

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



CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE
ORISTANO



PROGETTO ESECUTIVO

CUP. G88H23000020007 - CAT. P0418

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

Elaborato:

Relazione di compatibilità idraulica

1660P0418_L1_relcompidrGZ

All.

B.2

n° prog.

Coordinatore per la progettazione
ing. Gian Luca Zuddas

V.il Resp. del procedimento
ing. Giorgio Bravin

Gruppo di progettazione
Studio Chiarini Associati
ing. Massimo Sanna
geol. Simone Manconi
ing. Andrea Murrancu

Scala

Data **Febbraio 2023**

Rev. **01**

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 di compatibilità idraulica

All. B.2

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 **aprile 2021**

Rev. 2

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
2.3.4 – Art. 30ter delle NdA del P.A.I.	9
3. Stato attuale	11
3.1 – Caratteristiche della diga di Mura Cabonis	11
3.2 – Informazione territoriale usata	12
3.3 – Studio idrologico.....	13
3.3.1 – Bacino idrografico del rio Mura Cabonis	13
3.3.2 – Curve Number	14
3.3.3 – Tempo di corrivazione	16
3.3.4 – Analisi pluviometrica.....	18
3.3.5 – Definizione delle portate.....	21
3.4 – Studio idraulico.....	26
3.4.1 – Codice di calcolo di HEC-RAS	26
3.4.2 – Base teorica della verifica idraulica	27
3.4.3 – Geometria.....	28
3.4.4 – Risultati dell'analisi idraulica.....	30
4. Scenario di progetto	33
4.1 – Requisiti minimi della normativa vigente	33
4.2 – Conformità rispetto alla normativa vigente	34

4.2.1 – Livello di rischio	34
4.2.3 – Larghezza del coronamento.....	34
4.2.4 – Franco	35
4.2.5 – Verifica dello scarico di superficie	37
4.2.6 – Verifica dello scarico di fondo.....	38
4.3 – Interventi per la messa in sicurezza.....	40
4.3.1 – Adeguamento dello sfioratore superficiale	40
4.3.2 – Adeguamento del canale fagatore	41
4.3.3 – Vasca di dissipazione.....	42
4.3.4 – Impermeabilizzazione dello sbarramento.....	44
4.4 – Studio idrologico.....	45
4.5 – Studio idraulico.....	45
5. Compatibilità idraulica	47
Allegato 1 – Sezioni idrauliche nello scenario attuale	49
All. 1.1 - Planimetria sezioni.....	49
All. 1.2 - Tratto a monte dell'invaso.....	50
All. 1.3 - Tratto a valle dell'invaso	54
Allegato 2 – Profili idraulici nello scenario attuale	59
All. 2.1 - Tratto di monte – portata Q50.....	60
All. 2.2 - Tratto di valle – portata Q50	61
All. 2.3 - Tratto di monte – portata Q100.....	62
All. 2.4 - Tratto di valle – portata Q100	63
All. 2.5 - Tratto di monte – portata Q200.....	64
All. 2.6 - Tratto di valle – portata Q200	65
All. 2.7 - Tratto di monte – portata Q500.....	66
All. 2.8 - Tratto di valle – portata Q500	67
Allegato 3 – Tabulati numerici nello scenario attuale	68
All. 3.1 - Tratto a monte dell'invaso.....	68

All. 3.2 - Tratto a valle dell'invaso	69
Allegato 4 – Sezioni idrauliche nello scenario di progetto	70
Allegato 5 – Profili idraulici nello scenario di progetto	75
All. 5.1 - Tratto di valle – portata Q50	75
All. 5.2 - Tratto di valle – portata Q100	76
All. 5.3 - Tratto di valle – portata Q200	77
All. 5.4 - Tratto di valle – portata Q500	78
Allegato 6 – Tabulati numerici nello scenario di progetto	79

1. Premessa

Il presente studio di compatibilità 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.

Questo, inoltre, 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.

Lo studio di Compatibilità Idraulica è stato sviluppato secondo le indicazioni di cui all'art. 24 e all'allegato E delle Norme di Attuazione del PAI della Regione Sardegna. Le NdA prevedono che la compatibilità idraulica dell'intervento proposto debba essere verificata in funzione degli effetti dell'intervento sui livelli di pericolosità rilevati dal PAI e valutata in base agli effetti sull'ambiente tenendo conto dell'evoluzione della rete idrografica complessiva e del trasferimento della pericolosità a monte e a valle.

Nel contesto generale dell'opera, lo studio si è reso necessario per l'analisi delle relazioni tra le trasformazioni del territorio derivanti dalla realizzazione degli interventi proposti e le condizioni dell'assetto idraulico e del dissesto idraulico attuale e potenziale delle aree interessate, anche studiando e quantificando le variazioni della permeabilità e della risposta idrologica della stessa area.

Inoltre, lo studio è stato essenziale per verificare e dimostrare la coerenza del progetto con le previsioni e le norme del P.A.I., al fine di prevedere le adeguate misure di mitigazione e compensazione dell'eventuale incremento del pericolo e del rischio sostenibile associato agli interventi in progetto.

In sintesi, lo studio di compatibilità idraulica, avrà cura di dimostrare che gli interventi sottoposti all'approvazione siano stati progettati rispettando il vincolo di non aumentare il livello di pericolosità e di

rischio esistente - fatto salvo quello eventuale intrinsecamente connesso all'intervento ammissibile - e di non precludere la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità e rischio.

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.

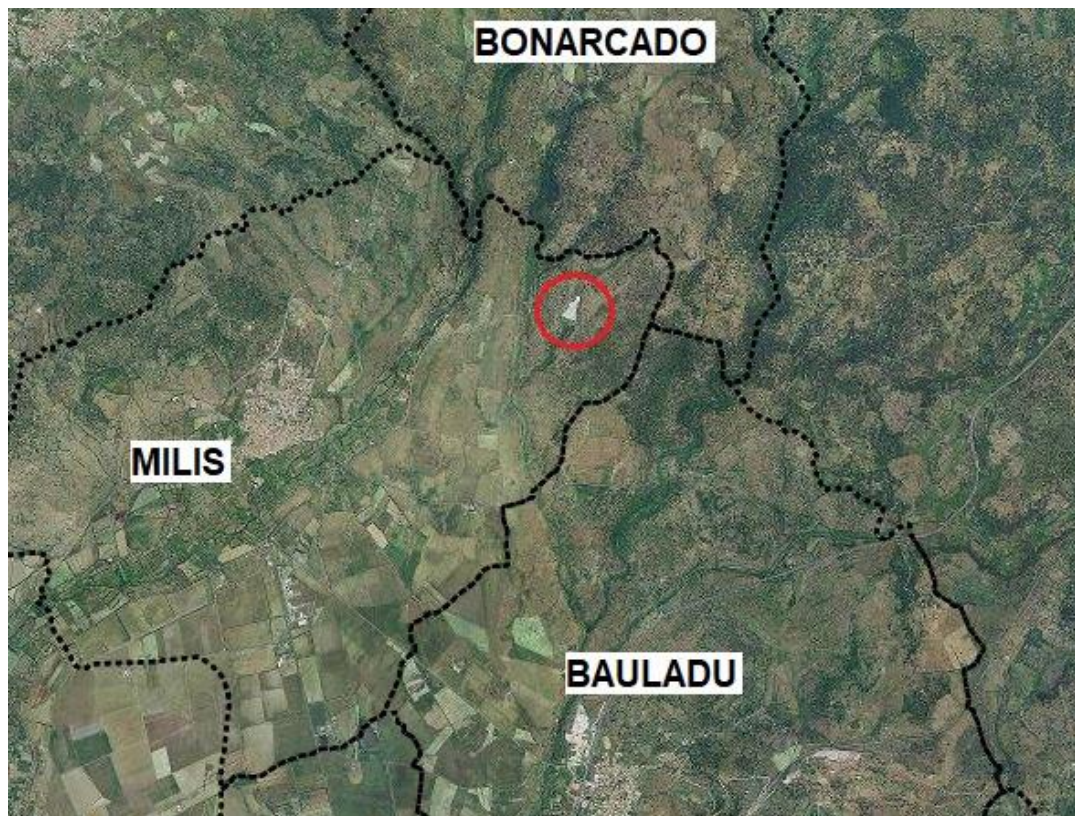


Figura 1 - Ortofoto dell'area di interesse - in rosso la diga di Mura Cabonis

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 (anche 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.

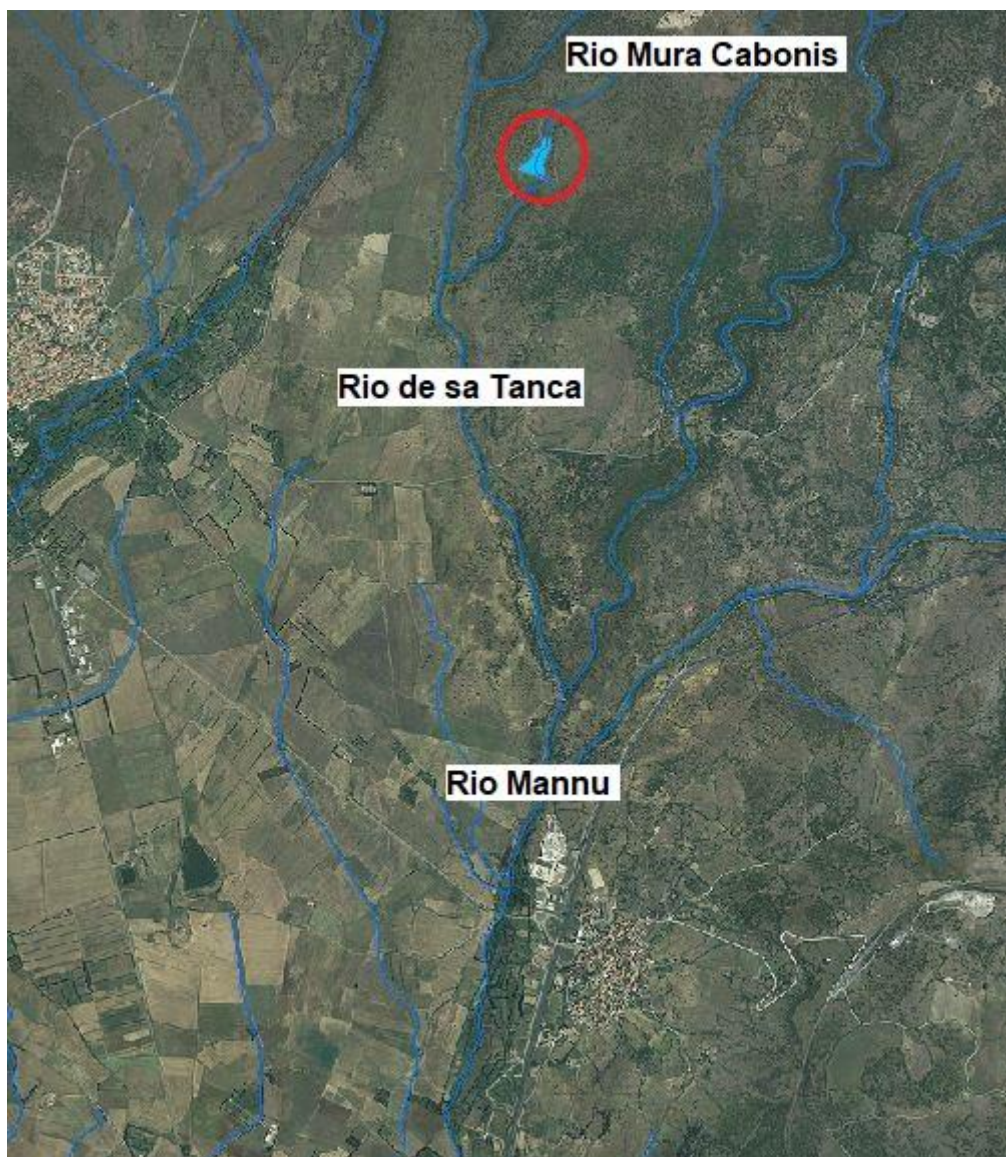


Figura 2 - Corsi d'acqua

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), cosicché 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:

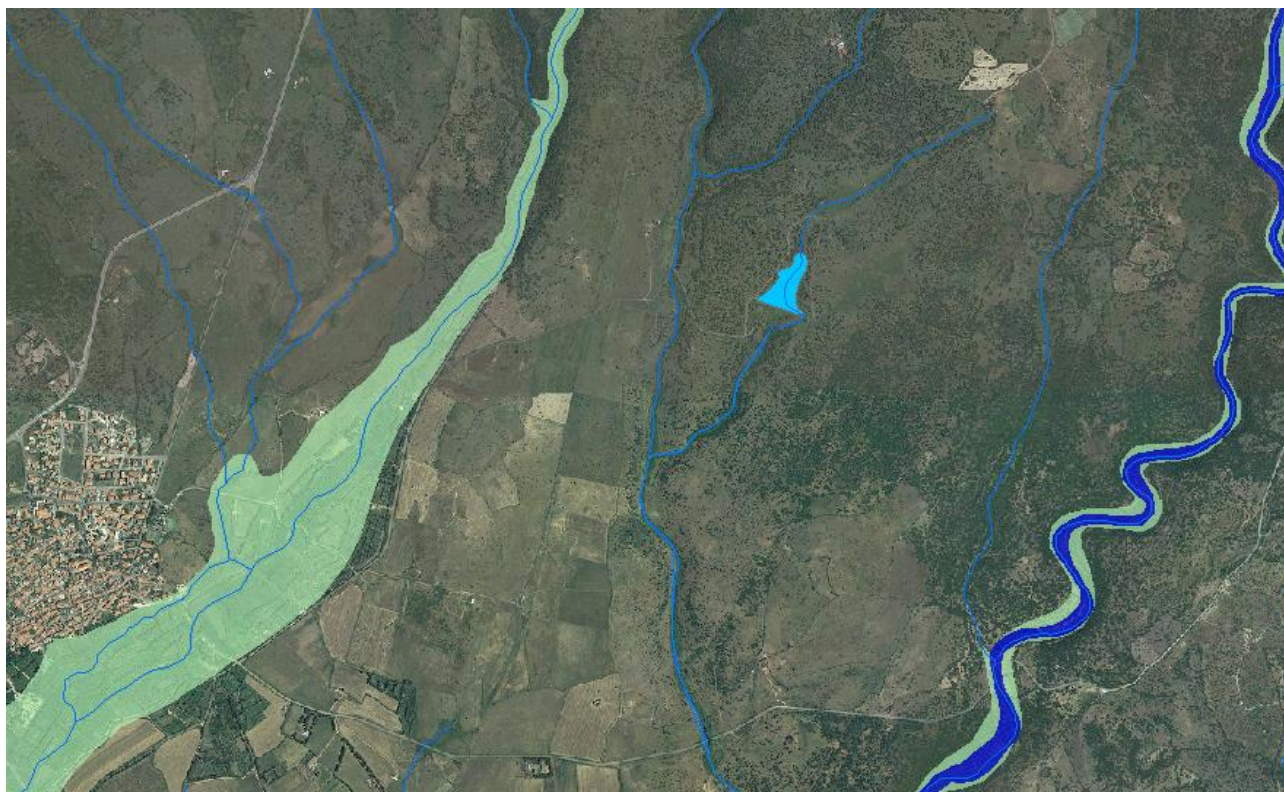


Figura 4 - Sovrapposizione delle aree di pericolosità PSFF su ortofoto

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;

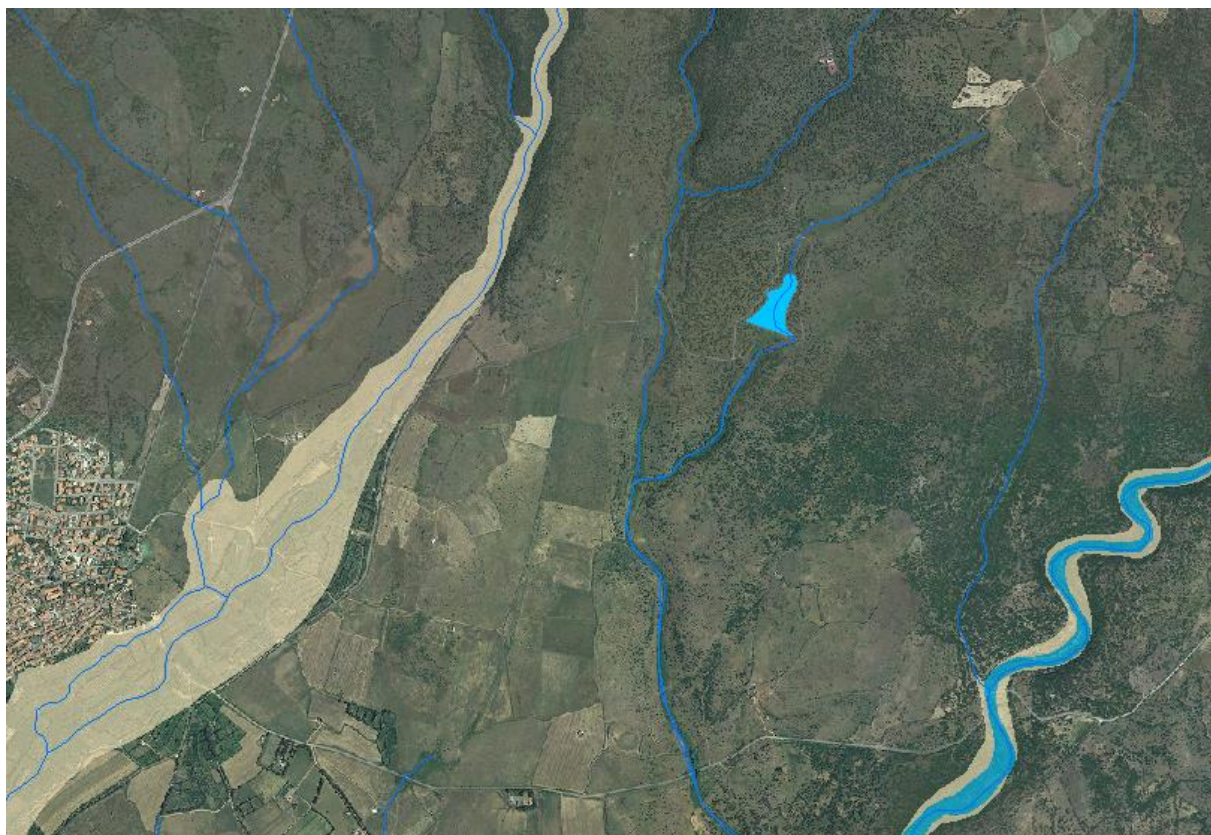


Figura 5 - Sovrapposizione delle aree di pericolosità PGRA su ortofoto

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.

2.3.4 – Art. 30ter delle NdA del P.A.I.

Il comma 1 dell'articolo 30 ter delle Norme di Attuazione del PAI prevede che *“Per i singoli tratti dei corsi d'acqua appartenenti al reticolo idrografico dell'intero territorio regionale per i quali non siano state ancora determinate le aree di pericolosità idraulica, con esclusione dei tratti le cui aree di esondazione sono state determinate con il solo criterio geomorfologico di cui all'articolo 30 bis, quale misura di prima salvaguardia finalizzata alla tutela della pubblica incolumità, è istituita una fascia su entrambi i lati a partire dall'asse, di profondità L variabile in funzione dell'ordine gerarchico del singolo tratto:*

ordine gerarchico (numero di Horton-Strahler)	profondità L (metri)
1	10
2	25
3	50
4	75
5	100
6	150
7	250
8	400

Tabella 1 - Fascia di pericolosità in funzione dell'ordine gerarchico

Il rio Mura Cabonis ha un ordine gerarchico pari a 1, per cui si definisce intorno ad esso una fascia di alta pericolosità di larghezza pari a 20 m.



Figura 6 - Fascia di salvaguardia da art. 30 ter delle NdA del PAI

3. Stato attuale

3.1 – Caratteristiche della diga di Mura Cabonis

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”*.

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 sia 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."*

3.2 – 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);
- 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.

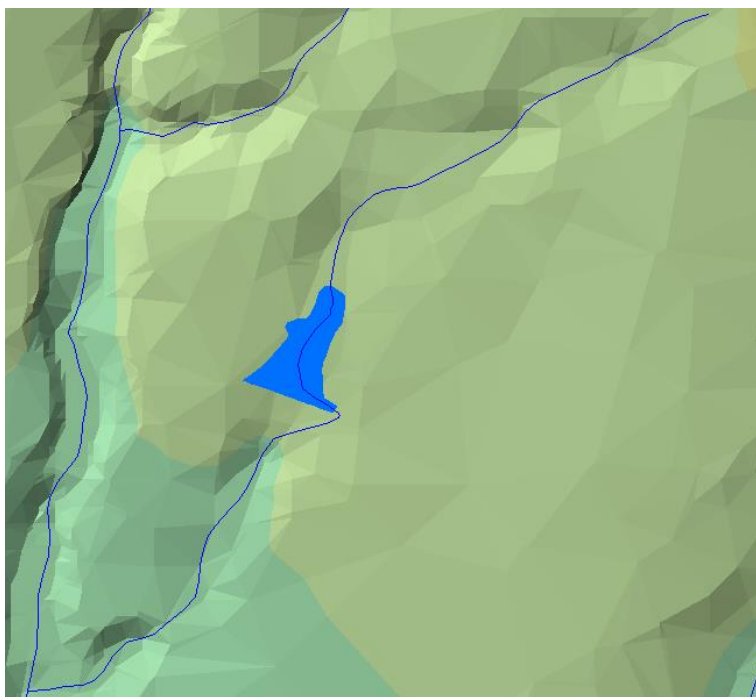


Figura 7 - TIN di informazione territoriale (elaborazione attraverso GIS).

3.3 – Studio idrologico

3.3.1 – Bacino idrografico del rio Mura Cabonis

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

In figura 8 viene riportato il bacino ottenuto.

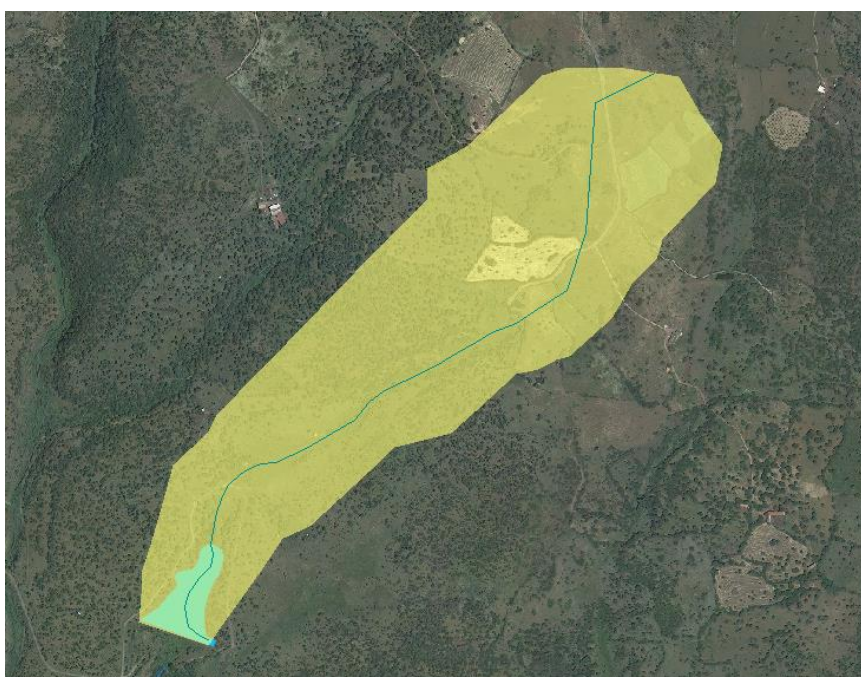


Figura 8 – Bacino determinato sulla base del DTM con passo a 10 m

In tabella 2 sono riportate le caratteristiche geomorfologiche principali, 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>i_b</i> [%]	Asta principale L [m]	Quota max. [m.s.m.] <i>Q_{max}</i>	Quota min. [m.s.m.] <i>Q_{min}</i>	Quota media [m.s.m.] <i>Q_m</i>	Pendenza media <i>i_m</i> [%]
624497	4,34	1868	170,47	112,25	147,07	2,66

Tabella 2 – Caratteristiche morfologiche del bacino idrografico

3.3.2 – 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 3. 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 RIPANON 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 3 - 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 4 – Calcolo del CN(III)

A favore di sicurezza e per omogeneità con i calcoli idraulici presenti nella “Relazione idrologica e idraulica” del progetto esecutivo 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:

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

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

3.3.3 – 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 isocorive 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 5 - Calcolo del tempo di corrivazione

3.3.4 – 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) e nell'individuazione nella figura 9 della cosiddetta pioggia indice giornaliera μ_g , ovvero la media dei massimi annui di precipitazione giornaliera, in funzione della posizione del sito in esame.

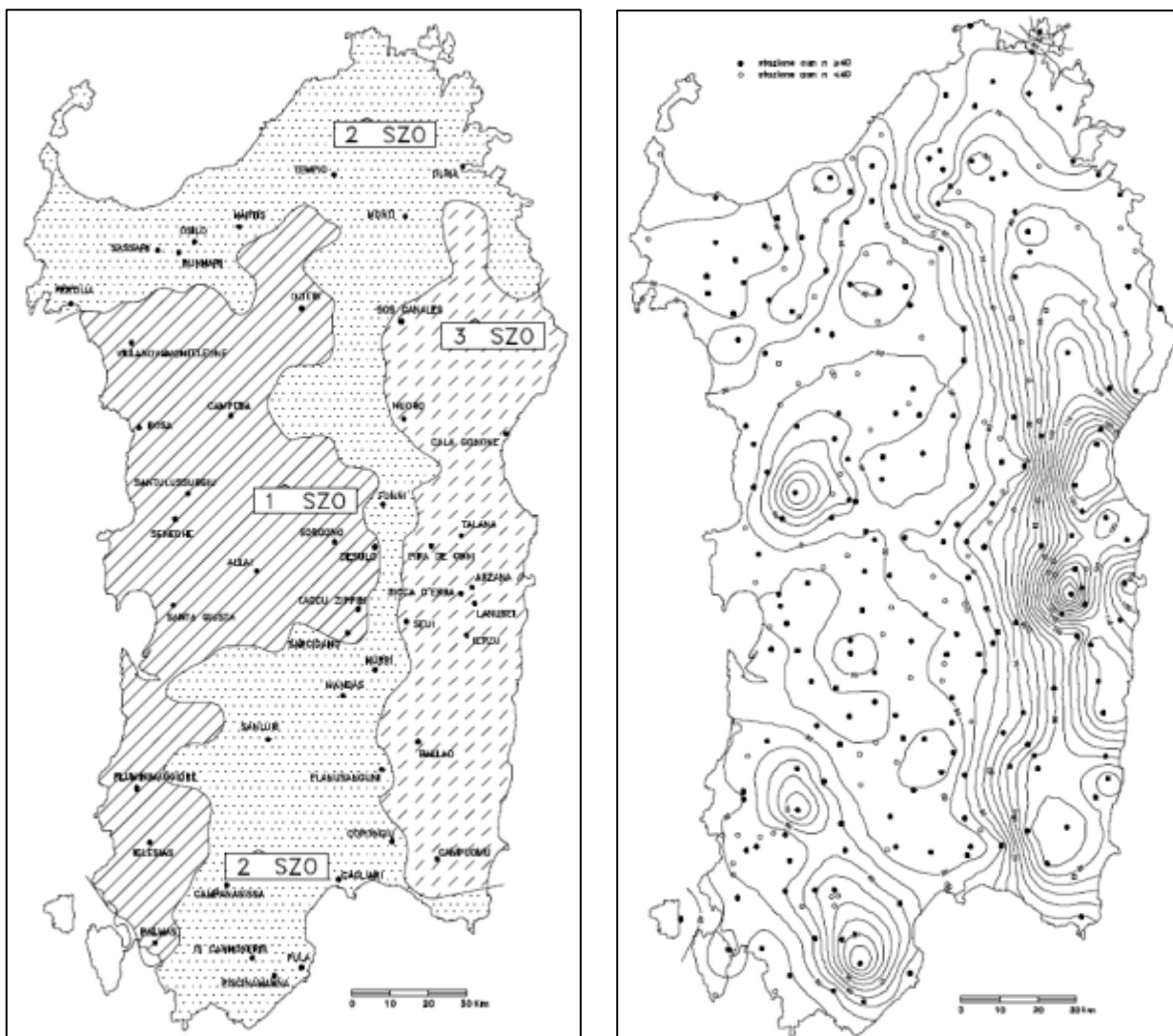


Figura 9 – Suddivisione della Sardegna in SottoZone Omogenee (a sinistra) e Carta della pioggia indice giornaliera (a destra)

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:

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

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:

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

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

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

per la sottozona II:

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

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

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

per la sottozona III:

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

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

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

Tabella 6 - 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			
t _c	0.61	ore			
H _m (t _c)	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(t _c) [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 7 - Calcolo degli afflussi meteorici

3.3.5 – Definizione delle portate

3.3.5.1 – Portate in ingresso nella diga

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 8 - Valori delle portate di progetto per i diversi tempi di ritorno

L'articolo 2.2.6 delle Direttive prevede che *“In assenza di valutazioni più approfondite, la forma dell'onda di piena afferente al serbatoio dovrà 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”*.

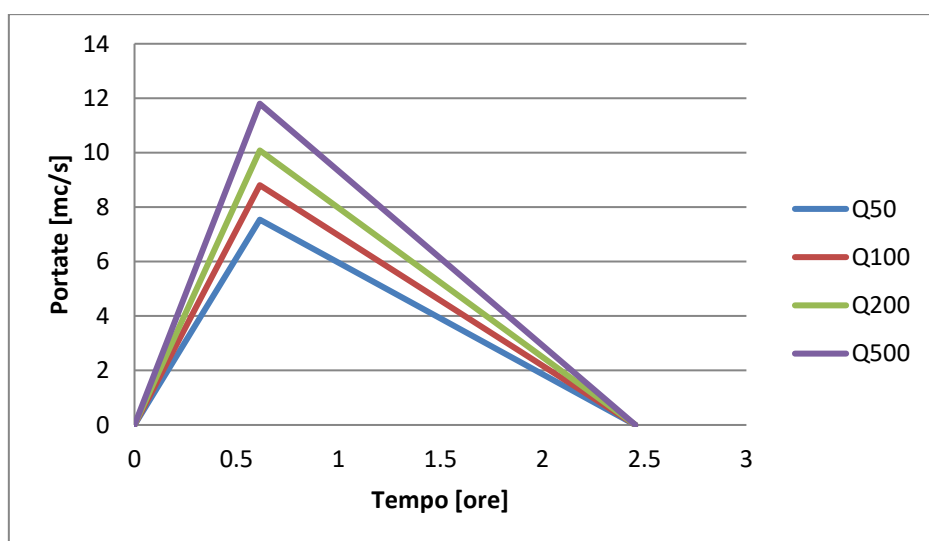


Figura 10 - Idrogrammi di piena

3.3.5.2 – Portate uscenti dalla diga

In seguito all'ingresso della piena in un bacino di accumulo, si verifica un processo di laminazione naturale tale da ridurre il picco di piena uscente dagli scarichi della diga.

Per la determinazione della massima quota invasata nei vari scenari e, di conseguenza, della portata uscente dalla diga, 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:

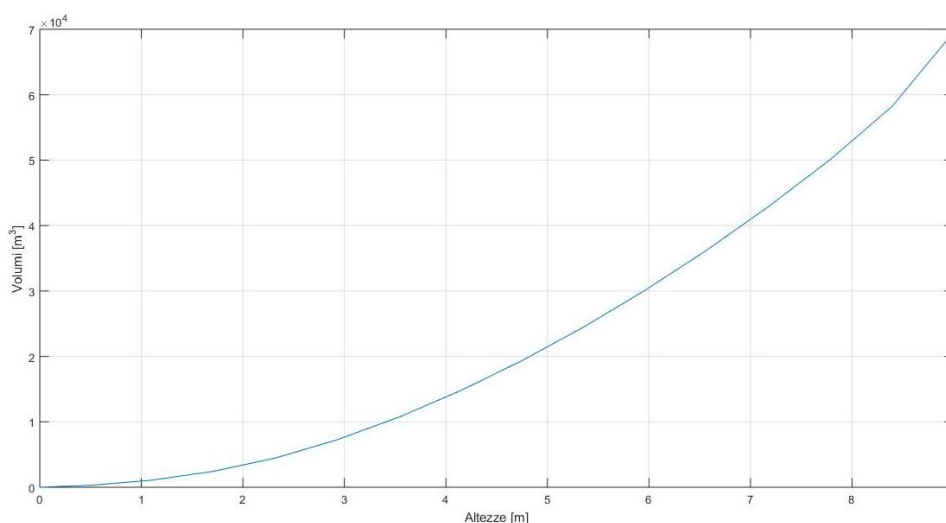


Figura 11 - Curva altezze-volumi

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 21 m, posto ad una quota di 115,84 m s.l.m.

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 ottengono 4 idrogrammi differenti, uno per ciascun tempo di ritorno.

Di seguito si riportano i risultati numerici dell'elaborazione appena descritta.

T	T	Q50 in	Q50 out	Q100 in	Q100 out	Q200 in	Q200 out	Q500 in	Q500 out
ore	min	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s
0	0	0.00	0.21	0.00	0.21	0.00	0.21	0.00	0.21
0.033	2	0.41	0.21	0.48	0.21	0.55	0.21	0.64	0.21
0.067	4	0.82	0.21	0.96	0.21	1.09	0.26	1.28	0.26
0.100	6	1.23	0.26	1.43	0.26	1.64	0.34	1.92	0.44
0.133	8	1.64	0.34	1.91	0.44	2.19	0.54	2.56	0.66
0.167	10	2.05	0.54	2.39	0.66	2.74	0.80	3.20	0.93
0.200	12	2.46	0.80	2.87	0.94	3.28	1.09	3.84	1.37
0.233	14	2.87	1.09	3.35	1.25	3.83	1.41	4.48	1.92
0.267	16	3.27	1.42	3.82	1.58	4.38	1.92	5.13	2.54
0.300	18	3.68	1.78	4.30	1.96	4.93	2.35	5.77	3.21
0.333	20	4.09	2.18	4.78	2.36	5.47	2.98	6.41	3.95
0.367	22	4.50	2.60	5.26	2.80	6.02	3.70	7.05	4.73
0.400	24	4.91	3.05	5.74	3.26	6.57	4.23	7.69	5.31
0.433	26	5.32	3.52	6.22	3.74	7.12	4.77	8.33	5.89
0.467	28	5.73	4.02	6.69	4.25	7.66	5.32	8.97	6.75
0.500	30	6.14	4.54	7.17	4.78	8.21	5.89	9.61	7.40
0.533	32	6.55	5.08	7.65	5.33	8.76	6.48	10.25	8.04
0.567	34	6.96	5.64	8.13	5.90	9.31	7.09	10.89	8.70
0.614	36.84	7.54	5.84	8.81	6.50	10.08	7.50	11.80	9.13
0.633	38	7.46	6.18	8.71	7.13	9.98	8.10	11.68	9.77
0.667	40	7.32	6.49	8.55	7.07	9.79	8.39	11.46	10.09
0.700	42	7.19	6.59	8.40	7.41	9.61	8.72	11.25	10.43
0.733	44	7.05	6.65	8.24	7.73	9.43	8.83	11.04	10.55
0.767	46	6.92	6.67	8.08	7.68	9.25	8.88	10.82	10.61
0.800	48	6.78	6.68	7.92	7.66	9.06	8.91	10.61	10.64
0.833	50	6.64	6.69	7.76	7.64	8.88	8.92	10.40	10.65
0.867	52	6.51	6.69	7.60	7.64	8.70	8.93	10.18	10.66
0.900	54	6.37	6.70	7.44	7.63	8.52	8.93	9.97	10.49
0.933	56	6.23	6.70	7.28	7.63	8.33	8.94	9.75	10.22
0.967	58	6.10	6.70	7.12	7.63	8.15	8.77	9.54	9.92

1.000	60	5.96	6.55	6.96	7.47	7.97	8.52	9.33	9.77
1.033	62	5.82	6.32	6.80	7.24	7.79	8.23	9.11	9.52
1.067	64	5.69	6.06	6.64	7.12	7.61	8.09	8.90	9.40
1.100	66	5.55	5.93	6.48	6.91	7.42	7.86	8.69	9.17
1.133	68	5.41	5.87	6.32	6.80	7.24	7.75	8.47	8.88
1.167	70	5.28	5.84	6.16	6.60	7.06	7.53	8.26	8.74
1.200	72	5.14	5.68	6.00	6.50	6.88	7.27	8.05	8.51
1.233	74	5.01	5.46	5.85	6.30	6.69	7.13	7.83	8.23
1.267	76	4.87	5.35	5.69	6.20	6.51	7.07	7.62	8.09
1.300	78	4.73	5.29	5.53	6.00	6.33	6.88	7.41	7.86
1.333	80	4.60	5.13	5.37	5.76	6.15	6.64	7.19	7.59
1.367	82	4.46	4.91	5.21	5.64	5.96	6.37	6.98	7.45
1.400	84	4.32	4.80	5.05	5.58	5.78	6.23	6.77	7.23
1.433	86	4.19	4.74	4.89	5.41	5.60	6.17	6.55	6.96
1.467	88	4.05	4.58	4.73	5.18	5.42	5.99	6.34	6.83
1.500	90	3.91	4.37	4.57	5.07	5.23	5.75	6.12	6.61
1.533	92	3.78	4.27	4.41	4.88	5.05	5.49	5.91	6.35
1.567	94	3.64	4.09	4.25	4.65	4.87	5.37	5.70	6.08
1.600	96	3.50	4.00	4.09	4.54	4.69	5.16	5.48	5.94
1.633	98	3.37	3.83	3.93	4.48	4.50	4.92	5.27	5.73
1.667	100	3.23	3.74	3.77	4.32	4.32	4.81	5.06	5.48
1.700	102	3.09	3.58	3.61	4.11	4.14	4.61	4.84	5.36
1.733	104	2.96	3.38	3.46	3.88	3.96	4.39	4.63	5.16
1.767	106	2.82	3.28	3.30	3.77	3.77	4.28	4.42	4.92
1.800	108	2.69	3.23	3.14	3.59	3.59	4.09	4.20	4.67
1.833	110	2.55	3.09	2.98	3.50	3.41	3.87	3.99	4.42
1.867	112	2.41	2.90	2.82	3.34	3.23	3.64	3.78	4.29
1.900	114	2.28	2.70	2.66	3.14	3.04	3.53	3.56	4.10
1.933	116	2.14	2.60	2.50	2.93	2.86	3.35	3.35	3.88
1.967	118	2.00	2.55	2.34	2.83	2.68	3.15	3.13	3.64
2.000	120	1.87	2.42	2.18	2.66	2.50	2.93	2.92	3.41
2.033	122	1.73	2.25	2.02	2.48	2.31	2.83	2.71	3.18
2.067	124	1.59	2.07	1.86	2.38	2.13	2.66	2.49	2.95
2.100	126	1.46	1.98	1.70	2.23	1.95	2.48	2.28	2.72
2.133	128	1.32	1.84	1.54	2.06	1.77	2.28	2.07	2.61
2.167	130	1.18	1.68	1.38	1.88	1.58	2.08	1.85	2.45
2.200	132	1.05	1.51	1.22	1.69	1.40	1.89	1.64	2.27
2.233	134	0.91	1.43	1.06	1.52	1.22	1.70	1.43	2.08
2.267	136	0.78	1.30	0.91	1.43	1.04	1.52	1.21	1.89
2.300	138	0.64	1.16	0.75	1.30	0.85	1.34	1.00	1.70
2.333	140	0.50	1.01	0.59	1.16	0.67	1.18	0.79	1.52
2.367	142	0.37	0.87	0.43	1.01	0.49	1.02	0.57	1.34
2.400	144	0.23	0.74	0.27	0.87	0.31	0.88	0.36	1.18
2.456	147.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 9 - Idrogrammi in ingresso e in uscita dalla diga al variare del tempo di ritorno

Si nota dalla tabella 9 come la laminazione sia abbastanza scarsa, tanto che il picco diminuisce leggermente (al massimo di 1,14 m³/s per un Tr di 500 anni) e risulta leggermente differito nel tempo (al massimo di 20 minuti per un Tr = 200 anni).

Di seguito si riportano in forma sintetica i risultati dell'analisi descritta.

Tempo di ritorno	Massima portata in ingresso	Massima portata in uscita	Battente su sfioratore	Quota di invaso	Franco di sicurezza
anni	m ³ /s	m ³ /s	m	m slm	m
50	7.54	6.70	0.32	116.16	0.69
100	8.81	7.73	0.35	116.19	0.66
200	10.08	8.94	0.39	116.23	0.62
500	11.80	10.66	0.44	116.28	0.57

Tabella 10 - Effetti delle portate di progetto sull'invaso di Mura Cabonis

Tali risultati mettono in evidenza come il franco minimo di 1,50 metro, prescritto dal DM 2014, non venga mai rispettato, tanto da poter definire un tempo di ritorno “critico” di zero anni.

3.3.5.3 – Portate a valle del canale fagatore

Le portate uscenti dalla diga sono quelle che lo sfioratore superficiale scarica nel canale fagatore, così da allontanarle dal corpo diga ed evitare possibili fenomeni erosivi.

A valle del canale fagatore 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.

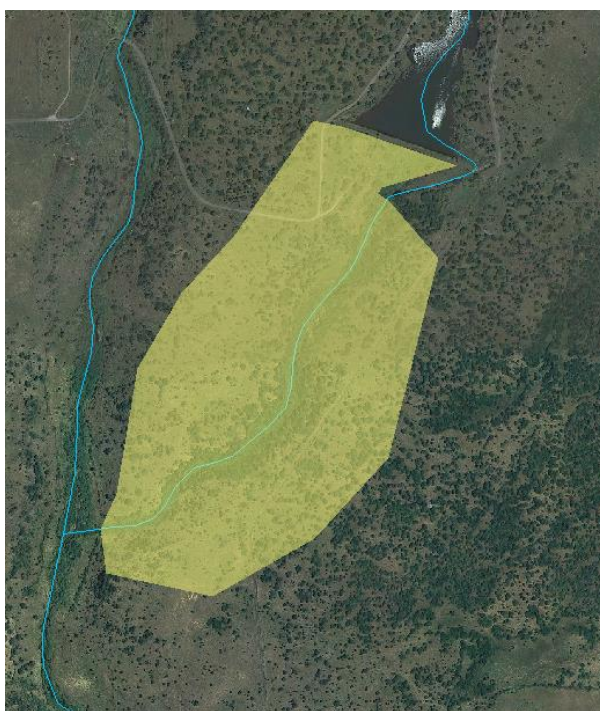


Figura 12 - Definizione del bacino imbrifero a valle della diga di Mura Cabonis

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
Q _{monte}	[m ³ /s]	7.54	8.81	10.08	11.80
q	[(m ³ /s)/km ²]	12.07	14.10	16.15	18.90
Q _{valle}	[m ³ /s]	2.31	2.70	3.09	3.62

Tabella 11 - Portate del tronco di valle

3.3.5.4 – Set di portate

Sulla base di quanto detto ai punti precedenti, si possono definire tre set di portate:

- tratto a monte dell'invaso di Mura Cabonis;
- canale fugatore;
- tratto a valle dell'invaso di Mura Cabonis.

Tr [anni]	50	100	200	500
Q monte [m ³ /s]	7.54	8.81	10.08	11.8
Q fugatore [m ³ /s]	6.70	7.73	8.94	10.66
Q valle [m ³ /s]	9.01	10.43	12.03	14.28

Tabella 12 - Portate lungo i tre tratti al variare del tempo di ritorno

3.4 – Studio idraulico

3.4.1 – 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.

3.4.2 – 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 caduta idraulica ricavabile dalla formula di Chezy, C è il coefficiente di perdita per espansione o contrazione di sezione.

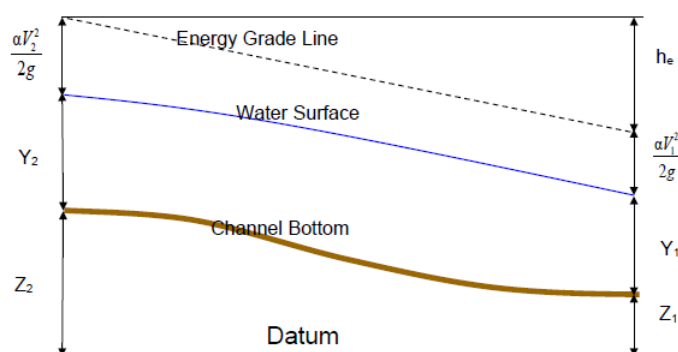


Figura 13 - Schematizzazione grafica della variazione dell'energia di una corrente idraulica

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.

3.4.3 – Geometria

La prima fase prevede la generazione di un modello georeferenziato del corso d'acqua sulla base del modello digitale del suolo descritto al punto 3.2

Quest'ultimo svolge un ruolo fondamentale nella modellazione perché permette uno studio tridimensionale del fenomeno, 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.



Figura 14 - Modello creato in ambiente GIS, a sinistra il tratto di monte, a destra quello di valle

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

Quanto fatto con gli strumenti GIS 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 e i canali artificiali (come il canale fagatore della diga), 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. In realtà, nel tratto studiato per la presente Compatibilità Idraulica, non sono presenti attraversamenti.

3.4.3.1 – 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, vista la vegetazione presente, sono stati assegnati i seguenti valori:

- $n = 0.035$ per i tratti d'alveo naturali;
- $n = 0.020$ per i tratti artificiali (canale fugatore in cls);
- $n = 0.045$ per i tratti "golenali".

3.4.3.2 – Condizioni al contorno

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

In particolare si è scelto di imporre le seguenti condizioni:

- condizione di monte pari all'altezza critica (calcolata automaticamente dal software) in entrambi i casi;
- condizione di valle del tratto di monte pari alla quota di invaso calcolata al punto 3.3.5.2;
- condizione di valle del tratto di valle del tipo "normal depth", ovvero pari alla pendenza di moto uniforme.

Queste scelte sono 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

3.4.4 – 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.

Di seguito si riporta uno stralcio di ortofoto con sovrapposte le aree di pericolosità idraulica.

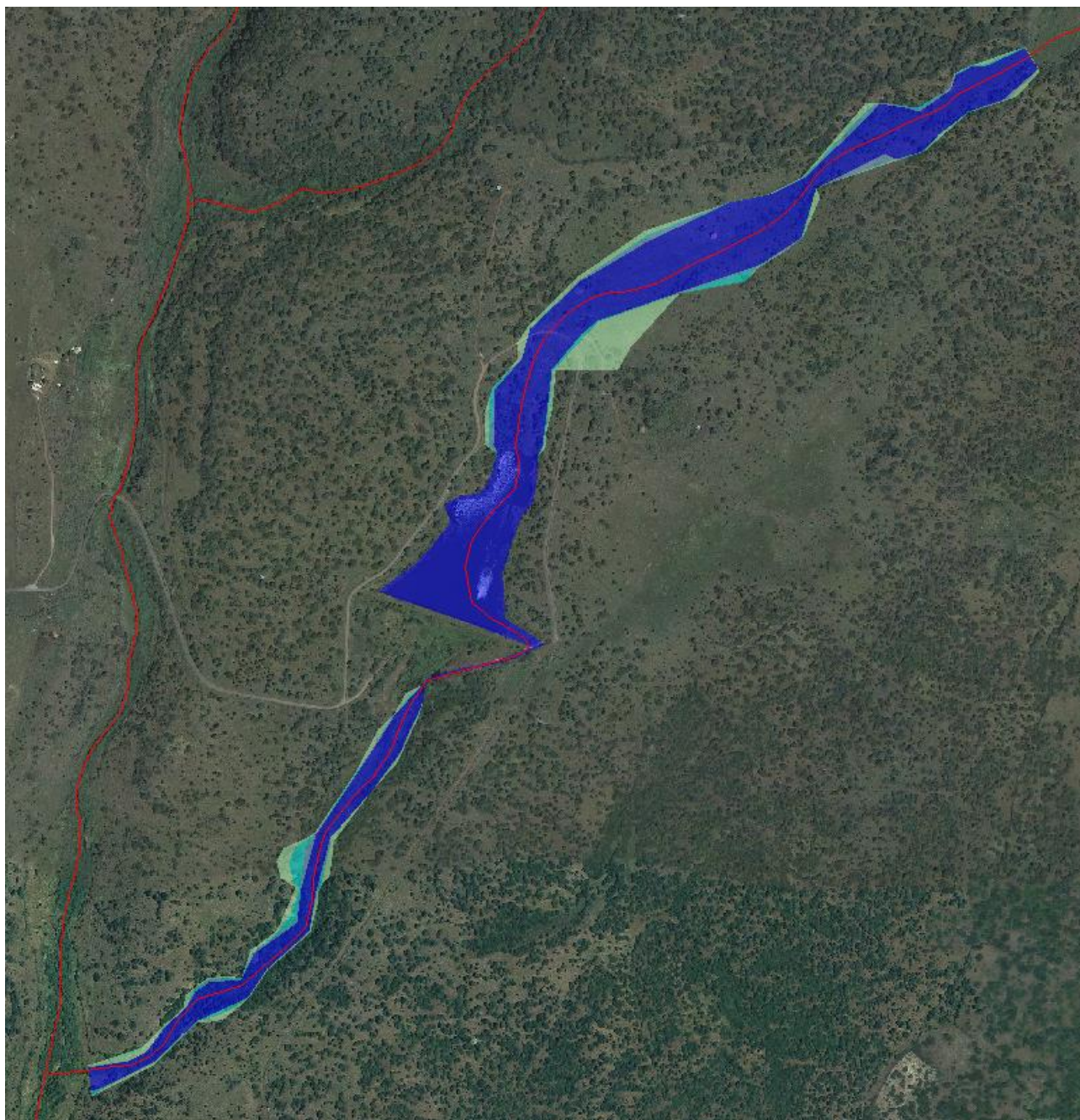


Figura 15 - Aree di pericolosità idraulica

Per quanto riguarda le sezioni, i profili e i tabulati numerici si rimanda agli allegati 1, 2 e 3 della presente relazione.

4. Scenario di progetto

4.1 – 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).

Nelle relazioni sopracitate del progetto esecutivo sono stati eseguiti gli studi necessari per valutare gli interventi con i quali mettere in sicurezza la diga di Mura Cabonis e ottenere l'approvazione tecnica per il proseguo dell'esercizio.

Di seguito si riproporranno i risultati degli studi condotti, rimandando alla "Relazione Idrologica e Idraulica" e alla "Relazione Geologica e Geotecnica" per maggiori approfondimenti e chiarimenti in merito.

4.2 – Conformità rispetto alla normativa vigente

4.2.1 – Livello di rischio

Al punto 6 della “Relazione Idrologica e Idraulica” è stato descritto l’iter procedurale per la definizione delle aree di esondazione conseguenti al collasso della diga di Mura Cabonis.

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.

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

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 13 - Battenti idrici sui ponti delle strade investite dal dam break

In funzione di quanto detto, nel caso specifico si può definire un livello di rischio alto.

4.2.3 – 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 4m.

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

4.2.4 – 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.

4.2.4.1 – Franco netto

Come detto al punto 4.1 della presente relazione, il valore del franco netto deve essere pari almeno a 1,50 m per le dighe in materiali sciolti.

Per il calcolo 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 l'iter già abbondantemente descritto al punto 3.3 della presente relazione.

Richiamando quanto esposto nella tabella 8, si può definire un idrogramma di piena di progetto come quello della figura 16

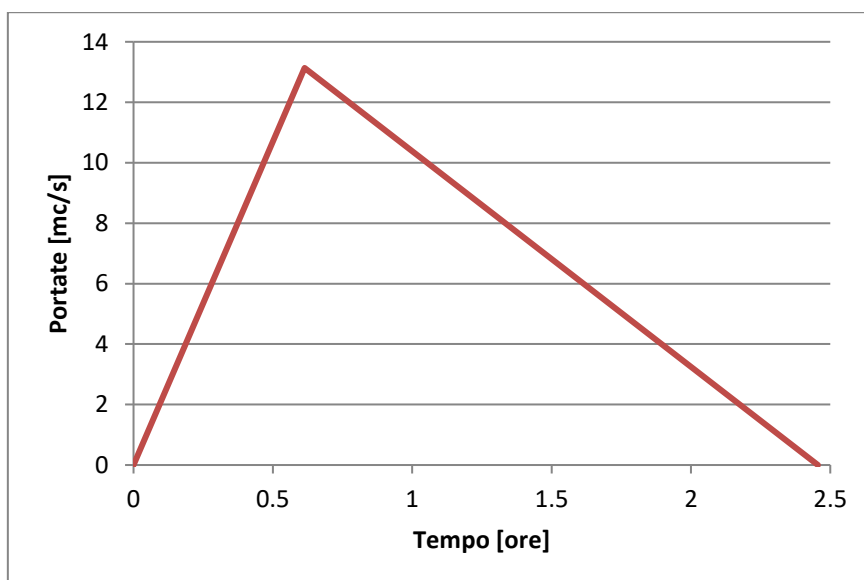


Figura 16 - Idrogramma di piena

Noto l'idrogramma in ingresso nell'invaso di Mura Cabonis, si può utilizzare il modello idraulico alle differenze finite descritto al punto 3.3.5.2.

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:

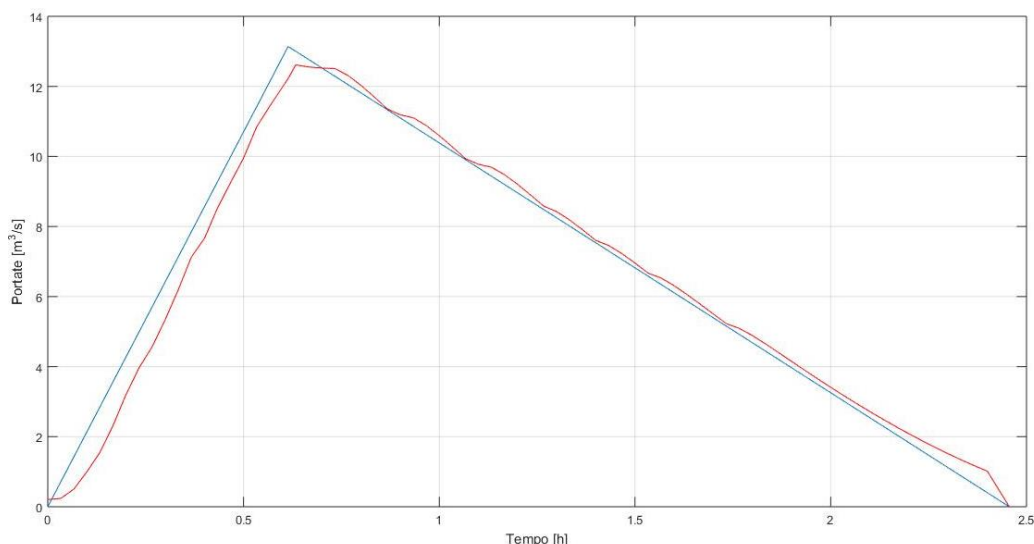


Figura 17 - Idrogramma in ingresso in azzurro e in uscita in rosso

Si nota dalla figura 17 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

$$F_N = h_{cor} - h_{\max inv} = 116,85 - 116,32 = 0,52 \text{ m}$$

4.2.4.2 – 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 14 – 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.

4.2.5 – 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 fuggatore, [...] 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.

4.2.5.1 – 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.

4.2.5.2 – Portata scaricabile a franco annullato

La conformazione attuale dello sfioratore permette di considerarlo come uno stramazzone a larga soglia 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.

4.2.5.3 – 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 (descritta al punto 3.4).

Appare chiaro dagli allegati 1 e 3, come la sezione non sia in grado di garantire il franco nemmeno per portate con tempo di ritorno inferiore ai 1000 anni.

4.2.6 – Verifica dello scarico di fondo

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:

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

- c_d è il coefficiente di deflusso pari a 0,52;
- A_{sc} è l'area della condotta pari a $\pi(D/4)^2$ con $D = 250$ mm (difforme a quanto previsto nel progetto originario del 1975);
- h è l'altezza del pelo libero, pari al livello di massima regolazione meno la quota del fondo assunta pari a quella di valle (115.84 m s.l.m. – 107.30 m s.l.m. = 8.54 m);
- h_{sc} è l'altezza dello scarico pari a $D+1$ m.

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 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

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

Nella tabella seguente si riportano i calcoli eseguiti.

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 51,05 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 [m³]	$\Delta V_i = V_i - V_{i-1}$ [m³]	$\Sigma \Delta V$ [m³]	Q [m³/s]	Δt_i [ore]	$\Sigma \Delta t$ [ore]
8.54	69873.5	2824.4	2824.4	0.33	2.39	2.39
8.4	67049.1	3386.8	6211.2	0.33	2.89	5.28
8.2	63662.3	3743.3	9954.5	0.32	3.23	8.51
8	59919.0	3768.7	13723.2	0.32	3.30	11.81
7.75	56150.3	3331.8	17054.9	0.31	2.97	14.78
7.5	52818.5	3263.4	20318.4	0.31	2.95	17.73
7.25	49555.1	2958.2	23276.5	0.30	2.72	20.45
7	46596.9	2958.2	26234.7	0.30	2.77	23.23
6.75	43638.8	2790.5	29025.2	0.29	2.66	25.89
6.5	40848.3	2735.9	31761.0	0.29	2.66	28.55
6.25	38112.4	2667.8	34428.9	0.28	2.65	31.20
6	35444.6	2527.1	36956.0	0.27	2.56	33.77
5.75	32917.5	2527.1	39483.0	0.27	2.62	36.39
5.5	30390.4	2343.1	41826.2	0.26	2.48	38.87
5.25	28047.3	2322.0	44148.2	0.26	2.52	41.39
5	25725.3	2224.2	46372.4	0.25	2.48	43.87
4.75	23501.1	2113.2	48485.6	0.24	2.42	46.28
4.5	21387.9	2104.5	50590.0	0.24	2.47	48.76
4.25	19283.4	1895.2	52485.3	0.23	2.29	51.05
4	17388.2	1895.2	54380.5	0.22	2.37	53.42
3.75	15493.0	1755.8	56136.3	0.22	2.27	55.68
3.5	13737.2	1667.2	57803.4	0.21	2.23	57.91
3.25	12070.1	1622.3	59425.7	0.20	2.26	60.17
3	10447.8	1421.7	60847.4	0.19	2.06	62.23
2.75	9026.1	1421.7	62269.1	0.18	2.16	64.39
2.5	7604.3	1212.9	63482.1	0.17	1.93	66.32
2.25	6391.4	1144.9	64627.0	0.16	1.93	68.25
2	5246.5	1044.0	65671.0	0.15	1.87	70.13
1.75	4202.5	835.0	66506.0	0.14	1.61	71.74
1.5	3367.5	835.0	67341.0	0.13	1.75	73.49
1.25						

Tabella 15 - Calcolo del tempo di svuotamento

4.3 – Interventi per la messa in sicurezza

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;
- Lo scarico di fondo è in grado di garantire lo svuotamento nei tempi previsti dalla norma.

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

1. Adeguamento dello sfioratore di superficie;
2. Ricarica del coronamento fino alla quota di 117,25 m s.l.m.
3. Adeguamento del canale fugatore;
4. Realizzazione di una vasca di dissipazione;
5. Impermeabilizzazione dello sbarramento.

4.3.1 – 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 a granulometria sottile da costipare di spessore fino a 40 cm, ovvero fino ad una quota del coronamento di 117.25 m s.l.m.

Per garantire un livello minimo di 1,50 m, la quota della soglia sfiorante viene abbassata di 57 cm, ossia 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

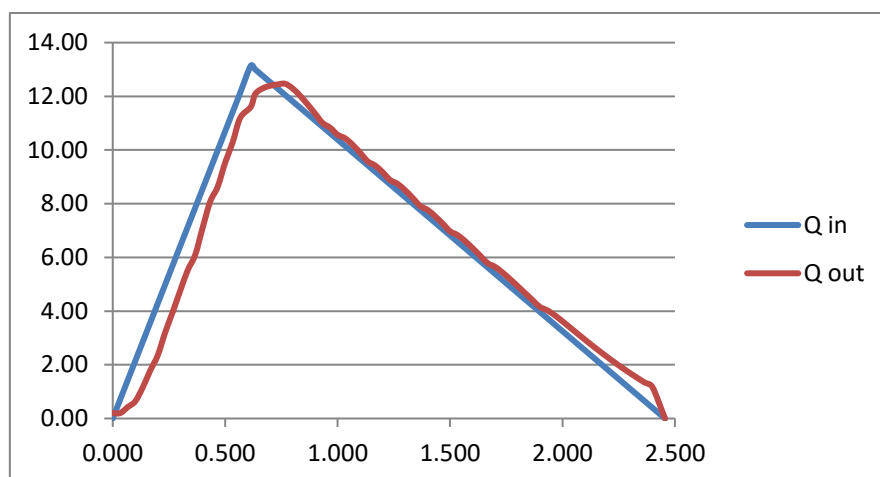


Figura 18 - Idrogramma in ingresso in azzurro e in uscita in rosso

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 m³/s, in seguito all'intervento essa assume il valore di 12,46 m³/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 m, per cui si ottiene:

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

L'abbassamento dello sfioratore fa sì che dagli attuali 69'900 m³ si passi a circa 59'400 m³, ovvero genera una riduzione della risorsa irrigua di 10'500 m³ pari a circa il 15% del totale.

Il paramento di valle della struttura tracimante sarà realizzato secondo il profilo Creager-Scimemi, 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 generare il fenomeno della cavitazione, la quale potrebbe danneggiare a lungo termine lo sfioratore.

4.3.2 – Adeguamento del canale fagatore

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

Il nuovo canale avrà pendenza costante, calcolabile come rapporto tra la differenza della quota iniziale e finale e la lunghezza. La quota iniziale, come detto, dovrà essere ridotta e posta pari 113,85 m s.l.m.

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

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 , per il calcestruzzo, posto pari a 50 in via cautelativa, 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.

4.3.3 – Vasca di dissipazione

Ai punti precedenti sono stati dimensionati e verificati l'organo di scarico superficiale e il canale fugatore. 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 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 fugatore, 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 ridurre 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:

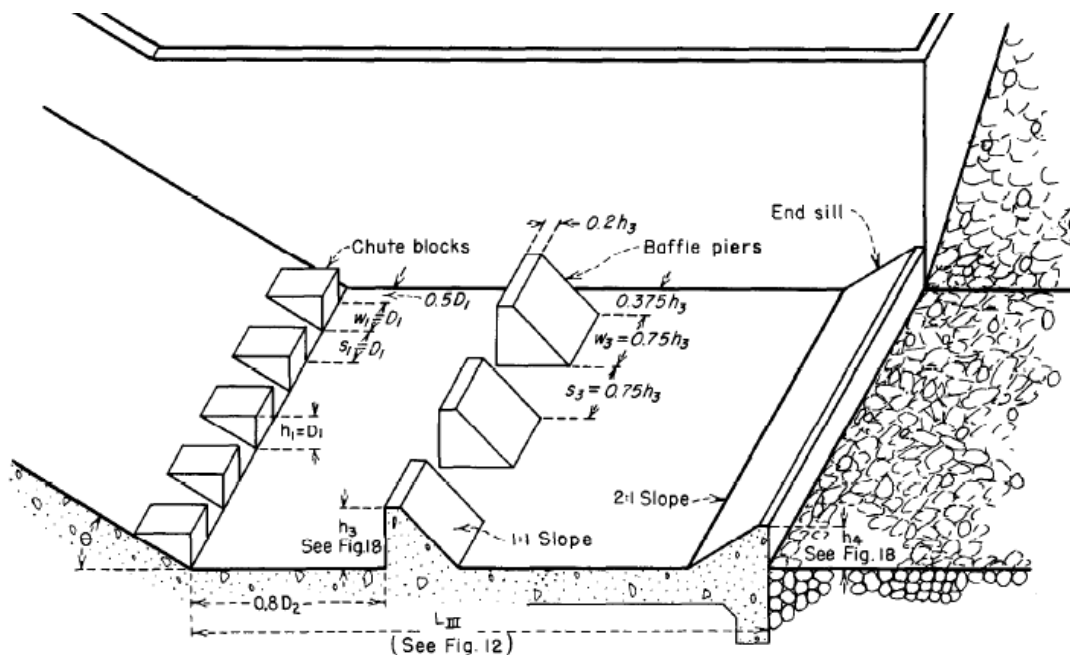


Figura 19 - Proporzioni raccomandate per una vasca di dissipazione di un canale

Come si evince dalla figura 19, 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 .

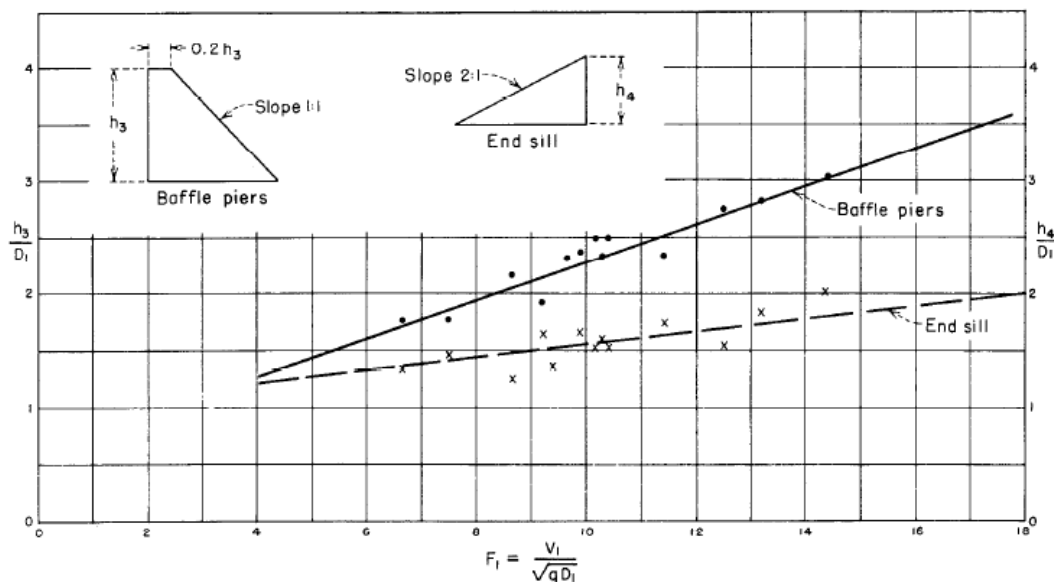


Figura 20 - Diagramma per il dimensionamento dei baffle piers e end sill

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 0.80 m ($1,20 D_1$) e inclinazione di 2 a 1.

La distanza minima tra la fila dei chute blocks e dei baffle piers è pari a $0,8 D_2$, ovvero l'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 si arriva a definire un $D_2 = 2,30$ m, e di conseguenza una lunghezza della vasca pari almeno al doppio, come si evince dalla figura seguente.

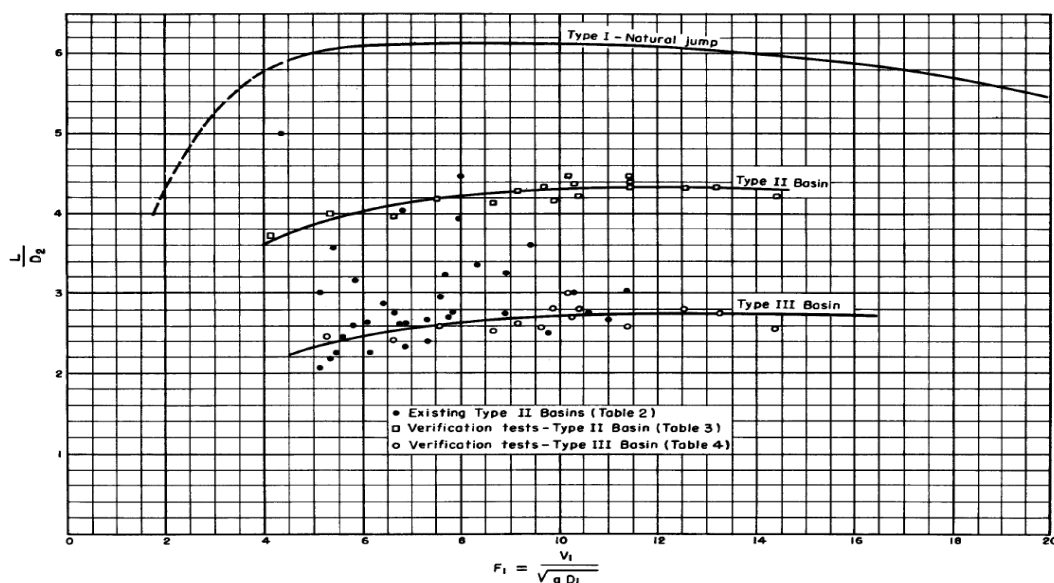


Figura 21 - Diagramma per la determinazione della lunghezza del risalto L

4.3.4 – 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 uno 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 in cls che funga da massetto;
3. la stesa sull'estradosso del cls di più strati di mastice e bitume così da creare uno strato impermeabile all'acqua.

4.4 – Studio idrologico

Le modifiche proposte in progetto non sono tali da modificare gli aspetti idrologici descritti e studiati al punto 3.3 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 minore capacità di invaso nel bacino e contemporaneamente una minore laminazione.

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 di interesse ai fini della compatibilità idraulica del progetto.

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

Tabella 16 - Nuove portate di progetto

4.5 – Studio idraulico

Una prima considerazione che viene fatta è relativa al tratto di monte, il quale risulta essere scevro da qualsivoglia modifica, eccetto che per un leggero abbassamento del livello dell'invaso che, però, si trascura essendo praticamente ininfluenza ai fini della determinazione delle aree di pericolosità.

Inoltre, va sottolineato che un tale assunto è comunque a favore di sicurezza.

Da quanto detto, lo studio idraulico sarà dedicato alla verifica del nuovo canale fugatore e agli effetti sul territorio a valle.

La geometria definita in precedenza al punto 3.4.3 è stata modificata in funzione dei cambiamenti previsti in progetto. Più precisamente, si è rettificato il canale fugatore realizzandolo a sezione e pendenza costante, ovvero con larghezza di 3,00 m e altezza di 1,50 m, e con un'inclinazione dell'8,3 %, e si è aggiunta la vasca di dissipazione modellandola come l'insieme di tre tratti (scivolo, area piana e rampa di risalita).

Inoltre, per rappresentare l'effetto dissipativo legato ai blocchi presenti nella vasca, nelle sezioni di competenza si è posto un coefficiente di Manning pari a 0,04.

In figura 22 vengono riportate le aree di pericolosità idraulica nella configurazione di progetto, mentre per quanto riguarda le sezioni, i profili e i tabulati numerici si rimanda agli allegati 4, 5 e 6.

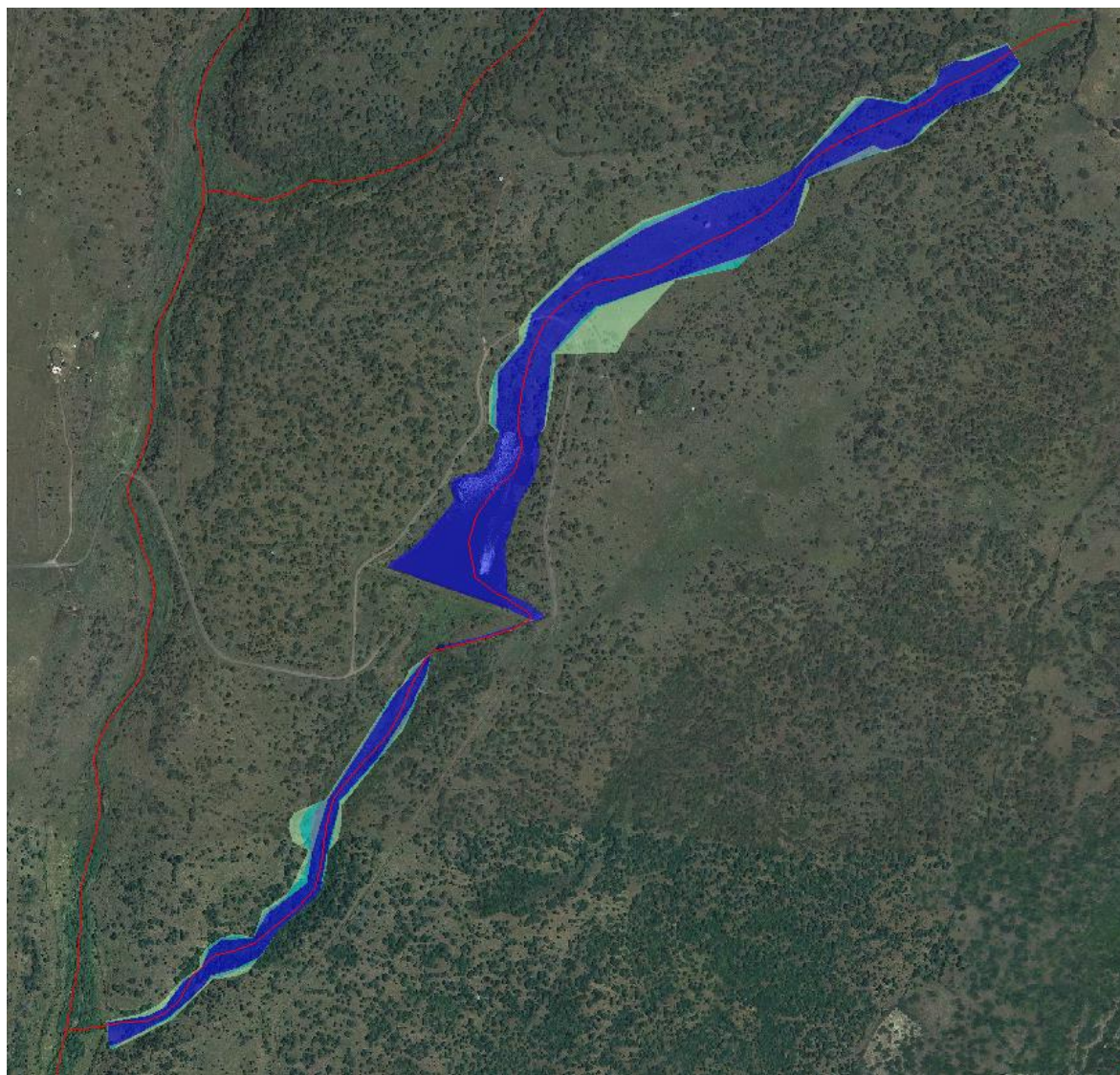


Figura 22 - Aree di pericolosità in seguito agli interventi proposti

5. Compatibilità idraulica

Il progetto per cui si redige il presente studio di compatibilità idraulica è relativo alla messa in sicurezza dello sbarramento di Mura Cabonis e prevede:

- impermeabilizzazione dello sbarramento mediante stesa di miscela bituminosa su massetto in cls;
- abbassamento della quota dello sfioratore superficiale;
- modifica e rettifica dell'attuale canale fuggatore.

La valutazione delle aree di allagamento ha permesso di determinare le varie fasce di pericolosità lungo il rio Mura Cabonis, sia nel tratto a monte che in quello a valle dell'invaso.

Appare chiaro che, essendo il corso d'acqua vincolato a scorrere lungo lo sfioratore superficiale e il canale fuggatore, gli interventi ricadono nella fascia di pericolosità molto elevata Hi4, disciplinata dall'articolo 27 delle Norme di Attuazione del PAI.

Il comma 1 del sopracitato articolo 27 prevede che “.....nelle aree di pericolosità idraulica molto elevata sono consentiti esclusivamente:

- a. *le opere e gli interventi idraulici per migliorare la difesa dalle alluvioni e la sicurezza delle aree interessate da dissesto idraulico;*
- b. *gli interventi per mantenere e recuperare le condizioni di equilibrio dinamico degli alvei dei corsi d'acqua;*
- c. *le attività di manutenzione idraulica compatibile, compresi i tagli di piante esclusivamente per garantire il regolare deflusso delle acque e gli interventi eseguiti ai sensi del decreto del Presidente della Repubblica 14.4.1993 e della legislazione di settore della Regione Sardegna;*
- d. *le opere di sistemazione e riqualificazione ambientale e fluviale dirette alla riduzione dei pericoli e dei danni potenziali da esondazione, rivolti a favorire la ricostituzione degli equilibri naturali, della vegetazione autoctona, delle cenosi di vegetazione riparia;*
- e. *le opere urgenti degli organi di protezione civile o delle autorità idrauliche regionali competenti per la tutela di persone e beni in situazioni di rischio idraulico eccezionali;*
- f. *nelle more della emanazione delle disposizioni di cui agli articoli 9, 10, 11 e 12 sono altresì ammessi gli interventi agro-silvo-pastorali comportanti modeste modificazioni all'assetto idrogeologico del territorio, conformi all'attuale destinazione e indispensabili per una corretta conduzione dei fondi, previa valutazione positiva da parte dell'autorità idraulica competente per territorio sulla relazione di compatibilità idraulica e/o geologica- geotecnica.”*

Inoltre, il comma 3 prevede che in materia di infrastrutture a rete o puntuali pubbliche o di interesse pubblico nelle aree in Hi4 sono consentiti:

- a. *gli interventi di manutenzione ordinaria;*

- b. *gli interventi di manutenzione straordinaria;*
- c. *gli interventi di adeguamento per l'integrazione di innovazioni tecnologiche;*
- d. *gli interventi di adeguamento per la sicurezza di esercizio richiesti da norme nazionali e regionali;*
- e. *gli interventi di ampliamento e ristrutturazione di infrastrutture a rete e puntuali riferite a servizi pubblici essenziali non delocalizzabili, che siano privi di alternative progettuali tecnicamente ed economicamente sostenibili e siano dichiarati essenziali;*
- f. *la ricostruzione di infrastrutture a rete distrutte o danneggiate da calamità naturali, fatti salvi i divieti di ricostruzione stabiliti dall'articolo 3-ter del decreto-legge n. 279/2000 convertito con modificazioni dalla legge n. 365/2000;*
- g. *le nuove infrastrutture a rete o puntuali previste dagli strumenti di pianificazione territoriale e dichiarate essenziali e non altrimenti localizzabili;*
- h. *allacciamenti a reti principali e nuovi sottoservizi a rete interrati lungo tracciati stradali esistenti, ed opere connesse compresi i nuovi attraversamenti;*
- i. *i nuovi interventi di edilizia cimiteriale purché realizzati nelle porzioni libere interne degli impianti cimiteriali esistenti;*
- l. *nuove infrastrutture, strutture di servizio ed insediamenti mobili, preferibilmente provvisori, destinati ad attrezzature per il tempo libero, la fruizione occasionale dell'ambiente naturale, le attività sportive e gli spettacoli all'aperto.*

Gli interventi in progetto ricadono nella fattispecie delle lettere *b*, *d* ed *e* comma 3, in quanto trattasi di manutenzione straordinaria per il ripristino dello schermo impermeabile centrale, e di adeguamento a quanto previsto dalla L.R. 12/2007 e dal D.M. 26/06/2014.

Inoltre, tali interventi risultano coerenti con la lettere e comma 1 in quanto necessari al fine di garantire la salvaguardia del territorio posto a valle. Si ricorda, infatti, che in funzione del possibile dam-break della diga viene preparato un apposito Piano di Protezione Civile per garantire la sicurezza delle persone e delle cose poste a valle.

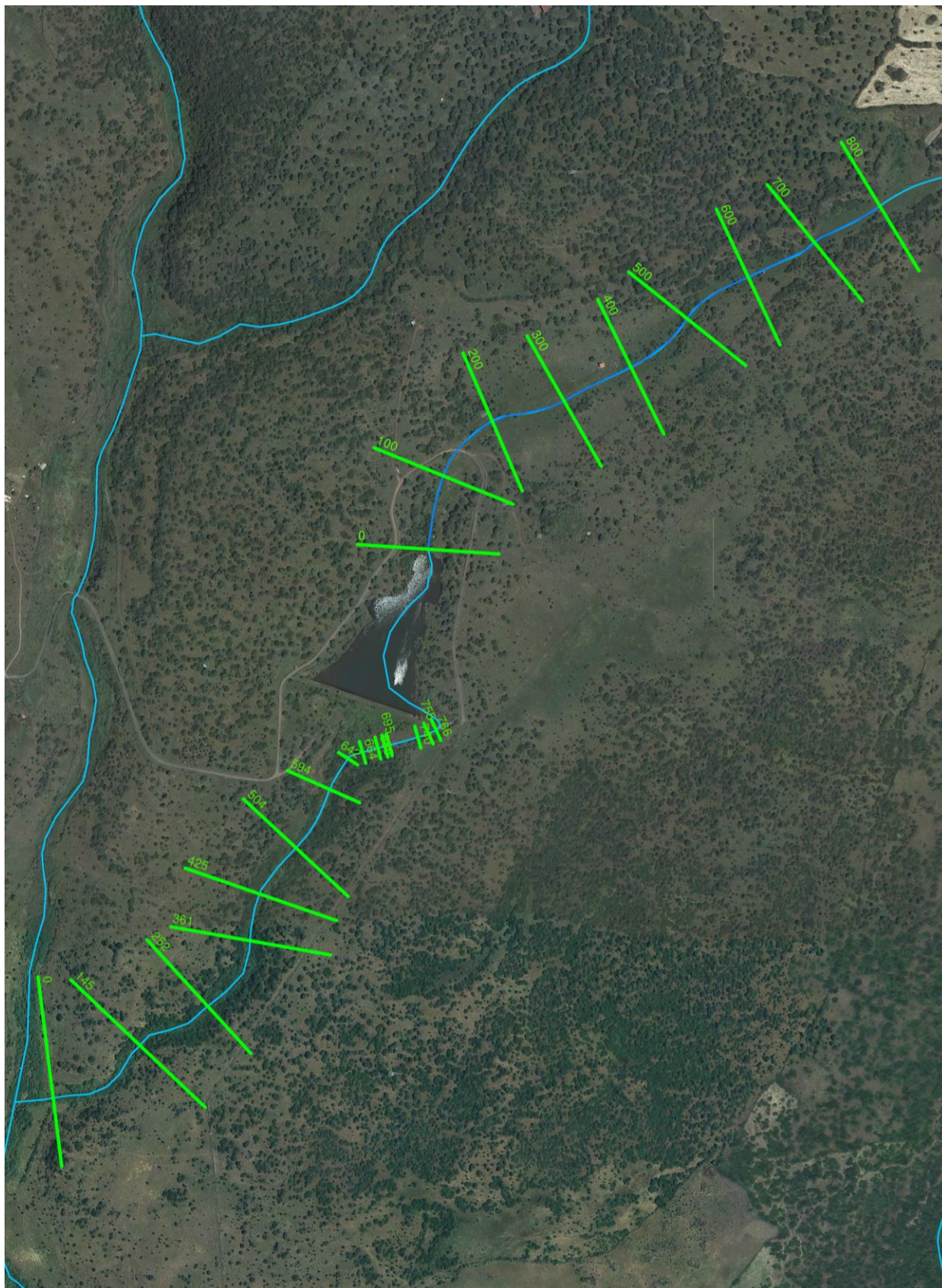
Detto che il progetto risulta essere assolutamente coerente e compatibile con le Norme di Attuazione del PAI, si rileva come le scelte fatte modifichino in maniera poco sostanziale (e comunque in meglio) le aree di pericolosità idraulica, come si può notare dalla tabella 17.

Pericolosità idraulica	Tempo di ritorno [anni]	Area ante [m ²]	Area post [m ²]
Hi4	50	74331.83	73938.05
Hi3	100	3152.29	3407.66
Hi2	200	4142.78	4089.13
Hi1	500	11741.06	11336.25

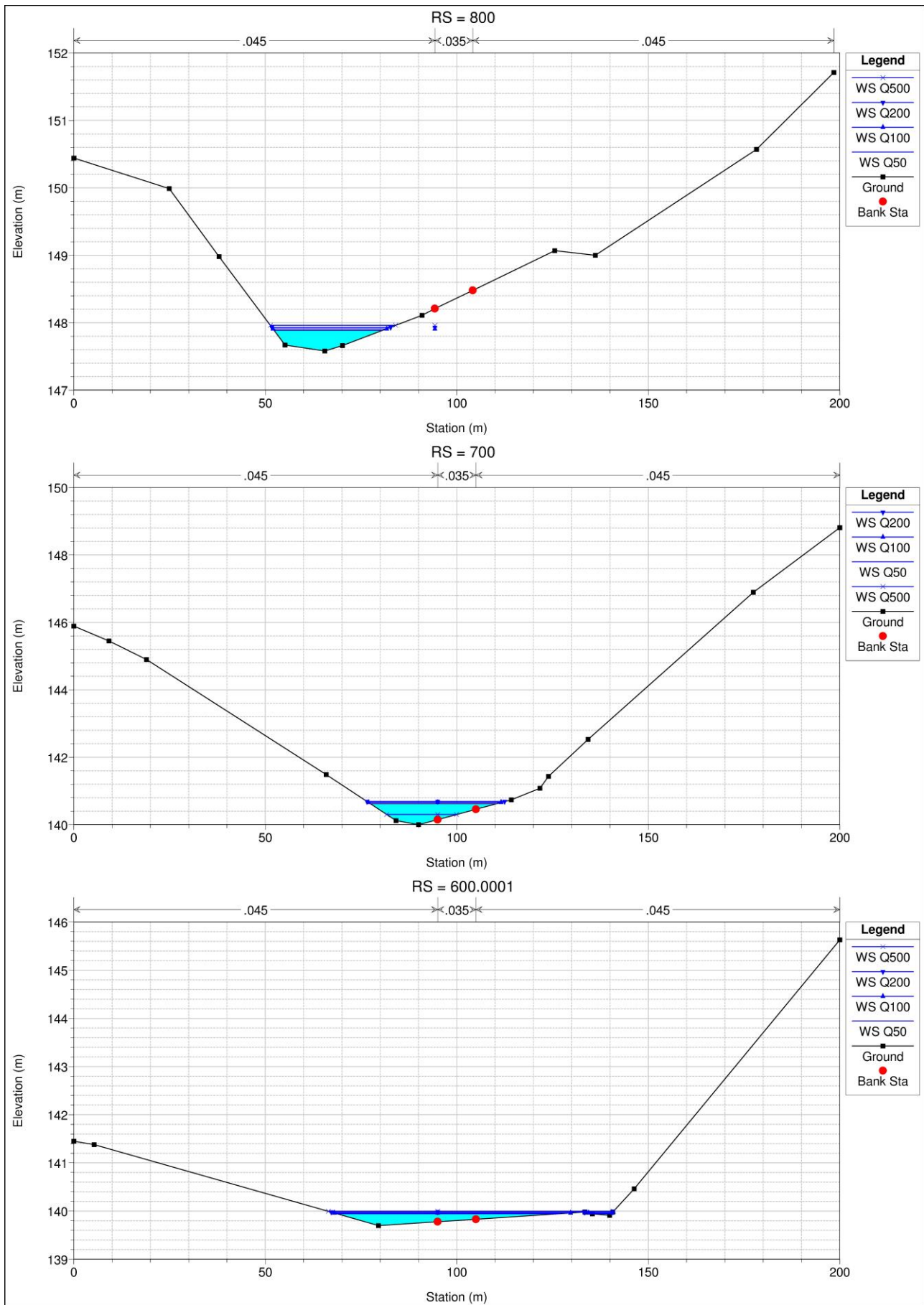
Tabella 17 - Superfici fasce di pericolosità idraulica

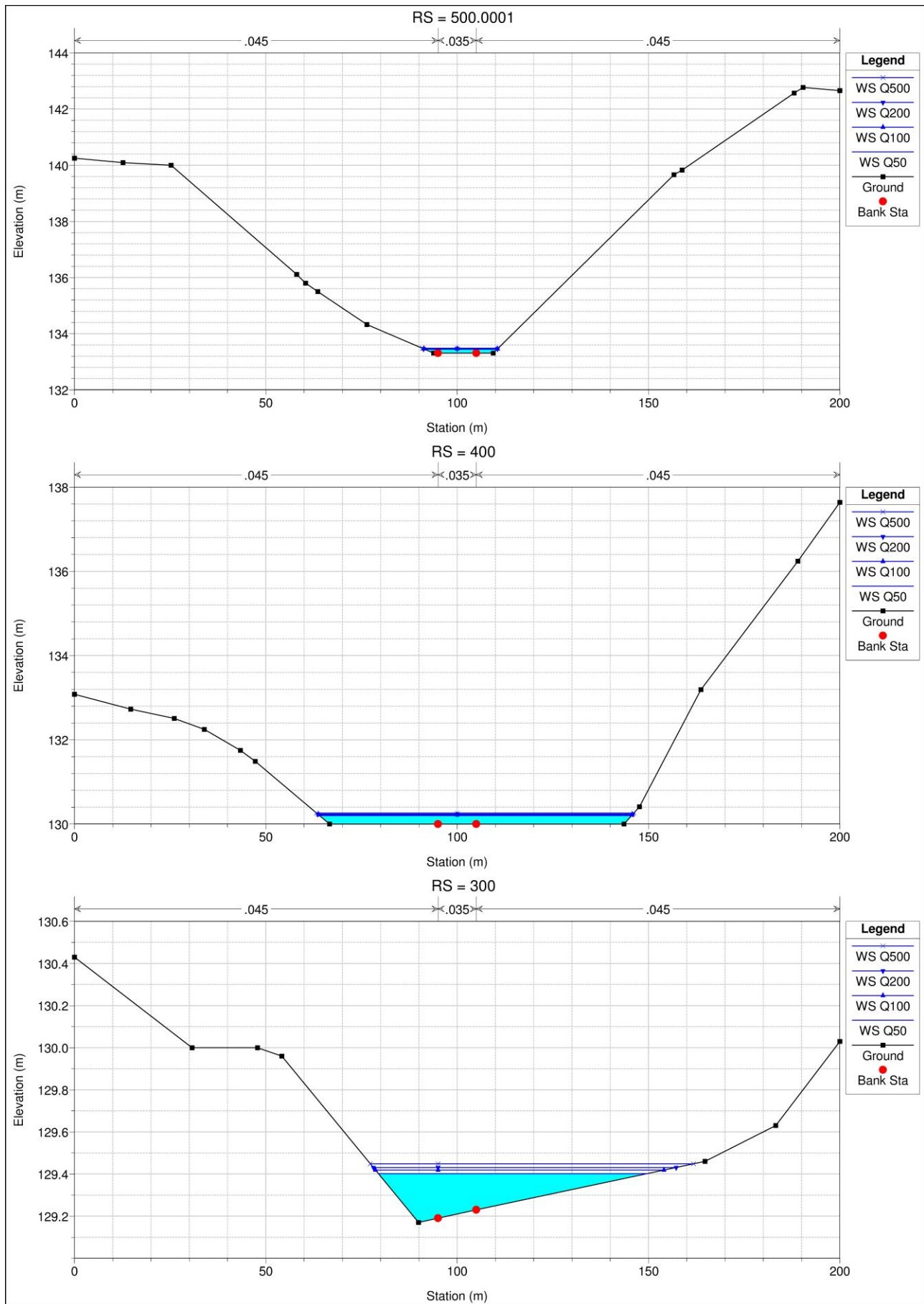
Allegato 1 – Sezioni idrauliche nello scenario attuale

All. 1.1 - Planimetria sezioni



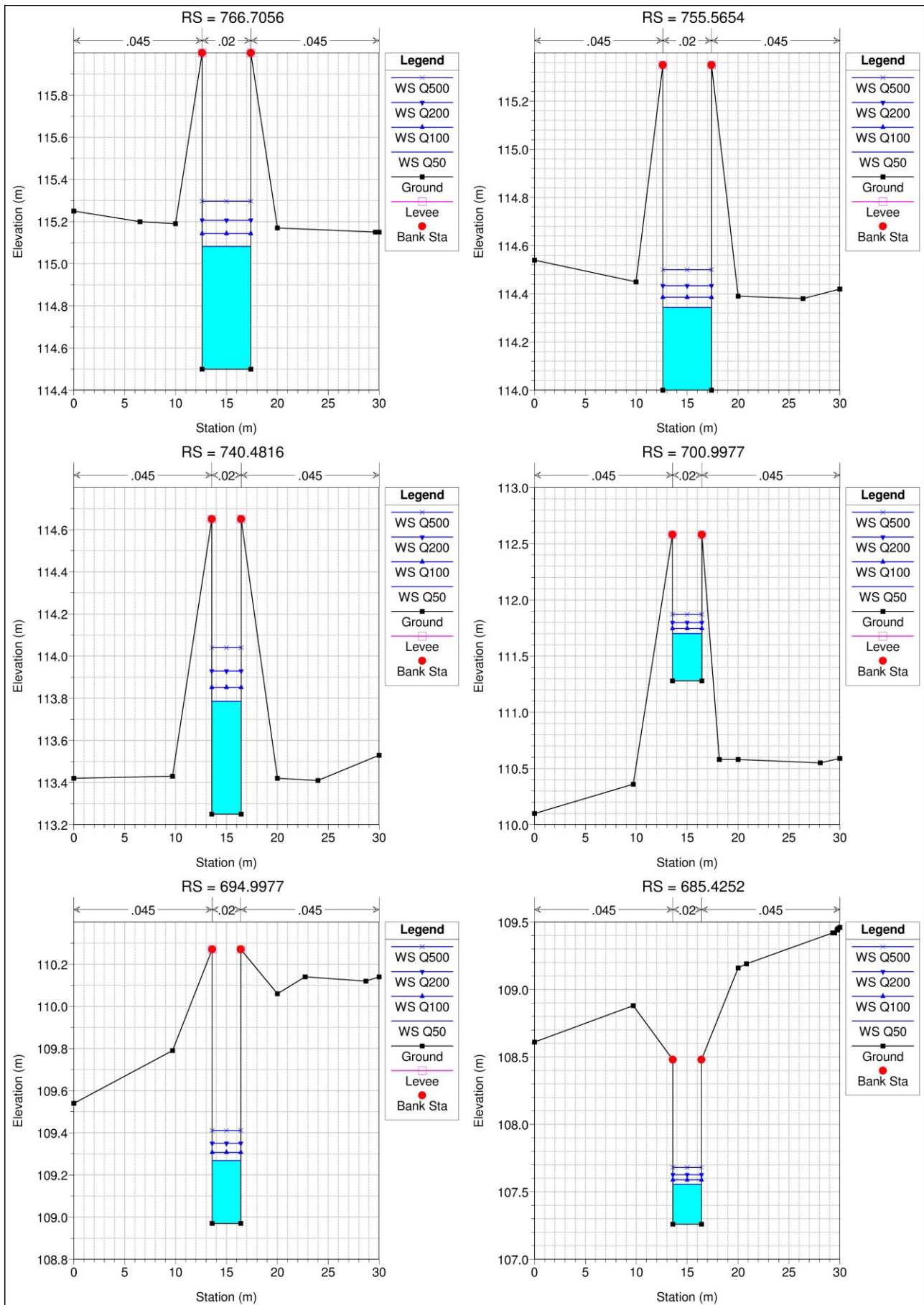
All. 1.2 - Tratto a monte dell'invaso

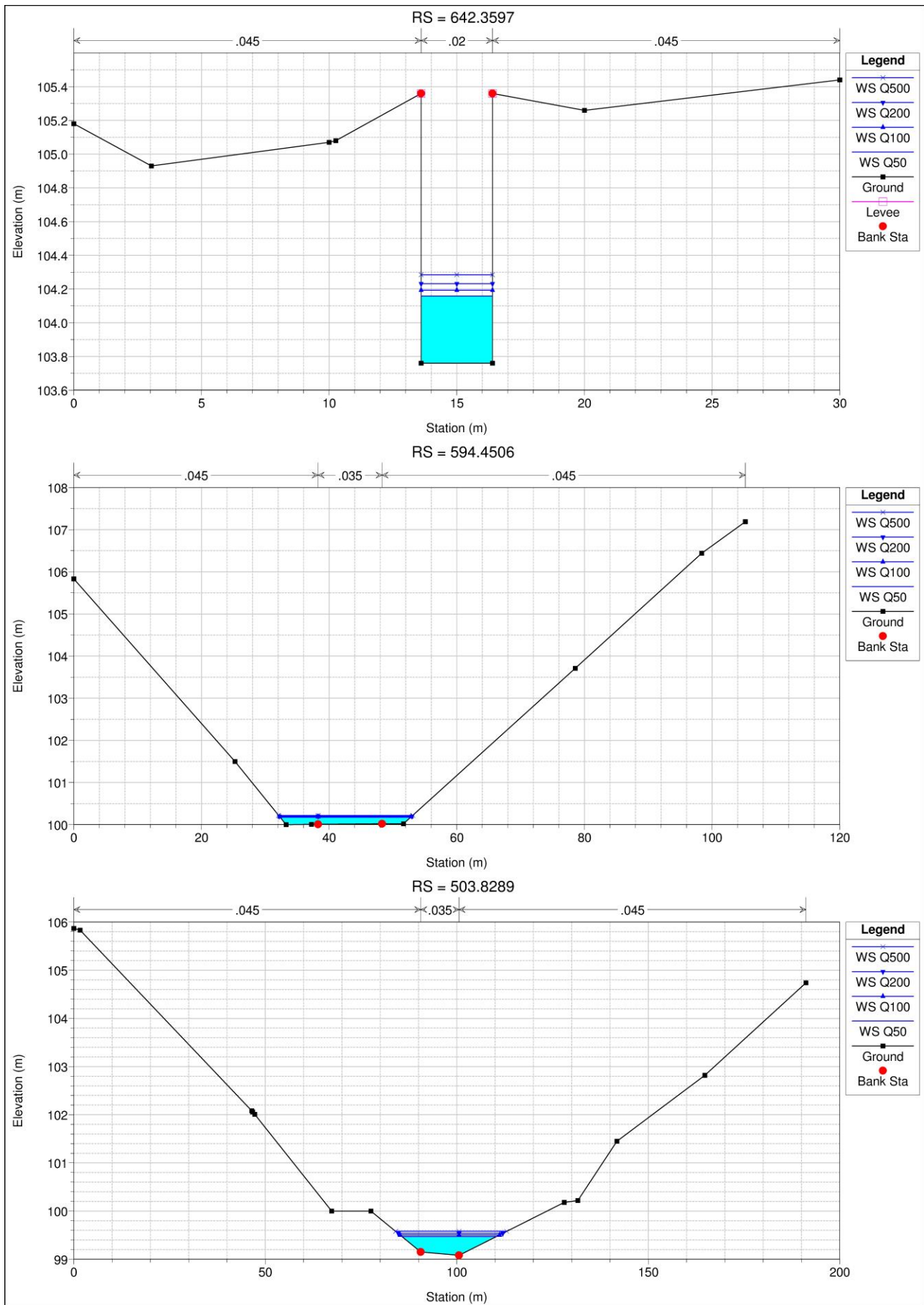


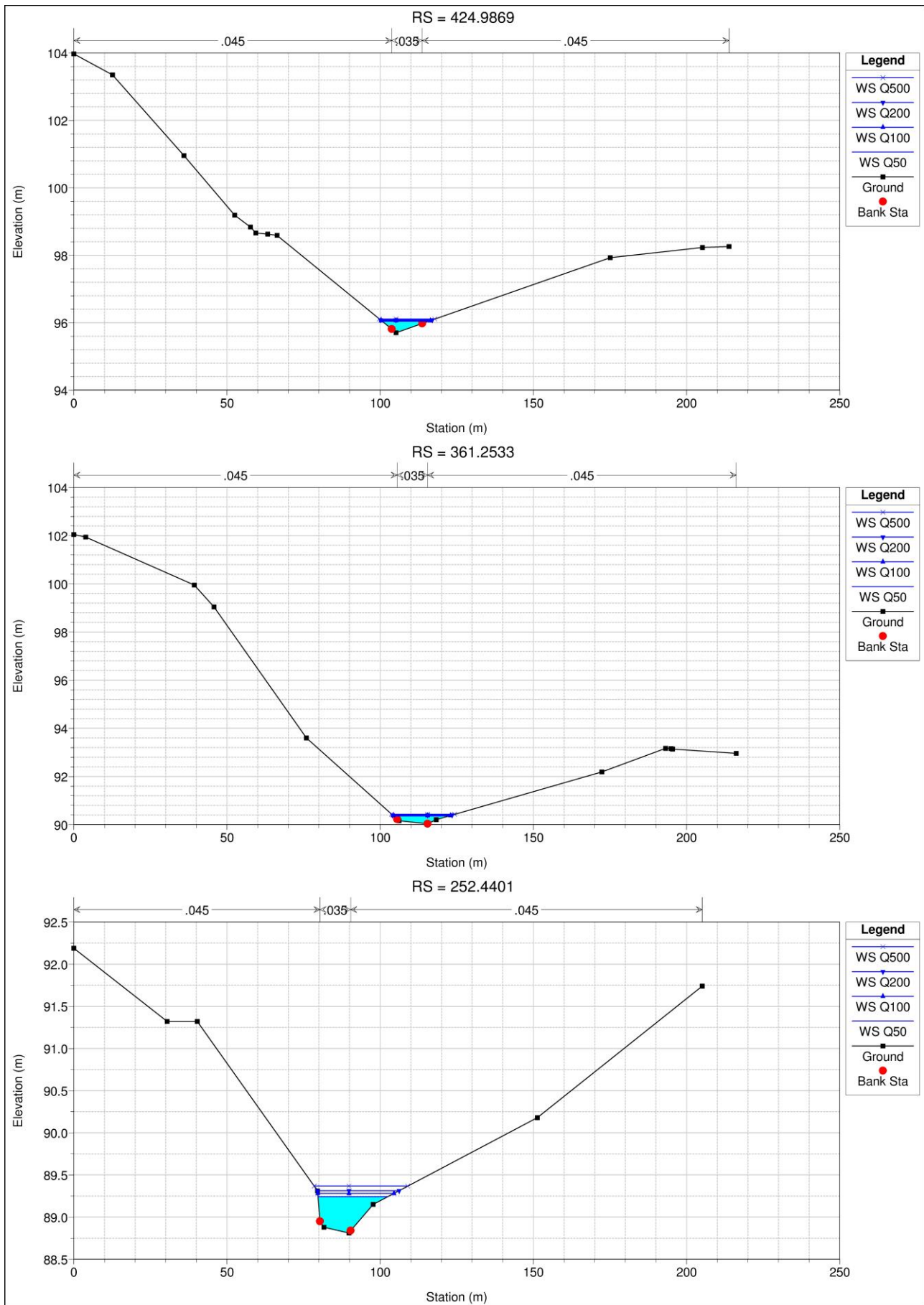


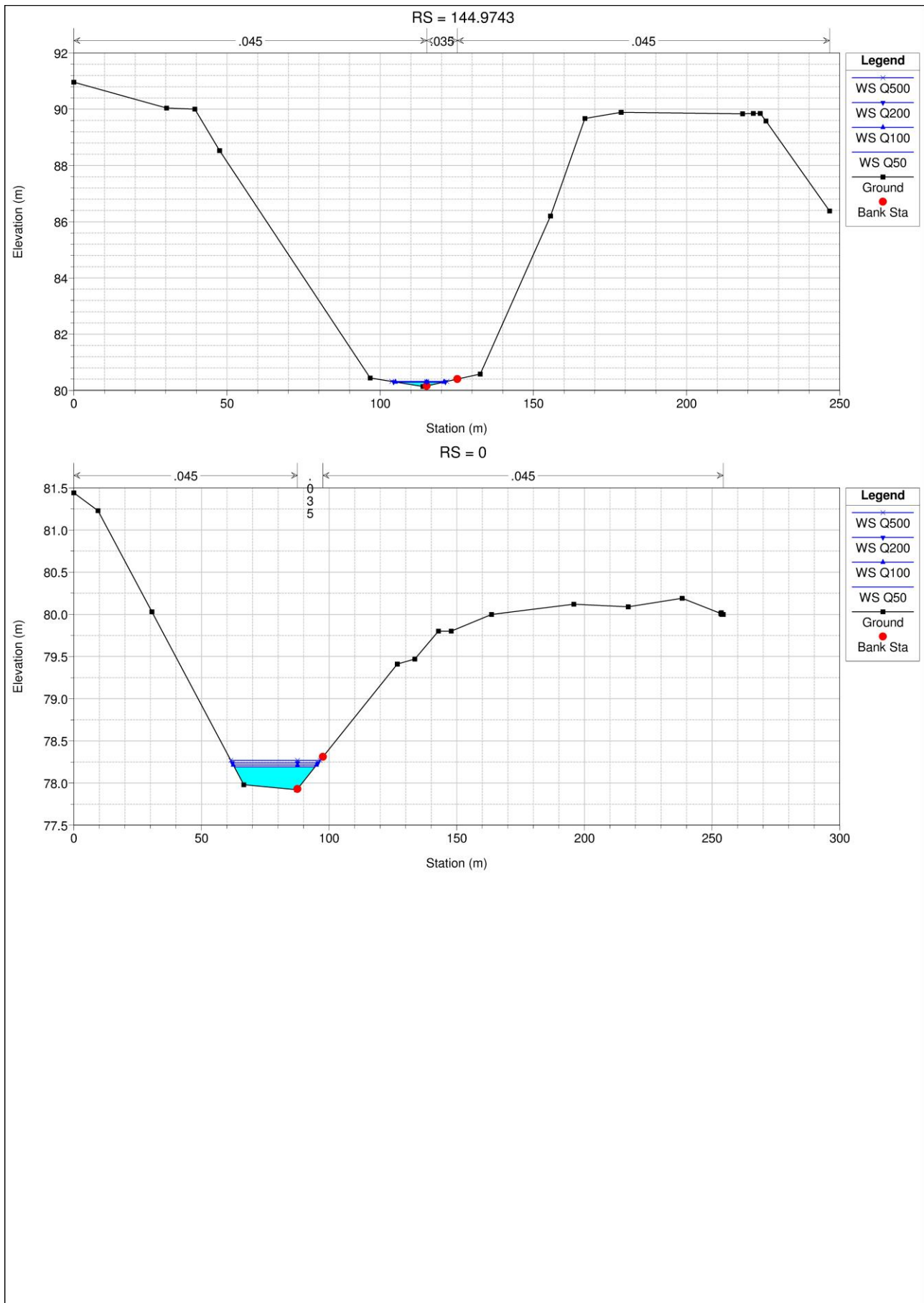


All. 1.3 - Tratto a valle dell'invaso



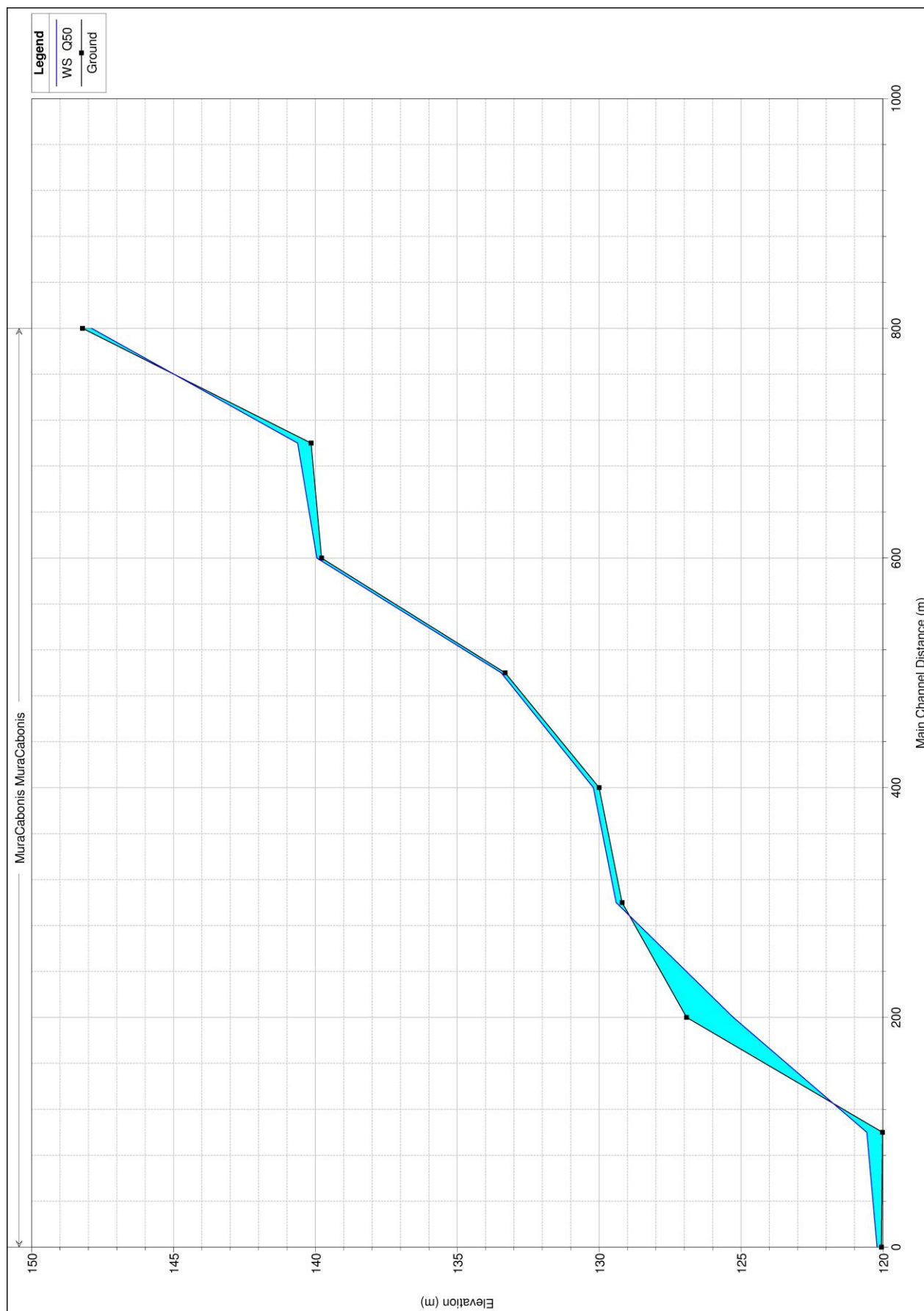




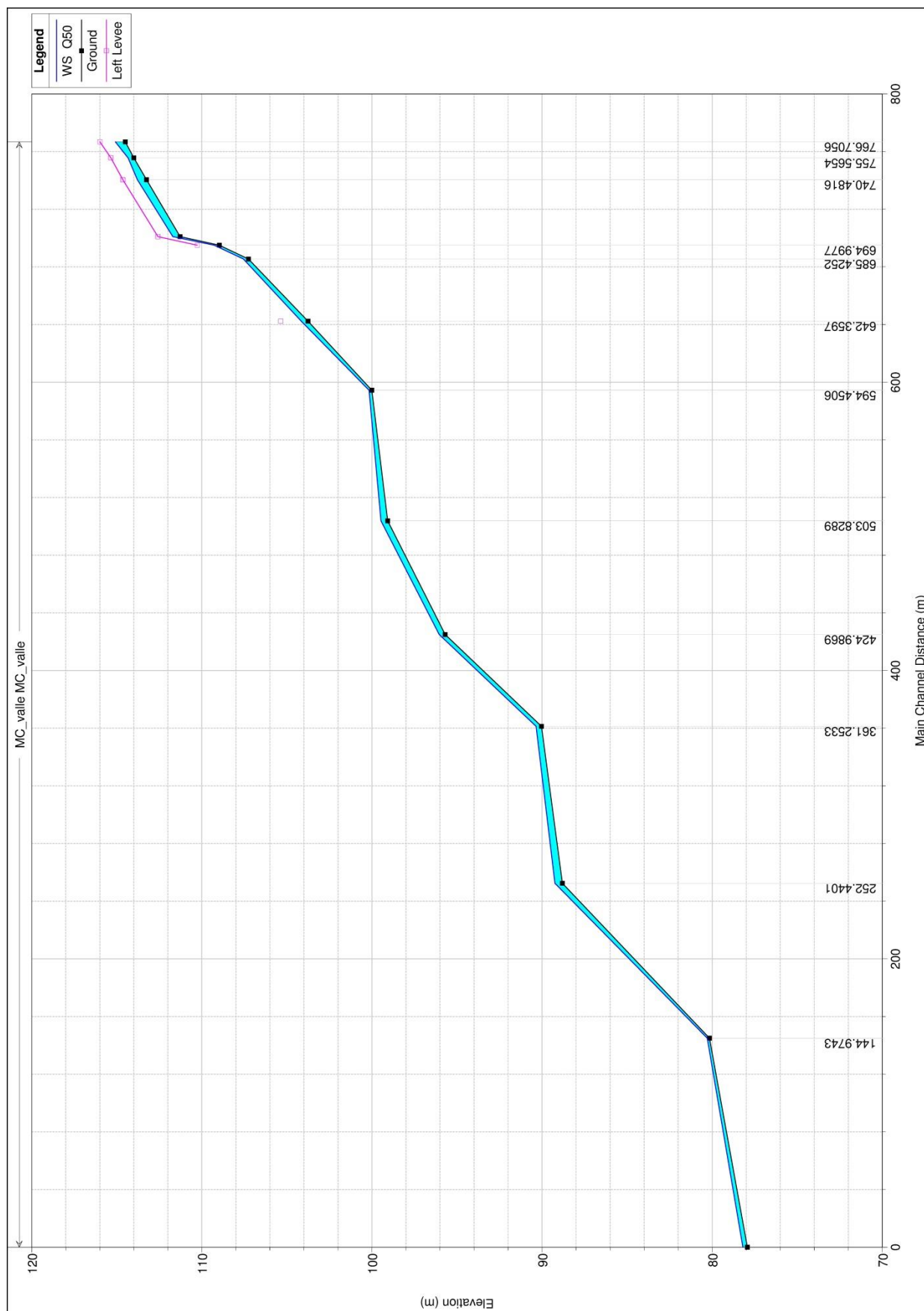


Allegato 2 – Profili idraulici nello scenario attuale

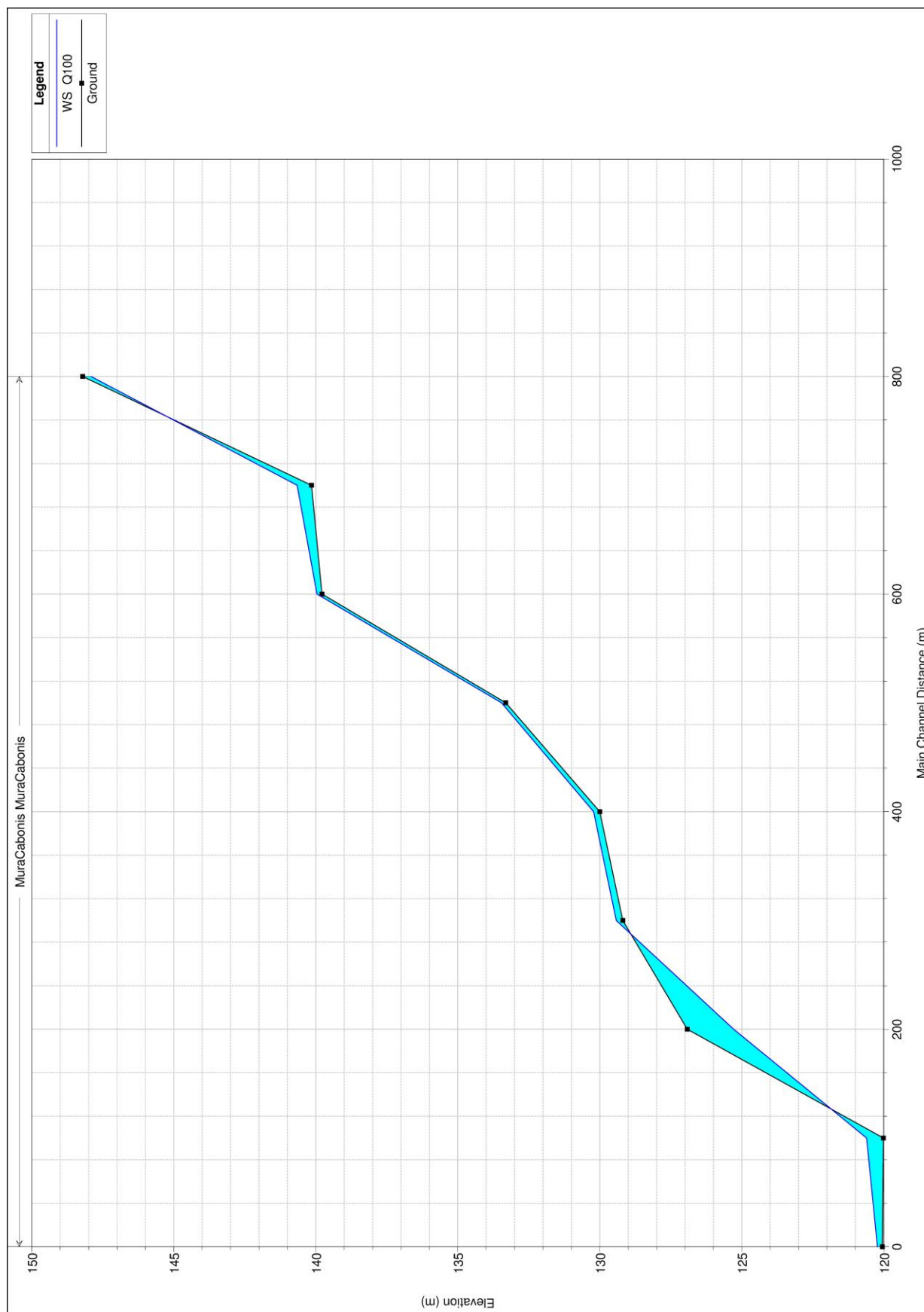
All. 2.1 - Tratto di monte – portata Q50



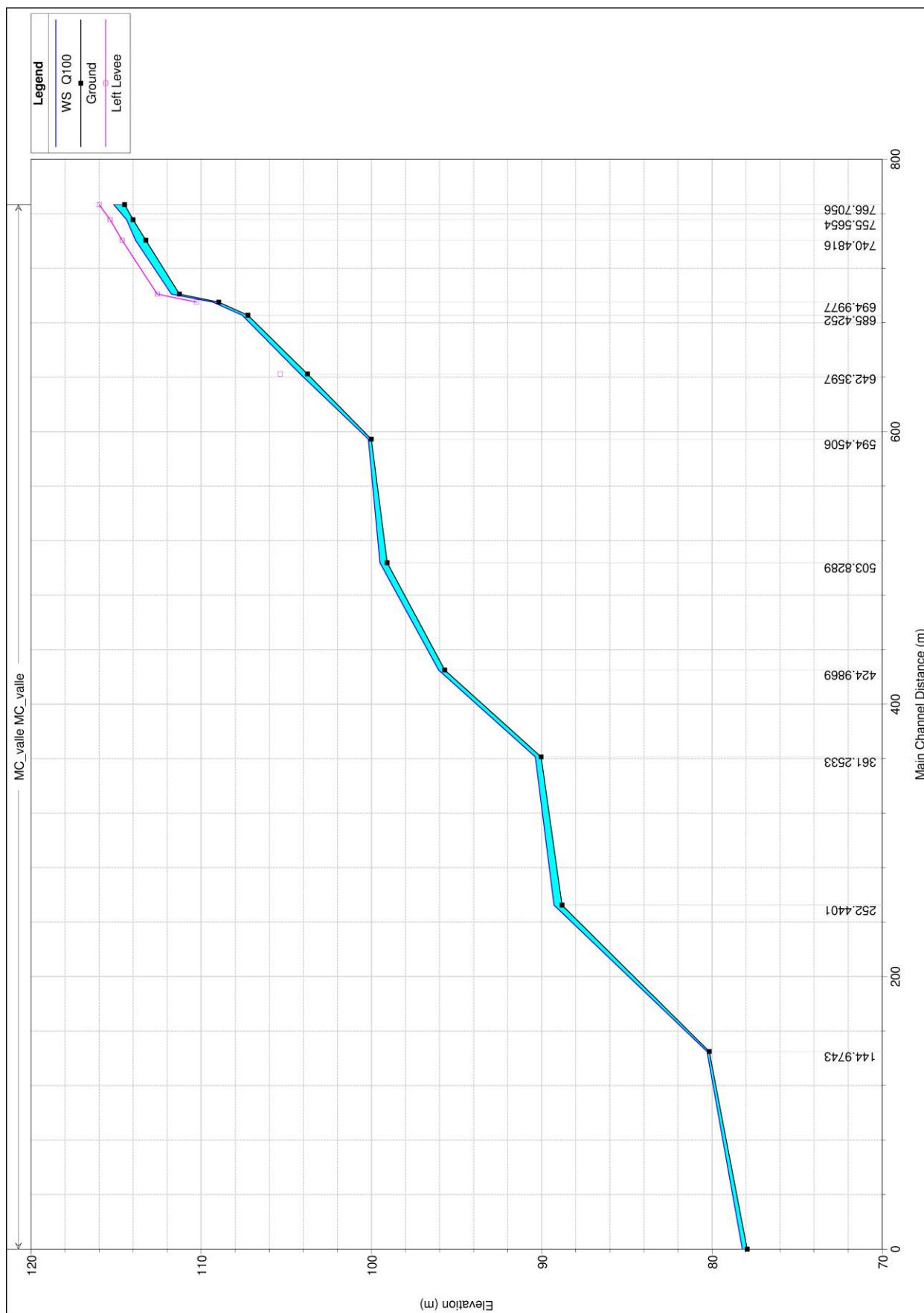
All. 2.2 - Tratto di valle – portata Q50



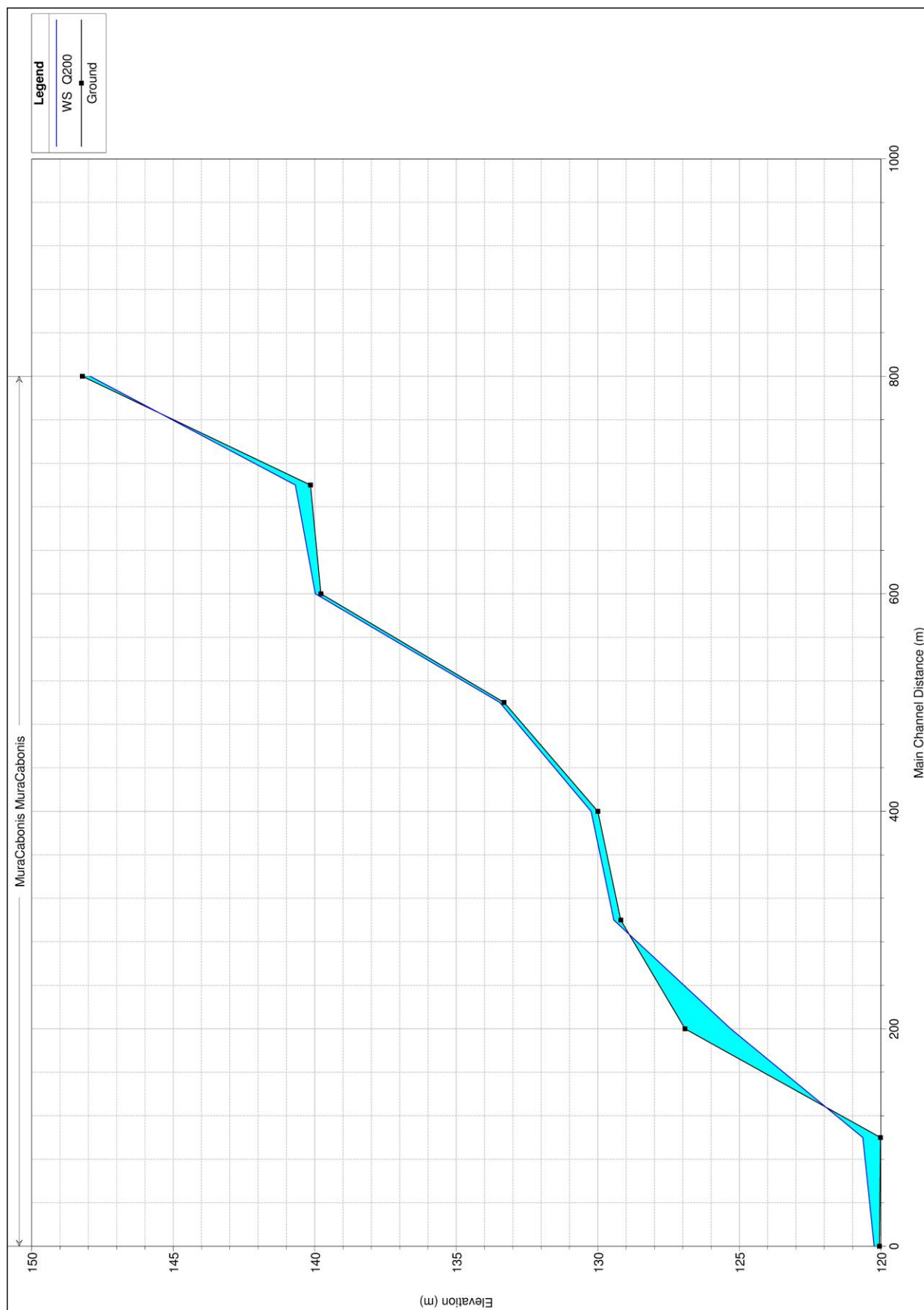
All. 2.3 - Tratto di monte – portata Q100



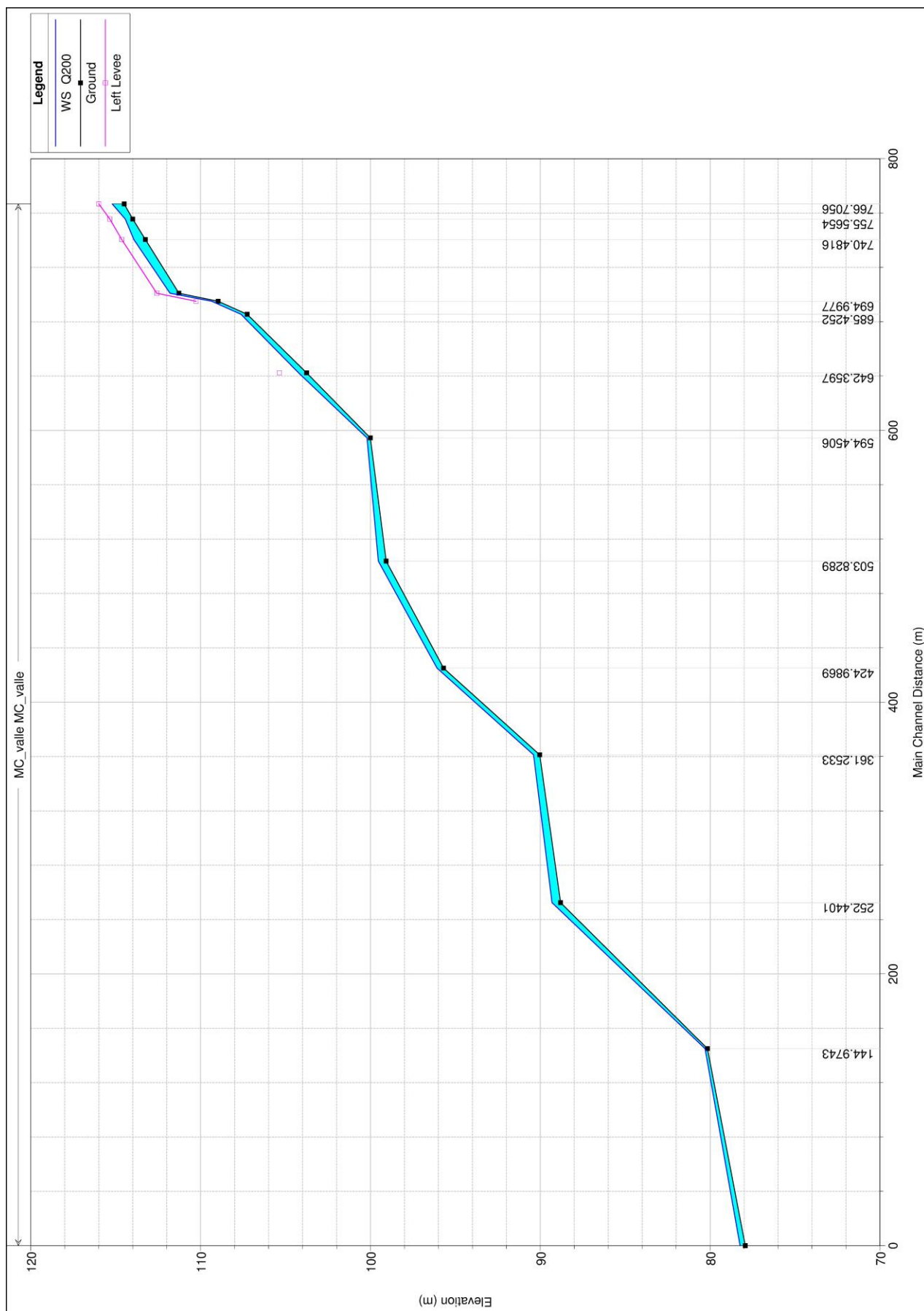
All. 2.4 - Tratto di valle – portata Q100



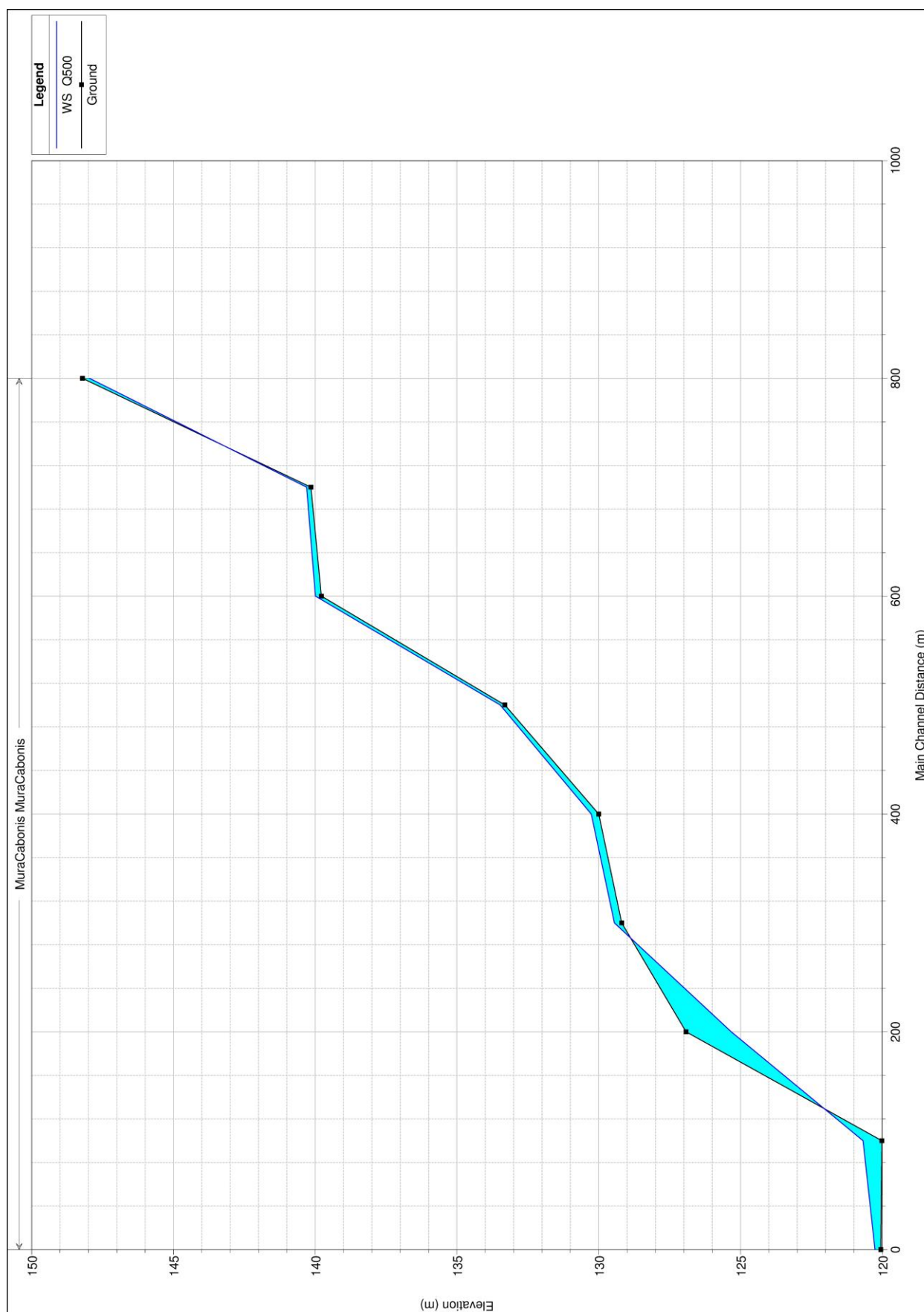
All. 2.5 - Tratto di monte – portata Q200



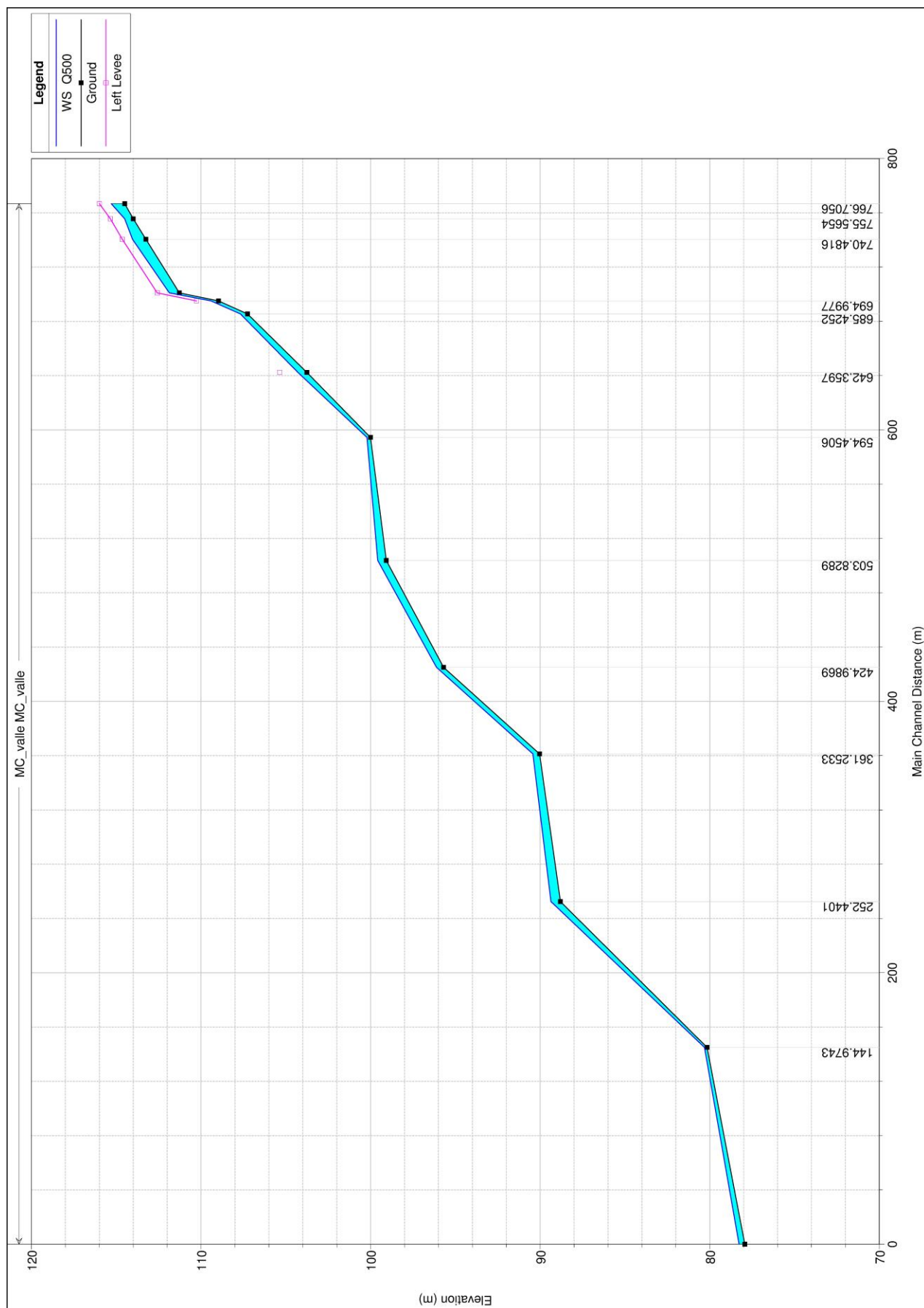
All. 2.6 - Tratto di valle – portata Q200



All. 2.7 - Tratto di monte – portata Q500



All. 2.8 - Tratto di valle – portata Q500



Allegato 3 – Tabulati numerici nello scenario attuale

All. 3.1 - Tratto a monte dell'invaso

HEC-RAS Plan: P00 River: MuraCaboris Reach: MuraCaboris														Froude # Chl	
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)				
MuraCaboris	800	Q50	7.54	148.21	147.89	147.89	147.98	0.035076		5.44	28.32			0.00	
MuraCaboris	800	Q100	8.81	148.21	147.91	147.91	148.02	0.034278		6.13	29.73			0.00	
MuraCaboris	800	Q200	10.08	148.21	147.93	147.93	148.04	0.033631		6.81	31.04			0.00	
MuraCaboris	800	Q500	11.80	148.21	147.96	147.96	148.08	0.032826		7.69	32.69			0.00	
MuraCaboris	700	Q50	7.54	140.15	140.62	140.40	140.65	0.002724	0.70	11.41	33.02			0.39	
MuraCaboris	700	Q100	8.81	140.15	140.66	140.42	140.69	0.002837	0.76	12.58	34.62			0.41	
MuraCaboris	700	Q200	10.08	140.15	140.69	140.46	140.72	0.003016	0.83	13.57	35.92			0.43	
MuraCaboris	700	Q500	11.80	140.15	140.30	140.49	141.04	0.024947	2.56	3.15	18.21			2.96	
MuraCaboris	600.0001	Q50	7.54	139.78	139.95	139.95	140.01	0.026703	1.26	7.28	63.41			1.08	
MuraCaboris	600.0001	Q100	8.81	139.78	139.96	139.96	140.03	0.026654	1.35	8.25	67.75			1.09	
MuraCaboris	600.0001	Q200	10.08	139.78	139.98	139.98	140.05	0.024074	1.38	9.56	73.22			1.06	
MuraCaboris	600.0001	Q500	11.80	139.78	140.00	140.00	140.07	0.023486	1.45	10.85	74.45			1.06	
MuraCaboris	500.0001	Q50	7.54	133.31	133.45	133.59	134.02	0.238176	3.70	2.35	18.91			3.19	
MuraCaboris	500.0001	Q100	8.81	133.31	133.46	133.61	134.09	0.229665	3.88	2.63	19.26			3.19	
MuraCaboris	500.0001	Q200	10.08	133.31	133.46	133.64	134.26	0.284964	4.37	2.68	19.32			3.56	
MuraCaboris	500.0001	Q500	11.80	133.31	133.48	133.67	134.37	0.280940	4.62	2.98	19.70			3.59	
MuraCaboris	400	Q50	7.54	130.00	130.20	130.10	130.21	0.003668	0.60	16.00	81.54			0.42	
MuraCaboris	400	Q100	8.81	130.00	130.22	130.11	130.23	0.003731	0.64	17.52	81.97			0.43	
MuraCaboris	400	Q200	10.08	130.00	130.24	130.12	130.25	0.003727	0.67	19.04	82.39			0.44	
MuraCaboris	400	Q500	11.80	130.00	130.26	130.13	130.28	0.003767	0.72	20.91	82.90			0.45	
MuraCaboris	300	Q50	7.54	129.19	129.40	129.40	129.46	0.022982	1.44	8.12	70.29			1.05	
MuraCaboris	300	Q100	8.81	129.19	129.42	129.42	129.48	0.021998	1.49	9.33	75.34			1.04	
MuraCaboris	300	Q200	10.08	129.19	129.43	129.43	129.50	0.022388	1.56	10.29	79.13			1.06	
MuraCaboris	300	Q500	11.80	129.19	129.45	129.45	129.52	0.022033	1.63	11.70	84.41			1.07	
MuraCaboris	200	Q50	7.54	126.92	125.27	125.32	125.45	0.085101		4.03	25.97			0.00	
MuraCaboris	200	Q100	8.81	126.92	125.28	125.35	125.49	0.091275		4.41	27.17			0.00	
MuraCaboris	200	Q200	10.08	126.92	125.30	125.37	125.52	0.087498		4.96	28.80			0.00	
MuraCaboris	200	Q500	11.80	126.92	125.32	125.40	125.56	0.089001		5.54	30.46			0.00	
MuraCaboris	100	Q50	7.54	120.01	120.57	120.25	120.58	0.001124	0.65	15.61	36.45			0.28	
MuraCaboris	100	Q100	8.81	120.01	120.61	120.27	120.62	0.001215	0.70	16.95	37.56			0.29	
MuraCaboris	100	Q200	10.08	120.01	120.64	120.30	120.66	0.001299	0.76	18.21	38.57			0.30	
MuraCaboris	100	Q500	11.80	120.01	120.68	120.33	120.70	0.001392	0.82	19.88	39.86			0.32	
MuraCaboris	0	Q50	7.54	120.05	120.21	120.21	120.27	0.027886	1.23	7.06	58.07			1.08	
MuraCaboris	0	Q100	8.81	120.05	120.22	120.22	120.29	0.026267	1.29	8.11	62.01			1.07	
MuraCaboris	0	Q200	10.08	120.05	120.24	120.24	120.31	0.025896	1.37	9.02	65.23			1.08	
MuraCaboris	0	Q500	11.80	120.05	120.26	120.26	120.33	0.025082	1.45	10.27	69.45			1.09	

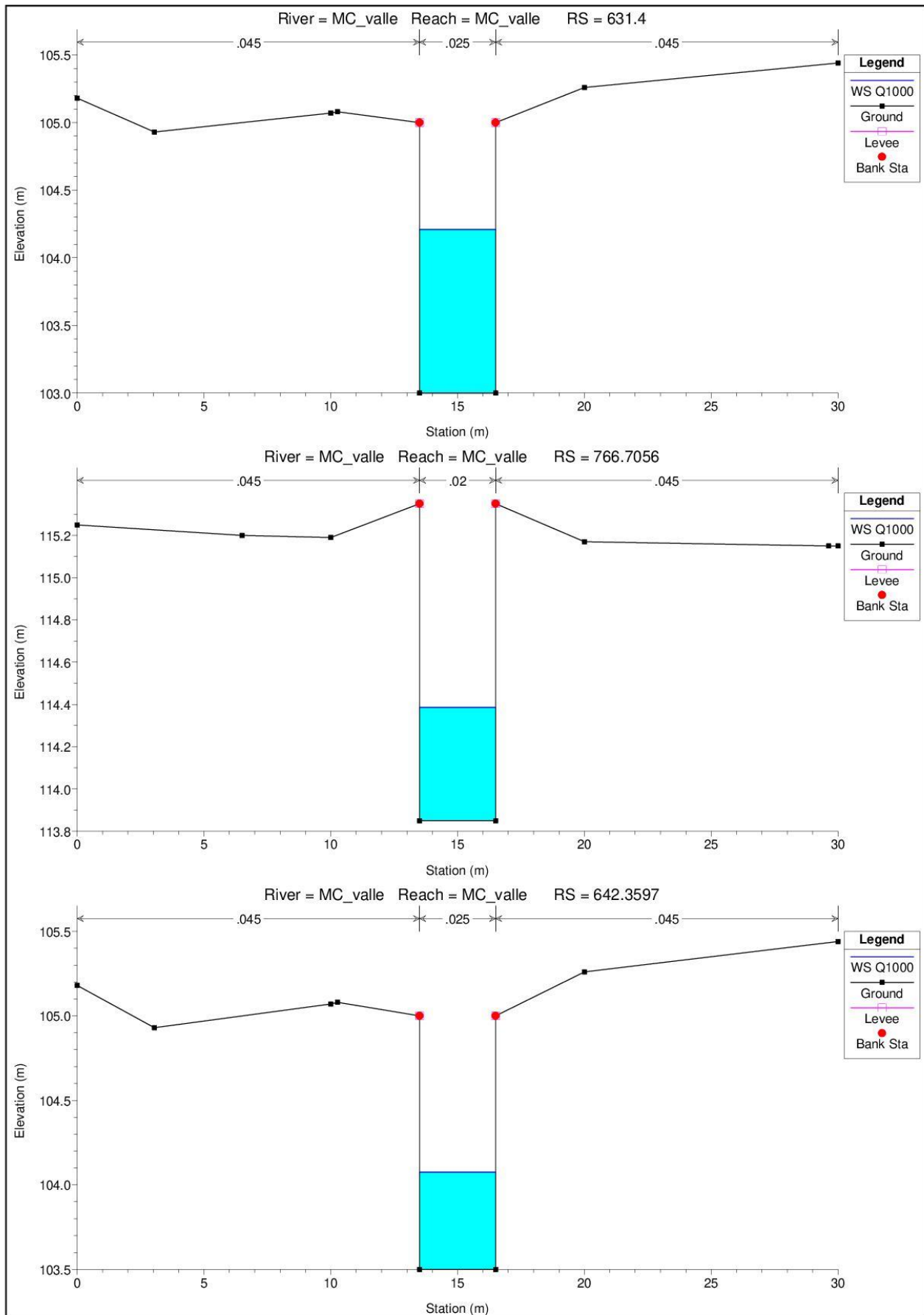
All. 3.2 - Tratto a valle dell'invaso

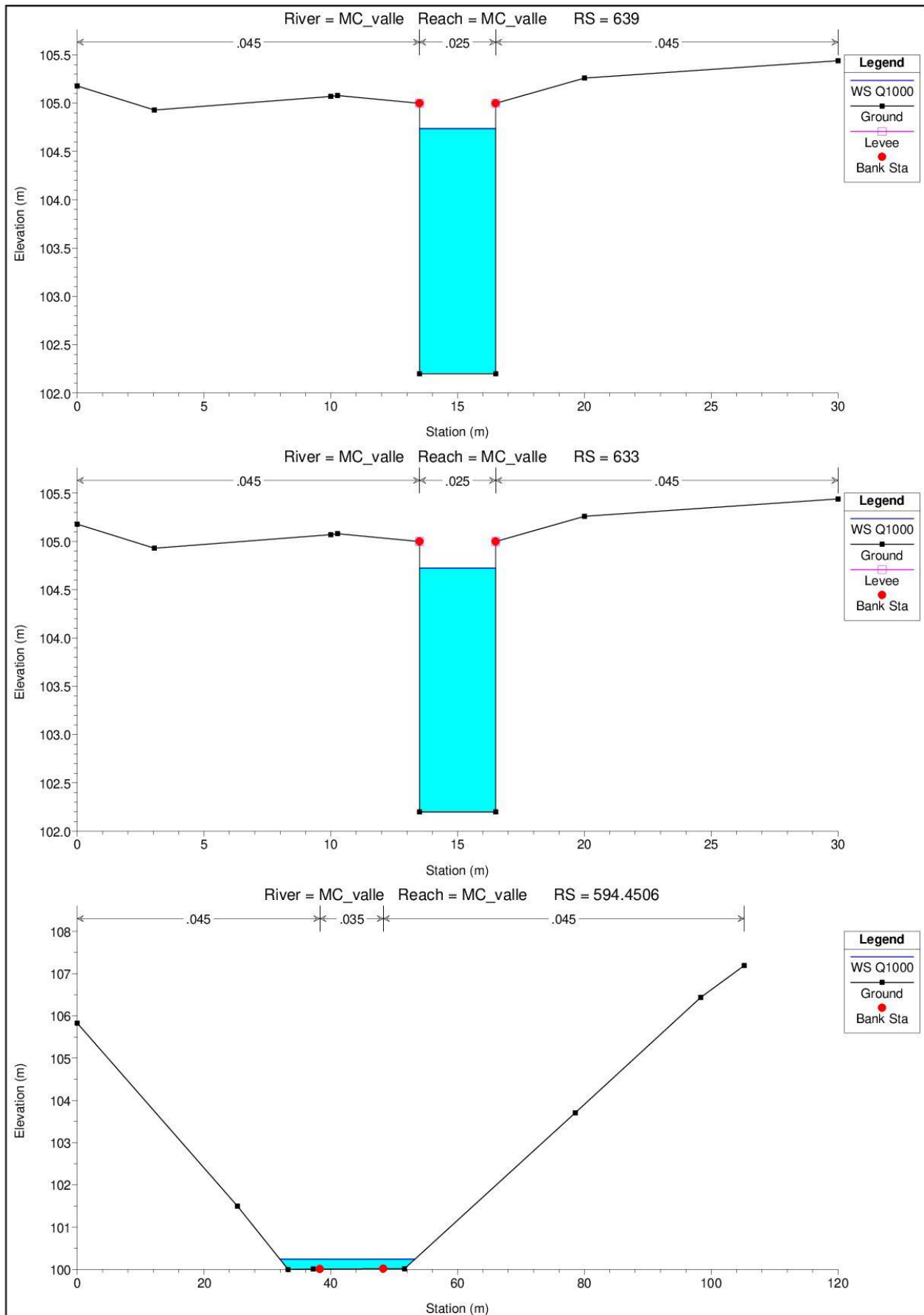
HEC-RAS Plan: Ante River: MC_valle Reach: MC_valle

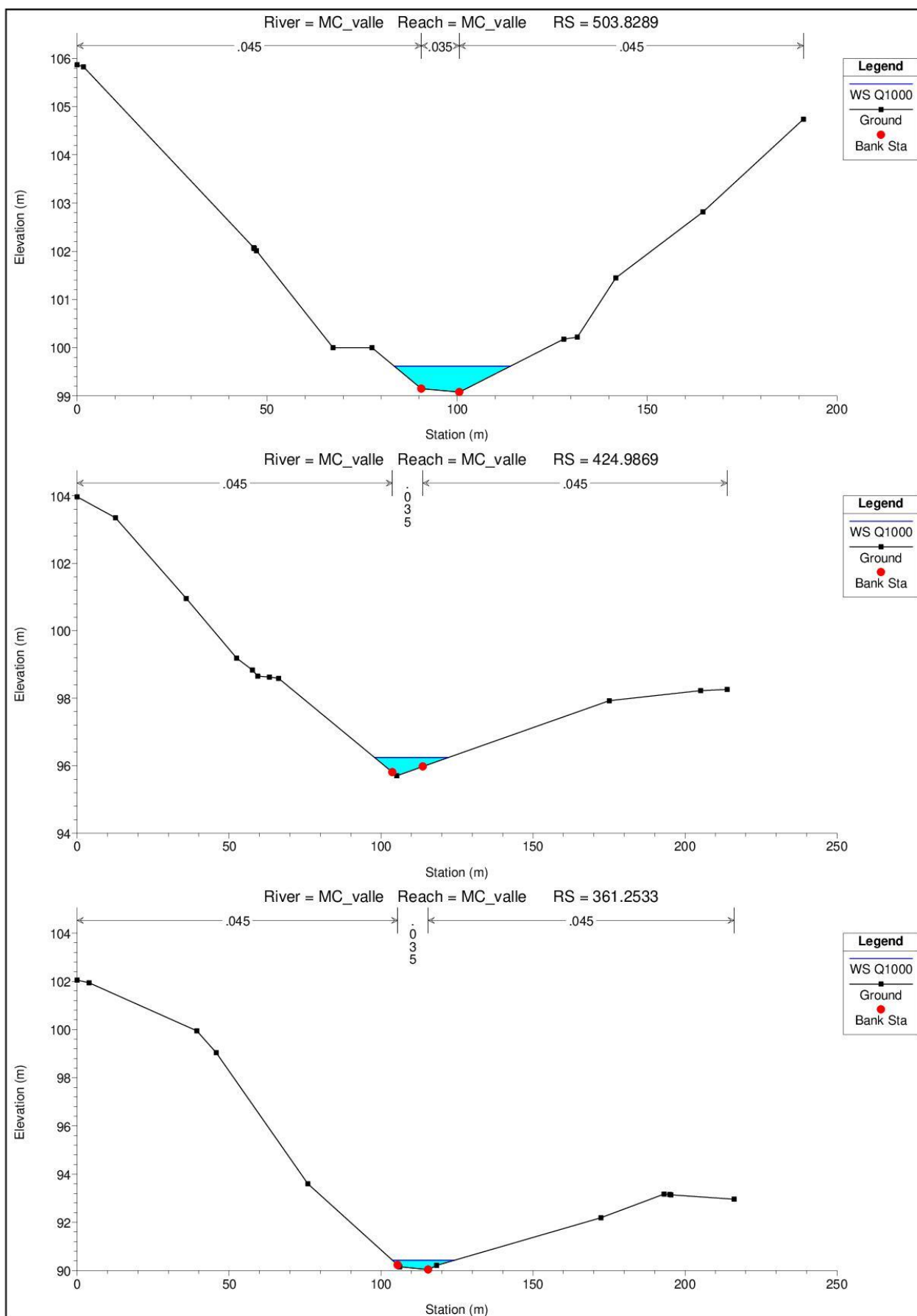
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
MC_valle	766.7056	Q50	6.70	114.50	115.08	115.08	115.38	0.006302	2.40	2.80	4.80	1.00
MC_valle	766.7056	Q100	7.73	114.50	115.14	115.14	115.46	0.006208	2.51	3.09	4.80	1.00
MC_valle	766.7056	Q200	8.94	114.50	115.21	115.21	115.56	0.006225	2.64	3.39	4.80	1.00
MC_valle	766.7056	Q500	10.66	114.50	115.30	115.30	115.69	0.006169	2.79	3.82	4.80	1.00
MC_valle	755.5654	Q50	6.70	114.00	114.34	114.58	115.19	0.032804	4.06	1.65	4.80	2.21
MC_valle	755.5654	Q100	7.73	114.00	114.39	114.64	115.28	0.030326	4.18	1.85	4.80	2.15
MC_valle	755.5654	Q200	8.94	114.00	114.43	114.71	115.37	0.028045	4.29	2.08	4.80	2.08
MC_valle	755.5654	Q500	10.66	114.00	114.50	114.79	115.51	0.025621	4.44	2.40	4.80	2.01
MC_valle	740.4816	Q50	6.70	113.25	113.79	114.06	114.73	0.026060	4.32	1.55	2.90	1.88
MC_valle	740.4816	Q100	7.73	113.25	113.85	114.15	114.85	0.024583	4.43	1.74	2.90	1.83
MC_valle	740.4816	Q200	8.94	113.25	113.93	114.24	114.98	0.023062	4.54	1.97	2.90	1.76
MC_valle	740.4816	Q500	10.66	113.25	114.04	114.36	115.14	0.021178	4.65	2.29	2.90	1.67
MC_valle	700.9977	Q50	6.70	111.28	111.70	112.10	113.24	0.053978	5.50	1.22	2.90	2.71
MC_valle	700.9977	Q100	7.73	111.28	111.75	112.18	113.42	0.052629	5.72	1.35	2.90	2.68
MC_valle	700.9977	Q200	8.94	111.28	111.80	112.27	113.60	0.051078	5.95	1.50	2.90	2.64
MC_valle	700.9977	Q500	10.66	111.28	111.87	112.39	113.84	0.049045	6.21	1.72	2.90	2.58
MC_valle	694.9977	Q50	6.70	108.97	109.27	109.81	112.54	0.166644	8.01	0.84	2.80	4.68
MC_valle	694.9977	Q100	7.73	108.97	109.31	109.89	112.74	0.153290	8.20	0.94	2.80	4.52
MC_valle	694.9977	Q200	8.94	108.97	109.35	109.98	112.94	0.141037	8.40	1.06	2.80	4.35
MC_valle	694.9977	Q500	10.66	108.97	109.41	110.27	113.21	0.127791	8.63	1.24	2.80	4.15
MC_valle	685.4252	Q50	6.70	107.26	107.56	108.09	110.91	0.173047	8.11	0.83	2.80	4.77
MC_valle	685.4252	Q100	7.73	107.26	107.59	108.18	111.20	0.165605	8.41	0.92	2.80	4.69
MC_valle	685.4252	Q200	8.94	107.26	107.63	108.27	111.49	0.157585	8.71	1.03	2.80	4.59
MC_valle	685.4252	Q500	10.66	107.26	107.68	108.40	111.86	0.147588	9.05	1.18	2.80	4.46
MC_valle	642.3597	Q50	6.70	103.76	104.16	104.60	106.00	0.068789	6.01	1.12	2.80	3.04
MC_valle	642.3597	Q100	7.73	103.76	104.19	104.68	106.27	0.071088	6.38	1.21	2.80	3.09
MC_valle	642.3597	Q200	8.94	103.76	104.23	104.77	106.57	0.073440	6.77	1.32	2.80	3.15
MC_valle	642.3597	Q500	10.66	103.76	104.28	104.90	106.97	0.076126	7.26	1.47	2.80	3.20
MC_valle	594.4506	Q50	9.01	100.01	100.18	100.30	100.62	0.150639	3.28	3.15	20.45	2.61
MC_valle	594.4506	Q100	10.43	100.01	100.19	100.33	100.69	0.153930	3.50	3.43	20.62	2.68
MC_valle	594.4506	Q200	12.03	100.01	100.20	100.36	100.78	0.158811	3.74	3.72	20.79	2.75
MC_valle	594.4506	Q500	14.28	100.01	100.22	100.40	100.89	0.166060	4.06	4.08	21.01	2.86
MC_valle	503.8289	Q50	9.01	99.08	99.47	99.47	99.61	0.016210	1.83	6.27	24.70	0.98
MC_valle	503.8289	Q100	10.43	99.08	99.50	99.50	99.65	0.015708	1.90	7.07	25.96	0.98
MC_valle	503.8289	Q200	12.03	99.08	99.54	99.54	99.69	0.015244	1.98	7.94	27.28	0.98
MC_valle	503.8289	Q500	14.28	99.08	99.58	99.58	99.74	0.014847	2.08	9.11	28.96	0.98
MC_valle	424.9869	Q50	9.01	95.70	96.05	96.23	96.73	0.134739	3.79	2.61	15.22	2.60
MC_valle	424.9869	Q100	10.43	95.70	96.06	96.26	96.82	0.135584	4.01	2.89	16.03	2.64
MC_valle	424.9869	Q200	12.03	95.70	96.08	96.30	96.92	0.134658	4.22	3.22	16.92	2.66
MC_valle	424.9869	Q500	14.28	95.70	96.11	96.34	97.03	0.132948	4.47	3.68	18.09	2.69
MC_valle	361.2533	Q50	9.01	90.04	90.36	90.48	90.75	0.067186	2.96	3.55	17.97	1.88
MC_valle	361.2533	Q100	10.43	90.04	90.38	90.51	90.81	0.067304	3.12	3.94	18.73	1.91
MC_valle	361.2533	Q200	12.03	90.04	90.40	90.55	90.88	0.067968	3.30	4.35	19.50	1.94
MC_valle	361.2533	Q500	14.28	90.04	90.43	90.60	90.97	0.068986	3.53	4.89	20.49	1.98
MC_valle	252.4401	Q50	9.01	88.81	89.24	89.24	89.39	0.015032	1.87	6.01	22.73	0.96
MC_valle	252.4401	Q100	10.43	88.81	89.28	89.28	89.44	0.013925	1.92	6.95	24.88	0.93
MC_valle	252.4401	Q200	12.03	88.81	89.31	89.31	89.48	0.013941	2.01	7.78	26.70	0.95
MC_valle	252.4401	Q500	14.28	88.81	89.37	89.37	89.54	0.012633	2.06	9.33	30.57	0.92
MC_valle	144.9743	Q50	9.01	80.16	80.29	80.50	83.43	3.282181	8.33	1.15	15.13	10.47
MC_valle	144.9743	Q100	10.43	80.16	80.30	80.53	83.82	3.452657	8.85	1.26	15.82	10.83
MC_valle	144.9743	Q200	12.03	80.16	80.31	80.55	83.88	3.177705	8.95	1.44	16.94	10.53
MC_valle	144.9743	Q500	14.28	80.16	80.32	80.58	84.35	3.317572	9.54	1.61	17.90	10.87
MC_valle	0	Q50	9.01	77.93	78.19	78.19	78.29	0.031179	1.30	6.37	31.61	1.15
MC_valle	0	Q100	10.43	77.93	78.21	78.21	78.32	0.030146	1.35	7.10	32.61	1.14
MC_valle	0	Q200	12.03	77.93	78.24	78.24	78.36	0.029292	1.40	7.89	33.65	1.14
MC_valle	0	Q500	14.28	77.93	78.27	78.27	78.40	0.028263	1.47	8.96	35.03	1.14

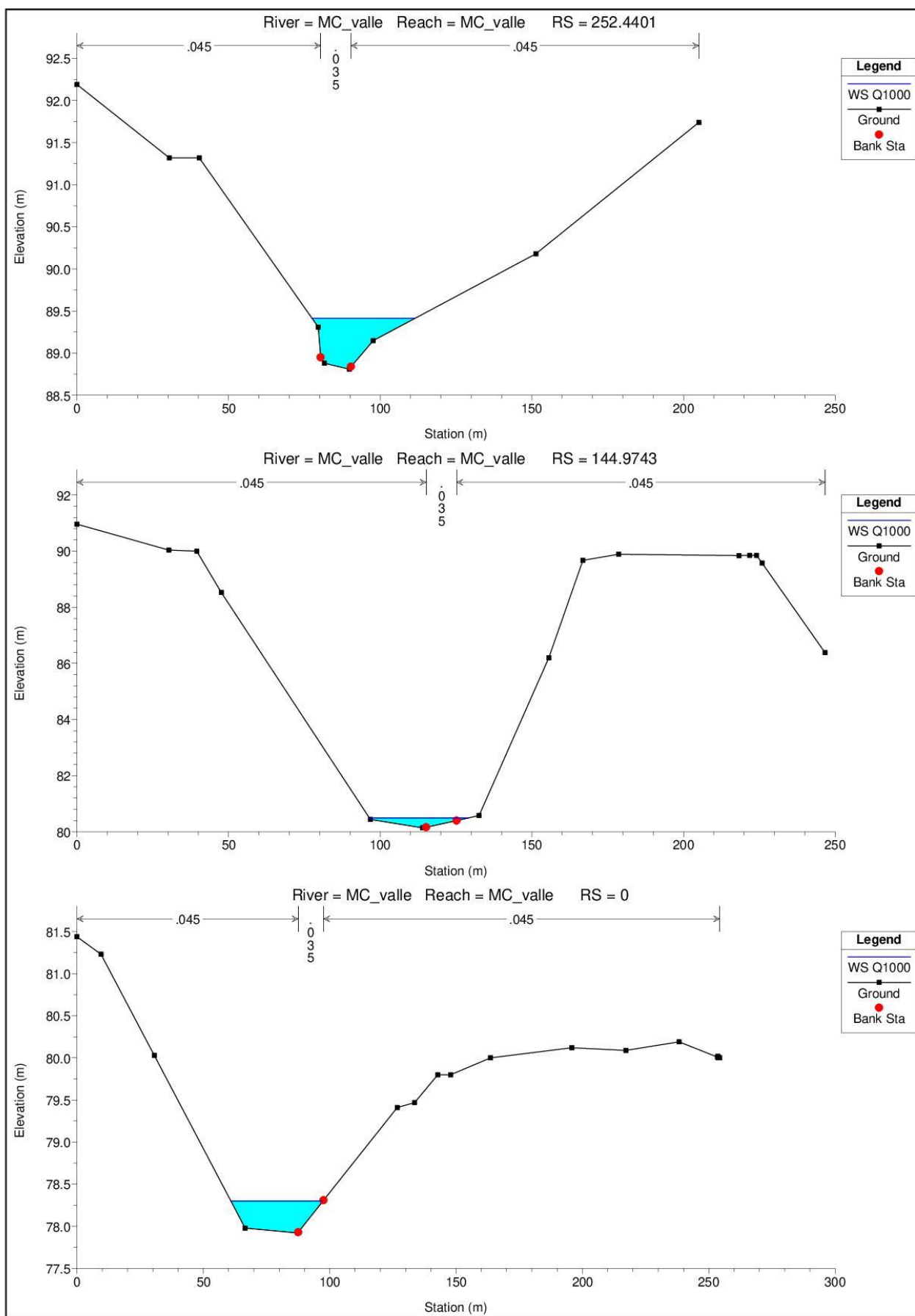
Allegato 4 – Sezioni idrauliche nello scenario di progetto

Tratto a valle dell'invaso



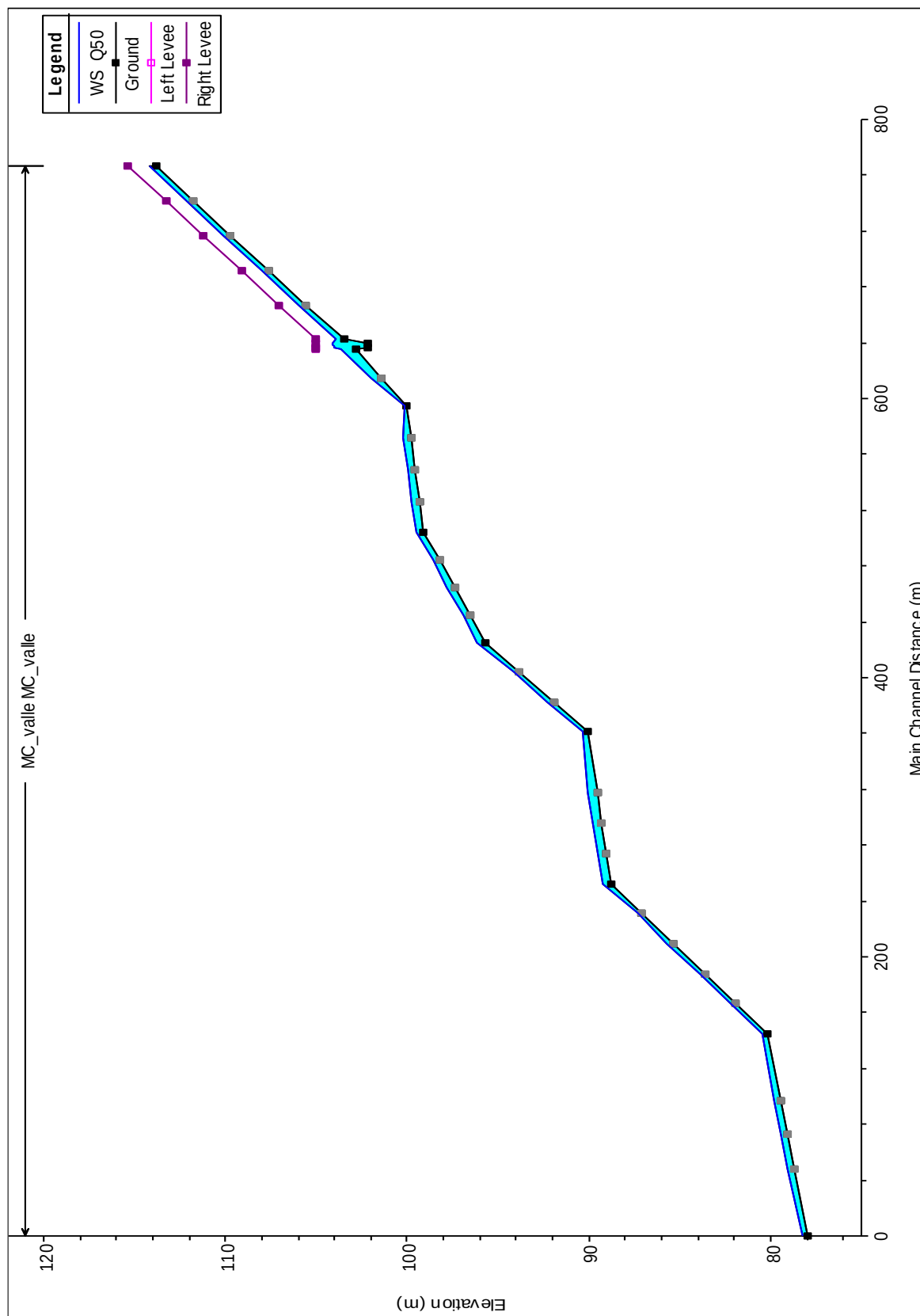




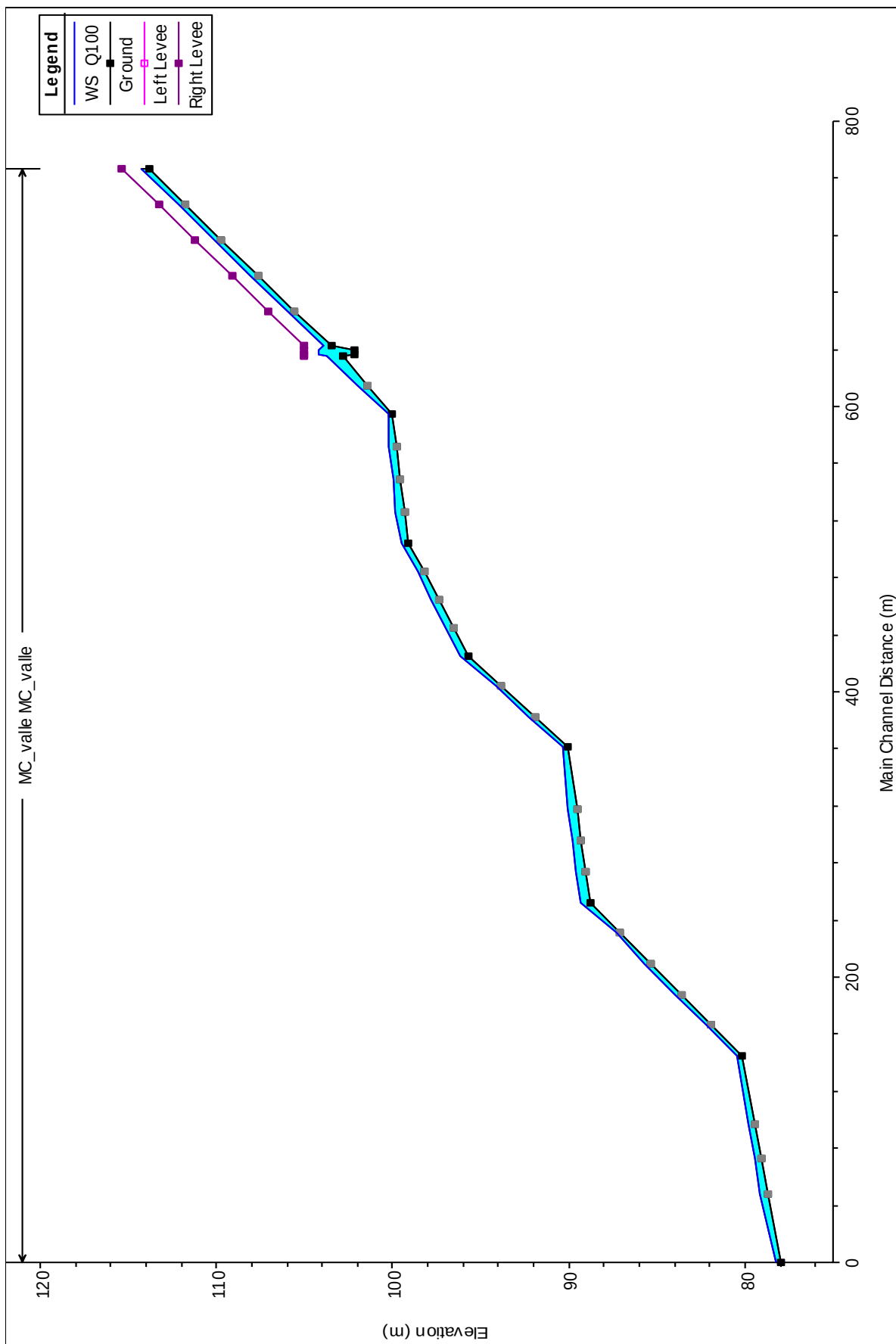


Allegato 5 – Profili idraulici nello scenario di progetto

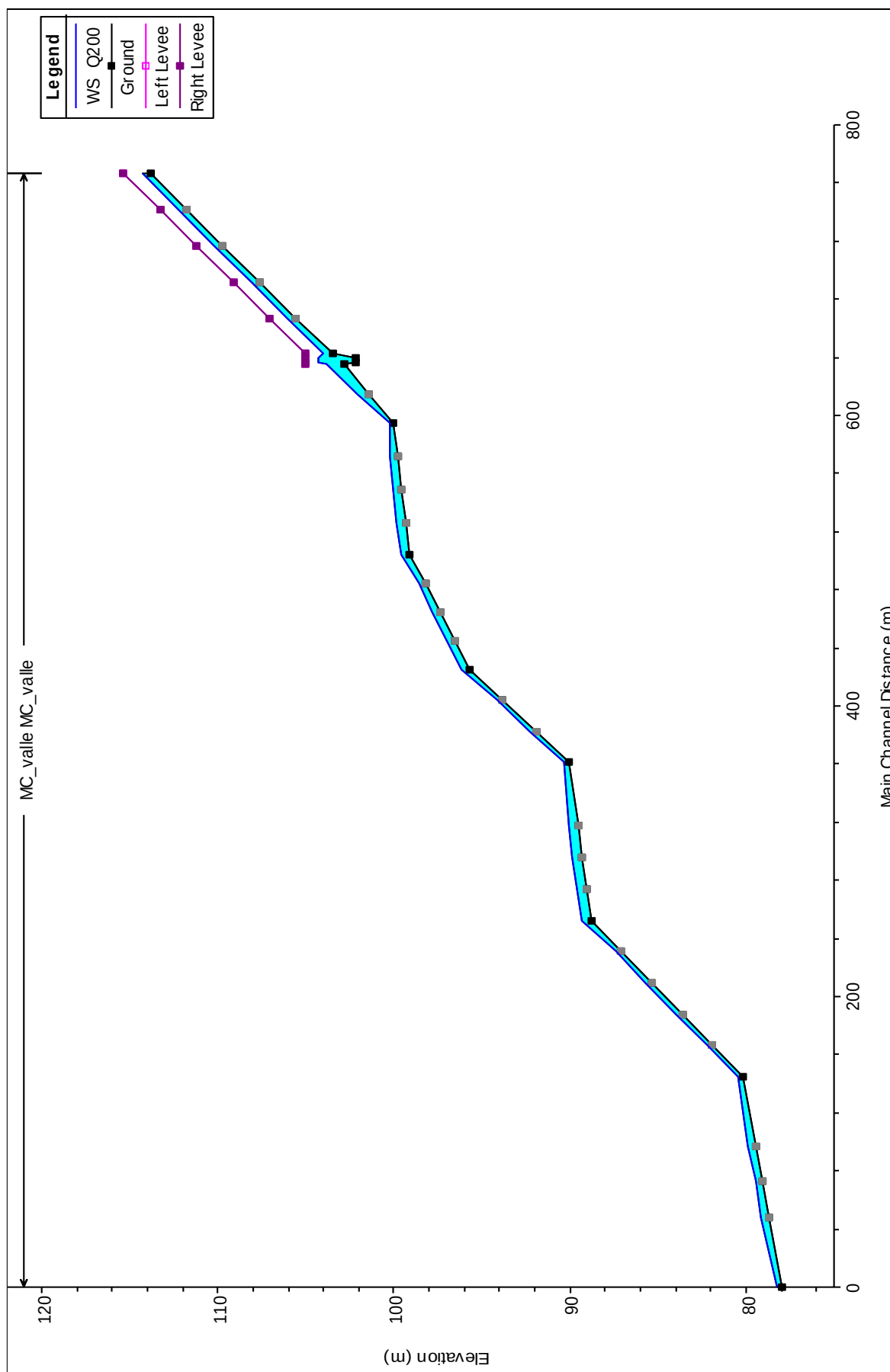
All. 5.1 - Tratto di valle – portata Q50



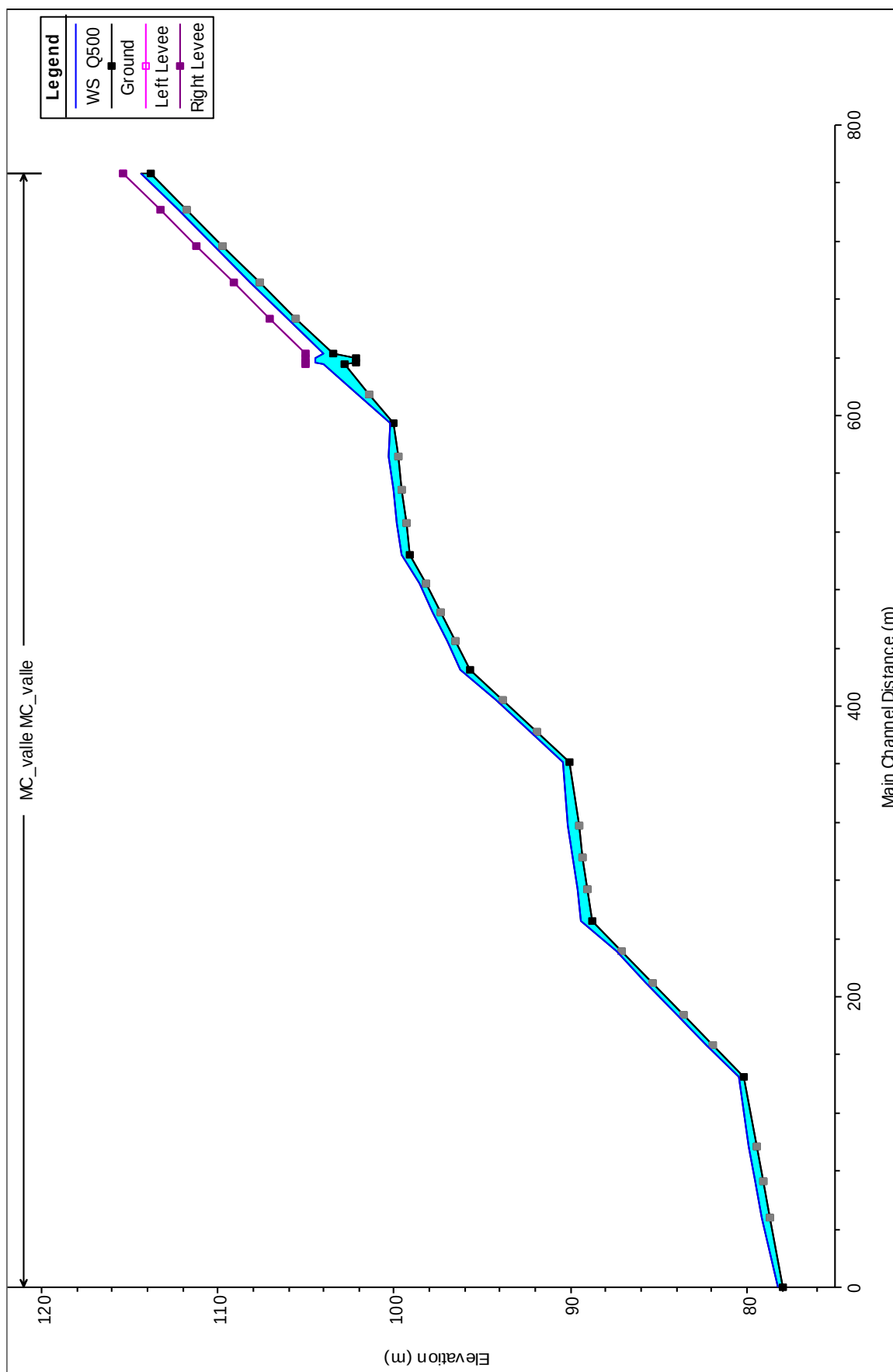
All. 5.2 - Tratto di valle – portata Q100



All. 5.3 - Tratto di valle – portata Q200



All. 5.4 - Tratto di valle – portata Q500



Allegato 6 – Tabulati numerici nello scenario di progetto

Tratto a valle dell'invaso

HEC-RAS Plan: Plan 08 River: MC_valle Reach: MC_valle

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Froude # Chl
MC_valle	766.7056	Q50	7.11	113.85	114.22	114.68	116.32	0.083104	6.41	1.11	3.37
MC_valle	766.7056	Q100	8.26	113.85	114.26	114.77	116.58	0.083104	6.75	1.22	3.38
MC_valle	766.7056	Q200	9.60	113.85	114.30	114.86	116.88	0.083099	7.11	1.35	3.38
MC_valle	766.7056	Q500	11.19	113.85	114.35	114.97	117.20	0.083101	7.48	1.50	3.38
MC_valle	642.3597	Q50	7.11	103.50	103.90	104.33	105.67	0.100262	5.89	1.21	2.97
MC_valle	642.3597	Q100	8.26	103.50	103.94	104.42	105.92	0.101512	6.23	1.33	2.99
MC_valle	642.3597	Q200	9.60	103.50	103.99	104.52	106.19	0.102807	6.58	1.46	3.01
MC_valle	642.3597	Q500	11.19	103.50	104.04	104.62	106.50	0.104117	6.95	1.61	3.03
MC_valle	639	Q50	7.11	102.20	104.22	103.03	104.29	0.001050	1.17	6.06	0.26
MC_valle	639	Q100	8.26	102.20	104.34	103.12	104.43	0.001220	1.29	6.43	0.28
MC_valle	639	Q200	9.60	102.20	104.48	103.22	104.58	0.001414	1.41	6.83	0.30
MC_valle	639	Q500	11.19	102.20	104.62	103.32	104.75	0.001637	1.54	7.27	0.32
MC_valle	633	Q50	7.11	102.20	104.21	103.03	104.28	0.001059	1.18	6.04	0.26
MC_valle	633	Q100	8.26	102.20	104.33	103.12	104.42	0.001232	1.29	6.40	0.28
MC_valle	633	Q200	9.60	102.20	104.47	103.22	104.57	0.001429	1.41	6.80	0.30
MC_valle	633	Q500	11.19	102.20	104.61	103.32	104.74	0.001656	1.55	7.24	0.32
MC_valle	631.4	Q50	7.11	103.00	103.83	103.83	104.25	0.011652	2.85	2.50	1.00
MC_valle	631.4	Q100	8.26	103.00	103.92	103.92	104.38	0.011933	3.00	2.75	1.00
MC_valle	631.4	Q200	9.60	103.00	104.02	104.02	104.52	0.012121	3.15	3.05	1.00
MC_valle	631.4	Q500	11.19	103.00	104.12	104.12	104.69	0.012495	3.33	3.36	1.00
MC_valle	594.4506	Q50	9.42	100.01	100.19	100.31	100.61	0.129311	3.19	3.40	2.45
MC_valle	594.4506	Q100	10.96	100.01	100.20	100.34	100.69	0.137549	3.45	3.67	2.56
MC_valle	594.4506	Q200	12.69	100.01	100.21	100.37	100.78	0.146283	3.73	3.94	2.67
MC_valle	594.4506	Q500	14.81	100.01	100.23	100.41	100.89	0.155282	4.03	4.27	2.78
MC_valle	503.8289	Q50	9.42	99.08	99.48	99.48	99.62	0.015843	1.84	6.53	0.97
MC_valle	503.8289	Q100	10.96	99.08	99.51	99.51	99.66	0.015601	1.93	7.35	0.98
MC_valle	503.8289	Q200	12.69	99.08	99.55	99.55	99.71	0.014992	2.01	8.31	0.97
MC_valle	503.8289	Q500	14.81	99.08	99.59	99.59	99.76	0.014777	2.10	9.38	0.98
MC_valle	424.9869	Q50	9.42	95.70	96.14	96.24	96.44	0.037013	2.55	4.35	1.45
MC_valle	424.9869	Q100	10.96	95.70	96.17	96.27	96.50	0.037764	2.71	4.85	1.48
MC_valle	424.9869	Q200	12.69	95.70	96.19	96.31	96.56	0.038663	2.87	5.38	1.52
MC_valle	424.9869	Q500	14.81	95.70	96.22	96.35	96.63	0.039447	3.05	6.02	1.55
MC_valle	361.2533	Q50	9.42	90.04	90.33	90.49	90.89	0.109915	3.51	3.08	2.36
MC_valle	361.2533	Q100	10.96	90.04	90.35	90.53	90.96	0.106032	3.67	3.47	2.35
MC_valle	361.2533	Q200	12.69	90.04	90.38	90.56	91.03	0.102931	3.84	3.89	2.35
MC_valle	361.2533	Q500	14.81	90.04	90.40	90.61	91.11	0.100322	4.03	4.39	2.36
MC_valle	252.4401	Q50	9.42	88.81	89.25	89.25	89.41	0.014720	1.88	6.27	0.95
MC_valle	252.4401	Q100	10.96	88.81	89.29	89.29	89.45	0.014121	1.96	7.19	0.94
MC_valle	252.4401	Q200	12.69	88.81	89.33	89.33	89.50	0.013387	2.02	8.27	0.93
MC_valle	252.4401	Q500	14.81	88.81	89.38	89.38	89.55	0.012432	2.08	9.68	0.91
MC_valle	144.9743	Q50	9.42	80.16	80.43	80.51	80.69	0.102178	2.57	4.25	2.12
MC_valle	144.9743	Q100	10.96	80.16	80.45	80.53	80.73	0.098964	2.72	4.76	2.13
MC_valle	144.9743	Q200	12.69	80.16	80.46	80.56	80.78	0.096903	2.86	5.26	2.14
MC_valle	144.9743	Q500	14.81	80.16	80.48	80.59	80.83	0.094914	3.02	5.85	2.15
MC_valle	0	Q50	9.42	77.93	78.20	78.20	78.30	0.030824	1.31	6.58	1.15
MC_valle	0	Q100	10.96	77.93	78.22	78.22	78.34	0.029739	1.37	7.37	1.14
MC_valle	0	Q200	12.69	77.93	78.25	78.25	78.37	0.028843	1.42	8.22	1.14
MC_valle	0	Q500	14.81	77.93	78.28	78.28	78.41	0.028094	1.49	9.20	1.14