ITEC engineering

COMUNE DI NE

Committente:
Comune di Ne
Piazza dei Mosto 2
16040 - Ne (GE)

Livello di Progetto:
Studio idraulico

Titolo:

STUDIO DI FATTIBILITA' IDRAULICA DELLA SISTEMAZIONE DEL TRATTO TERMINALE DEL TORRENTE GARIBALDO

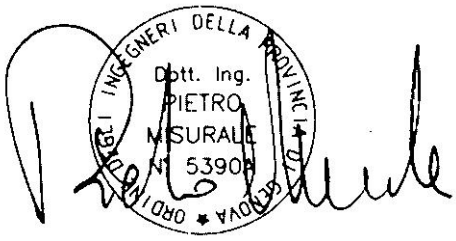
Oggetto:

RELAZIONE IDRAULICA

Codice Progetto:
P014-18

Nome File:
P014-18-I-RE-IDR-001-C

Firme:



Rev.	Modifiche/Revisioni	Redatto	Data	Contr./Appr.	Data
A	Prima emissione	AD	8/01/19	DR/PM	10/01/19
B	Integrazione studio idraulico e revisione generale	AD MI	9/12/19	DR/PM	11/12/19
C	Integrazione stralci Lotto 2	AD	6/03/20	PM	6/03/20

ASSOCIATO oice CONFINDUSTRIA
efca FIDIC
apave certification ISO 9001 N° SC 10-2588/IAF 34 ISO 14001 N° SCA 19-3491/IAF

ITEC engineering S.r.l.
19038 SARZANA (SP)
Via Variante Aurelia, 98
TEL. +39 0187 610532
info@itec-engineering.it

16129 GENOVA
Via Antonio Cecchi 7/9-10
TEL. +39 010 5959690
www.itec-engineering.it

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

INDICE

1 PREMESSA 3

2 DESCRIZIONE DELL'AREA DI INTERESSE 4

3 INDAGINI E RILIEVI 7

4 ASPETTI NORMATIVI 8

5 INTERVENTI PREVISTI 11

5.1 SISTEMAZIONE COMPLESSIVA 11
5.2 SISTEMAZIONE PER LOTTI FUNZIONALI 13

6 VERIFICHE IDRAULICHE 15

6.1 PORTATE DI RIFERIMENTO 15
6.2 METODOLOGIA DI CALCOLO 15
6.3 PARAMETRI DI CALCOLO E CONFIGURAZIONI DI VERIFICA 15
6.4 RISULTATI 16
6.4.1 Configurazione A: stato attuale 16
6.4.2 Configurazione B: realizzazione del solo Lotto 1 17
6.4.3 Configurazione C: realizzazione del solo Lotto 2 17
6.4.4 Configurazione D: realizzazione della sistemazione complessiva 18

7 ANALISI DEL RISCHIO IDRAULICO 19

7.1 DINAMICA DI ESONDAZIONE 19
7.2 IDROGRAMMI DI PIENA TORRENTE GARIBALDO 20
7.3 PORTATE DI ESONDAZIONE 22
7.4 IDROGRAMMI PORTATE DI ESONDAZIONE 23

8 MODELLO BIDIMENSIONALE DI ALLAGAMENTO 25

8.1 BASE TOPOGRAFICA 25
8.2 METODOLOGIA DI CALCOLO 25
8.3 SCHEMATIZZAZIONE DEL DOMINIO DI STUDIO 25
8.4 PARAMETRI DI CALCOLO E CONDIZIONI AL CONTORNO 26
8.5 RISULTATI STATO ATTUALE (CONFIGURAZIONE A) 27
8.6 ANALISI DI SENSITIVITA' DEL MODELLO 27
8.7 CONFIGURAZIONI DI PROGETTO 30
8.7.1 Configurazione B 30
8.7.2 Configurazione C 30
8.7.3 Configurazione D 30

9 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE 31

Allegati:

ALLEGATO A: Documentazione fotografica

ALLEGATO B: Verifiche idrauliche in moto permanente gradualmente variato torrente Garibaldo

ALLEGATO 1: Mappatura tiranti massimi - stato attuale - evento 200-ennale Q_{max} - scabrezza alveo 0.025-0.03, aree esterne 0.025

ALLEGATO 2: Mappatura tiranti massimi - stato attuale - evento 50-ennale Q_{max} - scabrezza alveo 0.025-0.03, aree esterne 0.025

ALLEGATO 3: Mappatura tiranti massimi stato attuale - evento 200-ennale Q_{max} - scabrezza alveo 0.028-0.033, aree esterne 0.025

ALLEGATO 4: Mappatura tiranti massimi - stato attuale - evento 50-ennale Q_{max} - scabrezza alveo 0.028-0.033, aree esterne 0.025

ALLEGATO 5: Mappatura tiranti massimi - configurazione B - evento 200-ennale Q_{max} - scabrezza alveo 0.028-0.033, aree esterne 0.025

ALLEGATO 6: Mappatura tiranti massimi - configurazione B - evento 50-ennale Q_{max} - scabrezza alveo 0.028-0.033, aree esterne 0.025

ALLEGATO 7: Mappatura tiranti massimi - configurazione C - evento 200-ennale Q_{max} - scabrezza alveo 0.028-0.033, aree esterne 0.025

ALLEGATO 8: Mappatura tiranti massimi - configurazione C - evento 50-ennale Q_{max} - scabrezza alveo 0.028-0.033, aree esterne 0.025

APPENDICI:

Appendice 1: Software di calcolo HecRas 5.0.7

Appendice 2: Software di calcolo InfoWorks ICM

Appendice 3: Calcolo dell'idrogramma di piena secondo i criteri della DGR 357/2008

1 PREMESSA

La presente relazione contiene lo studio della sistemazione idraulica del tratto terminale del torrente Garibaldo (o Chiesanuova) compreso tra l'area del campo sportivo e la confluenza con il torrente Graveglia, in Comune di Ne (GE).

Lo studio è finalizzato all'individuazione degli interventi necessari alla sistemazione idraulica del corso d'acqua che attualmente risulta insufficiente al deflusso delle portate di piena 200-ennale e, in parte, 50-ennale.

L'analisi idraulica è stata articolata nelle seguenti fasi:

- raccolta e analisi della documentazione disponibile in tema studi e verifiche idrauliche relativi al torrente Garibaldo;
- definizione del quadro normativo di riferimento per gli aspetti idraulici con particolare riferimento al Piano di Bacino Ambito 16 e al Regolamento Regionale N.3 del 14/07/2011 e s.m.i.;
- verifiche idrauliche in moto permanente gradualmente variato del tratto terminale del torrente Garibaldo, con le portate di piena 50-ennale e 200-ennale, finalizzate all'individuazione delle criticità idrauliche e della portata massima smaltibile dall' alveo;
- individuazione e definizione degli interventi di sistemazione lungo tutto il tratto e suddivisione in lotti funzionali;
- individuazione degli idrogrammi di piena per diversi tempi di ritorno con riferimento ai contenuti della DGR 357/08 e dei relativi idrogrammi delle portate esondate;
- acquisizione e implementazione di base topografica costituita dal modello LIDAR a maglie quadrate 1x1 m (DTM) messo a disposizione dal Ministero dell'Ambiente;
- integrazione e controllo dei punti della maglia del DTM in base alla cartografia e ai rilievi topografici di dettaglio disponibili;
- ricostruzione dei fenomeni di allagamento in caso di portata di piena 50, 200-ennale con l'utilizzo di un modello bi-dimensionale per la determinazione dei tiranti idraulici e delle velocità di scorrimento;
- analisi di sensitività del modello a seguito della variazione dei parametri geometrici e idraulici di riferimento.

Oltre alla presente relazione, lo studio comprende i seguenti elaborati grafici:

P014-18-I-DI-GEN-001-A:	Estratti cartografici
P014-18-I-DI-IDR-001-B:	Planimetria generale di progetto
P014-18-I-DI-IDR-002-B:	Planimetria di progetto Lotto 1
P014-18-I-DI-IDR-003-B:	Planimetria di progetto Lotto 2
P014-18-I-DI-IDR-004-B:	Sezioni di progetto (1 di 2)
P014-18-I-DI-IDR-005-B:	Sezioni di progetto (2 di 2)

2 DESCRIZIONE DELL'AREA DI INTERESSE

Il torrente Garibaldo è ubicato nell'entroterra della Liguria orientale nel Comune di Ne ed è un affluente di sponda sinistra del torrente Graveglia in cui confluisce in località Chiesanuova in prossimità dell'edificio comunale.

Di seguito è riportato uno stralcio della carta dei sottobacini del piano di bacino - Ambito 16.

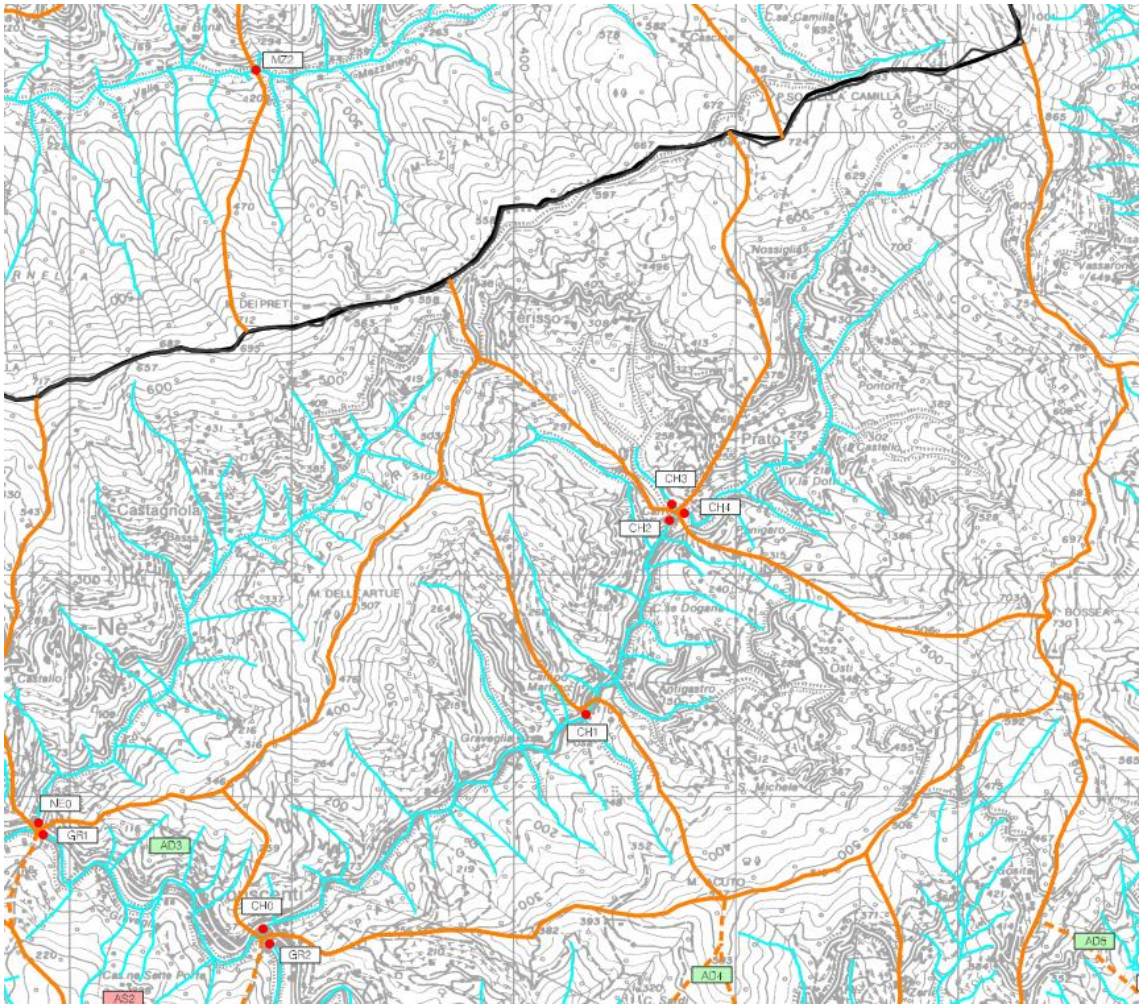


Figura 1

Il torrente Garibaldo alla sezione di chiusura, corrispondente alla confluenza con il torrente Graveglia (CH0), sottende un bacino di circa 10.3 Km^2.

Il bacino è caratterizzato da un asta principale di lunghezza di circa 5 km, una pendenza media del 12% e un orientamento prevalente NE-SO.

Il corso d'acqua scorre a cielo aperto in alveo naturale in aree prevalentemente boschive ed è confinato da rilievi elevati mediamente da 600-700 m s.l.m.

Il tratto oggetto di intervento è costituito dal tronco terminale del torrente Garibaldo, compreso tra l'area del campo sportivo e la confluenza con il torrente Graveglia, per uno sviluppo complessivo di circa 560 m.

Nella figura seguente è evidenziata l'area oggetto di studio su ortofoto della zona.



Figura 2

È possibile suddividere il tratto oggetto d'intervento come segue:

- *Tratto di monte* a cielo aperto, di lunghezza pari a circa 410 m
- *Tratto di valle*, tombinato, di lunghezza pari a circa 150 m

Il tratto a cielo aperto è caratterizzato da sezioni di forma trapezia con larghezza al fondo variabile tra 5 m e 10 m, altezza media 3.5 m circa e pendenza media del fondo pari a 1.8%.

Il fondo è costituito prevalentemente da ciottoli e ghiaia di medie dimensioni, l'alveo è delimitato su entrambe le sponde da un'alternanza di versante naturale con presenza di vegetazione, muri in cls in parte rivestiti e argini in scogliera.

Il tratto tombinato è costituito da una sezione scatolare di dimensioni 12x4.8 m, con pendenza media pari a 1.5%, ad esclusione di un tratto più stretto di dimensioni 10.5x2.8 m ubicato in corrispondenza del vecchio attraversamento stradale.

Nel tratto a valle del vecchio ponte, sino alla sezione di sbocco della tombinatura, il fondo alveo è costituito da una platea in c.a., che termina in corrispondenza di una briglia di altezza modesta a valle della sezione di sbocco.

Le aree adiacenti al corso d'acqua sono costituite per il tratto a monte in sponda sinistra dai campi sportivi (campo da bocce e campo da calcio) con i relativi locali tecnici (spogliatoi) e da una strada sterrata che si sviluppa lungo la sponda sino al centro abitato.

Le aree in sponda destra a monte del campo sportivo sono costituite da ampie zone golenali delimitate dalla viabilità comunale di Via Al Campo Sportivo (che diventa poi Via San Biagio); a monte del ponte di accesso ai campi l'area golenale tende ad assottigliarsi lasciando spazio alla sola viabilità spondale sorretta da muri d'argine in c.a.

A valle del ponte la viabilità si allontana di nuovo dal corso d'acqua interponendo tra sé e l'alveo aree incolte e, più a valle, caratterizzate dalla presenza di edifici commerciali e di civile abitazione.

Il tratto terminale coperto attraversa il centro abitato, ed è utilizzato come viabilità e parcheggi.

3 INDAGINI E RILIEVI

Nel luglio 2018 è stato effettuato uno specifico rilievo topografico dell'alveo e delle sponde del tratto oggetto di studio.

Il rilievo interessa una porzione del torrente Garibaldo della lunghezza di circa 450 m comprensivi del tratto tombinato, del tratto a cielo aperto di monte, della confluenza con il torrente Graveglia, della viabilità di sponda esistente e delle aree adiacenti al corso d'acqua, con l'identificazione dei fabbricati esistenti.

Il rilievo è stato realizzato mediante poligonale, utilizzando la stazione totale TS02 ed integrata con Rover GPS STONEX S9 GNSS.

I punti non accessibili, ma visibili da Stazione (linea di intradosso ponti, fabbricati, manufatti recintati ecc.), sono stati rilevati con il sistema Direct Reflex 200, sistema di puntamento senza prisma.

Per l'inquadramento planimetrico e altimetrico sono state utilizzate le coordinate e quote altimetriche come da strumentazione GPS.

La restituzione grafica è avvenuta utilizzando la base di punti in coordinate Gauss-Boaga come da Carta Tecnica Regionale.

Per quanto riguarda il tratto adiacente all'area del campo sportivo, il rilievo è stato integrato con le sezioni fornite dal Piano di Bacino Ambito 16 (CH10-CH11).

A completamento del rilievo sono stati effettuati diversi sopralluoghi per verificare sul posto la condizione attuale e i possibili interventi di sistemazione.

4 ASPETTI NORMATIVI

La normativa idraulica di riferimento è costituita dal Piano di Bacino - Ambito 16[1] e dal Regolamento Regionale n°3 del 14/07/2011[2] e dalle modifiche introdotte dalla DGR n°181 del 11/03/2016.

Il torrente Garibaldo appartiene la reticolo idrografico significativo del Piano di Bacino, e fa parte dei corsi d'acqua riportati nella *Carta del reticolo Idrografico Regionale*[3] come mostrano i due estratti cartografici di seguito riportati.

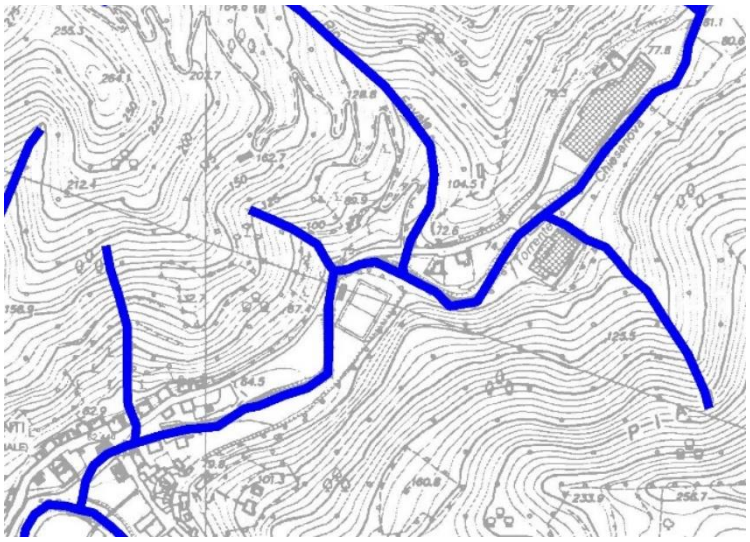


Figura 3

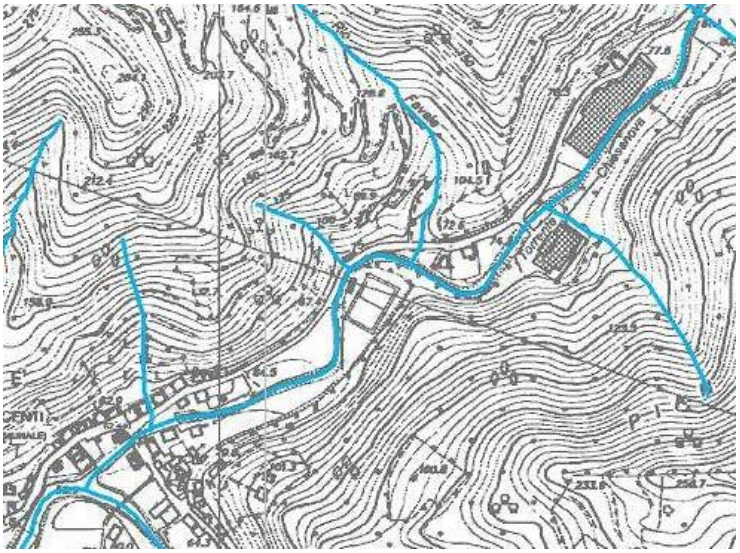


Figura 4

[1] Approvato con Delibera del Consiglio Provinciale n. 3 del 29/01/2003
Ultima modifica DdDG n.131 del 21/05/2018 entrata in vigore il 30/05/2018
Variante in corso DDG n. 5002 del 26/08/2019 con avviso pubblico di informazione

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

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

Il tratto di torrente oggetto di studio risulta indagato nell'ambito del Piano di Bacino, come mostra l'estratto della *Carta dei tratti d'alveo indagati* riportato nella figura seguente.

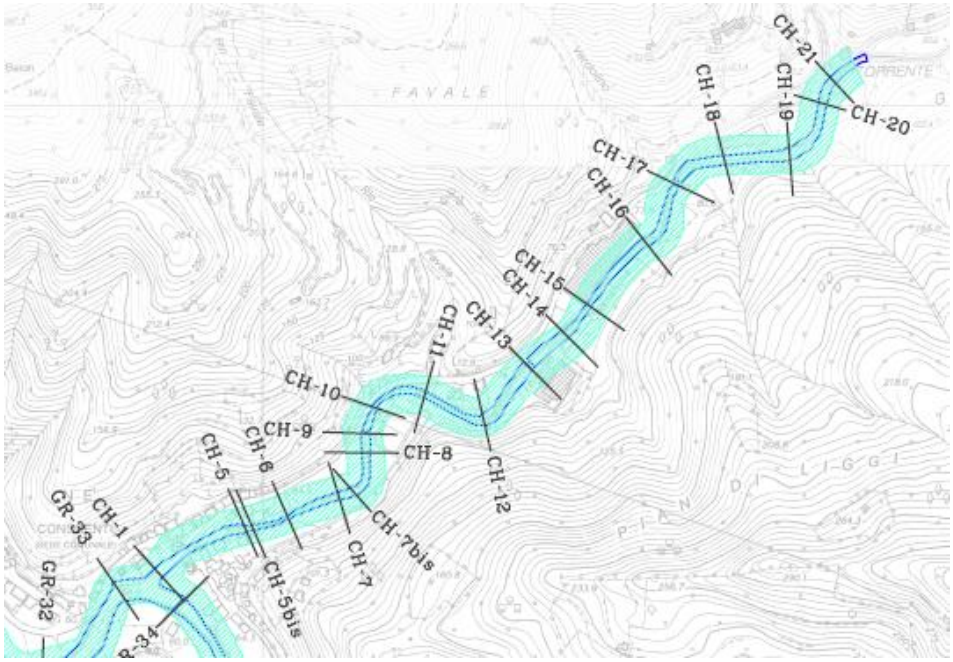


Figura 5

Come mostra l'estratto della *Carta delle fasce fluviali* del Piano di Bacino di seguito riportato le aree in oggetto ricadono all'interno di quelle inondabili in caso di piena 200-ennale (Fascia B) e all'interno di quelle inondabili in caso di piena 50-ennale (Fascia A).

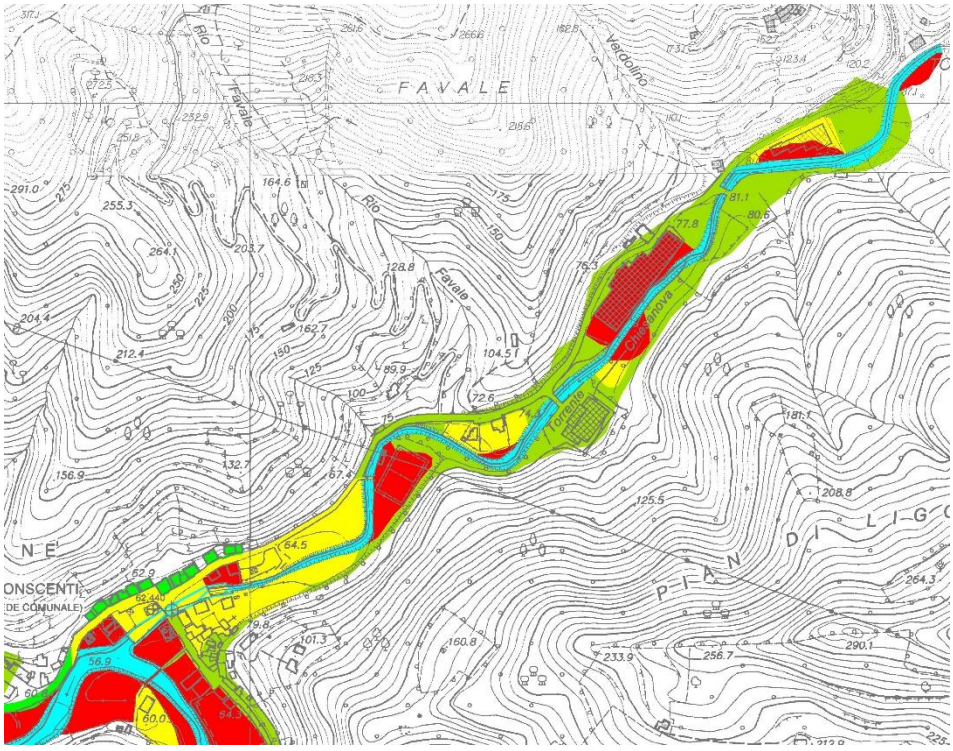


Figura 6

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

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

Tabella I

Il torrente Garibaldo alla confluenza con il torrente Graveglia sottende un bacino di circa 10 km^2 e pertanto appartiene al reticolo significativo di primo livello.

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

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

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

Tabella II

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

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

Tabella III

Infine per quanto riguarda i limiti di inedificabilità dai corsi d'acqua il Regolamento stabilisce una fascia di inedificabilità assoluta pari a 10 m per i corsi d'acqua ricadenti nel reticolo idrografico di primo secondo e terzo livello.

5 INTERVENTI PREVISTI

L'analisi idraulica ha consentito dio individuare gli interventi di sistemazione complessiva del tratto del torrente Garibaldo compreso tra monte del campo sportivo e la confluenza nel torrente Graveglia, per una lunghezza di circa 560 m.

Gli interventi sono stati studiati nel rispetto, per quanto possibile, dei vincoli urbanistici e viabilistici presenti e della salvaguardia delle strutture esistenti al fine di garantire:

- lo smaltimento della portata 200-ennale con franco minimo di 0.5 m;
- il deflusso della portata 50-ennale con franco minimo di 0.5 m e il contenimento del relativo carico cinetico.

Tali opere sono funzionali ad un corretto regime idraulico e si inquadrano nei disposti delle Norme di Attuazione del Piano di bacino in quanto riguardano l'adeguamento di strutture esistenti al fine di ovviare a situazioni di pericolo e tutela della pubblica incolumità.

La sistemazione complessiva del corso d'acqua può essere suddivisa in lotti funzionali in funzione della disponibilità economica e delle esigenze del Comune di Ne come segue:

- Lotto 1: tratto terminale coperto (da sez. 3 a sez. 9.9, lunghezza 140 m circa);
- Lotto 2: tratto compreso tra il campo da bocce e la sezione di imbocco della copertura (da sez. 9.9 a sez. 20, lunghezza 200 m circa);
- Lotto 3: tratto a monte del campo da bocce (da sez. 20 a sez. 26, lunghezza 220 m circa)

In particolare sono stati analizzati gli effetti di mitigazione del rischio idraulico relativi alla realizzazione dei singoli lotti funzionali, al fine di individuarne la priorità di esecuzione.

Di seguito si riporta la descrizione degli interventi per la sistemazione complessiva dell'intero tratto e degli interventi previsti nell'ipotesi di realizzazione dei singoli lotti funzionali.

5.1 SISTEMAZIONE COMPLESSIVA

La sistemazione complessiva del torrente Garibaldo riguarda un tratto, non continuo, di lunghezza pari a circa 560 m.

Sulla base delle sezioni trasversali individuate dal rilievo topografico, in funzione delle caratteristiche geometriche e morfologiche dell'alveo (numerate da valle verso monte da 3 a 26), gli interventi sono suddivisibili come segue:

- ✓ riprofilatura del fondo alveo (tra le sez. 5.1 e 20) per una lunghezza di 300 m;
- ✓ rifacimento con allargamento del tratto di tombinatura in corrispondenza del vecchio ponte (tra sez. 6.2 e sez. 5.8) per una lunghezza di circa 10 m;
- ✓ regolarizzazione e allargamento delle sezioni d'alveo (tra le sez. 10 e 19) per una lunghezza di circa 180 m con realizzazione di una scogliera in massi naturali su entrambe le sponde;

- ✓ realizzazione nuovo muro d'argine in c.a. in sponda destra (tra le sez. 19 e 20), lunghezza 20 m circa di collegamento tra la scogliera e il muro del parcheggio Scuolabus;
- ✓ demolizione dell'edificio spogliatoi del campo sportivo (in corrispondenza della sez. 23) e realizzazione di muro d'argine in c.a. lungo la sponda sinistra (tra le sez. 22 e 24), lunghezza 35 m circa;
- ✓ regolarizzazione e allargamento delle sezioni d'alveo (tra le sez. 24 e 26) per una lunghezza di circa 90 m con la realizzazione di una scogliera in massi naturali;
- ✓ riprofilatura del fondo alveo (tra le sez. 19 e 26) per una lunghezza di 240 m.

Di seguito si riporta una descrizione dettagliata delle opere previste dai singoli interventi.

Riprofilatura fondo alveo

L'intervento consiste nella riprofilatura del fondo alveo nei tratti compresi tra le sez. 5.1 e 19 e tra le sez. 22 e 26, che risultano allo stato attuale più irregolari.

In funzione dell'attuale conformazione del fondo sono state previste diverse configurazioni di pendenza, in particolare:

- pari all'1.1% tra la sezioni 5.1 e 13 (compreso il tratto tombinato) per una lunghezza di circa 160 m;
- pari al 2.1% tra le sezioni 13 e 26 (tratto a cielo aperto) per una lunghezza di circa 360 m.

Nel tratto tombinato la pendenza di progetto corrisponde alla pendenza del tratto a monte della briglia secondo un profilo che congiunge la testa della briglia con il fondo della sezione 13.
Tali pendenze corrispondono al valor medio della pendenza naturale del fondo attuale.

Allargamento tratto della tombinatura

Lungo il tratto tombinato è presente un significativo restringimento (da 12 m a 10.5 m circa) dovuto all'ingombro della struttura del vecchio ponte che, ai tempi della realizzazione dell'attuale tombinatura, era stata parzialmente inglobata nei muri perimetrali.

La criticità è aggravata dalla presenza di una serie di travi disposte "a coltello" che riducono la quota dell'intradosso e limitano l'altezza libera a 2.8 m.

L'intervento di allargamento della sezione prevede la demolizione della vecchia struttura del ponte e la posa di una struttura scatolare di dimensioni tali da raccordarsi con i tratti esistenti a monte e a valle della copertura.
L'intervento si estende per una lunghezza di circa 8 m.

Regolarizzazione delle sezioni di deflusso

L'intervento consiste nella sistemazione dell'alveo nel tratto a monte della tombinatura mediante regolarizzazione e allargamento delle sezioni di deflusso e prevede:

- da sez. 10 a sez. 11 , per una lunghezza di circa 20 m, sezioni di forma rettangolare con muri d'argine in c.a. su entrambe le sponde. Le sezioni hanno larghezza al fondo pari a 13 m e comportano un allargamento medio rispetto alla configurazione attuale di circa 5 m. I muri d'argine in c.a. hanno altezza pari a 4.5 m. Tale sistemazione costituisce il raccordo con la sezione d'imbocco della tombinatura per ottimizzare il deflusso delle portate di piena all'interno della stessa.
- da sez. 11 a sez. 19 , per una lunghezza di circa 160 m, sezioni di forma trapezia con argini in scogliera su entrambe le sponde (di cui un tratto esistente in sponda destra tra le sez. 11 e 14). Le sezioni hanno larghezza al fondo pari a 8 m e 16 m in sommità, delimitate da argini in scogliera di altezza pari a circa 4.6 m: I massi utilizzati saranno del peso compreso tra 3 e 7 t (3° categoria). Rispetto allo stato attuale è previsto un allargamento del fondo alveo da 1.0 a 2.5 m circa.
- da sez. 22 a sez. 23, per una lunghezza di 30 m circa, sezioni rettangolari di larghezza 12 m circa mediante demolizione dell'edificio spogliatoio in sponda sinistra e realizzazione di muro d'argine in c.a. di altezza 4.5 m. L'allargamento rispetto allo stato attuale è di circa 2 m;
- da sez. 24 a sez. 26 mantenimento delle sezioni attuali con lieve risagomatura del fondo e realizzazione di nuovo argine in scogliera in sponda sinistra a protezione del campo sportivo delle stesse caratteristiche di quelle di valle.

Tra la sez. 19 e la sez. 20 è previsto lungo la sponda destra un muro di raccordo (lunghezza circa 20 m) tra l'argine in scogliera e il muro a protezione del parcheggio scuolabus.

E' prevista inoltre l'installazione di tre soglie in massi naturali in corrispondenza delle sezioni 11 (inizio tratto in scogliera), 13 (cambio di pendenza) e 19 (fine tratto in scogliera).

5.2 SISTEMAZIONE PER LOTTI FUNZIONALI

Come già sopra riportato gli interventi previsti sono stati suddivisi in 3 lotti funzionali in funzione della conformazione geometrica dell'alveo e dei risultati dell'analisi idraulica.

Le successive analisi idrauliche hanno mostrato come, ai fini della mitigazione del rischio, risulti più efficace, come primo intervento, la realizzazione del Lotto 2, rimandando alle fasi successive la realizzazione dei lotti 1 e 3.

Di seguito si riporta la descrizione degli interventi previsti in ciascun lotto.

Lotto 1

Riguarda gli interventi di sistemazione della tombinatura esistente per una lunghezza di circa 140 m.
Gli interventi prevedono la demolizione della vecchia struttura del ponte a metà copertura e la posa di una struttura scatolare di dimensioni tali da raccordarsi con i tratti esistenti a monte e a valle della copertura.

E’ prevista inoltre la riprofilatura del fondo alveo tra la sezioni 5.1 e 9.9 (tratto tombinato) con pendenza pari all’1.1%, per una lunghezza di circa 100 m

Lotto 2

Riguarda gli interventi di sistemazione del corso d’acqua nel tratto a cielo aperto compreso tra la sezione di imbocco della tombinatura (sez. 9.9) e il campo da bocce (sez. 20), per una lunghezza complessiva di circa 200 m.

In particolare essi prevedono:

- riprofilatura del fondo alveo tra le sez. 10 e 12 su una pendenza del 1.1%, coincidente con quella media del tratto tombinato;
- riprofilatura del fondo alveo tra le sez. 12 e 20 su una pendenza del 2.1%, coincidente con quella media naturale del fondo alveo;
- regolarizzazione ed allargamento delle sezioni di deflusso da sez. 10 a sez. 11 m con sezioni di forma rettangolare con muri d’argine in c.a. su entrambe le sponde;
- regolarizzazione ed allargamento delle sezioni di deflusso da sez. 11 a sez. 19 m con sezioni di forma trapezia con argini in scogliera su entrambe le sponde.
- realizzazione nuovo muro d’argine in c.a. in sponda destra (tra le sez. 19 e 20), lunghezza 20 m circa di collegamento tra la scogliera e il muro del parcheggio Scuolabus

Lotto 3

Il lotto 3 riguarda gli interventi di sistemazione del corso d’acqua nel tratto adiacente al campo sportivo per una lunghezza complessiva di circa 220 m.

Gli interventi prevedono la demolizione dell’edificio spogliatoi, la realizzazione di muro d’argine in c.a., la regolarizzazione e allargamento delle sezioni d’alveo con sezioni di forma trapezia, con argini in scogliera in sponda sinistra a protezione del campo sportivo, delle stesse caratteristiche di quelle di valle.

Infine si prevede la riprofilatura del fondo alveo (tra le sez. 20 e 26) per una lunghezza di 220 m con una pendenza pari a circa 2.1%.

6 VERIFICHE IDRAULICHE

6.1 PORTATE DI RIFERIMENTO

Le portata assunte come riferimento nel presente studio sono quelle riportate nel Piano di Bacino Ambito 16 per il tratto a monte della confluenza col torrente Graveglia (sezione di chiusura CH0) che risultano pari a:

Q_{50}= 163 m^3/s Q_{200}= 208 m^3/s Q_{500}= 238 m^3/s

6.2 METODOLOGIA DI CALCOLO

Le verifiche idrauliche sono state effettuate con il software di calcolo *Hec-Ras 5.0.7*[4] .

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.,

La metodologia è riportata più in dettaglio nell'Appendice 1 allegata alla presente relazione.

6.3 PARAMETRI DI CALCOLO E CONFIGURAZIONI DI VERIFICA

E' stato effettuato il calcolo del profilo di rigurgito in moto permanente gradualmente variato del tratto del torrente Garibaldo per una lunghezza di circa 560 m.

Le informazioni di carattere topografico sono state desunte dal rilievo plano-altimetrico eseguito nel luglio 2018 e dalla cartografia tecnica regionale.

Ai fini del calcolo è stato assunto un valore del coefficiente *n* pari a 0.033 per il tratto a cielo aperto, corrispondente secondo quanto indicato nelle norme di Piano, a corsi d'acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo e pari a 0.025 per il tratto tombinato, corrispondente a corsi d'acqua con argini cementati e platee in buono stato.

Lungo l'intero tratto sono state individuate una serie di sezioni trasversali in funzione delle caratteristiche geometriche e morfologiche dell'alveo (larghezza, pendenza, curve, presenza di manufatti ecc.), numerate da valle verso monte da 3 a 26.

Il profilo è stato integrato per entrambe le condizioni di corrente lenta (Fr<1) da valle verso monte e di corrente veloce da monte verso valle (Fr>1), imponendo quali condizioni al contorno la profondità di moto uniforme nella sezione di monte (sez. 26) e la profondità critica (Fr=1) nella sezione di valle (sez. 3).

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

Le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di sponde infinite qualora il livello di piena superi le quote di sommità arginali.

Sono state analizzate quattro configurazioni di verifica:

- Configurazione A: stato attuale;
- Configurazione B: realizzazione del solo Lotto 1;
- Configurazione C: realizzazione del solo Lotto 2;
- Configurazione D: realizzazione della sistemazione complessiva (Lotti 1, 2 e 3).

Data l'indipendenza idraulica tra il Lotto 3 e i Lotti 1 e 2, onde evitare inutili ripetizioni, non sono state analizzate le configurazioni che prevedono la realizzazione contemporanea dei Lotti 1 e 2, e la realizzazione del solo Lotto 3, i cui risultati sono desumibili dalla sistemazione complessiva (Configurazione D).

6.4 RISULTATI

Di seguito si riportano sinteticamente i risultati delle verifiche che sono riassunti in forma numerica e grafica nell'Allegato B.

6.4.1 Configurazione A: stato attuale

Il deflusso della portata 200-ennale avviene con alternanza di corrente lenta e veloce; la profondità media del pelo libero è pari a circa 3 m con velocità media pari a circa 5.9 m/s.

Allo stato attuale si verificano esondazioni o tratti con franco idraulico non sufficiente in corrispondenza di tutte le sezioni a monte della tombinatura.

Il deflusso al di sotto della passerella di accesso al campo sportivo (sez. 21) avviene con franco pari a 1.12 m e quota del carico superiore all'estradosso.

La copertura terminale risulta sufficiente per il tratto a valle del vecchio ponte (tra sez. 3 e sez. 5.8); il restringimento dovuto alla presenza delle spalle e dalle travi a coltello del vecchio ponte sulla strada provinciale SP26 (sez. 6), induce un significativo rigurgito verso monte con la conseguente messa in pressione del tratto tombinato (tra sez. 6 e sez. 9.9).

La linea dei carichi non è contenuta al di sotto delle sommità arginali ed interferisce con la copertura nel tratto tombinato.

Il deflusso della portata 50-ennale è simile a quello della portata 200-ennale, per il tratto a monte della tombinatura, con quote del pelo libero mediamente inferiori di circa 0.5 m.

Anche in questo caso, si verificano esondazioni in sponda sinistra in corrispondenza del campo sportivo (tra sez. 23 e sez. 25) e per circa 80 m a monte della tombinatura (tra sez. 11 e sez. 15), e in sponda destra per circa 60 m a valle della passerella di accesso al campo sportivo (tra sez. 17 e sez. 20).

Il deflusso al di sotto della tombinatura avviene a pelo libero ad eccezione del tratto in corrispondenza delle travi a coltello, la cui presenza induce un rigurgito verso monte.

La linea dei carichi non è contenuta dagli argini esistenti ed interferisce con la copertura nel tratto tombinato.

6.4.2 Configurazione B: realizzazione del solo Lotto 1

La realizzazione degli interventi previsti dal Lotto 1 porta a un miglioramento del deflusso della portata 200-ennale rispetto alla configurazione di stato attuale nel tratto tombinato.

Il deflusso della portata 200-ennale avviene in corrente veloce prossima allo stato critico (Fr=1) a monte dell'imbocco della tombinatura (tra le sez. 10 e 26), mentre avviene con alternanza di corrente veloce e corrente lenta prossime allo stato critico (Fr=1) al di sotto della tombinatura (tra le sez. 8 e 3.9).
La profondità media del pelo libero è pari a 2.8 m circa con velocità media pari a 5.5 m/s circa.

L'andamento del profilo a monte della tombinatura, a partire dalla sez. 12, rimane inalterato rispetto allo stato attuale (Configurazione A).

Il deflusso della portata 50-ennale è simile a quello della portata 200-ennale con quote del pelo libero mediamente inferiori di circa 0.5 m.

Il deflusso al di sotto della tombinatura avviene interamente a pelo libero con franco variabile tra 1.2 m e 2.90 m circa.

La linea dei carichi al di sotto della tombinatura interferisce con l'impalcato solo per i primi 40 m (tra sez. 8 e sez. 9.9).

6.4.3 Configurazione C: realizzazione del solo Lotto 2

La realizzazione degli interventi previsti dal Lotto 2 porta a un sensibile miglioramento del deflusso della portata 200-ennale rispetto alla configurazione di stato attuale nel tratto a valle del campo sportivo.

Il deflusso della portata 200-ennale avviene in corrente veloce a monte (tra sez. 14 e 26), in corrente lenta immediatamente a monte della tombinatura (tra sez. 9.9 e 14) e avviene con alternanza di corrente veloce e corrente lenta prossime allo stato critico (Fr=1) al di sotto della tombinatura (tra sez. 6.0 e 9.9) per poi tornare in corrente veloce (tra sez. 3.0 e 6.0).
La profondità media è pari a 2.6 m circa con velocità media pari a 5.7 m/s circa.

Il deflusso al di sotto della passerella di accesso al campo sportivo avviene a pelo libero con franco pari a 1.12 m.
Il deflusso immediatamente a monte della copertura (tra le sez. 9.9 e 14.0) comporta l'esondazione della portata 200-ennale in sponda destra e sinistra.

La linea dei carichi non è contenuta al di sotto delle sommità arginali.

L'andamento del profilo al di sotto della copertura rimane inalterato rispetto allo stato attuale (Configurazione A).

Il deflusso della portata 50-ennale è simile a quello della portata 200-ennale per il tratto a monte del parcheggio scuolabus (sez. 19) con quote del pelo libero mediamente inferiori di circa 0.4 m.

Il deflusso a monte della tombinatura avviene interamente al di sotto delle sommità arginali ad eccezione del tratto in sponda sinistra in corrispondenza del campo sportivo (tra sez. 23 e sez. 25).

La linea dei carichi è inferiore alle sommità arginali lungo il tratto interessato dagli interventi (tra sez. 10 e 19) mentre non è contenuta nel tratto a monte (tra sez. 20 e 26).

6.4.4 Configurazione D: realizzazione della sistemazione complessiva

La realizzazione di tutti gli interventi di sistemazione (Lotti 1, 2 e 3) determina il contenimento della portata 200-ennale lungo tutto il tratto senza esondazioni, con un sensibile miglioramento rispetto alla configurazione di stato attuale.

Il deflusso della portata 200-ennale avviene in corrente veloce prossima allo stato critico (Fr=1) nel tratto a monte (tra sez. 11 e 26) mentre avviene con alternanza di corrente veloce e corrente lenta al di sotto della tombinatura (tra sez. 3.0 e 9.9).
La profondità media è pari a 2.2 m circa con velocità media pari a 5.8 m/s circa.

Il deflusso al di sotto della passerella di accesso al campo sportivo avviene a pelo libero con franco pari a 1.5 m.

L'eliminazione del restringimento dovuto alla presenza delle spalle e delle travi a coltello del vecchio ponte sulla strada provinciale SP26 al di sotto della tombinatura determina un deflusso interamente a pelo libero con franco minimo pari ad 0.7 m circa (sez. 5.8).

Il deflusso della portata 50-ennale è simile a quello della portata 200-ennale per il tratto a monte del parcheggio scuolabus (sez. 19) con quote del pelo libero mediamente inferiori di circa 0.4 m.

Il deflusso avviene interamente al di sotto delle sommità arginali con franco sempre superiore a 0.5 m.

La linea dei carichi è contenuta dalle sommità arginali lungo l'intero tratto interessato dagli interventi (tra sez. 10 e 19) mentre non è contenuta nel tratto a monte (tra sez. 20 e 26).
La linea dei carichi, in corrispondenza della tombinatura, interferisce con l'impalcato della stessa se non per il tratto terminale (tra sez. 3.8 e 5).

7 ANALISI DEL RISCHIO IDRAULICO

7.1 DINAMICA DI ESONDAZIONE

L'analisi della dinamica di esondazione riguarda le aree interessate dal regime idraulico del tratto terminale del torrente Garibaldo, nell'ipotesi cautelativa che non avvengano esondazioni a monte, ma che tutta la portata di piena possa raggiungere, senza perdita di volume lungo il tragitto, la zona del campo sportivo.

La dinamica di esondazione è stata ricostruita sulla base dei risultati delle verifiche idrauliche e sulla base dell'analisi della morfologia dei luoghi.

La portata esonda lungo la sponda sinistra allagando al zona del campo sportivo e a monte della tombinatura lungo entrambe le sponde defluendo progressivamente lungo Via al Campo sportivo, Piazza Dottor G. Caffese, Via del Risorgimento, e verso il torrente Graveglia.

Nelle figura seguente sono indicati i punti di esondazione e le vie di deflusso principali delle portate esondate.



Figura 7: dinamica di esondazione e propagazione delle portate esondate

7.2 IDROGRAMMI DI PIENA TORRENTE GARIBALDO

La determinazione degli idrogrammi di piena del torrente Garibaldo sono stati effettuati 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 si è adottata la curva di probabilità pluviometrica della stazione di Panesi, i cui parametri sono riportati nell'Appendice II della DGR sopra menzionata.

La curva risultante è esprimibile come:

- $h=108 \cdot t^{0.308}$ per T=50 anni
- $h=132 \cdot t^{0.308}$ per T=200 anni.

Gli idrogrammi di piena sono stati ricostruiti attraverso l'uso di un modello seriale (vedi Appendice 2) di trasformazione afflussi-deflussi 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.

In particolare per il torrente Garibaldo alla confluenza con il torrente Graveglia sono stati adottati S=10.3 km^2, t_c=1.4 ore (84 minuti), CN(condizione III) = 90.

Gli idrogrammi di piena sono stati calcolati nelle due condizioni di portata di picco massima (Qmax) e di volume esondato massimo rispetto ad una soglia prefissata (Vmax).

I risultati dei calcoli sono riassunti nella tabella seguente per i due eventi 50-ennale e 200-ennale nell'ipotesi di una portata di soglia di 63 m^3/s.

		A [km^2]	a(*) [mm/h]	n	t_p [min]	Qmax [m^3/s]	Vtot [m^3]	Qs	V>Qs
T=50	**Qmax**	10.3	108	0,308	80	163	924.981	63	205.143
	Vmax				170	137	1.231.495	63	433.107
T=200	**Qmax**	10.3	132	0,308	80	208	1.185.906	63	394.533
	Vmax				210	152	1.688.397	63	721.036

Tabella V: parametri degli idrogrammi di piena

Data la complessità del fenomeno risulta evidente che se da una parte tali idrogrammi possono non rappresentare l'effettivo andamento delle portate durante l'evento, dall'altra ne costituiscono tuttavia una sintesi sufficientemente attendibile per gli scopi del presente studio.

Nelle figure seguenti sono riportati gli idrogrammi di piena risultanti per entrambi i casi di piena 50-ennale e 200-ennale nelle due condizioni di portata di picco massima e di volume esondato massimo.

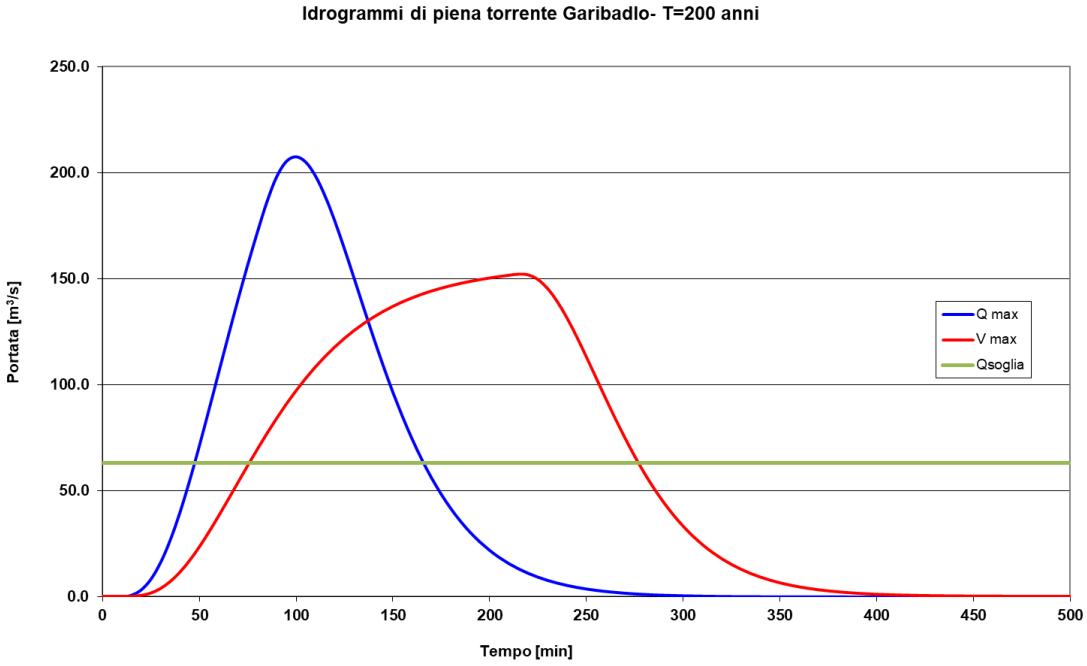


Figura 8: Idrogrammi Qmax e Vmax per T=200 anni

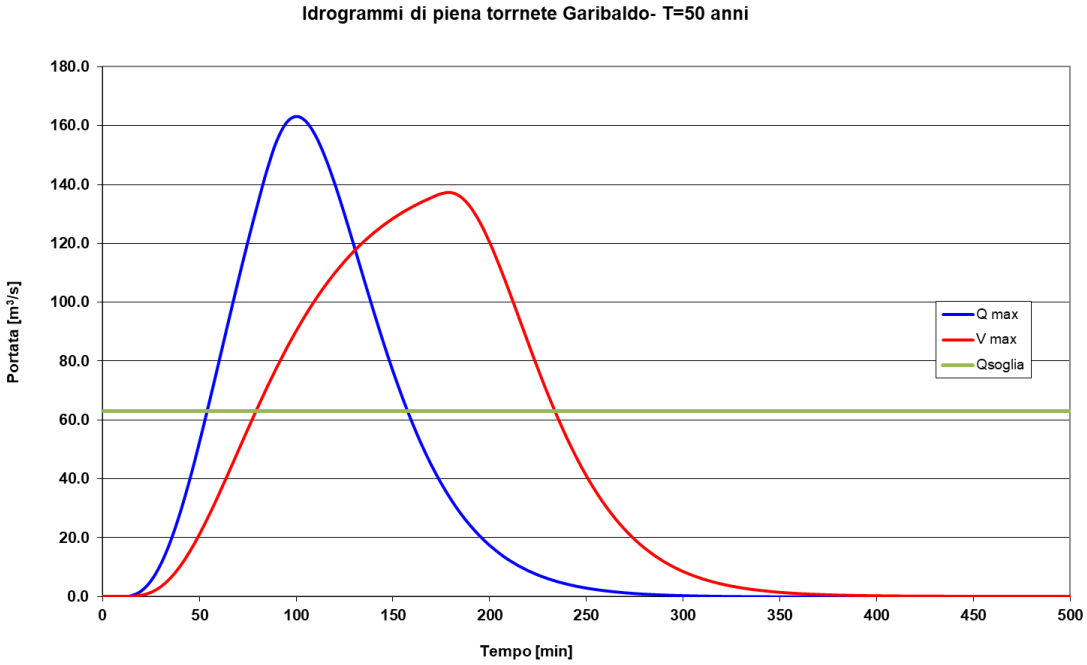


Figura 9: Idrogrammi Qmax e Vmax per T=50 anni

7.3 PORTATE DI ESONDAZIONE

Al fine di ricostruire l'idrogramma delle portate di esondazione nel tratto a cielo aperto di monte, che costituiranno l'input del modello bidimensionale di allagamento, sono state calcolate le portate di esondazione associate a ciascun valore delle portate in arrivo da monte.

Il calcolo è stato fatto facendo variare la portata in arrivo da monte e individuando per ciascuno di tali valori la portata di esondazione corrispondente.

Ai fini del calcolo il tratto è stato suddiviso in due tronchi principali (tratto di valle, tra tombinatura e valle campo sportivo e tratto di monte, in corrispondenza del campo sportivo).

Q monte$_t$	**60**	**100**	**140**	**163**	**180**	**208**
Tratto di monte – campo sportivo						
Q es destra	0	11.5	31.2	46.7	63.1	78.9
Q es sinistra	0	1.8	18.7	33.6	49.8	65.7
Tratto di valle – tra tombinatura e campo sportivo						
Q es destra	0	0	0	0.02	0.6	1.9
Q es sinistra	0	0	3.0	9.7	18.0	26.2
Q residua valle	60	86.7	87.1	72.8	48.5	35.3

Tabella IV: portate di piena e di esondazione

7.4 IDROGRAMMI PORTATE DI ESONDAZIONE

Gli idrogrammi delle portate esondate sono stati ricavati a partire dalle verifiche idrauliche descritte al capitolo 6, che hanno consentito l'individuazione, al variare della portata complessiva in arrivo da monte, dei corrispondenti valori delle portate di esondazione nell'ipotesi di funzionamento come *stramazzo laterale* (*lateral structure*) nei tratti in cui il livello di piena superi la quota di sommità arginale.

Gli idrogrammi delle portate esondate sono stati ricavati associando a prefissate coppie di valori *(Q, t)* degli idrogrammi di piena del torrente Garibaldo i valori delle corrispondenti portate esondate, mantenendo inalterata la durata *t*.

Nelle figure seguenti sono riportati, per la configurazione di verifica e per il solo caso di *Qmax*, gli idrogrammi di piena delle portate esondate per l'evento con tempo di ritorno 200-ennale nella configurazione di stato attuale (Configurazione A) .

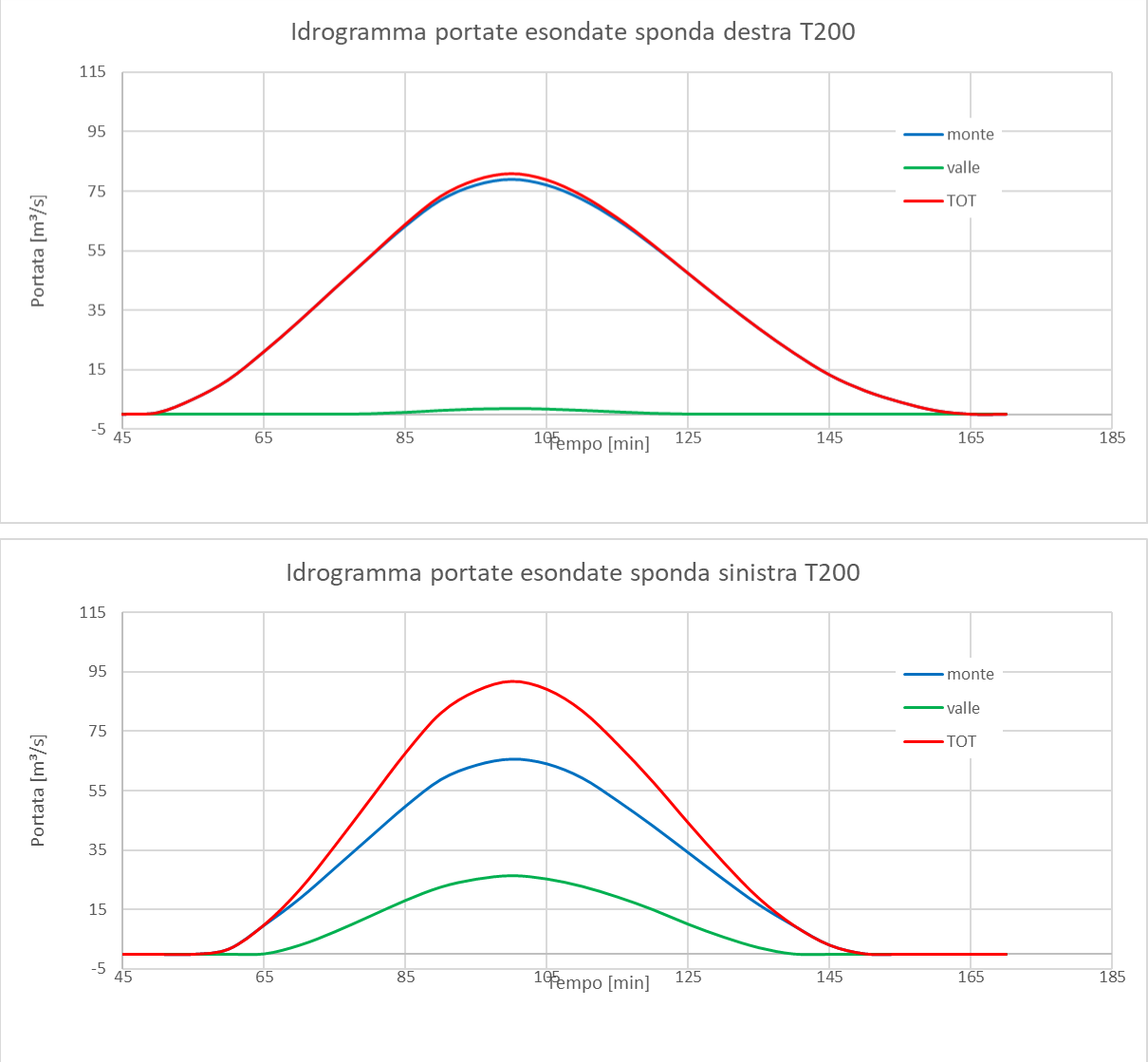
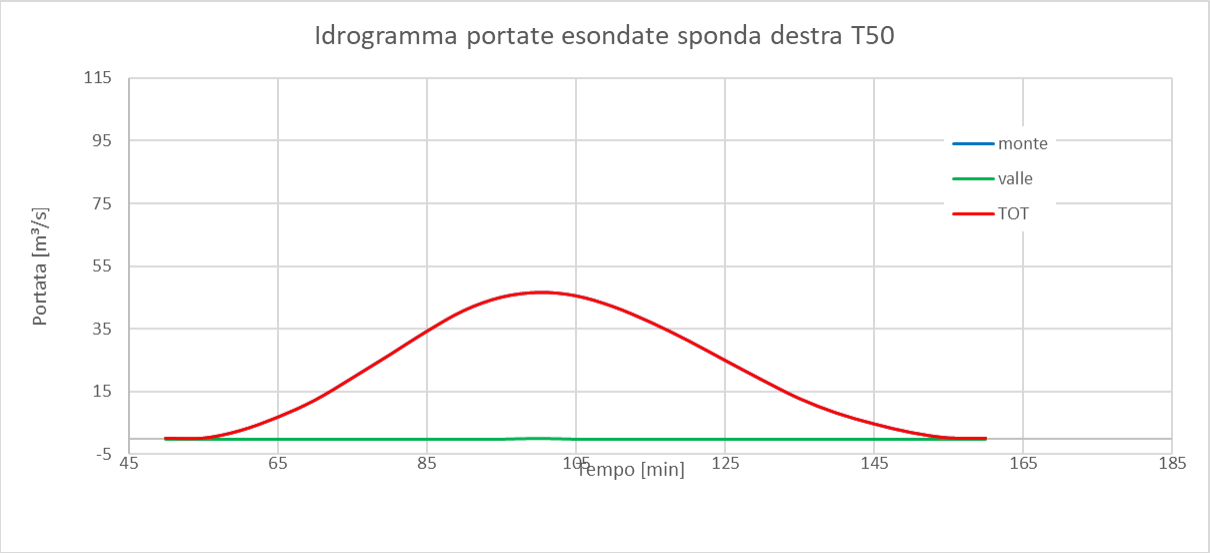


Figura 10: idrogrammi portate esondate per T=200 anni - configurazione A (stato attuale)



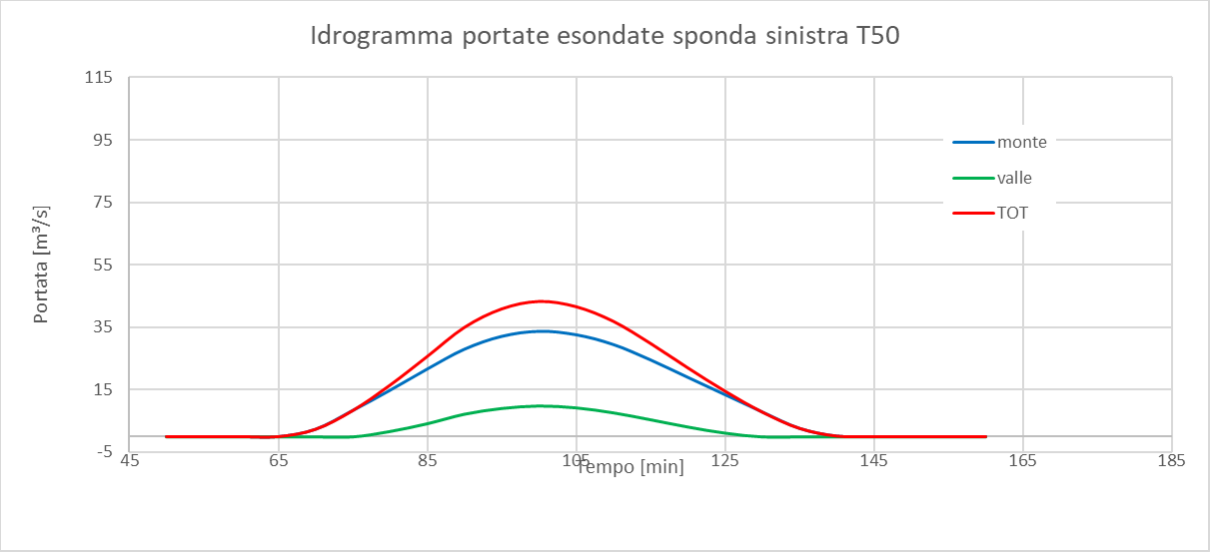


Figura 11: idrogrammi portate esondate per T=50 anni - configurazione A (stato attuale)

8 MODELLO BIDIMENSIONALE DI ALLAGAMENTO

8.1 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 dal Ministero dell'Ambiente, prodotto con tecnologia Laser Scanner in volo (LIDAR), caratterizzato da una maglia quadrata 1x1 m;
- Carta Tecnica Regionale (C.T.R.), scala 1:5000, vettoriale tridimensionale;
- Rilievo di dettaglio dell'area di interesse.

8.2 METODOLOGIA DI CALCOLO

Lo studio relativo all'allagamento delle aree adiacenti al torrente Garibaldo è stato effettuato implementando un modello idraulico bidimensionale con il software *Infoworks ICM*[5]. 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.

8.3 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 LIDAR del Ministero. Poiché il LIDAR tiene conto solamente della superficie geodetica del territorio, sono stati 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 LIDAR è stata fatta un'analisi della precisione e della completezza dei dati topografici al fine di verificarne l'adeguatezza per l'utilizzo nella modellazione.

A completamento del lavoro di integrazione sono state aggiunte una serie di condizioni interne, quali arginature, muri perimetrali di edifici per rappresentare in modo più dettagliato e preciso la realtà urbana indagata.

[5] *Infoworks ICM HR Wallingford Innovyze*.

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. Il dominio 2D individuato ha un'estensione di circa 26 ha.

8.4 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 12: Maglia di calcolo

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

- dimensione massima dell' area dei triangoli generati pari a 20 m^2;
- dimensione minima dell' area dei triangoli generati paria a 5 m^2;
- 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 da un'area urbana caratterizzata da viabilità carrabili e marciapiedi.

Il numero totale di triangoli generati dal software è pari a 28042, ognuno dei quali presenta un valore di quota univoco determinato sulla base della triangolazione dei punti del modello.

Al dominio di calcolo sono state assegnate le seguenti condizioni al contorno:

- *Condizioni di input:* sono costituite dagli idrogrammi di esondazione su entrambe le sponde individuati nella simulazione con Hec-Ras ubicati nel tratto a cielo aperto a monte della copertura terminale fino a monte del campo sportivo; gli idrogrammi

sono stati calcolati con la metodologia sopra riportata, separatamente per ciascuna configurazione di progetto esaminata, oltre a quella di stato attuale.

- *Condizioni di output:* in corrispondenza dell'estremità sud della maglia di calcolo (lato torrente Graveglia) si è assunta come condizione la profondità critica (*"Critical Depth"*).
- *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 durante il calcolo (*Timestep)* pari a 5 s.
- *Durata della simulazione* pari a 650 min corrispondente a circa 6 volte la durata degli idrogrammi in input.

8.5 RISULTATI STATO ATTUALE (CONFIGURAZIONE A)

I risultati della simulazione confermano le dinamiche di esondazione descritte nei paragrafi precedenti.

La portata 50-ennale non risulta contenuta entro gli argini e provoca esondazioni in sponda sinistra in corrispondenza del campo sportivo con tiranti compresi tra 0 e 1 m circa.

Nel tratto a monte della tombinatura risulta più critica la sponda destra con tiranti superiori al metro.

Tutto il tratto urbanizzato nei pressi dell'edificio comunale di Ne risulta interessato dalla piena 50-ennale, con tiranti maggiori nella zona più depressa tra il panificio e la Locanda Barbin.

La portata 200-ennale esonda in sponda sinistra in corrispondenza del campo sportivo e su entrambe le sponde nel tratto a valle con tiranti superiori di circa 70 cm rispetto a quelli della portata 50-ennale.

Negli Allegati 1 e 2 sono riportati graficamente i valori massimi dei tiranti nelle due configurazioni di portate esaminate.

8.6 ANALISI DI SENSITIVITA' DEL MODELLO

Il modello adottato è stato implementato con le seguenti ipotesi di calcolo:

- esondazione concentrata interamente nel tratto compreso tra monte del campo sportivo e imbocco tombinatura terminale, nell'ipotesi che tutta la portata di piena riesca a raggiungere il tratto terminale senza esondazioni;
- idrogrammi relativi alla condizione cosiddetta Qmax;

- coefficiente di scabrezza *n* di Manning in alveo pari a 0.03 per il tratto a cielo aperto, 0.025 per la copertura terminale;
- Coefficiente di scabrezza *n* di Manning per le aree esterne pari a 0.025.

Al fine di valutare la robustezza del modello adottato e dei risultati ottenuti, è stata effettuata un'analisi di sensitività rivolta alla scelta più opportuna dei valori dei parametri di calcolo.

La prima condizione risulta di per se stesa cautelativa ai fini della inondabilità delle aree a valle e dunque non vengono analizzate configurazioni alternative.

E' stata invece analizzata l'influenza dei seguenti parametri e/o scenari:
- adozione di idrogrammi di piena relativi alla condizione V_{max} (massimo volume esondabile con soglia prefissata) rispetto a quelli della condizione Q_{max};
- variazione del coefficiente di scabrezza dell'alveo;
- variazione del coefficiente di scabrezza delle aree esterne soggette ad allagamento.

Scelta degli idrogrammi di piena

Il confronto tra gli idrogrammi di piena relativi alle due configurazioni Q_{max} e V_{max} è riportato al paragrafo 7.2.

I risultati delle simulazioni effettuate con gli idrogrammi V_{max} mostrano che gli effetti dell'allagamento risultano in tutti i casi inferiori a quelli della condizione $Q_{max.}$

Ciò per il fatto che a fronte di un maggior volume teorico di esondazione i valori di picco sono inferiori a quelli della condizione Q_{max} e una parte di volume esondato può rientrare in alveo nei tratti a valle per effetto delle minori profondità di deflusso.

Inoltre le portate esondate tendono a defluire direttamente verso valle, con un modesto effetto di laminazione, rendendo quindi più significativo ai fini della determinazione dei tiranti e delle velocità di scorrimento il valore della portata di picco piuttosto che il maggior volume di esondazione.

Le simulazioni che seguono sono quindi state effettuate per la sola configurazione Qmax.

Scabrezza del fondo alveo

In coerenza con le verifiche riportate nel Piano di Bacino e con i valori di riferimento indicati nelle Norme di Attuazione la condizione naturale del Bisagno è quella caratterizzata dai valori di scabrezza di Manning adottati per le verifiche in moto permanente descritte ai paragrafi precedenti e precisamente:

<u>Condizione 1 (base)</u>

-	n=0.03 (k=33 di Strickler)	per il tratto a cielo aperto corrispondente a corsi d'acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo.
-	n=0.025 (k=40 di Strickler)	per la tombinatura terminale, corrispondente a tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee) in buono stato.

Al fine di analizzare la possibile variazione dello stato dell'alveo con maggiori o minori irregolarità del fondo e delle sponde dovute a più o meno interventi di manutenzione o condizioni di deposito o erosione localizzata non facilmente prevedibili, sono stati messi a confronto i risultati della modellazione con diversi valori di scabrezza in alveo, a parità di scabrezza delle aree esterne, e in particolare:

Condizione 2 (condizione peggiore, alveo più scabro)

- n=0.033 (k=30 di Strickler) per il tratto a cielo aperto
- n=0.0280 (k=35 di Strickler) per la copertura terminale

Tali valori tengono conto dei limiti inferiori e superiori delle diverse "fasce" di applicabilità dei coefficienti riportate nelle norme di attuazione del Piano di Bacino.

I risultati mostrano una sensibilità alla variazione dei coefficienti di scabrezza.

La condizione peggiore per le aree inondabili di valle è rappresentata dalla condizione 2, che induce livelli di piena in alveo maggiori e quindi un maggiore volume di esondazione, con effetto di una maggiore estensione delle aree inondabili e relativi tiranti.
Il volume complessivo esondato risulta pari a circa 510.000 m^3 nella condizione 1 (condizione base) e si incrementa sino a circa 530.000 m^3 nella condizione 2.

Scabrezza aree esterne

Allo stesso modo è stata valutata l'influenza della scabrezza delle aree esterne ripetendo il calcolo (a parità di scabrezza in alveo) per valori della scabrezza n di Manning rispettivamente pari a 0.025 (base) e 0.03 (massimo).

Il calcolo è stato effettuato per l'evento 200-ennale e scabrezza in alveo relativa alla condizione 2.

I risultati mostrano che gli effetti sulle aree inondabili sia in termini di estensione che di tiranti e velocità non cambia in maniera significativa tra una configurazione e l'altra.

Nella tabella seguente sono riportate la superfici progressive allagate all'aumentare dei tiranti per le diverse classi di scabrezza adottate e la differenza percentuale rispetto alla configurazione base (n=0.025).

Tiranti [m]	A (n=0.025) [m^2]	A (n=0.030) [m^2]	Differenza percentuale
< 0.3	3717	3913	-5.2%
< 0.5	7088	7258	-2.4%
< 0.7	10668	10978	-2.9%
< 1.0	15590	15565	0.16%
< 2.0	21149	21075	0.35%

Tabella VI: differenze estensione aree inondabili-tiranti al variare del coefficiente n

I risultati confermano il minor peso della scabrezza delle aree esterne sui risultati della modellazione.

Di conseguenza la mappatura del tiranti massimi per evento 50-ennale e 200-ennale con i parametri più cautelativi derivanti dall'analisi qui sopra riportata (Qmax, scabrezza alveo 0.033-0.028, scabrezza aree esterne 0.025) viene riportata negli Allegati 3 e 4.

8.7 CONFIGURAZIONI DI PROGETTO

8.7.1 Configurazione B

La realizzazione degli interventi previsti nel Lotto 1 non induce un miglioramento significativo, in particolare per le aree adiacenti nel tratto a monte della copertura.

L'estensione delle aree inondabili e i tiranti sono praticamente coincidenti con lo stato attuale per entrambe le portate esaminate.

Negli Allegati 7 e 8 sono riportati graficamente i valori massimi dei tiranti nelle due configurazioni di portate esaminate.

8.7.2 Configurazione C

La realizzazione degli interventi previsti nel Lotto 2 induce in un sensibile miglioramento in termini di estensione delle aree inondabili e dei conseguenti volumi di esondazione.

La portata 50-ennale nel tratto compreso tra il campo sportivo e la tombinatura risulta contenuta all'interno degli argini. Rimane inondabile solo la sponda sinistra in corrispondenza del campo sportivo dove in questa fase non sono previsti interventi.

La portata 200-ennale esonda solo nel tratto subito a monte del tratto tombinato. La sponda destra a valle del campo sportivo non risulta più interessato dalla piena 200-ennale.
Le aree di valle, tra l'imbocco della tombinatura e il torrente Graveglia, presentano tiranti mediamente inferiori di circa 50 cm rispetto allo stato attuale.

Negli Allegati 5 e 6 sono riportati graficamente i valori massimi dei tiranti nelle due configurazioni di portate esaminate.

8.7.3 Configurazione D

La realizzazione degli interventi previsti nei Lott1 1,2 e 3 garantisce il contenimento delle portate 50-ennale e 200-ennale all'interno degli argini.
Pertanto per questa configurazione non sono state redatte le mappature dei tiranti.

9 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il presente studio idraulico contiene l'analisi idraulica del tratto terminale del rio Garibaldo (Chiesanuova) compreso tra i campi sportivi e lo sbocco nel torrente Graveglia, per una lunghezza di circa 560 m.

I risultati delle verifiche mostrano come il tratto risulti allo stato attuale insufficiente al deflusso delle portate 50-ennale e 200-ennale, con relativa inondazione delle aree adiacenti.

E' stato quindi individuato un intervento complessivo di sistemazione che, nel rispetto dei vincoli plano-altimetrici e urbanistici esistenti, consenta il deflusso della portata 200-ennale senza esondazioni lungo tutto il tratto.

La sistemazione complessiva è stata quindi suddivisa in lotti funzionali in funzione della disponibilità economica e delle esigenze del Comune di Ne come segue:

- Lotto 1: tratto terminale coperto (da sez. 3 a sez. 9.9, lunghezza 140 m circa);
- Lotto 2: tratto compreso tra il campo da bocce e la sezione di imbocco della copertura (da sez. 9.9 a sez. 20, lunghezza 200 m circa);
- Lotto 3: tratto a monte del campo da bocce (da sez. 20 a sez. 26, lunghezza 220 m circa)

L'analisi del rischio residuale effettuata mediante modello idraulico bidimensionale, ha consentito di individuare la corretta sequenza temporale di attuazione dei tre lotti di intervento secondo il seguente ordine: Lotto 2, Lotto 1 e Lotto 3.

Il Lotto 3 risulta infatti idraulicamente "disgiunto" dai lotti di valle per effetto della presenza del rilevato del ponte di accesso ai campi sportivi in sponda destra, e dello sperone roccioso di chiusura del versante in sponda sinistra a valle del campo da bocce.
Ciò fa si che la portata esondata tenda a rientrare in alveo, senza alcuna propagazione verso le aree di valle.

Pertanto, in relazione alla tipologia delle aree inondate e relativo rischio idraulico, si ritiene che la realizzazione del Lotto 3 possa essere effettuata, una volta ultimata la sistemazione dei tratti di valle.

Questi ultimi rivestono maggiore importanza per effetto del grado di urbanizzazione delle aree interessate dall'allagamento e del relativo rischio idraulico associato.

Le verifiche idrauliche, e in particolare l'analisi con modello bidimensionale, hanno permesso di individuare come prioritaria la realizzazione del Lotto 2, relativo al tratto compreso tra il campo da bocce e la sezione di imbocco della copertura terminale.

Tale intervento consente infatti di eliminare in tale tratto gli allagamenti delle aree adiacenti in sponda destra e lungo la strada sterrata in sponda sinistra, riducendo i volumi esondati che allo stato attuale tendono ad invadere le aree di valle.

La realizzazione dei Lotti 1 e 2 consente di eliminare completamente le aree inondabili per tutto il centro abitato.

Per quanto riguarda il Lotto 2, in ragione di possibili finanziamenti da parte della Regione, è stata fatta anche una simulazione (modello monodimensionale) che ne prevede la realizzazione in due Stralci funzionali.

Il primo stralcio riguarda la realizzazione dei due tratti di muri d'argine in c.a. subito a monte dell'imbocco della copertura e la realizzazione di tutta la scogliera in sponda sinistra con l'allargamento delle sezioni d'alveo, mentre il secondo stralcio riguarda il completamento delle opere del Lotto 2 con la realizzazione della scogliera in ponda destra e relative modifiche delle sezioni d'alveo a inizio intervento.

Nell'Allegato B sono riportati i profili delle piene 50-ennale e 200-ennale relativi alla realizzazione del primo stralcio e i profili di confronto con lo stato attuale.

I risultati mostrano che per la piena 50-ennale si hanno già importanti miglioramenti, mentre per la piena 200-ennale le variazioni sono più modeste.

Ciò conferma la possibilità di suddividere il Lotto 2 in due stralci funzionali in funzione della disponibilità della risorsa finanziaria traguardando una progressiva mitigazione del rischio idraulico.

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

ONSCENTI
ede Comunale)

ALLEGATO 1
MAPPATURA TIRANTI MASSIMI EVENTO 200-ENNALE
TORRENTE GARIBALDO STATO ATTUALE
n_{alveo}=0.03-0.025 - n_{est}=0.025
scala 1:2000

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

N E

CONSCENTI
(Sede Comunale)

ALLEGATO 2
MAPPATURA TIRANTI MASSIMI EVENTO 50-ENNALE
TORRENTE GARIBALDO STATO ATTUALE
n_{alveo}=0.03-0.025 - n_{est}=0.025
scala 1:2000

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

ONSCENTI
ede Comunale)

ALLEGATO 3
MAPPATURA TIRANTI MASSIMI EVENTO 200-ENNALE
TORRENTE GARIBALDO STATO ATTUALE
n_{alveo}=0.033-0.028 - n_{est}=0.025
scala 1:2000

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

N E

CONSCENTI
(Sede Comunale)

ALLEGATO 4
MAPPATURA TIRANTI MASSIMI EVENTO 50-ENNALE
TORRENTE GARIBALDO STATO ATTUALE
n_{alveo}=0.033-0.028 - n_{est}=0.025
scala 1:2000

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

N E

ONSCENTI

ede Comunale)

ALLEGATO 5
MAPPATURA TIRANTI MASSIMI EVENTO 200-ENNALE
TORRENTE GARIBALDO IPOTESI CONFIGURAZIONE B
n_{alveo}=0.033-0.028 - n_{est}=0.025
scala 1:2000

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

N E

CONSCENTI
(Sede Comunale)

ALLEGATO 6
MAPPATURA TIRANTI MASSIMI EVENTO 50-ENNALE
TORRENTE GARIBALDO CONFIGURAZIONE B
n_{alveo}=0.033-0.028 - n_{est}=0.025
scala 1:2000

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

N

E

ONSCENTI

ede Comunale)

ALLEGATO 7
MAPPATURA TIRANTI MASSIMI EVENTO 200-ENNALE
TORRENTE GARIBALDO CONFIGURAZIONE C
n_{alveo}=0.033-0.028 - n_{est}=0.025
scala 1:2000

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

N E

CONSCENTI
(Sede Comunale)

Torrente

ALLEGATO 8
MAPPATURA TIRANTI MASSIMI EVENTO 50-ENNALE
TORRENTE GARIBALDO CONFIGURAZIONE C
n_{alveo}=0.033-0.028 - n_{est}=0.025
scala 1:2000

ALLEGATO A

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1: Tratto a monte della passerella di accesso al campo sportivo (Sez. da 22.0 a 24.0)



Foto 2: Passerella di accesso al campo sportivo (Sez. 22.4)



Foto 3: Tratto a valle della passerella di accesso al campo sportivo (Sez. da 19.0 a 21.0)



Foto 4: Tratto a monte dell'imbocco della tombinatura (Sez. da 11.0 a 15..0)



Foto 5: Imbocco tombinatura (Sez. da 9.9 a 10.0)



Foto 6: Spalle del vecchio ponte sulla S.P. 26 e travi a coltello (Sez. da 5.8 a 6.2)



Foto 7: Sbocco tombinatura con briglia esistente (Sez. 3.8 – 3.9)

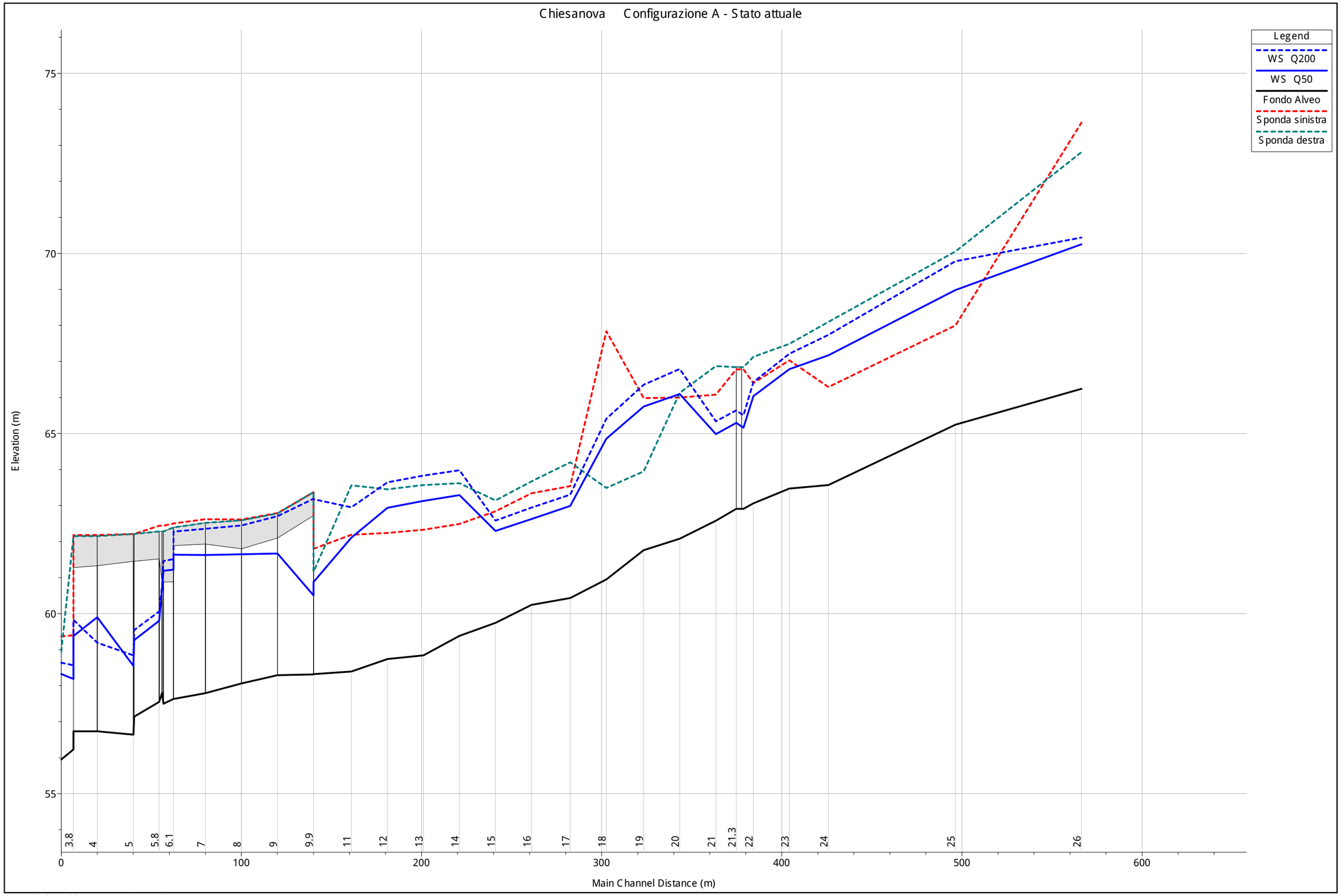


Foto 8: Tratto a valle della tombinatura (Sez. 3.0 – 4.0)

ALLEGATO B

VERIFICHE IDRAULICHE IN MOTO PERMANENTE GRADUALMENTE VARIATO TORRENTE GARIBALDO

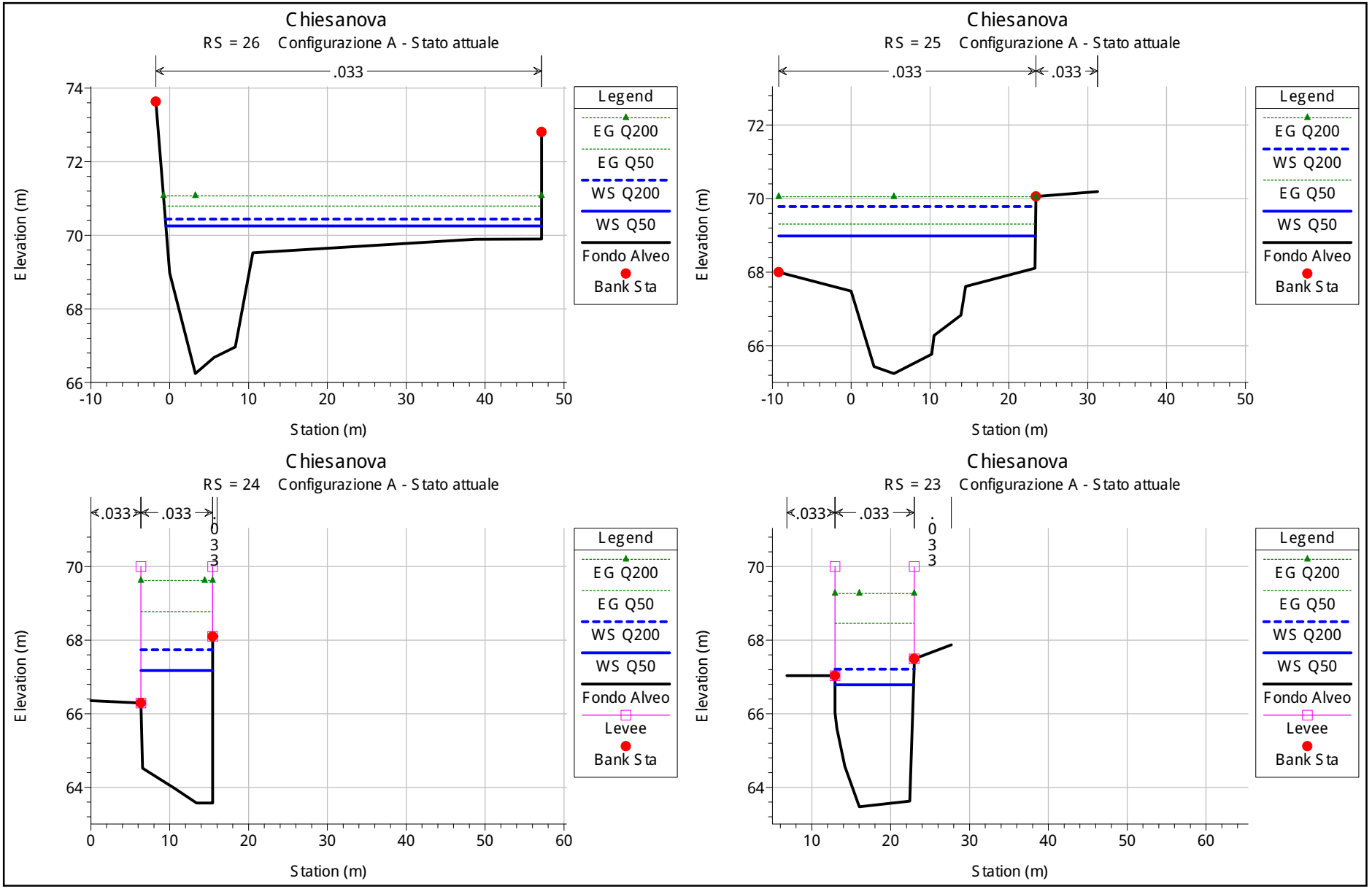
Chiesanova Configurazione A - Stato attuale



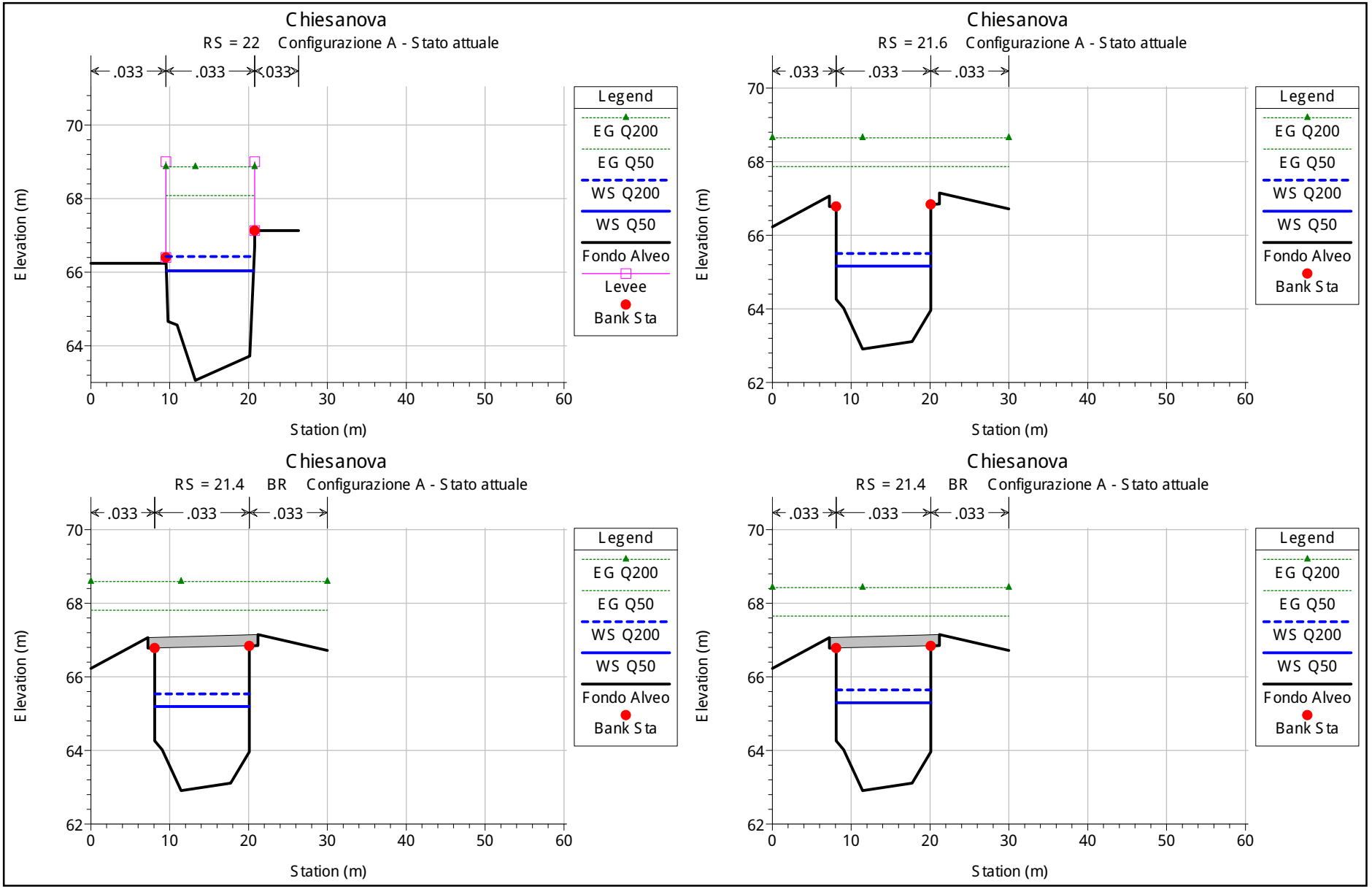
1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 1 m

HEC-RAS Plan: STATO ATTUALE River: Garibaldo Reach: Chiesanova Profile: Q200

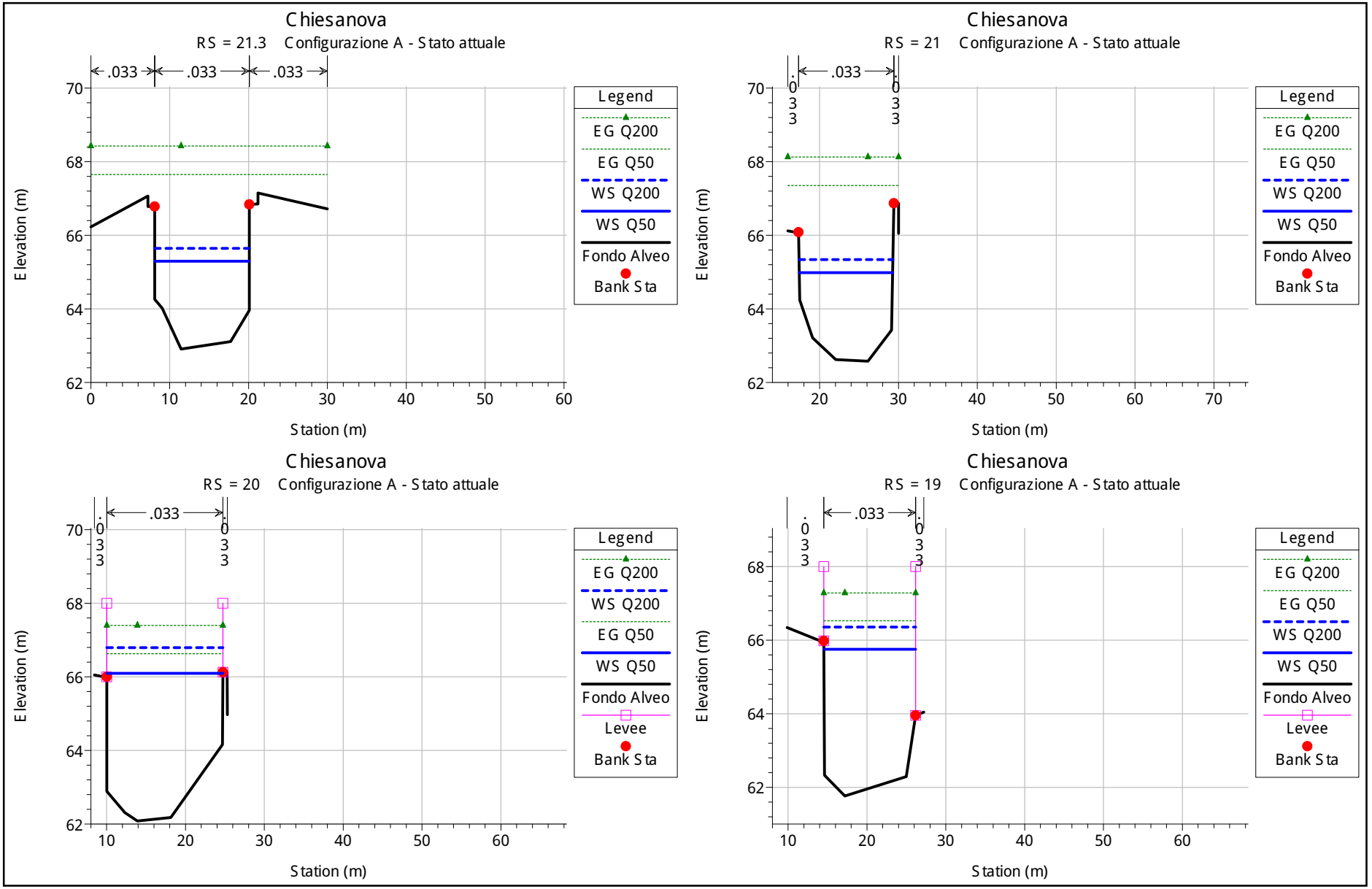
Reach	River Sta	Profile	Cum Ch Len	Q Total	Min Ch El	LOB Elev	ROB Elev	W.S. Elev	Hydr Depth	Max Chl Dpth	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m)	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Chiesanova	26	Q200	563.35	208.00	66.24	73.63	72.81	70.44	1.23	4.20	71.08	3.53	58.88	47.70	1.02
Chiesanova	25	Q200	493.45	208.00	65.24	68.00	70.05	69.78	2.78	4.54	70.05	2.29	90.80	32.62	0.44
Chiesanova	24	Q200	422.95	208.00	63.57	66.29	68.10	67.74	3.76	4.17	69.62	6.07	34.27	9.11	1.00
Chiesanova	23	Q200	401.25	208.00	63.47	67.03	67.49	67.21	3.27	3.74	69.26	6.34	32.78	10.04	1.12
Chiesanova	22	Q200	381.25	208.00	63.06	66.40	67.13	66.43	2.69	3.37	68.86	6.91	30.09	11.20	1.35
Chiesanova	21.6	Q200	375.75	208.00	62.91	66.78	66.84	65.51	2.21	2.60	68.65	7.85	26.49	11.98	1.69
Chiesanova	21.4		Bridge												
Chiesanova	21.3	Q200	374.76	208.00	62.91	66.78	66.84	65.64	2.35	2.73	68.43	7.39	28.14	11.98	1.54
Chiesanova	21	Q200	363.36	208.00	62.58	66.08	66.87	65.34	2.36	2.76	68.12	7.39	28.13	11.91	1.54
Chiesanova	20	Q200	343.36	208.00	62.08	66.00	66.13	66.79	4.11	4.71	67.39	3.44	60.49	14.72	0.54
Chiesanova	19	Q200	323.36	208.00	61.76	65.98	63.95	66.35	4.20	4.59	67.28	4.26	48.86	11.63	0.66
Chiesanova	18	Q200	302.56	208.00	60.95	67.84	63.49	65.41	3.25	4.46	67.04	5.66	36.75	11.31	1.00
Chiesanova	17	Q200	282.56	208.00	60.43	63.54	64.20	63.30	1.94	2.87	66.51	7.93	26.22	13.55	1.82
Chiesanova	16	Q200	261.06	208.00	60.24	63.34	63.67	62.94	2.06	2.70	65.72	7.38	28.19	13.69	1.64
Chiesanova	15	Q200	241.06	208.00	59.74	62.84	63.14	62.58	1.92	2.84	65.10	7.03	29.59	15.43	1.62
Chiesanova	14	Q200	221.06	208.00	59.38	62.49	63.62	63.98	3.31	4.60	64.69	3.75	55.49	16.79	0.66
Chiesanova	13	Q200	201.06	208.00	58.84	62.33	63.57	63.83	3.38	4.99	64.60	3.88	53.56	15.83	0.67
Chiesanova	12	Q200	181.06	208.00	58.74	62.24	63.45	63.65	3.47	4.91	64.50	4.08	50.98	14.68	0.70
Chiesanova	11	Q200	161.06	208.00	58.39	62.19	63.56	62.95	3.47	4.56	64.31	5.17	40.23	11.61	0.89
Chiesanova	10	Q200	140.06	208.00	58.32	61.80	61.16	63.17	4.42	4.85	64.02	4.07	51.10	11.57	0.62
Chiesanova	9.9	Q200	140.05	208.00	58.31	62.72	62.72	63.19		4.88	64.01	4.02	51.71		0.58
Chiesanova	9	Q200	120.05	208.00	58.29	62.03	62.10	62.71		4.42	63.81	4.66	44.61		0.71
Chiesanova	8	Q200	100.05	208.00	58.06	61.78	61.80	62.44		4.38	63.59	4.74	43.87		0.72
Chiesanova	7	Q200	80.05	208.00	57.79	61.93	61.79	62.35		4.56	63.34	4.40	47.22		0.66
Chiesanova	6.2	Q200	62.29	208.00	57.63	61.89	61.71	62.28		4.65	63.17	4.17	49.86		0.62
Chiesanova	6.1	Q200	62.28	208.00	57.63	60.88	60.71	61.51		3.88	63.10	5.57	37.32		0.90
Chiesanova	6	Q200	56.73	208.00	57.50	60.88	60.71	61.46		3.96	62.97	5.44	38.21		0.87
Chiesanova	5.9	Q200	55.98	208.00	57.80	60.88	60.71	60.77	4.21	2.97	62.90	6.47	32.17	7.64	1.20
Chiesanova	5.8	Q200	54.39	208.00	57.55	61.52	61.52	60.06	2.22	2.51	62.80	7.34	28.35	12.78	1.57
Chiesanova	5.1	Q200	40.51	208.00	57.14	61.45	61.41	59.54	2.14	2.40	62.47	7.58	27.44	12.85	1.66
Chiesanova	5	Q200	40.01	208.00	56.64	61.45	61.41	58.84	1.94	2.20	62.40	8.35	24.90	12.84	1.92
Chiesanova	4	Q200	20.01	208.00	56.73	61.33	61.31	59.19	2.35	2.46	61.59	6.86	30.32	12.90	1.43
Chiesanova	3.9	Q200	6.81	208.00	56.73	61.28	61.26	59.83	2.98	3.10	61.31	5.40	38.49	12.90	1.00
Chiesanova	3.8	Q200	6.80	208.00	56.23	59.40	62.15	58.57	2.24	2.34	61.20	7.19	28.93	12.90	1.53
Chiesanova	3	Q200		208.00	55.95	59.37	58.95	58.64	2.19	2.69	60.93	6.71	31.00	14.14	1.45



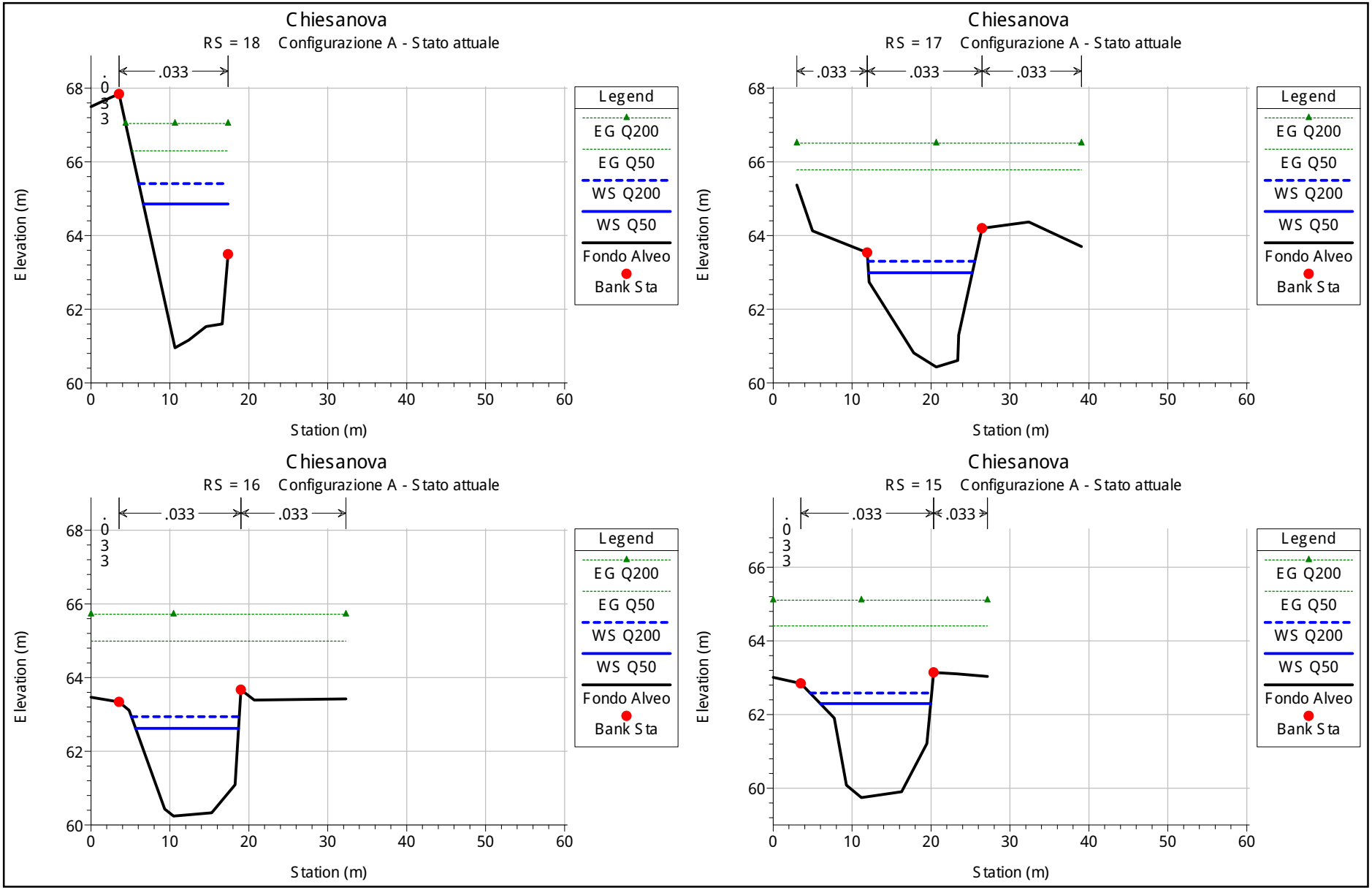
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



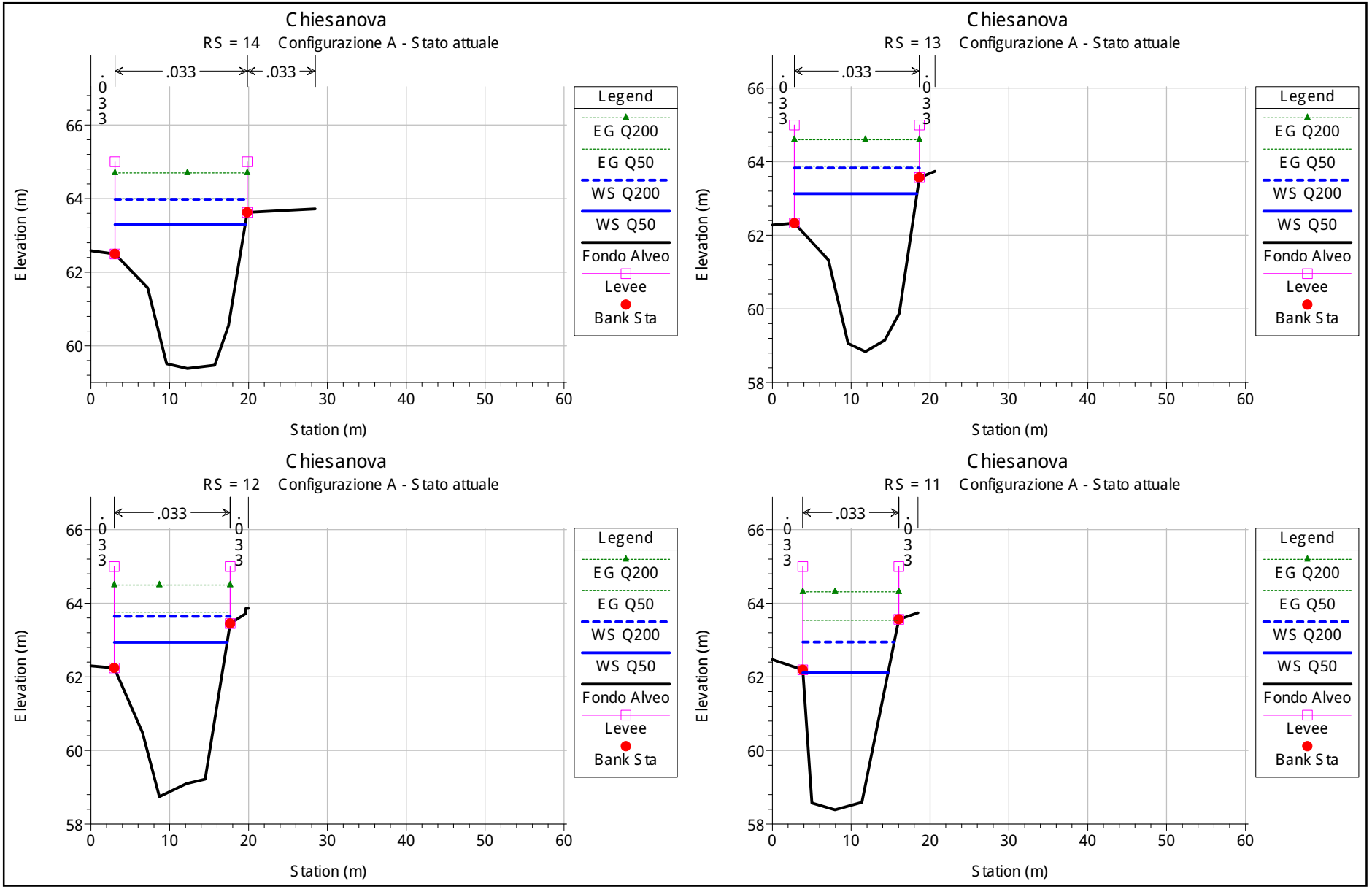
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



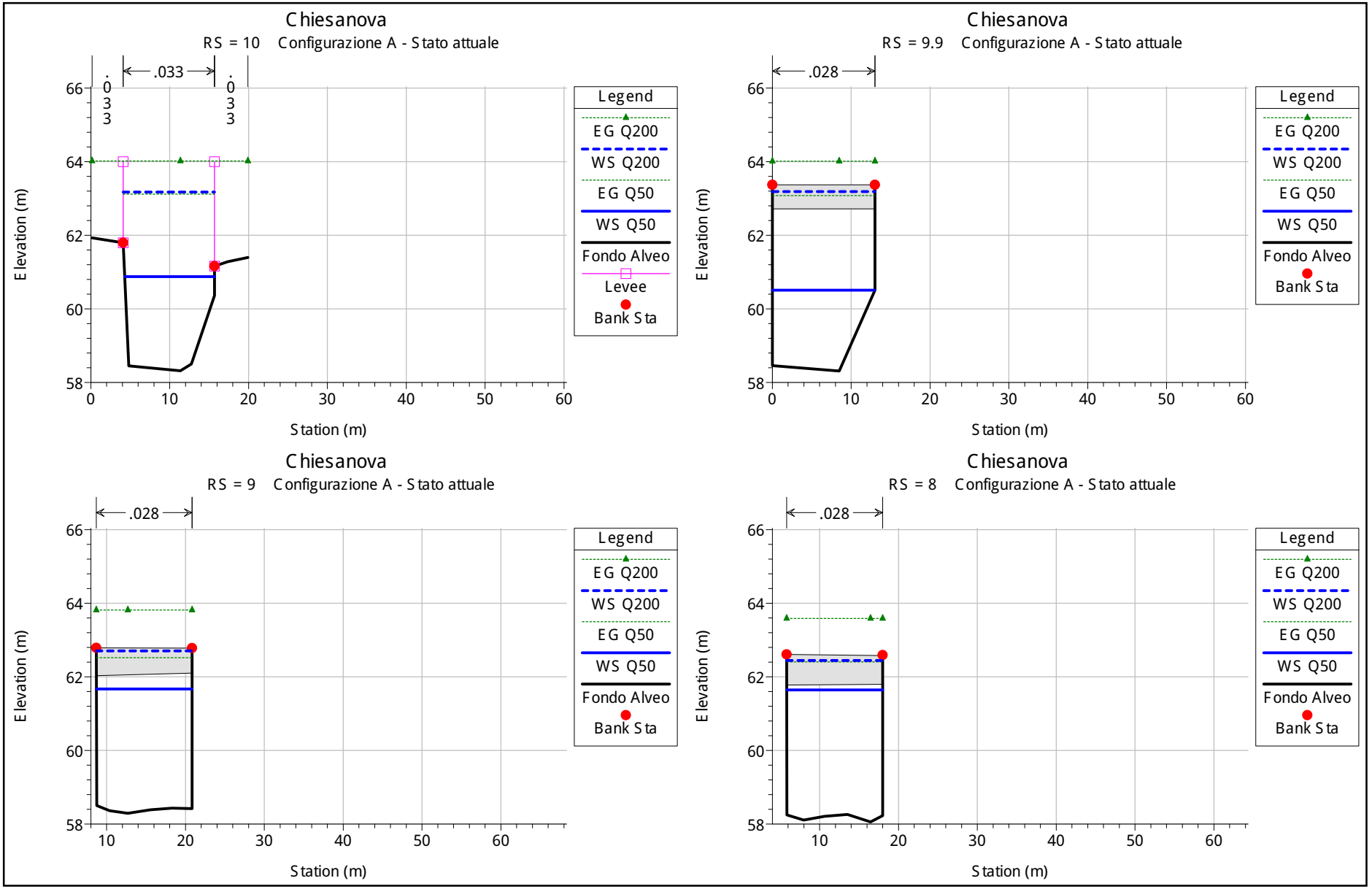
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



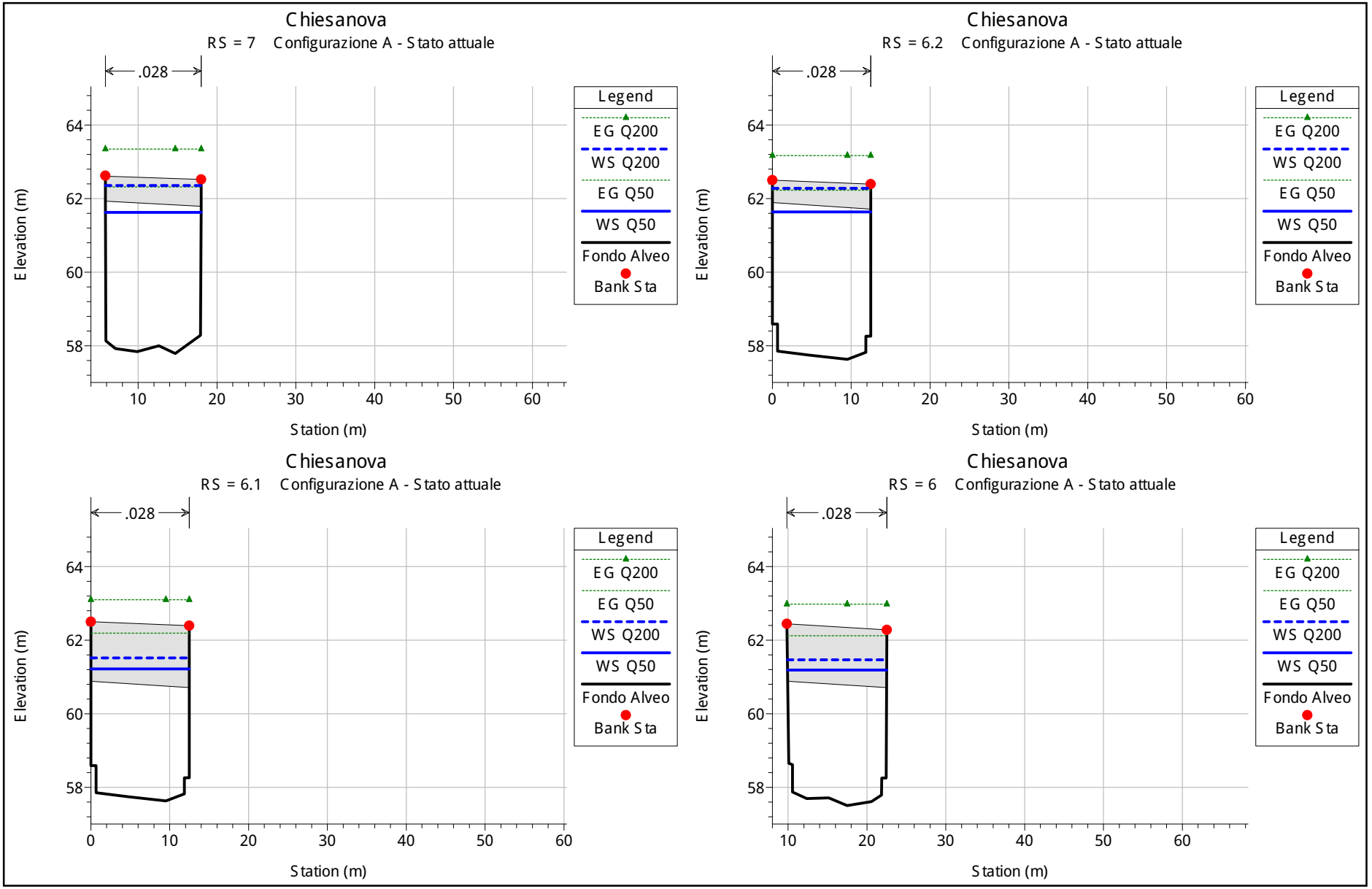
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



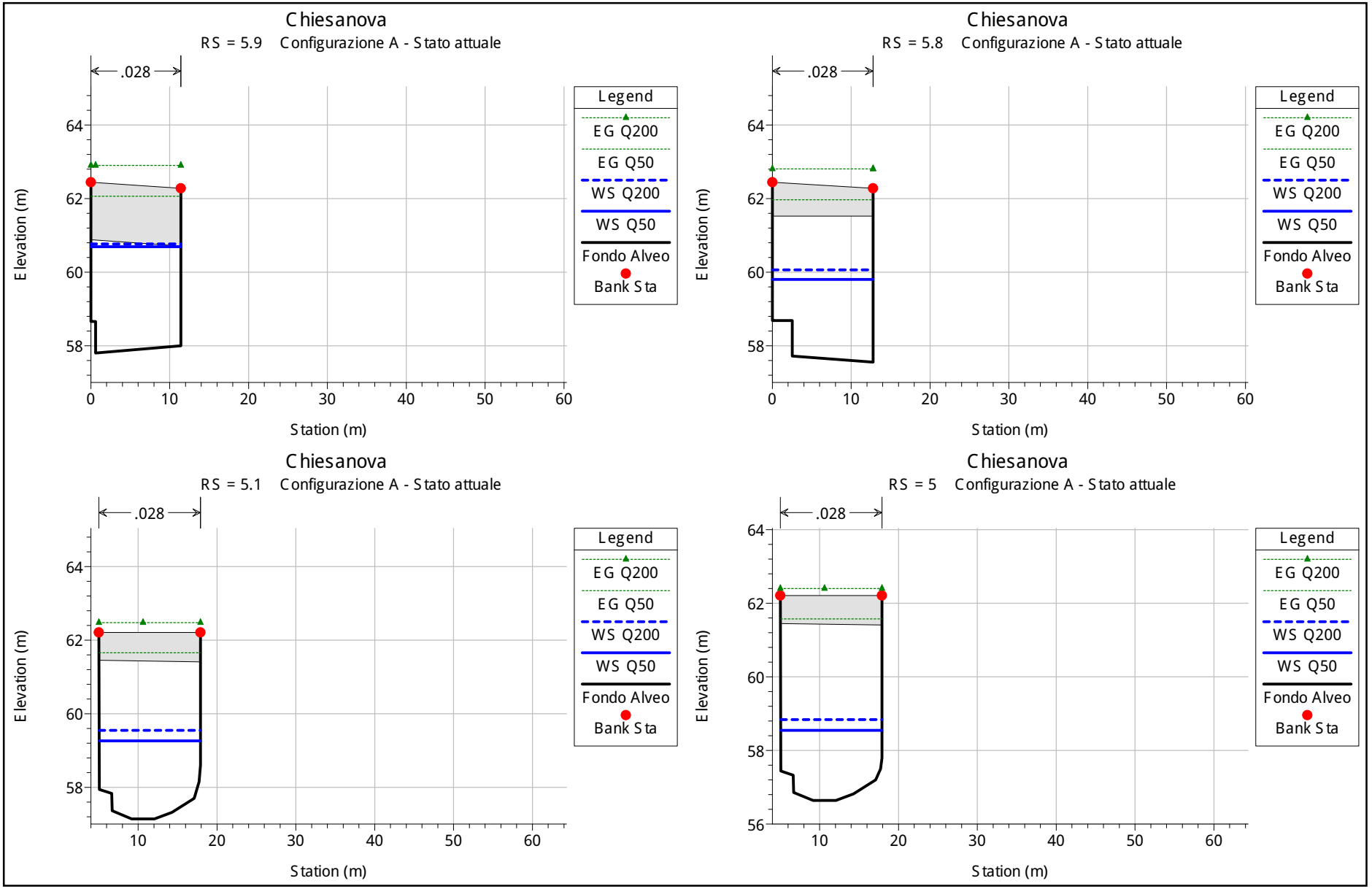
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



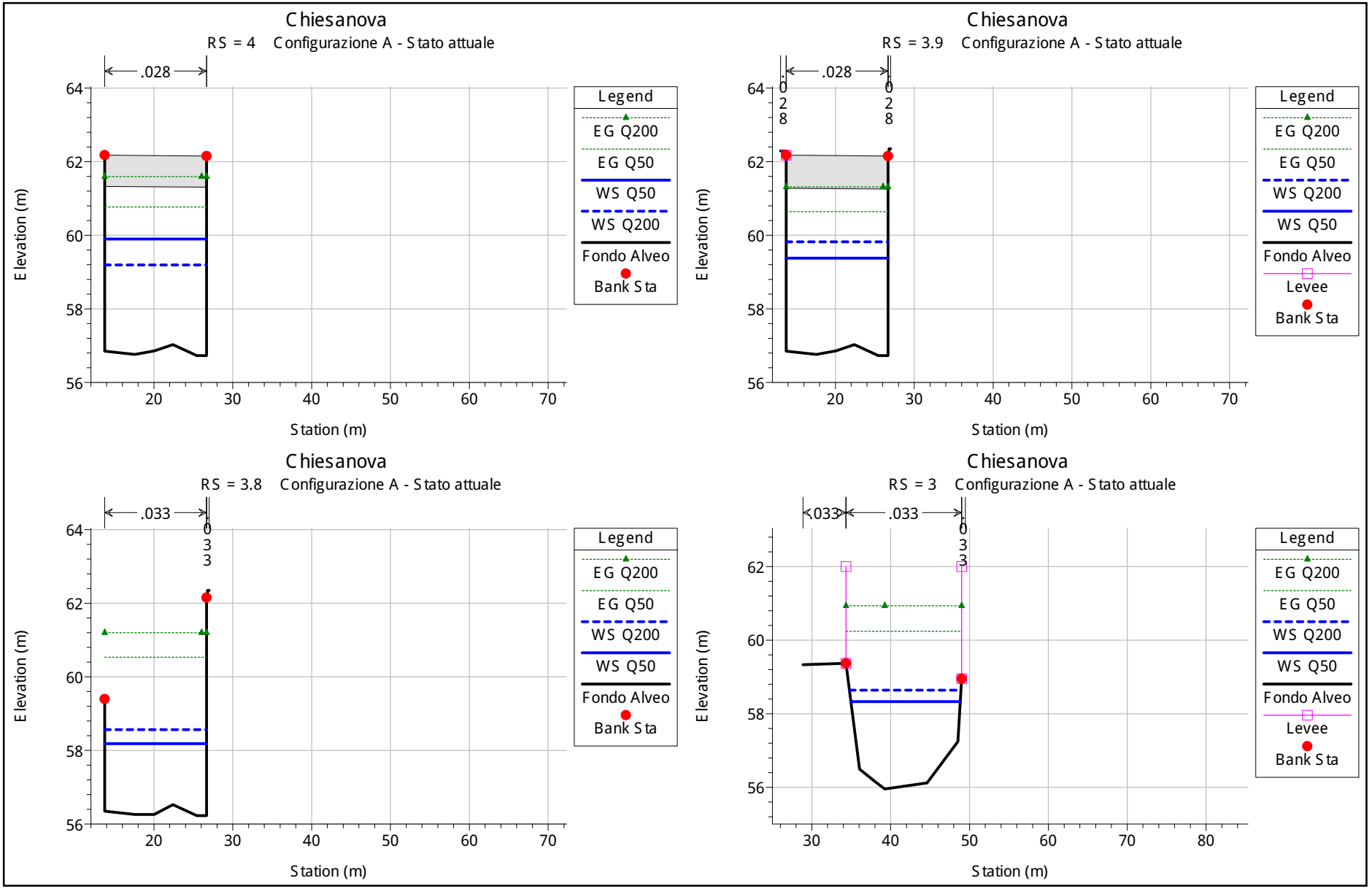
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m

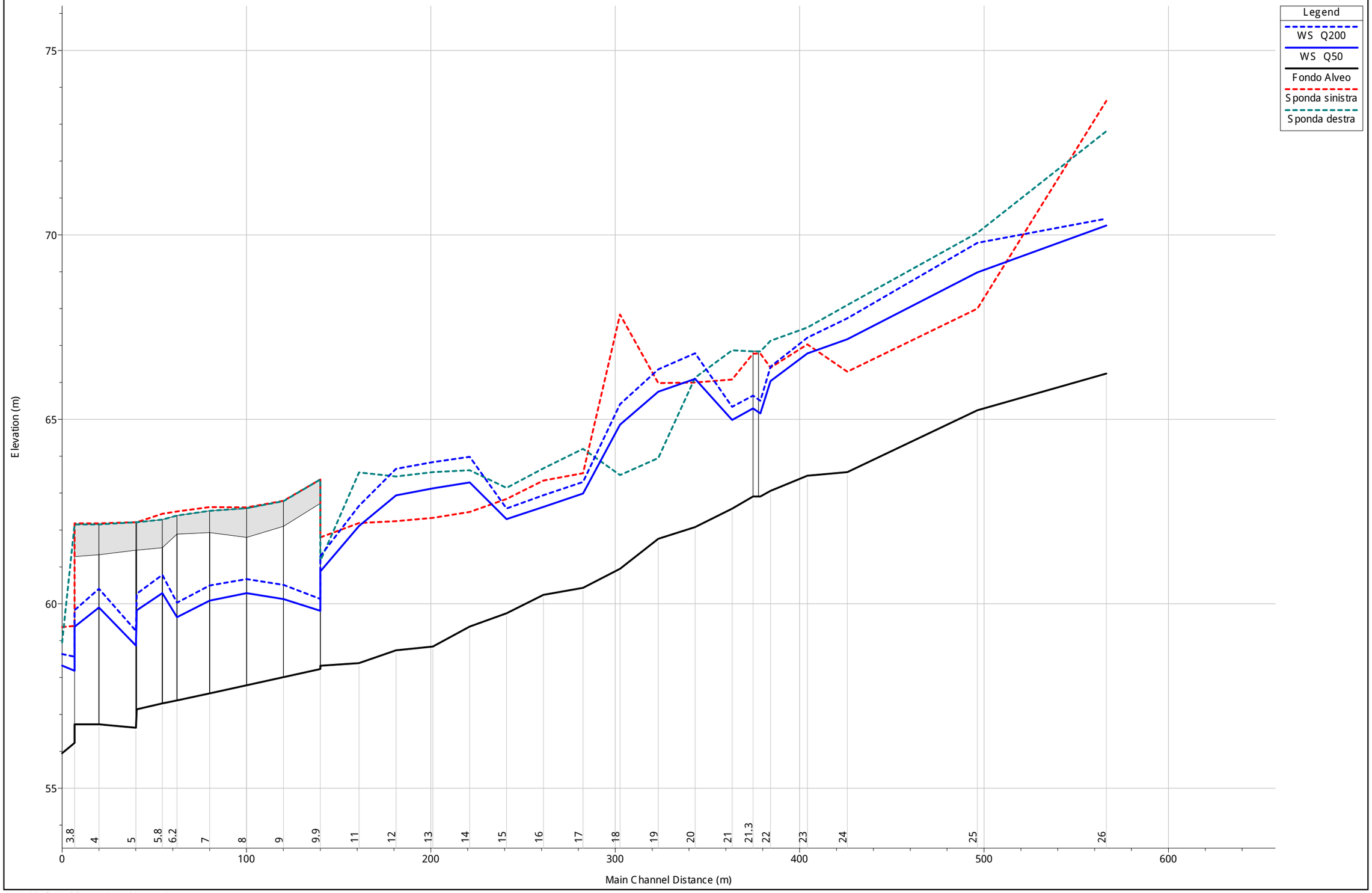


1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m

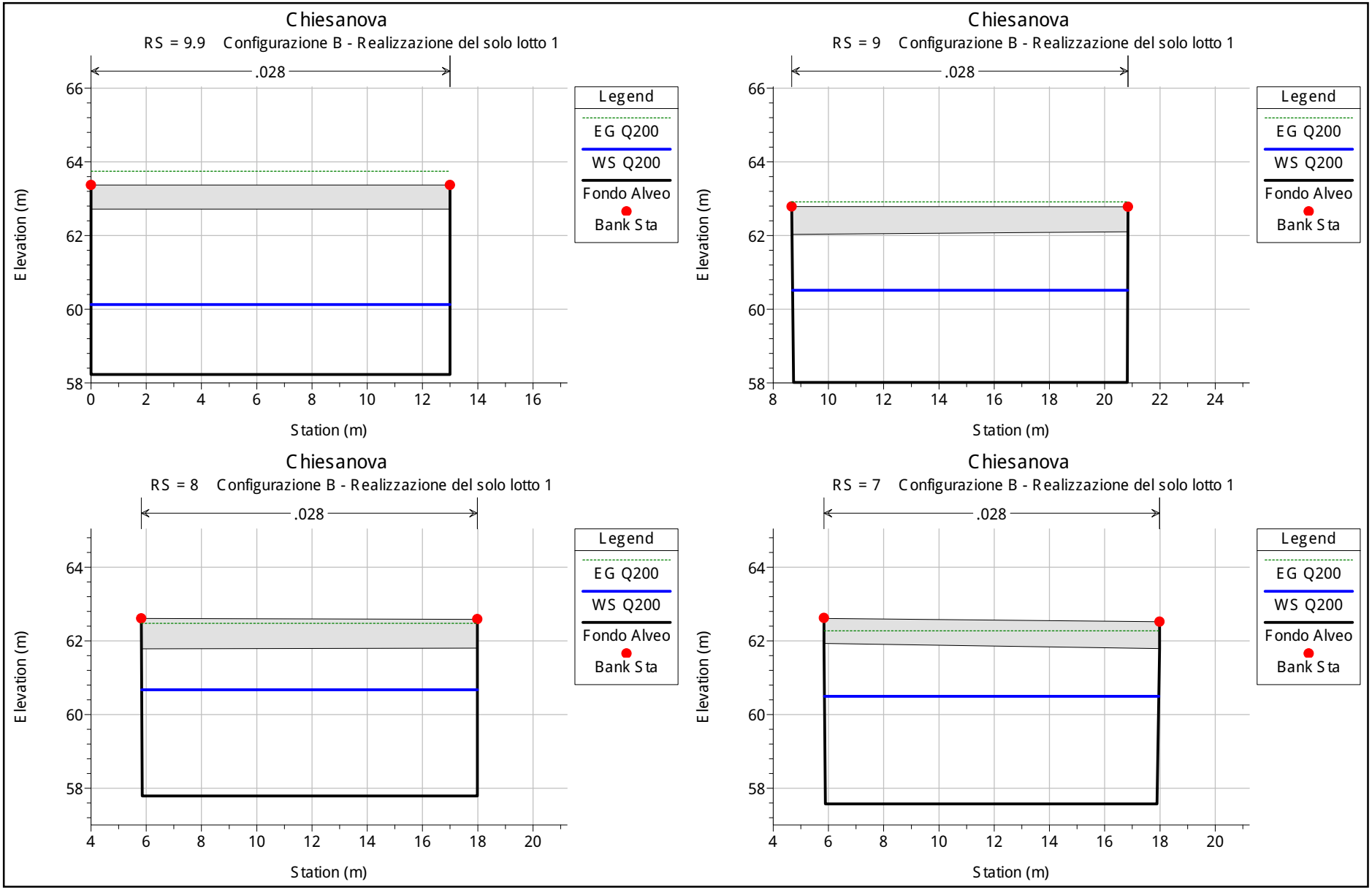
Chiesanova Configurazione B - Realizzazione del solo lotto 1



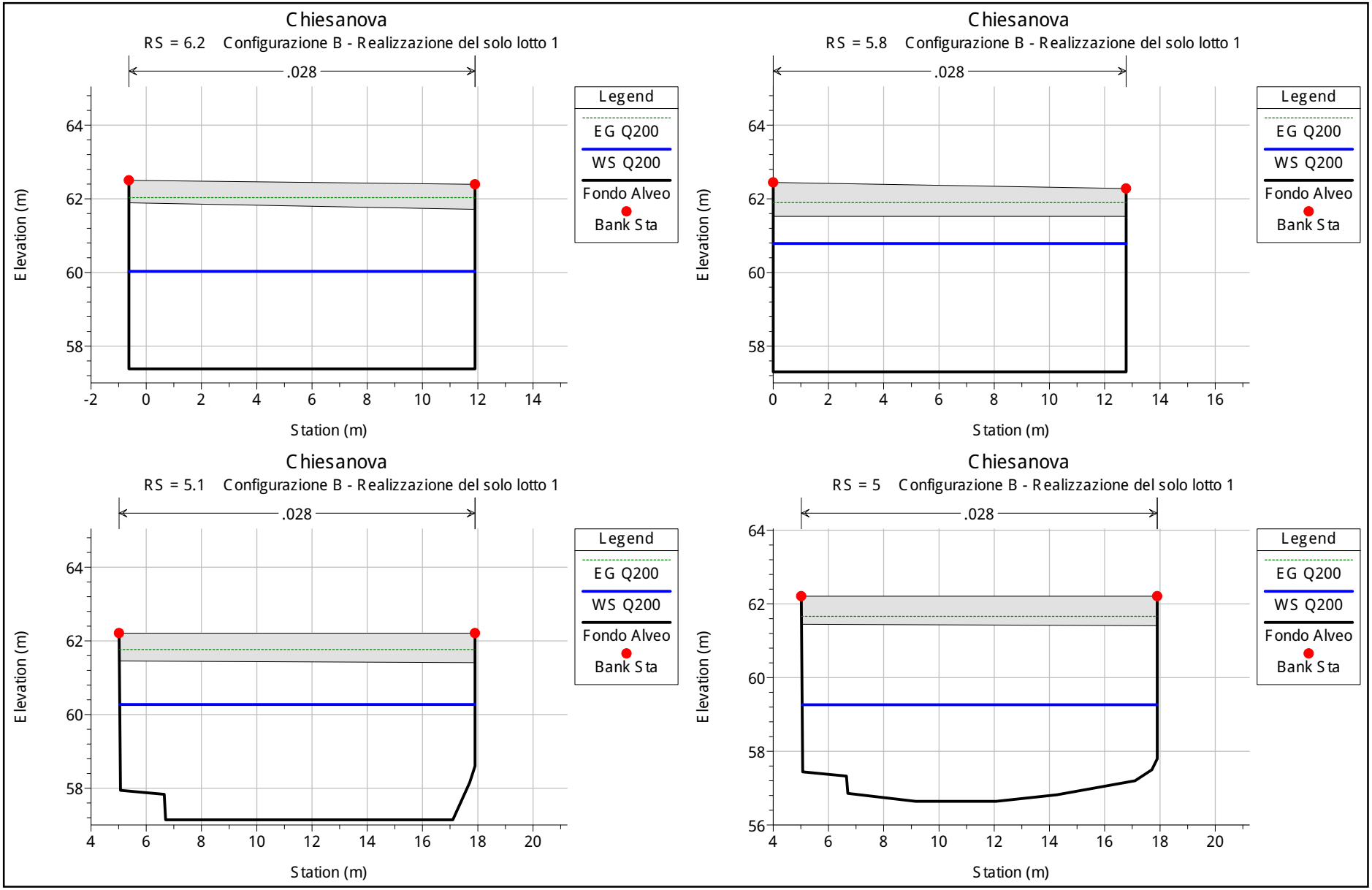
1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 1 m

HEC-RAS Plan: LOTTO 1 River: Garibaldo Reach: Chiesanova Profile: Q200

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)	
Chiesanova	26	Q200	563.35	208.00	66.24	73.63	72.81	70.44	1.23	4.20	71.08	3.53	58.88	47.70	1.02
Chiesanova	25	Q200	493.45	208.00	65.24	68.00	70.05	69.78	2.78	4.54	70.05	2.29	90.80	32.62	0.44
Chiesanova	24	Q200	422.95	208.00	63.57	66.29	68.10	67.74	3.76	4.17	69.62	6.07	34.27	9.11	1.00
Chiesanova	23	Q200	401.25	208.00	63.47	67.03	67.49	67.21	3.27	3.74	69.26	6.34	32.78	10.04	1.12
Chiesanova	22	Q200	381.25	208.00	63.06	66.40	67.13	66.43	2.69	3.37	68.86	6.91	30.09	11.20	1.35
Chiesanova	21.6	Q200	375.75	208.00	62.91	66.78	66.84	65.51	2.21	2.60	68.65	7.85	26.49	11.98	1.69
Chiesanova	21.4		Bridge												
Chiesanova	21.3	Q200	374.76	208.00	62.91	66.78	66.84	65.64	2.35	2.73	68.43	7.39	28.14	11.98	1.54
Chiesanova	21	Q200	363.36	208.00	62.58	66.08	66.87	65.34	2.36	2.76	68.12	7.39	28.13	11.91	1.54
Chiesanova	20	Q200	343.36	208.00	62.08	66.00	66.13	66.79	4.11	4.71	67.39	3.44	60.49	14.72	0.54
Chiesanova	19	Q200	323.36	208.00	61.76	65.98	63.95	66.35	4.20	4.59	67.28	4.26	48.86	11.63	0.66
Chiesanova	18	Q200	302.56	208.00	60.95	67.84	63.49	65.41	3.25	4.46	67.04	5.66	36.75	11.31	1.00
Chiesanova	17	Q200	282.56	208.00	60.43	63.54	64.20	63.30	1.94	2.87	66.51	7.93	26.22	13.55	1.82
Chiesanova	16	Q200	261.06	208.00	60.24	63.34	63.67	62.94	2.06	2.70	65.72	7.38	28.19	13.69	1.64
Chiesanova	15	Q200	241.06	208.00	59.74	62.84	63.14	62.58	1.92	2.84	65.10	7.03	29.59	15.43	1.62
Chiesanova	14	Q200	221.06	208.00	59.38	62.49	63.62	63.99	3.31	4.61	64.70	3.74	55.62	16.79	0.66
Chiesanova	13	Q200	201.06	208.00	58.84	62.33	63.57	63.84	3.39	5.00	64.60	3.87	53.71	15.83	0.67
Chiesanova	12	Q200	181.06	208.00	58.74	62.24	63.45	63.66	3.48	4.92	64.50	4.07	51.16	14.68	0.70
Chiesanova	11	Q200	161.06	208.00	58.39	62.19	63.56	62.65	3.25	4.26	64.28	5.64	36.86	11.33	1.00
Chiesanova	10	Q200	140.06	208.00	58.32	61.80	61.16	61.29	2.56	2.97	63.85	7.08	29.36	11.46	1.41
Chiesanova	9.9	Q200	140.05	208.00	58.23	62.72	62.72	60.13	1.90	1.90	63.75	8.42	24.70	13.00	1.95
Chiesanova	9	Q200	120.05	208.00	58.01	62.03	62.10	60.51	2.50	2.50	62.92	6.86	30.30	12.13	1.39
Chiesanova	8	Q200	100.05	208.00	57.79	61.78	61.80	60.67	2.88	2.88	62.47	5.95	34.98	12.16	1.12
Chiesanova	7	Q200	80.05	208.00	57.57	61.93	61.79	60.49	2.91	2.92	62.27	5.90	35.24	12.10	1.10
Chiesanova	6.2	Q200	62.29	208.00	57.38	61.89	61.71	60.03	2.65	2.65	62.03	6.27	33.17	12.53	1.23
Chiesanova	5.8	Q200	54.39	208.00	57.30	61.52	61.52	60.78	3.48	3.48	61.90	4.67	44.53	12.78	0.80
Chiesanova	5.1	Q200	40.51	208.00	57.14	61.45	61.41	60.27	2.99	3.13	61.76	5.41	38.45	12.86	1.00
Chiesanova	5	Q200	40.01	208.00	56.64	61.45	61.41	59.26	2.36	2.62	61.66	6.86	30.31	12.85	1.43
Chiesanova	4	Q200	20.01	208.00	56.73	61.33	61.31	60.41	3.56	3.68	61.45	4.53	45.96	12.90	0.77
Chiesanova	3.9	Q200	6.81	208.00	56.73	61.28	61.26	59.83	2.98	3.10	61.31	5.40	38.49	12.90	1.00
Chiesanova	3.8	Q200	6.80	208.00	56.23	59.40	62.15	58.57	2.24	2.34	61.20	7.19	28.93	12.90	1.53
Chiesanova	3	Q200		208.00	55.95	59.37	58.95	58.64	2.19	2.69	60.93	6.71	31.00	14.14	1.45

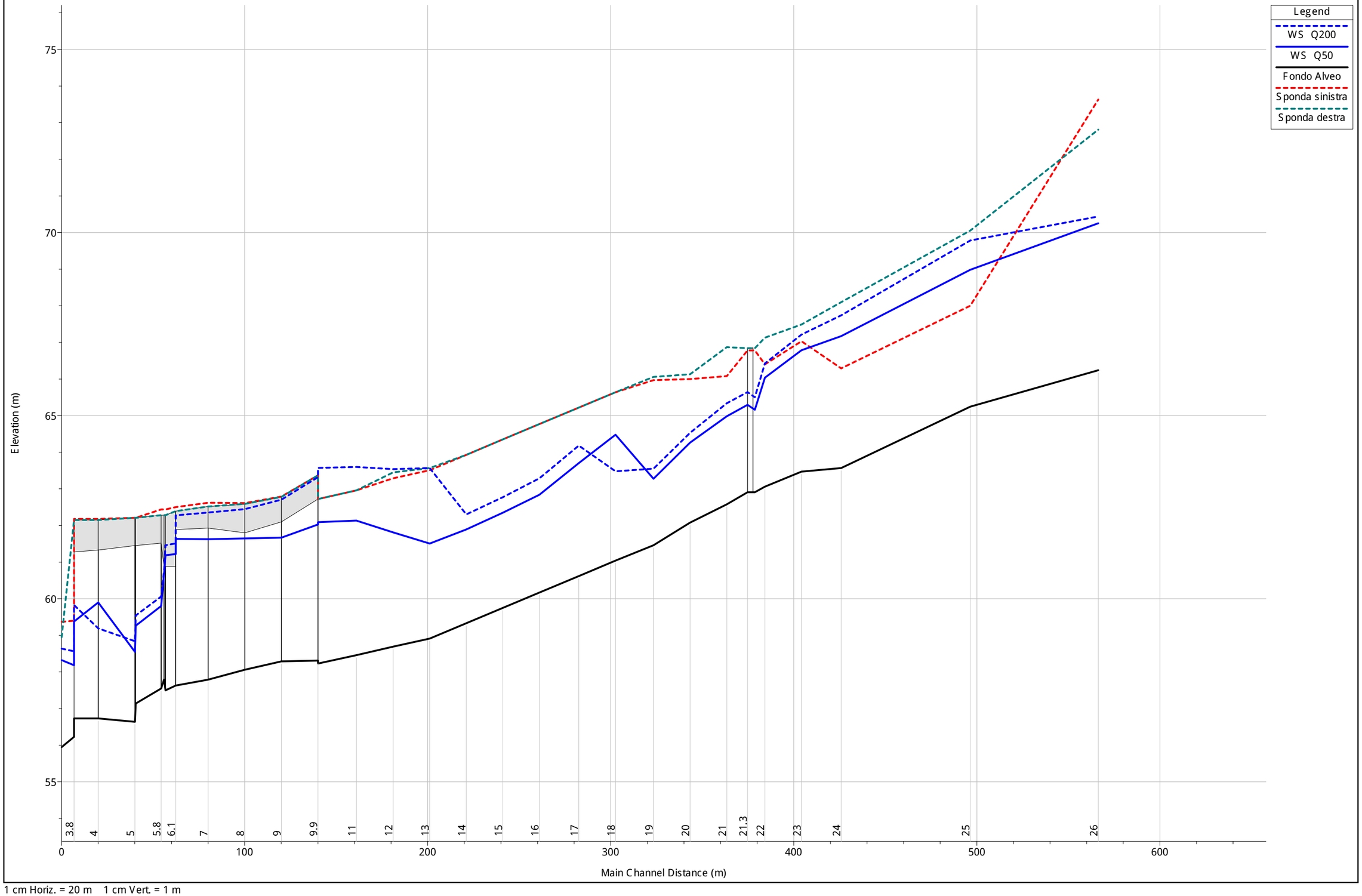


1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m



1 cm Horiz. = 2 m 1 cm Vert. = 1.5 m

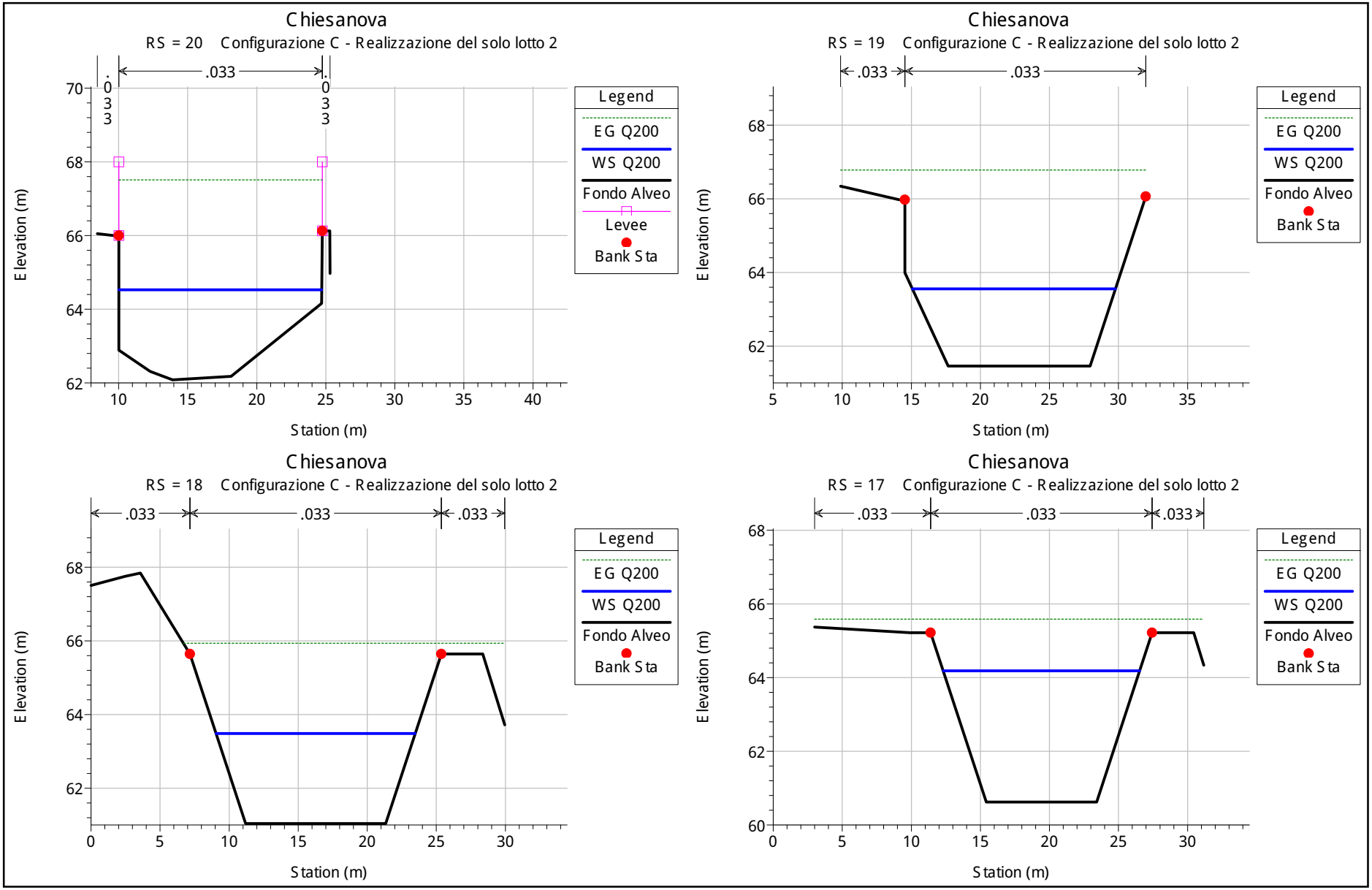
Chiesanova Configurazione C - Realizzazione del solo lotto 2



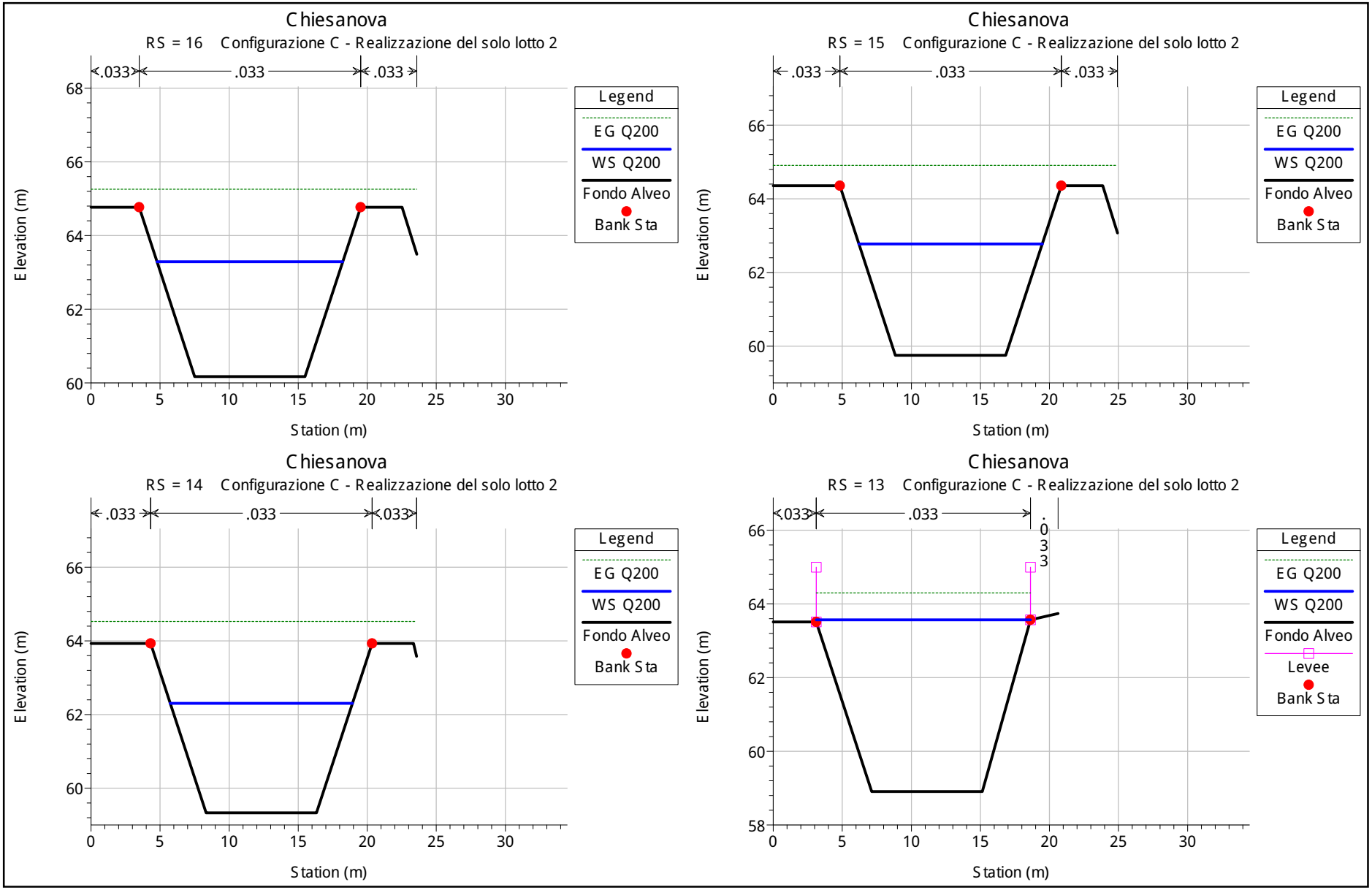
1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 1 m

HEC-RAS Plan: LOTTO 2 River: Garibaldo Reach: Chiesanova Profile: Q200

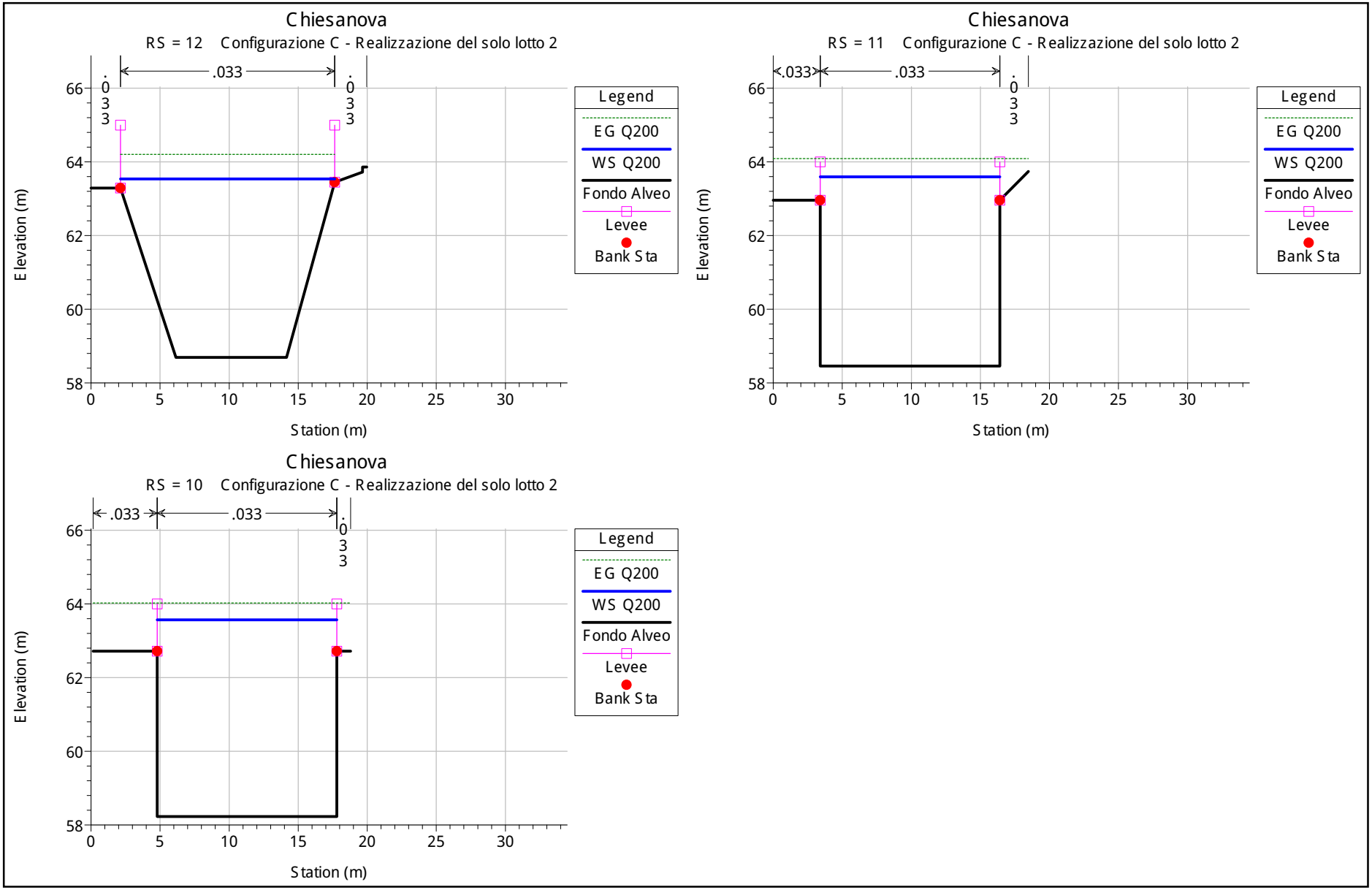
Reach	River Sta	Profile	Cum Ch Len	Q Total	Min Ch El	LOB Elev	ROB Elev	W.S. Elev	Hydr Depth	Max Chl Dpth	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m)	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Chiesanova	26	Q200	563.35	208.00	66.24	73.63	72.81	70.44	1.23	4.20	71.08	3.53	58.88	47.70	1.02
Chiesanova	25	Q200	493.45	208.00	65.24	68.00	70.05	69.78	2.78	4.54	70.05	2.29	90.80	32.62	0.44
Chiesanova	24	Q200	422.95	208.00	63.57	66.29	68.10	67.74	3.76	4.17	69.62	6.07	34.27	9.11	1.00
Chiesanova	23	Q200	401.25	208.00	63.47	67.03	67.49	67.21	3.27	3.74	69.26	6.34	32.78	10.04	1.12
Chiesanova	22	Q200	381.25	208.00	63.06	66.40	67.13	66.43	2.69	3.37	68.86	6.91	30.09	11.20	1.35
Chiesanova	21.6	Q200	375.75	208.00	62.91	66.78	66.84	65.51	2.21	2.60	68.65	7.85	26.49	11.98	1.69
Chiesanova	21.4		Bridge												
Chiesanova	21.3	Q200	374.76	208.00	62.91	66.78	66.84	65.64	2.35	2.73	68.43	7.39	28.14	11.98	1.54
Chiesanova	21	Q200	363.36	208.00	62.58	66.08	66.87	65.34	2.36	2.76	68.12	7.39	28.13	11.91	1.54
Chiesanova	20	Q200	343.36	208.00	62.08	66.00	66.13	64.53	1.85	2.45	67.51	7.65	27.19	14.68	1.79
Chiesanova	19	Q200	323.36	208.00	61.46	65.97	66.06	63.55	1.78	2.09	66.78	7.95	26.16	14.71	1.90
Chiesanova	18	Q200	302.56	208.00	61.04	65.64	65.64	63.48	2.08	2.44	65.94	6.94	29.98	14.42	1.54
Chiesanova	17	Q200	282.56	208.00	60.62	65.22	65.22	64.18	2.78	3.56	65.59	5.25	39.60	14.23	1.01
Chiesanova	16	Q200	261.06	208.00	60.17	64.77	64.77	63.29	2.49	3.12	65.26	6.22	33.45	13.45	1.26
Chiesanova	15	Q200	241.06	208.00	59.75	64.35	64.35	62.77	2.42	3.02	64.90	6.47	32.17	13.28	1.33
Chiesanova	14	Q200	221.06	208.00	59.33	63.93	63.93	62.30	2.39	2.97	64.52	6.60	31.51	13.20	1.36
Chiesanova	13	Q200	201.06	208.00	58.91	63.51	63.57	63.57	3.54	4.66	64.30	3.79	54.87	15.52	0.64
Chiesanova	12	Q200	181.06	208.00	58.69	63.29	63.45	63.54	3.72	4.85	64.20	3.61	57.70	15.52	0.60
Chiesanova	11	Q200	161.06	208.00	58.46	62.96	62.96	63.60	5.14	5.14	64.09	3.11	66.78	13.00	0.44
Chiesanova	10	Q200	140.06	208.00	58.23	62.72	62.72	63.57	5.34	5.34	64.03	3.00	69.44	13.00	0.41
Chiesanova	9.9	Q200	140.05	208.00	58.31	62.72	62.72	63.32		5.01	64.01	3.67	56.69		0.52
Chiesanova	9	Q200	120.05	208.00	58.29	62.03	62.10	62.71		4.42	63.81	4.66	44.61		0.71
Chiesanova	8	Q200	100.05	208.00	58.06	61.78	61.80	62.44		4.38	63.59	4.74	43.87		0.72
Chiesanova	7	Q200	80.05	208.00	57.79	61.93	61.79	62.35		4.56	63.34	4.40	47.22		0.66
Chiesanova	6.2	Q200	62.29	208.00	57.63	61.89	61.71	62.28		4.65	63.17	4.17	49.86		0.62
Chiesanova	6.1	Q200	62.28	208.00	57.63	60.88	60.71	61.51		3.88	63.10	5.57	37.32		0.90
Chiesanova	6	Q200	56.73	208.00	57.50	60.88	60.71	61.46		3.96	62.97	5.44	38.21		0.87
Chiesanova	5.9	Q200	55.98	208.00	57.80	60.88	60.71	60.77	4.21	2.97	62.90	6.47	32.17	7.64	1.20
Chiesanova	5.8	Q200	54.39	208.00	57.55	61.52	61.52	60.06	2.22	2.51	62.80	7.34	28.35	12.78	1.57
Chiesanova	5.1	Q200	40.51	208.00	57.14	61.45	61.41	59.54	2.14	2.40	62.47	7.58	27.44	12.85	1.66
Chiesanova	5	Q200	40.01	208.00	56.64	61.45	61.41	58.84	1.94	2.20	62.40	8.35	24.90	12.84	1.92
Chiesanova	4	Q200	20.01	208.00	56.73	61.33	61.31	59.19	2.35	2.46	61.59	6.86	30.32	12.90	1.43
Chiesanova	3.9	Q200	6.81	208.00	56.73	61.28	61.26	59.83	2.98	3.10	61.31	5.40	38.49	12.90	1.00
Chiesanova	3.8	Q200	6.80	208.00	56.23	59.40	62.15	58.57	2.24	2.34	61.20	7.19	28.93	12.90	1.53
Chiesanova	3	Q200		208.00	55.95	59.37	58.95	58.64	2.19	2.69	60.93	6.71	31.00	14.14	1.45



1 cm Horiz. = 4 m 1 cm Vert. = 1.5 m

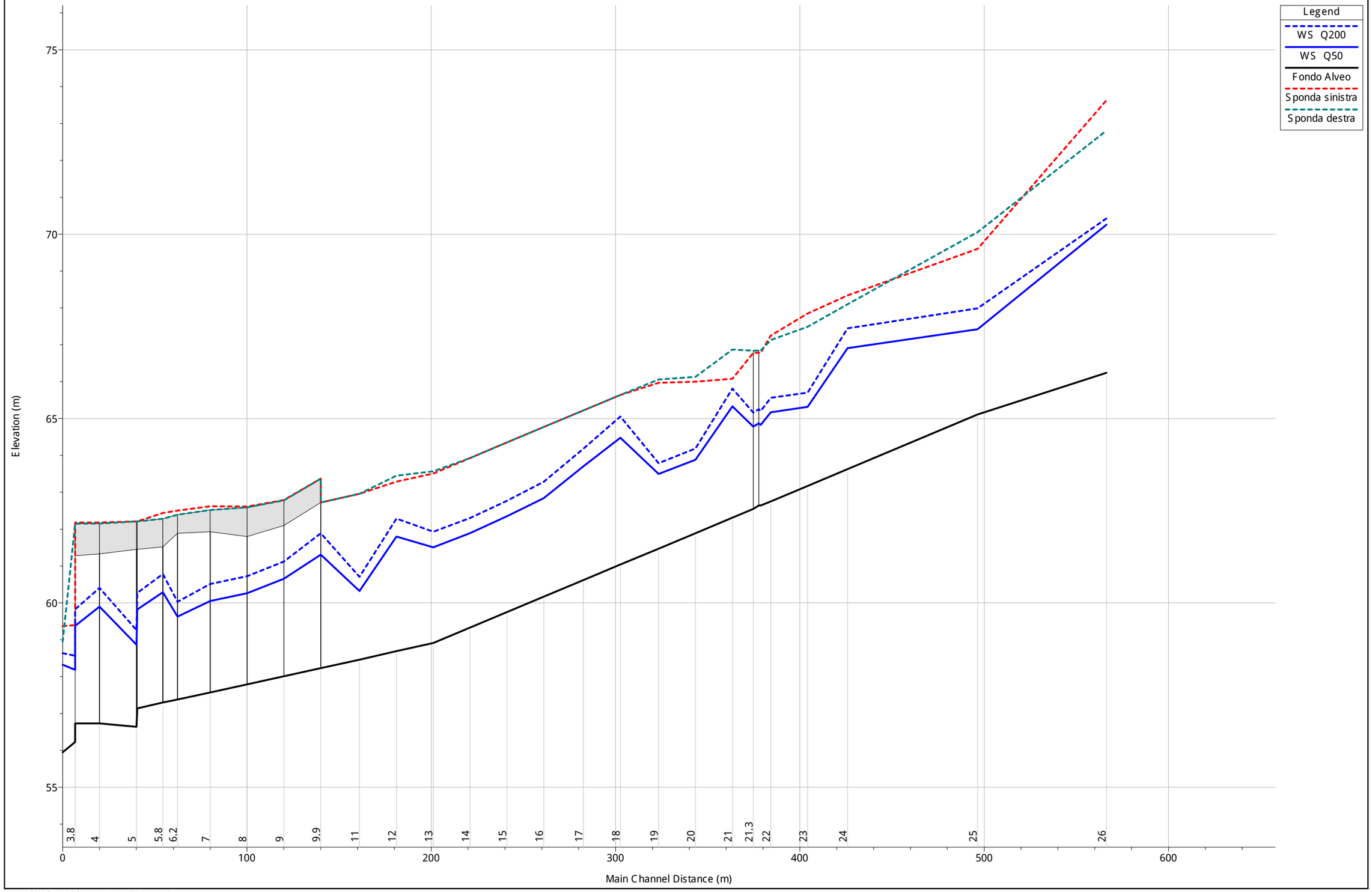


1 cm Horiz. = 4 m 1 cm Vert. = 1.5 m



1 cm Horiz. = 4 m 1 cm Vert. = 1.5 m

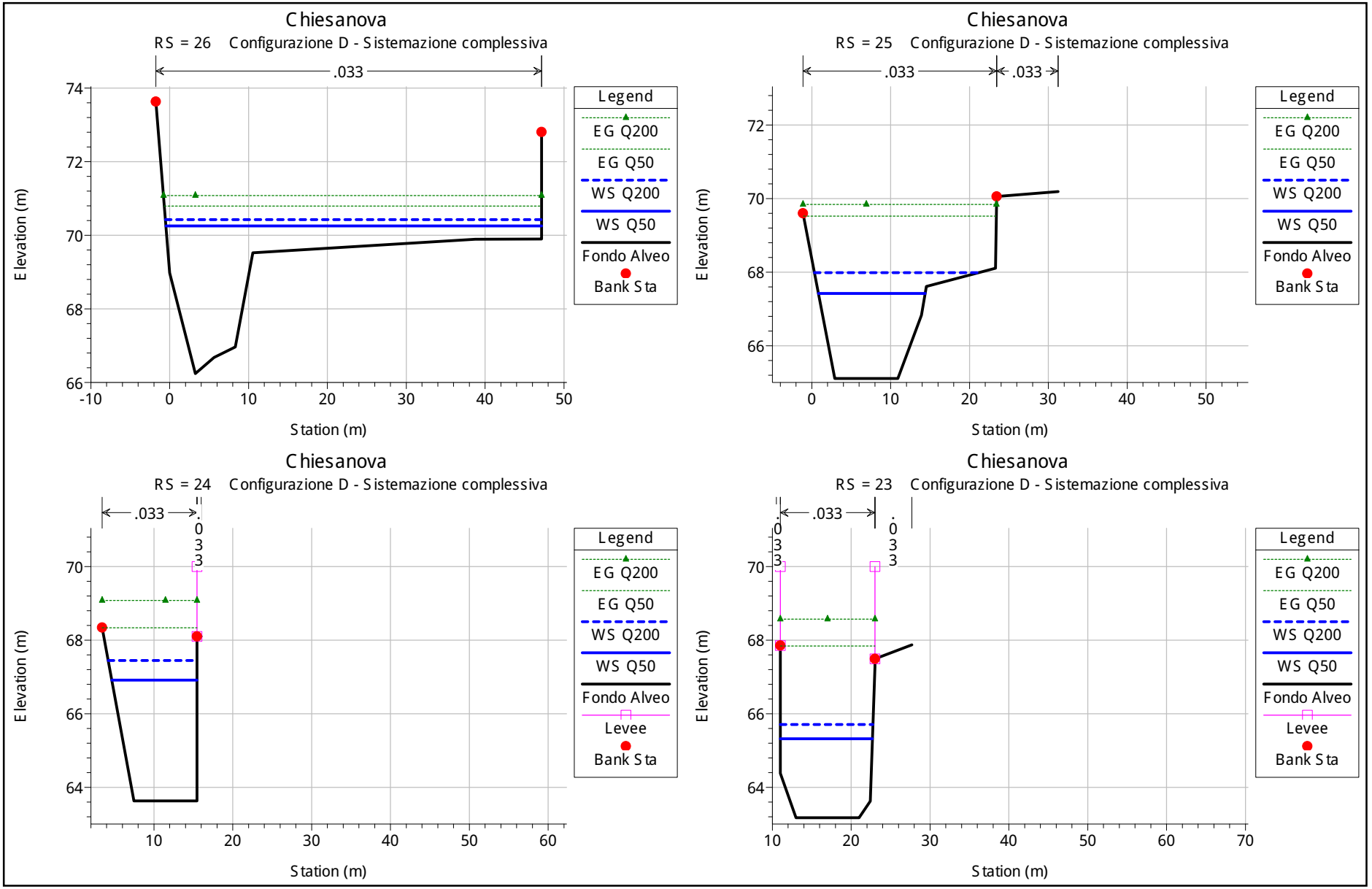
Chiesanova Configurazione D - Sistemazione complessiva



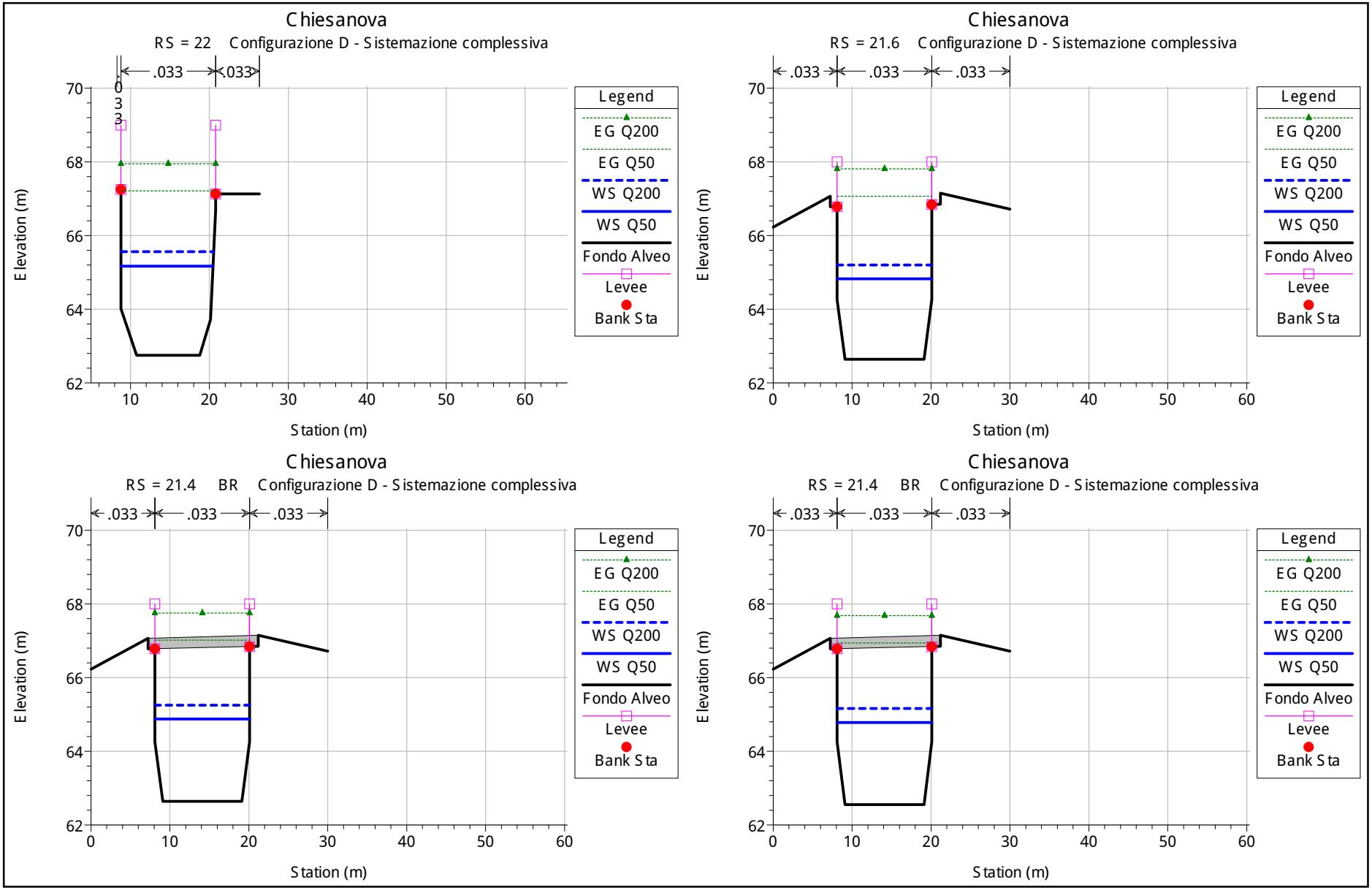
1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 1 m

HEC-RAS Plan: sist-compl-new River: Garibaldo Reach: Chiesanova Profile: Q200

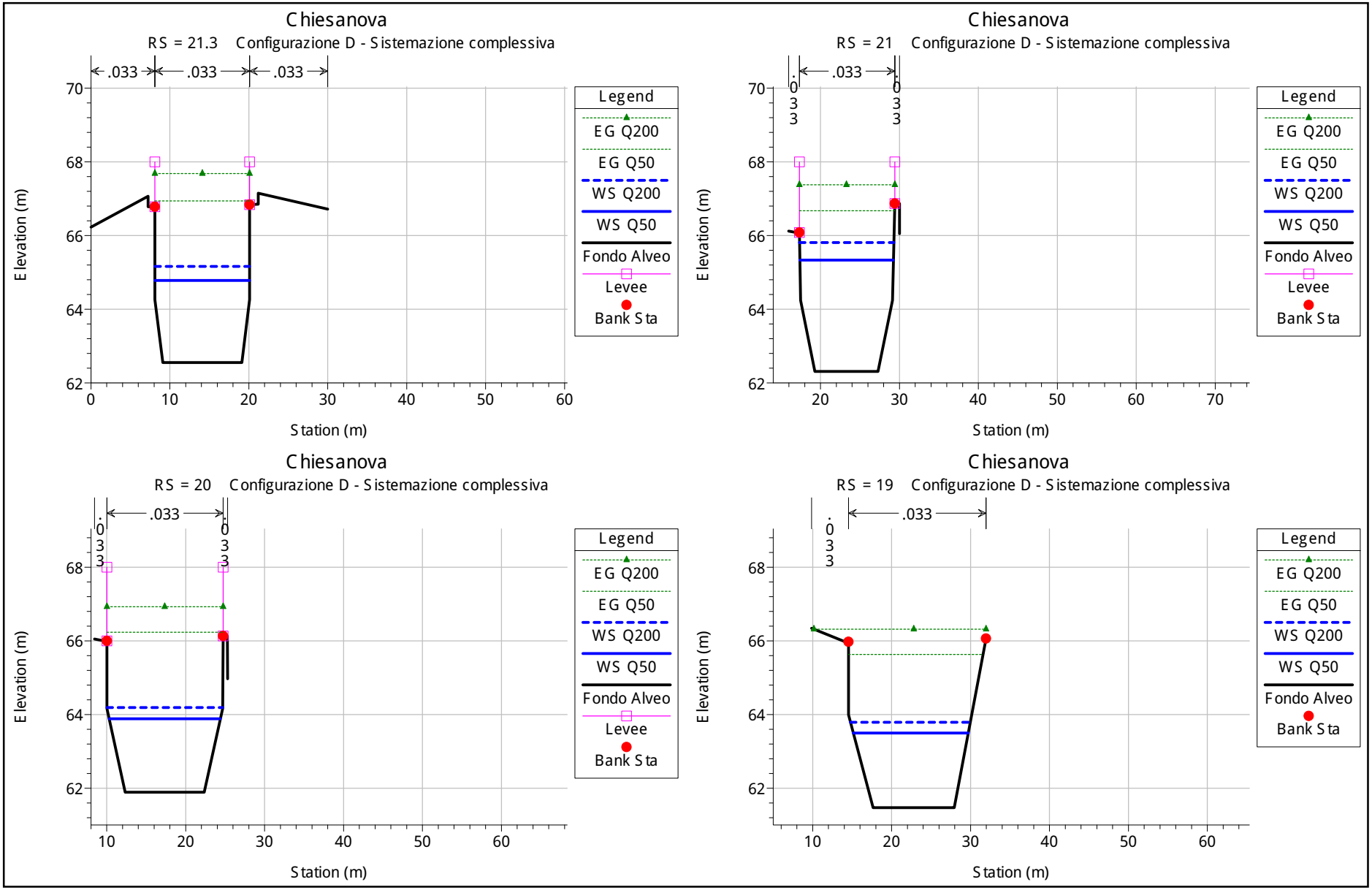
Reach	River Sta	Profile	Cum Ch Len	Q Total	Min Ch El	LOB Elev	ROB Elev	W.S. Elev	Hydr Depth	Max Chl Dpth	E.G. Elev	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m)	(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Chiesanova	26	Q200	563.35	208.00	66.24	73.63	72.81	70.43	1.22	4.19	71.08	3.58	58.15	47.69	1.03
Chiesanova	25	Q200	493.45	208.00	65.11	69.60	70.05	67.99	1.65	2.88	69.84	6.02	34.54	20.91	1.50
Chiesanova	24	Q200	422.95	208.00	63.63	68.34	68.10	67.45	3.26	3.82	69.08	5.66	36.75	11.26	1.00
Chiesanova	23	Q200	401.25	208.00	63.17	67.85	67.49	65.70	2.36	2.53	68.57	7.50	27.73	11.75	1.56
Chiesanova	22	Q200	381.25	208.00	62.75	67.25	67.13	65.56	2.59	2.81	67.95	6.84	30.39	11.74	1.36
Chiesanova	21.6	Q200	375.75	208.00	62.64	66.78	66.84	65.20	2.43	2.56	67.81	7.15	29.10	11.98	1.46
Chiesanova	21.4		Bridge												
Chiesanova	21.3	Q200	374.76	208.00	62.55	66.78	66.84	65.16	2.47	2.61	67.68	7.03	29.57	11.98	1.43
Chiesanova	21	Q200	363.36	208.00	62.31	66.08	66.87	65.81	3.14	3.50	67.38	5.55	37.51	11.96	1.00
Chiesanova	20	Q200	343.36	208.00	61.89	66.00	66.13	64.19	1.93	2.30	66.92	7.33	28.38	14.67	1.68
Chiesanova	19	Q200	323.36	208.00	61.47	65.97	66.06	63.79	1.94	2.32	66.32	7.04	29.54	15.20	1.61
Chiesanova	18	Q200	302.56	208.00	61.04	65.64	65.64	65.06	3.04	4.02	65.78	3.78	55.61	18.28	0.68
Chiesanova	17	Q200	282.56	208.00	60.62	65.22	65.22	64.18	2.78	3.56	65.59	5.25	39.59	14.23	1.01
Chiesanova	16	Q200	261.06	208.00	60.17	64.77	64.77	63.28	2.48	3.11	65.26	6.23	33.37	13.44	1.26
Chiesanova	15	Q200	241.06	208.00	59.75	64.35	64.35	62.77	2.42	3.02	64.91	6.47	32.13	13.28	1.33
Chiesanova	14	Q200	221.06	208.00	59.33	63.93	63.93	62.30	2.39	2.97	64.53	6.60	31.49	13.19	1.37
Chiesanova	13	Q200	201.06	208.00	58.91	63.51	63.57	61.93	2.45	3.02	64.14	6.59	31.58	12.91	1.34
Chiesanova	12	Q200	181.06	208.00	58.69	63.29	63.45	62.29	2.84	3.60	63.72	5.31	39.19	13.79	1.01
Chiesanova	11	Q200	161.06	208.00	58.46	62.96	62.96	60.71	2.25	2.25	63.29	7.12	29.23	13.00	1.52
Chiesanova	10	Q200	140.06	208.00	58.23	62.72	62.72	61.89	3.66	3.66	62.86	4.38	47.54	13.00	0.73
Chiesanova	9.9	Q200	140.05	208.00	58.23	62.72	62.72	61.89	3.66	3.66	62.86	4.38	47.54	13.00	0.73
Chiesanova	9	Q200	120.05	208.00	58.01	62.03	62.10	61.12	3.11	3.11	62.68	5.52	37.69	12.14	1.00
Chiesanova	8	Q200	100.05	208.00	57.79	61.78	61.80	60.73	2.93	2.94	62.46	5.83	35.66	12.16	1.09
Chiesanova	7	Q200	80.05	208.00	57.57	61.93	61.79	60.51	2.93	2.94	62.27	5.87	35.46	12.10	1.09
Chiesanova	6.2	Q200	62.29	208.00	57.38	61.89	61.71	60.03	2.65	2.65	62.03	6.26	33.22	12.53	1.23
Chiesanova	5.8	Q200	54.39	208.00	57.30	61.52	61.52	60.78	3.48	3.48	61.90	4.67	44.53	12.78	0.80
Chiesanova	5.1	Q200	40.51	208.00	57.14	61.45	61.41	60.27	2.99	3.13	61.76	5.41	38.45	12.86	1.00
Chiesanova	5	Q200	40.01	208.00	56.64	61.45	61.41	59.26	2.36	2.62	61.66	6.86	30.31	12.85	1.43
Chiesanova	4	Q200	20.01	208.00	56.73	61.33	61.31	60.41	3.56	3.68	61.45	4.53	45.96	12.90	0.77
Chiesanova	3.9	Q200	6.81	208.00	56.73	61.28	61.26	59.83	2.98	3.10	61.31	5.40	38.49	12.90	1.00
Chiesanova	3.8	Q200	6.80	208.00	56.23	59.40	62.15	58.57	2.24	2.34	61.20	7.19	28.93	12.90	1.53
Chiesanova	3	Q200		208.00	55.95	59.37	58.95	58.64	2.19	2.69	60.93	6.71	31.00	14.14	1.45



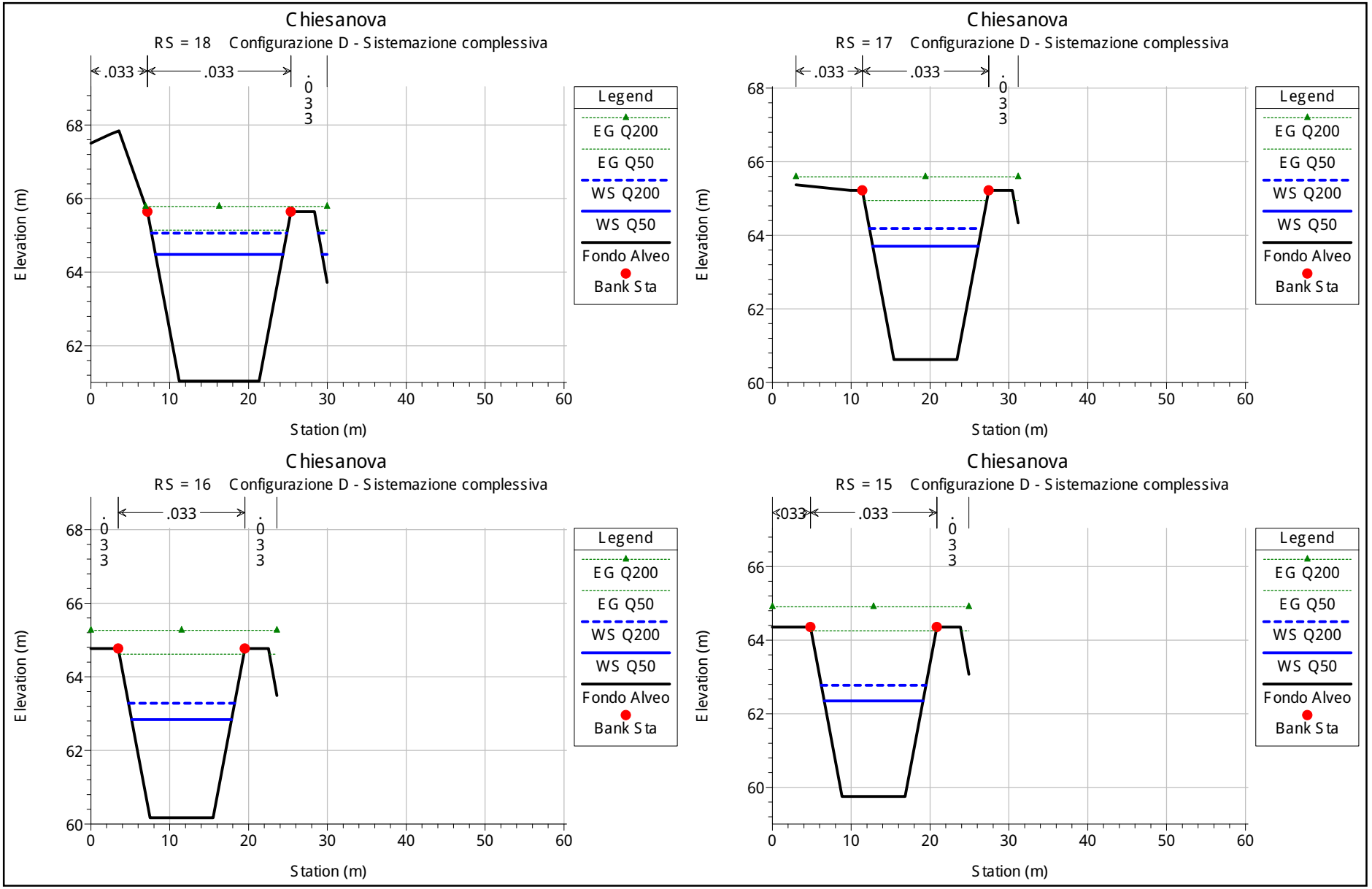
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



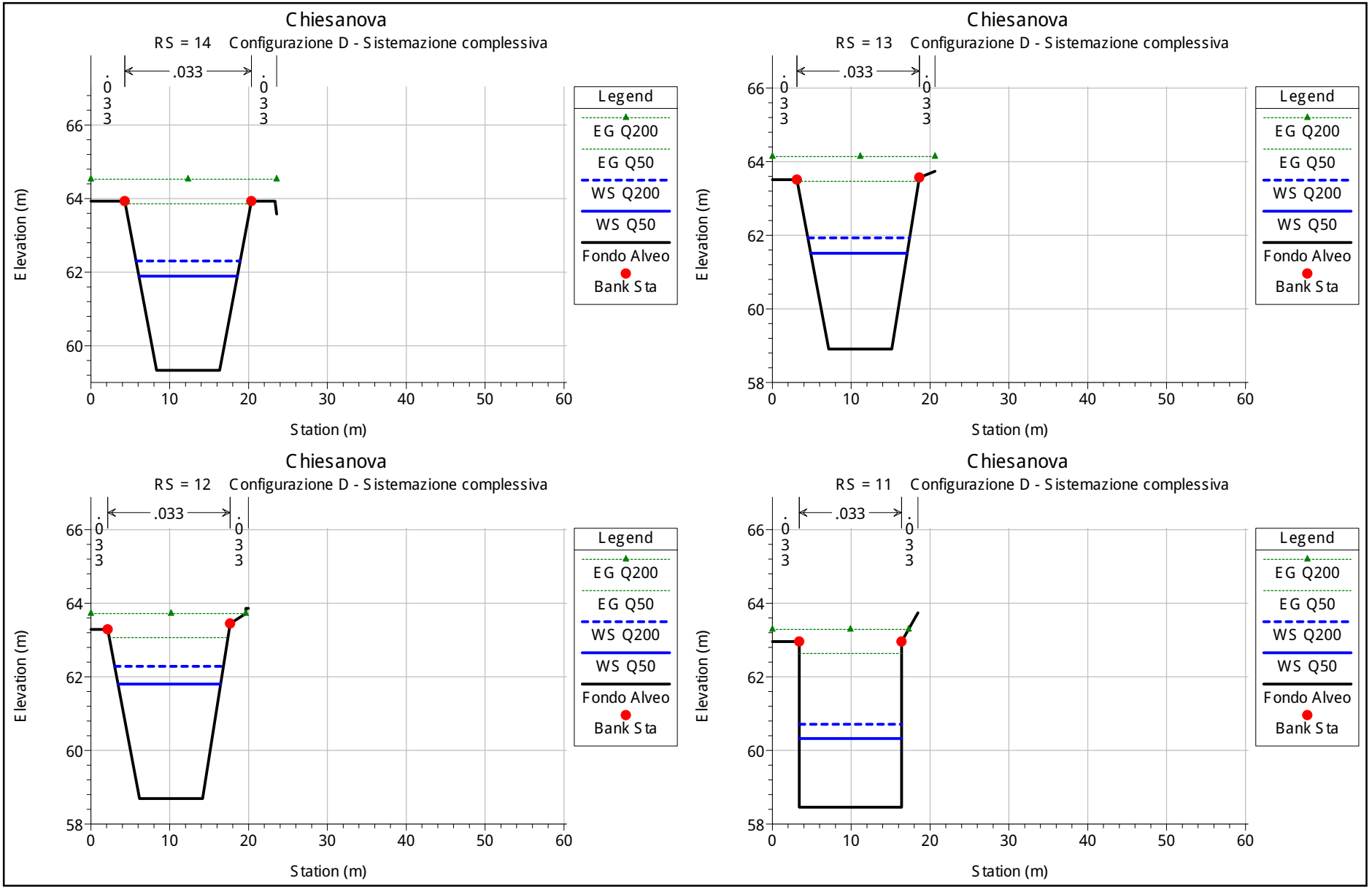
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



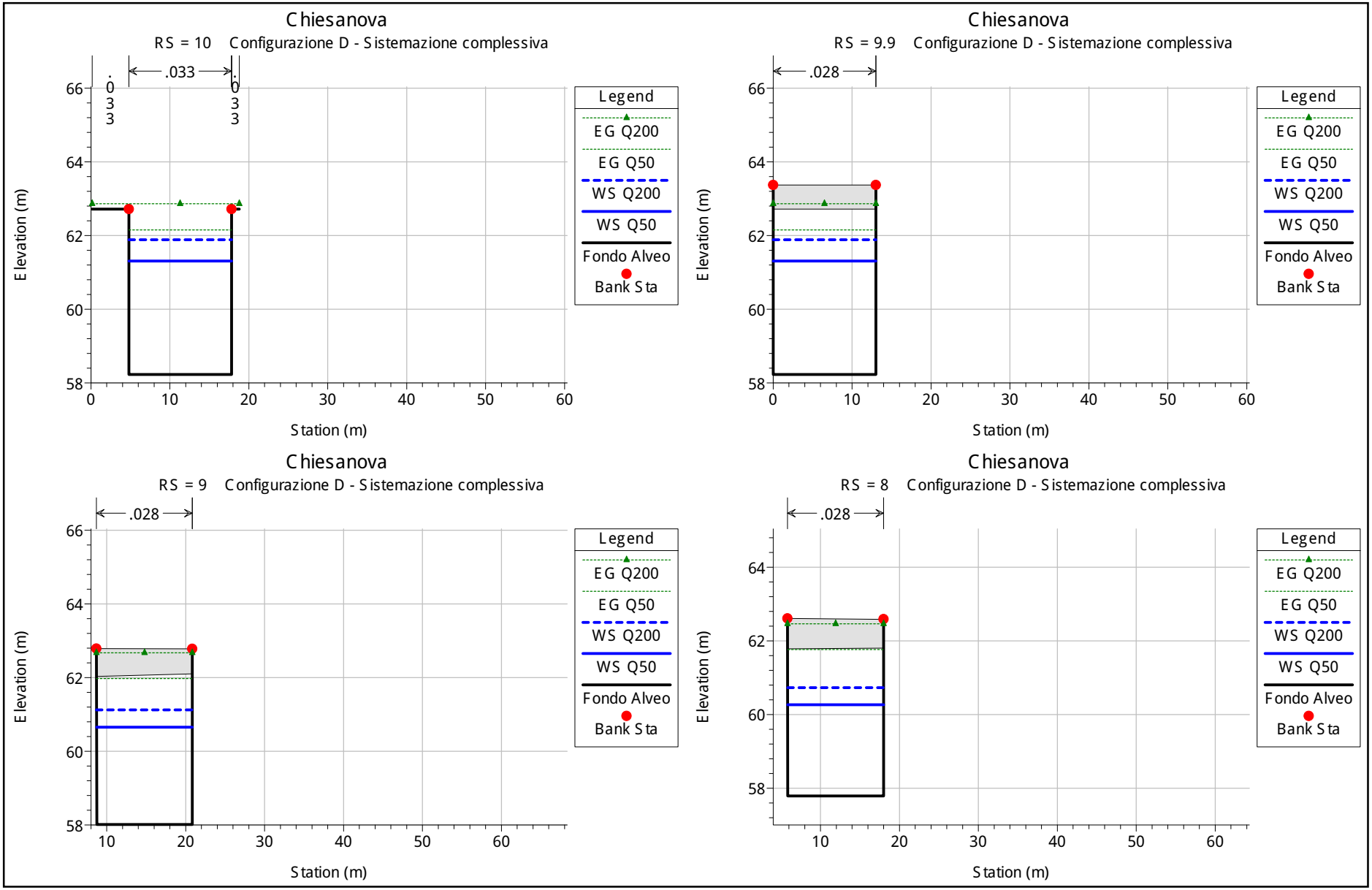
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



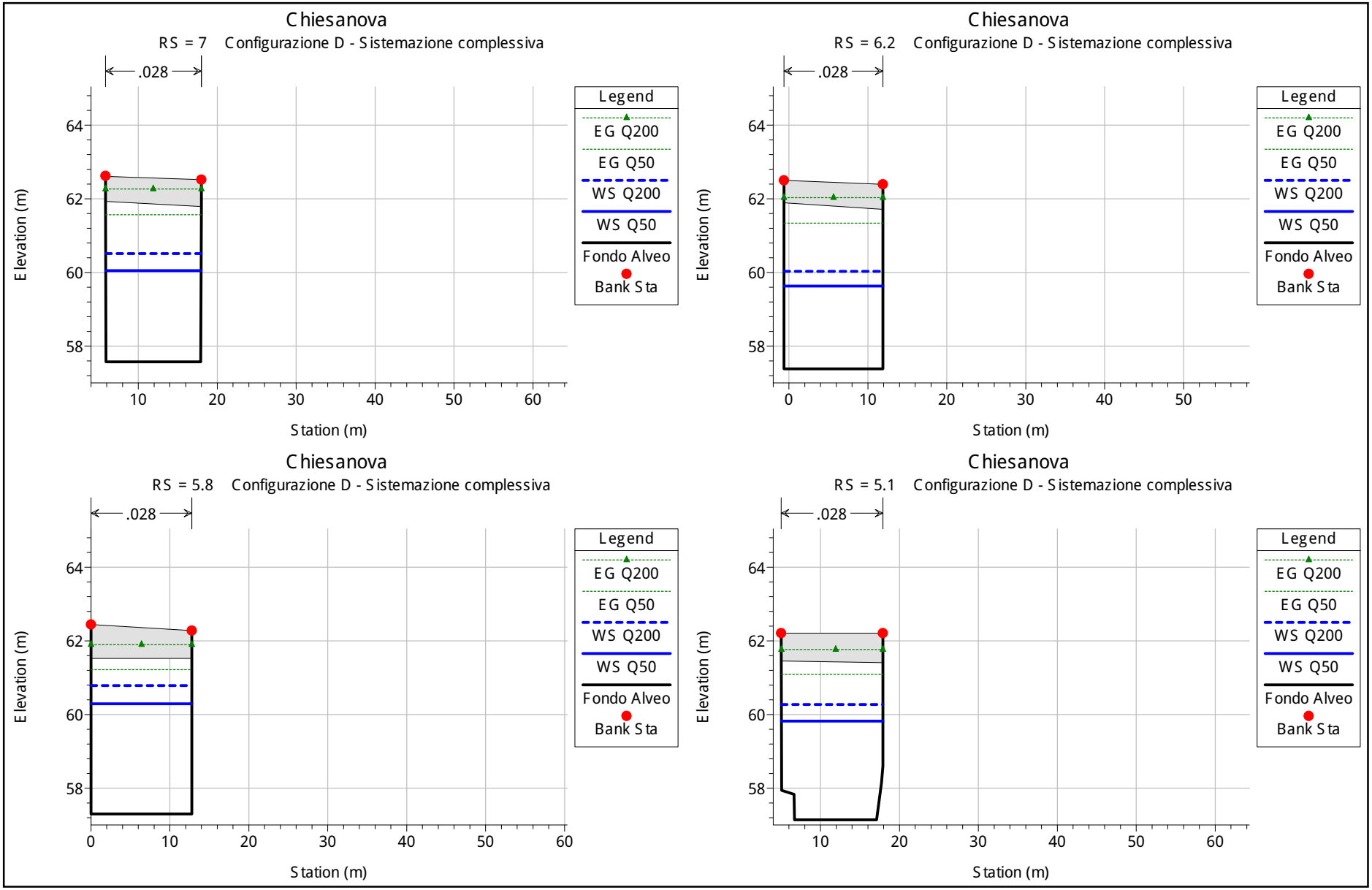
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



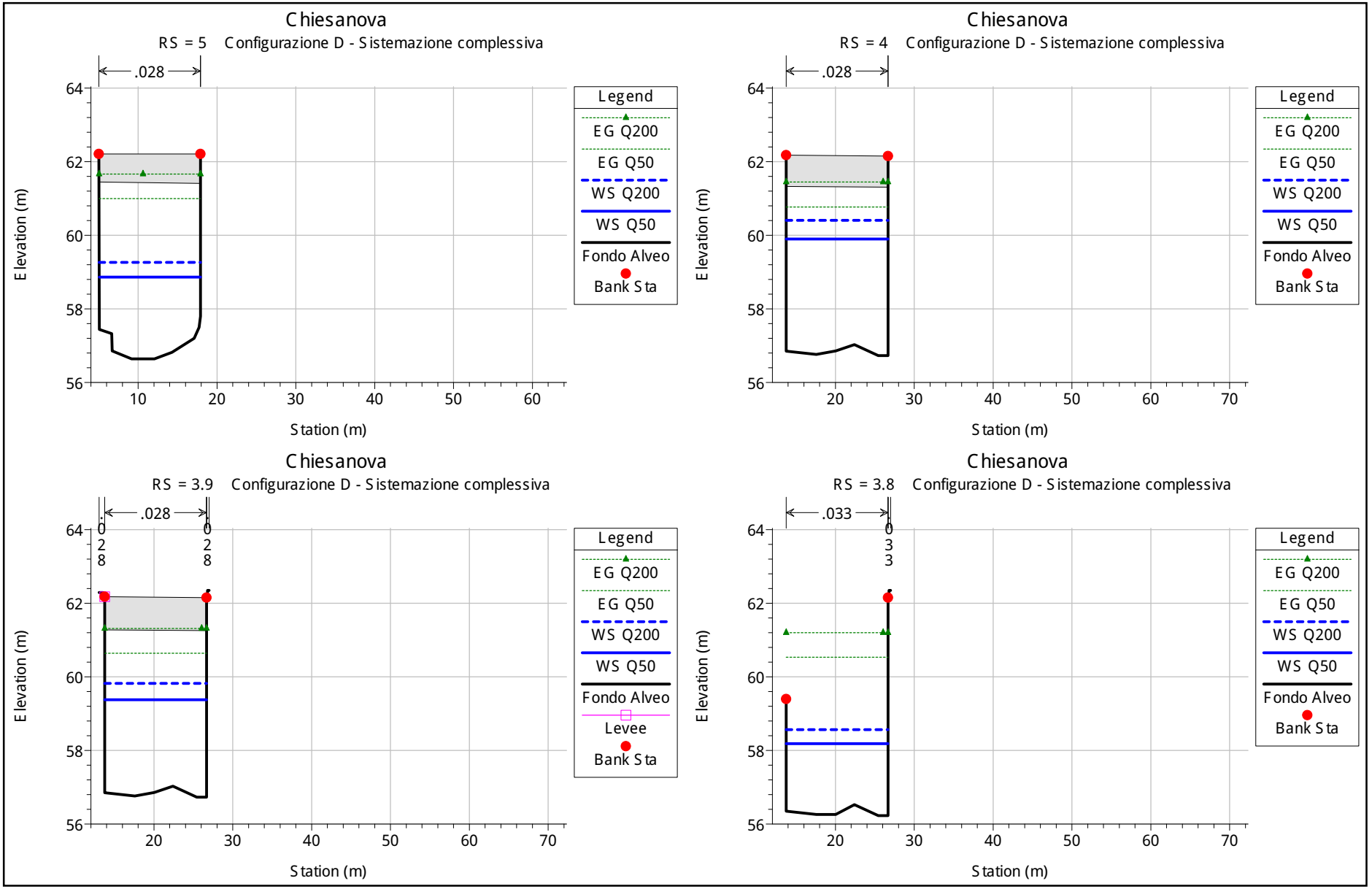
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



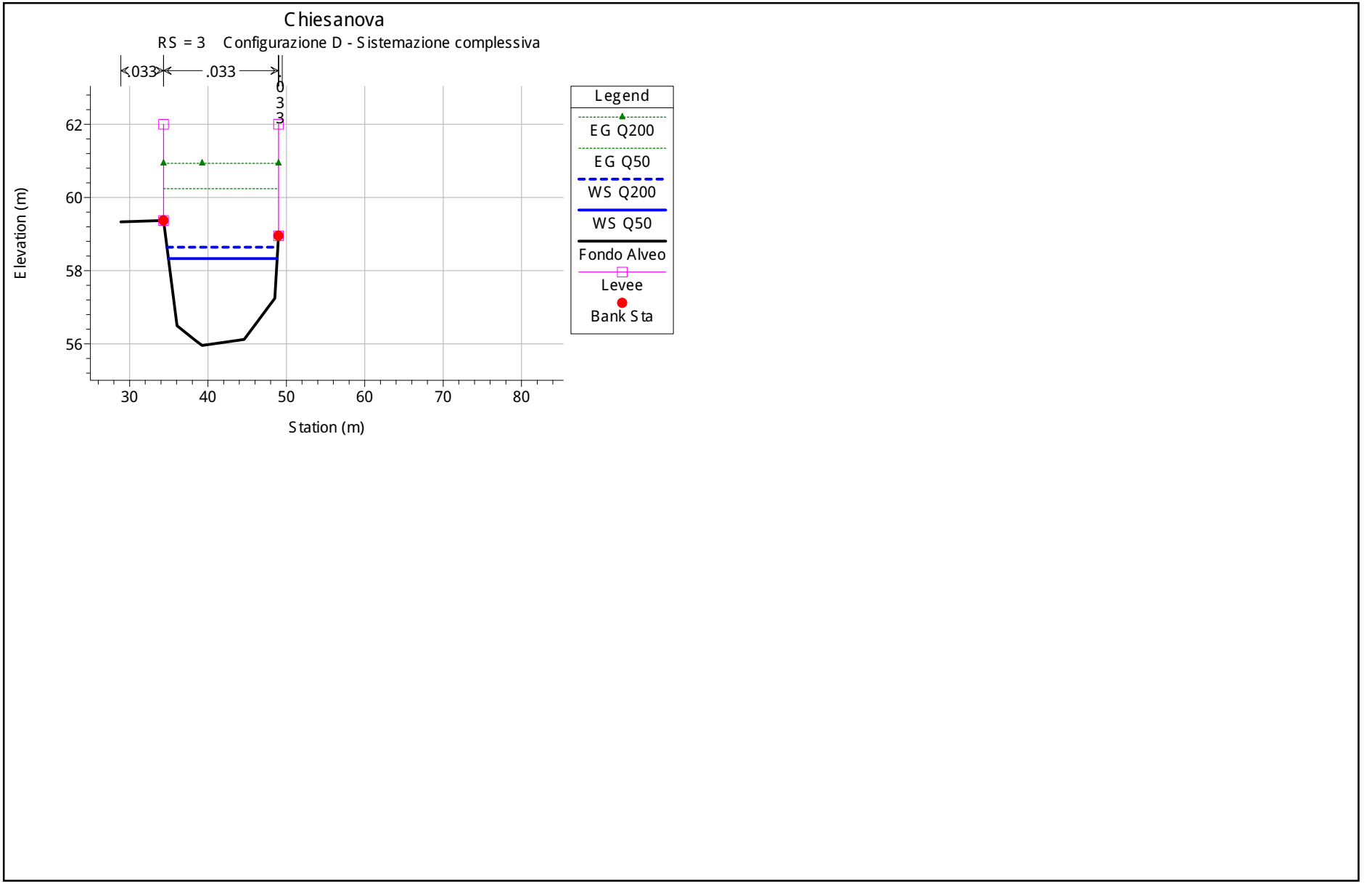
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m

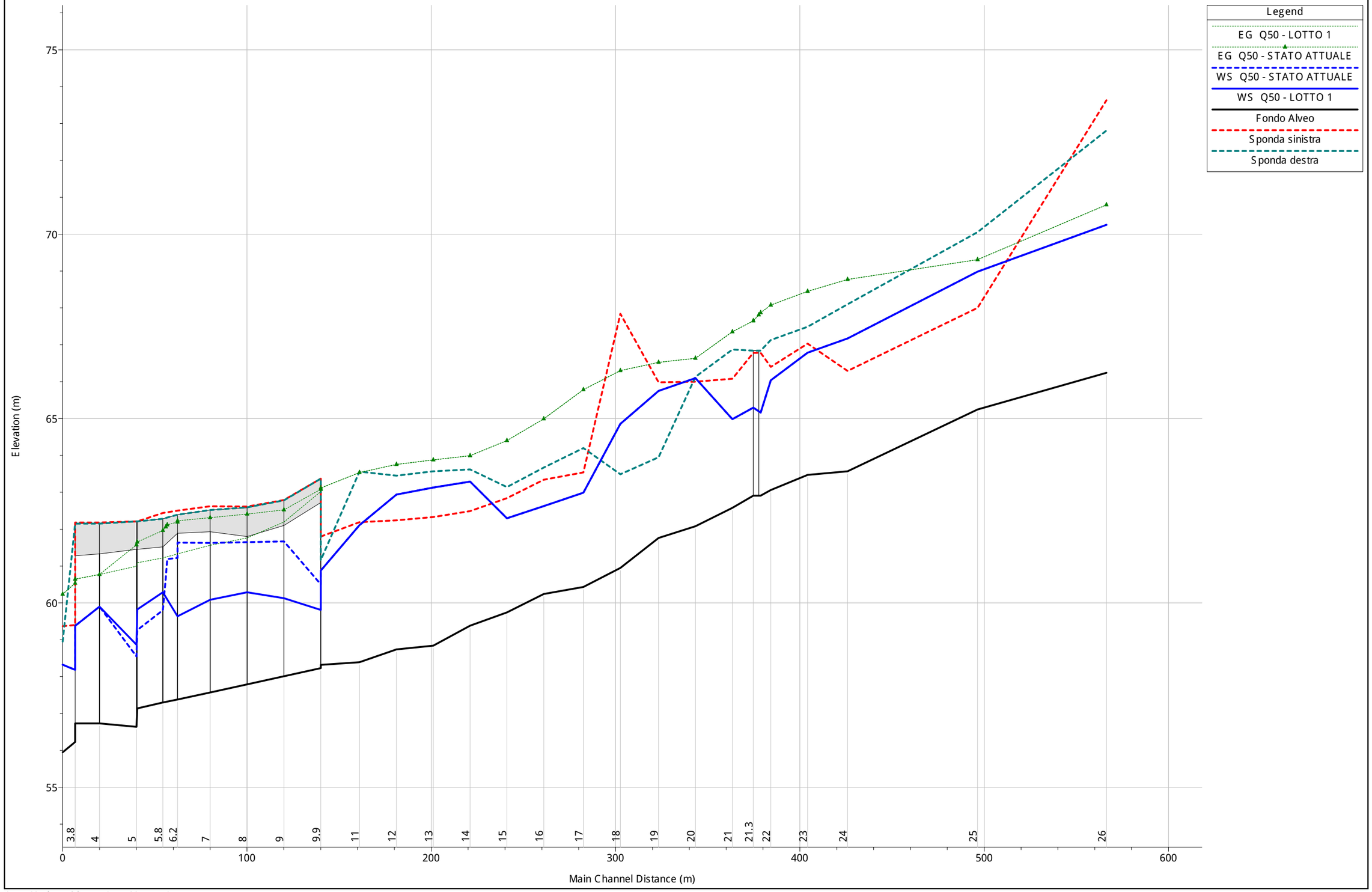


1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m



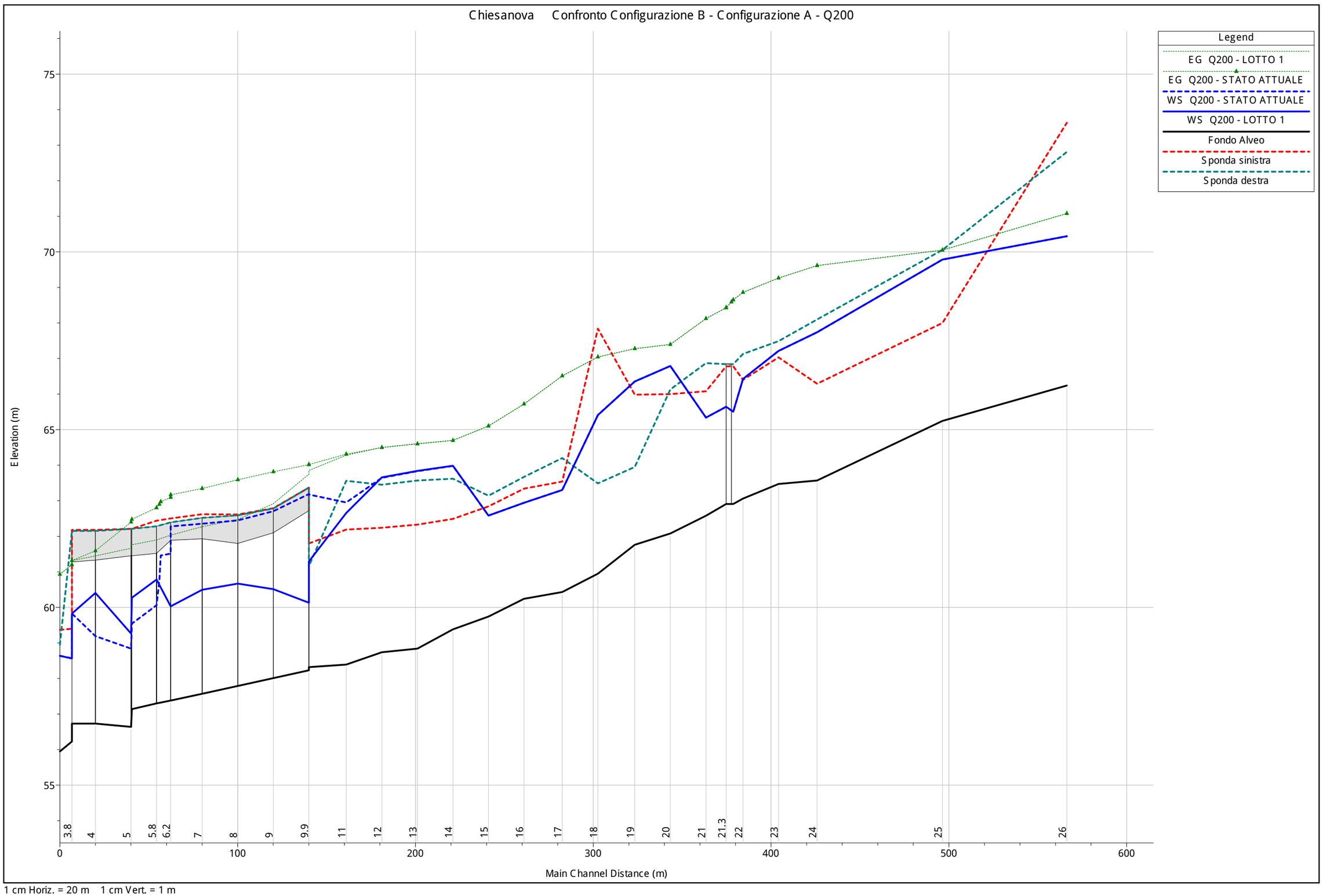
1 cm Horiz. = 7 m 1 cm Vert. = 1.5 m

Chiesanova Confronto Configurazione B - Configurazione A - Q50



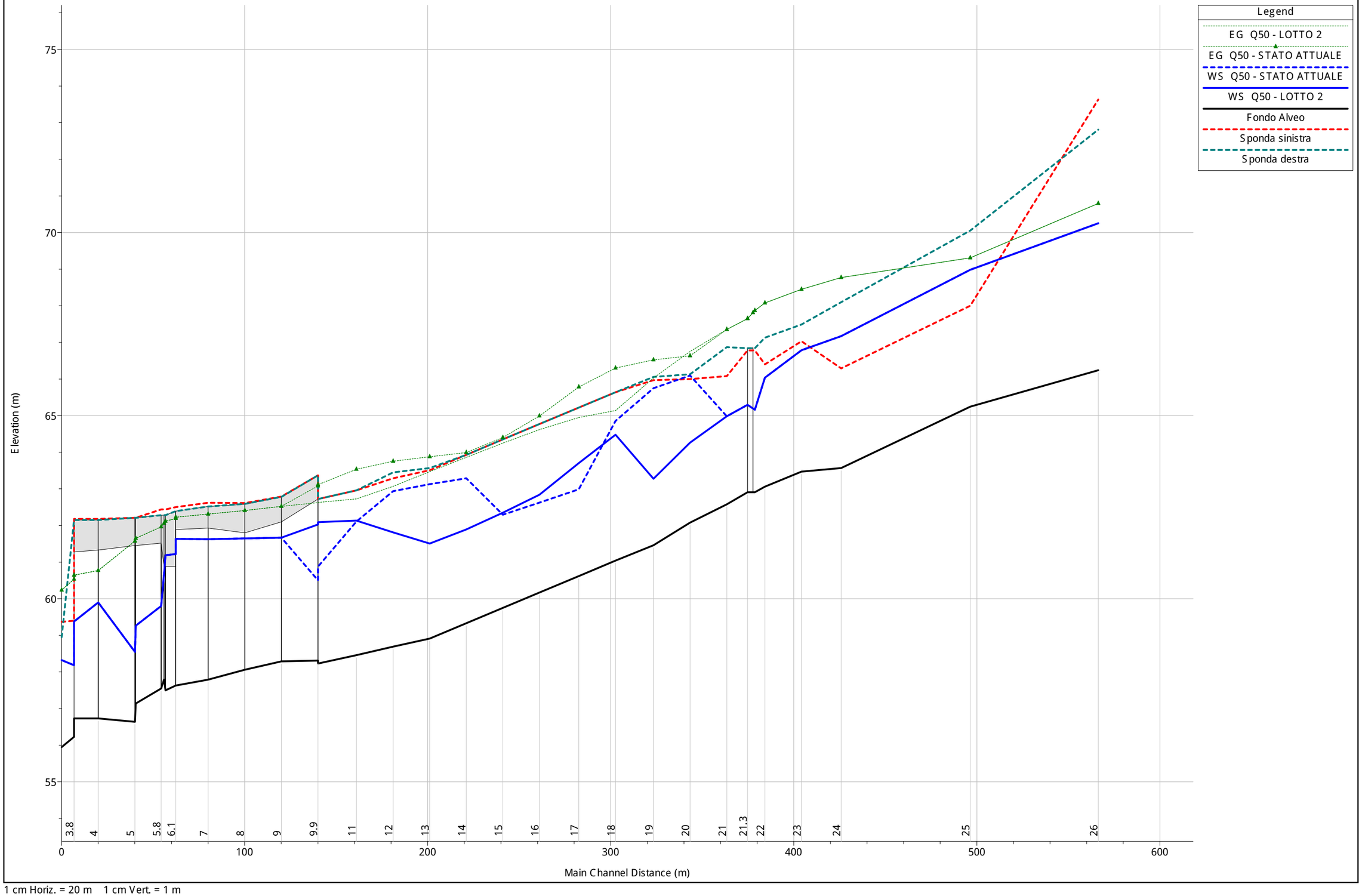
1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 1 m

Chiesanova Confronto Configurazione B - Configurazione A - Q200



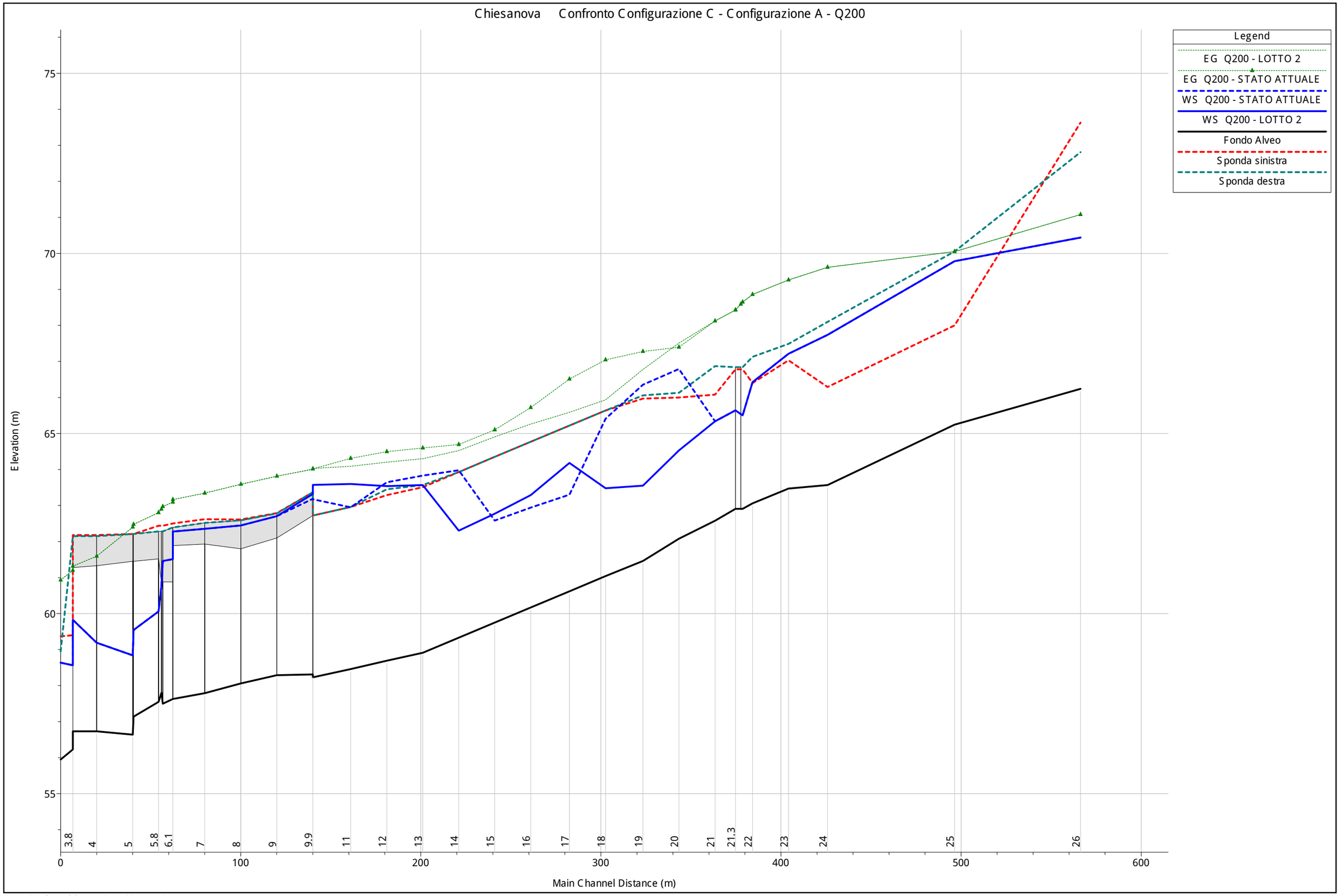
1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 1 m

Chiesanova Confronto Configurazione C - Configurazione A - Q50



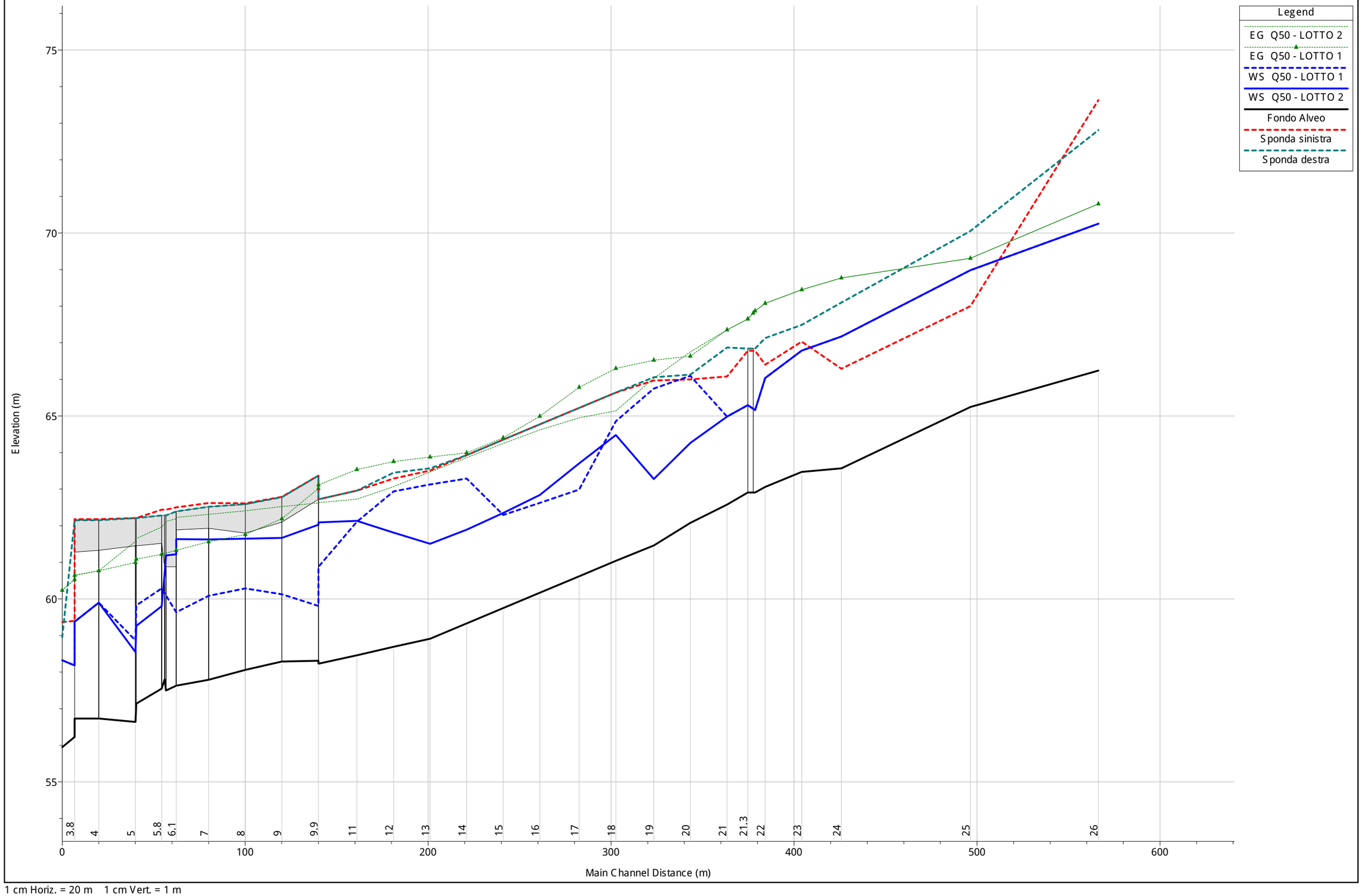
1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 1 m

Chiesanova Confronto Configurazione C - Configurazione A - Q200



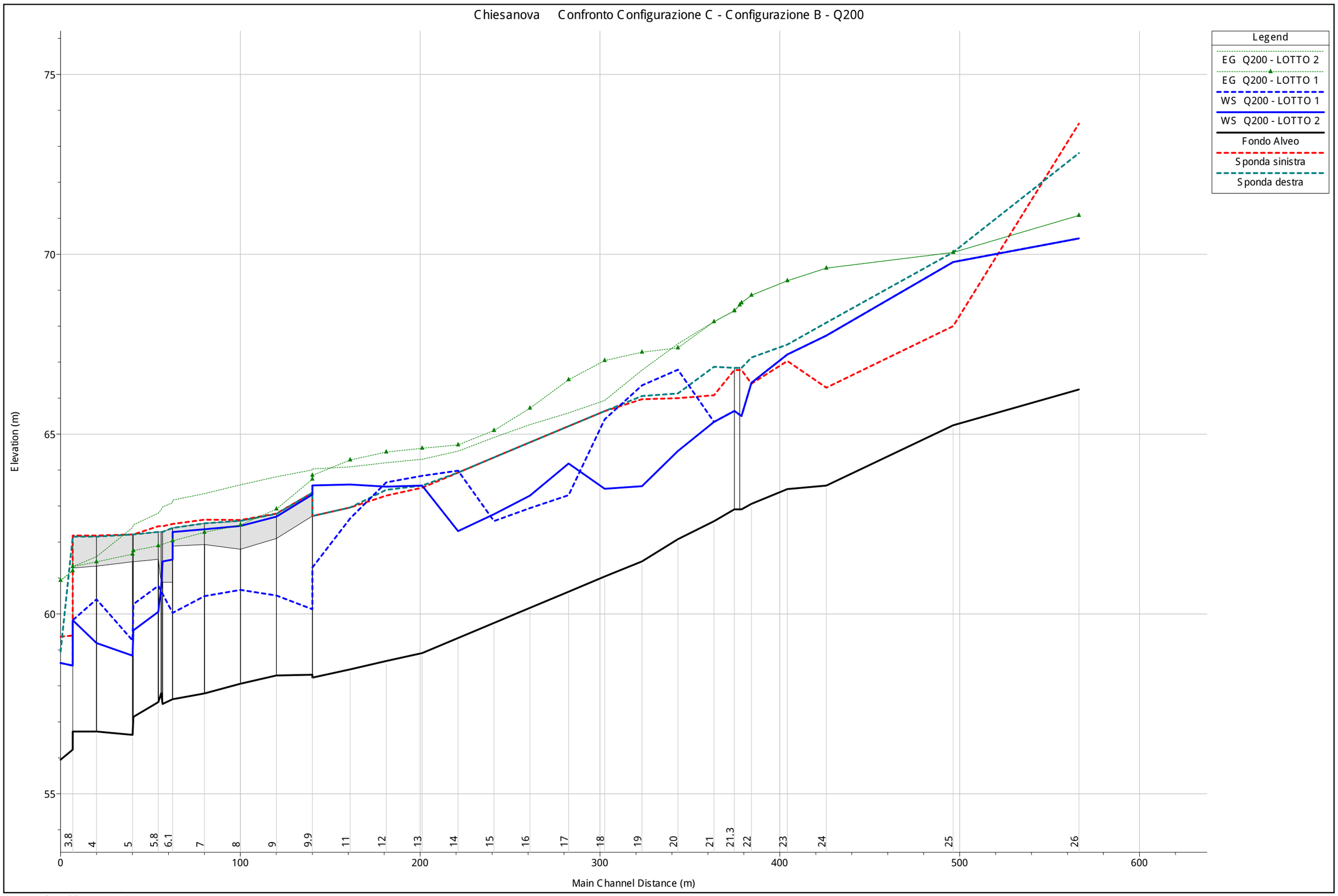
1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 1 m

Chiesanova Confronto Configurazione C - Configurazione B - Q50



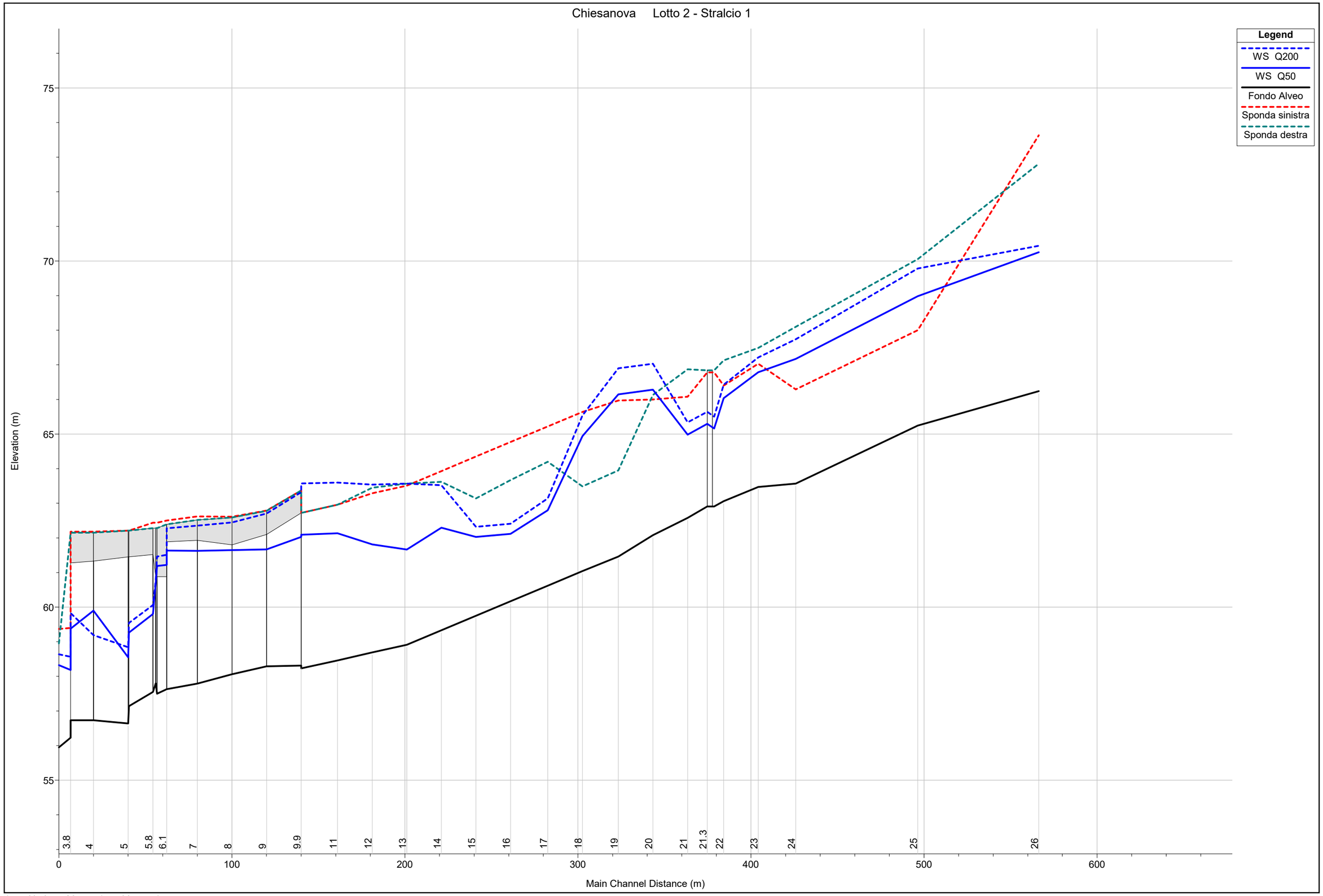
1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 1 m

Chiesanova Confronto Configurazione C - Configurazione B - Q200



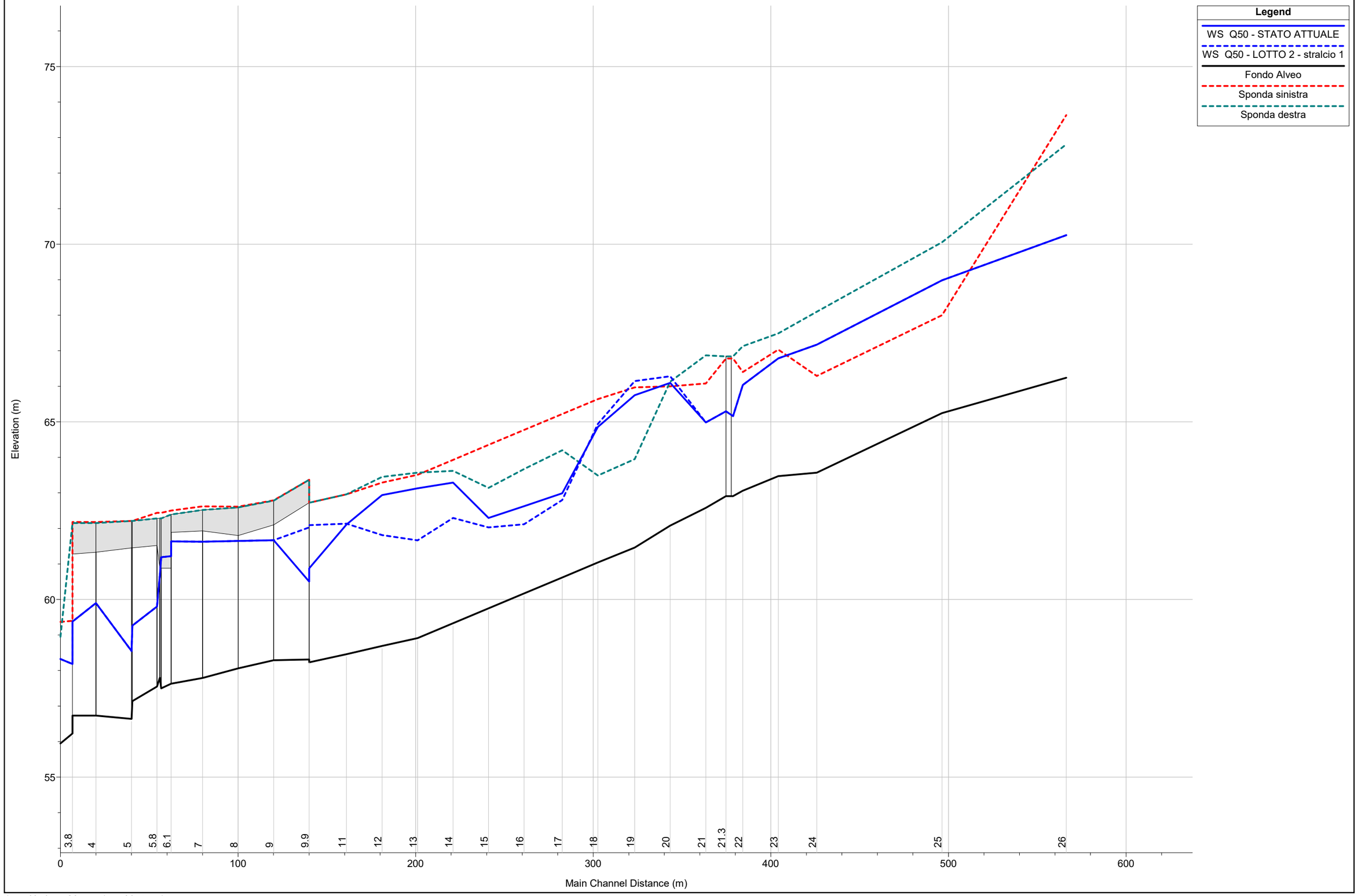
1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 1 m

Chiesanova Lotto 2 - Stralcio 1



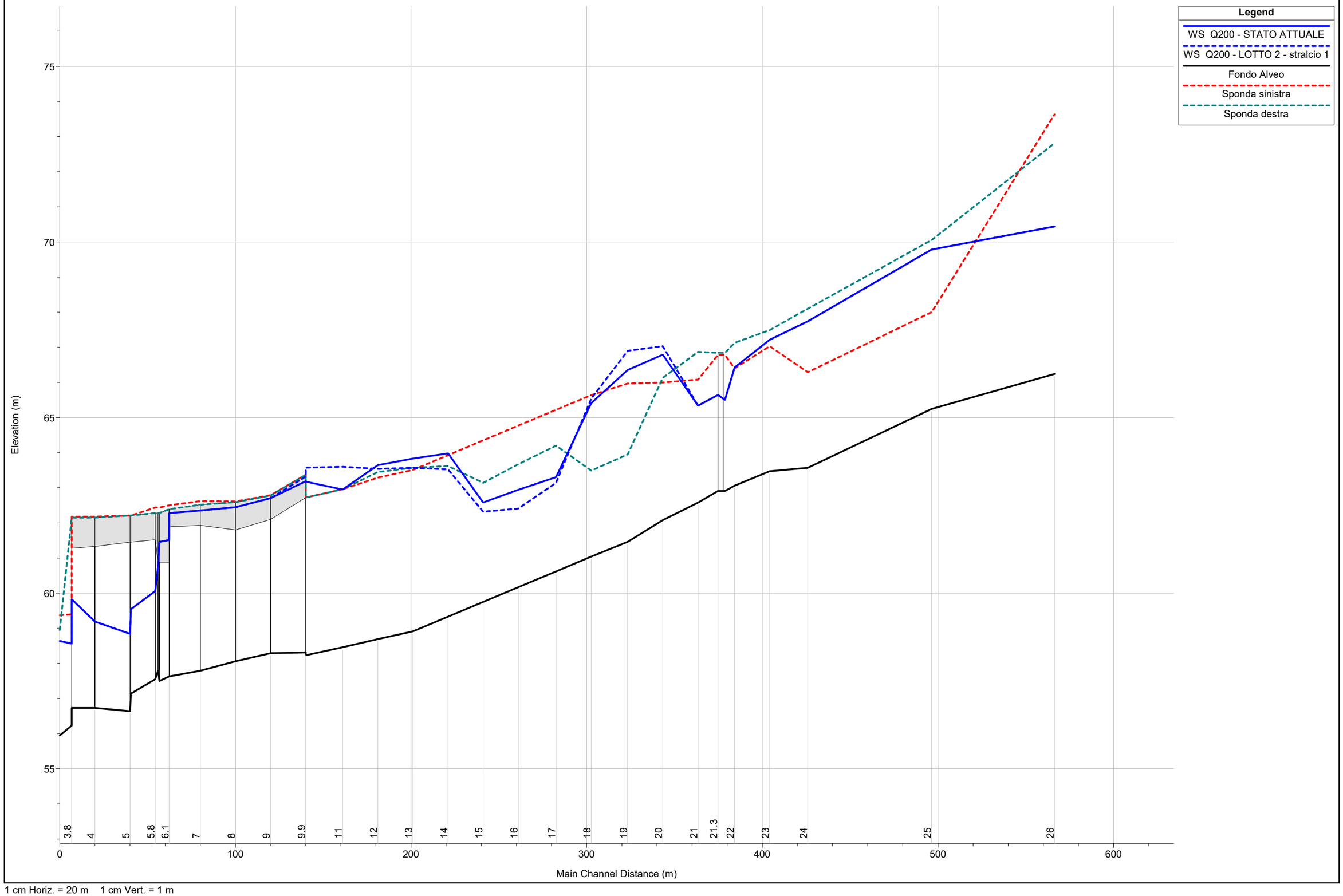
1 cm Horiz. = 20 m 1 cm Vert. = 1 m

Chiesanova Confronto Stato attuale - Lotto 2 - Stralcio 1 - Q50



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

Chiesanova Confronto Stato attuale - Lotto 2 - Stralcio 1 - Q200



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

APPENDICE 1

SOFTWARE DI CALCOLO HEC-RAS 5.0.7

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

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

$$H_1 - H_2 = h_f + h_e$$

dove $H_1[m]$ ed $H_2[m]$ sono i carichi totali della corrente nelle sezioni di monte e di valle del tronco d'alveo considerato, $h_f[m]$ sono le perdite di carico dovute all'attrito del fondo e delle sponde, mentre $h_e[m]$ 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 $Q[m^3/s]$ è la portata defluita attraverso la luce di area $A[m^2]$, $H[m]$ 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 $Q[m^3/s]$ 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.

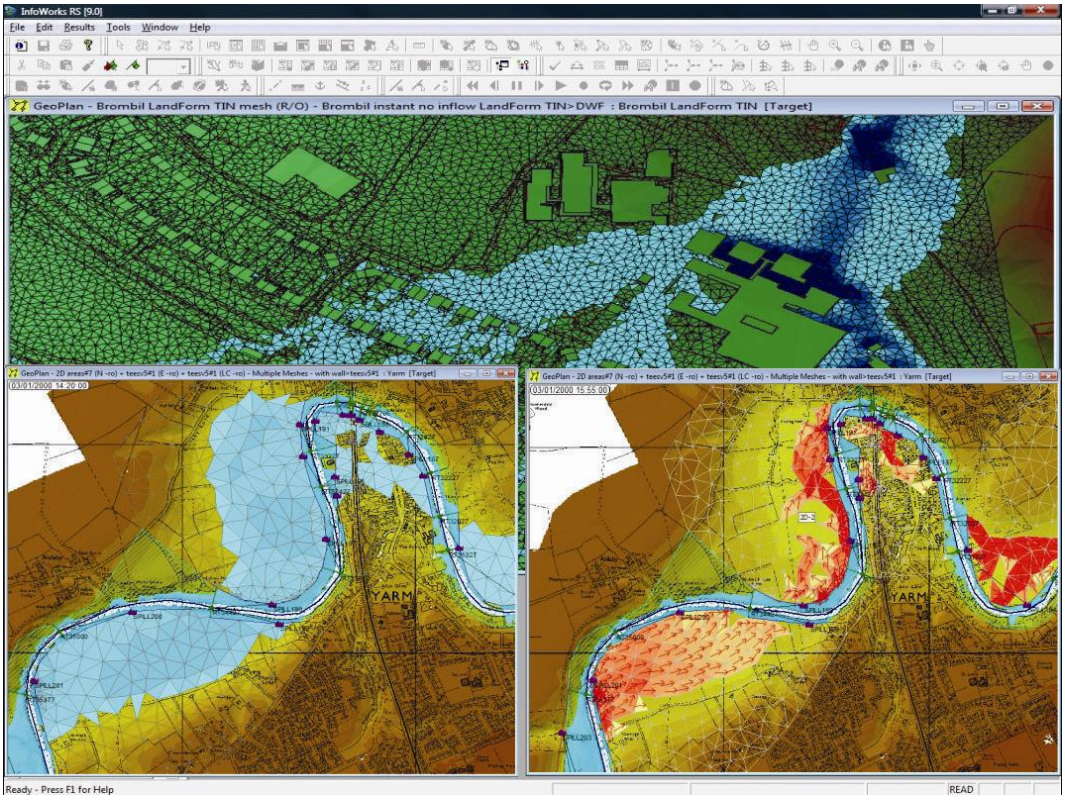
Il software consente di rappresentare in modo completo e accurato tutte le situazioni reali dei corsi d'acqua anche quando sono presenti complesse interferenze con reticoli fognari e/o di bonifica.

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. APPROCCIO NUMERICO PER LA COMPONENTE 1D

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*

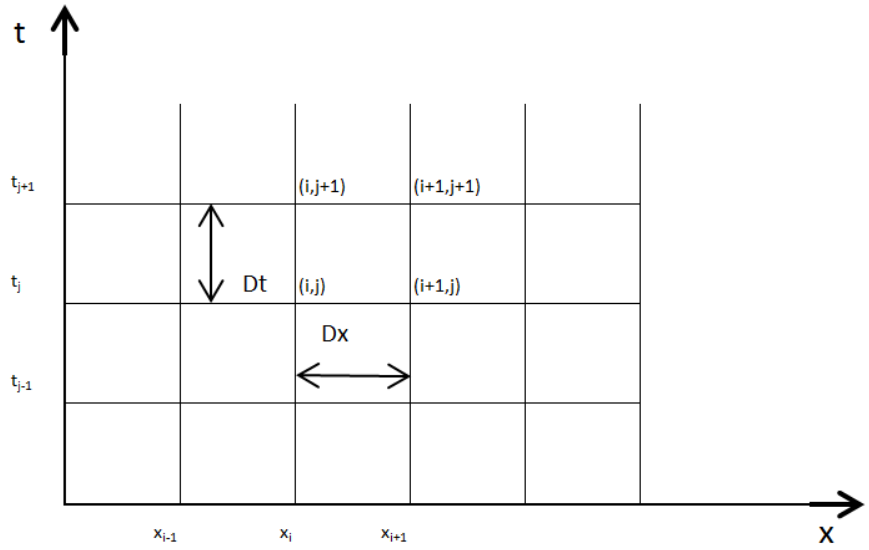
Per la definizione della conveyance il programma consente l'utilizzo di diverse formulazioni oltre a quella di Manning, quali ad esempio Colebrook-White e Strickler. Ai fini della loro integrazione queste equazioni vengono opportunamente semplificate e linearizzate in modo tale che il sistema di equazioni 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.

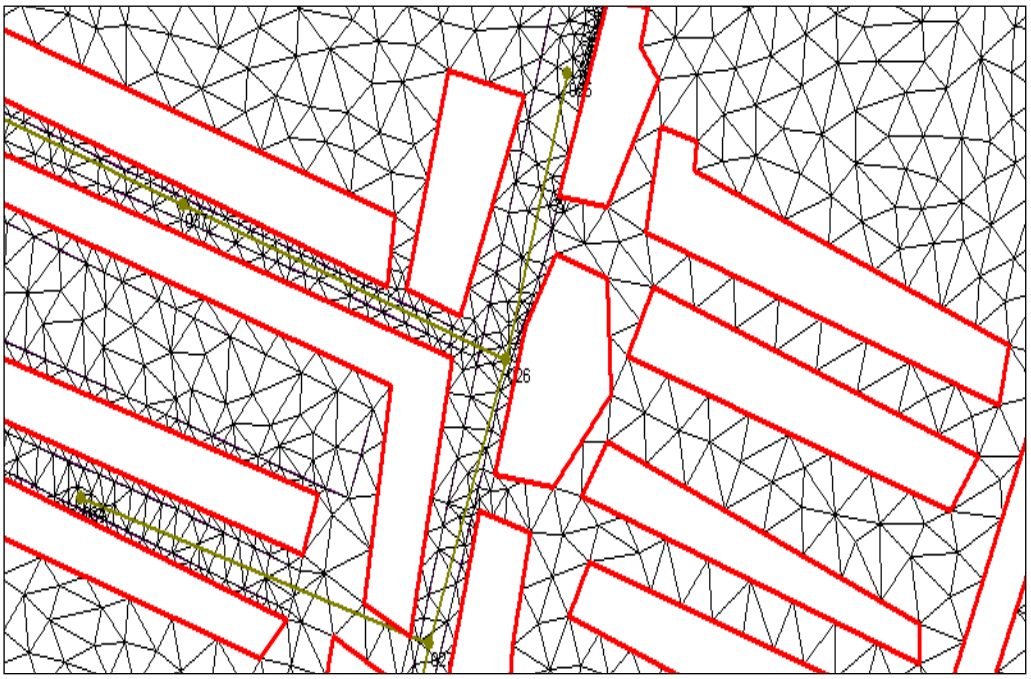


Fig. A2.1 Esempio di maglia non strutturata con edifici in ambito urbano

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 DELL'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:

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

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 t_c 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)*.