frac{L}{v}$
- VAPI: $t_c = 0.212A^{0.231} \left(\frac{h_m}{i_m} \right)^{0.289}$
- Puglisi: $t_c = 6 \frac{L^{2/3}}{(h_{max}-h_{min})^{1/3}}$
- Tournon: $t_c = 0.396 * \frac{L}{i_m^{0.5}} \left(\frac{A}{L^2} * \sqrt{\frac{i_m}{i_b}} \right)^{0.72}$
- Giandotti: $t_c = \frac{4A^{0.5}+1.5L}{0.8(h_m-h_{min})^{0.5}}$
- Pasini: $t_c = 0.108 \frac{(AL)^{1/3}}{i_m^{0.5}}$
- SCS: $t_c = 0.00227 L^{0.8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7} i_b^{-0.5}$
- Kirpich $t_c = 0.000325 \frac{L_a^{0.77}}{i_b^{0.385}}$

Dove:

- A è l'area del bacino in km²;
- L è la lunghezza dell'asta principale in km;
- i_m è la pendenza del corso d'acqua m/m;
- v è la velocità con cui scorre la goccia d'acqua (1 m/s);
- i_b è la pendenza del bacino in %;
- h_m , h_{max} e h_{min} rappresentano rispettivamente la quota media, massima e minima;
- CN è il Curve Number associato al bacino.

Di seguito si consegna una rapida descrizione delle caratteristiche dei campioni di bacini osservati per la determinazione delle formule di calcolo.

- Ventura: il campo di impiego riguarda principalmente bacini pianeggianti di modeste dimensioni;
- Pezzoli: l'analisi ha riguardato un campione di piccoli bacini ricadenti nel territorio del Piemonte;
- Viparelli: il principio alla base è quello di considerare le isocorrive coincidenti con le isoipse e conseguentemente ammettere che la distanza percorsa dalla goccia sia sostanzialmente legata alla

differenza di quota tra i punti del bacino e la quota della sezione di chiusura. L'ipotesi di base è tanto più vera quanto maggiore è la circolarità del bacino esaminato;

- VAPI: come specificato nelle Linee Guida del PSFF il metodo non va bene per bacini con area minore di 50 km²;
- Puglisi: è stato determinato dall'esame di bacini appenninici con superfici tra i 43 e i 94 Km²;
- Tournon: il campione osservato, e conseguentemente il campo di applicazione riguarda bacini con estensioni comprese tra 30 e 170 e Km²;
- Metodo di Giandotti: è indicato per bacini collinari con estensione maggiore ai 170 Km²;
- Metodo di Pasini: il metodo è applicato su bacini di pianura delle dimensioni di qualche km²;
- Metodo SCS: si basa sulla determinazione del curve number;
- Metodo di Kirpich: la formula è stata sviluppata per piccoli bacini pianeggianti di estensione inferiore ai 10 km² in Tennessee e Pennsylvania.

Da quanto appena detto si sono scartate le formule VAPI, Puglisi, Tournon, Kirpich e Giandotti, e si è scelta tra le rimanenti quella del Soil Conservation Service in quanto è funzione delle caratteristiche morfologiche del bacino e dell'uso del suolo.

Formula	Ventura	Pezzoli	Viparelli	Pasini	SCS	tc usato
tc [ore]	0.62	0.63	0.52	0.70	0.61	0.61

Tabella 12 - Calcolo del tempo di corrivazione

7.3.1.4 - Analisi pluviometrica

Il calcolo delle altezze di precipitazione è stato eseguito mediante le Curve di Possibilità Pluviometrica estratte dalla distribuzione TCEV regionalizzata di Deidda e Piga. Tale metodo prevede la suddivisione della Sardegna in 3 sottozone omogenee (SZO), come in figura 23, e nell'individuazione nella figura 24 della cosiddetta pioggia indice giornaliera μ_g , ovvero la media dei massimi annui di precipitazione giornaliera, in funzione della posizione del sito in esame.

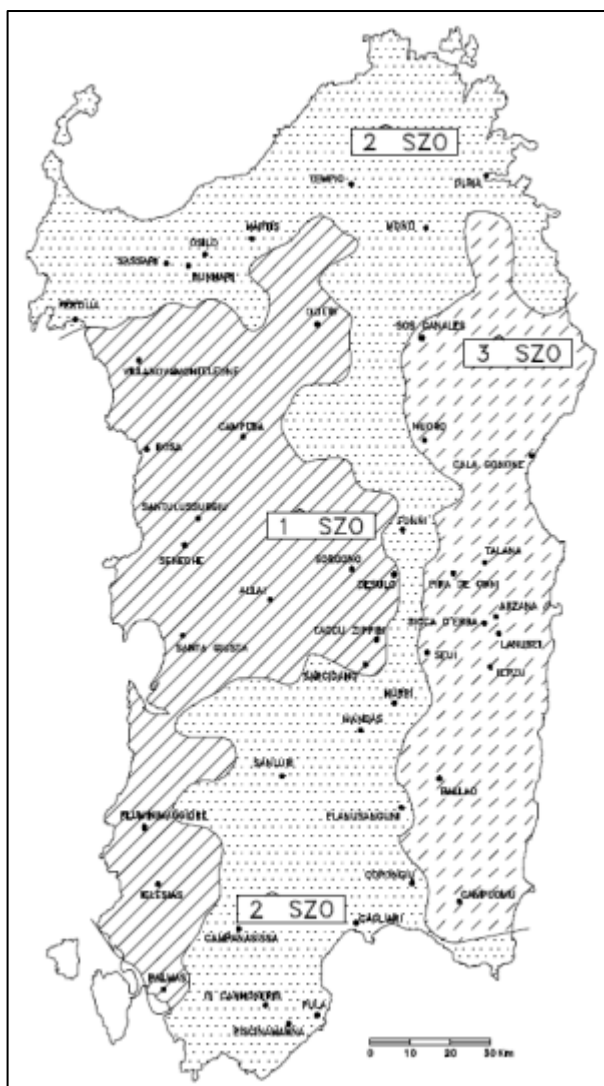


Figura 22 - Suddivisione della Sardegna in SottoZone Omegenee

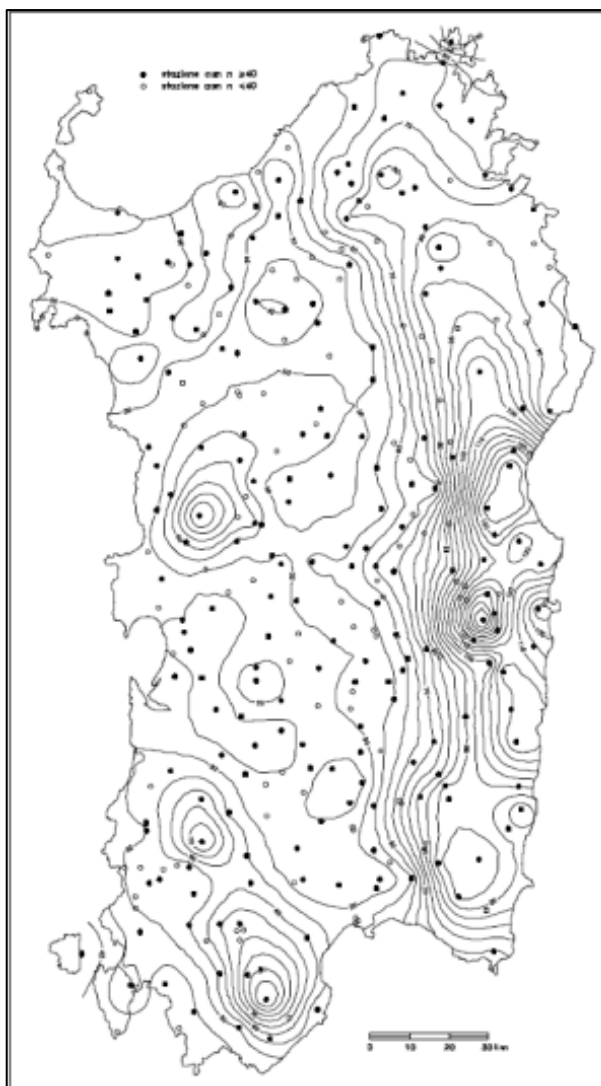


Figura 23 - Carta della pioggia indice giornaliera

A partire da questi parametri, dalla durata della precipitazione e dai tempi di ritorno di interesse (50, 100, 200, 500 anni), si possono calcolare le altezze di precipitazione lorde di progetto mediante le seguenti relazioni:

$$h_{Tr}(t) = H_m(t_p) * a t_p^n$$

nella quale:

$$H_m(t_p) = 1.1287 H_g(t_p/24)^{-0.493+0.476*\log(H_g)}$$

con H_g dipendente dalla posizione geografica del bacino, mentre i parametri a ed n dipendono dalla sottozona SZO di appartenenza.

per la sottozona I:

$$a = 0.4642 + 1.0376 * \text{Log}(Tr)$$

$$n = -0.18488 + 0.22960 * \text{Log}(Tr) - 0.033216 * (\text{Log}(Tr))^2 \quad (\text{per } t_c < 1 \text{ ora})$$

$$n = -0.01469 - 0.0078505 * \text{Log}(Tr) \quad (\text{per } t_c > 1 \text{ ora})$$

per la sottozona II:

$$a = 0.43797 + 1.089 * \text{Log}(Tr)$$

$$n = -0.18722 + 0.24862 * \text{Log}(Tr) - 0.0336305 * (\text{Log}(Tr))^2 \quad (\text{per } t_c < 1 \text{ ora})$$

$$n = -0.0063887 - 0.004542 * \text{Log}(Tr) \quad (\text{per } t_c > 1 \text{ ora})$$

per la sottozona III:

$$a = 0.40926 + 1.1441 * \text{Log}(Tr)$$

$$n = -0.1906 + 0.264438 * \text{Log}(Tr) - 0.038969 * (\text{Log}(Tr))^2 \quad (\text{per } t_c < 1 \text{ ora})$$

$$n = 0.014929 + 0.0071973 * \text{Log}(Tr) \quad (\text{per } t_c > 1 \text{ ora})$$

Tabella 13 - Calcolo dei parametri a e n

Il bacino del rio Mura Cabonis appartiene alla SottoZona Omogenea 1.

Il valore del curve number calcolato in precedenza permette di fare delle valutazioni relativamente alle perdite delle precipitazioni dovute ad infiltrazione e intercezione.

Per calcolare la precipitazione netta che effettivamente contribuisce al deflusso superficiale si utilizza la seguente relazione

$$P_N = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

dove P è la precipitazione cumulata e P_N rappresenta la pioggia netta cumulata.

Hg	60	mm			
tc	0.61	ore			
Hm(tc)	18.54				
Tr	50	100	200	500	1000
a	2.227	2.539	2.852	3.265	3.577
n	0.109	0.141	0.168	0.193	0.205
hTr(tc) [mm]	39.14	43.94	48.72	55.09	60.00
P _N [mm]	26.69	31.17	35.68	41.76	46.49

Tabella 14 - Calcolo degli afflussi meteorici

7.3.1.5 - Calcolo della portata

Come detto in precedenza, la stima degli idrogrammi di piena e delle relative portate al colmo è ottenuta, come indicato nelle Linee Guida del PAI, attraverso l'applicazione della metodologia indiretta, ossia della trasformazione tra afflussi meteorici e deflussi idrologici.

La portata al colmo può essere calcolata con la formula razionale secondo cui:

$$Q_{Tr} = \varphi \frac{r h_{Tr} S}{t_c}$$

dove si è indicato con:

- φ il coefficiente di afflusso pari al rapporto tra la precipitazione netta e quella lorda;
- r il coefficiente di ragguaglio areale posto pari a 1 a favore di sicurezza;
- h_{Tr} l'altezza di precipitazione lorda;
- S la superficie del bacino contribuyente;
- t_c il tempo di corrivazione.

I parametri calcolati nei paragrafi precedenti consentono la valutazione della portata di piena:

Tr [anni]	50	100	200	500	1000
ϕ [-]	0.68	0.71	0.73	0.76	0.77
QTr [m ³ /s]	7.54	8.81	10.08	11.80	13.14

Tabella 15 - Valori delle portate di progetto per i diversi tempi di ritorno

La forma dell'onda di piena afferente al serbatoio può essere assunta convenzionalmente crescente linearmente da zero al valore massimo in un tempo pari al tempo di corrivazione, nonché successivamente decrescente dal valore massimo a zero in un tempo pari a tre volte quello di corrivazione.

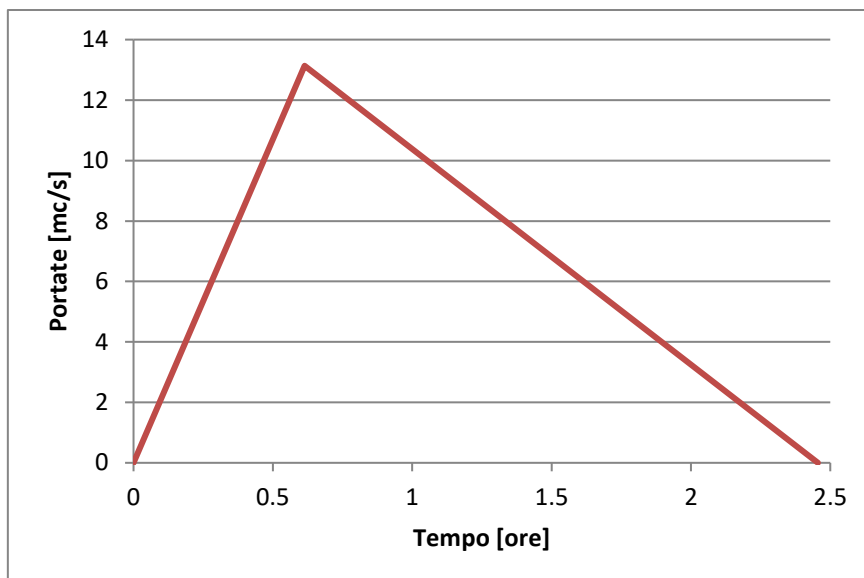


Figura 24 - Idrogramma di piena

7.3.1.6 - Quota di massimo invaso

Per la determinazione della quota di massimo invaso è stato implementato un codice di calcolo per la valutazione degli effetti dell'onda di piena sulla base delle seguenti equazioni:

$$Q_{in} - Q_{out} = \frac{dV}{dt}$$

$$Q_{out} = f(h)$$

$$V = f(h)$$

ossia, rispettivamente, equazione di continuità, dipendenza della portata uscente dal carico idrico a monte della diga e dipendenza del volume invasato dal carico idrico.

Relativamente all'equazione di continuità, si fa presente come le portate in ingresso e in uscita siano funzioni del tempo, per cui verrà usato l'idrogramma calcolato al punto precedente. Per poter eseguire la combinazione delle equazioni sopra citate è necessario scrivere l'equazione di continuità sotto forma di differenze finite:

$$V(t + \Delta t) = \left(\frac{Q_{in}(t) + Q_{in}(t + \Delta t)}{2} - \frac{Q_{out}(t) + Q_{out}(t + \Delta t)}{2} \right) \Delta t + V(t)$$

Sulla base del modello digitale del suolo generato in precedenza, sono stati determinati i volumi invasabili al variare della quota, così da ottenere la seguente curva:

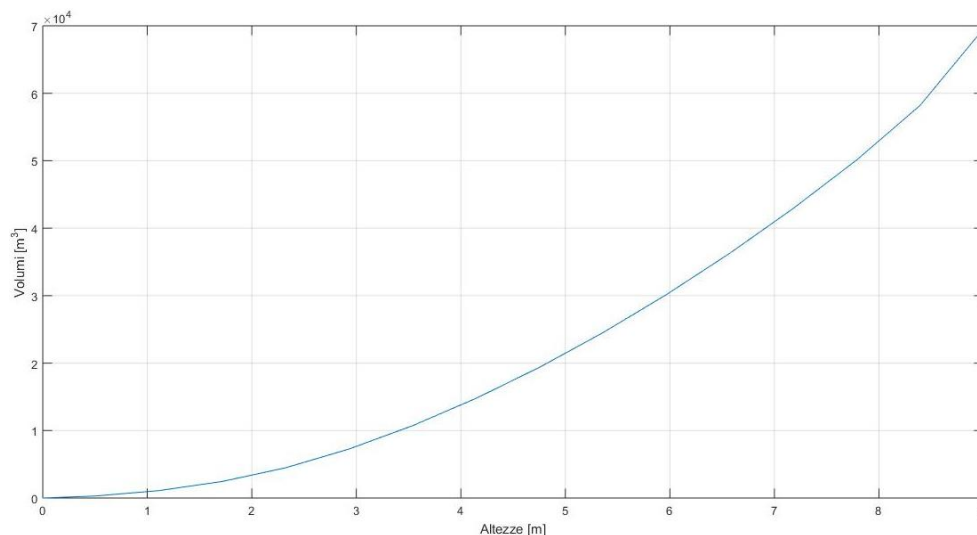


Figura 25 - Curva altezze-volumi

Come è noto, le dighe sono dotate di uno scarico di fondo e di uno scarico di superficie.

Il primo è costituito da una condotta in ghisa di diametro di 250 mm, mentre il secondo da uno stramazzo di lunghezza di 26,55 m, posto ad una quota di 115,84 m s.l.m (degli scarichi si parlerà più diffusamente ai punti 7.5 e 7.6).

A questo punto si procede mediante le leggi della foronomia.

Attraverso la combinazione delle relazioni di efflusso da luce sotto battente e di stramazzo a larga soglia possiamo valutare l'effetto degli scarichi di fondo e di superficie:

$$Q_{out} = c_d A \sqrt{2gh} + c_{d,sf} (h - h_{sf})^{3/2} L_{sf} \sqrt{2g}$$

dove c_d rappresenta il coefficiente di deflusso pari a 0,52 nel caso di luce sotto battente, $c_{d,sf}$ è il coefficiente di deflusso dello sfioratore pari a 0,385, A è l'area dello scarico di fondo, g è l'accelerazione gravitazionale, h è il carico idrico, h_{sf} l'altezza dello sfioratore e L_{sf} la larghezza.

Imponendo come condizione iniziale all'istante $t=0$, un livello dell'invaso pari a quello di massima regolazione, si ottiene un idrogramma come il seguente:

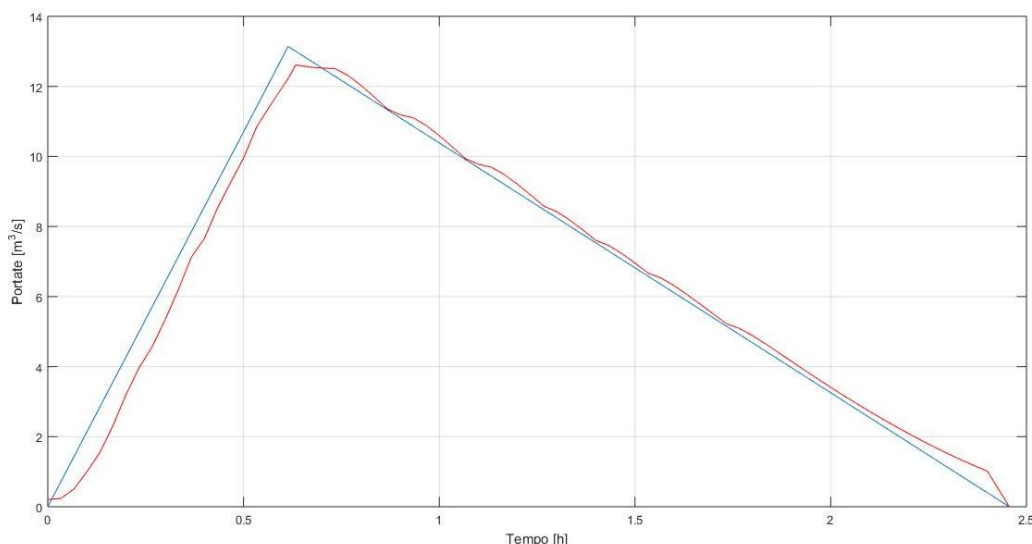


Figura 26 - Idrogramma in ingresso in azzurro e in uscita in rosso

Si nota dalla figura 26 come la laminazione sia molto scarsa, tanto che il picco passa dai 13,14 m³/s iniziali ai 12,62 m³/s in uscita. Questo fenomeno è più che naturale in quanto le dighe, per eventi con tempo di ritorno superiore rispetto a quello con il quale sono state progettate, devono risultare trasparenti, ovvero devono consentire il passaggio della piena senza che venga tracimato il coronamento.

La quota di massimo invaso viene raggiunta all'istante $t=0,633$ ore ed è pari alla somma della quota dello sfioratore più il battente idrico:

$$h_{\max inv} = h_{sf} + h_{battente} = 115,84 + 0,49 = 116,33 \text{ m s.l.m.}$$

Appare chiaro, quindi, che il franco netto allo stato attuale è inferiore rispetto a quello teorico, essendo pari a

$$F_N = h_{cor} - h_{\max inv} = 116,85 - 116,33 = 0,52 \text{ m}$$

7.3.2 – Semiampiezza d'onda

La semiampiezza d'onda è la massima ampiezza d'onda generata nel serbatoio dal vento incrementata dalla risalita contro il paramento dello sbarramento, e può essere calcolata sulla base della tabella presente all'art C.2. del D.M. del 2014 (tabella 16).

Velocità vento [km/h]	Ampiezza d'onda [m]									
	Fetch [km]									
	1	2	4	6	8	10	11	20	40	50
100	0.27	0.38	0.53	0.65	0.75	0.84	0.88	1.18	1.67	1.87
80	0.20	0.29	0.40	0.49	0.57	0.64	0.67	0.90	1.27	1.42
60	0.14	0.20	0.29	0.35	0.41	0.45	0.48	0.64	0.90	1.01
40	0.09	0.13	0.18	0.22	0.26	0.29	0.30	0.40	0.57	0.63
run_up [m]										
	0.033	0.063	0.12	0.17	0.223	0.273	0.298	0.518	0.973	1.188

Tabella 16 – Ampiezza d'onda sulla base del D.M. del 26.06.2014

Si osserva come le grandezze fondamentali siano la velocità del vento e il fetch, ovvero il tratto di specchio d'acqua su cui il vento spira senza incontrare ostacoli dalla cui lunghezza dipende la dimensione delle onde generate.

Generalmente, se il fetch assume valori inferiori ai 300 metri si trascura, in quanto non è sufficiente affinché l'acqua assorba abbastanza energia dal vento e generi onde di rilevanza ai fini dello studio di una diga.

Nel caso specifico il fetch è pari a circa 250 m per cui si assume la semiampiezza d'onda pari a 0.

Questa approssimazione si può dimostrare anche numericamente sulla base della tabella 16. Infatti, dai dati anemometrici a disposizione delle stazioni più vicine di Santa Lucia, Ghilarza e Scano Montiferru, è stato possibile eseguire una media ponderata sulle distanze dei massimi valori delle decadi registrati. Da questa analisi si ottiene una velocità media di 15,52 km/h e massima di 51,88 km/h.

Noti il fetch del bacino e la velocità del vento, si può definire per interpolazione l'altezza d'onda attesa e il run-up:

	Fetch [km]	V _{vento} [km/h]	A _{onda} [m]	run_up [m]
Mura Cabonis	0.252	51,88	0.030	0.008

Tabella 17 - Calcolo semiampiezza d'onda

Si osserva chiaramente come la semiampiezza d'onda non arrivi ai 4 cm, valore assolutamente trascurabile rispetto al franco netto minimo richiesto di 1,50 metro.

7.3.3 – Franco annullato

Come già si è visto in precedenza, la conformazione attuale dello sfioratore permette di considerarlo come uno stramazzone a larga soglia (si veda a tal riguardo il paragrafo 7.3.1.6), la cui legge di efflusso è

$$Q_{out} = c_{d,sf} (h - h_{sf})^{3/2} L_{sf} \sqrt{2g}$$

Per valutare la portata che annulla il franco netto si impone $h - h_{sf}$ pari alla differenza tra la quota del coronamento e quella dello sfioratore, ossia 1,01 m, da cui si ottiene $Q_{max} = 45,95 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ipotizzando un coefficiente di deflusso unitario, è possibile determinare mediante la legge di Chezy un'altezza di precipitazione di 162,62 mm. Questa corrisponderebbe teoricamente ad un tempo di ritorno di circa 12'700'000 anni, risultato che chiaramente va oltre i limiti dell'applicazione della statistica in ambito idrologico.

Pertanto, seppure non possa escludersi a priori una portata simile, si ritiene che sia estremamente improbabile il verificarsi dell'annullamento del franco netto per afflussi gravosi.

7.4 – Verifica dello scarico di superficie

L'articolo 3.1.3 delle Direttive per l'applicazione della L.R. 12/2007 prevede che *“in sede di controllo e di messa in sicurezza di strutture esistenti si rende necessario:*

- *il calcolo della portata effettiva scaricabile dal manufatto esistente;*
- *il confronto tra la portata scaricabile dal manufatto esistente con quella conseguente ai calcoli idrologici;*
- *l'altezza del franco nel canale fugatore, [...] dovrà rispettare le seguenti condizioni*
 - *classe di rischio basso -> 0,5 m sul pelo libero*
 - *altre classi -> 0,8 m sul pelo libero”*

Inoltre, il capitolo C.1 del DM 2014 prevede la determinazione del tempo di ritorno dell'evento di piena che annulla il franco netto.

7.4.1 – Portata scaricabile dallo sfioratore

Poiché il franco netto da garantire è pari a 1,50 m mentre la differenza tra l'altezza del coronamento e il livello di massima regolazione (ovvero dello sfioratore) è di 1,01 m, appare ovvio che la portata smaltibile dallo scarico superficiale sia nulla e che, di conseguenza, il tempo di ritorno associato sia pari a zero anni.

7.4.2 – Canale fugatore

Il canale fugatore è il recettore delle acque provenienti dallo scarico superficiale col compito di allontanarle dal corpo diga e reimmetterle nel corso d'acqua naturale più a valle.

Poiché la diga di Mura Cabonis ha una classe di rischio alta, è necessario che venga garantito un franco sul pelo libero di 80 cm.

La sezione del canale fugatore è rettangolare, anche se le dimensioni variano leggermente lungo il suo sviluppo.

Per valutare se il canale esistente sia in grado di smaltire la portata proveniente dallo scarico superficiale nel rispetto del franco, è stata eseguita una modellazione idraulica su HEC-RAS.

In primo luogo, è stato definito il tracciato del canale e si sono inputate le nove sezioni trasversali frutto del rilievo eseguito in sito. Quindi, si sono impostate le condizioni al contorno, ovvero la portata al colmo uscente dallo sfioratore e l'altezza critica come condizione al contorno di monte (nessuna condizione di valle in quanto, viste le pendenze del fondo, ci si aspetta una corrente veloce).

Di seguito si riportano i risultati della modellazione per la portata con tempo di ritorno di 1000 anni.

Sezioni	Portata	Quota minima canale	Quota pelo libero	Quota critica	Quota energia totale	Pendenza energia	Velocità	Area bagnata	Numero di Froude
	m ³ /s	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m/m	m/s	m ²	
9	0.5	115.09	115.41	115.41	115.54	0.0091	1.64	0.31	1.01
8	12.62	114.41	115.46	115.46	115.93	0.0056	3.02	4.18	1.01
7	12.62	114.39	115.65	115.65	116.29	0.0086	3.54	3.57	1.01
5	12.62	113.31	114.12	114.58	115.66	0.0292	5.49	2.3	1.94
4	12.62	111.27	112	112.58	114.14	0.0459	6.49	1.95	2.43
3	12.62	109.22	109.78	110.53	113.38	0.0972	8.4	1.5	3.58
2	12.62	107.28	107.78	108.59	112.23	0.1332	9.34	1.35	4.2
1	12.62	103.76	104.24	104.97	108.14	0.1177	8.75	1.44	4.03
0	12.62	103.48	104.2	104.72	106.06	0.0385	6.03	2.09	2.27

Tabella 18 - Risultati della modellazione su HEC-RAS

Sezioni	Quota minima canale	Quota sponda destra	Quota sponda sinistra	Quota pelo libero	Franco	Tirante
	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m	m
9	115.09	115.84	116.09	115.41	0.68	0.32
8	114.41	115.84	116.09	115.46	0.63	1.05
7	114.39	115.89	115.89	115.65	0.24	1.26
5	113.31	114.71	114.71	114.12	0.59	0.81
4	111.27	112.29	112.29	112.00	0.29	0.73
3	109.22	110.24	110.24	109.78	0.46	0.56
2	107.28	108.3	108.3	107.78	0.52	0.50
1	103.76	105.26	105.26	104.24	1.02	0.48
0	103.48	104.98	104.98	104.20	0.78	0.72

Tabella 19 - Calcolo del franco

Come si può osservare in tabella 19, il franco minimo di 0,80 m non è rispettato in tutte le sezioni.

7.5 – Verifica dello scarico di fondo

Il capitolo C1 del DM 2014 prevede che “*gli scarichi a battente, nel loro insieme con esclusione dello scarico di esaurimento, devono rendere possibile la vuotatura del 75% del volume d’invaso del serbatoio a partire dalla quota massima di regolazione, in un periodo di 3 giorni se la capacità del serbatoio è inferiore o uguale a 50 milioni di m³, ovvero in 8 giorni se la capacità del serbatoio è uguale o superiore a 200 milioni di m³; per i valori intermedi si procederà per interpolazione*”

Al fine di valutare se lo scarico di fondo sia in grado di evacuare il 75% del volume di invaso (pari a circa 70.000 m³) si è utilizzata la relazione per il calcolo della portata di una luce sotto battente:

$$Q = c_d A_{sc} \sqrt{2g(H - \Delta h)}$$

dove:

- c_d è il coefficiente di deflusso pari a 0,52;
- A_{sc} è l'area della condotta pari a $\pi(D/2)^2$ con $D=250\text{mm}$;
- H è il carico a monte dell'imbocco rispetto alla quota del pelo libero;
- Δh rappresenta le perdite di carico, concentrate e distribuite.

Il carico H è dato dalla differenza tra la quota dell'invaso, variabile nel tempo in funzione dello svuotamento, e la quota dello sbocco dello scarico di fondo, pari circa a quel piede di valle (107,30 m slm).

Le perdite di carico si suddividono in distribuite Δh_d e concentrate Δh_c .

Le prime sono state valutate adottando la formula di Chezy, secondo cui

$$v = \chi \sqrt{Rj}$$

dove v è la velocità del flusso, χ è l'indice di resistenza valutato secondo la relazione di Gauckler Strickler assumendo k_s pari a 70 m^{1/3}s⁻¹ (valore scelto tenendo conto che la corrente può trasportare materiali solidi alluvionali in sospensione), R il raggio idraulico e j la cadente piezometrica.

Imponendo v pari al rapporto della portata Q per la sezione A , e indicando con pedice 1 il tratto con DN350 e con pedice 2 il tratto con DN250, si ottiene

$$\Delta h_d = Q^2 \left(\frac{L_1}{A_1^2 \cdot R_1^{4/3} \cdot k_s^2} + \frac{L_2}{A_2^2 \cdot R_2^{4/3} \cdot k_s^2} \right)$$

Tratto	L	DN	A	R	$\Delta h_d/Q^2$
	[m]	[mm]	[m ²]	[m]	m/m ⁶
1	57	350	0.10	0.088	32.383
2	3	250	0.05	0.063	10.255

Tabella 20 – Calcolo perdite di carico distribuite

La valutazione delle perdite di carico concentrate nei tratti interessati da singolarità sono state calcolate in funzione del termine cinetico mediante un coefficiente K , variabile in relazione alla geometria dell'opera e alla conseguente configurazione della corrente

$$\Delta h_{c,i} = K_i \frac{v^2}{2g}$$

Le perdite di carico concentrate che si possono individuare nel caso specifico sono:

- perdita concentrata all'imbocco dello scarico di fondo – $K_1=0,5$;
- perdita concentrata per effetto del raccordo a tee – $K_2=1,5$;

- perdita concentrata per effetto della valvola – $K_3=0,3$.

$$\Delta h_c = K_1 \frac{v_1^2}{2g} + K_2 \frac{v_1^2}{2g} + K_3 \frac{v_2^2}{2g}$$

$$\frac{\Delta h_c}{Q^2} = \frac{1}{2g} \left(\frac{K_1}{A_1^2} + \frac{K_2}{A_1^2} + \frac{K_3}{A_2^2} \right) = 17,383$$

Sulla scorta di quanto sopra, l'equazione per il calcolo della portata di una luce sotto battente assume la seguente espressione:

$$Q = c_d A_{sc} \sqrt{2g(H - 60.021 \cdot Q^2)}$$

ovvero

$$Q = 0,0850 \cdot \sqrt{H}$$

Poiché H decresce nel tempo durante lo svuotamento della diga è ovvio che anche la portata uscente abbia lo stesso andamento. Per tener conto di questo aspetto, a partire dalla curva altezze-volumi di cui alla figura 25, si è scelto di discretizzare l'altezza del pelo libero in 30 intervalli, per ognuno dei quali sono state calcolate la portata e la quota parte di volume di competenza.

Note queste due grandezze è possibile definire il tempo necessario per svuotare la i-esima porzione di invaso mediante la semplice relazione

$$\Delta t_i = \frac{\Delta V_i}{Q_i}$$

Tenendo conto che il 75% dell'invaso è pari a 52.500 m³, sommando i vari Δt_i si ottiene un tempo di svuotamento T pari a 67,85 ore, valore al di sotto del limite di 72 ore.

Si ricorda che lo scarico di fondo è una diramazione della condotta di presa, per cui in caso di necessità rimane comunque possibile aprire la valvola della condotta irrigua (DN350) così da permettere un più rapido svuotamento dell'invaso.

h [m]	V _i [m ³]	$\Delta V_i = V_i - V_{i-1}$ [m ³]	$\Sigma \Delta V$ [m ³]	$(h_i + h_{i-1})/2$ [m]	Q [m ³ /s]	Δt_i [ore]	$\Sigma \Delta t$ [ore]
8.54	69873.5	2824.4	2824.4	8.470	0.25	3.16	3.16
8.4	67049.1	3386.8	6211.2	8.300	0.24	3.84	7.00
8.2	63662.3	3743.3	9954.5	8.100	0.24	4.30	11.30
8	59919.0	3768.7	13723.2	7.875	0.24	4.39	15.68
7.75	56150.3	3331.8	17054.9	7.625	0.23	3.94	19.63
7.5	52818.5	3263.4	20318.4	7.375	0.23	3.93	23.55
7.25	49555.1	2958.2	23276.5	7.125	0.23	3.62	27.17
7	46596.9	2958.2	26234.7	6.875	0.22	3.69	30.86
6.75	43638.8	2790.5	29025.2	6.625	0.22	3.54	34.40
6.5	40848.3	2735.9	31761.0	6.375	0.21	3.54	37.94
6.25	38112.4	2667.8	34428.9	6.125	0.21	3.52	41.47
6	35444.6	2527.1	36956.0	5.875	0.21	3.41	44.87
5.75	32917.5	2527.1	39483.0	5.625	0.20	3.48	48.35
5.5	30390.4	2343.1	41826.2	5.375	0.20	3.30	51.66
5.25	28047.3	2322.0	44148.2	5.125	0.19	3.35	55.01
5	25725.3	2224.2	46372.4	4.875	0.19	3.29	58.30
4.75	23501.1	2113.2	48485.6	4.625	0.18	3.21	61.51
4.5	21387.9	2104.5	50590.0	4.375	0.18	3.29	64.80
4.25	19283.4	1895.2	52485.3	4.125	0.17	3.05	67.85
4	17388.2	1895.2	54380.5	3.875	0.17	3.15	70.99
3.75	15493.0	1755.8	56136.3	3.625	0.16	3.01	74.00
3.5	13737.2	1667.2	57803.4	3.375	0.16	2.97	76.97
3.25	12070.1	1622.3	59425.7	3.125	0.15	3.00	79.97
3	10447.8	1421.7	60847.4	2.875	0.14	2.74	82.71
2.75	9026.1	1421.7	62269.1	2.625	0.14	2.87	85.57
2.5	7604.3	1212.9	63482.1	2.375	0.13	2.57	88.15
2.25	6391.4	1144.9	64627.0	2.125	0.12	2.57	90.71
2	5246.5	1044.0	65671.0	1.875	0.12	2.49	93.20
1.75	4202.5	835.0	66506.0	1.625	0.11	2.14	95.34
1.5	3367.5	835.0	67341.0	1.375	0.10	2.33	97.67
1.25							

Tabella 21 - Calcolo del tempo di svuotamento

8. Interventi per la messa in sicurezza

Al punto 7 della presente relazione si è valutata la conformità della diga di Mura Cabonis rispetto alla normativa vigente. Di seguito si riassume quanto emerso dalle analisi eseguite:

- Il coronamento ha una larghezza tale da soddisfare quanto richiesto dalla norma;
- Il franco attuale è pari a 0,52 m, valore inferiore rispetto a quello teorico di 1,50 m;
- Lo scarico di superficie non è in grado di smaltire la piena millenaria e contemporaneamente rispettare il franco di sicurezza;
- Il canale fugatore non rispetta il franco minimo di 0,80 m.

Sulla base di quanto appena detto si prevedono i seguenti interventi:

1. Adeguamento dello sfioratore di superficie;
2. Adeguamento del canale fugatore;
3. Realizzazione di una vasca di dissipazione;
4. Impermeabilizzazione dello sbarramento.

8.1 – Adeguamento dello sfioratore superficiale

L'adeguamento dello sfioratore superficiale è necessario al fine di garantire il deflusso della piena relativa ad un tempo di ritorno di 1000 anni (valore indicato dalla normativa per gli sbarramenti esistenti in materiale sciolto) nel rispetto del franco di sicurezza di 1,50 m.

A tal proposito è necessario sottolineare che, nel corso degli anni, i materiali sciolti tendono a subire cedimenti differenziali.

Nel caso specifico, come si può osservare dal profilo del coronamento della diga di Mura Cabonis, la zona centrale risulta essere ad una quota inferiore rispetto alle parti terminali.

Al fine di livellare il coronamento e di definirne univocamente la quota, è stata prevista una ricarica di materiale composto da misto cementato di 40 cm. Si arriva ad una quota del coronamento di 117.25 m slm.

Per garantire un livello minimo di 1,50 m, la quota della soglia sfiorante viene abbassata di 57 cm, ovvero da 115,84 m s.l.m. a 115,27 m s.l.m..

In seguito a tale modifica, l'idrogramma in uscita è il seguente:

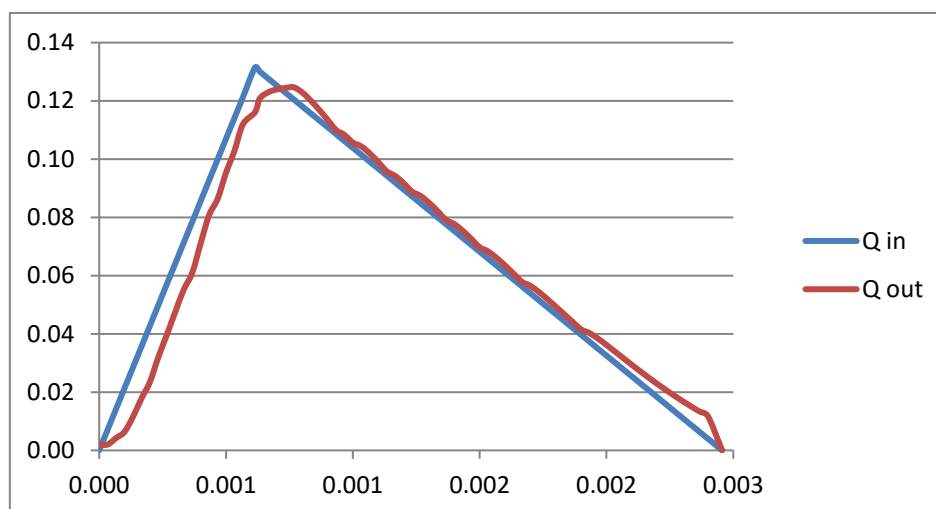


Figura 27 - Idrogramma in ingresso in azzurro e in uscita in rosso

La riduzione della quota dello sfioratore ha effetti ridotti sull'idrogramma in uscita, infatti se allo stato attuale la portata di picco uscente è pari a $12,62 \text{ m}^3/\text{s}$, in seguito all'intervento essa assume il valore di $12,46 \text{ m}^3/\text{s}$. Risulta essere molto più importante l'effetto sul livello di massimo invaso, in quanto il battente che si genera sullo sfioratore nella nuova configurazione è pari a $0,48 \text{ m}$, per cui si ottiene:

- quota sfioratore, ovvero quota di massima regolazione: $115,27 \text{ m s.l.m.}$
- battente sullo sfioratore per la piena millenaria: $0,48 \text{ m}$
- quota di massimo invaso: $115,75 \text{ m s.l.m.}$
- quota coronamento: $117,25 \text{ m s.l.m.}$
- franco: $1,50 \text{ m}$

L'abbassamento dello sfioratore fa sì che dagli attuali 69.790 m^3 si passi a soli 59.440 m^3 , ovvero genera una riduzione della risorsa irrigua di 10.350 m^3 pari a circa il 15% del totale.

Il paramento di valle della struttura tracimante sarà realizzato secondo il profilo Creager-Scimeni (si veda l'elaborato specifico), così da garantire che la vena effluente si adagi su di esso. Questo aspetto è molto importante al fine di evitare che si possano generare delle zone di depressione al di sotto della vena tali da innescare il fenomeno della cavitazione, la quale potrebbe danneggiare a lungo termine lo sfioratore.

8.2 – Adeguamento del canale fagatore

Per garantire il franco idraulico nel canale fagatore sarebbe sufficiente alzare le sponde laterali. In realtà, però, in seguito all'abbassamento dello sfioratore è necessario modificarne anche il fondo così da evitare possibili rigurgiti.

In questo modo è possibile sanare anche il problema messo in evidenza al punto 4.3, relativo al cedimento in un punto della sponda sinistra del canale.

Il primo tratto del canale sarà a sezione simil-trapezia (la sponda in destra sarà sagomata col profilo Craeger-Scimemi), con quota del fondo variabile da 114,00 a 113,85 m slm.. Il secondo tratto avrà pendenza media, calcolabile come rapporto tra la differenza della quota iniziale e finale e la lunghezza, pari a:

$$i = \frac{(z_i - z_f)}{L} = \frac{(113,85 - 103,50)}{124} = 0.083$$

Sulla base di queste condizioni, pendenza e sezione costante, il dimensionamento può essere eseguito mediante la relazione di moto uniforme (legge di Chezy):

$$Q = k_s b h^{5/3} \sqrt{i}$$

dove b e h rappresentano rispettivamente la base e la larghezza del canale e k_s il coefficiente di Strickler.

Noti la pendenza e il parametro di scabrezza k_s , che per il calcestruzzo può essere posto pari a 50, e fissata la larghezza b a 3,00, si può ottenere il tirante h invertendo la legge di Chezy:

$$h = \left(\frac{Q}{k_s b \sqrt{i}} \right)^{3/5} = 0.48 \text{ m}$$

Realizzando un canale fugatore rettangolare in calcestruzzo di larghezza di 3,00 m e altezza di 1,50 m è quindi possibile garantire sicuramente il franco idraulico minimo di 80 cm.

In realtà, va sottolineata l'importanza della brusca riduzione di pendenza a valle del canale che potrebbe generare un rigurgito e quindi un innalzamento della corrente sul canale. A tal fine, quindi, è stata realizzata una modellazione idraulica estesa sia al canale fugatore che al tratto di alveo a valle, così da valutare se effettivamente le dimensioni di progetto siano sufficienti per garantire gli 80 cm di franco.

8.2.1 – Portate di progetto

Le modifiche proposte in progetto non sono tali da modificare gli aspetti idrologici descritti e studiati al punto 7.3.1 della presente relazione.

Da un punto di vista dei deflussi, l'unica differenza risiede nella portata uscente dallo scarico superficiale in seguito all'abbassamento dello sfioratore. Infatti, un intervento del genere, produce una maggiore capacità di invaso nel bacino e conseguentemente una maggiore laminazione.

A valle del canale fugatore riprende il percorso originario del rio Mura Cabonis, per circa 600 metri, fino alla confluenza con il rio de sa Tanca.

Questo tronco fluviale si fa carico sia delle portate derivanti dall'organo di scarico superficiale della diga, sia della quota parte di bacino imbrifero a valle dello sbarramento, di cui va determinato il contributo.

Sulla base di evidenze riscontrabili facilmente in sito, il bacino a monte e quello a valle sono omogenei tra loro. Per questo motivo, si è scelto di determinare il contributo della quota parte valliva mediante il metodo

dei contributi unitari, il quale consiste nel valutare l'apporto per unità di superficie del bacino di monte e moltiplicare tale valore per l'area di interesse.

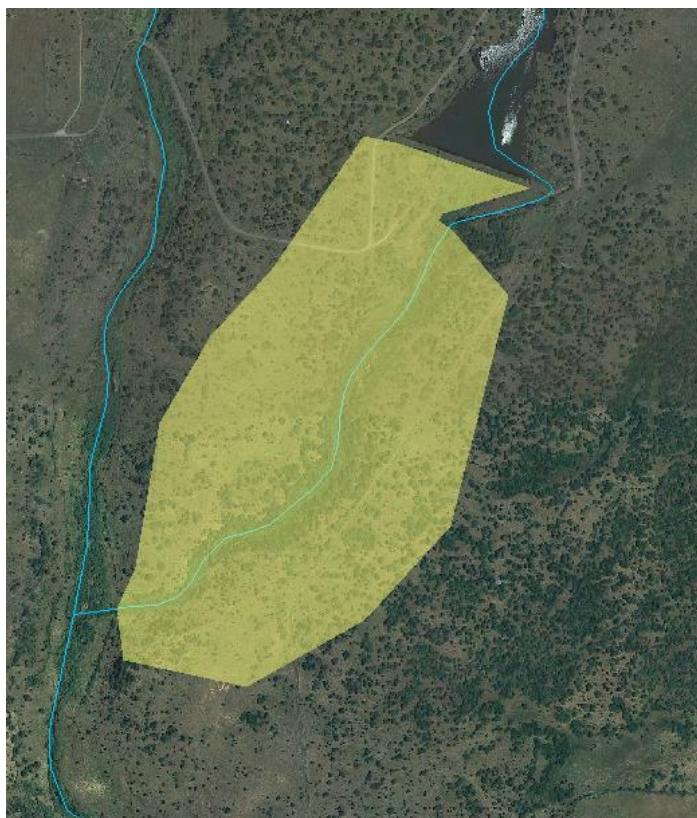


Figura 28 - Definizione del bacino imbrifero a valle della diga di Mura Cabonis

Sapendo che l'area del bacino di monte è pari a 0,625 km², mentre quella del bacino di valle 0,192 km², si ottiene quanto riportato nella tabella seguente:

Tr	[anni]	50	100	200	500	1000
Q _{monte}	[m ³ /s]	7.54	8.81	10.08	11.80	13.14
q	[(m ³ /s)/km ²]	12.07	14.10	16.15	18.90	21.03
Q _{valle}	[m ³ /s]	2.31	2.70	3.09	3.62	4.03

Tabella 22 - Portate del tronco di valle

A tal fine, utilizzando il modello alle differenze finite già visto in precedenza, si sono rideterminate le portate uscenti dalla diga ai vari tempi di ritorno e, quindi, le nuove portate di progetto sia sul canale fugatore che nel tratto a valle.

Tr	50	100	200	500	1000
A monte	7.54	8.81	10.08	11.80	13.14
Fugatore	7.11	8.26	9.60	11.19	12.46
A valle	9.42	10.96	12.69	14.81	16.69

Tabella 23 - Nuove portate di progetto

8.2.2 – Analisi idraulica

Attraverso i software Gis e HEC-RAS è stata realizzata la modellazione idraulica del nuovo canale fugatore e del tratto d'alveo naturale posto a valle.

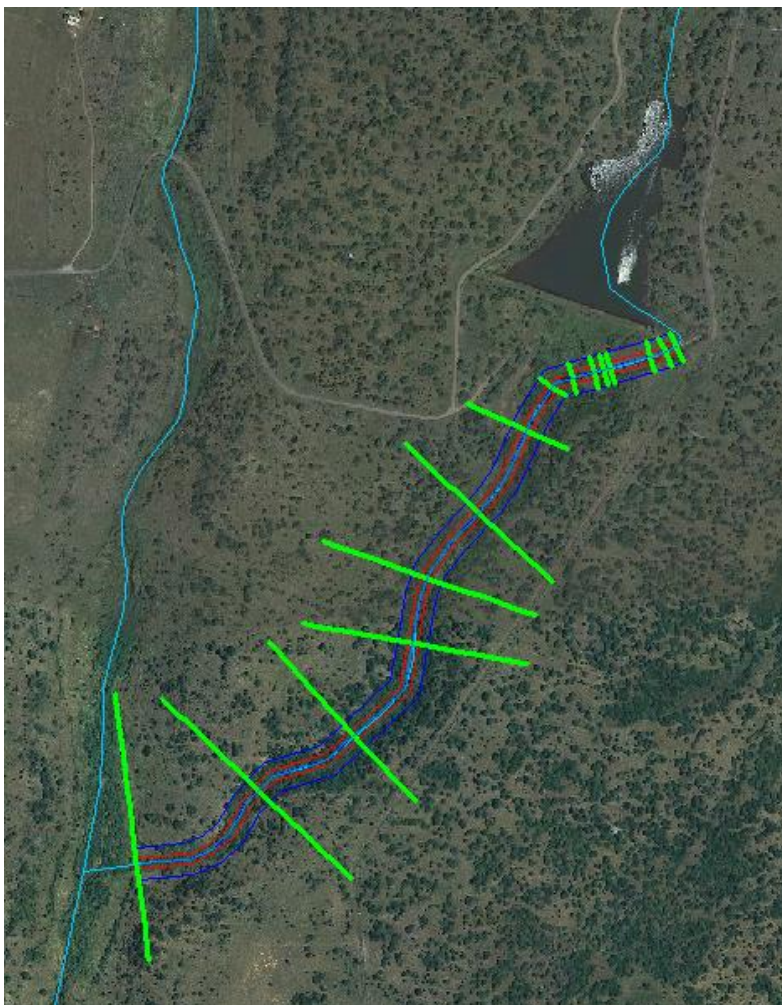


Figura 29 - Modello idraulico creato in ambiente GIS

Relativamente ai parametri di scabrezza, si è scelto un valore di Manning di:

- 0.020 per il canale fugatore in cls;
- 0.035 per i tratti di alveo naturale;
- 0.045 per le aree esterne all'alveo inciso.

Come condizioni al contorno si sono scelte l'altezza critica e la pendenza di moto uniforme a valle (0.033 m/m), e di conseguenza un regime di moto misto.

8.2.3 – Risultati dell'analisi idraulica

Di seguito si riportano i risultati della modellazione

Sezioni	Portata	Quota minima canale	Quota pelo libero	Quota critica	Quota energia totale	Pendenza energia	Velocità	Area bagnata	Numero di Froude
	m³/s	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m/m	m/s	m²	
766	12.46	113.85	114.40	115.06	117.27	0.075	7.49	1.66	3.21
642	12.46	103.50	104.04	104.71	107.10	0.083	7.76	1.61	3.39
594	16.69	100.01	100.26	100.44	100.90	0.128	3.99	4.89	2.58
503	16.69	99.08	99.62	99.62	99.80	0.014	2.17	10.35	0.98
424	16.69	95.70	96.25	96.39	96.68	0.040	3.19	6.58	1.58
361	16.69	90.04	90.42	90.64	91.18	0.099	4.19	4.81	2.37
252	16.69	88.81	89.42	89.42	89.59	0.012	2.13	10.87	0.91
144	16.69	80.16	80.50	80.62	80.88	0.094	3.16	6.35	2.16
0	16.69	77.93	78.30	78.30	78.44	0.027	1.53	10.12	1.13

Tabella 24 - Risultati della modellazione su HEC-RAS

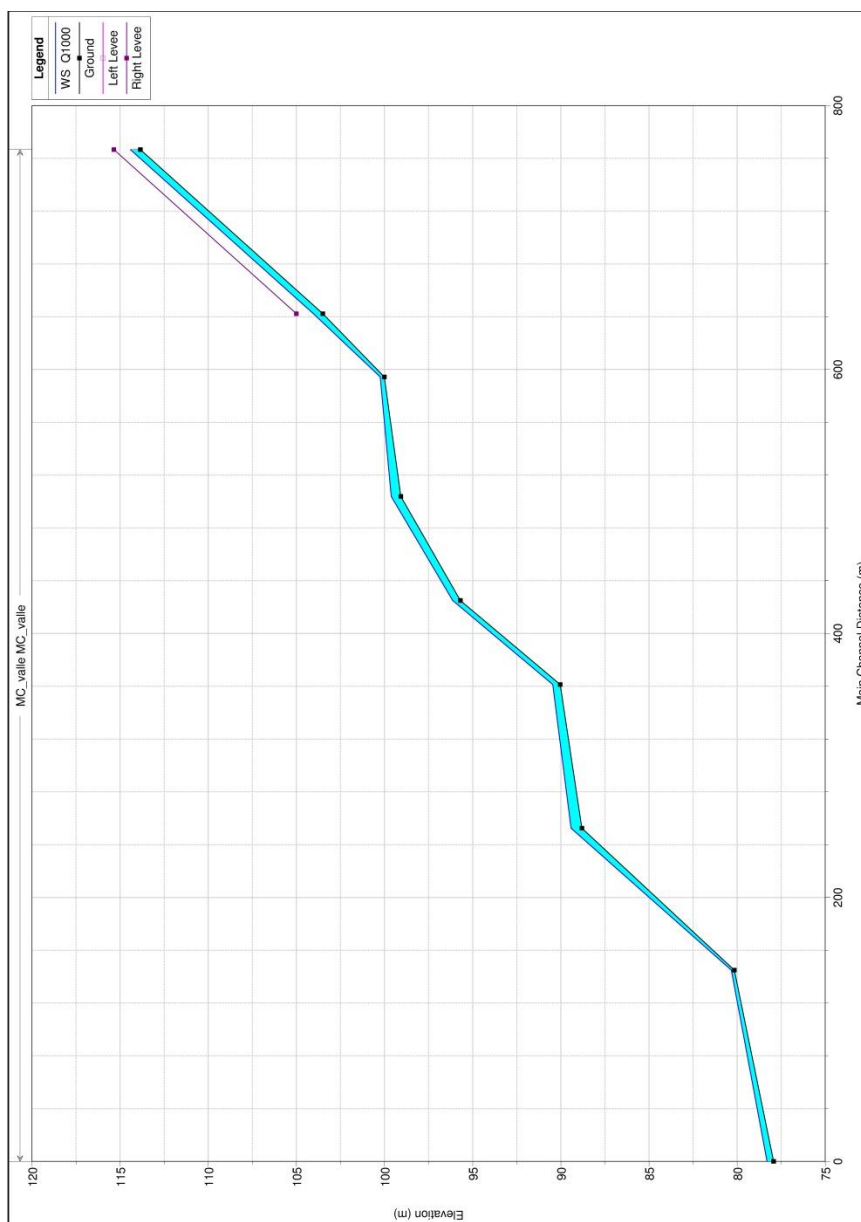
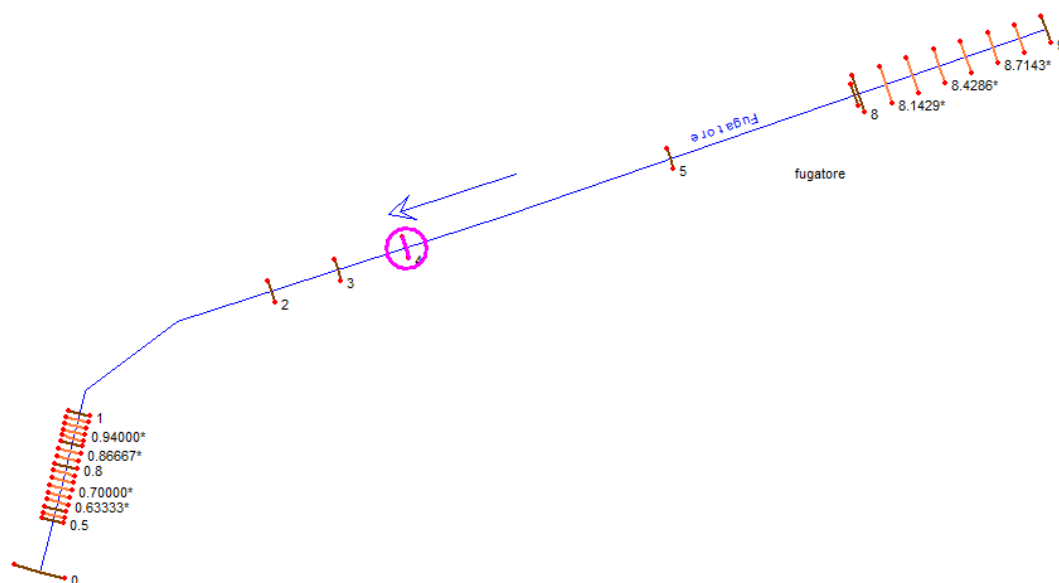


Figura 30 - Profilo idraulico

- del tratto a sezione trapezia, tra le sezioni 9 e 8;
- del tratto a sezione rettangolare, tra le sezioni 7 e 1;
- della vasca di dissipazione, del cui dimensionamento si tratterà più dettagliatamente al paragrafo 8.3 della presente relazione, tra le sezioni 0.9 e 0.5.



Si riportano di seguito i risultati della modellazione sul canale fuggatore:

Sezioni	Portata	Quota minima canale	Quota pelo libero	Quota critica	Quota energia totale	Pendenza energia	Velocità	Area bagnata	Numero di Froude
	m³/s	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m/m	m/s	m²	
9	0.50	114.00	114.27	114.27	114.39	0.0081	1.51	0.33	1.00
8	12.46	113.85	115.07	115.09	115.56	0.0060	3.11	4.01	1.04
7	12.46	113.80	115.00	115.00	115.61	0.0082	3.45	3.61	1.00
5	12.46	111.73	112.31	112.93	114.94	0.0662	7.18	1.73	3.02
4	12.46	108.81	109.36	110.01	112.26	0.0763	7.54	1.65	3.24
3	12.46	107.93	108.47	109.13	111.49	0.0813	7.70	1.62	3.35
2	12.46	107.02	107.55	108.22	110.69	0.0863	7.85	1.59	3.45
1	12.46	103.91	104.42	105.11	107.78	0.0952	8.12	1.54	3.62
0.9	12.46	103.50	104.01	104.70	107.38	0.0958	8.13	1.53	3.63
0.8	12.46	102.20	102.67	103.40	106.71	0.5026	8.90	1.40	4.16
0.6	12.46	102.20	102.87	103.40	104.83	0.1716	6.20	2.01	2.42
0.5	12.46	103.00	104.20	104.20	104.81	0.0082	3.45	3.61	1.00
0	12.46	102.98	103.78	104.04	104.64	0.0319	4.12	3.02	1.62

Tabella 25 - Risultati modellazione idraulica del fagatore

Sezioni	Quota minima canale	Quota sponda destra	Quota sponda sinistra	Quota pelo libero	Franco	Tirante
	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m	m
9	114.00	115.27	115.47	114.27	1.20	0.27
8	113.85	115.27	115.47	115.07	0.40	1.22
7	113.80	115.31	115.31	115.00	0.31	1.20
5	111.73	113.23	113.23	112.31	0.92	0.58
4	108.81	110.31	110.31	109.36	0.95	0.55
3	107.93	109.43	109.43	108.47	0.96	0.54
2	107.02	108.70	108.70	107.55	1.15	0.53
1	103.91	105.41	105.41	104.42	0.99	0.51
0.9	103.50	105.00	105.00	104.01	0.99	0.51
0.8	102.20	105.00	105.00	102.67	2.33	0.47
0.6	102.20	105.00	105.00	102.87	2.13	0.67
0.5	103.00	105.00	105.00	104.20	0.80	1.20

Tabella 26 - Calcolo del franco idraulico

Si può osservare nella tabella precedente come lungo il canale rettangolare e all'interno della vasca di dissipazione venga sempre rispettato il franco idraulico minimo di 80 cm. Lungo il tratto a sezione trapezia il franco risulta essere inferiore a tale valore, ma comunque maggiore di zero, il che si ritiene essere più che sufficiente per garantire la sicurezza del manufatto.

8.3 – Vasca di dissipazione

Ai punti precedenti sono stati dimensionati e verificati l'organo di scarico superficiale e il canale fagatore. Come si è potuto osservare, in occorrenza di un evento millenario, le velocità con cui la corrente si immette nell'alveo naturale sono molto elevate (sez. 642 della tabella 24) per cui si rende necessario inserire un'opera in grado di abbatterne l'energia in eccesso.

Diversamente, infatti, si incorrerebbe nel rischio di generare importanti processi erosivi nel terreno, tali da pregiudicare l'equilibrio morfodinamico dell'alveo di valle e la stabilità del canale fagatore, limitatamente al tratto terminale.

Sulla base di quanto detto, risulta d'uopo dimensionare una vasca di dissipazione in grado di smorzare l'energia cinetica in eccesso della corrente e ridurne la velocità.

Il dimensionamento della vasca di dissipazione è stato fatto secondo quanto previsto dal testo "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators" dello United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation.

Di seguito si riporta lo schema utilizzato per il caso in esame:

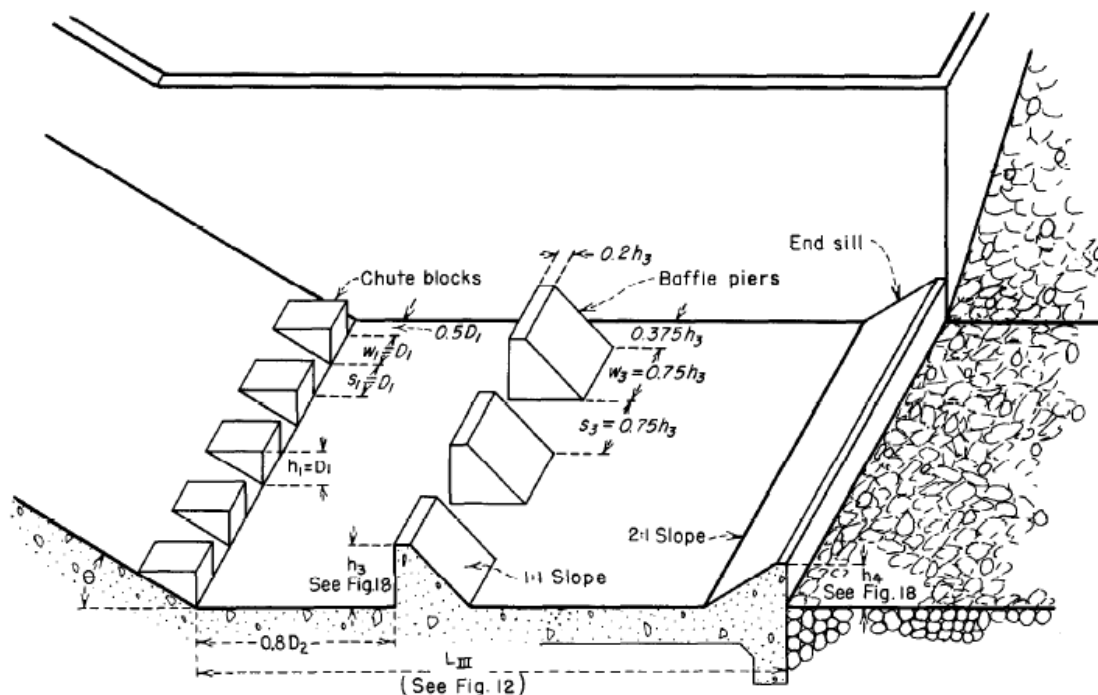


Figura 32 - Proporzioni raccomandate per una vasca di dissipazione di un canale

Come si evince dalla figura 32, l'altezza e la spaziatura ideali per i chute blocks è pari all'altezza del tirante idrico D_1 nella sezione di ingresso della vasca di dissipazione.

Relativamente ai baffle piers e all'end sill, ci si rifà al diagramma seguente, in cui le dimensioni h_3 e h_4 sono rapportate al numero di Froude e al tirante D_1 .

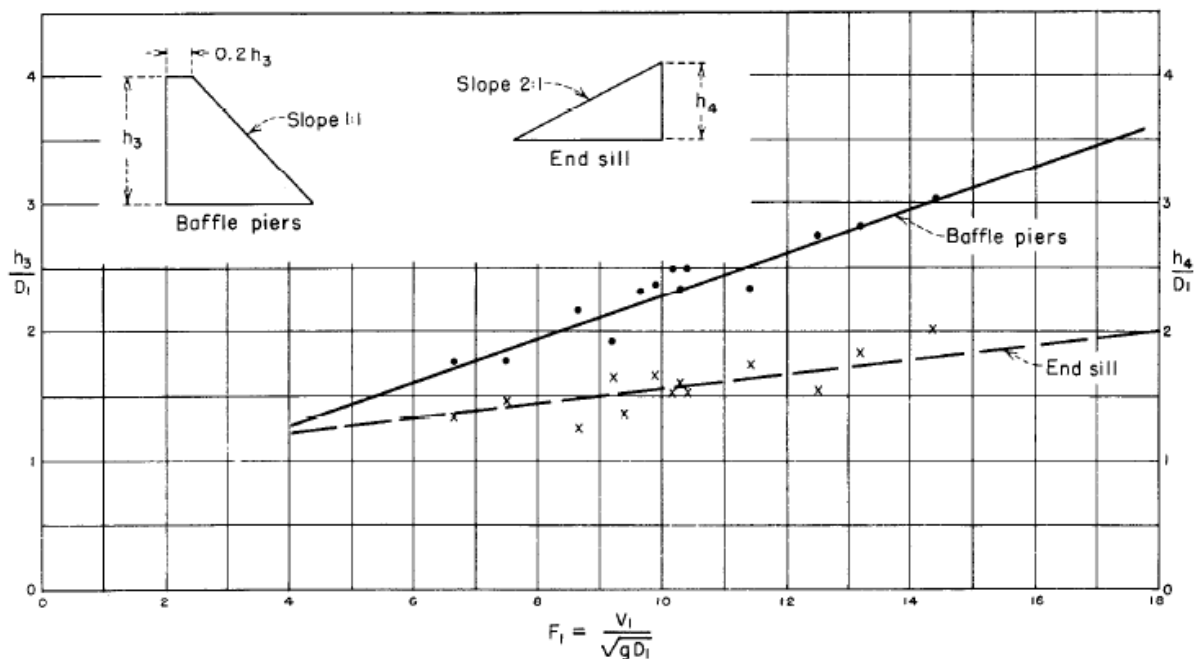


Figura 33 - Diagramma per il dimensionamento dei baffle piers e end sill

Dalla modellazione idraulica si ottiene un tirante pari a 54 cm, per cui si considererà un D_1 di 0,50 m, così da poter dimensionare nel migliore dei modi la vasca.

Ricordando che la larghezza del canale è pari a 3,00 m, si avrà:

- una fila di chute blocks composta da 3 elementi di altezza e spessore di 0,50 m, distanziati dalle pareti laterali di 0,25 m e con un interasse di 1,00 m;
- una fila di baffle piers di altezza h_3 pari a 0.650 m ($1,30 D_1$), larghezza di 0,45 m, spaziatura di 0,40 m e con gli esterni attaccati alle pareti del canale così da risultare contrapposti alla fila di chute blocks;
- un end sill di altezza h_4 pari a m ($>1,20 D_1$) e inclinazione di 2 a 1.

La distanza tra la fila dei chute blocks e dei baffle piers deve essere almeno pari a $0,8 D_2$, ovvero all'80% dell'altezza idrica a valle del risalto idraulico che naturalmente si viene a creare a valle del canale fagatore.

Per il calcolo di tale valore si può utilizzare l'equilibrio idrodinamico, secondo cui la somma delle forze idrostatiche e di quantità di moto devono essere uguali a monte e a valle del risalto. Di seguito si riporta la formulazione per unità di larghezza:

$$\gamma \frac{D_1^2}{2} + \rho Q v_1 = \gamma \frac{D_2^2}{2} + \rho Q v_2$$

avendo indicato con Q la portata per unità di larghezza, con D i tiranti, con γ e ρ rispettivamente il peso specifico e la densità dell'acqua, e con v le velocità.

Da tale relazione di arriva a definire un $D_2 = 2,30$ m, e di conseguenza una lunghezza minima della vasca pari al doppio, come si evince dalla figura seguente.

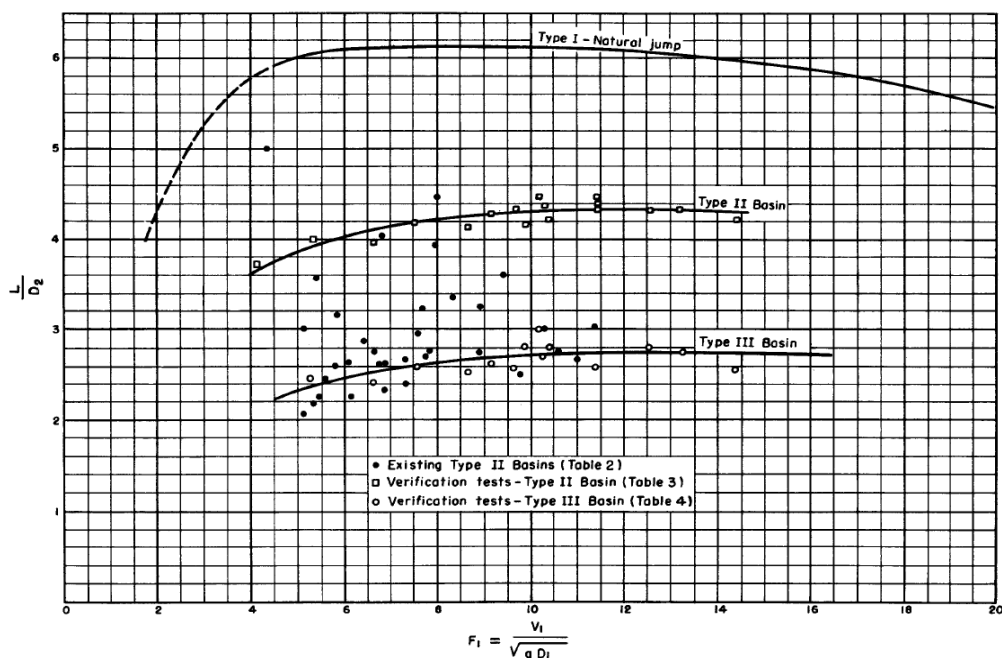


Figura 34 - Diagramma per la determinazione della lunghezza del risalto L

Per valutare gli effetti della vasca di dissipazione sulla corrente è stata eseguita una seconda analisi idraulica, in cui la geometria è rimasta quella definita in precedenza con l'aggiunta della vasca medesima modellata tramite quattro sezioni ovvero tre tratti: rampa in discesa, tratto orizzontale, rampa in salita.

Per rappresentare l'effetto dissipativo degli elementi di cui sopra, in tali sezioni si è posto un coefficiente di Manning pari a 0,04 in luogo di 0,02.

Inoltre, si è inserita la condizione al contorno da valle "normal depth" per meglio valutare l'immissione della corrente all'interno della vasca medesima e soprattutto dell'alveo a valle.

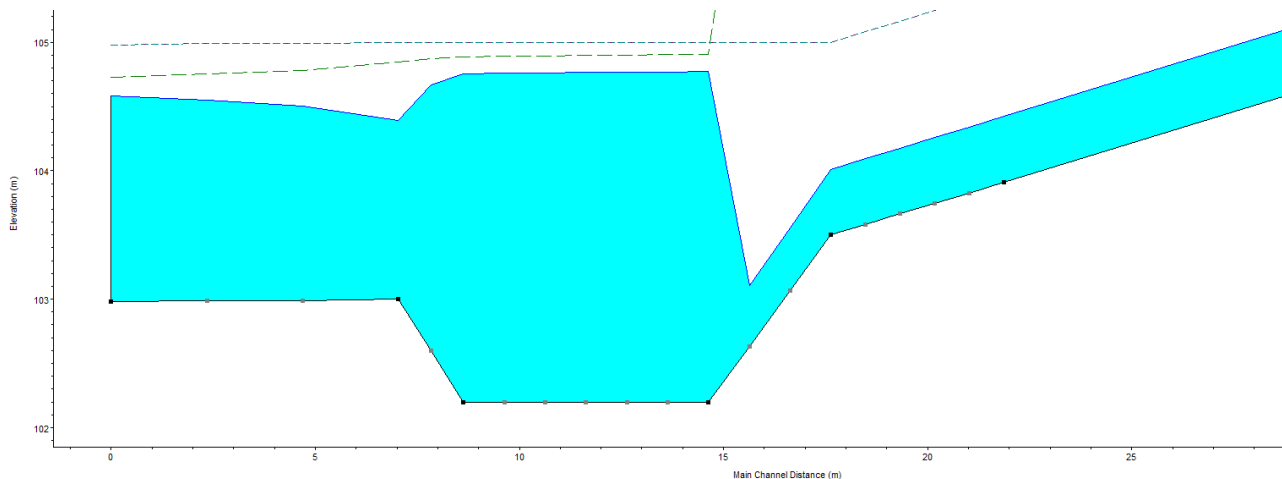


Figura 35 - Rialto idraulico in corrispondenza della vasca

Si riportano in tabella 27 i risultati numerici della modellazione di cui sopra.

Descrizione	Sezioni	Distanza	Quota minima canale	Quota sponda destra	Quota pelo libero	Franco	Tirante
		m	m s.l.m.	m s.l.m.	m s.l.m.	m	m
Canale	1	0.85	103.91	105.41	104.42	0.99	0.51
	0.98	0.85	103.83	105.33	104.34	0.99	0.51
	0.96	0.85	103.75	105.25	104.26	0.99	0.51
	0.94	0.85	103.66	105.16	104.18	0.98	0.52
	0.92	0.85	103.58	105.08	104.09	0.99	0.51
Rampa accesso vasca	0.9	1.00	103.50	105.00	104.01	0.99	0.51
	0.8667	1.00	103.07	105.00	103.56	1.44	0.49
	0.8333	1.00	102.63	105.00	103.11	1.89	0.48
Fondo vasca	0.8	1.00	102.20	105.00	104.77	0.23	2.57
	0.7667	1.00	102.20	105.00	104.77	0.23	2.57
	0.7333	1.00	102.20	105.00	104.77	0.23	2.57
	0.7000	1.00	102.20	105.00	104.76	0.24	2.56
	0.6667	1.00	102.20	105.00	104.76	0.24	2.56
	0.6333	1.00	102.20	105.00	104.76	0.24	2.56
Rampa risalita	0.6	0.80	102.20	105.00	104.75	0.25	2.55
	0.55	0.80	102.60	105.00	104.67	0.33	2.07
Scogliera	0.5	2.34	103.00	105.00	104.39	0.61	1.39
Alveo	0.33333	2.34	102.99	104.99	104.50	0.49	1.51
	0.16667	2.34	102.99	104.99	104.55	0.44	1.56
	0		102.98	104.98	104.58	0.40	1.60

Tabella 27 – Calcolo del franco lungo il canale e la vasca di dissipazione

8.4 – Scarico di fondo

Gli interventi previsti portano ad una riduzione del volume invasabile dalla diga di Mura Cabonis per cui si rende necessario valutare il tempo di svuotamento nella configurazione di progetto con la metodologia già descritta al paragrafo 7.5.

Oltre a quanto sopra, la diramazione dello scarico di fondo verrà riportata al DN350 così da conformarsi al progetto originario del 1975 e avvicinata di circa 9 m al piede di valle.

Rimandando al capitolo 7.5 per la descrizione della metodologia, si riportano i risultati dell'analisi condotta.

Tratto	L	DN	A	R	$\Delta h_d/Q^2$
	[m]	[mm]	[m ²]	[m]	m/m ⁶
1	48	350	0.10	0.0875	27.270
2	3	350	0.10	0.0875	1.704

Tabella 28 – Calcolo perdite di carico distribuite

$$\Delta h_c = K_1 \frac{v_1^2}{2g} + K_2 \frac{v_1^2}{2g} + K_3 \frac{v_2^2}{2g}$$

$$\frac{\Delta h_c}{Q^2} = \frac{1}{2g} \left(\frac{K_1}{A_1^2} + \frac{K_2}{A_1^2} + \frac{K_3}{A_2^2} \right) = 12,682$$

Sulla scorta di quanto sopra, l'equazione per il calcolo della portata di una luce sotto battente assume la seguente espressione:

$$Q = c_d A_{sc} \sqrt{2g(H - 41,657 \cdot Q^2)}$$

ovvero

$$Q = 0,1270 \cdot \sqrt{H}$$

Tenendo conto che il 75% dell'invaso è pari a 44.550 m³, sommando i vari Δt_i si ottiene un tempo di svuotamento T pari a 40,74 ore, valore al di sotto del limite di 72 ore.

h [m]	V _i [m ³]	ΔV _i =V _i -V _{i-1} [m ³]	ΣΔV [m ³]	(h _i +h _{i-1})/2 [m]	Q [m ³ /s]	Δt _i [ore]	ΣΔt [ore]
7.97	59384.3	2567.6	2567.6	7.885	0.36	2.00	2.00
7.80	56816.6	2665.4	5233.0	7.700	0.35	2.10	4.10
7.60	54151.2	2665.4	7898.4	7.500	0.35	2.13	6.23
7.40	51485.8	2522.4	10420.8	7.300	0.34	2.04	8.27
7.20	48963.5	2366.5	12787.3	7.100	0.34	1.94	10.22
7.00	46596.9	2958.2	15745.5	6.875	0.33	2.47	12.69
6.75	43638.8	2790.5	18536.0	6.625	0.33	2.37	15.06
6.50	40848.3	2735.9	21271.8	6.375	0.32	2.37	17.43
6.25	38112.4	2667.8	23939.7	6.125	0.31	2.36	19.79
6.00	35444.6	2527.1	26466.8	5.875	0.31	2.28	22.07
5.75	32917.5	2527.1	28993.8	5.625	0.30	2.33	24.40
5.50	30390.4	2343.1	31336.9	5.375	0.29	2.21	26.61
5.25	28047.3	2322.0	33659.0	5.125	0.29	2.24	28.86
5.00	25725.3	2224.2	35883.1	4.875	0.28	2.20	31.06
4.75	23501.1	2113.2	37996.3	4.625	0.27	2.15	33.21
4.50	21387.9	2104.5	40100.8	4.375	0.27	2.20	35.41
4.25	19283.4	1895.2	41996.1	4.125	0.26	2.04	37.45
4.00	17388.2	1895.2	43891.3	3.875	0.25	2.11	39.56
3.75	15493.0	1689.1	45580.4	3.625	0.24	1.94	41.50
3.50	13803.9	1667.2	47247.5	3.375	0.23	1.99	43.49
3.25	12136.7	1632.1	48879.6	3.125	0.22	2.02	45.51
3.00	10504.7	1421.7	50301.3	2.875	0.22	1.83	47.34
2.75	9082.9	1421.7	51723.1	2.625	0.21	1.92	49.26
2.50	7661.2	1224.0	52947.1	2.375	0.20	1.74	51.00
2.25	6437.2	1144.9	54092.0	2.125	0.19	1.72	52.72
2.00	5292.3	1056.4	55148.4	1.875	0.17	1.69	54.41
1.75	4235.9	835.0	55983.4	1.625	0.16	1.43	55.84
1.50	3400.9	835.0	56818.4	1.375	0.15	1.56	57.40
1.25	2565.8	597.1	57415.6	1.125	0.13	1.23	58.63

Tabella 29 - Calcolo per lo svuotamento della diga

8.5 – Impermeabilizzazione dello sbarramento

La diga di Mura Cabonis è una diga in terra zonata, ovvero è costituita da materiale sempre più sottile avvicinandosi verso l'interno. La stabilità è garantita dal peso proprio del materiale, mentre l'impermeabilità da un nucleo centrale di argilla. Quest'ultima ha mostrato segni di deterioramento e ammaloramento anni fa, tanto che si rese necessario un parziale ripristino del nucleo al fine di limitare le perdite (progetto "Interventi strutturali invaso Mura Cabonis" del novembre del 2013).

Come si è potuto osservare al punto 4.1 della presente relazione, sul paramento di valle sono presenti diverse perdite, indice del fatto che il nucleo di argilla è ormai inefficace al fine della impermeabilizzazione dello sbarramento.

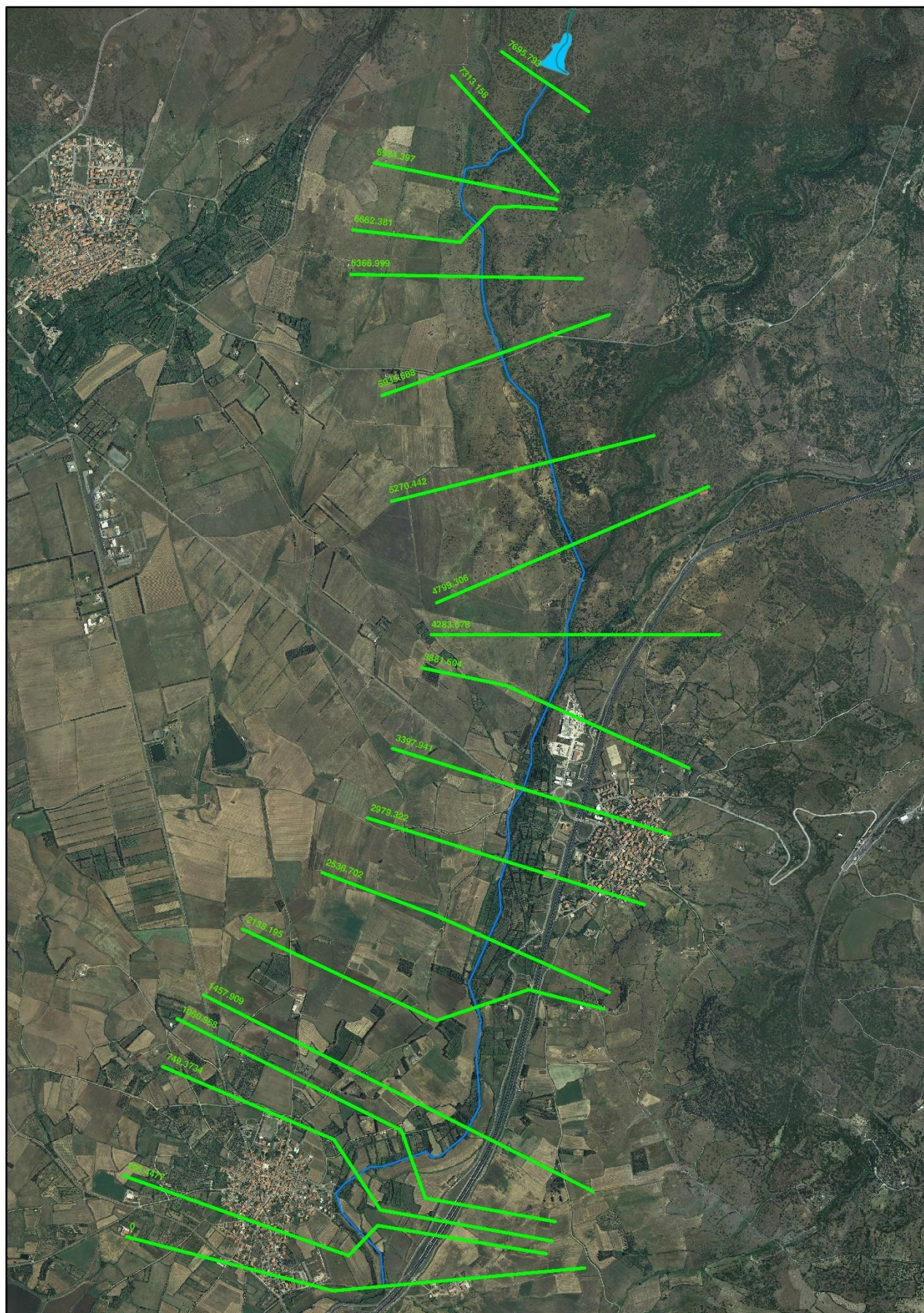
Per risolvere il problema definitivamente si è scelto di non intervenire sul nucleo di argilla, in quanto risulterebbe di difficile realizzazione uno scavo verticale per l'intera altezza dello sbarramento senza pregiudicarne la stabilità, ma bensì di predisporre un nuovo elemento impermeabilizzante sul paramento di monte costituito da bitume.

Le operazioni, da eseguirsi a serbatoio vuoto, prevedono in ordine:

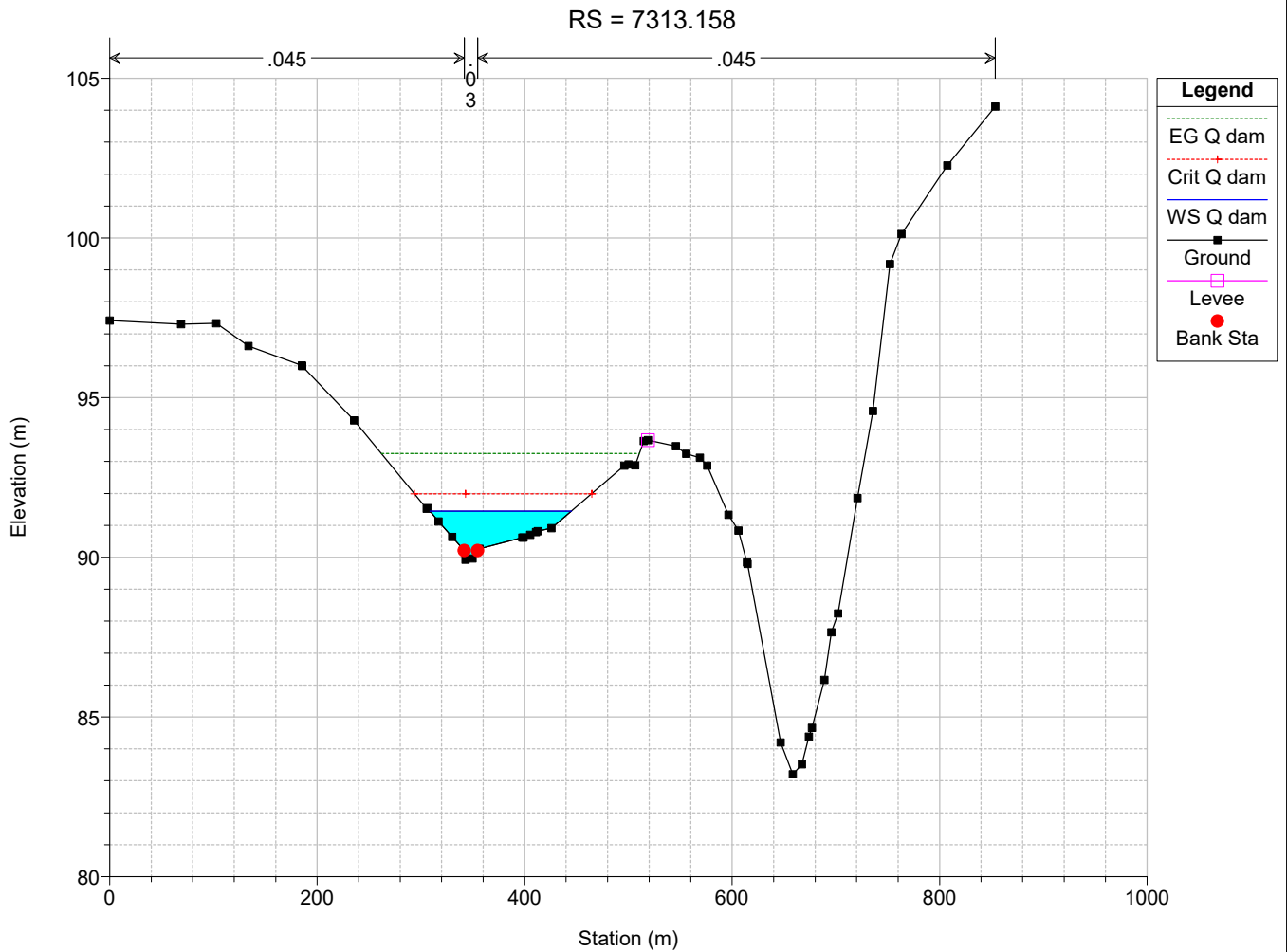
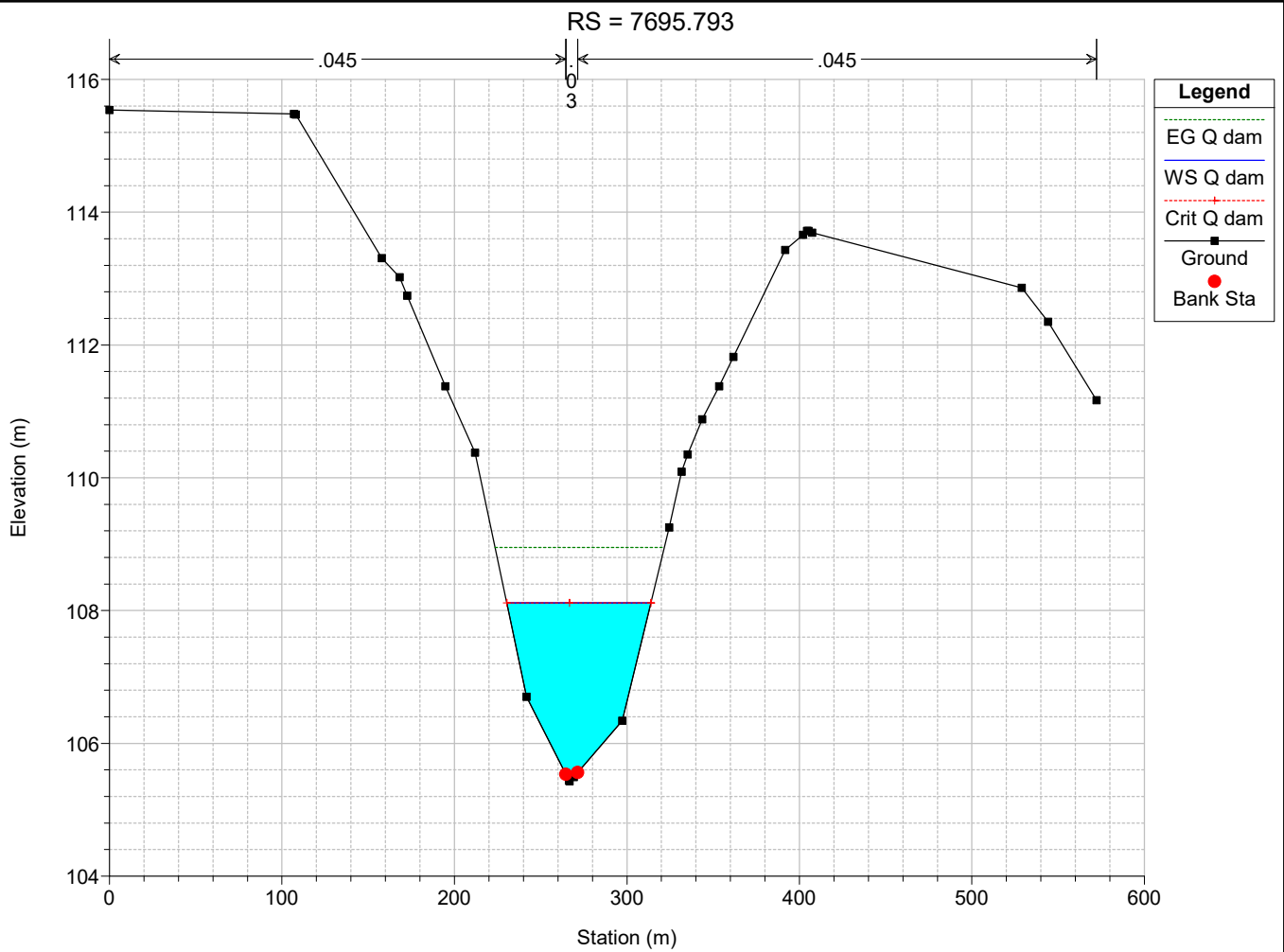
1. la regolarizzazione del paramento di monte mediante la stesa di materiale sciolto che vada a riempire le intercapedini tra i massi;
2. la realizzazione di un piano regolare di posa;
3. la stesa sul paramento così rifinito di più strati di mastice e bitume così da creare uno strato impermeabile all'acqua.

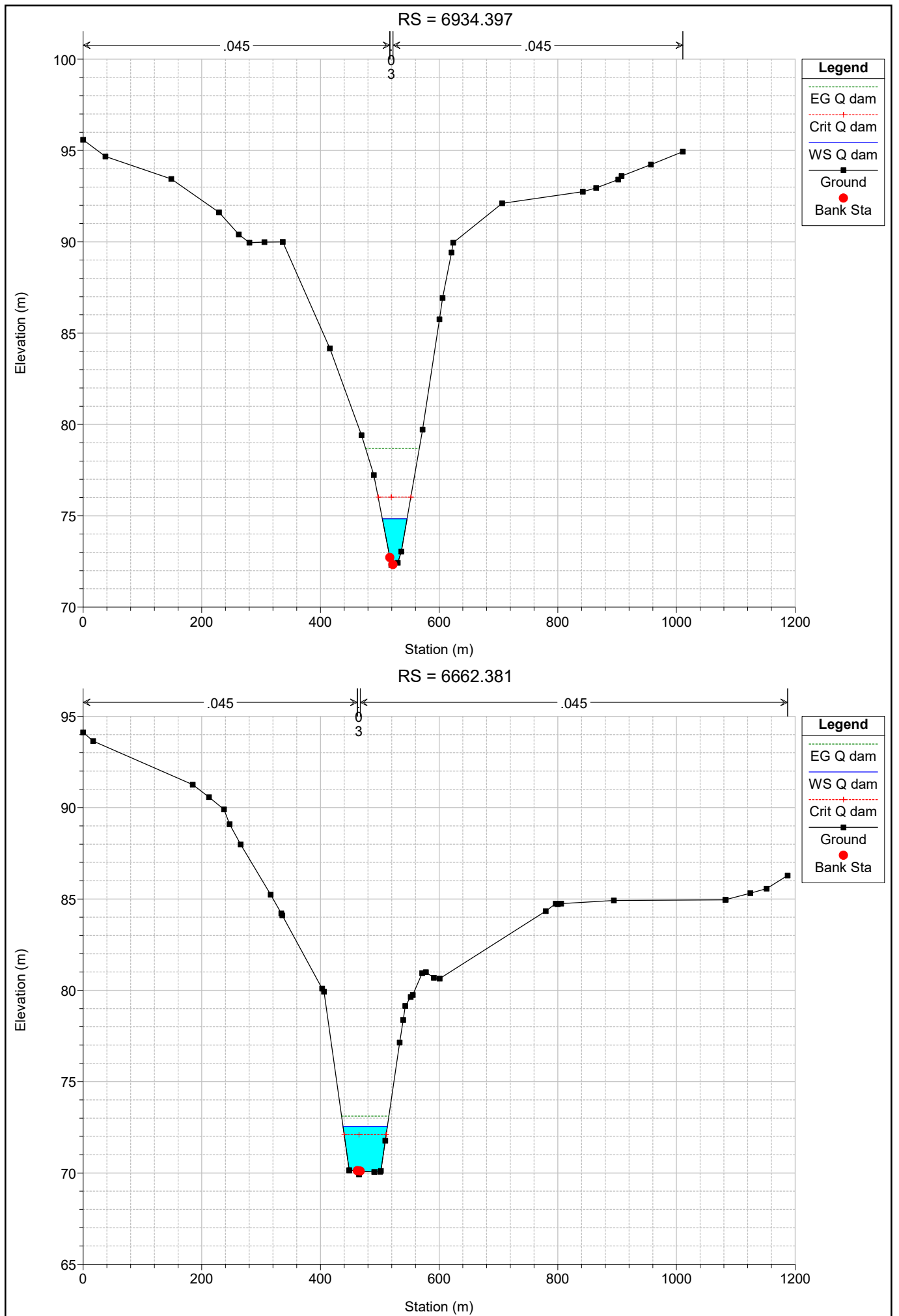
Allegato 1 – Dam Break

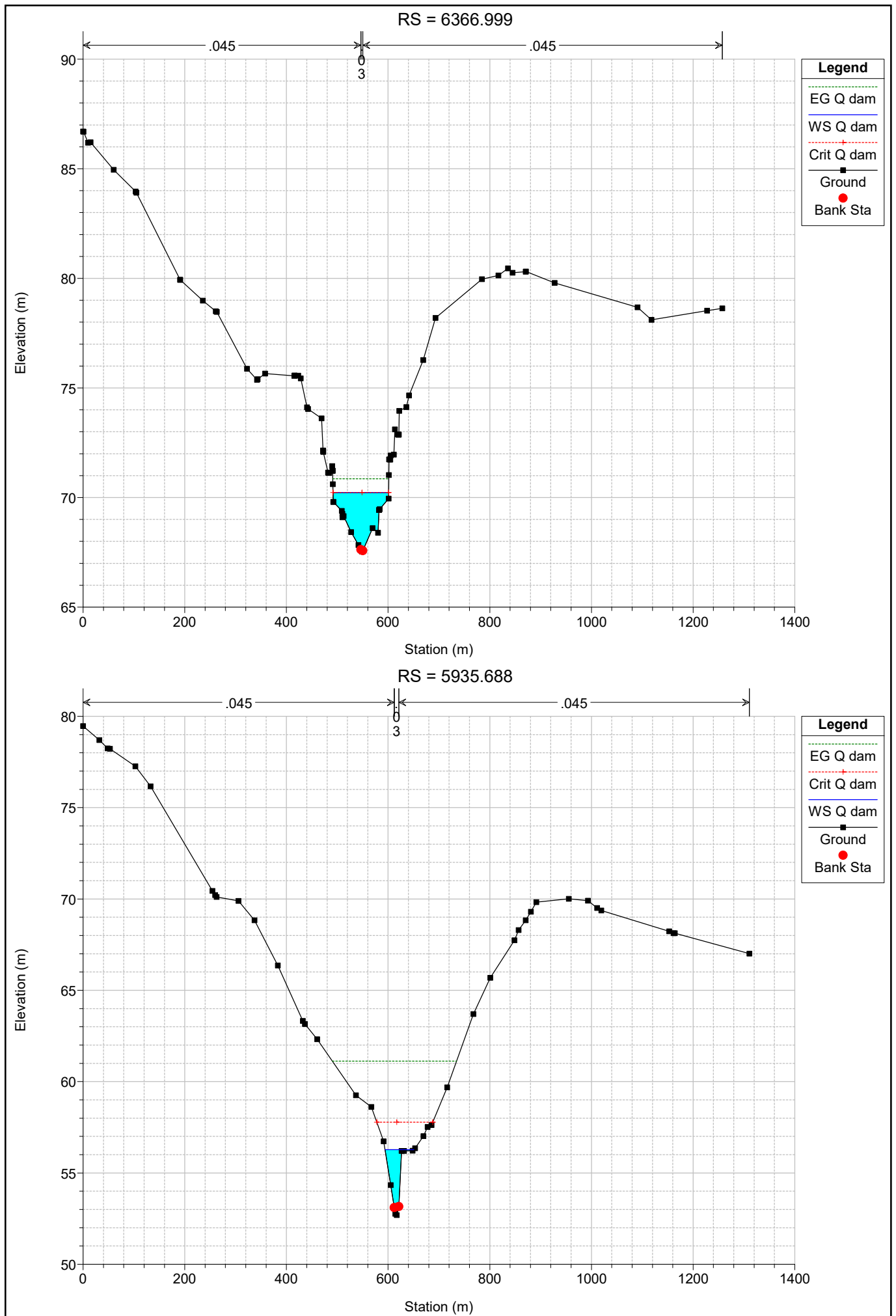
All. 1.1 – Planimetria sezioni

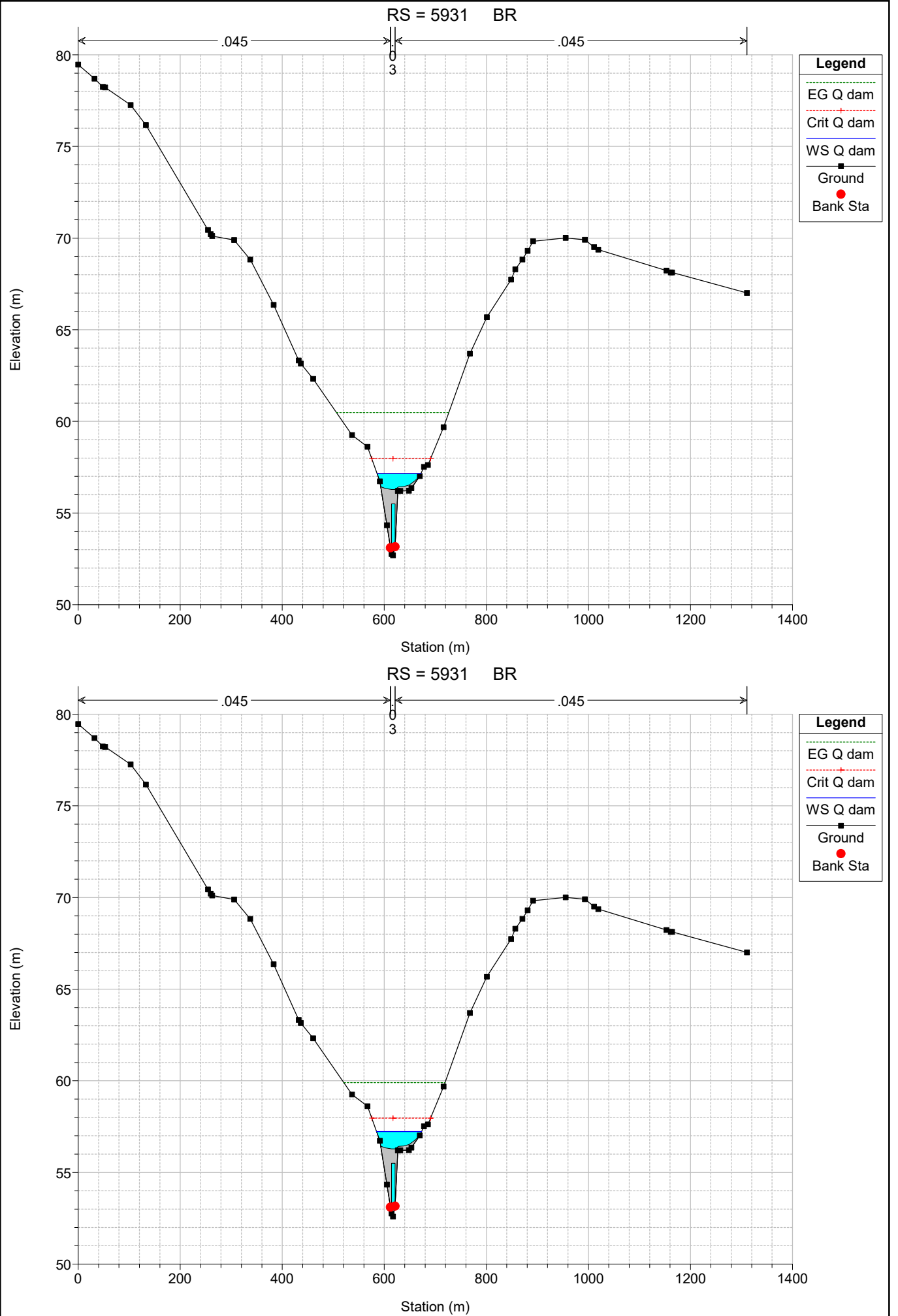


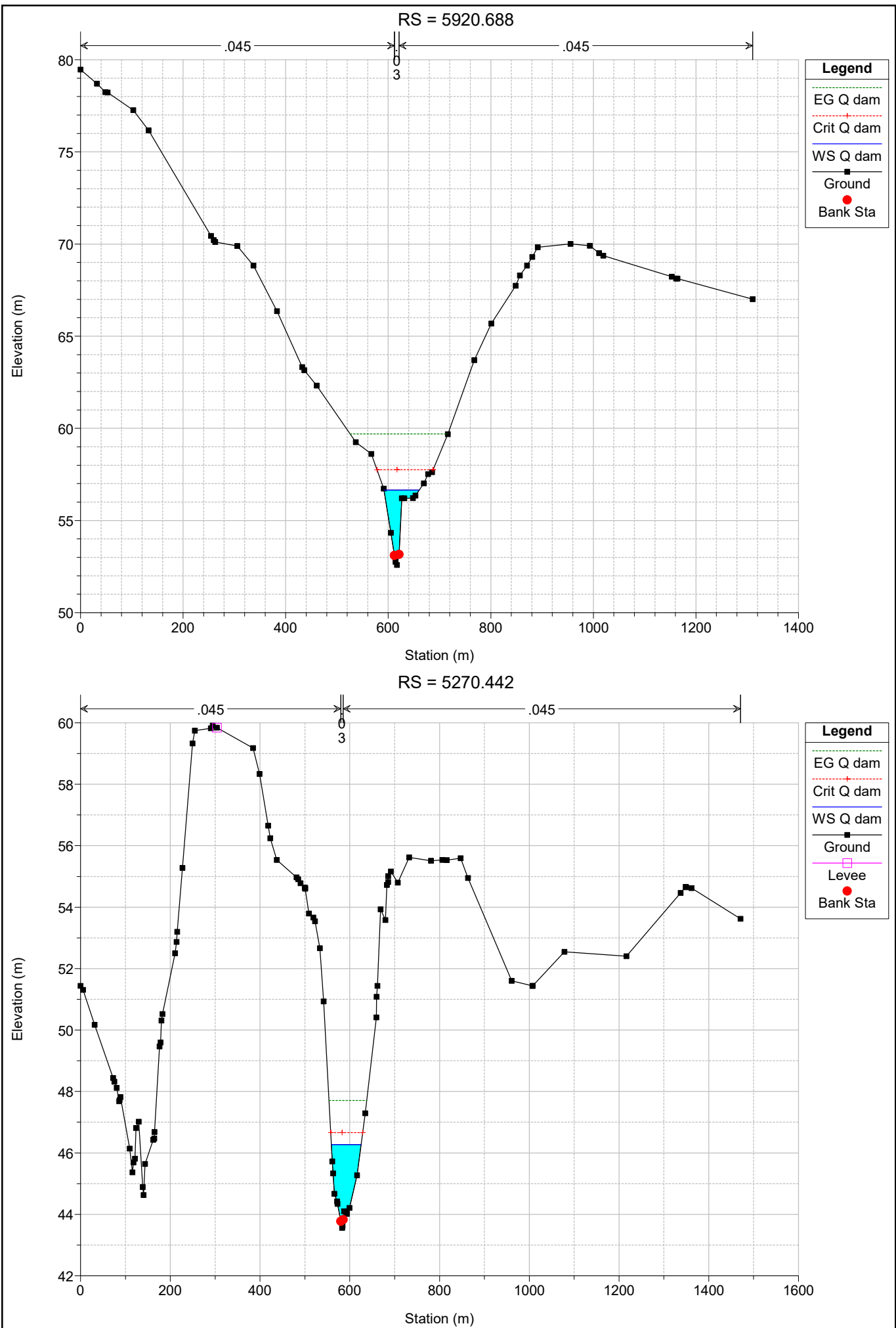
All. 1.2 – Sezioni idrauliche modellazione in moto permanente

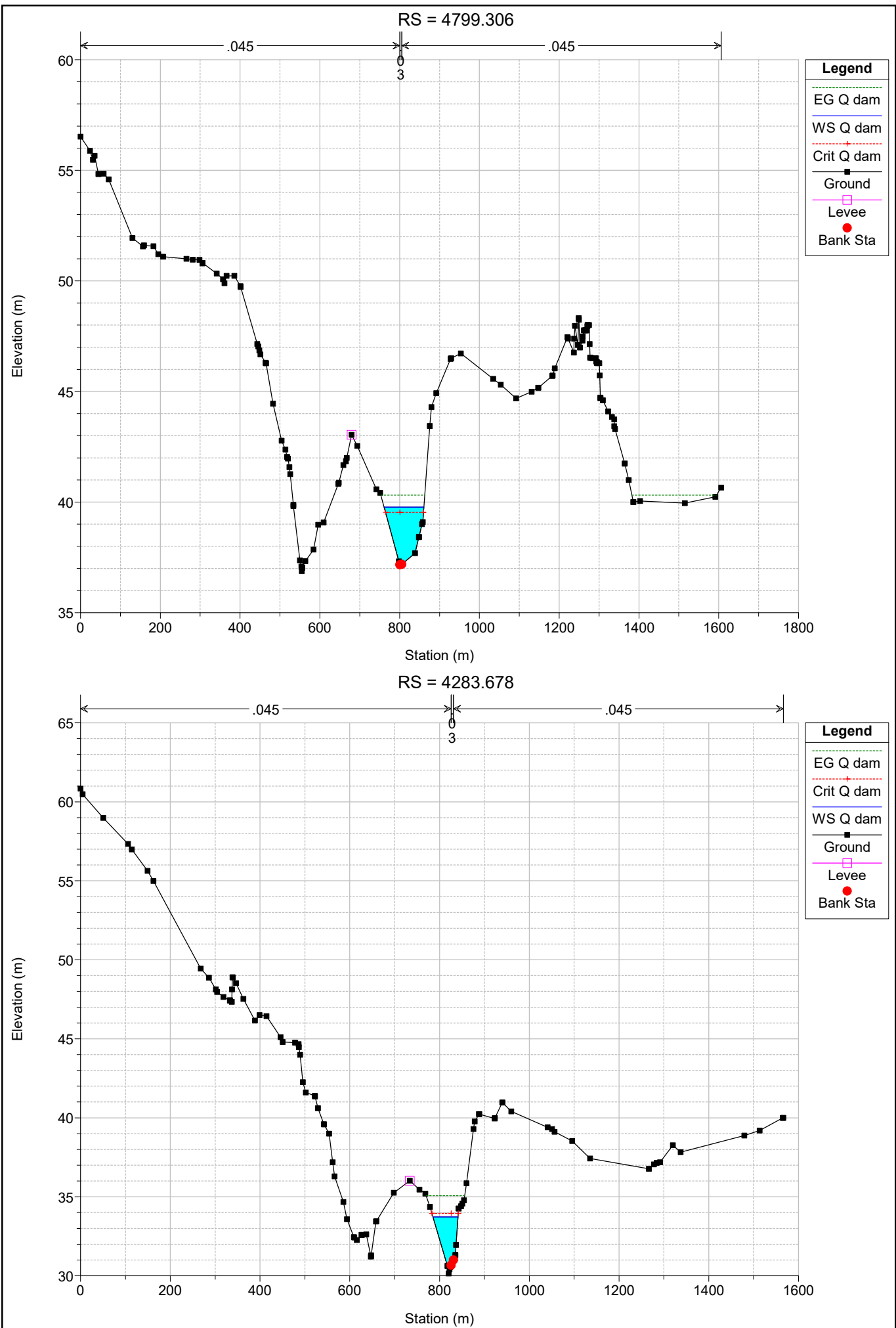


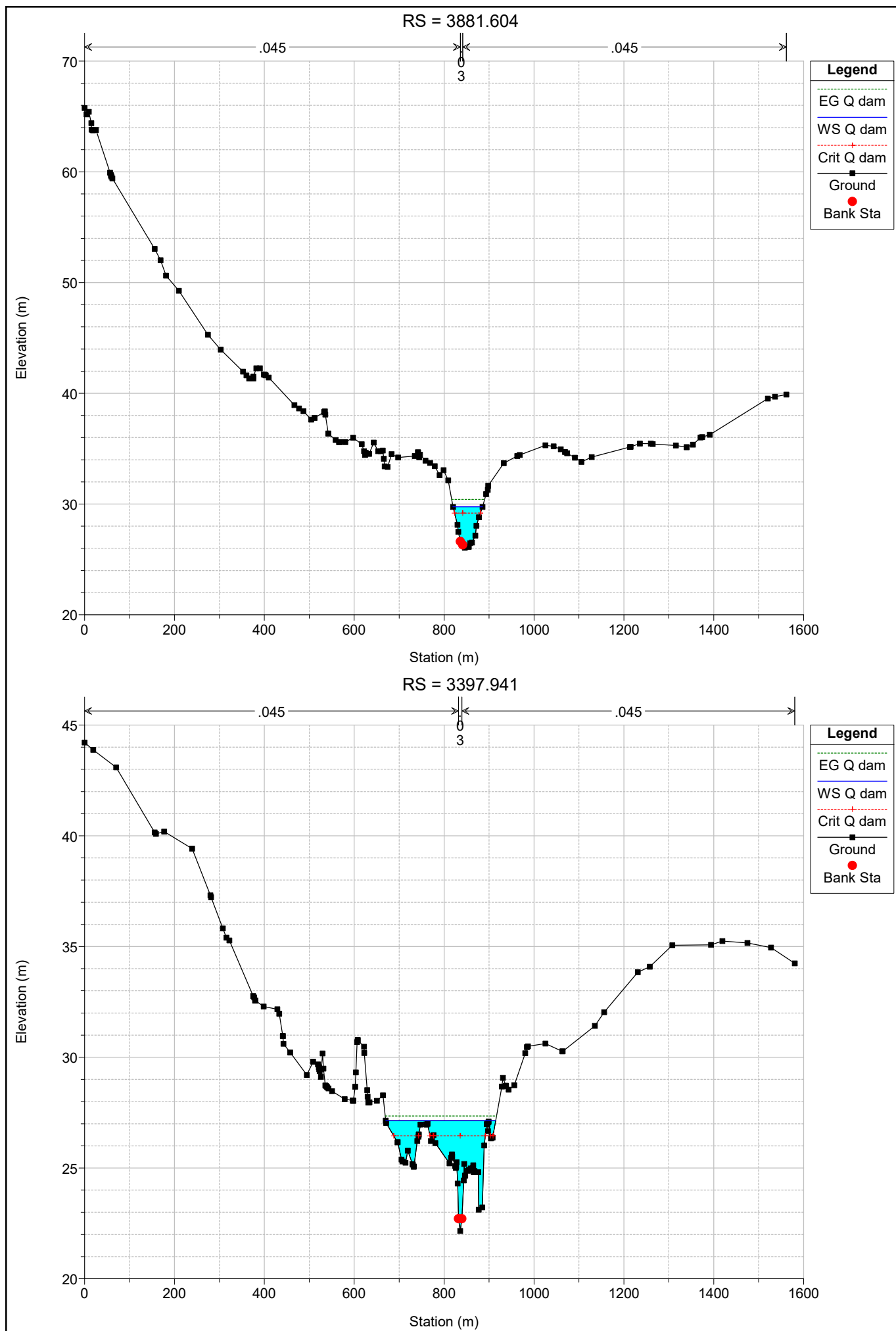


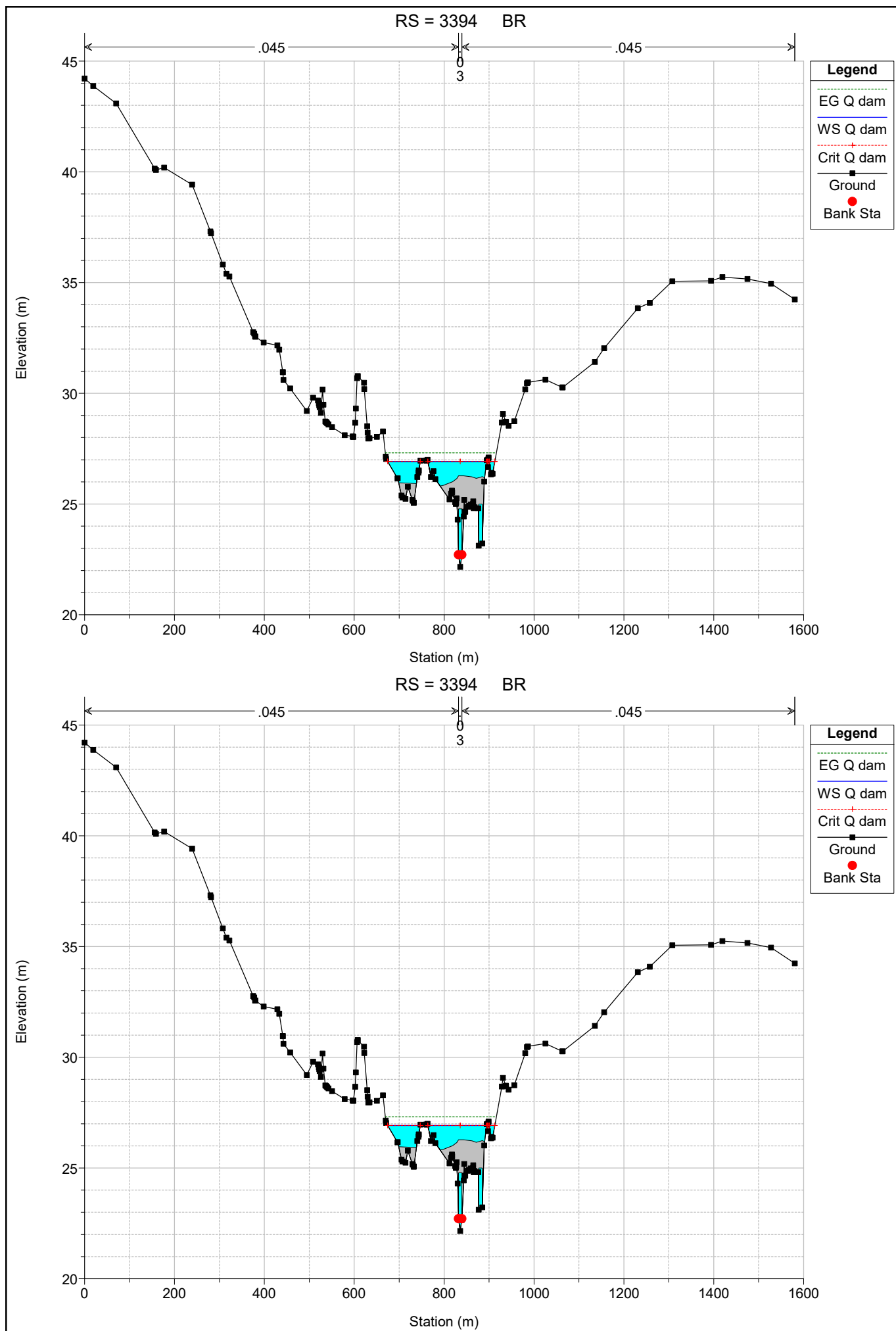


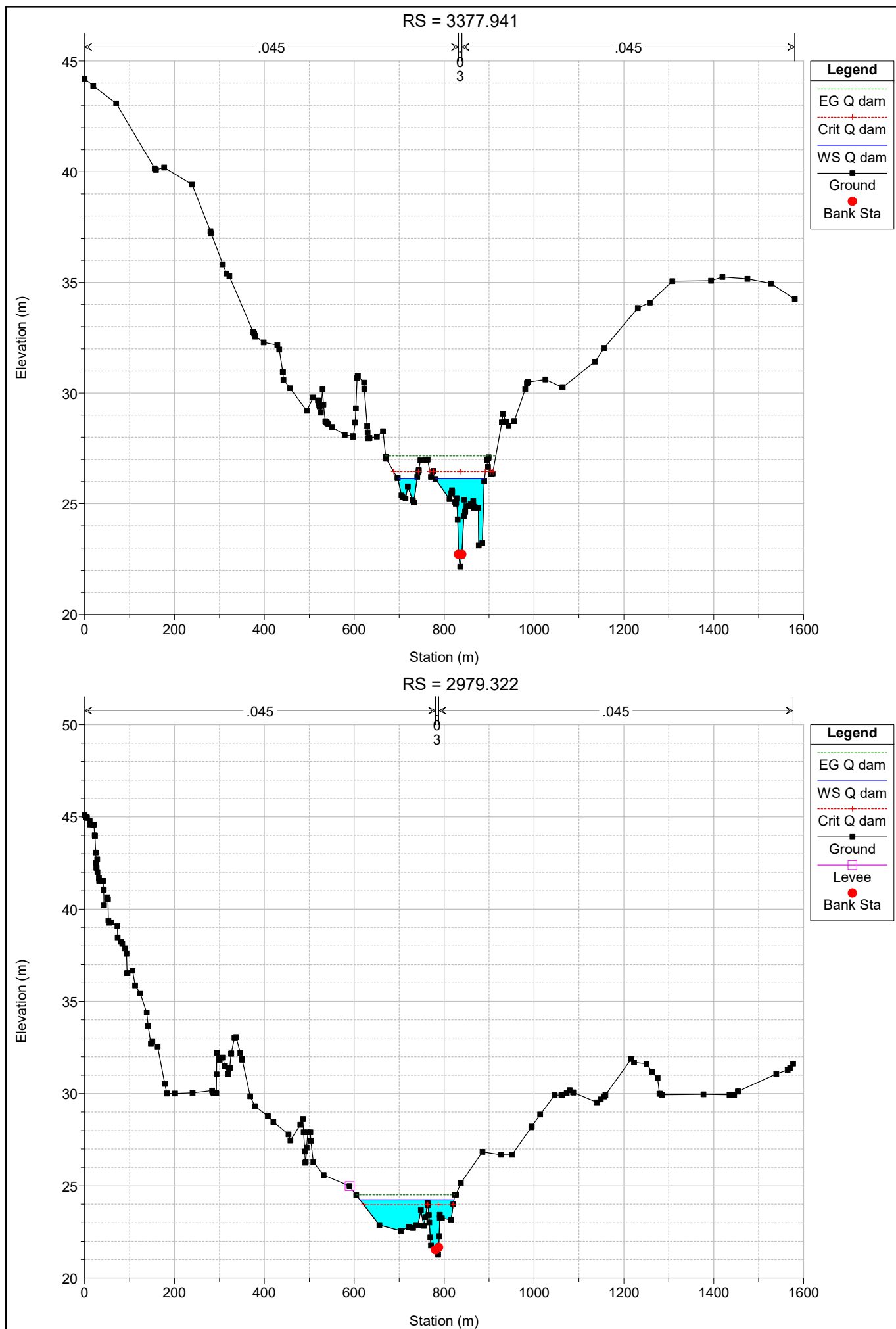


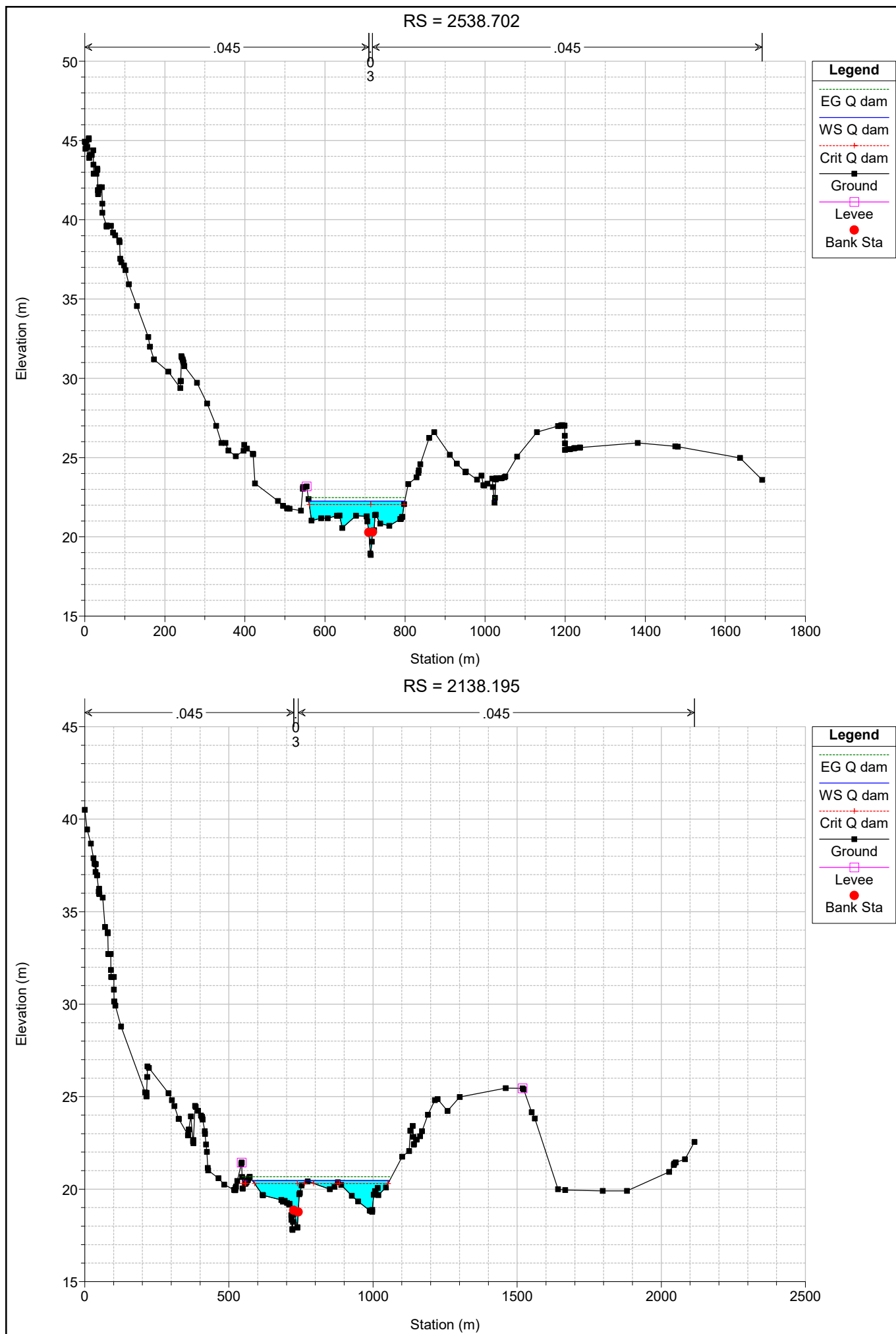


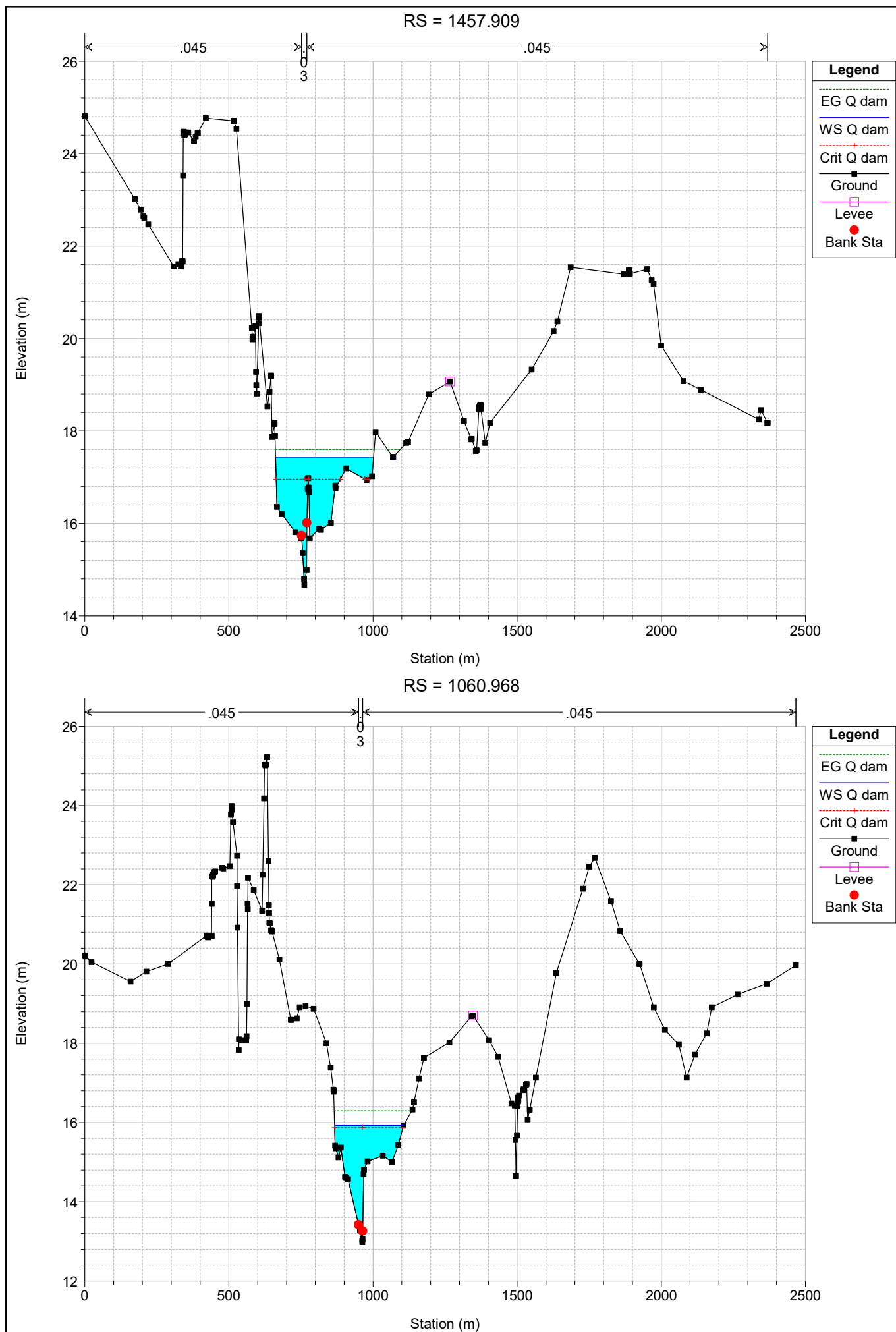


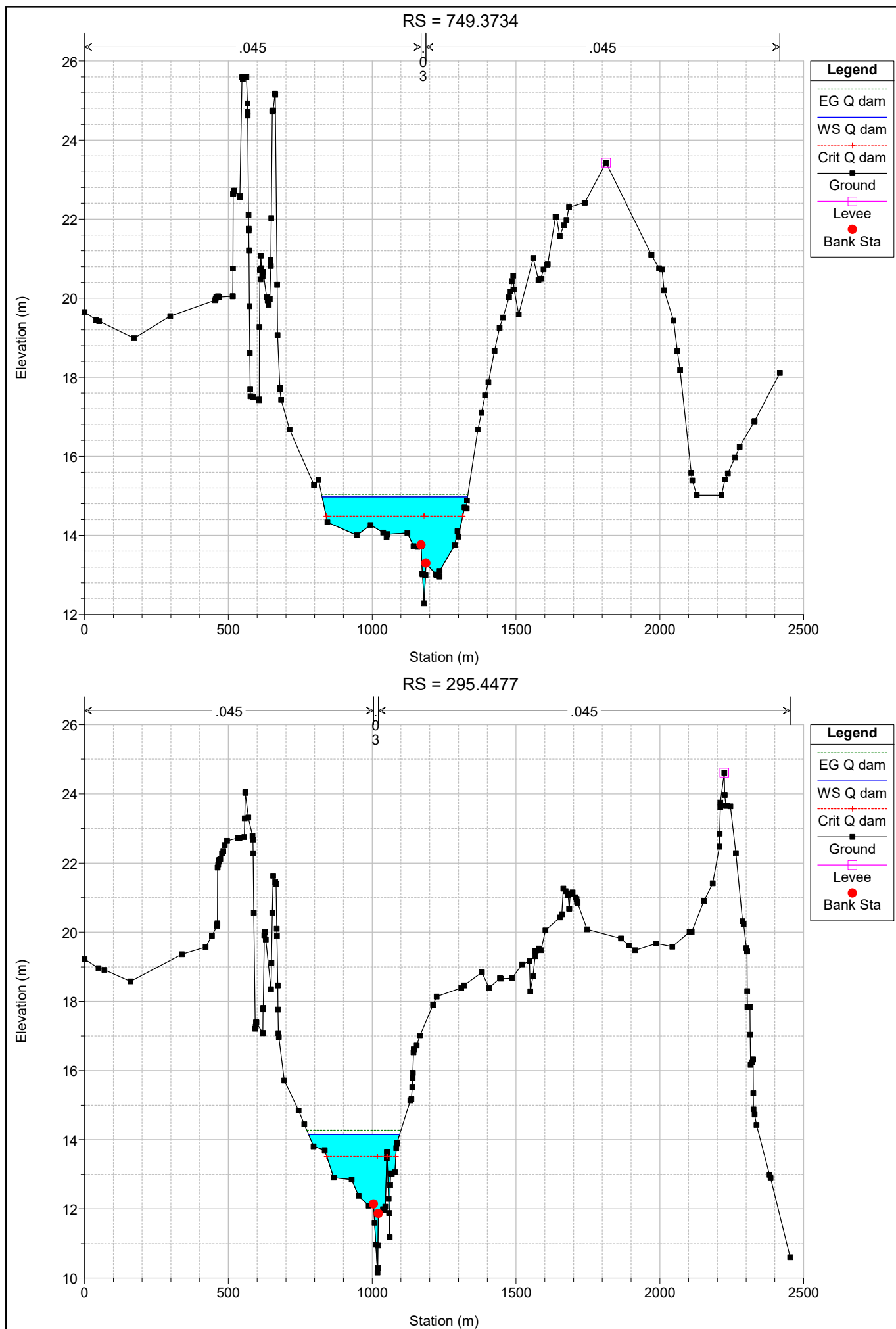


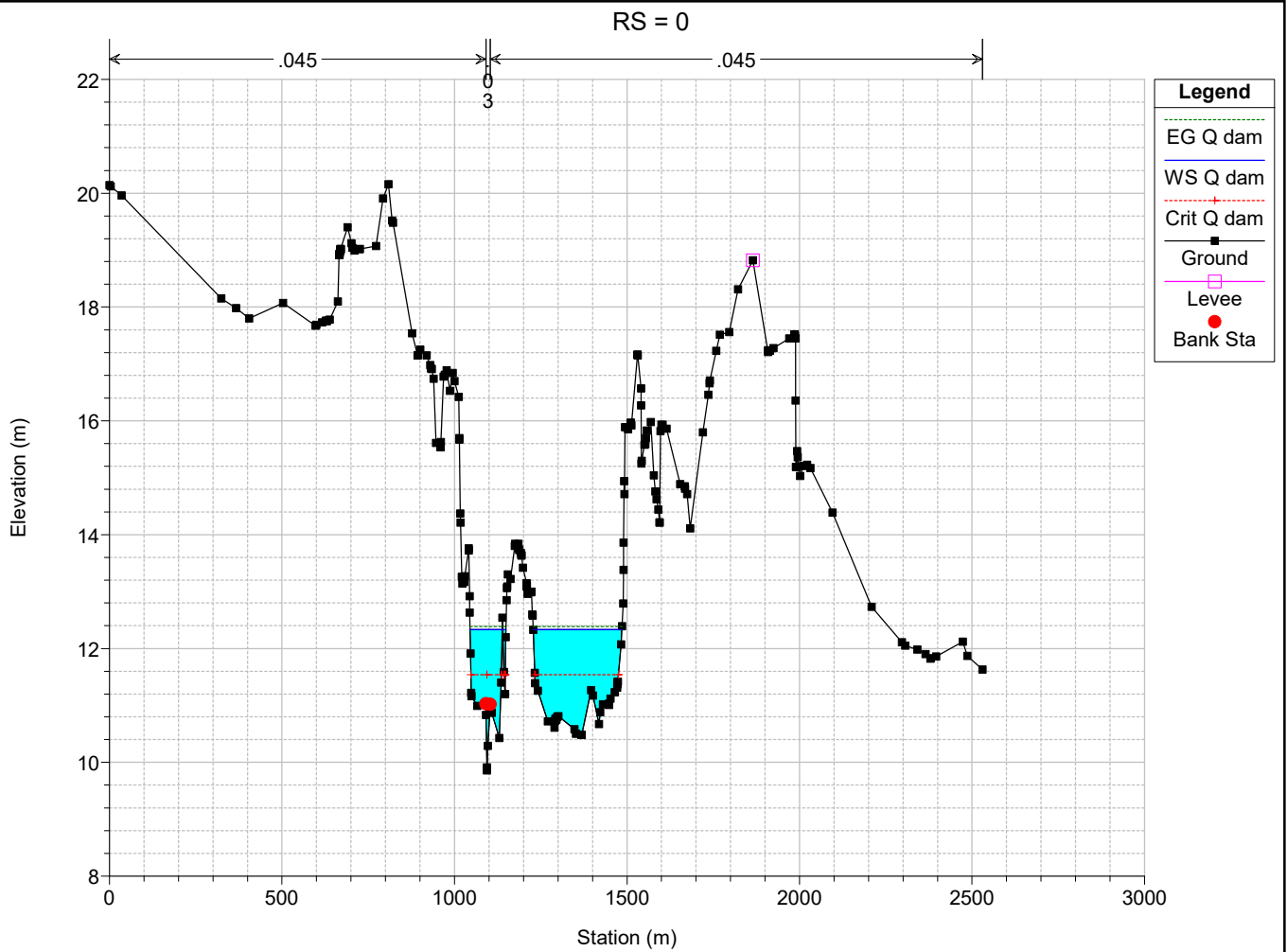




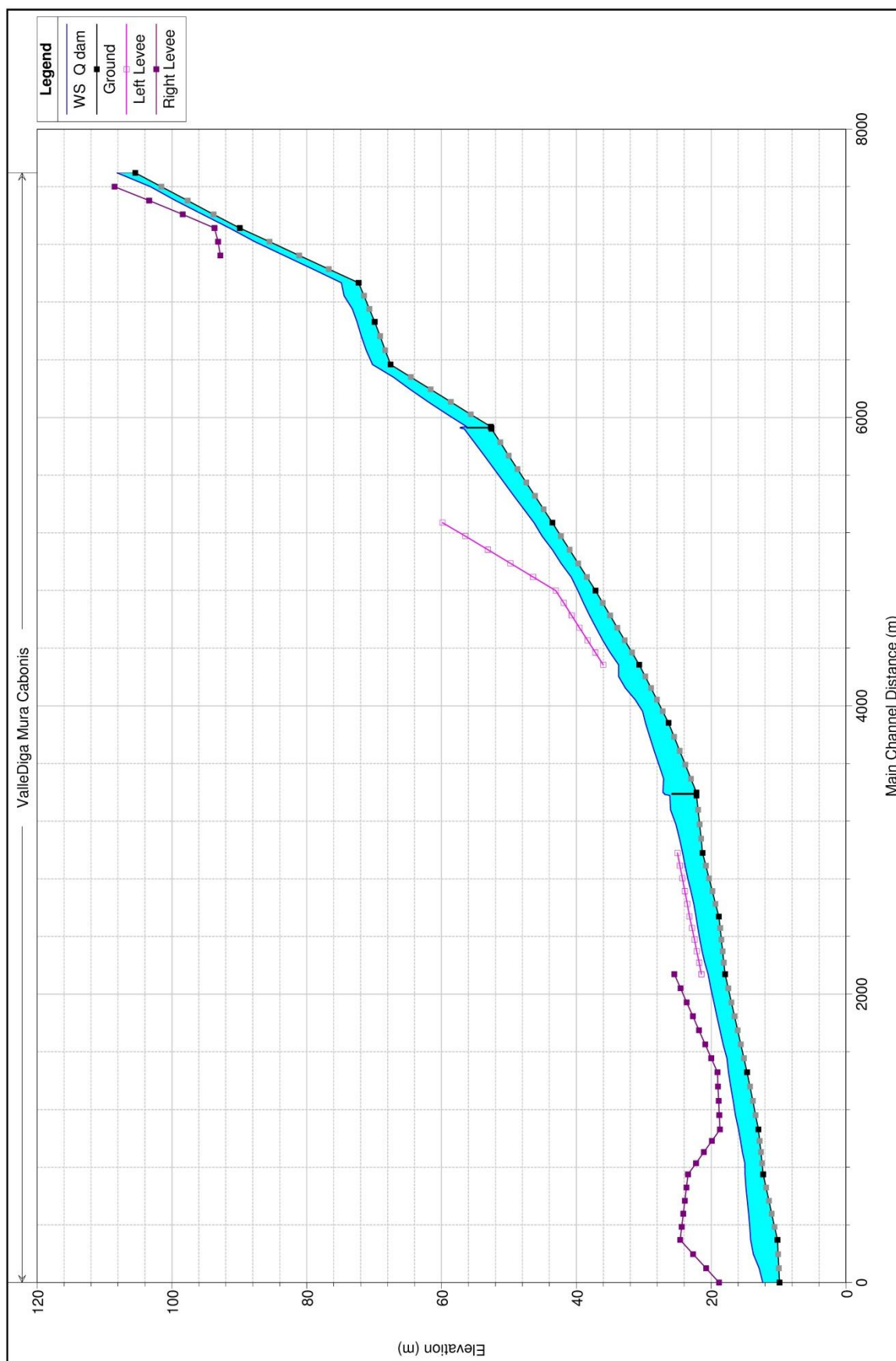








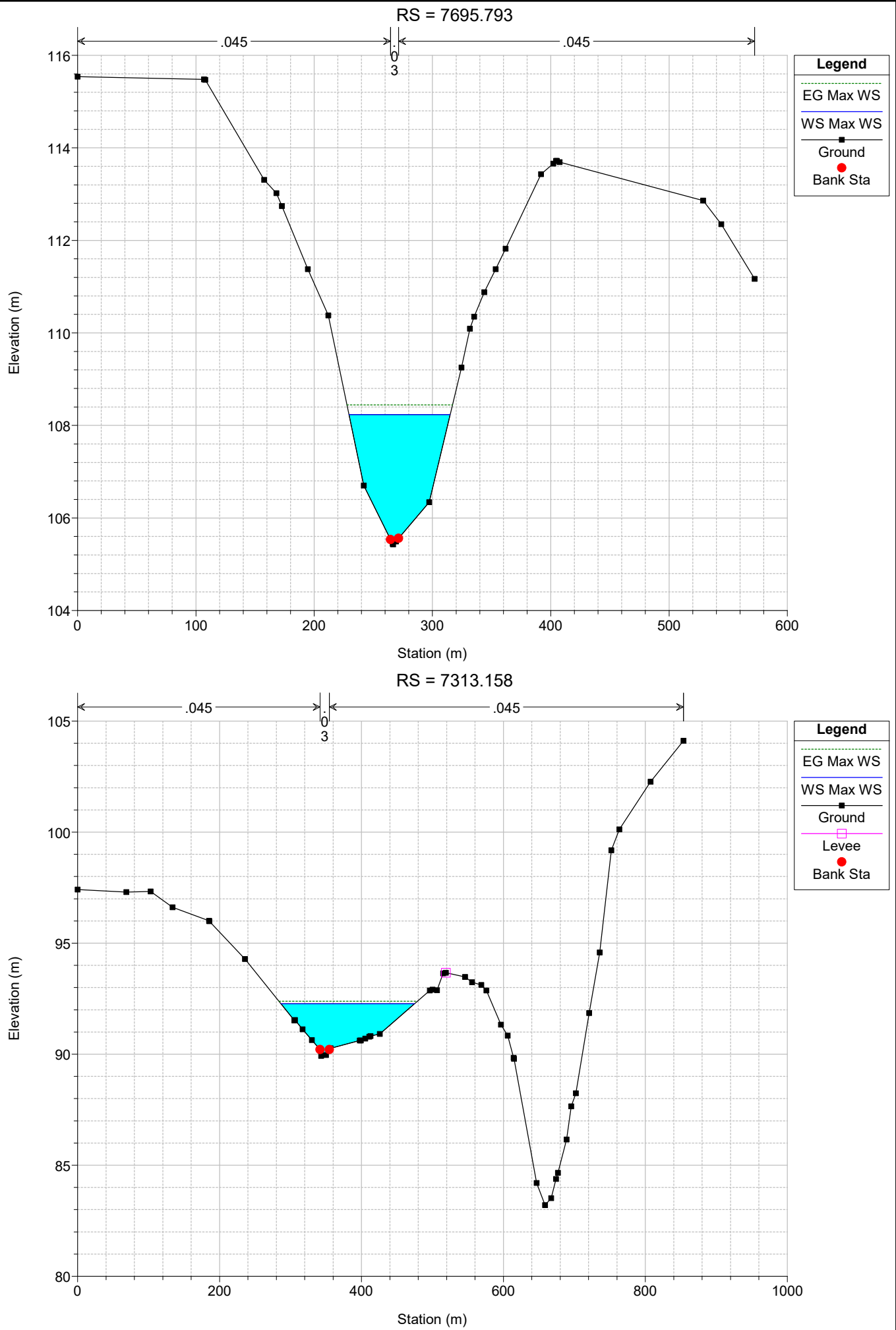
All. 1.3 – Profilo idraulico modellazione in moto permanente

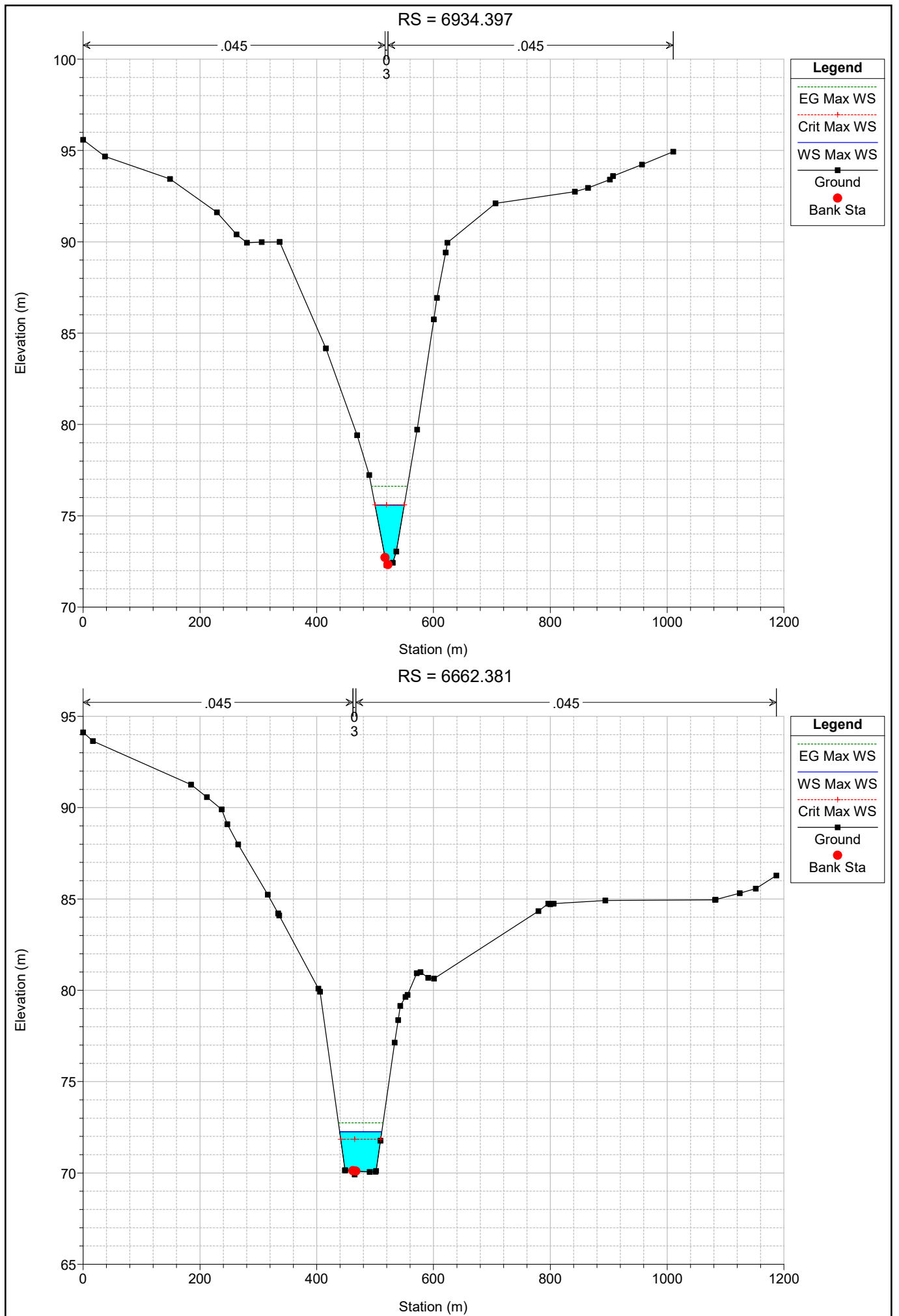


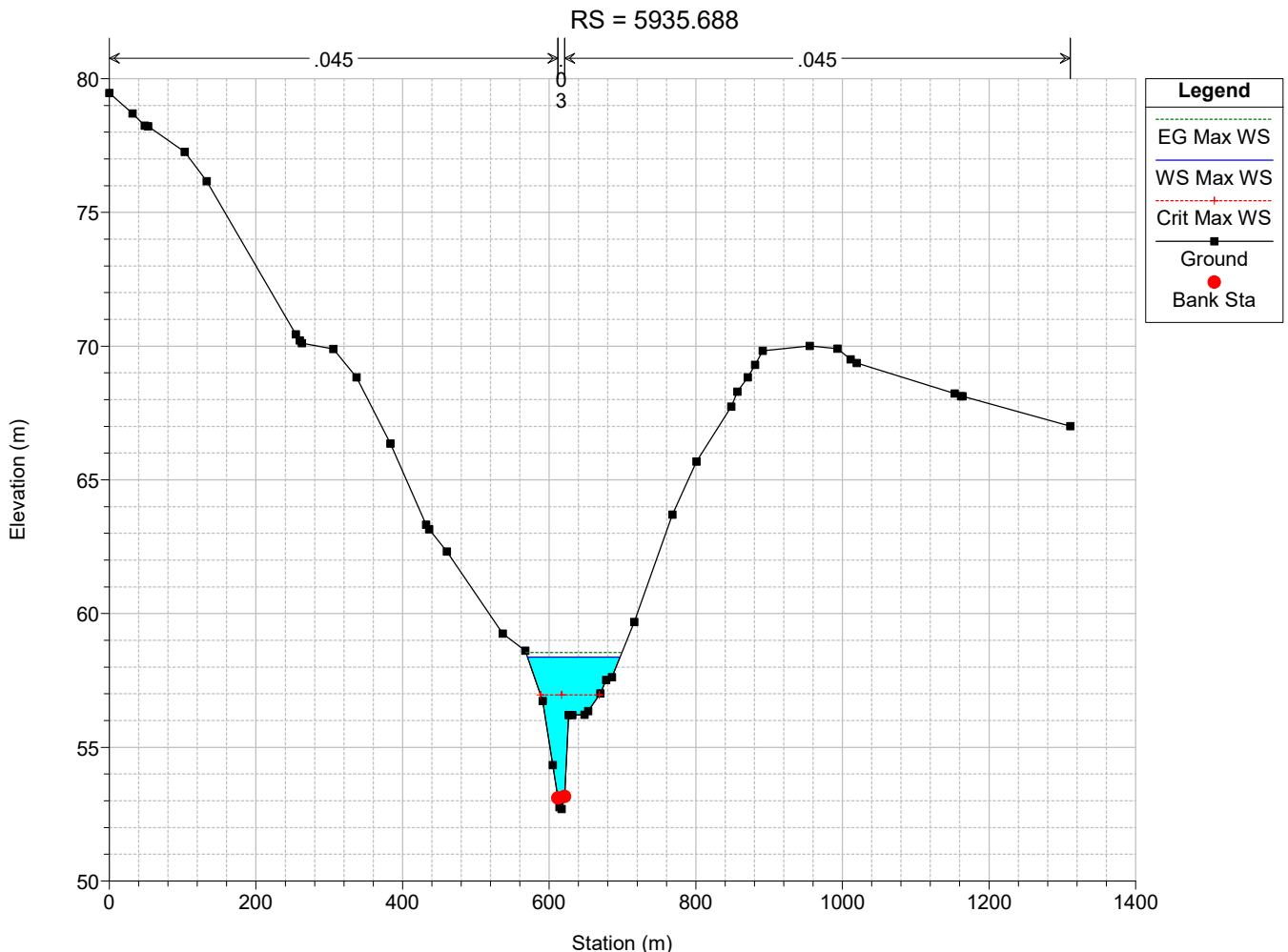
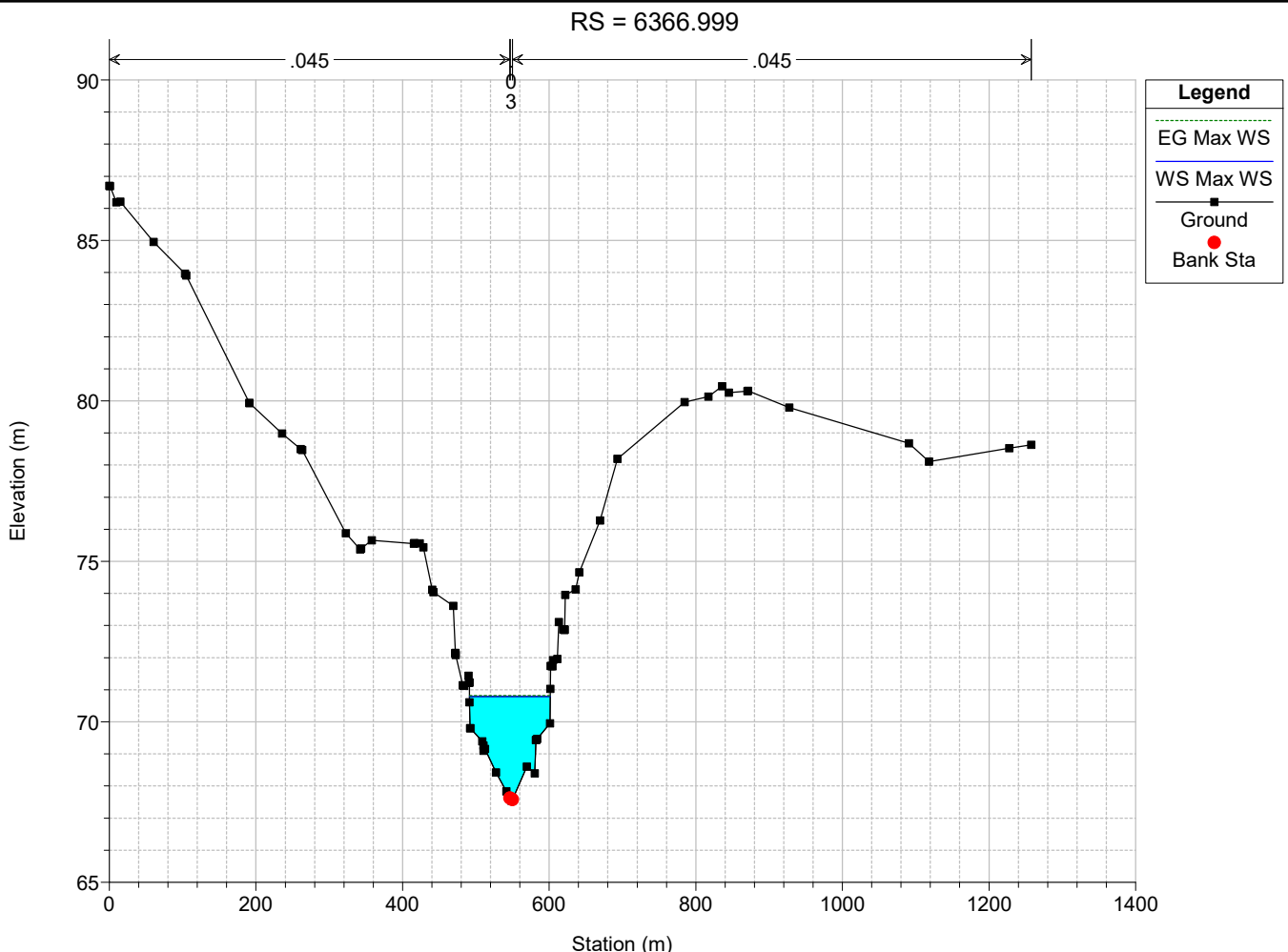
All. 1.4 – Tabella numerica modellazione in moto permanente

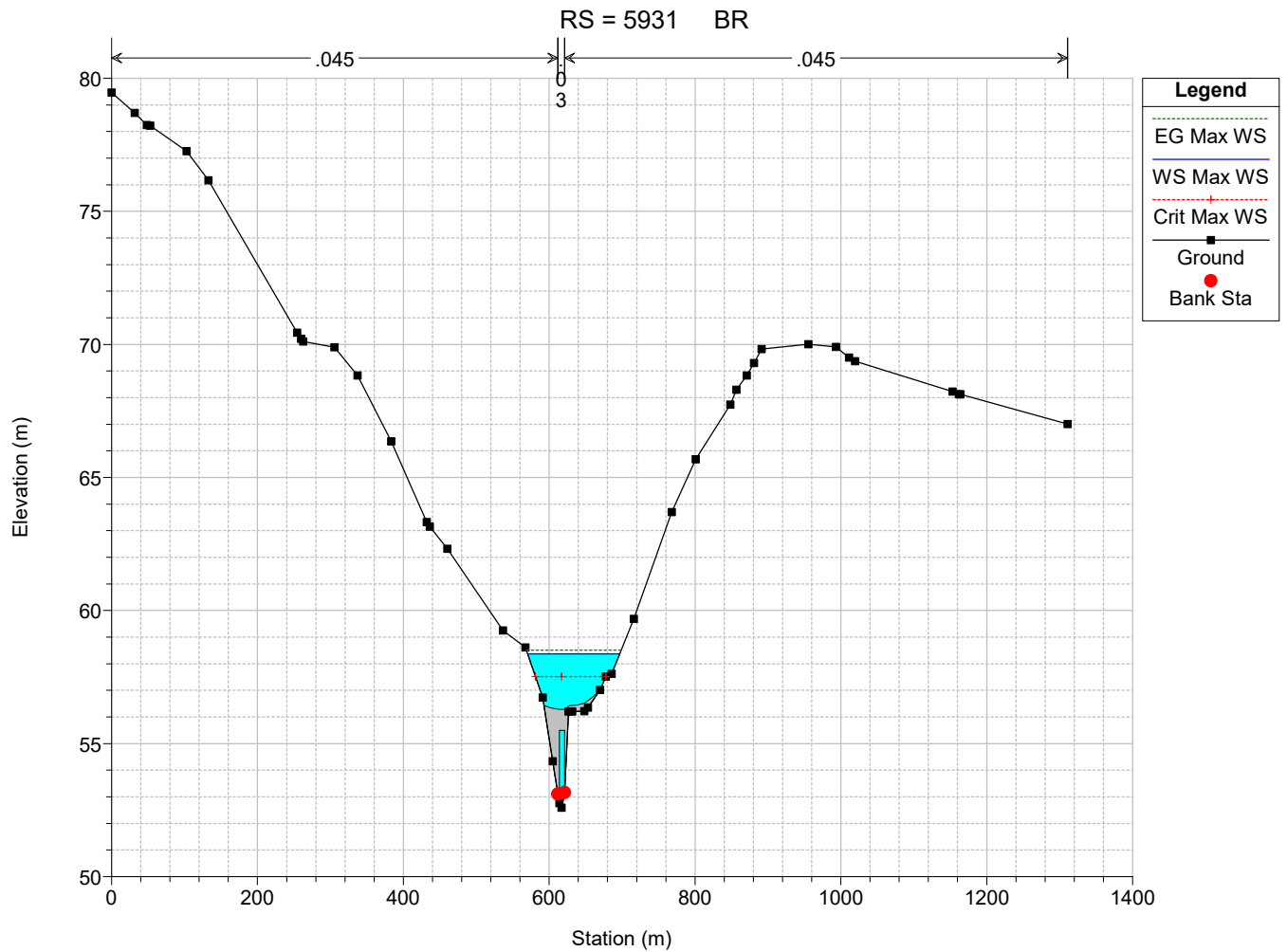
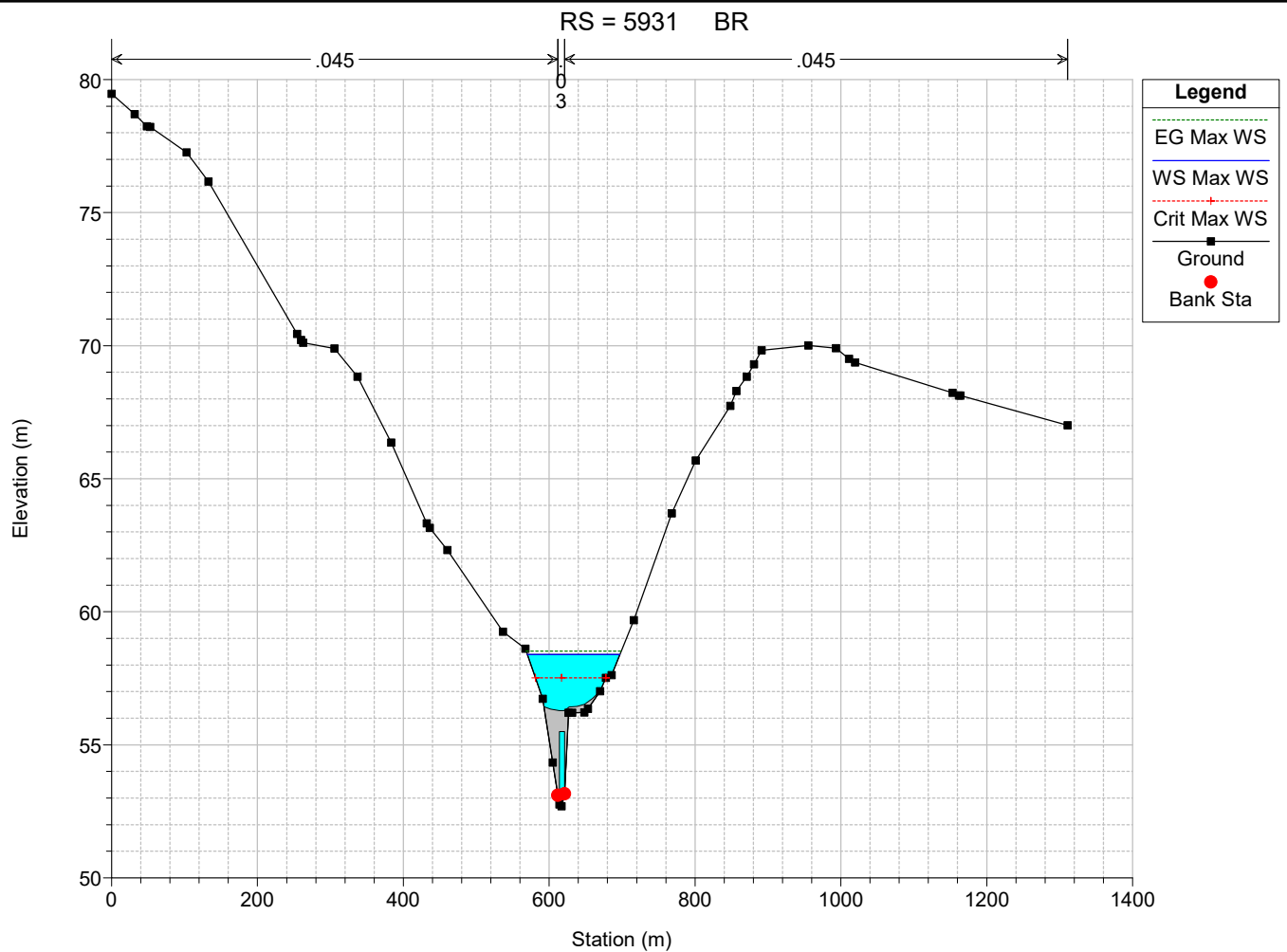
Sezioni	Quota minima canale	Quota pelo libero	Quota energia totale	Pendenza energia	Velocità	Area bagnata	Froude
7695.793	105.43	108.12	108.12	0.0099	6.31	142.27	0.99
7313.158	89.92	91.45	91.99	0.0431	8.81	107.01	2.14
6934.397	72.30	74.84	76.02	0.0432	12.47	67.23	2.18
6662.381	69.92	72.55	72.10	0.0067	5.07	157.21	0.73
6366.999	67.54	70.23	70.23	0.0105	6.54	160.00	0.93
5935.688	52.69	56.28	57.78	0.0224	11.28	69.59	2.81
5931 U – SP9	52.69	57.16	57.96	0.0975	10.00	72.42	1.22
5931 D – SP9	52.59	57.24	57.96	0.0756	9.05	79.82	1.07
5920.688	52.59	56.65	57.76	0.0131	9.28	93.21	2.12
5270.442	43.56	46.27	46.66	0.0180	8.43	108.65	1.33
4799.306	37.16	39.77	39.53	0.0074	5.41	168.89	0.80
4283.678	30.66	33.72	33.95	0.0136	7.89	110.45	1.17
3881.604	26.32	29.74	29.19	0.0058	5.60	152.05	0.76
3397.941	22.16	27.14	26.45	0.0014	3.53	373.44	0.52
3394 U – SP17	22.16	26.92	26.92	0.0176	3.93	189.15	0.40
3394 D – SP17	22.16	26.92	26.92	0.0176	3.93	189.29	0.40
3377.941	22.16	26.13	26.45	0.0071	6.69	175.68	1.33
2979.322	21.27	24.24	23.97	0.0041	4.23	268.43	0.65
2538.702	18.86	22.25	22.04	0.0036	3.80	293.08	0.62
2138.195	17.92	20.46	20.31	0.0042	3.52	357.58	0.75
1457.909	14.67	17.43	16.96	0.0025	2.90	363.74	0.55
1060.968	12.98	15.93	15.87	0.0042	4.17	261.83	0.83
749.373	12.28	14.98	14.49	0.0013	1.96	534.54	0.34
295.448	10.16	14.15	13.52	0.0015	2.61	417.80	0.45
0.000	9.86	12.33	11.54	0.0012	1.71	497.45	0.28

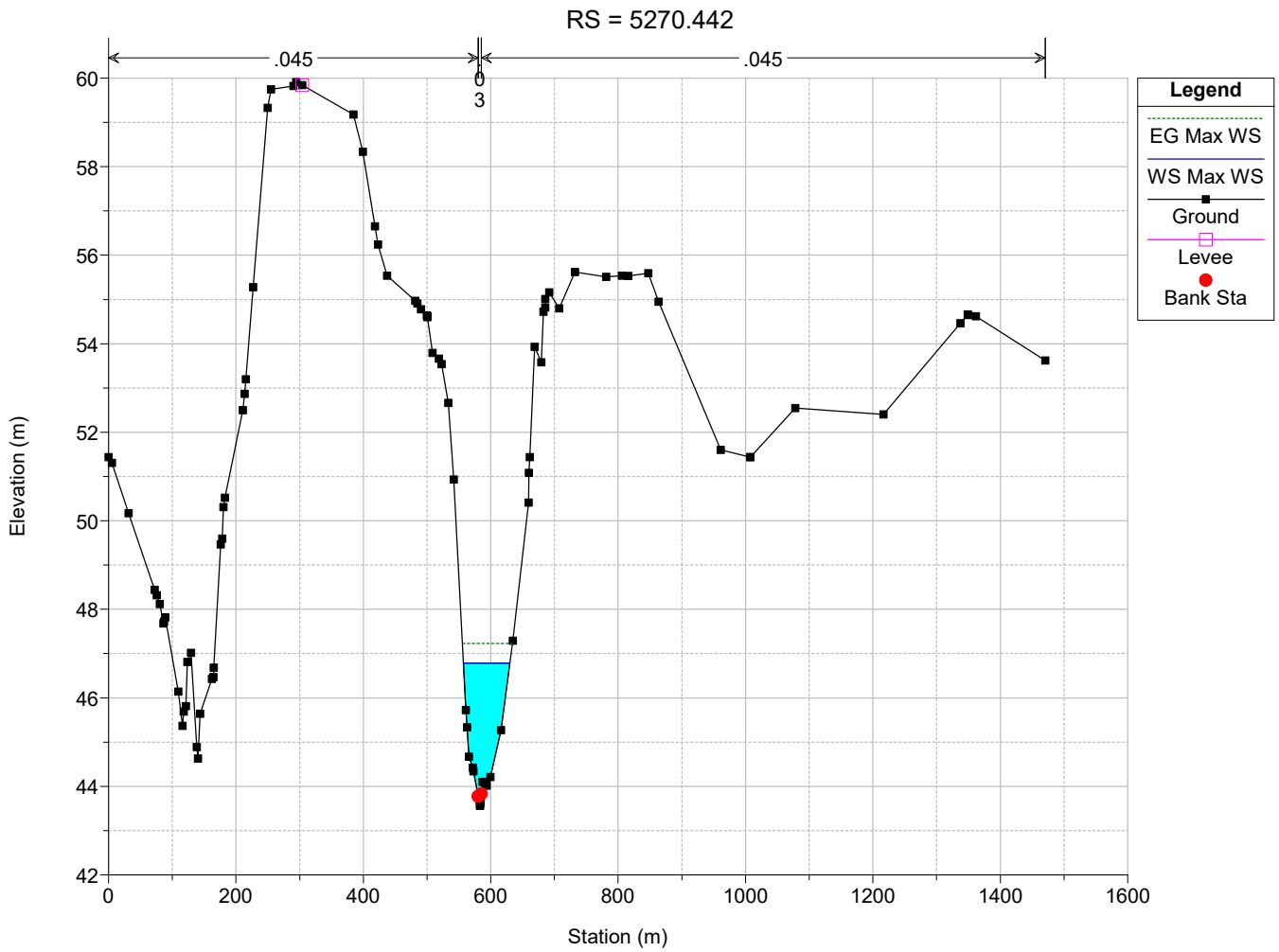
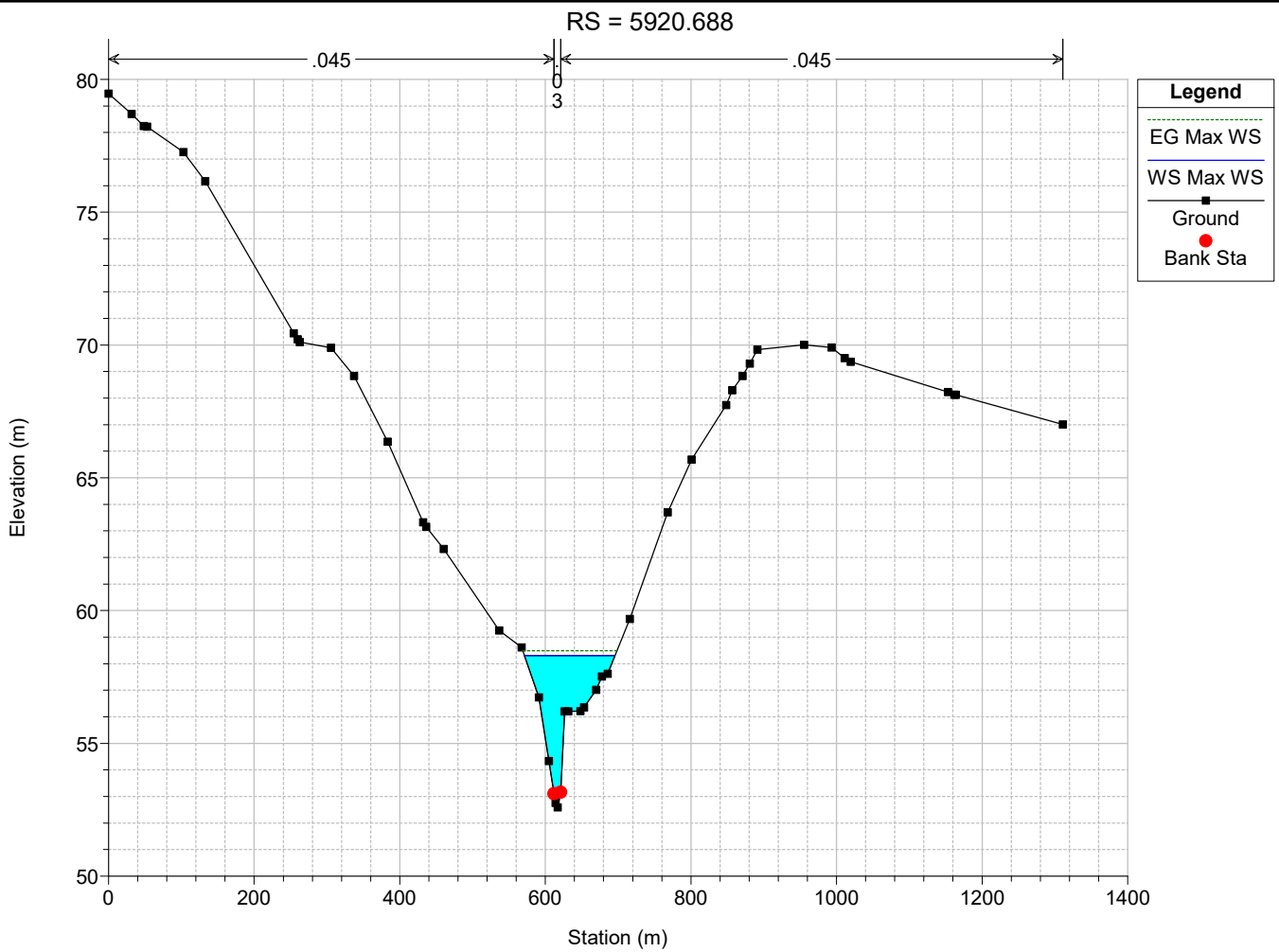
All. 1.5 – Sezioni idrauliche modellazione in moto vario

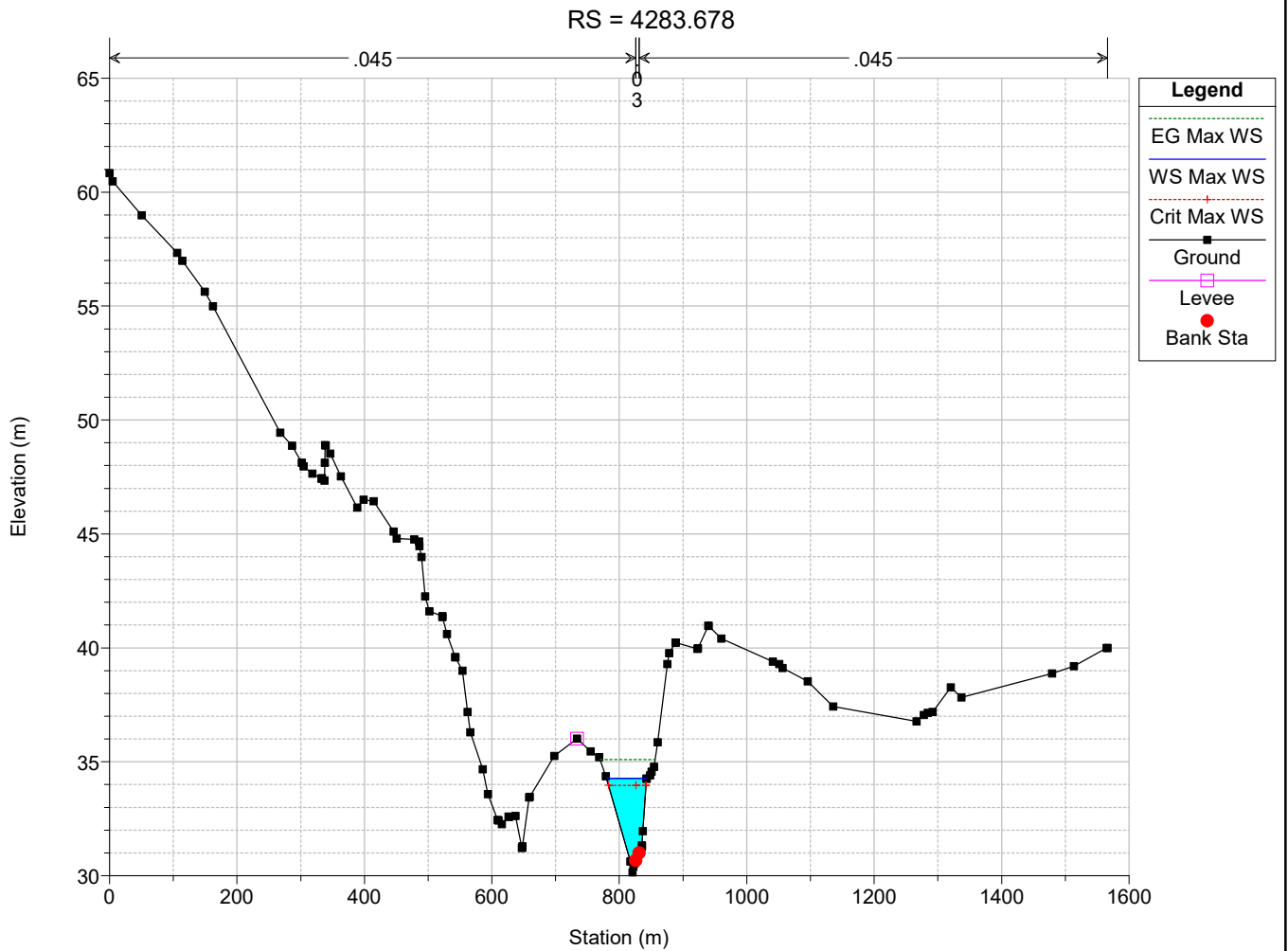
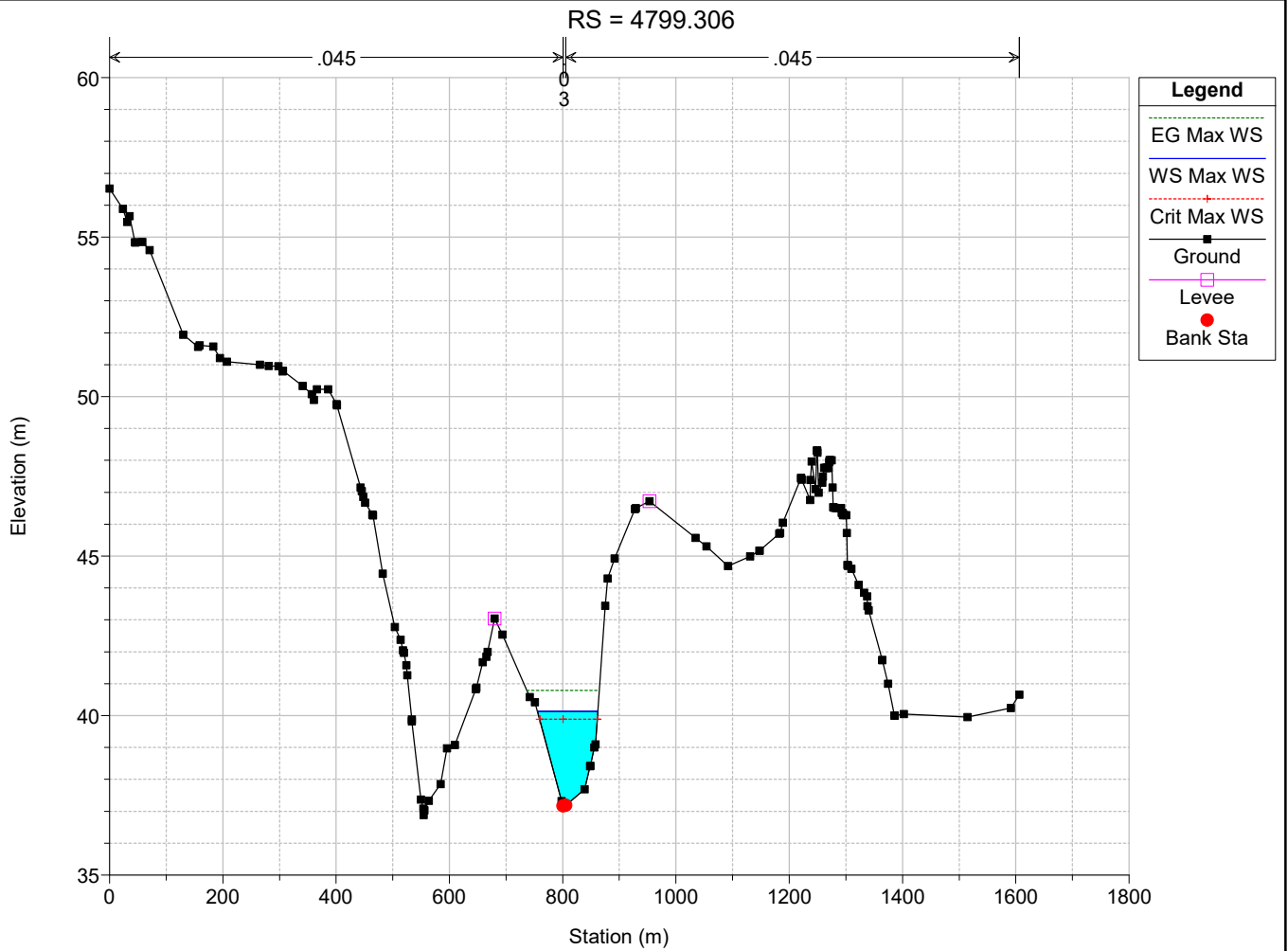


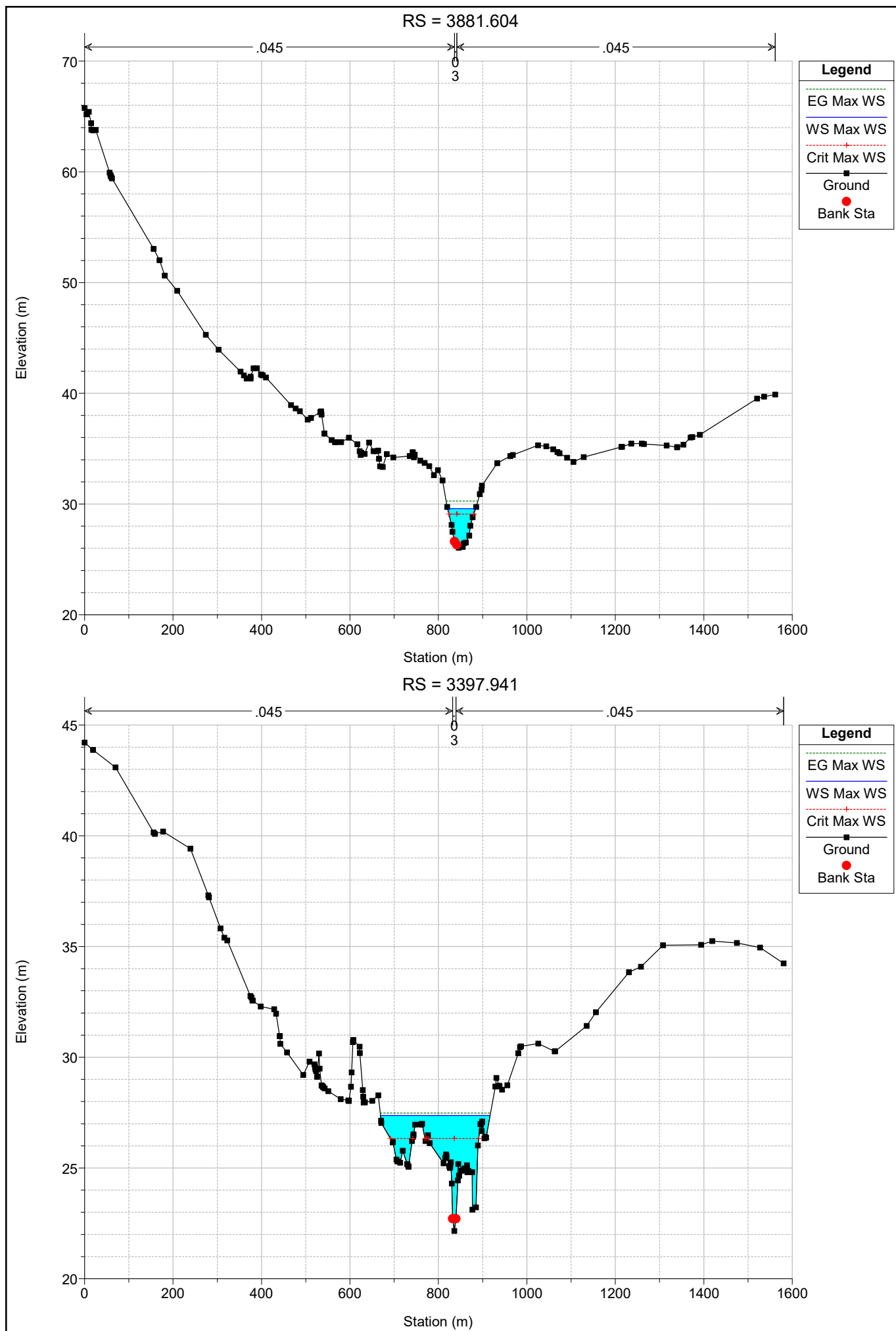


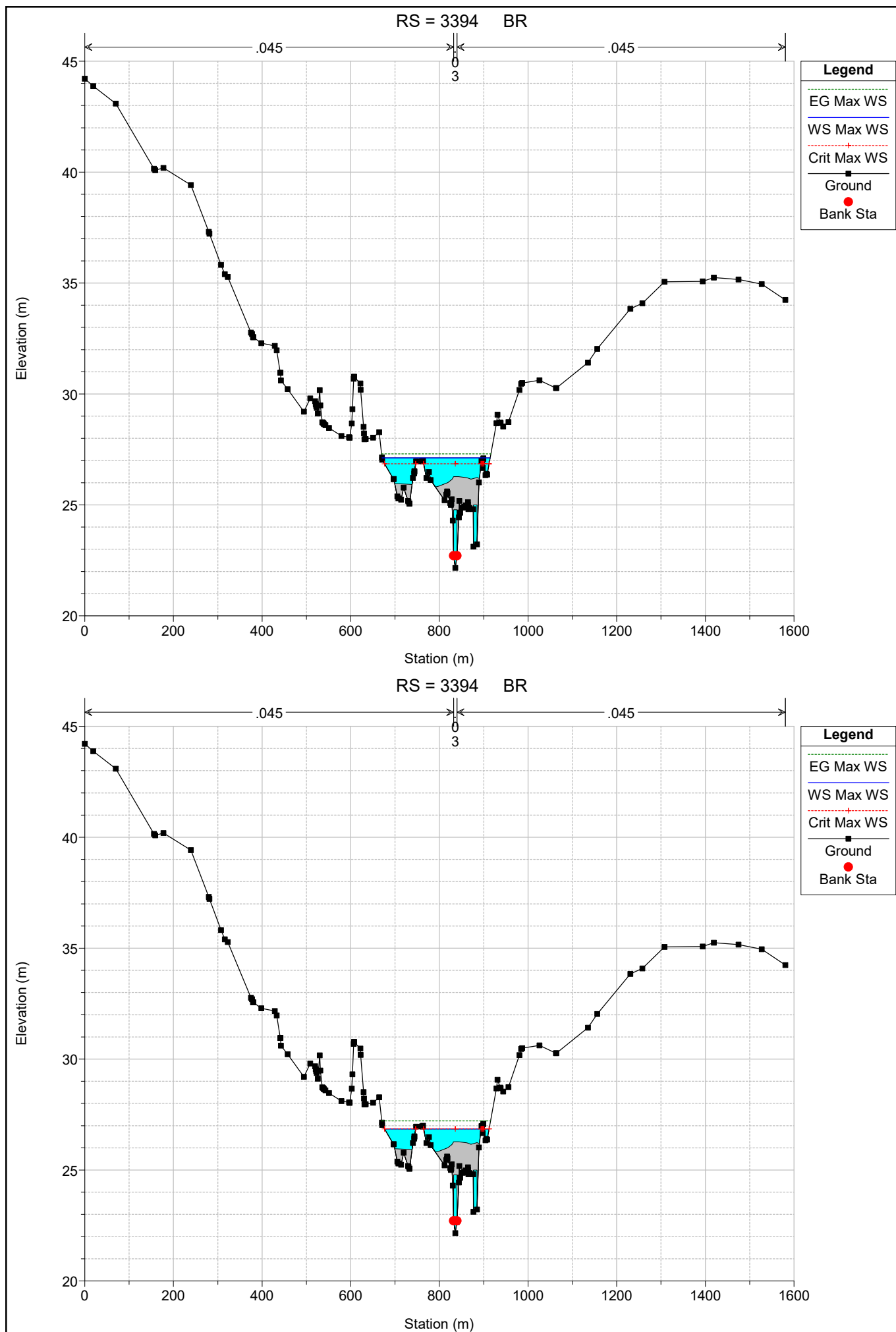


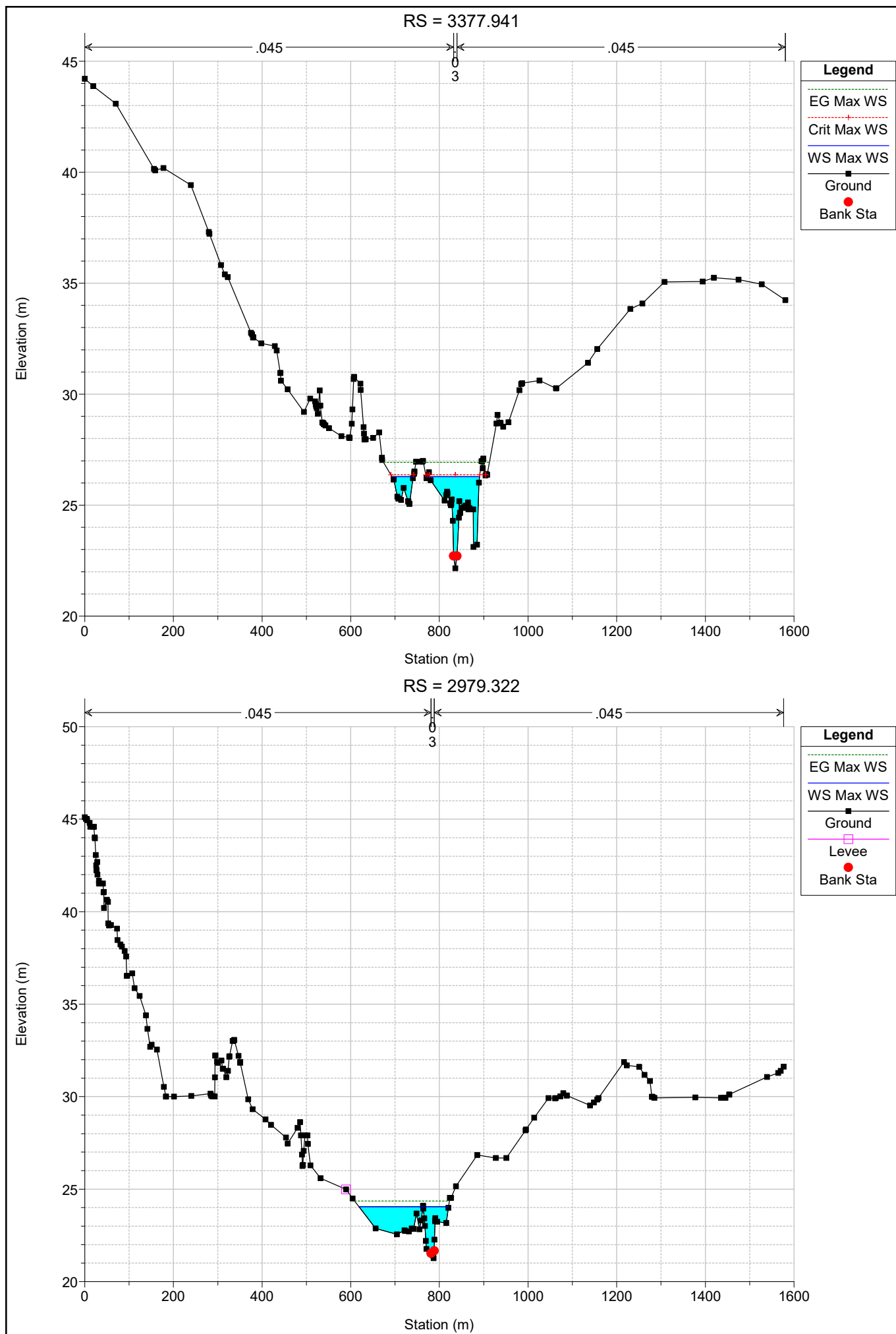


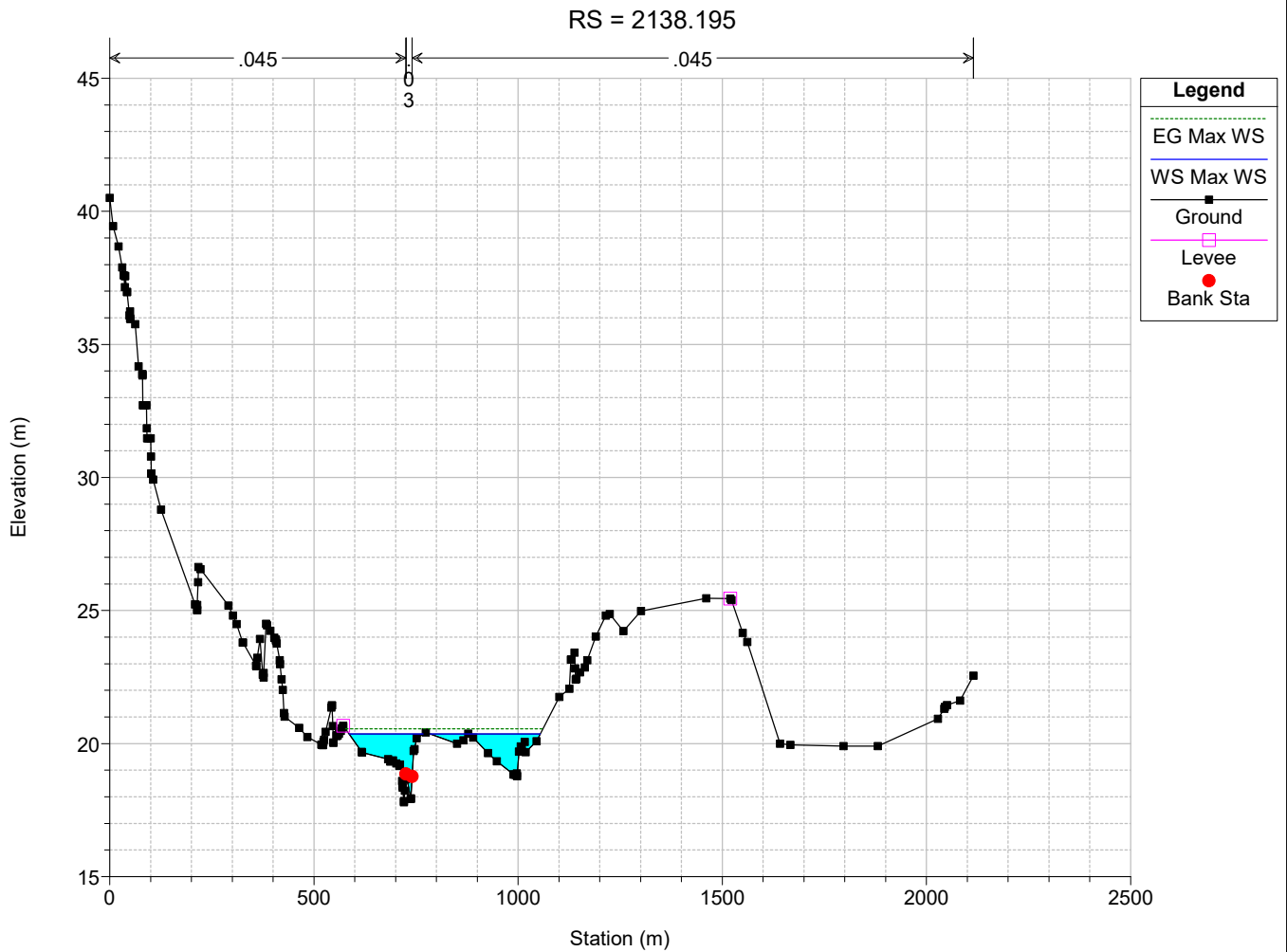
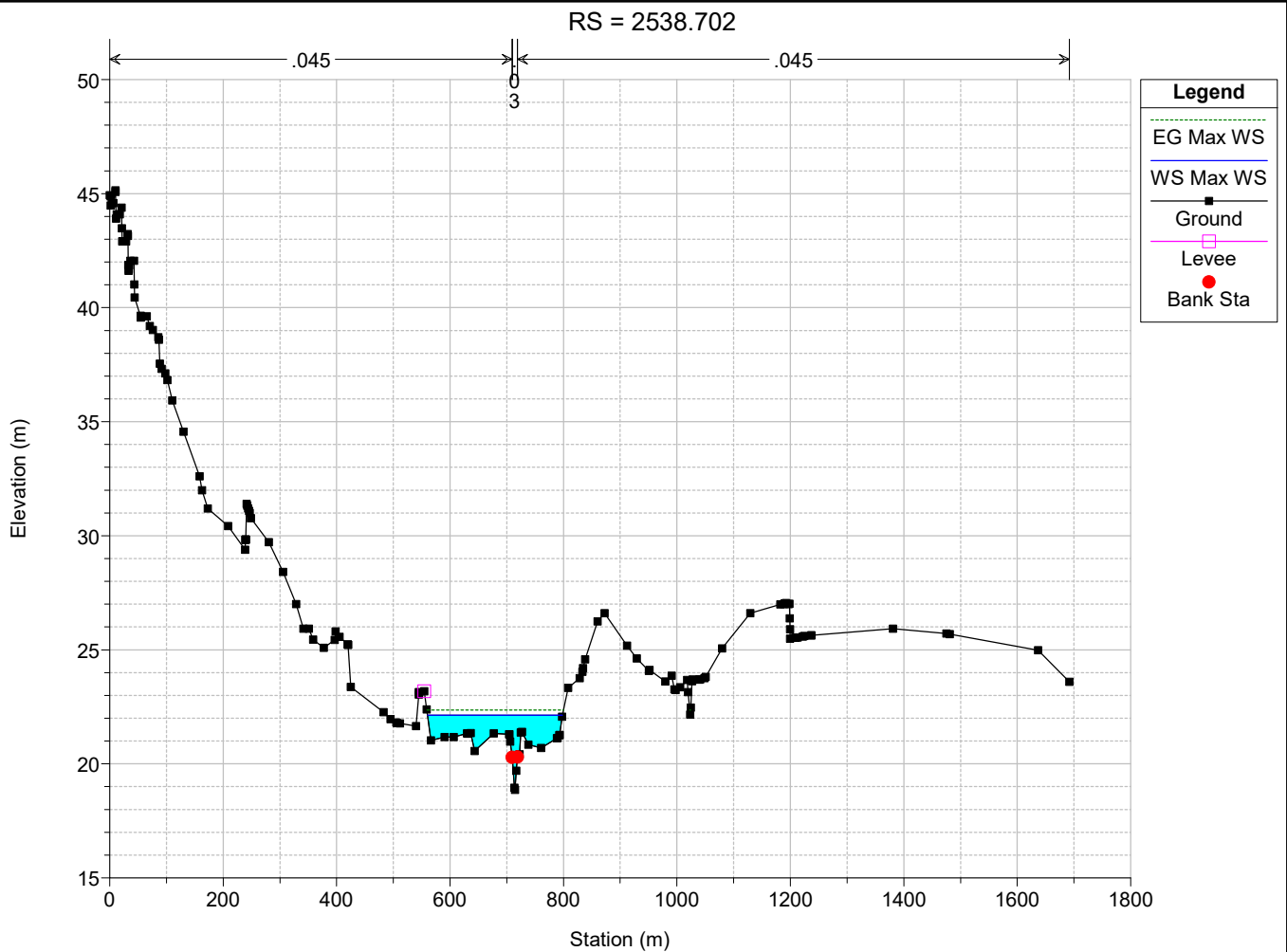


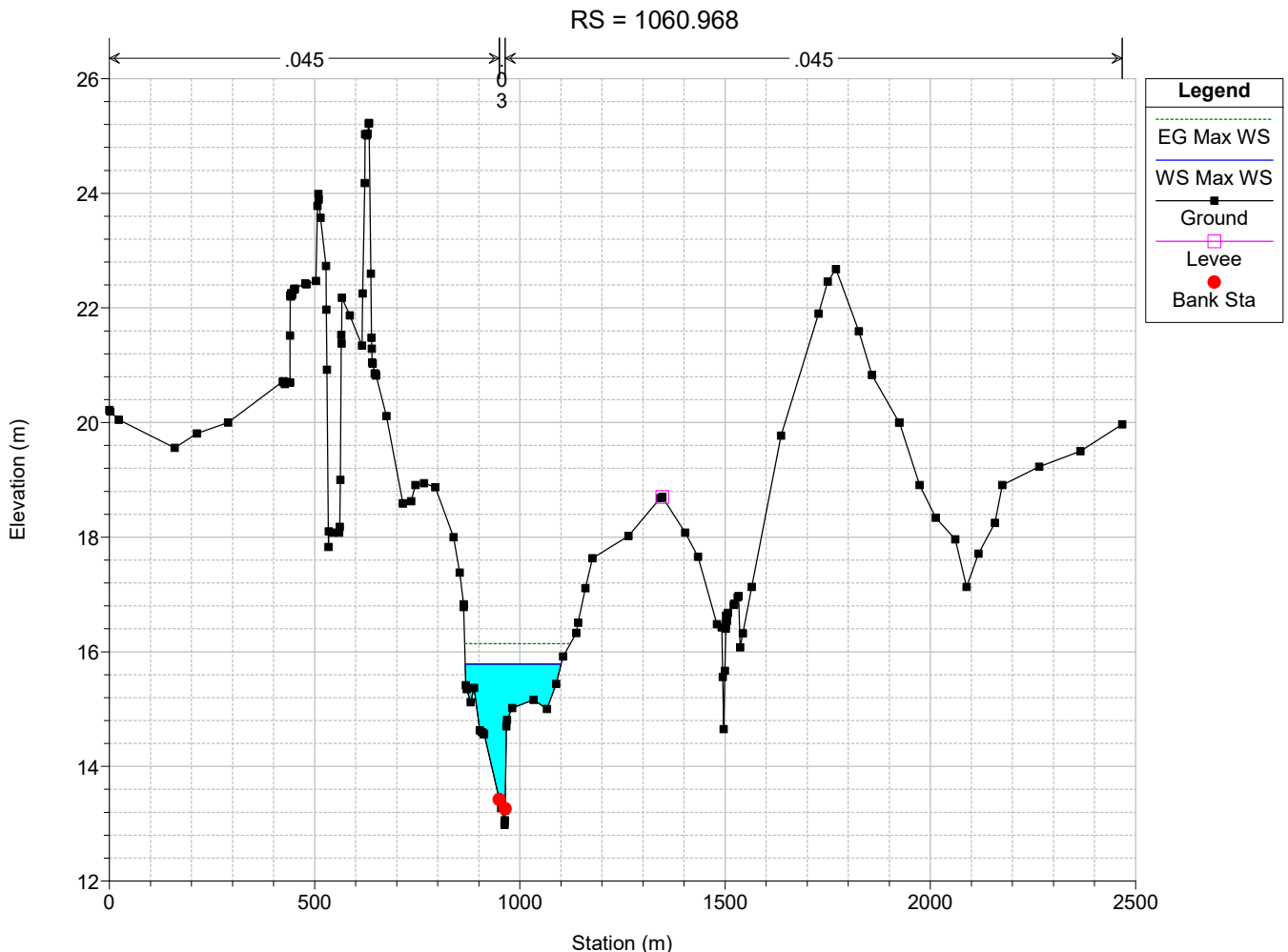
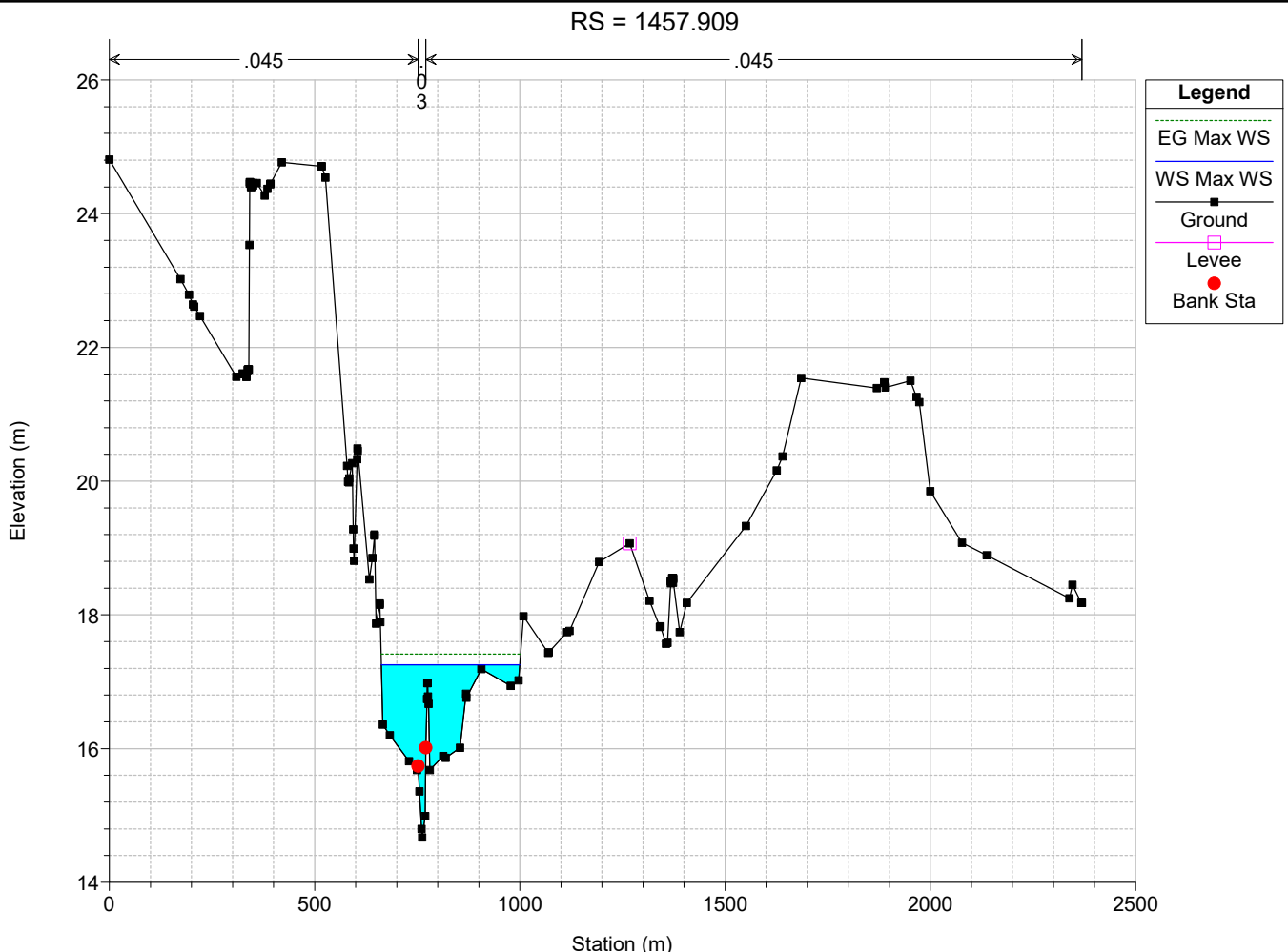


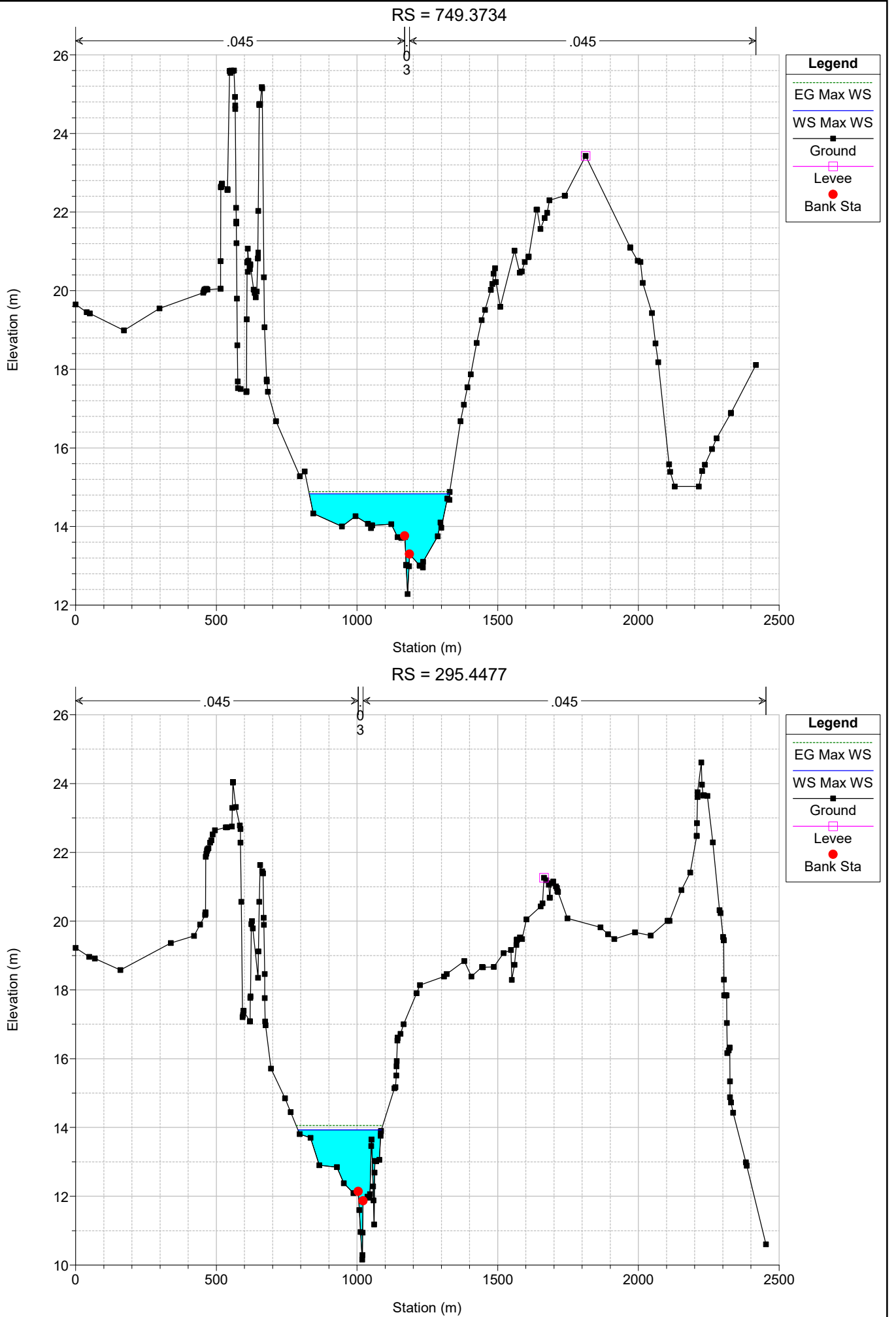


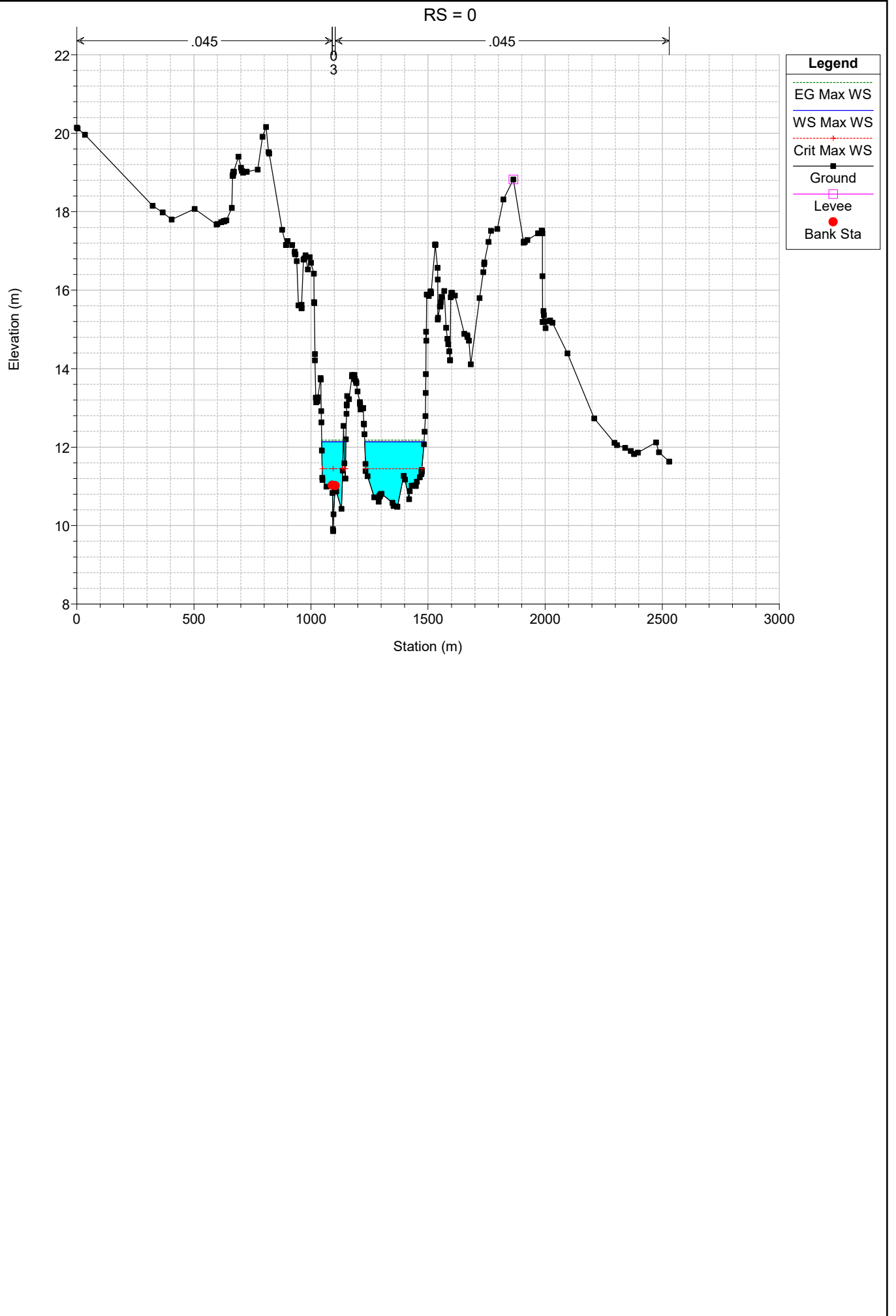




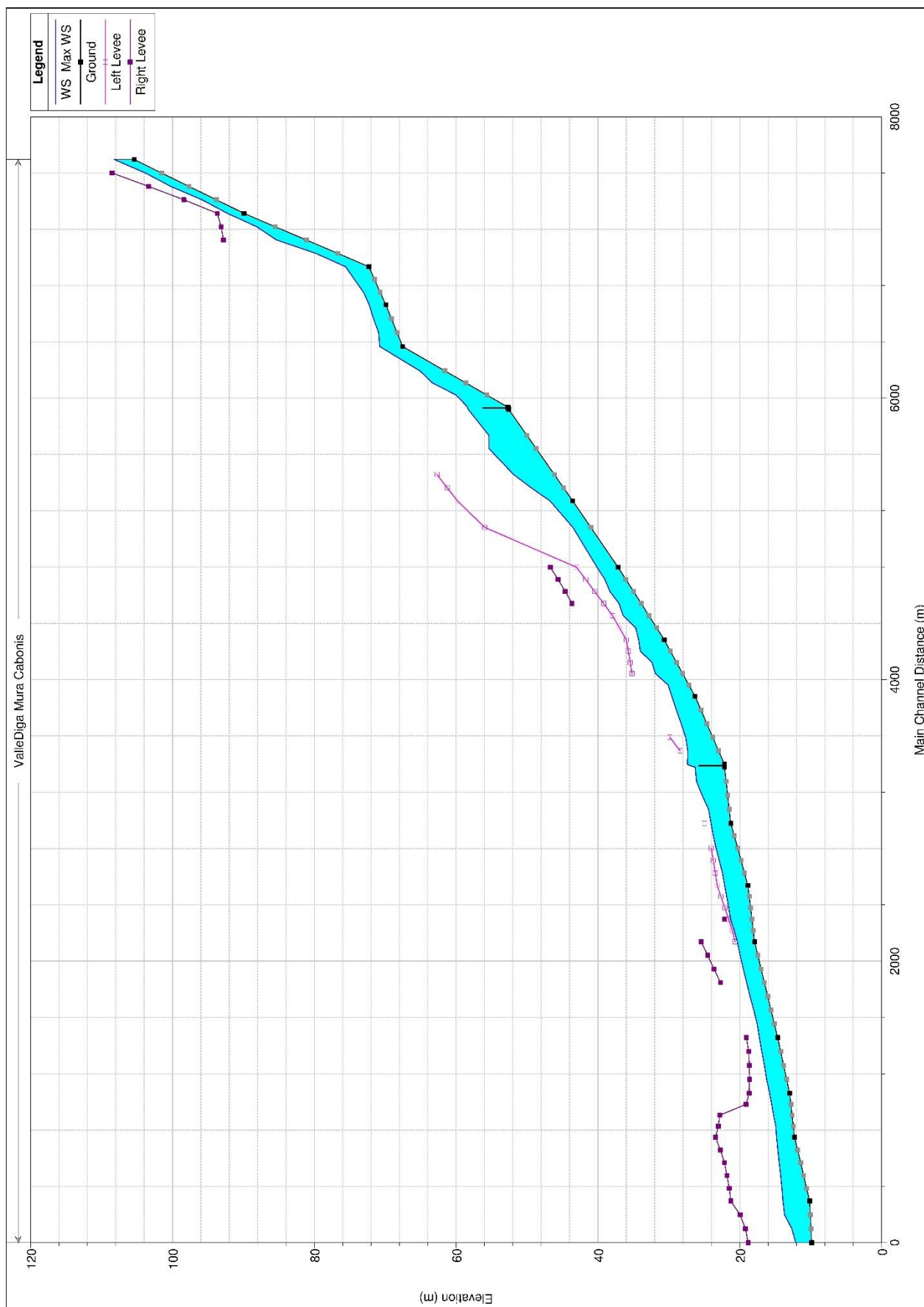








All. 1.6 – Profilo idraulico modellazione in moto vario

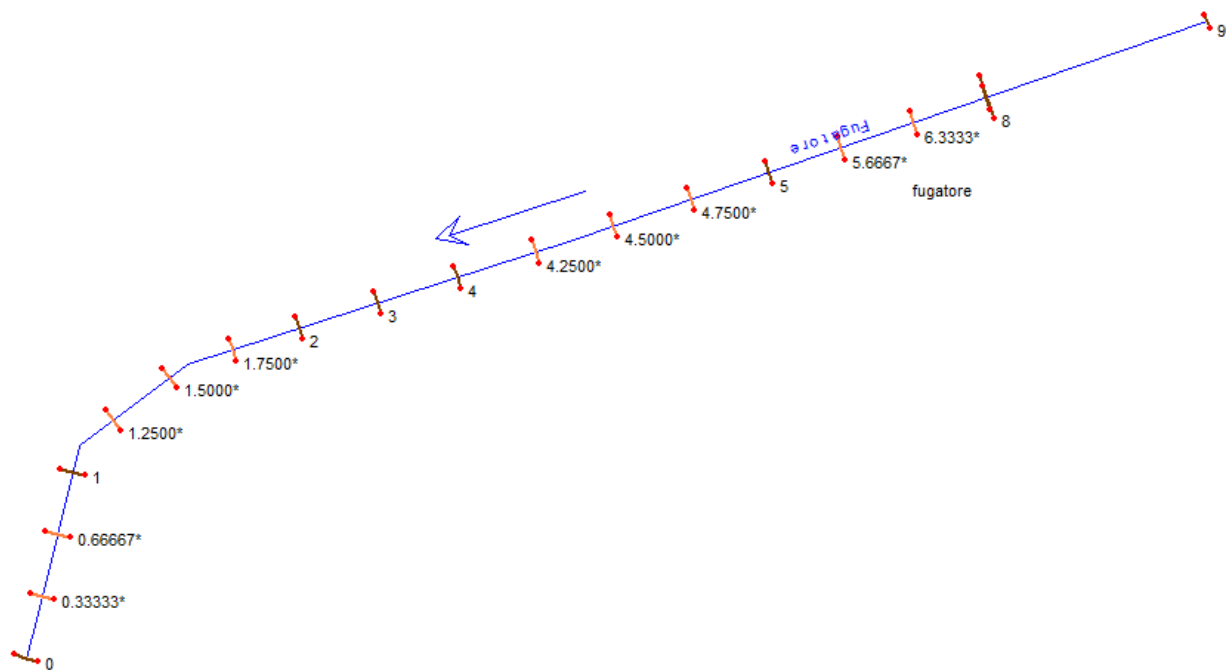


All. 1.7 – Tabella numerica modellazione in moto vario

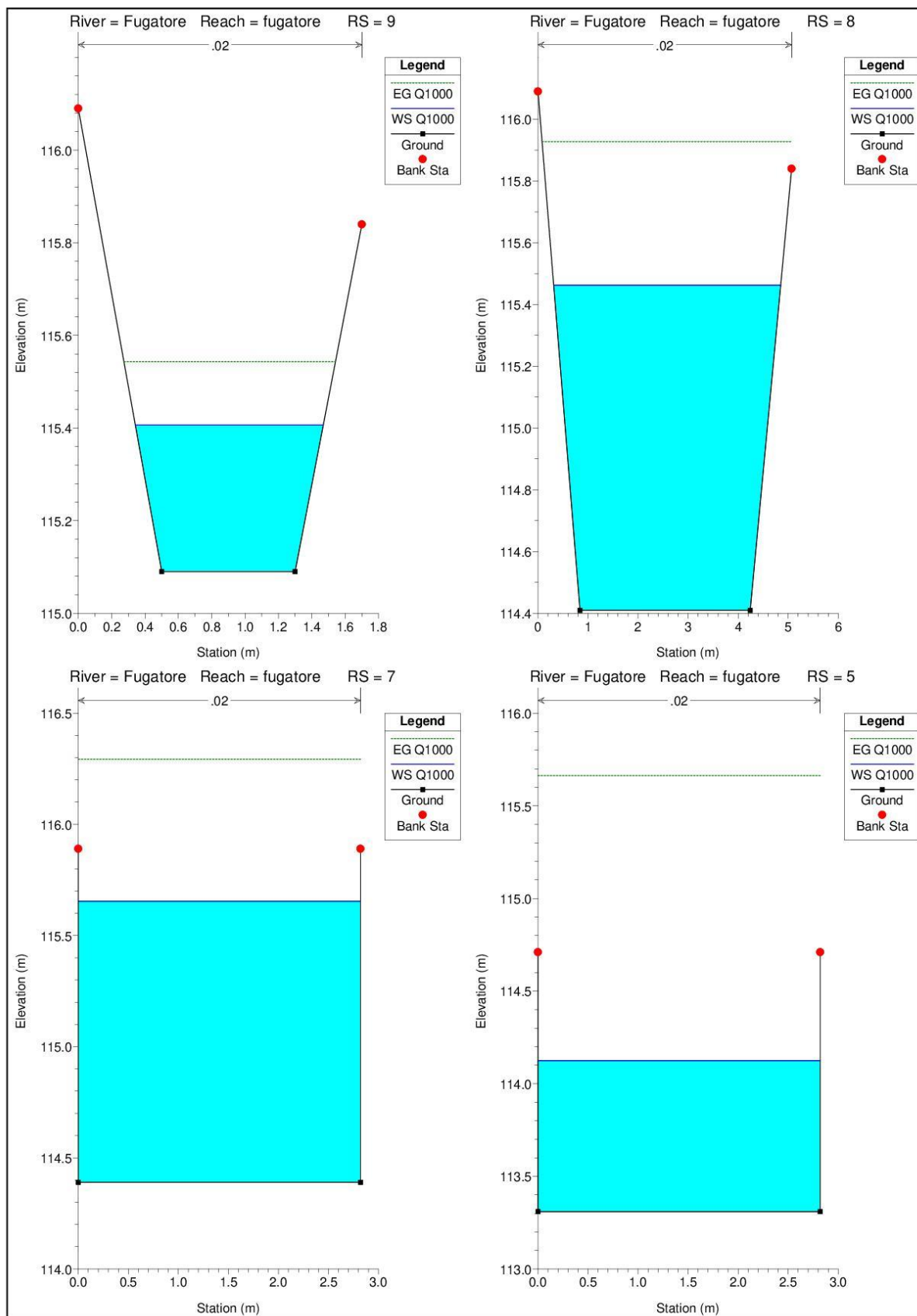
Sezioni	Quota minima canale	Quota pelo libero	Quota energia totale	Pendenza energia	Velocità	Area bagnata	Froude
7695.793	105.43	108.23	108.44	0.0024	3.19	152.17	0.49
7313.158	89.92	92.27	92.39	0.0018	2.44	240.50	0.43
6934.397	72.30	75.59	76.62	0.0087	6.68	101.61	1.01
6662.381	69.92	72.26	72.74	0.0068	4.69	135.95	0.72
6366.999	67.54	70.79	70.82	0.0004	1.38	221.87	0.17
5935.688	52.69	58.37	58.54	0.0007	2.64	262.64	0.41
5931 U – SP9	52.69	58.39	58.52	0.0025	2.02	205.43	0.21
5931 D – SP9	52.59	58.38	58.51	0.0025	2.04	204.03	0.21
5920.688	52.59	58.31	58.49	0.0007	2.71	255.07	0.42
5270.442	43.56	46.78	47.23	0.0046	4.79	144.18	0.67
4799.306	37.16	40.13	40.79	0.0076	5.98	206.04	0.83
4283.678	30.66	34.27	35.10	0.0070	6.34	143.21	0.86
3881.604	26.32	29.59	30.26	0.0061	5.54	142.03	0.77
3397.941	22.16	27.37	27.48	0.0008	2.64	429.83	0.36
3394 U – SP17	22.16	27.12	27.30	0.0077	2.71	235.86	0.28
3394 D – SP17	22.16	26.85	27.21	0.0172	3.83	174.42	0.39
3377.941	22.16	26.28	26.93	0.0045	5.45	199.17	1.03
2979.322	21.27	24.05	24.36	0.0051	4.46	227.86	0.74
2538.702	18.86	22.13	22.36	0.0037	3.71	265.03	0.64
2138.195	17.92	20.36	20.55	0.0041	3.34	304.46	0.75
1457.909	14.67	17.25	17.41	0.0025	2.78	301.97	0.60
1060.968	12.98	15.78	16.14	0.0041	3.99	228.23	0.86
749.373	12.28	14.83	14.88	0.0013	1.81	460.48	0.34
295.448	10.16	13.93	14.06	0.0014	2.47	351.27	0.46
0.000	9.86	12.13	12.18	0.0012	1.60	426.31	0.28

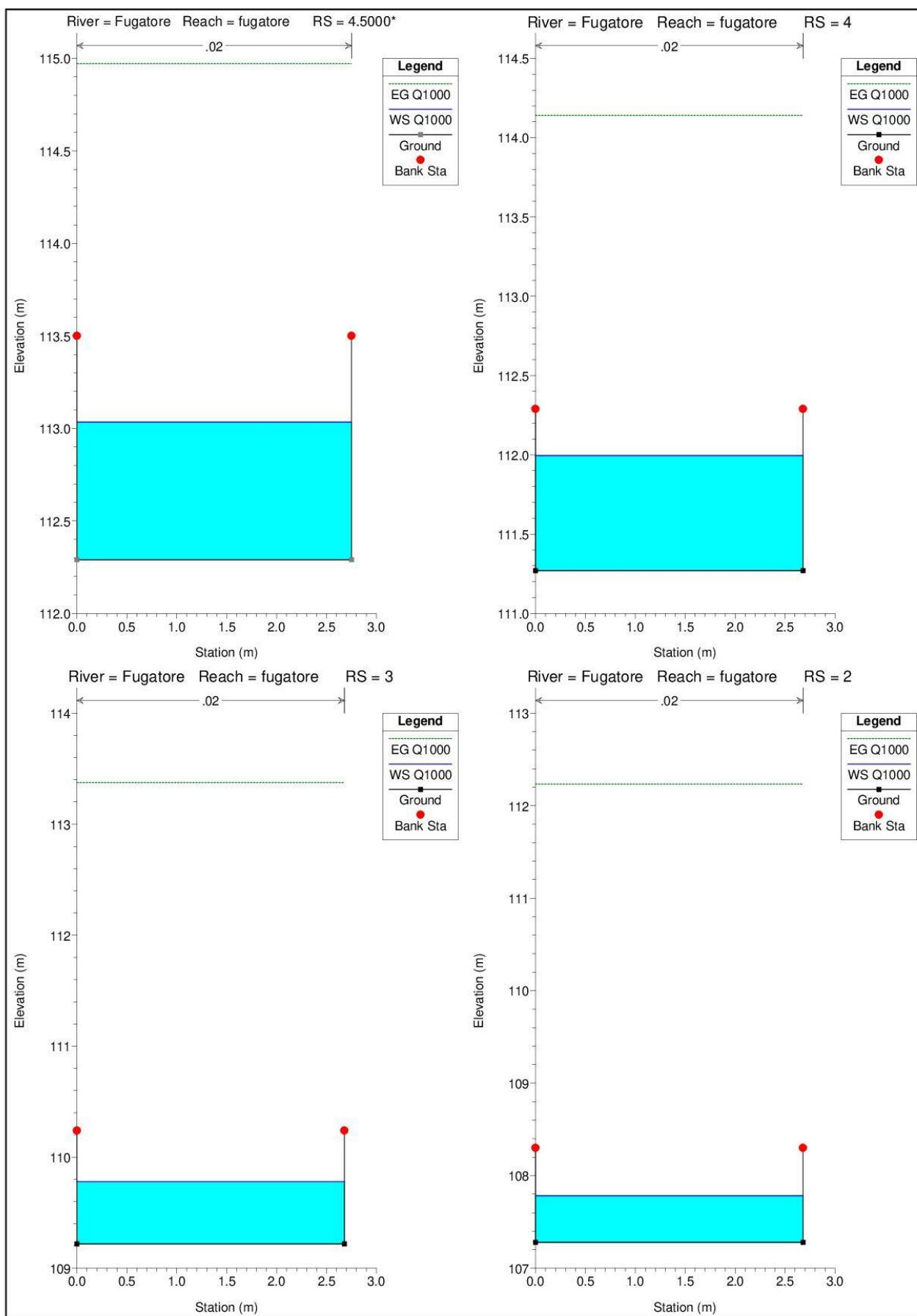
Allegato 2 – Canale fugatore

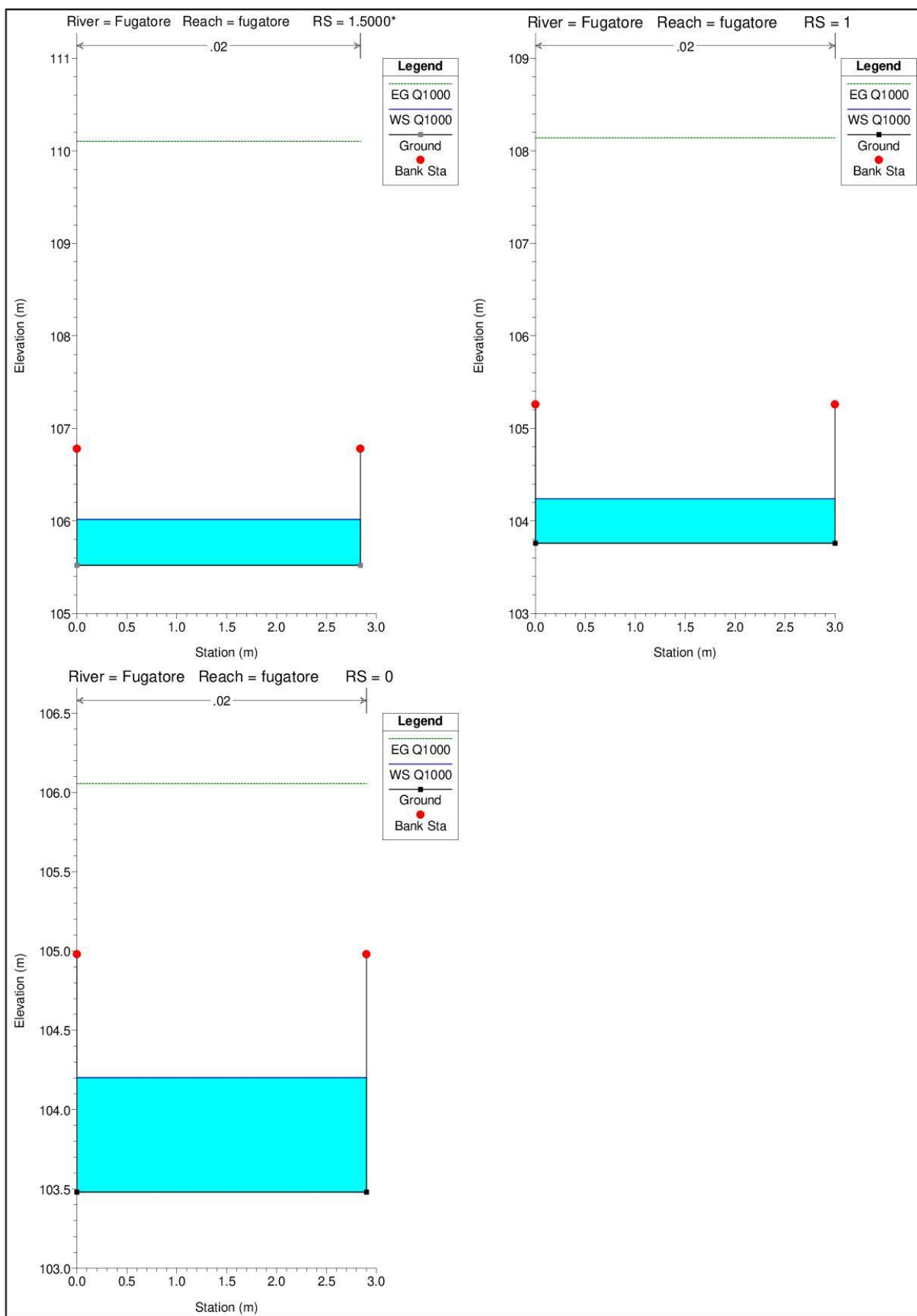
All. 2.1 – Planimetria sezioni stato attuale



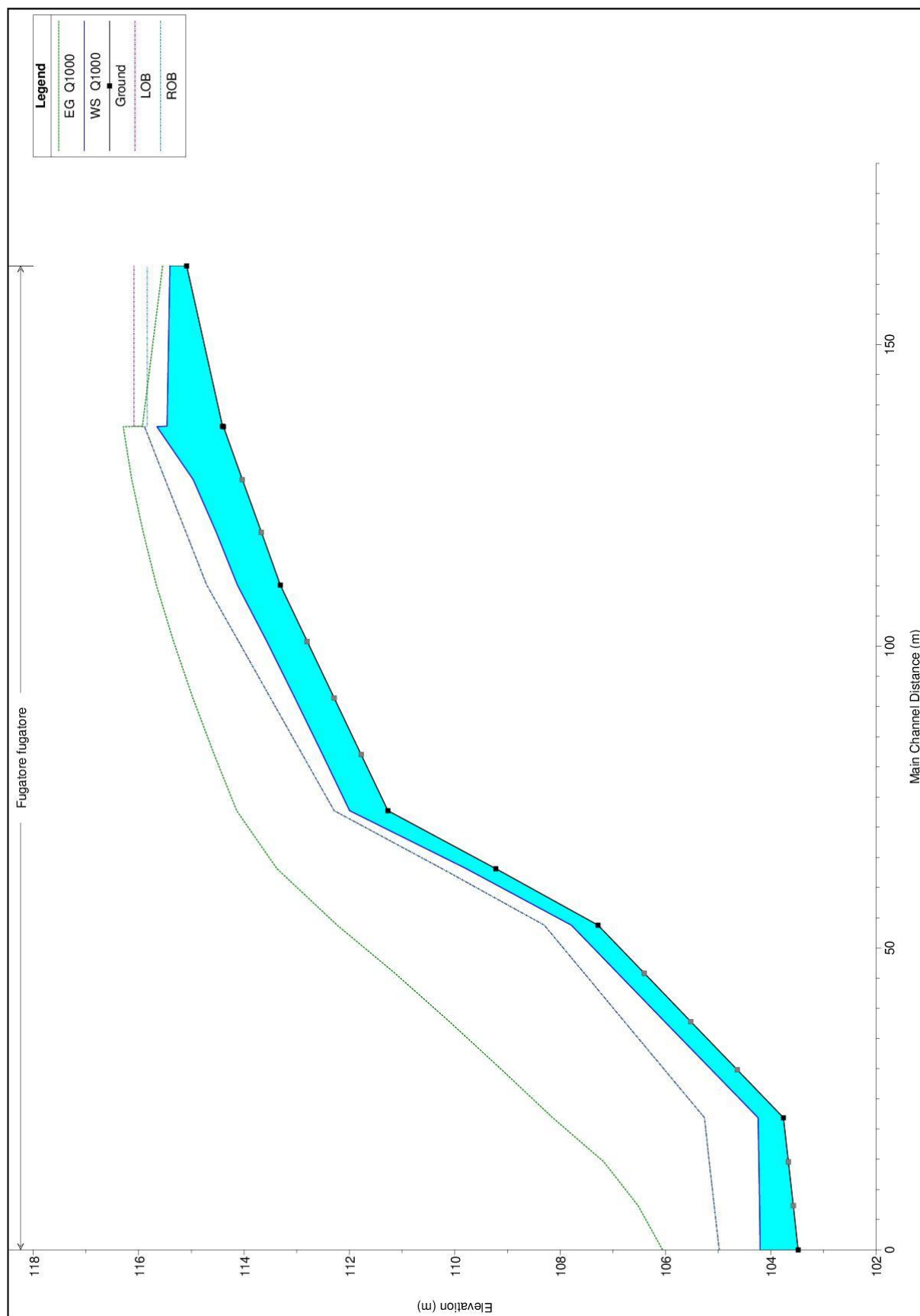
All. 2.2 – Sezioni idrauliche allo stato attuale



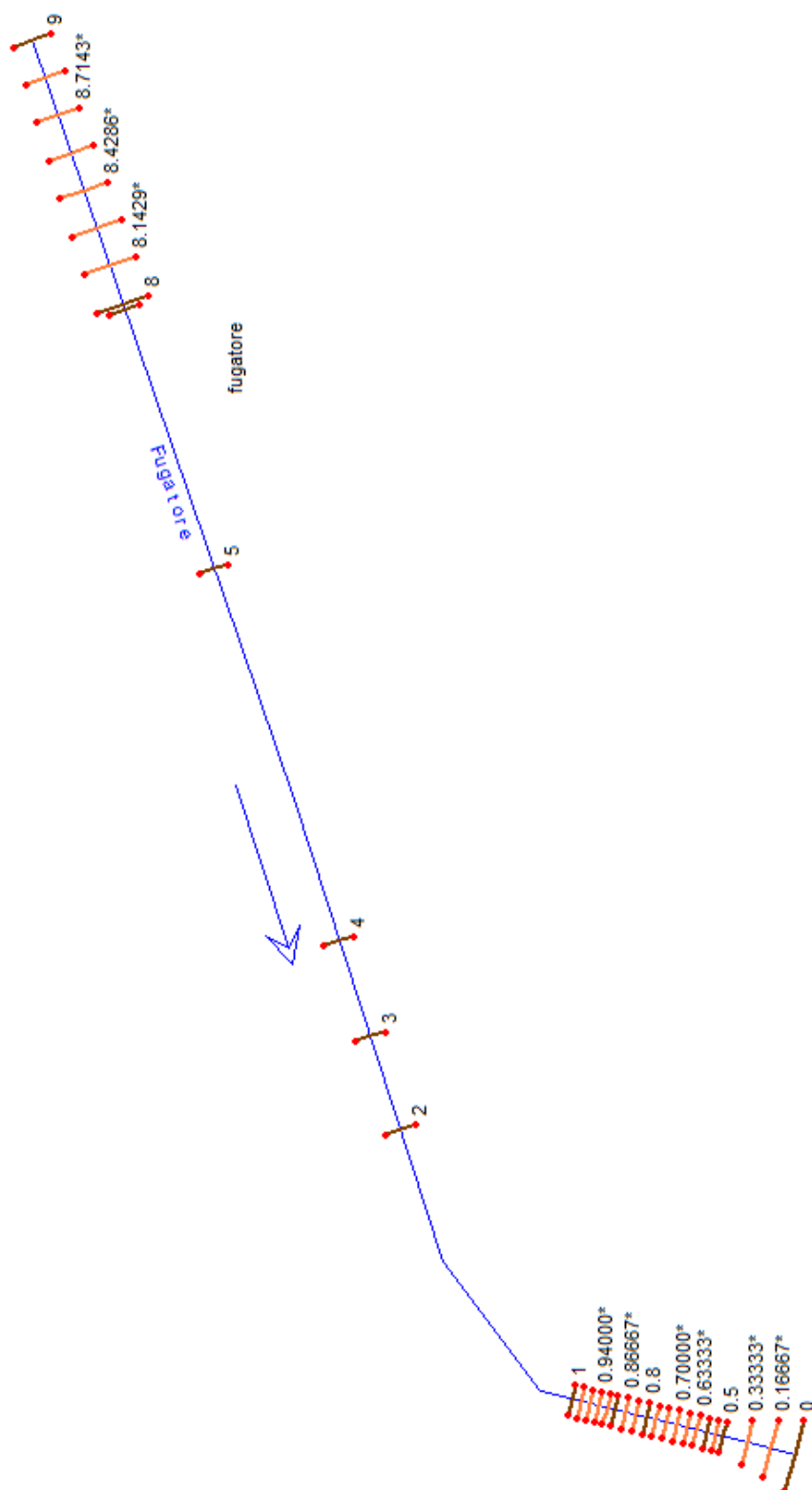




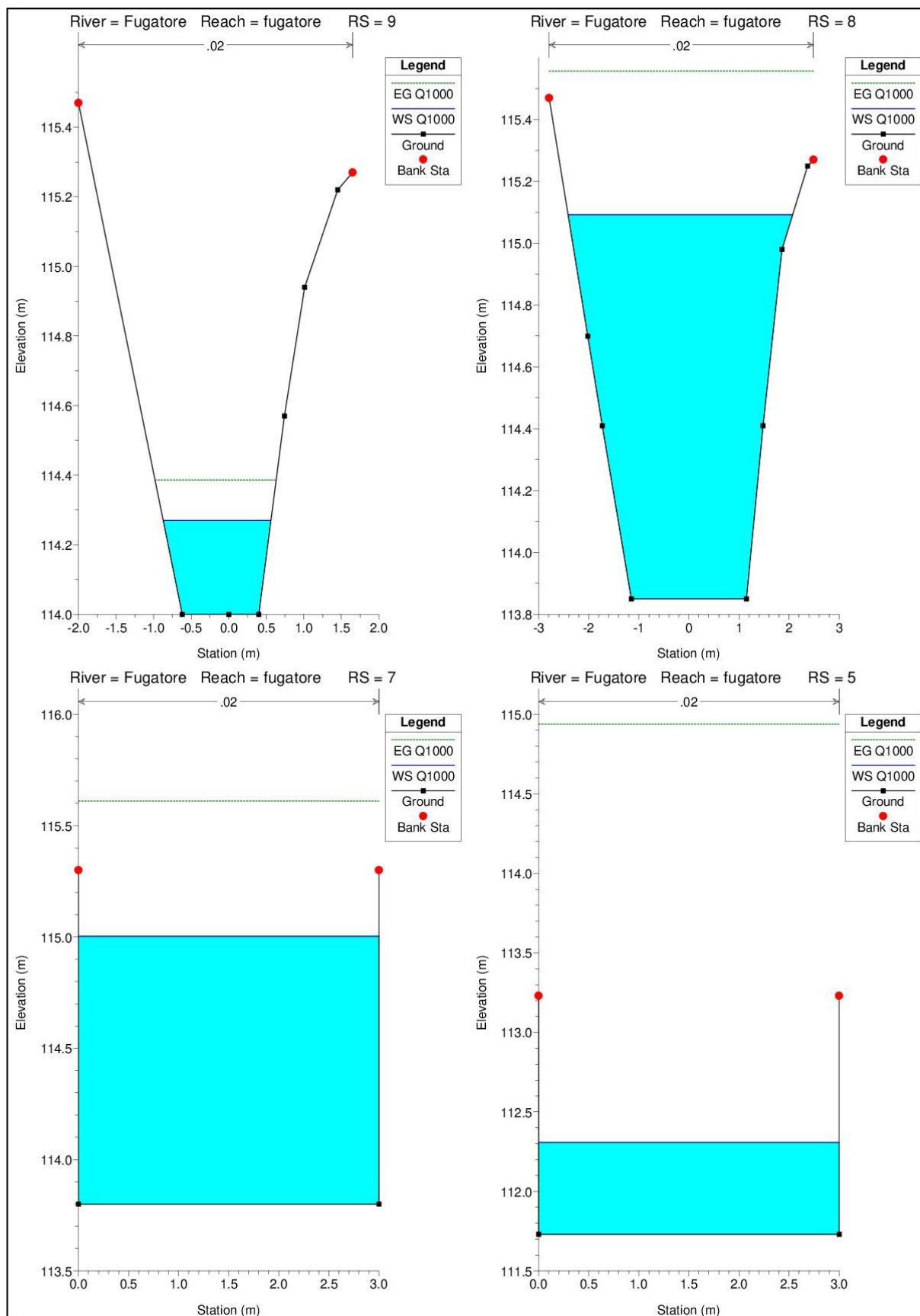
All. 2.3 – Profilo idraulico allo stato attuale

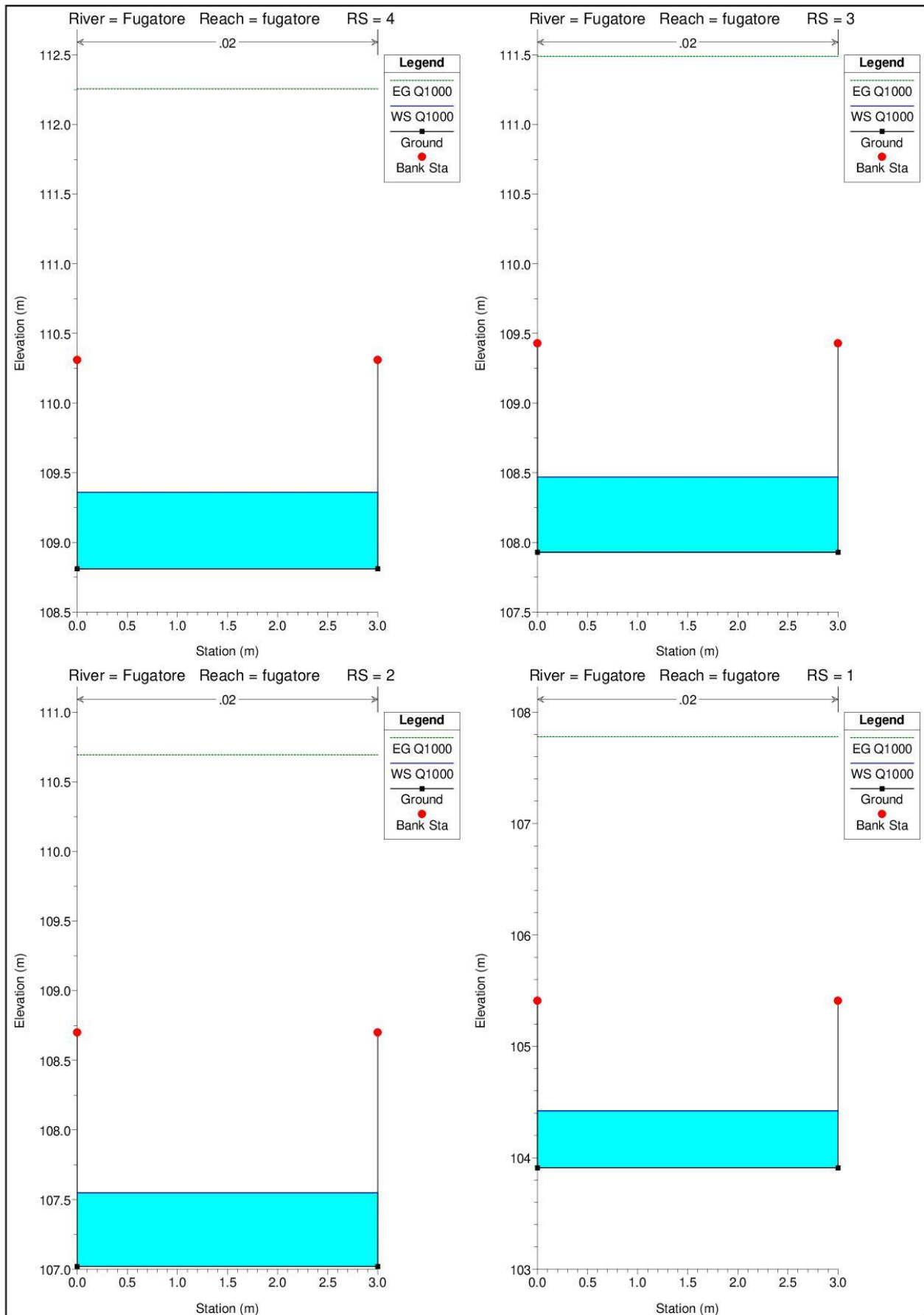


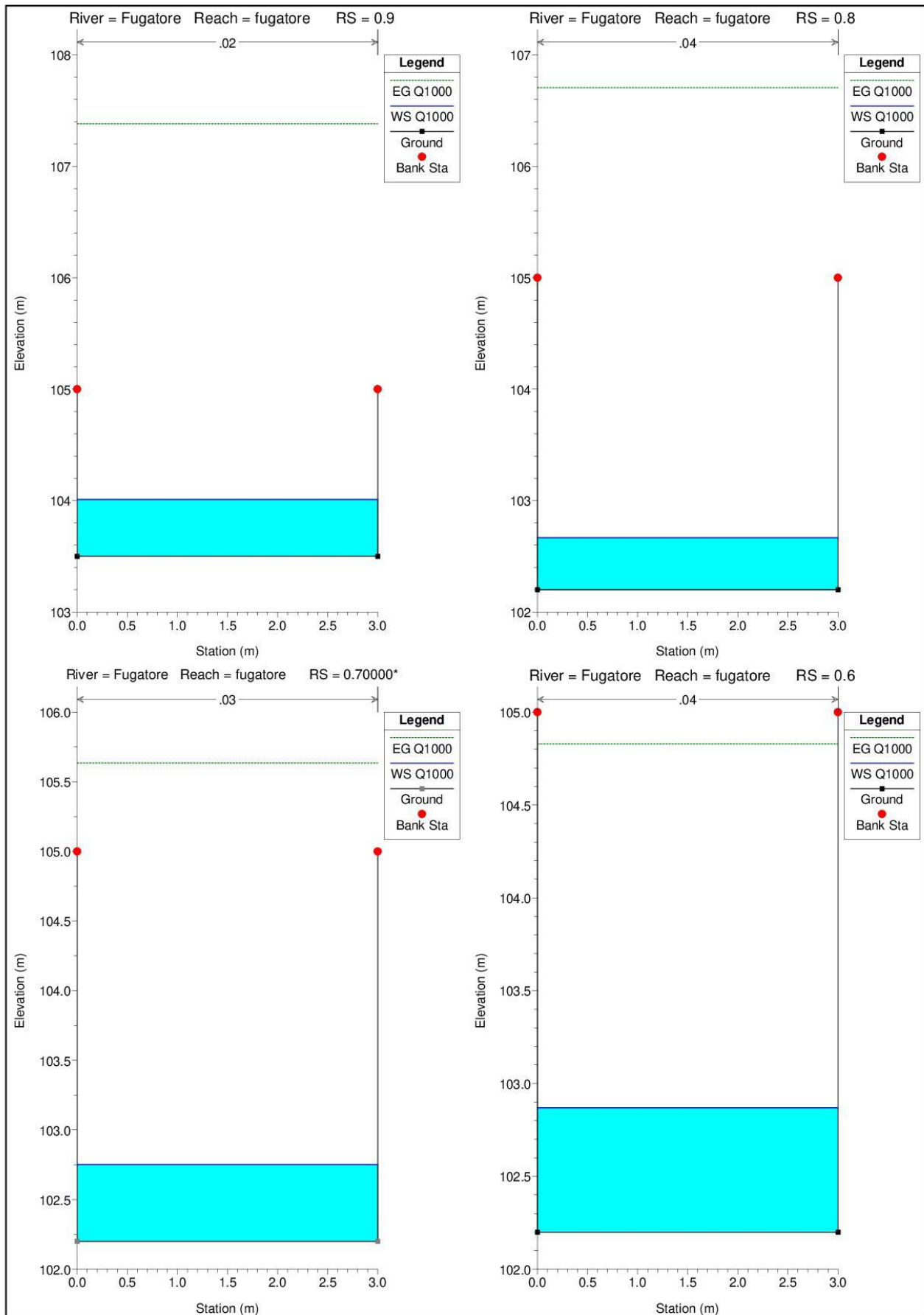
All. 2.4 – Planimetria sezioni configurazione di progetto

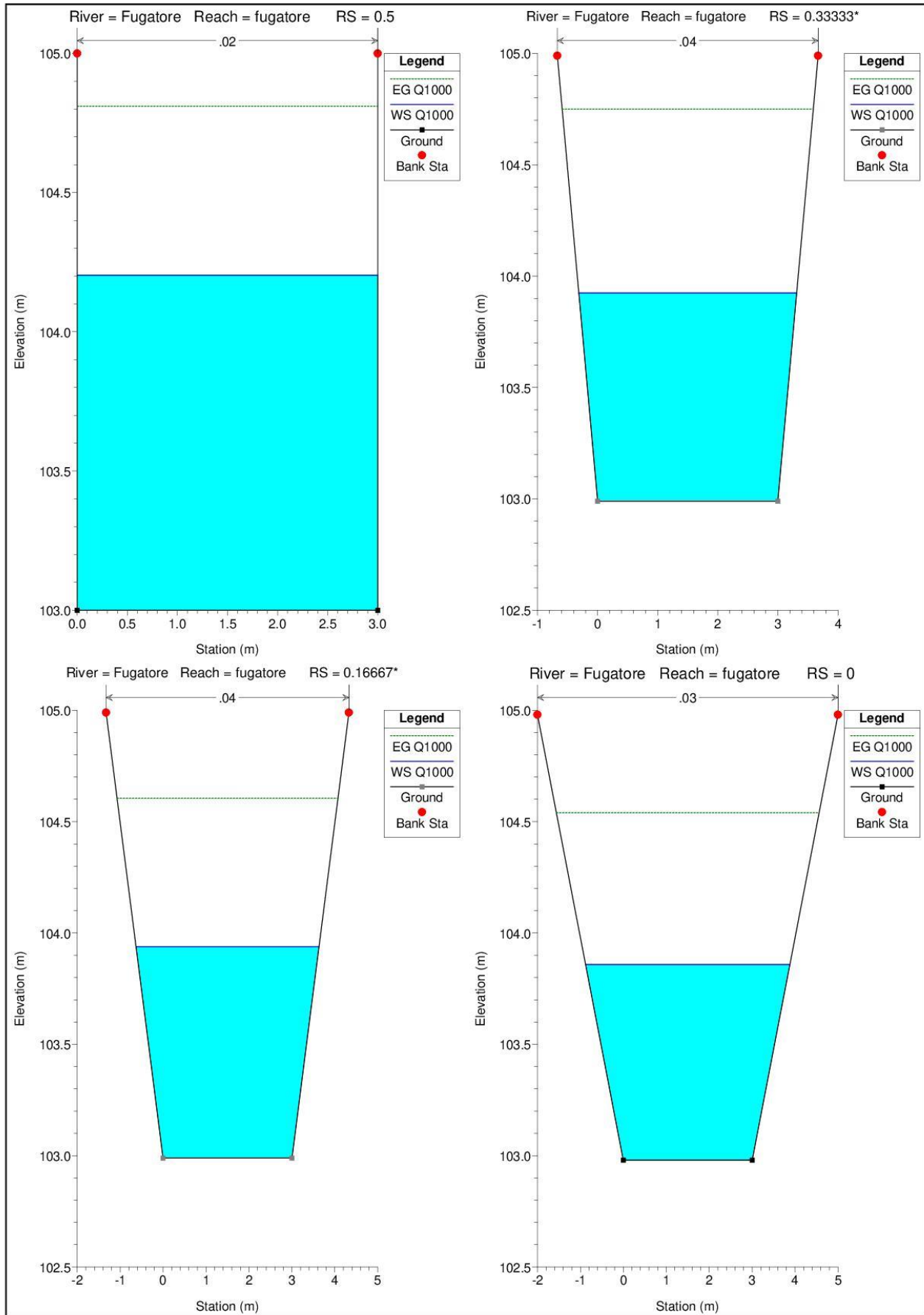


All. 2.5 – Sezioni idrauliche nella configurazione di progetto









All. 2.6 – Profilo idraulico nella configurazione di progetto

