Industria Ambiente s.r.l.

Allegato 2

Relazione sulla compatibilità idraulica

COMUNE DI GENOVA

Progetto

STUDIO PRELIMINARE AMBIENTALE

Progetto di ristrutturazione e ampliamento del centro commerciale esistente “Bisagno” Ambito con Disciplina Urbanistica Speciale n.24 del PUC vigente VIA LUNGOBISAGNO DALMAZIA - GENOVA

Oggetto

Allegato 2

RELAZIONE SULLA COMPATIBILITA' IDRAULICA

Tavola	Scala	Data
		Febbraio 2022

Soggetto proponente - proprietario:

TALEA S.p.A. con Socio Unico
SEDE LEGALE: Corso Ricci n. 211R - SAVONA (SV)
SEDE AMMINISTRATIVA: via Val Lerone n. 30 - GENOVA (GE)
CF/P.IVA: 02535130963

TALEA Soc. di Gestione Immobiliare s.p.a.
Sede Legale: con Socio unico
SAVONA - Corso A. Ricci, 211 R
Sede Amministrativa:
ARENZANO (GE) - Via Val Lerone, 30
C.F.: 02535130963 - P.I.: 01254800095

Progettista:

itec ENGINEERING

ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI GENOVA
Dott. Ing. PIETRO MISURALE N. 5390

Committente:
TALEA S.p.A.
Via Val Lerone 30
16011 Arenzano

Livello di Progetto:

Codice Progetto:
P153-21

Nome File:
P153-21-I-RE-IDR-002-A

Titolo:

PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE E AMPLIAMENTO DEL CENTRO COMMERCIALE ESISTENTE "BISAGNO"

Ambito con Disciplina Urbanistica Speciale n.24 del PUC vigente

VIA LUNGOBISAGNO DALMAZIA - GENOVA

Oggetto:

RELAZIONE SULLA COMPATIBILITA' IDRAULICA

Firme:



Rev.	Modifiche/Revisioni	Redatto	Data	Contr./Appr.	Data
A	PRIMA EMISSIONE	MI	28/02/2021	PM	28/02/2021

itec ENGINEERING
info@itec-engineering.it
www.itec-engineering.it

19038 SARZANA (SP)
Via B. P. U. Muccini, 54 A
TEL. +39 0187 610532

16129 GENOVA
Via Antonio Cecchi, 7/9-10
TEL. +39 010 5959690

ASSOCIATO oice CONFINDUSTRIA
efca
FIDIC
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

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

INDICE

1 PREMESSA 1

2 CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO 2

2.1 UBICAZIONE 2
2.2 RETICOLO IDROGRAFICO INTERFERENTE 3
2.2.1 Torrente Bisagno 3
2.2.2 Rivi minori 4
2.3 RETICOLO IDROGRAFICO ZONE LIMITROFE 5

3 INTERVENTI PREVISTI 6

4 ASPETTI NORMATIVI 7

4.1 AREE INONDABILI 7
4.2 RETICOLO IDROGRAFICO 8
4.3 DISTANZE DAI CORSI D'ACQUA 10
4.4 PARAMETRI IDRAULICI 11

5 VERIFICHE IDRAULICHE 13

5.1 RIVI MINORI 13
5.1.1 Caratteristiche geometriche 13
5.1.2 Portate 13
5.1.3 Metodologia di calcolo 14
5.1.4 Risultati 14
5.2 RETICOLO IDROGRAFICO AREE LIMITROFE 15
5.2.1 Caratteristiche geometriche 15
5.2.2 Portate 15
5.2.3 Metodologia di calcolo 16
5.2.4 Parametri di calcolo 16
5.2.5 Risultati 16
5.2.6 Analisi della dinamica di esondazione 17
5.2.6.1 Determinazione delle portate di esondazione 17
5.2.6.2 Idrogrammi di piena 17
5.2.6.3 Idrogrammi di piena delle portate esondate 20

6 MODELLO BIDIMENSIONALE DI ALLAGAMENTO 21

6.1 BASE TOPOGRAFICA 21
6.2 METODOLOGIA DI CALCOLO 21
6.3 SCHEMATIZZAZIONE DEL DOMINIO DI STUDIO 21
6.4 PARAMETRI DI CALCOLO E CONDIZIONI AL CONTORNO 22
6.5 RISULTATI 23

7 INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO 1 E RIO 2 24
7.1 DESCRIZIONE 24
7.2 VERIFICHE IDRAULICHE 25
7.2.1 Portate di progetto 25
7.2.2 Metodologie di calcolo 25
7.2.3 Risultati 26
7.3 TRASPORTO SOLIDO 27
8 COMPATIBILITA' IDRAULICA DELL'INTERVENTO 29
8.1 COMPATIBILITÀ RISPETTO AL TORRENTE BISAGNO 29
8.2 COMPATIBILITÀ RISPETTO AL RIO 1 E AL RIO 2 30
8.3 COMPATIBILITÀ RISPETTO AL RIO SCIORBA E AL RIO 3 30

Allegati:

ALLEGATO 1: Corografia rio Senza nome 1 e 2
ALLEGATO 2: Mappatura dei tiranti evento T200 anni rio Sciorba e Rio 3
ALLEGATO 3: Planimetria stato attuale tracciati Rio 1 e Rio 2
ALLEGATO 4: Profilo stato attuale Rio 2
ALLEGATO 5: Planimetria stato di progetto
ALLEGATO 6: Profilo stato di progetto Rio 2
ALLEGATO 7: Profilo stato di progetto Rio 1
ALLEGATO 8: Pianta copertura vasca di disconnessione e di sedimentazione Rio 1
ALLEGATO 9: Pianta vasca di disconnessione e di sedimentazione Rio 1
ALLEGATO 10: Sezioni vasca di disconnessione e di sedimentazioni Rio 1
ALLEGATO 11: Planimetria confluenza Rio 1 e Rio 2

ALLEGATO A: Documentazione fotografica
ALLEGATO B: Verifiche idrauliche
ALLEGATO C: Ispezione e rilievo dei due rivi tombinati in località Sciorba - Relazione tecnica redatta da Geologia Verticale

Appendici:

Appendice 1: Software di calcolo HecRas 5.0.4
Appendice 2: Software di calcolo InfoWorks ICM
Appendice 3: Calcolo idrogramma di piena secondo i criteri della DGR 357/2008
Appendice 4: Stima del trasporto solido medio annuo - metodo Gavrilovic

1 PREMESSA

La presente relazione è stata redatta dalla scrivente su incarico della TALEA S.p.A. e fa parte della documentazione allegata al *Progetto di ristrutturazione e ampliamento del Centro Commerciale esistente in Via Lungobisagno Dalmazia* in Comune di Genova

Essa contiene l'analisi della compatibilità idraulica dell'intervento, correlato alla presenza del torrente Bisagno e di una serie di rivi minori suoi affluenti diretti.
Questi ultimi sono stati suddivisi fra quelli direttamente interferenti con l'area di intervento, denominati Rio 1 e Rio 2, e quelli limitrofi, ubicati a monte dell'area, denominati rio Sciorba e Rio 3.

Per quanto riguarda il torrente Bisagno l'analisi tiene conto di quanto riportato nel Piano di Bacino vigente.
Per quanto riguarda i rivi secondari direttamente interferenti con l'area (Rio 1 e Rio 2) sono stati individuati gli interventi di sistemazione idraulica necessari al deflusso della piena 200-ennale e alla regimazione del ruscellamento, oggi incontrollato, delle acque del versante soprastante l'area in oggetto, che verranno realizzati contestualmente alle opere previste nel progetto di ristrutturazione e ampliamento del Centro Commerciale.

Infine per i rii limitrofi di monte (rio Sciorba e Rio3) è stato fatto uno studio idraulico di dettaglio utilizzando un modello di allagamento bidimensionale per la determinazione dei tiranti e delle velocità di scorrimento in accordo con i criteri indicati dalla DGR 91/2013[1].
Lo studio, finalizzato alla verifica di possibili interferenze fra l'area in oggetto e le aree inondabili risultanti da un evento di piena 200-ennale sui due rii, ha dimostrato che queste ultime non interessano l'area di intervento e le zone con essa confinanti.

[1] DGR 91 del 1/02/2013 - *Criteri ed indirizzi per l'individuazione di aree a minor pericolosità relativa nella fascia B dei piani di bacino regionali.*

2 CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO

2.1 UBICAZIONE

L'area di intervento è ubicata in sponda sinistra del torrente Bisagno nel tratto compreso tra ponte Carrega e ponte Guglielmetti.

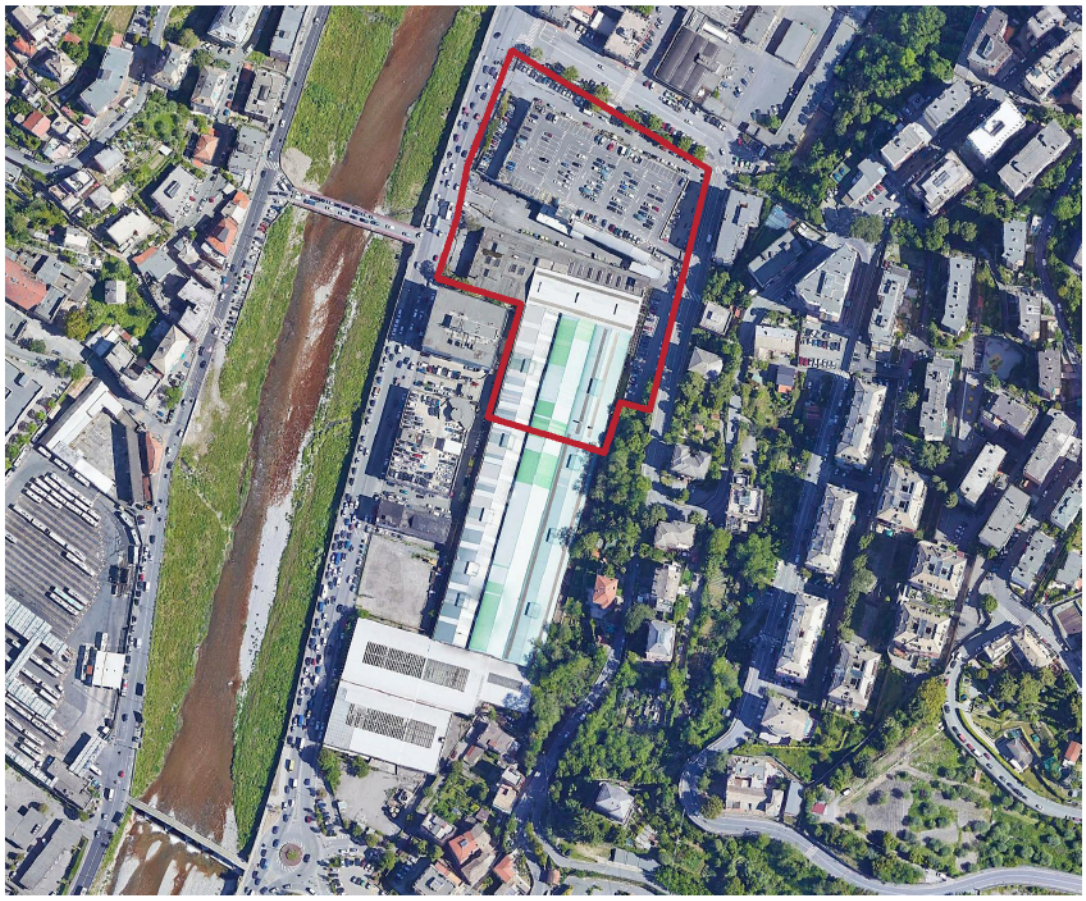


Figura 1

Essa è delimitata a Nord da Piazzale Bligny, a Ovest da Via Lungo Bisagno Dalmazia, a Sud dal complesso delle Officine Guglielmetti e a Est da Via Terpi.

Per quanto riguarda le interferenze o vicinanze con i corsi d'acqua l'area è posta nelle immediate adiacenze del torrente Bisagno lungo il lato Ovest e di un rivo minore tombinato che scorre sotto Piazzale Bligny lungo il lato Nord.
Inoltre è attraversata da un secondo rivo minore che scorre tombinato in corrispondenza del distacco fra l'area commerciale del Centro Commerciale e le Officine Guglielmetti.

2.2 RETICOLO IDROGRAFICO INTERFERENTE

2.2.1 Torrente Bisagno

Il tratto del torrente Bisagno prospiciente l'area di intervento appartiene al tratto medio vallivo dell'asta e ha una lunghezza di circa 500 m.

Esso è compreso fra una sezione posta circa 150 m a monte di ponte Guglielmetti e ponte Carrega e ha un andamento pressoché rettilineo con sezioni di forma regolare assimilabile a quella rettangolare con larghezze al fondo variabili all'incirca da un minimo di 70 m ad un massimo di 80 m. Il fondo alveo è costituito prevalentemente da ciottoli di medie dimensioni con presenza di vegetazione in prossimità delle aree spondali; la pendenza del fondo è pari allo 0.47%.

La sponda sinistra è delimitata da un muro d'argine in c.a. di altezza media pari a circa 6 m sormontato da un parapetto di circa 1 m, mentre la sponda destra è costituita prevalentemente da una scarpata naturale delimitata da un semplice cordolo in sommità sul quale è ancorata una ringhiera.
Il piano viabile in sponda destra presenta quote inferiori rispetto a quello in sponda sinistra con dislivelli che variano da un minimo di circa 0.25 m (zona di ponte Carrega) a un massimo di circa 1.7 m (zona di ponte Guglielmetti).

Procedendo da monte verso valle lungo il tratto sono presenti due manufatti di attraversamento, ponte Guglielmetti e ponte Carrega e, in corrispondenza di quest'ultimo, una briglia.
Ponte Guglielmetti è un ponte carrabile in c.a. di circa 9 m di larghezza e circa 67 m di lunghezza con sei campate di luce libera media pari a circa 10 m. Le campate poggiano su cinque pile di larghezza variabile da 1.2 m a 1 m e hanno altezza libera variabile all'incirca da un massimo di 4.6 m (campate centrali) a un minimo di 3.5 m (campate laterali).

Ponte Carrega è un ponte pedonale in pietra di circa 4 m di larghezza e circa 69 m di lunghezza con sette campate ad arco di luce libera variabile all'incirca da un massimo di 10 m (campata laterale destra) a un minimo di 3 m (campata laterale sinistra). Le campate hanno altezza libera in sommità dell'arco variabile all'incirca da un massimo di 5.2 m (campate centrali) ad un minimo di 3 m (campata laterale sinistra) e poggiano su sei pile in pietra di larghezza variabile tra 2.5 m e 2 m.
In corrispondenza di ponte Carrega è ubicata una briglia in materiale lapideo e c.a. di altezza pari a circa 2.7 m.

2.2.2 Rivi minori

L'area è caratterizzata dalla presenza di due rivi minori che drenano le acque del versante e le convogliano nel torrente Bisagno, il primo ubicato internamente all'area di progetto in corrispondenza del distacco fra i corpi di fabbrica del Centro Bisagno e dell'Officina Guglielmetti, il secondo esterno all'area di progetto in corrispondenza di Piazzale Bligny.

I due rivi sono delle incisioni naturali del versante che non hanno caratteristiche di vero e proprio corso d'acqua con solo una piccola parte di tracciato individuabile come impluvio lungo il versante. La maggior parte dell'alveo risulta tombinato con tracciato non facilmente identificabile e, come per la maggior parte dei rivi cittadini liguri, è stato realizzato in tempi successivi, con modalità costruttive eterogenee e sezioni variabili, e raccoglie le acque meteoriche delle aree edificate attraversate. In Allegato 1 è riportata la corografia dei bacini imbriferi dei due rivi che, in mancanza di un toponimo di riferimento, sono stati denominati Rio 1 e Rio 2.

Il Rio 1 sfocia nel torrente Bisagno subito a monte di ponte Guglielmetti e drena una superficie pari a 0.04 km^2. Il rio è caratterizzato da un tratto terminale tombinato in corrispondenza del distacco fra l'area commerciale del Centro Bisagno e l'Officina Guglielmetti, avente sezione circolare DN600, mentre il tratto di monte è caratterizzato da alternanza di tratti tombinati in corrispondenza degli attraversamenti stradali e brevi tratti scoperti.

Il Rio 2 sfocia nel torrente Bisagno in corrispondenza di piazzale Bligny e drena una superficie pari a 0.09 km^2. Il rio è caratterizzato da un tratto terminale tombinato in corrispondenza di piazzale Bligny lungo circa 170 m. A partire dallo sbocco in Bisagno, per i primi 30 m, la tombinatura ha sezione rettangolare di dimensioni interne nette di 2.0x1.5 m, mentre il restante tratto, ha una sezione rettangolare di dimensioni interne nette di 1.2x1.5 m. Lungo il tratto sono presenti diverse immissioni laterali di cui una particolarmente significativa, in sponda sinistra in corrispondenza del cambio di sezione.

Come già detto i due rivi non fanno parte del Reticolo idrografico Regionale e pertanto non sono soggetti alla disciplina idraulica del Piano di Bacino e del Regolamento, tuttavia, avendo bacini inferiori a 0.1 km2, in base al Regolamento sarebbero classificabili come corsi d'acqua minuti per i quali la fascia di inedificabilità assoluta è pari a 3 m.

2.3 RETICOLO IDROGRAFICO ZONE LIMITROFE

Per quanto riguarda il reticolo idrografico delle zone limitrofe all'area di intervento si è fatto riferimento alle aree ubicate subito a monte di Piazzale Bligny in quanto, eventuali corsi d'acqua, anche se non direttamente interferenti, potrebbero influire sull'area dell'ex Officina Guglielmetti in termini di rischio idraulico dovuto all'insufficienza delle sezioni di deflusso. L'area di monte presa in considerazione è quella compresa tra ponte Feritore e ponte Ugo Gallo che è caratterizzata dalla presenza di due rivi minori (rio Sciorba e rio senza nome) che drenano le acque del versante e le convogliano nel torrente Bisagno.
I due rivi sono delle incisioni naturali del versante che non hanno caratteristiche di vero e proprio corso d'acqua con solo una piccola parte di tracciato individuabile come impluvio lungo il versante. In Allegato 1 è riportata la corografia dei bacini imbriferi del rio Sciorba e del rio che, in mancanza di un toponimo di riferimento, è stato denominato Rio 3.

I dati topografici dei due rivi sono stati ricavati da un'ispezione e da un rilievo che Geologia Verticale[2] ha effettuato su incarico di TALEA nel novembre 2013. In allegato C è riportata la relazione tecnica redatta da Geologia Verticale.
Il rio Sciorba sfocia nel torrente Bisagno subito a monte di ponte Feritore e drena una superficie pari a 0.18 km^2. Il rio è caratterizzato da un tratto terminale tombinato in corrispondenza del canile municipale, lungo 300 m circa avente sezione rettangolare 1.2x2.0 m circa e pendenza minima pari al 3%. Il tratto di monte del tombino del rio Sciorba risulta parzialmente ostruito di materiale e dalla presenza di sottoservizi interferenti al deflusso della piena.
Il Rio 3 sfocia nel torrente Bisagno in corrispondenza dell'impianto polisportivo Sciorba e drena una superficie pari a 0.095 km^2. Il rio è caratterizzato da un tratto terminale tombinato in corrispondenza dell'impianto polisportivo lungo circa 150 m. A partire dallo sbocco in Bisagno, per i primi 20 m, la tombinatura ha sezione rettangolare di dimensioni interne nette di 1.7x1.7 m circa, mentre il restante tratto, ha una sezione rettangolare di dimensioni interne nette di 1.0 m circa, con altezza variabile da 1.0 m a 1.5 m circa. La pendenza minima è pari all'1.5%. Il collegamento tra il tratto a cielo aperto di monte e il tratto tombinato avviene attraverso un pozzo in c.a. alto 6.50 m.

I due rivi fanno parte del Reticolo idrografico Regionale e, in base al Regolamento, sono classificabili come corso d'acqua minuto il Rio 3 e corso d'acqua di terzo livello il rio Sciorba.

[2] Geologia Verticale Studio Associato - Via Burlando 12/1 - 16137 Genova

3 INTERVENTI PREVISTI

L'intervento riguarda la ristrutturazione e l'ampliamento della parte commerciale esistente e prevede il mantenimento delle strutture dell'edificio esistente, articolato con superfici commerciali su due livelli (piano terra e piano primo), e il suo ampliamento su parte dell'area oggi occupata dalle Officine Guglielmetti, con gli spazi commerciali al primo piano della nuova struttura e una parte dei parcheggi pertinenziali al piano terra. I restanti parcheggi pertinenziali e i parcheggi pubblici (parcheggio di interscambio) sono invece collocati sulla copertura del centro accessibili da Via Terpi mediante il ponte di collegamento esistente e la realizzazione di un nuovo ponte.

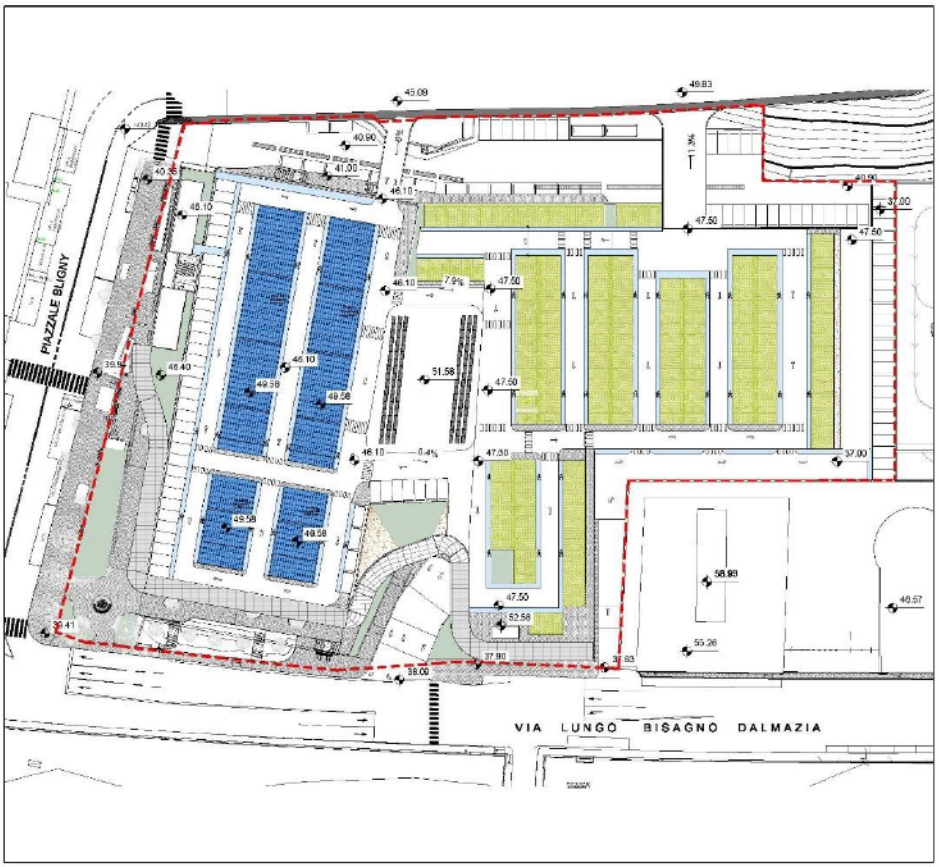


Figura 2

Nel progetto vengono eliminate tutte le recinzioni perimetrali su piazzale Bligny e Lungobisagno Dalmazia per permettere maggior fruibilità dello spazio esterno e l'integrazione con gli spazi interni.

Il progetto prevede inoltre di adeguare le tombinature di due rivi minori (denominati Rio 1 e Rio 2) che drenano le acque del versante e le convogliano nel torrente Bisagno, ubicati rispettivamente in corrispondenza di P.le Bligny e internamente all'area nel distacco tra gli edifici dei due settori, mediante il rifacimento delle stesse con condotte adeguate alle portate calcolate.

4 ASPETTI NORMATIVI

La normativa idraulica di riferimento è costituita dal Piano di Bacino Stralcio del torrente Bisagno[3] e dal Regolamento Regionale dal Regolamento Regionale n. 3 del 14/07/2011[4] aggiornato con le modifiche introdotte dalla DGR n. 181 del 11/03/2016.

4.1 AREE INONDABILI

Come mostra l'estratto della Carta delle fasce fluviali del Piano di Bacino vigente di seguito riportato, le aree interessate dal progetto, appartengono a quelle inondabili in caso di evento di piena 200-ennale Ambito B0 (aree a "minor pericolosità relativa rispetto ai massimi tiranti idrici e velocità di scorrimento).

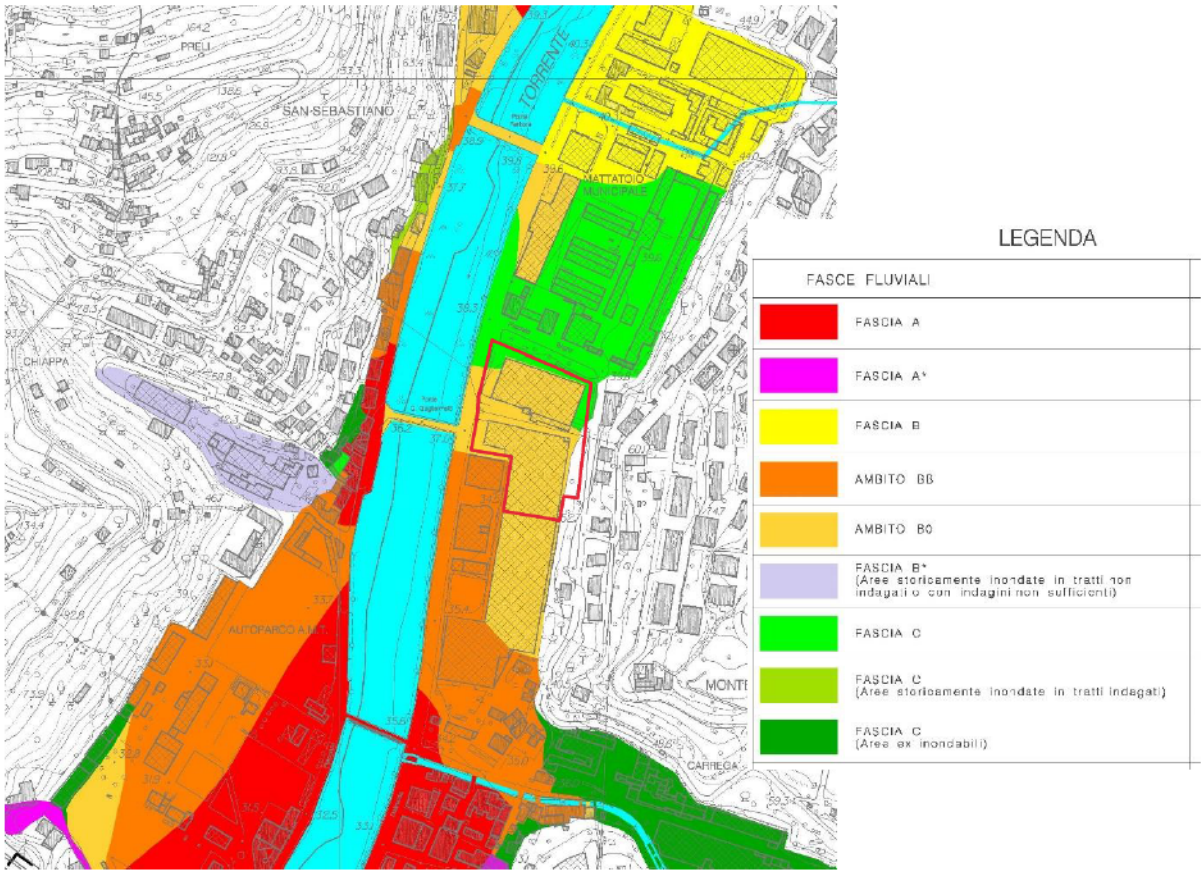


Figura 3

Secondo le norme del Piano (art. 15) qualsiasi intervento realizzato nelle aree inondabili non deve pregiudicare la sistemazione idraulica definitiva del corso d'acqua, aumentare la pericolosità di inondazione ed il rischio connesso, sia localmente, sia a monte e a

[3] Atto di approvazione: DCP n.62 del 04/12/2001
Ultima variante approvata: DDG n. 5575 del 20/09/2021 entrata in vigore il 06/10/2021

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

valle, costituire significativo ostacolo al deflusso delle acque di piena, ridurre significativamente la capacità di invaso delle aree stesse.
In particolare all'interno dell'Ambito B0 (art. 15, comma 3 bis), trattandosi di aree a minor pericolosità relativa, sono ammessi interventi di nuova edificazione nonché di ristrutturazione urbanistica purché prevedano le opportune misure od accorgimenti tecnico-costruttivi di cui all'allegato 5, e risultino assunte le azioni e le misure di protezione civile di cui ai presenti Piani e ai piani comunali di protezione civile.

4.2 RETICOLO IDROGRAFICO

A prescindere dalla presenza del torrente Bisagno, che rappresenta il corso d'acqua principale, per quanto riguarda la presenza di corsi d'acqua minori l'estratto della Carta del reticolo Idrografico Regionale[5] di seguito riportato non indica la presenza di rivi significativi nella zona di interesse, mentre per quanto riguarda le aree limitrofe di monte sono presenti due rii minori, uno subito a valle del complesso sportivo della Sciorba, e l'altro in corrispondenza dell'area AMIU a monte degli ex macelli.

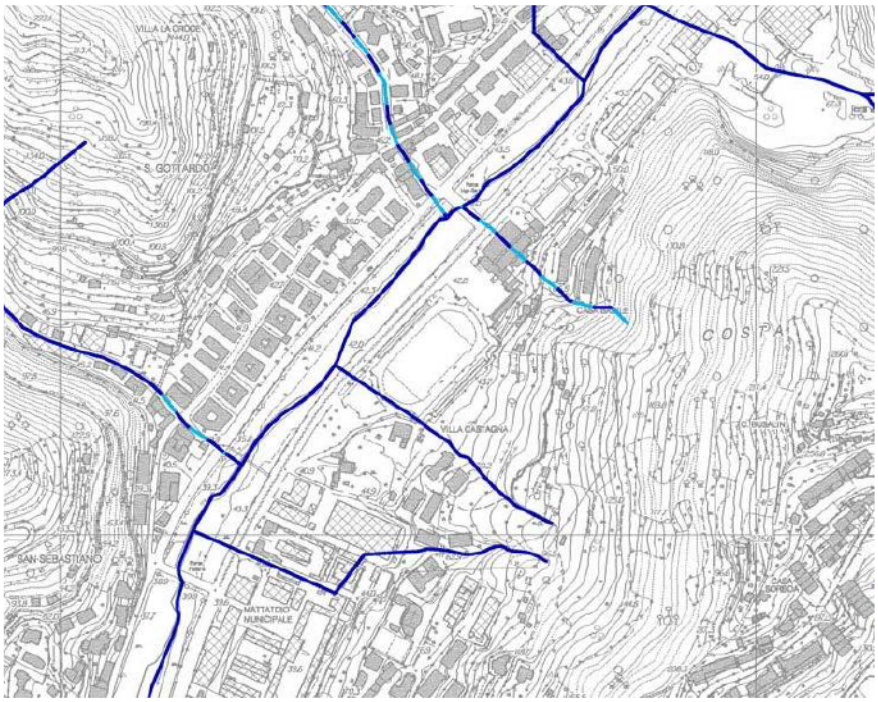


Figura 4

L'assenza di corsi d'acqua significativi nell'area di interesse è confermata anche dalla cartografia catastale attuale (Genova Foglio 41) e dall'impianto storico del catasto i cui stralci (Genova Sezione 5, Fogli 40 e 41) sono riportati nelle figure seguenti.

[5] DGR 507 del 21/06/2019: Art. 91, c. 1bis L.R. n.18/1999 riordino del reticolo idrografico regionale. Indizione inchiesta pubblica.



Figura 5



Figura 6



Figura 7

4.3 DISTANZE DAI CORSI D'ACQUA

L'art. 3 del Regolamento individua i rivi appartenenti al reticolo idrografico suddividendoli 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

Per quanto riguarda i limiti di inedificabilità, per i corsi d'acqua di 1°, 2° e 3° livello "indagati" (che sono stati 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 paria a 3 m.
I limiti di cui sopra vanno misurati:

a) dal limite più esterno tra il ciglio di sponda, il ciglio o il piede delle opere di protezione presenti e il limite demaniale;
b) dal piede esterno delle arginature, prescindendo dal limite demaniale, laddove siano presenti tratti sufficienti al deflusso della piena 200-ennale con adeguato franco, che rendono eventuali aree demaniali esterne avulse dall'alveo;
c) a partire dall'intersezione del livello di piena 200-ennale con la superficie topografica in caso di alvei incassati con sponde naturali, ove la definizione di cui alla lettere precedenti risulti non significativa.

Nel caso specifico l'unico corso d'acqua "pubblico" è il torrente Bisagno che appartiene ai corsi d'acqua di 1° livello ed è stato indagato nell'ambito del Piano di Bacino e per il quale la fascia di inedificabilità assoluta è pari a 10 m.

Il Rio 1 e il Rio 2 appartengono invece al reticolo idrografico minuto per i quali la fascia di inedificabilità assoluta è pari a 3 m

4.4 PARAMETRI IDRAULICI

Nell'Allegato 2 al Regolamento è riportata l'entità dei franchi idraulici che tutte le opere devono garantire rispetto al livello della piena 200-ennale che è la portata di riferimento per la progettazione e/o la verifica di opere idrauliche o di opere interferenti con l'alveo dei corsi d'acqua.

L'Allegato 2 stabilisce che per i corsi d'acqua di 1° e 2° livello il franco idraulico 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:

Argini e difese spondali	cm 50/100
Ponti e strutture di attraversamento fino a 12 m	cm 100/150
Coperture, tombinature, ponti oltre 12 m	cm 150/200

Tabella II

Per i corsi d'acqua di 3° livello il franco idraulico deve essere il maggiore tra:

- 0.5 volte il carico cinetico della corrente
- i valori della tabella seguente:

Argini e difese spondali	cm 50
Ponti e strutture di attraversamento fino a 12 m	cm 75
Coperture, tombinature, ponti oltre 12 m	cm 100

Tabella III

Per i tratti di corsi d'acqua del reticolo minuto l'Allegato 2 al Regolamento stabilisce un valore minimo dei franchi pari a 30 cm per le arginature e 50 cm per ponti, attraversamenti e tombinature.
Nel caso di ponti ad arco o comunque con intradosso non rettilineo, il valore del franco deve essere assicurato per almeno 2/3 della luce e comunque per almeno 40 m, nel caso di luci superiori a tale valore.

Infine per quanto riguarda il coefficiente di scabrezza l'Allegato 1 al Regolamento indica seguenti parametri da adottare nelle verifiche idrauliche.

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 e argini totalmente cementati in ottimo stato e assenza di manufatti (tubi, cavi, ecc.) o discontinuità interferenti con le acque.	40-45

Tabella IV

5 VERIFICHE IDRAULICHE

Le verifiche idrauliche nel seguito riportate sono riferite ai soli rivi minori affluenti diretti del torrente Bisagno in quanto quest'ultimo risulta già esaurientemente indagato e studiato nell'ambito del Piano di Bacino e del già citato studio idraulico di dettaglio redatto da DHI.
Ai fini della verifica i rivi minori sono stati suddivisi in due categorie, quelli direttamente interferenti con l'area di intervento, denominati Rio 1 e Rio 2, e quelli limitrofi, ubicati a monte dell'area, denominati rio Sciorba e Rio 3.
Per quanto riguarda i rivi secondari direttamente interferenti con l'area (Rio 1 e Ro 2) è stata fatta la verifica idraulica dello stato attuale sulla base della quale sono stati individuati gli interventi di adeguamento idraulico necessari al deflusso della piena 200-ennale che verranno realizzati contestualmente alle opere previste nel progetto di riqualificazione dell'area.
Per i rii limitrofi di monte (rio Sciorba e Rio3) oltre alla verifica di stato attuale è stato fatto uno studio idraulico di dettaglio utilizzando un modello di allagamento bidimensionale per la determinazione dei tiranti e delle velocità di scorrimento, finalizzato alla mappatura delle aree inondabili risultanti da un evento di piena 200-ennale sui due rivi, e alla verifica di eventuali interferenze fra queste ultime, l'area di intervento e le zone con essa confinanti.

5.1 RIVI MINORI

5.1.1 Caratteristiche geometriche

Il Rio 1 ha un tratto terminale tombinato, con sezione circolare DN600 e pendenza minima pari allo 0.5%.
Il Rio 2 è caratterizzato da un tratto terminale tombinato in corrispondenza di piazzale Bligny lungo circa 170 m. A partire dallo sbocco in Bisagno, per i primi 30 m, la tombinatura ha sezione rettangolare di dimensioni interne nette di 2.0x1.5 m, mentre il restante tratto, ha una sezione rettangolare di dimensioni interne nette di 1.2x1.5 m. La pendenza minima è lo 0.6%.

5.1.2 Portate

Il valore della portata di progetto è stato ricavato in ottemperanza alle norme di attuazione del Piano di Bacino.
In particolare la Normativa di Piano afferma che per i corsi d'acqua non indagati e per gli affluenti dei torrenti principali la portata 200-ennale può essere ottenuta mediante

l'utilizzo di un contributo unitario funzione delle dimensioni del bacino idrografico sotteso.
Per i rivi con bacino sotteso inferiore a 1 km², come quelli in esame, il Piano indica un contributo unitario di 40 m³/s·km².
In base a tale parametro risultano i seguenti valori della portata di piena 200-ennale.

	Area [km²]	Q200 [m³/s]
Rio 1	0.04	1.6
Rio 2	0.09	3.6

Tabella V

5.1.3 Metodologia di calcolo

La verifica idraulica è stata eseguita determinando le condizioni di moto uniforme mediante la formula:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot i_f}$$

dove *Q[m³/s]* è la portata, *C* è il coefficiente di attrito, *A[m²]* l'area della sezione liquida, *R[m]* il raggio idraulico, i_f la pendenza del fondo.
Per il calcolo di *C* è stata adottata la formula di Manning nella forma:

$$C = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n \cdot \sqrt{g}}$$

dove *n [m$^{-1/3}$ s]* è il coefficiente di scabrezza e *R[m]* è il raggio idraulico.
Nel caso in esame è stato adottato per tutte le sezioni un valore del coefficiente di scabrezza di Manning n=0.022 m$^{-1/3}$s^{-1}, relativo a tombinature in muratura in condizioni non buone con depositi di limo al fondo.
Nel caso in esame è stato adottato per tutte le sezioni un valore del coefficiente di scabrezza di Manning n=0.022 m$^{-1/3}$s^{-1}, relativo a tombinature in muratura in condizioni non buone con depositi di limo al fondo.

5.1.4 Risultati

I risultati delle verifiche sono riportati nell'Allegato B in forma di scale di deflusso delle sezioni dei tratti tombinati.
Il Rio 1 risulta gravemente insufficiente anche per modesti valori di portata. Il collettore DN 600 del tratto terminale consente infatti il deflusso di una portata massima di circa 0.3 m³/s pari ad appena il 20% circa della portata 200-ennale.
Il tratto tombinato di monte del Rio 2 (sezione rettangolare 1.2x1.5 m) consente il deflusso della portata 200-ennale (3.6 m³/s) con franco nullo (Fr=0.5, v=2 m/s).

Nel tratto terminale (sezione rettangolare 2.0x1.5 m) la portata 200-ennale defluisce con un'altezza del pelo libero pari a 0.86 m circa, con franco rispetto alla sommità degli argini pari a 0.64 m (Fr=0.7, v=2.1 m/s).
Il Regolamento stabilisce i franchi idraulici minimi per le tombinature che, per il reticolo idrografico minuto, sono di 50 cm.
Pertanto alla luce delle verifiche effettuate sia il Rio 1 che il tratto di monte del Rio 2 non risultano conformi al deflusso della portata, mentre il tratto terminale del Rio 2 (sez. rett. 2.0x1.5 m) risulta conforme alla normativa vigente.

5.2 RETICOLO IDROGRAFICO AREE LIMITROFE

5.2.1 Caratteristiche geometriche

Il rio Sciorba ha un tratto terminale tombinato, lungo 300 m circa, dal canile municipale fino allo sbocco nel torrente Bisagno, con sezione rettangolare 1.2x2.0 m circa e pendenza minima pari al 3%.
Il Rio 3 è caratterizzato da un tratto terminale tombinato in corrispondenza dell'impianto polisportivo Sciorba lungo circa 150 m. A partire dallo sbocco in Bisagno, per i primi 20 m, la tombinatura ha sezione rettangolare di dimensioni interne nette di 1.7x1.7 m circa, mentre il restante tratto, ha una sezione rettangolare di dimensioni interne nette di 1.0 m circa, con altezza variabile da 1.0 m a 1.5 m circa. La pendenza minima è pari all'1.5%.

5.2.2 Portate

In analogia con quanto fatto per i rivi minori interferenti (Rio 1 e Rio 2) il valore della portata 200-ennale è stato ricavato, in ottemperanza alle norme di attuazione del Piano di Bacino, considerando un contributo unitario di 40 $m^3/s \cdot km^2$.
La portata 50-ennale è stata invece calcolata utilizzando il contributo unitario riportato nella metodologia del C.I.M.A.[6] pari a 28 $m^3/s \cdot km^2$.
In base a tali parametri risultano i seguenti valori delle portate di piena:

	Area [km^2]	Q200 [m^3/s]	Q50 [m^3/s]
Rio Sciorba	0.18	7.2	5.0
Rio 3	0.095	3.8	2.6

Tabella VI

[6] Centro di ricerca In Monitoraggio Ambientale: caratterizzazione delle precipitazioni intense e delle portate di piena dei bacini liguri - luglio 1999

5.2.3 Metodologia di calcolo

Le verifiche idrauliche sono state effettuate con il software di calcolo *Hec-Ras 5.0.7*[7] .
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.

5.2.4 Parametri di calcolo

Ai fini del calcolo sono state individuate una serie di sezioni trasversali numerate in senso crescente da valle verso monte in funzione delle caratteristiche geometriche e morfologiche dell'alveo (larghezza, pendenza, curve, presenza di manufatti ecc.) con l'aggiunta di alcune sezioni di calcolo intermedie in corrispondenza di variazioni di sezione significative e dei manufatti.

La modellazione è stata effettuata nell'ipotesi di sponde infinite qualora il livello di piena superi le quote di sommità arginali assegnando al coefficiente di scabrezza *n* di Manning un valore di 0.022 in ragione delle caratteristiche della tombinatura assimilabile a corsi d'acqua con fondo e argini totalmente cementati in ottimo stato.
La verifica è stata eseguita a favore di sicurezza integrando il profilo per la sola condizione di corrente lenta da valle verso monte, imponendo come condizione al contorno nella sezione di valle sia la profondità critica che quella della piena 200-ennale del torrente Bisagno.

5.2.5 Risultati

I risultati sono riassunti in forma numerica e grafica nell'Allegato B; di seguito si riporta una loro sintetica descrizione.

<u>Rio Sciorba</u>

Nel rio Sciorba il deflusso della portata 200-ennale avviene in corrente lenta per quasi tutto il tratto con la messa in pressione del tratto tombinato.
Il deflusso della portata 50-ennale avviene con la parziale messa in pressione del tratto terminale (dalla sez. 1.5 alla sez. 5, per un tratto di 140 m circa).
L'imbocco della copertura del rio per la portata 50-ennale avviene a pelo libero, con un franco di circa 0.1 m rispetto all'intradosso e carico totale ampiamente contenuto al disotto dell'estradosso.

[7] HEC-RAS, Hydrologic Engineering Center - US Army Corps of Engineers

La portata che defluisce all'interno della tombinatura senza messa in pressione della stessa è pari a 3 m^3/s.

Rio 3

Nel Rio 3 il deflusso della portata 200-ennale avviene in corrente lenta per quasi tutto il tratto con la messa in pressione del tratto tombinato.
Il deflusso della portata 50-ennale avviene in corrente lenta con alcuni passaggi attraverso lo stato critico e senza la messa in pressione del tratto tombinato, con franchi variabili a 0 m a 1 m circa.
L'imbocco della copertura del rio per la portata 50-ennale avviene a pelo libero, con un franco di circa 0.75 m rispetto all'intradosso e carico totale ampiamente contenuto al disotto dell'intradosso.
La portata 50-ennale coincide con la massima portata smaltibile a pelo libero in condizioni di incipiente pressione (franco nullo).

5.2.6 Analisi della dinamica di esondazione

Le verifiche idrauliche riportate nel paragrafo precedente mostrano che i due rivi risultino insufficienti al deflusso della portata 200-ennale.
I volumi in arrivo da monte tendono in parte a occupare i volumi disponibili ai piani interrati (box, intercapedini, cantine ecc.) e ai piani terra degli edifici (distacchi, giardini, negozi ecc) e a defluire progressivamente verso valle attraverso la viabilità principale costituita da Via Adamoli e da Lungobisagno Dalmazia.

5.2.6.1 Determinazione delle portate di esondazione

Le verifiche hanno messo in evidenza che la portata massima smaltibile dalla tombinatura del rio Sciorba nel tratto tombinato in condizioni d'incipiente messa in pressione è pari a circa 3 m^3/s, di poco inferiore alla portata 50-ennale.
Per il Rio 3 la portata 50-ennale (pari a 2.6 m^3/s) coincide con la massima portata smaltibile a pelo libero in condizioni di incipiente pressione.
Portate superiori provocano la messa in pressione delle due tombinature.
Sulla base di tali valutazioni è stata calcolata la portata eccedente per i due tratti come differenza con i valori delle portate di piena 200-ennale.

5.2.6.2 Idrogrammi di piena

La determinazione degli idrogrammi di piena del rio Sciorba e del rio 3 è stata effettuata secondo le procedure previste dalla linee guida DGR 357/2008 *Criteri di verifica e valutazione delle portate al colmo e degli idrogrammi di piena nei bacini idrografici liguri*.

In particolare si è utilizzato il *metodo indiretto dell'evento idrometeorologico critico* finalizzato alla valutazione degli idrogrammi di riferimento condizionati dal valore della portata al colmo di progetto, assunta in questo caso pari a quella del Piano di Bacino.
La metodologia di calcolo è riportata in Appendice 3.
Nel caso in esame sono state adottate le seguenti curve di probabilità pluviometrica con T= 200 anni:

$h=115.3 \cdot t^{0.38}$ per il rio Sciorba

$h=101.9\ t^{0.38}$. per il rio 3.

Ai fini del calcolo sono stati ricostruiti i relativi idrogrammi di piena attraverso l'uso di un modello seriale di trasformazione afflussi-deflussi. Il modello (vedi Appendice 3) è costituito da una prima parte di trasformazione della pioggia di progetto in volume specifico di ruscellamento, basato sull'interpretazione Hortoniana (non lineare) del processo di assorbimento e da una seconda parte caratterizzata da un modello lineare di formazione della piena attraverso la rete idrografica basato sul modello di Nash.
Il calcolo della precipitazione efficace al fine dello scorrimento superficiale è stato effettuato depurando gli ietogrammi precedentemente individuati dalle perdite per infiltrazione e per immagazzinamento nelle depressioni superficiali.
Si è adottato il metodo di depurazione della pioggia noto come *Curve Number* proposto dal Soil Conservation Service basato sul modello Hortoniano di descrizione del fenomeno dell'assorbimento.
La determinazione dei parametri caratteristici del bacino quali superficie, tempo di corrivazione e valore di CN è stata effettuata sulla base dei contenuti del Piano di Bacino e della stessa DGR 357/2008.
L'asta principale ha una lunghezza di circa 0.5 km per il rio Sciorba e di circa 0.4 km per il Rio 3, entrambi i corsi d'acqua hanno una pendenza media superiore al 10%. I bacini sono caratterizzati da versanti con pendenze elevate, prevalentemente urbanizzati nella parte inferiore e meno nella parte superiore.
Il tempo di corrivazione t_c*[min]* è stato stimato attraverso la media dei valori ricavati tramite l'applicazione delle seguenti metodologie:

CIMA: $t_c = 0.25 \cdot 0.27 \cdot A^{0.5}$

Viparelli: $t_c = t_i + 16.667 \cdot \frac{L}{v}$

dove *L[km]* è la lunghezza dell'asta principale, *v[m/s]* è la velocità media di percorrenza dell'asta e t_i *[min]* è il tempo di ingresso in rete.
La velocità media di percorrenza *v* è stata assunta pari a 1 m/s in funzione delle caratteristiche del corso d'acqua e del bacino sotteso e il tempo di ingresso in rete pari a 10 min. In tali condizioni il valore del tempo di corrivazione risulta pari a 15 minuti per il Rio 3 e pari a 20 minuti per il rio Sciorba.
Per entrambi i rivi si è assunto un CN(condizione III) = 92.

I risultati dei calcoli sono riassunti nella tabella seguente.

	A [km²]	a(*) [mm/h]	n	t_p [min]	Qmax [m³/s]	Qs [m³/s]
Rio Sciorba	0.18	115.3	0.38	30	7.2	5
Rio 3	0.095	101.9	0.38	25	3.8	3

Tabella VII

Nelle figure seguenti sono riportati gli idrogrammi di piena 200-ennali risultanti dei due rivi.

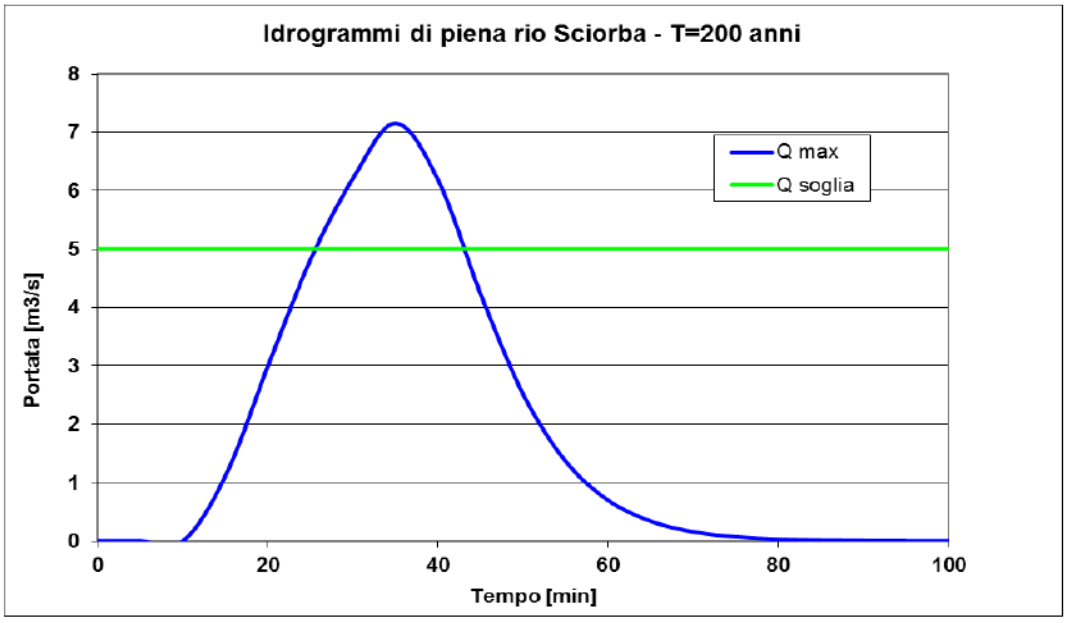


Figura 8

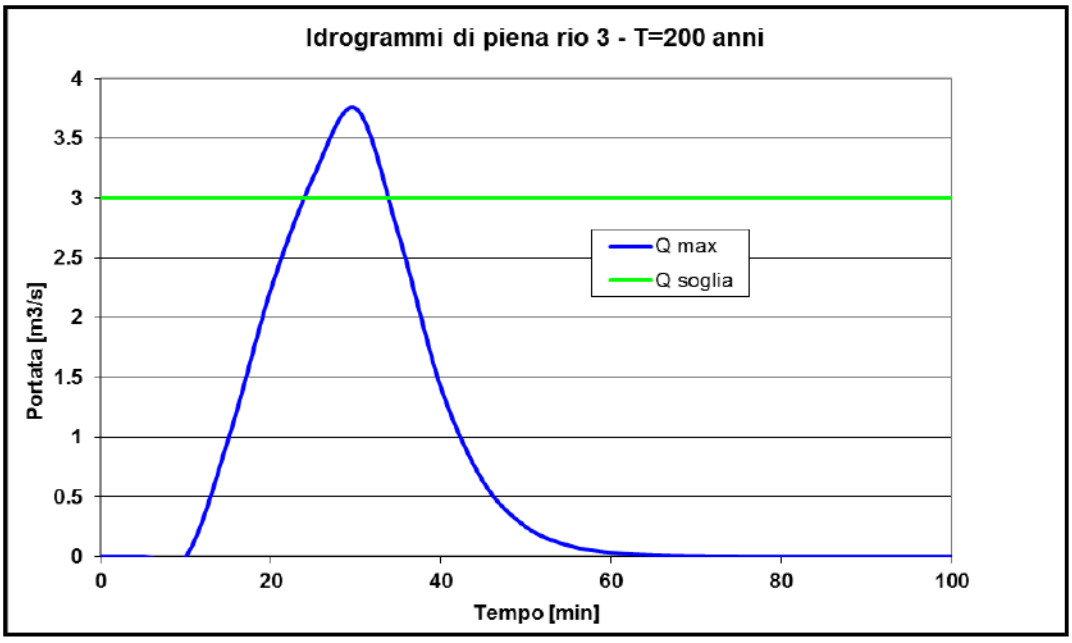


Figura 9

5.2.6.3 *Idrogrammi di piena delle portate esondate*

Gli idrogrammi delle portate esondate sono stati ricavati come differenza tra gli idrogrammi di piena e la soglia. Nella figura seguente sono riportati gli idrogrammi di piena e delle portate esondate per entrambi i rivi per l'evento 200-ennale.

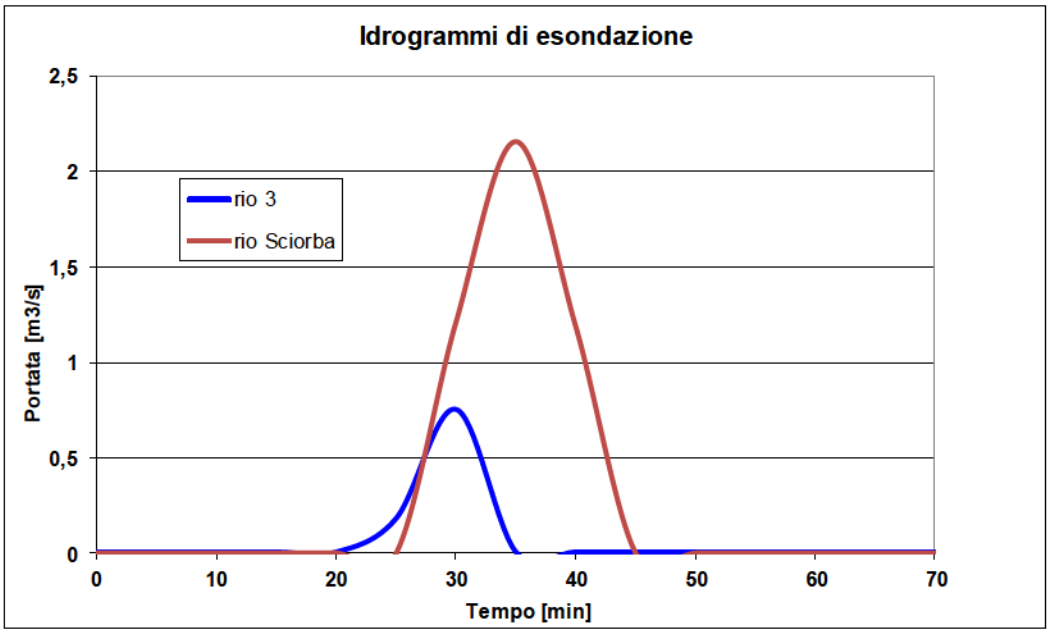


Figura 10

6 MODELLO BIDIMENSIONALE DI ALLAGAMENTO

6.1 BASE TOPOGRAFICA

La modellazione idraulica dell'area urbana indagata è stata fatta a partire da una base topografica adeguata alla tipologia di studio e alla scala di dettaglio del modello.
In particolare per la definizione del dominio di calcolo sono state utilizzate le seguenti basi topografiche opportunamente integrate ed omogeneizzate tra loro:

- DTM fornito dalla Regione Liguria prodotto da CTR 1:5000, caratterizzato da una maglia di 5x5 m, le cui informazioni topografiche appartengono ad un intervallo temporale tra gli anni 2006 e 2009. La carta copre il tratto del torrente Bisagno da Ponte Gallo a Ponte Bezzecca e aree limitrofe.
- Carta Tecnica Regionale (C.T.R.), scala 1:5000, vettoriale tridimensionale (formato DWG).
- Carta Tecnica Comunale in scala 1:1000 del Comune di Genova in formato raster, relativa al tratto compreso tra Ponte Gallo e Ponte Bezzecca.
- Rilievo plano-altimetrico di dettaglio dell'area oggetto del presente studio, fornita dal committente;
- Rilievi plano-altimetrici di dettaglio dei rivi interferenti l'area oggetto di intervento e dei due rivi presenti nelle zone limitrofe di monte.

6.2 METODOLOGIA DI CALCOLO

Lo studio relativo all'allagamento delle aree adiacenti al torrente Bisagno è stato effettuato implementando un modello idraulico bidimensionale con il software *Infoworks ICM*[8].
Il software consente il calcolo in moto vario monodimensionale e bidimensionale di alvei fluviali, reticoli di bonifica e fognature urbane utilizzando la metodologia dei volumi finiti. Tra i principali risultati fornisce per ciascun dominio di calcolo (maglia di discretizzazione) i massimi tiranti idrici e la massima velocità di scorrimento.
Per maggiori approfondimenti teorici a riguardo si rimanda all'Appendice 2 allegata alla presente relazione.

6.3 SCHEMATIZZAZIONE DEL DOMINIO DI STUDIO

Il dominio di studio è stato schematizzato utilizzando i dati presenti nelle diverse basi topografiche disponibili.
La base topografica di partenza importata nel software è costituita dal DTM Regionale. Poiché il DTM tiene conto solamente della superficie geodetica del territorio, sono stati

[8] *Infoworks ICM 3.5.2 HR Wallingford Innovyze.*

importati dalla Carta Tecnica Regionale tutti gli edifici presenti nell'area indagata a cui è stata assegnata la condizione di "poligoni vuoti" non attraversabili dal flusso della corrente.
Con riferimento al DTM è stata fatta un'analisi della precisione e della completezza dei dati topografici al fine di verificarne l'adeguatezza per l'utilizzo nella modellazione. La risoluzione delle imprecisioni riscontrate nel DTM è stata in parte effettuata integrando la base cartografica del DTM con la Cartografia Tecnica Comunale in scala 1:1000.
Infine è stato individuato e creato il dominio 2D di allagamento sulla base delle dinamiche di esondazione dell'area e delle mappature risultanti dal Piano di Bacino. In particolare il dominio di calcolo si estende in direzione NO-S da Via Adamoli all'altezza del ponte Ugo Gallo fino a Lungobisagno Dalmazia in corrispondenza di Via Ponte Carrega. Il dominio 2D individuato ha un'estensione di circa 28.5 ha.

6.4 PARAMETRI DI CALCOLO E CONDIZIONI AL CONTORNO

Il dominio di calcolo è stato discretizzato generando una *mesh* triangolare a differente superficie, allo scopo di seguire più fedelmente possibile la geometria dei luoghi.



Figura 11

I parametri principali relativi alla magliatura assunti nella modellazione sono i seguenti:

- dimensione massima dell'area dei triangoli generati pari a 100 m²;
- dimensione minima dell'area dei triangoli generati paria a 5 m²;
- magliatura variabile in funzione dell'andamento del terreno in modo che la variazione di quota tra i tre vertici non superi il valore di 0.20 m;

- coefficiente di scabrezza (coefficiente di Manning) di tutto il dominio pari a 0.025. Tale scelta è dovuta al fatto che l'area indagata è costituita esclusivamente da un'area urbana caratterizzata da viabilità carrabili e marciapiedi.

Il numero totale di triangoli generati dal software è pari a circa 17975, ognuno dei quali presenta un valore di quota univoco determinato sulla base della triangolazione dei punti del modello.
Il modello di allagamento è stato effettuato per la configurazione di piena 200-ennale sui rivi minori zona limitrofa di monte (rio Sciorba e Rio 3).
Al dominio di calcolo sono state assegnate le seguenti condizioni al contorno:

- *Condizioni di output:* in corrispondenza dell'estremità di valle della maglia di calcolo (Lungobisagno Dalmazia in corrispondenza di Via Ponte Carrega) si è assunta come condizione al contorno che la pendenza del terreno bilanci le forze d'attrito (*"Normal condition"*, flusso uniforme,). L'altezza e la velocità vengono mantenute costanti quando l'acqua raggiunge il confine, in modo che l'acqua possa fluire al di fuori del dominio senza perdite di carico.
- *Condizioni generali della maglia:* nei restanti tratti del dominio di calcolo non interessati dalle condizioni di Input e di Output si è assunta, a favore di sicurezza, la condizione al contorno di *"Vertical Wall"* che corrisponde all'inserimento di una barriera verticale impermeabile infinitamente alta che non lascia uscire l'acqua dal dominio di calcolo qualora in simulazione si verificasse presenza d'acqua al suo perimetro.

Ai fini della simulazione idraulica, sono stati adottati i seguenti parametri:

- Passo temporale di integrazione utilizzato nel calcolo (*Timestep)* pari a 10s.
- *Durata della simulazione* pari a 1000 min.

Le *condizioni di input* sono costituite dagli idrogrammi di esondazione individuati nelle simulazioni con HecRas del rio Sciorba e del Rio 3.

6.5 RISULTATI

Le aree inondabili interessano un'area limitata in sponda sinistra del torrente Bisagno compresa tra l'impianto polisportivo della Sciorba e la zona degli ex-macelli, per una superficie complessiva di circa 4 ha, con tiranti variabili tra 0.0 m e 0.5 m circa.
La portata di esondazione dai due rivi tende ad incanalarsi, allagando le aree limitrofe, lungo Via Adamoli e Lungobisagno Dalmazia.
L'area interessata dal progetto (area ex Officine Guglielmetti) non risulta inondabile per portate 200-ennali.
In Allegato 2 è riportato graficamente l'andamento dei valori massimi dei tiranti per l'evento 200-ennale.

7 INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA RIO 1 E RIO 2

A seguito dell'analisi del rischio idraulico esposta ai paragrafi precedenti, si sono individuati una serie di interventi volti alla sua mitigazione.
Gli interventi riguardano l'adeguamento e la razionalizzazione delle tombinature dei due rivi interferenti che raccolgono le acque di versante e le recapitano nel torrente Bisagno e il convogliamento nel nuovo collettore di Piazzale Bligny delle acque meteoriche provenienti da Via Terpi e dalla Scalinata Suor Catalina Weinzettel. Di seguito si riporta la descrizione di tali interventi.

7.1 DESCRIZIONE

Con riferimento allo schema planimetrico dell'allegato 5 l'intervento principale consiste nella deviazione del Rio 1 (con bacino inferiore) nel Rio 2 e nel contestuale rifacimento della tombinatura del Rio 2 con sezione adeguata al convogliamento nel torrente Bisagno dell'intera portata di smaltimento.
Le opere consistono sostanzialmente nella realizzazione di:

- vasca di disconnessione e sedimentazione allo sbocco della tombinatura esistente del Rio 1 al di sotto di Via Terpi;
- nuovo tratto di tombinatura delle dimensioni interne nette di 1.5x1.5 m con andamento S-N per il convogliamento delle acque del Rio 1 nel Rio 2;
- rifacimento del tratto tombinato del Rio 2 al di sotto di Piazzale Bligny e Via Lungo Bisagno Dalmazia con nuovo scatolare delle dimensioni interne nette di 2.0x2.2 m per il convogliamento dell'intera portata di smaltimento nel torrente Bisagno.

La vasca di sedimentazione prevista è ubicata a valle di Via Terpi, in corrispondenza dell'attuale vasca di imbocco a monte del tratto terminale tombinato del Rio 1 e in direzione ad esso perpendicolare.
La vasca ha una sezione rettangolare di 1.5 m di larghezza per 2.0 m di altezza per una lunghezza di 4 m, con un dente dell'altezza di 0.6 m all'estremità di valle.
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.
L'ubicazione della vasca è stata ottimizzata al fine di garantire l'accesso ai mezzi per le operazioni di manutenzione e pulizia.
Il volume utile di ritenuta del materiale di deposito è di circa 3.6 m^3, coerente con i valori prevedibili del trasporto medio annuo del rivo.

All'estremità di valle della vasca ha origine la nuova tombinatura del rio, che si sviluppa in direzione S-N al di sotto del piano viabile del piazzale a ridosso del muro di contenimento di Via Terpi
Essa ha una sezione rettangolare 1.5x1.5 m con pendenza del 2.5% per una lunghezza complessiva di circa 70 m e confluisce nel tratto tombinato del Rio 2 al di sotto di Piazzale Bligny.
Per il Rio 2 è previsto il rifacimento dell'attuale tombinatura al di sotto di Piazzale Bligny e Via Lungo Bisagno Dalmazia con uno scatolare di dimensioni interne nette di 2.0x2.2 m e pendenza 0.6 %.

7.2 VERIFICHE IDRAULICHE

7.2.1 Portate di progetto

Il valore della portata di progetto del tratto terminale del Rio 2, a valle dell'immissione del rio 1, è stata ricavata dalla somma della portata del Rio 1 e del Rio 2 prima dell'intervento di sistemazione.
Il valore della portata 200-ennale del Rio 2 nella configurazione di progetto è pari quindi a 5.2 m^3/s, mentre quella del Rio 1 rimane la stessa della configurazione attuale, pari a 1.6 m^3/s.

7.2.2 Metodologie di calcolo

Le verifiche idrauliche dei nuovi scatolari di progetto sono state effettuate con la stessa metodologia utilizzata per la verifica dello stato attuale già descritta ai paragrafi precedenti, pertanto di seguito si riporta la sola descrizione della metodologia di calcolo utilizzata per la vasca di disconnessione e sedimentazione all'imbocco del nuovo tratto tombinato del Rio 1.
La verifica della vasca è stata effettuata calcolando la lunghezza necessaria alla sedimentazione delle particelle con diametro *d* che le tombinature di valle non sarebbero in grado di trasportare.
Il calcolo del diametro *d[m]* è stato effettuato con riferimento alla formula di Shields:

$$d = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma_a) \cdot 0.06}$$

Dove:
$\tau_0 = \gamma_a \cdot R \cdot j$ = tensione tangenziale al fondo [daN/m^2]
γ_a = peso specifico dell'acqua = 1000 daN/m^3
γ_s = peso specifico del terreno secco, assunto pari a 2600 daN/m^3
R = raggio idraulico [m]
J = pendenza motrice.

La lunghezza minima *L[m]* della vasca di sedimentazione è funzione della velocità di caduta *w[m/s]* dei granuli di diametro *d[m]* in un fluido con velocità *u[m/s]* secondo la relazione:

$$L \geq \frac{H \cdot u}{v_0}$$

Con *H[m]* = profondità dell'acqua nella vasca, *u[m/s]* = velocità della corrente, v_0*[m/s]*= velocità di caduta dei granuli in una corrente con velocità u.
v_0*[m/s]* è esprimibile a sua volta come:

$$v_0 = w - \frac{u}{(5.7 + 2.3 \cdot H)}$$

Con w velocità di caduta dei granuli in acqua ferma calcolabile come:

$$w = \sqrt{\frac{10 \cdot (\gamma_s - \gamma_a) \cdot d}{3 \cdot \rho}}$$

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

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

dove *Q[m³/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/s²]* è l'accelerazione di gravità.

7.2.3 Risultati

Rio 1

Nel nuovo tratto di scatolare (sezione rettangolare 1.50x1.50 m, pendenza 2.5%) la portata 200-ennale di 1.6 m³/s defluisce con un'altezza del pelo libero pari a 0.37 m circa con franco rispetto all'intradosso pari a 1.13 m (Fr=1.5, v=2.9 m/s).
Il carico specifico della corrente è pari a circa 0.8 m, con un franco di 0.7 m rispetto all'intradosso.
La nuova tombinatura rispetta pertanto il valore minimo del franco idraulico che, per il reticolo idrografico minuto, il Regolamento fissa in 0.5 m.
La massima portata smaltibile a pelo libero in condizioni di incipiente pressione (franco nullo) è pari a circa 10 m³/s, pari a 5.5 volte la portata di progetto.

Rio 2

Nel nuovo tratto scatolare del Rio 2 (sezione rettangolare 2.00x2.20 m, pendenza 0.6%) la portata 200-ennale di 5.2 m³/s defluisce con un'altezza del pelo libero pari a 1.13 m circa con franco rispetto all'intradosso pari a 1.07 m (Fr=0.7, v=2.3 m/s).

Il carico specifico della corrente è pari a circa 1.4 m, con un franco di 0.8 m rispetto all'intradosso.
La nuova tombinatura rispetta pertanto il valore minimo del franco idraulico che, per il reticolo idrografico di terzo livello ($0.25 < S < 0.1$ km^2), il Regolamento stabilisce debba essere il valore maggiore tra:

- 0.5 volte il carico cinetico della corrente determinabile come $U^2/2g$
- 1.0 m per coperture o tombinature.

La massima portata smaltibile a pelo libero in condizioni di incipiente pressione (franco nullo) è pari a circa 12 m^3/s, pari a 2.3 volte la portata di progetto.

Vasca di sedimentazione

In base ai risultati delle verifiche idrauliche il diametro medio dei sedimenti che la corrente è in grado di trasportare risulta pari a 0.03 m circa per il rio 2 e 0.06 m per il rio 1.
La profondità sulla soglia di valle della vasca è calcolabile con la già citata formula dello stramazzo in parete grossa che, posto Q = 1.6 m^3/s e b = 1.5 m, fornisce un valore di 0.73 m, cui corrisponde una profondità nella vasca pari a:

$$y = 0.73 \div 0.6 = 1.33 \text{ m}$$

A tale valore corrisponde una velocità di deflusso nella vasca u=0.8 m/s inferiore alla velocità di caduta del granulo (d=0.03 m) che nel caso in esame risulta pari a 0.9 m/s circa.
Conseguentemente la lunghezza minima di sedimentazione risulta circa 1.2, inferiore alla lunghezza (4 m) della vasca di sedimentazione anche tenendo conto del fatto che i primi 2 m sono interessati dalla turbolenza dovuta allo scarico del canale di monte.
La vasca ha un'altezza delle pareti di 2.0 m, che garantisce un franco di 0.7 m circa rispetto al massimo livello della piena 200-ennale, superiore ai valori previsti dal Regolamento.

7.3 TRASPORTO SOLIDO

La stima del trasporto solido "effettivo" di un corso d'acqua viene fatta tramite l'applicazione di opportuni fattori correttivi alla valutazione del volume teoricamente disponibile ai fini del trasporto solido che, a sua volta, dipende dalla propensione all'erodibilità del bacino.
Per la stima del materiale solido che può essere eroso e trasportato da un corso d'acqua è stata utilizzata una metodologia di tipo empirico (metodo di "Gavrilovic"), basata sulla determinazione di una serie di parametri geo-morfologici, descritta nell'Appendice 4.

Con riferimento a tale metodologia per la stima del trasporto solido è stato considerato come bacino di riferimento il bacino del rio 1 assumendo i seguenti valori dei parametri di calcolo:

A	B	C	D	J	K	L	M	N	P	Q	R	S_l	U
0,008	0	0	0,032	0	0	0	0	0,020	0	0	0	0	0

Da cui si ottengono i seguenti valori dei parametri intermedi:
V = 0.004 km²
θ = 0.04.
L'acclività media dei versanti del bacino in esame è stata dedotta dalla cartografia regionale dell'area in esame ottenendo un valore del fattore di acclività I pari 0.163.
Infine, sono stati calcolati i seguenti parametri:
m_1=0.84
m_2=0.00
m_3=0.44
Assumendo S= 0.04 km², h= 1400 mm (pluviometro di Ponte Carrega), T= 14 °C, la quantità di materiale W che può essere perduta dal bacino in un anno per erosione risulta pari a circa 166 m³/anno a cui corrisponde un contributo unitario di circa 4145 m³/km² anno.
Assumendo infine P= 1.23 km, H= 0.035 km e L= 0.5 km si ottiene una quantità effettiva di materiale solido Q_s pari a 13 m³/anno a cui corrisponde un contributo unitario di circa 328 m³/km² anno.
Il trasporto solido avviene sia in sospensione che per trascinamento al fondo e generalmente il trasporto in sospensione è di un ordine di grandezza superiore al trasporto al fondo; tale rapporto tende ad aumentare per corsi d'acqua a regime torrentizio con pendenze del fondo elevate.
In prima approssimazione si può assumere che il materiale trasportato al fondo sia pari a circa il 20 % del trasporto solido totale, e quindi nel caso in esame pari a circa 2.6 m³/anno.
La vasca di sedimentazione prevista a monte della nuova tombinatura del rio 1 ha profondità pari a 0.6 m, lunghezza di 4 m e larghezza 1.5 m, per un volume interno complessivo di circa 3.6 m³, superiore quindi al volume medio annuale di calcolo.

8 COMPATIBILITA' IDRAULICA DELL'INTERVENTO

Alla luce di quanto esposto ai capitoli precedenti di seguito si riporta l'analisi di compatibilità idraulica del progetto con riferimento al torrente Bisagno, ai rii minori direttamente interferenti con l'area di intervento (Rio 1 e Rio 2), e a quelli limitrofi, ubicati a monte dell'area (rio Sciorba e Rio 3).

8.1 COMPATIBILITÀ RISPETTO AL TORRENTE BISAGNO

Secondo la vigente mappatura delle fasce di inondabilità le aree interessate dall'intervento, appartengono a quelle inondabili in caso di evento di piena 200-ennale Ambito B0 (aree a "minor pericolosità relativa rispetto ai massimi tiranti idrici e velocità di scorrimento).

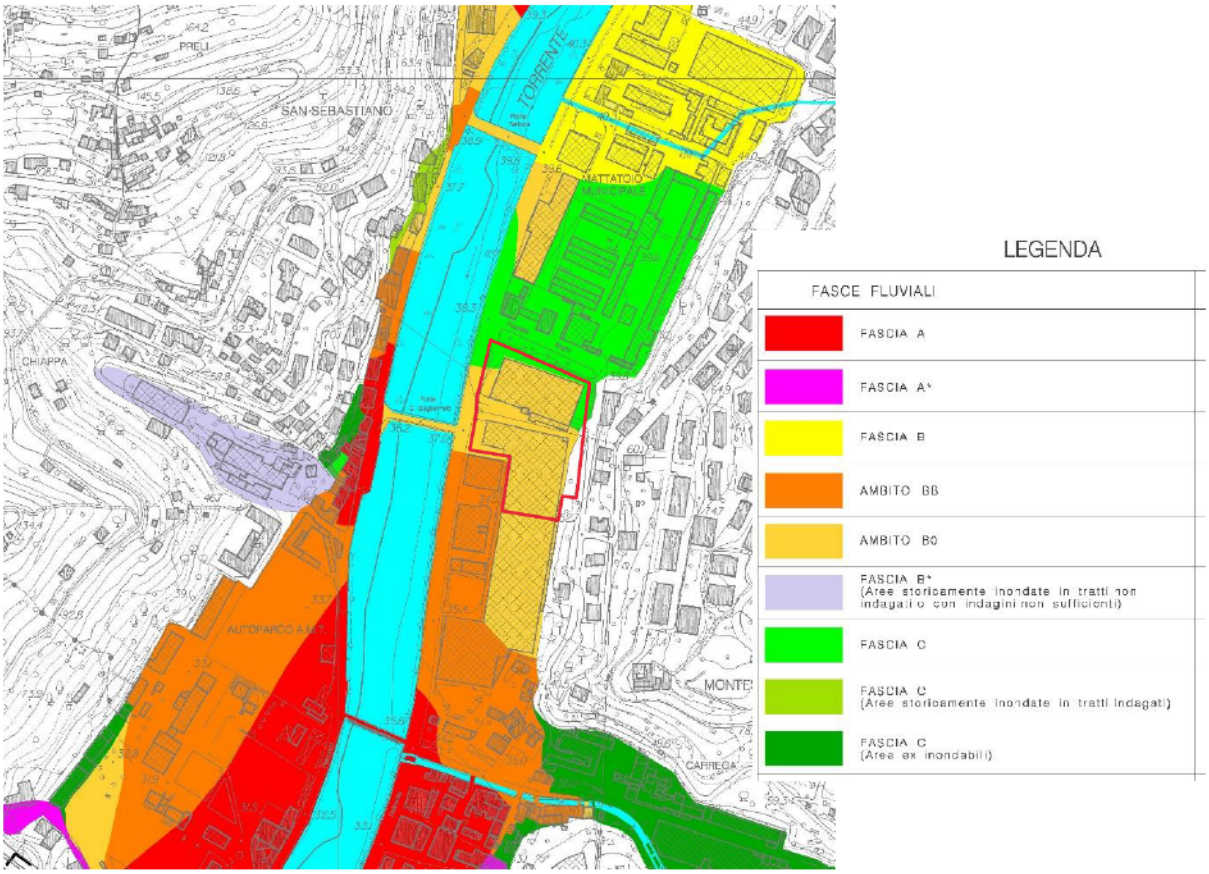


Figura 12

L'intervento risulta pertanto fra quelli ammissibili nell'Ambito B0 come specificato nell'art. 15, comma 3 bis delle norme del Piano di Bacino del torrente Bisagno che, trattandosi di aree a minor pericolosità relativa, ammette interventi di nuova edificazione nonché di ristrutturazione urbanistica purché prevedano le opportune misure od accorgimenti tecnico-costruttivi di cui all'allegato 5, e risultino assunte le azioni e le

misure di protezione civile di cui ai presenti Piani e ai piani comunali di protezione civile.
Inoltre l'intervento risulta compatibile nel suo complesso in quanto:

- ✓ è ubicato ad una distanza superiore ai 10 m dagli argini;
- ✓ non prevede abbassamenti della quota attuale dei piani terra;
- ✓ non prevede la realizzazione di volumi interrati;
- ✓ non pregiudica la sistemazione idraulica definitiva del corso d'acqua;
- ✓ non aumenta la pericolosità di inondazione e il rischio connesso, sia localmente, sia a monte che a valle;
- ✓ non costituisce significativo ostacolo al deflusso delle acque di piena;
- ✓ non riduce significativamente la capacità di invaso delle aree;

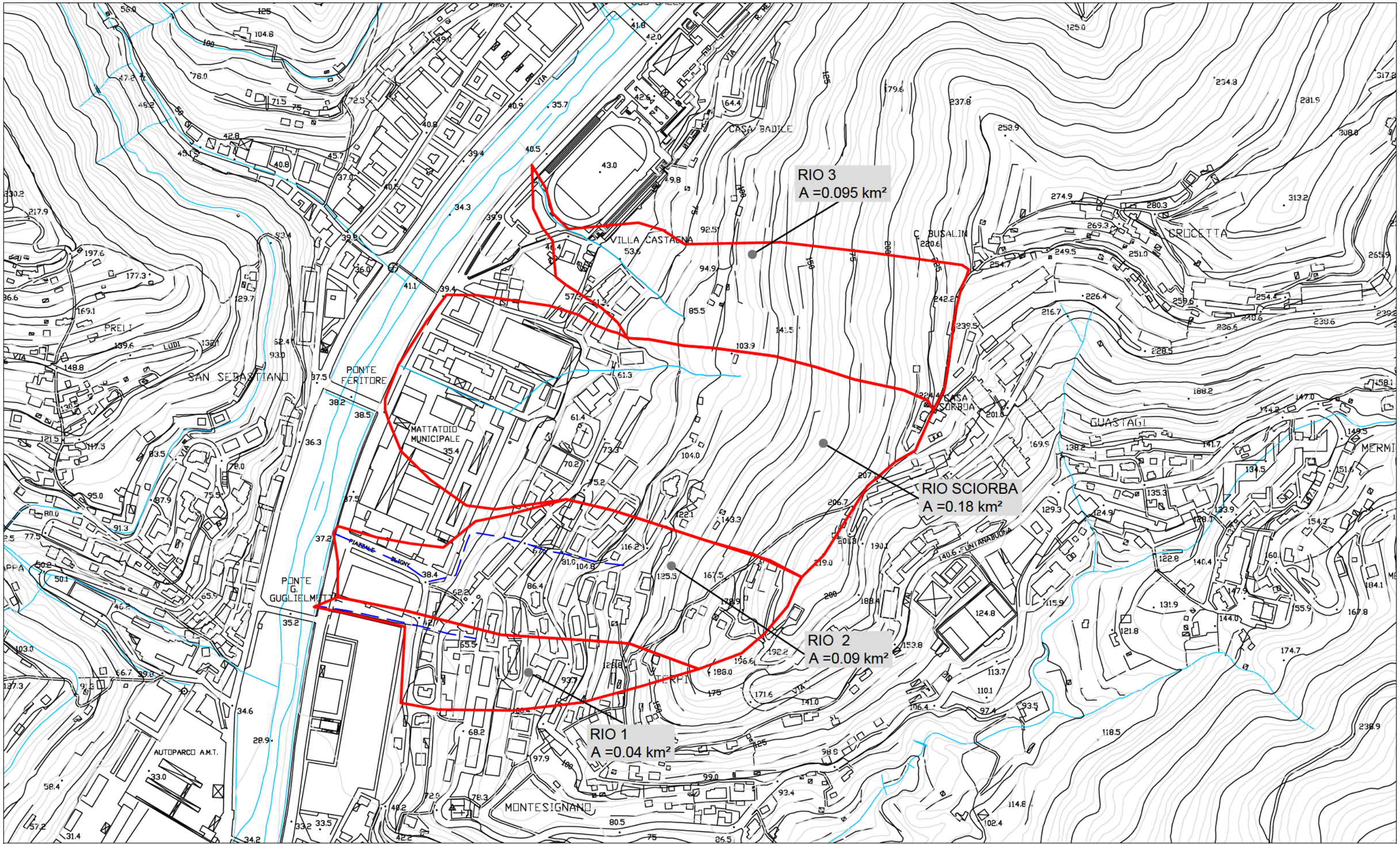
Per quanto riguarda gli accorgimenti tecnico costruttivi in fase di progettazione degli interventi verrà prevista la creazione di opportuni dossi in corrispondenza degli accessi carrabili e pedonali lato Via Lungo Bisagno Dalmazia, mentre gli accessi lato Via Terpi sono a quote superiori rispetto a quella del piano viabile.
Completeranno gli accorgimenti tecnico-costruttivi il posizionamento di opportuna segnaletica d'emergenza all'interno dell'area e nelle vicinanze degli accessi con l'indicazione delle vie di fuga e delle norme comportamentali in caso di allerta meteo.

8.2 Compatibilità rispetto al Rio 1 e al Rio 2

Rispetto alla presenza del Rio 1 e del Rio 2, che non fanno parte del reticolo idrografico regionale e non hanno sedime demaniale, l'intervento risulta compatibile in quanto sono previste opere di adeguamento e razionalizzazione delle tombinature esistenti tali da consentire il deflusso della portata 200-ennale e mitigare.
Inoltre l'attuale rischio di allagamento è ulteriormente mitigato attraverso il convogliamento, nella nuova tombinatura di Piazzale Bligny, delle acque meteoriche provenienti da Via Terpi e dalla Scalinata Suor Catalina Weinzettel.

8.3 Compatibilità rispetto al Rio Sciorba e al Rio 3

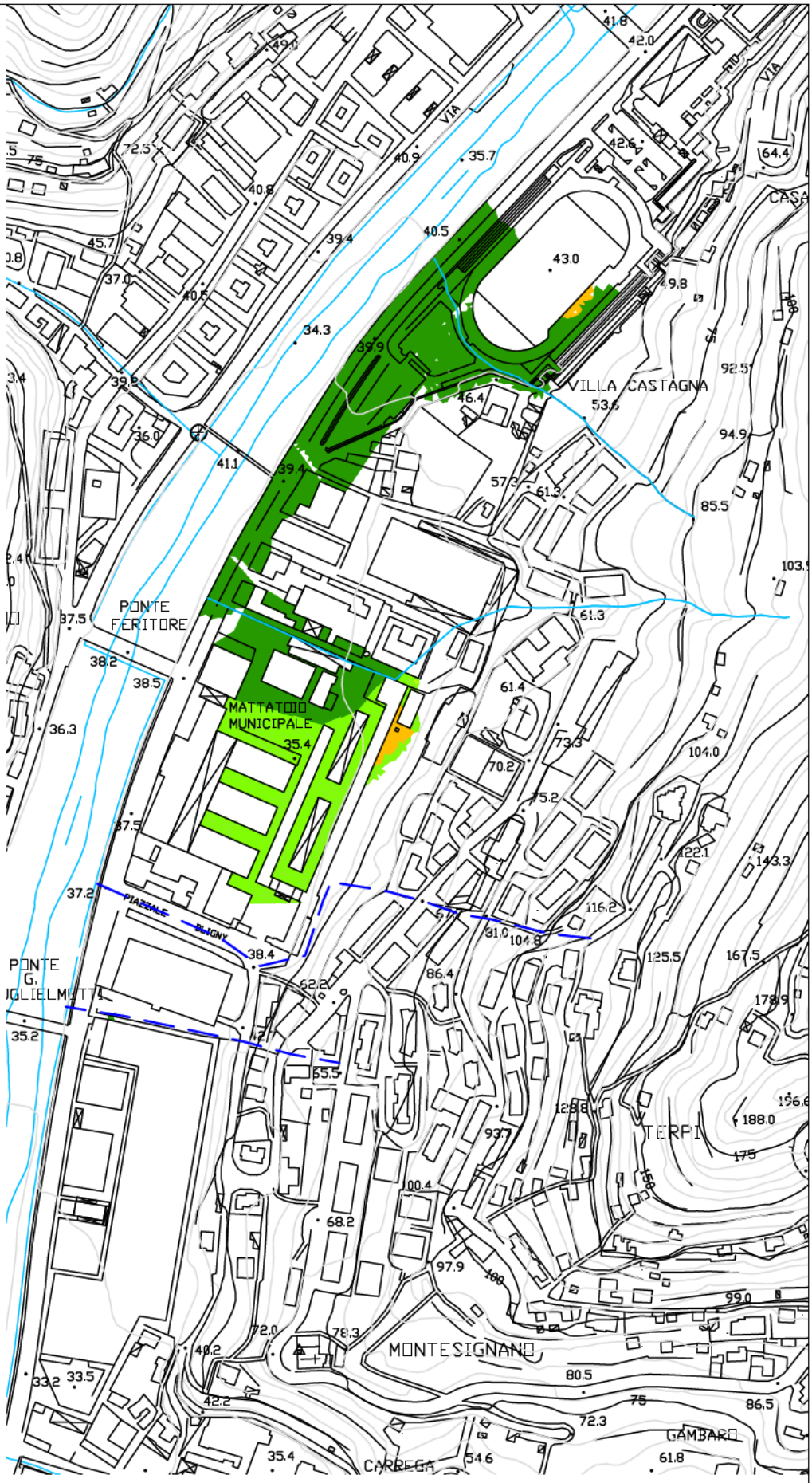
La simulazione dell'esondazione dei due rivi (rio Sciorba e rio 3) ubicati nelle aree limitrofe di monte ha dimostrato che l'area interessata dal progetto (area ex Officine Guglielmetti) non risulta inondabile.
In questo caso le aree inondabili interessano un'area limitata in sponda sinistra del torrente Bisagno compresa tra l'impianto polisportivo della Sciorba e la zona degli ex-macelli, per una superficie complessiva di circa 4 ha, con tiranti variabili tra 0.0 m e 0.5 m circa.



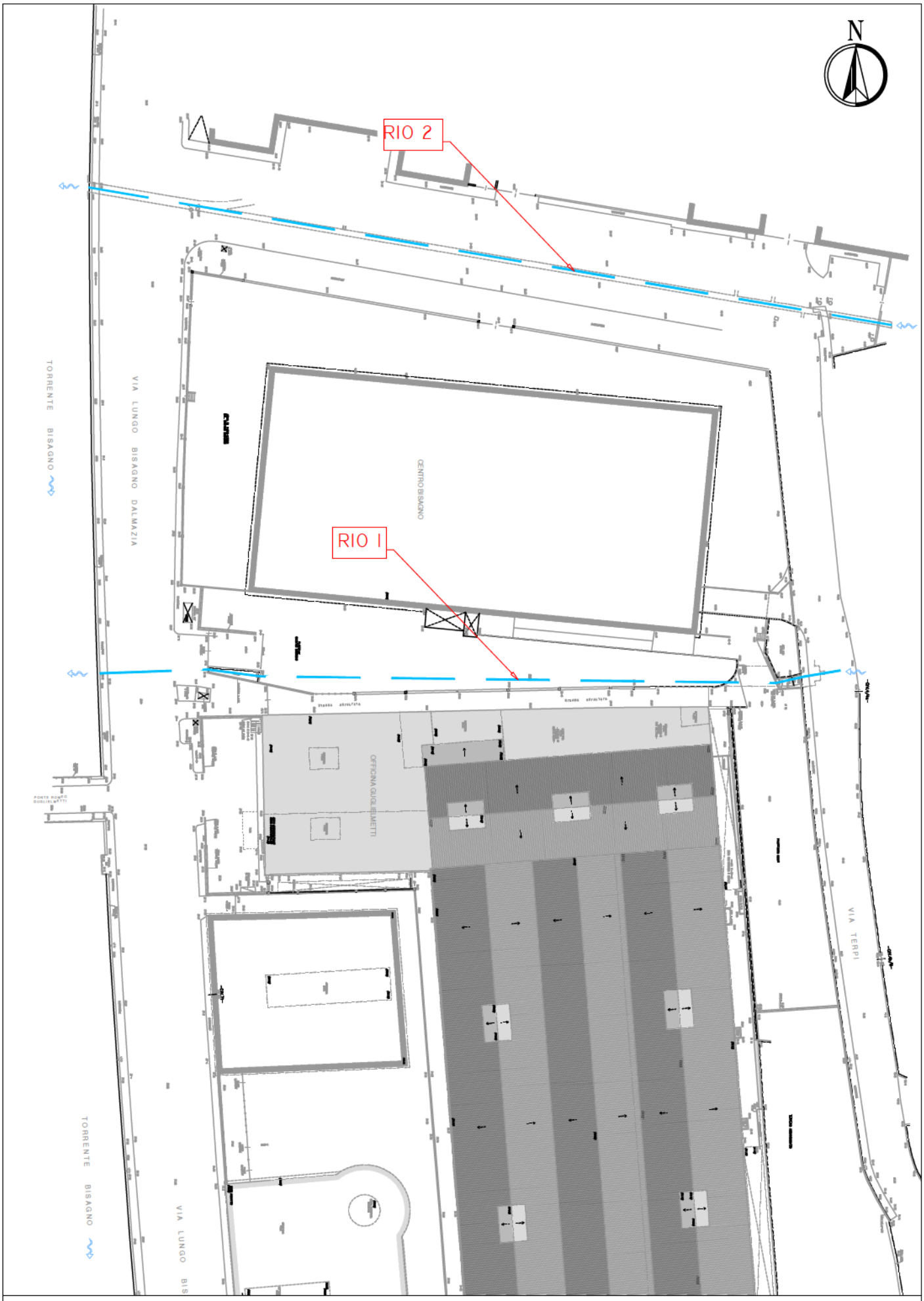
ALLEGATO 1
COROGRAFIA
RII MINORI E LIMITROFI
SCALA 1:5000

LEGENDA

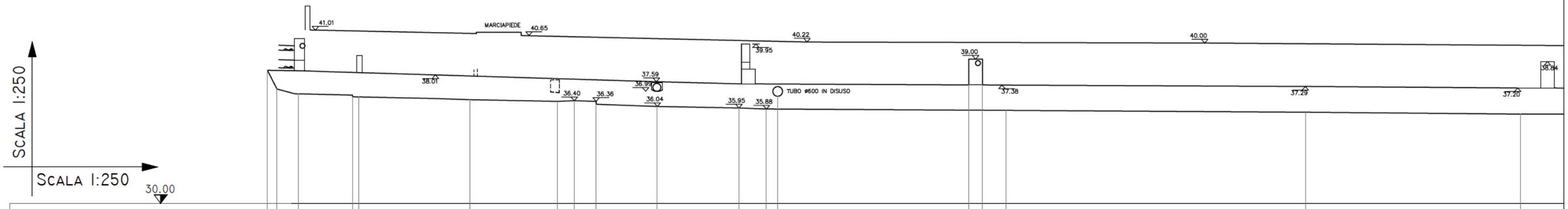
- 0 - 0.30
- 0.30 - 0.50
- 0.50 - 0.70
- 0.70 - 1.00
- 1.00 - 1.50
- 1.50 - 2.00
- 2.00 - 3.00
- >3.00



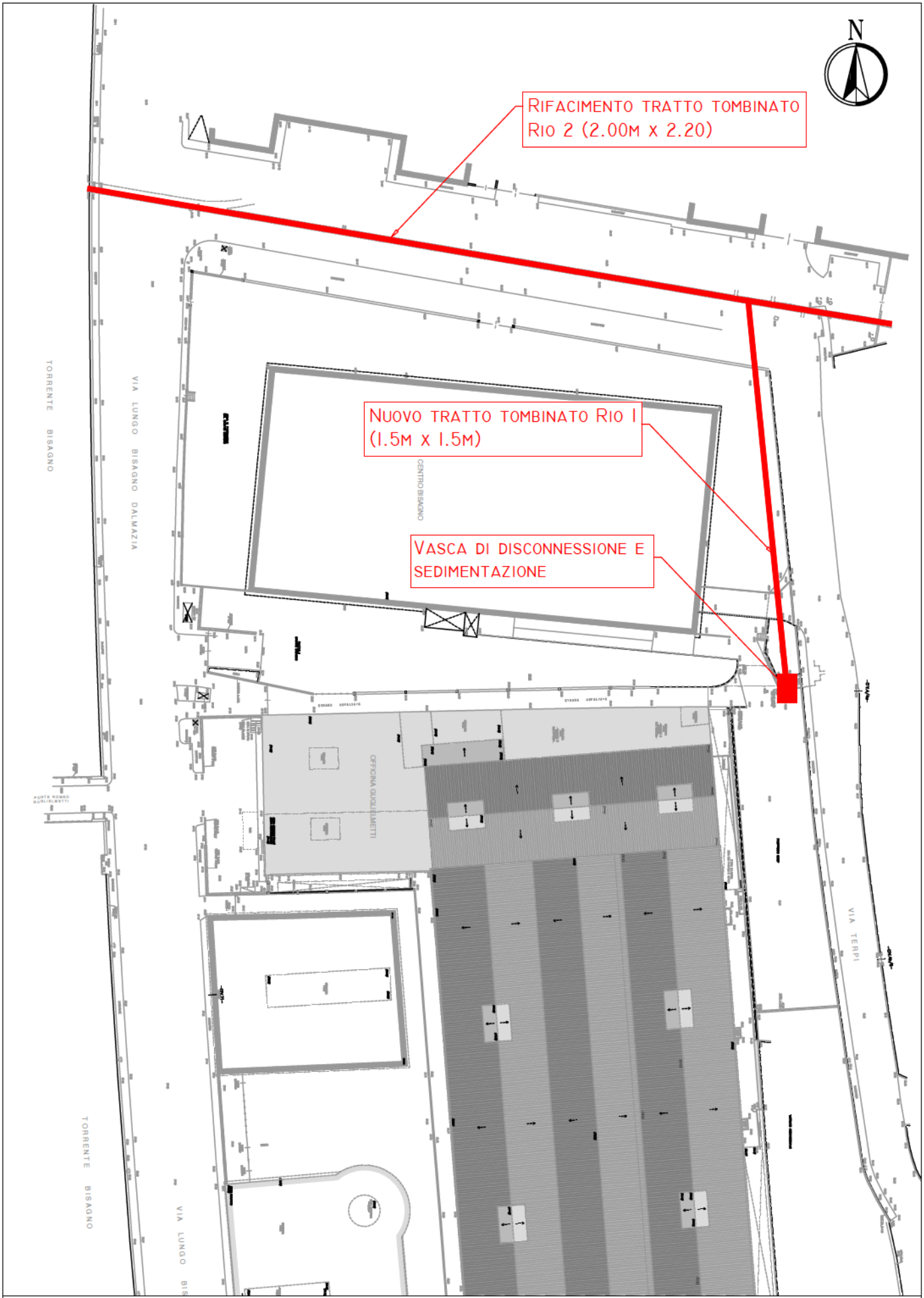
ALLEGATO 2
MAPPATURA TIRANTI MASSIMI
EVENTO 200-ENNALE
RIO SCIORBA E RIO 3
scala 1:5000



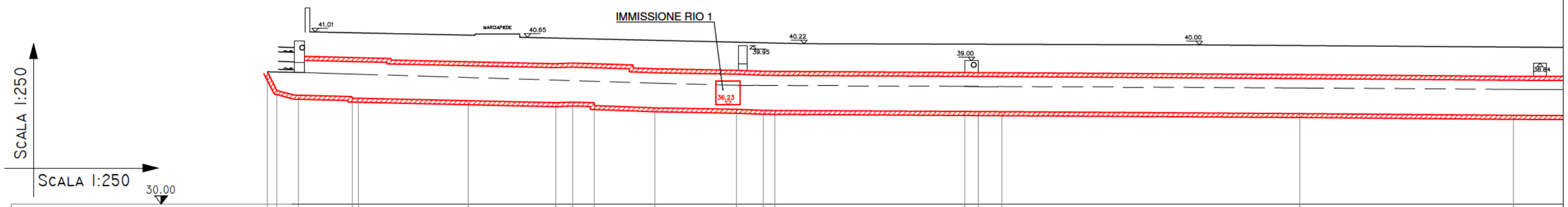
ALLEGATO 3
PLANIMETRIA STATO ATTUALE
TRACCIATI RIO 1 e RIO 2 Scala 1:1000


SCALA 1:250
SCALA 1:250
30.00
41.01
MARCIAPIEDE
40.65
40.22
40.00
39.95
39.00
38.01
37.59
38.95
36.40
36.36
36.04
35.95
35.88
TUBO ø600 IN DISUSO
37.38
37.29
37.20
38.84

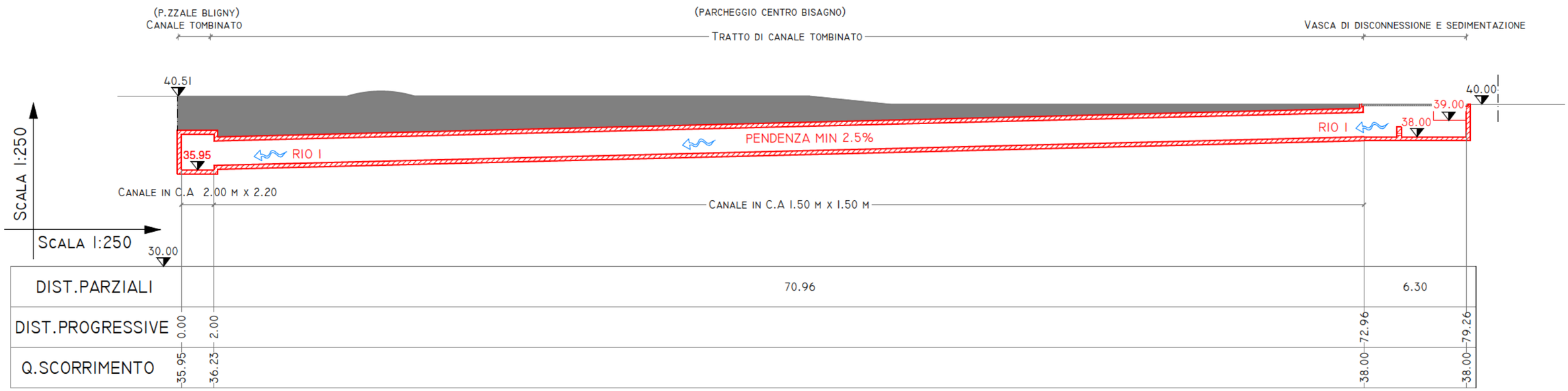
| | | |



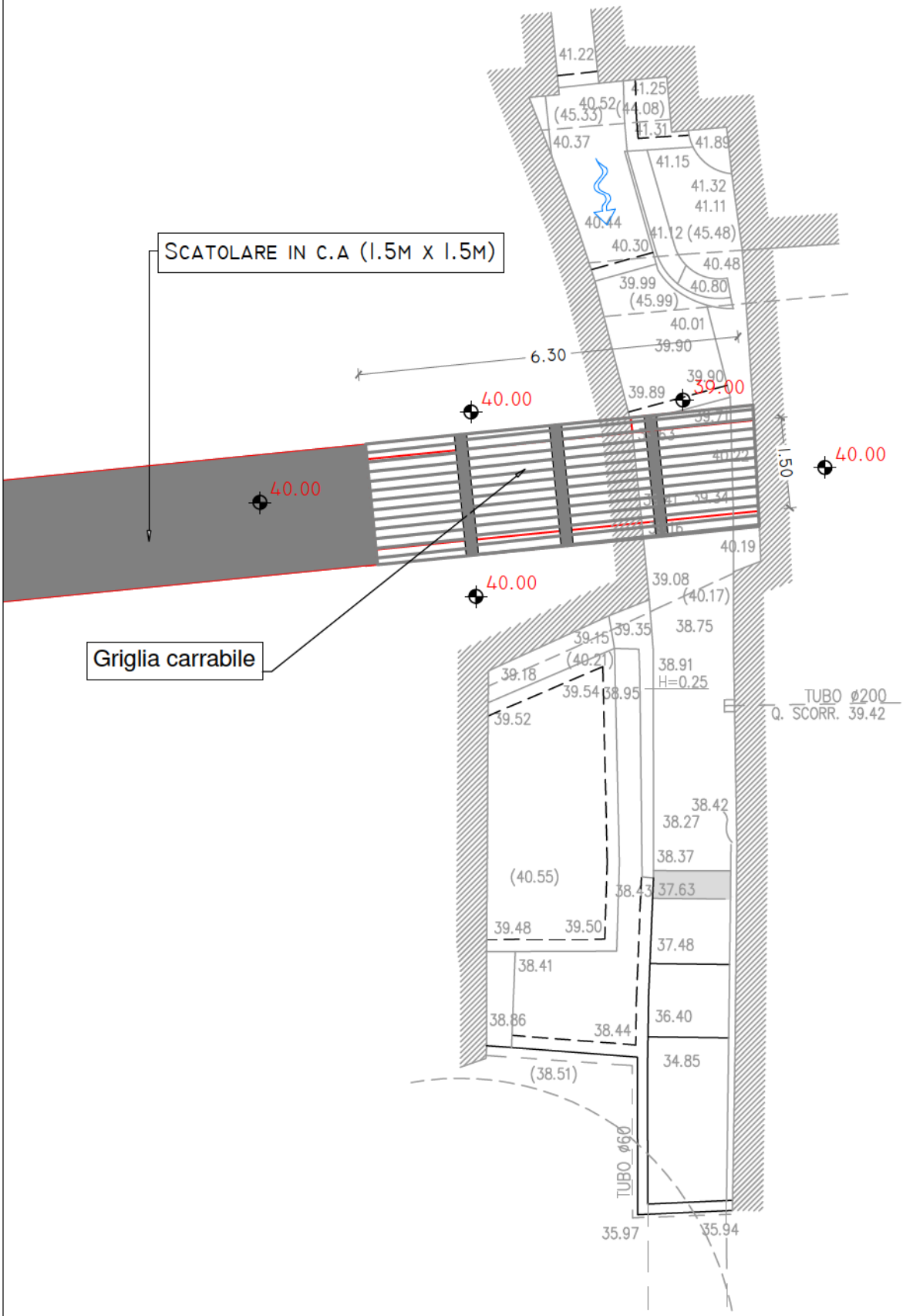
ALLEGATO 5
PLANIMETRIA STATO DI PROGETTO
Scala 1:1000


IMMISSIONE RIO 1
41.01
MARCIAPIEDE
40.65
40.22
39.95
39.00
40.00
38.84
36.23
SCALA 1:250
SCALA 1:250
30.00

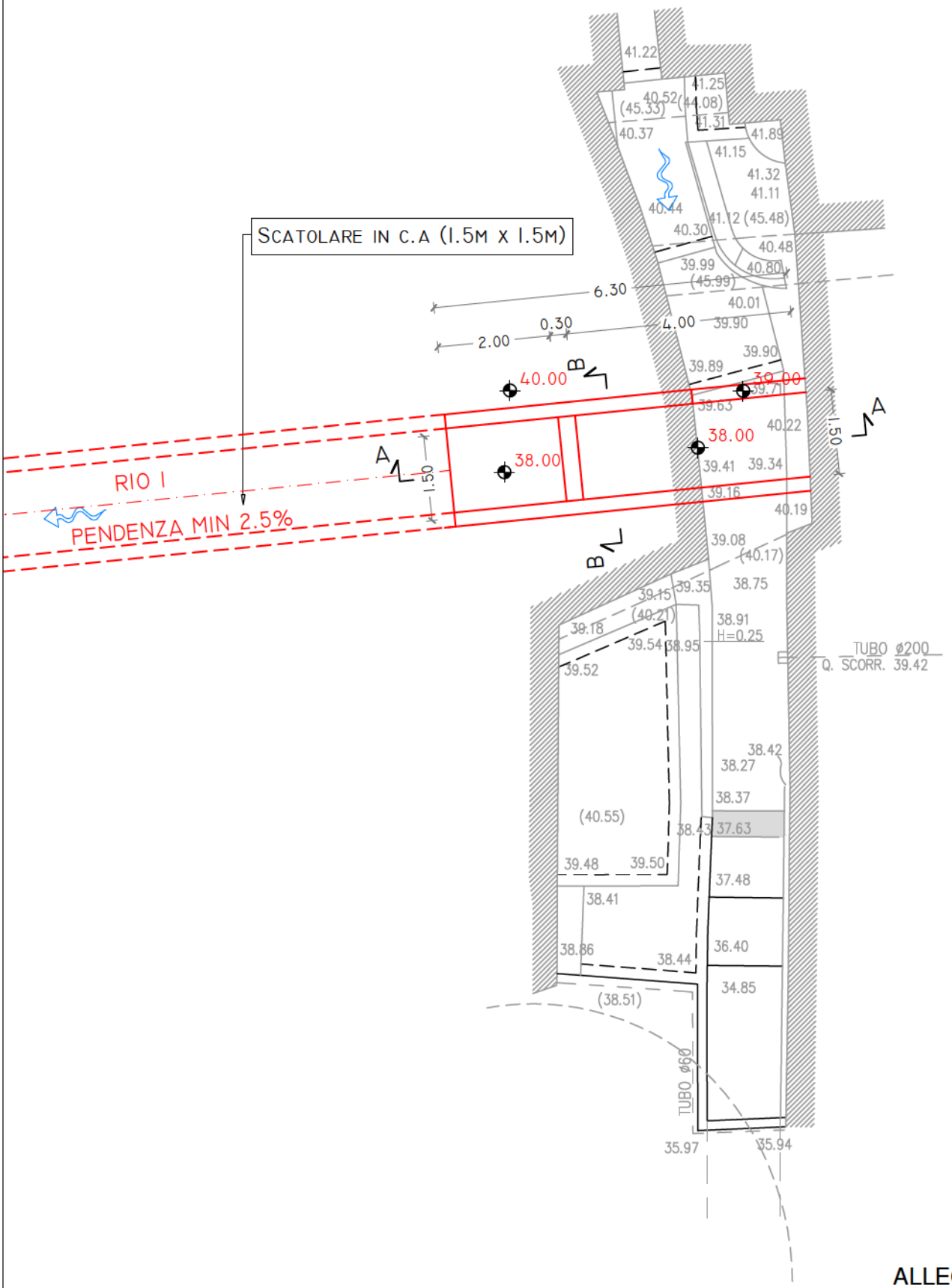
| | | |



ALLEGATO 7
PROFILO STATO DI PROGETTO
RIO 1
Scala 1:250

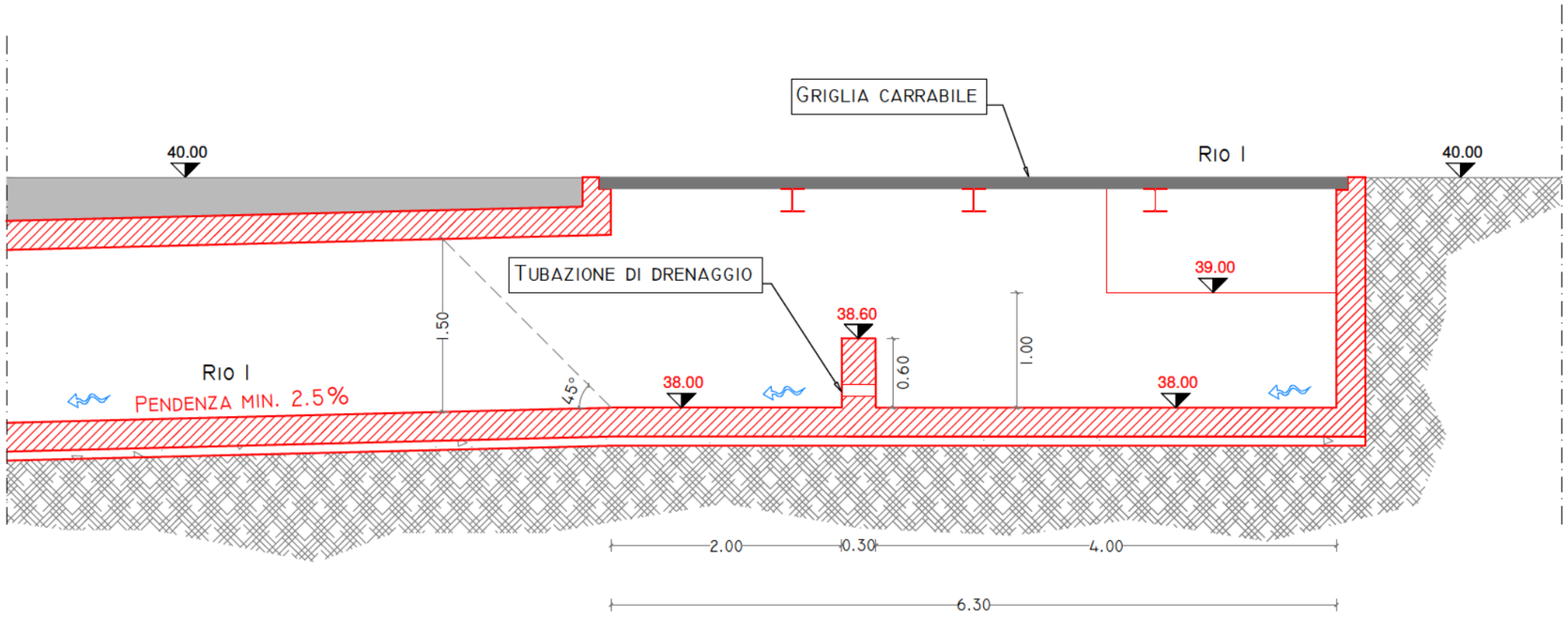


ALLEGATO 8
PIANTA COPERTURA
VASCA DI DISCONNESSIONE
E SEDIMENTAZIONE
RIO 1
Scala 1:100

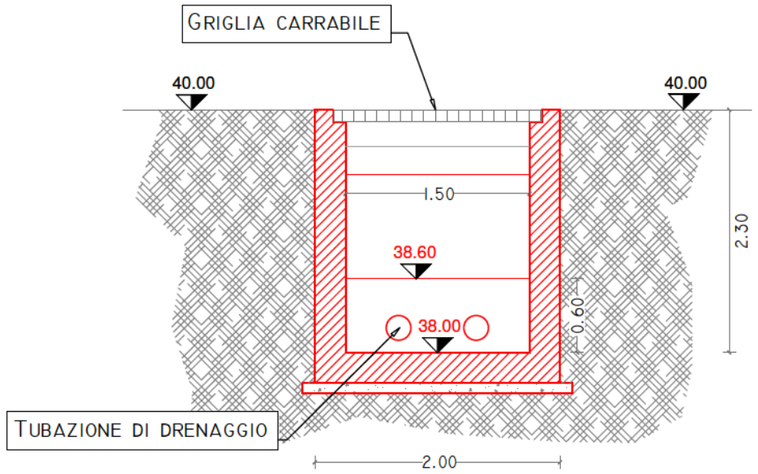


ALLEGATO 9
PIANTA VASCA DI DISCONNESSIONE E SEDIMENTAZIONE
RIO 1
Scala 1:100

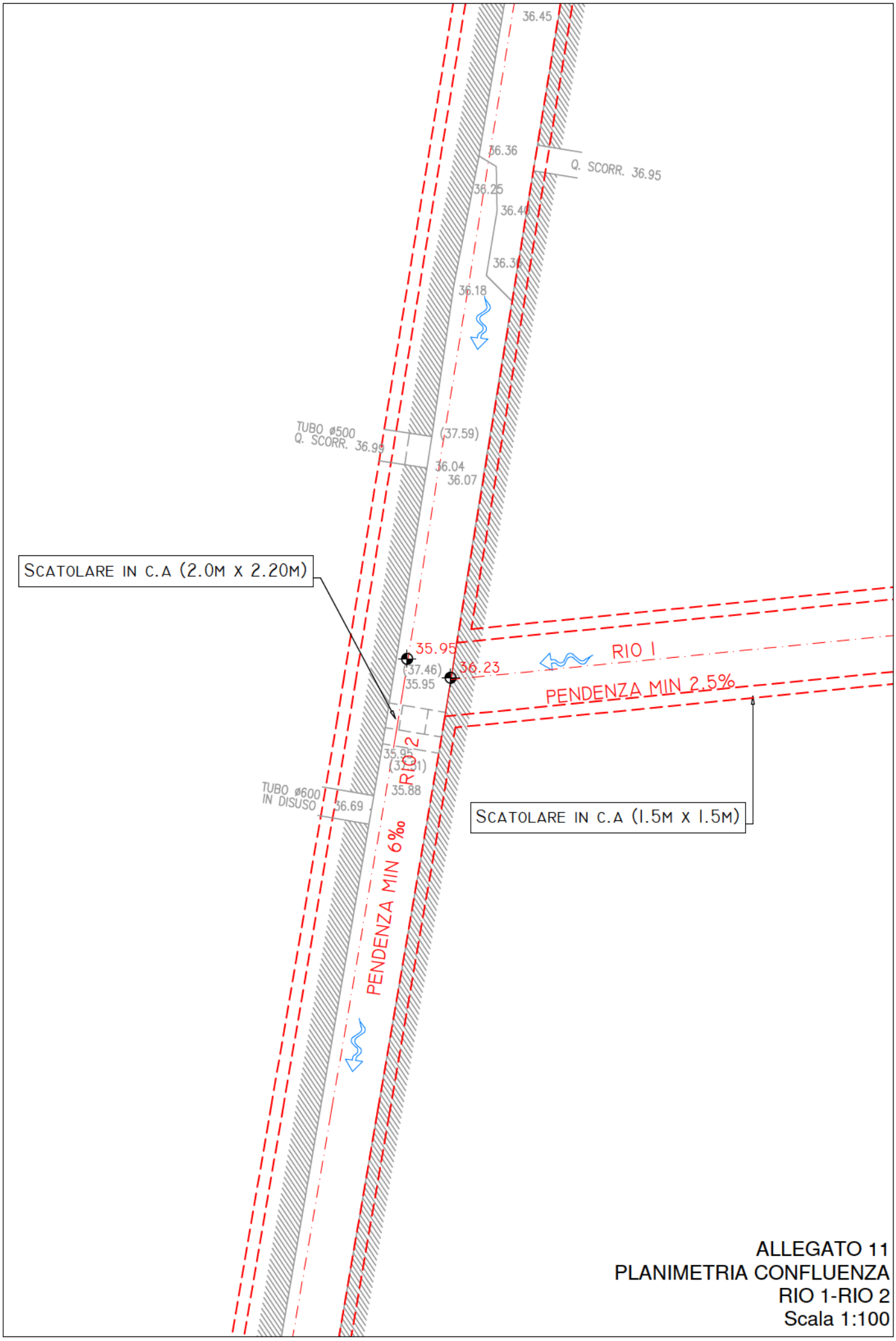
SEZIONE LONGITUDINALE A-A



SEZIONE TRASVERSALE B-B



ALLEGATO 10
SEZIONI
VASCA DI DISCONNESSIONE
E SEDIMENTAZIONE
Scala 1:50



ALLEGATO 11
PLANIMETRIA CONFLUENZA
RIO 1-RIO 2
Scala 1:100

ALLEGATO A

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1: Piazzale Bligny



Foto 2: Via Terpi incrocio piazzale Bligny



Foto 3: Sbocco nel t. Bisagno del rio Senza nome 2



Foto 4: Tratto terminale tombinato rio Senza nome 2 – Vista verso valle



Foto 5: Tratto terminale tombinato rio Senza nome 2 – Vista verso monte



Foto 6: Rio Senza nome 2 confluenza canale sponda destra



Foto 7: Tratto tombinato di monte rio Senza nome 2



Foto 8: Tratto terminale di monte rio Senza nome 2



Foto 9: Tratto tra via Terpi e l'edificio della Coop



Foto 10: Incrocio piazzale Bligny e via Terpi



Foto 11: Rio Senza nome 1 a valle di via Terpi



Foto 12: Rio Senza nome 1 a valle di via Terpi



Foto 13: Rio Senza nome 1 in corrispondenza di via Terpi



Foto 14: Imbocco tratto terminale tombinato Rio Senza nome 1.



Foto 15: Rio Sciorba – sbocco nel torrente Bisagno



Foto 16: Rio Sciorba – tratto tombinato



Foto 17: Rio 3 – sbocco nel torrente Bisagno



Foto 18: Rio 3 – tratto tombinato



Foto 19: Rio 3 – inizio tratto tombinato in corrispondenza del pozzo di imbocco



Foto 20: Rio 3 - pozzo di imbocco

ALLEGATO B

VERIFICHE IDRAULICHE

Rio 1 Stato attuale
Tabella : Scala di deflusso sezione circolare

Diametro	D	=	600	mm
Raggio	R	=	0.30	m
Coefficiente di scabrezza di Manning	n	=	0.022	$m^{-1/3}s$
Pendenza fondo	if	=	0.005	m/m

Altezza pelo libero Y [m]	Rapporto d'invaso Y/D [-]	Angolo al centro alfa [rad]	Perimetro bagnato P [m]	Area A [m^2]	Raggio idraulico R [m]	Larghezza pelo libero b [m]	Portata Q [m^3/s]	Velocità V [m/s]	Carico cinetico Hc [m]	Carico specifico H [m]	Numero di Froude Fr [-]
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.000	0.000	0.07
0.060	0.10	1.29	0.39	0.01	0.04	0.36	0.005	0.36	0.007	0.067	0.57
0.120	0.20	1.85	0.56	0.04	0.07	0.48	0.022	0.56	0.016	0.136	0.62
0.180	0.30	2.32	0.70	0.07	0.10	0.55	0.050	0.70	0.025	0.205	0.62
0.240	0.40	2.74	0.82	0.11	0.13	0.59	0.086	0.82	0.034	0.274	0.62
0.300	0.50	3.14	0.94	0.14	0.15	0.60	0.128	0.91	0.042	0.342	0.60
0.360	0.60	3.54	1.06	0.18	0.17	0.59	0.172	0.97	0.048	0.408	0.57
0.400	0.67	3.82	1.15	0.20	0.17	0.57	0.201	1.00	0.051	0.451	0.54
0.460	0.77	4.27	1.28	0.23	0.18	0.51	0.240	1.03	0.054	0.514	0.49
0.520	0.87	4.79	1.44	0.26	0.18	0.41	0.268	1.03	0.054	0.574	0.41
0.600	1.00	6.28	1.88	0.28	0.15	0.00	0.257	0.91	0.042	0.642	0.00

Rio 2 Stato attuale
Tabella : **Scala di deflusso sezione rettangolare**

Larghezza	B	=	1.2	m
Altezza sponde	H	=	1.5	m
Coefficiente di scabrezza di Manning	n	=	0.022	$m^{-1/3}s$
pendenza fondo	if	=	0.006	m/m

Altezza pelo libero Y [m]	Rapporto d'invaso Y/D [-]	Perimetro bagnato P [m]	Area A [m^2]	Raggio idraulico R [m]	Larghezza pelo libero b [m]	Portata Q [m^3/s]	Velocità V [m/s]	Carico cinetico Hc [m]	Carico specifico H [m]	Numero di Froude Fr [-]
0.80	0.53	2.80	0.96	0.34	1.20	1.656	1.72	0.152	0.952	0.62
0.90	0.60	3.00	1.08	0.36	1.20	1.92	1.78	0.162	1.062	0.60
1.00	0.67	3.20	1.20	0.38	1.20	2.20	1.83	0.171	1.171	0.58
1.10	0.73	3.40	1.32	0.39	1.20	2.47	1.87	0.179	1.279	0.57
1.20	0.80	3.60	1.44	0.40	1.20	2.75	1.91	0.186	1.386	0.56
0.82	0.55	2.84	0.98	0.35	1.20	1.71	1.74	0.154	0.974	0.61
0.92	0.61	3.04	1.10	0.36	1.20	1.98	1.79	0.164	1.084	0.60
1.00	0.67	3.20	1.20	0.38	1.20	2.20	1.83	0.171	1.171	0.58
1.10	0.73	3.40	1.32	0.39	1.20	2.47	1.87	0.179	1.279	0.57
1.20	0.80	3.60	1.44	0.40	1.20	2.75	1.91	0.186	1.386	0.56
1.30	0.87	3.80	1.56	0.41	1.20	3.03	1.94	0.193	1.493	0.54
1.40	0.93	4.00	1.68	0.42	1.20	3.32	1.97	0.199	1.599	0.53
1.50	1.00	4.20	1.80	0.43	1.20	3.60	2.00	0.204	1.704	0.52
1.50	**1.00**	**4.20**	**1.80**	**0.43**	**1.20**	**3.60**	**2.00**	**0.204**	**1.704**	**0.52**

Rio 2 Stato attuale
Tabella : **Scala di deflusso sezione rettangolare**

Larghezza	B	=	2	m
Altezza sponde	H	=	1.5	m
Coefficiente di scabrezza di Manning	n	=	0.022	$m^{-1/3}s$
pendenza fondo	if	=	0.006	m/m

Altezza pelo libero Y [m]	Rapporto d'invaso Y/D [-]	Perimetro bagnato P [m]	Area A [m^2]	Raggio idraulico R [m]	Larghezza pelo libero b [m]	Portata Q [m^3/s]	Velocità V [m/s]	Carico cinetico Hc [m]	Carico specifico H [m]	Numero di Froude Fr [-]
0.30	0.20	2.60	0.60	0.23	2.00	0.795	1.32	0.089	0.389	0.77
0.40	0.27	2.80	0.80	0.29	2.00	1.22	1.53	0.119	0.519	0.77
0.50	0.33	3.00	1.00	0.33	2.00	1.69	1.69	0.146	0.646	0.76
0.60	0.40	3.20	1.20	0.38	2.00	2.20	1.83	0.171	0.771	0.75
0.70	0.47	3.40	1.40	0.41	2.00	2.73	1.95	0.194	0.894	0.74
0.80	0.53	3.60	1.60	0.44	2.00	3.28	2.05	0.214	1.014	0.73
0.90	0.60	3.80	1.80	0.47	2.00	3.85	2.14	0.233	1.133	0.72
1.00	0.67	4.00	2.00	0.50	2.00	4.44	2.22	0.251	1.251	0.71
1.10	0.73	4.20	2.20	0.52	2.00	5.03	2.29	0.267	1.367	0.70
1.20	0.80	4.40	2.40	0.55	2.00	5.64	2.35	0.282	1.482	0.69
1.30	0.87	4.60	2.60	0.57	2.00	6.26	2.41	0.295	1.595	0.67
1.40	0.93	4.80	2.80	0.58	2.00	6.88	2.46	0.308	1.708	0.66
1.50	1.00	5.00	3.00	0.60	2.00	7.51	2.50	0.320	1.820	0.65
0.86	**0.57**	**3.72**	**1.72**	**0.46**	**2.00**	**3.62**	**2.11**	**0.226**	**1.086**	**0.72**

Stato di progetto Rio
Tabella : Scala di deflusso sezione rettangolare

Larghezza	B	=	1.5	m
Altezza sponde	H	=	1.5	m
Coefficiente di scabrezza di Manning	n	=	0.022	$m^{-1/3}s$
pendenza fondo	if	=	0.025	m/m

Altezza pelo libero Y [m]	Rapporto d'invaso Y/D [-]	Perimetro bagnato P [m]	Area A [m^2]	Raggio idraulico R [m]	Larghezza pelo libero b [m]	Portata Q [m^3/s]	Velocità V [m/s]	Carico cinetico Hc [m]	Carico specifico H [m]	Numero di Froude Fr [-]
0.10	0.07	1.70	0.15	0.09	1.50	0.214	1.42	0.103	0.203	1.44
0.20	0.13	1.90	0.30	0.16	1.50	0.63	2.10	0.225	0.425	1.50
0.30	0.20	2.10	0.45	0.21	1.50	1.16	2.57	0.338	0.638	1.50
0.40	0.27	2.30	0.60	0.26	1.50	1.76	2.93	0.439	0.839	1.48
0.50	0.33	2.50	0.75	0.30	1.50	2.42	3.22	0.529	1.029	1.45
0.60	0.40	2.70	0.90	0.33	1.50	3.11	3.46	0.608	1.208	1.42
0.70	0.47	2.90	1.05	0.36	1.50	3.83	3.65	0.679	1.379	1.39
0.80	0.53	3.10	1.20	0.39	1.50	4.58	3.82	0.743	1.543	1.36
0.90	0.60	3.30	1.35	0.41	1.50	5.35	3.96	0.800	1.700	1.33
1.00	0.67	3.50	1.50	0.43	1.50	6.13	4.09	0.851	1.851	1.30
1.10	0.73	3.70	1.65	0.45	1.50	6.92	4.20	0.897	1.997	1.28
1.20	0.80	3.90	1.80	0.46	1.50	7.73	4.29	0.939	2.139	1.25
1.30	0.87	4.10	1.95	0.48	1.50	8.54	4.38	0.977	2.277	1.23
1.40	0.93	4.30	2.10	0.49	1.50	9.36	4.46	1.013	2.413	1.20
1.50	1.00	4.50	2.25	0.50	1.50	10.19	4.53	1.045	2.545	1.18
0.37	**0.25**	**2.25**	**0.56**	**0.25**	**1.50**	**1.60**	**2.85**	**0.414**	**0.788**	**1.49**

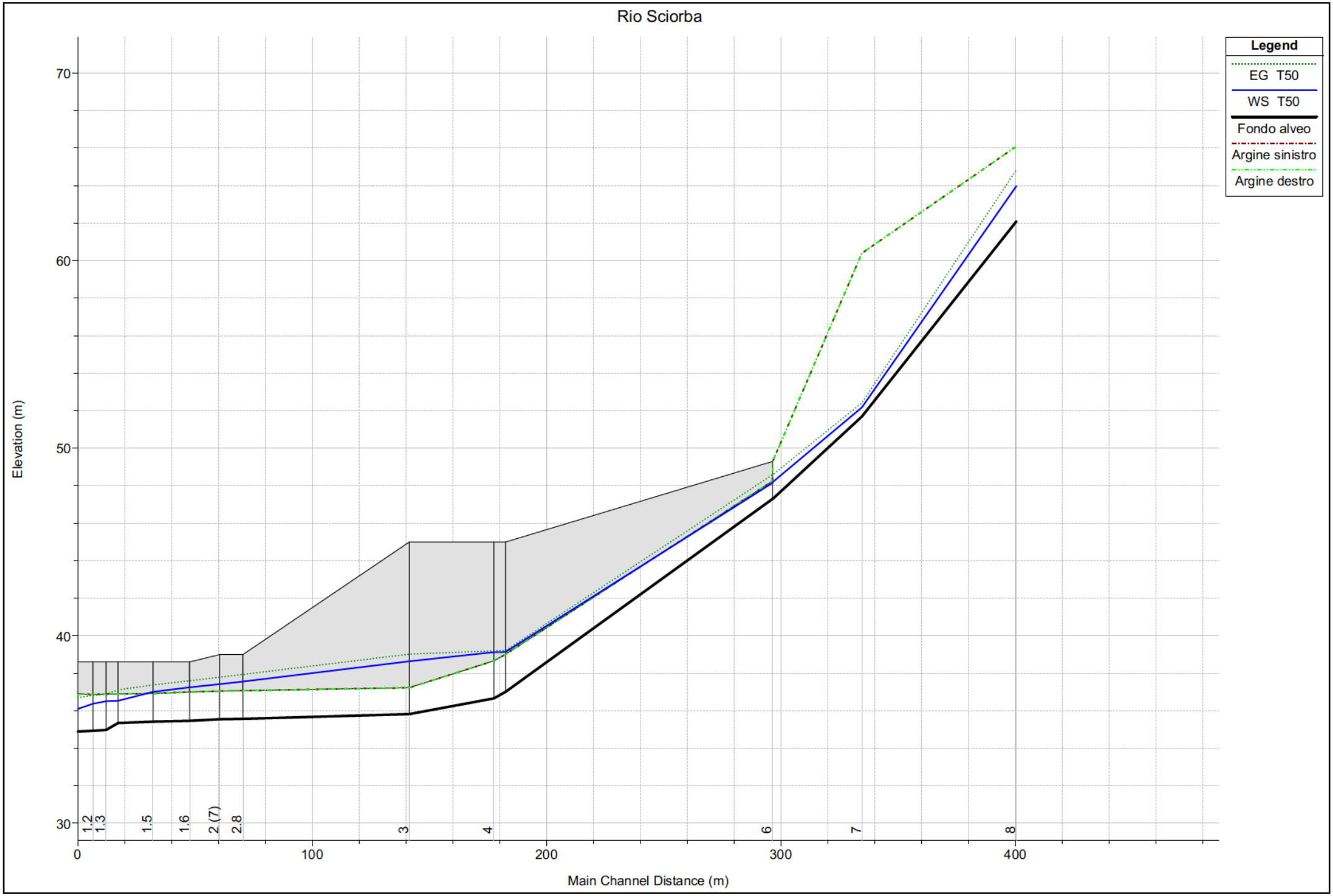
Stato di progetto Rio 2
Tabella : Scala di deflusso sezione rettangolare

Larghezza	B	=	2	m
Altezza sponde	H	=	2.2	m
Coefficiente di scabrezza di Manning	n	=	0.022	$m^{-1/3}s$
pendenza fondo	if	=	0.006	m/m

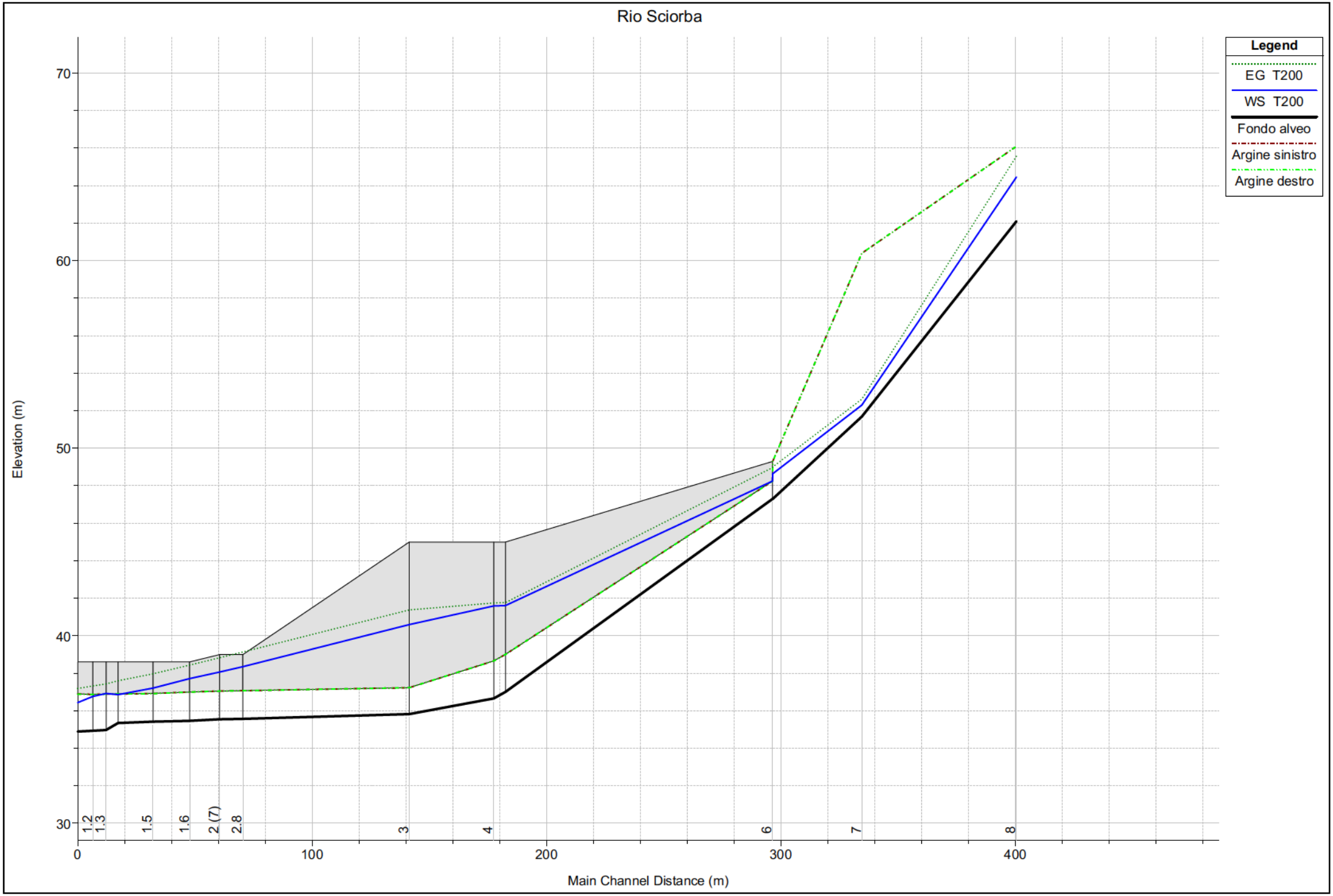
Altezza pelo libero Y [m]	Rapporto d'invaso Y/D [-]	Perimetro bagnato P [m]	Area A [m^2]	Raggio idraulico R [m]	Larghezza pelo libero b [m]	Portata Q [m^3/s]	Velocità V [m/s]	Carico cinetico Hc [m]	Carico specifico H [m]	Numero di Froude Fr [-]
0.10	0.05	2.20	0.20	0.09	2.00	0.142	0.71	0.026	0.126	0.72
0.20	0.09	2.40	0.40	0.17	2.00	0.43	1.07	0.058	0.258	0.76
0.30	0.14	2.60	0.60	0.23	2.00	0.79	1.32	0.089	0.389	0.77
0.40	0.18	2.80	0.80	0.29	2.00	1.22	1.53	0.119	0.519	0.77
0.50	0.23	3.00	1.00	0.33	2.00	1.69	1.69	0.146	0.646	0.76
0.60	0.27	3.20	1.20	0.38	2.00	2.20	1.83	0.171	0.771	0.75
0.70	0.32	3.40	1.40	0.41	2.00	2.73	1.95	0.194	0.894	0.74
0.80	0.36	3.60	1.60	0.44	2.00	3.28	2.05	0.214	1.014	0.73
0.90	0.41	3.80	1.80	0.47	2.00	3.85	2.14	0.233	1.133	0.72
1.00	0.45	4.00	2.00	0.50	2.00	4.44	2.22	0.251	1.251	0.71
1.10	0.50	4.20	2.20	0.52	2.00	5.03	2.29	0.267	1.367	0.70
1.20	0.55	4.40	2.40	0.55	2.00	5.64	2.35	0.282	1.482	0.69
1.30	0.59	4.60	2.60	0.57	2.00	6.26	2.41	0.295	1.595	0.67
1.40	0.64	4.80	2.80	0.58	2.00	6.88	2.46	0.308	1.708	0.66
1.50	0.68	5.00	3.00	0.60	2.00	7.51	2.50	0.320	1.820	0.65
1.60	0.73	5.20	3.20	0.62	2.00	8.15	2.55	0.331	1.931	0.64
1.70	0.77	5.40	3.40	0.63	2.00	8.79	2.59	0.341	2.041	0.63
1.80	0.82	5.60	3.60	0.64	2.00	9.44	2.62	0.351	2.151	0.62
1.90	0.86	5.80	3.80	0.66	2.00	10.09	2.66	0.360	2.260	0.62
2.00	0.91	6.00	4.00	0.67	2.00	10.75	2.69	0.368	2.368	0.61
2.10	0.95	6.20	4.20	0.68	2.00	11.41	2.72	0.376	2.476	0.60
2.20	1.00	6.40	4.40	0.69	2.00	12.07	2.74	0.383	2.583	0.59
1.13	**0.51**	**4.26**	**2.26**	**0.53**	**2.00**	**5.20**	**2.31**	**0.271**	**1.399**	**0.69**



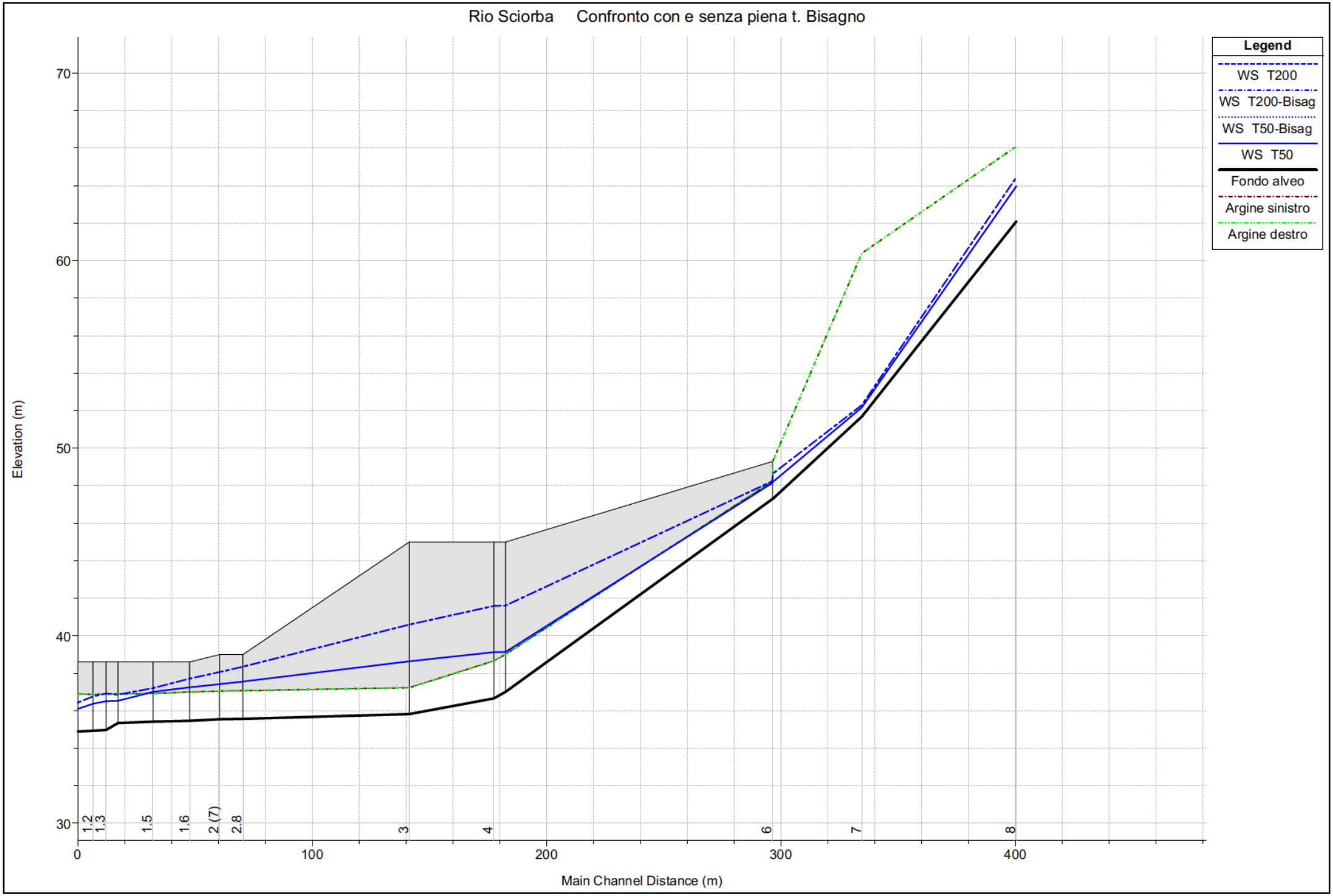
UBICAZIONE SEZIONI IDRAULICHE
RIO SCIORBA
scala 1:1.000



1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 2.5 m

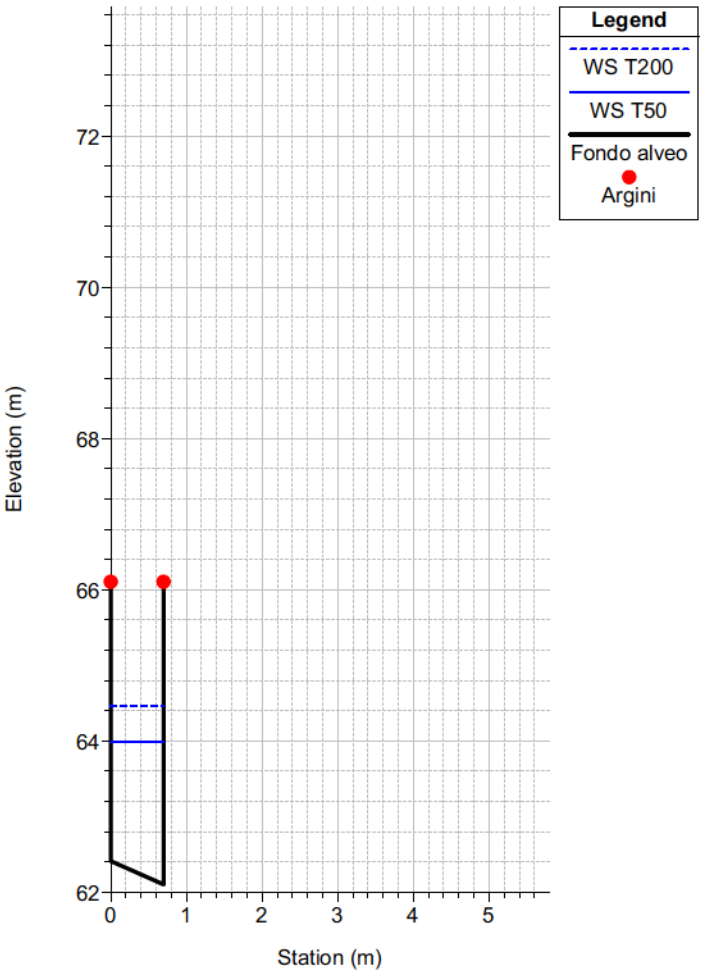


1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 2.5 m

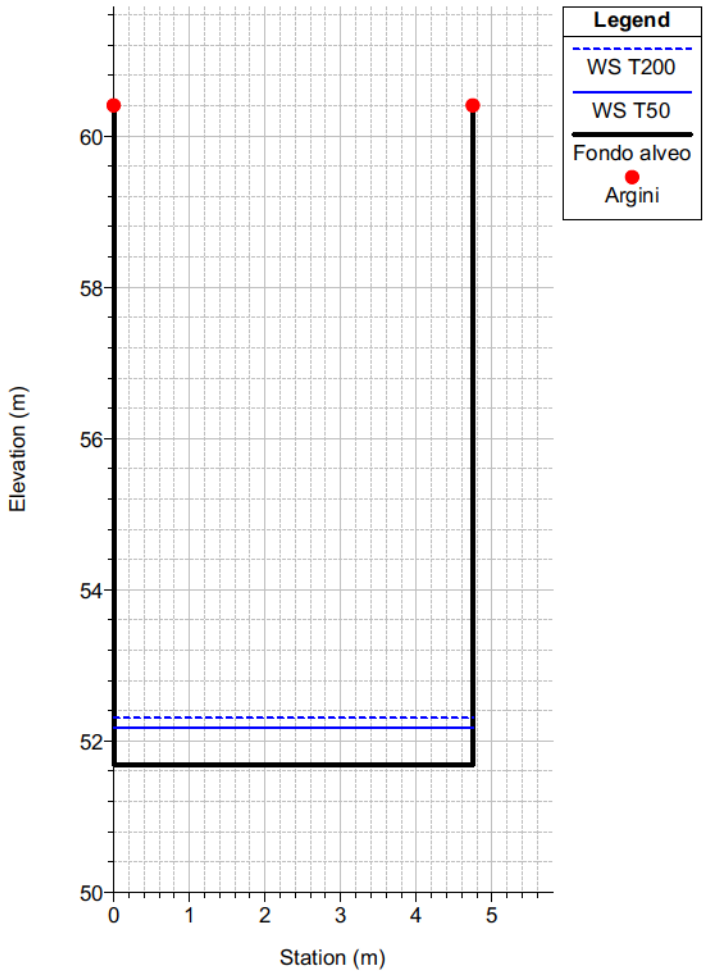


1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 2.5 m

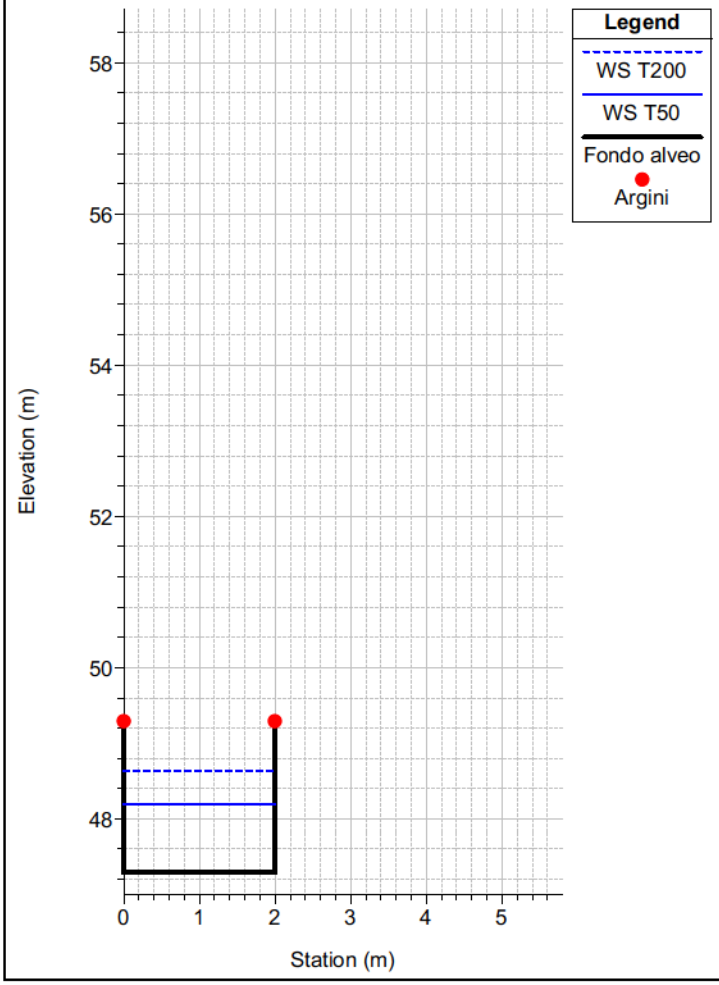
Rio Sciorba
RS = 8 8



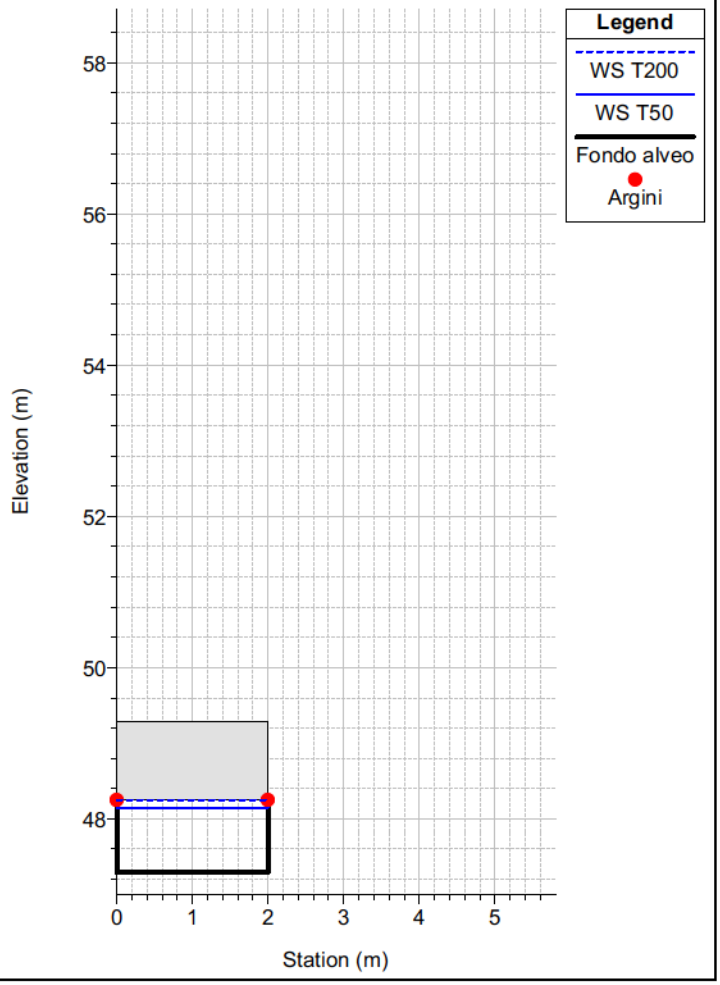
Rio Sciorba
RS = 7 7



Rio Sciorba
RS = 6.1 6.1

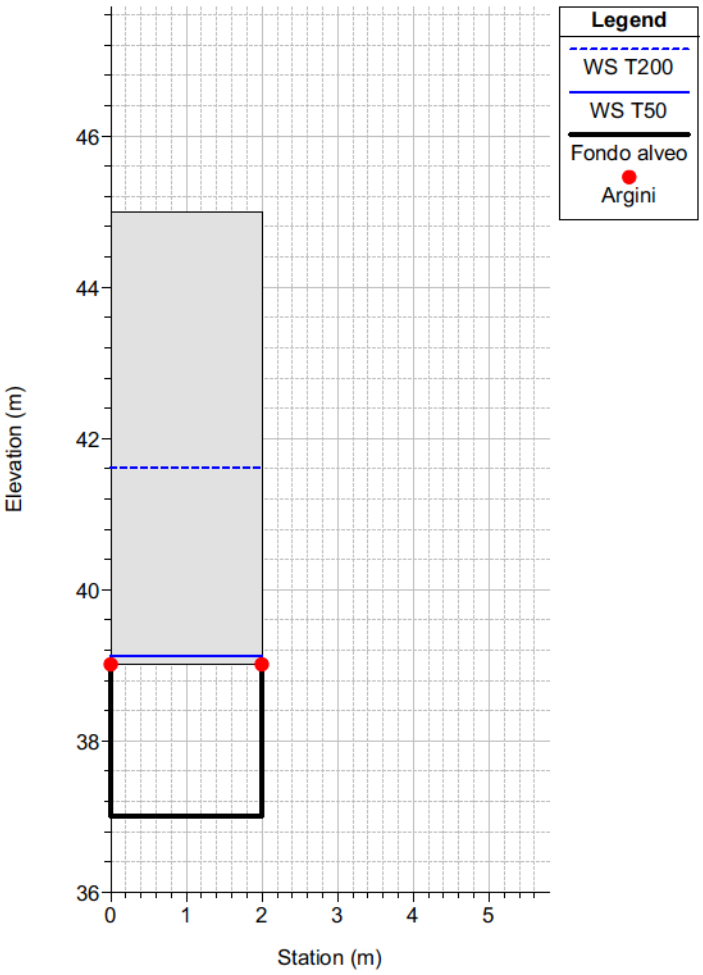


Rio Sciorba
RS = 6 6

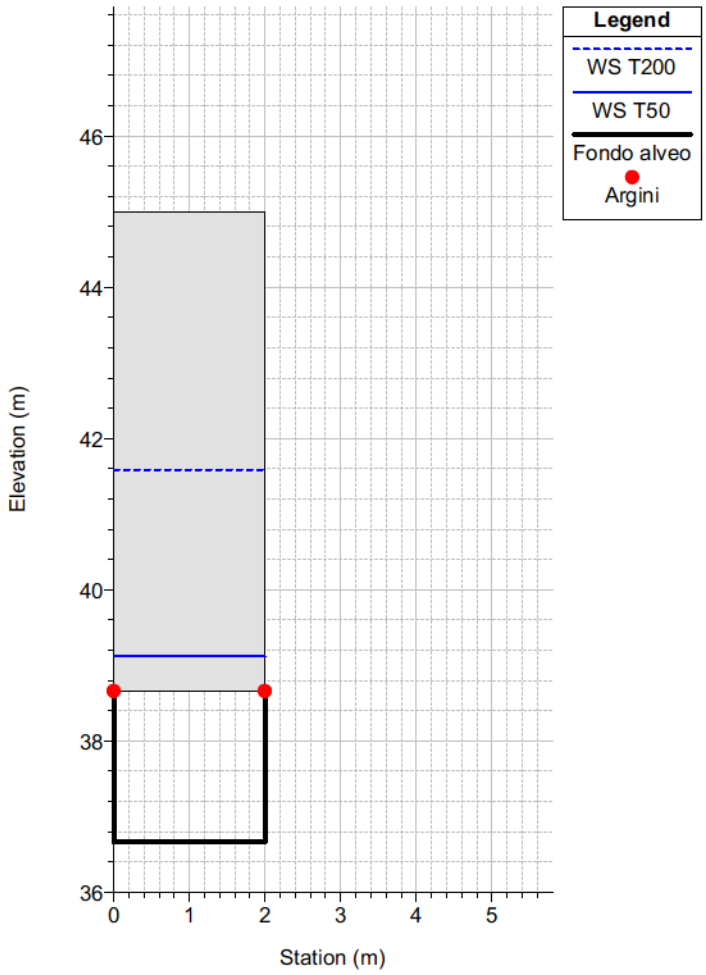


1 cm Horiz. = 1 m 1 cm Vert. = 1 m

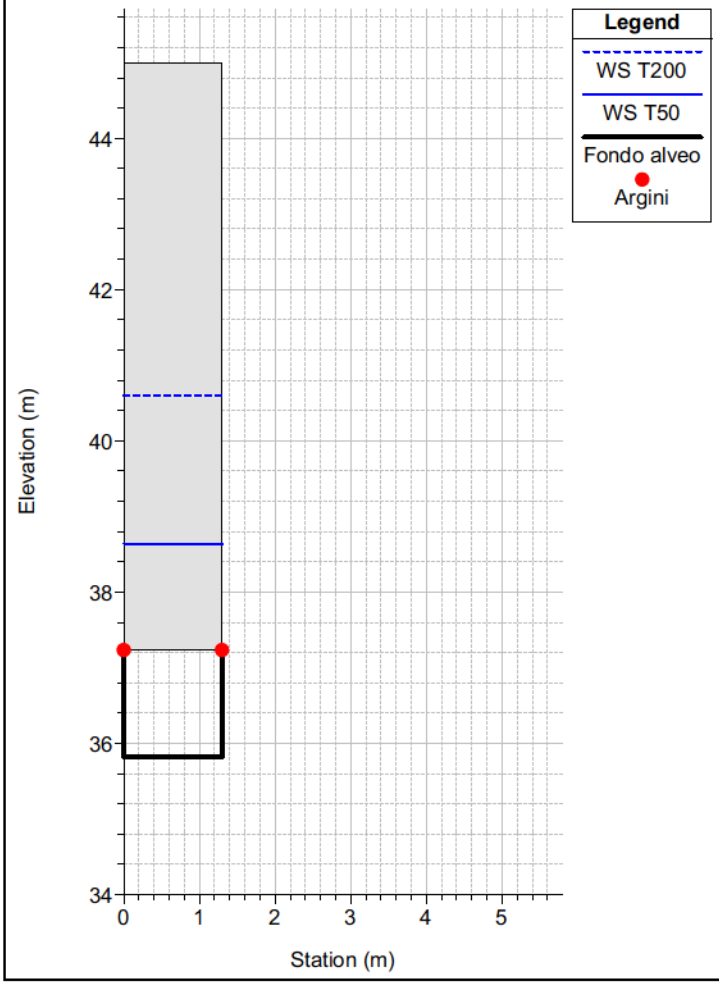
Rio Sciorba
RS = 5 5



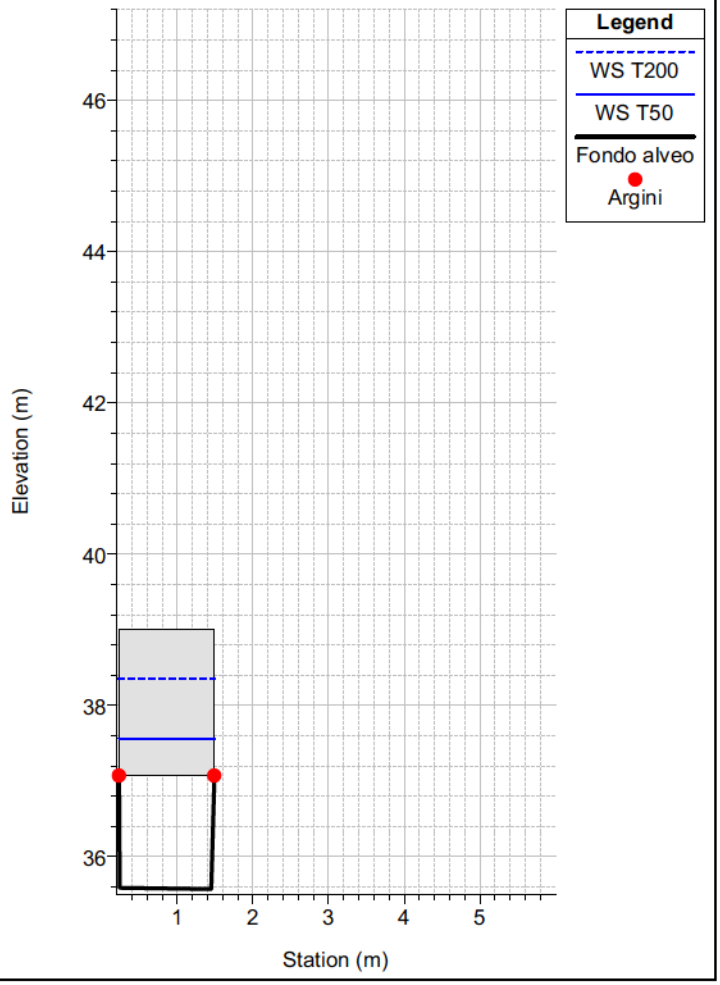
Rio Sciorba
RS = 4 4



Rio Sciorba
RS = 3 3

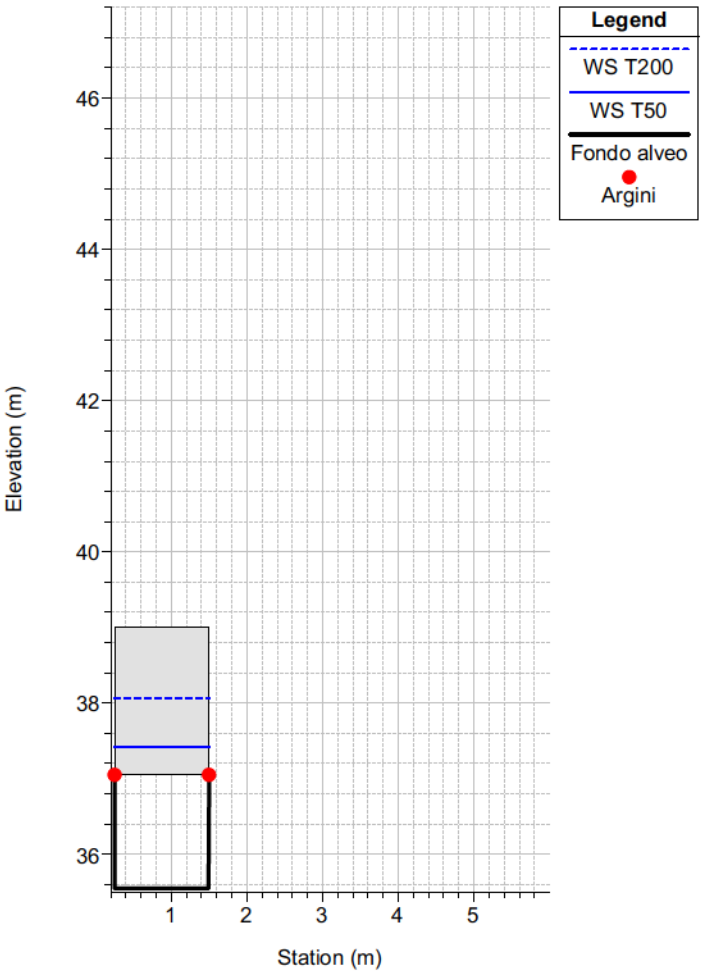


Rio Sciorba
RS = 2.8 2.8

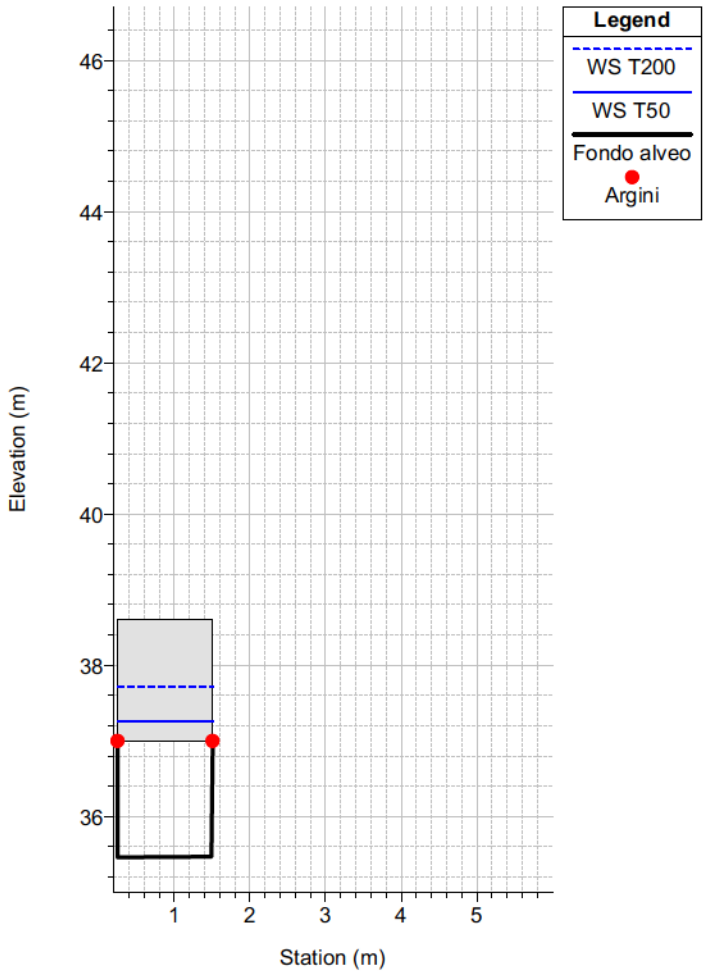


1 cm Horiz. = 1 m 1 cm Vert. = 1 m

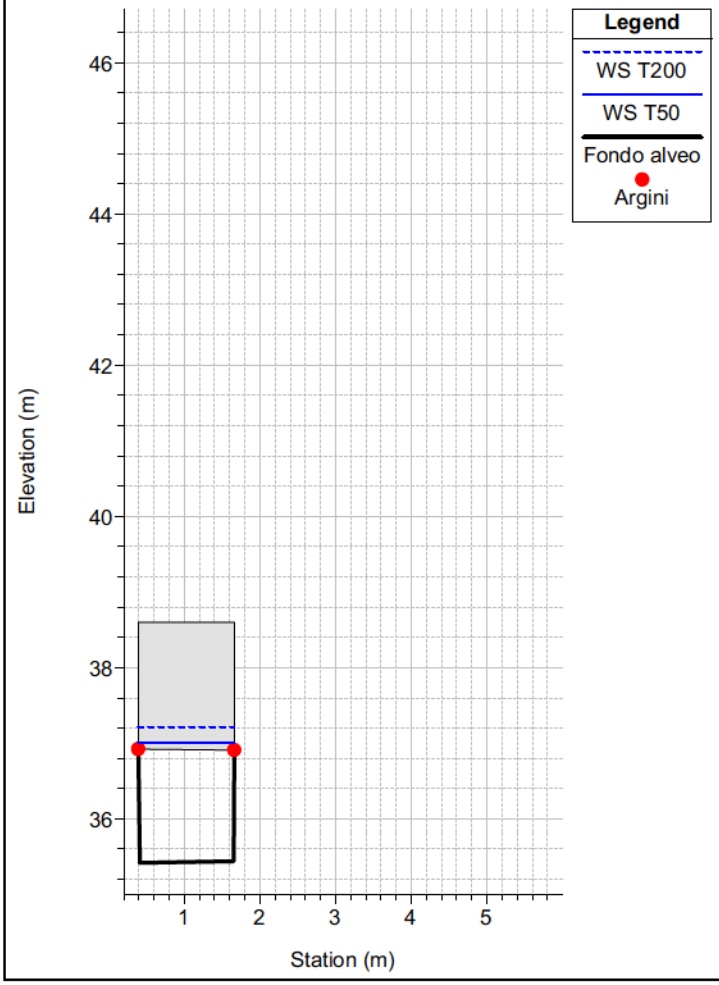
Rio Sciorba
RS = 2 2 (7)



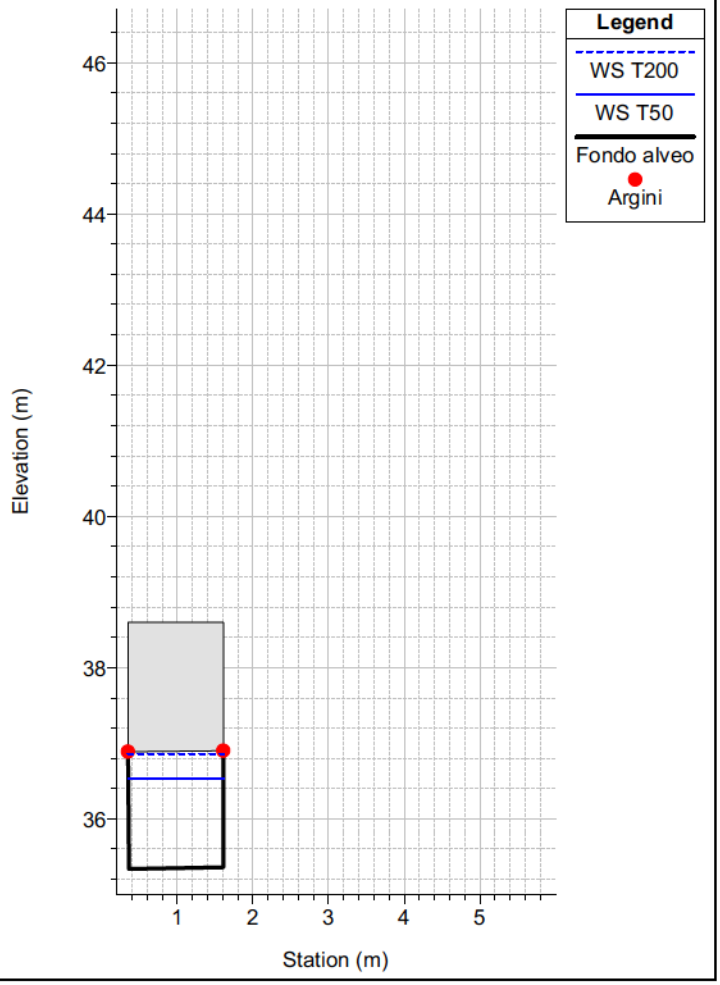
Rio Sciorba
RS = 1.6 1.6



Rio Sciorba
RS = 1.5 1.5

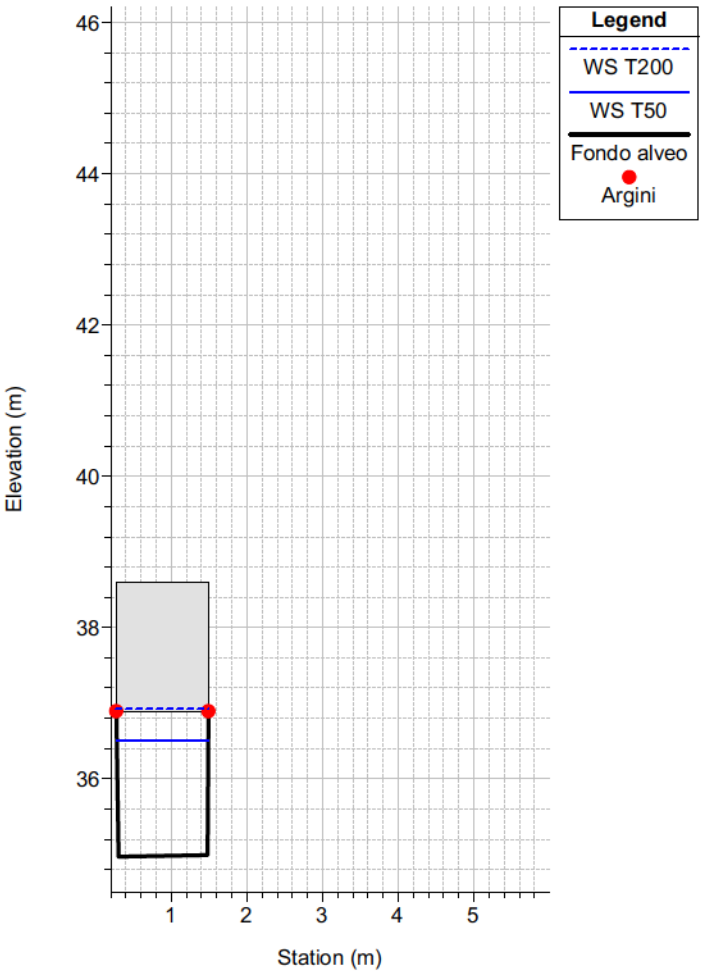


Rio Sciorba
RS = 1.4 1.4

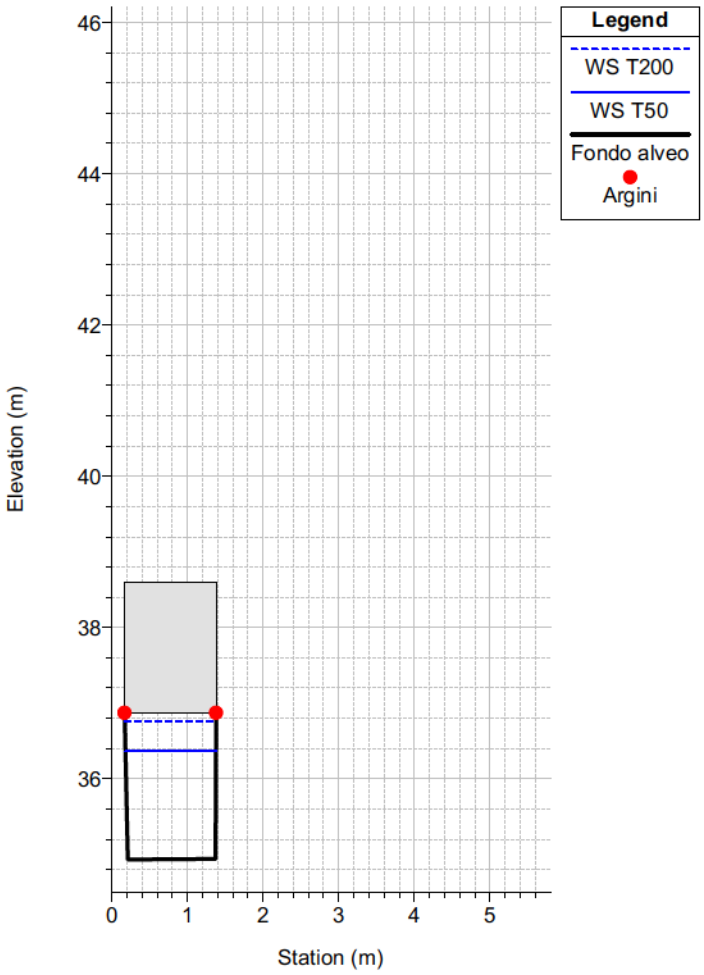


1 cm Horiz. = 1 m 1 cm Vert. = 1 m

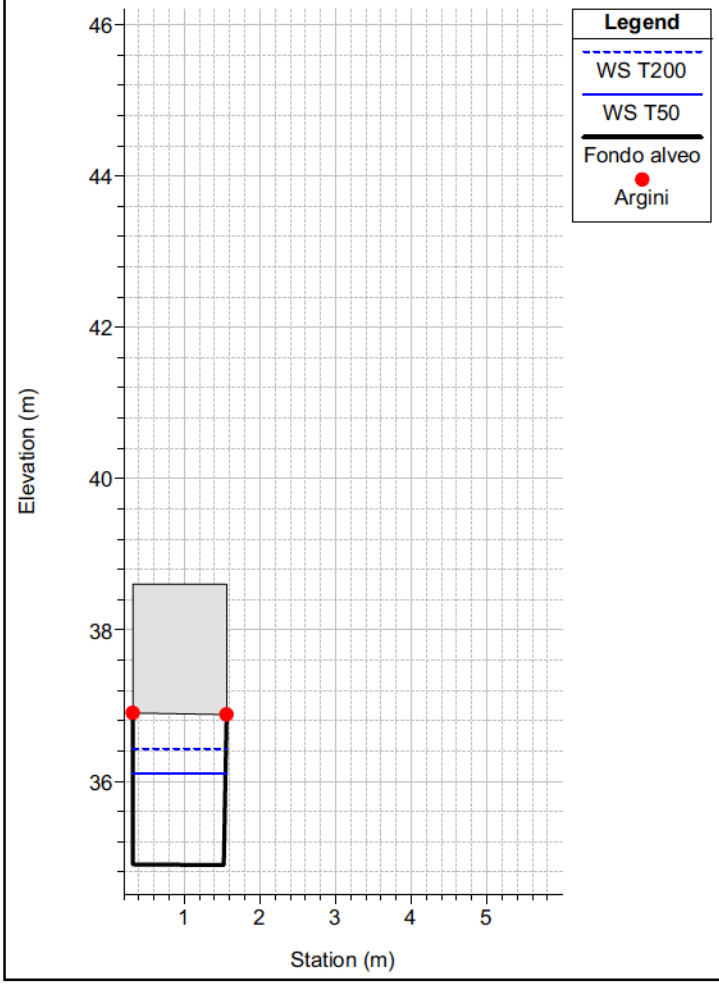
Rio Sciorba
RS = 1.3 1.3



Rio Sciorba
RS = 1.2 1.2



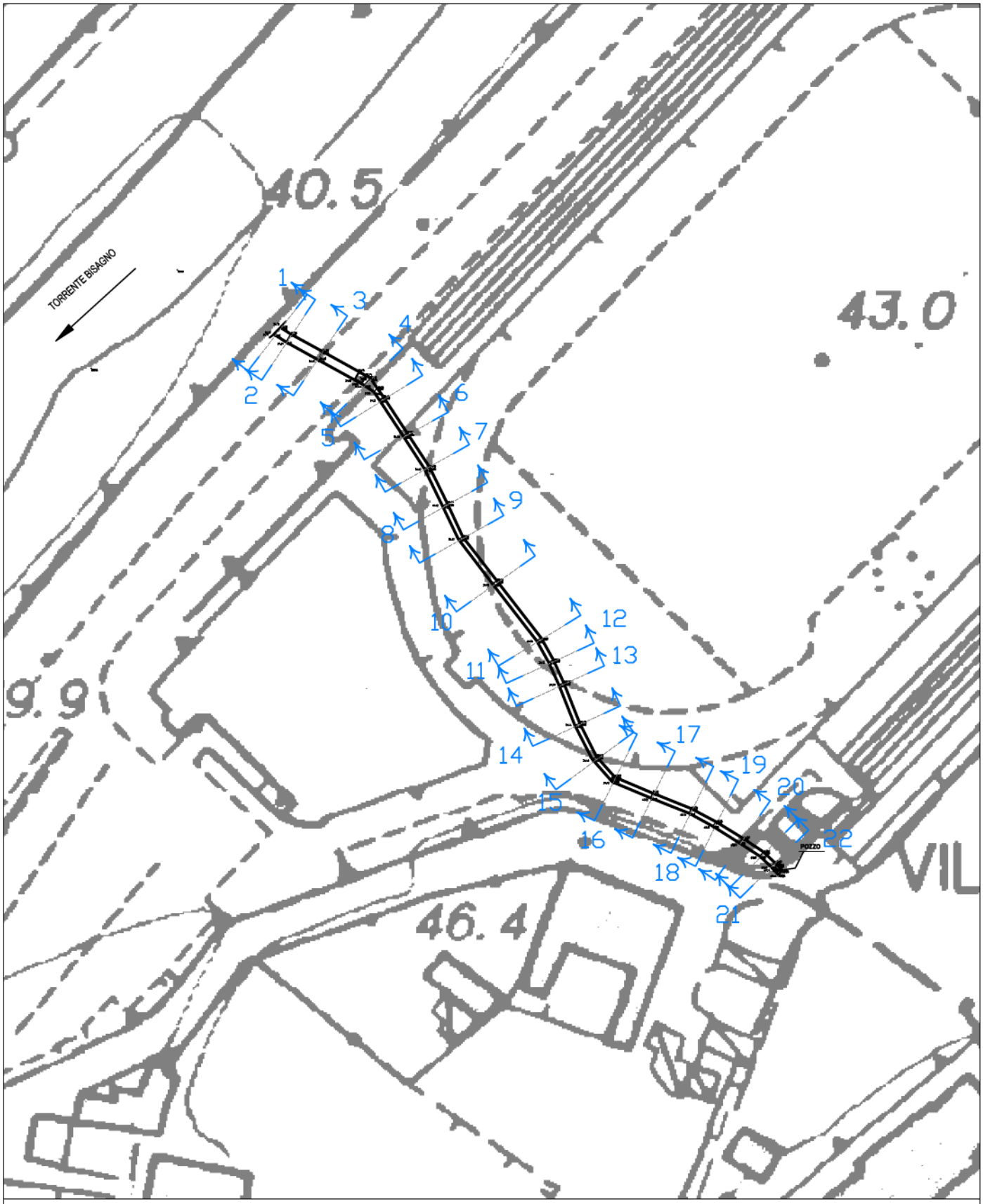
Rio Sciorba
RS = 1 1



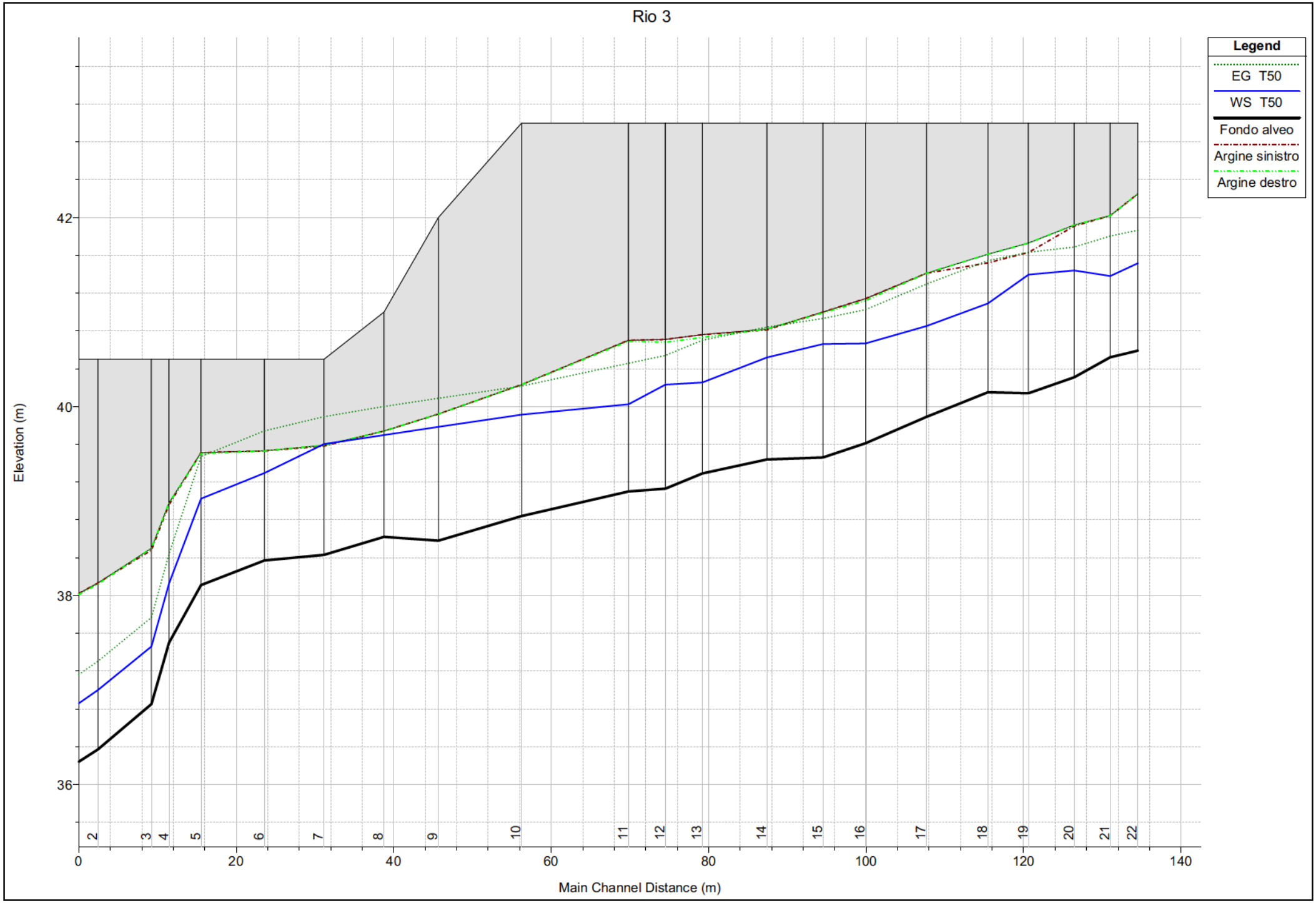
1 cm Horiz. = 1 m 1 cm Vert. = 1 m

HEC-RAS Plan: GEOL-VERT River: sciorba Reach: sciorba

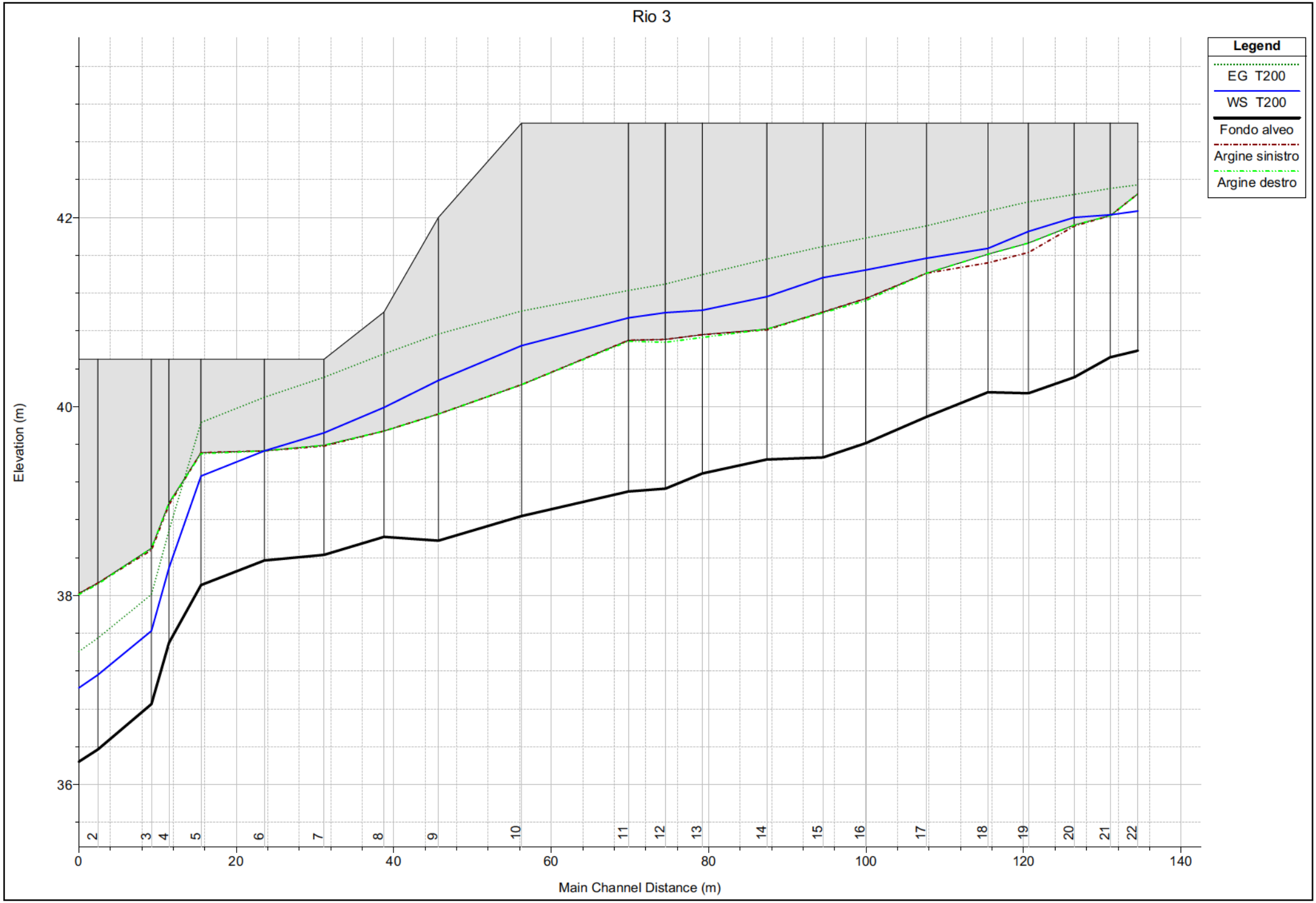
Reach	River Sta	Profile	Cum Ch Len	Q Total	Min Ch El	LOB Elev	ROB Elev	W.S. Elev	Hydr Depth	Max Chl Dpth	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m)	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
sciorba	8	T50	400.42	5.00	62.10	66.10	66.10	63.98	1.73	1.88	64.85	4.13	1.21	0.70	1.00
sciorba	8	T200	400.42	7.20	62.10	66.10	66.10	64.46	2.21	2.36	65.57	4.66	1.55	0.70	1.00
sciorba	7	T50	334.42	5.00	51.69	60.40	60.40	52.17	0.48	0.48	52.42	2.18	2.29	4.75	1.00
sciorba	7	T200	334.42	7.20	51.69	60.40	60.40	52.30	0.61	0.61	52.61	2.47	2.92	4.75	1.01
sciorba	6.1	T50	296.42	5.00	47.29	49.29	49.29	48.19	0.90	0.90	48.58	2.77	1.80	2.00	0.93
sciorba	6.1	T200	296.42	7.20	47.29	49.29	49.29	48.64	1.35	1.35	49.00	2.67	2.70	2.00	0.73
sciorba	6	T50	296.32	5.00	47.29	48.25	48.25	48.15	0.86	0.86	48.58	2.91	1.72	2.00	1.00
sciorba	6	T200	296.32	7.20	47.29	48.25	48.25	48.25	0.96	0.96	48.97	3.75	1.92	2.00	1.22
sciorba	5	T50	182.42	5.00	37.01	39.01	39.01	39.13		2.12	39.21	1.25	4.00		0.27
sciorba	5	T200	182.42	7.20	37.01	39.01	39.01	41.61		4.60	41.77	1.80	4.00		0.27
sciorba	4	T50	177.42	5.00	36.66	38.66	38.66	39.12		2.46	39.20	1.25	4.00		0.25
sciorba	4	T200	177.42	7.20	36.66	38.66	38.66	41.59		4.93	41.75	1.80	4.00		0.26
sciorba	3	T50	141.42	5.00	35.82	37.23	37.23	38.64		2.82	39.02	2.73	1.83		0.52
sciorba	3	T200	141.42	7.20	35.82	37.23	37.23	40.59		4.77	41.38	3.93	1.83		0.57
sciorba	2.8	T50	70.42	5.00	35.57	37.07	37.07	37.56		1.99	37.94	2.72	1.84		0.61
sciorba	2.8	T200	70.42	7.20	35.57	37.07	37.07	38.35		2.78	39.13	3.91	1.84		0.75
sciorba	2	T50	60.57	5.00	35.55	37.05	37.05	37.42		1.87	37.79	2.68	1.87		0.62
sciorba	2	T200	60.57	7.20	35.55	37.05	37.05	38.07		2.52	38.82	3.86	1.87		0.78
sciorba	1.6	T50	47.77	5.00	35.46	37.00	37.00	37.25		1.79	37.60	2.61	1.92		0.62
sciorba	1.6	T200	47.77	7.20	35.46	37.00	37.00	37.72		2.26	38.44	3.75	1.92		0.80
sciorba	1.5	T50	32.07	5.00	35.42	36.92	36.91	37.01		1.59	37.38	2.68	1.86		0.68
sciorba	1.5	T200	32.07	7.20	35.42	36.92	36.91	37.21		1.79	37.97	3.86	1.86		0.92
sciorba	1.4	T50	17.17	5.00	35.34	36.89	36.90	36.53	1.17	1.19	37.11	3.39	1.48	1.26	1.00
sciorba	1.4	T200	17.17	7.20	35.34	36.89	36.90	36.86	1.50	1.52	37.60	3.81	1.89	1.26	0.99
sciorba	1.3	T50	12.07	5.00	34.97	36.89	36.89	36.51	1.51	1.54	36.89	2.73	1.83	1.21	0.71
sciorba	1.3	T200	12.07	7.20	34.97	36.89	36.89	36.92		1.95	37.43	3.14	2.29		0.72
sciorba	1.2	T50	6.47	5.00	34.93	36.87	36.87	36.37	1.41	1.44	36.81	2.96	1.69	1.20	0.80
sciorba	1.2	T200	6.47	7.20	34.93	36.87	36.87	36.76	1.79	1.83	37.33	3.33	2.16	1.21	0.80
sciorba	1	T50		5.00	34.89	36.90	36.88	36.10	1.19	1.21	36.70	3.42	1.46	1.22	1.00
sciorba	1	T200		7.20	34.89	36.90	36.88	36.43	1.52	1.54	37.19	3.86	1.87	1.23	1.00



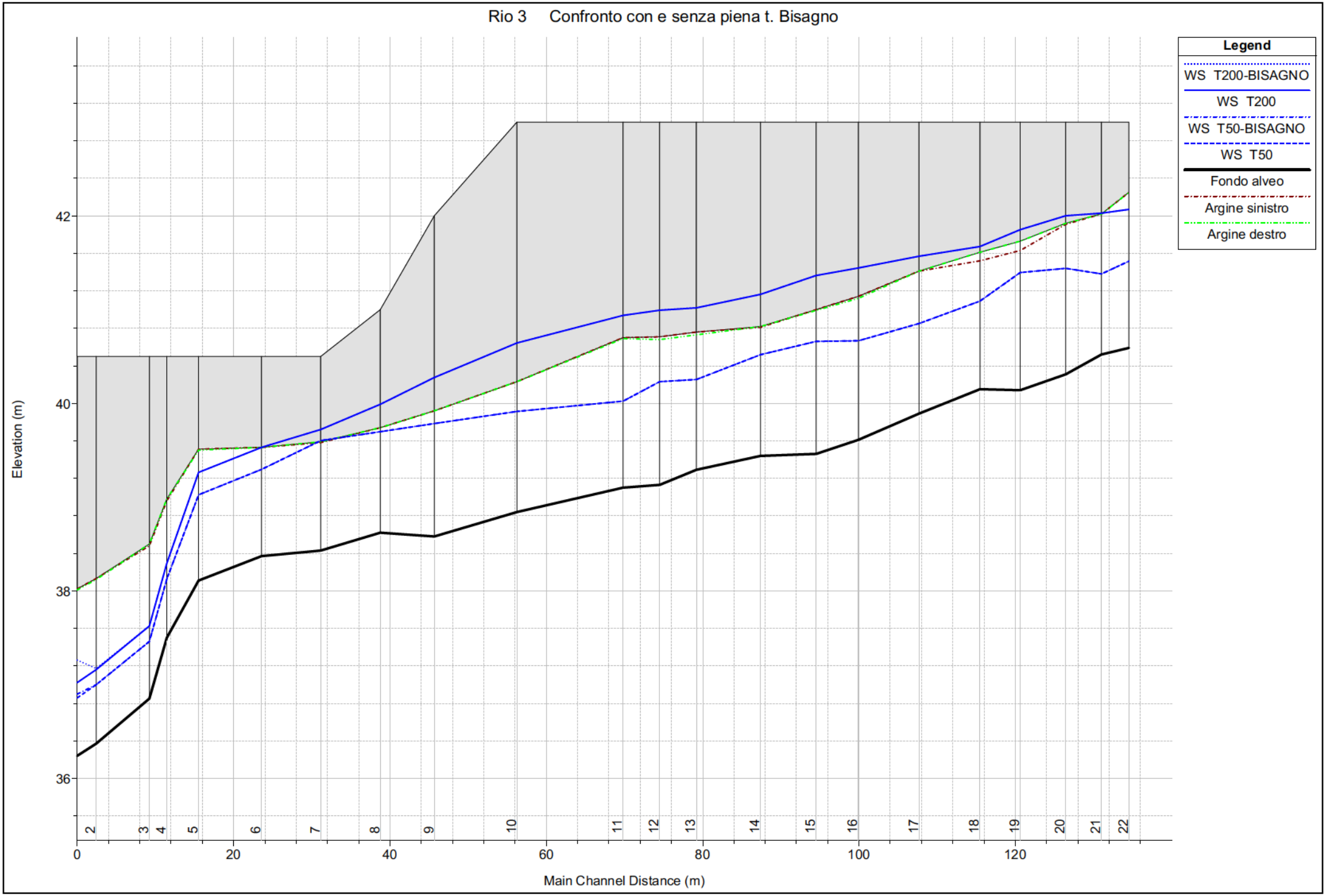
UBICAZIONE SEZIONI IDRAULICHE RIO 3
scala 1:1.000



1 cm Horiz. = 6 m 1 cm Vert. = 0.5 m

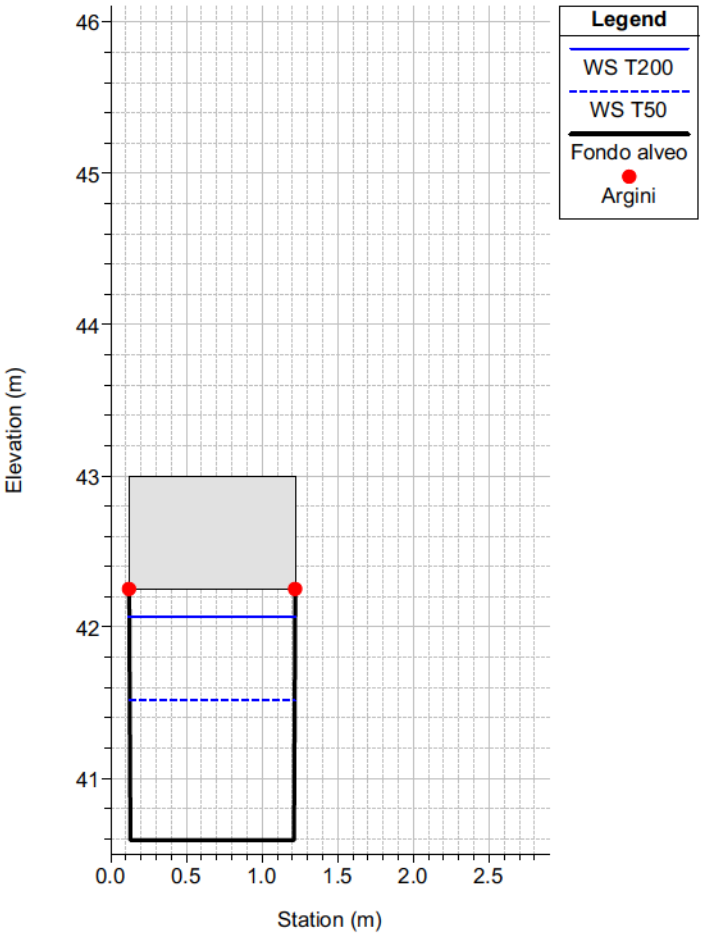


1 cm Horiz. = 6 m 1 cm Vert. = 0.5 m

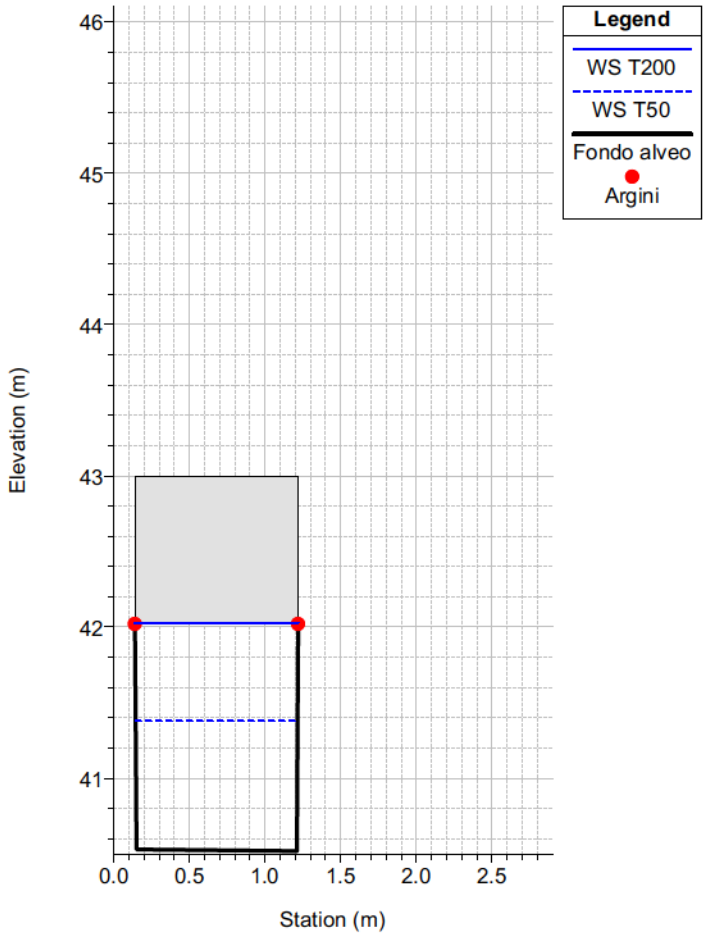


1 cm Horiz. = 6 m 1 cm Vert. = 0.5 m

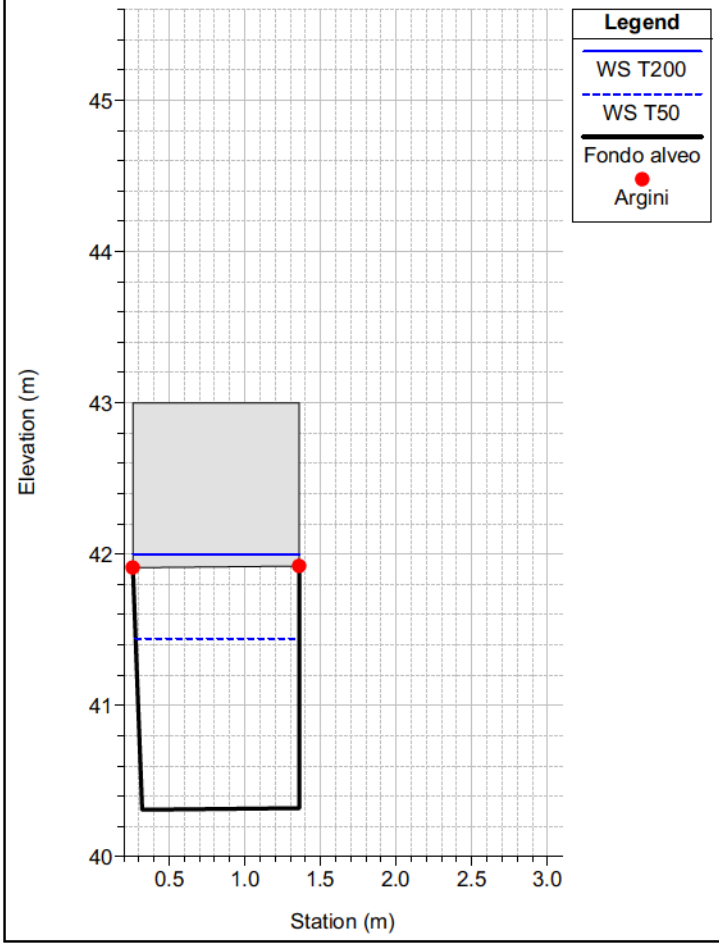
Rio 3
RS = 22



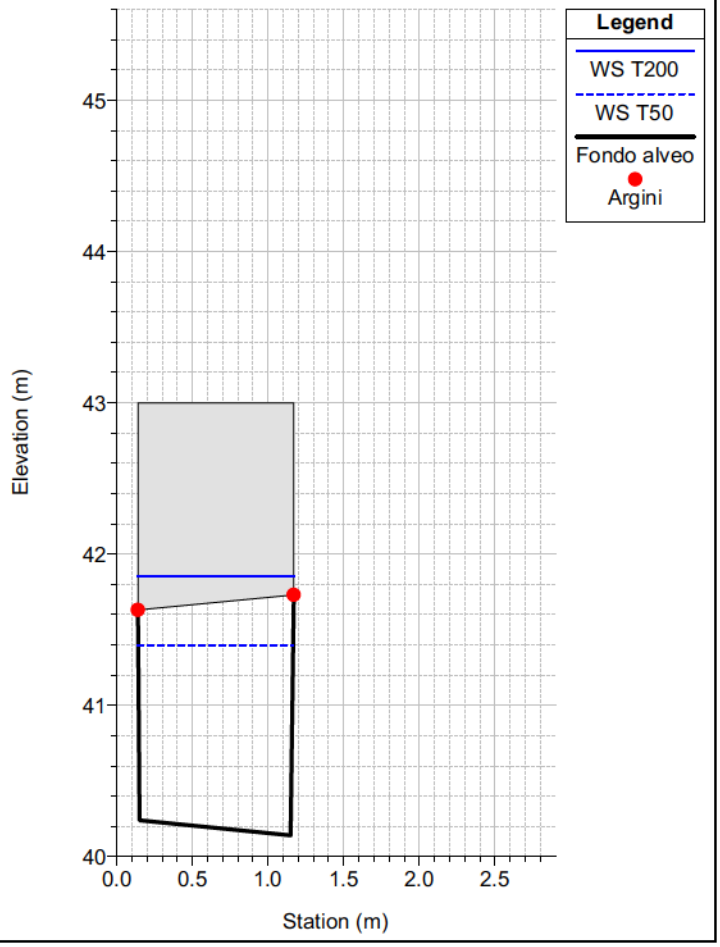
Rio 3
RS = 21



Rio 3
RS = 20

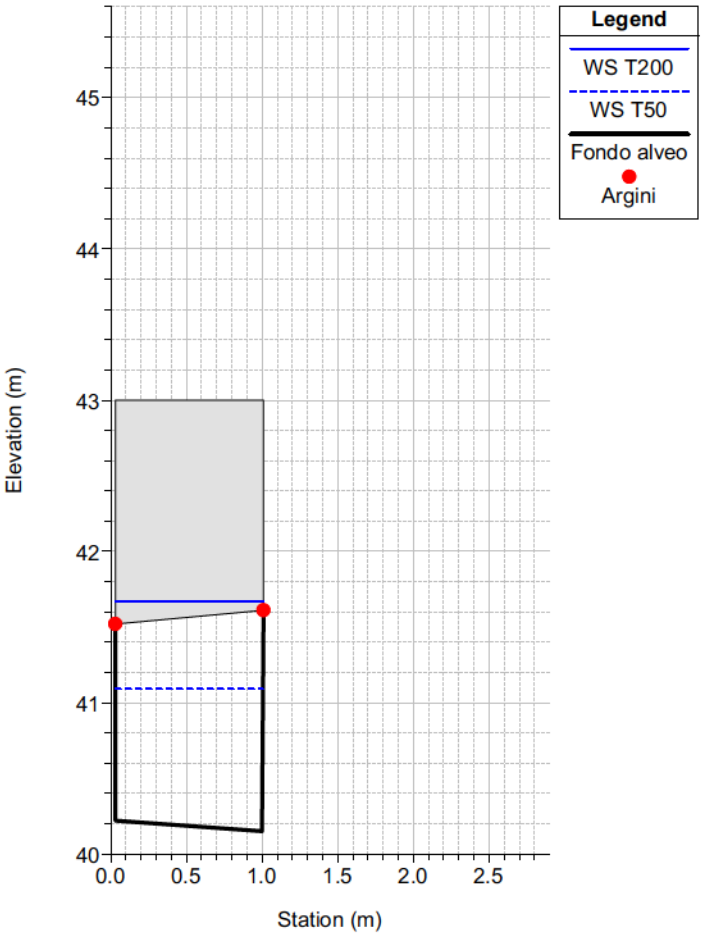


Rio 3
RS = 19

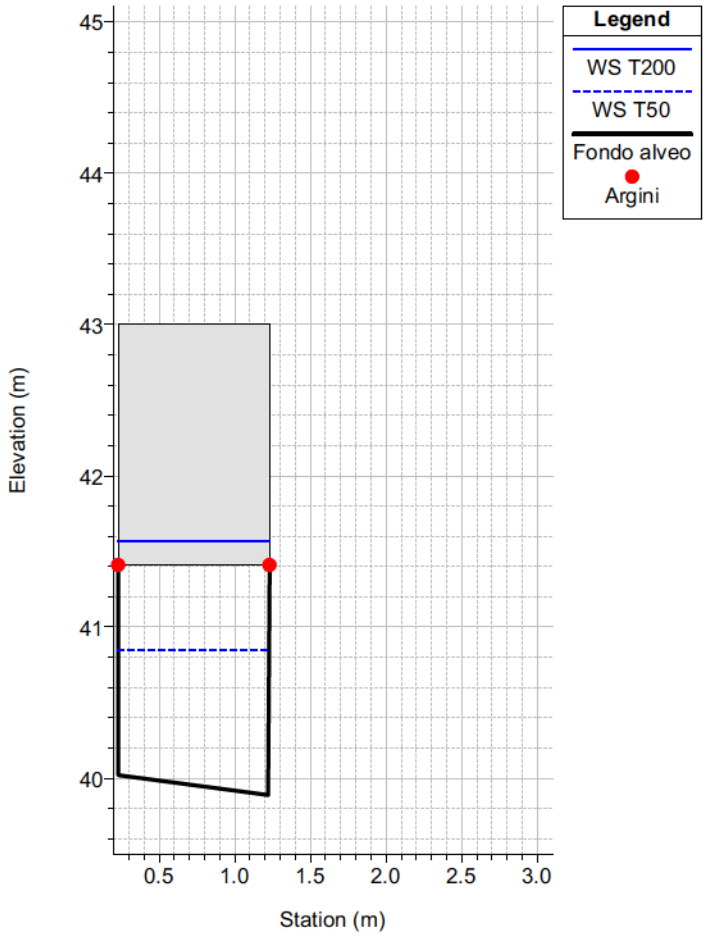


1 cm Horiz. = 0.5 m 1 cm Vert. = 0.5 m

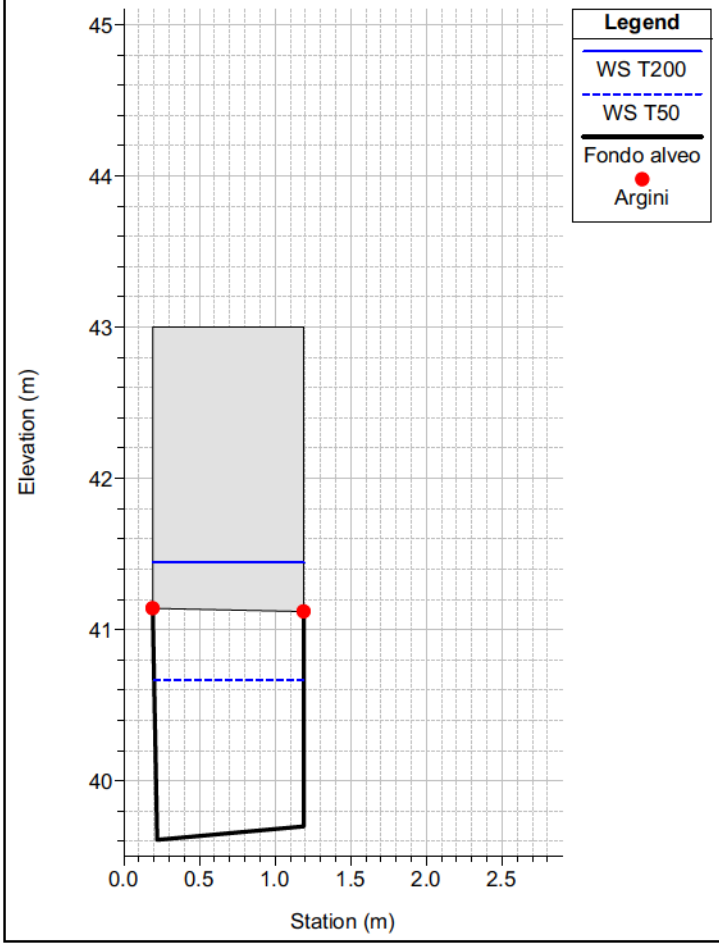
Rio 3
RS = 18



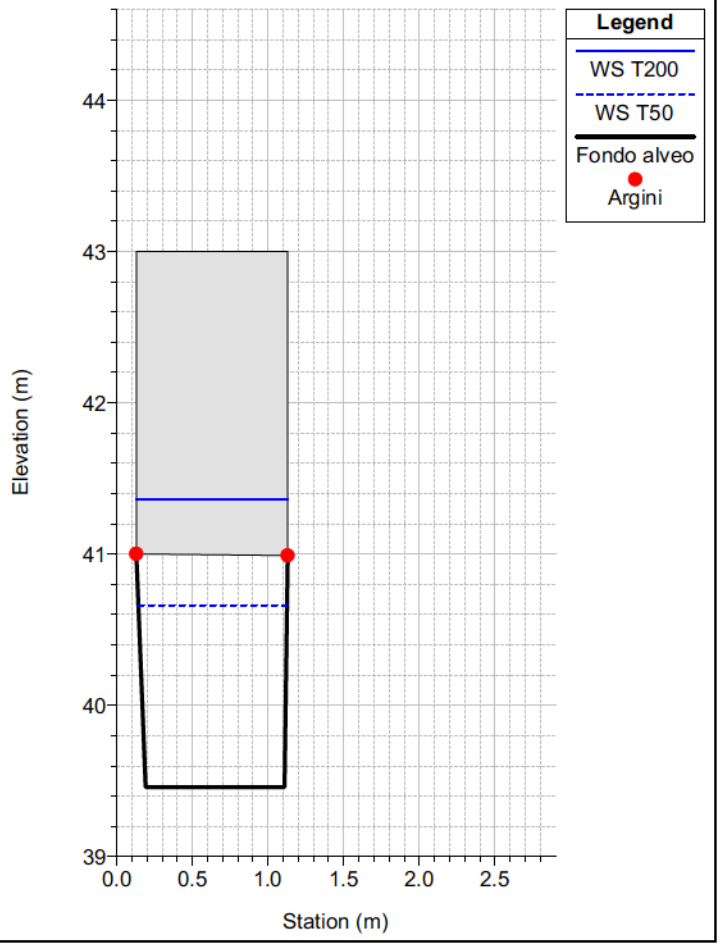
Rio 3
RS = 17



Rio 3
RS = 16

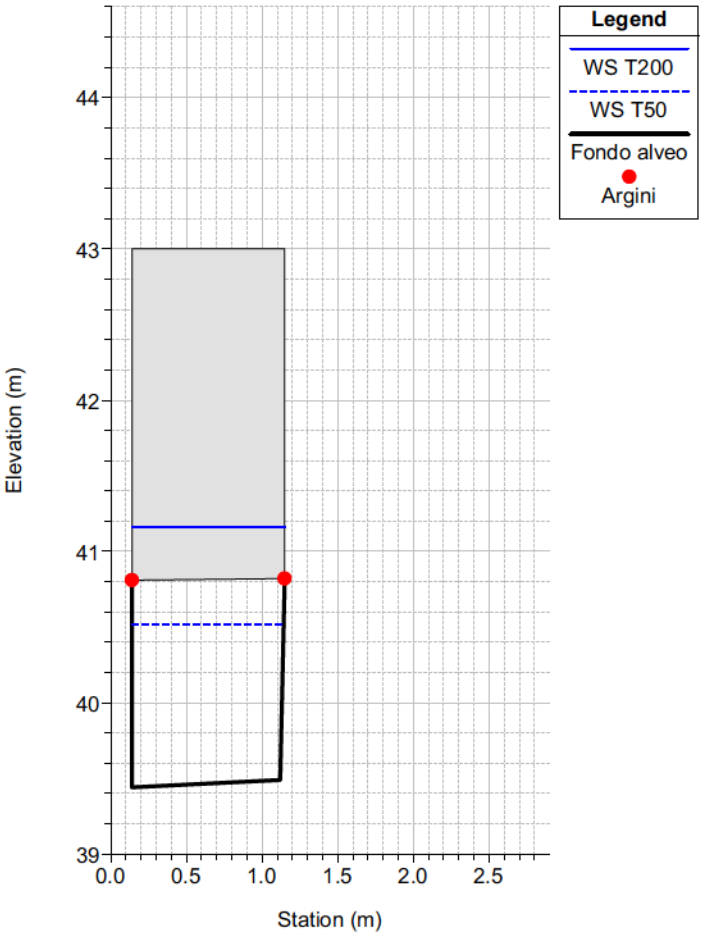


Rio 3
RS = 15

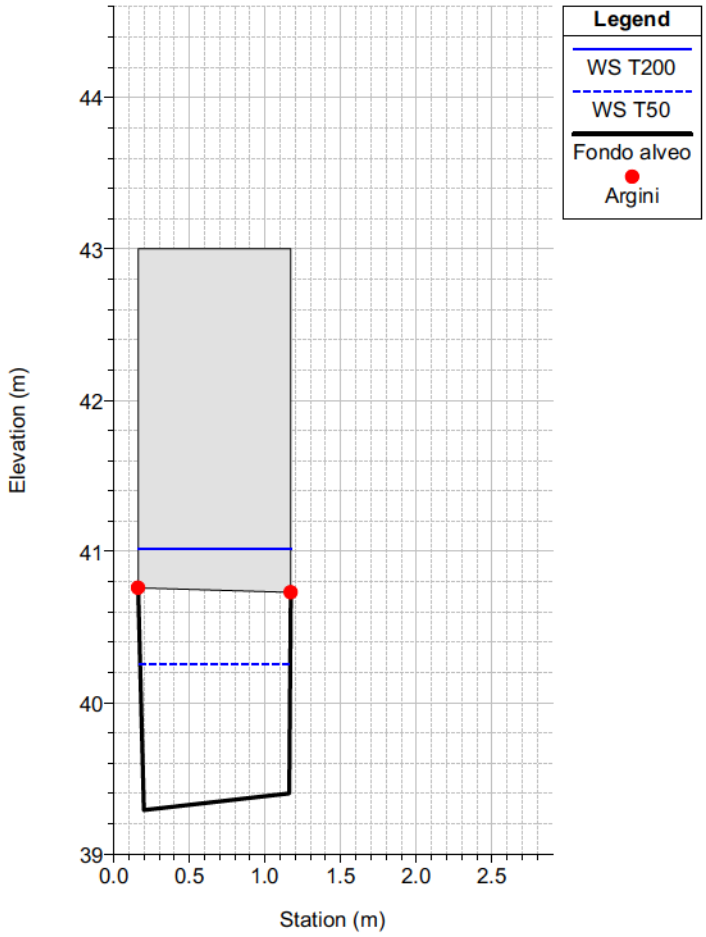


1 cm Horiz. = 0.5 m 1 cm Vert. = 0.5 m

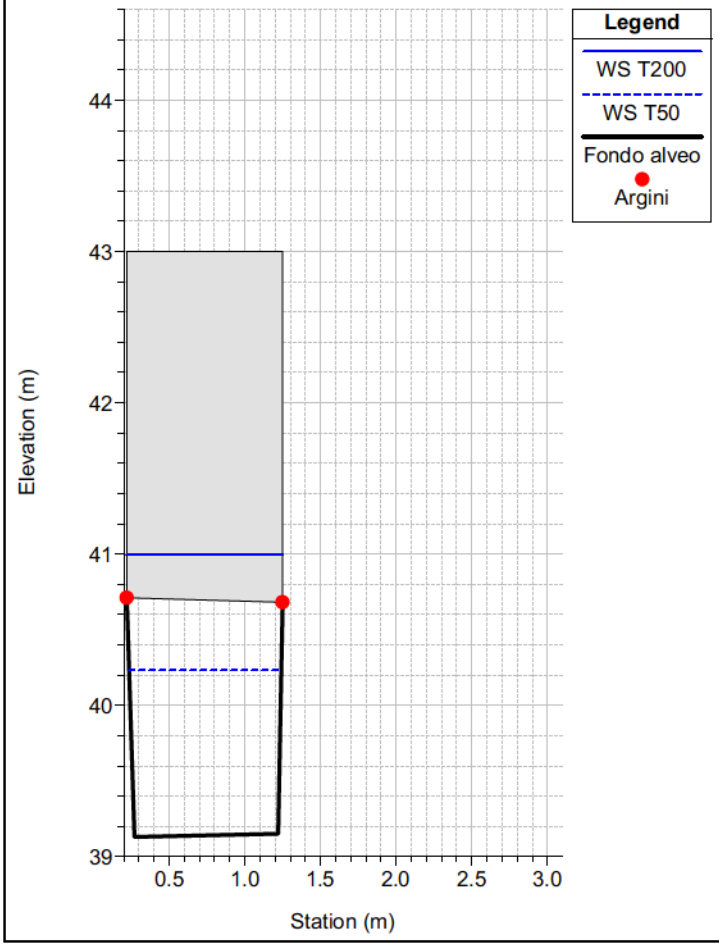
Rio 3
RS = 14



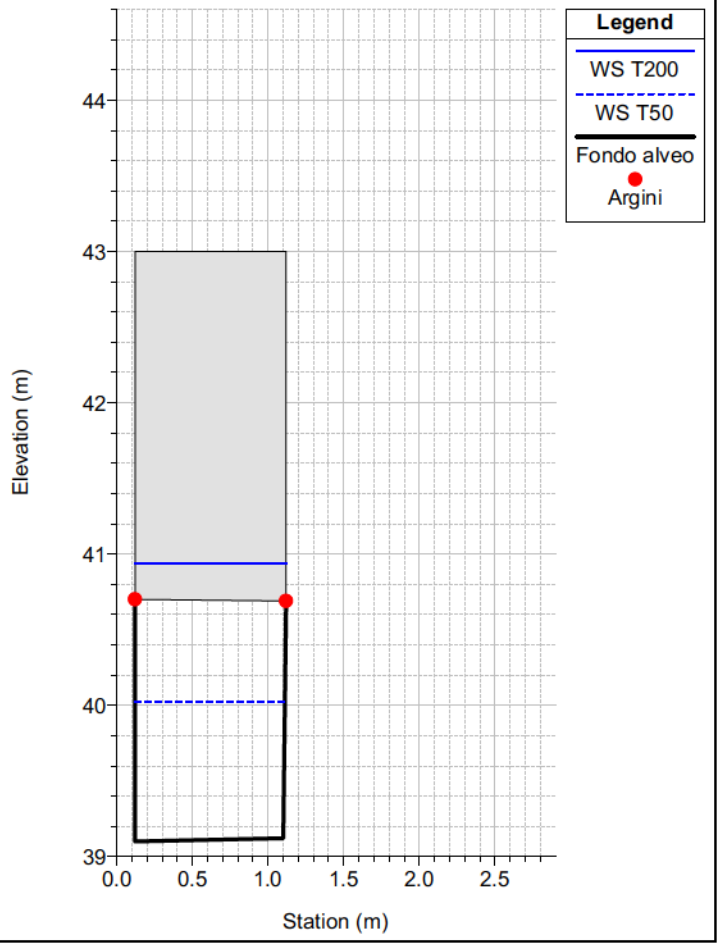
Rio 3
RS = 13



Rio 3
RS = 12

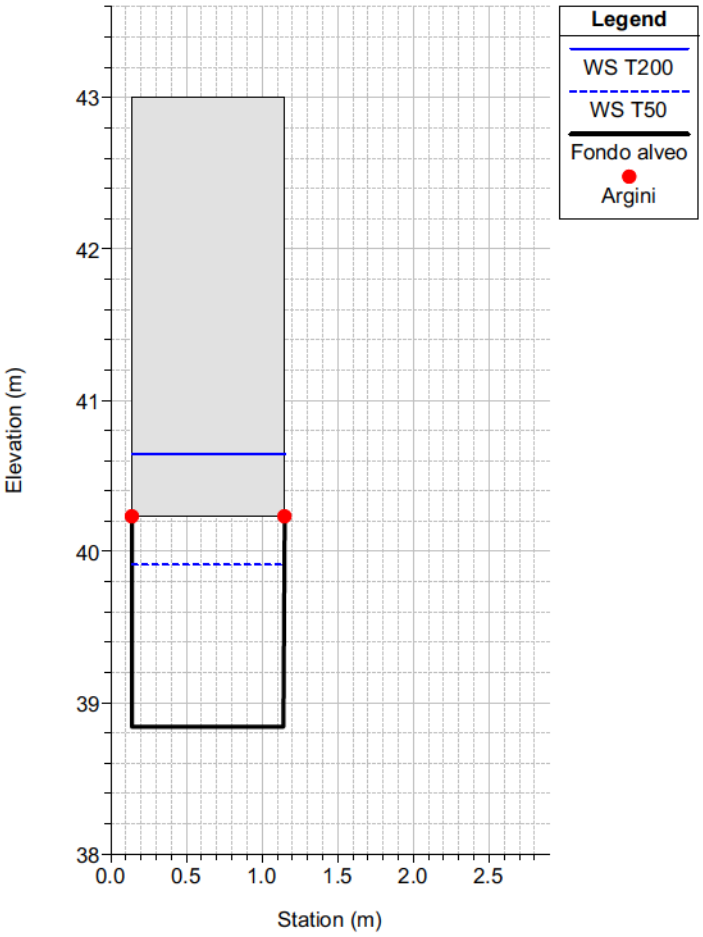


Rio 3
RS = 11

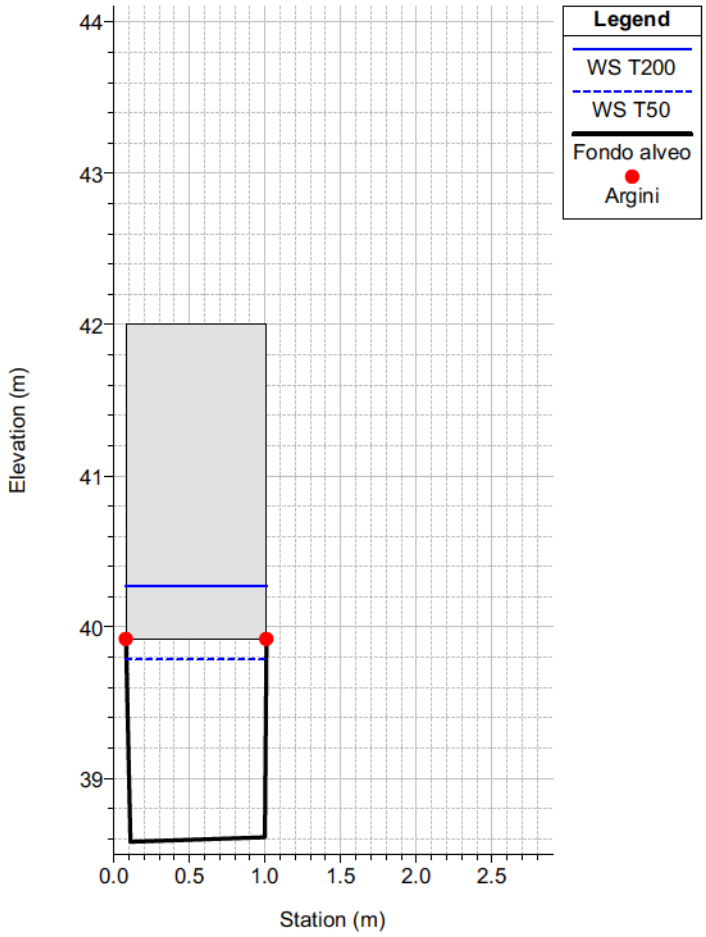


1 cm Horiz. = 0.5 m 1 cm Vert. = 0.5 m

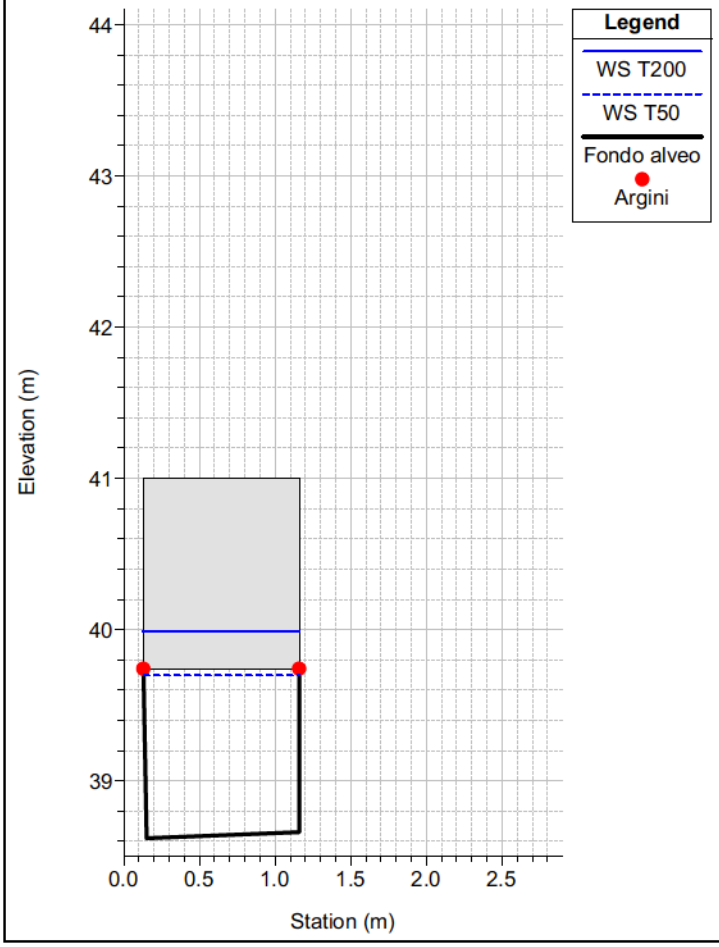
Rio 3
RS = 10



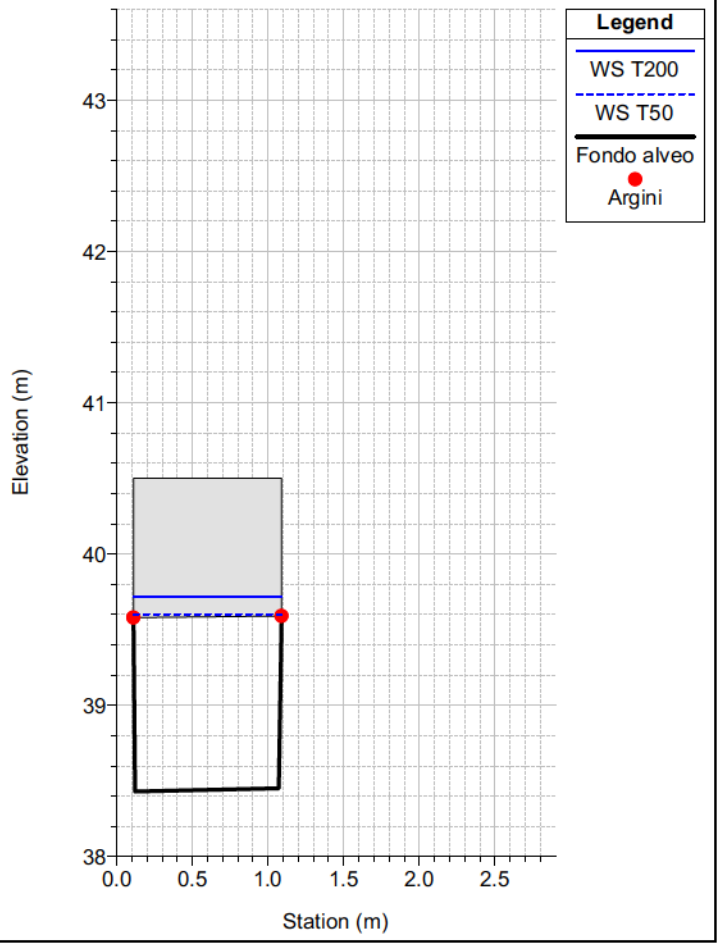
Rio 3
RS = 9



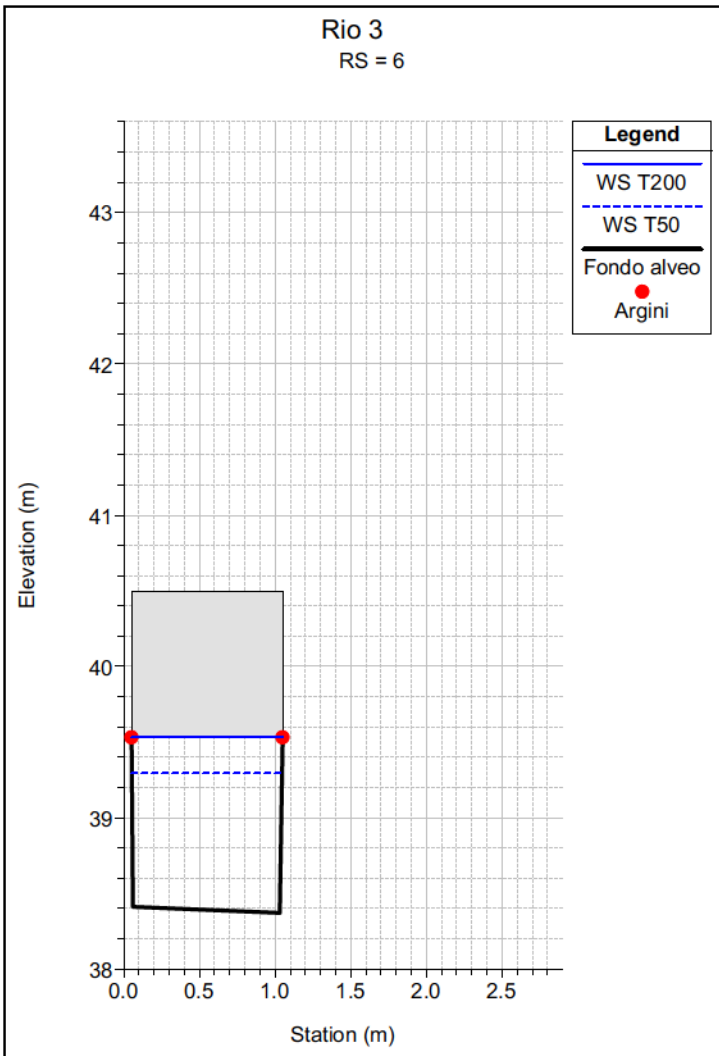
Rio 3
RS = 8

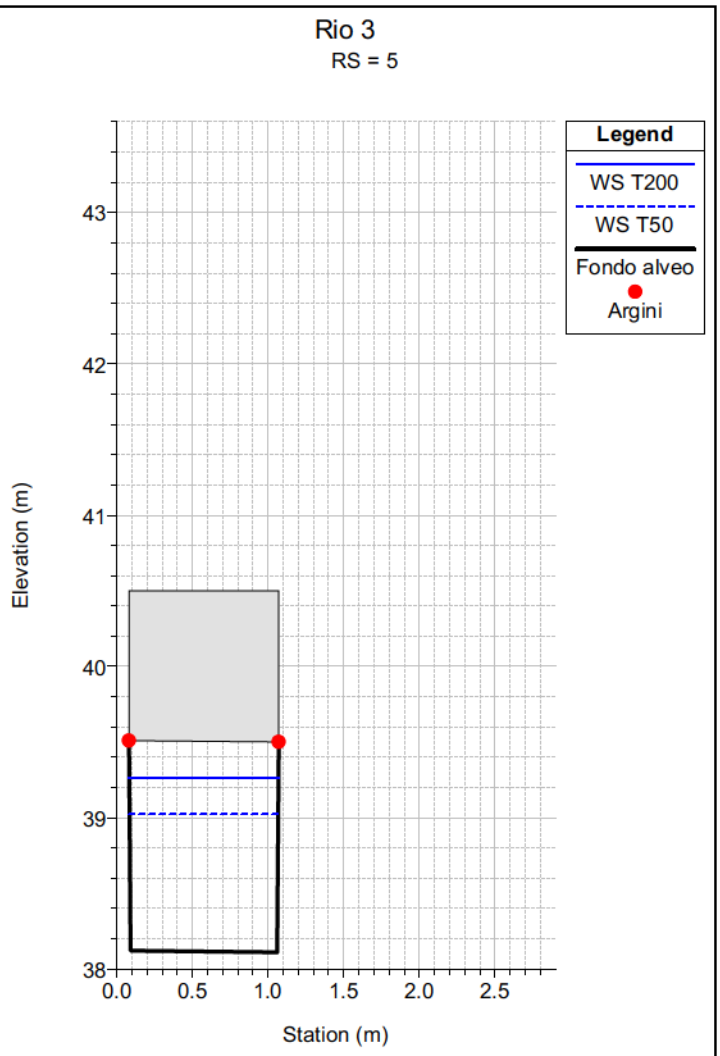


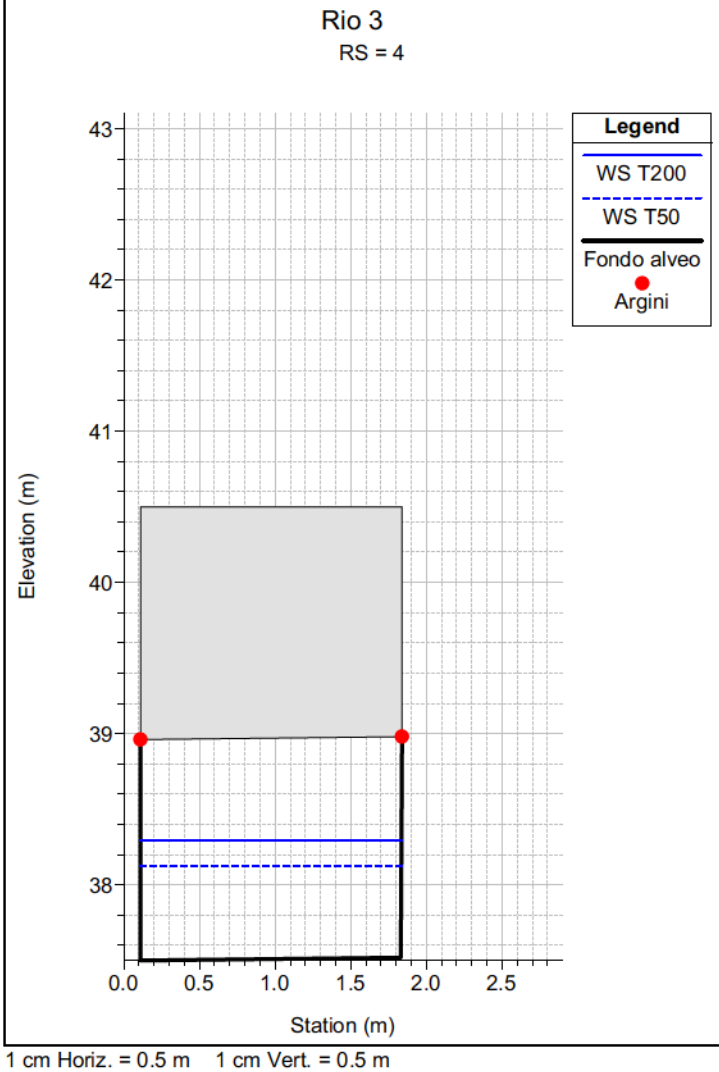
Rio 3
RS = 7

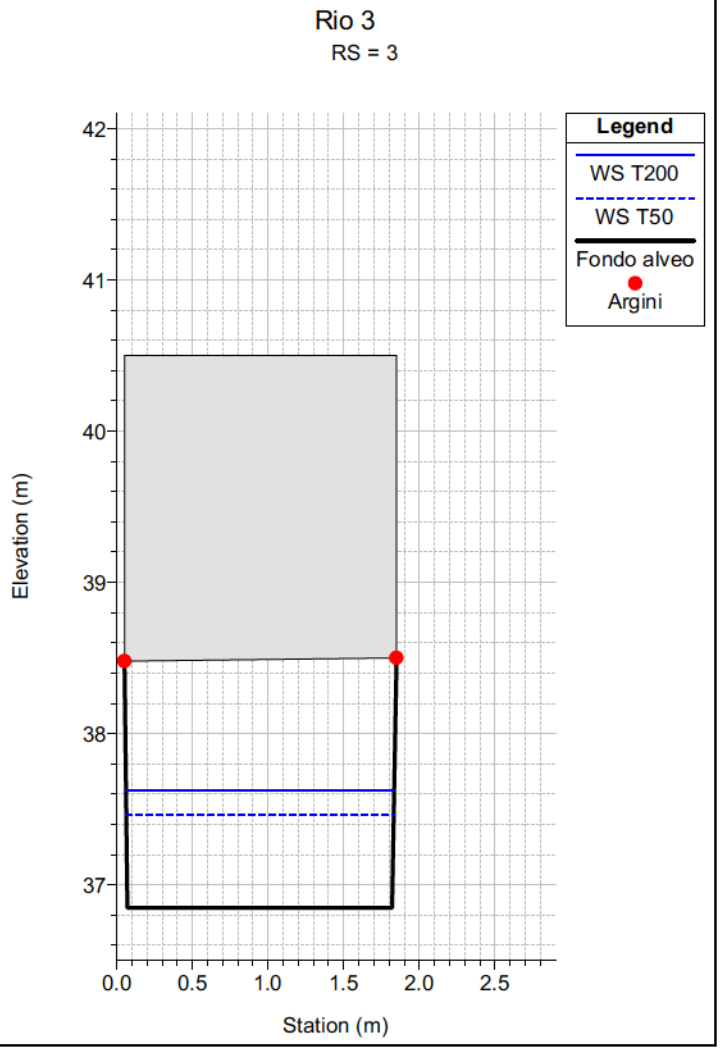


1 cm Horiz. = 0.5 m 1 cm Vert. = 0.5 m



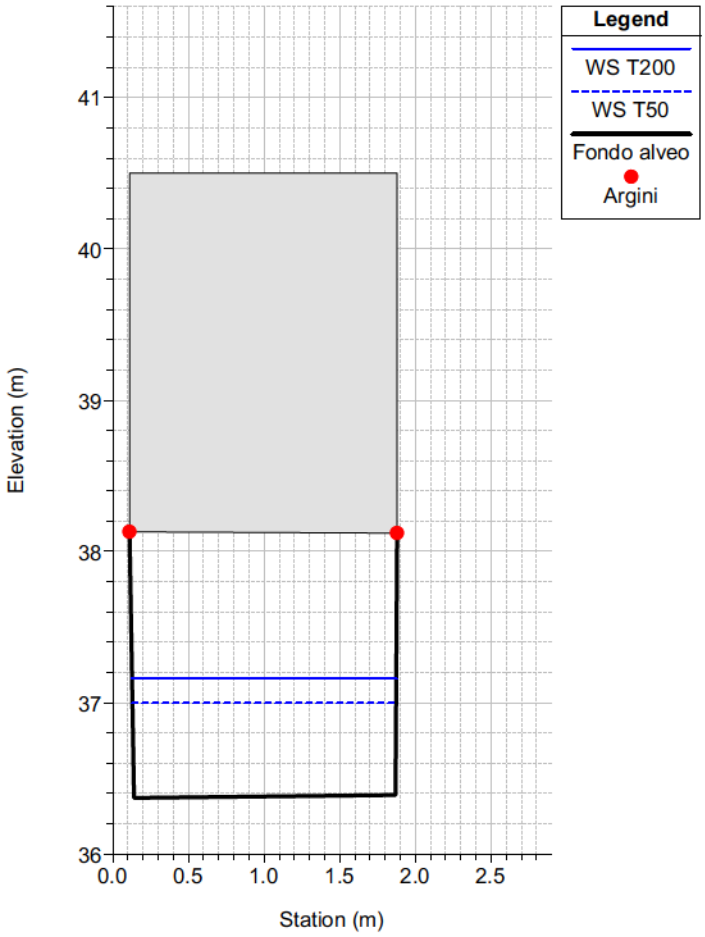




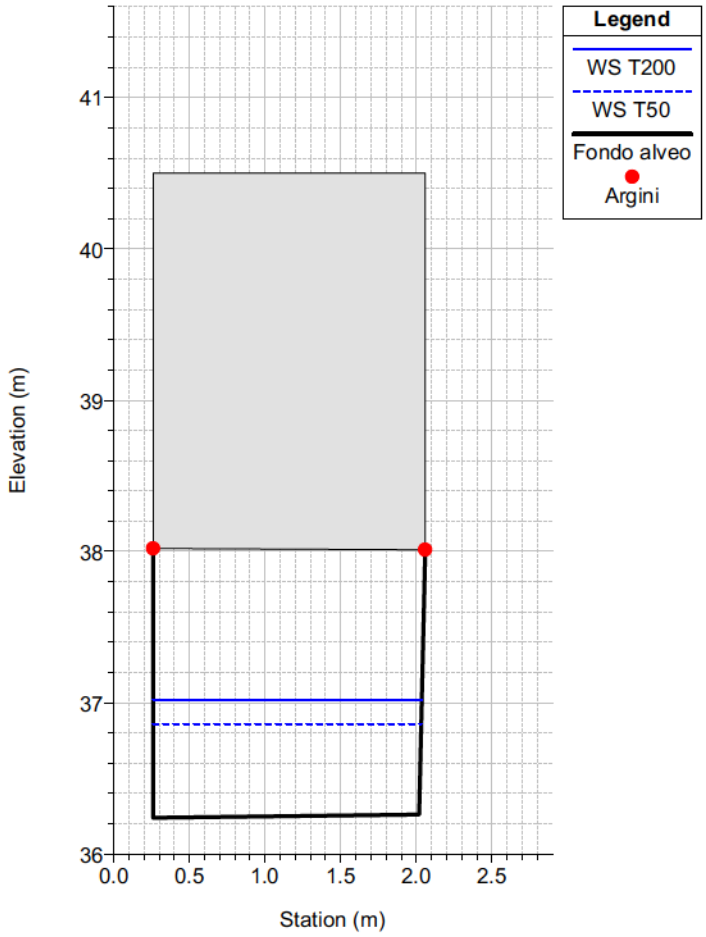


1 cm Horiz. = 0.5 m 1 cm Vert. = 0.5 m

Rio 3
RS = 2



Rio 3
RS = 1



1 cm Horiz. = 0.5 m 1 cm Vert. = 0.5 m

HEC-RAS Plan: rio River: rio Reach: rio

Reach	River Sta	Profile	Cum Ch Len	Q Total	Min Ch El	LOB Elev	ROB Elev	W.S. Elev	Hydr Depth	Max Chl Dpth	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m)	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
rio	22	T200	134.51	3.75	40.59	42.25	42.25	42.07	1.47	1.48	42.34	2.33	1.61	1.10	0.61
rio	22	T50	134.51	2.63	40.59	42.25	42.25	41.52	0.92	0.93	41.86	2.62	1.00	1.09	0.87
rio	21	T200	131.01	3.75	40.52	42.02	42.02	42.03		1.51	42.31	2.34	1.60		0.61
rio	21	T50	131.01	2.63	40.52	42.02	42.02	41.38	0.85	0.86	41.80	2.89	0.91	1.07	1.00
rio	20	T200	126.44	3.75	40.31	41.91	41.92	42.00		1.69	42.24	2.19	1.71		0.54
rio	20	T50	126.44	2.63	40.31	41.91	41.92	41.44	1.10	1.13	41.69	2.20	1.19	1.08	0.67
rio	19	T200	120.63	3.75	40.14	41.63	41.73	41.85		1.71	42.17	2.48	1.51		0.60
rio	19	T50	120.63	2.63	40.14	41.63	41.73	41.39	1.19	1.25	41.63	2.16	1.22	1.02	0.63
rio	18	T200	115.46	3.75	40.15	41.52	41.61	41.67		1.52	42.07	2.79	1.35		0.72
rio	18	T50	115.46	2.63	40.15	41.52	41.61	41.09	0.90	0.94	41.54	2.98	0.88	0.98	1.00
rio	17	T200	107.66	3.75	39.89	41.41	41.41	41.57		1.68	41.91	2.59	1.45		0.64
rio	17	T50	107.66	2.63	39.89	41.41	41.41	40.85	0.89	0.96	41.30	2.96	0.89	1.00	1.00
rio	16	T200	99.92	3.75	39.61	41.14	41.12	41.44		1.83	41.78	2.58	1.45		0.61
rio	16	T50	99.92	2.63	39.61	41.14	41.12	40.67	1.00	1.06	41.02	2.65	0.99	0.99	0.85
rio	15	T200	94.51	3.75	39.46	41.00	40.99	41.36		1.90	41.69	2.55	1.47		0.59
rio	15	T50	94.51	2.63	39.46	41.00	40.99	40.66	1.16	1.20	40.93	2.30	1.14	0.98	0.68
rio	14	T200	87.39	3.75	39.44	40.81	40.82	41.16		1.72	41.56	2.79	1.34		0.68
rio	14	T50	87.39	2.63	39.44	40.81	40.82	40.52	1.04	1.08	40.84	2.52	1.04	1.00	0.79
rio	13	T200	79.19	3.75	39.29	40.76	40.73	41.02		1.73	41.39	2.72	1.38		0.66
rio	13	T50	79.19	2.63	39.29	40.76	40.73	40.25	0.89	0.96	40.70	2.96	0.89	0.99	1.00
rio	12	T200	74.49	3.75	39.13	40.71	40.68	40.99		1.86	41.30	2.44	1.54		0.57
rio	12	T50	74.49	2.63	39.13	40.71	40.68	40.23	1.06	1.10	40.54	2.46	1.07	1.01	0.76
rio	11	T200	69.83	3.75	39.10	40.70	40.69	40.94		1.84	41.23	2.39	1.57		0.56
rio	11	T50	69.83	2.63	39.10	40.70	40.69	40.02	0.91	0.92	40.46	2.92	0.90	0.99	0.98
rio	10	T200	56.23	3.75	38.84	40.23	40.23	40.64		1.80	41.01	2.68	1.40		0.64
rio	10	T50	56.23	2.63	38.84	40.23	40.23	39.91	1.07	1.07	40.22	2.44	1.08	1.01	0.75
rio	9	T200	45.68	3.75	38.58	39.92	39.92	40.27		1.69	40.77	3.11	1.21		0.76
rio	9	T50	45.68	2.63	38.58	39.92	39.92	39.78	1.17	1.20	40.09	2.43	1.08	0.93	0.72
rio	8	T200	38.76	3.75	38.62	39.74	39.74	39.99		1.37	40.56	3.34	1.12		0.91
rio	8	T50	38.76	2.63	38.62	39.74	39.74	39.70	1.05	1.08	40.00	2.44	1.08	1.03	0.76
rio	7	T200	31.15	3.75	38.43	39.58	39.59	39.72		1.29	40.31	3.39	1.10		0.95
rio	7	T50	31.15	2.63	38.43	39.58	39.59	39.60		1.17	39.89	2.38	1.10		0.70
rio	6	T200	23.57	3.75	38.37	39.53	39.53	39.53	1.12	1.16	40.10	3.34	1.12	1.00	1.00

HEC-RAS Plan: rio River: rio Reach: rio (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Cum Ch Len	Q Total	Min Ch El	LOB Elev	ROB Elev	W.S. Elev	Hydr Depth	Max Chl Dpth	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m)	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
rio	6	T50	23.57	2.63	38.37	39.53	39.53	39.30	0.89	0.93	39.74	2.96	0.89	0.99	1.00
rio	5	T200	15.53	3.75	38.11	39.51	39.50	39.26	1.14	1.15	39.83	3.34	1.12	0.99	1.00
rio	5	T50	15.53	2.63	38.11	39.51	39.50	39.02	0.90	0.91	39.47	2.96	0.89	0.98	1.00
rio	4	T200	11.46	3.75	37.50	38.96	38.98	38.29	0.78	0.79	38.69	2.78	1.35	1.73	1.00
rio	4	T50	11.46	2.63	37.50	38.96	38.98	38.13	0.62	0.63	38.44	2.48	1.06	1.72	1.01
rio	3	T200	9.23	3.75	36.85	38.48	38.50	37.62	0.77	0.77	38.01	2.75	1.36	1.77	1.00
rio	3	T50	9.23	2.63	36.85	38.48	38.50	37.46	0.61	0.61	37.77	2.45	1.07	1.77	1.00
rio	2	T200	2.42	3.75	36.37	38.13	38.12	37.16	0.78	0.79	37.55	2.76	1.36	1.75	1.00
rio	2	T50	2.42	2.63	36.37	38.13	38.12	37.00	0.62	0.63	37.30	2.45	1.07	1.74	1.00
rio	1	T200		3.75	36.24	38.02	38.01	37.02	0.77	0.78	37.41	2.75	1.36	1.78	1.00
rio	1	T50		2.63	36.24	38.02	38.01	36.86	0.61	0.62	37.16	2.44	1.08	1.77	1.00

ALLEGATO C

ISPEZIONE E RILIEVO TOMBINATURE RIO SCIORBA E RIO3
RELAZIONE TECNICA REDATTA DA GEOLOGIA VERTICALE

COMUNE DI GENOVA



ISPEZIONE E RILIEVO DI DUE RIVI TOMBINATI IN LOCALITA' SCIORBA - COMUNE DI GENOVA

Committente

TALEA S.p.A. - Genova
via Val Lerone 30,
16011 Arenzano (Genova)

Rilievo ed elaborazione dati:

Dott. Geol. Pietro BURLINA
Dott. Geol. Alessandro MAIFREDI
Dott. Geol. Fabrizio NICOSIA
Dott. Geol. Luigi PERASSO

Coordinamento:

Dott. Geol. Luigi PERASSO

Oggetto

Relazione tecnica

Data

NOVEMBRE 2013

Timbro

Scopo dell'indagine è stata la realizzazione del rilievo plano-altimetrico e della documentazione fotografica di due rivi tombinati affluenti in sponda sinistra del torrente Bisagno, in corrispondenza del tratto di alveo compreso fra ponte Feritore e ponte Ugo Gallo, presso il complesso sportivo della Sciorba.

I dati topografici raccolti sono stati rappresentati rispettivamente:

- in pianta; l'andamento è stato "agganciato" a due capisaldi posti allo sbocco di ciascun rivo e battuti con strumentazione GPS Leica GS10[i] (in coordinate Gauss-Boaga); il RIVO 1 si sviluppa fra la stazione ST3 e la stazione ST10, mentre il RIVO 2 si sviluppa fra la stazione ST3 e la stazione ST8; in pianta sono stati indicati i limiti orizzontali di ciascun rivo; i numeri in giallo indicano le stazioni realizzate al cui fianco, in rosso, sono riportate le quote altimetriche del fondo alveo in metri, rapportate al l.m.m.;
- in sezione; nel RIVO 1 sono state tracciate 22 sezioni, mentre nel RIVO 2 sono state tracciate 8 sezioni.

Sono state inoltre scattate fotografie, (da monte verso valle nel rivo 1 e da valle verso monte nel rivo 2) in corrispondenza di ciascuna sezione tracciata.

Ulteriori osservazioni effettuate nel corso dell'indagine sono state riportate negli elenchi stilati di seguito, riassuntivi delle note salienti incontrate durante l'ispezione.

INQUADRAMENTO DEL LAVORO	
Voce	**Descrizione**
LOCALITA' RILIEVO	Sciorba, Comune di GENOVA
NOME DEI RIVI	Entrambi sono rivi senza nome; nelle tavole vengono tuttavia indicati nella seguente maniera: RIVO 1 quello più vicino alla Sciorba RIVO 2 quello più vicino a Ponte Feritore
OPERATORI	LP = Luigi Perasso* (Responsabile Rilievo) PB = Pietro Burlina* AM = Alessandro Maifredi* FN = Fabrizio Nicosia* *Geologia Verticale – Studio Associato, Genova
DATA DEL RILIEVO	04/11/2013
LUNGHEZZA TRATTI DI RIVO TOMBINATO INVESTIGATI	RIVO 1 – 145.47m RIVO 2 – 71.44m

[i] La tecnica di rilievo adottata è quella "differenziale RTK" mediante l'utilizzo di una rete GNSS (Global Navigation Satellite System), messa a disposizione dalla Regione Liguria, che utilizza segnali provenienti dai satelliti delle due costellazioni GPS e GLONASS. Per il rilievo è stato utilizzato un solo rover GPS connesso tramite GPRS alla Rete Regionale GNSS. I punti sono stati rilevati e georeferenziati rispetto il sistema geodetico mondiale "WGS84" e successivamente convertiti in coordinate Gauss-Boaga.

NOTE SALIENTI RISCONTRATE LUNGO IL PERCORSO DEI RIVI		
DEPOSITI DI MATERIALE AL FONDO DEL RIVO 1		
DA SEZIONE	***A SEZIONE***	***TIPOLOGIA MATERIALE***
18	16	pezzatura da centimetrica a pluri-decimetrica
15	12	pezzatura da centimetrica a pluri-decimetrica
10	5	pezzatura da centimetrica a pluri-decimetrica
3	2	parziale in sponda destra, pezzatura da centimetrica a pluri-decimetrica
DEPOSITI DI MATERIALE AL FONDO DEL RIVO 2		
DA SEZIONE	***A SEZIONE***	***TIPOLOGIA MATERIALE***
5	8	pezzatura da centimetrica a pluri-decimetrica; aumento del deposito progredendo da valle verso monte, con arresto del rilievo a causa della riduzione della sezione del rivo tombinato non più percorribile
SALTI AL FONDO DEL RIVO 1		
UBICAZIONE	***ALTEZZA SALTO (m)***	
SEZIONE 5	0.20 su fondo in cls	
PRESENZA DI IMMISSIONI SIGNIFICATIVE NEL RIVO 1		
UBICAZIONE	***TIPOLOGIA IMMISSIONE***	
SEZIONE 15	acque bianche da tubo in plastica (12cm) orientato controcorrente	
SEZIONE 4	acque bianche da griglia posta sulla volta, provenienti da caditoie stradali	
PRESENZA DI IMMISSIONI SIGNIFICATIVE NEL RIVO 2		
UBICAZIONE	***TIPOLOGIA IMMISSIONE***	
FRA SEZIONE 4 E 5	immissione di acque bianche in sponda destra, all'apice del piedritto	
SEZIONE 7	immissione da sponda sinistra di tubo in cls proveniente da strada privata	
NOTE INTEGRATIVE RIVO 1		
UBICAZIONE	***NOTA***	
SEZIONE 22	Immissione nel rivo da pozzo alto 6.50m di tubo in cls (diametro 1.0m) in collegamento con l'esterno, a convogliamento delle acque circolanti in fregio a via Inferiore Fameiano	
NOTE INTEGRATIVE RIVO 2		
UBICAZIONE	***NOTA***	
SEZIONE 3	Tubo in grès, (diametro 0.80m) trasversale allo scorrimento, ad una decina di centimetri dal fondo	

Geologia Verticale Studio Associato - Via Burlando 12/1, 16137 Genova – Tel./Fax. 010 8692486
www.geologiaverticale.it – info@geologiaverticale.it

APPENDICE 1

Software di calcolo HecRas 5.0.7

Il software di calcolo *Hec-Ras 4.1* 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 $h_e[m]$ 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 $Q[m^3/s]$ 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 $A[m^2]$ 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 h_e 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, V_1 e V_2 *[m/s]* sono i valori delle velocità medie agli estremi del tronco e α_1 e α_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.

APPENDICE 2

Software di calcolo InfoWorks ICM

A1. GENERALITA'

Il codice di calcolo InfoWorks ICM di HR Wallingford - Innovyze nasce per consentire la modellazione numerica integrata di alvei fluviali, reticoli di bonifica e fognature urbane.

Il modulo InfoWorks ICM costituisce un sistema di calcolo a moto vario monodimensionale e bidimensionale che utilizza la metodologia dei volumi finiti.

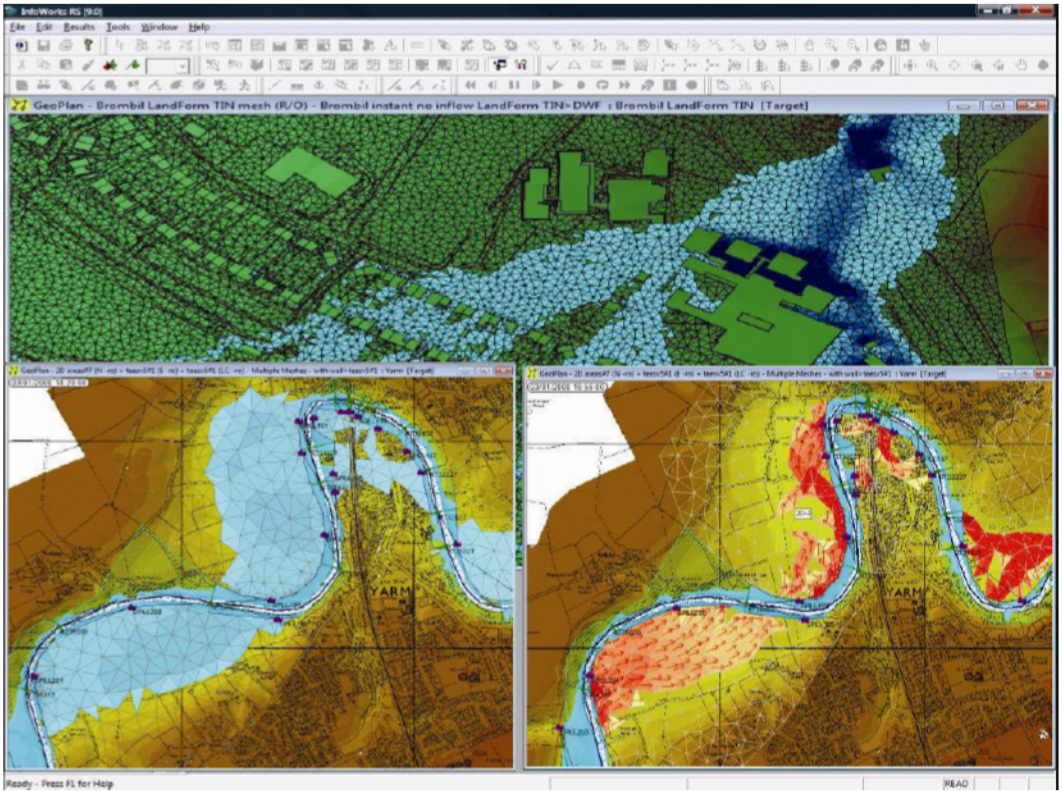
Il software consente di rappresentare in modo completo e accurato tutte le situazioni reali dei corsi d'acqua anche quando sono presenti complesse interferenze con reticoli fognari e/o di bonifica.

All'interno di un'unica interfaccia utente si possono rappresentare sezioni fluviali aperte con approccio monodimensionale, domini bidimensionali, reti di drenaggio chiuse e tutti i manufatti speciali presenti in ambito fluviale o fognario (ponti, soglie, sollevamenti, scaricatori di piena ecc.).

Le aste fluviali possono essere rappresentate, secondo le preferenze dell'utente, o con un dominio interamente 2D (comprendente sia l'alveo inciso che le golene) che con modellazione mista (generalmente 1D per l'alveo inciso e 2D per le zone di espansione golenali).

E' ovviamente anche possibile modellare le aste fluviali con tradizionali rappresentazioni 1D.

Per quanto riguarda invece la rappresentazione di reti di drenaggio urbano la tecnica oramai consolidata è quella di rappresentare il reticolo interrato con elementi 1D e l'eventuale esondazione con domini 2D.



A2.1. ***Equazioni di governo***

Il moto idraulico all'interno degli elementi monodimensionali che lavorano a pelo libero (sia le tratte fluviali aperte o tubazioni) vengono risolte con l'integrazione delle equazioni di De Saint Venant (conservazione della massa e della quantità di moto).

Le equazioni sono le seguenti:

Continuità (conservazione della massa):

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q$$

Moto (conservazione della quantità di moto):

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right)+gA\frac{\partial H}{\partial x}+gAS_f=0$$

dove:

\q	*eventuale portata in ingresso (lateral inflow)*
A[m2]	*area della sezione liquida*
Q[m3/s]	*portata*
x[m]	*ascissa lungo l'asse del singolo tratto*
t[s]	*tempo*
g[m/s2]	*costante gravitazionale*
H[m]	*carico piezometrico dato da z+h*
z[m]	*quota di scorrimento*
h[m]	*livello idrico*
Sf [m/m]	*pendenza motrice definita come:* $S_f=\frac{Q\cdot\lvert Q\rvert}{K^2}$

dove *K* è un termine denominato "conveyance" definito, in accordo con l'equazione di Manning:

$$K^2=\frac{A^2\cdot R^{\frac{4}{3}}}{n^2} \qquad \text{e} \qquad R=\frac{A}{P}$$

dove:

R[m]	*raggio idraulico*
P[m]	*perimetro bagnato*

n *coefficiente di scabrezza di Manning*

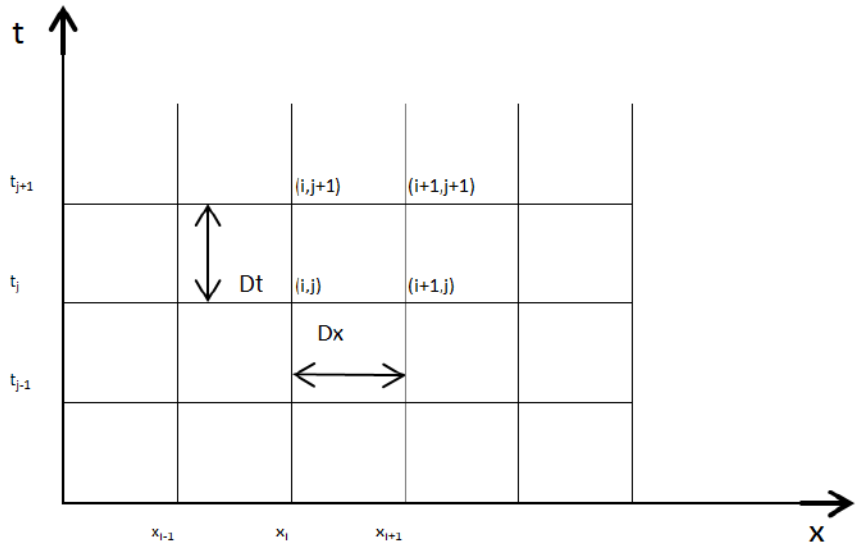
Per la definizione della conveyance il programma consente l'utilizzo di diverse formulazioni oltre a quella di Manning, quali ad esempio Colebrook-White e Strickler. Ai fini della loro integrazione queste equazioni vengono opportunamente semplificate e linearizzate in modo tale che il sistema di equazioni possa essere risolto con la teoria delle matrici. Lo schema di linearizzazione usato da InfoWorks è quello dei 4 punti di Priessmann e il risolutore adottato è quello di Newton-Raphson.

InfoWorks simula anche situazioni di condotte in pressione (senza problemi nella transizione da uno stato all'altro) mediante la tecnica dello *slot* per il quale si ipotizza la presenza di una piccola fessura alla sommità della condotta e fino al piano campagna. In tal modo il motore di calcolo non incontra nessuna discontinuità nella transizione da moto a gravità a quello in pressione (per tubi in cui invece permane costantemente il moto in pressione, come le condotte di mandata, è possibile utilizzare un sistema di equazioni più appropriato che elimina l'artifizio dello *slot*).

La metodologia di calcolo in moto vario tiene conto anche dei volumi in gioco e quindi delle attenuazioni dell'onda di piena quando questa riempie dei volumi disponibili in alveo o in vere e proprie vasche di espansione opportunamente rappresentate nel modello (effetto di laminazione).

A2.3 Discretizzazione delle equazioni di governo

Ai fini della discretizzazione delle equazioni di de Saint Venant, InfoWorks utilizza lo schema implicito di Preissmann riportato nella figura seguente:



Il valore della funzione *f* o delle sue derivate continue nel tempo e nello spazio può essere discretizzato come segue:

$$f(x,t) = \frac{1}{2} \cdot \left[\vartheta \cdot \left(f_{i+1}^{j+1} + f_i^{j+1} \right) + (1-\vartheta) \cdot \left(f_{i+1}^{j} + f_i^{j} \right) \right]$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{1}{Dx} \cdot \left[\vartheta \cdot \left(f_{i+1}^{j+1} - f_i^{j+1} \right) + (1-\vartheta) \cdot \left(f_{i+1}^{j} - f_i^{j} \right) \right]$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{1}{2 \cdot Dt} \cdot \left[\left(f_{i+1}^{j+1} - f_{i+1}^{j} \right) + \left(f_i^{j+1} - f_i^{j} \right) \right]$$

Dove:

ϑ *è un coefficiente che varia da 0.5 a 1*

f_i^j *è il valore della funzione f valutata al punto (xi, tj)*

In base a tali assunti entrambe le equazioni di De Saint Venant possono essere trasformate nella forma lineare:

$$a \cdot Q_i^{j+1} + b \cdot H_i^{j+1} + c \cdot Q_{i+1}^{j+1} + d \cdot H_{i+1}^{j+1} = e$$

I valori *a*, *b*, *c*, *d* ed *e* sono calcolati per ciascuna iterazione e ciascun nodo del canale aperto e dipendono dalle variabili calcolate all'iterazione precedente. La matrice dei coefficienti che comprende gran parte dei valori di *a,b,c,d,* ed *e* viene invertita per risolvere il set di differenti equazioni simultanee per Q ed H alle iterazioni successive.

A2.2 Condizioni al contorno

Condizioni esterne

Le condizioni al contorno sono costituite da una relazione portata-tempo, livello-tempo o livello-portata (scala di deflusso). Al fine di una corretta risoluzione delle equazioni (stabilità di calcolo) risultano più significative le seguenti condizioni:

- idrogramma delle portate a monte e curva dei livelli a valle
- idrogramma delle portate a monte e scala di deflusso a valle

Condizioni interne

Nello schema monodimensionale di un corso d'acqua i singoli tratti sono separati da condizioni interne che possono essere sezioni di controllo, serbatoi, perdite concentrate o nodi (biforcazioni o confluenze).
Tali condizioni impongono la determinazione di una relazione tra livelli e portate.

Sezioni di controllo

Una gran varietà di strutture può essere usata come sezione di controllo in canali aperti, ciascuna delle quali impone una differente relazione tra portata e livello. Per il moto a pelo libero la forma generale dell'equazione risulta:

$$Q = a \cdot h^b$$

dove:

h *è la profondità dell'acqua*

a *è un coefficiente dipendente dal tipo di sezione di controllo (structure)*

b *è un coefficiente generalmente maggiore o uguale a 1.5 per gli stramazzi e maggiore o uguale a 0.5 per efflusso sotto luci a battente*

InfoWorks è in grado di modellare una serie di tipologie di stramazzo usando equazioni empiriche o semiempiriche ricavate dalla letteratura. Tali strutture possono essere simulate nelle condizioni di assenza di portata (es. paratoia chiusa), oppure con flusso libero o rigurgitato.

La paratoia mobile può essere simulata per diverse condizioni di flusso come quelle di stramazzo, quando è totalmente chiusa e sormontabile dall'acqua, o di luce di fondo con efflusso libero o rigurgitato quando è parzialmente aperta, o per la combinazione di entrambe le condizioni. Il programma consente di regolare automaticamente l'apertura di una paratoia durante la simulazione nei modi seguenti:

- secondo una funzione del tempo prestabilita;
- in funzione dei livelli del pelo libero a monte o a valle.

I tipi di paratoia mobile disponibili in InfoWorks sono quelle verticali o radiali.

Il modello consente inoltre di impostare per le sezioni di controllo una generica scala di deflusso al di fuori delle equazioni standard associate ad una determinata struttura.

Serbatoi

I serbatoi sono definiti come aree più o meno vaste di immagazzinamento ove la superficie dell'acqua risulta orizzontale, senza alcun effetto dinamico.

Il calcolo delle portate entranti e uscenti è legato alla variazione del carico piezometrico come segue (in forma semplificata):

$$\frac{h_{new} - h_{old}}{Dt} = \frac{Q_{net}}{A}$$

Con h_{new} e h_{old} livelli negli istanti successivo e precedente, *Dt* passo temporale, Q_{net} differenza tra portata entrante e portata uscente e *A* area del serbatoio.

Il modulo serbatoio unito alla modalità di deflusso laterale consentono la schematizzazione e la risoluzione di sistemi naturali complessi con funzionamento a pelo libero.

Perdite localizzate

Le perdite di carico concentrate causate da una repentina variazione delle condizioni geometriche quali ad esempio un brusco restringimento o allargamento delle sezioni di deflusso sono schematizzate mediante l'applicazione dell'equazione di Bernoulli che lega le perdite al carico cinetico di monte:

$$DH = k \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

dove *k* è un coefficiente empirico funzione del tipo di variazione.

I ponti sono simulati usando il metodo dell'US Bureau of Pubblic Road (US BPR Bridge) oppure l'Arch Bridge Method sviluppato da HR Wallingford.

Nodi (biforcazioni e confluenze)

In InfoWorks i nodi (junctions) vengono risolti imponendo l'uguaglianza dei carichi e la conservazione della massa (equilibrio tra portate entranti e uscenti) applicando la legge di Kirchoff alle portate.

A3. APPROCCIO NUMERICO DELLA COMPONENTE 2D

Le principali caratteristiche della componente 2D sono:

- formulazione del volume limitato (finite volume)
- risoluzione numerica basata sullo schema di Godunov e sulla soluzione di Riemann (Shockcapturing scheme)
- uso di una maglia non strutturata (unstructured mesh)

A3.1 ***Equazioni di governo***

Il modello usato per la rappresentazione matematica del flusso 2D è basato sull'equazione delle acque basse (Shallow Water Equation), relativa cioè all'altezza media che si ricava dalle equazioni di Navier – Stokes:

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (hu)}{\partial x}+\frac{\partial (hv)}{\partial y}=q_{1D}$$

$$\frac{\partial (hu)}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(hu^2+\frac{1}{2}gh^2\right)+\frac{\partial (huv)}{\partial y}=S_{0,x}-S_{f,x}+q_{1D}\cdot u_{1D}$$

$$\frac{\partial (hv)}{\partial t}+\frac{\partial (huv)}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial y}\left(hv^2+\frac{1}{2}gh^2\right)=S_{0,y}-S_{f,y}+q_{1D}\cdot v_{1D}$$

Dove:

h	*altezza dell'acqua*
u e v	*velocità nelle direzioni x e y*
S0,x e S0,y	*pendenze dell'alveo nelle direzioni x e y*
Sf,x e Sf,y	*gli attriti nelle direzioni x e y*
q1D	*portata per unità di area*
u1D e v1D	*componenti di velocità della portata q1D nelle direzioni x e y*

Tale formulazione dell'equazione è discretizzata utilizzando un sistema di primo ordine esplicito del volume finito.

La gestione della cella bagnata ed asciutta è eseguita utilizzando come criterio una profondità di soglia ed impostando la velocità a zero se la profondità ricade sotto tale valore di soglia.

Tale criterio evita la generazione di elevate velocità artificiali in aree bagnate e/o asciutte.
Il valore di default per la profondità di soglia è 1mm.
Questo algoritmo può essere utilizzato teoricamente sia con maglie strutturate (rettangolari) che non strutturate (triangolari) ed è adatto per rappresentare flussi rapidamente variabili, nonché correnti veloci e lente.
In InfoWorks si utilizzano le maglie non strutturate perché sono molto più flessibili e di facile utilizzo quando si vogliono rappresentare forme e ostacoli complessi presenti nel dominio.
La descrizione di un flusso localizzato in ambito urbano è ottenuta senza modificare il modello matematico che è sempre basato sulla risoluzione dell'equazioni in acqua bassa (SWE).

A3.2 ***Produzione della maglia 2D***

All'interno del software sono presenti tutti gli strumenti necessari per costruire le magliature dei domini 2D da simulare.
Ogni maglia, di forma triangolare, costituisce l'unità del calcolo bidimensionale.
Una volta creato il dominio 2D di calcolo, è possibile assegnare i seguenti parametri relativi alla maglia:

- *Area (m^2):* l'area del poligono viene calcolata automaticamente sulla base della geometria definita in planimetria.
- *Massima Area Triangolo (Maximum Triangle Area)*: questo valore molto importante definisce la superficie massima che può assumere ogni singola maglia triangolare durante il processo automatico di magliatura (diminuendo questo valore si infittisce la magliatura).
- *Area minima elementi* (Minimum Element Area): durante la simulazione, per evitare un inutile appesantimento del calcolo, vengono aggregati in un'unica cella di calcolo gli elementi triangolari contigui di area molto piccola (fino a che la somma delle aree dei triangoli aggregati non raggiunge quella indicata in questo campo).
- *Magliatura dipendente dal terreno*: consente di creare una magliatura nella quale, all'interno di ogni triangolo, la variazione di quota tra i tre vertici non superi un valore definito dall'utente. Utilizzando questa opzione è possibile infittire la magliatura in zone nelle quali si hanno notevoli pendenze del terreno ed allargarla in zone pianeggianti.
- *Massima variazione altezza (m):* Consente all'utente di specificare la massima variazione di quota consentita tra i vertici dei triangoli che verranno generati nel processo di magliatura.
- *Angolo Minimo (Minimum Angle)*: durante il processo di magliatura evita la creazione di triangoli di forma molto irregolare e cunei troppo stretti.
- *Scabrezza Manning (Roughness):* la scabrezza è attribuita a tutti triangoli che vengono creati durante il processo di magliatura. Il programma consente di modificare localmente tale valore generando delle zone di magliatura a differente scabrezza.

Si possono prevedere diversi gradi di dettaglio per varie zone con opportuni raffinamenti del dominio, impostare diverse zone di scabrezza, fissare delle breakline, definire ostacoli poligonali e lineari (edifici, muri ecc).
L'effetto della presenza di edifici o ostacoli è simulata mediante l'introduzione di pareti impermeabili o porose che richiede una precisa calibrazione della rete in ambiente urbano.

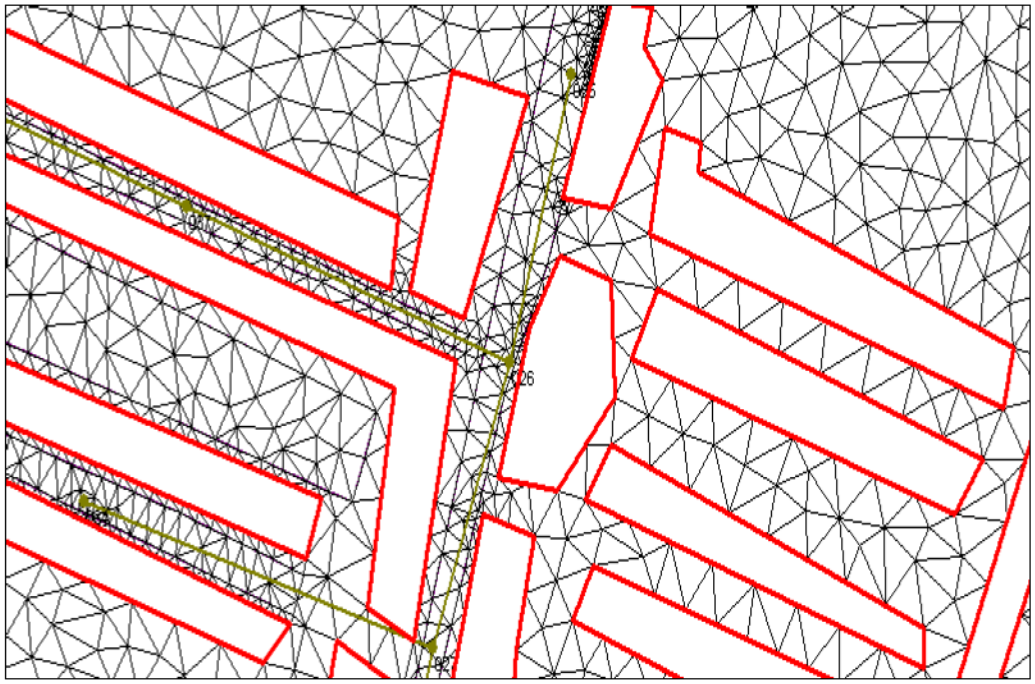


Fig. A2.1 Esempio di maglia non strutturata con edifici in ambito urbano

All'interno del dominio di magliatura, il software permette di considerare eventuali aree a maggiore o minore capacità di invaso dei blocchi introducendo il concetto di porosità degli edifici ossia il fatto che le aree occupate dagli edifici assorbano o meno parte dei volumi esondati durante il processo di allagamento.

A3.3 ***Condizioni al contorno e parametri di simulazione***

Condizioni al contorno della maglia

Le condizioni al contorno sono costituite da input idraulico-idrologico (idrogramma, ietogramma) in ingresso al sistema e da condizioni sul perimetro del dominio di calcolo.
In particolare le condizioni al contorno sul perimetro del dominio di calcolo sono le seguenti:

- *Vertical wall:* indica una barriera verticale impermeabile infinitamente alta dove non è presente flusso d'acqua né in ingresso né in uscita dal dominio 2D.
  Questa è l'unica opzione che trattiene l'acqua all'interno del poligono 2D qualora in simulazione si determini presenza d'acqua al suo perimetro.
- *Critical condition:* presenta due possibilità: se il livello dell'acqua nell'elemento di confine del poligono 2D è superiore al livello del segmento che si affaccia sul confine, la portata in uscita dal poligono viene calcolata utilizzando l'equazione di una soglia a

parete spessa senza perdite di energia; se il livello dell'acqua nell'elemento di confine è inferiore al livello di facciata del segmento di confine, questo è considerato un muro verticale impermeabile;

- *Supercritical condition:* presenta due possibilità: se la portata nell'elemento di confine è supercritica (Froude > 1) e diretta verso l'esterno del poligono, la portata uscente dal poligono viene considerata supercritica (veloce) e calcolata utilizzando altezza idrica e velocità dell'elemento di confine, indipendentemente dalla quota segmento di confine; se le condizioni del flusso non sono supercritiche o il flusso è diretto verso l'interno del poligono, il confine viene considerato un muro verticale impermeabile. Questa opzione è utile nelle aree in cui è noto che il flusso è uscente dal poligono 2D senza alcun effetto di rigurgito all'interno del poligono stesso;
- *Dry:* prevede che il confine del poligono sia considerato come circondato da una fossa senza fondo, l'acqua che raggiunge la sponda del poligono esce dal poligono e viene persa dalla simulazione senza alcuna considerazione idraulica;
- *Normal condition:* si assume che la pendenza del terreno bilanci le forze d'attrito (flusso normale o uniforme). L'altezza e la velocità vengono mantenute costanti quando l'acqua raggiunge il confine, in modo che l'acqua possa fluire al di fuori del poligono senza perdite di carico.

Parametri di simulazione della maglia

Il software consente la modifica dei seguenti parametri della simulazione 2D:

- *Timestep:*definisce il passo temporale di integrazione utilizzato durante il calcolo.
- *Moltiplicatore del timestep ordinario:* è un moltiplicatore del timestep che consente di definire il timestep di salvataggio dei risultati. E' consigliato non utilizzare timestep di salvataggio molto ridotti al fine di ridurre le dimensioni del file dei risultati.
- *Durata simulazione:* consente all'utente di decidere quanto far durare la simulazione.
- *Depth:* rappresenta la soglia che discrimina una maglia triangolare asciutta da una bagnata. Gli elementi della magliatura con un'altezza d'acqua inferiore a questo valore vengono considerati asciutti e un'altezza pari a zero viene restituita come risultato. Negli elementi con altezza d'acqua inferiore a questa soglia viene considerata solamente la conservazione della massa. Il valore tipico per questo campo è di 0.001 m.
- *Momentum*: rappresenta la soglia utilizzata per determinare se considerare o meno il momento in una maglia triangolare. Il moto dell'acqua non viene calcolato per gli elementi della magliatura in cui l'altezza dell'acqua è al di sotto di questo valore; solo la conservazione della massa viene considerata in questo caso. Valori tipici per questo campo sono 0.001 - 0.01 m, il valore di default è 0.001 m.
- *Velocity:* per le maglie triangolari in cui la velocità calcolata dell'acqua risulta inferiore a questo valore, viene impostata una velocità pari a zero per il calcolo del momento. Il valore tipico per questo campo è 0 m/s.

- *Timestep Stability Control*: garantisce che il timestep interno utilizzato dal motore di calcolo 2D ricada entro il range di stabilità fornito dalla condizione di Courant Friedrichs Lewy (CFL). Sono validi valori compresi tra 0 e 1; valore tipico 0.95.
- *Maximum Velocity*: soglia di velocità che limita le velocità che possono essere raggiunte in una maglia durante una simulazione 2D. Per gli elementi della magliatura in cui la velocità calcolata risulta superiore a questo valore, verrà impostata una velocità pari alla massima qui specificata. Questo aiuta a ridurre eventuali instabilità dovute alle alte velocità corrispondenti ad altezze d'acqua ridotte, il che rappresenta una situazione non realistica. Un valore tipico per questo campo è 10 m/s.
- *Theta:* rappresenta un fattore di peso per il parametro semi-implicito. Attribuisce un peso alle parti esplicite e semi-implicite dello schema numerico. Al crescere di questo valore, aumenta il peso dato alla parte semi-implicita. Sono validi valori compresi tra 0 e 1; valore tipico 0.9
- *Ignore rain falling on dry elements*: ignora la pioggia che cade sugli elementi asciutti della magliatura; si utilizza per rendere più rapida la simulazione quando vengono utilizzati poligoni di pioggia (2D rainfall polygons).
- *Adjust element ground levels adjacent to spills*: modifica automaticamente la quota delle maglie triangolari adiacenti agli spill, dove necessario; si utilizza per evitare le instabilità che si verificano quando la quota degli spill risulta inferiore alla quota delle maglie su cui gli spill insistono.

A4. INTERAZIONE DELLA COMPONENTE 1D-2D

Il modello di simulazione consente un immediato collegamento di diverse componenti di modello mono e bidimensionale. Si possono utilizzare per esempio:

- *linee spondali:* rappresentano un confine ideale tra l'alveo inciso modellato con elementi 1D e la golena rappresentata da un dominio 2D, le linee spondali vengono rappresentante con delle polilinee per le quali viene definita una quota Z variabile sul suo percorso. Le linee spondali sono utilizzate essenzialmente come sfiori laterali tra alveo inciso e zona di golena 2D.
- *sfiori frontali:* si utilizzano quando si desidera interrompere un modello 1D di un fiume e trasferire tutto l'idrogramma di portata sul dominio 2D (o viceversa).
- *nodi:* sono degli elementi puntiformi dove può avvenire lo scambio di portata tra 1D e 2D, per esempio questa tecnica è appropriata quando di rappresentano le esondazioni provenienti dai pozzetti di fognatura su un dominio bidimensionale.

A5. INTERFACCIA DEL SOFTWARE

InfoWorks ICM ha un'interfaccia di ultima generazione in grado di interagire con diversi programmi e fonti disponibili sul mercato.
In tal modo si riescono a importare ed integrare dati provenienti da vari formati per costituire un modello geometrico del sistema da studiare.

In particolare, il software supporta:

- Dati in formato AutoCAD (2D e 3D)
- Dati in formato TIN di ArcView
- Dati in formato shape (SHP) o Geodatabase
- Rilievi topografici con coordinate x,y e z
- Dati in formato tabulare (XLS, ASC, TXT e atri)
- Dati in formato Database (Access, Oracle e altri)
- Dati in formato HEC-RAS

InfoWorks ICM sfrutta un'architettura basata su un Database centralizzato dove vengono salvati tutti i progetti. Il sistema gestisce accessi multipli, anche contestuali.

APPENDICE 3

Calcolo idrogramma di piena secondo i criteri della DGR 357/2008

Di seguito si riporta una descrizione delle procedure per la determinazione dell'idrogramma corrispondente all'evento tipico secondo le procedure previste dalla linee guida DGR 357/2008 *Criteri di verifica e valutazione delle portate al colmo e degli idrogrammi di piena nei bacini idrografici liguri*.

La metodologia di calcolo fa riferimento al *metodo indiretto dell'evento idrometeorologico critico* finalizzata alla valutazione dell'idrogramma di riferimento condizionato dal valore della portata al colmo di progetto, assunta, come da normativa, pari al valore della portata indice.

Il metodo di valutazione dell'idrogramma di riferimento consiste in sintesi nel ricercare l'idrogramma di piena equivalente che fornisca la portata massima al colmo pari alla portata indice.

Tale problema è risolvibile a partire dalle curve di probabilità pluviometrica dell'area in esame nella forma $h(T)=a(T)\cdot t^n$ nell'ipotesi di invarianza di scala, per cui si assume che l'esponente caratteristico n rappresenti l'impronta climatica degli eventi pluviali estremi dell'area in esame. L'ipotesi implica che la portata *T-ennale* di progetto $Q(T)$ sia prodotta da una precipitazione $h=a(*)\cdot t^n$ dove n è l'esponente caratteristico del bacino in esame, $a(*)$ rappresenta il valore di a che con il metodo dell'evento critico produce una portata pari a $Q(T)$ e che, in genere, è differente dal valore di $a(T)$ proprio della linea segnalatrice *T-ennale*.

Nella formulazione del metodo a è esprimibile come $a(T)= w_T \cdot a_i$, dove w_T è il fattore di crescita funzione del tempo di ritorno (T) e a_i è un valore costante caratteristico della stazione pluviometrica considerata corrispondente al valore indice di precipitazione (*pioggia indice*).

Nell'Appendice II della DGR sopra menzionata sono riportati il valore della pioggia indice a_i ed i parametri caratteristici di una serie di stazioni della Regione Liguria per il versante Padano e quello tirrenico, necessari per la determinazione del fattore di crescita w_T.

Assunto un modello afflussi-deflussi di riferimento, il problema si riduce alla ricerca di tutte le possibili coppie di valori a e t che producono una portata al colmo $Q(T)$ e, tra queste, la coppia $\{a(*), t_{CR}\}$ che ha il minimo valore di a.

Il modello di trasformazione afflussi-deflussi adottato è costituito da una prima parte di trasformazione della pioggia di progetto in volume specifico di ruscellamento, basato sull'interpretazione Hortoniana (non lineare) del processo di assorbimento e da una seconda parte caratterizzata da un modello lineare di formazione della piena attraverso la rete idrografica basato sul modello di Nash.

Il calcolo della precipitazione efficace al fine dello scorrimento superficiale è stato effettuato depurando gli ietogrammi precedentemente individuati dalle perdite per infiltrazione e per immagazzinamento nelle depressioni superficiali.

Si è adottato il metodo di depurazione della pioggia noto come *Curve Number* proposto dal Soil Conservation Service basato sul modello Hortoniano di descrizione del fenomeno dell'assorbimento.

Come noto tale procedura consente di calcolare il volume di pioggia defluito nella sezione di chiusura sulla base dell'espressione:

$$h_n = \frac{(h_r - I_a)^2}{h_r - I_a + S}$$

dove h_n *[mm]* è il volume specifico complessivamente defluito durante l'evento, h_r*[mm]* è il volume specifico affluito, *S [mm]* è il potenziale specifico massimo di assorbimento del terreno, cioè il volume immagazzinabile a saturazione nello stesso, mentre I_a *[mm]* rappresenta la quota parte del volume affluito che si infiltra prima che il deflusso abbia inizio.
La determinazione di *S* viene effettuata sulla base della relazione:

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

Dove CN è un parametro adimensionale variabile da 1 a 100 che esprime la capacità di ritenzione del bacino in funzione del tipo di terreno e dell'uso del suolo.
La sua determinazione è ottenuta in base al grado di umidità del terreno prima dell'evento meteorico esaminato, alla tipologia pedologica e all'uso del suolo.
Il suo valore è compreso tra 0 e 100 ed è diffusamente tabulato specialmente nella letteratura scientifica americana come frutto dell'analisi di molti esempi applicativi.
Nell'applicazione del metodo sono previste tre classi del grado di umidità del terreno in funzione dell'altezza di pioggia caduta nei 5 giorni precedenti l'evento esaminato: molto asciutto (I), standard (II) e molto umido (III).
La classificazione dei tipi di suolo è funzione delle caratteristiche di permeabilità secondo la suddivisione proposta dal Soil Conservation Service che prevede quattro classi caratterizzate rispettivamente da potenzialità di deflusso scarsa (A), moderatamente bassa(B), moderatamente alta (C) e molto alta (D).
La suddivisione in base al tipo di copertura o uso del suolo comprende invece terreni coltivati con e senza trattamento di conservazione, terreni da pascolo in buone o cattive condizioni, praterie, terreni boscosi o forestati con diverse tipologie di sottobosco, spazi aperti con prati rasati o parchi con diverse percentuali di copertura erbosa, aree commerciali, distretti industriali, aree residenziali, strade, parcheggi ecc.
Quale valore di I_a, si è adottata la relazione suggerita dal Soil Conservation Service I_a*=0.2·S*.
L'idrogramma unitario è stato calcolato con il modello di Nash che simula il comportamento del bacino con una cascata di *n* serbatoi posti in serie; l'IUH del modello assume la forma:

$$I(t) = \frac{1}{K \cdot (n-1)!} \cdot \left(\frac{t}{K} \right)^{n-1} \cdot e^{-\frac{t}{k}}$$

dove *k* è la costante caratteristica dei serbatoi e *n* il numero degli stessi. Nel caso in esame si è assunto: n = 3 e K=0.5·t_c/(n-1), con tc tempo di corrivazione del bacino.
Una volta disponibili gli ietogrammi di progetto e l'idrogramma unitario, sono stati calcolati gli idrogrammi di piena per ciascuna sezione considerata attraverso l'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = S \cdot \int_0^t I(t-u) \cdot p(u) \cdot du$$

il quale, noti lo ietogramma di riferimento e l'idrogramma unitario istantaneo del bacino in esame, permette di legare la portata uscente *Q(t)* all'intensità della pioggia netta *p(t)*.

APPENDICE 4

Stima del trasporto solido medio annuo metodo Gavrilovic

Per la stima del materiale solido che può essere eroso e trasportato da un corso d'acqua è stata utilizzata una metodologia di tipo empirico (metodo di "Gavrilovic"), basata su formulazioni caratterizzate da parametri geo-morfologici.

La formulazione del metodo "Gavrilovic" per la determinazione del trasporto solido si basa sulla seguente espressione che fornisce la quantità di materiale che può essere perduta dal bacino in un anno per erosione.

$$W = S \cdot h \cdot \pi \cdot (0.1 + T/10)^{0.5} \cdot \left[(m_1 + m_2 \cdot m_3)^3 \right]^{0.5} \qquad [m^3/anno]$$

con:

S = superficie del bacino [km^2]
h = precipitazione media annua [mm]
T = temperatura media annua [°C]
m_1 = fattore uso suolo [-]
m_2 = fattore litologia superficie [-]
m_3 = fattore acclività bacino [-]

I tre fattori sono ricavabili dalle seguenti espressioni:

$$m_1 = (0.2 \cdot A + 0.5 \cdot B + 0.8 \cdot C + D)/S$$

con:

A = superficie coperta da boschi o frutteti [km^2]
B = superficie coperta da prati e pascoli [km^2]
C = superficie coperta da coltivi [km^2]
D = superficie priva di vegetazione [km^2];

$$m_2 = (1.6 \cdot J + 0.8 \cdot K + 0.3 \cdot L + 1.6 \cdot M)/S$$

con:

J = superficie con rocce incoerenti affioranti [km^2]
K = superficie con rocce pseudo o semi-coerenti affioranti [km^2]
L = superficie con rocce coerenti affioranti [km^2]
M = sviluppo delle faglie in km x 0.1 km [km^2];

$$m_3 = \theta + \sqrt{I}$$

dove θ fornisce un'indicazione del grado di dissesto morfologico del bacino ed è funzione del rapporto V/S con:

$$V = 0.2 \cdot N + 4.2 \cdot P + 4.9 \cdot Q + 2.25 \cdot R + 0.75 \cdot S_l + 2 \cdot U \qquad [km^2]$$

con:

N = superficie con aree generalmente franose [km^2]
P = superficie con frane in rocce sciolte e pseudo / semi-coerenti [km^2]
Q = superficie con forme pseudo calanchive per tettonizzazione in rocce coerenti [km^2]
R = superficie con numerosi crolli [km^2];

S_1 = superficie con crolli diffusi [km²]
U = superficie con valanghe (sviluppo in km x 0.1 km) [km²].

Stimato V, il valore di θ si ricava dalla seguente tabella (per valori intermedi si procede per interpolazione lineare)

V/S	θ
0.0	0.00
0.5	0.20
2.0	0.40
4.0	0.60
6.0	0.80
7.0	0.90
7.5	0.95

Il fattore I esprime l'influenza dell'acclività del bacino ed è fornito dalla seguente relazione:

$$I = \left[\sum_{m=1}^{6} I_m \cdot i_m \right] / S$$

con:
I_1 = superficie con acclività fra 0-10% [km²]
I_2 = superficie con acclività fra 10-20% [km²]
I_3 = superficie con acclività fra 20-40% [km²]
I_4 = superficie con acclività fra 40-60% [km²]
I_5 = superficie con acclività fra 60-80% [km²]
I_6 = superficie con acclività fra >80% [km²]
i_1 = 0.05
i_2 = 0.15
i_3 = 0.30
i_4 = 0.50
i_5 = 0.70
i_6 = 2.00.

Determinata l'erodibilità del bacino, la quantità effettiva di materiale solido Q_s che transita attraverso la sezione di interesse è fornita dalla seguente espressione:

$$Q_s = 4 \cdot W \cdot (P \cdot H)^{0.5} / (L + 10) \qquad [m^3/anno]$$

con:
P = perimetro del bacino [km]
H = altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura [km]
L = lunghezza dell'asta principale [km].

Il trasporto solido avviene sia in sospensione che per trascinamento al fondo e generalmente il trasporto in sospensione è di un ordine di grandezza superiore al trasporto al fondo; tale rapporto tende ad aumentare per corsi d'acqua a regime torrentizio con pendenze del fondo elevate.