Firmato digitalmente da:
Misurale Pietro
Firmato il 2026/01/08 10:17
Seriale Certificato: 3846424
Valido dal 17/09/2024 al 17/09/2027
InfoCamere Qualified Electronic Signature CA

ENGINEERING

Committente: Sviluppo Brumà S.r.L.

Titolo:

Sistemazione idrogeologica ex-discarica in località Castagnello Brumà - Genova

Oggetto:

Relazione idraulica

Gruppo di lavoro

Ing.	P. Misurale
Ing.	D. Rocca
Ing.	E. Misurale
Ing.	D. Loria
Arch.	A. Gala
Geom.	M. Bozzolo

Livello di progetto: -

Nome File: P033-25-I-RE-IDR-001-B

Codice progetto: P033-25

Elaborato n°: IDR-001

Firme:



Rev:	Modifiche / Revisioni	Data	Redatto	Controllato	Approvato
A	PRIMA EMISSIONE	04/09/2025	DLR	DRO	PMI
B	REVISIONE	12/12/2025	DLR	DRO	PMI

itec ENGINEERING
19038 SARZANA (SP) - Via B.P.U. Muccini, 54A - T. +39 0187 610532
16129 GENOVA (GE) - Via Fieschi 9, VIII Piano - T. +39 010 5959690
P. iva 01236860118 - N. CCIAA 01236860118 - REA CCIA SP112013
Cap. Soc. €100.000 i.v. - info@itec-engineering.it

ASSOCIATO oice CONFINDUSTRIA efca FIDIC ICMQ UNI/PdR74:2019 N°2500096BIM apave Certification
ISO 9001 - N°SC 10-2588/IAF 34
ISO 14001 - N°SCA 19-3491/IAF 34
ISO 45001 - N° SCS 20-336/IAF 34
SA8000 - N° SA8000-230804 2023
UNI/PdR125:2022 - N°SCPG24-195

È vietata a norma di legge la riproduzione, anche parziale, non autorizzata di questo documento

INDICE

1 PREMESSA 1

2 DESCRIZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO 2

2.1 DESCRIZIONE 2
2.2 PROBLEMATICHE E CRITICITÀ DELL'AREA 2

3 DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE 12

3.1 INDAGINI E RILIEVI 13

4 INTERVENTI DI PROGETTO 14

4.1 CRITERI DI PROGETTO 14
4.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI 14

5 NORMATIVA IDRAULICA DI RIFERIMENTO 17

5.1 PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI DEL DISTRETTO DELL'APPENNINO SETTENTRIONALE - PGRA 17
5.2 PIANO DI BACINO : TORRENTE BISAGNO 18
5.3 REGOLAMENTO REGIONALE N. 3 DEL 14/07/2011 19

6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE IDRAULICHE 21

6.1 PORTATE DI RIFERIMENTO 21
6.1.1 Calcolo delle portate con riferimento all'Allegato 2 delle norme di attuazione del Piano di Bacino 21
6.1.2 Calcolo delle portate con aggiornamento LSPP del DICCA 22
6.1.2.1 Calcolo portate di Piena 22
6.1.2.2 Tempi di corrivazione 22
6.1.2.3 Coefficiente di deflusso 24
6.1.2.4 Intensità di pioggia 25
6.1.2.5 Portate di piena 28
6.1.3 Portate di progetto adottate 28
6.2 METODOLOGIA DI CALCOLO 30
6.2.1 Canale 30
6.2.2 Vasche di sedimentazione e raccordo 30
6.2.3 Nodi di confluenza 32
6.2.4 Sistemazione a gradoni 33
6.2.5 Tratto terminale coperto sotto Via Solimano 34
6.3 RISULTATI 34
6.3.1 Canale 34
6.3.2 Tombinatura rio Brumà tratto a valle 39
6.3.3 Vasche di sedimentazione e raccordo 40

6.3.4 Nodi di confluenza.....41

Allegati:

ALLEGATO A: Verifiche idrauliche rio Brumà

ALLEGATO B: Verifiche idrauliche attraversamento strada esistente

Appendici:

APPENDICE 1: Software di calcolo HEC-RAS

1 PREMESSA

La presente relazione contiene la descrizione ed il dimensionamento idraulico degli interventi di Sistemazione idrogeologica dell'ex discarica in località Castagnello Brumà nel Comune di Genova.

L'area di intervento è costituita dalla porzione medio-valliva del bacino del rio Brumà, affluente di sinistra del torrente Bisagno, nel tratto compreso tra i quartieri di Molassana e Prato.

L'area è caratterizzata dalla presenza di una ex discarica di inerti ormai consolidata, che ne ha alterato significativamente le caratteristiche idrauliche e idrogeologiche generando un evidente disordine del reticolo idrografico di superficie che è stato per lunghi tratti tombinato.

Pertanto, in relazione alle problematiche ed alle criticità idrauliche riscontrate, si è provveduto alla definizione degli interventi di sistemazione idraulica ed idrogeologica dell'area finalizzati alla mitigazione di tali criticità.

Per l'area interessata dalla discarica gli interventi consistono in un riordino del reticolo idrografico e la realizzazione di un canale di gronda che convoglierà le potate associate ai corsi d'acqua presenti nella zona di intervento nel rispetto dei vincoli imposti dalla presenza del corpo della discarica, che ha comunque modificato l'assetto originario della porzione medio valliva del bacino del rio Brumà.

2 DESCRIZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO

2.1 DESCRIZIONE

L'area di intervento è costituita dalla porzione medio-valliva del bacino del rio Brumà, affluente di sinistra del torrente Bisagno, in località Castagnello Brumà in Comune di Genova.

Il rio Brumà ha un bacino di 0.67 km^2, con forma approssimativamente triangolare, disposta secondo la direttrice S-N, con il vertice Nord in prossimità della confluenza con il torrente Bisagno e la base a Sud costituita dallo spartiacque con il bacino del torrente Fereggiano. Il bacino è compreso tra le quote di 570 m s.l.m. in prossimità di Forte Ratti e di 65 m s.l.m. circa in corrispondenza della confluenza con il torrente Bisagno.

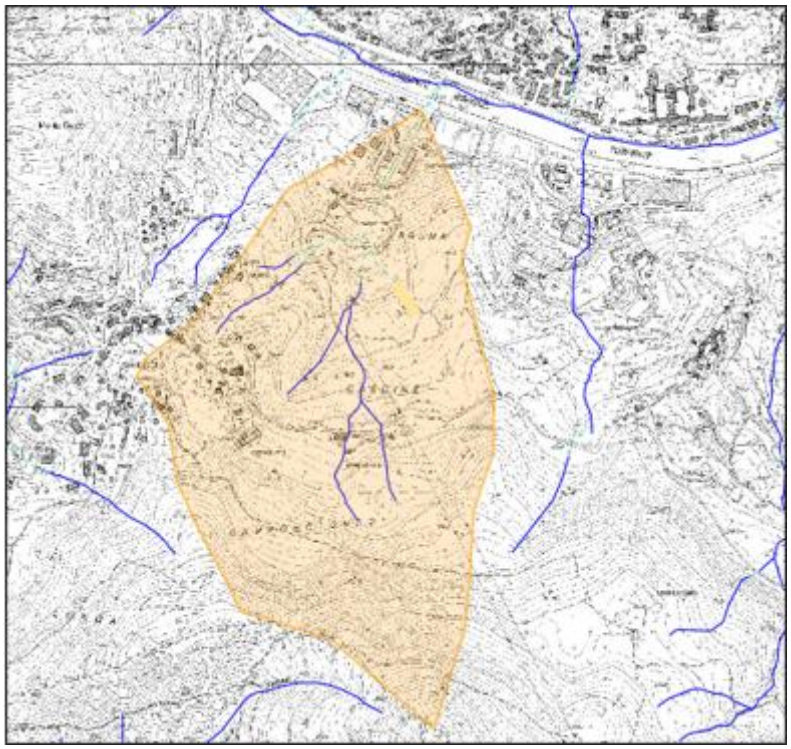


Figura 2-1 – Bacino rio Brumà – CTR Regione Liguria

Il reticolo idrografico di superficie è caratterizzato da numerose ramificazioni, con i corsi d'acqua affluenti disposti a "ventaglio" con andamento prevalente da Nord a Sud e da Nord-Ovest a Sud-Est.

L'asta principale ha una lunghezza di circa 900 m con una pendenza media del 17% circa. I due affluenti principali sono costituiti dal rio Castagnello verso Ovest e da un rivo minore senza nome in posizione più centrale.

In figura 6 è riportata la corografia con l'indicazione del reticolo idrografico di superficie e dei rispettivi bacini sottesi.

Da un punto di vista morfologico e idrogeologico il bacino è suddivisibile in tre parti distinte: una parte montana, una parte pedemontana e medio-valliva e una parte valliva.

La parte montana, più naturale, è compresa tra le quote di 570 m s.l.m. e 220 m s.l.m. circa, ed è delimitata superiormente dallo spartiacque con il bacino del torrente Fereggiano e inferiormente dalla strada di collegamento tra Bavari e Sant'Eusebio.
Essa è caratterizzata da una pendenza elevata dei versanti con substrato costituito dalla presenza dei calcari del Monte Antola e dall'assenza di forme antropiche.

La seconda parte, compresa tra le quote di 220 m s.l.m. e 80 m s.l.m. circa, presenta caratteri più diversificati, con numerose rotture di pendenza, e valori medi di pendenza più modesti.
Da un punto di vista geologico essa è caratterizzata dalla presenza delle argilliti di Montoggio. Tale condizione genera la risalita delle acque di circolazione proprie della formazione calcarea di monte dando luogo a numerosi punti di ristagno, ubicati per la maggior parte tra le quota di 160 e 200 m s.l.m. circa.

L'area è inoltre caratterizzata, tra le quote di 100 m s.l.m. e di 150 m s.l.m. circa, dalla presenza di un ex discarica di inerti ormai consolidata. Il corpo della discarica si sviluppa su due ampi gradoni alle quote di 110 m s.l.m. e 135 m s.l.m. circa, collegati da una strada sterrata a forte pendenza che costituisce l'accesso non solo alle due banche della discarica ma anche ad alcuni edifici di civile abitazione ubicati lungo il lato sinistro del versante.

La realizzazione della discarica ha comportato la formazione di un reticolo idrografico artificiale costituito da una serie di tombinature del rio Brumà e dei rivi affluenti. In particolare, la tombinatura del rio Brumà è costituita da uno scatolare di dimensioni 1.8 x 2.3 m per una lunghezza di circa 250 m, mentre il rio Castagnello risulta tombinato per un tratto della lunghezza di circa 250 m con uno scatolare delle dimensioni di 1.5 x 1.85 m.

I rivi affluenti confluiscono all'interno della tombinatura del rio Brumà attraverso canalizzazioni artificiali ricavate all'interno del corpo di discarica con il conseguente rischio di dispersione delle portate affluenti all'interno dell'ammasso.

Tra il rio Castagnello ed il rio Brumà è stata inoltre realizzata una tombinatura intermedia costituita da una tubazione DN 1000 in calcestruzzo con lo scopo di convogliare le acque drenate dalla striscia di versante adiacente al bacino del rio Castagnello mediante un canale in terra a cielo aperto, attualmente non più rilevabile.

La parte valliva del bacino è costituita infine dalla piana alluvionale di fondovalle del torrente Bisagno, caratterizzata da una forte antropizzazione e dalla conseguente alterazione dello stato originario.

La canalizzazione del rio Brumà è costituita in tale tratto da uno scatolare della larghezza di 3.0 m con altezza variabile da 2.6 m a 2 m e pendenza variabile dal 5.0% a 6.0%, con recapito diretto nel torrente Bisagno.

Nella figura successiva è mostrato il reticolo idrografico, i tratti tombinati ed infine i confini demaniali presenti nell'area di intervento.

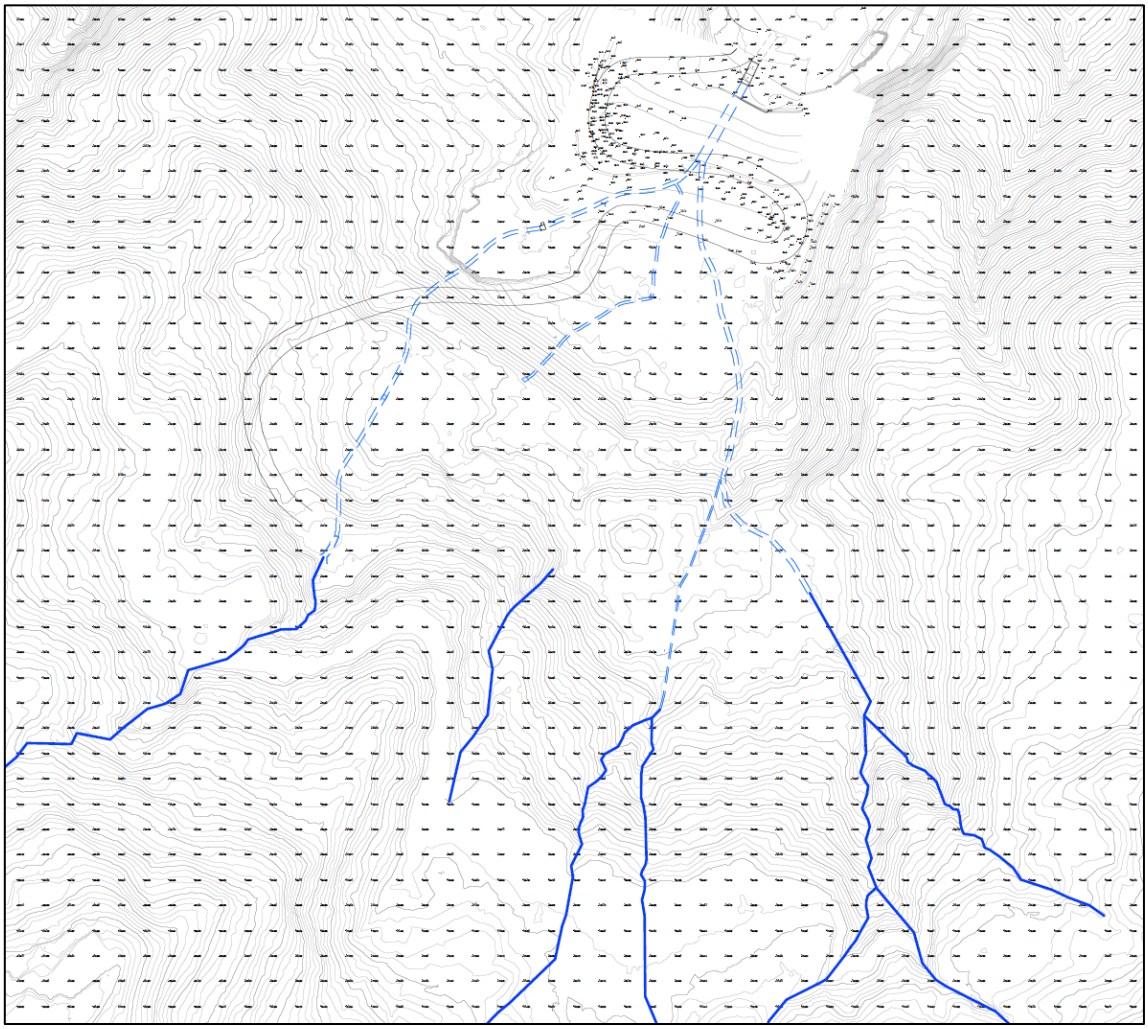


Figura 2 - Reticolo idrografico

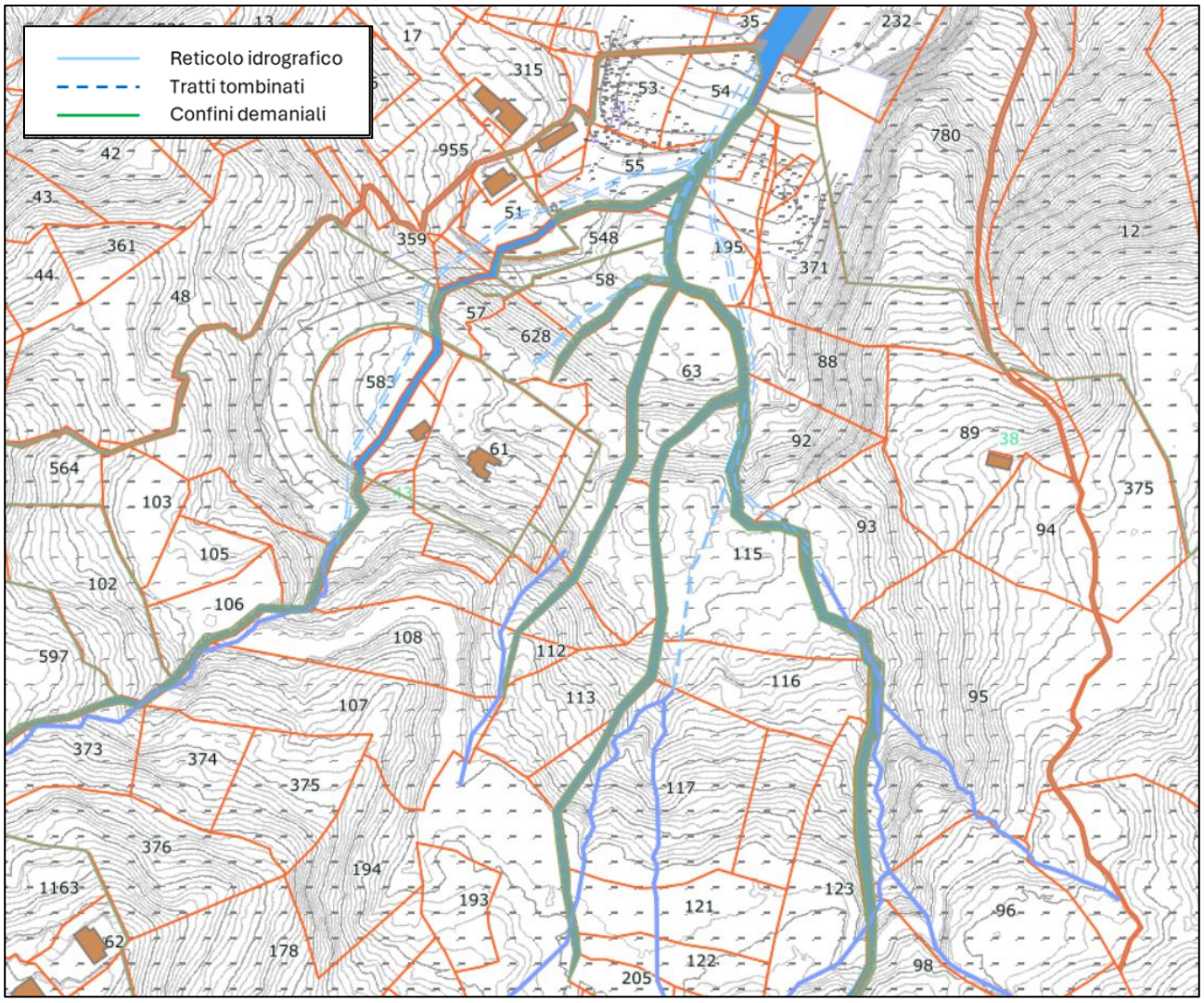
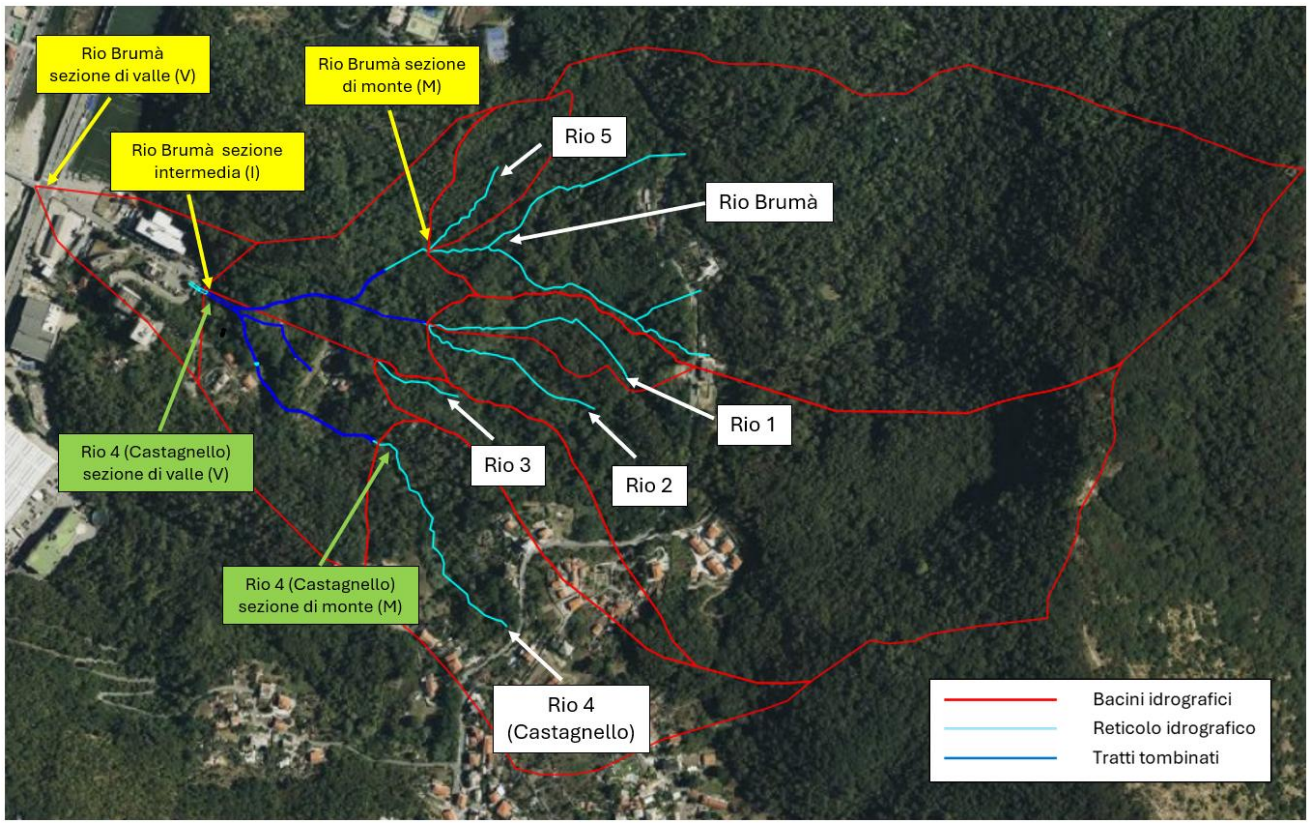


Figura 2-3: Planimetria stato attuale

Nell'immagine seguente viene riportata la corografia dell'area di intervento con indicato la posizione dei rivi e i relativi bacini idrografici.



Con riferimento alla figura precedente le superfici sottese in ciascuna sezione di chiusura risultano:

Rio Brumà – sezione monte (M):	S=27.0 ha
Rio Brumà – sezione intermedia (I):	S=53.0 ha
Rio Brumà – sezione valle (V):	S=67.0 ha
Rio 1:	S= 1.40 ha
Rio 2:	S=18.5 ha
Rio 3:	S= 2.8 ha
Rio 4 (Castagnello)- sezione valle (V)	S=12.0 ha
Rio 5	S=1.30 ha

2.2 PROBLEMATICHE E CRITICITÀ DELL'AREA

Le problematiche di carattere idraulico dell'area sono relative al disordine del reticolo idrografico di superficie conseguente la realizzazione della discarica.
Il corpo della discarica è attraversato dalle tombinature del rio Castagnello a Ovest e del rio Brumà a Est che risulta idraulicamente insufficiente al deflusso della portata di piena 200-ennale.

I rivi affluenti compresi tra il rio Brumà ed il rio Castagnello si riversano nella piana senza alcuna regimazione, se non quella di un breve tratto di canaletta in lamiera ondulata per il convogliamento delle portate dei rivi 1 e 2 (che si uniscono in prossimità del ciglio superiore della discarica) all'interno di un pozzo di areazione della tombinatura del rio Brumà ubicato al centro del corpo della discarica.

Il rivo 3, che sottende una striscia di versante adiacente al bacino del rio Castagnello, e di cui era previsto in origine il convogliamento nella tombinatura DN 1000 di valle, non risulta allo stato attuale regimato, e confluisce anch'esso nella parte superiore del corpo della discarica, senza alcuna opera di sistemazione.

Tali condizioni costituiscono per il corpo della discarica un'evidente criticità dal punto di vista idraulico in quanto le acque non canalizzate tendono in parte a ruscellare lungo gli abbancamenti con tendenza al dilavamento e in parte a ristagnare negli avvallamenti ed a penetrare nel corpo stesso della discarica.

Nelle foto seguenti sono evidenziate alcune situazioni di criticità come, ad esempio, la presenza di canalizzazioni artificiali (canalette in lamiera ondulata) che afferiscono ai pozzi di ispezione della tombinatura.

Come risulta dalle tavole allegate i limiti demaniali di ciascun corso d'acqua non collimano con gli effettivi andamenti delle canalizzazioni, risultando in qualche caso assai divergenti.

Per quanto riguarda l'area a monte, compresa tra le quote di 160 e 200 m s.l.m., essa è caratterizzata, come già detto, dall'affioramento delle argilliti di Montoggio, con la conseguente risalita delle acque di circolazione proprie della formazione calcarea di monte e la creazione di diversi punti di ristagno nei tratti a minor pendenza.

Tale condizione, se da una parte tende a ridurre l'energia delle acque di versante, dall'altra è fonte di un disordine idrografico diffuso con eccessiva frammentazione del reticolo di superficie e possibile dilavamento delle acque lungo il versante a valle.

Tale fenomeno risulta particolarmente evidente lungo il pianoro a quota 170 m s.l.m. circa, caratterizzato dalla presenza di alcune pozze d'acqua (stagni) a carattere permanente disposti in cascata, con recapito nel reticolo superficiale di valle.

Tale situazione facilita l'infiltrazione delle acque nel corpo della discarica sottostante con un conseguente appesantimento del terreno a discapito della stabilità complessiva dell'ammasso.

Nel tratto compreso tra le quote di 170 m s.l.m. e 140 m s.l.m. circa, il versante a monte del corpo di discarica è caratterizzato da una maggiore pendenza con le aste del reticolo idrografico più marcate e incise.

Tra queste il rio Brumà presenta una maggiore tendenza all'erosione spondale, particolarmente evidente lungo la sponda sinistra intorno alla quota di 165 m s.l.m., dove risulta più marcato l'effetto di disfacimento di un'antica strada vicinale.

Degli altri due rivi (rio1 e rio 2) uscenti dalla piana il rio 2 (più a Ovest) risulta più stabile e maggiormente inciso, mentre il rio 1 (più a Est), nel quale scaricano i laghetti soprastanti, oltre ad avere un bacino di dimensioni minori, presenta qualche segno di instabilità, sia pure di modesta entità, nella parte alta del tratto.

Stato delle tombinature e problemi legati alla manutenzione



FOTO 1 - Esempio di disordine del reticolo idrografico attuale



FOTO 2 - Imbocco di monte Rio Castagnello



FOTO 3 - Imbocco Rio Brumà



FOTO 4 -Vista dell'area da valle verso monte



FOTO 5 -Rilievo 2008 – segni di dissesto delle tombinature



FOTO 6 - Rilievo 2008 – segni di dissesto delle tombinature



FOTO 7 - Rilievo 2008 - Interno tombinatura

3 DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE

In precedenza, l'area oggetto di intervento è stata già oggetto di specifici studi idrogeologici e idraulici da parte di ITEC-engineering s.r.l. per conto della Phase Motion Control S.p.A. che intendeva realizzare in tale area un nuovo fabbricato.

In tale ambito è stata prodotta ed è quindi disponibile la seguente documentazione tecnica:

- Rilievo dei tratti tombinati, geologia verticale, 2012
- Progetto di sistemazione idraulica del rio Brumà ITEC , 2012
- Relazione geologico-tecnica Geotechnital Service, 2012

L'intervento di sistemazione idraulica previsto in tale ambito è stato approvato dalla Provincia di Genova Direzione Pianificazione Generale e di Bacino Servizio Controllo e Gestione del Territorio con provvedimento n. 6520 del 28/10/2010, ma non è poi stato mai realizzato.

Gli eventi alluvionali che nel frattempo sono avvenuti hanno in parte modificato l'orografia dell'area di intervento per cui si è reso necessario un aggiornamento del progetto di sistemazione originario in base alla conformazione del terreno evidenziata dal nuovo rilievo.

3.1 INDAGINI E RILIEVI

Ai fini della redazione della presente relazione idraulica sono stati utilizzati i risultati di due differenti rilievi altimetrici.

In particolare, nella prima parte del 2025, è stato eseguito uno specifico rilievo topografico dell'area di intervento dallo studio tecnico del geometra Matteo Badaracco, su richiesta della Sviluppo Brumà s.r.l., che ha aggiornato le quote del terreno anche a seguito degli eventi alluvionali che hanno interessato tale area.

Su richiesta della Regione Liguria Settore Difesa del Suolo di Genova, è stato inoltre rilevato il tratto terminale tombinato del rio Brumà lungo Via Solimano sino allo sbocco nel torrente Bisagno.

Ai fini del progetto di sistemazione idraulica tale rilievo è stato esteso alle aree di monte mediante sovrapposizione con il DTM con passo 0.5 m reso disponibile da Comune di Genova.

Nell'immagine seguente si riporta una planimetria con indicato la tipologia di rilievo utilizzata per il dimensionamento del canale di gronde e delle relative opere di presa e sbocco.



Figura 3-1

4 INTERVENTI DI PROGETTO

4.1 CRITERI DI PROGETTO

Di seguito si riportano sinteticamente i criteri ispiratori degli interventi di progetto:

- Riordino del reticolo di superficie con eliminazione delle tombinature esistenti e conseguente mitigazione degli attuali dilavamenti lungo il corpo della discarica con realizzazione di nuova inalveazione a cielo aperto del rio Brumà e intercettazione dei rivi affluenti;
- Impostazione del canale su terreno più stabile lungo il perimetro dell'area di discarica;
- Ubicazione del tratto a mezza costa del nuovo canale ad una quota prossima alla zona di ristagno a monte del corpo della discarica;
- Smaltimento della portata di piena 200-ennale con franchi adeguati secondo la vigente normativa idraulica;
- Fondo impermeabile per evitare dispersioni all'interno del corpo della discarica che possano generare instabilità;
- Mitigazione degli effetti di trasporto solido attraverso la realizzazione di vasche di sedimentazione in prossimità delle opere di captazione;
- Adozione di pendenze del fondo modeste al fine ridurre le velocità di scorrimento e quindi il carico cinetico della corrente;
- Sistemazione a gradoni nei tratti a maggior pendenza, con realizzazione di denti per la dissipazione della corrente.

4.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

In relazione alle problematiche ed alle criticità idrauliche riscontrate si è provveduto alla definizione degli interventi di sistemazione idraulica ed idrogeologica dell'area finalizzati alla mitigazione di tali criticità.

In particolare, all'interno dell'area di intervento sono previsti i seguenti interventi:

- eliminazione del tratto tombinato del rio Brumà e dei tratti tombinati degli affluenti;
- nuova inalveazione del rio Brumà con un canale superficiale a cielo aperto con recapito nella vasca di imbocco dell'esistente tratto terminale coperto;
- realizzazione dei manufatti di imbocco e di captazione dei rivi affluenti;
- realizzazione manufatto di attraversamento della strada esistente;
- realizzazione del manufatto di sbocco e di raccordo del canale con il tratto terminale del rio Brumà in corrispondenza della vasca a monte di via Solimano;

Il canale superficiale a cielo aperto è suddiviso in tre differenti tratti da monte verso valle: il primo, della lunghezza di circa 50 m, con dimensioni interne nette pari a 1.5x1.5 m e pendenza media del 2%; il secondo, di lunghezza di circa 500 m, con dimensioni interne nette pari a 3.0x3.0 m e pendenza media del 2%; il terzo, relativo al tratto di massima pendenza, della lunghezza di circa 250 m, sistemato a gradoni con sezioni 3.0x3.7 m e pendenza media del fondo nei tratti tra un salto ed il successivo del 5%.

Tale opera avrà origine nel tratto più a monte dell'area di intervento alla quota di 165 m.s.l.m. con recapito in corrispondenza della vasca esistente in prossimità di via Solimano, alla quota di circa 80 m.s.l.m., da cui ha origine il tratto terminale tombinato con sbocco nel torrente Bisagno.

Il tracciato è stato ottimizzato dal punto di vista idraulico per permettere la raccolta delle acque dei corsi d'acqua presenti nell'area di intervento mediante manufatti dotati di vasca di dissipazione con dente di valle, con funzione anche di sedimentazione.

Il dente ha la funzione di dissipare l'energia della corrente in arrivo da monte generando un rigurgito in corrente lenta verso monte che favorisca il deposito di materiale all'interno della vasca.

Durante il deflusso fino alla sezione di valle sono previste in totale sette opere di captazione in corrispondenza delle inserzioni tra i reticoli dei rivi presenti alo stato attuale nell'area di studio ed il tracciato di progetto del canale.

Per tutte le opere di captazione è prevista la realizzazione di almeno una vasca di sedimentazione aventi le seguenti dimensioni minime:

- Larghezza 2.5 m
- Lunghezza 6 m
- Altezza 3 m
- Altezza dente a valle 0.5 m.

Il manufatto di attraversamento della strada esistente è costituito da uno scatolare di dimensioni 3.0x4.3 m.

Nell'immagine seguente viene riportata una vista planimetrica dell'area oggetto di intervento dove è presente il tracciato di progetto del canale di gronda, le opere di canalizzazione dei rivi secondari e il manufatto di sbocco in corrispondenza della vasca di via Solimano.

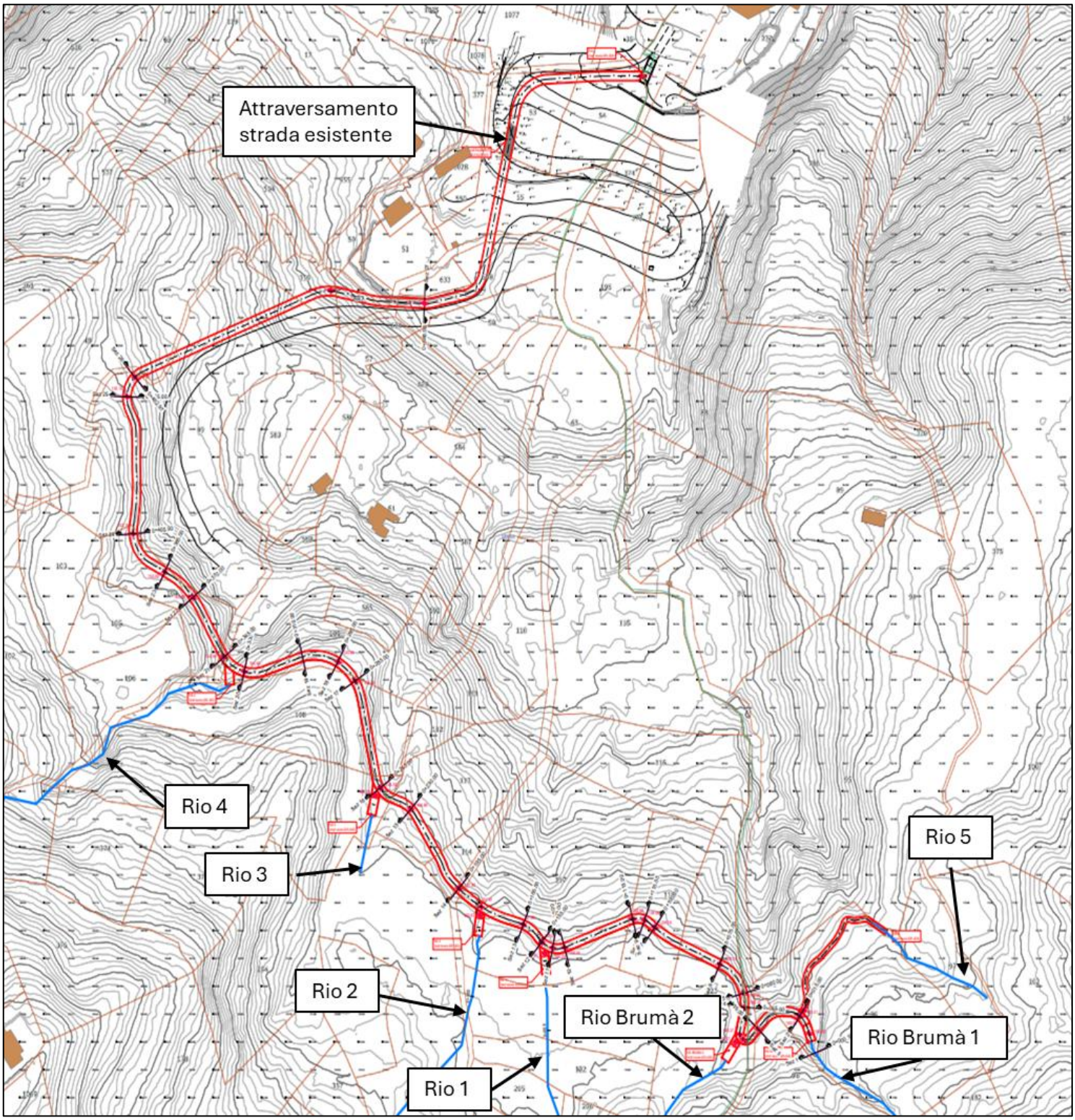


Figura 4-1: Planimetria stato di progetto

5 NORMATIVA IDRAULICA DI RIFERIMENTO

La normativa idraulica di riferimento è costituita dal Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) del distretto dell'Appennino Settentrionale, dal Piano di Bacino Stralcio sul Rischio Idrogeologico – Torrente Bisagno[1] e dal Regolamento Regionale n°3 del 14/07/2011[2] e dalle modifiche introdotte dalla DGR n°181 del 11/03/2016.

5.1 PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI DEL DISTRETTO DELL'APPENNINO SETTENTRIONALE - PGRA

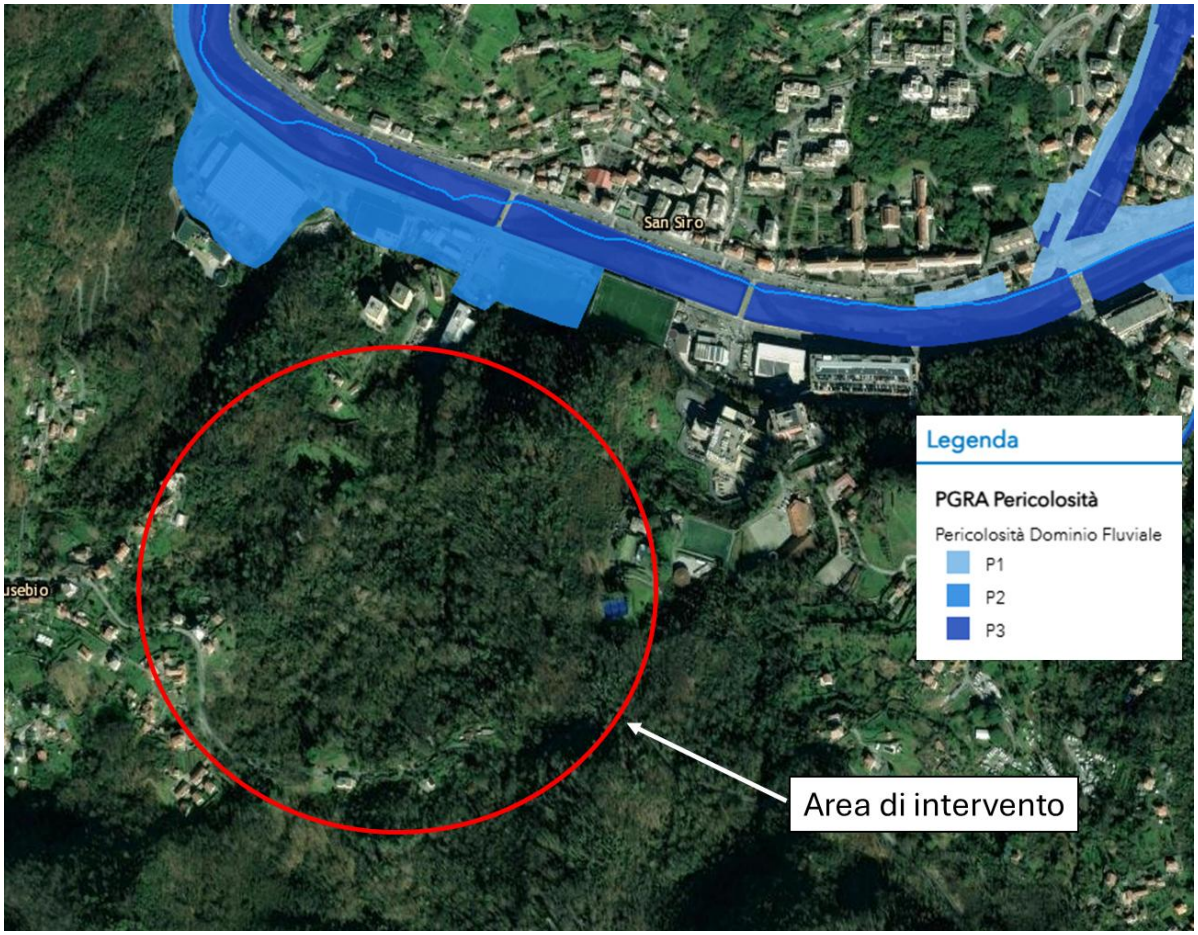


Figura 5-1

Come mostrato nell'immagine precedente l'area di intervento risulta essere esterna a qualunque fascia di pericolosità indicata nel Piano di Gestione e Rischio Alluvioni dell'Appennino settentrionale.

[1] Approvato con Delibera del Consiglio Provinciale n. 62 del 04/12/2001. Ultima variante approvata: DSG n. 79 del 30/10/2023 entrata in vigore il 13/12/2023

[2] *Disposizioni in materia di tutela delle aree di pertinenza dei corsi d'acqua*, attuativo della DGR 1360/2010.

5.2 PIANO DI BACINO : TORRENTE BISAGNO

Secondo quanto riportato nel Piano di Bacino del torrente Bisagno il rio Brumà non risulta essere indagato mediante uno studio idraulico monodimensionale.

Nella figura seguente è riportato un estratto della Carta delle fasce di inondabilità dalla quale si evince che, in conformità alla mappa di pericolosità indicata dal PGRA dell'Appenino Settentrionale, l'area di intervento risulta essere esterna a qualsiasi fascia di inondabilità.

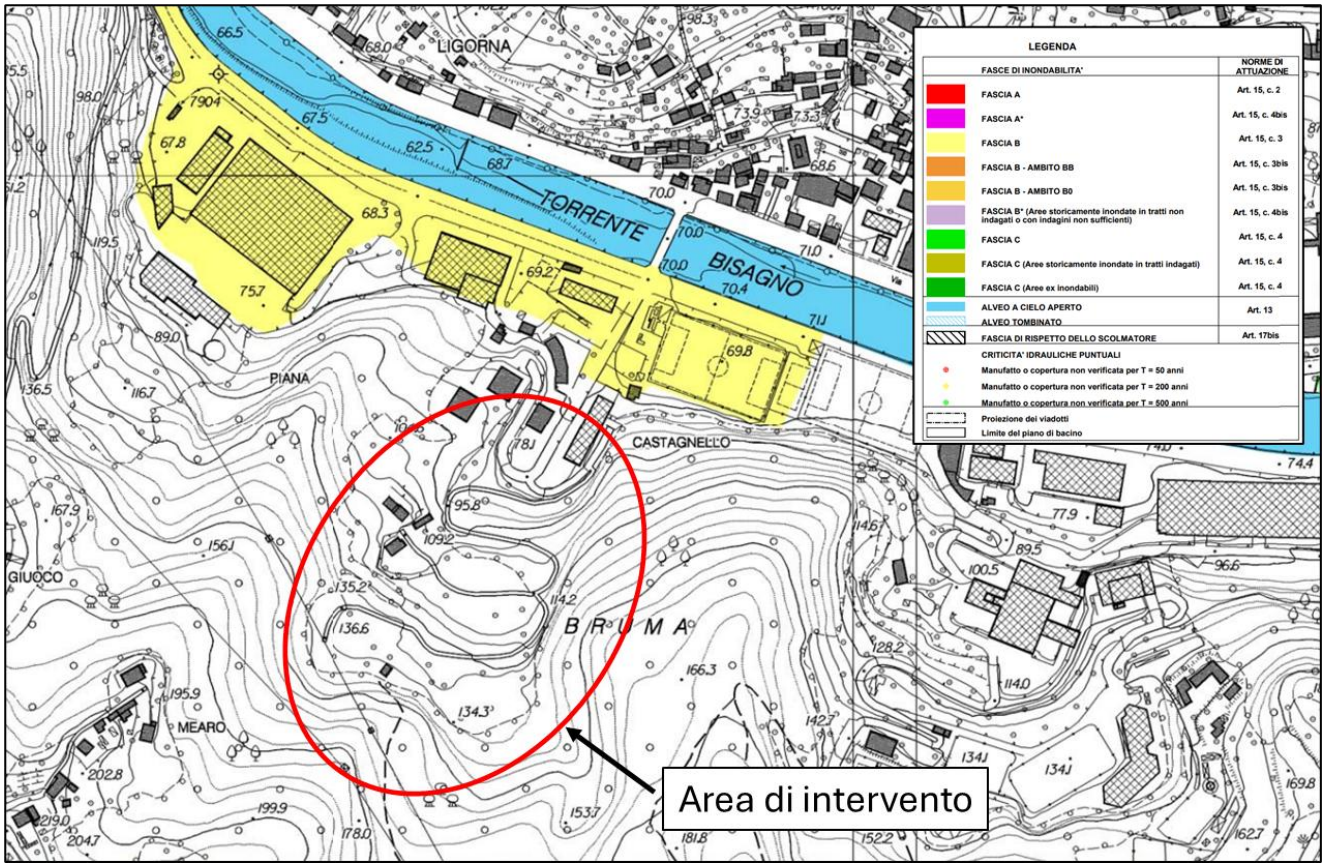


Figura 5-2

5.3 REGOLAMENTO REGIONALE N. 3 DEL 14/07/2011

Il Regolamento Regionale suddivide i corsi d'acqua appartenenti al reticolo idrografico in classi in funzione dell'estensione dei bacini sottesi secondo il seguente schema.

Superficie sottesa [km²]	**Classificazione**
S > 1	Corso d'acqua di 1° livello
0.25 ≤ S ≤ 1	Corso d'acqua di 2° livello
0.25 < S < 0.1	Corso d'acqua di 3° livello
S ≤ 0.1	Corso d'acqua minuto

Tabella I

Il torrente Brumà è classificato come corso d'acqua di 2° livello dal momento che è caratterizzato da un bacino di 0.67 km².

Per quanto riguarda i limiti di inedificabilità, per i corsi d'acqua di 1°, 2° e 3° livello "indagati" (ossia oggetto di studio idraulico specifico), il Regolamento (art. 4) stabilisce una fascia di inedificabilità assoluta dai limiti dell'alveo pari a 10 m, mentre per i corsi d'acqua minuti tale fascia è stabilita pari a 3 m.

Per quanto concerne il coefficiente di scabrezza e i franchi idraulici di sicurezza da adottare nelle verifiche idrauliche il Regolamento indica i seguenti parametri.

Descrizione corso d'acqua	Ks ($m^{1/3}s^{-1}$)
Alvei naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva-arborea in alveo	25-30
Alvei naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	30-35
Tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato	35-40
Corsi d'acqua con fondo ed argini totalmente cementati in ottimo stato ed assenza di manufatti (tubo, cavi, ecc.) o discontinuità interferenti con le acque.	40-45

Tabella II

Per i corsi d'acqua di primo livello e secondo livello il franco idraulico da adottare deve essere il maggiore tra:

- il carico cinetico della corrente determinabile come $U^2/2g$, dove U (m/s) è la velocità media della corrente e g (m/s^2) è l'accelerazione di gravità
- i valori della tabella seguente:

I	Argini e difese spondali	cm 50/100
II	Ponti e strutture di attraversamento fino ad estensioni longitudinali di 12 m	cm 100/150
III	Coperture e tombinature, ponti e strutture di attraversamento oltre 12 m	cm 150/200

Tabella III

Dove i due valori estremi corrispondono rispettivamente a bacini poco dissestati con previsione di modesto trasporto solido ed a bacini molto dissestati con previsione di forte trasporto solido in caso di piena, e/o a bacini di maggiore o minore estensione.

Per i corsi d'acqua del reticolo minuto il franco idraulico da adottare può essere determinato in funzione della tipologia dell'opera, considerando un valore minimo di 0.3 m per le arginature e 0.5 m per ponti, attraversamenti e tombinature.

6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE IDRAULICHE

6.1 PORTATE DI RIFERIMENTO

Le portate di progetto da assumere a base del dimensionamento idraulico sono quelle corrispondenti ad un tempo di ritorno pari a 200 anni.

La stima delle portate è stata effettuata utilizzando due differenti metodologie:

- Calcolo delle portate di piena con riferimento all'Allegato 2 delle norme di attuazione del Piano di Bacino previgente

- Calcolo delle portate di piena con metodo razionale con aggiornamento delle LSPP del DICCA

6.1.1 Calcolo delle portate con riferimento all'Allegato 2 delle norme di attuazione del Piano di Bacino

Trattandosi di bacini con superfici inferiori a 2 km^2 privi di indicazioni di portata, il calcolo delle rispettive portate di piena è stato effettuato adottando un contributo unitario di piena di 40 $m^3/s\ km^2$.

Di conseguenza si riportano nella tabella seguente i valori di portata relativi alle differenti sezioni di chiusura dei sottobacini idrografici presenti nell'area di intervento.

Sottobacini idrografici	Superficie [ha]	Q_{200} [m^3/s]
Rio Bruma - sezione di monte (M)	27	10.8
Rio Bruma - sezione intermedia (I)	53	21.2
Rio Bruma - sezione di valle (V)	67	26.8
Rio 1	1.4	0.6
Rio 2	18.5	7.4
Rio 3	2.8	1.1
Rio 4	12	4.8
Rio 5	1.3	0.6

Tabella IV

6.1.2 Calcolo delle portate con aggiornamento LSPP del DICCA

Ai fini della valutazione delle portate di smaltimento delle acque meteoriche è stata effettuata un'analisi pluviometrica finalizzata all'individuazione del regime delle piogge intense caratteristico dell'area in esame.

L'analisi è stata effettuata con riferimento alla metodologia proposta dal Dipartimento di Ingegneria Chimica Civile e Ambientale (DICCA) dell'Università degli Studi di Genova[3] che permette la valutazione dei parametri pluviometrici e, di conseguenza, delle Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP).

In particolare, sono stati utilizzati i dati di pioggia ed i parametri statistici delle stazioni pluviometriche dei bacini liguri riportati nella DGR 357/2008[4] con l'aggiornamento proposto dal DICCA.

6.1.2.1 Calcolo portate di Piena

Data la semplicità del sistema e l'esiguità delle superfici scolanti la portata affluente è valutabile in prima approssimazione attraverso l'applicazione della cosiddetta formula razionale:

$$Q = C \cdot i_c \cdot A$$

dove i_c *[mm/h]* è l'intensità di pioggia massima per la durata di pioggia pari al tempo di corrivazione t_c *[ore]*, A[m^2] è la superficie del bacino scolante e *C* è il cosiddetto coefficiente di deflusso che esprime, a meno delle unità di misura, il rapporto tra il volume affluito alla rete e quello complessivamente affluito al bacino.

6.1.2.2 Tempi di corrivazione

Il tempo di corrivazione di ciascun bacino è stato stimato attraverso l'applicazione delle formule empiriche di Viparelli, Giandotti, Merlo ed infine con la metodologia proposta dal CIMA.

[3] Regione Liguria (ARPAL) – TI.6.II. Rapporto sull'aggiornamento della climatologia degli estremi

[4] Regione Liguria – Autorità di Bacino di Rilievo Regionale – *Criteri ed indirizzi tecnici per la verifica e valutazione delle portate e degli idrogrammi di piena attraverso studi idrologici di dettaglio nei bacini idrografici liguri*

Viparelli:

$$t_c = 0.277 \cdot \frac{L}{v}$$

dove v in m/s rappresenta la velocità media di percorrenza dell'asta, assunta in questo caso pari a 1 m/s.

Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}}$$

dove A in km² è l'area del bacino sotteso, L in km è la lunghezza del percorso idraulicamente più lungo, H_m e H_0 sono rispettivamente la quota media del bacino e la quota alla sezione di chiusura in metri sul livello del mare.

Merlo:

$$t_c = 0.369 \frac{L}{\sqrt{i_a}} \left(\frac{A \sqrt{i_a}}{L^2 \sqrt{i_v}} \right)^{0.72}$$

Dove L è la lunghezza dell'asta principale in km, i_a rappresenta la pendenza media dell'asta principale, A la superfice del bacino idrografico in km² ed infine i_v la pendenza media dei versanti

CIMA:

$$t_c = 0.25 + 0.27 \sqrt{A}$$

Dove A rappresenta la superfice del bacino in km².

Nella tabella seguente si riassumono i valori del tempo di corrivazione ottenuti per tutti i bacini considerati nell'analisi.

Tempi di corrivazione	Rio Brumà monte (M)	Rio Brumà intermedia (I)	Rio Brumà valle (V)	Rio 1	Rio 2	Rio 3	Rio 4	Rio 5
Viparelli [min]	29	31	38	12	24	19	31	14
Giandotti [min]	46	43	50	13	73	32	29	11
Merlo [min]	19	28	31	5	20	6	10	4
CIMA [min]	23	27	28	17	22	18	20	17
Media [min]	29	32	37	12	35	19	22	11
Valore assunto [min]	**30**	**30**	**40**	**15**	**35**	**20**	**25**	**10**

Tabella V

6.1.2.3 Coefficiente di deflusso

Il coefficiente di deflusso è stato valutato a partire dalla carta di uso del suolo dell'area oggetto di interesse, in linea con quanto riportato da dati di letteratura e Norme DIN, FLL, A.T.V., scala Frühling, UNI 11235.

Uso suolo		Cd
Insediamento continuo	URBANO DENSO	0.9
Insediamento discontinuo	URBANO RADO	0.8
Insediamento industriale, commerciale e dei grandi impianti di servizi pubblici e privati	URBANO DENSO	0.9
Infrastrutture stradali e ferroviarie e spazi accessori, smistamento merci, distribuzione idrica e produzione e trasporto dell'energia	URBANO DENSO	0.9
Aree estrattive	URBANO MEDIO	0.8
Seminativi in aree non irrigue	COLTURE BASSE	0.2
Seminativi in aree irrigue	COLTURE ALTE	0.1
Vigneti	COLTURE ALTE	0.1
Frutteti e frutteti minori	COLTURE ALTE	0.1
Superfici a copertura erbacea densa a composizione floristica rappresentata principalmente da graminacee non soggette a rotazione	COLTURE BASSE	0.2
Colture temporanee associate a colture permanenti	COLTURE MEDIE	0.2
Boschi di latifoglie	COLTURE ALTE	0.3
Boschi di conifere	COLTURE ALTE	0.3
Boschi misti di conifere e latifoglie	COLTURE ALTE	0.3
Cespuglieti e arbusteti	COLTURE MEDIE	0.3
Altre colture permanenti	COLTURE MEDIE	0.2
Oliveti	COLTURE ALTE	0.3
Aree ricreative e sportive	URBANO RADO	0.6
Sistemi colturali e particellari complessi	COLTURE BASSE	0.3
Aree a vegetazione arborea e arbustiva in evoluzione	COLTURE BASSE	0.3

Tabella VI

Tenendo conto del tipo di terreno caratterizzato da copertura prevalentemente arbustiva e della elevata pendenza dei versanti, è stato assunto un valore del coefficiente di deflusso medio ponderato sulla superficie pari a 0.6.

6.1.2.4 Intensità di pioggia

L'analisi è stata condotta con riferimento ai parametri statistici delle stazioni pluviometriche dei bacini liguri riportati nella DGR 357/2008 con l'aggiornamento proposto dal DICCA.
In tale documento una generica curva di probabilità pluviometrica di durata oraria è espressa nella forma:

$$h_T(d) = a_i \cdot w_T \cdot d^n$$

Dove a_i rappresenta il valore atteso della altezza di pioggia massima annuale per la durata di 1 ora, n è l'esponente di scala, w_T è il fattore di crescita in frequenza (secondo la distribuzione GEV), funzione a sua volta del parametro di posizione ε, del parametro di scala α, e del parametro di forma della distribuzione k.

Nel caso di piogge intense di durata sub-oraria la curva di probabilità pluviometrica è espressa nella forma seguente:

$$h_T(d) = \frac{i_0 d}{(1 + B \cdot d)^{\beta}} \cdot w_T$$

Dove i_0 [mm/h] rappresenta il valore limite dell'intensità di precipitazione, B [h^{-1}] determina il tasso di crescita dell'altezza di precipitazione per le brevi durate, β rappresenta l'esponente di scala adimensionale e w_T il fattore di crescita in frequenza (secondo la distribuzione GEV).

Nell'aggiornamento della DGR 357/08 effettuato dal DICCA sono tabellati tali parametri per tutte le stazioni del territorio ligure.

La stazione più rappresentativa del sito in esame è quella di *"Genova - S. Eusebio"* i cui parametri sono:

n [-]	**a1** [mm/hn]	**k** [-]	**α** [-]	**ε** [-]
0.387	37.4	-0.106	0.283	0.804

Tabella VII

Le curve risultanti in funzione del tempo di ritorno sono pertanto esprimibili come:

- T = 10 anni a = 56.97 n = 0.387
- T = 25 anni a = 70.37 n = 0.387
- T = 50 anni a = 81.21 n = 0.387
- T = 100 anni a = 92.81 n = 0.387
- T = 200 anni a = 105.26 n = 0.387
- T = 500 anni a = 123.14 n = 0.387

Nella figura e nella tabella seguenti sono riportate in forma numerica e grafica tali curve per i diversi periodi di ritorno.

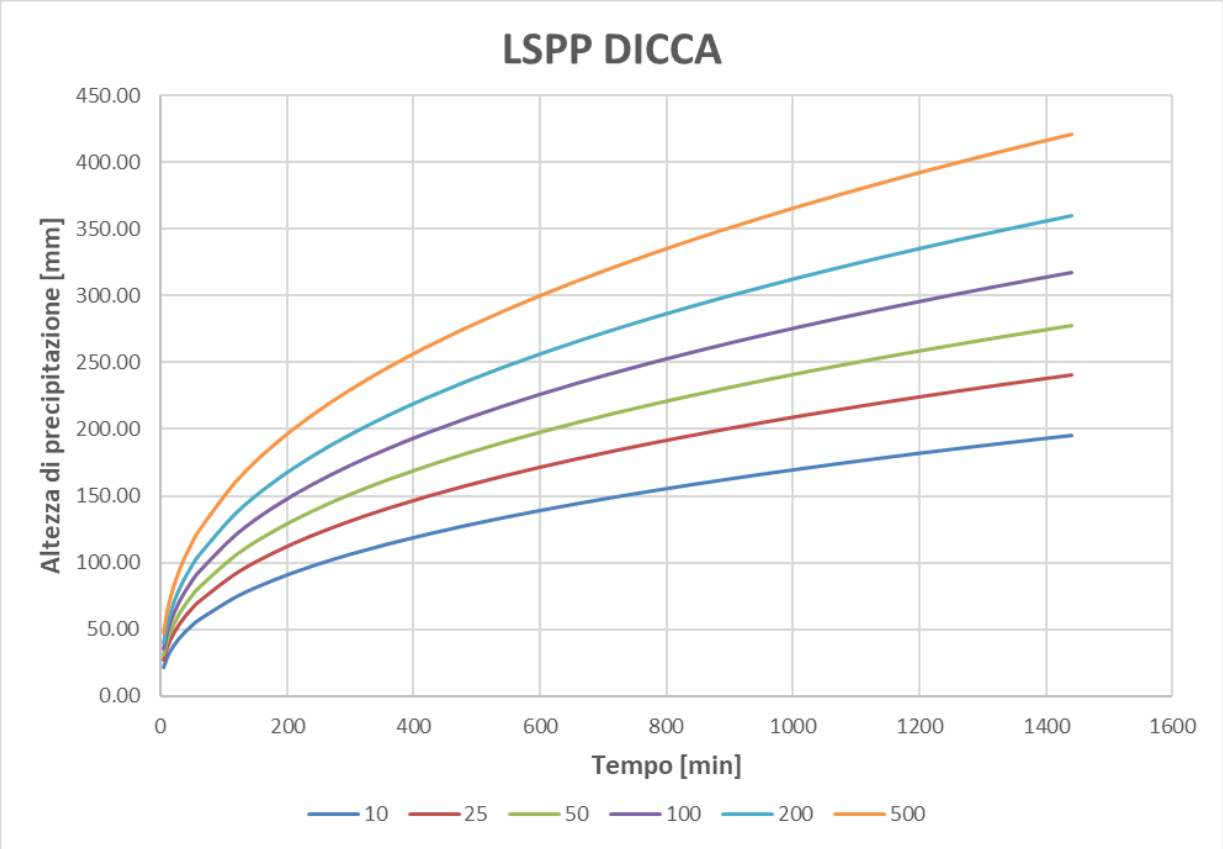


Figura 6-1

	Altezze pioggia hT(d)						
	T	**10**	**25**	**50**	**100**	**200**	**500**
d	**a(T)**	56.969	70.370	81.219	92.819	105.262	123.147
[min]	**n**	0.387	0.387	0.387	0.387	0.387	0.387
5		21.78	26.90	31.05	35.48	40.24	47.07
10		28.48	35.18	40.60	46.40	52.62	61.56
15		33.31	41.15	47.50	54.28	61.56	72.02
20		37.24	46.00	53.09	60.67	68.81	80.50
25		40.60	50.15	57.88	66.14	75.01	87.76
30		43.57	53.81	62.11	70.98	80.50	94.17
40		48.70	60.15	69.42	79.34	89.98	105.26
50		53.09	65.58	75.69	86.50	98.09	114.76
60		56.97	70.37	81.22	92.82	105.26	123.15
120		74.50	92.02	106.21	121.38	137.65	161.04
180		87.15	107.65	124.25	142.00	161.03	188.40
240		97.42	120.33	138.89	158.72	180.00	210.58
300		106.20	131.19	151.41	173.04	196.23	229.58
360		113.97	140.78	162.48	185.69	210.58	246.36
420		120.97	149.43	172.47	197.10	223.52	261.50
480		127.39	157.36	181.62	207.55	235.38	275.37
540		133.33	164.69	190.09	217.23	246.36	288.22
600		138.88	171.55	198.00	226.27	256.61	300.21
660		144.10	177.99	205.44	234.78	266.25	311.49
720		149.03	184.09	212.47	242.82	275.37	322.16
780		153.72	189.88	219.16	250.46	284.03	332.29
840		158.19	195.41	225.53	257.74	292.30	341.96
900		162.47	200.69	231.64	264.72	300.21	351.21
960		166.58	205.77	237.49	271.41	307.80	360.10
1020		170.54	210.65	243.13	277.86	315.11	368.65
1080		174.35	215.37	248.57	284.07	322.15	376.89
1140		178.04	219.92	253.83	290.08	328.97	384.86
1200		181.61	224.33	258.92	295.89	335.56	392.58
1260		185.07	228.61	263.85	301.53	341.96	400.06
1320		188.43	232.76	268.64	307.01	348.17	407.33
1380		191.70	236.80	273.31	312.34	354.21	414.39
1440		194.89	240.73	277.84	317.52	360.09	421.28

Tabella VIII

6.1.2.5 Portate di piena

Mediante l'applicazione della formula razionale che utilizza i tempi di corrivazione, i valori di intensità di pioggia stimati attraverso le LSPP con l'aggiornamento proposto dal DICCA relative ai rispettivi tempi di corrivazione e i coefficienti di deflusso citati precedentemente, sono stimate i valori delle portate in corrispondenza delle sezioni di chiusura dei bacini come mostrato nella tabella seguente:

Sottobacini idrografici	Superficie [ha]	Q_{200} [m^3/s]
Rio Bruma - sezione di monte (M)	27	6.80
Rio Bruma - sezione intermedia (I)	53	13.20
Rio Bruma - sezione di valle (V)	67	21.80
Rio 1	1.4	0.66
Rio 2	18.5	4.43
Rio 3	2.8	1.03
Rio 4	12	4.00
Rio 5	1.3	0.52

Tabella IX

6.1.3 Portate di progetto adottate

A fronte dei risultati ottenuti e riportati in Tabella I e Tabella IX relativi alle portate di piena in corrispondenza delle sezioni di chiusura dei sottobacini considerati si evince che la metodologia descritta all'Allegato 2 delle norme di attuazione del Piano di Bacino genera dei valori di portata superiori rispetto a quelli ottenuti con l'aggiornamento delle piogge del DICCA.

In base a tale considerazione si è deciso di mantenere i valori di portata ottenuti con l'applicazione delle norme di attuazione del Piano di Bacino, utilizzando un contributo unitario di 40 $m^3/s/km^2$

Sottobacini idrografici	Superficie [ha]	Q_{200} [m^3/s]
Rio Bruma - sezione di monte (M)	27.0	10.8
Rio Bruma - sezione intermedia (I)	53.0	21.2
Rio Bruma - sezione di valle (V)	67.0	26.8
Rio 1	1.4	0.6
Rio 2	18.5	7.4
Rio 3	2.8	1.1
Rio 4	12.0	4.8
Rio 5	1.3	0.6

Tabella X

Nell'immagine seguente si riporta uno schema concettuale del canale di gronda dove sono indicati i punti in cui viene effettuato un cambio delle dimensioni interne delle sezioni rettangolari del canale e delle pendenze del fondo.

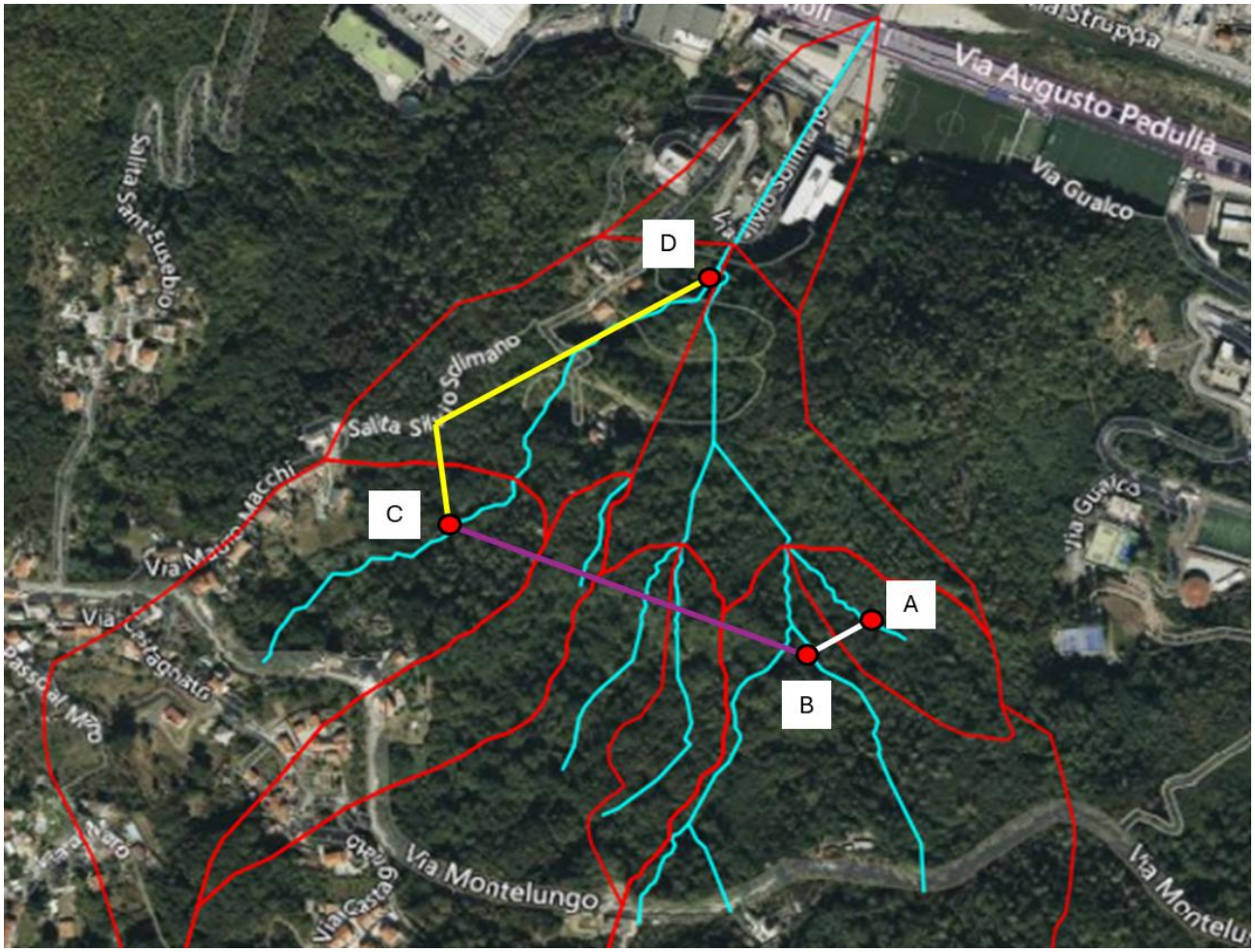


Figura 6-2

Nella tabella seguente sono quindi riassunte le portate associate ai tre tratti del canale.

Tratti canale di gronda	Rii	Q piena [m³/s]
AB	5	0.6
BC	5+Brumà M+ 1+2+3	20
CD	Brumà V	27

Tabella XI

6.2 METODOLOGIA DI CALCOLO

6.2.1 Canale

Date le modeste dimensioni dei bacini sottesi e le caratteristiche delle canalizzazioni oggetto di verifica, le verifiche idrauliche sono state effettuate determinando le caratteristiche della corrente in condizioni di moto uniforme mediante la formulazione di Chezy:

$$Q = \chi \cdot A \sqrt{R \cdot i_f}$$

dove Q [m³/s] è la portata, x [$m^{1/2}$ s^{-1}] il coefficiente di attrito, A [m^2] l'area della sezione liquida, R [m] il raggio idraulico, i_f la pendenza del canale.
Per il calcolo di x è stata adottata la formula di Manning:

$$\chi = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

dove n [$m^{-1/3}$ s] è il coefficiente dimensionale di scabrezza definito in funzione del materiale della condotta e del suo stato di conservazione.

Il valore di scabrezza utilizzato è pari a 0.04 $m^{-1/3}$ s corrispondente alla condizione di tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato, secondo le indicazioni contenute nel Piano di Bacino.

La determinazione della profondità di moto uniforme è stata effettuata utilizzando una pendenza minima del 2%, considerato il valore limite per l'applicabilità del metodo.

6.2.2 Vasche di sedimentazione e raccordo

La verifica della vasca di sedimentazione e raccordo (sia essa di imbocco o di sbocco) è stata effettuata ricercando la profondità coniugata del risalto idraulico a valle del salto di fondo e verificando che fosse minore della profondità di corrente lenta dovuta al deflusso sopra la soglia di valle.

Il calcolo del deflusso a valle del salto è stato effettuato tramite la formulazione del "Drop Number"[5] che consente di valutare le grandezze idrauliche del moto a valle di un salto in funzione di un parametro adimensionale D definito come

$$D = \frac{q^2}{g \cdot h^3}$$

[5]Ven Te Chow:, 1973, "Open Channel Hydraulics" McGraw-Hill

dove $q\ [m^3/s\ m]$ è la portata per unità di larghezza del canale, $h\ [m]$ è l'altezza del salto e $g\ [m/s^2]$ è l'accelerazione di gravità.

La profondità Y_1 della corrente a valle del salto e la distanza L_D a cui si verifica sono ricavabili tramite le relazioni

$$y_1 = 0.54 \cdot h \cdot D^{0.425}$$
$$L_D = 4.3 \cdot h \cdot D^{0.27}$$

La profondità coniugata di corrente lenta di valle è stata calcolata mediante l'applicazione del principio di conservazione della quantità di moto tra la sezione *1* a valle del salto di fondo (corrente veloce), e la sezione *2* a valle del risalto idraulico (corrente lenta), così espressa:

$$y_{G1} \cdot A_1 + \frac{Q^2}{g \cdot A_1} = y_{G2} \cdot A_2 + \frac{Q^2}{g \cdot A_2}$$

dove $y_{gi}\ [m]$ è la profondità del baricentro della sezione liquida, $A_i\ [m^2]$ è l'area della sezione liquida, $Q\ [m^3/s]$ è la portata e $g\ [m/s^2]$ è l'accelerazione di gravità.

La profondità sulla soglia di valle è calcolabile risolvendo secondo h la formulazione dello stramazzo in parete grossa:

$$Q = 0.385 \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

dove $Q[m^3/s]$ è la portata, $b[m]$ è la larghezza dello stramazzo, $h[m]$ è l'altezza del pelo libero rispetto alla soglia a monte dello stramazzo e $g[m/s^2]$ è l'accelerazione di gravità.

6.2.3 Nodi di confluenza

La verifica dei nodi di confluenza è stata eseguita mediante l'applicazione del teorema della quantità di moto.

In particolare, è stato individuato un volume di controllo definito dalla superficie di contorno del tratto in esame in cui è applicabile la relazione generale:

$$F_e + G = M_u - M_e$$

dove Fe è la risultante delle forze di superficie (spinta idrostatica e attrito del fondo e delle pareti) agenti dall'esterno sul volume di controllo, G è la risultante delle forze di massa (in genere la forza peso), M_u ed M_e le quantità di moto delle masse che nell'unità di tempo entrano ed escono dal volume di controllo.

Il calcolo è stato eseguito con riferimento allo schema geometrico che prevede la confluenza di un affluente nel corso d'acqua principale secondo un angolo di incidenza α rispetto alla direttrice principale di deflusso.

Il volume di controllo è individuato da una sezione posta a monte della confluenza (individuata dal pedice *m*) ed una posta a valle (pedice *v*), a distanza *L* tra loro.
Le sezioni sono schematizzate di forma rettangolare con larghezza pari alla larghezza al fondo e sponde di altezza indefinita.

Sotto tali ipotesi, proiettando l'equazione secondo l'asse del corso d'acqua principale, vale infine la relazione:

$$(my + mq)_v = (my + mq)_m + (my + mq)_a \cdot \cos\alpha + (W - F_f)_{m-v}$$

avendo indicato con:

$my = A \cdot Y$ = prodotto dell'area per la distanza verticale tra il pelo libero e il centro di gravità delle sezioni di deflusso.

$$mq = \frac{Q^2}{g \cdot A}$$

F_f = forza dovuta all'attrito sul fondo e sulle pareti.

W_x = forza peso nella direzione del flusso.

6.2.4 Sistemazione a gradoni

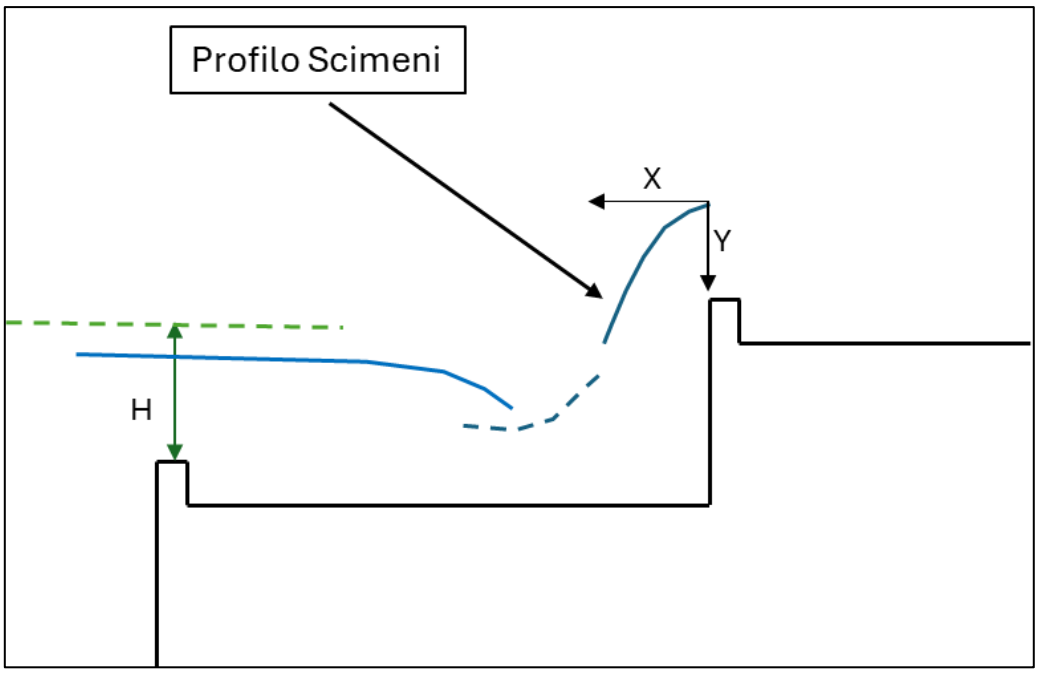


Figura 6-3: Schema funzionamento profilo Scimeni

Il profilo Scimeni descrive l'andamento del pelo libero su una caduta verticale secondo la seguente formulazione:

$$Y = 0.5 \cdot X^{1.85}$$

Dove, con riferimento allo schema

$$Y = \frac{y}{H_C} \quad X = \frac{x}{H_C}$$

6.2.5 Tratto terminale coperto sotto Via Solimano

Le verifiche idrauliche di tale tratto sono state effettuate con il software di calcolo Hec-Ras 6.6 della US Army Corps of Engineers.

Il software consente il calcolo dell'andamento dei profili di rigurgito in moto permanente gradualmente variato in alvei naturali o canali artificiali e la valutazione degli effetti sulla corrente dovuti all'interazione con ponti, tombinature, briglie, stramazzi, aree golenali ecc.,

Per maggiori approfondimenti teorici a riguardo si rimanda all'Appendice 1 allegata alla presente relazione.

6.2.6 Attraversamento strada esistente

Il calcolo del profilo nel tratto a cavallo dell'attraversamento è stato implementato mediante il software HEC-RAS, imponendo il profilo Scimeni per il tratto a valle dei salti (caduta a pelo libero) e raccordo con il profilo in corrente lenta indotto dall'attraversamento dello stato critico sul dente di valle, come nella sistemazione a gradoni secondo il seguente schema .

6.3 RISULTATI

Di seguito sono riportati i risultati delle verifiche idrauliche per lo stato di progetto, effettuate secondo le diverse metodologie di calcolo sopra descritte.

6.3.1 Canale

Si distinguono i seguenti tratti:

- Tratto iniziale (AB): B=1.5 m e H=1.5 m, di lunghezza circa 50 m
- Tratto intermedio (BC): B=3 m e H=3 m di lunghezza circa 450 m.
- Tratto terminale (CD): B=3 m e H=3.5 m di lunghezza circa 250 m

Tratti AB e BC

Nelle tabelle seguenti sono riportate le scale di deflusso dei due tratti del canale, dove sono evidenziate la profondità, il rapporto di invaso, la velocità, la portata smaltibile ed il numero di Froude per ciascuna sezione.

Si riportano i risultati delle varie scale di deflusso utilizzate per i calcoli di cui sopra.

Sezione AB: B=1.5 m; H=1.5 m; if=0.02

Larghezza			B	=	1.50	m				
Altezza sponde			H	=	1.50	m				
Coefficiente di scabrezza di Manning			n	=	0.025	$m^{-1/3}$ s	40.00			
pendenza fondo			if	=	0.02	m/m				
Altezza pelo libero	Rapporto d'invaso	Perimetro bagnato	Area	Raggio idraulico	Larghezza pelo libero	Portata	Velocità	Carico cinetico	Carico specifico	Numero di Froude
Y	Y/D	P	A	R	b	Q	V	Hc	H	Fr
[m]	[-]	[m]	[m^2]	[m]	[m]	[m^3/s]	[m/s]	[m]	[m]	[-]
0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.0	0.06	0.00	0.00	0.57
0.10	0.07	1.70	0.15	0.09	1.50	0.2	1.13	0.06	0.17	1.13
0.22	**0.15**	**1.94**	**0.33**	**0.17**	**1.50**	**0.6**	**1.74**	**0.15**	**0.37**	**1.18**
0.32	0.21	2.14	0.48	0.22	1.50	1.0	2.09	0.22	0.54	1.18
0.42	0.28	2.34	0.63	0.27	1.50	1.5	2.36	0.28	0.70	1.16
0.52	0.35	2.54	0.78	0.31	1.50	2.0	2.57	0.34	0.86	1.14
0.62	0.41	2.74	0.93	0.34	1.50	2.6	2.75	0.39	1.01	1.12
0.72	0.48	2.94	1.08	0.37	1.50	3.1	2.90	0.43	1.15	1.09
0.82	0.55	3.14	1.23	0.39	1.50	3.7	3.03	0.47	1.29	1.07
0.92	0.61	3.34	1.38	0.41	1.50	4.3	3.14	0.50	1.42	1.04
1.02	0.68	3.54	1.53	0.43	1.50	4.9	3.23	0.53	1.55	1.02
1.12	0.75	3.74	1.68	0.45	1.50	5.6	3.32	0.56	1.68	1.00
1.22	0.81	3.94	1.83	0.46	1.50	6.2	3.39	0.59	1.81	0.98
1.32	0.88	4.14	1.98	0.48	1.50	6.8	3.46	0.61	1.93	0.96
1.42	0.95	4.34	2.13	0.49	1.50	7.5	3.52	0.63	2.05	0.94
1.50	1.00	4.50	2.25	0.50	1.50	8.0	3.56	0.65	2.15	0.93

La portata di progetto di 0.6 m^3/s defluisce in corrente veloce (Fr=1.2) con una profondità di 0.22 m ed una velocità di 1.7 m/s; il franco rispetto alle sponde è di circa 1.3 m e la portata massima smaltibile è di circa 8 m^3/s.

Sezione BC: B=3 m – H=3 m, if=0.02

Larghezza			B	=	3.00	m				
Altezza sponde			H	=	3.00	m				
Coefficiente di scabrezza di Manning			n	=	0.025	$m^{-1/3}$ s	40.00			
pendenza fondo			if	=	0.02	m/m				
Altezza pelo libero	Rapporto d'invaso	Perimetro bagnato	Area	Raggio idraulico	Larghezza pelo libero	Portata	Velocità	Carico cinetico	Carico specifico	Numero di Froude
Y	Y/D	P	A	R	b	Q	V	Hc	H	Fr
[m]	[-]	[m]	[m^2]	[m]	[m]	[m^3/s]	[m/s]	[m]	[m]	[-]
0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	3.00	0.0	0.06	0.00	0.00	0.57
0.20	0.07	3.40	0.60	0.18	3.00	1.1	1.78	0.16	0.36	1.27
0.40	0.13	3.80	1.20	0.32	3.00	3.2	2.63	0.35	0.75	1.32
0.60	0.20	4.20	1.80	0.43	3.00	5.8	3.22	0.53	1.13	1.33
0.80	0.27	4.60	2.40	0.52	3.00	8.8	3.67	0.69	1.49	1.31
1.00	0.33	5.00	3.00	0.60	3.00	12.1	4.03	0.83	1.83	1.28
1.25	0.42	5.50	3.75	0.68	3.00	16.4	4.38	0.98	2.23	1.25
1.45	**0.48**	**5.89**	**4.34**	**0.74**	**3.00**	**20.0**	**4.61**	**1.08**	**2.53**	**1.22**
1.60	0.53	6.20	4.80	0.77	3.00	22.9	4.77	1.16	2.76	1.20
1.80	0.60	6.60	5.40	0.82	3.00	26.7	4.95	1.25	3.05	1.18
2.00	0.67	7.00	6.00	0.86	3.00	30.6	5.10	1.33	3.33	1.15
2.20	0.73	7.40	6.60	0.89	3.00	34.6	5.24	1.40	3.60	1.13
2.40	0.80	7.80	7.20	0.92	3.00	38.6	5.36	1.47	3.87	1.11
2.60	0.87	8.20	7.80	0.95	3.00	42.7	5.47	1.53	4.13	1.08
2.80	0.93	8.60	8.40	0.98	3.00	46.8	5.57	1.58	4.38	1.06
3.00	1.00	9.00	9.00	1.00	3.00	50.9	5.66	1.63	4.63	1.04
3.20	1.07	9.40	9.60	1.02	3.00	55.1	5.74	1.68	4.88	1.02
3.50	1.17	10.00	10.50	1.05	3.00	61.4	5.84	1.74	5.24	1.00

La portata di progetto di 20 m^3/s defluisce in corrente veloce (Fr=1.2) con una profondità di 1.45 m ed una velocità di 4.6 m/s; il franco rispetto alle sponde è di 1.55 m e la portata massima smaltibile è di circa 60 m^3/s.

Tratto CD

Nella figura seguente si riporta il profilo risultante ottenuto con l'ausilio di HEC RAS e con la metodologia del profilo Scimeni descritta in precedenza.

I risultati mostrano che anche nel caso peggiore della portata 200-ennale il dente di valle genera un rigurgito in corrente lenta con altezza del pelo libero di circa 3.0 m e velocità di 2.8 m/s che si propaga verso monte raccordandosi con la corrente generata dal salto.

Il franco minimo rispetto agli argini è di 0.56 m con il carico contenuto.

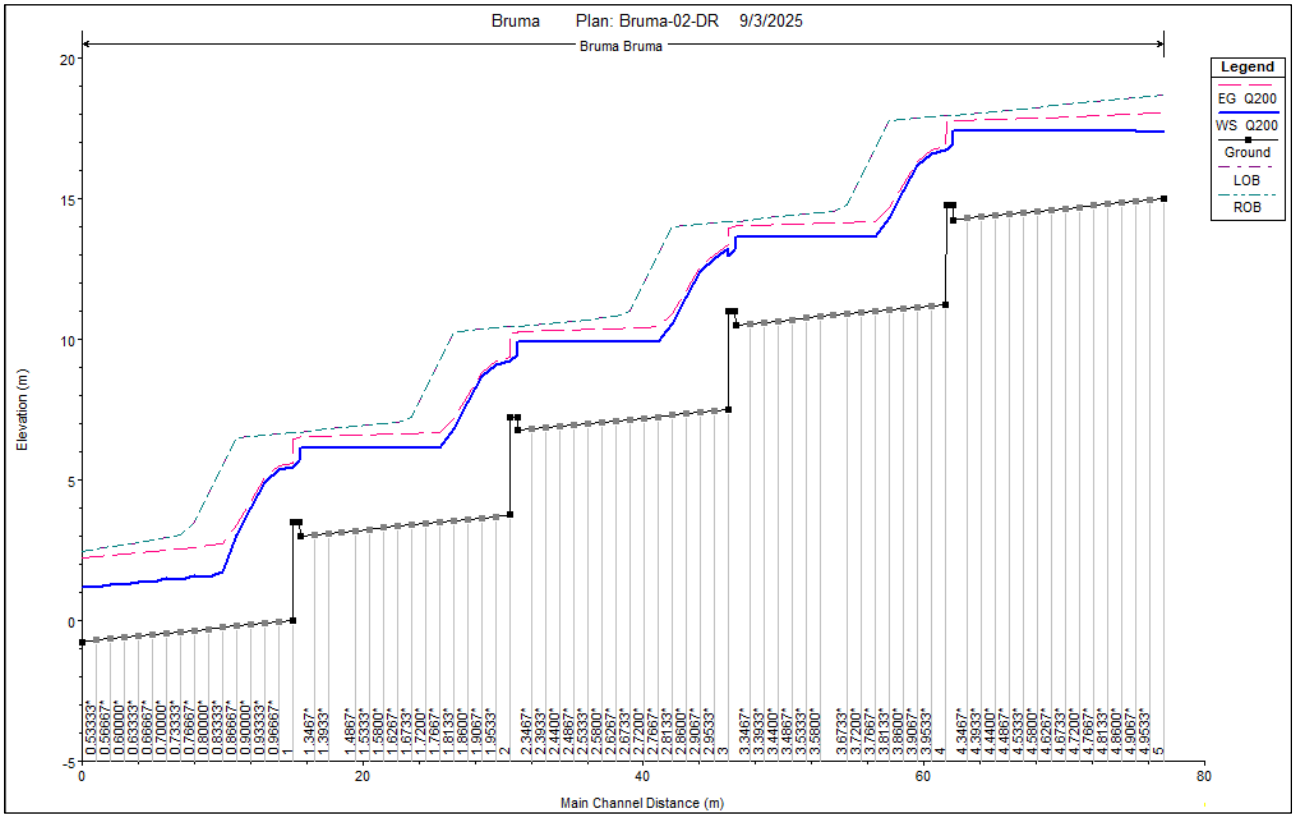


Figura 6-4: Profilo HEC-RAS sistemazione a gradoni

Attraversamento strada esistente

Il manufatto di attraversamento è costituito da uno scatolare di dimensioni 3.0x4.3 m ubicato tra due salti successivi.

Il deflusso della portata 200-ennale sotto il ponte avviene in corrente lenta indotta dal dente di valle, con altezza del pelo libero variabile da valle verso monte tra 2.8 m e 1.8 m circa e velocità variabili tra 3.3 m/s e 5 m/s.

Il franco rispetto all'intradosso varia tra 1.51 m a valle (sez. 3.1) e 1.81 m a monte (sez. 3.2), con la linea dei carichi ampiamente contenuta.

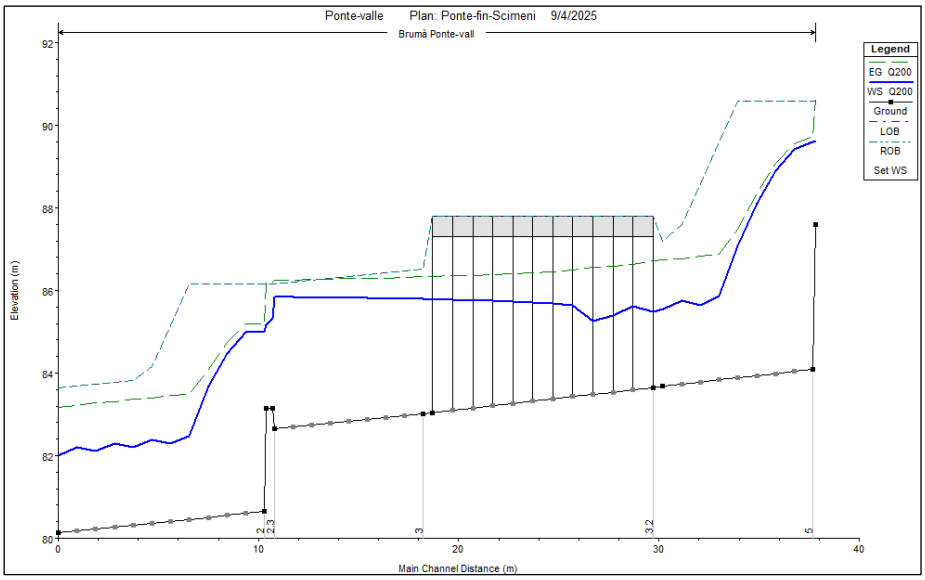


Figura 6-5: Profilo HEC-RAS manufatto di attraversamento

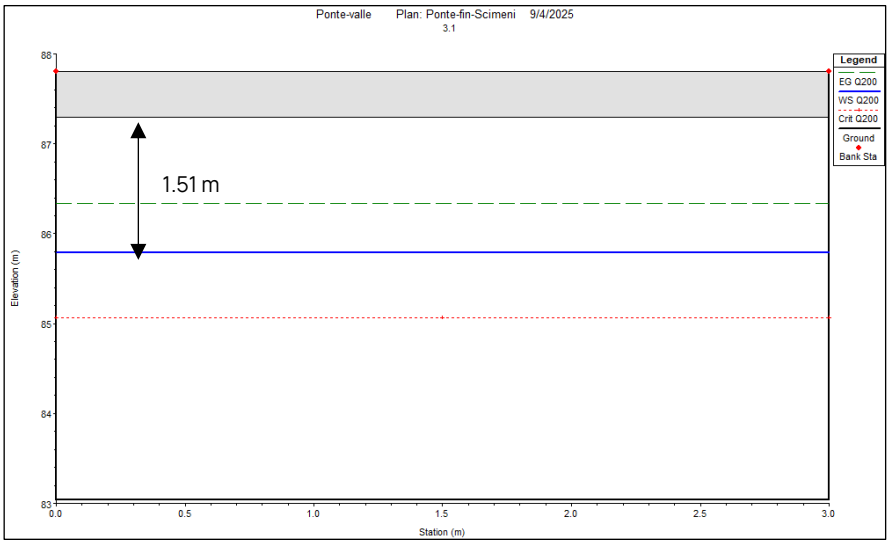


Figura 6-6: Sezione manufatto di attraversamento (3.2)

I risultati completi della verifica sono riportati in Allegato B.

6.3.2 Tombinatura rio Brumà tratto a valle

Il calcolo del tratto è stato impostato imponendo quale condizione al contorno di valle il valore della quota del pelo libero dell'evento 200-ennale nel torrente Bisagno in corrispondenza del ponte di via Solimano (sezione 107.9 delle verifiche riportate nel previgente Piano di Bacino, quota del pelo libero pari a 66.31 m s.l.m) e la profondità critica nella sezione di monte.

Ai fini del calcolo sono state inserite una serie di sezioni intermedie con interasse 2 m.

E' stato assunto un valore del coefficiente di scabrezza pari a 0.025 di Manning, corrispondente a tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati(e/o platee) in buono stato.

Il deflusso della portata 200-ennale (27 m^3/s) all'interno della tombinatura avviene prevalentemente in corrente veloce (Fr pari a circa 2) con altezza del pelo libero di circa 1.2 m, velocità di circa 7.2 m/s

Il franco rispetto all'intradosso è pari a 1.4 m per la parte a monte (che presenta un'altezza libera di 2.6 m) e 0.8 m per il restante tratto sino alla confluenza nel torrente Bisagno (che preseta un'altezza di 2 m).

La spinta della corrente in corrispondenza della sezione di sbocco è tale da riuscire a defluire nel torrente Bisagno senza rigurgiti verso monte.

In Allegato A sono riportati i risultati della verifica

6.3.3 Vasche di sedimentazione e raccordo

Data l'altezza modesta dei salti e la presenza delle vasche a valle, si è adottata in questo caso la teoria del Drop-numbrer o
Come detto in precedenza la verifica delle vasche è stata effettuata ricercando la profondità coniugata di valle del risalto idraulico a valle del salto di fondo, verificando che fosse minore della profondità di corrente lenta dovuta al deflusso sopra la soglia di valle.

Nell'immagine seguente si riporta uno schema concettuale del funzionamento della teoria del Drop Number dove sono indicate le principali grandezze fisiche coinvolte.

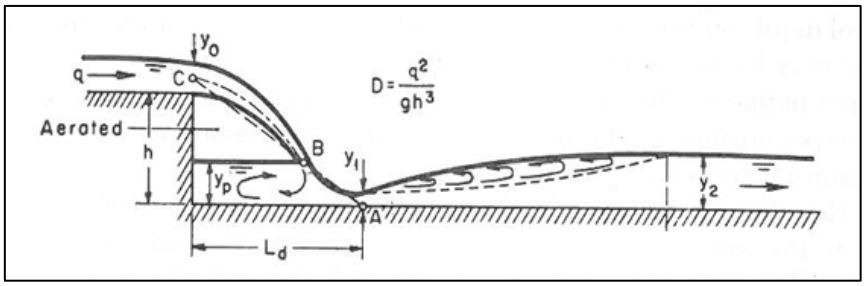


Figura 6-7

Di conseguenza, per ogni sezione di imbocco prevista per la realizzazione del canale di gronda si è proceduto valutando le seguenti grandezze fisiche riassunte nella **Errore. L 'origine riferimento non è stata trovata.**.

N° imbocco	Rio incipiente	Q in	B canale	q	Altezza salto: h1	Drop number	Ld	y1	y2	Battente sul dente: h2	h dente
		[m3/s]	[m]	[m3/s/m)	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	Rio 5	0.60	1.50	0.40	3.00	0.001	1.74	0.07	0.67	0.40	0.5
2	Rio Brumà monte 1	5.40	3.00	1.80	3.00	0.012	3.93	0.25	1.52	1.04	0.5
3	Rio Brumà monte 2	5.4	3	1.8	2.9	0.014	3.90	0.25	1.45	1.04	0.5
4	Rio 1	0.6	3	0.2	2.4	0.000	1.15	0.04	0.44	0.24	0.5
5	Rio 2	7.4	3	2.5	3.1	0.021	4.69	0.32	1.81	1.3	0.6
6	Rio 3	1.1	3	0.4	2.7	0.001	1.63	0.07	0.63	0.35	0.5
7	Rio 4	4.8	3	1.6	0.9	0.358	2.93	0.31	1.13	1	0.5

Tabella XII

Alla luce dei risultati ottenuti nella tabella precedente, considerando che per tutti i casi di studio analizzati vale la seguente relazione :

$$Y_d + h_d \geq Y_2$$

Si afferma che il dente di valle è in grado di generare un rigurgito in corrente lenta che rimane contenuto all'interno della vasca, favorendo la deposizione del materiale più grossolano e garantendo l'immissione nel canale di valle con l'energia minima generata dalla transizione attraverso lo stato critico.

6.3.4 Nodi di confluenza

Il calcolo della confluenza è stato effettuato mediante l'applicazione del principio di conservazione della quantità di moto tra le sezioni di monte e di valle per ogni canalizzazione presente nell'area di intervento nell'ipotesi di angolo di immissione α [°]

Il calcolo è stato effettuato a favore di sicurezza nelle condizioni di corrente lenta.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati ottenuti in corrispondenza delle 6 confluenze del canale con i rivi presenti nell'area di intervento.

Confluenza 1-2: Canale Brumà -Rio 5			
	Monte	**Valle**	**Affluente**
Portata: Q [m3/s]	5.4	6	0.6
Larghezza sezione: B [m]	3	3	1.5
Quota fondo: Z [m.s.l.m.]	161.06	160.86	162.41
Carico specifico [m]	2.09	1.11	0.38
Altezza pelo libero [m]	0.30	0.74	0.25
Quota pelo libero [m s.l.m.]	161.36	161.60	162.66
Angolo di immissione: α [°]	40		

Tabella XIII

Confluenza 3: Canale Brumà - Rio Brumà monte 1			
	Monte	**Valle**	**Affluente**
Portata: Q [m3/s]	6	11.4	5.4
Larghezza sezione: B [m]	3	3	3
Quota fondo: Z [m.s.l.m.]	160.47	160.27	163.37
Carico specifico [m]	1.80	1.71	1.04
Altezza pelo libero [m]	1.73	1.14	0.69
Quota pelo libero [m s.l.m.]	162.20	161.41	164.06
Angolo di immissione: α [°]	90		

Tabella XIV

Confluenza 4: Canale Brumà - Rio Brumà monte 2			
	Monte	**Valle**	**Affluente**
Portata: Q [m3/s]	11.4	12	0.6
Larghezza sezione: B [m]	3	3	3
Quota fondo: Z [m.s.l.m.]	158.31	158.11	161.21
Carico specifico [m]	1.81	1.77	0.24
Altezza pelo libero [m]	0.90	1.18	0.16
Quota pelo libero [m s.l.m.]	159.21	159.29	161.37
Angolo di immissione: α [°]	60		

Tabella XV

Confluenza 5: Canale Brumà - Rio 2			
	Monte	**Valle**	**Affluente**
Portata: Q [m3/s]	12	19.4	7.4
Larghezza sezione: B [m]	3	3	3
Quota fondo: Z [m.s.l.m.]	157.71	157.51	160.61
Carico specifico [m]	2.47	2.43	1.28
Altezza pelo libero [m]	2.31	1.62	0.85
Quota pelo libero [m s.l.m.]	160.02	159.13	161.46
Angolo di immissione: α [°]	65		

Tabella XVI

Confluenza 6: Canale Brumà - Rio 3			
	Monte	**Valle**	**Affluente**
Portata: Q [m3/s]	19.4	20.5	1.1
Larghezza sezione: B [m]	3	3	3
Quota fondo: Z [m.s.l.m.]	156.46	156.26	159.36
Carico specifico [m]	2.61	2.52	0.36
Altezza pelo libero [m]	1.25	1.68	0.24
Quota pelo libero [m s.l.m.]	157.71	157.94	159.60
Angolo di immissione: α [°]	30		

Tabella XVII

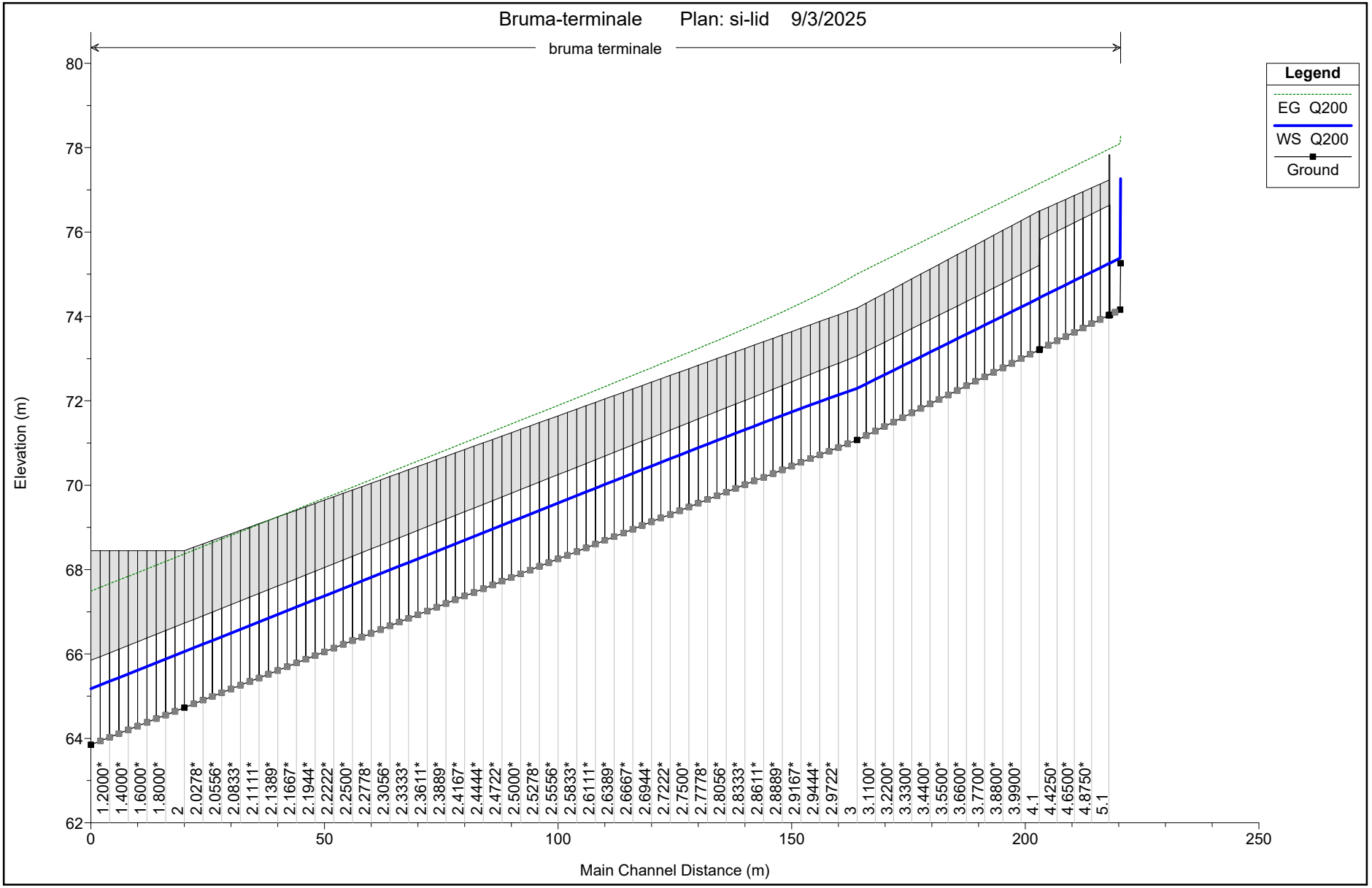
Confluenza 7: Canale Brumà - Rio 4			
	Monte	**Valle**	**Affluente**
Portata: Q [m3/s]	20.5	25.3	4.8
Larghezza sezione: B [m]	3	3	3
Quota fondo: Z [m.s.l.m.]	155.02	154.82	156.92
Carico specifico [m]	3.66	2.91	0.96
Altezza pelo libero [m]	0.93	1.88	0.64
Quota pelo libero [m s.l.m.]	155.95	156.70	157.56
Angolo di immissione: α [°]	45		

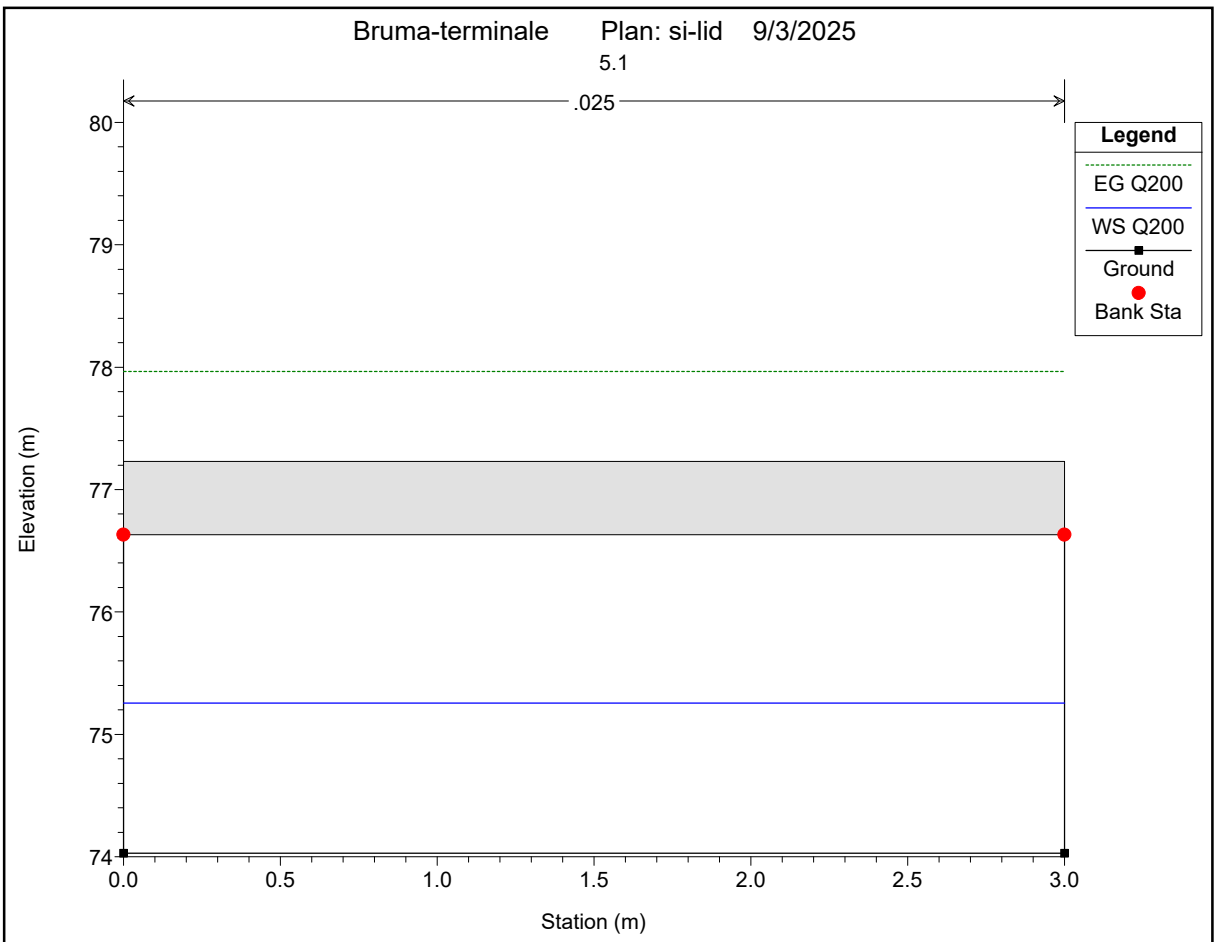
Tabella XVIII

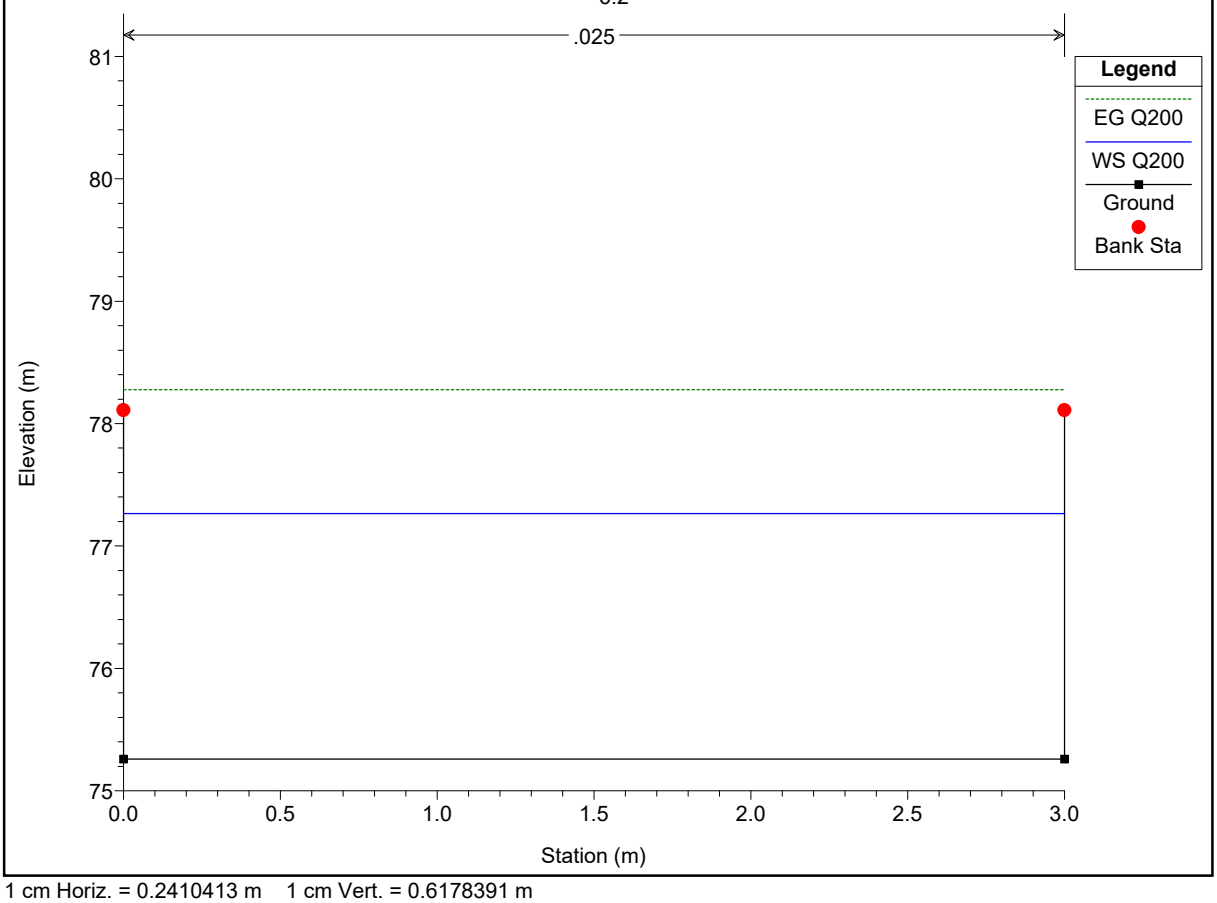
I risultati mostrano che in ogni caso il franco di sicurezza rispetto agli argini è superiore a 0.5 m con il carico contenuto.

ALLEGATO A

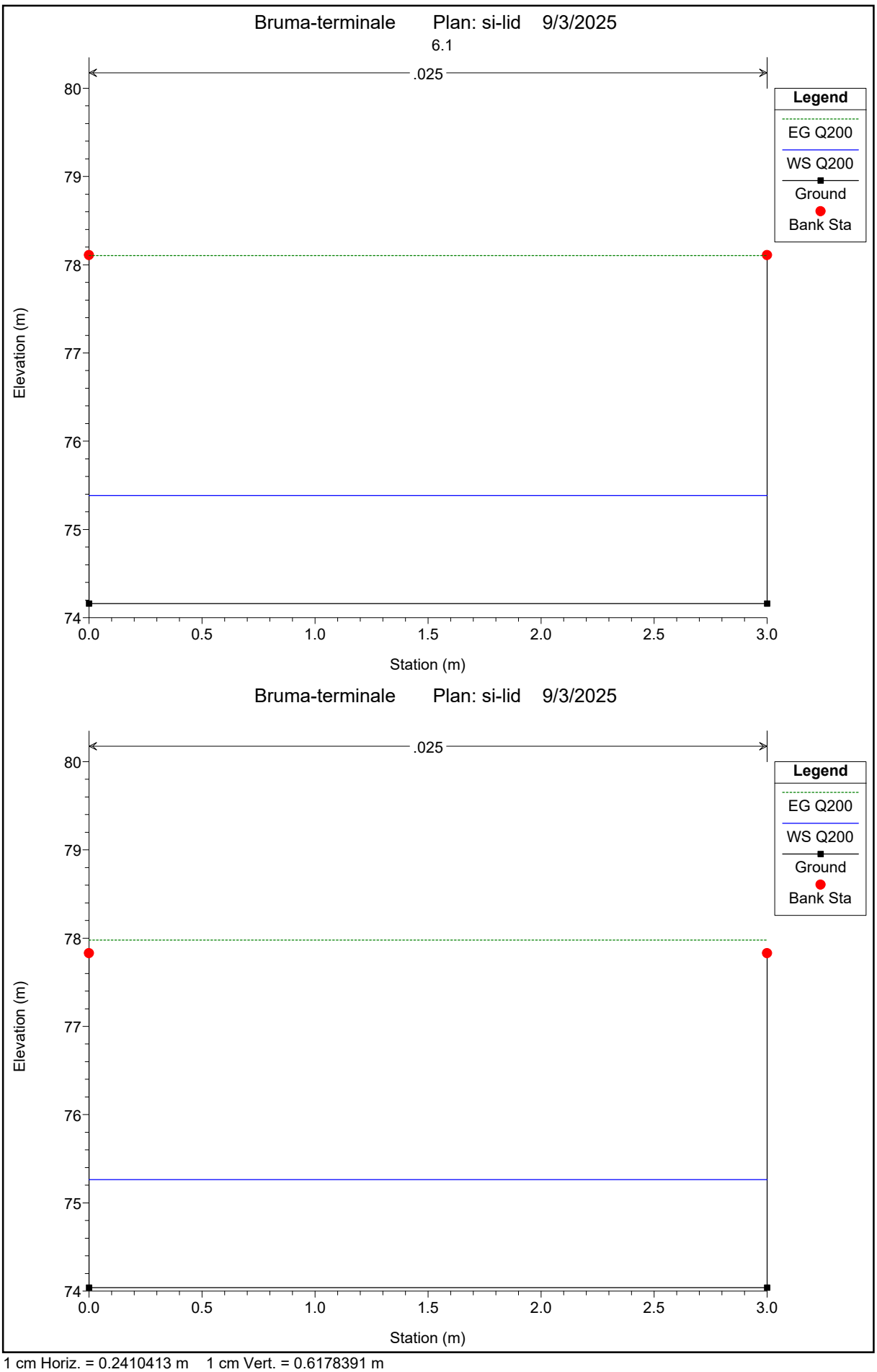
Verifiche idrauliche rio Brumà


Bruma-terminale Plan: si-lid 9/3/2025
bruma terminale
Legend
EG Q200
WS Q200
Ground
Elevation (m)
Main Channel Distance (m)
80
78
76
74
72
70
68
66
64
62
0
50
100
150
200
250
1.2000*
1.4000*
1.6000*
1.8000*
2
2.0278*
2.0556*
2.0833*
2.1111*
2.1389*
2.1667*
2.1944*
2.2222*
2.2500*
2.2778*
2.3056*
2.3333*
2.3611*
2.3889*
2.4167*
2.4444*
2.4722*
2.5000*
2.5278*
2.5556*
2.5833*
2.6111*
2.6389*
2.6667*
2.6944*
2.7222*
2.7500*
2.7778*
2.8056*
2.8333*
2.8611*
2.8889*
2.9167*
2.9444*
2.9722*
3
3.1100*
3.2200*
3.3300*
3.4400*
3.5500*
3.6600*
3.7700*
3.8800*
3.9900*
4.1
4.4250*
4.6500*
4.8750*
5.1

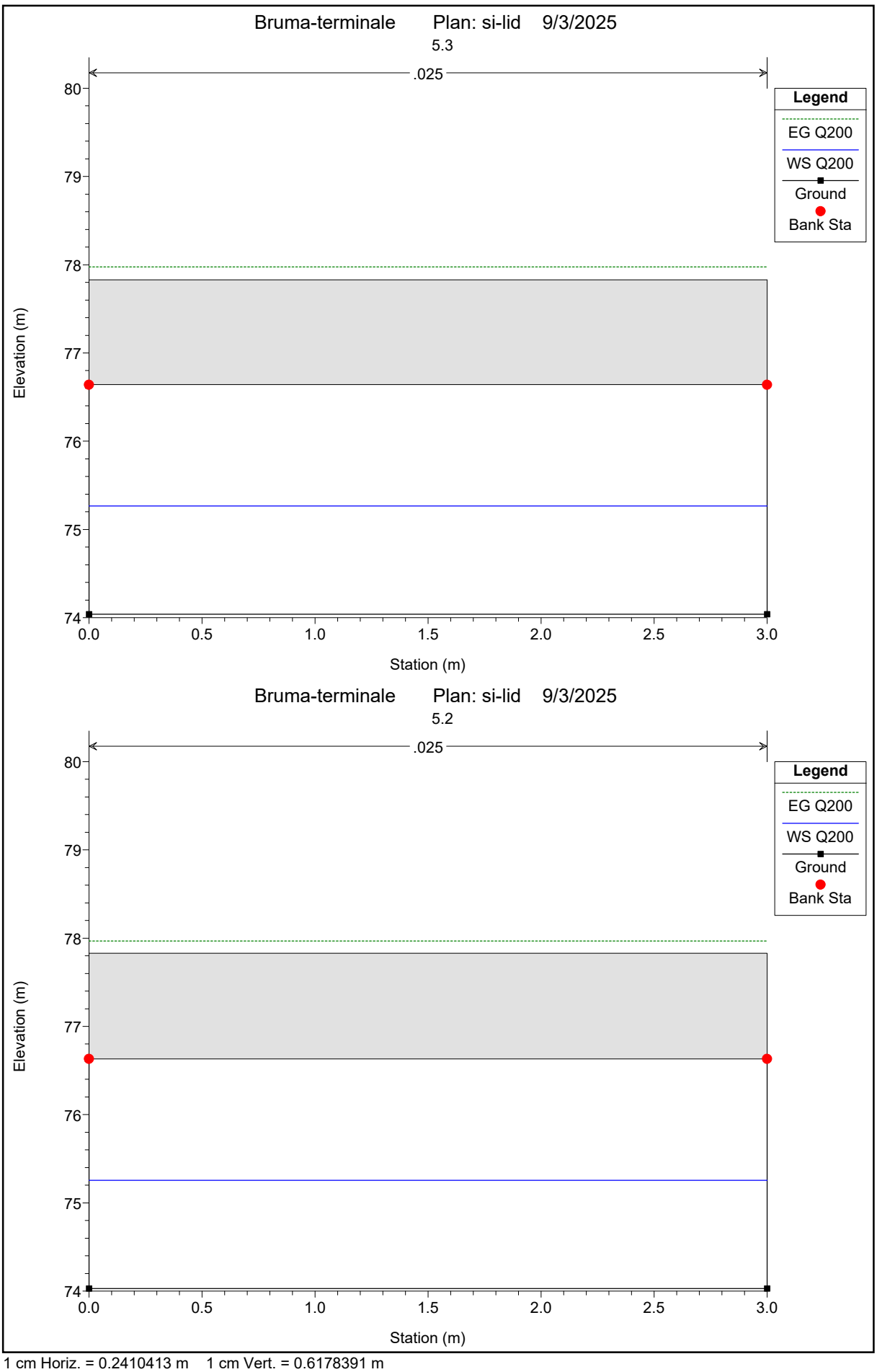




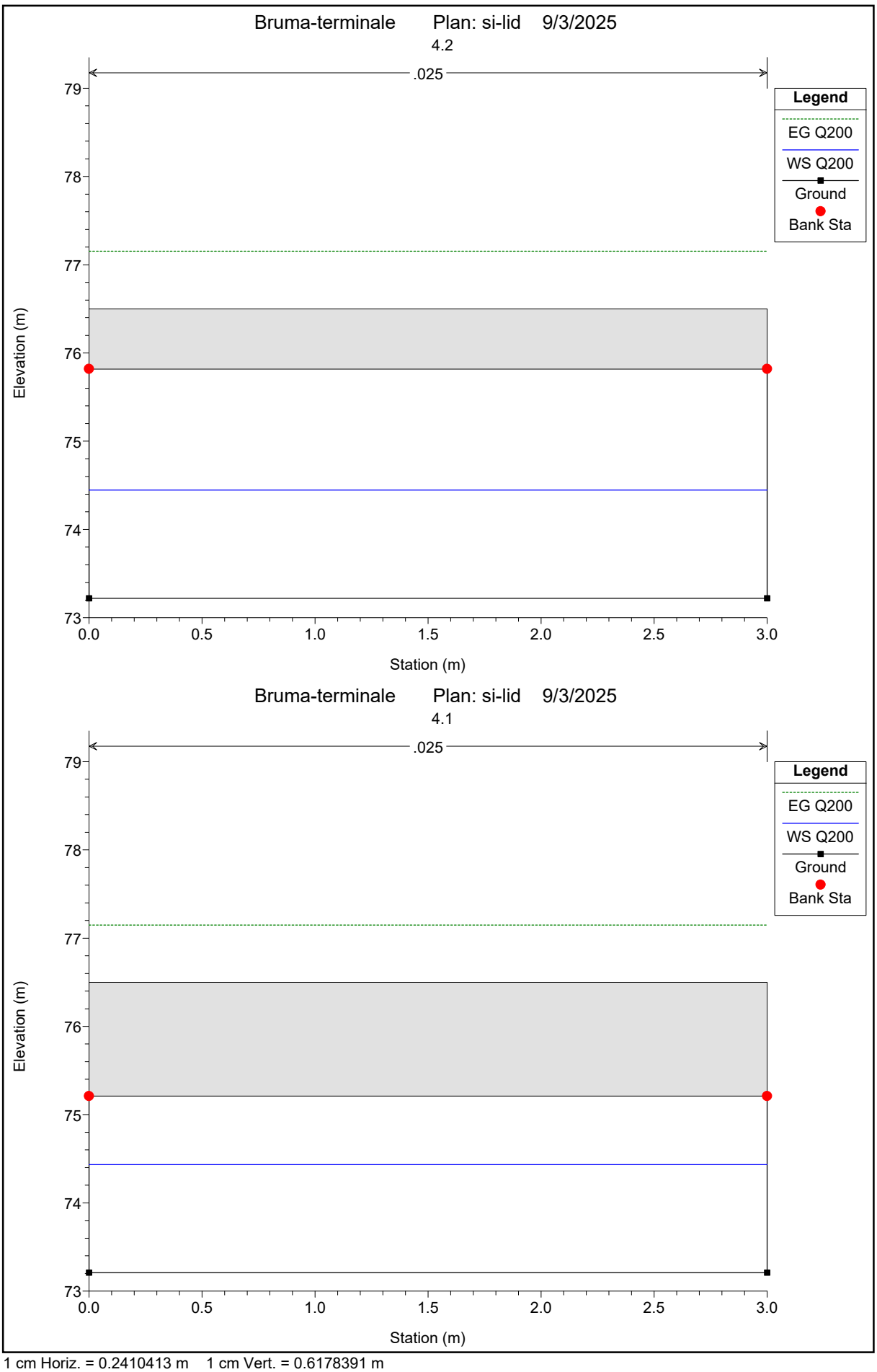
1 cm Horiz. = 0.2410413 m 1 cm Vert. = 0.6178391 m



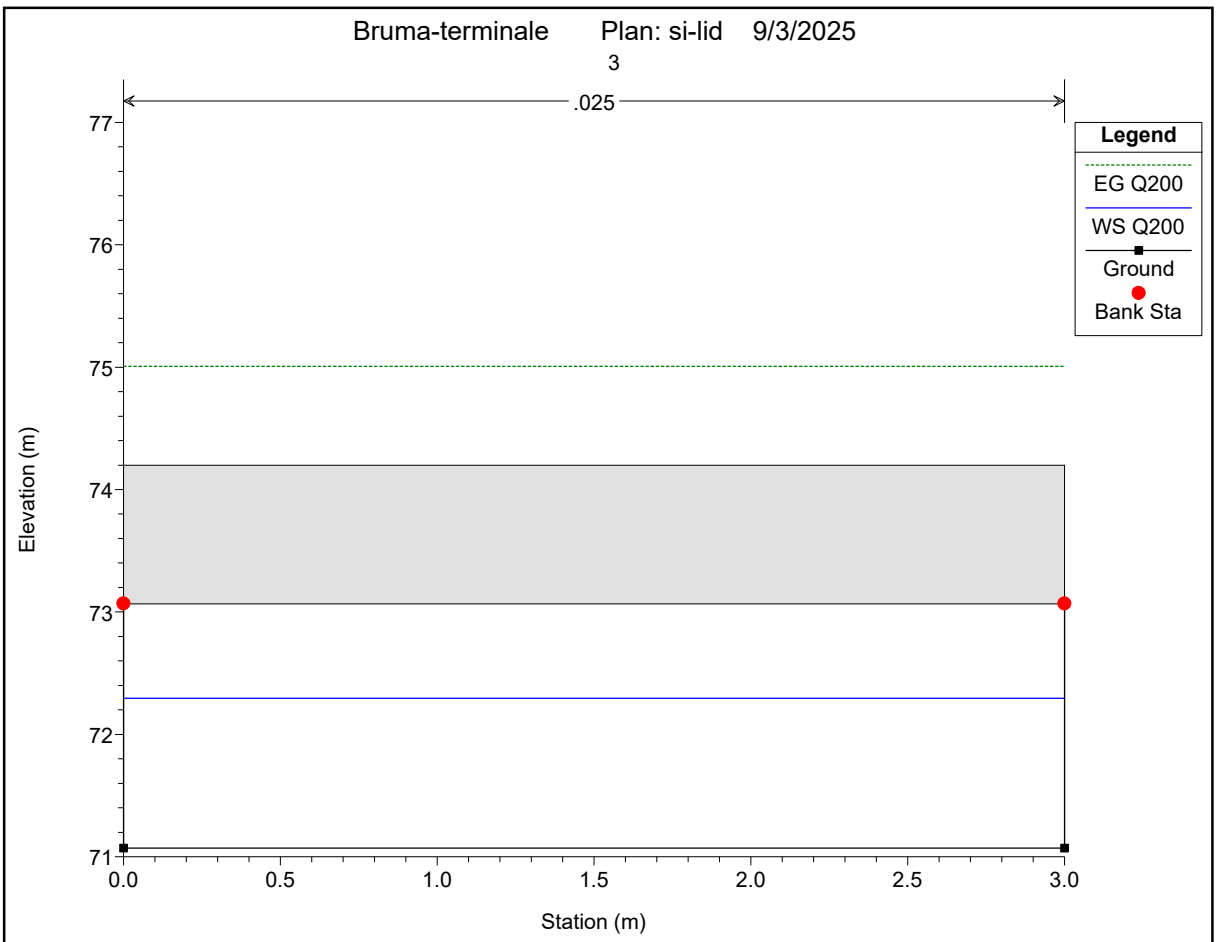
1 cm Horiz. = 0.2410413 m 1 cm Vert. = 0.6178391 m

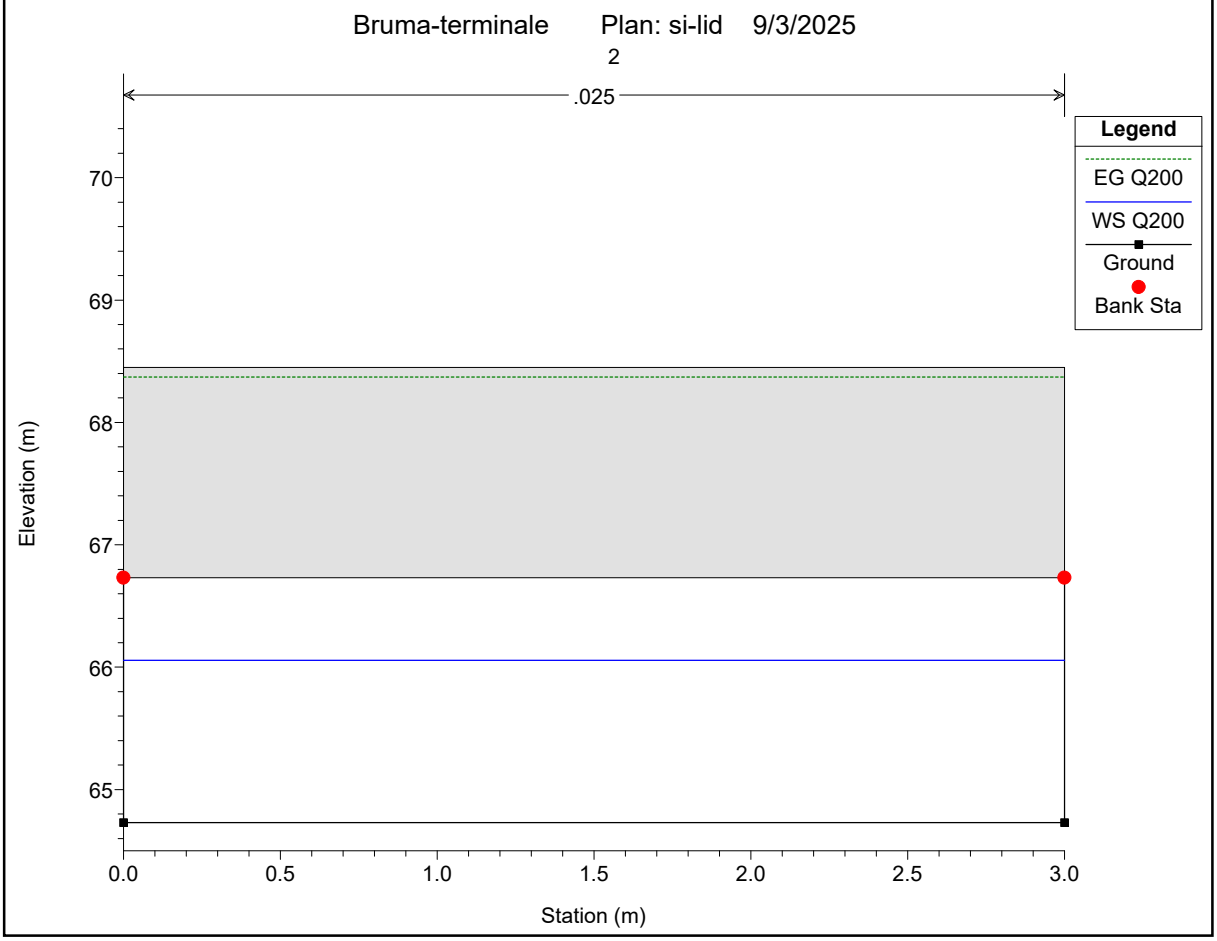


1 cm Horiz. = 0.2410413 m 1 cm Vert. = 0.6178391 m

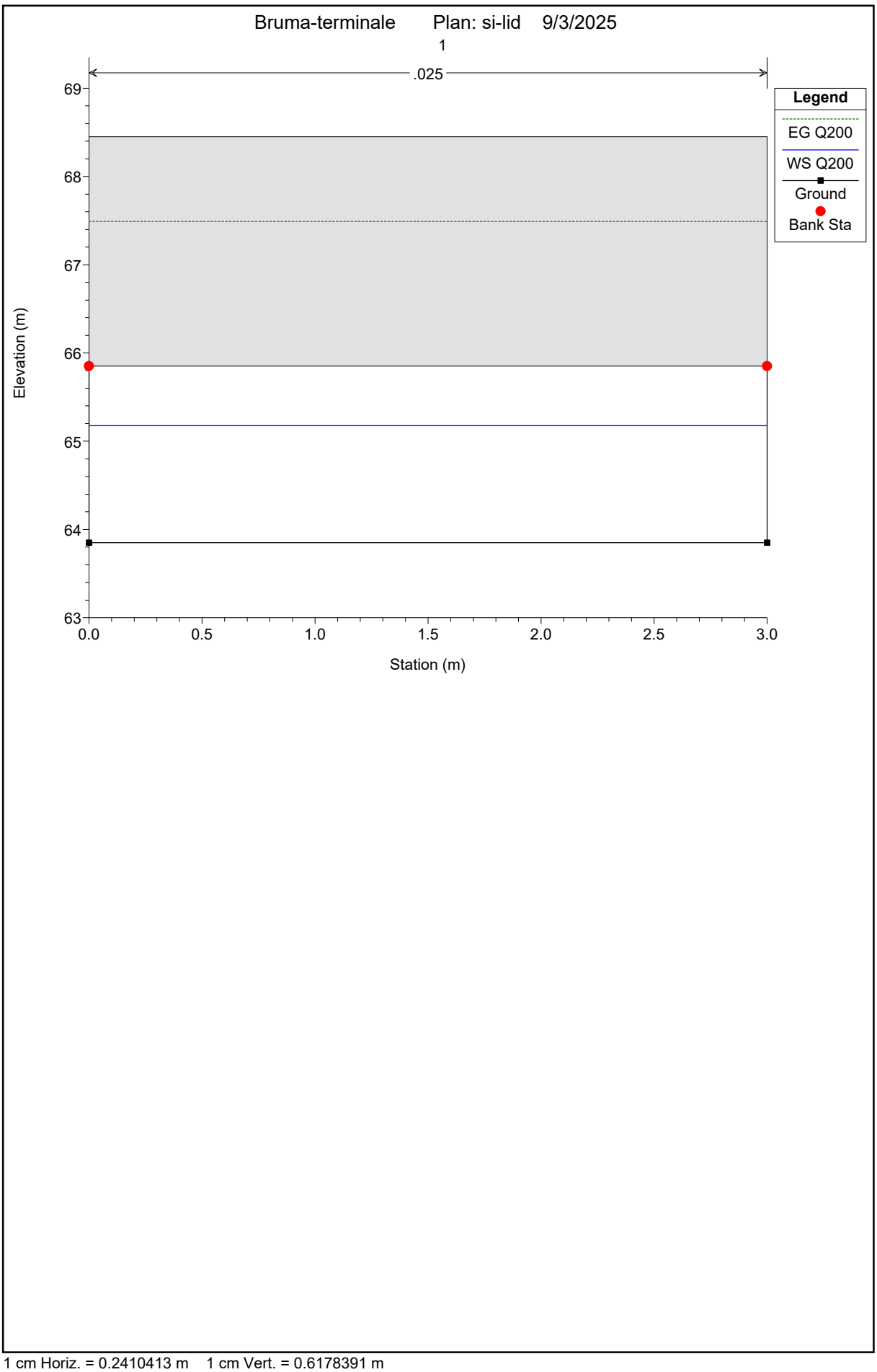


1 cm Horiz. = 0.2410413 m 1 cm Vert. = 0.6178391 m





1 cm Horiz. = 0.2410413 m 1 cm Vert. = 0.6178391 m



1 cm Horiz. = 0.2410413 m 1 cm Vert. = 0.6178391 m

HEC-RAS Plan: SI-LID River: bruma Reach: terminale Profile: Q200

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	LOB Elev	ROB Elev	W.S. Elev	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
terminale	6.2	Q200	26.80	75.26	78.11	78.11	77.27	78.28	4.45	6.02	3.00	1.00
terminale	6.1	Q200	26.80	74.16	78.11	78.11	75.38	78.10	7.30	3.67	3.00	2.11
terminale	5.7500*	Q200	26.80	74.10	77.97	77.97	75.32	78.04	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	5.4	Q200	26.80	74.04	77.83	77.83	75.26	77.98	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	5.3	Q200	26.80	74.04	76.64	76.64	75.26	77.98	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	5.2	Q200	26.80	74.03	76.63	76.63	75.25	77.97	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	5.1	Q200	26.80	74.03	76.63	76.63	75.26	77.97	7.29	3.68	3.00	2.10
terminale	4.9875*	Q200	26.80	73.93	76.53	76.53	75.15	77.87	7.29	3.68	3.00	2.10
terminale	4.8750*	Q200	26.80	73.83	76.43	76.43	75.05	77.76	7.29	3.68	3.00	2.10
terminale	4.7625*	Q200	26.80	73.73	76.32	76.32	74.95	77.66	7.29	3.68	3.00	2.10
terminale	4.6500*	Q200	26.80	73.63	76.22	76.22	74.85	77.56	7.29	3.68	3.00	2.10
terminale	4.5375*	Q200	26.80	73.52	76.12	76.12	74.75	77.46	7.29	3.68	3.00	2.10
terminale	4.4250*	Q200	26.80	73.42	76.02	76.02	74.65	77.36	7.29	3.68	3.00	2.10
terminale	4.3125*	Q200	26.80	73.32	75.92	75.92	74.55	77.25	7.29	3.68	3.00	2.10
terminale	4.2	Q200	26.80	73.22	75.82	75.82	74.45	77.15	7.29	3.68	3.00	2.10
terminale	4.1	Q200	26.80	73.21	75.21	75.21	74.43	77.15	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	4.0450*	Q200	26.80	73.10	75.10	75.10	74.33	77.04	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.9900*	Q200	26.80	73.00	75.00	75.00	74.22	76.93	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.9350*	Q200	26.80	72.89	74.89	74.89	74.11	76.83	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.8800*	Q200	26.80	72.78	74.78	74.78	74.01	76.72	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.8250*	Q200	26.80	72.67	74.68	74.68	73.90	76.61	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.7700*	Q200	26.80	72.57	74.57	74.57	73.79	76.51	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.7150*	Q200	26.80	72.46	74.46	74.46	73.69	76.40	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.6600*	Q200	26.80	72.35	74.35	74.35	73.58	76.29	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.6050*	Q200	26.80	72.25	74.25	74.25	73.47	76.18	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.5500*	Q200	26.80	72.14	74.14	74.14	73.36	76.08	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.4950*	Q200	26.80	72.03	74.03	74.03	73.26	75.97	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.4400*	Q200	26.80	71.93	73.92	73.92	73.15	75.86	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.3850*	Q200	26.80	71.82	73.82	73.82	73.04	75.76	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.3300*	Q200	26.80	71.71	73.71	73.71	72.94	75.65	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.2750*	Q200	26.80	71.61	73.60	73.60	72.83	75.54	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.2200*	Q200	26.80	71.50	73.49	73.49	72.72	75.44	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.1650*	Q200	26.80	71.39	73.39	73.39	72.62	75.33	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.1100*	Q200	26.80	71.28	73.28	73.28	72.51	75.22	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	3.0550*	Q200	26.80	71.18	73.17	73.17	72.40	75.11	7.29	3.67	3.00	2.10

HEC-RAS Plan: SI-LID River: bruma Reach: terminale Profile: Q200 (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	LOB Elev	ROB Elev	W.S. Elev	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
terminale	3	Q200	26.80	71.07	73.07	73.07	72.29	75.01	7.29	3.67	3.00	2.10
terminale	2.9861*	Q200	26.80	70.98	72.98	72.98	72.22	74.88	7.23	3.71	3.00	2.08
terminale	2.9722*	Q200	26.80	70.89	72.89	72.89	72.14	74.76	7.17	3.74	3.00	2.05
terminale	2.9583*	Q200	26.80	70.81	72.80	72.80	72.06	74.64	7.11	3.77	3.00	2.03
terminale	2.9444*	Q200	26.80	70.72	72.71	72.71	71.98	74.53	7.07	3.79	3.00	2.01
terminale	2.9306*	Q200	26.80	70.63	72.63	72.63	71.90	74.42	7.03	3.81	3.00	1.99
terminale	2.9167*	Q200	26.80	70.54	72.54	72.54	71.82	74.31	7.00	3.83	3.00	1.98
terminale	2.9028*	Q200	26.80	70.45	72.45	72.45	71.74	74.21	6.97	3.85	3.00	1.96
terminale	2.8889*	Q200	26.80	70.37	72.36	72.36	71.65	74.11	6.94	3.86	3.00	1.95
terminale	2.8750*	Q200	26.80	70.28	72.27	72.27	71.57	74.01	6.92	3.88	3.00	1.94
terminale	2.8611*	Q200	26.80	70.19	72.19	72.19	71.49	73.91	6.89	3.89	3.00	1.93
terminale	2.8472*	Q200	26.80	70.10	72.10	72.10	71.40	73.81	6.87	3.90	3.00	1.92
terminale	2.8333*	Q200	26.80	70.01	72.01	72.01	71.32	73.71	6.85	3.91	3.00	1.92
terminale	2.8194*	Q200	26.80	69.93	71.92	71.92	71.23	73.61	6.83	3.92	3.00	1.91
terminale	2.8056*	Q200	26.80	69.84	71.83	71.83	71.15	73.52	6.82	3.93	3.00	1.90
terminale	2.7917*	Q200	26.80	69.75	71.75	71.75	71.06	73.43	6.81	3.93	3.00	1.90
terminale	2.7778*	Q200	26.80	69.66	71.66	71.66	70.97	73.33	6.80	3.94	3.00	1.90
terminale	2.7639*	Q200	26.80	69.57	71.57	71.57	70.89	73.24	6.80	3.94	3.00	1.89
terminale	2.7500*	Q200	26.80	69.48	71.48	71.48	70.80	73.15	6.79	3.95	3.00	1.89
terminale	2.7361*	Q200	26.80	69.40	71.39	71.39	70.71	73.06	6.78	3.95	3.00	1.89
terminale	2.7222*	Q200	26.80	69.31	71.31	71.31	70.63	72.97	6.77	3.96	3.00	1.88
terminale	2.7083*	Q200	26.80	69.22	71.22	71.22	70.54	72.88	6.77	3.96	3.00	1.88
terminale	2.6944*	Q200	26.80	69.13	71.13	71.13	70.45	72.78	6.76	3.96	3.00	1.88
terminale	2.6806*	Q200	26.80	69.05	71.04	71.04	70.37	72.69	6.75	3.97	3.00	1.88
terminale	2.6667*	Q200	26.80	68.96	70.95	70.95	70.28	72.60	6.75	3.97	3.00	1.87
terminale	2.6528*	Q200	26.80	68.87	70.87	70.87	70.19	72.51	6.75	3.97	3.00	1.87
terminale	2.6389*	Q200	26.80	68.78	70.78	70.78	70.10	72.43	6.75	3.97	3.00	1.87
terminale	2.6250*	Q200	26.80	68.69	70.69	70.69	70.02	72.34	6.74	3.97	3.00	1.87
terminale	2.6111*	Q200	26.80	68.60	70.60	70.60	69.93	72.25	6.74	3.97	3.00	1.87
terminale	2.5972*	Q200	26.80	68.52	70.51	70.51	69.84	72.16	6.74	3.97	3.00	1.87
terminale	2.5833*	Q200	26.80	68.43	70.43	70.43	69.75	72.07	6.74	3.97	3.00	1.87
terminale	2.5694*	Q200	26.80	68.34	70.34	70.34	69.67	71.98	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.5556*	Q200	26.80	68.25	70.25	70.25	69.58	71.89	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.5417*	Q200	26.80	68.16	70.16	70.16	69.49	71.80	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.5278*	Q200	26.80	68.08	70.07	70.07	69.40	71.72	6.74	3.98	3.00	1.87

HEC-RAS Plan: SI-LID River: bruma Reach: terminale Profile: Q200 (Continued)

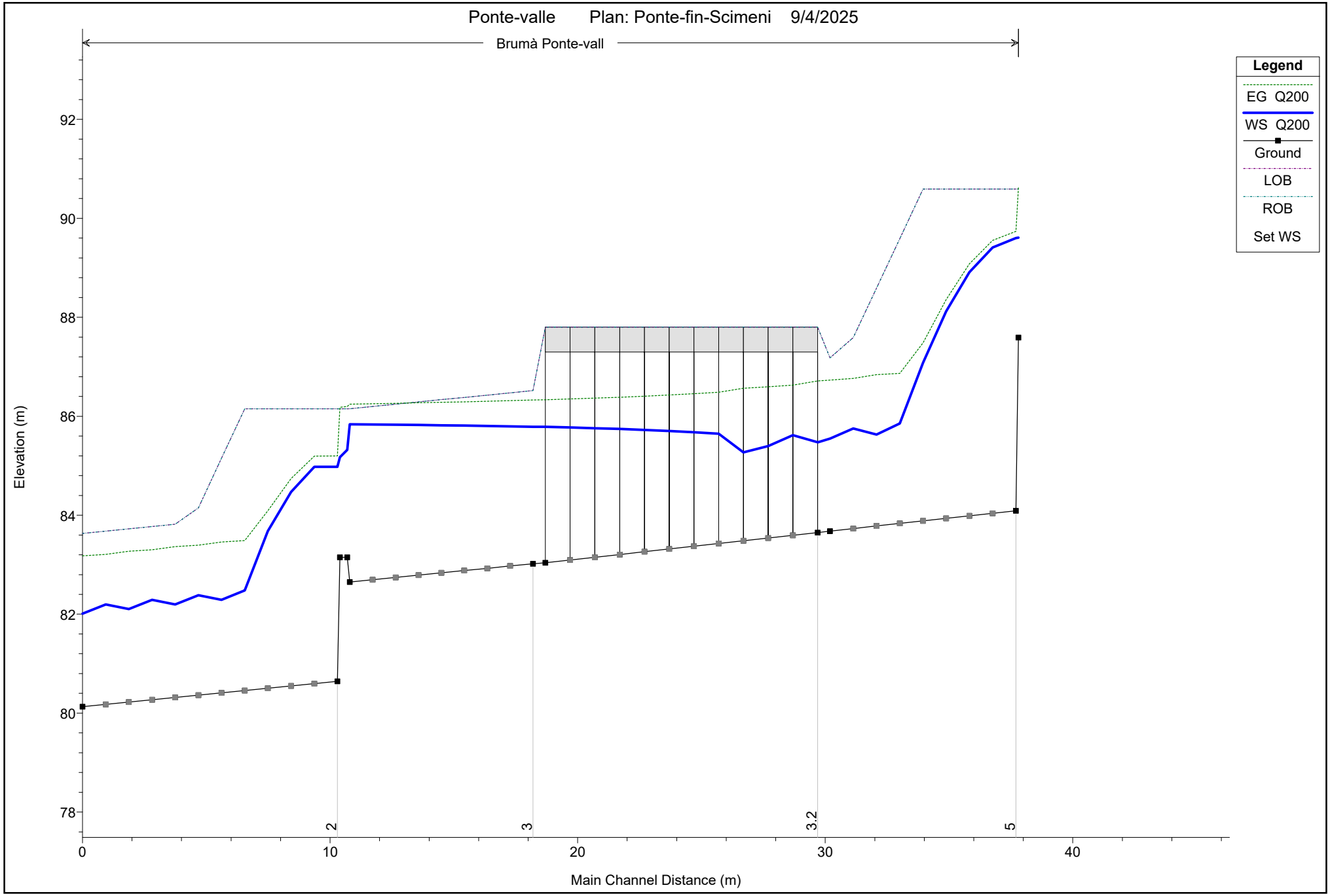
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	LOB Elev	ROB Elev	W.S. Elev	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
terminale	2.5139*	Q200	26.80	67.99	69.99	69.99	69.31	71.63	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.5000*	Q200	26.80	67.90	69.90	69.90	69.23	71.54	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.4861*	Q200	26.80	67.81	69.81	69.81	69.14	71.45	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.4722*	Q200	26.80	67.72	69.72	69.72	69.05	71.36	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.4583*	Q200	26.80	67.64	69.63	69.63	68.96	71.28	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.4444*	Q200	26.80	67.55	69.55	69.55	68.87	71.19	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.4306*	Q200	26.80	67.46	69.46	69.46	68.79	71.10	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.4167*	Q200	26.80	67.37	69.37	69.37	68.70	71.01	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.4028*	Q200	26.80	67.28	69.28	69.28	68.61	70.92	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.3889*	Q200	26.80	67.20	69.19	69.19	68.52	70.84	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.3750*	Q200	26.80	67.11	69.11	69.11	68.43	70.75	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.3611*	Q200	26.80	67.02	69.02	69.02	68.34	70.66	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.3472*	Q200	26.80	66.93	68.93	68.93	68.26	70.57	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.3333*	Q200	26.80	66.84	68.84	68.84	68.17	70.48	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.3194*	Q200	26.80	66.75	68.75	68.75	68.08	70.40	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.3056*	Q200	26.80	66.67	68.67	68.67	67.99	70.31	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.2917*	Q200	26.80	66.58	68.58	68.58	67.90	70.22	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.2778*	Q200	26.80	66.49	68.49	68.49	67.82	70.13	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.2639*	Q200	26.80	66.40	68.40	68.40	67.73	70.04	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.2500*	Q200	26.80	66.32	68.31	68.31	67.64	69.96	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.2361*	Q200	26.80	66.23	68.23	68.23	67.55	69.87	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.2222*	Q200	26.80	66.14	68.14	68.14	67.46	69.78	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.2083*	Q200	26.80	66.05	68.05	68.05	67.38	69.69	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.1944*	Q200	26.80	65.96	67.96	67.96	67.29	69.60	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.1806*	Q200	26.80	65.87	67.87	67.87	67.20	69.52	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.1667*	Q200	26.80	65.79	67.79	67.79	67.11	69.43	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.1528*	Q200	26.80	65.70	67.70	67.70	67.02	69.34	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.1389*	Q200	26.80	65.61	67.61	67.61	66.94	69.25	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.1250*	Q200	26.80	65.52	67.52	67.52	66.85	69.16	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.1111*	Q200	26.80	65.43	67.43	67.43	66.76	69.07	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.0972*	Q200	26.80	65.35	67.35	67.35	66.67	68.99	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.0833*	Q200	26.80	65.26	67.26	67.26	66.58	68.90	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.0694*	Q200	26.80	65.17	67.17	67.17	66.50	68.81	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.0556*	Q200	26.80	65.08	67.08	67.08	66.41	68.72	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.0417*	Q200	26.80	64.99	66.99	66.99	66.32	68.63	6.74	3.98	3.00	1.87

HEC-RAS Plan: SI-LID River: bruma Reach: terminale Profile: Q200 (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	LOB Elev	ROB Elev	W.S. Elev	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
terminale	2.0278*	Q200	26.80	64.91	66.91	66.91	66.23	68.55	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2.0139*	Q200	26.80	64.82	66.82	66.82	66.14	68.46	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	2	Q200	26.80	64.73	66.73	66.73	66.06	68.37	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	1.9000*	Q200	26.80	64.64	66.64	66.64	65.97	68.28	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	1.8000*	Q200	26.80	64.55	66.55	66.55	65.88	68.19	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	1.7000*	Q200	26.80	64.47	66.47	66.47	65.79	68.11	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	1.6000*	Q200	26.80	64.38	66.38	66.38	65.70	68.02	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	1.5000*	Q200	26.80	64.29	66.29	66.29	65.62	67.93	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	1.4000*	Q200	26.80	64.20	66.20	66.20	65.53	67.84	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	1.3000*	Q200	26.80	64.11	66.11	66.11	65.44	67.75	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	1.2000*	Q200	26.80	64.03	66.03	66.03	65.35	67.67	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	1.1000*	Q200	26.80	63.94	65.94	65.94	65.26	67.58	6.74	3.98	3.00	1.87
terminale	1	Q200	26.80	63.85	65.85	65.85	65.18	67.49	6.74	3.98	3.00	1.87

ALLEGATO B

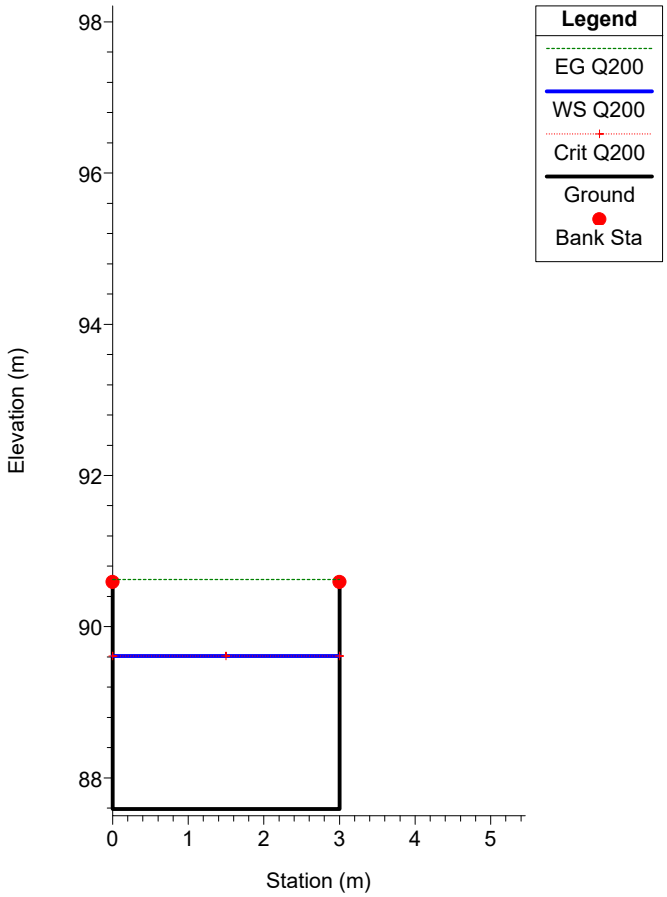
Verifiche idrauliche
Attraversamento strada esistente



1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1 m

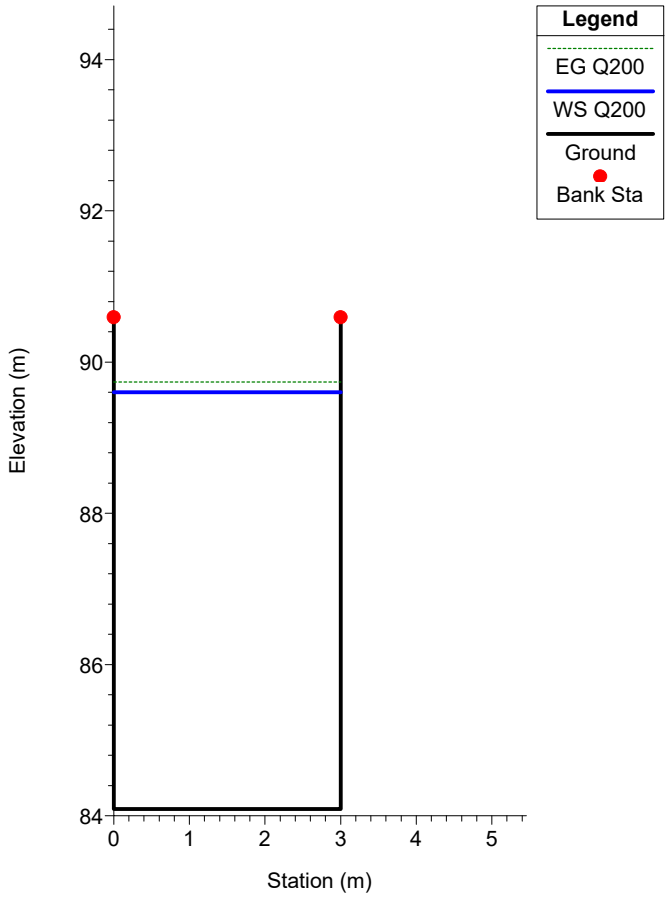
Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025

5.1

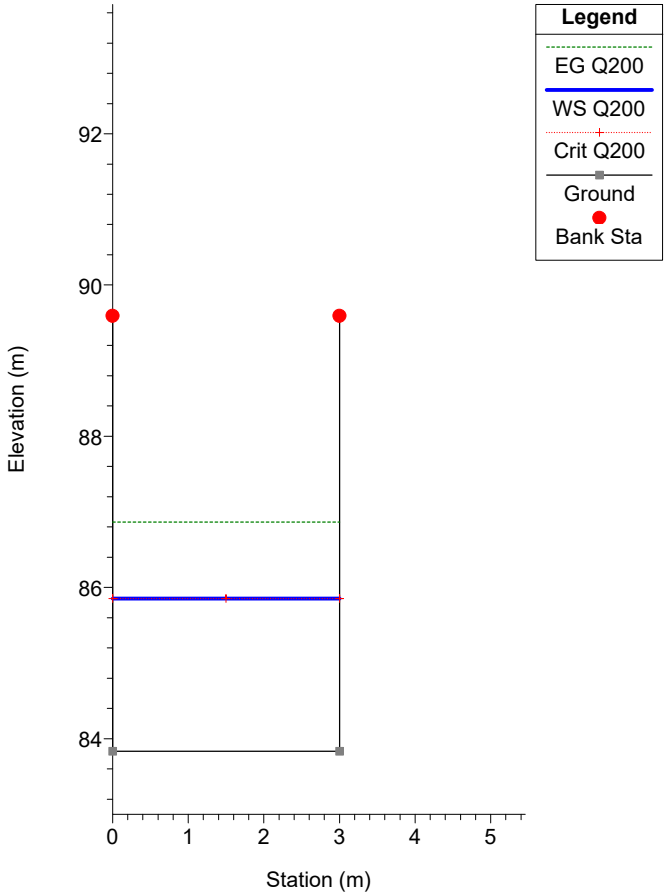


Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025

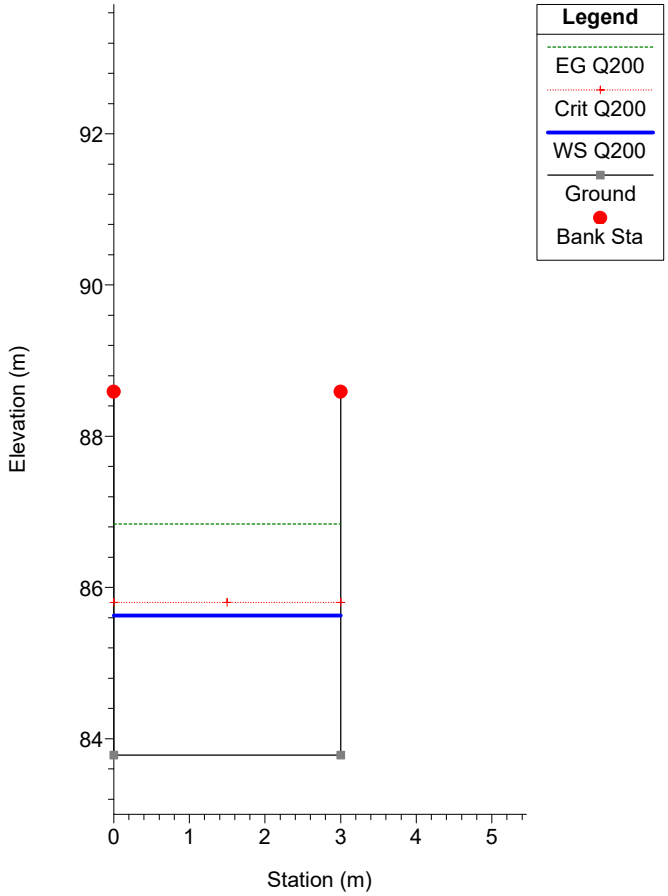
5



Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025

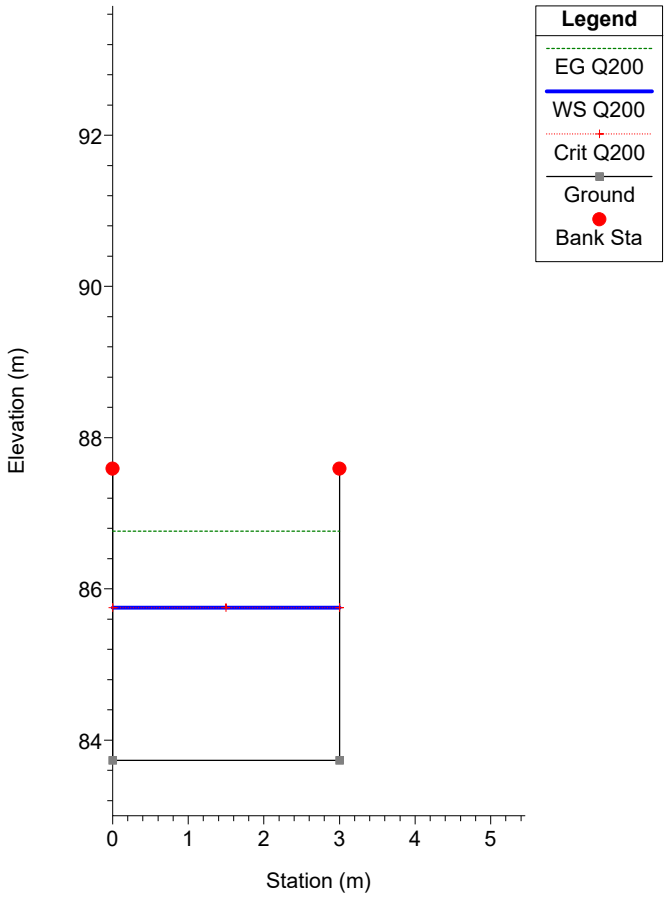


Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025



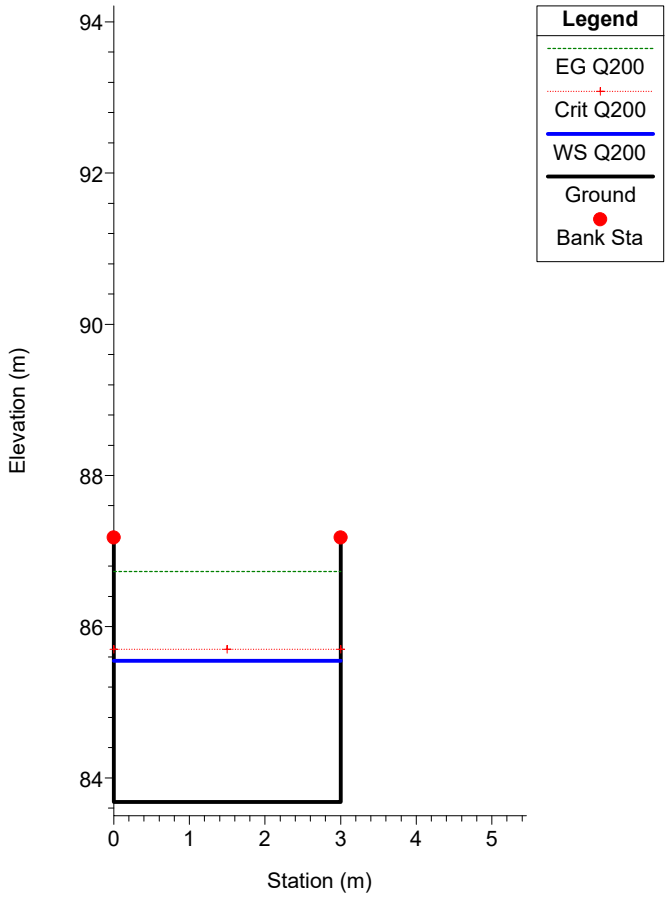
1 cm Horiz. = 1 m 1 cm Vert. = 1 m

Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025



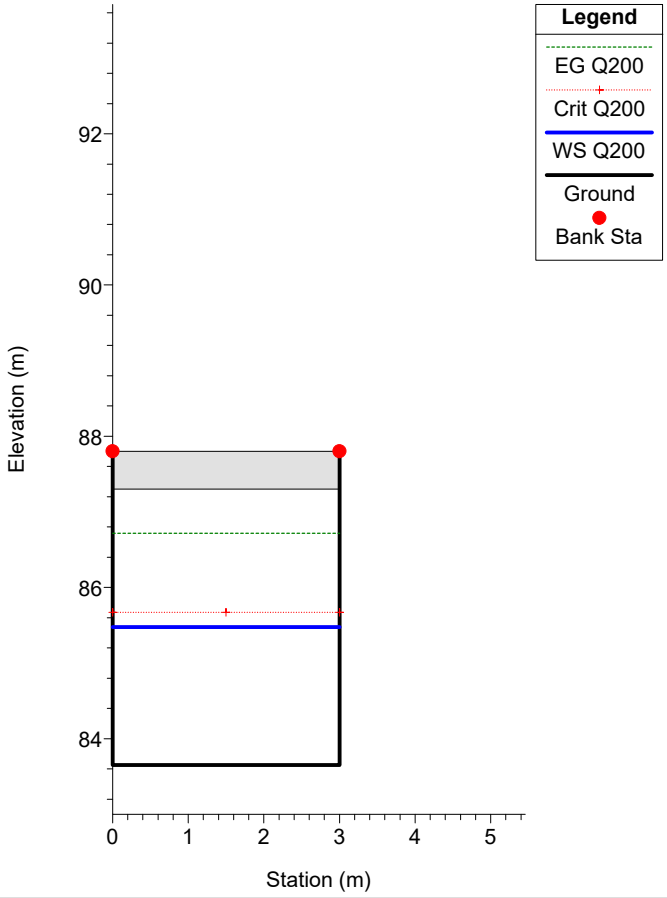
Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025

4



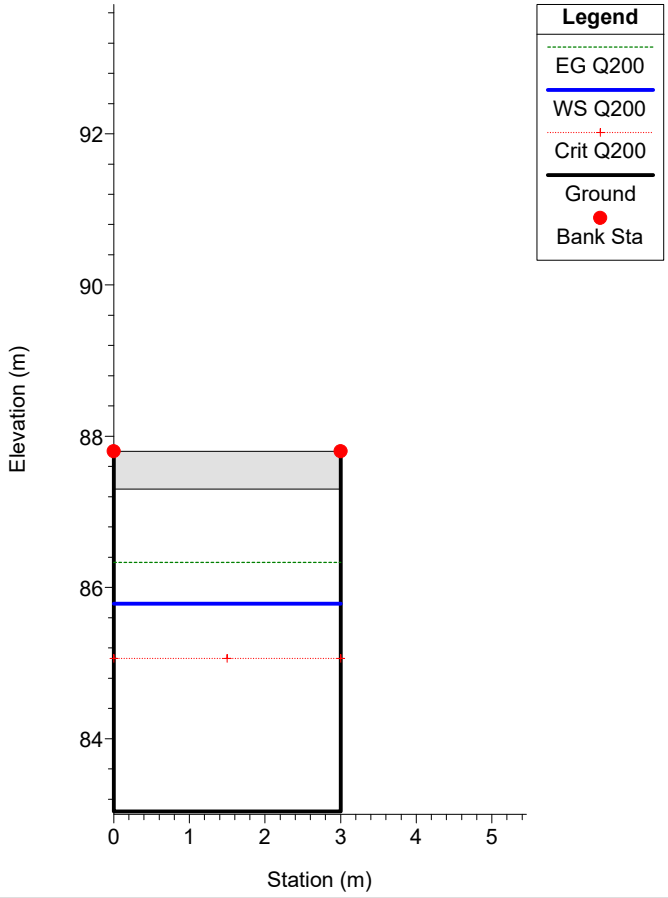
Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025

3.2



Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025

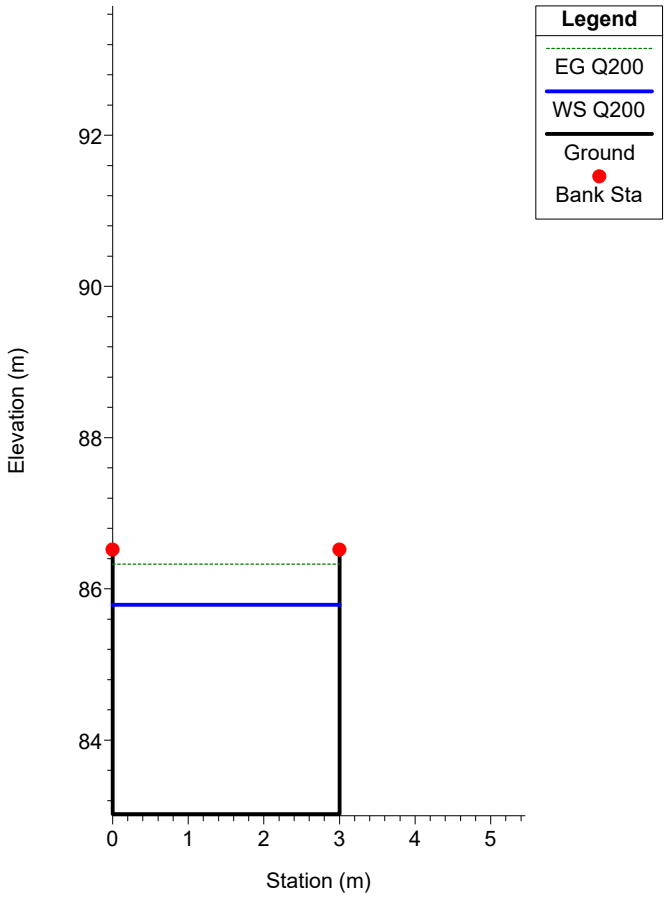
3.1



1 cm Horiz. = 1 m 1 cm Vert. = 1 m

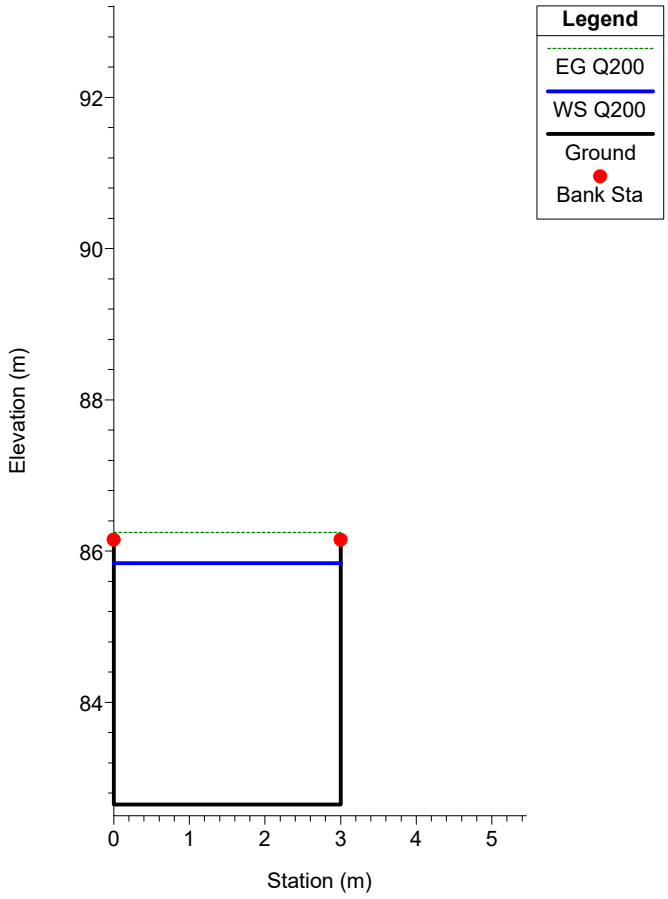
Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025

3



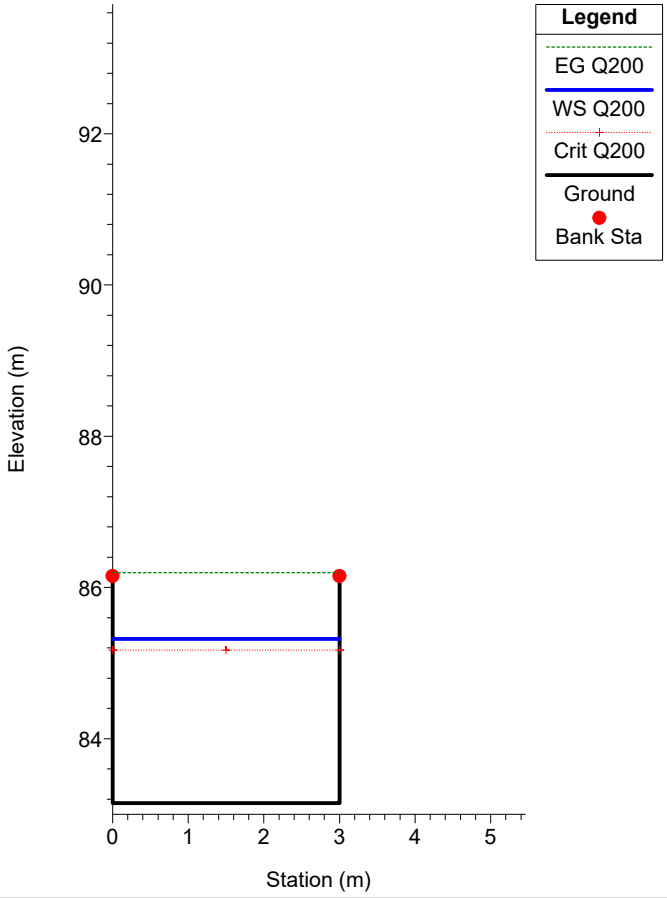
Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025

2.3



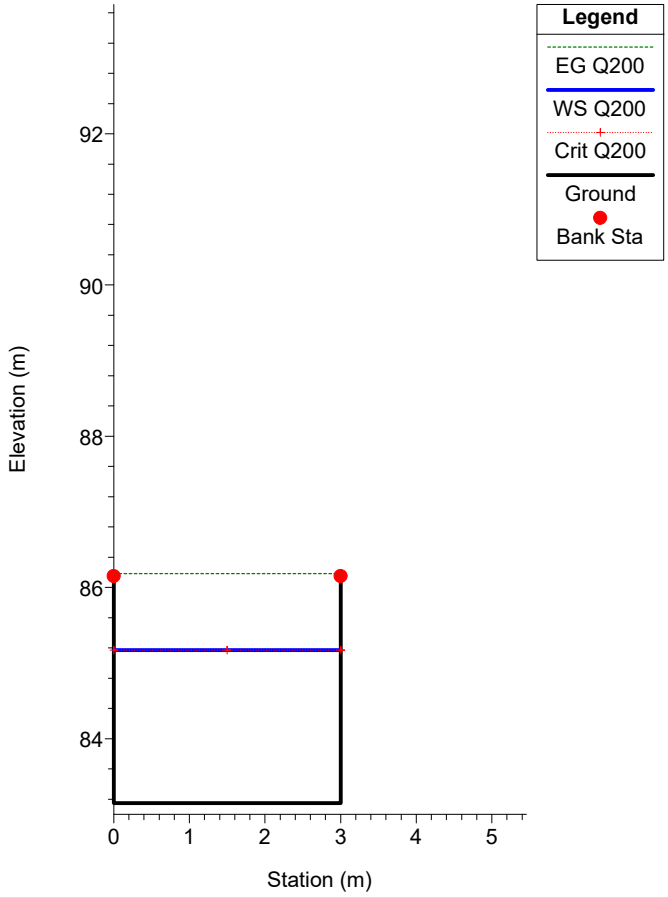
Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025

2.2



Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025

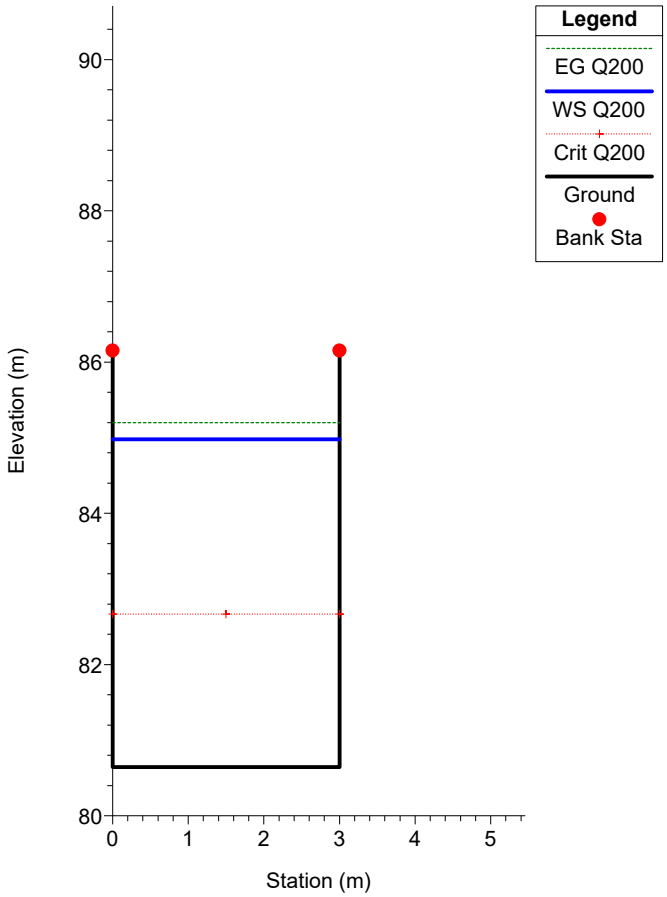
2.1



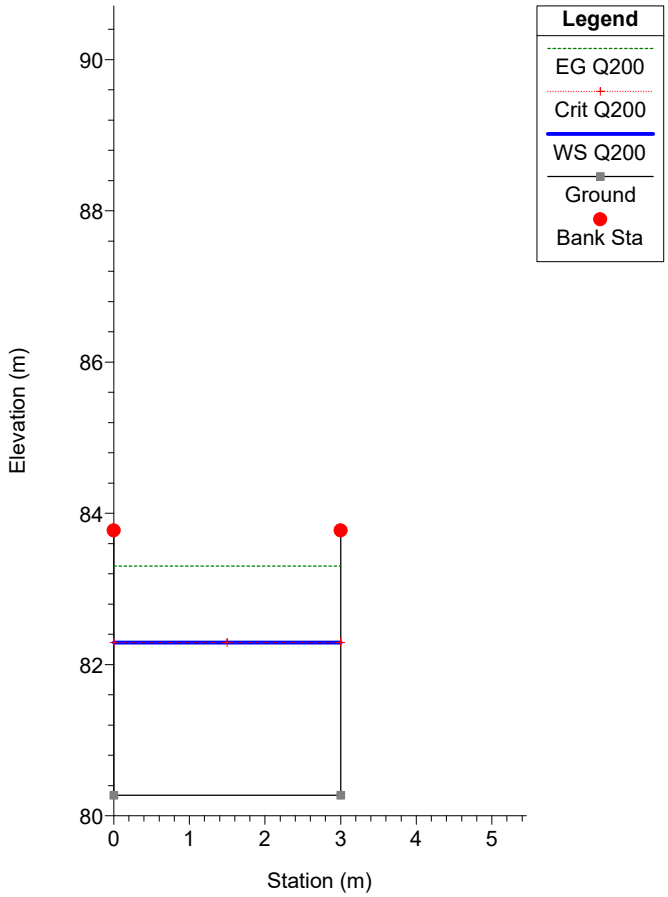
1 cm Horiz. = 1 m 1 cm Vert. = 1 m

Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025

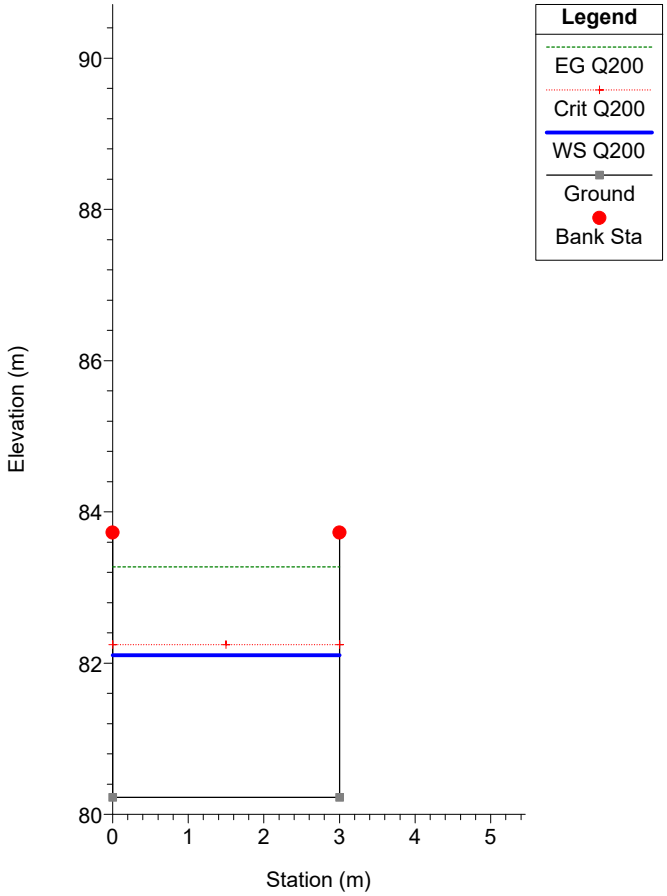
2



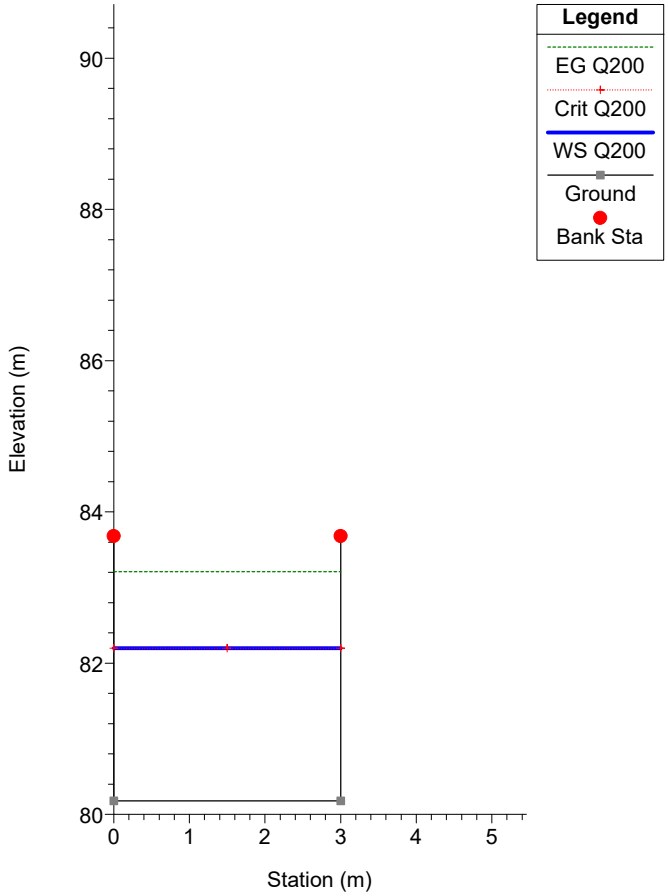
Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025



Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025



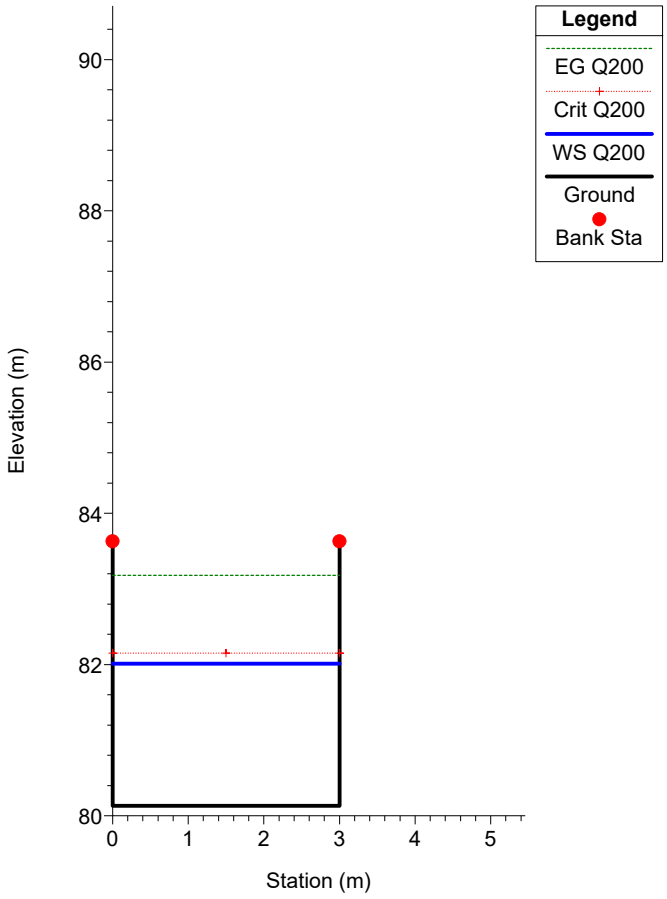
Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025



1 cm Horiz. = 1 m 1 cm Vert. = 1 m

Ponte-valle Plan: Ponte-fin-Scimeni 9/4/2025

1



1 cm Horiz. = 1 m 1 cm Vert. = 1 m

HEC-RAS Plan: Ponte-fin-Scimeni River: Brumà Reach: Ponte-vall Profile: Q200

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	LOB Elev	ROB Elev	W.S. Elev	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Ponte-vall	5.1	Q200	27.00	87.59	90.59	90.59	89.61	90.62	4.45	6.06	3.00	1.00
Ponte-vall	5	Q200	27.00	84.09	90.59	90.59	89.60	89.74	1.63	16.53	3.00	0.22
Ponte-vall	4.8750*	Q200	27.00	84.04	90.59	90.59	89.41	89.55	1.68	16.11	3.00	0.23
Ponte-vall	4.7500*	Q200	27.00	83.99	90.59	90.59	88.91	89.08	1.83	14.77	3.00	0.26
Ponte-vall	4.6250*	Q200	27.00	83.94	90.59	90.59	88.12	88.36	2.15	12.55	3.00	0.34
Ponte-vall	4.5000*	Q200	27.00	83.88	90.59	90.59	87.08	87.48	2.82	9.59	3.00	0.50
Ponte-vall	4.3750*	Q200	27.00	83.83	89.59	89.59	85.86	86.87	4.45	6.06	3.00	1.00
Ponte-vall	4.2500*	Q200	27.00	83.78	88.59	88.59	85.63	86.84	4.87	5.54	3.00	1.14
Ponte-vall	4.1250*	Q200	27.00	83.73	87.59	87.59	85.75	86.76	4.45	6.06	3.00	1.00
Ponte-vall	4	Q200	27.00	83.68	87.18	87.18	85.55	86.73	4.81	5.61	3.00	1.12
Ponte-vall	3.2	Q200	27.00	83.65	87.30	87.30	85.47	86.71	4.93	5.47	3.00	1.17
Ponte-vall	3.1909*	Q200	27.00	83.60	87.30	87.30	85.62	86.63	4.45	6.06	3.00	1.00
Ponte-vall	3.1818*	Q200	27.00	83.54	87.30	87.30	85.40	86.59	4.85	5.57	3.00	1.14
Ponte-vall	3.1727*	Q200	27.00	83.48	87.30	87.30	85.27	86.57	5.04	5.36	3.00	1.20
Ponte-vall	3.1636*	Q200	27.00	83.43	87.30	87.30	85.65	86.49	4.05	6.66	3.00	0.87
Ponte-vall	3.1545*	Q200	27.00	83.37	87.30	87.30	85.68	86.46	3.90	6.92	3.00	0.82
Ponte-vall	3.1455*	Q200	27.00	83.32	87.30	87.30	85.70	86.43	3.77	7.16	3.00	0.78
Ponte-vall	3.1364*	Q200	27.00	83.26	87.30	87.30	85.73	86.41	3.65	7.39	3.00	0.74
Ponte-vall	3.1273*	Q200	27.00	83.21	87.30	87.30	85.74	86.38	3.55	7.61	3.00	0.71
Ponte-vall	3.1182*	Q200	27.00	83.15	87.30	87.30	85.76	86.37	3.45	7.82	3.00	0.68
Ponte-vall	3.1091*	Q200	27.00	83.09	87.30	87.30	85.77	86.35	3.36	8.04	3.00	0.66
Ponte-vall	3.1	Q200	27.00	83.04	87.30	87.30	85.79	86.33	3.28	8.24	3.00	0.63
Ponte-vall	3	Q200	27.00	83.02	86.52	86.52	85.79	86.33	3.25	8.31	3.00	0.62
Ponte-vall	2.9125*	Q200	27.00	82.97	86.47	86.47	85.80	86.31	3.19	8.47	3.00	0.61
Ponte-vall	2.8250*	Q200	27.00	82.93	86.43	86.43	85.80	86.30	3.13	8.63	3.00	0.59
Ponte-vall	2.7375*	Q200	27.00	82.88	86.38	86.38	85.81	86.29	3.07	8.79	3.00	0.57
Ponte-vall	2.6500*	Q200	27.00	82.83	86.33	86.33	85.82	86.28	3.02	8.95	3.00	0.56
Ponte-vall	2.5625*	Q200	27.00	82.79	86.29	86.29	85.82	86.27	2.97	9.10	3.00	0.54
Ponte-vall	2.4750*	Q200	27.00	82.74	86.24	86.24	85.83	86.26	2.92	9.26	3.00	0.53
Ponte-vall	2.3875*	Q200	27.00	82.70	86.20	86.20	85.83	86.25	2.87	9.41	3.00	0.52
Ponte-vall	2.3	Q200	27.00	82.65	86.15	86.15	85.84	86.24	2.82	9.57	3.00	0.50
Ponte-vall	2.2	Q200	27.00	83.15	86.15	86.15	85.32	86.20	4.14	6.52	3.00	0.90
Ponte-vall	2.1	Q200	27.00	83.15	86.15	86.15	85.17	86.18	4.45	6.06	3.00	1.00
Ponte-vall	2	Q200	27.00	80.64	86.15	86.15	84.98	85.20	2.08	13.00	3.00	0.32
Ponte-vall	1.9091*	Q200	27.00	80.60	86.15	86.15	84.98	85.20	2.05	13.15	3.00	0.31
Ponte-vall	1.8182*	Q200	27.00	80.55	86.15	86.15	84.47	84.74	2.30	11.76	3.00	0.37
Ponte-vall	1.7273*	Q200	27.00	80.51	86.15	86.15	83.68	84.09	2.83	9.53	3.00	0.51
Ponte-vall	1.6364*	Q200	27.00	80.46	86.15	86.15	82.48	83.49	4.45	6.06	3.00	1.00
Ponte-vall	1.5455*	Q200	27.00	80.41	85.15	85.15	82.29	83.46	4.79	5.64	3.00	1.12
Ponte-vall	1.4545*	Q200	27.00	80.36	84.15	84.15	82.38	83.40	4.45	6.06	3.00	1.00
Ponte-vall	1.3636*	Q200	27.00	80.32	83.82	83.82	82.20	83.37	4.79	5.64	3.00	1.12
Ponte-vall	1.2727*	Q200	27.00	80.27	83.77	83.77	82.29	83.30	4.45	6.06	3.00	1.00
Ponte-vall	1.1818*	Q200	27.00	80.22	83.72	83.72	82.11	83.27	4.78	5.65	3.00	1.11
Ponte-vall	1.0909*	Q200	27.00	80.18	83.68	83.68	82.20	83.21	4.45	6.06	3.00	1.00
Ponte-vall	1	Q200	27.00	80.13	83.63	83.63	82.01	83.18	4.79	5.64	3.00	1.12

APPENDICE 1

Software di calcolo HEC-RAS

Il software di calcolo Hec-Ras della US Army Corps of Engineers consente il calcolo dell'andamento dei profili di rigurgito in moto permanente gradualmente variato in alvei naturali o canali artificiali e la valutazione degli effetti sulla corrente dovuti all'interazione con ponti, tombinature, briglie, stramazzi, aree golenali ecc.

La determinazione del profilo teorico è ottenuta tramite l'applicazione del cosiddetto Standard step method che si basa sulla semplice equazione mono-dimensionale del contenuto energetico della corrente:

$$H_1 - H_2 = h_f + h_e$$

dove H_1[m] ed H_2[m] sono i carichi totali della corrente nelle sezioni di monte e di valle del tronco d'alveo considerato, h_f[m] sono le perdite di carico dovute all'attrito del fondo e delle sponde, mentre he[m] è un termine che tiene conto degli effetti dovuti alla non cilindricità della corrente.

In particolare h_f dipende principalmente dalla scabrezza del tratto d'alveo considerato ed è esprimibile come:

$$h_f = j_f \cdot L$$

con j_f pendenza motrice nel tratto di lunghezza L[m].

Il calcolo di j_f è effettuabile con diverse formulazioni, in funzione della pendenza motrice J in corrispondenza delle sezioni d'inizio e fine di ciascun tratto.

Il calcolo del termine J nella singola sezione è effettuato mediante la:

$$J = \left[\frac{Q}{K}\right]^2$$

dove Q[m³/s] è la portata di calcolo e K (denominato conveyance) è ricavabile attraverso la seguente espressione:

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

dove A[m²] l'area della sezione liquida, R[m] il raggio idraulico e n[$m^{-1/3}$ s] è il parametro rappresentativo della scabrezza del fondo e delle sponde di Manning.

Il valore del coefficiente n è determinato secondo la procedura sviluppata da Cowan selezionando le caratteristiche più rilevanti ai fini della quantificazione dell'indice di resistenza.

Il termine he dipende invece dalla variazione del carico cinetico della corrente tra le sezioni 1 e 2 dovuta al cambio di geometria delle sezioni stesse ed è a sua volta esprimibile come:

$$h_e = \beta \cdot \left| \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2 \cdot g} - \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2 \cdot g} \right|$$

dove β è un coefficiente di contrazione o espansione dipendente dalle condizioni geometriche del tratto considerato, V1 e V2 [m/s] sono i valori delle velocità medie agli estremi del tronco e $\alpha 1$ e $\alpha 2$ sono i coefficienti correttivi dell'energia cinetica.

Il modello consente di suddividere la sezione in più zone in cui assegnare un valore diverso del parametro n di scabrezza; in particolare è possibile individuare tre zone principali: quella centrale dell'alveo inciso (denominata main channel) e due zone laterali golenali (denominate right and left overbanks).

Il programma consente la simulazione del deflusso attraverso ponti e tombinature (bridge and culvert) mediante la loro schematizzazione geometrica (impalcato, pile, setti, ecc.).

La procedura di calcolo utilizzata consente di simulare il deflusso a pelo libero al di sotto dell'impalcato, il deflusso in pressione al di sotto dell'impalcato e la combinazione del deflusso in pressione e del deflusso con scavalcamento dell'impalcato stesso (funzionamento a stramazzo).

Per il deflusso a pelo libero il modello consente la scelta fra diversi metodi di calcolo quali il metodo del bilancio energetico (Standard step method), il metodo dei momenti (Momentum Balance), la formula di Yarnell per correnti lente.

Il funzionamento in pressione è simulato mediante la formulazione propria dell'efflusso da luce:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

dove Q[m³/s] è la portata defluita attraverso la luce di area A[m²], H[m] è il dislivello tra il carico totale di monte ed il pelo libero a valle e C è il cosiddetto coefficiente di efflusso.

Il programma prevede la messa in pressione della struttura quando, secondo la scelta dell'utente, il carico totale o la quota del pelo libero risultano superiori alla quota dell'intradosso dell'impalcato.
Il funzionamento a stramazzo è simulato attraverso la formulazione standard:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

dove Q[m³/s] è la portata defluita sulla soglia di larghezza L[m] e H[m] è il dislivello tra il carico totale di monte e la quota della soglia e C è il coefficiente di efflusso, variabile in funzione del tipo di stramazzo e del carico sopra la soglia.

Nel caso di funzionamento combinato di moto in pressione con scavalcamento del ponte (stramazzo) l'entità delle portate stramazzanti e defluenti al di sotto dell'impalcato viene determinata attraverso una procedura iterativa combinando le equazioni che regolano i due fenomeni.

Il modello consente inoltre il calcolo del funzionamento in pressione di coperture, scatolari, tombinature e della portata esondata lungo le sponde nei tratti a cielo aperto quando il livello superi le quote di sommità arginale (lateral structure).

Nel rispetto dell'equazione di continuità il programma fornisce in quest'ultimo caso per ciascuna configurazione di portata imposta da monte l'entità delle portate esondate per ciascuno stramazzo laterale e la portata residua di valle, con i rispettivi livelli.