1	9/2018	REVISIONE	DUTTO	BERTERO	CASSANI
0	11/2017	PRIMA EMISSIONE	DUTTO	BERTERO	CASSANI
Revisione	**Data**	**Oggetto revisione**	**Redatto**	**Verificato**	**Approvato**

REGIONE LIGURIA

#ItaliaSicura
Presidenza del Consiglio dei Ministri

COMUNE DI GENOVA

PIANO STRALCIO PER LE AREE METROPOLITANE E LE AREE URBANE CON ALTO LIVELLO DI POPOLAZIONE ESPOSTA AL RISCHIO DI ALLUVIONI

Presidenza del Consiglio dei Ministri

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
COMMISSARIO STRAORDINARIO
delegato per l'attuazione degli interventi inseriti nell'A.d.P. del 16.09.2010 e ss.ii.
(ex art. 10 del D.L. n. 91 del 24.06.2014)

Commissario straordinario
Dott. Giovanni TOTI

PROGETTISTI

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

ROCKSOIL S.p.A.
CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA
nel campo della GEOINGEGNERIA

MANDANTI:

art ambiente risorse territorio

HYDRODATA INGEGNERIA DELLE RISORSE IDRICHE

Ing. Mario CANGIANO

Ing. Paolo GALLO

Ing. Francesco DE SANCTIS

Dott.ssa Francesca GIOMI

RESPONSABILE STRUTTURA COMMISSARIALE: **Ing. Luca BERRUTI**

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO: **Ing. Stefano PINASCO**

Progettista responsabile integrazioni prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico della mandataria.
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MILANO
DOTT. ING. CASSANI GIOVANNA
Sez. A Settori:
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 20997

Progettista/Progettisti responsabili elaborato
Hydrodata S.p.A.
Ing. Roberto Bertero
Ord. Ingg. Torino N° 7570L

ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO
Dott. Ing. ROBERTO BERTERO
n. 7570 L

Intervento/Opera

SECONDO LOTTO DEI LAVORI RELATIVI ALLA REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA SCOLMATRICE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA

PROGETTO ESECUTIVO

N° Progr. ----

Codice elaborato: BIS2E - H - SDB04 -RE02- 1

Oggetto della tavola

IDROLOGIA E IDRAULICA

Relazione idraulica

Scala

Data: 14 SETT. 2018

Codice FILE: BIS2E-H-SDB04-RE02-1.DWG

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA STRUTTURA COMMISSARIALE E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

INDICE

1 PREMESSA 3
2 IMPOSTAZIONE PROGETTUALE E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO 3
2.1 Sintesi dei risultati delle analisi condotte nell'ambito dello studio di fattibilità 3
2.2 Criteri di dimensionamento idraulico 5
2.3 Schema idraulico della soluzione di progetto 6
3 VERIFICA DI FUNZIONALITÀ DELLE OPERE NEL LORO COMPLESSO – MODELLO MONODIMENSIONALE 7
3.1 Oggetto e finalità della rappresentazione 7
3.2 Dati geometrici e schematizzazioni 9
3.3 Condizioni al contorno e parametri di input 15
4 ANALISI DI AFFINAMENTO DEGLI ELEMENTI CRITICI – MODELLI BIDIMENSIONALI DI DETTAGLIO 15
4.1 Oggetto e finalità della rappresentazione – nodo di presa 15
4.2 Dati geometrici e schematizzazioni – nodo di presa 17
4.3 Allestimento del modello del manufatto di sbocco 22
4.4 Condizioni al contorno e parametri di input 24
5 ANALISI DI APPROFONDIMENTO MEDIANTE MODELLO FISICO 26
5.1 Oggetto e finalità della rappresentazione 26
5.2 Dati geometrici e condizioni di similitudine idraulica 27
5.3 Prove idrauliche eseguite 28
6 RISULTATI: OPERE IN ALVEO 29
6.1 Nodo di presa (traversa e sfioratore) 29
6.2 Ubicazione e geometria della briglia selettiva 41
6.3 Sistemazione d'alveo 49
6.4 Profilo idrico di piena di progetto 54
6.5 Analisi di rischio idraulico residuale 63
6.5.1 Profilo idrico con malfunzionamento di una luce mobile della traversa di regolazione 63
6.5.2 Profilo idraulico per evento con tempo di ritorno di 500 anni 72
7 RISULTATI: OPERE DI PRESA 77
7.1 Sfioratore e canale collettore 77
7.2 Camera di dissipazione 80
7.2.1 Blocchi di dissipazione 88
7.3 Opera di presa rio Sciorba e relativo canale di adduzione 90
8 RISULTATI: GALLERIA, OPERE DI ADDUZIONE E SBOCCO 94
8.1 Galleria di adduzione (scavo in tradizionale) 94
8.2 Camerone di montaggio fresa e galleria di accesso 105
8.3 Galleria principale 107
8.4 Valutazione del sovralzo massimo in curva 111
8.5 Opera di sbocco 117
8.6 Analisi di rischio idraulico residuale 130

8.6.1 Profilo idrico con malfunzionamento di una luce mobile della traversa di regolazione 130
8.6.2 Profilo idraulico per evento con tempo di ritorno di 500 anni 135
9 RISULTATI: OPERE PROVVISIONALI E DI ALLERTAMENTO 136
9.1 Panconature per attività manutentive nella configurazione definitiva 136
9.2 Analisi idraulica delle fasi di cantiere 139
9.2.1 Fase di cantiere A2 142
9.2.2 Fase di cantiere A3 147
9.2.3 Fase di cantiere A4 152
9.2.4 Condizioni di asportabilità delle opere provvisionali 156
9.2.5 Interferenze in caso di occorrenza della piena di progetto 156
9.3 Analisi di propagazione della piena sull'asta del Bisagno 161
9.3.1 Impostazione schematica di modello previsionale di allertamento 171
10 OSSERVAZIONI CONCLUSIVE 176

1 PREMESSA

Il presente elaborato costituisce la relazione idraulica del progetto esecutivo del 2° lotto dei lavori relativi alla realizzazione della galleria scolmatrice del torrente Bisagno in comune di Genova.

Nel documento si fornisce una sintesi del processo di analisi preliminare che ha portato alla scelta della soluzione progettuale giudicata maggiormente funzionale dal punto di vista idraulico, e si dettagliano le successive verifiche e approfondimenti condotti mediante predisposizione di modellistica idraulica numerica con schema sia monodimensionale che bidimensionale, in relazione alla migliore descrizione dei fenomeni indagati, e con modellistica fisica.

La relazione descrive in particolare i risultati delle verifiche idrauliche relative:

- al nodo idraulico di presa (traversa, sfioratore) e alle opere in alveo di sistemazione e attraversamento, compresa la briglia selettiva per la trattenuta del materiale flottante;
- ai manufatti di presa a valle dello sfioratore (canale collettore, camera di dissipazione);
- alla galleria di adduzione e a quella principale;
- al manufatto di sbocco comune con lo scolmatore del Fereggiano;
- alle opere accessorie: camera di raccordo in cui confluisce la galleria di accesso, opera di presa del rio Sciorba, opera di sbocco a mare;
- alle opere provvisionali e ai sistemi di allertamento per condizioni di rischio idrologico.

Non sono invece incluse le analisi modellistiche condotte -in relazione alle progettualità di ripascimento di alcune spiagge- per lo studio del clima meteomarino, della propagazione delle onde da largo a costa e della dinamica morfologica costiera; tali tematiche sono trattate in altri documenti specifici di progetto.

2 IMPOSTAZIONE PROGETTUALE E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO IDRAULICO

2.1 Sintesi dei risultati delle analisi condotte nell'ambito dello studio di fattibilità

Lo scolmatore del torrente Bisagno è stato dimensionato nel corso delle varie fasi progettuali pregresse con l'obiettivo di garantire che nell'alveo a valle dell'opera di presa, in corrispondenza dell'evento di piena con tempo di ritorno 200 anni (portata massima in ingresso valutata pari a 1.049 m^3/s dal Piano di Bacino - nodo M - rif. relazione idrologica), defluisca una portata non superiore a 630 m^3/s, che anche grazie alle sistemazioni d'alveo progressivamente realizzate nel tratto terminale può transitare con adeguate condizioni di sicurezza idraulica.

In corrispondenza del tratto terminale tombato, infatti, la portata associata a un tempo di ritorno di 200 anni definita dal Piano di Bacino vale 1.301 m^3/s (nodo T); il progetto preliminare delle opere è stato basato sull'ipotesi che l'officiosità di tale tratto potesse incrementarsi dal valore allora esistente, pari a circa 500 m^3/s, sino al valore di 850 m^3/s a completamento degli interventi di sistemazione.

Il progetto definitivo del 2007 (nel seguito PD2007) dello scolmatore prevedeva la derivazione, in concomitanza dell'evento di piena duecentennale, di una portata massima pari a circa 513 m^3/s (arrotondata a 520 m^3/s), corrispondente alla somma dei seguenti contributi: 417 m^3/s dal Bisagno (arrotondati a 420 m^3/s), 80 m^3/s dal Fereggiano, 9 m^3/s dal Rovare e 7 m^3/s dal Noce. Tali valori sono maggiori di quelli originariamente definiti nel progetto preliminare.

Per le finalità del progetto esecutivo, secondo le indicazioni del RUP, si è assunto che la portata derivata dalla presa del Bisagno possa essere in grado da sola di garantire condizioni di compatibilità idraulica nel tratto tombato, derivando cioè una portata massima pari a 1.300 m^3/s – 850 m^3/s = **450 m^3/s**. Non si considera in questo modo l'apporto dato dallo scolmatore del Fereggiano (attualmente in fase di realizzazione) per maggior cautela, tenendo conto della possibile non contemporaneità dei colmi di piena dei due corsi d'acqua.

Con la nuova impostazione prevista per il cantiere è risultato inoltre possibile captare anche la portata di piena del rio Sciorba, che da Piano di Bacino risulta alla confluenza pari a 8,5 m^3/s. Per massima cautela le opere a valle dell'immissione di tale apporto (captato mediante la galleria di accesso alla camera di montaggio della fresa) sono state dimensionate considerando una portata arrotondata di **460 m^3/s**, ovvero assumendo (improbabili) condizioni di contemporaneità tra il picco di piena del rio e la massima derivazione di portata dal Bisagno.

Preliminarmente allo sviluppo del presente progetto esecutivo, in ragione delle significative differenze nell'impostazione progettuale rispetto al PD2007 (in seguito suddiviso in due lotti con separazione delle gallerie scolmatrici del Bisagno e di Fereggiano, Rovare e Noce) si è condotto uno studio di fattibilità di possibili alternative di tracciato e impostazione delle opere, per individuare la soluzione più adeguata in relazione alle numerose problematiche emerse in tema di funzionalità, interferenze, cantierabilità.

Tale studio, descritto in specifici elaborati presentati in sede di Conferenza dei Servizi preliminare, è stato supportato da analisi idrauliche di massima per consentire il predimensionamento delle opere e il confronto di più soluzioni dal punto di vista della funzionalità idrodinamica.

La soluzione risultata ottimale in funzione di un analisi multicriterio è descritta nel capitolo 2.3 (per quanto concerne le tematiche idrauliche). I criteri di dimensionamento descritti nel capitolo 2.2 sono stati anch'essi definiti sulla base delle assunzioni adottate nella progettazione pregressa e delle verifiche e confronti sviluppati nell'ambito dello studio di fattibilità.

La soluzione di progetto prevede la realizzazione con scavo meccanizzato della galleria principale, assegnandole conseguentemente una geometria circolare. In considerazione di quanto riportato nel Capitolato d'Oneri a base di gara è stato verificato, con le modalità di dimensionamento di massima adottate nello studio di fattibilità, il comportamento idraulico di una galleria circolare avente diametro pari a 9,5 m. Per finalità di confronto si è inoltre considerata la capacità di portata di una galleria di sezione policentrica identica a quella proposta nel PD2007, ma considerando i parametri idraulici (scabrezza, pendenza, portata) della presente soluzione.

Inoltre, considerando che nel parere del Consiglio Superiore dei LL.PP. al PD2007 si indicava che *il progettista esecutivo dovrà valutare con un calcolo idraulico più circostanziato se sussistono le condizioni per diminuire il diametro della galleria consentendo in tal modo il conseguimento di economie significative*, si è estesa l'analisi anche a diametri di galleria inferiori (8,8 m, valore inizialmente considerato nello studio di fattibilità ma che con le nuove portate di riferimento non risulta rispettare i criteri di dimensionamento, e 9,2 m).

Relativamente alle geometrie circolari (9,2 e 9,5 m) e policentrica (9,5 m) le analisi hanno mostrato come tutte rispettino i criteri di dimensionamento, con differenze non eccessive in termini di grado di riempimento (scostamenti di circa il 4%) e riduzione del livello idrico in galleria (scostamento massimo tra le soluzioni migliore e peggiore pari a circa il 10% dell'altezza idrica). Tutte le geometrie indagate permettono di mantenere un'ampia porzione di galleria non interessata dal deflusso, con altezza libera minima in asse pari a 2,6 m (valore poi confermato dalle analisi di dettaglio condotte sulla soluzione definitiva).

Anche le massime velocità medie risultanti dall'analisi sono pressoché identiche in tutte e tre le sezioni e pari a circa 9 m/s.

L'analisi multicriterio, tenendo anche conto di problematiche di tipo costruttivo e degli oneri complessivi di intervento, ha confermato le risultanze dell'analisi di funzionalità idraulica, ovvero che una pur possibile, limitata riduzione della sezione della galleria principale non avrebbe provocato vantaggi o economie realmente significative. Si è pertanto valutato maggiormente opportuno, in accordo con il RUP, il mantenimento del diametro di galleria originariamente individuato, pari a **9,50 m**.

2.2 Criteri di dimensionamento idraulico

Sulla base dell'analisi della documentazione progettuale pregressa (progetto definitivo 2007 dello scolmatore del Bisagno e progetto esecutivo dello scolmatore del Fereggiano), dell'esame delle osservazioni degli Enti riferite a tali progetti, dell'esperienza tecnica maturata dal RTI nella progettazione di analoghe tipologie di opere e di confronti tecnici con il RUP, per il progetto esecutivo dello scolmatore in oggetto sono state assunte le ipotesi di base e i criteri di dimensionamento generali di seguito riportati.

- Funzionamento a **pelo libero** delle opere di adduzione idraulica (gallerie di adduzione e principale) e nelle camere di dissipazione e montaggio della fresa. Il Consiglio Superiore dei LL.PP. ha già accolto favorevolmente tale scelta nel PD2007, in quanto essa può evitare la formazione di condizioni instabili di *plug flow* nel transitorio da moto a superficie libera a moto in pressione, con fenomeni turbolenti legati all'espulsione delle sacche d'aria in galleria che contribuirebbero a un più rapido degrado dell'opera.
- Grado di riempimento limite pari al **75%**, congruentemente con le assunzioni alla base del PD2007 già condivise dal Consiglio Superiore dei LL.PP., a meno di specifici tratti di limitata estensione in corrispondenza di nodi singolari in cui si verificano fenomeni dissipativi (imbocco galleria di adduzione, sbocco a mare). Considerata l'ampia dimensione della galleria, il volume d'aria disponibile consente di sostenere un adeguato flusso dovuto ai fenomeni di *drag* da parte della corrente idrica, evitando il ricorso ad aerofori (funzione svolta in ogni caso dalla galleria di servizio in corrispondenza del camerone di montaggio della fresa), e di minimizzare inoltre il rischio di formazione di condizioni di *slug flow* dovute a oscillazioni trasversali che possano occludere temporaneamente la sezione, con potenziale innesco di fenomeni cavitativi (pur rari).
- Coefficiente di scabrezza per le opere di adduzione idraulica, espresso secondo Strickler e riferito a uno schema di calcolo monodimensionale, pari a **65 $m^{1/3}/s$**. Tale valore è stato scelto per tenere conto sia della progressiva usura del rivestimento che degli effetti dissipativi dovuti alle increspature superficiali delle correnti veloci (*roll waves*, nella galleria principale), o comunque forfettariamente comprensivo di condizioni secondarie di resistenza al moto legate al potenziale innesco di limitati fenomeni turbolenti.
- Nella documentazione pregressa si evidenziava come le velocità piuttosto elevate della corrente in galleria, comprese nel PD2007 tra 13,0 m/s e 9,5 m/s, potessero dare luogo all'inglobamento di microscopiche bolle d'aria (corrente areata) che aumentano il volume della corrente stessa; questo effetto era valutato variabile tra il 10% e il 5% per le velocità considerate. Nel presente progetto la scelta di una sezione di galleria più ampia (diametro **9,50 m**) di quella strettamente necessaria per la funzionalità idraulica permette da un lato di avere velocità inferiori (circa 8,5÷9,5 m/s nella galleria principale, circa 6,6÷6,7 m/s nella galleria di adduzione) che riducono fortemente l'entità di tale effetto, dall'altro di disporre di un maggiore franco idraulico rispetto al valore limite di dimensionamento (valore

effettivo generalmente inferiore al 70%, valore massimo pari a 73%, al netto dei nodi singolari già richiamati), con presenza di un congruo margine: nella maggior parte dell'estensione delle gallerie circa 3 m di franco in chiave (valore minimo circa 2,6 m).

- Il raggio minimo di curvatura delle gallerie è stato valutato considerando di generare fenomeni massimi di sovralzo in curva compresi tra 0,30 m e 0,40 m (con valori in ogni caso non superiori al 15% del franco idraulico in chiave della sezione considerata; generalmente essi risultano non superiori al 10% di tale franco). Il minimo raggio di curvatura adottabile è risultato quindi pari a 250 m per la galleria circolare nel tratto a pendenza inferiore, 300 m per la medesima galleria nel tratto a pendenza maggiore e 200 m per la galleria di adduzione a bassa pendenza longitudinale (cfr. capitolo 8.4).

2.3 Schema idraulico della soluzione di progetto

Il layout idraulico dell'opera di presa differisce rispetto alla configurazione del progetto definitivo del 2007 per alcuni elementi, come di seguito descritto. Si rimanda agli elaborati grafici di progetto per una più esaustiva descrizione delle caratteristiche geometriche e dimensionali delle opere.

In particolare le modifiche più sostanziali riguardano il tratto a valle dello stramazzo di presa, facendo seguito a quanto indicato in fase di gara e congruentemente con le osservazioni contenute nel parere del Consiglio Superiore dei LL.PP. al progetto definitivo: "*una modifica della geometria* [del tratto di incile della galleria che eviti il brusco slivellamento previsto in progetto] *potrebbe portare sostanziali benefici e il dettaglio costruttivo potrebbe essere ristudiato e, se del caso, modificato in sede di progetto esecutivo*".

- L'impostazione generale delle opere in alveo è congruente con lo schema pregresso (traversa di sbarramento/regolazione, sfioro laterale di presa), pur con modifiche al numero di setti e alla posizione della briglia selettiva e della relativa vasca di dissipazione a valle, come meglio descritto nei capitoli successivi.
- A valle dello sfioro di presa è stato inserito un salto di fondo, realizzato mediante uno scivolo sagomato con profilo Creager, seguito da una vasca di dissipazione e da una platea orizzontale, all'inizio della quale sono presenti due setti "di dissipazione" (che rivestono in realtà la funzione di ulteriore elemento di intercettazione in uscita dalla vasca di possibile materiale di grosse dimensioni che dovesse immettersi nell'opera di presa nonostante le protezioni previste a monte). L'imbocco della galleria di raccordo verso la camera di montaggio della fresa avverrà con stacco a 90° dalla parete sinistra, nella porzione di valle della platea. Questa camera di dissipazione è finalizzata non tanto a diminuire il carico totale della corrente, quanto a ridurne notevolmente il carico cinetico (trasformandolo in energia di posizione), evitando le verosimili significative oscillazioni di massa attese nella configurazione originaria, che prevedeva l'immissione diretta a valle dello sfioro in una curva a pendenza relativamente elevata.
- La galleria di adduzione, realizzata in scavo tradizionale con sezione policentrica di dimensione 10,4 m, collega la camera di dissipazione con un camerone preposto al montaggio della fresa, a cui afferisce una galleria di accesso da piano campagna (area ex canile – Sciorba). La galleria di adduzione è stata prevista con pendenza ridotta (0,25%) per poter verificare condizioni di corrente lenta in corrispondenza di tutte le portate defluibili in condizioni standard di esercizio, evitando così la formazione di un risalto in corrispondenza dell'allargamento dovuto al camerone. Lo sbocco nel camerone avviene con salto di fondo di oltre 1,1 m.

- La galleria principale ha origine dalla parete di valle del camerone e si sviluppa fino allo sbocco a mare con pendenza media pari a circa lo 0,5%. In ragione dell'interferenza con le gallerie ferroviarie nel tratto di valle, la pendenza del tratto è stata impostata su due livellette a pendenza costante, pari a circa 0,62% nel tratto di monte e 0,40% in quello di valle. La sezione (scavata in TBM) è circolare, con diametro pari a 9,50 m in accordo con quanto previsto dal Capitolato d'Oneri a base di gara. Il deflusso della portata di progetto avviene in condizioni di corrente veloce, analogamente a quanto previsto nelle precedenti fasi progettuali (numero di Froude pari a circa 1,35 nel tratto di monte e 1,25 in quello di valle, con valori più vicini all'altezza critica – 1,05÷1,10 – nel tratto di cambio pendenza).
- Il manufatto di sbocco a mare è comune con lo scolmatore del Fereggiano, ed è stato dimensionato nell'ambito del progetto esecutivo di quest'ultimo (attualmente in fase di realizzazione). Per le finalità della verifica idraulica si è considerata una portata allo sbocco (somma dei contributi di Bisagno e Fereggiano) pari a quella complessiva definita dal progetto definitivo del 2007, ovvero 520 m^3/s. Sono state effettuate inoltre analisi idrauliche di approfondimento considerando per massima cautela la contemporaneità perfetta tra tutti i contributi potenzialmente derivabili (Bisagno, Fereggiano, Rovare, Noce, Sciorba), giungendo a una portata massima di 460+136 = 596 m^3/s, e considerando l'effetto di disturbo idrodinamico provocato dalla confluenza dei due flussi nel manufatto di imbocco.

3 VERIFICA DI FUNZIONALITÀ DELLE OPERE NEL LORO COMPLESSO – MODELLO MONODIMENSIONALE

3.1 Oggetto e finalità della rappresentazione

Il modello allestito con schema monodimensionale è finalizzato a:

- una rappresentazione della funzionalità delle opere nel loro complesso, dall'alveo del Bisagno fino allo sbocco a mare;
- l'analisi di confronto tra differenti alternative nella fase di ottimizzazione progettuale, con possibilità di simulare una pluralità di scenari in modo più agevole ed efficiente rispetto alla modellistica bidimensionale;
- l'analisi più estesa nell'alveo del Bisagno in termini di analisi dei franchi idraulici e di possibili interferenze;
- la verifica idraulica delle opere provvisionali in alveo e degli effetti prodotti in termini di interferenza con la corrente;
- l'analisi dei tempi di propagazione minimi dei colmi di piena lungo l'asta del Bisagno a monte del sito di intervento, con la finalità di fornire la base conoscitiva per la definizione di possibili sistemi di preallarme idrologico per le fasi di cantiere;
- la verifica idraulica di riferimento per i tratti di galleria, caratterizzati da sezioni chiuse, con possibilità di avere moti in pressione negli scenari di rischio residuale o malfunzionamento;
- la definizione delle corrette condizioni al contorno per il modello bidimensionale.

Il codice di calcolo utilizzato per le simulazioni idrodinamiche è il MIKE 11 del DHI; esso è in grado di simulare il deflusso in moto stazionario e non, secondo schematizzazione monodimensionale o quasi-2D, di fluidi verticalmente omogenei in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali, descrivibile attraverso i diversi approcci dell'"onda cinematica", dell'"onda diffusiva" e dell'"onda dinamica".

Il modello idrodinamico in esame è stato realizzato secondo schematizzazione quasi-2D, per rappresentare in modo completo la dinamica di sfioro della portata di progetto nel canale scolmatore.

L'opera di sfioro (stramazzo laterale – v. Figura 3-1) è stata infatti schematizzata nel modello come un insieme di più strutture tra di loro collegate, denominate "link channel", aventi un'estensione complessiva pari a 120 m, che consentono l'interscambio di portata tra l'alveo del Bisagno e il canale collettore a tergo dello sfioratore, in funzione dei tiranti idrici che si instaurano nei due rami collegati. Le strutture di sfioro sono ubicate a quota assoluta costante di valore pari a 41,0 m s.m.

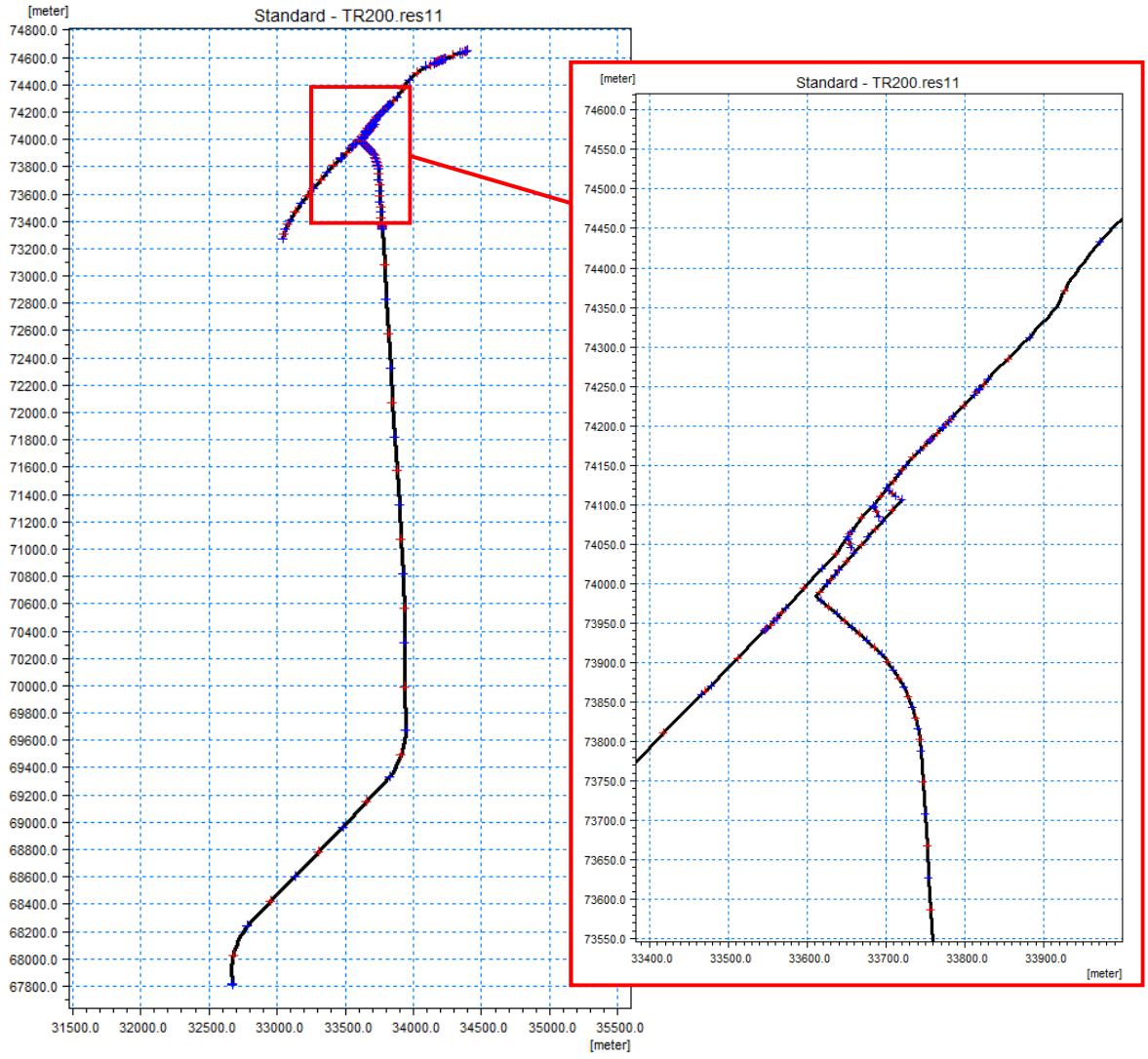


Figura 3-1 – Dominio di calcolo (rappresentazione del network del modello).

L'estensione del modello è rappresentata in Figura 3-1, e copre l'intero sviluppo delle opere in progetto (dallo sfioratore allo sbocco a mare) e un tratto di alveo esteso da poco a valle del ponte Feritore (circa 700 m a valle del ponte Ugo Gallo) fino a poco a monte del ponte di via Fleming (circa 900 m a monte della sezione iniziale dello sfioratore di alimentazione dello scolmatore, oltre 1 km a monte della traversa di regolazione). Nel capitolo 3.2 si forniscono maggiori dettagli in merito alle sezioni utilizzate e alla loro ubicazione nel tratto di alveo.

I limiti del modello sono stati definiti:

- in modo da poter definire condizioni al contorno di valle sufficientemente discoste dal tratto di interesse (con presenza peraltro di due strutture di verosimile svincolo idraulico a valle traversa, ovvero gli attraversamenti esistenti) da eliminare possibili condizionamenti di eventuali imprecisioni sull'idrodinamica in corrispondenza delle opere in progetto.
- per descrivere compiutamente gli effetti di rigurgito prodotti nell'alveo a monte della traversa di regolazione.

3.2 Dati geometrici e schematizzazioni

Il modello idrodinamico monodimensionale del torrente Bisagno è stato costruito sulla base del rilievo topografico realizzato nell'estate del 2017, su una lunghezza complessiva d'asta di 1981,00 m. Il rilievo è restituito negli specifici elaborati grafici, ai quali si rimanda per ogni dettaglio relativamente a quote e geometrie. In Figura 3-2 si riporta la planimetria del tratto d'alveo analizzato, con la localizzazione delle sezioni introdotte nel modello.

Per il tratto a valle dello sfioro di alimentazione dello scolmatore le geometrie cui si è fatto riferimento sono definite nei disegni di progetto.

In Tabella 1 si fornisce il profilo longitudinale del modello, per quanto riguarda la caratterizzazione delle sezioni introdotte, con la briglia selettiva inserita nella posizione risultata ottimale (tra le sezioni 83 e 85 a monte della rampa di accesso all'alveo da via Emilia – cfr. capitolo 6.2). Nel profilo vengono riportate in particolare, relativamente all'asta del Bisagno, le sezioni trasversali utilizzate, contraddistinte in termini di denominazione, progressiva metrica, quota minima di fondo alveo e posizione dei manufatti esistenti ed in progetto.

In Tabella 2 è riportato il profilo longitudinale relativo alle opere di adduzione a valle sfioro, in cui vengono riportate le sezioni introdotte nel modello e riferimenti alla loro tipologia realizzativa e progressiva metrica, analogamente a quanto presentato per le sezioni d'alveo.

Asta	Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo
-	-	-	m	m s.m.
BISAGNO	Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37
BISAGNO	monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31
BISAGNO	valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23
BISAGNO		10.0	167,91	46,88
BISAGNO	monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60
BISAGNO	valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30
BISAGNO		20.0	200,24	45,29
BISAGNO		30.0	215,21	45,21
BISAGNO		40.0	235,27	45,11
BISAGNO		45.0	255,82	45,01
BISAGNO		50.0	257,82	45,00
BISAGNO		60.0	324,29	44,41
BISAGNO		70.0	479,97	43,10
BISAGNO		80.0	632,19	41,94

Asta	Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo
-	-	-	m	m s.m.
BISAGNO		83.0	706,60	40,97
BISAGNO	monte briglia selettiva		722,60	40,94
BISAGNO	valle briglia selettiva inizio bacino di dissipazione		724,30	38,06
BISAGNO	bacino dissipazione		732,60	38,04
BISAGNO	fine bacino di dissipazione monte controbriglia		770,60	37,94
BISAGNO	fine bacino di dissipazione valle controbriglia	85.0	771,82	38,94
BISAGNO		90.0	780,09	38,92
BISAGNO		100.0	789,88	38,89
BISAGNO		110.0	791,58	38,89
BISAGNO		120.0	810,89	38,84
BISAGNO		130.0	814,67	38,83
BISAGNO		140.0	831,31	38,79
BISAGNO		150.0	857,21	38,72
BISAGNO		160.0	871,53	38,68
BISAGNO	inizio sfioro in scolmatore	165.0	894,33	38,62
BISAGNO	sfioro in scolmatore	170.0	922,80	38,55
BISAGNO	sfioro in scolmatore	180.0	965,28	38,44
BISAGNO	fine sfioro in scolmatore	190.0	974,19	38,41
BISAGNO		200.0	1025,73	38,28
BISAGNO	monte paratoie	210.0	1093,55	38,17
BISAGNO	valle paratoie	220.0	1109,90	38,17
BISAGNO	inizio bacino dissipazione	225.0	1115,90	36,67
BISAGNO	fine bacino dissipazione	226.0	1129,40	36,67
BISAGNO		228.0	1132,90	38,07
BISAGNO	monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17
BISAGNO	valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17
BISAGNO		230.0	1383,51	37,28
BISAGNO		240.0	1538,83	36,03
BISAGNO		250.0	1684,70	34,79
BISAGNO		260.0	1830,19	33,80
BISAGNO	monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32
BISAGNO	valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62

Tabella 1 – Profilo longitudinale del modello idraulico per l'asta del Bisagno

Asta	Note	Progressiva	Fondo alveo
-	-	m	m s.m.
SCOLMATORE	inizio canale aperto	0,00	32,93
SCOLMATORE	canale aperto	36,87	32,87
SCOLMATORE	canale aperto	64,37	32,82
SCOLMATORE	canale aperto	91,87	32,76
SCOLMATORE	canale aperto monte scivolo	120,00	32,70
SCOLMATORE	camera dissipazione valle scivolo inizio vasca	128,60	27,80
SCOLMATORE	camera dissipazione fine vasca	143,60	27,80

Asta	Note	Progressiva	Fondo alveo
-	-	m	m s.m.
SCOLMATORE	camera dissipazione fine vasca	144,55	28,75
SCOLMATORE	camera dissipazione sezione su curva 90°	170,80	28,75
SCOLMATORE	inizio sez policentrica	171,80	28,75
SCOLMATORE		197,50	28,69
SCOLMATORE		223,20	28,62
SCOLMATORE	sezione policentrica inizio curva	248,98	28,56
SCOLMATORE		273,98	28,49
SCOLMATORE		298,98	28,43
SCOLMATORE	sezione policentrica centro curva	324,13	28,37
SCOLMATORE		352,13	28,30
SCOLMATORE		380,13	28,23
SCOLMATORE	sezione policentrica fine curva	408,75	28,16
SCOLMATORE		489,75	27,96
SCOLMATORE		570,75	27,75
SCOLMATORE		651,75	27,55
SCOLMATORE		732,75	27,35
SCOLMATORE	fine sez. policentrica monte salto	816,40	27,14
SCOLMATORE	inizio camerone valle salto	822,40	26,00
SCOLMATORE	camerone	847,40	26,00
SCOLMATORE	fine camerone	866,40	26,00
SCOLMATORE	inizio galleria pendenza 6 per mille	870,00	26,00
SCOLMATORE	galleria pendenza 6 per mille	1400,00	22,82
SCOLMATORE	galleria pendenza 6 per mille	1900,00	19,82
SCOLMATORE	galleria pendenza 6 per mille	2400,00	16,82
SCOLMATORE	galleria pendenza 6 per mille	2900,00	13,82
SCOLMATORE	galleria pendenza 6 per mille	3400,00	10,82
SCOLMATORE	galleria pendenza 6 per mille	3900,00	7,82
SCOLMATORE	fine galleria pendenza 6 per mille	4539,00	3,99
SCOLMATORE	galleria pendenza 4 per mille	4900,00	2,54
SCOLMATORE	galleria pendenza 4 per mille	5400,00	0,54
SCOLMATORE	galleria pendenza 4 per mille	5900,00	-1,46
SCOLMATORE	galleria pendenza 4 per mille	6400,00	-3,46
SCOLMATORE	fine galleria pendenza 4 per mille	6875,00	-5,36
SCOLMATORE	galleria policentrica di raccordo	6923,00	-5,61
SCOLMATORE	sezione comune con Ferregiano	6943,00	-5,96
SCOLMATORE	sbocco a mare	6978,00	-6,07
SCOLMATORE	sbocco a mare	7028,00	-6,19

Tabella 2 – Profilo longitudinale del modello idraulico per le opere a valle dello sfioro di presa

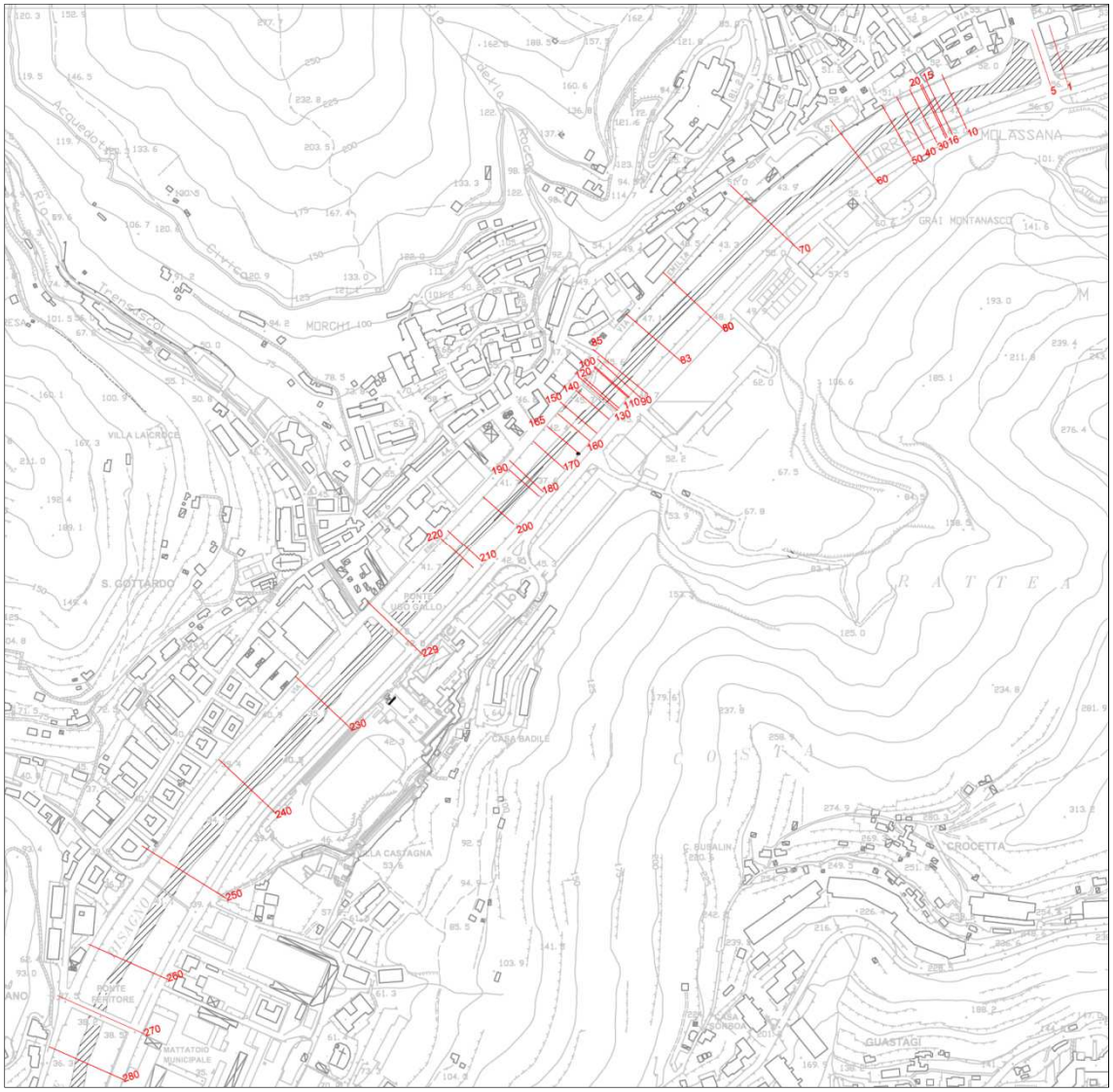


Figura 3-2 – Corografia del tratto di torrente Bisagno oggetto di analisi con rappresentazione delle sezioni introdotte nel modello.

Le luci della traversa di regolazione in progetto e gli attraversamenti viari presenti sono stati schematizzati nel modello con una struttura tipo “culvert”, di forma geometrica variabile secondo una relazione quota-larghezza che tiene conto della luce di deflusso effettiva.

Per la sola traversa non è stata considerata nella schematizzazione l’area trasversale occupata dalle pile ma solo la larghezza netta delle tre luci; tale semplificazione è valida in quanto l’idrodinamica della corrente è regolata dal comportamento di luce sotto battente indotto dalla parzializzazione delle luci mediante le paratoie, e non incidono gli effetti di perdita distribuita (legati al maggiore perimetro bagnato) per la lunghezza della struttura. In ogni caso di questi ultimi si tiene conto schematicamente nelle tre strutture di “culvert” che rappresentano le luci.

Per tutti gli attraversamenti il piano viabile soprastante è stato rappresentato come una potenziale linea di sfioro inserita come struttura aggiuntiva (di tipo “weir”) alla quota effettiva, capace quindi di rappresentare eventuali fenomeni di sormonto del ponte stesso.

Per quanto attiene le opere trasversali di stabilizzazione del profilo di fondo e controllo del trasporto solido, costituite dalla soglia esistente a valle del ponte Fleming e dalla briglia selettiva in progetto, esse sono schematizzate da strutture di tipo "weir" capaci di simulare idrodinamicamente il deflusso attraverso una qualsivoglia geometria di stramazzo a soglia fissa, oppure come luce sottobattente nell'ipotesi di parziale ostruzione, come meglio descritto nel capitolo 6.2.

In corrispondenza delle strutture la sezione di rilievo che le rappresenta è stata duplicata per esigenze di modellizzazione.

Nel tratto di Bisagno in esame sono presenti 3 attraversamenti viari potenzialmente interferenti con il deflusso di piena:

- il ponte Fleming localizzato immediatamente a monte della confluenza in Bisagno del torrente Geirato; esso è costituito da un'unica campata di ampiezza pari a 58,0 m e di altezza media sul fondo alveo pari a circa 8,0 m;
- il ponte Ugo Gallo costituito da 2 campate ciascuna di ampiezza pari a circa 33 m e di altezza media sul fondo alveo pari a circa 4,5 m; la pila presente è a fronti arrotondate ed ha larghezza pari a circa 0,8 m.
- il ponte Feritore costituito da 6 campate di ampiezza pari a circa 12,0 m e di altezza variabile rispetto al fondo alveo da circa 3,5 a 5,5 m; esso presenta 5 pile a fronti arrotondate di larghezza pari a circa 1,0 m.

La passerella pedonale esistente a monte del ponte Ugo Gallo sarà demolita e sostituita – nelle prime fasi del cantiere - con struttura avente la medesima funzione ma nessuna pila in alveo, dimensionata in modo da garantire adeguato franco idraulico nei confronti della piena; tali opere non sono quindi state rappresentate nel modello.

La soglia di fondo esistente ha altezza massima, misurata rispetto al piede di valle, pari a circa 2,0 m; essa è localizzata circa 140 m a valle del ponte di via Fleming.

Di seguito si allegano le schematizzazioni geometriche adottate dal modello per il calcolo del deflusso attraverso le opere trasversali descritte; nelle figure seguenti è rappresentata l'area di deflusso attraverso la struttura ("culvert") che nel modello viene integrata con quella di potenziale sfioro ("weir") al di sopra del piano viabile.

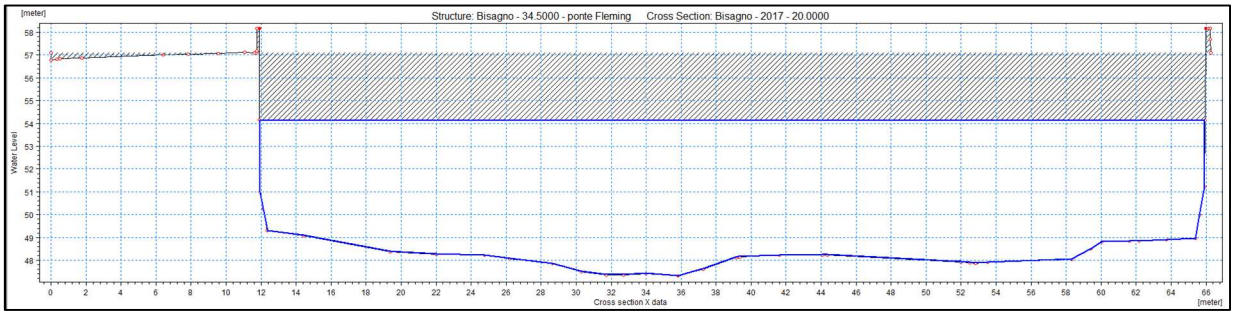


Figura 3-3 - Schematizzazione della sezione del ponte Fleming

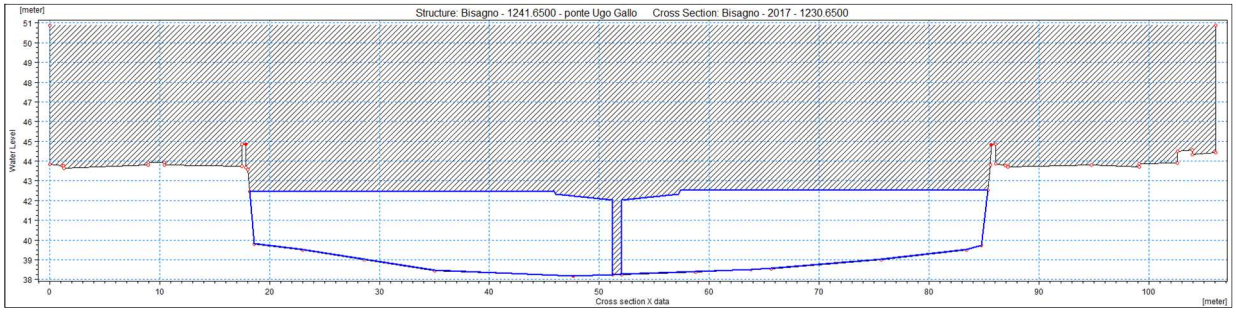


Figura 3-4 - Schematizzazione della sezione del ponte Ugo Gallo

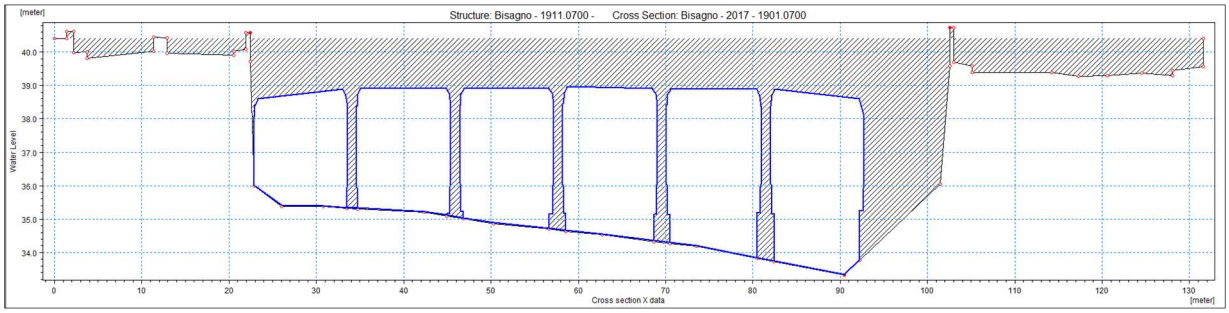


Figura 3-5 - Schematizzazione della sezione del ponte Feritore

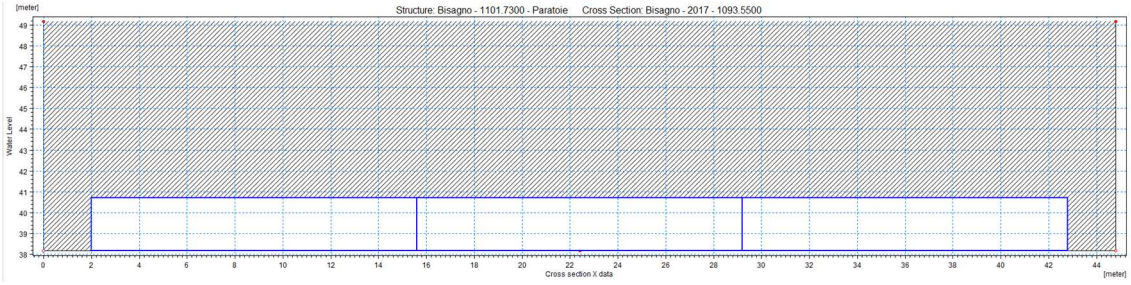


Figura 3-6 - Schematizzazione della sezione della traversa di regolazione dello scolmatore

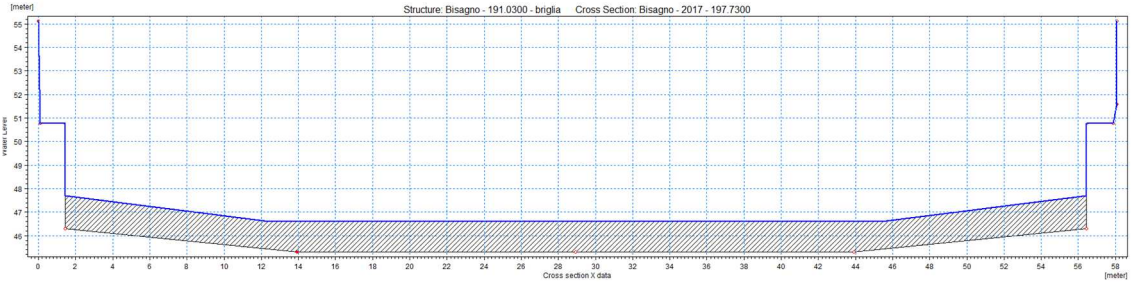


Figura 3-7 - Schematizzazione della soglia esistente a valle del ponte Fleming.

3.3 Condizioni al contorno e parametri di input

Le simulazioni idrodinamiche sono state eseguite considerando cautelativamente (vista la finalità della verifica) una rappresentazione in moto stazionario, ovvero con condizioni al contorno invarianti nel tempo, escludendo quindi fenomeni di laminazione dell'onda di piena. Un'analisi in moto vario è stata condotta per la valutazione dei tempi minimi di corrivazione dell'evento di piena di riferimento.

Le condizioni al contorno inserite nel modello sono le seguenti:

- portata con tempo di ritorno di 200 anni, pari a 1.050 m^3/s, in ingresso nella sezione localizzata più a monte nel modello (sez.1 a progressiva 0,00 m); tale valore è definito dal vigente Piano di bacino del torrente Bisagno (aggiornamento 2017 – rif. relazione idrologica);
- scala di deflusso in moto uniforme imposta nella sezione localizzata più a valle nel modello d'alveo (sez.280 a progressiva circa 1981 m);
- in corrispondenza dello sbocco a mare dello scolmatore si è assunto un livello di marea caratterizzato da una quota pari a 0,50 m s.m., come definito nella relazione idrologica.

Per quanto attiene ai parametri di resistenza distribuita al moto, espressi secondo la formulazione di Gauckler – Strickler, per l'alveo del torrente Bisagno (sia naturale che sistemato) si è fatto riferimento a quanto prescritto nel Piano di Bacino, considerando un valore di 30 $m^{1/3}/s$. Quest'ultimo può apparire eccessivo in considerazione della geometria regolare della sezione e della granulometria del sedimento di fondo, ma fornisce un grado di cautela adeguato all'importanza delle opere in progetto e tiene anche conto della presenza di vegetazione in alveo.

Relativamente ai tratti di canale e galleria con rivestimenti in calcestruzzo si è assunto un valore di resistenza distribuita pari a 65 $m^{1/3}/s$, così come definito nel capitolo 2.2.

4 ANALISI DI AFFINAMENTO DEGLI ELEMENTI CRITICI – MODELLI BIDIMENSIONALI DI DETTAGLIO

4.1 Oggetto e finalità della rappresentazione – nodo di presa

Il modello allestito con schema bidimensionale è finalizzato a un'analisi di dettaglio degli elementi dove il moto è caratterizzato da significative componenti trasversali delle velocità, e risulta quindi non adeguatamente descritto dal modello monodimensionale.

In particolare sono stati analizzati:

- il funzionamento dello sfioratore di presa e l'effetto che esso provoca sull'idrodinamica delle portate in alveo e sul funzionamento della traversa di regolazione;
- il funzionamento idraulico della briglia selettiva e la distribuzione delle velocità in alveo per la valutazione delle massime tensioni tangenziali che sollecitano il materiale lapideo di rivestimento del fondo.
- il funzionamento del sistema "di dissipazione" a valle del canale collettore (scivolo, vasca, platea di valle, imbocco a 90° - smussato – della galleria di adduzione) e la distribuzione dei flussi entro il primo tratto di galleria;
- l'andamento idrodinamico entro la galleria di adduzione, con analisi della presenza di possibili perturbazioni cicliche e della distribuzione dei flussi, oltre che del fenomeno di sovralzo in curva;
- l'idrodinamica della camera di montaggio della fresa, che costituisce un allargamento della sezione corrente e un elemento di transizione tre i due tratti di galleria.

Grazie al modello 2D sono state inoltre attribuite appropriate condizioni al contorno al modello 1D, per quanto riguarda gli elementi che da esso non sono ottimamente descritti (v. elenco precedente).

Il modello 2D è stato messo a punto mediante l'utilizzo del codice di calcolo idrodinamico MIKE 21 del DHI$_{\text{Water Environment Health}}$ nella versione Flexible Mesh, ai volumi finiti, che consente di adottare una risoluzione spaziale variabile in funzione delle diverse aree di studio.

Il dominio di calcolo include il tratto di alveo del Bisagno di maggiore interesse, compreso tra una sezione posta circa 130 m a monte della briglia selettiva e una sezione ubicata circa 25 m a valle del ponte Ugo Gallo, sulla base del progetto di sistemazione e del rilievo topografico e batimetrico eseguito nell'ambito del presente progetto. Il modello include inoltre l'opera di presa, la galleria a sezione policentrica, il camerone di montaggio della fresa e la rappresentazione dell'imbocco della galleria circolare (Figura 4-1).

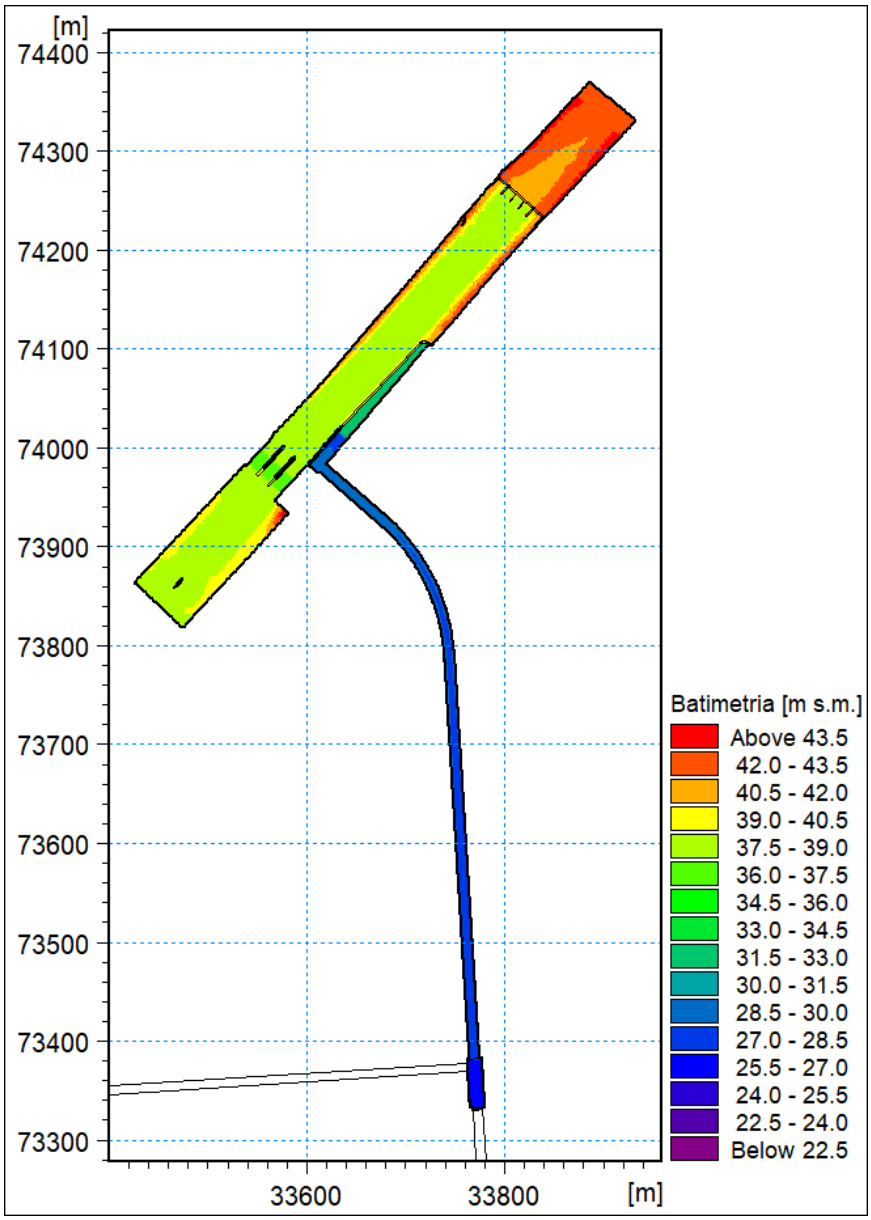


Figura 4-1 - Batimetria complessiva del modello 2D.

4.2 Dati geometrici e schematizzazioni – nodo di presa

I dati geometrici utilizzati per la definizione della batimetria del modello sono i medesimi già citati per il modello monodimensionale (rilievo topografico di dettaglio del 2017, geometrie di progetto delle nuove opere descritte negli elaborati specifici).

L'area oggetto di studio è stata schematizzata all'interno del modello bidimensionale MIKE 21 FM mediante una griglia di calcolo (mesh) a maglie sia triangolari che quadrangolari (in particolare per la galleria e il camerone), dove ad ogni cella del dominio è stata associata una quota del fondo interpolata sulla base delle geometrie delle opere in progetto e dei rilievi topografico-batimetrici dell'alveo del Bisagno nei restanti tratti non oggetto di intervento.

I limiti dell'area di calcolo sono stati fatti coincidere con i muri di sponda dell'alveo del Bisagno e delle opere di derivazione in progetto.

Per i tratti in galleria sono state ipotizzate sponde verticali a partire dalla quota della sezione policentrica e circolare a larghezza massima, in quanto il modello non è in grado di rappresentare sezioni chiuse. Come mostrato nel capitolo 8, tale approssimazione introduce un errore (sovrastima dell'area di deflusso) di entità modesta, in quanto il grado di riempimento effettivo raggiunto nelle gallerie è tale per cui la larghezza del pelo libero è poco inferiore a quella massima. Purtuttavia si è ritenuto più opportuno eseguire la valutazione del grado di riempimento, per le finalità della verifica idraulica, sulla base del modello 1D, che rappresenta esattamente la geometria della sezione. Questa approssimazione non incide invece in modo percepibile sulla distribuzione trasversale dei flussi all'interno della galleria.

L'area di studio rappresentata dal modello bidimensionale è raffigurata nella Figura 4-1. La mesh di calcolo, rappresentata nella sua totalità nella Figura 4-2, è costituita da 28.850 elementi e 19.084 nodi.

La mesh è stata ottimizzata nel corso di successive simulazioni in modo da rappresentare efficacemente e con un buon grado di approssimazione le reali condizioni di deflusso che si sviluppano all'interno delle opere in progetto. Gli elementi quadrangolari sono stati impiegati nei tratti di galleria essenzialmente al fine di impiegare un numero minore di elementi di calcolo e per seguire in maniera più efficiente lo sviluppo prevalentemente longitudinale di tali manufatti. In tutto il resto della mesh gli elementi sono triangolari, con infittimento maggiore in corrispondenza delle zone di particolare interesse.

Nella Figura 4-3, nella Figura 4-4 e nella Figura 4-5 sono rappresentati alcuni particolari della mesh in corrispondenza delle zone di maggiore interesse, dove essa si presenta particolarmente fitta.

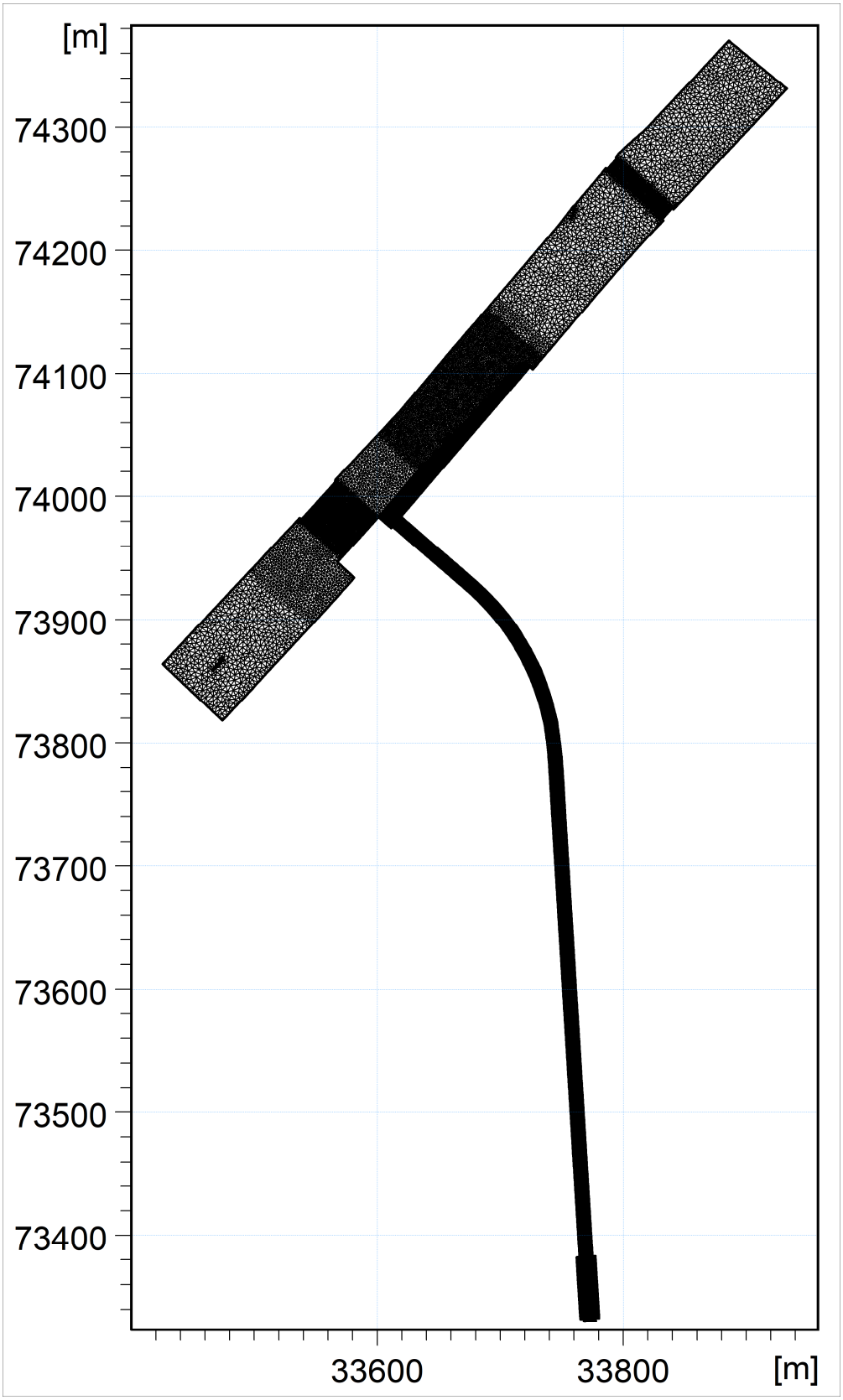


Figura 4-2 - Reticolo di calcolo complessivo del modello 2D del nodo di presa.

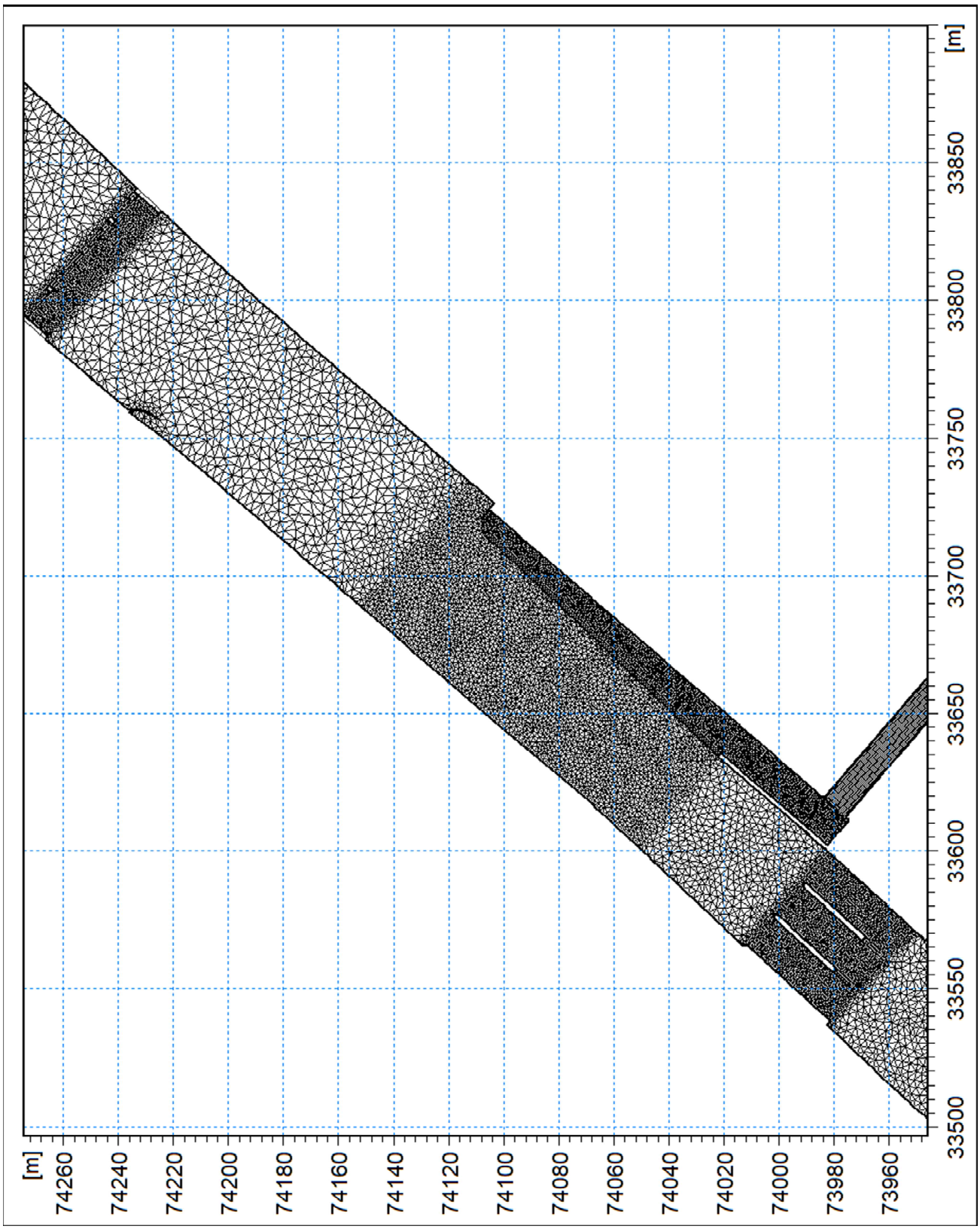


Figura 4-3 - Particolare della mesh in corrispondenza dell'alveo del Bisagno, dalla briglia selettiva alla traversa, comprendente anche lo sfioratore.

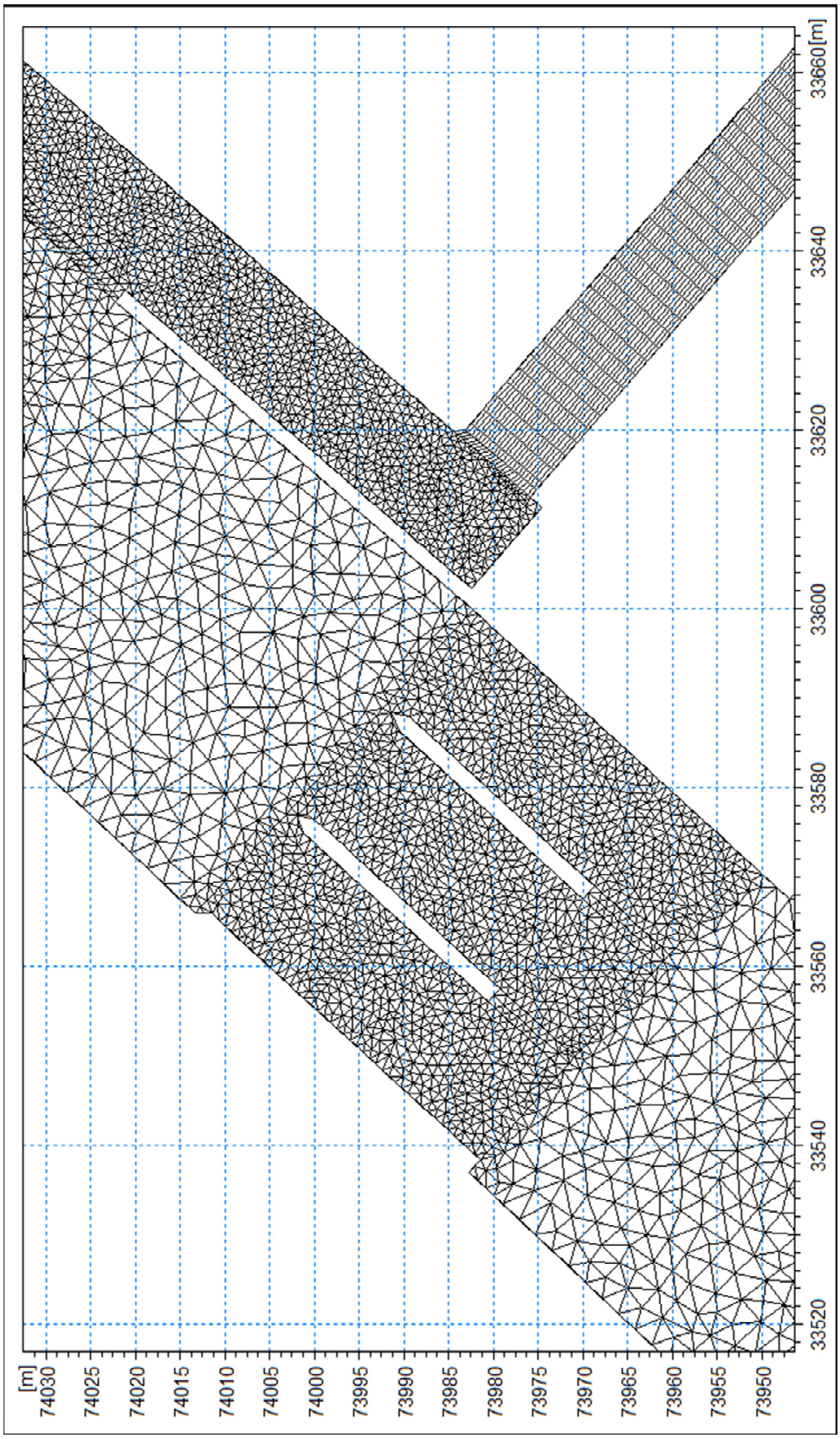


Figura 4-4 - Particolare della mesh in corrispondenza della zona della traversa e del tratto di imbocco della galleria policentrica.

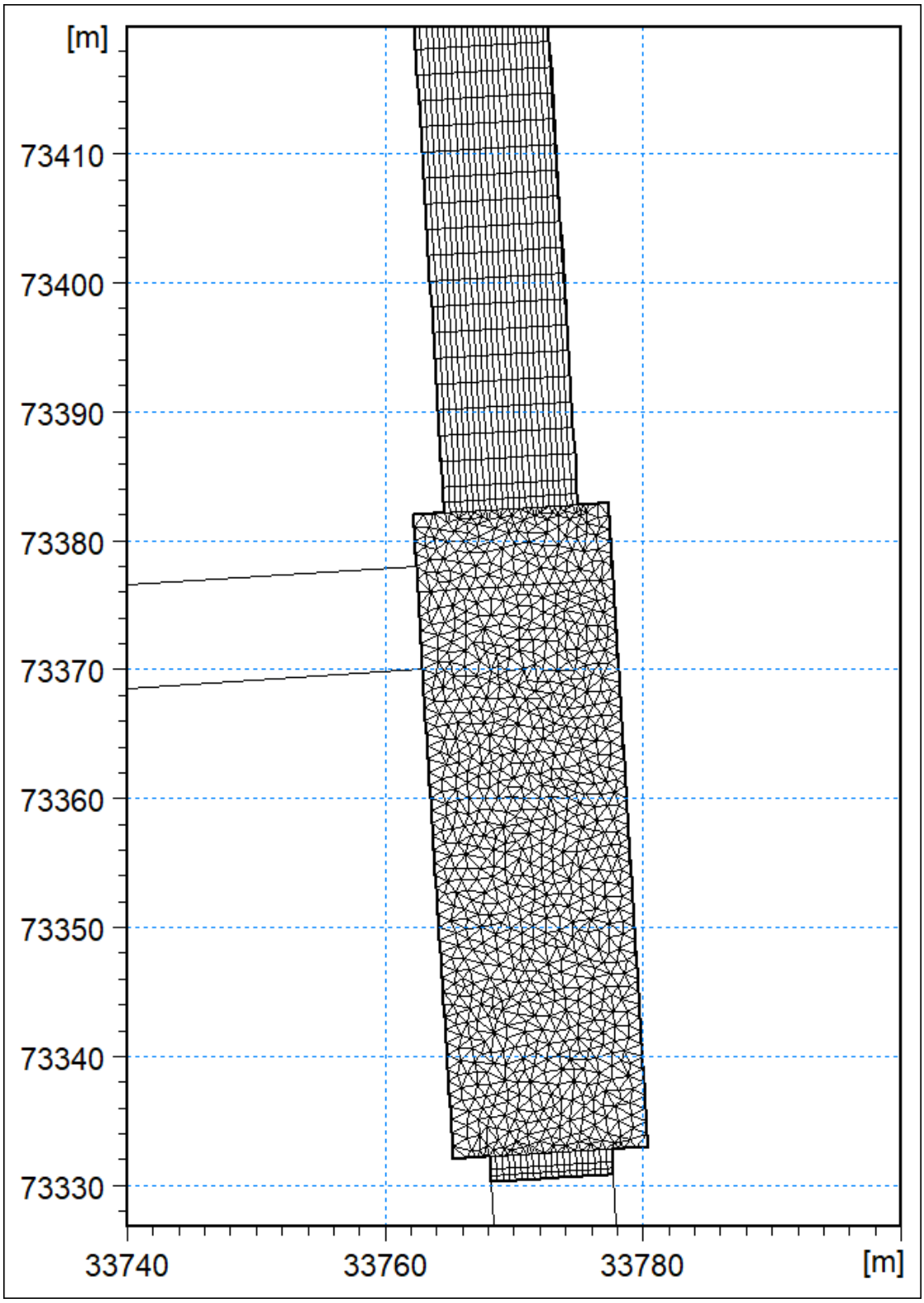


Figura 4-5 - Particolare della mesh in corrispondenza del camerone di montaggio.

4.3 Allestimento del modello del manufatto di sbocco

Analogamente a quanto descritto per il nodo di presa, il modello allestito con schema bidimensionale del manufatto di sbocco a mare è finalizzato a un'analisi di dettaglio della confluenza tra le due gallerie scolmatrici, dove il moto è caratterizzato da significative componenti trasversali delle velocità e risulta quindi non adeguatamente descritto dal modello monodimensionale.

L'allestimento si è basato sui dati geometrici desumibili dal progetto esecutivo approvato dello scolmatore Fereggiano, attualmente in fase di realizzazione, utilizzando il medesimo software e modalità di schematizzazione già descritti per il modello del nodo di presa.

L'estensione dell'area simulata è rappresentata in Figura 4-6 e Figura 4-7, in cui si rappresenta una sovrapposizione della mesh di calcolo agli elementi finiti, non strutturata, e della batimetria del modello.

Il modello è esteso fino allo sbocco dell'attraversamento di Corso Italia per il Fereggiano, mentre per il Bisagno il tratto simulato è più esteso (fino a monte di Corso Italia) per meglio assegnare le condizioni al contorno di monte.

Per definire adeguatamente le condizioni al contorno di valle è stata rappresentata un'area di fondale marino circostante lo sbocco, sulla base delle curve di livello contenute negli elaborati del progetto esecutivo dello scolmatore del Fereggiano.

La mesh di calcolo complessiva è costituita da 5.080 elementi e 4.062 nodi. Essa è stata ottimizzata nel corso di successive simulazioni in modo da rappresentare efficacemente e con un buon grado di approssimazione le reali condizioni di deflusso che si sviluppano all'interno del manufatto. Elementi quadrangolari sono stati impiegati per la descrizione della galleria Bisagno, per seguirne in maniera più efficiente lo sviluppo prevalentemente longitudinale, mentre il tratto terminale della galleria Fereggiano, inclinato di circa 30° rispetto all'asse della prima, è descritto con elementi triangolari.

Il modello è stato calibrato per confronto con i risultati presentati nel progetto esecutivo dello scolmatore del Fereggiano relativamente ad analisi condotte con modello fisico.

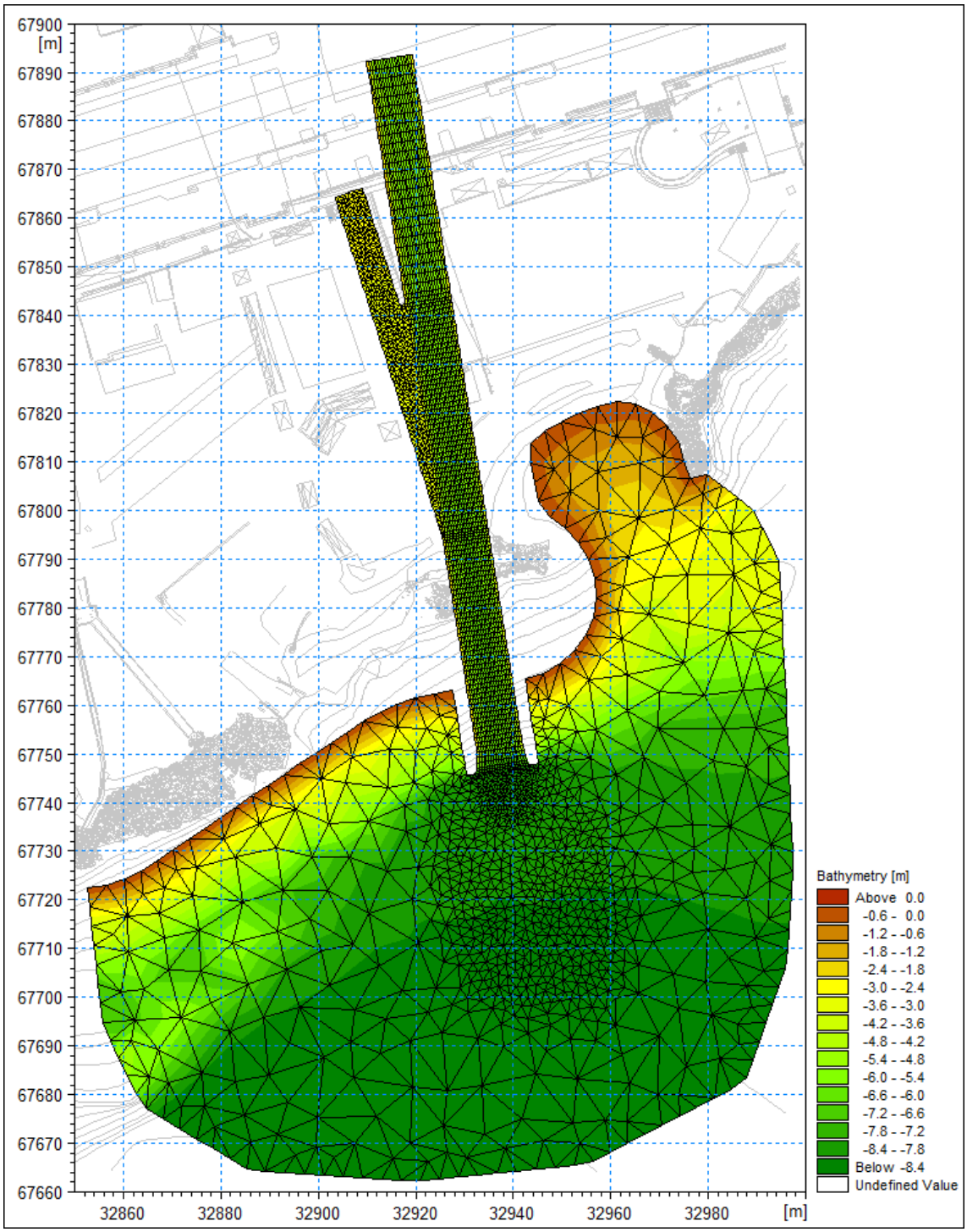


Figura 4-6 - Reticolo di calcolo complessivo del modello 2D dello sbocco a mare, sovrapposto alla batimetria del modello.

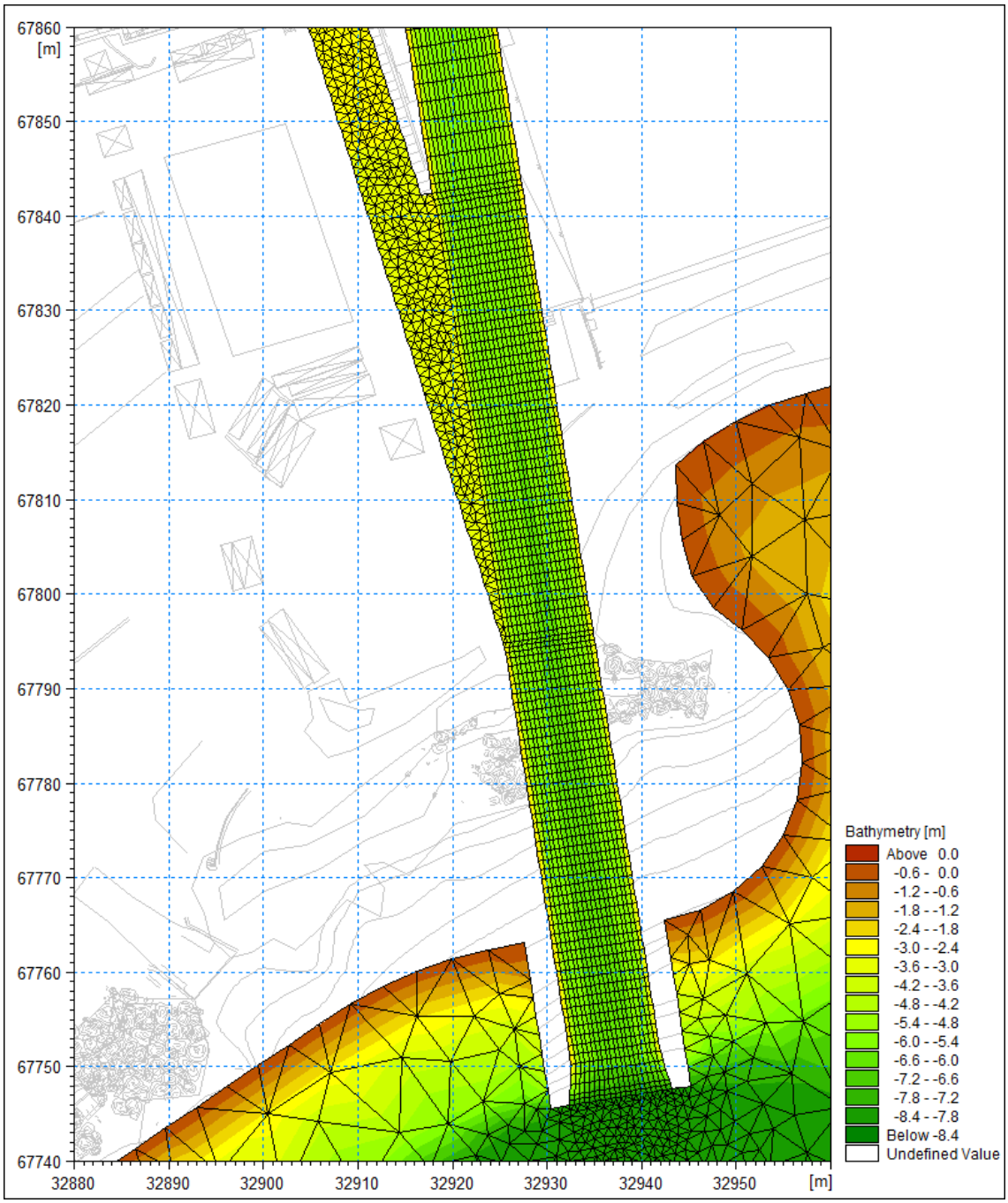


Figura 4-7 - Reticolo di calcolo complessivo del modello 2D dello sbocco a mare, sovrapposto alla batimetria del modello (dettaglio nel tratto di confluenza).

4.4 Condizioni al contorno e parametri di input

Poiché il modello adotta un metodo di calcolo esplicito, i passi di tempo di integrazione sono determinati in automatico imponendo che, per ragioni di stabilità numerica, il numero di Courant della corrente si mantenga inferiore a 0,8.

La viscosità turbolenta è legata alla non uniforme distribuzione del campo delle velocità e viene simulata nel modello tramite il coefficiente di “eddy viscosity”. Nel caso in esame i coefficienti di eddy viscosity sono

stati calcolati in automatico nel modello mediante la formulazione di Smagorinsky, adottando un coefficiente cs=0,15 per entrambi i modelli.

La scabrezza rappresenta, all'interno delle equazioni del moto, il parametro che regola le perdite di energia distribuite per attrito sul fondo di scorrimento e sulle sponde dell'alveo attivo.

In un modello bidimensionale i coefficienti di scabrezza da considerare si ottengono generalmente incrementando opportunamente di circa un 20÷30% quelli comunemente impiegati nei modelli monodimensionali, per tenere conto del fatto che in un modello 2D sono già in tutto o almeno in gran parte direttamente considerati nelle equazioni del moto gli effetti di resistenza indotti dalle condizioni di moto non-monodimensionali (turbolenza, moti vorticosi, sinuosità dell'alveo ecc.) che nell'ambito di un modello monodimensionale devono essere globalmente inclusi in un valore inferiore del coefficiente di scabrezza.

Considerati i valori dei coefficienti di scabrezza di Strickler impiegati nel modello 1D, nel modello 2D del nodo di presa si è assunto pertanto per l'alveo del Bisagno un valore medio pari a 40 $m^{1/3}/s$ su tutta l'estensione del tratto considerato ad eccezione della traversa e della briglia selettiva, per le quali si è adottato un valore pari a 50 $m^{1/3}/s$; per le opere in cls (sfioratore, canale di presa, gallerie) si è invece adottato un valore pari a 80 $m^{1/3}/s$. Successivamente, nell'ambito della ricalibrazione a seguito delle analisi condotte con modello fisico,, anche per l'area della traversa è stato assunto un coefficiente di scabrezza pari a 40 $m^{1/3}/s$.

Nella Figura 4-8 è riportata una mappa con l'assegnazione dei coefficienti di Strickler adottati.

Per il modello dello sbocco a mare sono stati assunti valori di scabrezza pari a 80 $m^{1/3}/s$ per tutti i manufatti (gallerie in calcestruzzo) e a 30 $m^{1/3}/s$ per il fondale marino.

Le condizioni al contorno imposte per l'esecuzione delle simulazioni idrodinamiche con il modello 2D del nodo di presa sono le seguenti:

- portata costante in ingresso a monte nel Bisagno pari a 1.050,0 m^3/s (TR200);
- livello costante pari a 40,95 m s.m. nella sezione di uscita del Bisagno a valle del ponte Ugo Gallo, calcolato con il modello MIKE 11;
- portata esterna in ingresso nel camerone pari a 10 m^3/s;
- livello costante sulla sezione terminale del modello in corrispondenza della galleria circolare pari a 33,05 m s.m., valore prossimo all'altezza critica.

In corrispondenza della traversa sono state introdotte inizialmente nel modello 3 strutture tipo "gate" per simulare la presenza delle paratoie a settore, imponendone il grado di apertura al fine di lasciare defluire verso valle una portata pari a 600 m^3/s e contemporaneamente scaricare allo sfioratore la portata residua pari a 450 m^3/s. Successivamente, in fase di ricalibrazione, sono state impiegate, in sostituzione delle strutture tipo "gate", 3 strutture tipo "culvert", caratterizzate da un comportamento maggiormente affidabile e più immediato da controllare in fase di calibrazione.

Le condizioni al contorno imposte per l'esecuzione delle simulazioni idrodinamiche con il modello 2D dello sbocco a mare sono le seguenti:

- portata costante in ingresso a monte della galleria del Bisagno;
- portata nulla o costante (in base ai diversi scenari di simulazione considerati) all'imbocco della galleria del Fereggiano);
- livello costante sul contorno di valle in mare pari a 0,50 m s.m., rappresentativo di un effetto cautelativo di sovralzo del livello medio mare all'occorrere di un evento meteomarino intenso.

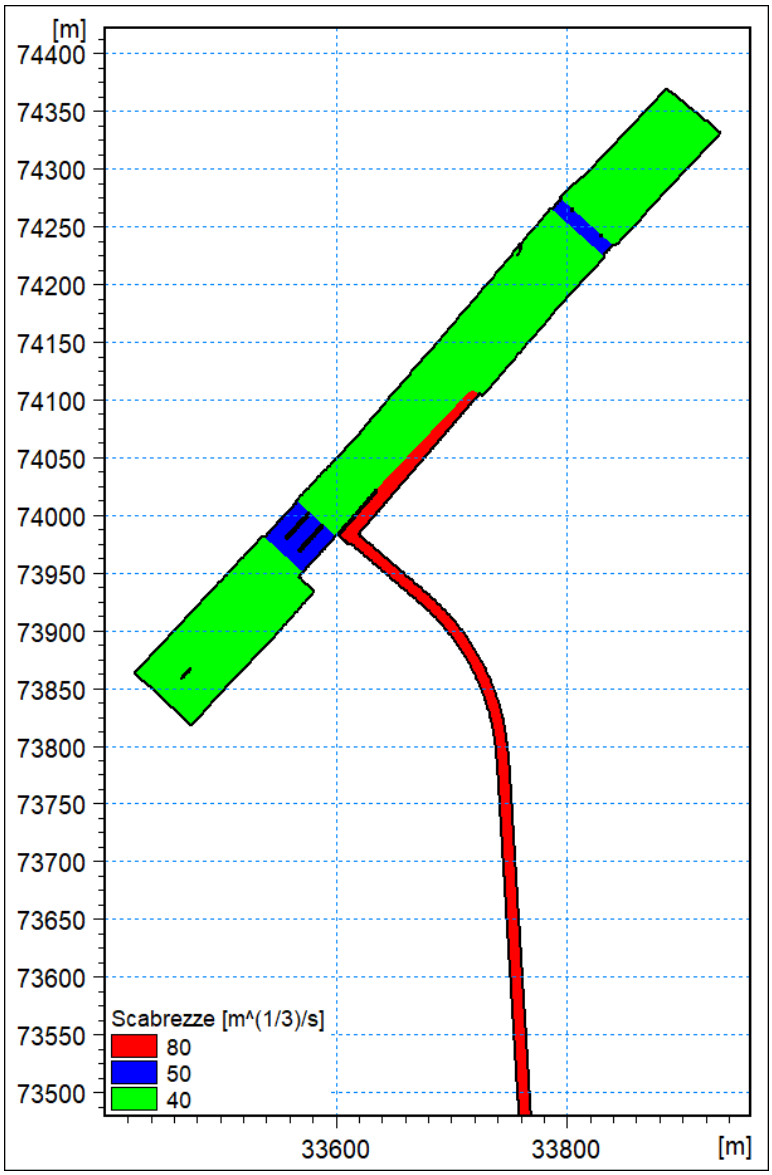


Figura 4-8 - Distribuzione dei coefficienti di scabrezza nel modello 2D del nodo di presa.

5 ANALISI DI APPROFONDIMENTO MEDIANTE MODELLO FISICO

Nel seguito si riassumono in sintesi le indagini eseguite mediante allestimento di un modello fisico in scala del nodo di presa; si rimanda allo specifico elaborato (BIS2E-H-SDB05-RE01-1) per maggiori dettagli.

5.1 Oggetto e finalità della rappresentazione

Il modello fisico è stato innanzitutto predisposto per rappresentare le opere di imbocco dello scolmatore, costituite dallo sfioratore sul Bisagno con relativo canale collettore, dalla canalizzazione di imbocco verso la galleria a sezione policentrica e dal primo tratto della galleria stessa. Il modello è stato successivamente esteso, come da indicazioni del C.S.LL.PP., in modo da risultare rappresentativo anche dell'alveo del torrente Bisagno (nel tratto oggetto di sistemazione) e per riprodurre il tratto della galleria di adduzione fino

a valle della curva, potendo così descrivere l'entità dei fenomeni di sovralzo e distanziando la sezione di imposizione delle condizioni al contorno dal tratto di principale interesse per lo studio.

Le finalità di indagine all'origine di tale impostazione riguardano la distribuzione dei flussi all'interno della vasca di dissipazione e le modalità di imbocco della galleria di adduzione. La riproduzione dell'alveo consente inoltre l'indagine delle condizioni idrodinamiche a monte e a valle del tratto in studio e di indagare/validare altri elementi del progetto, quali ad esempio l'andamento dei flussi in alveo e il conseguente rispetto dei franchi idraulici rispetto alle sponde.

5.2 Dati geometrici e condizioni di similitudine idraulica

Il modello fisico è realizzato a fondo fisso e scala geometrica indeformata **1:43**, individuata come miglior compromesso tra le esigenze di rappresentatività e sensibilità delle misure (livelli e velocità), la significatività idraulica (conservazione del numero di Froude e funzionamento in campo pienamente turbolento) e la logistica di laboratorio (considerando anche di poter utilizzare elementi standard con geometrie commerciali).

La definizione delle corrispondenti scale dei parametri idraulici deriva dalla condizione di similitudine del comportamento idrodinamico tra modello e prototipo.

Le opere rappresentate nel modello presentano complessivamente uno sviluppo longitudinale (in asse al Bisagno) di circa 7,5 m e in senso trasversale (in asse alla galleria di scarico) di circa 1,5 m (alveo) e circa 6,1 m (sviluppo curvilineo della galleria), corrispondenti in scala reale a circa 320 m di alveo e 260 m di galleria.

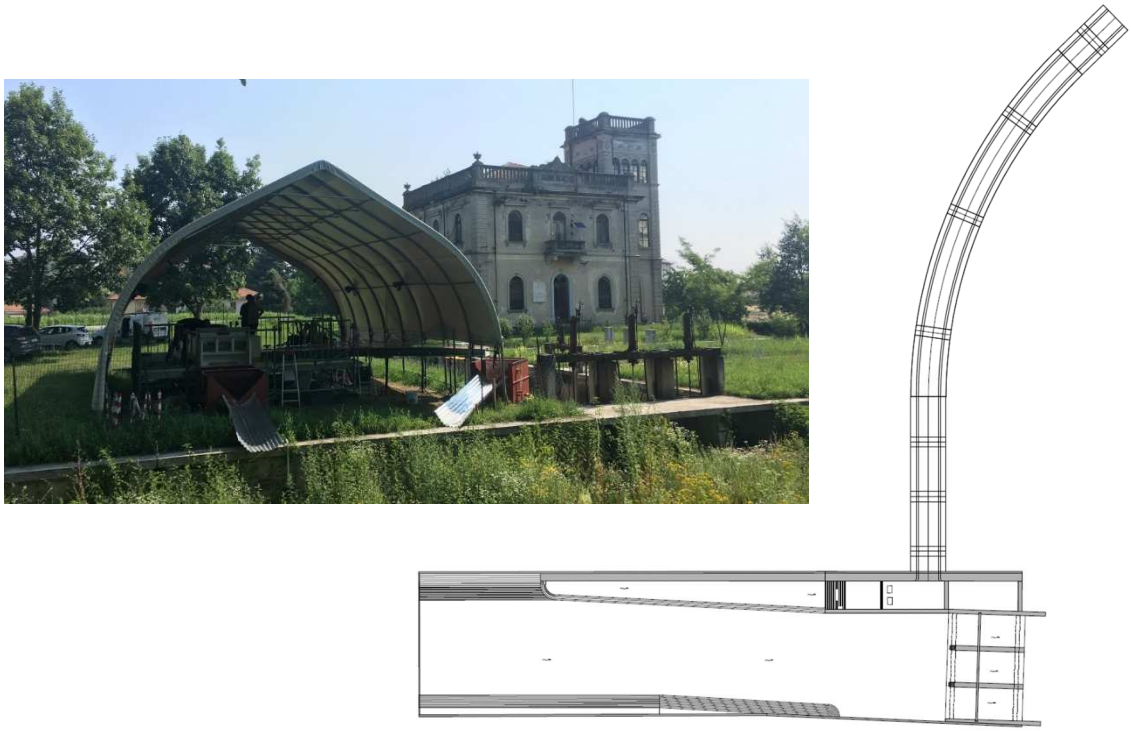


Figura 5-1 – Sito di installazione e schema di progetto del modello fisico, comprensivo del tratto di alveo del Bisagno interessato dall'opera di sbarramento, dallo sfioratore, dall'opera di imbocco e dal tratto di galleria a sezione policentrica fino a valle della curva del tracciato.

Il modello è inserito in un circuito idraulico di prova di tipo aperto, costituito da:

- derivazione per pompaggio da un canale a pelo libero regolato a livello costante (Naviglio di Ivrea), che dal punto di vista del modello si può considerare alla stregua di un serbatoio di capacità infinita;
- immissione della portata in una vasca di smorzamento e regolarizzazione, con valvola di regolazione in testa;
- alimentazione del modello per sfioro diretto; è presente un primo tratto d'alveo (di estensione pari a circa 65 m in scala del prototipo – 1,5 m in scala del modello) a monte di quello oggetto di indagine, realizzato con la geometria effettiva di sistemazione ma non da considerarsi rappresentativo in termini di similitudine idraulica, che ha la funzione di regolarizzare le condizioni idrodinamiche all'imbocco, così da svincolare la prima sezione utile del modello dalla condizione di monte dovuta all'alimentazione;
- collettamento delle portate in uscita dall'alveo e dalla galleria entro due vasconi attrezzati con schermi di dissipazione e stramazzi triangolari in parete sottile per la misura della portata defluente. In galleria sono realizzate sezioni con accesso da apposite fenditure praticate nella calotta in plexiglass; la quota inferiore di tali fenditure rappresenta l'85% del riempimento, mentre la base della calotta in plexiglass il 50%;
- rilascio della portata entro un canale di scarico secondario.

5.3 Prove idrauliche eseguite

Il modello fisico è stato oggetto di numerose prove preliminari per calibrare correttamente i dispositivi di assegnazione delle condizioni al contorno e individuare le condizioni di simulazione maggiormente rappresentative.

Eseguite tali fasi di calibratura, lo studio si è concentrato prevalentemente sul comportamento della galleria e della vasca di imbocco posta subito a monte, indagando le modalità di deflusso di diverse portate, sia in condizioni "di progetto" con deflusso ripartito tra l'alveo a valle e lo stramazzo di derivazione, sia con paratoie di sbarramento chiuse e portata immessa interamente in galleria. Con riferimento alla condizione di progetto si sono indagate anche le condizioni idrodinamiche in alveo.

Prove successive sono poi state effettuate al fine di:

1) individuare posizionamenti alternativi delle paratoie dello sbarramento che consentano la ripartizione di progetto delle portate;
2) analizzare gli effetti sui manufatti collettore e di derivazione dei vari set di posizionamento delle paratoie;
3) verificare il possibile effetto della mancata apertura di una delle luci di sbarramento.

I risultati sono presentati nel dettaglio nella relazione specifica (BIS2E-H-SDB05-RE01-1); nei capitoli che seguono si richiamano in sintesi i principali elementi, utilizzati anche per una ricalibrazione del modello numerico bidimensionale (relativamente in particolare alla porzione d'alveo antistante le paratoie).

6 RISULTATI: OPERE IN ALVEO

6.1 Nodo di presa (traversa e sfioratore)

Il nodo di presa è stato mantenuto sostanzialmente identico rispetto alla soluzione già approvata del Progetto Definitivo 2007. Unica modifica delle opere in alveo è stato un modesto allungamento verso monte della soglia di sfioro, portandone la luce a una lunghezza di 120 m anziché i 110 m originari, in modo da bilanciare approssimativamente la necessità di derivare una maggiore portata, con la finalità di mantenere in alveo livelli idrici il più possibile prossimi a quelli precedentemente definiti.

Come meglio descritto nel seguito, la variazione della posizione della briglia selettiva (con relativo bacino di dissipazione a valle) ha comportato inoltre un adeguamento della configurazione di sistemazione dell'alveo, con aumento della pendenza longitudinale del tratto a monte della traversa, in corrispondenza dello sfioro.

Tramite il modello quasi-2D sono state preliminarmente eseguite alcune simulazioni andando a ricercare per iterazioni successive la dimensione ottimale dell'apertura delle luci della traversa di regolazione in progetto al fine di consentire, rispetto alla portata bicentenaria in arrivo da monte di valore pari a 1050 m^3/s, l'afflusso nella galleria scolmatrice di una portata pari a 450 m^3/s.

Il modello ha mostrato il raggiungimento di tale corretta ripartizione delle portate in presenza di un'apertura delle tre paratoie costante e pari a 2,55 m; il livello idrico medio che si genera a monte della traversa di regolazione risulta nella schematizzazione monodimensionale pari a 42,67 m s.m.

In corrispondenza della soglia laterale dell'opera di sfioro si instaura un livello idrico in alveo variabile da quota 43,07 a 42,82 m s.m.; rispetto al ciglio sfiorante a quota 41,00 m s.m. il battente idrico è quindi variabile da 2,07 m a 1,82 m (v. anche per maggiori dettagli il capitolo 6.4).

I risultati sopra esposti mostrano una buona congruenza con quelli ottenuti tramite il modello fisico originariamente allestito nell'ambito del PD2007 (considerando le modeste differenze già descritte in termini di portate e geometrie), come mostrato nel confronto per sezioni di Tabella 3.

Si nota come il livello idrico medio in nessuno dei due modelli mostri il classico andamento in presenza di uno sfioro laterale, con abbassamento e successiva risalita, verosimilmente a causa dell'effetto di rigurgito indotto dalle paratoie, dal progressivo restringimento della sezione e dalla larghezza della stessa.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico P.E. – modello numerico	Livello idrico P.D. - modello fisico	Differenza P.E.-P.D.
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m
inizio sfioro in scolmatore	165	894,33	38,62	43,07	43,23	-0,16
sfioro in scolmatore	170	922,80	38,55	42,97	42,90	0,07
sfioro in scolmatore	180	965,28	38,44	42,84	42,65	0,19
fine sfioro in scolmatore	190	974,19	38,41	42,82	42,60	0,22

Tabella 3 – Confronto risultati del Progetto Esecutivo con quelli del modello fisico eseguito nel Progetto Definitivo

Le prove eseguite sul modello numerico bidimensionale e su quello fisico allestito per il presente progetto hanno evidenziato alcuni scostamenti rispetto ai risultati del modello numerico monodimensionale.

Innanzitutto, rispetto ai 2,55 m di apertura delle paratoie definiti per via teorica, i valori effettivi risultati necessari per garantire la corretta ripartizione dei deflussi risultano in generale superiori, più prossimi ai 3 m.

Tale condizione non è univoca; le simulazioni condotte hanno consentito di definire la configurazione di aperture risultata ottimale in termini di stabilità delle portate e idoneità di funzionamento della derivazione (rif. elaborato BIS2E-H-SDB05-RE01-1). La configurazione di apertura proposta come riferimento di progetto è individuata in Tabella 4.

Paratoia	Apertura [m]
Sinistra	**3,00**
Centro	**2,80**
Destra	**2,90**

Tabella 4 – Aperture, di riferimento per la gestione delle opere, delle tre paratoie dello sbarramento.

L'andamento dei flussi di corrente descritto dal modello fisico e dal quello 2D risulta nel complesso congruente. Si evidenzia in particolare, come meglio descritto nel seguito, uno spostamento della corrente verso la sponda sinistra a causa della derivazione dovuta allo sfioratore laterale, con successiva nuova espansione verso le paratoie, che comporta uno sbilanciamento in senso trasversale sulla sezione di sbocco (in particolare la paratoia in destra contribuisce meno al deflusso e mostra livelli idrici a monte inferiori)

Il modello fisico evidenzia in particolare come la conseguente formazione in sponda destra di un flusso di ritorno verso monte, che origina una struttura a vortice, sia responsabile di oscillazioni volumetriche in alveo che causano una variabilità (fluttuazione attorno al valor medio) nel valore di portata derivata dallo stramazzo, nonostante la stabilità nelle condizioni di alimentazione del modello.

L'analisi di ottimizzazione delle aperture delle paratoie ha consentito di selezionare una configurazione in grado di contenere il più possibile queste oscillazioni, che da circa un ±10% osservato nella condizione iniziale si riducono a valori inferiori a ±2% nello schema proposto.

I risultati del modello 1D sono stati assunti come condizioni al contorno per quello bidimensionale, in grado di descrivere con maggiore accuratezza l'effettiva distribuzione dei flussi in questo tratto d'alveo, poiché la presenza della derivazione laterale induce componenti significative della velocità in senso trasversale.

L'analisi con modellistica fisica ha evidenziato, come anticipato, una buona congruenza coi risultati del modello 2D, eccetto nel tratto d'alveo compreso tra l'estremità di valle dello sfioratore e lo sbarramento, dove il moto presenta caratteristiche più marcatamente tridimensionali. I livelli idrici rilevati nel modello fisico risultano superiori, particolarmente l'effetto di sovralzo in sponda sinistra.

Il modello 2D è stato pertanto ricalibrato per migliorarne la rappresentatività in questo tratto, pur senza riuscire a collimare esattamente con i risultati di quello fisico; i valori forniti da quest'ultimo sono stati assunti come riferimento per le verifiche idrauliche di questo tratto.

In Figura 6-1, Figura 6-2 e Figura 6-3 si rappresentano rispettivamente le distribuzioni dei livelli idrici [m s.m.], delle altezze d'acqua rispetto al fondo alveo [m] e delle velocità della corrente [m/s] in corrispondenza del deflusso del colmo di piena di progetto per il tratto di alveo del torrente Bisagno di

maggiore interesse (in corrispondenza della traversa e dello sfioratore laterale), oltre che nel canale collettore a tergo dello sfioratore.

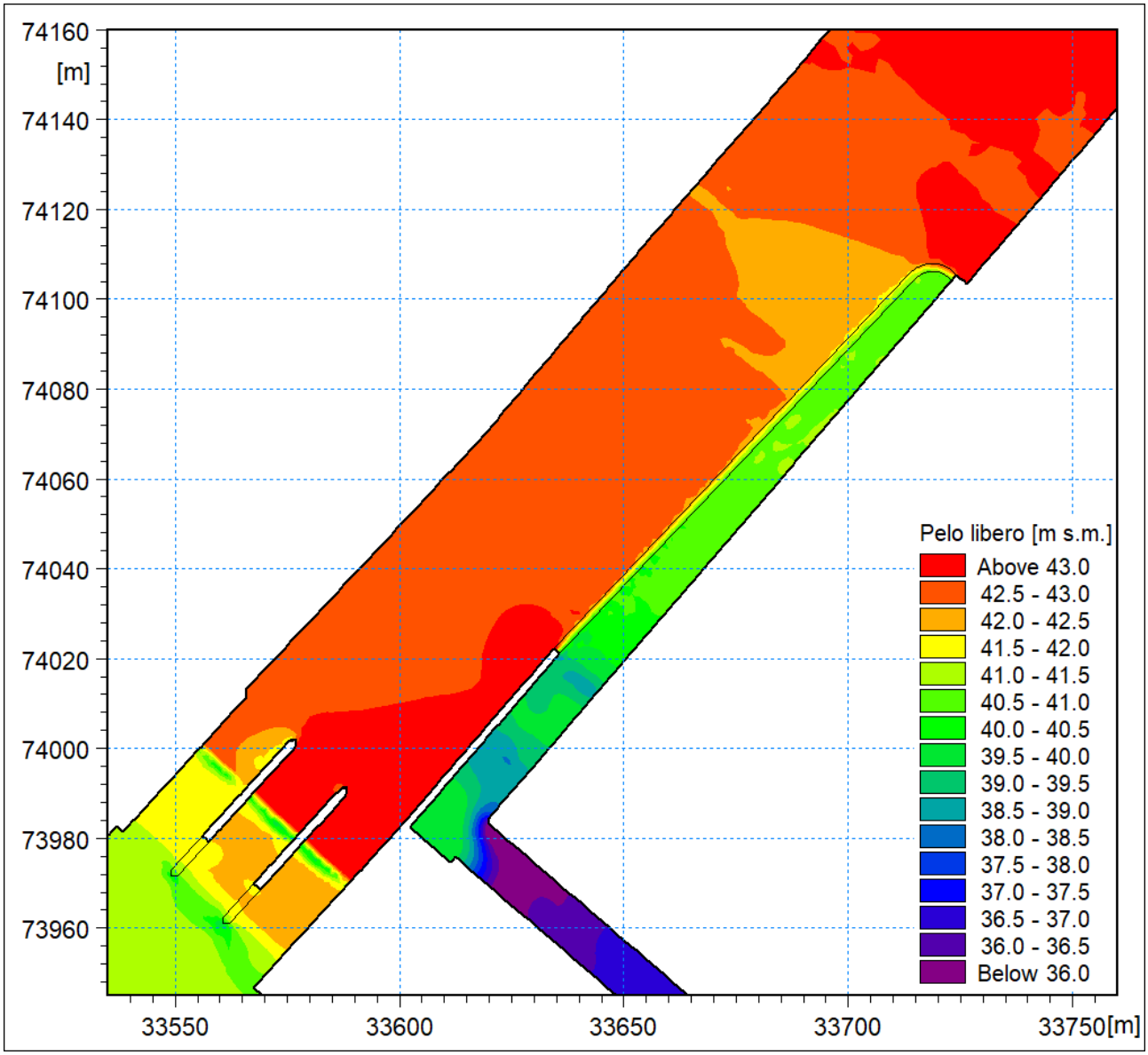


Figura 6-1 – Mappa dei livelli idrici in alveo [m s.m.] al deflusso del colmo di piena duecentennale.

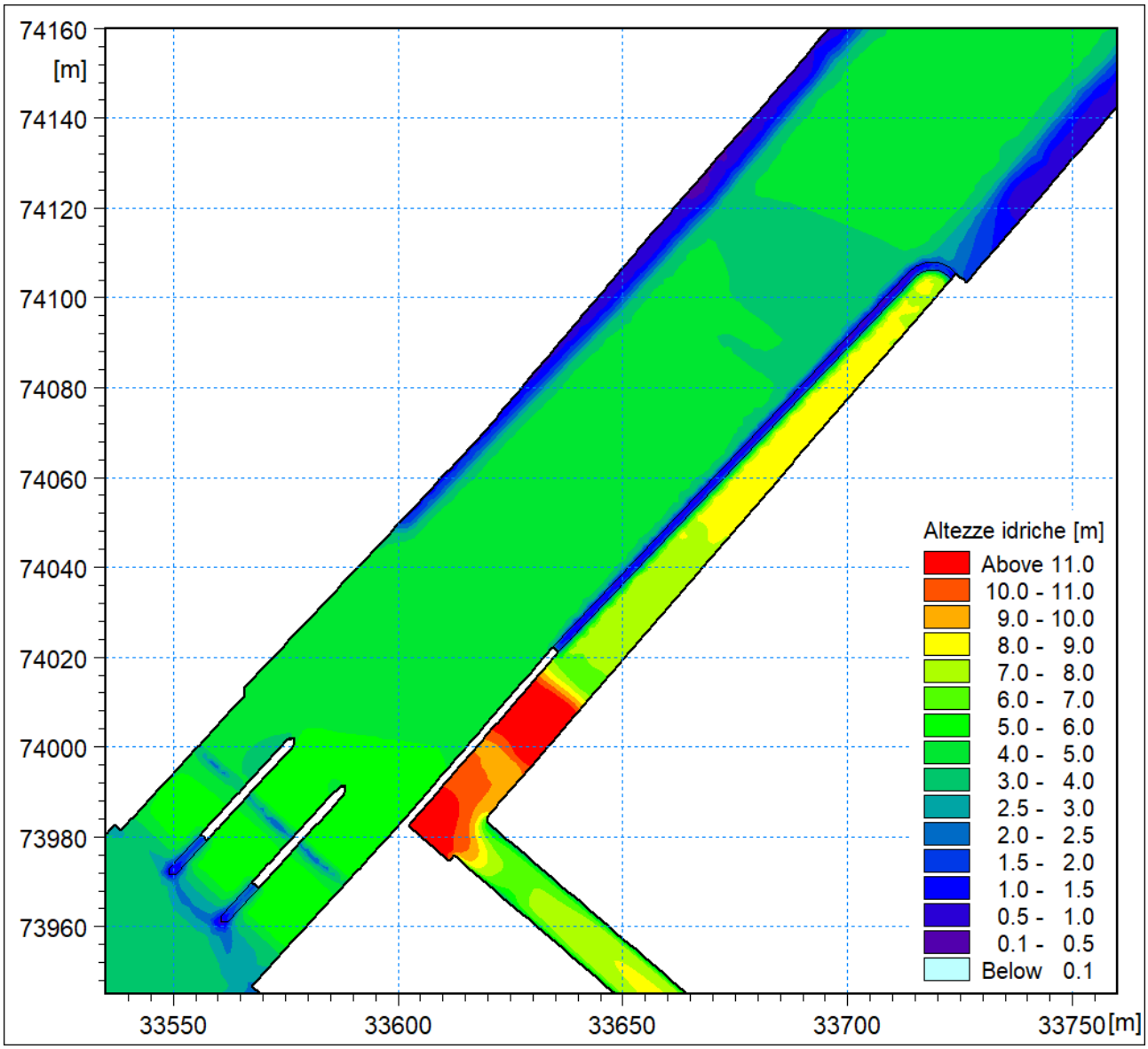


Figura 6-2 – Mappa delle altezze d'acqua in alveo [m] al deflusso del colmo di piena duecentennale.

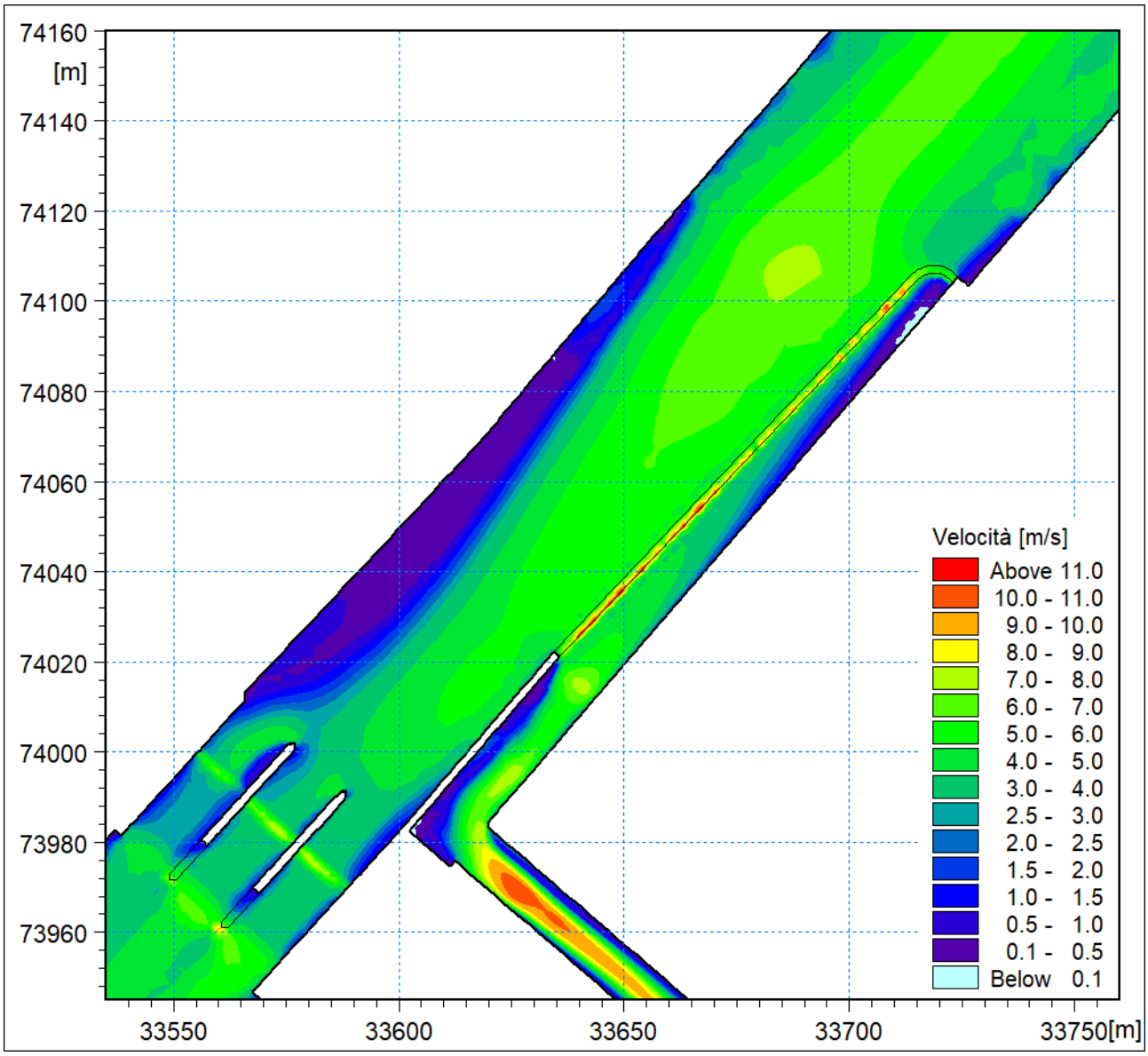


Figura 6-3 – Mappa delle velocità in alveo [m/s] al deflusso del colmo di piena duecentennale.

Si osserva innanzitutto come la presenza dello sfioratore comporti un significativo spostamento del flusso verso la sponda sinistra (evidente dalla mappa delle velocità), con deviazione dei filetti fluidi dell'ordine dei 20° rispetto all'asse del torrente. Più a monte la corrente, in uscita dalla vasca di dissipazione a valle della briglia selettiva, mostra invece una distribuzione piuttosto regolare delle velocità sulla sezione.

A valle dello stramazzo la portata defluisce attraverso le tre luci della traversa, per cui si ha un nuovo spostamento di parte del flusso verso destra, con una curvatura più pronunciata – nonostante la distanza significativa tra lo sbarramento e l'estremità della soglia di presa, leggermente superiore a quella originaria del PD2007 – che rende asimmetriche le portate smaltite dalle tre paratoie, a parità di grado di apertura (Figura 6-4).

In particolare la portata defluente attraverso le tre paratoie risulta pari, da sponda destra a sponda sinistra, rispettivamente a 173 m^3/s, 210 m^3/s e 217 m^3/s. A causa dei flussi trasversali indotti dalla presenza dello

stramazzo pertanto la paratoia in destra risulta contribuire al deflusso complessivo circa il 20% in meno rispetto alle altre due, sostanzialmente equivalenti tra loro.

Si nota dalla figura come le pile provochino delle "zone d'ombra" con velocità modeste e formazione di lenti moti circolatori. Zone di deflusso molto lento o con piccoli gorghi stazionari si ritrovano anche contro i muri laterali, a causa degli spostamenti trasversali di flusso precedentemente descritti.

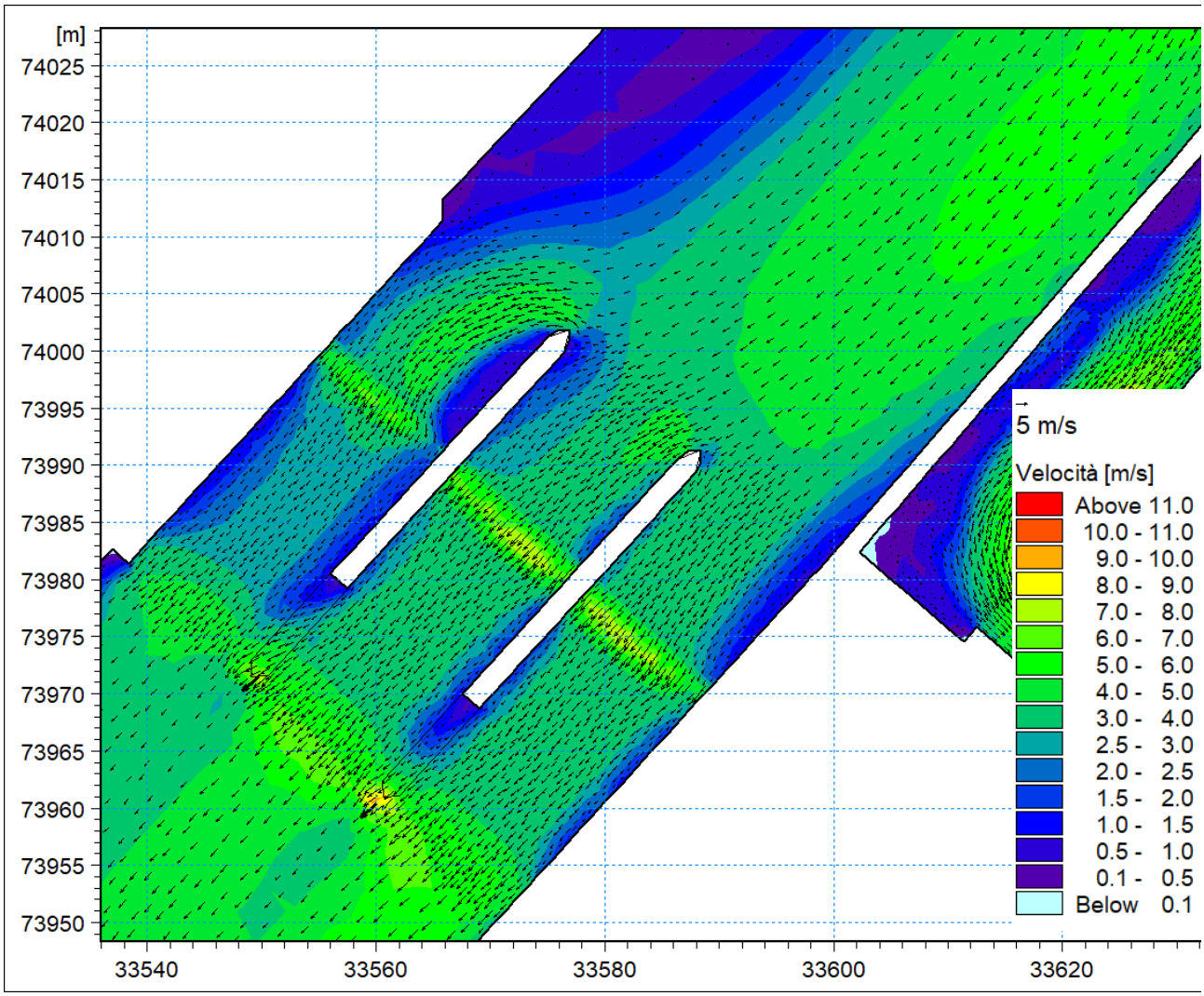
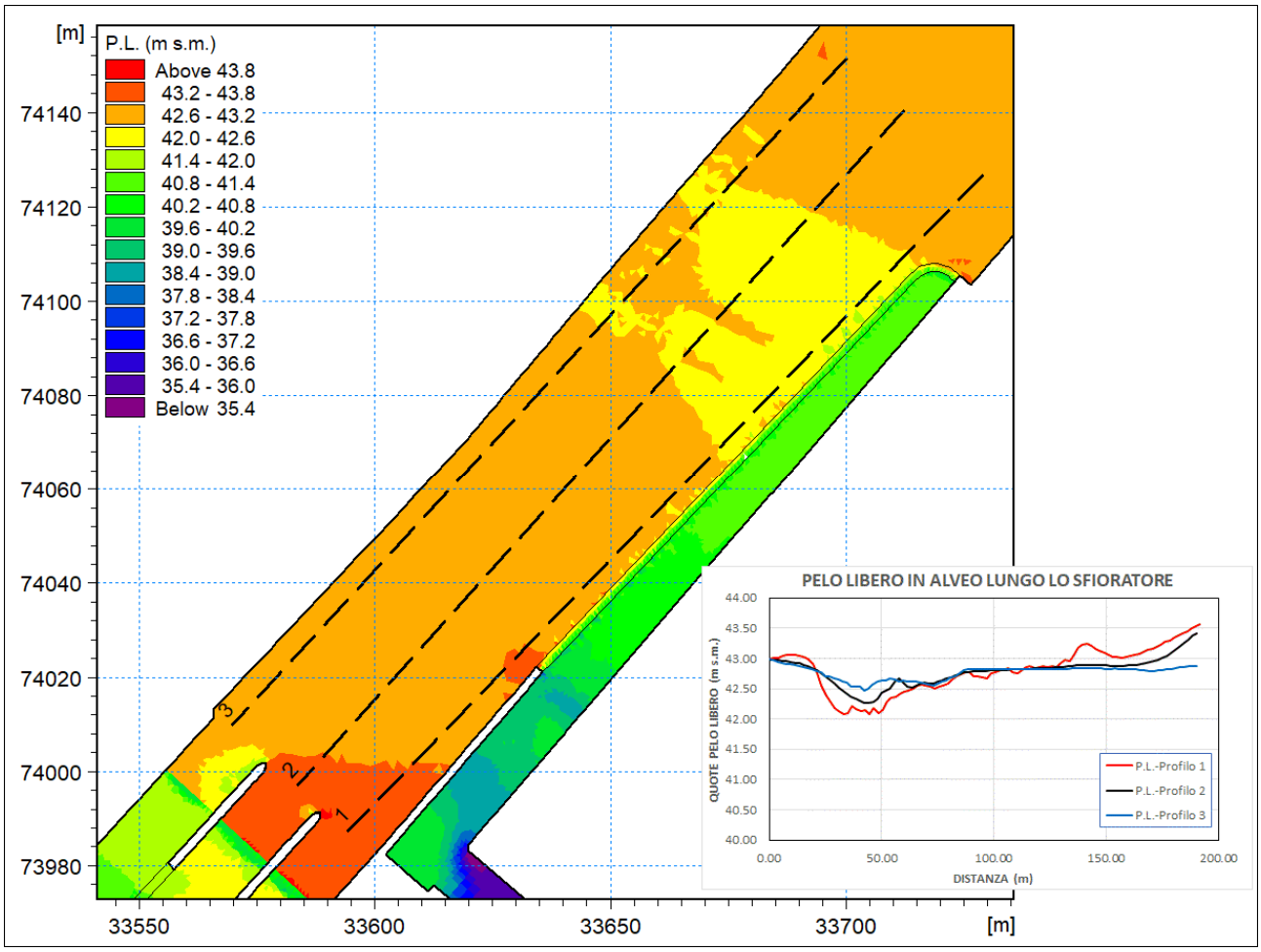


Figura 6-4 – Mappa delle velocità in alveo [m/s] al deflusso del colmo di piena duecentennale. Zoom nell'area della traversa di regolazione.

Dall'esame di tre profili idrici longitudinali estratti dal modello (Figura 6-5), in posizione centrale e più in prossimità delle due sponde, si osserva più a ridosso dello sfioro l'effetto classico di abbassamento e risalita del pelo libero, ma questo si sovrappone alla dinamica di flussi trasversali sopra descritta, per consentire la quale è necessario che si instauri un gradiente idraulico tra le due sponde, in direzione del flusso; esso risulta più significativo a valle dello stramazzo (Figura 6-1).



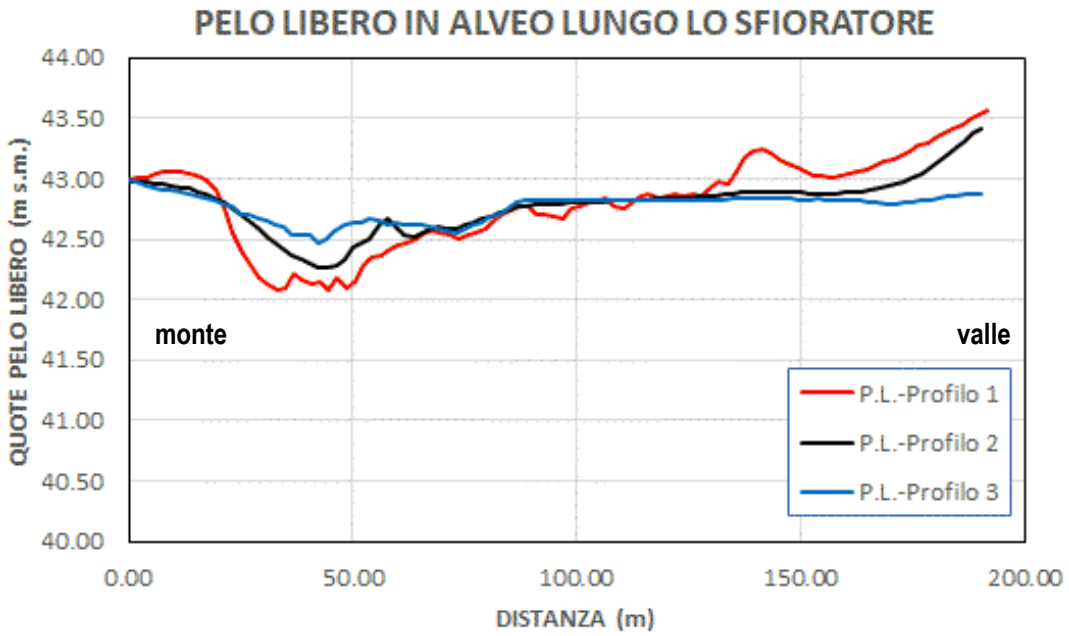
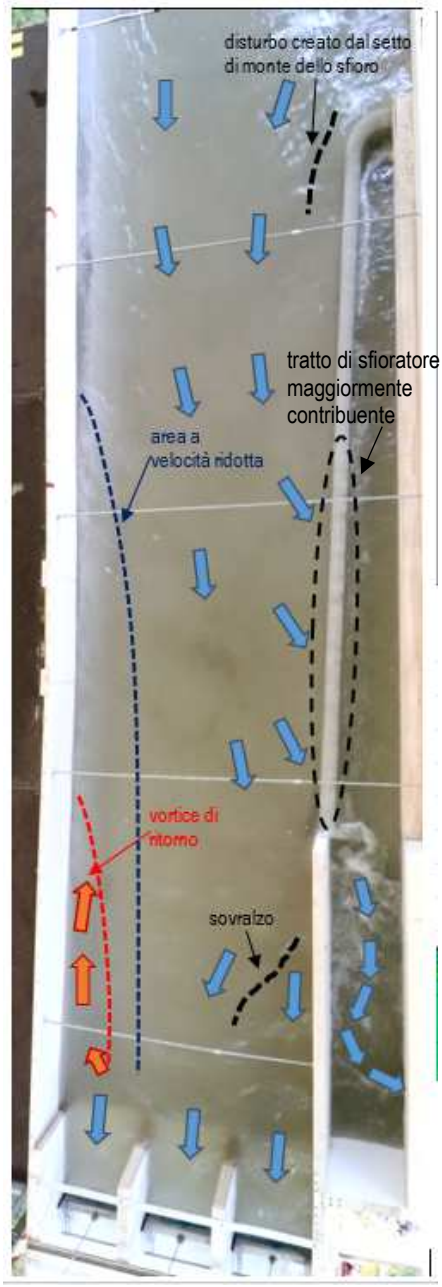


Figura 6-5 – Profili idrici estratti dal modello 2D su tre assi longitudinali al torrente in posizione centrale e più in prossimità delle due sponde.

I risultati del modello fisico mostrano nel complesso un andamento dei flussi di corrente congruente con quello ipotizzato,come esemplificato nelle immagini seguenti e meglio dettagliato nella relazione tecnica specifica.





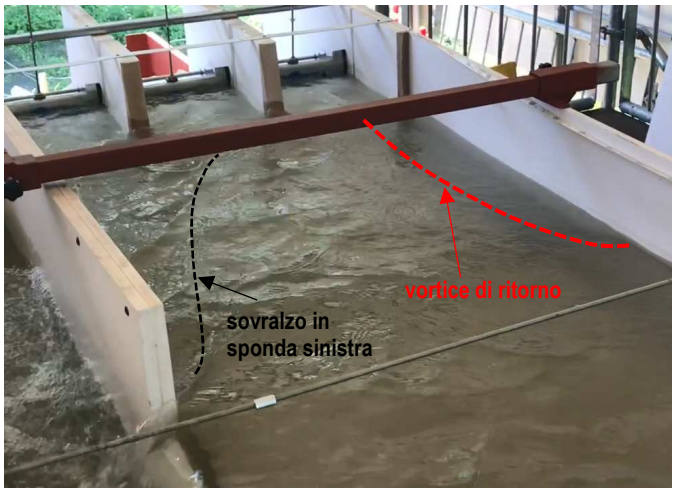


Figura 6-6 – Sx: vista dall'alto del deflusso in alveo della portata di progetto (Q=1050 m³/s) con alimentazione dello scolmatore (Q=450 m³/s); dx: sopra, dettaglio delle paratoie nelle condizioni di progetto: si notino i livelli inferiori in sponda destra e il gorgo che si forma a monte della paratoia; sotto: identificazione del vortice di ritorno in destra e del sovralzo in sponda sinistra.

I livelli idrici riscontrati nel modello fisico nel tratto tra l'estremità di valle dello sfioratore e lo sbarramento mostrano una discreta congruenza con gli omologhi del modello numerico 2D (a seguito di ricalibrazione); entrambi risultano superiori (di 0,5÷1,0 m) a quelli restituiti dal modello 1D che in questo tratto è meno rappresentativo, in relazione ai significativi flussi trasversali; i valori del modello 2D sono un poco inferiori a quelli del modello fisico in questo tratto, per cui si fa riferimento a questi ultimi per le valutazioni di progetto.

I risultati del modello fisico confermano il rispetto dei franchi idraulici richiesti dal Piano di Bacino per l'evento di piena duecentennale. La quota del muro arginale a monte delle paratoie risulta infatti pari a circa 46,5 m s.m. in sinistra e 45,0 m s.m. in destra, a fronte di un livello idrico rilevato nel modello di circa 44,0 m s.m. in sponda sinistra e 43,1 m s.m. in sponda destra.

Nell'alveo, in corrispondenza dello sfioratore e nella porzione più a monte, sono stati misurati per transetti significativi gli andamenti di livello e velocità, mediante utilizzo di punta micrometrica con nonio e di micromulinello elettromeccanico. Le velocità e i livelli misurati in alveo sono in linea con quelli restituiti dal modello numerico 2D, confermando una buona congruenza tra le diverse rappresentazioni idrodinamiche.

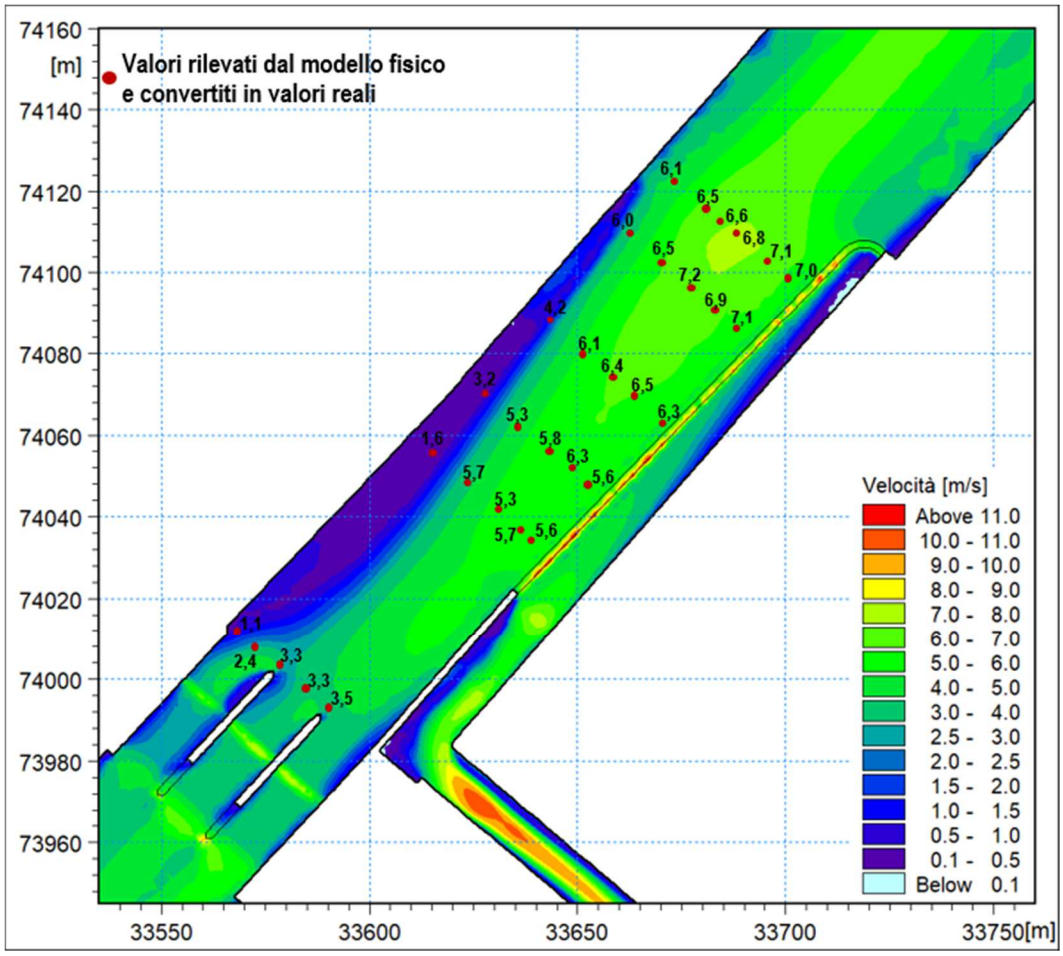


Figura 6-7 – Rilievo di velocità in alveo a confronto con la distribuzione restituita dal modello 2D.

L'andamento dei livelli idrici rilevati in alveo lungo i tre profili longitudinali di Figura 6-5 è presentato in Figura 6-8. Nel complesso i livelli misurati in alveo sono in linea con quelli restituiti dal modello numerico 2D; si evidenzia unicamente, come scostamento significativo, l'area immediatamente a monte delle paratoie, con livelli massimi di oscillazione che risultano superiori a quelli teorici pur, come già descritto in precedenza, nel rispetto dei franchi idraulici di sicurezza rispetto ai muri arginali. Nella sezione a monte dello sfioro i livelli risultano invece inferiori rispetto ai valori teorici, ma è possibile che in questo tratto si risenta ancora di un effetto dovuto alla condizione al contorno di monte.

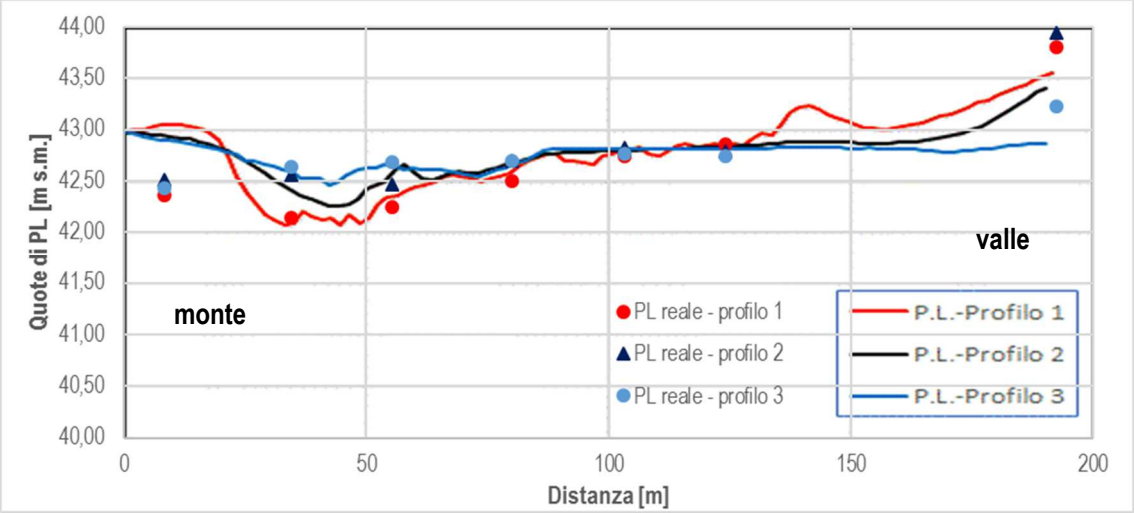


Figura 6-8 – Profili di pelo libero in alveo lungo lo sfioratore estratti dal modello 2D a confronto con i corrispondenti punti sperimentali.

Relativamente al funzionamento dello stramazzo, si osserva come la porzione di monte contribuisca con una minore portata per unità di lunghezza, e le velocità sulla soglia abbiano una componente longitudinale predominante. Tali aspetti sono stati confermati dal modello fisico realizzato (cfr. Figura 6-6). Un'analisi di dettaglio è fornita nel capitolo 7.1.

Mediante modello fisico, come già anticipato, è stata studiata una configurazione di apertura "ottimale" delle paratoie, assunta come riferimento per la gestione del nodo di presa. Con tale configurazione sono state condotte simulazioni con differenti portate in ingresso, così da descrivere al variare di quest'ultima la ripartizione delle portate tra scolmatore e alveo a valle.

Poiché la massima portata utilizzabile nel modello fisico risultava poco superiore a quella di progetto (TR=200 anni), si è proceduto a una ricalibrazione del modello numerico in modo da renderlo congruente con i valori riscontrati nel modello fisico, utilizzando poi il numerico per estendere l'analisi nel campo di portate superiori, fino alla portata con tempo di ritorno di 500 anni (1.440 m^3/s).

L'andamento ottenuto è rappresentato in Figura 6-9 e Tabella 5. L'avvio della derivazione avviene per una portata pari a circa 320 m^3/s, sostanzialmente pari a un evento con tempo di ritorno decennale. Per valori inferiori l'intera portata viene rilasciata nell'alveo a valle.

Al crescere della portata in ingresso l'incremento di portata derivata è piuttosto rapido, essendo governato dallo sfioro libero sullo stramazzo, mentre la curva delle portate rilasciate a valle si "appiattisce" per effetto delle paratoie, che causano l'instaurarsi di un deflusso sotto battente.

Per valori superiori alla portata di progetto si nota un flesso nella curva della portata derivata, con graduale cambio di concavità a partire dai 570-580 m^3/s (incipiente moto in pressione all'imbocco galleria) che tende gradualmente a un andamento tipico di luce sotto battente, fino ai 660 m^3/s circa che caratterizzano l'evento di piena cinquecentennale, in corrispondenza del quale il moto è completamente in pressione.

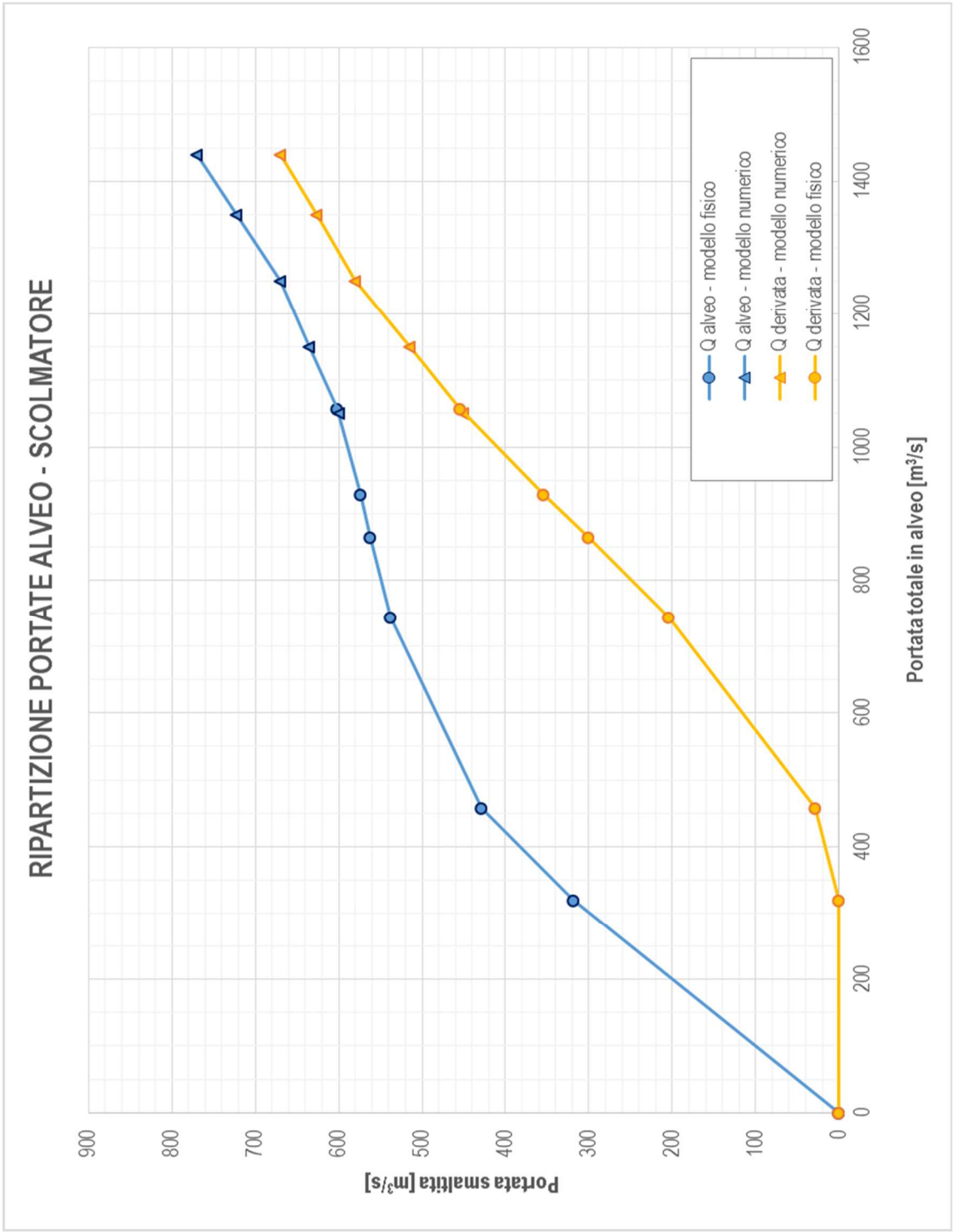


Figura 6-9 – Andamento delle portate derivate e rilasciate a valle in funzione della portata in ingresso, con la configurazione di apertura di riferimento.

Q in ingresso	Q derivata	Q alveo
0,0	0,0	0,0
318,6	0,0	318,6
456,8	28,2	428,5
743,2	204,8	538,4
863,8	300,9	562,8
928,2	354,4	573,8
1050,0	600,0	450,0
1056,8	454,8	602,0
1150,0	635,0	515,0
1250,0	670,0	580,0
1350,0	723,0	627,0
1440,0	770,0	670,0

Tabella 5 – Andamento delle portate derivate e rilasciate a valle in funzione della portata in ingresso, con la configurazione di apertura di riferimento.

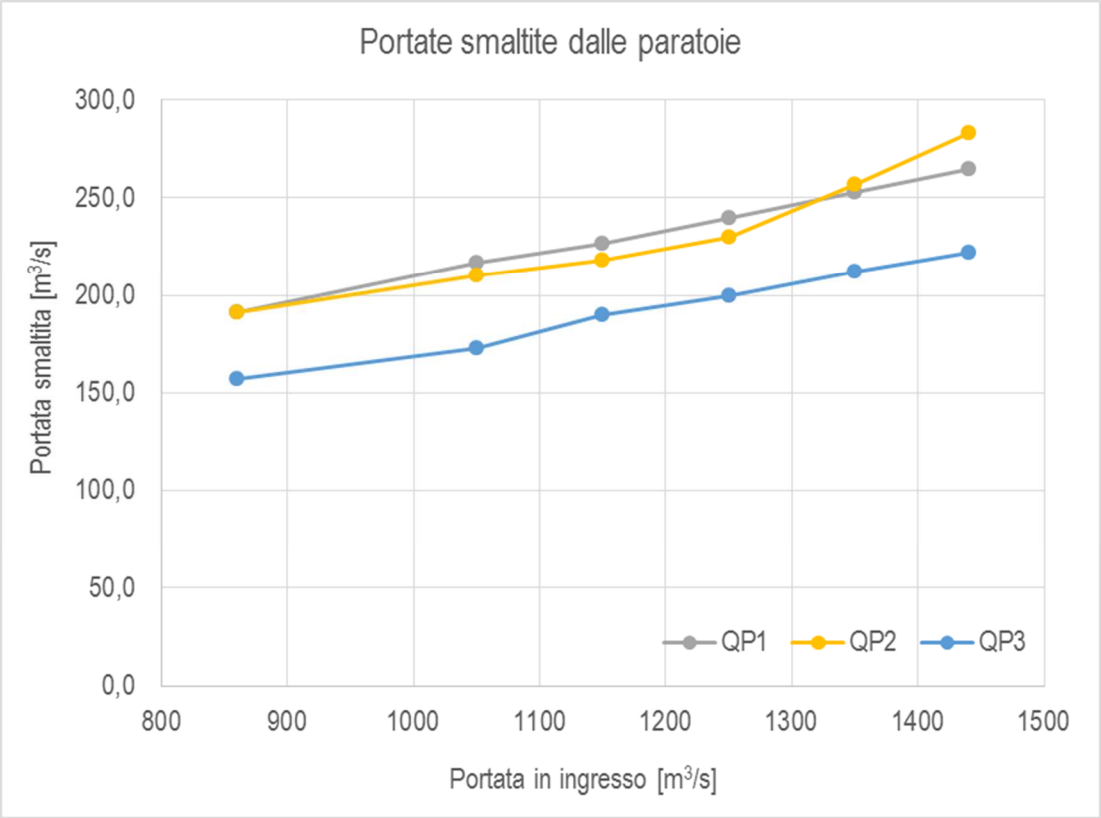


Figura 6-10 – Dettaglio delle portate smaltite da ciascuna paratoia al crescere della portata in ingresso.

La Figura 6-10 rappresenta come la portata evacuata a valle si ripartisce tra le tre paratoie; si conferma il minor contributo di quella in destra, mentre le altre due si comportano in modo analogo, con una variazione di andamento in corrispondenza di portate elevate, per le quali si riduce l'incremento di derivazione (moto prossimo a condizioni in pressione). In queste condizioni il flusso viene maggiormente deviato verso il centro alveo.

In Figura 6-11 si rappresenta la variazione, al crescere della portata in ingresso, del livello idrico in prossimità delle due sponde, poco a monte delle paratoie (sezione in corrispondenza dell'estremità di monte dei setti di sostegno delle pile).

Si osserva una notevole differenza tra le sponde sinistra e destra, con livelli che differiscono di circa 1 m nella condizione di progetto (TR=200 anni) e divergono fino a una differenza di circa 1,5 m per TR=500 anni.

In corrispondenza della sezione in esame le quote di sicurezza idraulica (sommità muro arginale) sono pari a circa 46,5 m s.m. in sponda sinistra e 45,0 m s.m. in destra. Nella condizione di progetto (TR=200 anni) si conferma pertanto il pieno rispetto dei franchi richiesti dal Piano di Bacino, mentre per la portata cinquecentennale si riscontra ancora un franco residuo di circa 1,0 m in sponda sinistra e 0,5 m in destra.

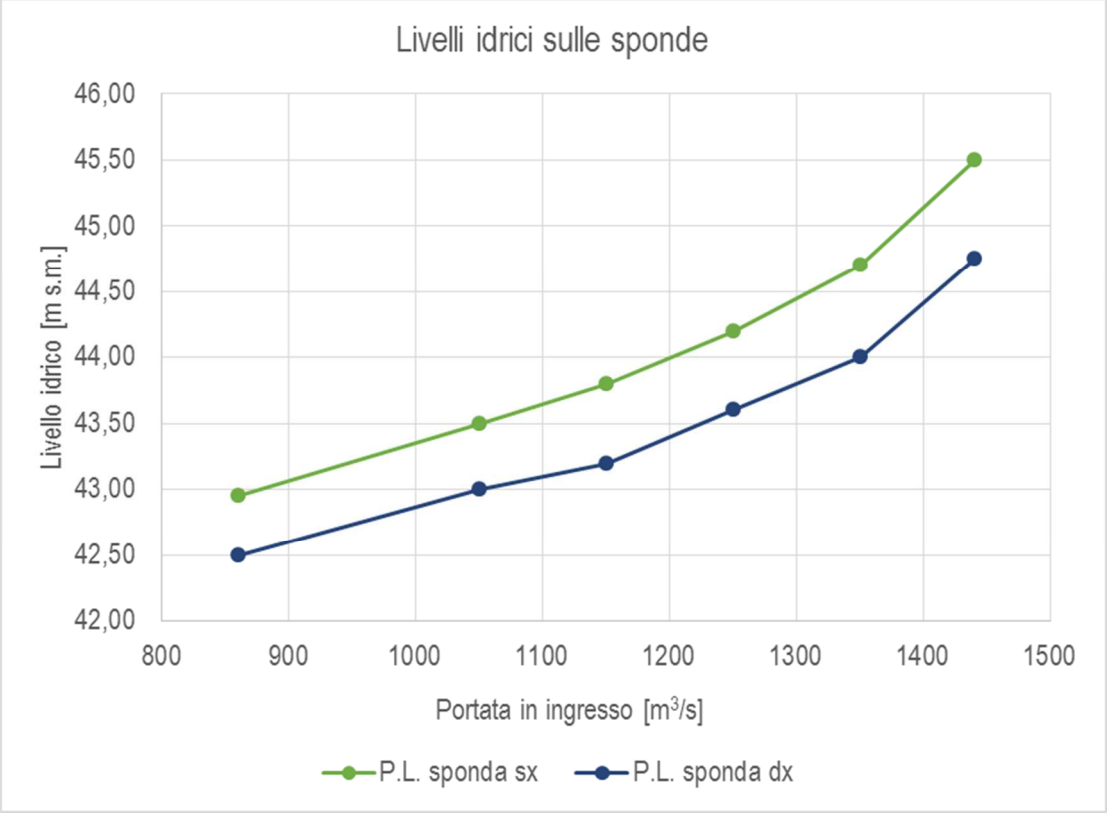


Figura 6-11 – Andamento con la portata dei livelli idrici sulle due sponde, poco a monte delle paratoie (sezione in corrispondenza dell'estremità di monte dei setti di sostegno delle pile).

6.2 Ubicazione e geometria della briglia selettiva

In fase di gara, lo scrivente RTI ha proposto la possibilità di non realizzare la briglia selettiva di trattenuta dei corpi galleggianti, prevista a circa 900 m a monte dello sbarramento (ovvero poco a valle del ponte Fleming), così da evitare i possibili effetti negativi di rigurgito verso monte, proteggendo invece opportunamente lo stramazzo di presa per evitare l'immissione di materiale flottante in galleria.

Nell'ambito dello studio di fattibilità condotto successivamente all'aggiudicazione, e a seguito di confronto con la Stazione Appaltante, si è ritenuto più opportuno il mantenimento di tale struttura, con le medesime

caratteristiche tecniche e dimensionali definite e approvate nel Progetto Definitivo (Figura 6-12), salvo un incremento del numero di setti per migliorare la capacità di intercettazione del materiale e ridurre le sollecitazioni sui cavi orizzontali. Si è provveduto però ad un affinamento delle verifiche idrauliche, con ausilio di una modellistica maggiormente articolata e soprattutto considerando la verosimile parziale ostruzione della struttura (finalizzata proprio all'intercettazione del materiale), condizione non indagata in precedenza.

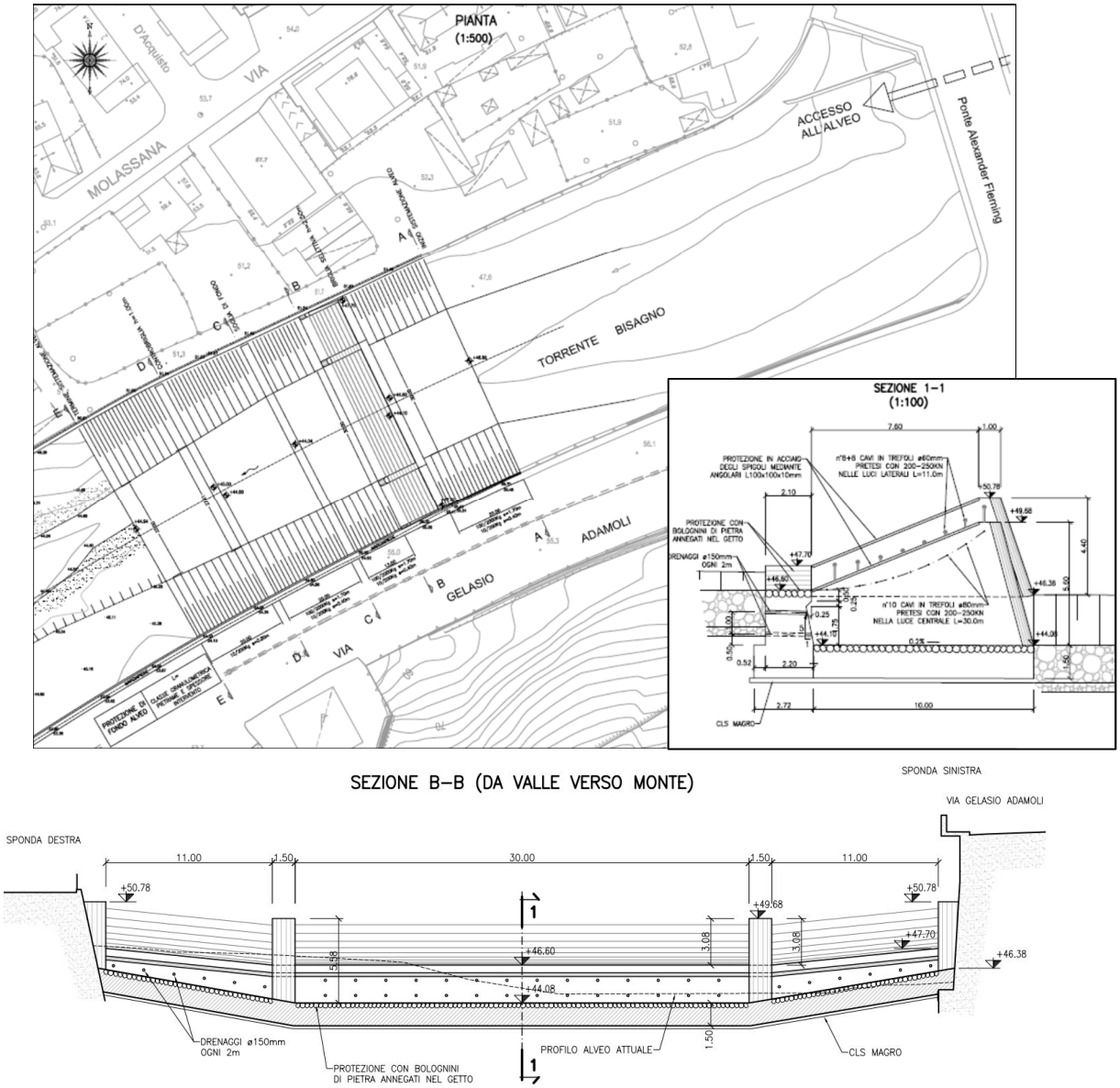


Figura 6-12 – Briglia selettiva come prevista dal PD2007 (pianta e sezioni).

In particolare si è concordato di effettuare la verifica considerando un grado di ostruzione della luce complessiva pari al **30%**. Le modalità con cui quest'analisi è stata condotta sono tuttavia maggiormente cautelative e più rappresentative del fenomeno reale rispetto a un semplice restringimento della sezione di deflusso.

In dettaglio, noto dalle simulazioni modellistiche il livello idrico *h* che si instaura in corrispondenza della briglia selettiva, è stata introdotta una parzializzazione della porzione superiore della sezione di deflusso per un'altezza pari a un terzo di *h*.

In altre parole, è stato inserito un ostacolo dal comportamento analogo a quello di materiale flottante di grosse dimensioni (tronchi) potenzialmente intercettato dal manufatto, che costringe la portata a defluire in pressione al di sotto di esso e eventualmente a sfiorare al di sopra. Dal punto di vista modellistico tale effetto è ottenuto introducendo in corrispondenza della briglia una struttura di *culvert* sormontata da una struttura *weir,* di spessore pari a un terzo dell'altezza idrica *h* relativa alla condizione non ostruita.

Il culvert (tombino, con estensione longitudinale modesta per cui mostra un comportamento più prossimo a quello di una luce sottobattente) rappresenta la porzione di struttura non ostruita dal flottante all'interno della quale transita una quota parte della portata bicentenaria; la weir (stramazzo in parete grossa) rappresenta la sezione posta al di sopra del materiale intercettato dai setti di sostegno e dai cavi di trattenuta, attraverso cui sfiora la restante parte della portata (v. Figura 6-13 e Figura 6-14).

Nota: l'analisi di posizionamento ottimale della briglia selettiva è stata condotta con riferimento alla geometria della struttura prevista dal PD2007, quindi considerando la presenza di soli due setti longitudinali. Con l'evoluzione progettuale si è poi introdotta la nuova geometria solo per quanto attiene la verifica idraulica definitiva della sistemazione d'alveo (v. seguito e capitolo 6.4).

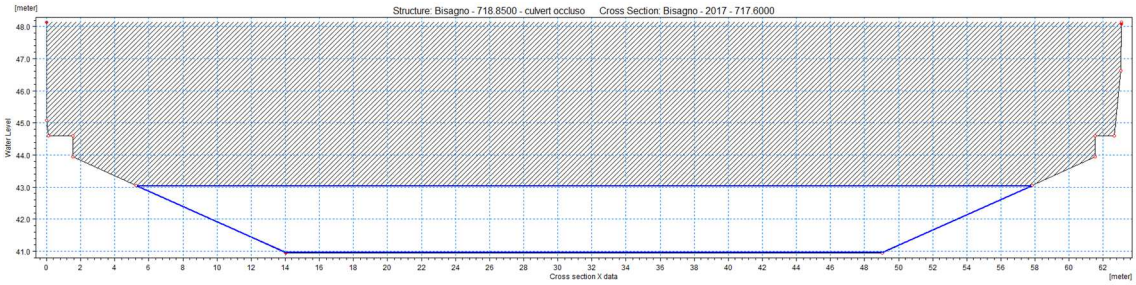


Figura 6-13 – Struttura di tipo "culvert" di quota intradosso pari al 70% dell'altezza idrica corrispondente alla condizione non ostruita.

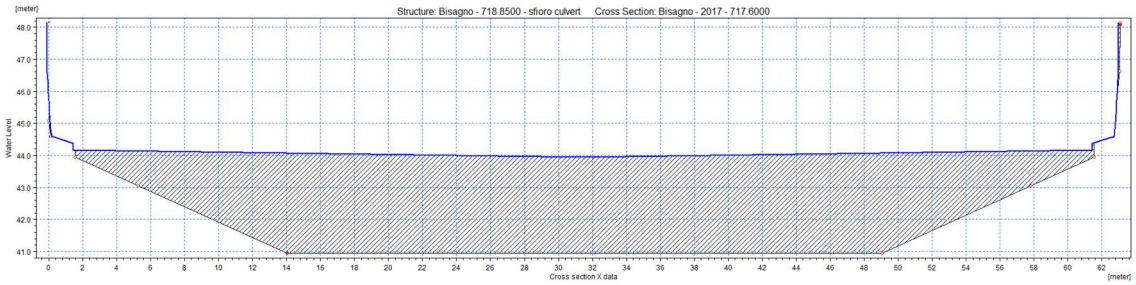


Figura 6-14 – Struttura di tipo "weir" con quota sfioro superiore a 30% dell'altezza idrica corrispondente alla condizione non ostruita.

Le analisi idrauliche condotte mostrano come la collocazione dell'opera nella sezione originaria non presenti particolari criticità, in termini di fenomeni di rigurgito verso monte, se verificata senza considerarne l'ostruzione (franco idraulico presso il ponte di via Fleming di circa 1,8 m; franco rispetto al punto più depresso della sponda destra di circa 1,1 m; quote di ritenuta maggiori del carico totale).

Tuttavia, l'effetto di parziale ostruzione considerato genera un rilevante innalzamento dei livelli a monte (circa +1,8 m subito a monte dell'opera), con riduzione del franco al di sotto dell'attraversamento (pur senza giungere a valori critici) e soprattutto il sormonto della sponda destra, che in questo tratto presenta una "corda molle" sul profilo di ritenuta, per un'altezza d'acqua variabile tra 0,78 e 0,36 m. Sono inoltre ipotizzabili possibili fenomeni di ostacolo al deflusso della piena del tributario (rio Geirato) che confluisce in corrispondenza del ponte in esame.

Si è pertanto deciso di ricollocare la briglia più a valle, così da concentrare gli effetti di rigurgito in un tratto in grado di contenerli, mantenendo in prossimità del ponte di via Fleming condizioni idrauliche prossime alle attuali.

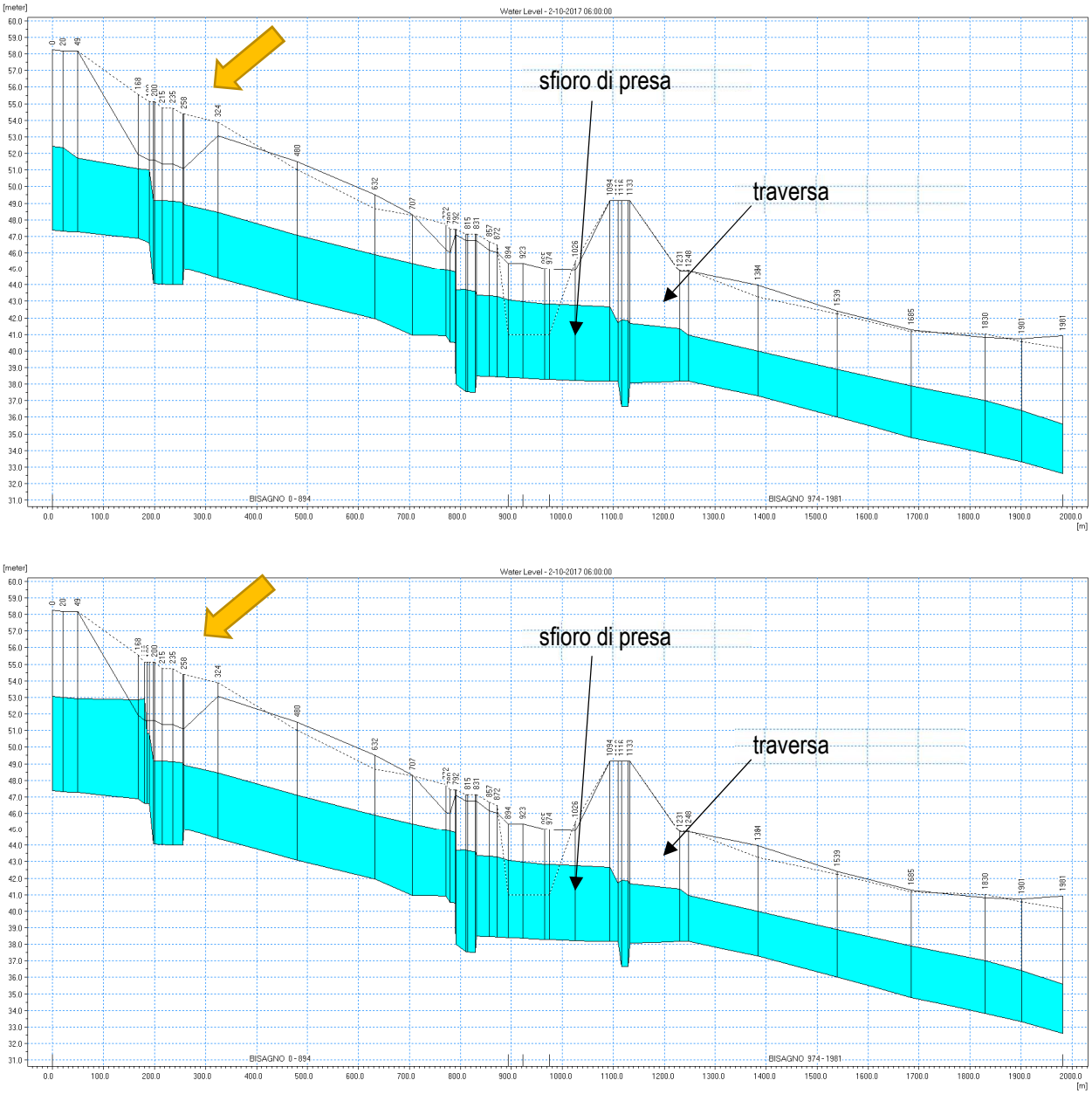


Figura 6-15 – Posizionamento della briglia selettiva come da PD2007 (freccia arancione). Verifiche idrauliche in condizione libera (sopra) e con parziale ostruzione (sotto).

Il posizionamento dell'opera immediatamente a monte della sistemazione del tratto in cui è ubicata l'opera di presa (in continuità) ha mostrato anch'esso criticità dovute alla presenza di una rampa di accesso in sponda destra, che verrebbe a trovarsi poco a monte della briglia (Figura 6-16).

Il rigurgito indotto da quest'ultima provocherebbe il sormonto del varco di accesso alla rampa (con conseguente deflusso di portata sulla viabilità in destra) per un'altezza d'acqua di una ventina di centimetri. Inoltre tutti gli accessi all'alveo esistenti risulterebbero ubicati a monte della briglia, con problematiche logistiche per la manutenzione periodica di quest'ultima (la presenza dei cavi tesati per l'intercettazione del materiale non permette infatti il passaggio attraverso l'opera, se non rimuovendoli).

Si è quindi individuata come posizione ottimale una sezione più arretrata (Figura 6-17), ubicata a monte della rampa descritta, evitando in questo modo possibili esondazioni e consentendo un agevole accesso in alveo sia a valle che a monte della briglia selettiva (grazie alla presenza di una seconda rampa nel tratto più a monte). Il rigurgito causato dalla parziale ostruzione dell'opera non genera condizioni di criticità idraulica a monte, come mostrato nel capitolo 6.4.

Infatti, malgrado il sovralzo indotto dall'ostruzione della briglia, i franchi idraulici di sicurezza delle opere di arginatura calcolati rispetto ai livelli idrici risultano abbondantemente superiori a 1,0 m; inoltre la quota di ritenuta è sempre superiore alla quota del carico totale.

La briglia selettiva è pertanto da intendersi come intrinsecamente sicura, in quanto anche in condizioni di ostruzione e in presenza di un evento duecentennale risultano ancora garantiti (con abbondanza) i franchi richiesti dal Piano di Bacino. I medesimi risultati si ottengono anche con riferimento alla configurazione definitiva di progetto che prevede un maggior numero di setti longitudinali (cfr. capitolo 6.4).

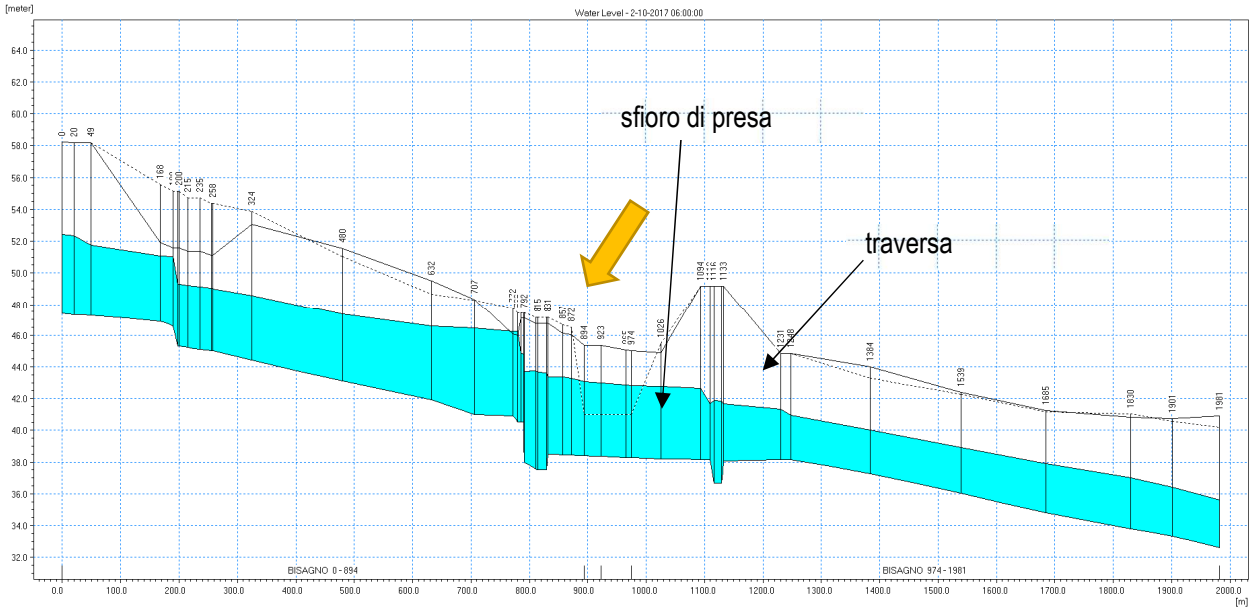


Figura 6-16 – Posizionamento della briglia selettiva immediatamente a monte della sistemazione d'alveo presso l'opera di presa (freccia arancione). Verifiche idrauliche in condizione di parziale ostruzione.

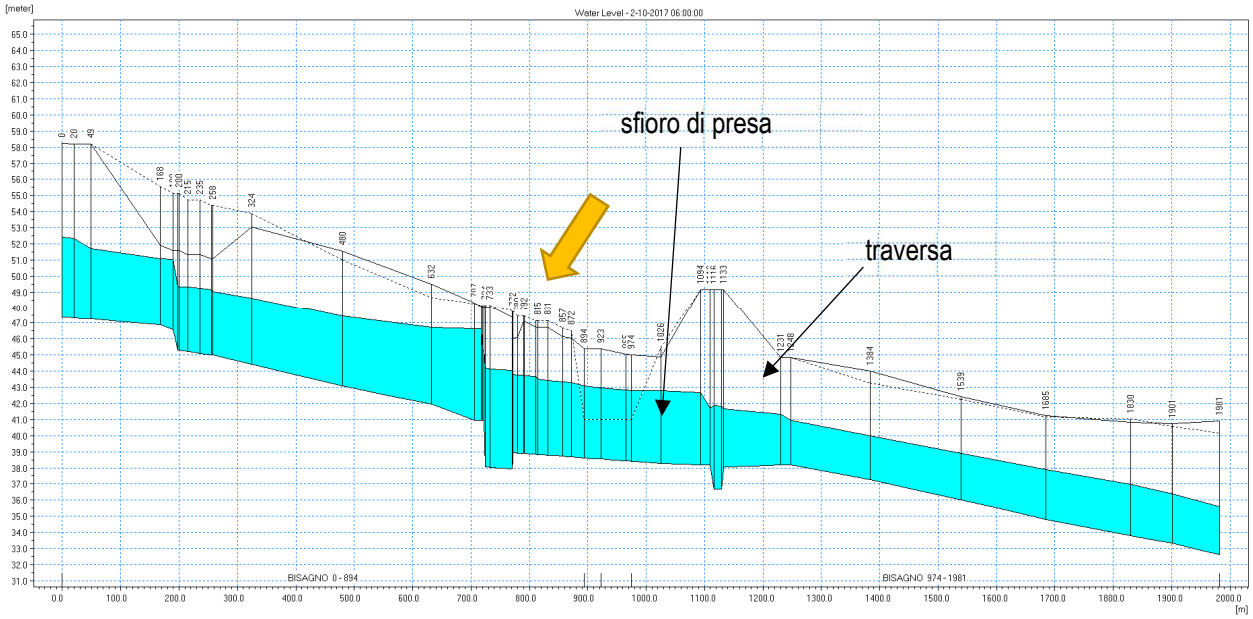


Figura 6-17 – Posizionamento della briglia selettiva nella posizione definitiva, a monte della rampa di accesso all'alveo (freccia arancione). Verifiche idrauliche in condizione di parziale ostruzione.

La sistemazione d'alveo è stata modificata in modo da realizzare un'unica vasca di dissipazione, immediatamente a valle briglia, con un incremento della pendenza longitudinale del tratto sistemato più a valle, fino alla traversa di sbarramento (dallo 0,15% allo 0,26%), come descritto dalle tavole grafiche di progetto, alle quali si rimanda per ogni dettaglio in merito alle caratteristiche dimensionali delle opere.

In Figura 6-18 e Figura 6-19 si mostrano due output significativi dell'analisi condotta mediante modello 2D, ovvero la distribuzione spaziale delle velocità di flusso e delle quote di pelo libero in corrispondenza della briglia per la simulazione di progetto con TR=200 anni (nel modello 2D la briglia è stata sempre rappresentata come non ostruita).

L'analisi è fornita sia per la configurazione geometrica originaria definita nel PD2007 (con presenza di due setti longitudinali) che per quella definitiva di progetto, con due setti aggiuntivi intermedi per ridurre l'ampiezza delle luci e le sollecitazioni sui cavi, migliorando nel contempo la capacità di intercettazione di materiale flottante.

Si osserva come la distribuzione di velocità nella soluzione definitiva risulti più regolare, con flusso meno concentrato nella porzione centrale della sezione. Anche relativamente al livello idrico di monte la soluzione appare leggermente più favorevole, in quanto la minore necessità di curvatura dei filetti fluidi crea localmente minori perdite idrauliche e altezze d'acqua inferiori, seppur di poco.

Si nota un'asimmetria per la quale il flusso risulta complessivamente più spostato verso la sponda sinistra, in ragione della morfologia di monte ma anche della presenza della rampa di accesso all'alveo in sponda destra, che crea una sorta di schermo a valle. Come si osserva anche da Figura 6-20, tale effetto si esaurisce a breve distanza dalla rampa, e nel tratto che precede la soglia di sfioro il deflusso si distribuisce regolarmente all'interno della sezione sistemata, avente geometria trapezia.

Si riscontra una risalita dell'acqua da valle lungo la rampa di accesso, fino a una quota congruente con quella risultante dal modello 1D, senza arrivare a interessare il piano viabile soprastante.

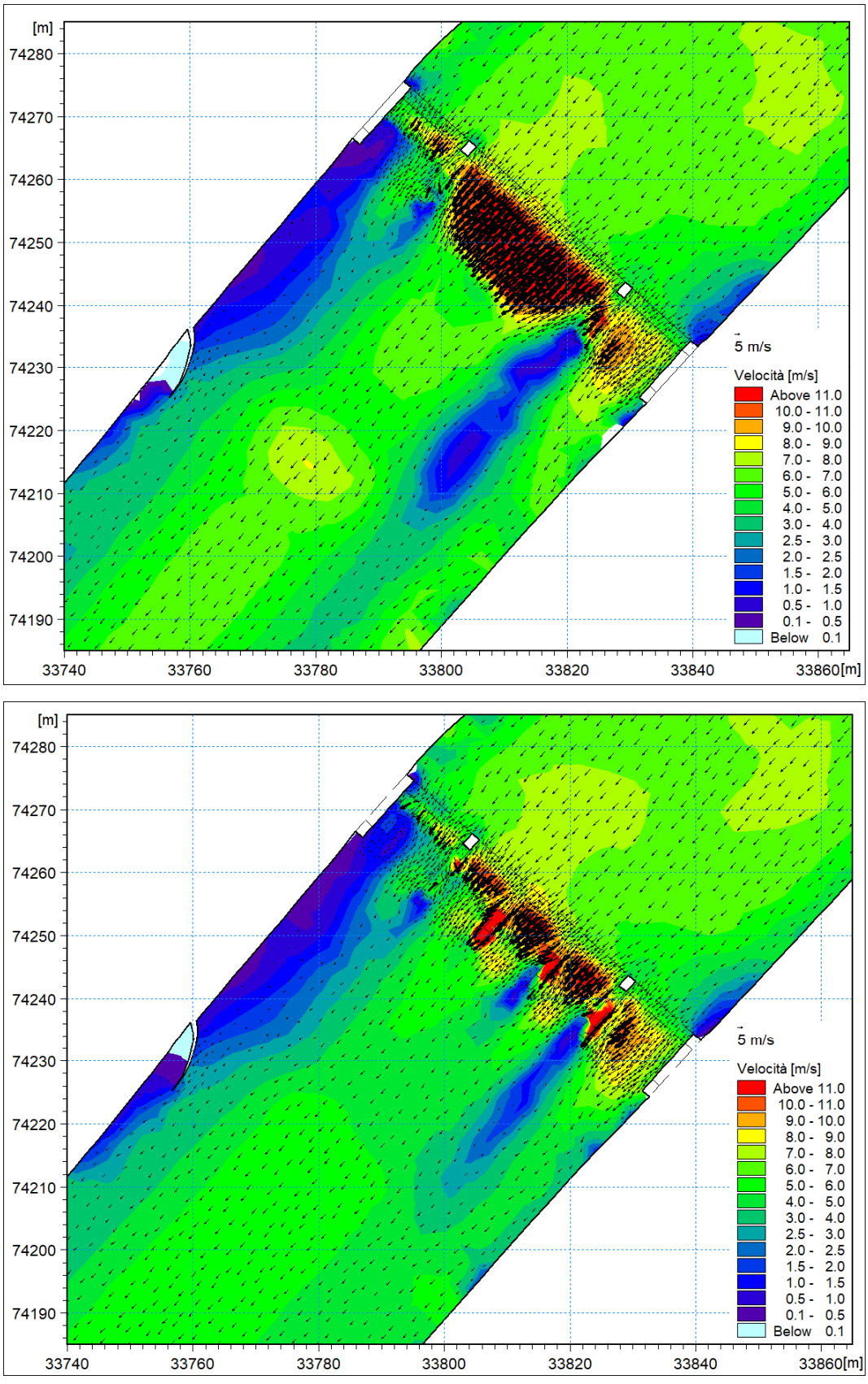


Figura 6-18 – Distribuzione delle velocità in corrispondenza della briglia selettiva, con deflusso della portata di progetto (configurazione geometrica da PD2007 - sopra - e definitiva di progetto - sotto).

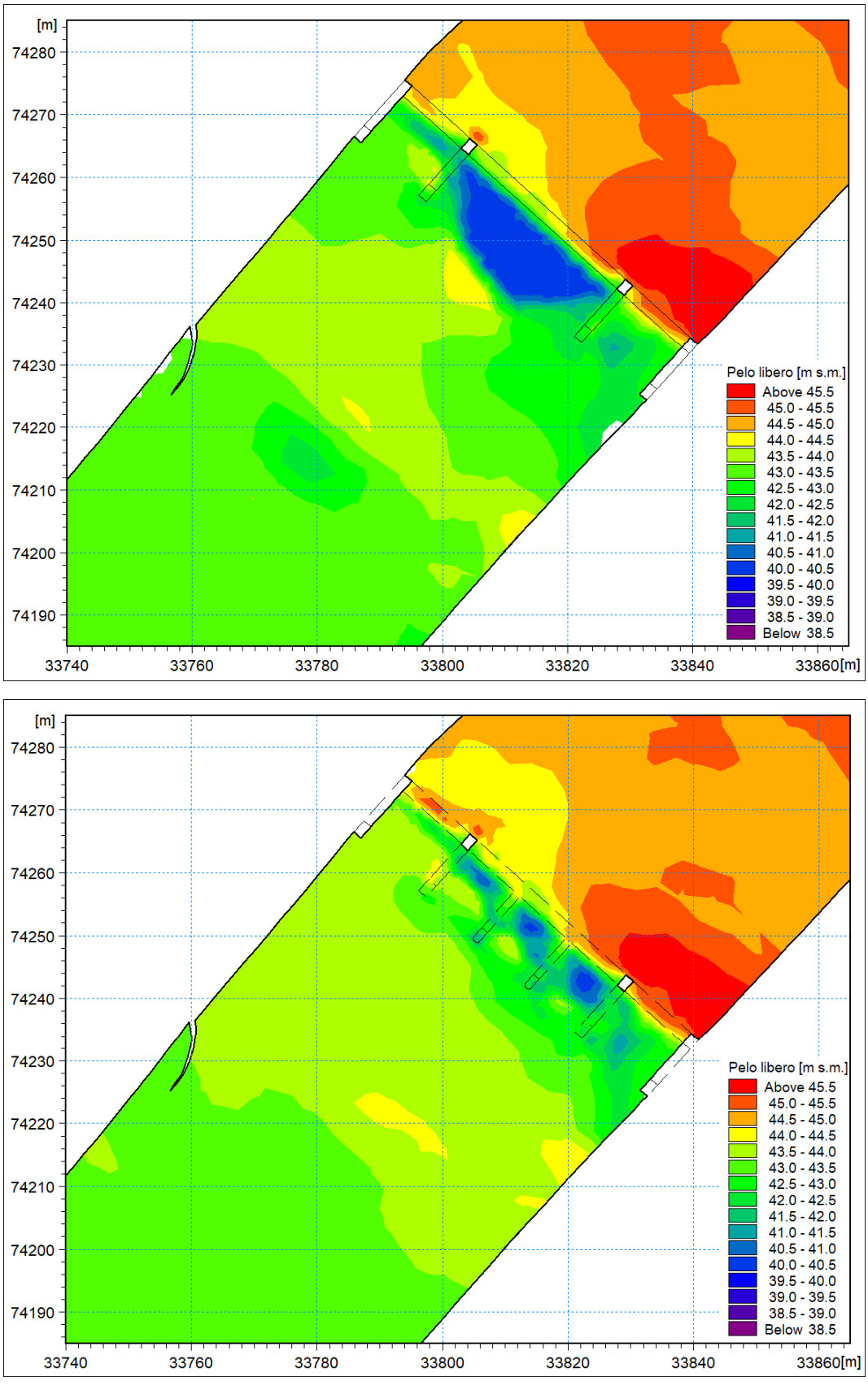


Figura 6-19 – Mappa delle quote di pelo libero [m s.m.] in corrispondenza della briglia selettiva, con deflusso della portata di progetto (configurazione da PD2007 - sopra - e definitiva di progetto - sotto).

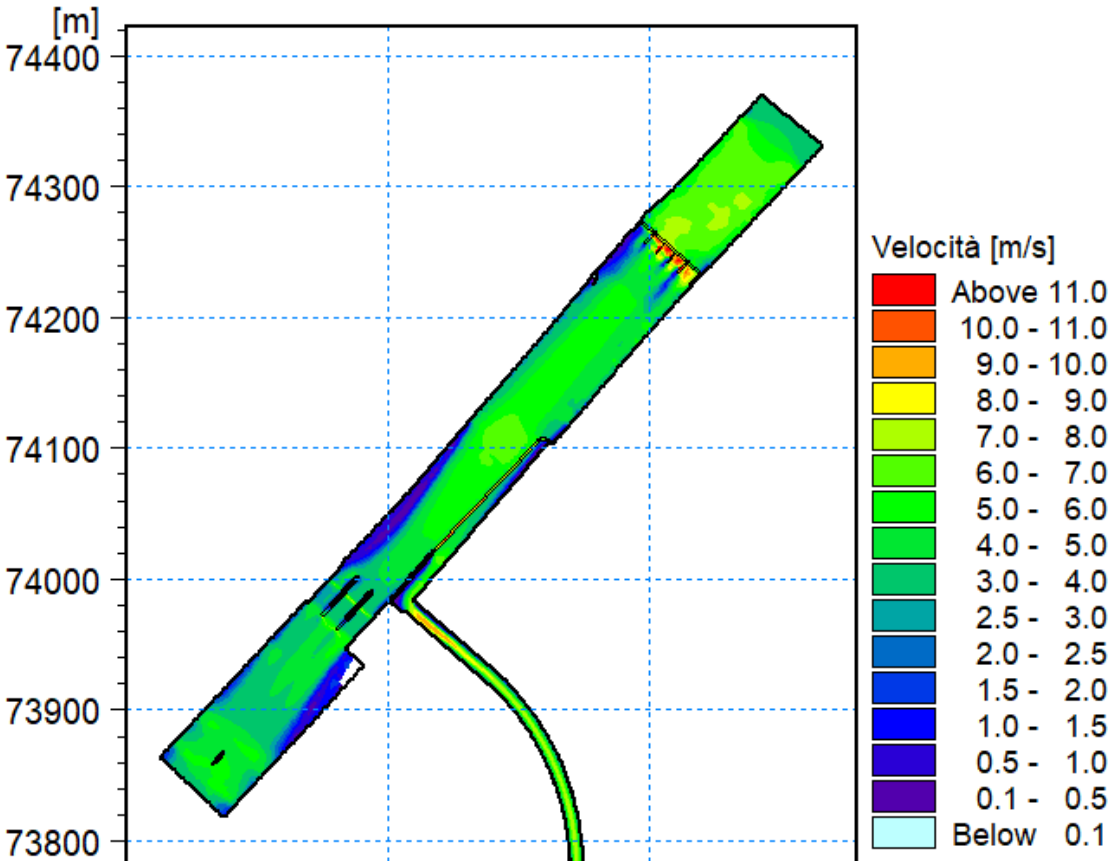


Figura 6-20 – Distribuzione delle velocità sull'intero tratto d'alveo indagato, per la portata di progetto.

I livelli idrici riscontrati a monte della briglia presentano valori assolutamente congruenti con quelli del modello 1D in termini di valori massimi (mediamente sulla sezione il livello fornito dal modello 2D è un poco inferiore).

6.3 Sistemazione d'alveo

Il progetto esecutivo prevede una sistemazione dell'alveo inciso del torrente sostanzialmente analoga a quella del PD2007, ma con alcune variazioni di configurazione, principalmente in ragione della nuova localizzazione della briglia selettiva, immediatamente a monte della rampa di accesso in alveo in sponda destra, da via Emilia.

Nel PD2007 la briglia era ubicata in corrispondenza della soglia di fondo esistente poco a valle del ponte di via Fleming (v. capitolo 6.2) ed era interessata da una sistemazione d'alveo locale con realizzazione di vasca di dissipazione a valle, controbriglia, rivestimento del fondo in massi. Un tratto d'alveo mantenuto in condizioni "naturali" (ovvero attuali) separava questa sistemazione da quella tipologicamente analoga realizzata presso l'opera di presa, con vasca di dissipazione in testa e soglie per la stabilizzazione del profilo di fondo (rivestito in massi).

Nella nuova configurazione si sono uniti i due tratti di sistemazione, realizzando un'unica vasca di dissipazione, con un salto maggiore e lunghezza di circa 47 m, e una pendenza superiore del tratto sistemato a valle della controbriglia (fino alla traversa, impostata alla stessa quota del PD2007) pari allo 0,26% in luogo dell'originario 0,15%, così da recuperare la differenza di quota tra le due soluzioni.

L'estensione del tratto sistemato è poco inferiore a 500 m. La sezione tipo di sistemazione (interamente rivestita con massi di cava sciolti) è di geometria trapezia con sponde inclinate secondo una pendenza 3 su 2, banche laterali su entrambe le sponde di altezza pari a circa 3,5 m rispetto al fondo alveo e larghezza in sommità variabile (v. elaborati grafici specifici per maggiori dettagli).

In ragione delle variazioni descritte, e in particolare dell'incremento di pendenza di fondo (pur in un tratto rigurgitato), si è voluto verificare l'adeguatezza del rivestimento di fondo originariamente previsto, ed in particolare delle dimensioni indicate per i massi di cava, con riferimento alle sollecitazioni derivanti dalla nuova geometria.

Per tale finalità sono state considerate le velocità massime osservate dal modello bidimensionale realizzato (non quindi la sola velocità media ottenibile da uno schema di calcolo monodimensionale) nelle diverse aree di interesse, e si sono applicate le formulazioni di verifica di stabilità di più diffuso riferimento in letteratura tecnica, che confrontano le tensioni agenti e resistenti sul singolo elemento per effetto dell'azione di trascinamento della corrente.

Tale verifica è stata condotta sia per la soluzione di sistemazione adottata nel presente progetto esecutivo che per quella del PD2007, in modo da poterne quantificare gli scostamenti. È risultato pertanto necessario rappresentare col modello 2D anche la configurazione precedente della sistemazione d'alveo (pendenza del tratto inferiore, pari a 0,15%, assenza della briglia selettiva, vasca di dissipazione a monte di dimensione inferiore), considerando però la nuova geometria prevista per lo sfioratore, il canale collettore e le opere a valle, in modo da garantire la congruenza della verifica. In Figura 6-25 è mostrata a titolo di esempio la distribuzione di velocità derivante da questo modello, da confrontare con Figura 6-3.

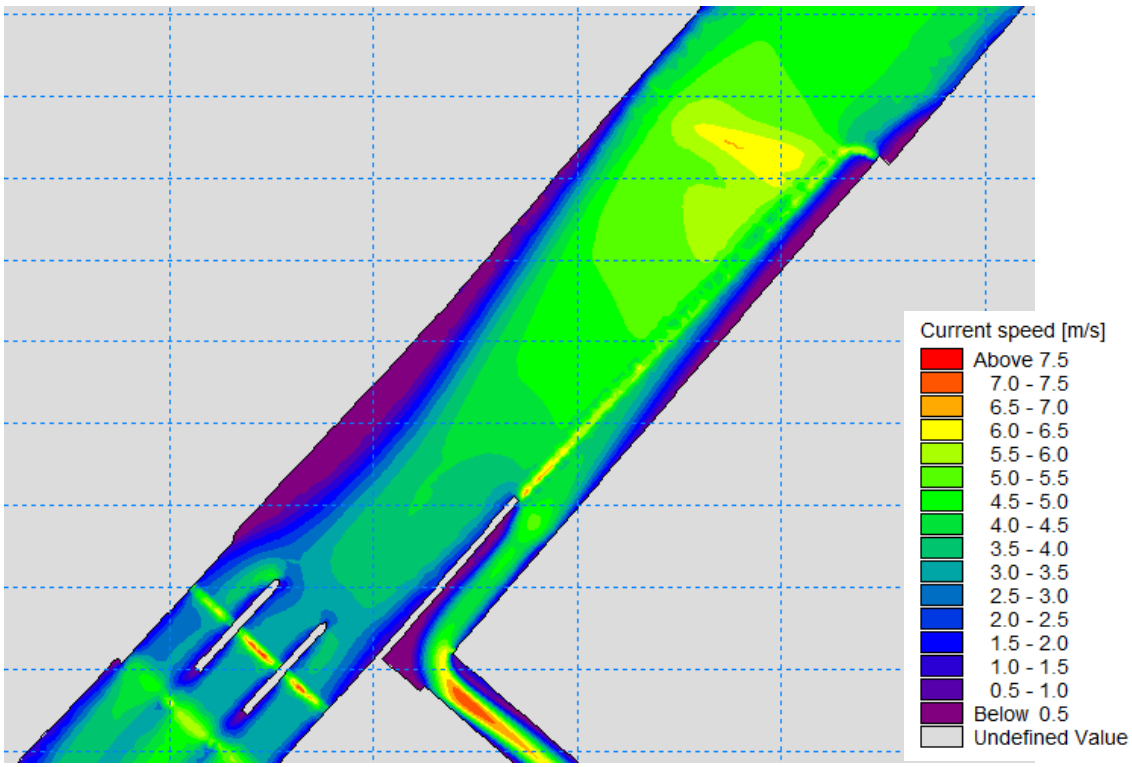


Figura 6-21 – Mappa delle velocità in alveo [m/s] al deflusso del colmo di piena duecentennale, nella configurazione di sistemazione del fondo alveo prevista dal PD2007 (pendenza del tratto inferiore, pari a 0,15%, assenza della briglia selettiva, vasca di dissipazione a monte di dimensione inferiore).

Dal confronto si osserva un incremento delle velocità massime nella sezione corrente da circa 5,5 m/s a circa 6,5 m/s, accompagnato però da una conseguente variazione delle altezze idriche; complessivamente la pendenza motrice (condizionata dall'effetto di rigurgito della traversa) presenta variazioni modeste, come riportato nella successiva Tabella 6.

In letteratura tecnica sono disponibili varie formule per la valutazione di stabilità dei materiali di assegnata granulometria soggetti all'azione di trascinamento della corrente. Questi procedimenti si basano sulla determinazione dei valori critici della velocità o delle tensioni tangenziali, (intesi come valori che corrispondono alle condizioni di moto incipiente per il materiale considerato), e sul loro confronto con i corrispondenti valori reali, ovvero presenti nel corso d'acqua con le condizioni ed ipotesi assunte in progetto.

Seguendo il criterio che si basa sulla definizione dello sforzo tangenziale esercitato dalla corrente sul materiale costituente il letto fluviale, la condizione di stabilità del fondo si ha quando $\tau_{cr} \geq \tau_0$, ovvero quando la tensione tangenziale critica è maggiore o uguale a quella reale.

La tensione tangenziale massima esercitata dalla corrente è ricavabile secondo la relazione [1]:

$$\tau_0 \left[N / m^2\right] = \gamma \cdot R \cdot i \,, \qquad [1]$$

dove γ (N/m^3) è il peso specifico dell'acqua, R (m) è il raggio idraulico della sezione ed i (m/m) la pendenza del fondo.

La tensione esercitata sulle sponde è inferiore rispetto a quella sul fondo, come mostrato da numerose esperienze sperimentali riscontrabili in letteratura (ad es. Lane, 1953, o Leuthesser, 1963). Gli studi di Lane, ad esempio, definiscono la massima tensione sulla sponda $\tau_{0,s}$ in funzione di τ_0:

$$\tau_{0,S} = \xi \cdot \tau_0 \,, \qquad [2]$$

con ξ coefficiente adimensionale minore di 1, diagrammato da Lane in funzione della forma della sezione (inclinazione delle sponde, rapporto larghezza/profondità). Per sezioni trapezie ξ tende asintoticamente al valore massimo 0,8, cautelativamente assunto come riferimento.

La determinazione di τ_{cr} fa invece riferimento alla teoria della tensione tangenziale critica (Shields, 1936) attraverso la valutazione della forza che determina il moto incipiente dei granuli; questa è esprimibile in termini generali con la relazione [3], la quale rappresenta una condizione di equilibrio:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = f(\mathrm{Re}^*), \qquad [3]$$

dove:

τ_{cr} = tensione tangenziale critica [N/m^2]
γ_s = peso specifico materiale d'alveo [N/m^3]
γ = peso specifico dell'acqua [N/m^3]
d = diametro del granulo [m]
f = parametro adimensionale, funzione delle caratteristiche dei granuli e del letto fluviale e dal numero di Reynolds di grano Re*, relativo alla velocità di attrito $u^* = \sqrt{\tau_{cr}/\rho}$:

$$\mathrm{Re}^* = \frac{u^* d}{\nu},$$

con d diametro dei granuli e ν viscosità cinematica.

La relazione [3] deriva dall'estensiva serie di prove sperimentali condotta da Shields, e ripresa successivamente da numerosi autori, la quale ha mostrato come per alti valori di Re* (ovvero condizioni di regime turbolento completamente sviluppato) il parametro f tendesse asintoticamente ad un valore costante Φ, indipendente da Re*. Tale valore è stato determinato empiricamente da differenti autori, a seguito di osservazioni sperimentali caratterizzate da limiti e campi di applicabilità specifici che ne condizionano l'utilizzo.

In particolare si fa tipicamente riferimento ai seguenti valori:

- Φ = 0,047 nella espressione di Meyer-Peter, che considera nullo il termine relativo al trasporto solido; ripresa da Zeller (1963), relativamente a miscugli omogenei in regime di moto assolutamente turbolento.
- Φ = 0,058÷0,060 nella espressione originale di Shields per Re* > 400.
- Φ = 0,116 nella espressione di Kalinske, che considera un fattore di compattezza del materiale rappresentante l'effetto di mutuo incastro delle particelle.

Gli studi sperimentali che hanno condotto Shields alla determinazione della relazione [3] sono stati sviluppati secondo determinate condizioni delle prove:

- uniformità del diametro *d* dei grani del materiale solido;
- d<<h, dove h è l'altezza d'acqua della corrente;
- pendenza longitudinale trascurabile.

Generalmente pertanto si applicano alcuni coefficienti correttivi alla [3], per tenere conto della differenza tra le condizioni sperimentali e quelle reali; tali correzioni sono state determinate empiricamente da diversi autori. La relazione generale [3] viene dunque ricondotta alla formula operativa [4], dalla quale è possibile ricavare il diametro *d* di progetto.

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} = \Phi \cdot \vartheta_s \cdot \vartheta_i \cdot \vartheta_h , \qquad [4]$$

Nella [4] i termini correttivi rappresentano:

- ϑ_s, correzione per limitata sommergenza relativa (Armanini,1990), considera i casi in cui non sia d<<h, bensì il materiale solido abbia dimensioni paragonabili all'altezza d'acqua; il coefficiente vale:

$$\vartheta_s = 1 + 0{,}67\left(\frac{d}{h}\right)^{0,5} .$$

- ϑ_i, correzione per significativa pendenza longitudinale del fondo. Espressa come:

$$\vartheta_i = \left(\cos\beta - \frac{\sin\beta}{\tan\varphi}\right),$$

dove β è l'angolo di inclinazione del fondo, mentre φ è l'angolo di attrito interno del materiale.

- ϑ_h, correzione per disomogeneità del materiale (Egiazaroff, 1963), considera l'effetto di nascondimento prodotto dalle particelle di diametro maggiore rispetto a quelle più fini. Essa vale:

$$\vartheta_i = \left(\frac{\log_{10} 19}{\log_{10}\left(19 \cdot \frac{d_i}{d_{50}}\right)}\right),$$

con d_{50} diametro medio dei grani e d_i diametro generico.

Per le finalità della presente verifica di confronto si è deciso cautelativamente di trascurare tali fattori correttivi in quanto essi avrebbero effetto positivo (aumento della resistenza del materiale). Per quanto riguarda il fattore Φ, la verifica è stata condotta per tutti i valori definiti, ma prendendo come riferimento il più cautelativo (Meyer-Peter).

Le formulazioni presentate sono state ricavate relativamente al materiale di fondo alveo; per determinare la condizione di moto incipiente riferita al materiale di sponda occorre rifarsi alla teoria di Lane (1953), la quale considera le componenti attive del peso e della spinta idrodinamica in relazione alla pendenza della sponda (α) rispetto all'orizzontale. La tensione critica sulla sponda $\tau_{cr,s}$ può quindi essere espressa in funzione di quella relativa al fondo τ_{cr}, secondo la relazione [5]:

$$\tau_{cr,s} = \kappa \cdot \tau_{cr} = \left[\cos\alpha \sqrt{1 - \frac{tg^2\alpha}{tg^2\varphi}} \right] \cdot \tau_{cr} \,. \qquad [5]$$

La Tabella 6 sintetizza i parametri di calcolo considerati per la definizione delle tensioni tangenziali agente e resistente; la Tabella 7 mostra i risultati della verifica condotta considerando l'adozione di un peso del singolo elemento di circa 200 kg e la geometria di progetto.

Progetto	Raggio idraulico [m]	Pendenza motrice [m/m]	Altezza d'acqua max [m]	γ [kg/m^3]	γ_s [kg/m^3]	Angolo attrito interno φ [°]	Tensione tangenziale agente [N/m^2]
ESECUTIVO	4,07	0,31	4,50	981	2400	30,0	**136,8**
PD2007	4,20	0,28	4,75	981	2400	30,0	**130,5**

Tabella 6 – Calcolo delle tensioni agenti sul singolo elemento di rivestimento

	Formule utizzate		Fondo	Sponda
Tensione tangenziale critica:	*Shields*	τ_{cr} [N/m^2] =	**400,2**	**331,1**
	MPM	τ_{cr} [N/m^2] =	**313,5**	**259,4**
	Kalinske	τ_{cr} [N/m^2] =	**773,6**	**640,2**
Tensione tangenziale in alveo:		τ_0 [N/m^2]=	**136,8**	**109,5**
Fattore di sicurezza:		Fs [-]=	**2,29**	**2,37**

Tabella 7 – Verifica della stabilità del rivestimento d'alveo considerando un elemento di peso 200 kg.

Si osserva come le tensioni tangenziali agenti risultino nel progetto esecutivo solo leggermente superiori a quelle del PD2007 (+5%), mostrando come le variazioni introdotte non modifichino sostanzialmente le condizioni di stabilità del materiale di rivestimento.

Considerando di verificare con riferimento alla nuova tensione agente un materiale con diametro minimo congruente con quello di riferimento definito nel PD2007, ovvero 200 kg, si ottengono fattori di sicurezza superiori a 2 anche con la formulazione più cautelativa.

Si ritiene pertanto corretto **considerare come ancora valide le modalità di realizzazione della sistemazione di fondo definite nel PD2007, basate sulle risultanze di un modello fisico a fondo mobile** che ha permesso di ottimizzare la dimensione del materiale e la posizione delle soglie.

In Figura 6-22 si mostrano a titolo di esempio due fasi delle sperimentazioni condotte su modello fisico.



Figura 6-22 – Due fasi delle sperimentazioni condotte su modello fisico per l'ottimizzazione della sistemazione di fondo alveo, nell'ambito del PD2007.

In funzione dei risultati ottenuti sono state individuate due classi di materiali di rivestimento, definite dal peso minimo richiesto per il singolo elemento lapideo.

- Classe "**200 kg**" utilizzata per il rivestimento d'alveo "ordinario". È ammessa la presenza di materiale più fine (fino al peso minimo di 10 kg) per una frazione non superiore al 10%, come riempimento di vuoti.
- Classe "**2000 kg**" utilizzata per il rivestimento d'alveo nei tratti maggiormente sollecitati (platee di dissipazione). È ammessa la presenza di materiale più fine (fino al peso minimo di 100 kg) per una frazione non superiore al 10%, come riempimento di vuoti.

6.4 Profilo idrico di piena di progetto

Nel presente capitolo si fornisce una rappresentazione del profilo idrico di progetto sull'asta del torrente Bisagno in corrispondenza del deflusso del colmo di piena associato a un tempo di ritorno di 200 anni, relativamente sia alla situazione con briglia selettiva non ostruita che ostruita (con occlusione pari al 30%). Come già descritto in precedenza (paragrafo 6.2), in via cautelativa per simulare l'occlusione prodotta dal materiale flottante in sospensione si è ridotta in altezza di una quantità pari a 1/3 la capacità di deflusso della sezione d'alveo rispetto alla situazione non ostruita.

Il profilo è restituito con tabelle e grafici derivati dalla simulazione eseguita con il modello monodimensionale, e fa quindi riferimento a valori medi sulla sezione dei vari parametri idraulici (livello idrico, velocità, ecc.).

Nella colonna "rigurgito indotto" si riporta la differenza di livello idrico tra le 2 situazioni idrodinamiche simulate; la situazione con la briglia ostruita al 30 % induce verso monte un innalzamento massimo di 1,42 m che si esaurisce in corrispondenza della base della soglia esistente poco a valle del ponte Fleming.

Tale innalzamento di livello non produce alcun aggravio delle condizioni di rischio idraulico delle opere di contenimento dei livelli presenti, con riferimento al franco di sicurezza calcolato sia rispetto al livello idrico che rispetto al carico totale, così come indicato nel vigente Piano di Bacino del torrente Bisagno nonché nel Regolamento 14 luglio 2011, n. 3 della Regione Liguria.

Infatti, malgrado il sovralzo indotto dall'ostruzione della briglia, i franchi idraulici di sicurezza delle opere di arginatura calcolati rispetto ai livelli idrici risultano abbondantemente superiori a 1,0 m; inoltre la quota di ritenuta è sempre superiore alla quota del carico totale.

Anche per i ponti esistenti, la passerella pedonale in progetto e la passerella di servizio sulla briglia selettiva (su cui è alloggiato un braccio meccanico) si è eseguita la verifica di adeguatezza idraulica in ottemperanza alla normativa vigente. La passerella al di sopra della traversa di sbarramento è invece da considerarsi parte integrante dello sbarramento stesso, e non una via di transito (particolarmente in condizioni di piena), per cui non è stato applicato il medesimo criterio di verifica.

In particolare per i ponti esistenti, da monte verso valle, si individuano le seguenti condizioni di verifica idraulica.

- Il ponte Fleming ha un franco idraulico di sicurezza pari a 1,81 m calcolato rispetto al livello idrico e un margine di 0,68 m rispetto al carico totale, in considerazione di una quota di intradosso di 54,15 m s.m.; l'attraversamento risulta pertanto pienamente adeguato idraulicamente.
- Il ponte Ugo Gallo (considerando la portata duecentennale ridotta a 600 m^3/s per effetto dell'attivazione dello scolmatore) ha un franco idraulico di sicurezza pari a 0,70 m calcolato rispetto al livello idrico e un margine di 0,09 m rispetto al carico totale, in considerazione di una quota di intradosso minima di 42,04 m s.m. Tale quota è localizzata in corrispondenza della pila in alveo, ma per la maggior parte della restante ampiezza dell'attraversamento l'intradosso assume quota di 42,31 m s.m., che conferisce al ponte un adeguato franco idraulico di sicurezza di 0,97 m. Le opere in progetto consentono pertanto di eliminare la criticità idraulica esistente presso questo attraversamento.
- Il ponte Feritore (considerando la portata duecentennale ridotta a 600 m^3/s per effetto dell'attivazione dello scolmatore) ha un franco idraulico di sicurezza pari a 2,20 m calcolato rispetto al livello idrico e un margine di 1,23 m rispetto al carico totale, in considerazione di una quota di intradosso minima di 38,96 m s.m.; l'attraversamento risulta pertanto adeguato idraulicamente.

La passerella pedonale in progetto, ubicata in corrispondenza della sezione 150 del modello, a progressiva 857,21 m, ha una quota minima di intradosso pari a 45,01 m s.m. (spalla destra); l'attraversamento è stato progettato senza pile in alveo in ottemperanza a quanto prescritto nel capitolo "compatibilità idraulica" riportato nella Normativa denominata NTC 2008 (D.M. 14 gennaio 2008). Il franco idraulico di sicurezza calcolato rispetto al livello idrico risulta pari a 1,66 m; rispetto al carico totale viene garantito un margine aggiuntivo di 0,75 m. L'attraversamento risulta pertanto pienamente adeguato idraulicamente.

Come indicato nel capitolo 6.1, in quest'area il modello fisico fornisce valori di livello idrico inferiori a quelli desumibili dal modello numerico 2D, per cui cautelativamente si è fatto riferimento a questi ultimi per la verifica dei franchi idraulici.

La passerella di servizio ubicata sulla traversa di regolazione ha una quota di intradosso pari a 44,15 m s.m. In questo caso gli approfondimenti modellistici hanno restituito livelli idrici maggiori di quelli del modello numerico 1D; in Figura 6-23 se ne riporta l'andamento nella condizione di progetto, sia in corrispondenza della passerella che a monte dei setti di sostegno delle pile. Come già descritto, si riscontrano livelli idrici inferiori nella luce in destra. La quota media di pelo libero è pari a circa 43,25 m s.m., corrispondente a un franco idraulico medio rispetto all'intradosso della passerella di servizio pari a circa 90 cm. Per quanto osservato in precedenza, si ritiene adeguato tale valore in quanto si tratta non di un attraversamento ma di un elemento funzionale allo sbarramento che non costituisce una via di transito, particolarmente in condizioni di piena.

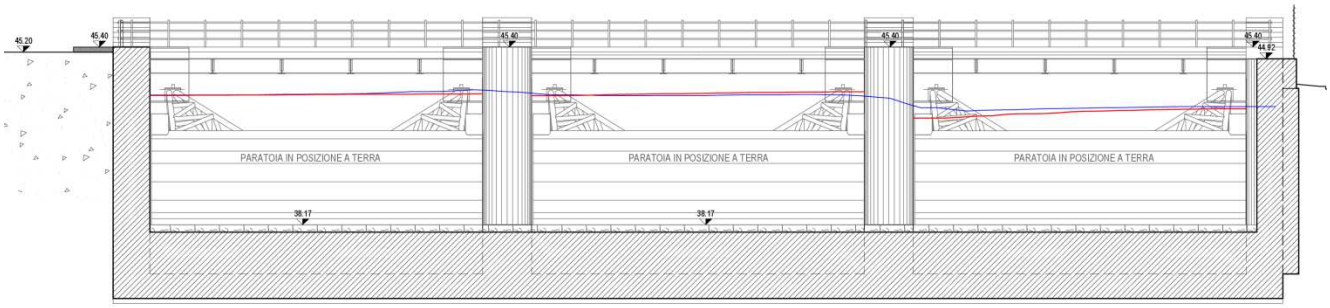


Figura 6-23 – Profili idrici per la condizione di progetto (TR=200 anni) in corrispondenza della passerella sulla traversa di sbarramento (linea rossa) e poco a monte dei setti (linea blu). Le paratoie sono rappresentate in vista solo per migliore comprensione degli ingombri, in una posizione chiusa che non rappresenta la configurazione di apertura di progetto considerata (v. Tabella 4).

La passerella di servizio al di sopra della briglia selettiva invece deve poter garantire condizioni di percorribilità anche nelle condizioni di piena di riferimento in quanto ospita il braccio meccanico utilizzabile per l'eventuale asportazione di materiale flottante intercettato. Essa risulta adeguata idraulicamente: la quota di intradosso pari a 47,44 m s.m. conferisce alla struttura un franco idraulico di sicurezza, calcolato rispetto al livello idrico, di 2,10 m; rispetto al carico totale viene garantito un margine aggiuntivo di 0,99 m. In condizioni di ostruzione il franco idraulico è pari a 0,66 m e l'intradosso risulta superiore al carico totale della corrente (+0,08 m)

La Tabella 8 e la Figura 6-24 rappresentano il profilo idraulico lungo l'asta del Bisagno nelle condizioni di progetto, senza considerare l'ostruzione della briglia. La Tabella 9 e la Figura 6-25 considerano invece l'ostruzione del 30% secondo le modalità precedentemente descritte.

La Tabella 10 riporta invece l'andamento dei franchi idraulici di sicurezza in riferimento alle quote delle opere di contenimento dei livelli esistenti per la portata di progetto (tempo di ritorno 200 anni), nella situazione con briglia selettiva ostruita al 30%.

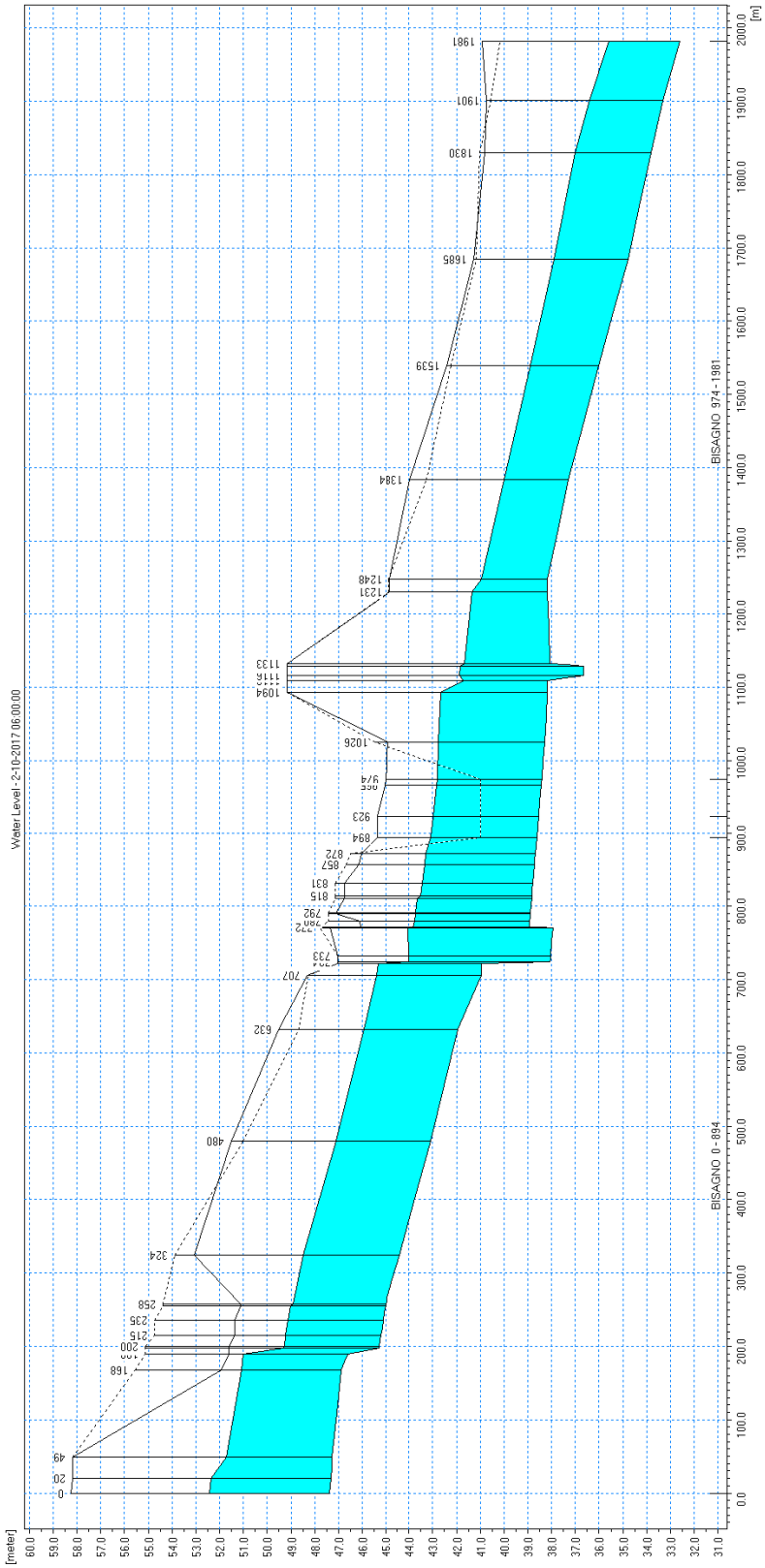


Figura 6-24 – Profilo di corrente per la portata di progetto a tempo di ritorno 200 anni nella situazione con briglia selettiva non ostruita.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	5,06	52,43	53,54	1050,00	4,68	224,58	54,00	0,73
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	5,03	52,34	53,47	1050,00	4,71	223,13	54,00	0,74
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	4,50	51,73	53,25	1050,00	5,46	192,43	53,99	0,92
	10.0	167,91	46,88	4,19	51,07	52,25	1050,00	4,80	218,66	56,05	0,78
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	4,42	51,02	52,07	1050,00	4,53	231,62	57,86	0,72
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	3,99	49,29	51,46	1050,00	5,08	206,79	55,00	0,84
	20.0	200,24	45,29	3,98	49,27	51,44	1050,00	5,08	206,52	55,00	0,84
	30.0	215,21	45,21	4,01	49,22	51,21	1050,00	4,87	215,75	58,52	0,81
	40.0	235,27	45,11	4,01	49,12	51,12	1050,00	4,88	215,09	58,50	0,81
	45.0	255,82	45,01	4,02	49,03	51,03	1050,00	4,87	215,50	59,29	0,82
	50.0	257,82	45,00	3,92	48,92	50,43	1050,00	5,45	192,77	59,17	0,96
	60.0	324,29	44,41	4,06	48,47	50,14	1050,00	5,72	183,44	60,73	1,05
	70.0	479,97	43,10	4,00	47,10	48,69	1050,00	5,58	188,08	61,13	1,02
	80.0	632,19	41,94	3,97	45,91	47,41	1050,00	5,42	193,84	60,98	0,97
	83.0	706,60	40,97	4,43	45,40	46,72	1050,00	5,10	205,98	63,10	0,90
monte briglia selettiva		722,60	40,94	4,40	45,34	46,45	1050,00	4,66	225,26	59,47	0,76
valle briglia selettiva inizio bacino di dissipazione		724,30	38,06	5,95	44,01	44,84	1050,00	3,94	266,82	56,52	0,58
bacino dissipazione		732,60	38,04	5,95	43,99	44,80	1050,00	3,94	266,76	56,25	0,58
fine bacino di dissipazione monte controbriglia		770,60	37,94	6,11	44,05	44,73	1050,00	3,48	301,85	59,95	0,49
fine bacino di dissipazione valle controbriglia	85.0	771,82	38,94	4,87	43,81	44,73	1050,00	4,24	247,44	59,89	0,67
	90.0	780,09	38,92	4,85	43,77	44,73	1050,00	4,33	242,45	56,34	0,67
	100.0	789,88	38,89	4,85	43,74	44,69	1050,00	4,33	242,71	56,33	0,67
	110.0	791,58	38,89	4,84	43,73	44,69	1050,00	4,33	242,32	56,33	0,67
	120.0	810,89	38,84	4,81	43,65	44,64	1050,00	4,41	238,24	60,54	0,71
	130.0	814,67	38,83	4,67	43,50	44,56	1050,00	4,57	229,75	60,47	0,75
	140.0	831,31	38,79	4,64	43,43	44,52	1050,00	4,62	227,10	60,43	0,76
	150.0	857,21	38,72	4,63	43,35	44,26	1050,00	4,22	248,70	60,38	0,66
	160.0	871,53	38,68	4,62	43,30	44,26	1050,00	4,34	241,95	60,48	0,69
inizio sfioro in scolmatore	165.0	894,33	38,62	4,45	43,07	44,23	1050,00	4,76	220,50	48,82	0,72
sfioro in scolmatore	170.0	922,80	38,55	4,42	42,97	43,99	900,73	4,47	201,45	48,80	0,70
sfioro in scolmatore	180.0	965,28	38,44	4,40	42,84	43,51	694,11	3,63	191,43	45,79	0,57
fine sfioro in scolmatore	190.0	974,19	38,41	4,41	42,82	43,49	694,11	3,63	191,03	45,85	0,57
	200.0	1025,73	38,28	4,50	42,78	43,23	600,60	2,96	202,76	45,06	0,45
monte paratoie	210.0	1093,55	38,17	4,50	42,67	43,12	600,60	2,98	201,41	44,80	0,45
valle paratoie	220.0	1109,90	38,17	3,51	41,68	42,42	600,60	3,81	157,46	44,80	0,65
inizio bacino dissipazione	225.0	1115,90	36,67	5,20	41,87	42,21	600,60	2,58	232,82	44,80	0,36

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-
fine bacino dissipazione	226.0	1129,40	36,67	5,18	41,85	42,19	600,60	2,59	232,08	44,80	0,36
	228.0	1132,90	38,07	3,58	41,65	42,19	600,60	3,24	185,36	44,80	0,51
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	3,17	41,34	41,95	600,60	3,47	172,91	66,78	0,69
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	2,78	40,95	41,81	600,60	4,10	146,54	66,64	0,88
	230.0	1383,51	37,28	2,73	40,01	40,91	600,60	4,21	142,75	66,35	0,92
	240.0	1538,83	36,03	2,87	38,90	39,78	600,60	4,15	144,64	65,48	0,89
	250.0	1684,70	34,79	3,13	37,92	38,76	600,60	4,07	147,72	69,46	0,89
	260.0	1830,19	33,80	3,19	36,99	37,94	600,60	4,33	138,77	74,39	1,01
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	3,08	36,40	37,37	600,60	4,36	137,79	78,77	1,05
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	2,99	35,61	36,71	600,60	4,64	129,52	76,00	1,13

Tabella 8 – Simulazione per la portata di progetto a tempo di ritorno 200 anni nella situazione con briglia selettiva non ostruita.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Rigurgito indotto
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m3/s	m/s	m^2	m	-	m
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	5,06	52,43	53,54	1050,00	4,68	224,58	54,00	0,73	0,00
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	5,03	52,34	53,47	1050,00	4,71	223,13	54,00	0,74	0,00
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	4,50	51,73	53,25	1050,00	5,46	192,43	53,99	0,92	0,00
	10.0	167,91	46,88	4,19	51,07	52,25	1050,00	4,80	218,66	56,05	0,78	0,00
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	4,42	51,02	52,07	1050,00	4,53	231,62	57,86	0,72	0,00
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	4,06	49,36	51,46	1050,00	5,00	209,91	55,00	0,82	0,07
	20.0	200,24	45,29	4,06	49,35	51,46	1050,00	5,01	209,71	55,00	0,82	0,08
	30.0	215,21	45,21	4,11	49,32	51,22	1050,00	4,75	221,00	58,55	0,78	0,10
	40.0	235,27	45,11	4,13	49,24	51,14	1050,00	4,75	221,01	58,53	0,78	0,12
	45.0	255,82	45,01	4,15	49,16	51,04	1050,00	4,72	222,32	59,32	0,78	0,13
	50.0	257,82	45,00	4,04	49,04	50,47	1050,00	5,29	198,54	59,19	0,92	0,12
	60.0	324,29	44,41	4,22	48,63	50,16	1050,00	5,47	191,91	60,77	0,98	0,16
	70.0	479,97	43,10	4,38	47,48	48,78	1050,00	5,05	208,04	61,13	0,87	0,38
	80.0	632,19	41,94	4,92	46,86	47,81	1050,00	4,32	243,31	60,99	0,69	0,95
	83.0	706,60	40,97	5,84	46,81	47,50	1050,00	3,69	284,35	63,19	0,56	1,41
monte briglia selettiva ostruzione 30%		717,60	40,94	5,84	46,78	47,36	1050,00	3,39	310,02	63,04	0,49	1,42
valle briglia selettiva ostruzione 30%		720,10	40,94	4,41	45,35	46,45	1050,00	4,64	226,25	62,78	0,78	0,00
monte briglia selettiva		722,60	40,94	4,40	45,34	46,45	1050,00	4,66	225,26	59,47	0,76	0,00
valle briglia selettiva inizio bacino di dissipazione		724,30	38,06	5,95	44,01	44,84	1050,00	3,94	266,82	56,52	0,58	0,00

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Rigurgito indotto
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m3/s	m/s	m^2	m	-	m
bacino dissipazione		732,60	38,04	5,95	43,99	44,80	1050,00	3,94	266,76	56,25	0,58	0,00
fine bacino di dissipazione monte controbriglia		770,60	37,94	6,11	44,05	44,73	1050,00	3,48	301,85	59,95	0,49	0,00
fine bacino di dissipazione valle controbriglia	85.0	771,82	38,94	4,87	43,81	44,73	1050,00	4,24	247,44	59,89	0,67	0,00
	90.0	780,09	38,92	4,85	43,77	44,73	1050,00	4,33	242,45	56,34	0,67	0,00
	100.0	789,88	38,89	4,85	43,74	44,69	1050,00	4,33	242,71	56,33	0,67	0,00
	110.0	791,58	38,89	4,84	43,73	44,69	1050,00	4,33	242,32	56,33	0,67	0,00
	120.0	810,89	38,84	4,81	43,65	44,64	1050,00	4,41	238,24	60,54	0,71	0,00
	130.0	814,67	38,83	4,67	43,50	44,56	1050,00	4,57	229,75	60,47	0,75	0,00
	140.0	831,31	38,79	4,64	43,43	44,52	1050,00	4,62	227,10	60,43	0,76	0,00
	150.0	857,21	38,72	4,63	43,35	44,26	1050,00	4,22	248,70	60,38	0,66	0,00
	160.0	871,53	38,68	4,62	43,30	44,26	1050,00	4,34	241,95	60,48	0,69	0,00
inizio sfioro in scolmatore	165.0	894,33	38,62	4,45	43,07	44,23	1050,00	4,76	220,50	48,82	0,72	0,00
sfioro in scolmatore	170.0	922,80	38,55	4,42	42,97	43,99	900,73	4,47	201,45	48,80	0,70	0,00
sfioro in scolmatore	180.0	965,28	38,44	4,40	42,84	43,51	694,11	3,63	191,43	45,79	0,57	0,00
fine sfioro in scolmatore	190.0	974,19	38,41	4,41	42,82	43,49	694,11	3,63	191,03	45,85	0,57	0,00
	200.0	1025,73	38,28	4,50	42,78	43,23	600,60	2,96	202,76	45,06	0,45	0,00
monte paratoie	210.0	1093,55	38,17	4,50	42,67	43,12	600,60	2,98	201,41	44,80	0,45	0,00
valle paratoie	220.0	1109,90	38,17	3,51	41,68	42,42	600,60	3,81	157,46	44,80	0,65	0,00
inizio bacino dissipazione	225.0	1115,90	36,67	5,20	41,87	42,21	600,60	2,58	232,82	44,80	0,36	0,00
fine bacino dissipazione	226.0	1129,40	36,67	5,18	41,85	42,19	600,60	2,59	232,08	44,80	0,36	0,00
	228.0	1132,90	38,07	3,58	41,65	42,19	600,60	3,24	185,36	44,80	0,51	0,00
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	3,17	41,34	41,95	600,60	3,47	172,91	66,78	0,69	0,00
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	2,78	40,95	41,81	600,60	4,10	146,54	66,64	0,88	0,00
	230.0	1383,51	37,28	2,73	40,01	40,91	600,60	4,21	142,75	66,35	0,92	0,00
	240.0	1538,83	36,03	2,87	38,90	39,78	600,60	4,15	144,64	65,48	0,89	0,00
	250.0	1684,70	34,79	3,13	37,92	38,76	600,60	4,07	147,72	69,46	0,89	0,00
	260.0	1830,19	33,80	3,19	36,99	37,94	600,60	4,33	138,77	74,39	1,01	0,00
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	3,08	36,40	37,37	600,60	4,36	137,79	78,77	1,05	0,00
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	2,99	35,61	36,71	600,60	4,64	129,52	76,00	1,13	0,00

Tabella 9 – Simulazione per la portata di progetto a tempo di ritorno 200 anni nella situazione con briglia selettiva ostruita al 30%.

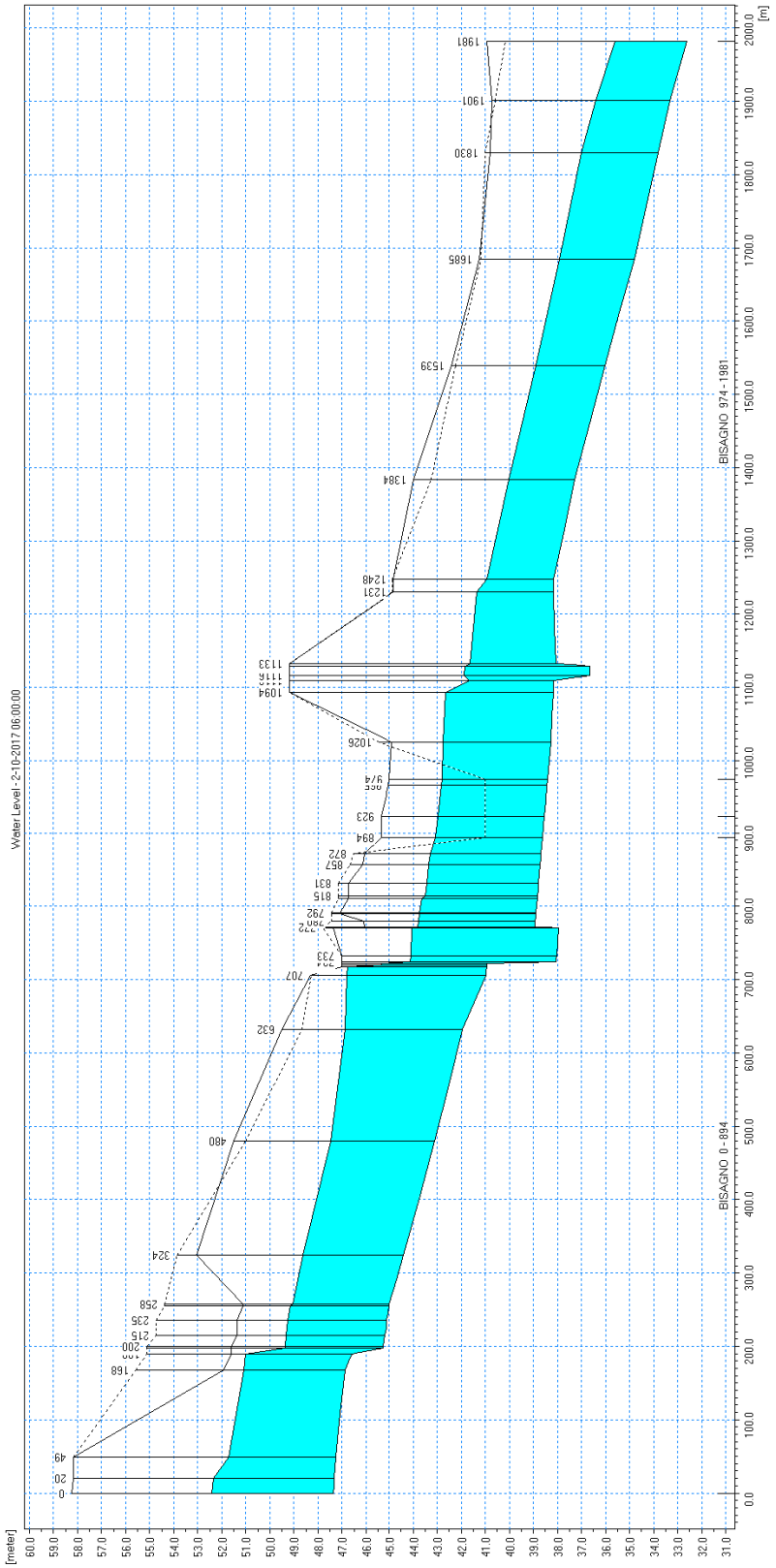


Figura 6-25 – Profilo di corrente per la portata di progetto a tempo di ritorno 200 anni nella situazione con briglia selettiva ostruita al 30%.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico	Carico totale	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Franco SX	Franco Dx	Franco Sx carico totale	Franco Dx carico totale
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	52,43	53,54	58,30	58,39	5,87	5,96	4,76	4,85
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	52,34	53,47	58,24	57,13	5,90	4,79	4,77	3,66
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	51,73	53,25	58,24	57,13	6,51	5,40	4,99	3,88
	10.0	167,91	46,88	51,07	52,25	56,76	52,51	5,69	1,44	4,51	0,26
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	51,02	52,07	56,36	52,13	5,34	1,11	4,29	0,06
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	49,36	51,46	56,27	53,01	6,91	3,65	4,81	1,55
	20.0	200,24	45,29	49,35	51,46	56,24	52,97	6,89	3,62	4,78	1,51
	30.0	215,21	45,21	49,32	51,22	56,01	52,72	6,69	3,40	4,79	1,50
	40.0	235,27	45,11	49,24	51,14	55,66	52,41	6,42	3,17	4,52	1,27
	45.0	255,82	45,01	49,16	51,04	55,32	52,25	6,16	3,09	4,28	1,21
	50.0	257,82	45,00	49,04	50,47	55,32	52,25	6,28	3,21	4,85	1,78
	60.0	324,29	44,41	48,63	50,16	54,31	52,31	5,68	3,68	4,15	2,15
	70.0	479,97	43,10	47,48	48,78	51,83	51,72	4,35	4,24	3,05	2,94
	80.0	632,19	41,94	46,86	47,81	49,69	49,33	2,83	2,47	1,88	1,52
	83.0	706,60	40,97	46,81	47,50	49,27	48,34	2,46	1,53	1,77	0,84
monte briglia selettiva ostruzione 30%		717,60	40,94	46,78	47,36	49,16	48,08	2,38	1,30	1,80	0,72
valle briglia selettiva ostruzione 30%		720,10	40,94	45,35	46,45	49,16	48,08	3,81	2,73	2,71	1,63
monte briglia selettiva		722,60	40,94	45,34	46,45	49,16	48,06	3,82	2,72	2,71	1,61
valle briglia selettiva inizio bacino di dissipazione		724,30	38,06	44,01	44,84	49,16	48,06	5,15	4,05	4,32	3,22
bacino dissipazione		732,60	38,04	43,99	44,80	49,11	47,91	5,12	3,92	4,31	3,11
fine bacino di dissipazione monte controbriglia		770,60	37,94	44,05	44,73	48,72	46,16	4,67	2,11	3,99	1,43
fine bacino di dissipazione valle controbriglia	85.0	771,82	38,94	43,81	44,73	48,72	46,16	4,91	2,35	3,99	1,43
	90.0	780,09	38,92	43,77	44,73	48,64	46,00	4,87	2,23	3,91	1,27
	100.0	789,88	38,89	43,74	44,69	48,60	47,07	4,86	3,33	3,91	2,38
	110.0	791,58	38,89	43,73	44,69	48,60	47,04	4,87	3,31	3,91	2,35
	120.0	810,89	38,84	43,65	44,64	48,45	47,41	4,80	3,76	3,81	2,77
	130.0	814,67	38,83	43,50	44,56	48,40	47,41	4,90	3,91	3,84	2,85
	140.0	831,31	38,79	43,43	44,52	48,33	46,44	4,90	3,01	3,81	1,92
	150.0	857,21	38,72	43,35	44,26	47,93	46,14	4,58	2,79	3,67	1,88
	160.0	871,53	38,68	43,30	44,26	47,87	46,00	4,57	2,70	3,61	1,74
inizio sfioro in scolmatore	165.0	894,33	38,62	43,07	44,23	47,61	45,90	4,54	2,83	3,38	1,67
sfioro in scolmatore	170.0	922,80	38,55	42,97	43,99	47,39	45,60	4,42	2,63	3,40	1,61
sfioro in scolmatore	180.0	965,28	38,44	42,84	43,51	46,95	45,27	4,11	2,43	3,44	1,76
fine sfioro in scolmatore	190.0	974,19	38,41	42,82	43,49	46,89	45,22	4,07	2,40	3,40	1,73

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico	Carico totale	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Franco SX	Franco Dx	Franco Sx carico totale	Franco Dx carico totale
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m
	200.0	1025,73	38,28	42,78	43,23	46,47	45,03	3,69	2,25	3,24	1,80
monte paratoie	210.0	1093,55	38,17	42,67	43,12	46,47	45,03	3,80	2,36	3,35	1,91
valle paratoie	220.0	1109,90	38,17	41,68	42,42	45,95	44,88	4,27	3,20	3,53	2,46
inizio bacino dissipazione	225.0	1115,90	36,67	41,87	42,21	45,95	44,88	4,08	3,01	3,74	2,67
fine bacino dissipazione	226.0	1129,40	36,67	41,85	42,19	45,67	44,84	3,82	2,99	3,48	2,65
	228.0	1132,90	38,07	41,65	42,19	45,67	44,84	4,02	3,19	3,48	2,65
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	41,34	41,95	44,82	44,84	3,48	3,50	2,87	2,89
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	40,95	41,81	44,82	44,84	3,87	3,89	3,01	3,03
	230.0	1383,51	37,28	40,01	40,91	43,96	43,98	3,95	3,97	3,05	3,07
	240.0	1538,83	36,03	38,90	39,78	42,97	42,4	4,07	3,50	3,19	2,62
	250.0	1684,70	34,79	37,92	38,76	42,14	41,26	4,22	3,34	3,38	2,50
	260.0	1830,19	33,80	36,99	37,94	41,02	40,8	4,03	3,81	3,08	2,86
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	36,40	37,37	40,58	40,74	4,18	4,34	3,21	3,37
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	35,61	36,71	40,17	40,92	4,56	5,31	3,46	4,21

Tabella 10 – Andamento dei franchi idraulici di sicurezza in riferimento alle quote delle opere di contenimento dei livelli esistenti per la portata di progetto a tempo di ritorno 200 anni nella situazione con briglia selettiva ostruita al 30%.

6.5 Analisi di rischio idraulico residuale

6.5.1 Profilo idrico con malfunzionamento di una luce mobile della traversa di regolazione

Per l'opera di regolazione si è proceduto anche con l'analisi di uno scenario di ipotetico malfunzionamento ai sensi del D.M. 26 giugno 2014 (*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta - dighe e traverse*), considerando ostruita una delle tre luci (il D.M. richiede di considerare ostruite il 20% delle luci mobili disponibili) e verificando che il franco netto si riduca a non meno di 1/3 del valore minimo di progetto.

Poiché la paratoia non è dimensionata per essere tracimabile (o meglio non ne è previsto il funzionamento in tal senso), cautelativamente si è considerato che la luce possa essere completamente ostruita, ovvero escludendo lo sfioro di portata sopra la paratoia stessa (ad esempio, come se la struttura reticolare a tergo potesse aver intercettato materiale flottante in grado di bloccare tale flusso).

Si precisa innanzitutto come la tipologia di opera non sia correttamente assimilabile a una traversa/diga di ritenuta, avendo differente funzione di regolazione dei livelli a monte in modo da gestire correttamente l'alimentazione dello scolmatore. Come tale, si prevede in progetto che le paratoie debbano essere sempre in condizione di apertura prefissata, corrispondente alla dimensione della luce che consente la corretta ripartizione della portata in presenza dell'evento di progetto (dalle valutazioni idrauliche condotte, questa condizione equivale ad avere le paratoie aperte di 2,80÷3,00 m - cfr. Tabella 4). In questo modo all'occorrenza di un evento di piena critico vi è la garanzia del corretto funzionamento delle opere.

Sarà possibile una movimentazione manuale, volontaria, in chiusura per eventualmente ottenere il deflusso di una maggiore portata nello scolmatore anche in condizioni di evento di piena con frequenza superiore a quello di progetto.

É inoltre previsto un automatismo che potrà attivarsi al superamento del livello idrico di progetto a monte dello sbarramento per aprire maggiormente le paratoie, in modo da garantire per quanto possibile il rispetto della portata di progetto all'interno dello scolmatore.

Appare pertanto di per sé improbabile poter trovare inaspettatamente una paratoia in posizione bloccata chiusa. Qualora per problemi di tipo strutturale fosse risultato necessario fare assumere questa posizione al dispositivo (in condizioni non di piena) le altre paratoie sarebbero conseguentemente state sollevate per mantenere la funzionalità "passiva" del manufatto.

In ogni caso, la probabilità che tale condizione di anomalo blocco della luce per "crollo" della paratoia avvenga all'occorrenza di un evento idrologico con tempo di ritorno duecentennale, peraltro in concomitanza con un mancato funzionamento della briglia selettiva di monte per cui si abbia il passaggio di materiale flottante di grosse dimensioni in grado di poter essere intercettato dalla struttura a tergo della paratoia, è piuttosto remota e certamente inferiore a quella di progetto, associabile a TR=200 anni.

Lo scenario presentato in questo capitolo ha pertanto valore di analisi del rischio residuale in presenza di eventi di probabilità inferiore a quella di progetto (ovvero più gravosi).

In particolare si è quindi considerata una delle tre luci di deflusso della traversa completamente ostruita, ipotizzando nel contempo la completa apertura delle paratoie delle altre due luci (manuale, preventiva, o per effetto dell'automatismo di sicurezza). L'altezza di tali luci è pari a circa 5,0 m.

Le analisi sono state svolte utilizzando il modello quasi-2D precedentemente descritto per una più sintetica ed estesa rappresentazione degli effetti prodotti nell'alveo a monte e nelle gallerie.

Lo scenario "di base" considerato per l'applicazione di questa variante è quello più gravoso, che considera anche l'ostruzione della briglia selettiva a monte.

I risultati ottenuti sono rappresentati in Tabella 11 e Figura 6-26, per quanto riguarda l'alveo del torrente. L'analisi è stata estesa anche al deflusso a valle dello stramazzo di presa e nelle gallerie; tali risultati sono descritti nel capitolo 8.6.

In tabella, la colonna "rigurgito indotto" riporta per facilità di lettura il sovralzo di livello misurato rispetto allo scenario di progetto con briglia ostruita (descritto nel capitolo 6.4).

I risultati della simulazione mostrano come questo assetto della traversa provochi un sovralzo in corrispondenza della stessa di circa 0,50 m, con un effetto di rigurgito che si propaga per circa 370 m a monte, esaurendosi nella vasca di dissipazione a valle della briglia selettiva. Il comportamento idraulico della briglia selettiva non viene quindi influenzato dal malfunzionamento della traversa di regolazione.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Rigurgito indotto
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-	m
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	5,06	52,43	53,54	1050,00	4,68	224,58	54,00	0,73	0,00
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	5,03	52,34	53,47	1050,00	4,71	223,13	54,00	0,74	0,00
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	4,50	51,73	53,25	1050,00	5,46	192,43	53,99	0,92	0,00
	10.0	167,91	46,88	4,19	51,07	52,25	1050,00	4,80	218,66	56,05	0,78	0,00
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	4,42	51,02	52,07	1050,00	4,53	231,62	57,86	0,72	0,00
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	4,06	49,36	51,46	1050,00	5,00	209,91	55,00	0,82	0,00
	20.0	200,24	45,29	4,06	49,35	51,46	1050,00	5,01	209,71	55,00	0,82	0,00
	30.0	215,21	45,21	4,11	49,32	51,22	1050,00	4,75	221,00	58,55	0,78	0,00
	40.0	235,27	45,11	4,13	49,24	51,14	1050,00	4,75	221,01	58,53	0,78	0,00
	45.0	255,82	45,01	4,15	49,16	51,04	1050,00	4,72	222,32	59,32	0,78	0,00
	50.0	257,82	45,00	4,04	49,04	50,47	1050,00	5,29	198,54	59,19	0,92	0,00
	60.0	324,29	44,41	4,22	48,63	50,16	1050,00	5,47	191,91	60,77	0,98	0,00
	70.0	479,97	43,10	4,38	47,48	48,78	1050,00	5,05	208,04	61,13	0,87	0,00
	80.0	632,19	41,94	4,92	46,86	47,81	1050,00	4,32	243,31	60,99	0,69	0,00
	83.0	706,60	40,97	5,84	46,81	47,50	1050,00	3,69	284,35	63,19	0,56	0,00
monte briglia selettiva ostruzione 30%		717,60	40,94	5,84	46,78	47,36	1050,00	3,39	310,02	63,04	0,49	0,00
valle briglia selettiva ostruzione 30%		720,10	40,94	4,41	45,35	46,45	1050,00	4,64	226,25	62,78	0,78	0,00
monte briglia selettiva		722,60	40,94	4,40	45,34	46,45	1050,00	4,66	225,26	59,47	0,76	0,00
valle briglia selettiva inizio bacino di dissipazione		724,30	38,06	6,25	44,31	44,86	1050,00	3,19	328,98	59,16	0,43	0,30
bacino dissipazione		732,60	38,04	6,24	44,28	44,86	1050,00	3,33	315,11	59,15	0,46	0,29
fine bacino di dissipazione monte controbriglia		770,60	37,94	6,31	44,25	44,86	1050,00	3,30	318,13	60,00	0,46	0,20
fine bacino di dissipazione valle controbriglia	85.0	771,82	38,94	5,09	44,03	44,86	1050,00	4,03	260,45	59,94	0,62	0,22
	90.0	780,09	38,92	5,07	43,99	44,86	1050,00	4,12	254,70	56,41	0,62	0,22
	100.0	789,88	38,89	5,07	43,96	44,82	1050,00	4,11	255,30	56,40	0,62	0,22
	110.0	791,58	38,89	5,07	43,96	44,82	1050,00	4,12	254,97	56,40	0,62	0,23
	120.0	810,89	38,84	5,05	43,89	44,77	1050,00	4,15	252,90	60,65	0,65	0,24
	130.0	814,67	38,83	4,93	43,76	44,69	1050,00	4,28	245,49	60,59	0,68	0,26
	140.0	831,31	38,79	4,92	43,71	44,66	1050,00	4,31	243,80	60,56	0,69	0,28
	150.0	857,21	38,72	4,92	43,64	44,53	1050,00	4,19	250,78	60,48	0,66	0,29
	160.0	871,53	38,68	4,93	43,61	44,52	1050,00	4,22	248,61	60,63	0,67	0,31
inizio sfioro in scolmatore	165.0	894,33	38,62	4,76	43,38	44,47	1050,00	4,63	226,79	48,91	0,69	0,31
sfioro in scolmatore	170.0	922,80	38,55	4,76	43,31	44,18	865,92	4,12	210,09	48,89	0,63	0,34

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Rigurgito indotto
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-	m
sfioro in scolmatore	180.0	965,28	38,44	4,78	43,22	43,67	604,85	2,98	203,05	45,84	0,45	0,38
fine sfioro in scolmatore	190.0	974,19	38,41	4,81	43,22	43,67	604,85	2,96	204,08	45,97	0,45	0,40
	200.0	1025,73	38,28	4,93	43,21	43,45	479,18	2,19	218,91	45,15	0,32	0,43
monte paratoie	210.0	1093,55	38,17	4,99	43,16	43,39	479,18	2,14	223,67	44,80	0,31	0,49
valle paratoie	220.0	1109,90	38,17	3,16	41,33	41,91	479,18	3,38	141,74	44,80	0,61	-0,35
inizio bacino dissipazione	225.0	1115,90	36,67	4,83	41,50	41,75	479,18	2,21	216,60	44,80	0,32	-0,37
fine bacino dissipazione	226.0	1129,40	36,67	4,82	41,49	41,74	479,18	2,22	216,03	44,80	0,32	-0,36
	228.0	1132,90	38,07	3,24	41,31	41,74	479,18	2,90	165,04	44,80	0,48	-0,34
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	2,82	40,99	41,51	479,18	3,21	149,32	66,65	0,68	-0,35
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	2,49	40,66	41,38	479,18	3,75	127,78	66,54	0,86	-0,29
	230.0	1383,51	37,28	2,45	39,73	40,49	479,18	3,86	124,14	66,27	0,90	-0,28
	240.0	1538,83	36,03	2,58	38,61	39,35	479,18	3,80	126,04	65,41	0,87	-0,29
	250.0	1684,70	34,79	2,87	37,66	38,36	479,18	3,70	129,64	69,38	0,86	-0,26
	260.0	1830,19	33,80	2,95	36,75	37,55	479,18	3,97	120,65	72,31	0,98	-0,24
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	2,85	36,17	36,99	479,18	4,00	119,78	78,67	1,04	-0,23
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	2,75	35,37	36,31	479,18	4,28	111,86	74,06	1,11	-0,24

Tabella 11 – Risultati della simulazione di rischio residuale per malfunzionamento della traversa di regolazione (una luce ostruita), briglia selettiva ostruita al 30% e portata duecentennale.

L'incremento di livello indotto dalla presenza della luce ostruita non è tale da ridurre i franchi idraulici di progetto a valori inferiori rispetto a quelli richiesti dal Piano di Bacino, tuttavia esso provoca l'immissione di una portata significativamente maggiore all'interno dello scolmatore, a causa dell'aumento del battente idraulico sullo sfioro.

In particolare la simulazione eseguita mostra come nella galleria scolmatrice il deflusso si incrementi fino al valore di circa 570 m^3/s, mentre in alveo a valle della traversa proseguano circa 480 m^3/s, valore nettamente inferiore a quello di progetto.

La portata di 570 m^3/s risulta essere quella limite di incipiente moto in pressione nella galleria, come mostrato anche dalle analisi su modello fisico, e si può pertanto considerare rappresentativa della massima capacità di smaltimento del sistema in condizioni di esercizio certamente non ottimali ma ancora congruenti con le ipotesi di progetto (svincolo idraulico dello sfioratore rispetto alla galleria), e accettabili in condizioni di emergenza all'occorrere di un evento di straordinaria gravosità.

In Tabella 12 sono riportati i franchi idraulici valutati rispetto alle sponde del Bisagno per il tratto a monte della traversa (a valle l'analisi non è significativa in quanto defluisce una portata inferiore a quella di progetto).

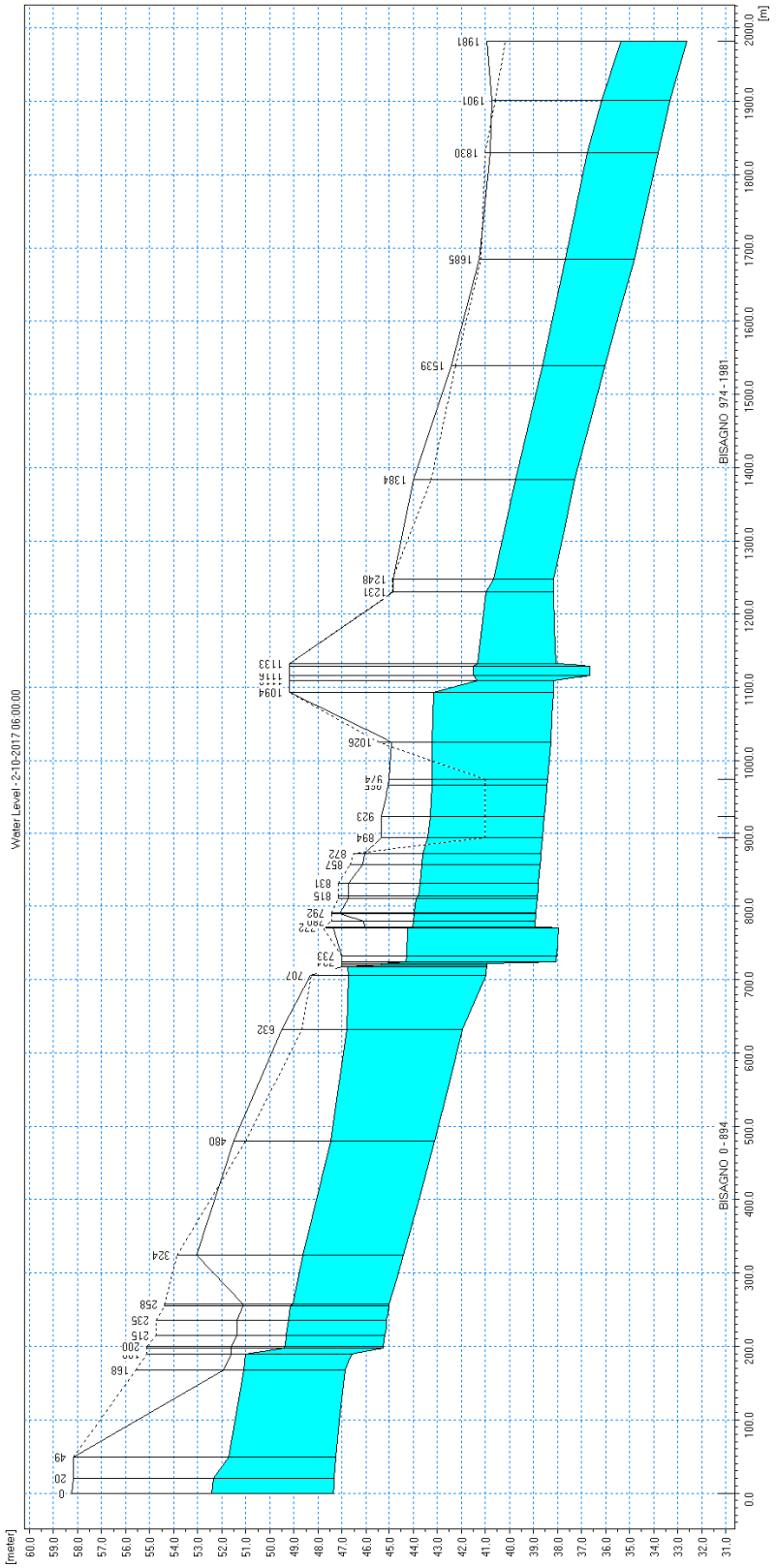


Figura 6-26 – Profilo idrico per la simulazione di rischio residuale per malfunzionamento della traversa di regolazione (una luce ostruita), briglia selettiva ostruita al 30% e portata duecentennale

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico	Carico totale	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Franco SX	Franco Dx	Franco Sx carico totale	Franco Dx carico totale
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	52,43	53,54	58,30	58,39	5,87	5,96	4,76	4,85
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	52,34	53,47	58,24	57,13	5,90	4,79	4,77	3,66
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	51,73	53,25	58,24	57,13	6,51	5,40	4,99	3,88
	10.0	167,91	46,88	51,07	52,25	56,76	52,51	5,69	1,44	4,51	0,26
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	51,02	52,07	56,36	52,13	5,34	1,11	4,29	0,06
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	49,36	51,46	56,27	53,01	6,91	3,65	4,81	1,55
	20.0	200,24	45,29	49,35	51,46	56,24	52,97	6,89	3,62	4,78	1,51
	30.0	215,21	45,21	49,32	51,22	56,01	52,72	6,69	3,40	4,79	1,50
	40.0	235,27	45,11	49,24	51,14	55,66	52,41	6,42	3,17	4,52	1,27
	45.0	255,82	45,01	49,16	51,04	55,32	52,25	6,16	3,09	4,28	1,21
	50.0	257,82	45,00	49,04	50,47	55,32	52,25	6,28	3,21	4,85	1,78
	60.0	324,29	44,41	48,63	50,16	54,31	52,31	5,68	3,68	4,15	2,15
	70.0	479,97	43,10	47,48	48,78	51,83	51,72	4,35	4,24	3,05	2,94
	80.0	632,19	41,94	46,86	47,81	49,69	49,33	2,83	2,47	1,88	1,52
	83.0	706,60	40,97	46,81	47,50	49,27	48,34	2,46	1,53	1,77	0,84
monte briglia selettiva ostruzione 30%		717,60	40,94	46,78	47,36	49,16	48,08	2,38	1,30	1,80	0,72
valle briglia selettiva ostruzione 30%		720,10	40,94	45,35	46,45	49,16	48,08	3,81	2,73	2,71	1,63
monte briglia selettiva		722,60	40,94	45,34	46,45	49,16	48,06	3,82	2,72	2,71	1,61
valle briglia selettiva inizio bacino di dissipazione		724,30	38,06	44,31	44,86	49,16	48,06	4,85	3,75	4,30	3,20
bacino dissipazione		732,60	38,04	44,28	44,86	49,11	47,91	4,83	3,63	4,25	3,05
fine bacino di dissipazione monte controbriglia		770,60	37,94	44,25	44,86	48,72	46,16	4,47	1,91	3,86	1,30
fine bacino di dissipazione valle controbriglia	85.0	771,82	38,94	44,03	44,86	48,72	46,16	4,69	2,13	3,86	1,30
	90.0	780,09	38,92	43,99	44,86	48,64	46,00	4,65	2,01	3,78	1,14
	100.0	789,88	38,89	43,96	44,82	48,60	47,07	4,64	3,11	3,78	2,25
	110.0	791,58	38,89	43,96	44,82	48,60	47,04	4,64	3,08	3,78	2,22
	120.0	810,89	38,84	43,89	44,77	48,45	47,41	4,56	3,52	3,68	2,64
	130.0	814,67	38,83	43,76	44,69	48,40	47,41	4,64	3,65	3,71	2,72
	140.0	831,31	38,79	43,71	44,66	48,33	46,44	4,62	2,73	3,67	1,78
	150.0	857,21	38,72	43,64	44,53	47,93	46,14	4,29	2,50	3,40	1,61
	160.0	871,53	38,68	43,61	44,52	47,87	46,00	4,26	2,39	3,35	1,48
inizio sfioro in scolmatore	165.0	894,33	38,62	43,38	44,47	47,61	45,90	4,23	2,52	3,14	1,43
sfioro in scolmatore	170.0	922,80	38,55	43,31	44,18	47,39	45,60	4,08	2,29	3,21	1,42
sfioro in scolmatore	180.0	965,28	38,44	43,22	43,67	46,95	45,27	3,73	2,05	3,28	1,60
fine sfioro in scolmatore	190.0	974,19	38,41	43,22	43,67	46,89	45,22	3,67	2,00	3,22	1,55

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico	Carico totale	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Franco SX	Franco Dx	Franco Sx carico totale	Franco Dx carico totale
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m
	200.0	1025,73	38,28	43,21	43,45	46,47	45,03	3,26	1,82	3,02	1,58
monte paratoie	210.0	1093,55	38,17	43,16	43,39	46,47	45,03	3,31	1,87	3,08	1,64
valle paratoie	220.0	1109,90	38,17	41,33	41,91	45,95	44,88	4,62	3,55	4,04	2,97
inizio bacino dissipazione	225.0	1115,90	36,67	41,50	41,75	45,95	44,88	4,45	3,38	4,20	3,13
fine bacino dissipazione	226.0	1129,40	36,67	41,49	41,74	45,67	44,84	4,18	3,35	3,93	3,10
	228.0	1132,90	38,07	41,31	41,74	45,67	44,84	4,36	3,53	3,93	3,10
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	40,99	41,51	44,82	44,84	3,83	3,85	3,31	3,33
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	40,66	41,38	44,82	44,84	4,16	4,18	3,44	3,46
	230.0	1383,51	37,28	39,73	40,49	43,96	43,98	4,23	4,25	3,47	3,49
	240.0	1538,83	36,03	38,61	39,35	42,97	42,4	4,36	3,79	3,62	3,05
	250.0	1684,70	34,79	37,66	38,36	42,14	41,26	4,48	3,60	3,78	2,90
	260.0	1830,19	33,80	36,75	37,55	41,02	40,8	4,27	4,05	3,47	3,25
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	36,17	36,99	40,58	40,74	4,41	4,57	3,59	3,75
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	35,37	36,31	40,17	40,92	4,80	5,55	3,86	4,61

Tabella 12 – Andamento dei franchi idraulici di sicurezza per lo scenario di rischio residuale per malfunzionamento della traversa di regolazione (una luce ostruita), briglia selettiva ostruita al 30% e portata duecentennale.

In conclusione lo scenario ipotizzato di ipotetica ostruzione totale di una delle tre luci della traversa (con apertura completa delle altre due), simulato con modello numerico, non altera lo stato di sicurezza idraulica delle opere di contenimento dei livelli esistenti nell'alveo a monte: infatti il franco idraulico di sicurezza calcolato rispetto al livello idrico continua ad essere per entrambe le sponde abbondantemente superiore a 1,0 m, così come il carico totale risulta contenuto tra le sommità arginali. Analogamente risultano soddisfatti i franchi idraulici in corrispondenza degli attraversamenti. Per quanto riguarda l'alveo di valle, la minor portata rilasciata allevia la gravosità dell'evento.

L'elemento che risente negativamente di questa configurazione è il sistema scolmatore, che giunge al limite della sua capacità di smaltimento in condizioni di esercizio congruenti con l'ipotesi di progetto di funzionamento a pelo libero, con verosimile presenza di tratti caratterizzati da moti in pressione; il sistema risulta tuttavia ancora funzionale sia per il proprio scopo (salvaguardare il tratto di valle da possibili esondazioni), sia nell'impedire un aggravio di rischio idraulico per il tratto di monte.

Mediante modello fisico si è proceduto all'analisi di ulteriori scenari di possibile ostruzione, considerando il malfunzionamento a turno di tutte e tre le luci con le stesse ipotesi già descritte (una paratoia chiusa e le altre aperte di 5,0 m), e la possibilità di uno sfioro al di sopra della paratoia chiusa. Si rimanda per ogni dettaglio alle simulazioni SIM-1, SIM-2 e SIM-3 descritte nella relazione BIS2E-H-SDB05-RE01-1.

A differenza del modello numerico, nel quale cautelativamente non è stato introdotto il sormonto delle paratoie, nel modello fisico tale fenomeno è ben visibile. La paratoia chiusa risulta infatti sormontata in tutte e tre le simulazioni effettuate, mentre le restanti due sono risultate praticamente sempre non

interferenti con il pelo libero (ad eccezione di una lieve interferenza della luce in sinistra rilevata nella simulazione con la paratoia centrale chiusa - SIM-2).



Figura 6-27 – Deflusso in corrispondenza delle paratoie nelle analisi di rischio residuale eseguite mediante modellistica fisica (in alto: SIM-1, al centro: SIM-2 e, sotto, SIM-3).

Considerando la possibilità di sormonto della paratoia bloccata, la ripartizione delle portate tra alveo e scolmatore al deflusso dell'evento di piena con tempo di ritorno duecentennale risulta molto simile nello scenario di ostruzione rispetto a quello di progetto (circa 445 m^3/s derivati nella SIM-1 e nella SIM-3, circa 450 m^3/s nella SIM-2).

In termini di livelli idrici a monte paratoie, la SIM-1 si differenzia nettamente dalle restanti simulazioni (in quanto il deflusso in alveo, come descritto nel capitolo 6.1, è spostato verso la sponda sinistra e quindi già "convogliato" naturalmente verso le due luci aperte). In tutte le prove si evidenzia il pieno rispetto dei franchi idraulici (SIM-1: 3,07 m in sponda sinistra e 2,13 m in sponda destra; SIM-2: 2,73 m in sponda sinistra e 1,92 m in sponda destra; SIM-3: 2,34 m in sponda sinistra e 1,92 m in sponda destra).

Sono inoltre state eseguite due ulteriori prove chiudendo totalmente una paratoia ma mantenendo le altre all'apertura di progetto (SIM-B con paratoia destra chiusa e SIM-E con luce sinistra chiusa, anch'esse descritte nella relazione BIS2E-H-SDB05-RE01-1).

A fronte di circa 1020 m^3/s defluenti nel modello, nella SIM-B sono risultati derivati circa 575 m^3/s; i livelli rilevati a monte delle paratoie (sotto le quali defluiscono i restanti circa 445 m^3/s) determinano franchi idraulici pari a 2,60 m in sinistra e 1,88 m in sponda destra.

La chiusura della luce in sponda sinistra, simulata nella SIM-E, determina invece pressoché a parità di portata una minor derivazione da parte dello scolmatore; in particolare a fronte di circa 1030 m^3/s defluenti nel modello sono risultati derivati circa 560 m^3/s. I franchi idraulici rilevati a monte delle paratoie sono risultati di poco inferiori a quelli della SIM-B e pari a circa 2,47 m in sponda sinistra e 1,83 m in sponda destra.



Figura 6-28 – Deflusso in corrispondenza dello sfioratore (sx) e dell'imbocco della galleria (dx) al deflusso di circa 560-570 m^3/s.



Figura 6-29 – Deflusso in corrispondenza delle paratoie nelle analisi eseguite mediante modellistica fisica considerando due paratoie in posizione di progetto e una luce chiusa (sx: SIM-B e dx: SIM-E).

Le varie prove eseguite confermano come la portata limite di incipiente moto in pressione all'imbocco della galleria sia pari a circa 560-570 m^3/s; in tali condizioni lo sfioro risulta non rigurgitato dai livelli di valle.

In conclusione, dalle analisi condotte emerge una **conferma della "robustezza" delle opere in progetto, in termini di preservare un'adeguata funzionalità e garantire la sicurezza idraulica in alveo al torrente Bisagno anche in condizioni critiche di malfunzionamento degli organi di regolazione contestuale all'occorrenza di un evento di piena con tempo di ritorno duecentennale**.

In particolare, considerando la completa chiusura di una paratoia in avaria:

- nell'ipotesi di poter aprire le altre due al valore massimo (5 m), i livelli in alveo e la ripartizione delle portate non si modificano significativamente rispetto alla condizione di progetto considerando la possibilità per la piena di defluire anche per sfioro al di sopra della paratoia chiusa;
- qualora, nelle stessa configurazione, tale luce sia invece considerata completamente ostruita, si riscontra un sovralzo massimo dei livelli di 0,50 m che si propaga per circa 370 m a monte senza interessare la briglia selettiva e mantenendo franchi idraulici sempre adeguati; la portata derivata dallo scolmatore in questo caso è maggiore di quella prevista (circa 570 m^3/s), al limite del moto in pressione all'imbocco della galleria, ma presenta ancora modalità di funzionamento non critiche (persiste lo svincolo idraulico tra lo sfioro di derivazione e le opere a valle);
- nell'ipotesi in cui le due paratoie funzionanti siano non completamente aperte, ma impostate all'apertura di progetto, considerando la possibilità di sfioro al di sopra di quella chiusa, le condizioni di funzionamento sono molto simili a quelle descritte nel punto precedente.

6.5.2 *Profilo idraulico per evento con tempo di ritorno di 500 anni*

Nell'ambito dell'analisi di rischio residuale è stato verificato anche l'assetto idraulico del tratto e il funzionamento del sistema scolmatore al manifestarsi di un evento con tempo di ritorno di 500 anni, caratterizzato da una portata di picco di valore pari a 1.440 m^3/s (cfr. relazione idrologica).

Anche in questo caso si è fatto riferimento al modello quasi-2D già descritto. Si considera che la traversa si trovi nella posizione prefissata per garantire la corretta ripartizione dei flussi per un evento con tempo di ritorno TR=200 anni, e che queste ultime non vengano movimentate all'aggravarsi dell'evento. Per questo scenario così gravoso non è stata considerata l'ostruzione della briglia selettiva.

In Tabella 13, Tabella 14 e Figura 6-30 si sintetizzano i risultati della simulazione condotta.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	6,01	53,38	54,77	1440,00	5,23	275,59	54,01	0,74
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	5,98	53,29	54,70	1440,00	5,25	274,26	54,01	0,74
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	5,35	52,58	54,44	1440,00	6,04	238,25	54,00	0,92
	10.0	167,91	46,88	5,10	51,98	53,43	1440,00	5,34	269,69	56,61	0,78
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	5,33	51,93	53,23	1440,00	5,06	284,65	58,00	0,73
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	4,75	50,05	52,87	1440,00	5,79	248,76	55,00	0,87
	20.0	200,24	45,29	4,75	50,04	52,86	1440,00	5,80	248,46	55,00	0,87
	30.0	215,21	45,21	4,76	49,97	52,55	1440,00	5,54	259,94	58,75	0,84

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-
	40.0	235,27	45,11	4,76	49,87	52,47	1440,00	5,56	259,18	58,73	0,84
	45.0	255,82	45,01	4,77	49,78	52,36	1440,00	5,53	260,18	59,43	0,84
	50.0	257,82	45,00	4,65	49,65	51,55	1440,00	6,10	235,88	59,34	0,98
	60.0	324,29	44,41	4,80	49,21	51,23	1440,00	6,30	228,61	60,91	1,04
	70.0	479,97	43,10	4,85	47,95	49,78	1440,00	6,00	240,13	61,13	0,97
	80.0	632,19	41,94	5,04	46,98	48,56	1440,00	5,56	259,01	60,99	0,86
	83.0	706,60	40,97	5,71	46,68	47,97	1440,00	5,02	286,77	63,19	0,75
monte briglia selettiva		722,60	40,94	5,74	46,68	47,81	1440,00	4,72	305,29	59,89	0,67
valle briglia selettiva inizio bacino di dissipazione		724,30	38,06	8,35	46,41	47,07	1440,00	3,52	409,36	59,81	0,43
bacino dissipazione		732,60	38,04	8,35	46,39	47,03	1440,00	3,52	409,08	59,80	0,43
fine bacino di dissipazione monte controbriglia		770,60	37,94	8,46	46,40	46,97	1440,00	3,20	450,57	61,43	0,38
fine bacino di dissipazione valle controbriglia	85.0	771,82	38,94	7,29	46,23	46,91	1440,00	3,67	392,88	62,62	0,47
	90.0	780,09	38,92	7,27	46,19	46,91	1440,00	3,77	382,20	61,72	0,48
	100.0	789,88	38,89	7,29	46,18	46,90	1440,00	3,75	383,56	61,71	0,48
	110.0	791,58	38,89	7,28	46,17	46,89	1440,00	3,76	383,38	61,71	0,48
	120.0	810,89	38,84	7,33	46,17	46,86	1440,00	3,67	392,17	61,50	0,46
	130.0	814,67	38,83	7,25	46,08	46,78	1440,00	3,72	387,30	61,50	0,47
	140.0	831,31	38,79	7,27	46,06	46,76	1440,00	3,71	387,83	61,50	0,47
	150.0	857,21	38,72	7,33	46,05	46,73	1440,00	3,66	393,66	60,92	0,46
	160.0	871,53	38,68	7,36	46,04	46,71	1440,00	3,63	397,22	61,34	0,45
inizio sfioro in scolmatore	165.0	894,33	38,62	7,17	45,79	46,71	1439,99	4,25	338,94	49,17	0,52
sfioro in scolmatore	170.0	922,80	38,55	7,20	45,75	46,60	1347,37	4,08	330,27	49,17	0,50
sfioro in scolmatore	180.0	965,28	38,44	7,24	45,68	46,19	1001,46	3,17	315,78	45,94	0,39
fine sfioro in scolmatore	190.0	974,19	38,41	7,27	45,68	46,19	1001,31	3,15	317,85	46,27	0,38
	200.0	1025,73	38,28	7,39	45,67	45,95	780,80	2,36	330,46	45,30	0,28
monte paratoie	210.0	1093,55	38,17	7,47	45,64	45,92	780,77	2,33	334,51	44,80	0,27
valle paratoie	220.0	1109,90	38,17	3,99	42,16	43,13	780,77	4,36	178,96	44,80	0,70
inizio bacino dissipazione	225.0	1115,90	36,67	5,68	42,35	42,83	780,77	3,07	254,40	44,80	0,41
fine bacino dissipazione	226.0	1129,40	36,67	5,66	42,33	42,82	780,77	3,08	253,42	44,80	0,41
	228.0	1132,90	38,07	4,05	42,12	42,82	780,77	3,69	211,32	44,80	0,54
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	3,65	41,82	42,56	780,77	3,81	205,13	66,95	0,69
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	3,16	41,33	42,38	780,77	4,54	171,89	66,77	0,90
	230.0	1383,51	37,28	3,11	40,39	41,49	780,77	4,65	167,80	66,45	0,93
	240.0	1538,83	36,03	3,25	39,28	40,36	780,77	4,61	169,45	65,58	0,92
	250.0	1684,70	34,79	3,48	38,27	39,32	780,77	4,54	172,07	69,57	0,92
	260.0	1830,19	33,80	3,52	37,32	38,48	780,77	4,77	163,55	77,25	1,05
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	3,39	36,71	37,89	780,77	4,82	162,01	78,90	1,07
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	3,30	35,92	37,23	780,77	5,08	153,79	78,60	1,16

Tabella 13 – Risultati per la simulazione dell'evento con tempo di ritorno 500 anni.

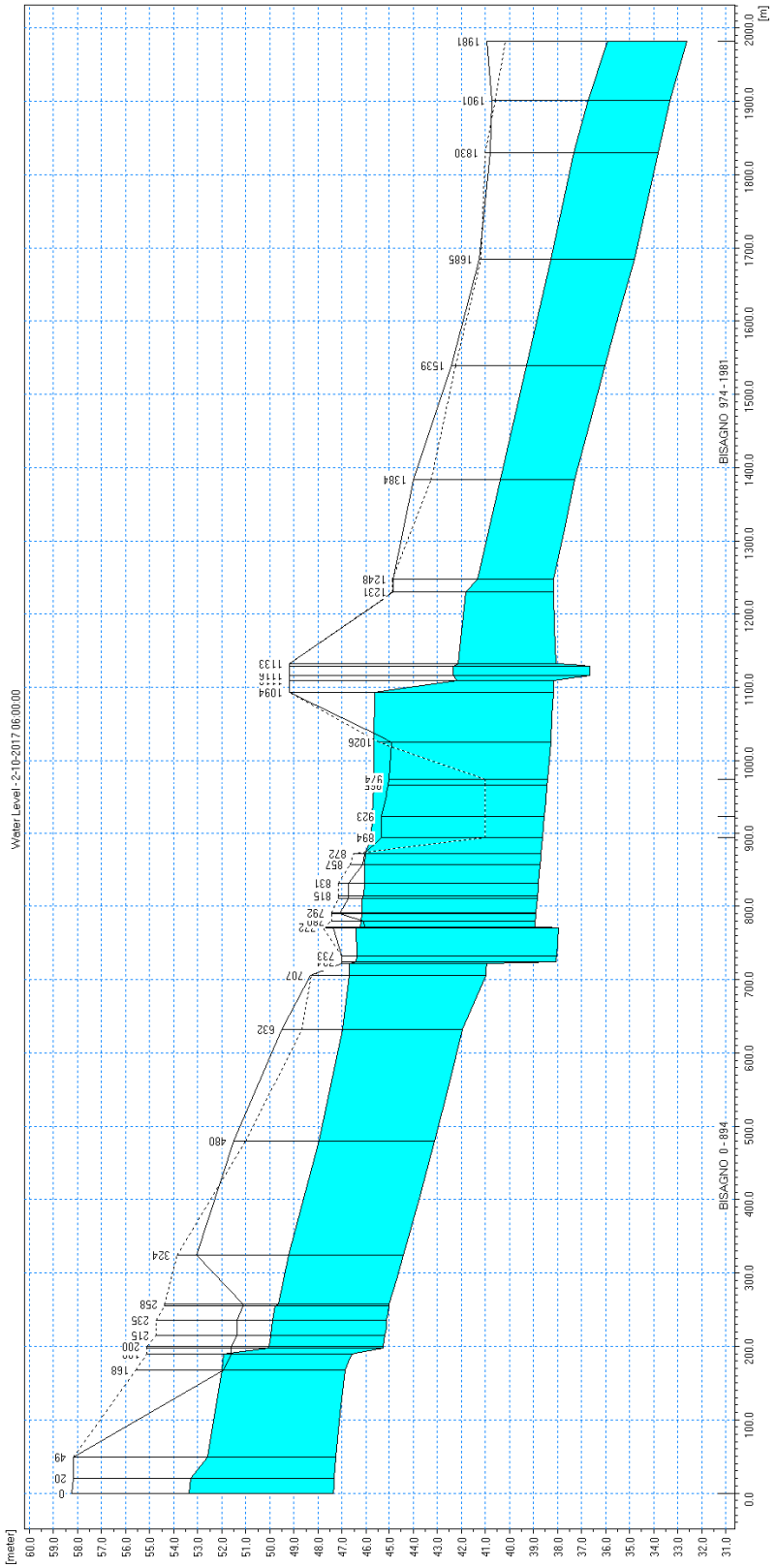


Figura 6-30 – Profilo di corrente per la portata massima con tempo di ritorno 500 anni.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico	Carico totale	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Franco SX	Franco Dx	Franco Sx carico totale	Franco Dx carico totale
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	53,38	54,77	58,30	58,39	4,92	5,01	3,53	3,62
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	53,29	54,70	58,24	57,13	4,95	3,84	3,54	2,43
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	52,58	54,44	58,24	57,13	5,66	4,55	3,80	2,69
	10.0	167,91	46,88	51,98	53,43	56,76	52,51	4,78	0,53	3,33	-0,92
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	51,93	53,23	56,36	52,13	4,43	0,20	3,13	-1,10
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	50,05	52,87	56,27	53,01	6,22	2,96	3,40	0,14
	20.0	200,24	45,29	50,04	52,86	56,24	52,97	6,20	2,93	3,38	0,11
	30.0	215,21	45,21	49,97	52,55	56,01	52,72	6,04	2,75	3,46	0,17
	40.0	235,27	45,11	49,87	52,47	55,66	52,41	5,79	2,54	3,19	-0,06
	45.0	255,82	45,01	49,78	52,36	55,32	52,25	5,54	2,47	2,96	-0,11
	50.0	257,82	45,00	49,65	51,55	55,32	52,25	5,67	2,60	3,77	0,70
	60.0	324,29	44,41	49,21	51,23	54,31	52,31	5,10	3,10	3,08	1,08
	70.0	479,97	43,10	47,95	49,78	51,83	51,72	3,88	3,77	2,05	1,94
	80.0	632,19	41,94	46,98	48,56	49,69	49,33	2,71	2,35	1,13	0,77
	83.0	706,60	40,97	46,68	47,97	49,27	48,34	2,59	1,66	1,30	0,37
monte briglia selettiva		722,60	40,94	46,68	47,81	49,16	48,06	2,48	1,38	1,35	0,25
valle briglia selettiva inizio bacino di dissipazione		724,30	38,06	46,41	47,07	49,16	48,06	2,75	1,65	2,09	0,99
bacino dissipazione		732,60	38,04	46,39	47,03	49,11	47,91	2,72	1,52	2,08	0,88
fine bacino di dissipazione monte controbriglia		770,60	37,94	46,40	46,97	48,72	46,16	2,32	-0,24	1,75	-0,81
fine bacino di dissipazione valle controbriglia	85.0	771,82	38,94	46,23	46,91	48,72	46,16	2,49	-0,07	1,81	-0,75
	90.0	780,09	38,92	46,19	46,91	48,64	46,00	2,45	-0,19	1,73	-0,91
	100.0	789,88	38,89	46,18	46,90	48,60	47,07	2,42	0,89	1,70	0,17
	110.0	791,58	38,89	46,17	46,89	48,60	47,04	2,43	0,87	1,71	0,15
	120.0	810,89	38,84	46,17	46,86	48,45	47,41	2,28	1,24	1,59	0,55
	130.0	814,67	38,83	46,08	46,78	48,40	47,41	2,32	1,33	1,62	0,63
	140.0	831,31	38,79	46,06	46,76	48,33	46,44	2,27	0,38	1,57	-0,32
	150.0	857,21	38,72	46,05	46,73	47,93	46,14	1,88	0,09	1,20	-0,59
	160.0	871,53	38,68	46,04	46,71	47,87	46,00	1,83	-0,04	1,16	-0,71
inizio sfioro in scolmatore	165.0	894,33	38,62	45,79	46,71	47,61	45,90	1,82	0,11	0,90	-0,81
sfioro in scolmatore	170.0	922,80	38,55	45,75	46,60	47,39	45,60	1,64	-0,15	0,79	-1,00
sfioro in scolmatore	180.0	965,28	38,44	45,68	46,19	46,95	45,27	1,27	-0,41	0,76	-0,92
fine sfioro in scolmatore	190.0	974,19	38,41	45,68	46,19	46,89	45,22	1,21	-0,46	0,70	-0,97
	200.0	1025,73	38,28	45,67	45,95	46,47	45,03	0,80	-0,64	0,52	-0,92
monte paratoie	210.0	1093,55	38,17	45,64	45,92	46,47	45,03	0,83	-0,61	0,55	-0,89
valle paratoie	220.0	1109,90	38,17	42,16	43,13	45,95	44,88	3,79	2,72	2,82	1,75
inizio bacino dissipazione	225.0	1115,90	36,67	42,35	42,83	45,95	44,88	3,60	2,53	3,12	2,05

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico	Carico totale	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Franco SX	Franco Dx	Franco Sx carico totale	Franco Dx carico totale
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m
fine bacino dissipazione	226.0	1129,40	36,67	42,33	42,82	45,67	44,84	3,34	2,51	2,85	2,02
	228.0	1132,90	38,07	42,12	42,82	45,67	44,84	3,55	2,72	2,85	2,02
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	41,82	42,56	44,82	44,84	3,00	3,02	2,26	2,28
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	41,33	42,38	44,82	44,84	3,49	3,51	2,44	2,46
	230.0	1383,51	37,28	40,39	41,49	43,96	43,98	3,57	3,59	2,47	2,49
	240.0	1538,83	36,03	39,28	40,36	42,97	42,40	3,69	3,12	2,61	2,04
	250.0	1684,70	34,79	38,27	39,32	42,14	41,26	3,87	2,99	2,82	1,94
	260.0	1830,19	33,80	37,32	38,48	41,02	40,80	3,70	3,48	2,54	2,32
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	36,71	37,89	40,58	40,74	3,87	4,03	2,69	2,85
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	35,92	37,23	40,17	40,92	4,25	5,00	2,94	3,69

Tabella 14 – Andamento dei franchi idraulici di sicurezza in riferimento alle quote delle opere di contenimento dei livelli esistenti per la portata di progetto a tempo di ritorno 500 anni nella situazione con briglia selettiva non ostruita.

Il notevole incremento di portata tra gli eventi duecentennale e cinquecentennale (circa +37%) fa sì che vi sia un forte sovralzo in corrispondenza della traversa di regolazione, con rilevante effetto di rigurgito nell'alveo a monte e significativo incremento della portata immessa nel sistema scolmatore.

In particolare attraverso lo sfioro laterale si immetterebbero nella galleria scolmatrice circa 660 m^3/s, che defluirebbero in pressione per l'intera estensione fino al mare, con notevole incremento dei livelli idrici a valle dello sfioro (v. anche capitolo 8.6).

Il funzionamento in pressione della galleria (e del canale collettore nel tratto coperto) nonché il rigurgito dello sfioro al deflusso di una portata pari a circa 660 m^3/s sono stati confermati mediante modellistica fisica (prova SIM-D presentata nella relazione BIS2E-H-SDB05-RE01-1).

Per quanto attiene l'asta del Bisagno, a valle della traversa defluirebbero circa 780 m^3/s, che nel tratto in esame non provocano esondazioni ma sarebbero verosimilmente non compatibili con l'assetto idraulico del corso d'acqua nella porzione di valle, se si considerano i contributi attesi dal bacino residuo fino all'imbocco del tratto tombato.

Il tratto d'alveo analizzato denuncia, per questa gravosità di evento, una generale inadeguatezza delle opere arginali in destra da valle della briglia selettiva fino alla traversa, sia per il franco di sicurezza calcolato rispetto al livello idrico che per quello valutato con riferimento al carico totale, con diffuse esondazioni per sormonto dei muri esistenti.

Il tratto a monte della briglia selettiva fino al ponte Fleming non risulta sostanzialmente interessato da esondazioni, per quanto il ciglio di ritenuta destro non contenga il carico totale e vi siano tratti a ridotto franco idraulico (fino a un minimo di 0,20 m).

7 RISULTATI: OPERE DI PRESA

7.1 Sfioratore e canale collettore

La Figura 7-2 mostra un dettaglio del comportamento idraulico dello stramazzo in corrispondenza del colmo di piena duecentennale (v. anche capitolo 6.1): si osserva come la porzione di monte contribuisca con una minore portata per unità di lunghezza, e le velocità sulla soglia abbiano una componente longitudinale predominante.

Procedendo lungo la soglia l'orientamento di tali vettori ruota, raggiungendo una direzione di circa 45° rispetto all'asse del torrente (solo presso l'estremità di valle, a causa del setto di chiusura, le velocità sono quasi ortogonali all'asse del Bisagno).

Il mantenimento di una rilevante componente longitudinale della velocità è verosimilmente imputabile alla geometria della luce di sfioro, che è planimetricamente inclinata verso il centro alveo, creando in esso un canale convergente e andando a intersecare i flussi anziché realizzare un vero e proprio effetto di stramazzo laterale parallelo alla corrente.

La presenza di tale significativa componente longitudinale di velocità lungo lo sfioro è stata riscontrata anche nel modello fisico e, in particolare, è evidenziata dal sovralzo che si genera al termine dello sfioratore, quando essa si annulla per impatto contro il setto terminale (Figura 7-1). Il sovralzo sostanzialmente scompare se si esegue la simulazione con le paratoie di regolazione completamente chiuse, alimentando il modello unicamente con la portata derivata dalla galleria: come si nota in Figura 7-1 (a dx) vi è assenza di sovralzo anche al deflusso di portate superiori a quella di progetto (nel caso riportato in foto vi era infatti il deflusso di 550 m^3/s nel prototipo). In questo caso il flusso di alimentazione dello stramazzo è in direzione pressoché trasversale a quest'ultimo.

Nella condizione di progetto il sovralzo risulta pari a circa 1,2 m, che corrispondono a 3,20 m totali di altezza idrica sulla soglia dello stramazzo. Tale valore corrisponde al termine cinetico relativo a una componente longitudinale della velocità poco inferiore a 5 m/s (le velocità misurate in alveo in questa zona sono pari a circa 5,6-5,7 m/s).



Figura 7-1 – Confronto presso il tratto terminale dello sfioro di scenari con deflusso verso la galleria: di 450 m^3/s in condizioni di progetto - portata in alveo di 1050 m^3/s (sx); di circa 550 m^3/s in galleria con portata residua in alveo nulla (dx). Le righe gialle indicano il sovralzo legato all'annullamento del termine cinetico contro il setto di valle.

La geometria della luce di sfioro è stata mantenuta identica a quella definita e già approvata nel PD2007 (a meno di un leggero allungamento e conseguente riduzione dell'inclinazione).

La direzione con cui la corrente sfiora sulla soglia provoca nel canale collettore a tergo un effetto di spostamento del flusso principale verso la sponda sinistra, che si sovrappone all'effetto indotto dal setto terminale (che però non appare determinante, come si nota dalla Figura 7-4: i vettori in arrivo da monte sono già inclinati e l'effetto "ombra" dovuto al setto invece di rientrare si espande in corrispondenza della vasca di dissipazione).

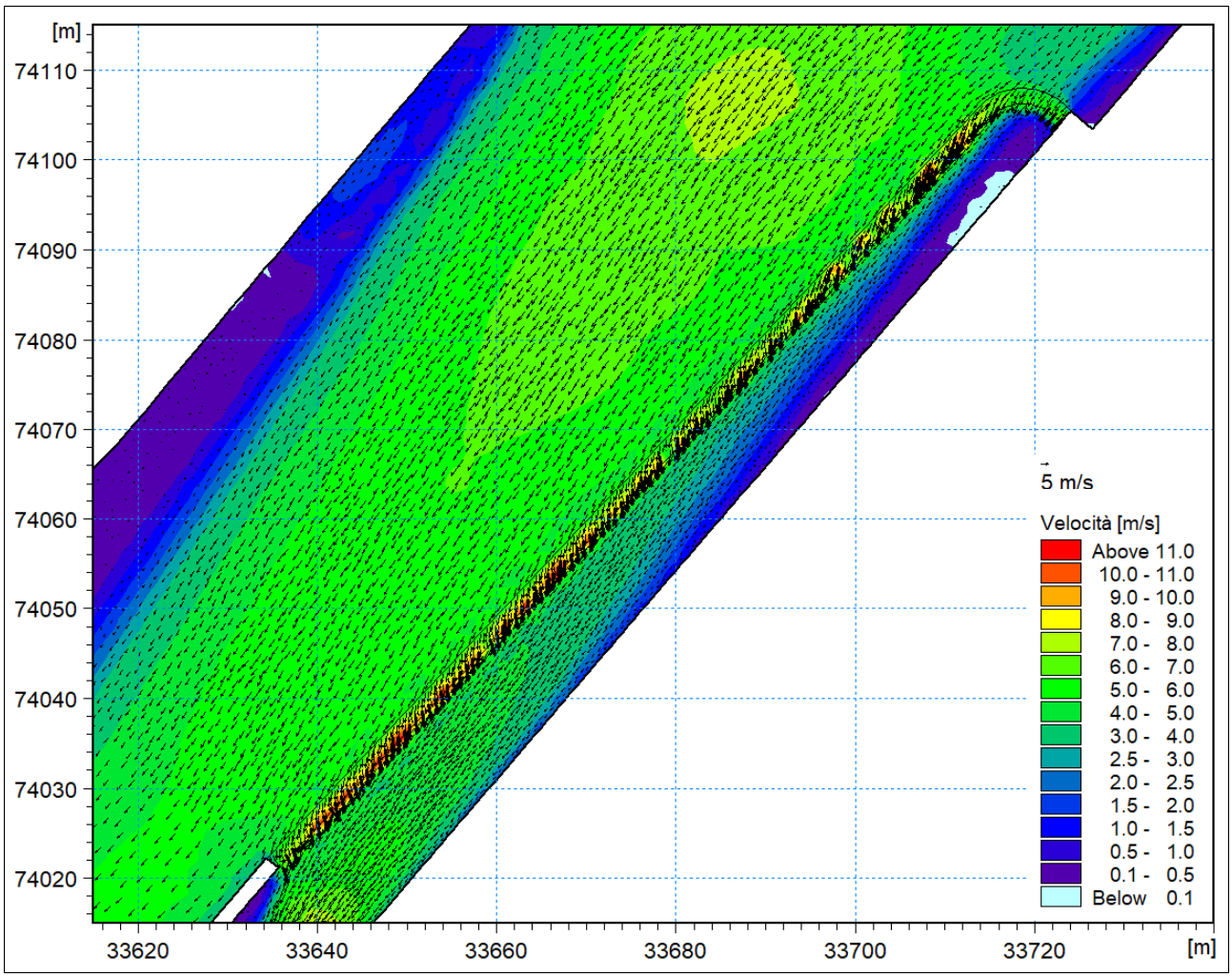


Figura 7-2 – Mappa delle velocità in alveo [m/s] al deflusso del colmo di piena duecentennale. Zoom in corrispondenza dello sfioro, con indicazione dei vettori velocità.

Il setto di sfioro non risulta rigurgitato da valle: i livelli idrici nel canale collettore arrivano nella sezione di monte a un valore massimo che sostanzialmente eguaglia la quota di soglia (41,00 m s.m.); il deflusso su quest'ultima dall'alveo avviene pertanto in condizioni di stramazzo libero per lo scenario di progetto.

Il comportamento libero dello sfioro nella condizione di progetto è stato verificato anche mediante modellistica fisica; rispetto ai risultati del modello numerico, le prove eseguite evidenziano come i livelli nel canale a valle sfioro siano inferiori a quelli previsti (nella parte di monte del canale) e rimangano

pressoché sempre compresi nel tratto verticale del muro, al di sotto del profilo Creager (ovvero un franco minimo di circa 1,2 m rispetto al ciglio sfiorante).

Nella condizione di progetto, nel punto più sfavorito il franco residuo rispetto al ciglio di sfioro risulta prossimo a 0,85 m, garantendo quindi un funzionamento libero dello stramazzo (Figura 7-3).

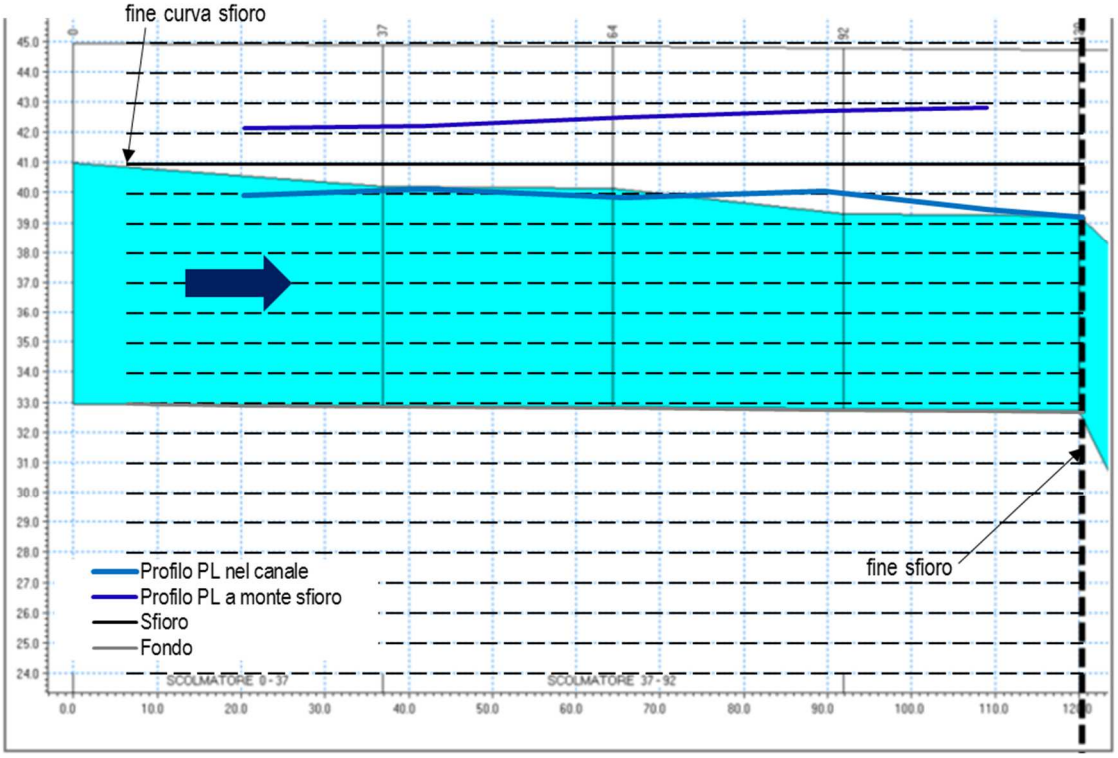


Figura 7-3 – Condizioni di deflusso nel canale collettore in corrispondenza della portata di progetto desunte dal modello numerico 1D a confronto con quelle ricavate nel modello fisico: linea azzurra: livelli rilevati in centro canale; linea blu: livelli rilevati in alveo in prossimità dello sfioro (battente idraulico).

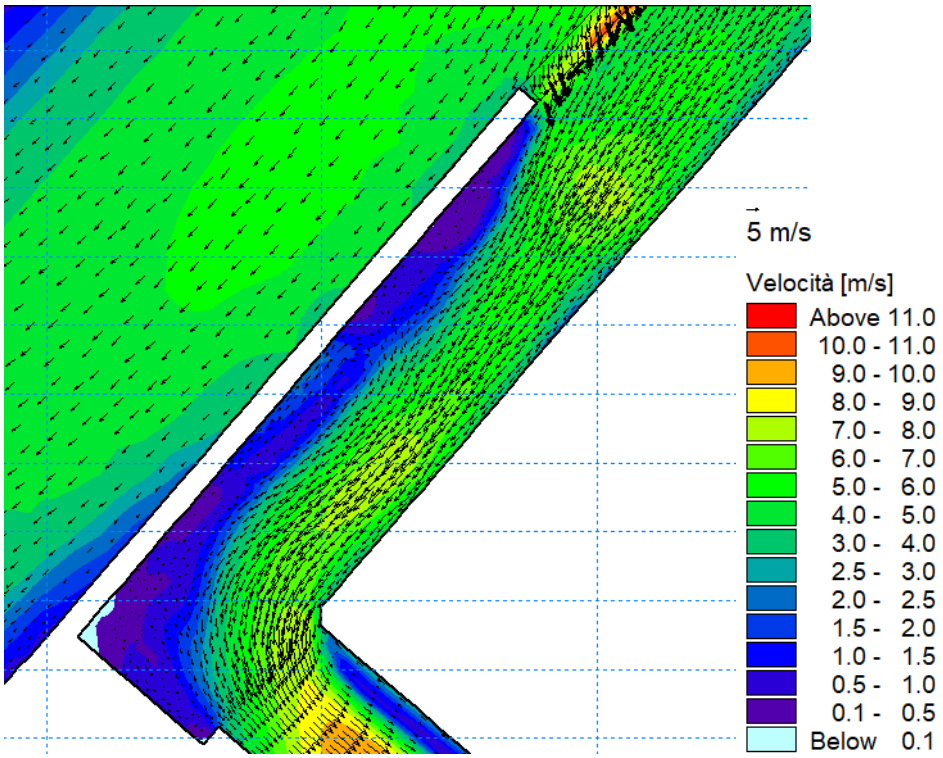


Figura 7-4 – Mappa delle velocità [m/s] nella camera di dissipazione a valle del canale collettore.

7.2 Camera di dissipazione

A valle dello sfioro di presa e del canale collettore è stato inserito un salto di fondo, realizzato mediante uno scivolo sagomato con profilo Creager, seguito da una vasca di dissipazione e da una platea orizzontale, all'inizio della quale sono presenti due setti "di dissipazione" (che rivestono in realtà la funzione di ulteriore elemento di intercettazione in uscita dalla vasca di possibile materiale di grosse dimensioni che dovesse immettersi nell'opera di presa nonostante le protezioni previste a monte). L'imbocco della galleria di raccordo verso la camera di montaggio della fresa avviene con stacco a 90° dalla parete sinistra, nella porzione di valle della platea.

Questa camera di dissipazione è finalizzata non tanto a diminuire il carico totale della corrente, quanto a ridurne notevolmente il carico cinetico (trasformandolo in energia di posizione), evitando le verosimili significative oscillazioni di massa attese nella configurazione originaria, che prevedeva l'immissione diretta a valle dello sfioro in una curva a pendenza relativamente elevata.

L'opera è stata predimensionata tramite il modello numerico 1D, considerando anche gli elementi posizionati a valle (camerone di montaggio, galleria di adduzione), in modo da determinare in modo verosimile - per quanto schematico - l'effetto di innalzamento dei livelli atteso a monte dell'imbocco della galleria di adduzione, e impostare conseguentemente quote e pendenze dei manufatti (condizionate anche da vincoli costruttivi e di tracciato) in modo da evitare il rigurgito dello sfioro di presa e garantire adeguati franchi idraulici nel tratto coperto.

In Figura 7-5 si riporta il profilo idrico monodimensionale di questo tratto per la portata di 450 m^3/s, raffigurante il canale collettore, la camera di dissipazione e un primo tratto di galleria di adduzione.

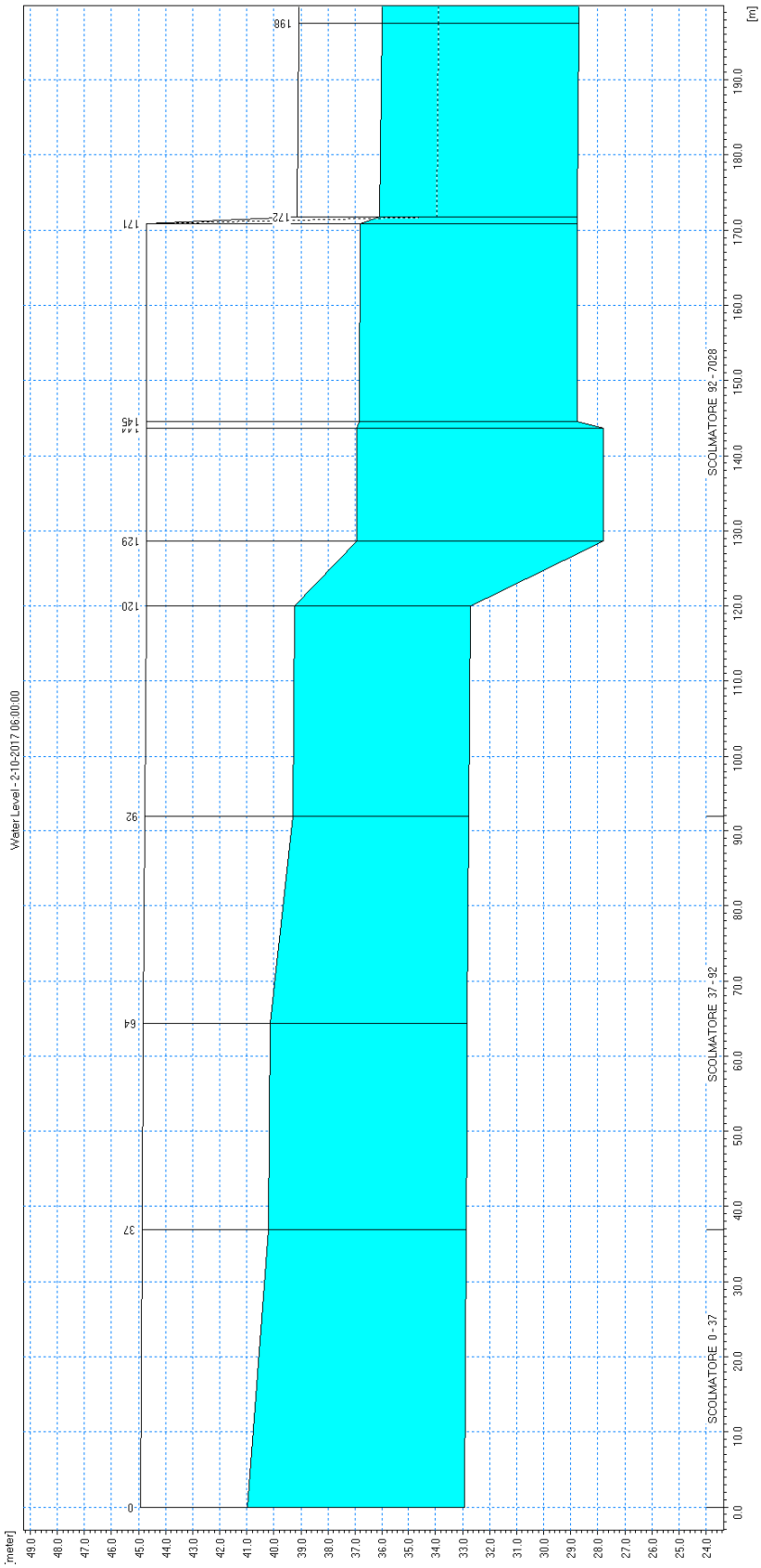


Figura 7-5 – Profilo di corrente per portata pari a 450,0 m³/s dall'incile del canale collettore fino all'inizio della galleria di adduzione realizzata in scavo tradizionale

La quota di pelo libero stimata all'incile della galleria di adduzione con il modello 1D risulta pari a circa 36,0 m s.m.; per il predimensionamento si è fatto riferimento al carico totale della corrente in questa sezione, pari a circa 38,2 m s.m. Il canale collettore e la vasca di dissipazione sono completamente rigurgitati da valle; il salto idraulico in corrispondenza dello scivolo è ridotto a un paio di metri, con assenza di fenomeni turbolenti (risalto) significativi a causa del rilevante "cuscino" d'acqua presente in corrispondenza della vasca di dissipazione.

L'analisi di dettaglio condotta successivamente con il modello 2D mostra un'idrodinamica più complessa all'interno della camera di dissipazione, con flusso concentrato nella porzione sinistra del canale, prevalentemente a causa della modalità con cui la portata si immette nel canale dallo sfioratore di presa (v. capitolo 7.1).

In Figura 7-6 e Figura 7-7 sono rappresentate le mappe dei livelli idrici [m s.m.] e velocità [m/s] che si instaurano a valle del canale collettore.

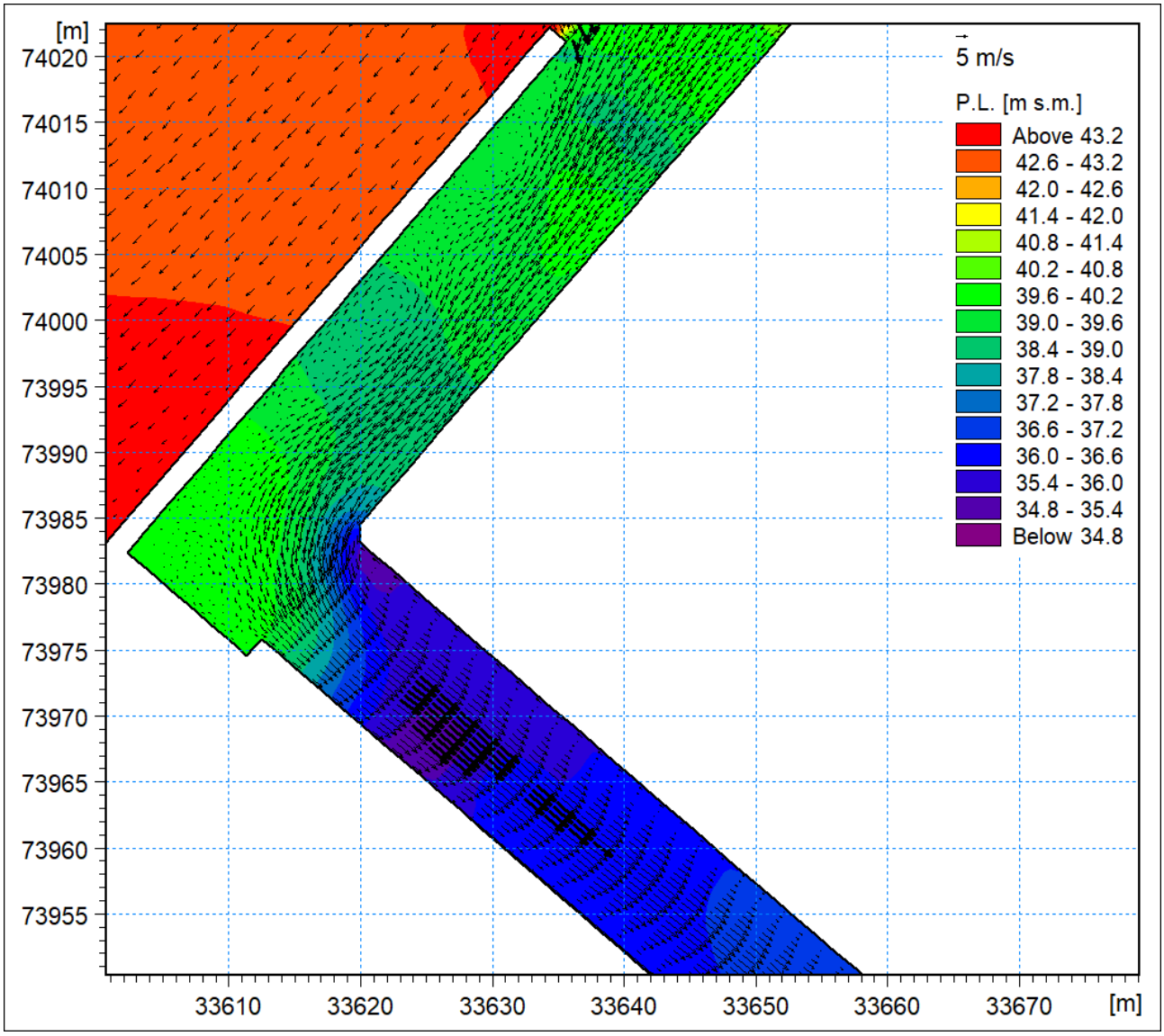


Figura 7-6 – Mappa delle quote di pelo libero che si instaurano a valle del canale collettore per la portata di progetto (TR200).

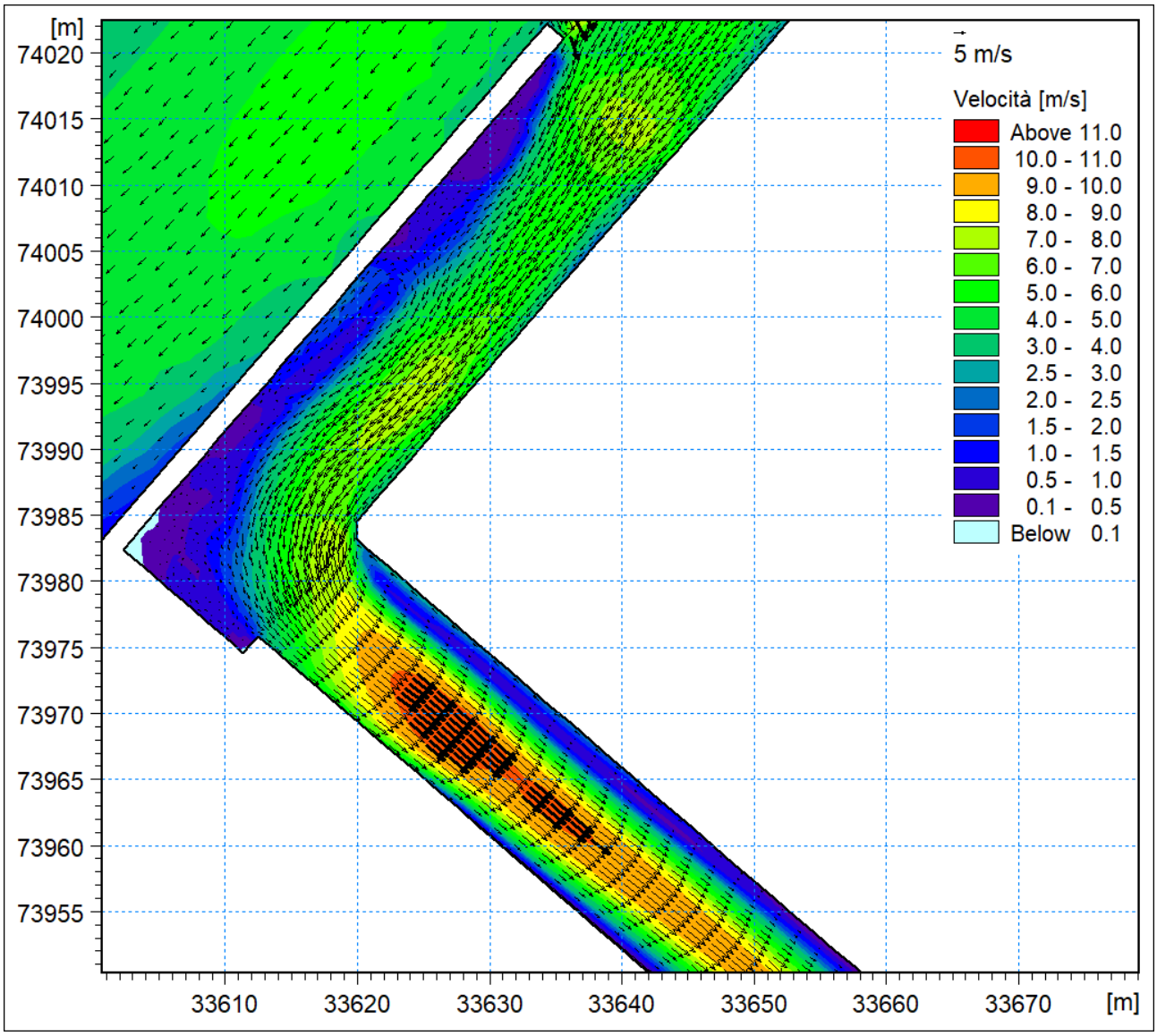


Figura 7-7 – Mappa delle velocità che si instaurano a valle del canale collettore per la portata di progetto (TR200).

Si osserva come in corrispondenza dello scivolo e della vasca il flusso tenda a concentrarsi verso la sponda sinistra, per poi tornare a espandersi verso destra e venire richiamato dalla galleria di adduzione che si diparte trasversalmente.

Il flusso in quest'ultima risente dello sbilanciamento della densità di portata nella camera di dissipazione, oltre che dell'effetto di spigolo provocato dalla sezione di imbocco (contrazione della vena fluida presso la parete sinistra nel primo tratto della galleria). Si evidenzia tuttavia come dopo circa 50 m di galleria (ovvero circa 5 volte il diametro) il flusso mostri una distribuzione media piuttosto regolare sulla sezione, che si mantiene poi sostanzialmente fino al camerone di montaggio.

L'effetto di contrazione della sezione di deflusso all'imbocco è stato significativamente mitigato mediante introduzione di uno smusso a 45° dello spigolo della parete sinistra, per una lunghezza poco superiore al metro (dimensione vincolata dalla geometria del rivestimento interno e dei pali retrostanti).

All'imbocco della galleria i livelli idrici sono sostanzialmente concordi con quelli stimati dal modello 1D (che non considera le perdite di imbocco e dovute ai flussi trasversali), con pelo libero pari a 36-37 m s.m. La significativa curvatura dei filetti fluidi per imboccare la galleria provoca un rilevante sovralzo contro la parete opposta, con quote massime di pelo libero sostanzialmente pari al carico totale (più le perdite), ovvero oltre 39 m s.m.

I livelli idrici nel camerone e nella vasca di dissipazione sono superiori a quelli definiti dal modello 1D, e raggiungono anche i 40 m s.m.; si conferma tuttavia il non rigurgito della soglia di sfioro, in quanto nel canale collettore i livelli non sono dissimili da quelli valutati con lo schema di calcolo monodimensionale e si mantengono inferiori alla quota di soglia dello stramazzo, tranne un breve tratto nella porzione più a monte.

Nel camerone si mantiene tuttavia un notevole franco idraulico rispetto all'intradosso della copertura (43,75 m s.m.), dell'ordine dei 3,5-4,0 m.

In sponda destra un'area pari a circa un terzo della sezione complessiva non partecipa al deflusso, ed è interessata da velocità minime e dalla formazione di strutture di vortice stazionarie.

Il moto nella camera di dissipazione presenta a rigore caratteristiche tridimensionali, in quanto i flussi provenienti dal canale collettore oltre che trasversalmente si propagano anche verticalmente, per andare a interessare l'intera sezione a valle dello scivolo (con circa un raddoppio dell'altezza d'acqua, finalizzato alla riduzione delle velocità).

Si generano pertanto delle strutture turbolente che possono indurre oscillazioni della superficie, e in ragione della significativa curvatura all'imbocco della galleria di adduzione provocheranno delle perturbazioni d'onda lungo la galleria stessa.

Pur riconoscendo come il modello 2D possa non rappresentare in modo esaustivo tali fenomeni oscillatori, si ritiene comunque che lo schema bidimensionale sia adeguato a descrivere con buona approssimazione, per quanto di interesse, l'idrodinamica del tratto, in quanto:

- la presenza di un profilo Creager nel salto di fondo è finalizzata proprio a consentire una migliore e più omogenea distribuzione verticale delle velocità, e la lunghezza del camerone di dissipazione (oltre tre volte la larghezza) ha lo scopo di favorire l'instaurarsi di condizioni di moto più regolari;
- considerando gli elementi che nel modello 2D sono senz'altro rappresentati in modo più affidabile, quali la distribuzione di velocità nel camerone a monte dell'imbocco della galleria, con velocità medie ridotte a meno della metà rispetto alla condizione del PD2007, si può osservare come l'energia cinetica della corrente sia relativamente bassa (termine cinetico dell'ordine del mezzo metro); si può pertanto ragionevolmente considerare che le possibili oscillazioni, in particolare all'interno della galleria (dove il cambio di direzione avviene con velocità basse e successivamente si ha un'accelerazione in senso longitudinale, che non induce quindi oscillazioni trasversali) possano al più essere di questa entità, modesta se confrontata con l'altezza d'acqua di circa 7 m e il franco idraulico di oltre 3 m in centro galleria;
- in relazione al rapporto tra l'altezza d'acqua e le possibili oscillazioni superficiali la componente 2D appare quindi preponderante rispetto a quella tridimensionale (flussi verticali), sia nella camera di dissipazione che all'imbocco della galleria.

Il grado di approssimazione nella rappresentazione idrodinamica proprio del modello 2D appare pertanto adeguato a descrivere il fenomeno per le finalità di verifica idraulica delle opere.

Si evidenzia peraltro come il modello sia in grado di descrivere piccole oscillazioni che si propagano lungo la galleria di adduzione, come mostrato nel capitolo 8.1.

A conferma di quanto affermato, i risultati successivamente ottenuti con modello fisico risultano congruenti con quelli derivanti dalla modellistica bidimensionale (cfr. elaborato BIS2E-H-SDB05-RE01-1).

Per la portata di progetto lo scivolo di raccordo con il canale collettore risulta rigurgitato, come atteso, dai livelli che si instaurano a valle a imbocco galleria. Il salto idraulico tuttavia non risulta mai annegato ed è sempre visibile una disconnessione idraulica.

I livelli idrici nel camerone variano tra 38,8-39,0 m s.m. a valle scivolo e 40,20-40,30 m s.m. contro la parete di valle (valori assolutamente congruenti con quelli previsti dalla modellistica numerica, che mostrano un franco idraulico di circa 3,5 m rispetto all'intradosso della soletta di copertura di 43,75 m s.m.).

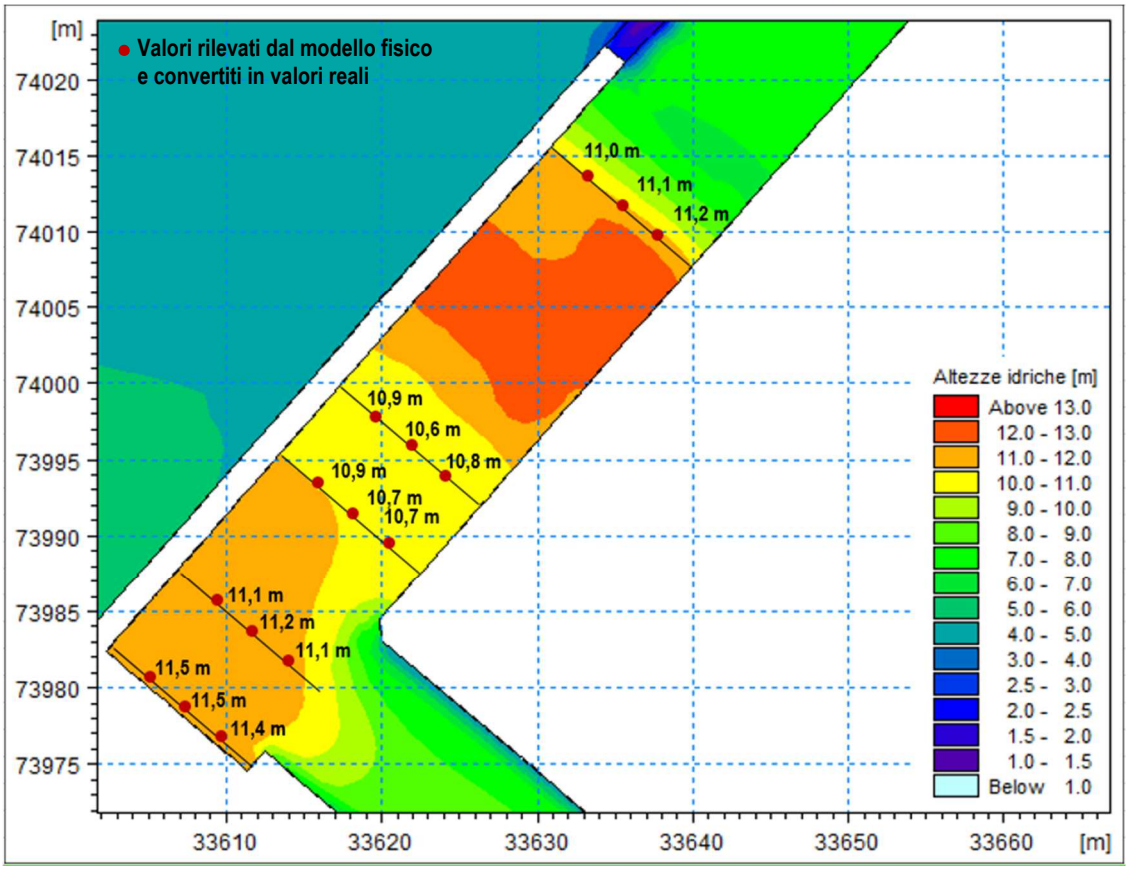


Figura 7-8 – Rilievo su modello fisico di altezze idriche nella camera di dissipazione a confronto con la distribuzione restituita dal modello 2D (portata di progetto).

Confrontando i livelli ottenuti con le due modellistiche (2D e 3D) per sezioni trasversali e profili longitudinali significativi (rif. relazione del modello fisico) si osserva una buona congruenza tra i valori teorici e quelli effettivi (cfr. Figura 7-9).

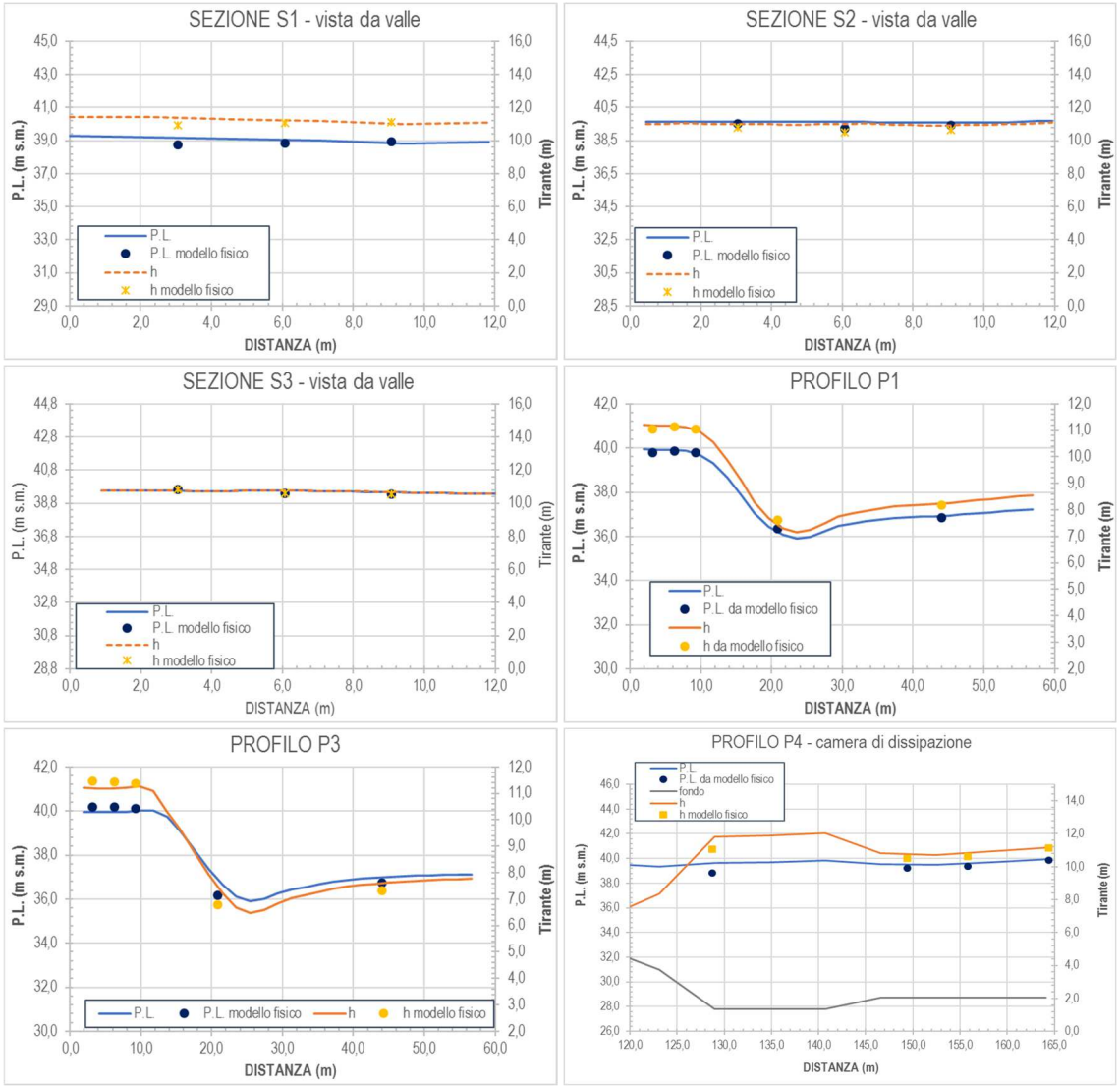


Figura 7-9 – Confronto tra i valori teorici e quelli sperimentali all'interno della camera di dissipazione.

Al deflusso della portata di progetto, l'imbocco della galleria avviene con sezione quasi piena, a causa dei livelli che si instaurano nel camerone per generare il carico idraulico necessario per la corrente a imboccare la galleria stessa. Non si ha tuttavia la formazione di un moto in pressione.

Come già anticipato, l'inizio del funzionamento in pressione dell'imbocco si osserva per portate di circa 560-570 m^3/s, superiori di circa il 22% rispetto a quella di progetto. In tali condizioni lo sfioro di derivazione è ancora a comportamento libero; il rigurgito è stato osservato solo per portate superiori e pari a circa 660 m^3/s, corrispondenti al funzionamento in pressione dell'intera galleria e della camera di dissipazione.

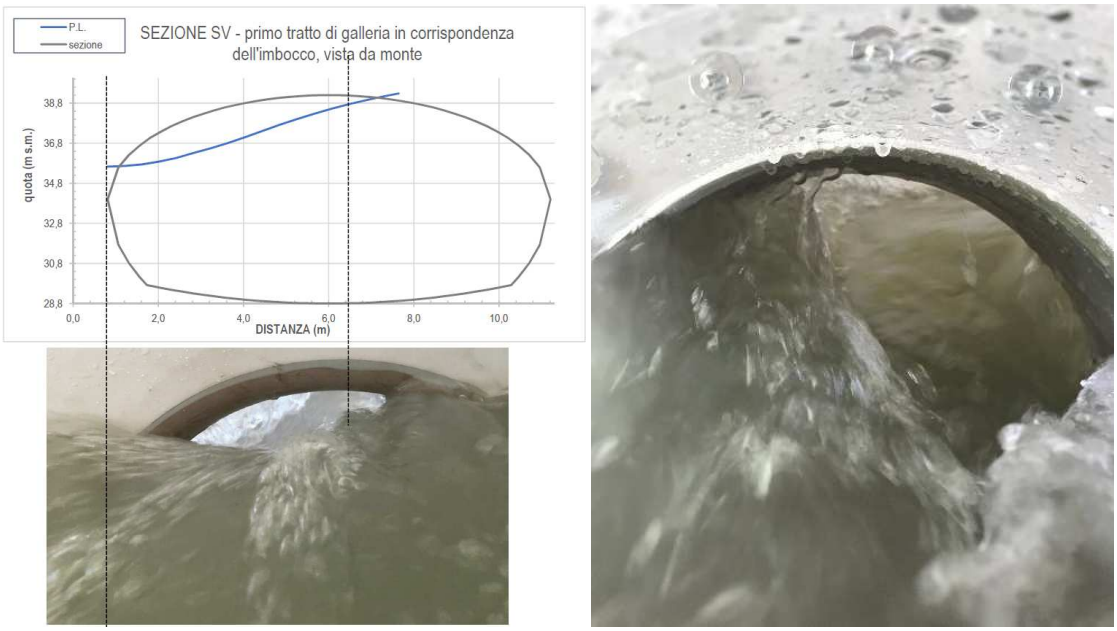


Figura 7-10 – Portata di progetto; vista dell'imbocco galleria da monte a confronto con il corrispondente andamento del PL estratto dal modello 2D (sx) e vista da valle (dx).

Mediante il modello fisico si è studiata la variabilità dei livelli idrici nel canale collettore, a monte dell'imbocco della galleria, al variare della portata derivata, indagando in particolare le condizioni prossime al funzionamento in pressione del portale di imbocco, così da verificare l'entità del rigurgito prodotto verso i manufatti di monte, che influenza le condizioni idrodinamiche in alveo e la capacità complessiva di smaltimento dello scolmatore.

In particolare si è proceduto rilevando, per diverse portate derivate, i livelli all'interno del canale collettore, in due sezioni poste entro il tratto coperto poco a valle dello scivolo e della vasca di dissipazione, a monte dell'imbocco della galleria.

L'andamento del livello idrico rilevato al crescere della portata defluente è rappresentato in Figura 7-11; per una descrizione più approfondita delle simulazioni effettuate si rimanda alla relazione specifica (elaborato BIS2E-H-SDB05-RE01-1).

Si evidenzia innanzitutto come il deflusso di una portata pari a circa 660 m^3/s determinerebbe la formazione di moto in pressione nel canale collettore (intradosso della soletta di copertura posto a 43,75 m s.m.). Tale valore di portata, per quanto precedentemente osservato, corrisponde anche al funzionamento in pressione dell'intera galleria.

Si nota come in tali condizioni l'incremento di livello idrico al crescere della portata derivata sia marcato (occorre costituire il carico idraulico per consentire il deflusso della portata entro la galleria); per valori non troppo inferiori (circa 620 m^3/s) infatti si riscontra ancora un franco idraulico minimo rispetto all'intradosso della soletta di copertura pari a circa 80-90 cm. In tale condizione è tuttavia osservabile un comportamento impulsivo, con locali riduzioni (sino quasi all'annullamento) del franco per la presenza di onde generate in particolare dall'impatto contro la parete al termine del canale.

Per portate inferiori a 600 m^3/s il franco idraulico risulta superiore a 1 m e le oscillazioni sono meno rilevanti. La portata di circa 570 m^3/s corrisponde a una condizione di incipiente moto in pressione, in accordo con quanto già valutato mediante le simulazioni di progetto con modello numerico.

Per la portata di progetto (TR=200 anni), come già descritto, i livelli idrici nel camerone variano tra 38,8 m s.m. e 39,0 m s.m. a valle scivolo e tra 40,20 m s.m. e 40,30 m s.m. contro la parete di valle (valori assolutamente congruenti con quelli previsti dalla modellistica numerica, che mostrano un franco idraulico di circa 3,5 m rispetto all'intradosso della soletta di copertura di 43,75 m s.m.).

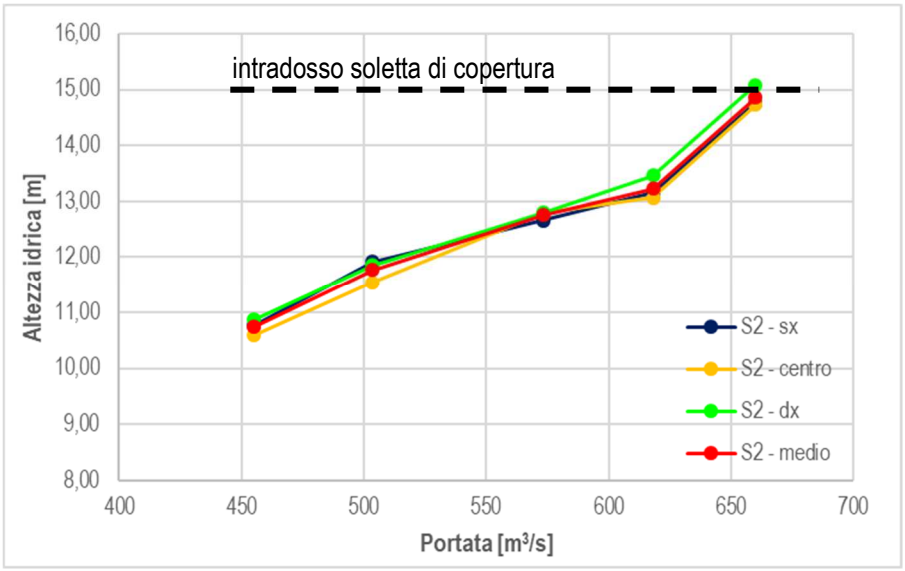


Figura 7-11 – Scala di deflusso nel canale collettore nel tratto coperto, rispetto alla portata derivata dallo scolmatore.

7.2.1 Blocchi di dissipazione

Nell'ambito delle analisi di ottimizzazione idraulica delle opere si è indagata la possibile necessità di introdurre all'interno della camera dei blocchi di dissipazione a valle della vasca a piede scivolo, aventi altezza modesta (1 m dal fondo).

Essi non risulterebbero utili nei confronti della portata di progetto, in corrispondenza della quale il tratto è ampiamente rigurgitato e l'altezza idrica è tale che il flusso non sarebbe influenzato da questi elementi. Si ipotizzava tuttavia una possibile funzionalità per portate più ridotte (all'avvio dello sfioro entro lo scolmatore), per dissipare il carico cinetico in assenza di significativo rigurgito ed eventualmente per meglio indirizzare i flussi a imboccare correttamente la galleria.

Sono state pertanto condotte diverse simulazioni con una portata in transito di 110 m³/s (circa un quarto di quella di progetto), con varie configurazioni geometriche di tali blocchi. Poiché anche in questa condizione l'effetto di rigurgito non è trascurabile, le simulazioni eseguite non hanno mostrato sostanziali differenze tra le configurazioni con e senza blocchi (pur con miglioramento nella distribuzione dei flussi nella sezione), come mostrato a titolo di esempio in Figura 7-12, con riferimento allo schema di blocchi di Figura 7-13. Si osservano in tali immagini le maggiori velocità (fino a circa 10 m/s) raggiunte dalla corrente a piede scivolo rispetto alla condizione di progetto, a causa del ridotto "cuscino" d'acqua nella vasca di dissipazione.

Si è pertanto deciso di non inserire alcun blocco, a meno dei due denti a valle della vasca, solo con funzione di ulteriore garanzia di intercettazione di eventuale materiale di grosse dimensioni che oltrepassasse lo sfioro.

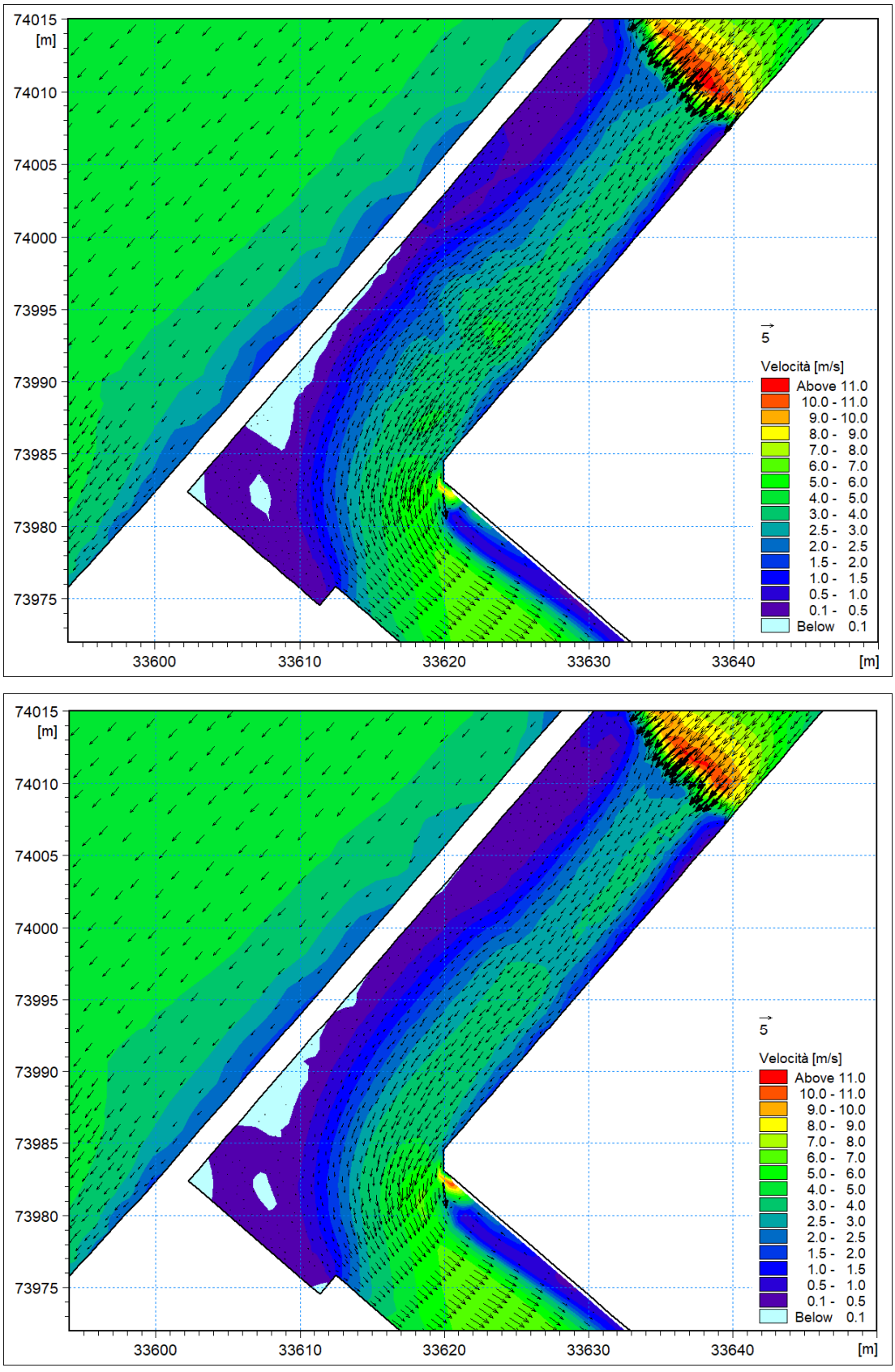


Figura 7-12 – Mappa delle velocità a valle del canale collettore per la portata di 110 m³/s, con presenza di blocchi di dissipazione (in alto) e in loro assenza (in basso).

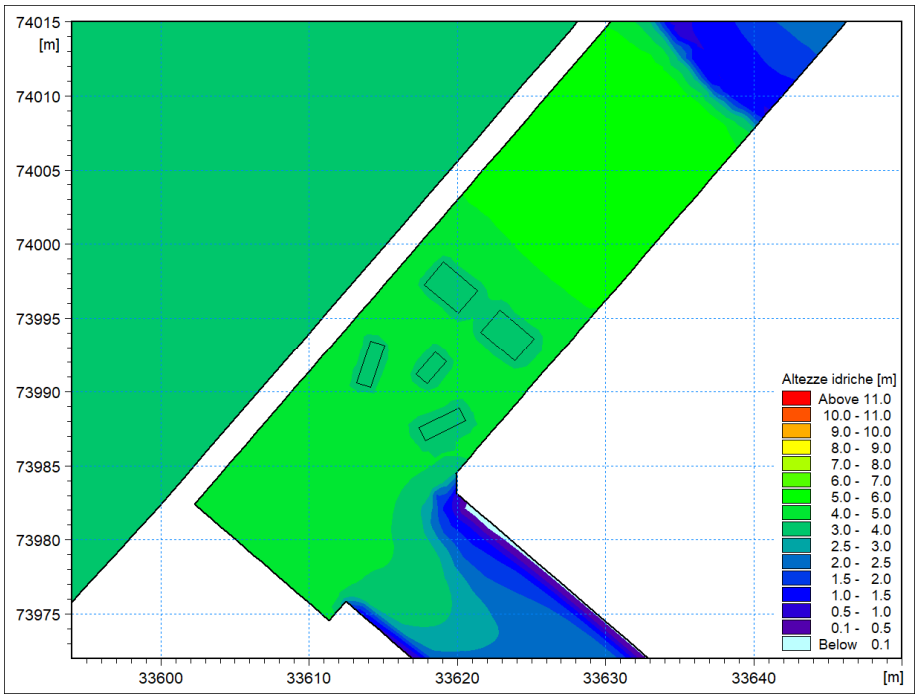


Figura 7-13 – Mappa delle altezze idriche a valle del canale collettore per la portata di 110 m^3/s, con presenza di blocchi di dissipazione.

7.3 Opera di presa rio Sciorba e relativo canale di adduzione

Come meglio descritto negli specifici elaborati grafici, la captazione della portata di piena del rio Sciorba sarà captata, per convogliarla entro lo scolmatore tramite la galleria di servizio, mediante una vasca di presa imboccata a quota 52,25 m s.m. con un salto di fondo di circa 1 m (fondo vasca a quota 51,20 m s.m.).

All'estremità opposta, sul fondo, una tubazione Φ400 consentirà il deflusso verso valle delle portate più modeste. Al crescere della portata in ingresso (evento di piena), la portata non sarà più smaltita da tale tubazione e si genererà un effetto di rigurgito verso monte, con innalzamento dei livelli e attivazione di uno sfioro laterale di lunghezza pari a 5 m e soglia posta a +0,4 m rispetto al fondo vasca (quota di sfioro 51,60 m s.m.).

Tale sfioro alimenterà un pozzettone con salto di fondo pari a circa 1 m, dal quale, dopo un breve tratto di raccordo a pendenza pari a 1%, avrà origine un canale tombato di adduzione con dimensioni 2,0 m x 2,5 m e pendenza pari a 0,5%. La quota di imbocco del canale è posta a 50,50 m s.m..

Il manufatto di adduzione, dopo uno sviluppo di circa 56 m, effettuerà un lieve cambio di direzione in corrispondenza del quale la sezione rettangolare assumerà dimensioni 2,5 m x 2,7 m mantenendo inalterata la pendenza. Dopo uno sviluppo di circa 10 m, un salto di fondo di altezza pari a 90 cm posto in corrispondenza di una deviazione a 90° del tracciato convoglierà la portata all'interno di un tratto di canale di dimensioni trasversali pari a 2,50 m x 3,60 m e pendenza di fondo pari a 0,5% che terminerà in corrispondenza di un pozzetto verticale di dimensioni in pianta 2,0 m x 2,3 m. Tramite tale manufatto, che si sviluppa al di sopra della galleria di servizio e ortogonalmente ad essa, la portata cadrà all'interno di un pozzo verticale per entrare nella galleria stessa.

In corrispondenza dei salti di fondo è prevista la realizzazione di smussi di raccordo per minimizzare la possibilità che si instauri un moto a sezione piena nel tratto verticale.

In corrispondenza della sezione di sbocco del pozzo verticale sarà posizionata una piccola camera di dissipazione dalla quale, separato tramite un setto trasversale di altezza pari a 1 m, avrà origine un canale laterale che veicolerà la portata nel camerone di montaggio della fresa e da lì essa raggiungerà la galleria principale dello scolmatore.

Questo canale avrà larghezza pari a 2 m, mentre l'altezza delle sponde varierà lungo lo sviluppo da 2,5 m a 1,2 m. La pendenza sarà pari a quella della galleria di servizio, ovvero il 4%.

I dimensionamenti idraulici per queste opere di presa e adduzione sono stati condotti con modalità schematiche, vista la modesta rilevanza nei confronti delle opere principali e considerando che il dimensionamento è effettuato cautelativamente con riferimento a una portata di piena di 8,5 m^3/s che risulta doppia rispetto a quella che deriverebbe dall'effettivo bacino sotteso dalla sezione di presa (come descritto in maggior dettaglio nella relazione idrologica). I margini di sicurezza appaiono pertanto adeguati a consentire una modalità di verifica più semplificata, facendo riferimento a scale di deflusso in moto uniforme.

Tali verifiche idrauliche sono state effettuate in particolare per l'opera di presa, per il canale di adduzione a valle e per il canale che si sviluppa lungo la galleria di. Per tutte le sezioni la scabrezza è stata assunta pari a 65 $m^{1/3}/s$.

Per una migliore comprensione in Figura 7-14 si fornisce una rappresentazione in pianta (estratta dalle tavole di progetto) delle opere descritte.

L'applicazione della scala di deflusso di moto uniforme al primo tratto di canale di adduzione a valle dello sfioro di presa (sezione rettangolare b x h = 2,0 m x 2,5 m, pendenza 0,5%) ha restituito un livello idrico pari a 1,34 m, con franco idraulico superiore al metro rispetto all'intradosso della copertura.

La pendenza è stata scelta in modo da verificare condizioni di deflusso in corrente lenta all'interno del canale, per ottenere a valle un effetto di richiamo da parte del salto di fondo, evitando i fenomeni di dissipazione turbolenta che potrebbero essere associati a una corrente veloce.

Poiché la quota di incile del canale è posta a 50,50 m s.m., ovvero 1,10 m sotto la quota di sfioro, il livello di riferimento risulta maggiore di quest'ultima di circa 25 cm.

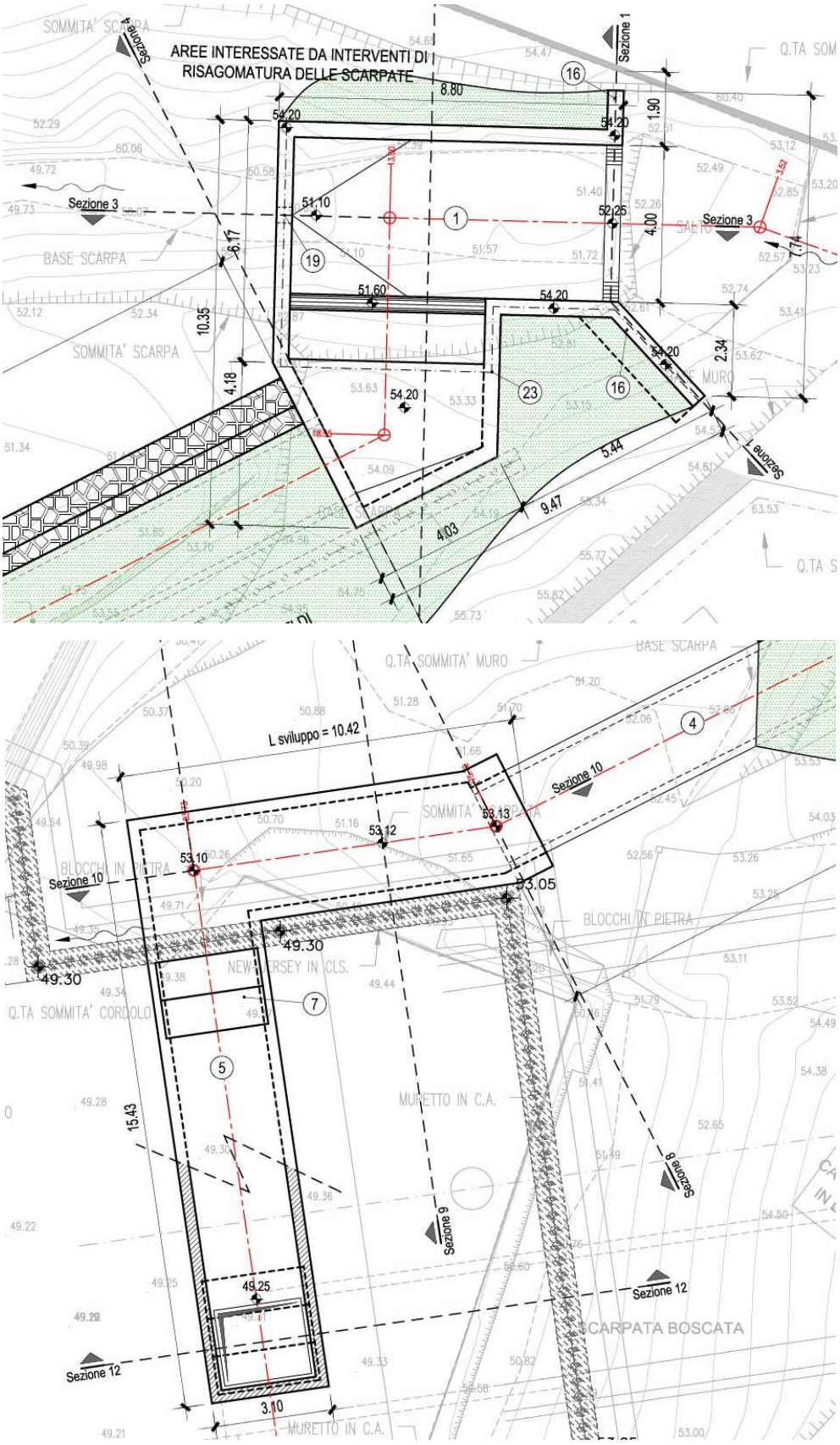


Figura 7-14 – Pianta dell'opera di presa del rio Sciorba (in alto) e del tratto terminale del canale di adduzione con imbocco del pozzo verso la galleria di servizio (in basso).

La determinazione delle condizioni di funzionamento dello stramazzo che alimenta il sistema di adduzione è stata dunque effettuata mediante la formula dello stramazzo rigurgitato secondo la formula seguente che fornisce la portata Q defluente attraverso una soglia di larghezza b:

$$Q = b \cdot \left(\mu_1 h_2 \sqrt{2gh_1} + \frac{2}{3} \mu_2 h_1 \sqrt{2gh_1} \right),$$

dove:
h_1 è la differenza tra il pelo libero di monte (h_m) e quello di valle (h_v);
h_2 è la differenza di quota tra il pelo libero di valle e la soglia sfiorante;
μ_1, μ_2 sono dei coefficienti di deflusso che per il caso in esame possono essere assunti pari a μ_1= 0,65;
μ_2=0,60.

La larghezza è stata corretta come nella relazione seguente per tener conto della contrazione laterale della vena dove è presente la scanalatura:

$$b' = b - \xi \frac{h_1}{10},$$

dove ξ è stato assunto pari a 2 considerando che la contrazione della vena si verifichi su entrambi i lati dello stramazzo.

Mediante l'applicazione delle formule sopra descritte è possibile determinare il livello idrico nella vasca che consente lo smaltimento della portata di progetto (8,5 m³/s), che come mostrato in Tabella 15 risulta pari a circa 1,0 m, ovvero ad una quota di 52,60 m s.m.

Q [m³/s]	8,5
b [m]	5,0
b' [m]	4,85
h_{valle} [m]	0,24
h_{monte} [m]	**0,99**

Tabella 15 – Calcolo del livello idrico di progetto nella vasca di presa del rio Sciorba.

Rispetto a questo valore si verifica un franco idraulico di oltre 1 m rispetto ai muri di contenimento laterale. La quota di pelo libero risulta inoltre inferiore rispetto alla quota del primo salto di fondo naturale esistente in alveo pochi metri a monte dell'opera di captazione, per cui quest'ultima non provocherà effetti di rigurgito verso l'alveo di monte.

Per quanto riguarda il canale interno alla galleria di servizio, la pendenza del 4% comporta che la portata di progetto defluisca in condizioni di corrente veloce, con livello idrico di moto uniforme (per le dimensioni minime della sezione rettangolare b x h = 2,0 m x 1,2 m) pari a circa 62 cm.

Il muro di contenimento laterale è stato dimensionato in modo da garantire un franco dell'ordine del mezzo metro (58 cm), considerando anche che qualora si verificasse un sormonto l'acqua invaderebbe semplicemente la galleria di servizio, raggiungendo in ogni caso la galleria scolmatrice principale in modo analogo a quanto farebbe restando nel canale.

La condizione di verifica è chiaramente relativa al solo deflusso della portata di piena duecentennale del fosso Sciorba, senza la contemporaneità con un deflusso di piena dal torrente Bisagno. In quest'ultimo

caso si avrebbe invece l'allagamento di un significativo tratto della galleria di servizio, in ragione dei livelli idrici raggiunti nel camerone stesso nelle condizioni di progetto, per cui l'eventuale portata proveniente dal rio Sciorba defluirebbe all'interno di una sezione bagnata estesa a gran parte della galleria.

8 RISULTATI: GALLERIA, OPERE DI ADDUZIONE E SBOCCO

8.1 Galleria di adduzione (scavo in tradizionale)

La galleria di adduzione, realizzata in scavo tradizionale con sezione policentrica di dimensione 10,40 m, collega la camera di dissipazione con un camerone preposto al montaggio della fresa, a cui afferisce una galleria di accesso da piano campagna (area ex canile – Sciorba), mediante la quale è recapitata al sistema scolmatore anche la portata di piena del fosso Sciorba (v. capitolo 7.3).

La galleria di adduzione è stata prevista con pendenza ridotta (0,25%) per poter verificare condizioni di corrente lenta in corrispondenza di tutte le portate defluibili in condizioni standard di esercizio, evitando così la formazione di un risalto in corrispondenza dell'allargamento dovuto al camerone.

Lo sbocco in quest'ultimo avviene con salto di fondo di oltre 1,1 m, raccordato con una rampa per consentire in fase di esercizio l'accesso ai mezzi per la manutenzione.

Le condizioni di deflusso nella galleria di adduzione sono influenzate dai livelli di valle, ovvero dall'altezza d'acqua che si instaura nel camerone di montaggio, condizionata a sua volta dal regime di moto entro la galleria principale.

Per il dimensionamento e la verifica idraulica è stato quindi necessario procedere iterativamente con l'applicazione di modellistica 1D dell'intero tratto fino allo sbocco a mare (per determinare correttamente le condizioni di valle per il camerone e descrivere con migliore accuratezza le sezioni chiuse delle gallerie) e di modellistica 2D in grado di descrivere con maggiore affidabilità l'idrodinamica all'interno del camerone (fornendo quindi una migliore definizione del livello di valle che condiziona la galleria di adduzione).

Nei capitoli successivi si descrivono i risultati relativi al camerone e alla galleria principale; di seguito si rappresentano invece unicamente i risultati definitivi ottenuti per la galleria di adduzione.

Quest'ultima è stata descritta nel modello monodimensionale tramite una sezione chiusa, in grado di rappresentare correttamente tutti gli stati di deflusso fino a quello in pressione; le equazioni che governano questa schematizzazione idrodinamica sono equivalenti a quelle utilizzate per il calcolo del deflusso all'interno di una struttura di un attraversamento tombinato. In Figura 8-1 è fornito un esempio della sezione chiusa utilizzata nel modello.

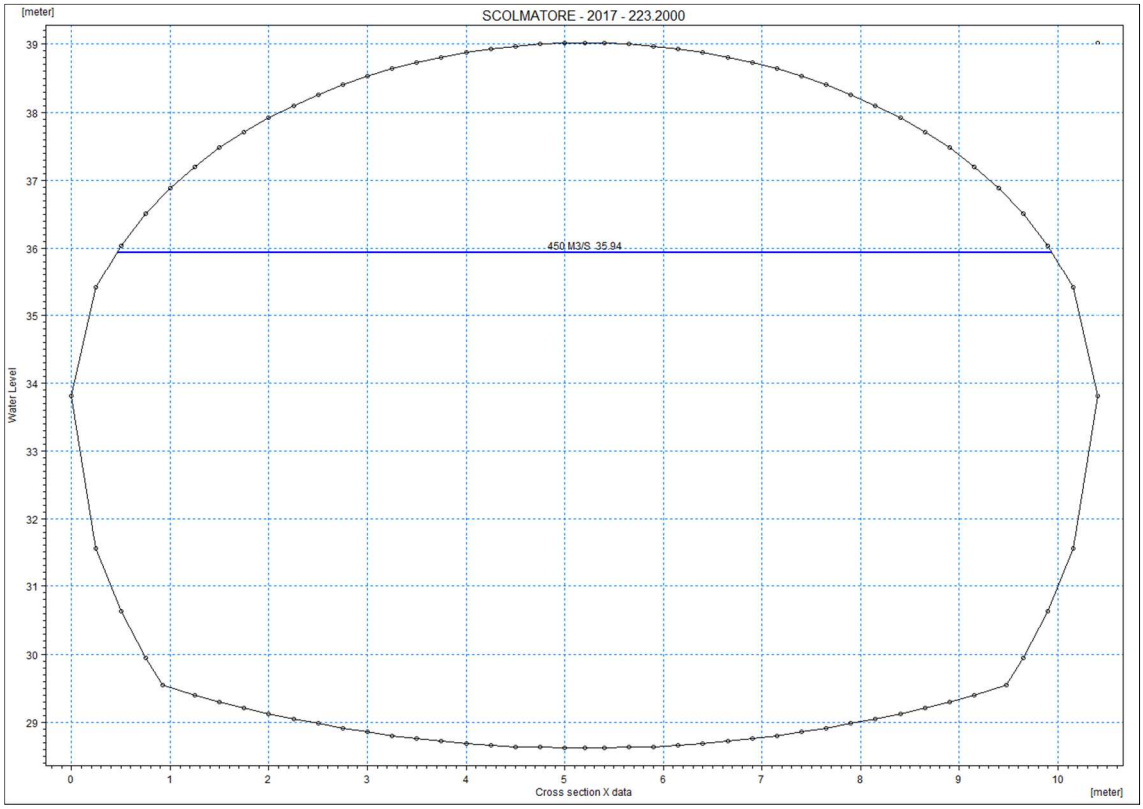


Figura 8-1 – Schematizzazione geometrica della galleria in scavo tradizionale con sezione chiusa .

La simulazione effettuata con il modello monodimensionale ha mostrato che la portata di progetto (450 m^3/s) defluisce in galleria con un grado di riempimento sostanzialmente pari al 70%, eccezion fatta per il tratto terminale in cui l'effetto di richiamo del salto di sbocco nel camerone riduce leggermente tale valore (fino a circa il 68%).

Come definito in precedenza la scabrezza assunta nel modello, espressa secondo Strickler, è pari a 65 $m^{1/3}/s$. Il moto all'interno della galleria avviene come atteso in corrente lenta, con numeri di Froude mediamente pari a circa 0,80.

La corrente è caratterizzata da velocità comprese tra circa 6,6 m/s e 6,8 m/s e altezze d'acqua variabili tra circa 7,3 m e 7,1 m.

I risultati tabellari ed il profilo idrico del tratto (relativi alla portata di progetto) sono riportati in Tabella 16 e Figura 8-2.

Note	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Riempimento
-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-	%
inizio sezione policentrica valle camera dissipazione	171,80	28,75	7,33	36,08	38,28	449,40	6,57	68,39	9,46	0,78	70,05
sezione policentrica	197,50	28,69	7,32	36,01	38,22	449,40	6,58	68,26	9,47	0,78	70,05
sezione policentrica	223,20	28,62	7,32	35,94	38,15	449,40	6,59	68,23	9,47	0,78	70,05
sezione policentrica inizio curva	248,98	28,56	7,30	35,86	38,08	449,40	6,60	68,09	9,48	0,79	70,05
sezione policentrica	273,98	28,49	7,30	35,79	38,01	449,40	6,60	68,07	9,48	0,79	70,05
sezione policentrica	298,98	28,43	7,29	35,72	37,95	449,40	6,61	67,96	9,49	0,79	70,05
sezione policentrica centro curva	324,13	28,37	7,28	35,65	37,89	449,40	6,63	67,83	9,50	0,79	70,00
sezione policentrica	352,13	28,30	7,26	35,56	37,80	449,40	6,64	67,73	9,51	0,79	70,00
sezione policentrica	380,13	28,23	7,25	35,48	37,73	449,40	6,65	67,62	9,52	0,80	70,00
sezione policentrica fine curva	408,75	28,16	7,24	35,40	37,66	449,40	6,66	67,49	9,53	0,80	70,00
sezione policentrica	489,75	27,96	7,20	35,16	37,44	449,40	6,69	67,13	9,56	0,81	69,20
sezione policentrica	570,75	27,75	7,17	34,92	37,22	449,40	6,72	66,84	9,58	0,81	69,20
sezione policentrica	651,75	27,55	7,13	34,68	37,01	449,40	6,76	66,45	9,61	0,82	68,60
sezione policentrica	732,75	27,35	7,09	34,44	36,80	449,40	6,81	66,02	9,64	0,83	68,20
fine sezione policentrica monte salto di fondo in camerone	816,40	27,14	7,03	34,17	36,58	449,40	6,87	65,42	9,68	0,84	67,60

Tabella 16 – Profilo idraulico nella galleria di adduzione in scavo tradizionale.

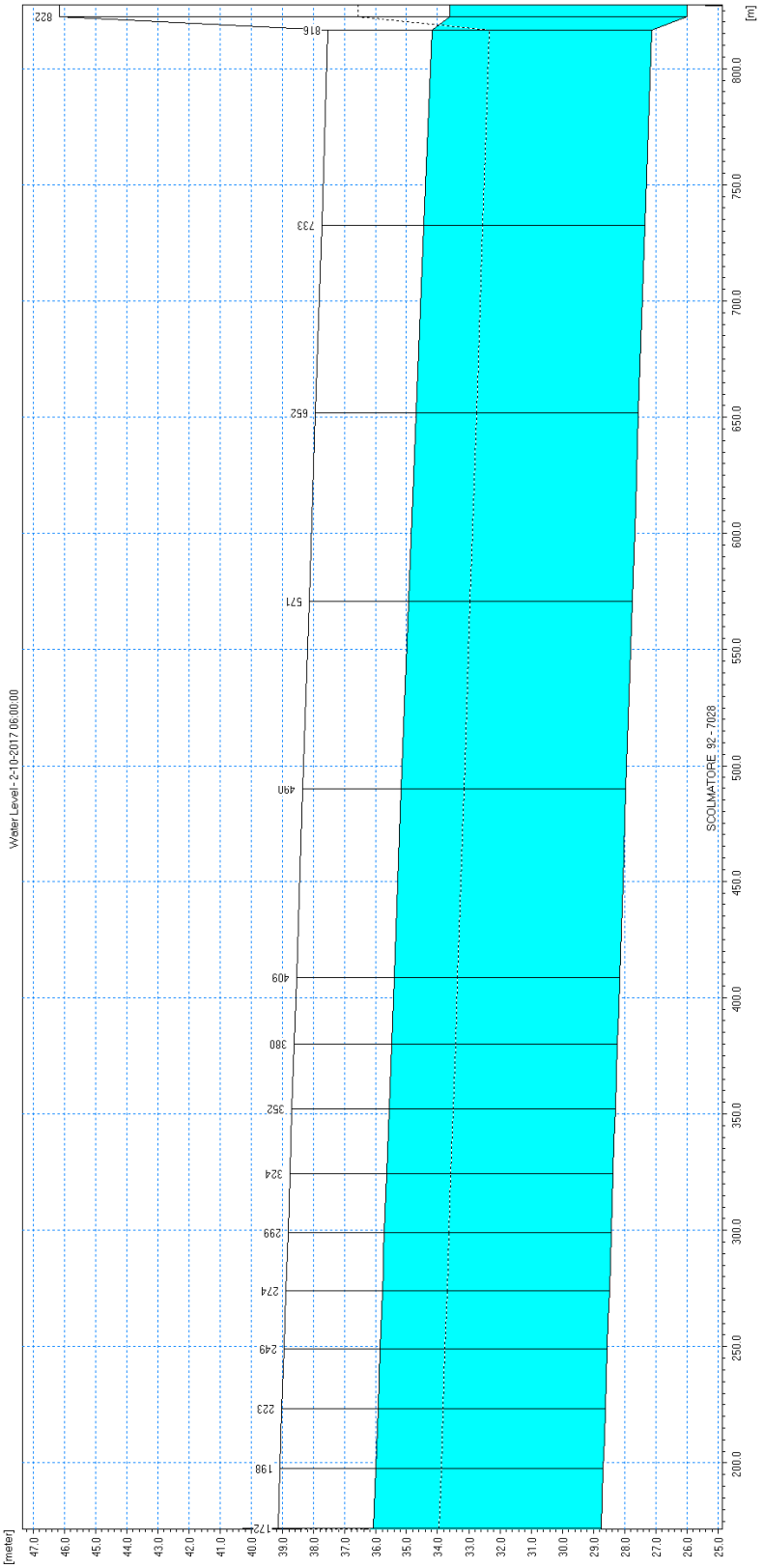


Figura 8-2 - Profilo idrico nella galleria di adduzione in scavo tradizionale (Q=450 m³/s).

L'intera galleria di adduzione è stata rappresentata nel modello bidimensionale già descritto, con la finalità di indagare la distribuzione dei flussi, i fenomeni di sovralzo in curva e la propagazione delle perturbazioni indotte dalla modalità di imbocco (particolarmente dalle oscillazioni di livello in alveo già descritte, dovute alla presenza di un flusso di ritorno in sponda destra) e dall'idrodinamica nella camera di dissipazione (cfr. capitolo 7.2). In Figura 8-3 si mostra l'estensione completa del modello.

Per quanto riguarda il sovralzo in curva si fornisce una trattazione più approfondita nel capitolo 8.4; l'entità massima rilevata nel modello è pari a circa 0,20 m.

Relativamente invece alla propagazione di perturbazioni da monte sono state estratte le serie temporali dei livelli idrici nei quattro punti di riferimento t1, t2, t3 e t4 individuati in Figura 8-3 (estremità destra e sinistra di due sezioni); l'andamento è riportato in Figura 8-4.

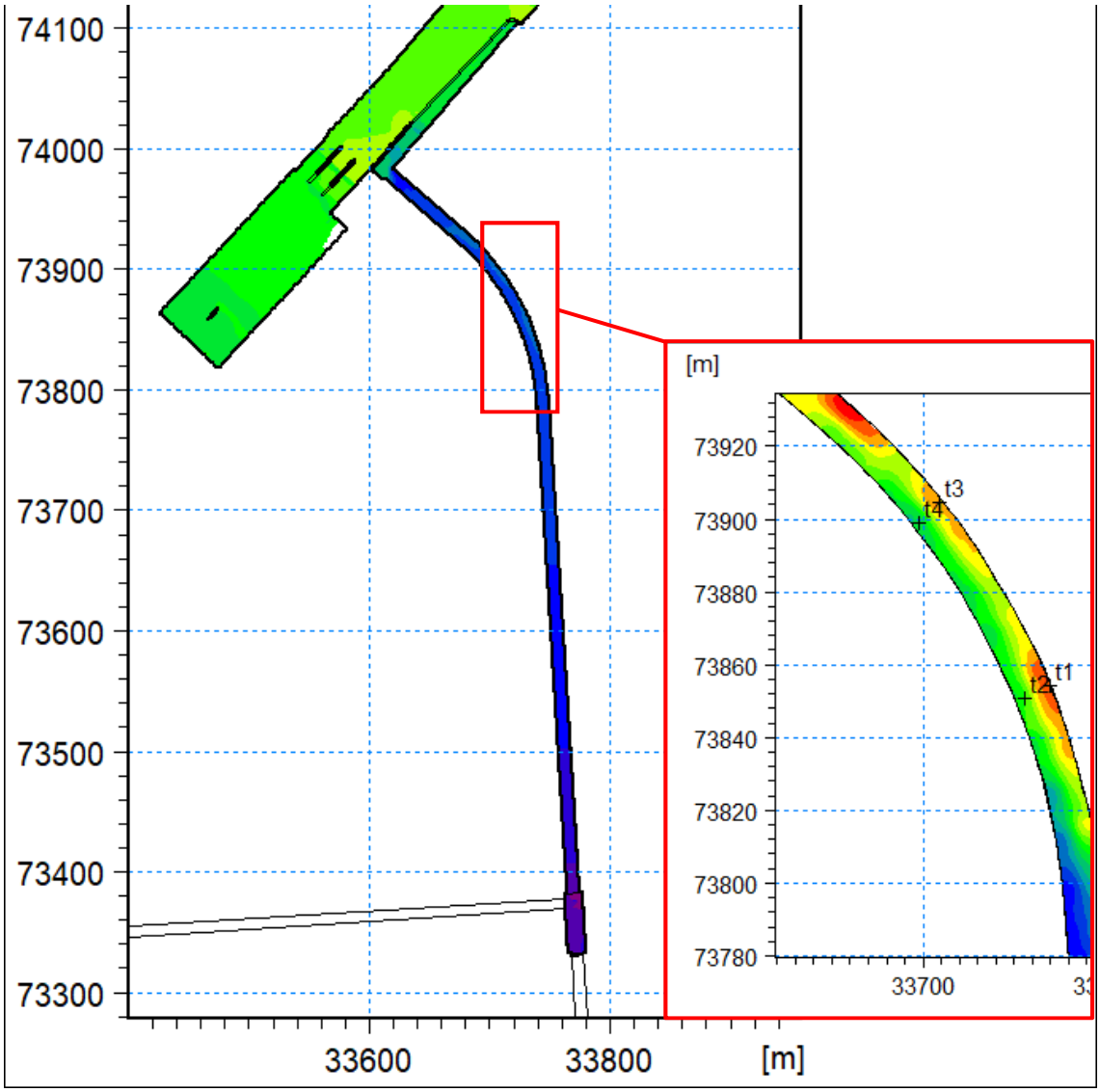


Figura 8-3 – Rappresentazione nel modello 2D della galleria di adduzione in scavo tradizionale. Mappa dei livelli idrici massimi (Q=450 m³/s). Nello zoom sono individuati i punti di riferimento per il grafico di Figura 8-4.

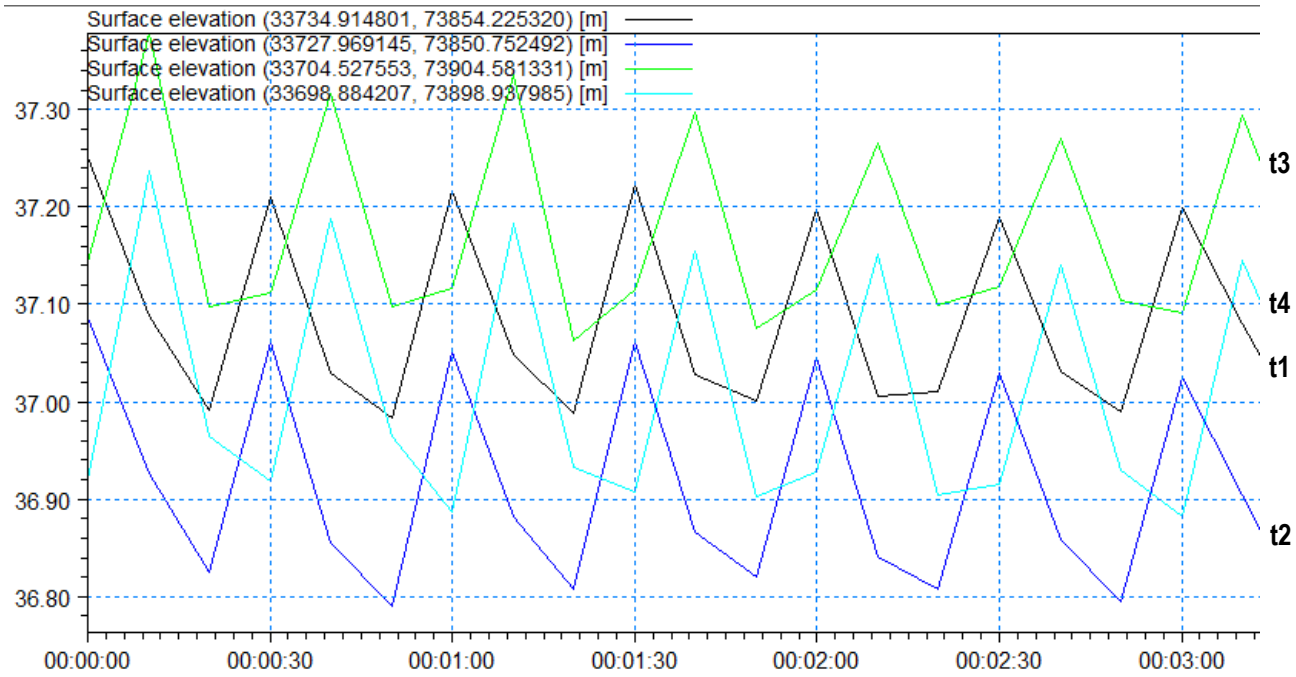


Figura 8-4 – Analisi dell'escursione temporale dei livelli idrici rappresentata dal modello 2D nella galleria di adduzione in scavo tradizionale (riferimento ai punti individuati in Figura 8-3).

Si osservano dal grafico delle perturbazioni con forma d'onda di ampiezza pari a circa 20 cm e lunghezza d'onda (picco-picco) di circa mezzo minuto. Esse si propagano uniformemente sulla sezione, sovrapponendosi all'effetto di sovralzo in curva (in ogni istante la differenza tra le due estremità delle sezioni indagate si mantiene pari a circa 20 cm, ovvero si ha una sorta di oscillazione verticale rigida dei livelli lungo la sezione).

Tali perturbazioni appaiono trascurabili per quanto riguarda la possibile incidenza sulla funzionalità della galleria, in ragione della presenza di un franco idraulico notevole (circa 3,1 m in centro sezione), anche considerando l'effetto massimo di sovrapposizione dell'onda e del sovralzo in curva (innalzamento di circa 0,40 m del livello idrico).

I risultati della modellistica fisica evidenziano che l'imbocco della galleria avviene realizzando una stabile disconnessione idraulica, per la quale si produce a valle un passaggio in corrente critica con presenza di velocità elevate (per la portata di progetto, valori massimi misurati di circa 9 m/s, valori medi di circa 7 m/s). Poiché la galleria di adduzione è dimensionata per essere caratterizzata da un deflusso in corrente lenta, si genera un fenomeno di risalto, la cui estensione e caratteristiche risultano fortemente dipendenti dalle condizioni idrauliche di valle.

Considerando la condizione di riferimento da progetto, ovvero la presenza a valle di un livello poco superiore a quello di moto uniforme (simulato circa 7,3 m), si osserva la presenza di un risalto di tipo ondulato ben sviluppato e stabile, ovvero non influenzato significativamente da effetti di disturbo della corrente. Si osserva in particolare la presenza di una prima onda di maggiore ampiezza tra i 10 e i 20 m a valle dell'imbocco, e di una successiva smorzata che va a raccordarsi con il livello corrente della galleria. La massima ampiezza raggiunta in questo tratto singolare è pari all'80% dell'altezza della galleria. Il numero di Froude nella sezione corrente è pari a circa 0,84.

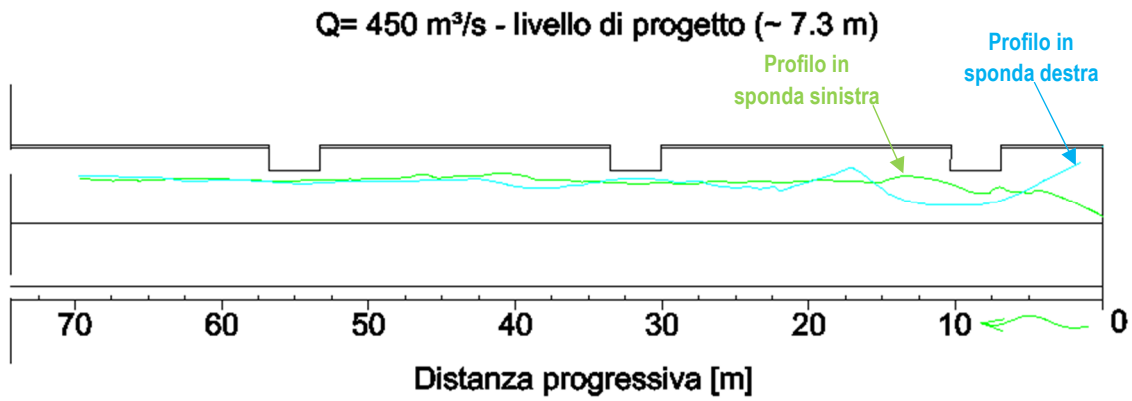


Figura 8-5 – Portata di progetto: condizione stabile con livello di valle di progetto rilevata nel modello fisico nel tratto interessato dai livelli massimi (tratto rettilineo di monte).



Figura 8-6 – Risalto all'imbocco della galleria (con la portata di progetto) e sua propagazione verso valle.

In termini di differenza di livello tra sponda destra e sinistra, i valori massimi si osservano in corrispondenza della sezione di centro curva (luce di misura L5), circa 150 m a valle dell'imbocco, ove all'effetto delle perturbazioni di livello si somma quello del massimo sovralzo in curva.

L'andamento del pelo libero nella sezione trasversale in corrispondenza della luce L5 è rappresentato in Figura 8-8; la massima differenza di livello è pari a 0,44 m, congruente con quanto desunto dal modello bidimensionale e descritto in precedenza (valutato un innalzamento complessivo di circa 0,40 m). In corrispondenza della luce successiva, la differenza di livello scende a 0,40 m per poi appianarsi a valle della curva.

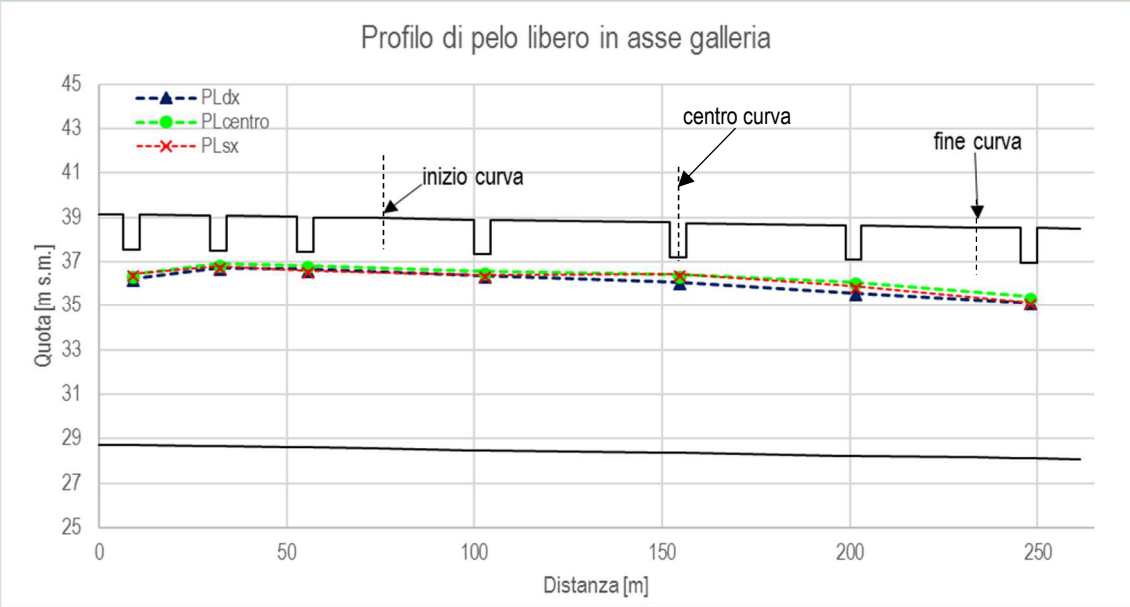


Figura 8-7 – Portata di progetto: condizione stabile con livello di valle di progetto rilevata nel modello fisico lungo l'intero sviluppo longitudinale della galleria.



Figura 8-8 – Portata di progetto: sezione trasversale in asse alla luce di centro curva (L5), ove si ha il massimo dislivello tra il pelo libero in sponda destra e in sponda sinistra.

Ulteriori analisi condotte con modello fisico, simulando condizioni di parziale ostruzione della galleria a valle, hanno mostrato comportamento simile per quanto riguarda i sovralzi trasversali sulle sezioni, e valori più elevati della massima oscillazione del pelo libero in corrispondenza del risalto, raggiungendo un'altezza localmente pari all'85% della sezione. Anche in questo caso si riscontra pertanto una buona stabilità delle condizioni di funzionalità dell'opera anche per configurazioni che deviano dalle ipotesi di progetto.

In conclusione, nelle condizioni di riferimento per il progetto occorre quindi attendersi nei primi 100 m circa di galleria la presenza di fenomeni di dissipazione dell'energia di imbocco (risalto ondulato), con sovralzo locale dei livelli fino a un grado di riempimento massimo di circa l'80, e successivo attestamento sui livelli di deflusso di corrente lenta già individuati mediante applicazione della modellistica numerica di progetto.

All'aumentare della portata defluente, come già descritto in precedenza si osserva l'inizio del moto in pressione all'imbocco per circa 560-570 m^3/s; in tali condizioni la galleria risulta generalmente in pressione nel primo tratto principalmente per la presenza di molte perturbazioni di livello associabili alle variazioni di portata descritte nel capitolo 6.1.

Le prove eseguite in diverse configurazioni di aperture delle paratoie hanno tuttavia evidenziato come il deflusso di tale portata possa avvenire pressoché a pelo libero qualora vengano attenuate le oscillazioni dei deflussi in ingresso, condizione maggiormente affine a quella simulata mediante modellistica numerica.

Le immagini che seguono descrivono infatti un confronto tra il deflusso di circa 560 m^3/s rilevato in corrispondenza di differenti configurazioni di apertura delle paratoie di regolazione: SIM-4 (poi assunta come configurazione di progetto) e SIM-5.

La Figura 8-9 evidenzia come a valle dell'imbocco una condizione di maggiore stabilità dei deflussi in ingresso sia associabile alla generazione di un fenomeno di risalto che si attenua senza eccessive oscillazioni nel primo tratto di galleria (Figura 8-9 e Figura 8-10 in basso).

I riempimenti massimi osservati risultano comunque superiori a 85%, percentuale individuata dalla linea rossa nella figura soprastante.

Viceversa, ad una minore stabilità delle portate in ingresso risulta associata una maggiore perturbazione dei livelli in galleria, con il tratto a valle dell'imbocco che risulta in pressione e il passaggio a moto a pelo libero che avviene mediante formazione di oscillazioni di massa (Figura 8-10 in alto).



Figura 8-9 – Risalto in galleria al deflusso della portata di circa 560 m³/s nella SIM-4 (sopra) e nella SIM-5 (sotto).



Figura 8-10 – Propagazione del risalto in galleria verso valle al deflusso della portata di circa 560 m³/s nella SIM-4 (sopra) e nella SIM-5 (sotto).

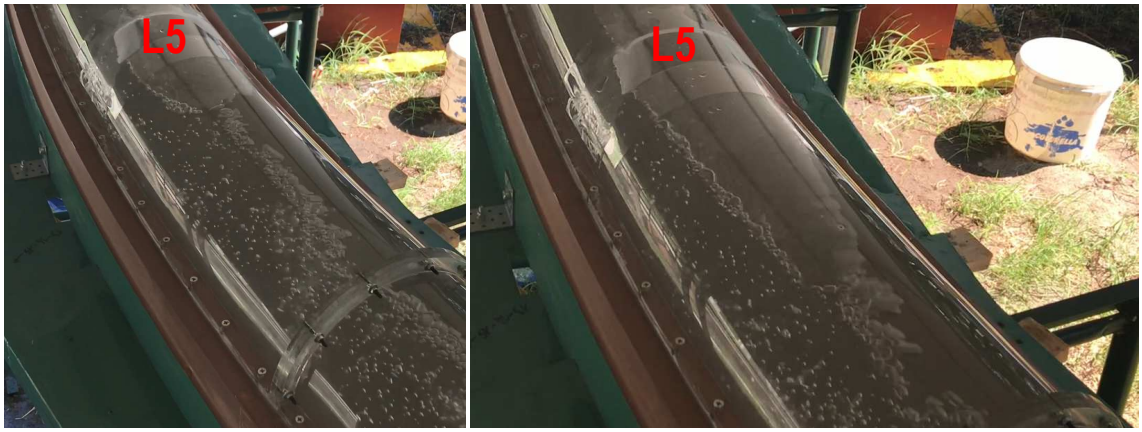


Figura 8-11 – Oscillazione della sezione in cui avviene il passaggio da moto in pressione a pelo libero al deflusso della portata di circa 620 m³/s.

Al raggiungimento di una portata pari a circa 620 m^3/s la galleria risulta in pressione fino alla curva; la sezione in cui avviene il passaggio a moto a pelo libero oscilla tra inizio e centro curva (luci L4 e L5, Figura 8-11). In tali condizioni lo sfioro risulta in condizione limite tra il comportamento libero e il rigurgitato.

Un ulteriore incremento della portata derivata (Q=660 m^3/s) determina invece il rigurgito dello sfioro di derivazione nonché la formazione di un moto in pressione più stabile ed esteso pressoché per tutto il tratto di galleria simulato dal modello (v. capitolo 8.6.2 per ulteriori dettagli).

8.2 Camerone di montaggio fresa e galleria di accesso

Per quanto riguarda il camerone di montaggio l'analisi di riferimento è quella condotta con il modello 2D, in quanto la schematizzazione monodimensionale non riproduce correttamente l'effetto di espansione e brusca contrazione della corrente dovuto all'allargamento localizzato.

All'interno del camerone è stata considerata l'immissione della portata del rio Sciorba tramite la galleria di accesso, per un valore arrotondato per eccesso di 10 m^3/s.

L'analisi è stata originariamente condotta con riferimento alla sezione di scavo senza rivestimento, che presenta una larghezza pari a circa 22 m. Si è successivamente valutato più opportuno, per finalità sia idrauliche (riduzione delle instabilità del moto) che strutturali, di ridurre notevolmente l'ampiezza del camerone (a circa 15 m) con getti di completamento nella configurazione definitiva di esercizio. Per maggiori dettagli in merito alla geometria delle opere si rimanda agli specifici elaborati grafici.

La Figura 8-12 mostra la distribuzione delle velocità all'interno del camerone nella configurazione originaria (larghezza 22 m circa), in due diversi istanti.

Il flusso principale si mantiene sostanzialmente confinato in una fascia centrale non molto più ampia della dimensione delle gallerie a monte e valle; le aree laterali sono interessate da flussi di ritorno e vortici stazionari con velocità piuttosto basse (< 1 m/s).

Si riscontra tuttavia una significativa instabilità del flusso nella porzione centrale e di valle, con tendenza a "spanciare" alternativamente nel tempo verso una delle due sponde, in corrispondenza del distacco di strutture di vortice che si sviluppano lateralmente a partire da valle (indicate con le frecce in figura).

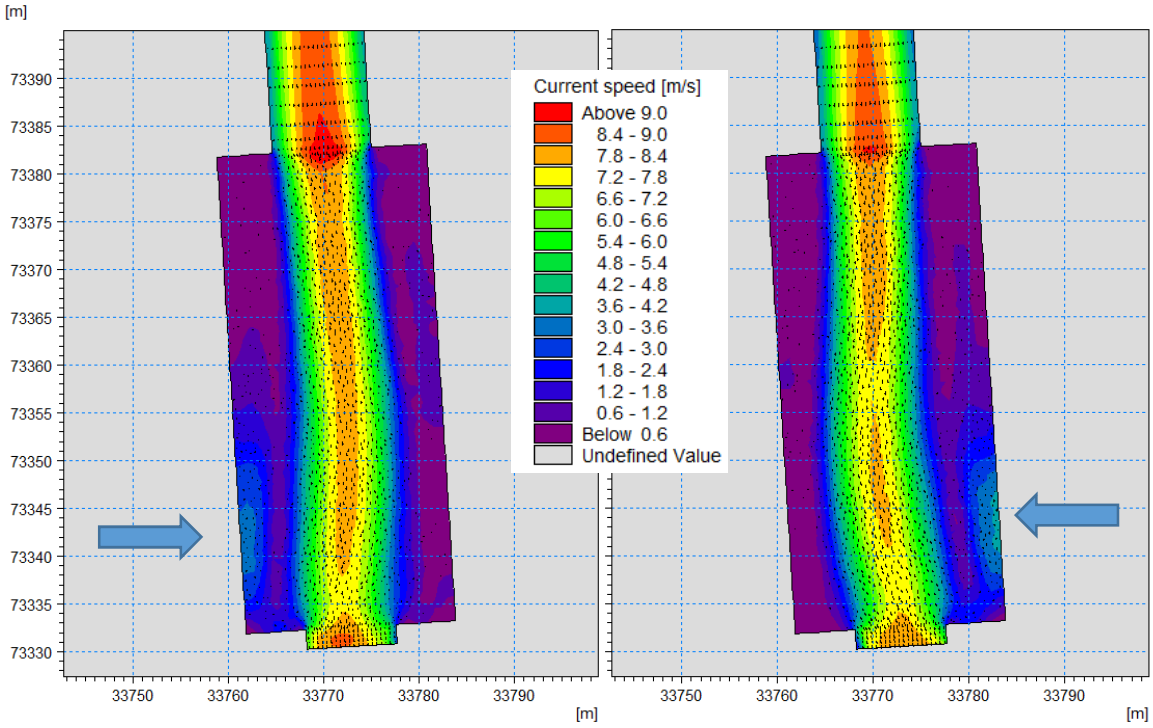


Figura 8-12 – Distribuzione delle velocità (per portata di 450 m^3/s) nel camerone nella configurazione originaria, in diversi istanti temporali.

Nella configurazione definitiva con larghezza ridotta (circa 15 m), rappresentata in Figura 8-13, si nota un effetto simile di “spanciamento” del flusso, che però non risulta più variabile nel tempo ma si mantiene sempre verso la sponda sinistra, condizionato da una liee eccentricità e forse dall’immissione della portata dello Sciorba (per quanto assai modesta rispetto al flusso totale) con strutture di vortice stazionario in destra.

Poiché l’imbocco della galleria principale avviene con filetti fluidi inclinati, è verosimile attendersi anche in tale galleria la formazione di oscillazioni periodiche di piccola ampiezza, come già verificato per la galleria di adduzione, con però una distribuzione media delle velocità sulla sezione che ci si attende tenda a diventare regolare e simmetrica dopo un breve tratto (5-10 diametri).

L’eliminazione dell’oscillazione temporale a monte ottenuta con la riduzione della sezione evita o mitiga la formazione di treni d’onda trasversali che ostacolerebbero verosimilmente il raggiungimento di questa regolarità del moto, verosimilmente anche aggravando l’ampiezza dei sovralzi.

In ragione della necessità di accesso con mezzi anche di rilevanti dimensioni, per finalità manutentive, non risulta opportuna una ulteriore riduzione dell’ampiezza del camerone fino a valori analoghi alla larghezza delle gallerie.

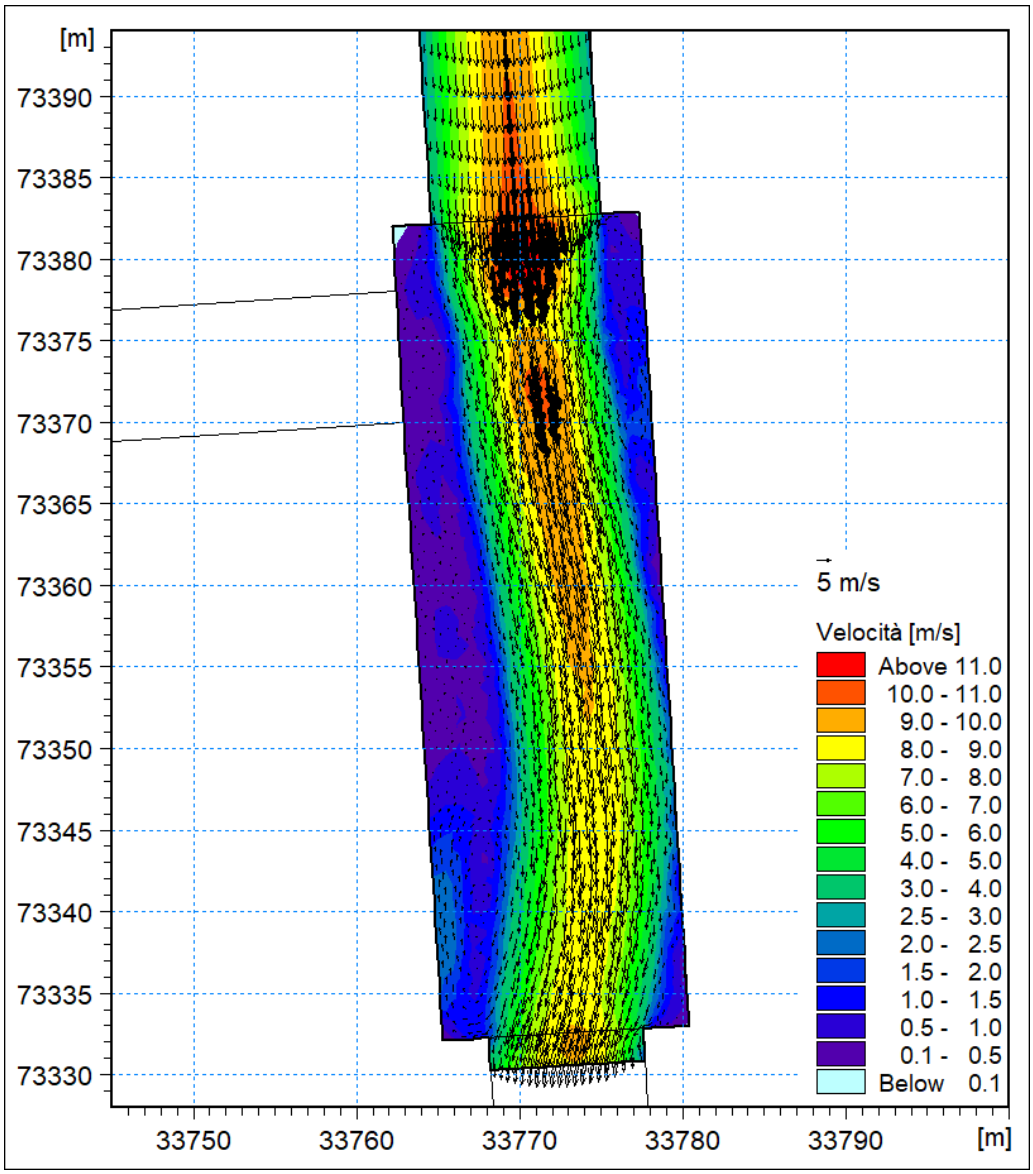


Figura 8-13 – Distribuzione delle velocità (per portata di 450 m³/s) nel camerone nella configurazione definitiva di progetto.

8.3 Galleria principale

La galleria principale ha origine dalla parete di valle del camerone e si sviluppa per circa 6,0 km fino allo sbocco a mare, con pendenza media pari a circa lo 0,5%. In ragione dell'interferenza con le gallerie ferroviarie nel tratto di valle, la pendenza del tratto è stata impostata su due livellette a pendenza costante, pari a circa 0,62% nel tratto di monte (circa 3670 m) e 0,40% in quello di valle (circa 2335 m).

La sezione (scavata in TBM) è circolare, con diametro pari a 9,50 m in accordo con quanto previsto dal Capitolato d'Oneri a base di gara.

Nel tratto terminale essa si innesta nell'opera di sbocco a mare già progettata e in fase di realizzazione nell'ambito dei lavori della galleria scolmatrice del rio Fereggiano, con un tratto di raccordo a sezione policentrica di pari diametro, avente pendenza dello 0,53% e estensione di circa 50 m. Nell'opera di

sbocco, comune alle due gallerie, si ha la confluenza della portata veicolata dai due sistemi scolmatori, considerata complessivamente pari a 520 m^3/s (cfr. relazione idrologica).

La galleria principale è stata rappresentata unicamente con modello a schema monodimensionale, di riferimento per le verifiche idrauliche. La sezione è stata rappresentata con una schematizzazione geometrica a sezione chiusa, in grado di rappresentare correttamente tutti gli stati di deflusso fino a quello in pressione; le equazioni che governano questa schematizzazione idrodinamica sono equivalenti a quelle utilizzate per il calcolo del deflusso all'interno di una struttura di un attraversamento tombinato.

In Figura 8-14 si riporta un esempio della sezione utilizzata per schematizzare la galleria principale. I risultati della simulazione di progetto sono forniti in Figura 8-15 e Tabella 17.

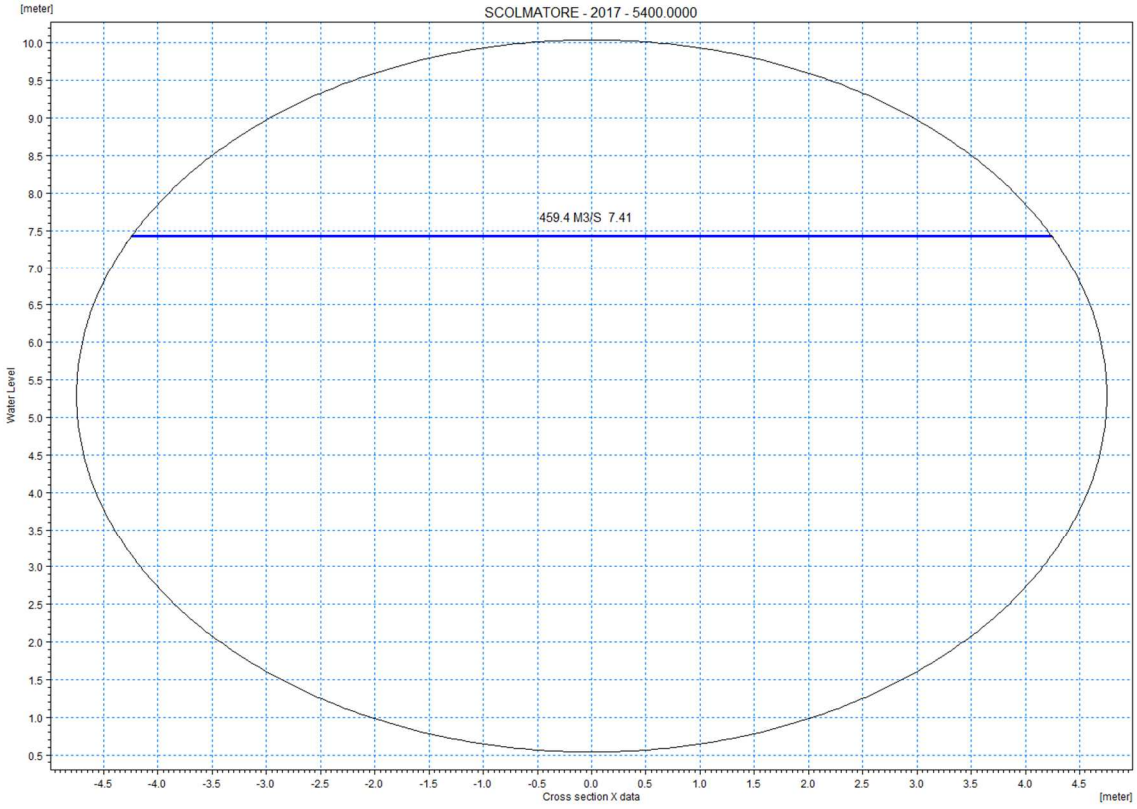


Figura 8-14 – Schematizzazione geometrica galleria principale con sezione chiusa.

Note	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Riempimento
-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-	%
inizio galleria pendenza 6 per mille	870,00	26,00	7,19	33,19	36,44	459,40	7,98	57,57	8,14	0,96	75,0
galleria pendenza 6 per mille	1400,00	22,82	5,99	28,81	33,66	459,40	9,75	47,10	9,16	1,37	63,0
galleria pendenza 6 per mille	1900,00	19,82	6,00	25,82	30,66	459,40	9,74	47,16	9,15	1,37	63,0
galleria pendenza 6 per mille	2400,00	16,82	6,01	22,83	27,64	459,40	9,71	47,29	9,14	1,36	63,0
galleria pendenza 6 per mille	2900,00	13,82	6,05	19,87	24,61	459,40	9,65	47,62	9,12	1,35	63,5
galleria pendenza 6 per mille	3400,00	10,82	6,14	16,96	21,55	459,40	9,49	48,41	9,07	1,31	65,0
galleria pendenza 6 per mille	3900,00	7,82	6,34	14,16	18,42	459,40	9,14	50,27	8,94	1,23	66,0
fine galleria pendenza 6 per mille	4539,00	3,99	6,92	10,91	14,43	459,40	8,31	55,30	8,43	1,04	73,0
galleria pendenza 4 per mille	4900,00	2,54	6,91	9,45	12,98	459,40	8,32	55,19	8,45	1,04	73,0
galleria pendenza 4 per mille	5400,00	0,54	6,87	7,41	10,98	459,40	8,37	54,90	8,49	1,05	72,0
galleria pendenza 4 per mille	5900,00	-1,46	6,81	5,35	8,99	459,40	8,45	54,39	8,55	1,07	71,0
galleria pendenza 4 per mille	6400,00	-3,46	6,71	3,25	7,01	459,40	8,59	53,49	8,65	1,10	71,0
fine galleria pendenza 4 per mille	6875,00	-5,36	6,53	1,17	5,16	459,40	8,85	51,91	8,79	1,16	69,0
galleria policentrica pendenza 5.3 per mille	6923,00	-5,61	6,55	0,94	4,90	459,40	8,81	52,12	8,77	1,15	69,0
sezione comune con Ferregiano	6943,00	-5,96	6,81	0,85	4,89	520,40	8,90	58,44	9,34	1,14	71,0
sbocco a mare	6978,00	-6,07	6,84	0,77	4,89	520,40	8,99	57,86	8,53	1,10	72,0
sbocco a mare	7028,00	-6,19	6,69	0,50	4,89	520,40	9,28	56,10	8,66	1,16	71,0

Tabella 17 - Profilo idrodinamico nella galleria principale e nel tratto di sbocco a mare

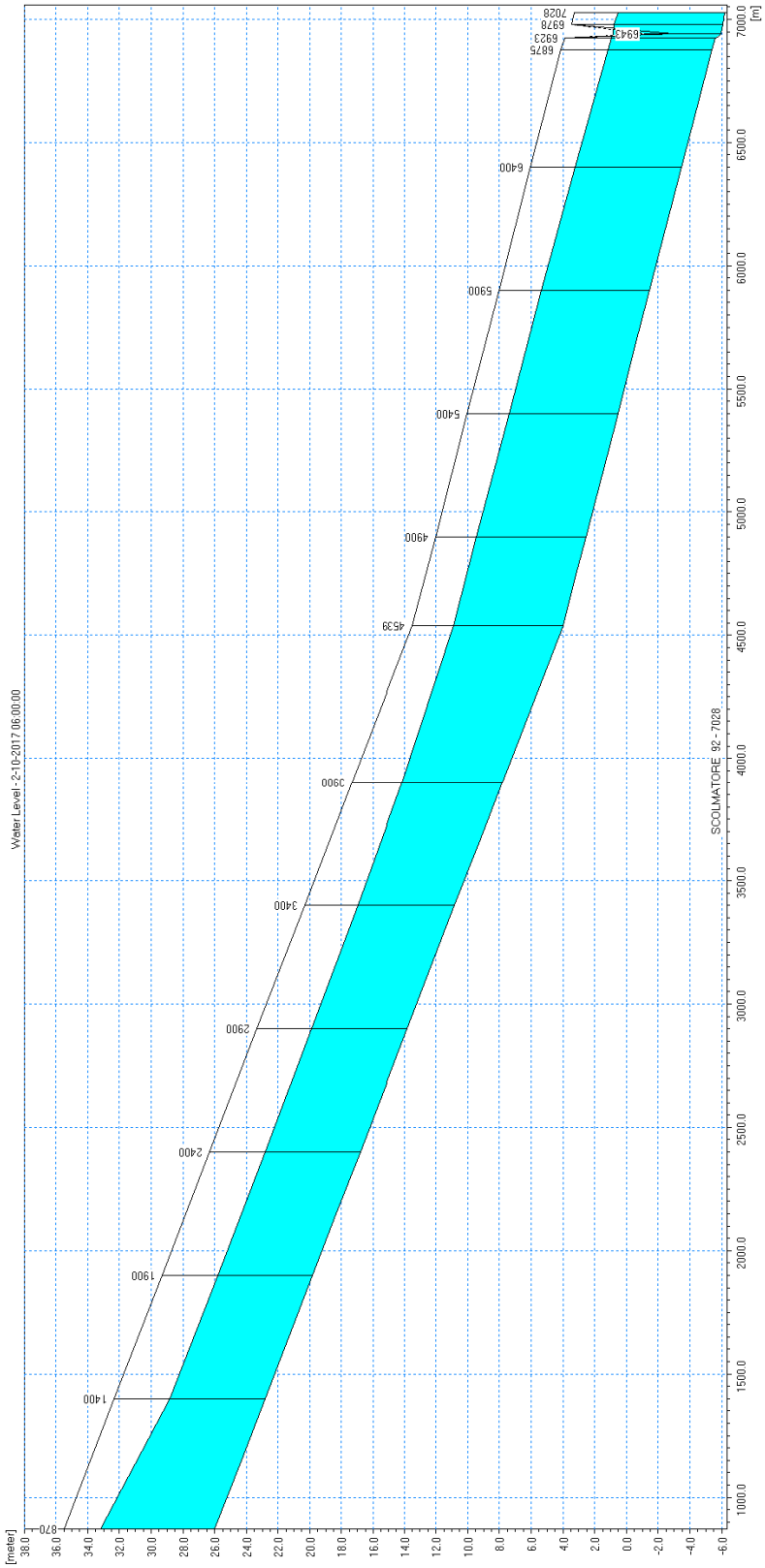


Figura 8-15 - Profilo di corrente nella galleria principale e nel tratto di sbocco a mare

Il deflusso della portata di progetto avviene in condizioni di corrente veloce, analogamente a quanto previsto nelle precedenti fasi progettuali (numero di Froude pari a circa 1,35 nel tratto di monte e 1,25 in quello di valle, con valori più vicini all'altezza critica – 1,05÷1,10 – nel tratto di cambio pendenza).

La portata di progetto transita all'interno della galleria principale generando riempimenti compresi tra valori di 63% e 73% (75% nella sola sezione di imbocco, in cui si ha un passaggio per l'altezza critica). I valori maggiori si individuano in corrispondenza del cambio di pendenza, dove si genera un profilo di corrente veloce rallentata nel transito tra le due condizioni di moto sostanzialmente uniforme.

La corrente è caratterizzata da velocità comprese tra 8,0 e 9,8 m/s, mentre le altezze d'acqua sono variabili tra circa 6,0 e circa 6,9 m (con picco di 7,2 m circa nella sola sezione di imbocco).

Dai risultati del modello la galleria non risulterebbe interessata nelle condizioni di progetto da moti in pressione nel tratto terminale prossimo allo sbocco in mare, dove il grado di riempimento si mantiene sostanzialmente pari a quello dei tratti a monte. La dimensione della galleria risulterebbe infatti idonea allo smaltimento dell'intera portata di riferimento di 520 m^3/s (Bisagno + Fereggiano) con adeguato franco.

Tuttavia, l'immissione trasversale (con inclinazione di circa 30°) della portata del rio Fereggiano provoca un rilevante effetto di disturbo al deflusso della corrente, con notevole innalzamento dei livelli e induzione di condizioni di moto in pressione. Tale comportamento è descritto in dettaglio nel capitolo 8.5.

Si nota come il valore di riferimento assunto per la quota di mare (0,50 m s.m., cfr. relazione idrologica) anche in assenza di deflusso entro lo scolmatore comporterebbe la parziale sommersione di un tratto di galleria di estensione pari a circa 1630 m a partire dalla sezione di sbocco.

8.4 Valutazione del sovralzo massimo in curva

L'analisi del sovralzo in curva atteso è stata condotta per individuare il minimo raggio di curvatura accettabile per l'impostazione del tracciato delle gallerie.

In particolare il raggio minimo di curvatura è stato valutato considerando di generare fenomeni massimi di sovralzo in curva compresi tra 0,30 m e 0,40 m (con valori in ogni caso non superiori al 15% del franco idraulico in chiave della sezione considerata; generalmente essi risultano non superiori al 10% di tale franco).

Il calcolo teorico del sovralzo in curva è stato effettuato in primo luogo in accordo con quanto riportato nella Relazione Idraulica del PD2007, dalla quale si riporta (in *corsivo*) quanto segue.

"È noto che, poiché in una corrente supercritica le perturbazioni non possono propagarsi a monte della posizione ove sono state generate, l'effetto di un cambiamento di direzione del flusso genera una serie di perturbazioni di altezza finita che prendono avvio dal punto dove è iniziata la deviazione angolare del flusso stesso.

Nel caso in esame, avendo un moto confinato su due lati, il flusso in galleria, in corrispondenza delle deviazioni planimetriche, verrà interessato da una serie di fronti d'onda stazionari che si intersecano tra loro e che generano una variazione del tirante d'acqua incrementando e diminuendo il valore di una quantità definita e pari a Δy/2, come evidenziato nella Fig. 3.3.

L'incremento del tirante d'acqua, valutato come differenza tra il valore massimo (y + 0.5Δy) ed il valore minimo (y - 0.5Δy), è dato dalla seguente formulazione:

$$\Delta y = \frac{2v^2 B}{g r_m}$$

dove si intende:

v velocità della corrente (m/s)
B larghezza del canale (m)
g accelerazione di gravità (m/s2)
rm raggio di curvatura (m)

Tale formulazione, che è stata determinata per una sezione rettangolare, è valida con buona approssimazione anche per la sezione circolare.

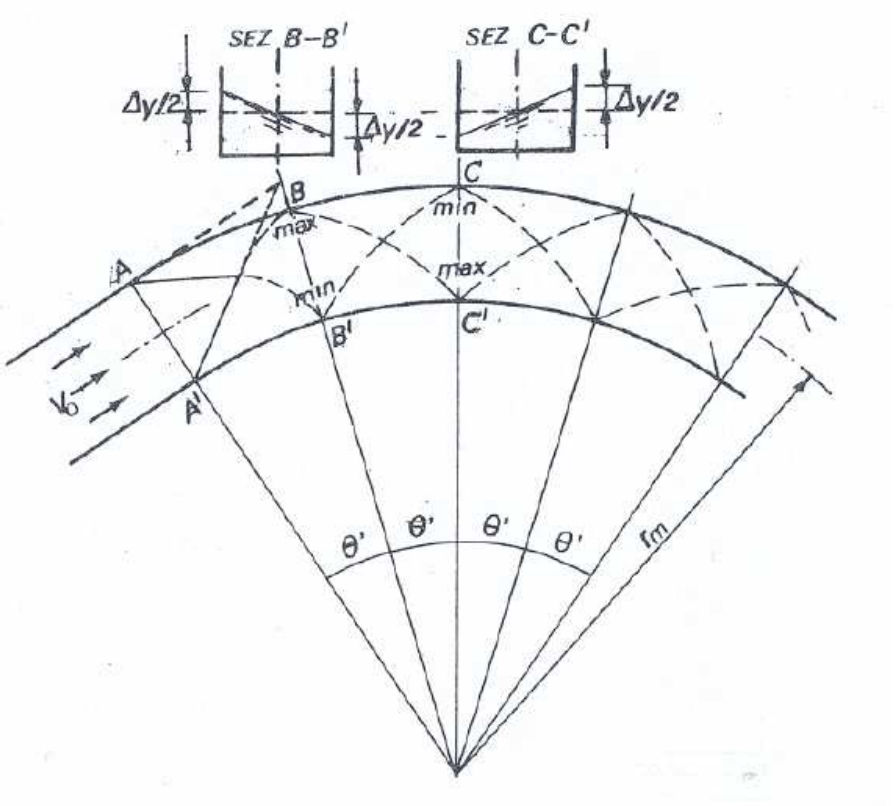


Fig. 3.3 - Sopralzo in curva nelle variazioni planimetriche delle correnti supercritiche (Da: Ghetti: Idraulica)"

"Come confermato da esperimenti (A.T. Ippen e R.T. Knapp, 1949), la sopraelevazione in un canale curvo percorso a moto supercritico è doppia di quella che si può desumere per il moto subcritico" (fonte: Ghetti, Idraulica).

Per quanto concerne le correnti lente è infatti possibile fare riferimento alla formula di Grashof (da: Ghetti, Idraulica):

$$\Delta y = \frac{v^2}{g} \cdot \ln\left(\frac{r_e}{r_i}\right)$$

che deriva dall'integrazione dell'equazione di Eulero. Introducendo in quest'ultima il raggio medio r_m nella larghezza B della curva si ottiene (da: Ghetti, Idraulica):

$$\Delta y = \frac{v^2 B}{g r_m}$$

La Figura 8-16 mostra lo schema teorico di riferimento per il sovralzo in curva di correnti lente.

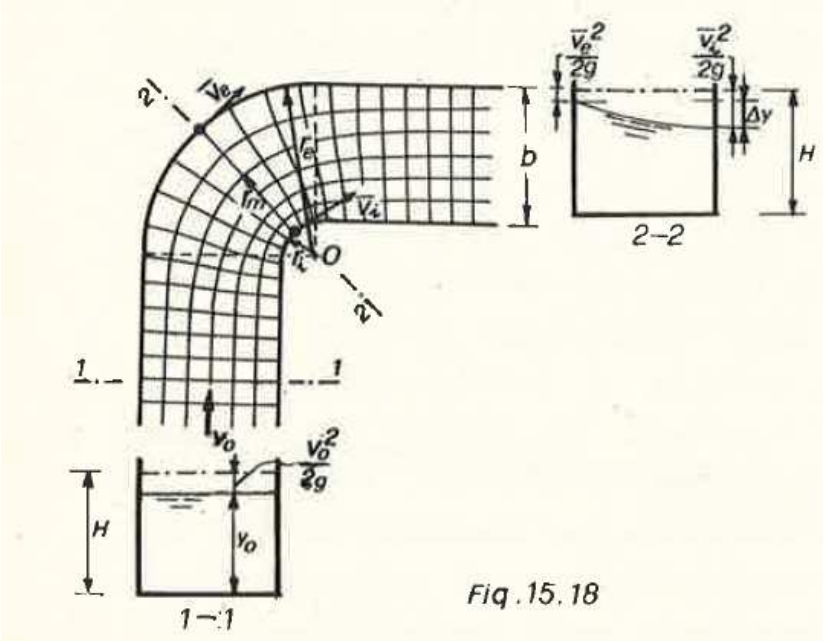


Figura 8-16 - Sopralzo in curva nelle variazioni planimetriche delle correnti lente (Da: Ghetti: Idraulica).

Il sopralzo in curva determina una locale riduzione del franco idraulico rispetto alla corrispondente condizione di moto in tratto rettilineo. Come riportato nella "Analisi modellistica per la definizione del franco idraulico da utilizzare nella progettazione, realizzazione e manutenzione delle infrastrutture a rete o puntuali[1]", "*nei tratti in curva, per l'effetto del cambiamento di direzione, il franco aggiuntivo rispetto al valore normalmente utilizzato per i tratti rettilinei*" è calcolabile con la relazione di Grashof (riscritta in funzione del raggio di curvatura medio r_m, come sopra riportato) nonché con la formulazione di Benini[2], che "*riporta una relazione simile nella forma:*

$$\Delta h = 2.3 \cdot \frac{v^2}{g} \cdot \left(\log r_2 - \log r_1\right)$$

essendo r_1 ed r_2 i raggi di curvatura della sponda interna e di quella esterna."

[1] Fonte: "Accordo di collaborazione scientifica tra il Dipartimento di Ingegneria del Territorio e dell'Università degli Studi di Cagliari e la Direzione generale Agenzia Regionale del distretto idrografico della Sardegna – Analisi modellistica per la definizione del franco idraulico da utilizzare nella progettazione, realizzazione e manutenzione delle infrastrutture a rete o puntuali – Art. 21 comma 1 e comma 2 lettera d. delle Norme di Attuazione del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Regione Autonoma della Sardegna – Relazione Finale", http://www.regione.sardegna.it.

[2] Benini G. - Sistemazioni idraulico-forestali. Utet (1990)

Le formule sopra descritte sono state utilizzate nelle fasi preliminari della progettazione per definire il minimo raggio di curvatura utilizzabile, secondo i criteri già enunciati.

I dati di riferimento considerati sono i seguenti:

- per il tratto a sezione policentrica (tratto in scavo tradizionale a monte del camerone):
  - portata pari a 451 m^3/s;
  - pendenza pari al 2,5‰;
  - scabrezza pari a 65 $m^{1/3}/s$;
- per il tratto a sezione circolare (tratto in scavo meccanizzato a valle del camerone):
  - portata pari a 460 m^3/s (comprensiva del contributo del fosso Sciorba);
  - pendenza pari al 6,17‰ (primo tratto) e al 4‰ (secondo tratto);
  - scabrezza pari a 65 $m^{1/3}/s$.

Nelle fasi preliminari della progettazione sono state applicate le equazioni di moto uniforme per calcolare i parametri idraulici attesi al deflusso della portata di progetto. I valori ottenuti sono assai prossimi a quelli calcolati considerando i valori effettivi dei parametri idraulici per la sezione corrente dei vari tratti di galleria.

Si evidenzia come il moto nella galleria di adduzione (sezione policentrica) sia a corrente lenta, mentre nei tratti di galleria principale (sezione circolare) la corrente sia veloce, e in prossimità del cambio di pendenza più vicina alla critica. Anche per quest'ultimo tratto è stato cautelativamente fatto riferimento alla formulazione relativa alle correnti supercritiche.

Nel seguito si riportano i risultati relativi alla galleria di adduzione (Tabella 18) e ai due tratti di galleria principale (Tabella 19 – tratto a pendenza pari al 6,17‰ - e Tabella 20 – tratto a pendenza 4‰).

r_1 [m]	r_2 [m]	r_m [m]	B [m]	v [m/s]	Δy [m]	Δh [m]
144,8	155,2	150,0	9,78	6,89	0,32	0,34
194,8	205,2	200,0			0,24	0,25
244,8	255,2	250,0			0,19	0,20
294,8	305,2	300,0			0,16	0,17
394,8	405,2	400,0			0,12	0,13
494,8	505,2	500,0			0,09	0,10

Tabella 18 – Calcolo del sopralzo in curva per la galleria di adduzione.

r_1 [m]	r_2 [m]	r_m [m]	B [m]	v [m/s]	Δy/2 [m]	Δh [m]
145,25	154,75	150,0	9,20	9,87	0,61	0,63
195,25	204,75	200,0			0,46	0,47
245,25	254,75	250,0			0,37	0,38
295,25	304,75	300,0			0,30	0,31
395,25	404,75	400,0			0,23	0,24
495,25	504,75	500,0			0,18	0,19
595,25	604,75	600,0			0,15	0,16
695,25	704,75	700,0			0,13	0,13

Tabella 19 – Calcolo del sopralzo in curva per il tratto di galleria principale con pendenza pari al 6,17‰.

r_1 [m]	r_2 [m]	r_m [m]	B [m]	v [m/s]	Δy/2 [m]	Δh [m]
145,25	154,75	150,0	8,41	8,27	0,39	0,44
195,25	204,75	200,0			0,29	0,33
245,25	254,75	250,0			0,23	0,26
295,25	304,75	300,0			0,20	0,22
395,25	404,75	400,0			0,15	0,17
495,25	504,75	500,0			0,12	0,13
595,25	604,75	600,0			0,10	0,11
695,25	704,75	700,0			0,08	0,09

Tabella 20 - Calcolo del sopralzo in curva per il tratto di galleria principale con pendenza pari al 4‰.

Il minimo raggio di curvatura è quindi definibile (con il criterio di verificare sovralzi cautelativamente non superiori a 30 cm) pari a 250 m per la galleria circolare nel tratto a pendenza inferiore, 300 m per la medesima galleria nel tratto a pendenza maggiore e 200 m per la galleria di adduzione a bassa pendenza longitudinale.

Nel tracciato di progetto il minimo raggio adottato nella galleria di adduzione risulta pari a r_m = 200 m; nel tratto di monte della galleria principale r_m=600 m e nel tratto di valle della medesima galleria r_m = 300 m.

Solo nel tratto terminale, poco a monte della confluenza con il canale scolmatore proveniente dal Fereggiano, al fine di consentire il collegamento con le opere di sbocco a mare in fase di realizzazione è stato adottato un raggio di curvatura inferiore e pari a 200 m. In tale tratto la sezione della galleria verrà realizzata in scavo tradizionale e, pertanto, risulterà di forma policentrica con diametro pari a 9,5 m. In funzione della velocità e della larghezza di pelo libero generati dal deflusso della portata di progetto il sovralzo atteso sarà pari a circa 40 cm, valore ritenuto accettabile sulla base dei criteri esposti nel capitolo 2.2.

Per la galleria di adduzione è stato possibile stimare l'entità del sovralzo effettivo mediante la simulazione di progetto condotta con il modello numerico bidimensionale, suffragata in seguito mediante modellistica fisica (v. capitolo 8.1).

La Figura 8-17 mostra una mappa dei livelli idrici in prossimità della curva di tale galleria e un profilo trasversale dei livelli su una sezione a centro curva (visto da monte verso valle). L'andamento effettivo riscontrato nella sezione di massimo sopralzo nel modello fisico è rappresentato in Figura 8-18.

Si osserva innanzitutto una buona congruenza tra gli andamenti di tali profili e quello rappresentato in Figura 8-16. L'entità del sovralzo restituito dai modelli risulta inferiore a quella teorica attesa, ma senz'altro confrontabile al netto del grado di incertezza modellistica (circa 20-22 cm anziché 25 cm).

Il confronto conferma quindi la validità delle formulazioni considerate per l'analisi del sovralzo, oltre che una buona affidabilità del modello nella rappresentazione dei flussi trasversali in galleria.

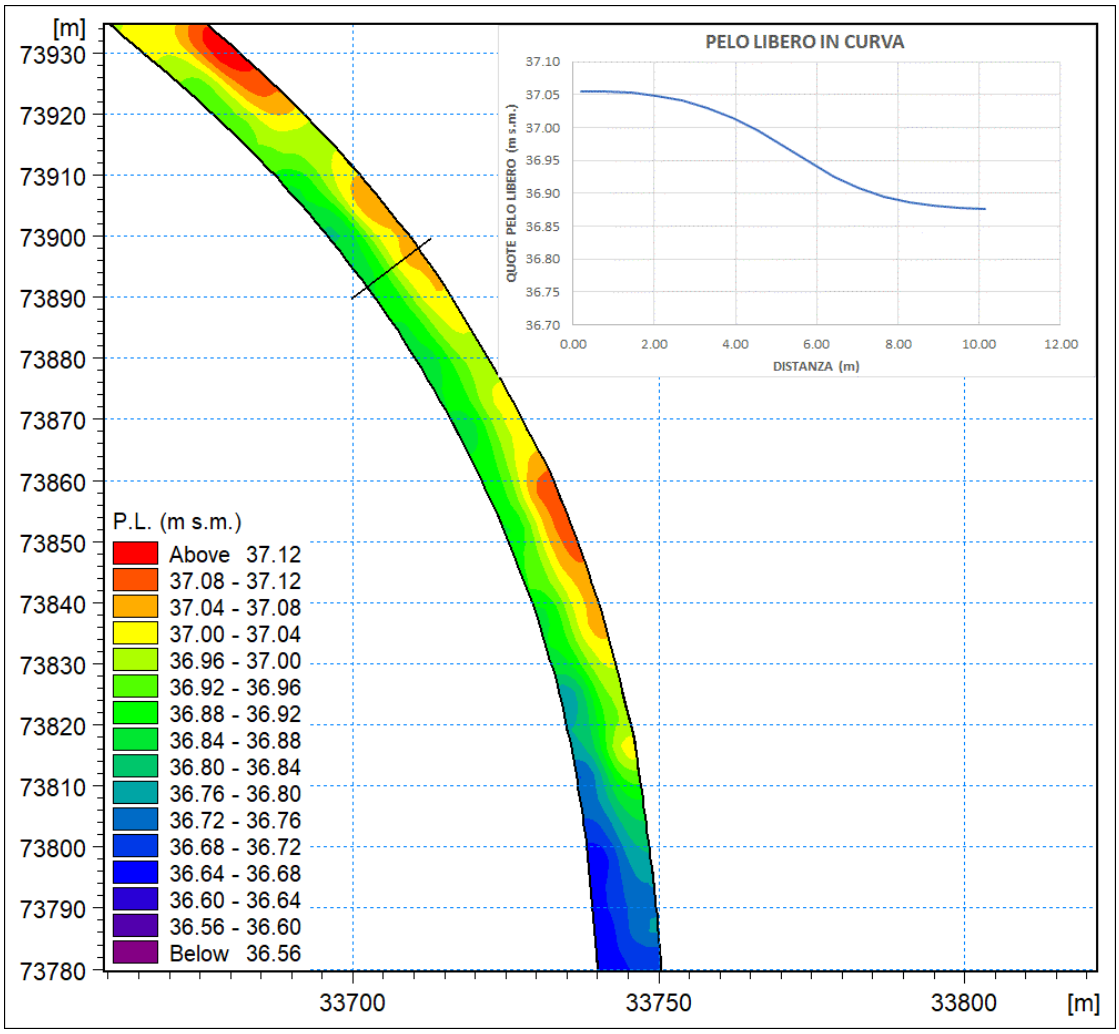


Figura 8-17 - Sovralzo in curva nella galleria di adduzione osservato nel modello 2D. Il profilo trasversale sulla sezione è visto da monte verso valle.



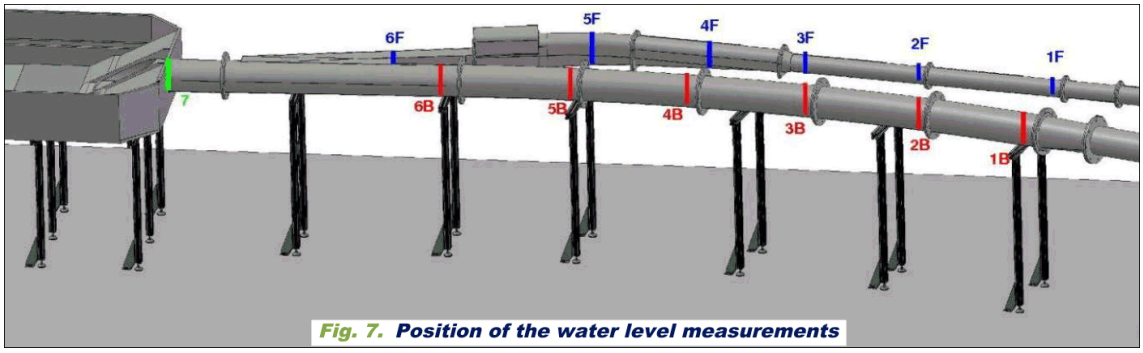
Figura 8-18 – Portata di progetto, modello fisico: sezione trasversale in asse alla luce di centro curva (L5), ove si ha il massimo dislivello tra il pelo libero in sponda destra e in sponda sinistra.

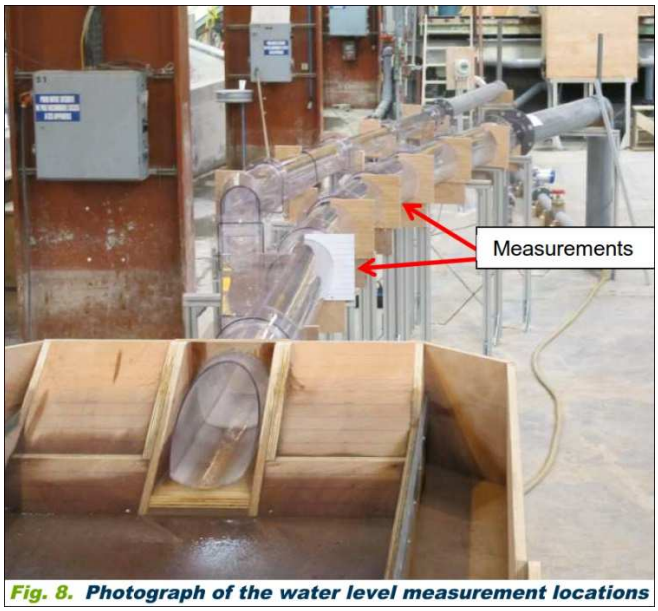
8.5 Opera di sbocco

Per l'analisi di dettaglio del comportamento idrodinamico dell'opera di sbocco a mare è stato allestito un modello numerico bidimensionale, come descritto nel capitolo 4.3.

Questo nodo idraulico, che non è incluso nel presente progetto bensì fa parte del Lotto I (scolmatore Fereggiano) attualmente in fase di realizzazione, era stato già indagato nell'ambito di quest'ultimo progetto mediante modello fisico[3] (rif. elab. PD1I.RI.05 del progetto citato), pur con portate differenti da quelle oggetto della presente analisi. Lo schema di tale modello è rappresentato in Figura 8-19, in cui si individuano le sezioni di misura sui due rami Bisagno e Fereggiano.

In relazione ai risultati disponibili, è stata condotta una simulazione di taratura con il modello numerico 2D finalizzata alla calibrazione per confronto con l'idrodinamica osservata nel modello fisico, per miglior garanzia di rappresentatività dei risultati presentati nel seguito.





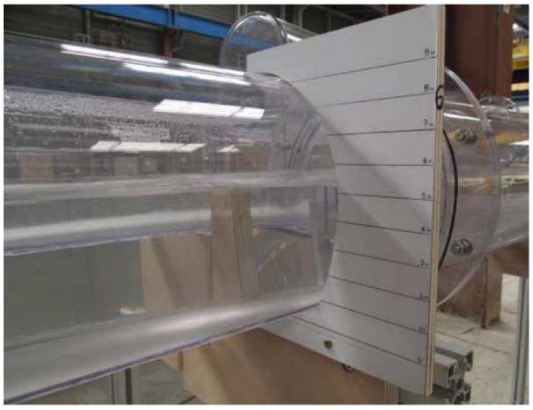


Figura 8-19 – Schema e foto del modello fisico con indicazione delle sezioni di controllo dei livelli.

[3] Regione Liguria, Provincia di Genova, Comune di Genova – Opera di confluenza tra scolmatore Fereggiano e scolmatore Bisagno. Modello Fisico. HYDRAULIC MODEL TESTS REPORT – ARTELIA, Maggio 2014. PD1I.RI.05.

In particolare, con il modello numerico 2D dell'opera di sbocco in mare sono state condotte le simulazioni dei seguenti scenari:

- **SIM-417-0**: evento di taratura per confronto con risultati del modello fisico: portata in ingresso nella galleria Bisagno pari a 417 m^3/s e portata nulla nella galleria Fereggiano;
- **SIM-460-0**: evento con portata duecentennale nella galleria Bisagno pari a 460 m^3/s e portata nulla nella galleria Fereggiano;
- **SIM-460-60**: evento con portata duecentennale nella galleria Bisagno pari a 460 m^3/s e contributo di portata nella galleria Fereggiano pari a 60 m^3/s come da assunzioni del presente progetto, in modo da ottenere allo sbocco in mare un totale di 520 m^3/s;
- **SIM-520-0**: evento con la portata di 520 m^3/s considerata interamente defluente nella galleria Bisagno (portata nulla in Fereggiano); tale condizione è affine a quella rappresentata con il modello monodimensionale ed è finalizzata a evidenziare le differenze dovute al solo effetto di perdita di carico per l'immissione trasversale, rispetto alla simulazione precedente.
- **SIM-460-136**: evento di massima gravosità con portata duecentennale in Bisagno pari a 460 m^3/s e concomitante portata duecentennale in Fereggiano pari a 136 m^3/s (perfetta contemporaneità di tutti i massimi apporti), per una portata complessiva di 596 m^3/s.
- **SIM-596-0**: evento con la portata massima di 596 m^3/s considerata interamente defluente nella galleria Bisagno (portata nulla in Fereggiano), in analogia a quanto sopra descritto.

Nella Figura 8-20 sono riportati i risultati della simulazione di taratura SIM-417-0, relativi alle distribuzioni delle quote di pelo libero ("Surface elevation"), delle altezze idriche ("Total water depth") e delle velocità di flusso ("Current speed") sull'intera estensione del modello.

Tali risultati risultano del tutto confrontabili con quelli ottenuti con modello fisico nell'ambito del progetto esecutivo approvato dello scolmatore Fereggiano: ad esempio in corrispondenza della sezione 6B del modello fisico (vedi Figura 8-19) l'altezza idrica misurata è pari a 5,75 m mentre quella calcolata nel modello numerico è pari a 5,80 m.

Si nota, come anche nelle simulazioni descritte di seguito, la presenza di un contenuto risalto ondulato in corrispondenza dell'intersezione tra le gallerie e un successivo risalto in corrispondenza dello sbocco, con innalzamento di livello superiore a 2 m.

Nella Figura 8-21 sono rappresentate le analoghe distribuzioni dei risultati ottenuti con la simulazione SIM-460-0, mentre nella Figura 8-22 sono riportate quelle relative alla simulazione SIM-520-0: a parità di portata nulla nel Fereggiano, all'aumentare della portata nel Bisagno si incrementano in maniera circa proporzionale i livelli e le velocità nel collettore di scarico, ma le condizioni di moto in galleria rimangono sempre a pelo libero.

Per la simulazione SIM-520-0 si riscontra una buona congruenza con i risultati del modello monodimensionale (v. capitolo 8.3): in corrispondenza delle arcate di Corso Italia i livelli nel modello 2D risultano pari a circa 1,1 m s.m., mentre nel modello 1D assumono un valore intermedio tra 0,94 e 1,17 m s.m. (valori delle sezioni a monte e a valle). Poco a monte dello sbocco a mare l'altezza d'acqua in centro sezione del modello 2D è pari a 6,67 m, a fronte di 6,69 m da modello 1D (sostanzialmente pari al livello imposto a mare).

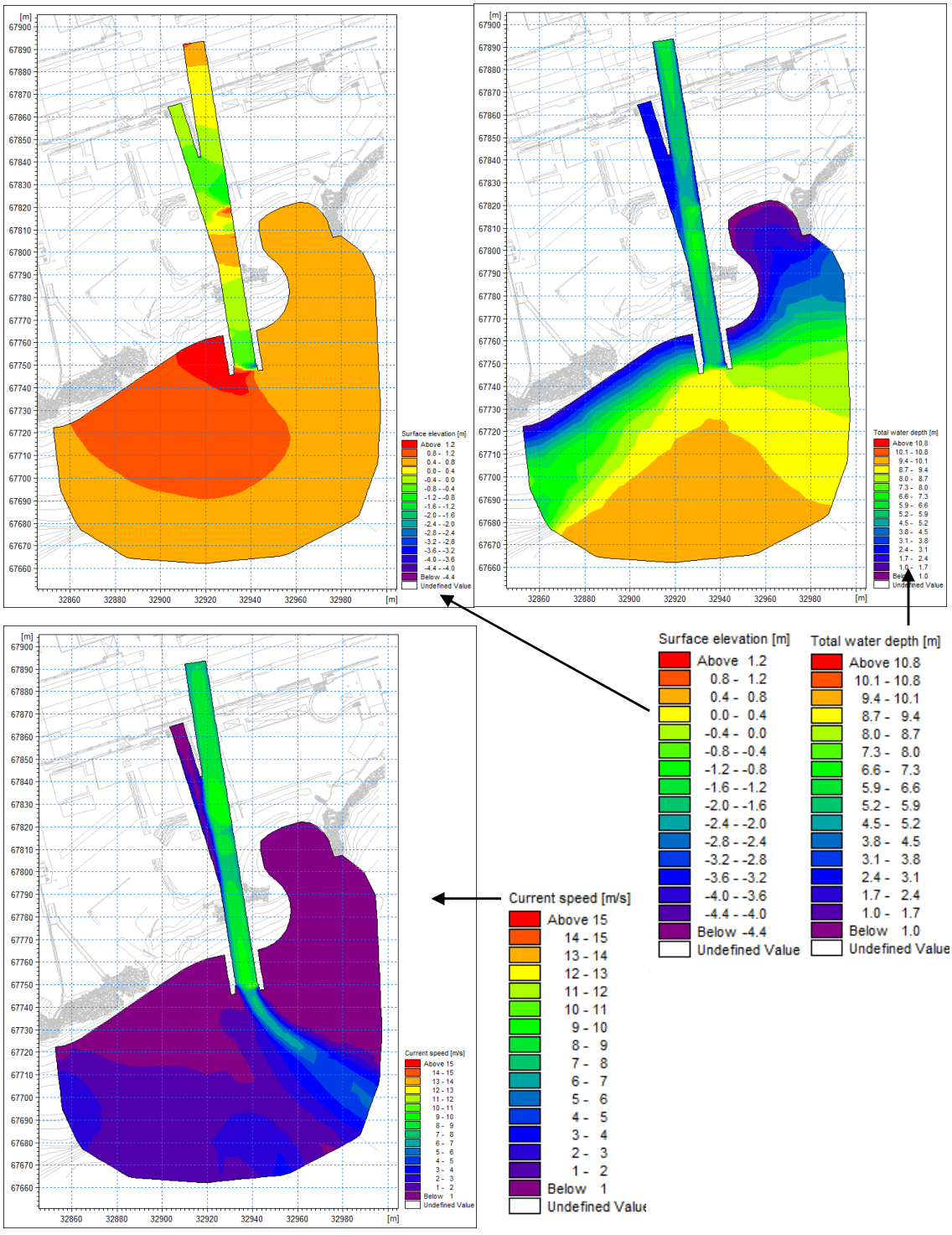


Figura 8-20 – Simulazione SIM-417-0: distribuzione delle quote di pelo libero, altezze idriche e velocità di flusso.

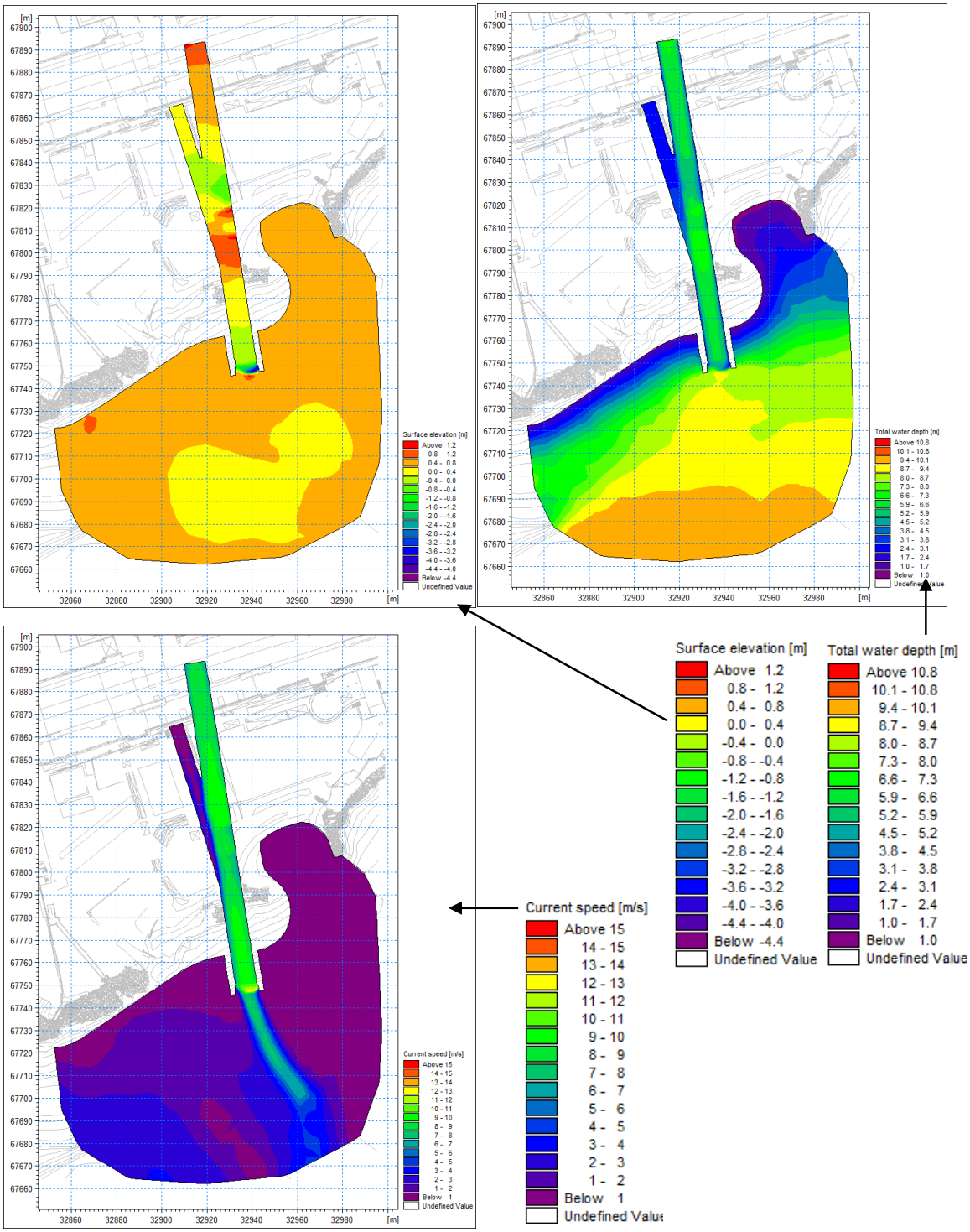


Figura 8-21 – Simulazione SIM-460-0: distribuzione delle quote di pelo libero, altezze idriche e velocità di flusso.

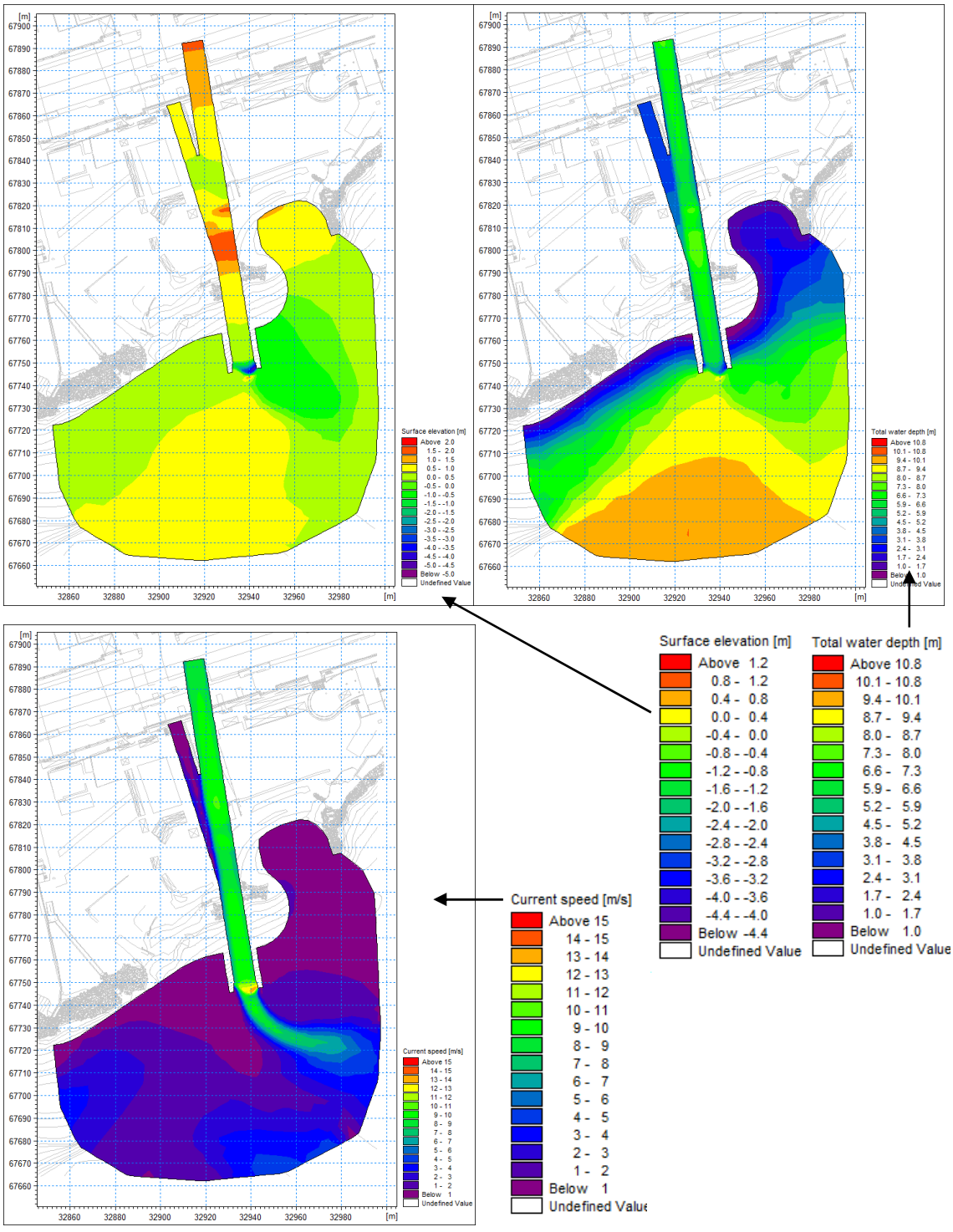


Figura 8-22 – Simulazione SIM-520-0: distribuzione delle quote di pelo libero, altezze idriche e velocità di flusso.

Nella Figura 8-23 è rappresentato, per la simulazione SIM-520-0, un ingrandimento nella zona di confluenza delle distribuzioni delle quote di pelo libero, delle altezze idriche e delle velocità di flusso: per i primi due parametri le figure riportano le curve isovalore quotate, mentre nel caso delle velocità viene evidenziato il campo dei vettori di flusso. Quest'ultima rappresentazione evidenzia la formazione di un vortice all'interno dell'ultimo tratto di Fereggiano caratterizzato da portata nulla in ingresso.

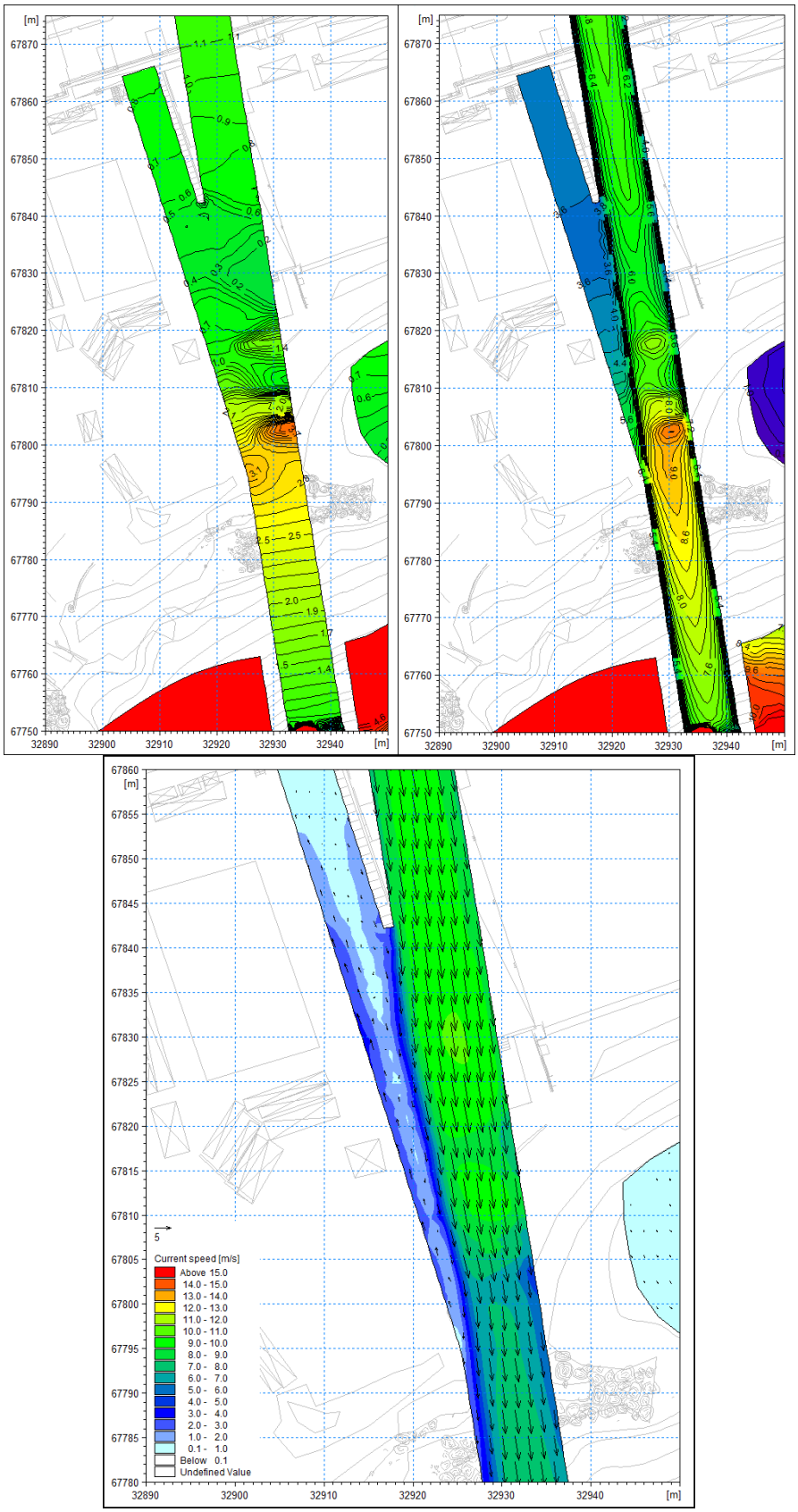


Figura 8-23 – Simulazione SIM-520-0: ingrandimento nella zona di confluenza delle distribuzioni delle quote di pelo libero, altezze idriche e velocità di flusso.

L'espansione laterale della corrente dovuta all'allargamento della sezione all'intersezione tra le due gallerie provoca la formazione di un risalto ondulato, congruente con il numero di Froude della corrente poco superiore a 1, ben descritto dal modello 2D (cfr. Figura 8-29).

Tale risalto produce un sovralzo massimo del pelo libero fino a un'altezza d'acqua di circa 7,82 m, corrispondente a circa l'82% di riempimento.

Al netto di questo effetto locale, considerando il flusso complessivo come rettilineo, il modello 2D confermerebbe quindi i risultati del modello 1D, mostrando un'adeguata funzionalità della galleria per lo smaltimento della portata di progetto.

Anche considerando con lo stesso criterio la portata massimamente gravosa di perfetta contemporaneità di tutti i colmi di piena (596 m^3/s, Figura 8-24), il livello idrico entro il tratto terminale risulterebbe ancora a pelo libero, con riempimento di circa il 79% allo sbocco dell'attraversamento di Corso Italia (7,52 m, 1,7 m s.m.) e circa dell'89% in corrispondenza della massima oscillazione di risalto (2,4 m s.m., circa 8,5 m d'acqua, al termine della confluenza tra i due rami).

Considerando invece l'effetto dovuto all'inclinazione di circa 30° dell'immissione della portata dallo scolmatore Fereggiano, si riscontra un comportamento idrodinamico del tratto notevolmente differente.

Nella Figura 8-25 sono riportati i risultati della simulazione SIM-460-60 per l'intera estensione del modello, mentre nella Figura 8-26 sono rappresentati gli ingrandimenti in corrispondenza del tratto di confluenza. Tali risultati sono da confrontare con la simulazione omologa SIM-520-0 già descritta.

Sono inoltre rappresentati nella Figura 8-27 i risultati della simulazione SIM-460-136 per l'intera estensione del modello e nella Figura 8-28 gli ingrandimenti in corrispondenza del tratto di confluenza. Tali risultati sono da confrontare con la simulazione omologa SIM-596-0.

La perdita di carico dovuta all'immissione laterale dello scolmatore Fereggiano determina nelle condizioni di deflusso dello scolmatore Bisagno un sovralzo dei livelli e un effetto di rigurgito che si propaga verso monte in entrambi i rami. Il sovralzo è tale che con la portata in Fereggiano di 60 m^3/s il deflusso in galleria è circa senza franco, e quindi prossimo al moto in pressione, mentre con la portata di 136 m^3/s il moto è totalmente in pressione. Tale comportamento è confermato anche dalle prove effettuate con il modello fisico precedentemente citato, nel caso delle seguenti combinazioni di portate "$Q_{Bisagno}$-$Q_{Fereggiano}$": 417-87, 417-136, 417-160.

Tale effetto non è eliminabile nel presente progetto in quanto l'elemento di disturbo è costituito dalla geometria vincolata dell'opera di sbocco, parte di un altro Lotto e attualmente già in fase di realizzazione. Si evidenzia peraltro come la presenza di un tratto in pressione non pregiudichi in alcun modo la capacità di corretto smaltimento a mare della portata in arrivo da monte.

Si è comunque provveduto, per limitare il più possibile l'estensione del tratto interessato da condizioni di deflusso in pressione, a modificare l'altezza della sezione policentrica a valle dell'attraversamento di Corso Italia (dove invece le strutture esistenti vincolano le dimensioni della galleria alla geometria adottata) per ottenere un franco minimo in chiave di 0,5 m, fornendo indicazioni alla D.L. del cantiere dello scolmatore Fereggiano in modo che tale indicazioni potessero essere recepite anche nel tratto terminale, con una variante in corso d'opera.

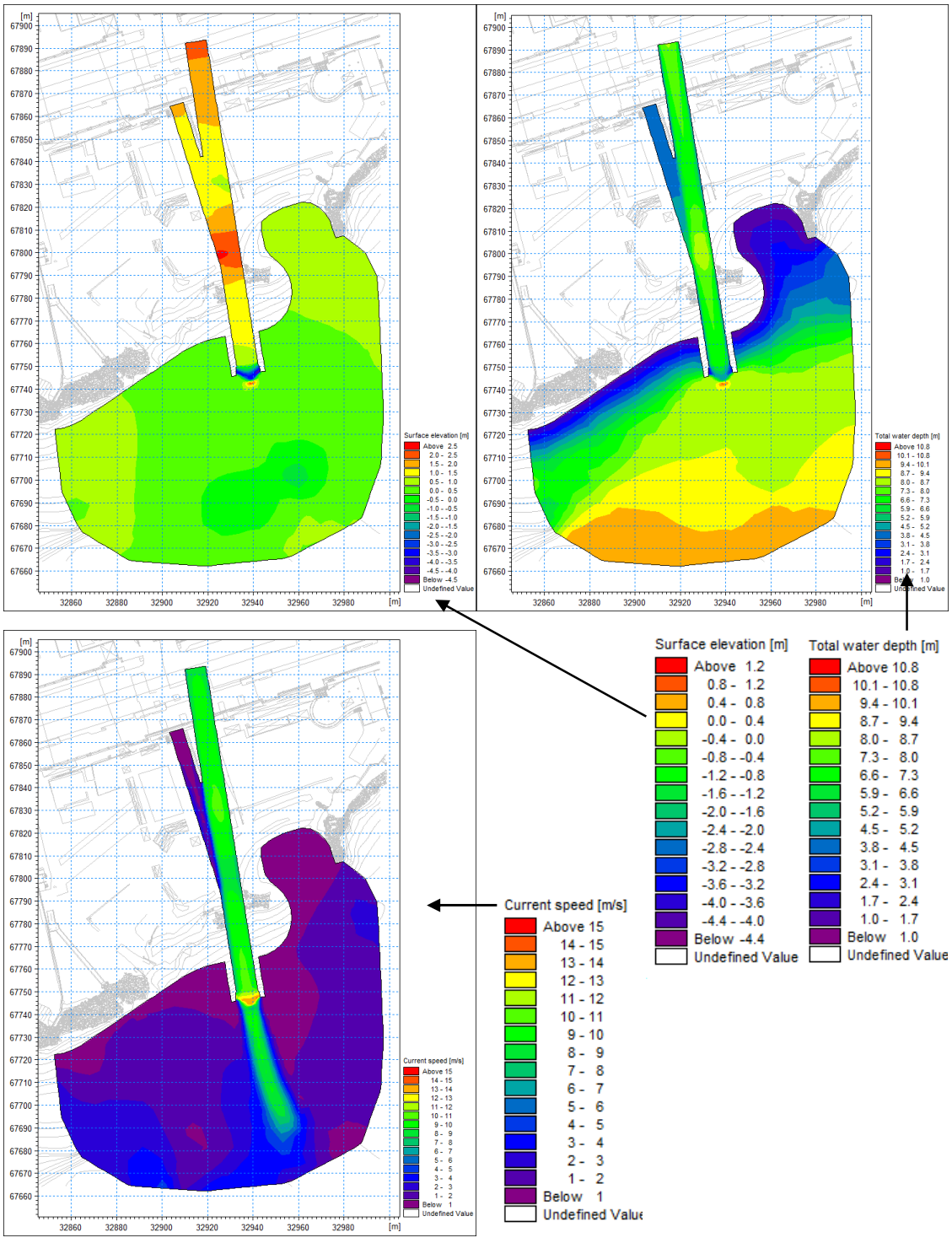


Figura 8-24 – Simulazione SIM-569-0: distribuzione delle quote di pelo libero, altezze idriche e velocità di flusso.

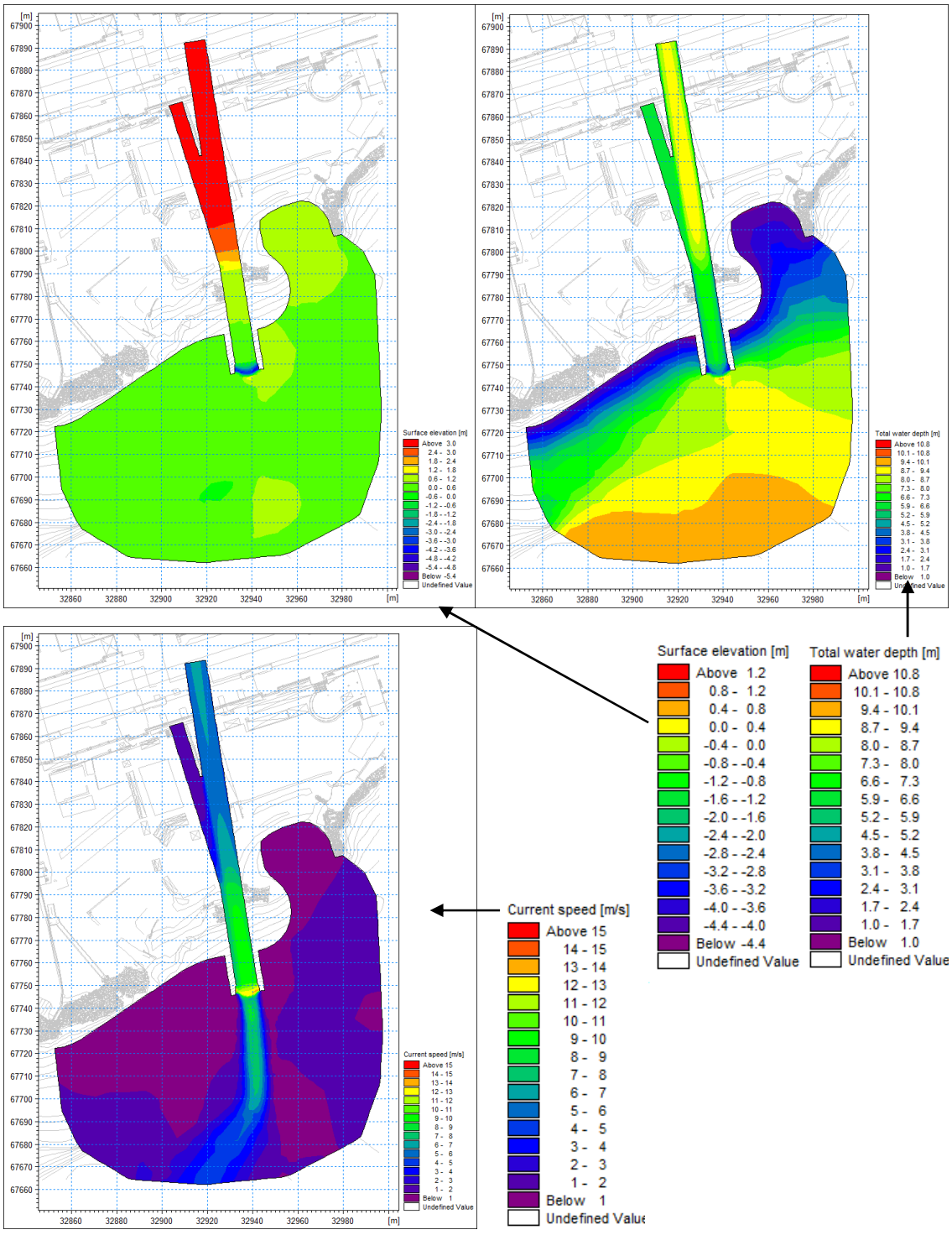


Figura 8-25 – Simulazione SIM-460-60: distribuzione delle quote di pelo libero, altezze idriche e velocità di flusso.

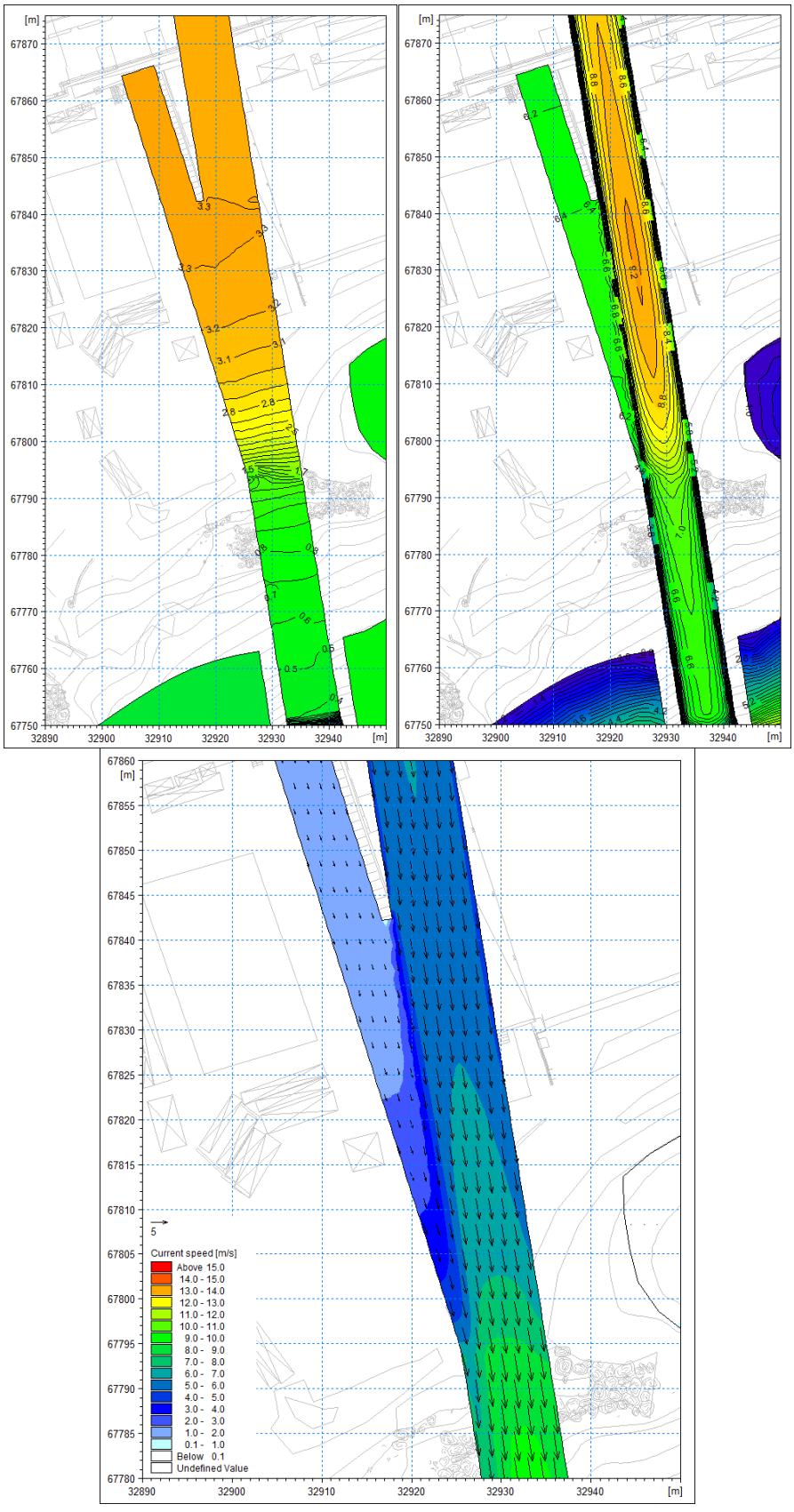


Figura 8-26 – Simulazione SIM-460-60: ingrandimento nella zona di confluenza delle distribuzioni delle quote di pelo libero, altezze idriche e velocità di flusso.

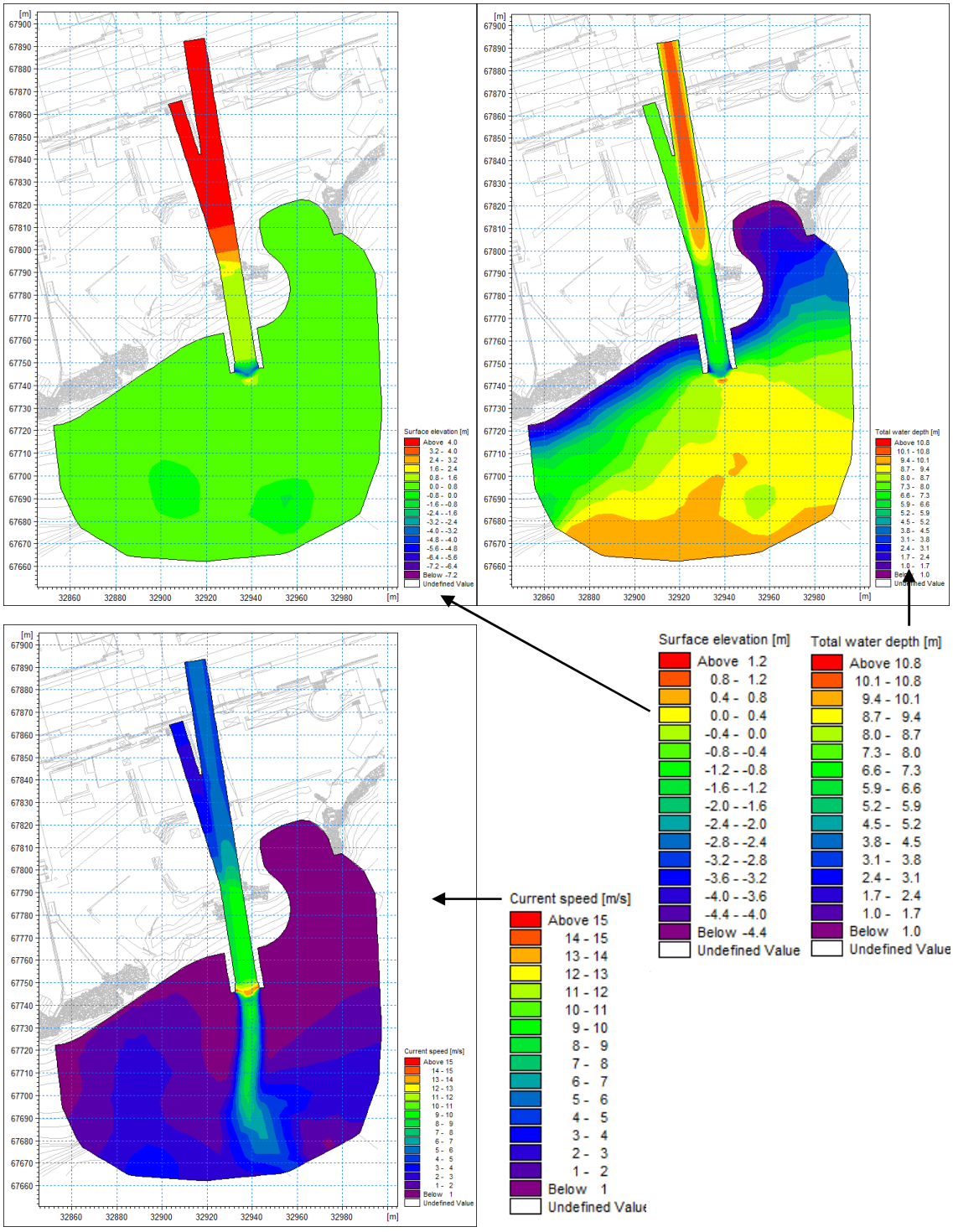


Figura 8-27 – Simulazione SIM-460-136: distribuzione delle quote di pelo libero, altezze idriche e velocità di flusso.

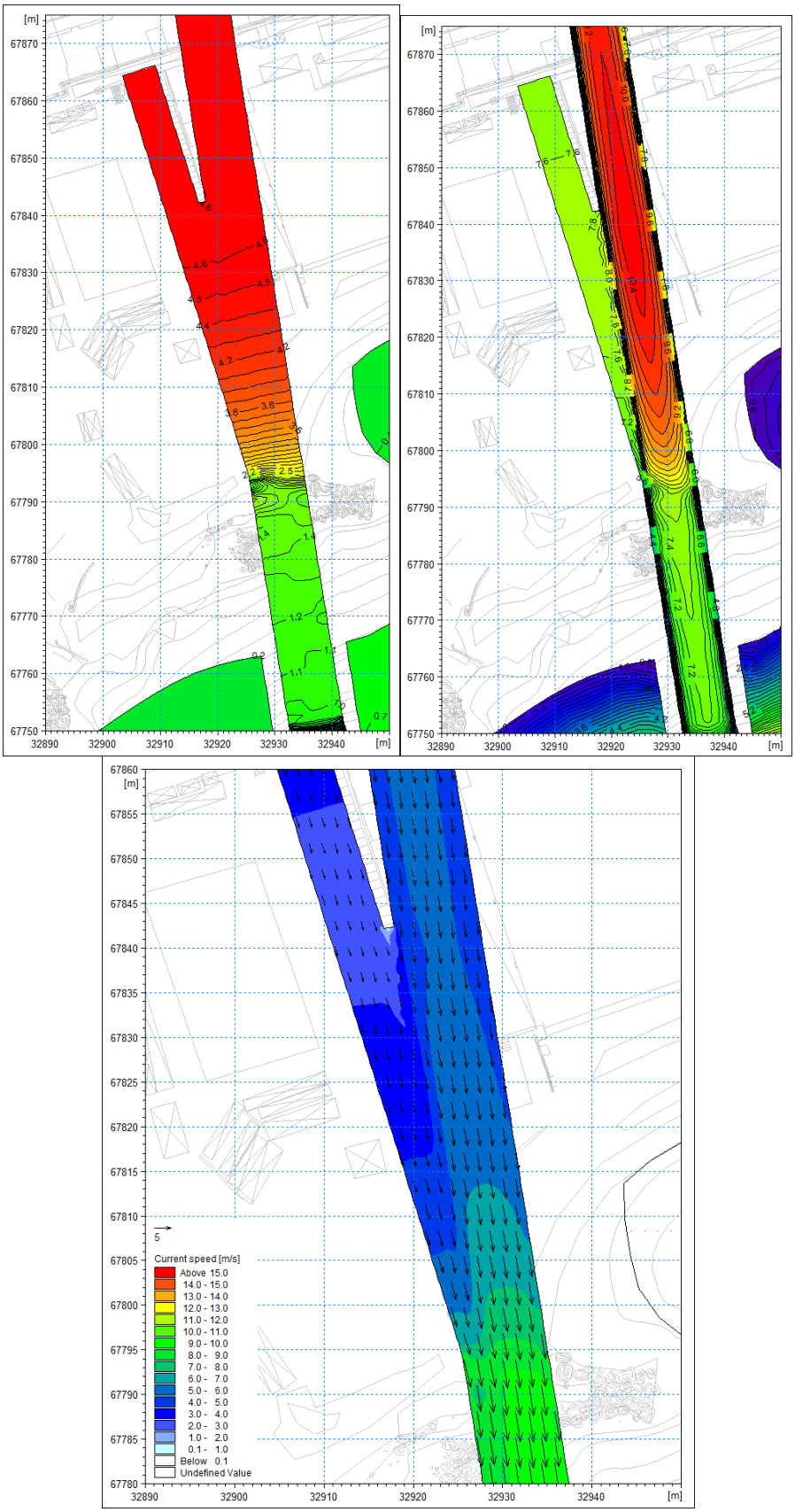


Figura 8-28 – Simulazione SIM-460-136: ingrandimento nella zona di confluenza delle distribuzioni delle quote di pelo libero, altezze idriche e velocità di flusso.

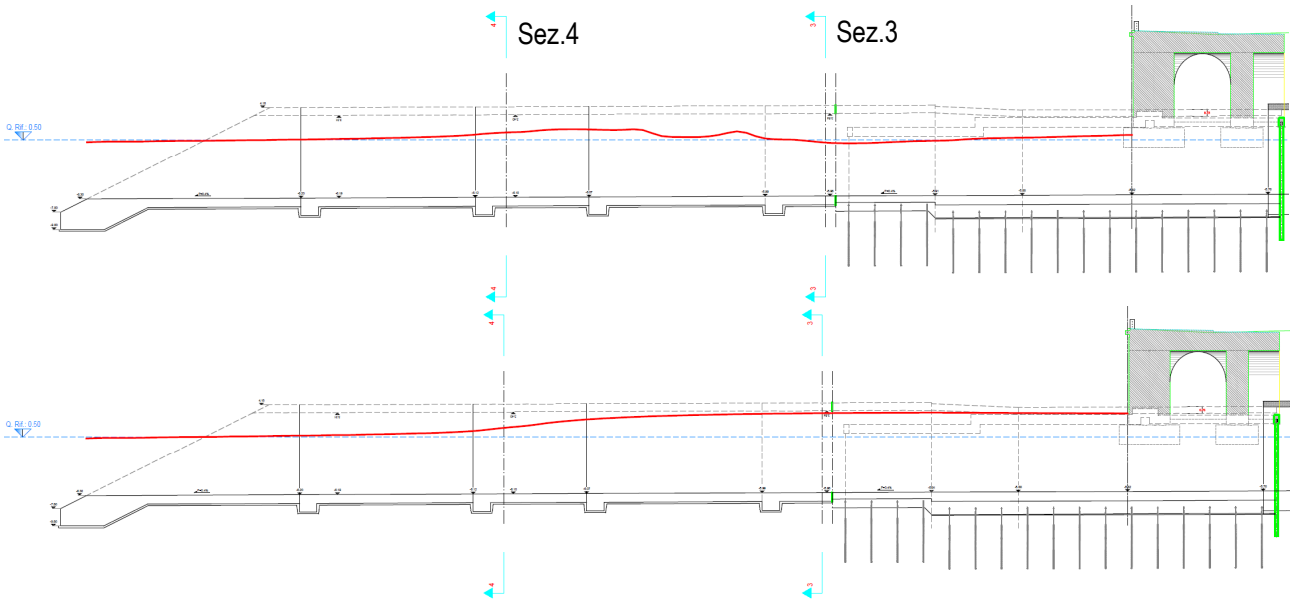


Figura 8-29 – Profilo idrico in centro sezione a confronto tra le simulazioni SIM-520-0 (sopra) e SIM-460-60 (sotto): nel primo caso si osserva un risalto ondulato, nel secondo l'effetto dello "scontro" tra i due flussi. Le sezioni indicate sono rappresentate per le due simulazioni in Figura 8-30

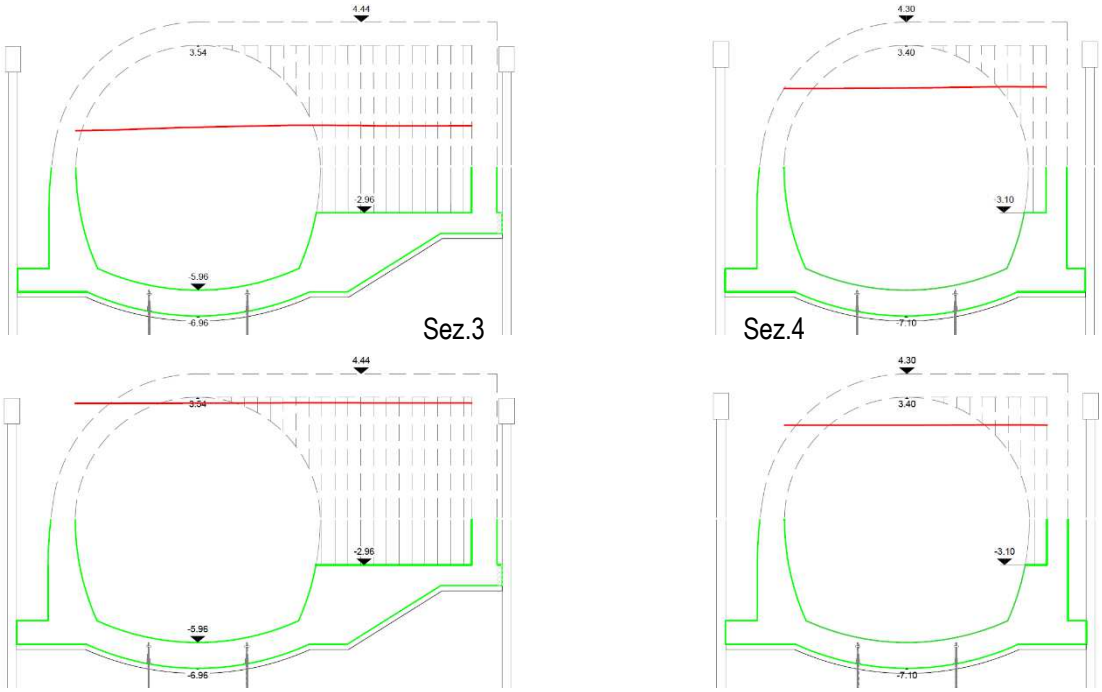


Figura 8-30 – Profilo idrico trasversale alle sezioni indicate in Figura 8-29. In alto: valori corrispondenti alla SIM-520-0; in basso: valori corrispondenti alla SIM-460-60.

8.6 Analisi di rischio idraulico residuale

L'analisi del grado di rischio residuale descritta al capitolo 6.5 e relativa all'assetto idraulico dell'alveo è stata estesa anche al sistema delle gallerie, per valutare l'effetto delle maggiori portate veicolate attraverso lo stramazzo di presa.

Un'analisi idraulica (pur più schematica, nel caso di funzionamento marcatamente in pressione) del tratto di valle risulta peraltro necessaria per valutare correttamente la portata effettiva immessa nelle gallerie, tenendo conto di possibili effetti di rigurgito della soglia di sfioro.

8.6.1 Profilo idrico con malfunzionamento di una luce mobile della traversa di regolazione

In questo scenario, secondo le analisi modellistiche (numeriche e fisiche) presentate nel capitolo 6.5.1, risulta che nella galleria scolmatrice possa defluire una portata massima (in relazione alla configurazione considerata per le paratoie) di circa 570 m^3/s. In corrispondenza della confluenza dello scolmatore del Fereggiano tale portata verrebbe ulteriormente incrementata, considerando anche in questo caso la contemporaneità di evento come da simulazione di progetto, a raggiungere un valore al colmo pari a circa 642 m^3/s (valore che tiene conto anche dei 10 m^3/s attribuiti al rio Sciorba e immessi più a monte).

Secondo la simulazione eseguita con modello numerico monodimensionale, la portata di 570 m^3/s defluisce nella galleria di adduzione con riempimenti compresi tra 74% e 83%. Il deflusso, che si mantiene quindi a pelo libero, avviene in condizioni di corrente lenta a causa dell'effetto di rigurgito da valle.

La corrente è caratterizzata da velocità comprese tra valori di 7,00 m/s e 7,80 m/s, e altezze d'acqua comprese tra circa 8,00 m e 8,75 m.

I risultati ottenuti sono rappresentati in Tabella 21 e Figura 8-31.

Come meglio descritto nel capitolo 8.1 e nella relazione BIS2E-H-SDB05-RE01-1, le analisi di approfondimento eseguite con modello fisico evidenziano come le modalità di deflusso di una portata pari a circa 560-570 m^3/s siano influenzate dalla stabilità della portata in ingresso dal manufatto di presa. In generale la galleria di adduzione può risultare in pressione nel primo tratto a causa della presenza di significative perturbazioni di livello associabili alle condizioni idrodinamiche presenti in alveo (variabili in relazione alla configurazione delle paratoie considerata).

Le prove eseguite in diverse configurazioni di aperture delle paratoie hanno evidenziato in particolare come il deflusso di tale portata possa avvenire pressoché a pelo libero qualora vengano attenuate le oscillazioni dei deflussi in ingresso, condizione maggiormente affine a quella simulata mediante modellistica numerica. In tali condizioni, in cui comunque si osservano delle oscillazioni, il riempimento massimo risulta un poco maggiore di quello riscontrato con modello numerico e di poco superiore all'85%.

Note	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Riempimento
-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m3/s	m/s	m2	m	-	%
inizio sezione policentrica valle camera dissipazione	171,80	28,75	8,75	37,50	40,06	570,82	7,08	80,60	7,56	0,69	82,9
sezione policentrica	197,50	28,69	8,72	37,41	39,98	570,82	7,11	80,34	7,61	0,70	82,8
sezione policentrica	223,20	28,62	8,70	37,32	39,90	570,82	7,12	80,17	7,65	0,70	82,5
sezione policentrica inizio curva	248,98	28,56	8,67	37,23	39,83	570,82	7,14	79,92	7,70	0,71	82,2
sezione policentrica	273,98	28,49	8,65	37,14	39,75	570,82	7,16	79,76	7,74	0,71	82,0
sezione policentrica	298,98	28,43	8,62	37,05	39,68	570,82	7,18	79,52	7,79	0,72	81,7
sezione policentrica centro curva	324,13	28,37	8,59	36,96	39,60	570,82	7,20	79,28	7,84	0,72	81,4
sezione policentrica	352,13	28,30	8,55	36,85	39,51	570,82	7,22	79,03	7,89	0,73	81,0
sezione policentrica	380,13	28,23	8,52	36,75	39,43	570,82	7,25	78,77	7,95	0,74	80,7
sezione policentrica fine curva	408,75	28,16	8,49	36,65	39,35	570,82	7,27	78,50	8,00	0,74	80,4
sezione policentrica	489,75	27,96	8,39	36,35	39,10	570,82	7,34	77,72	8,17	0,76	79,4
sezione policentrica	570,75	27,75	8,30	36,05	38,85	570,82	7,41	76,99	8,32	0,78	78,4
sezione policentrica	651,75	27,55	8,19	35,74	38,60	570,82	7,50	76,15	8,50	0,80	77,3
sezione policentrica	732,75	27,35	8,08	35,43	38,37	570,82	7,59	75,17	8,64	0,82	76,2
fine sezione policentrica monte salto di fondo in camerone	816,40	27,14	7,92	35,06	38,11	570,82	7,74	73,77	8,82	0,85	74,5

Tabella 21 – Profilo di piena defluente nella galleria di adduzione per portata 570 m^3/s

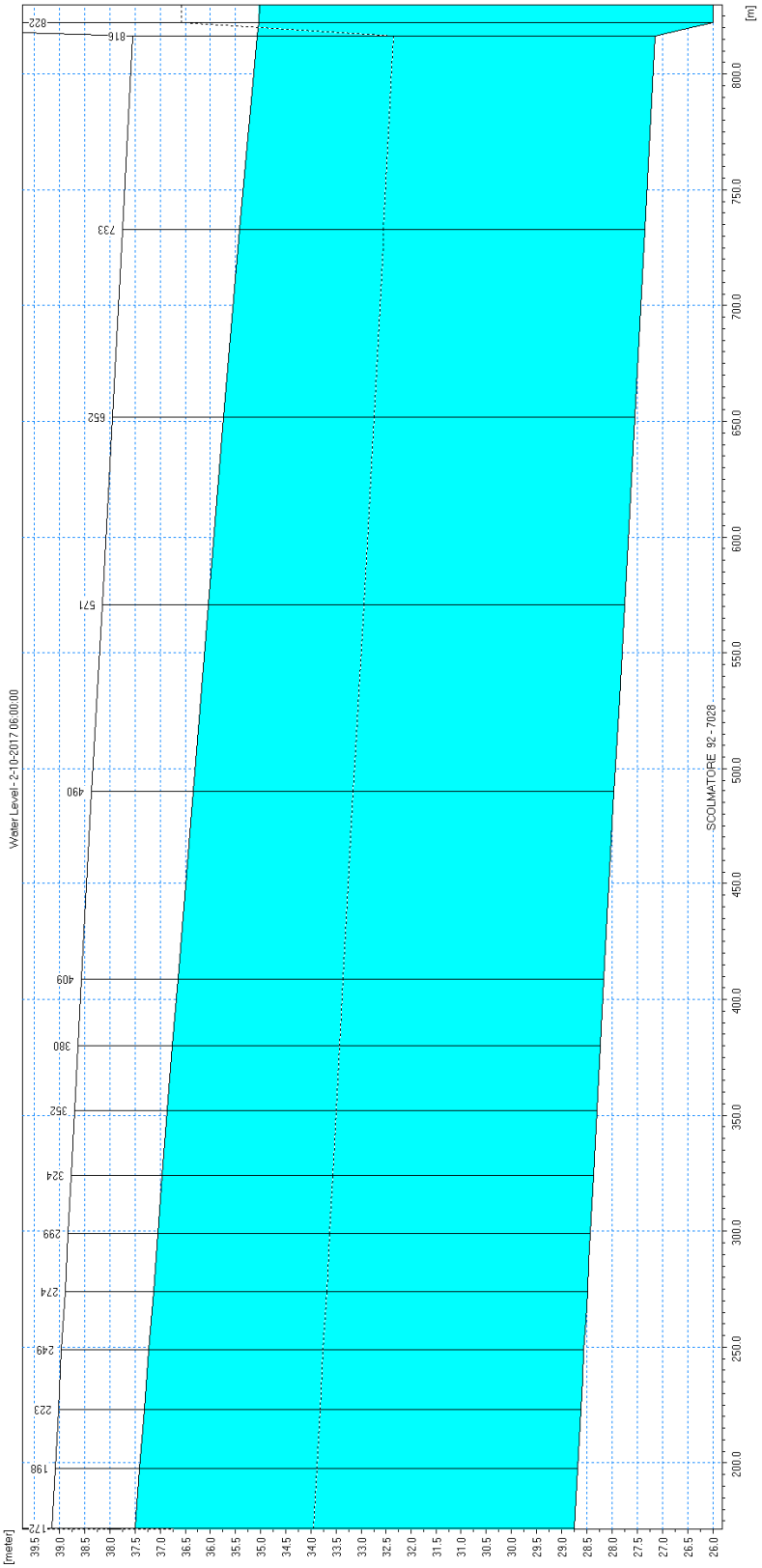


Figura 8-31 - Profilo di corrente nella galleria di adduzione per portata 570 m³/s

Nella galleria principale la portata di 580 m³/s (considerando anche l'apporto del rio Sciorba) transita al limite del funzionamento in pressione sia all'imbocco (immediatamente a valle del camerone) che nel tratto di variazione della pendenza.

Tale valore può pertanto essere individuato come la **capacità limite di smaltimento** del sistema scolmatore, inteso come incipiente moto in pressione in entrambe le gallerie.

In corrispondenza della confluenza dello scolmatore del Fereggiano la portata viene incrementata ad un valore di 642 m³/s ma il deflusso avverrebbe ancora a pelo libero, nello schema monodimensionale che trascura l'effetto di ostacolo dovuto all'immissione laterale (cfr. capitolo 8.5).

Generalmente il moto avviene in corrente veloce, ad eccezione del tratto localizzato in corrispondenza del cambio di pendenza di fondo in cui si ha una corrente lenta prossima allo stato critico.

Le velocità sull'intero sviluppo della galleria variano tra valori di 8,00 m/s e 11,00 m/s, le altezze d'acqua tra circa 7,25 m e 9,38 m.

I risultati ottenuti sono rappresentati in Figura 8-32 e Tabella 22.

Note	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Riempimento
-	m	m s,m,	m	m s,m,	m s,m,	m3/s	m/s	m2	m	-	%
inizio galleria pendenza 6 per mille	870,00	26,00	8,97	34,97	38,56	580,82	8,39	69,19	8,14	0,92	95,0
galleria pendenza 6 per mille	1400,00	22,82	7,24	30,06	35,18	580,82	10,02	57,95	9,16	1,27	76,0
galleria pendenza 6 per mille	1900,00	19,82	7,33	27,15	32,15	580,82	9,90	58,65	9,15	1,25	77,0
galleria pendenza 6 per mille	2400,00	16,82	7,49	24,31	29,10	580,82	9,69	59,93	9,14	1,21	79,0
galleria pendenza 6 per mille	2900,00	13,82	7,78	21,60	26,05	580,82	9,35	62,15	9,12	1,14	82,0
galleria pendenza 6 per mille	3400,00	10,82	8,26	19,08	23,10	580,82	8,88	65,43	9,07	1,06	87,0
galleria pendenza 6 per mille	3900,00	7,82	8,75	16,57	20,26	580,82	8,51	68,27	8,95	0,98	92,0
fine galleria pendenza 6 per mille	4539,00	3,99	9,38	13,37	16,82	580,82	8,23	70,59	8,45	0,91	99,0
galleria pendenza 4 per mille	4900,00	2,54	9,02	11,56	15,13	580,82	8,37	69,42	8,48	0,93	95,0
galleria pendenza 4 per mille	5400,00	0,54	8,51	9,05	12,89	580,82	8,68	66,90	8,54	0,99	90,0
galleria pendenza 4 per mille	5900,00	-1,46	8,01	6,55	10,79	580,82	9,12	63,70	8,62	1,07	84,0
galleria pendenza 4 per mille	6400,00	-3,46	7,50	4,04	8,83	580,82	9,69	59,94	8,76	1,18	79,0
fine galleria pendenza 4 per mille	6875,00	-5,36	6,82	1,46	7,25	580,82	10,66	54,48	9,00	1,38	72,0
galleria policentrica pendenza 5.3 per mille	6923,00	-5,61	6,75	1,14	7,07	580,82	10,78	53,87	9,00	1,41	71,0
sezione comune con Ferregiano	6943,00	-5,96	6,96	1,00	6,86	641,82	10,72	59,88	9,34	1,35	74,0
sbocco a mare	6978,00	-6,07	6,96	0,89	6,75	641,82	10,72	59,88	8,80	1,31	74,0
sbocco a mare	7028,00	-6,19	6,69	0,50	6,72	641,82	11,05	58,10	8,95	1,38	71,0

Tabella 22 – Profilo idraulico nella galleria principale per portata di 580 m³/s da Bisagno e Sciorba.

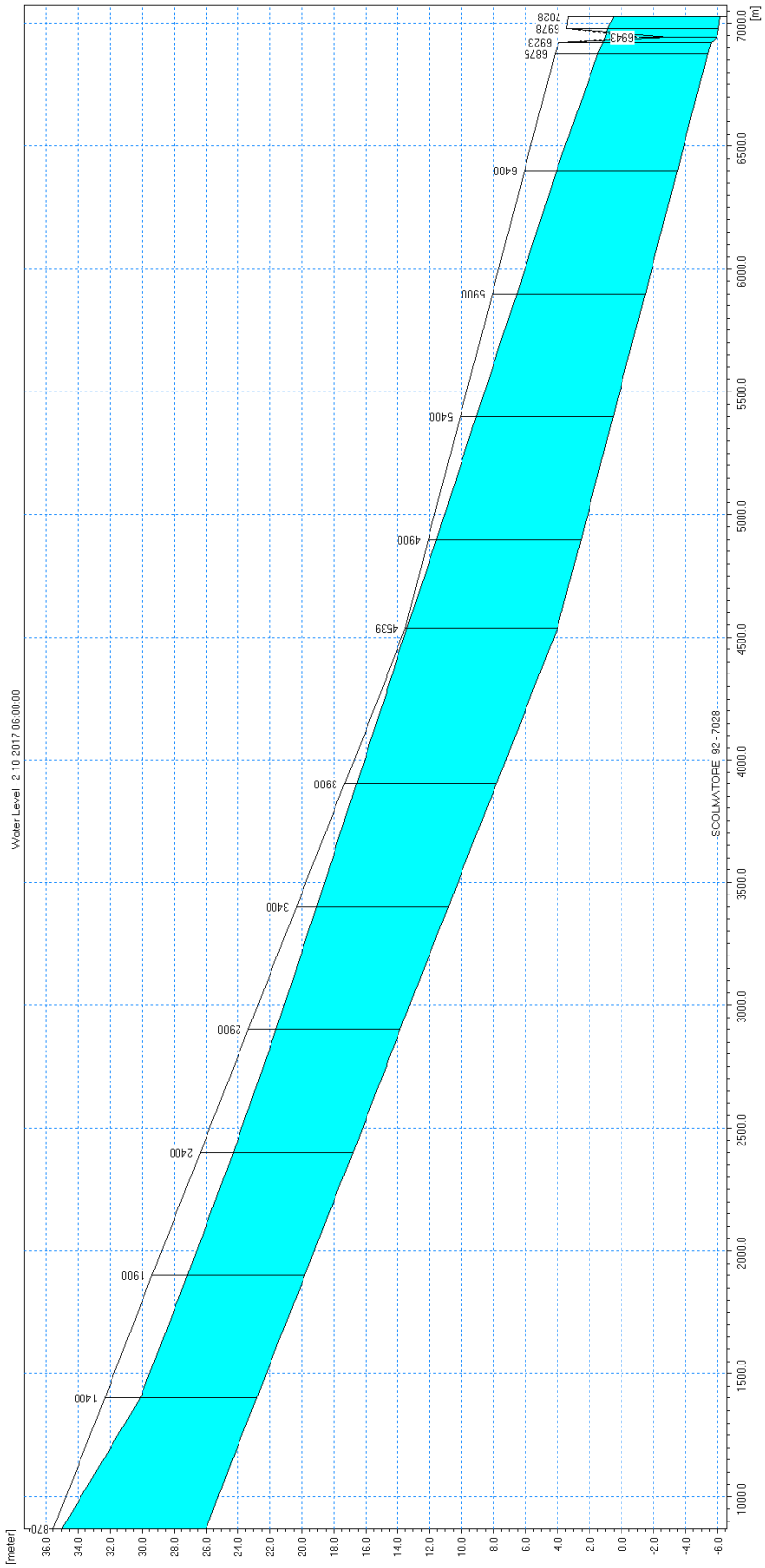


Figura 8-32 - Profilo idrico nella galleria principale per portata di 580 m³/s da Bisagno e Sciorba.

8.6.2 *Profilo idraulico per evento con tempo di ritorno di 500 anni*

Nell'ambito dell'analisi di rischio residuale è stato verificato (v. capitolo 6.5.2) anche l'assetto idraulico del tratto e il funzionamento del sistema scolmatore al manifestarsi di un evento con tempo di ritorno di 500 anni, caratterizzato da una portata di picco di valore pari a 1.440 m^3/s (cfr. relazione idrologica).

In questo scenario dai risultati delle simulazioni condotte risulta che attraverso lo sfioro laterale si immetterebbero nella galleria scolmatrice circa 660 m^3/s, che defluirebbero in pressione per l'intera estensione fino al mare, con notevole incremento dei livelli idrici a valle dello sfioro.

Questi ultimi sono stati valutati in modo schematico (poiché il modello 1D in presenza di portate così superiori a quelle limite di smaltimento non dava garanzia di affidabilità dei risultati) calcolando, mediante le formule classiche dell'idraulica, le perdite di carico distribuite considerando l'intero sviluppo fino al mare come un unico condotto in pressione, con sezione a geometria variabile.

Il livello idrico a valle del canale collettore a tergo dello stramazzo di presa è stato stimato con questa modalità pari a circa 44 m s.m.

La portata di piena cinquecentennale risulta pertanto smaltibile dal sistema scolmatore, ma con funzionamento completamente in pressione e conseguenti sollecitazioni più gravose per le strutture realizzate. Si ritiene in ogni caso che questo elemento non infici la funzionalità delle opere, in considerazione della frequenza rara e della limitata persistenza di tali condizioni.

Il funzionamento in pressione della galleria, nonché il comportamento rigurgitato dello sfioro al deflusso di circa 660 m^3/s, sono stati verificati sperimentalmente anche mediante il modello fisico allestito (simulazione denominata SIM-D nella specifica relazione BIS2E-H-SDB05-RE01-1).

In particolare è stata osservata la formazione di un moto in pressione stabile ed esteso pressoché per tutto il tratto di galleria simulato dal modello (ad eccezione della luce L7, che risente però del richiamo generato dalla condizione di valle imposta al termine della tubazione - cfr. Figura 8-34).



Figura 8-33 – Sfioro di derivazione nella SIM-D (portata derivata pari a circa 660 m^3/s), con sfioro rigurgitato.

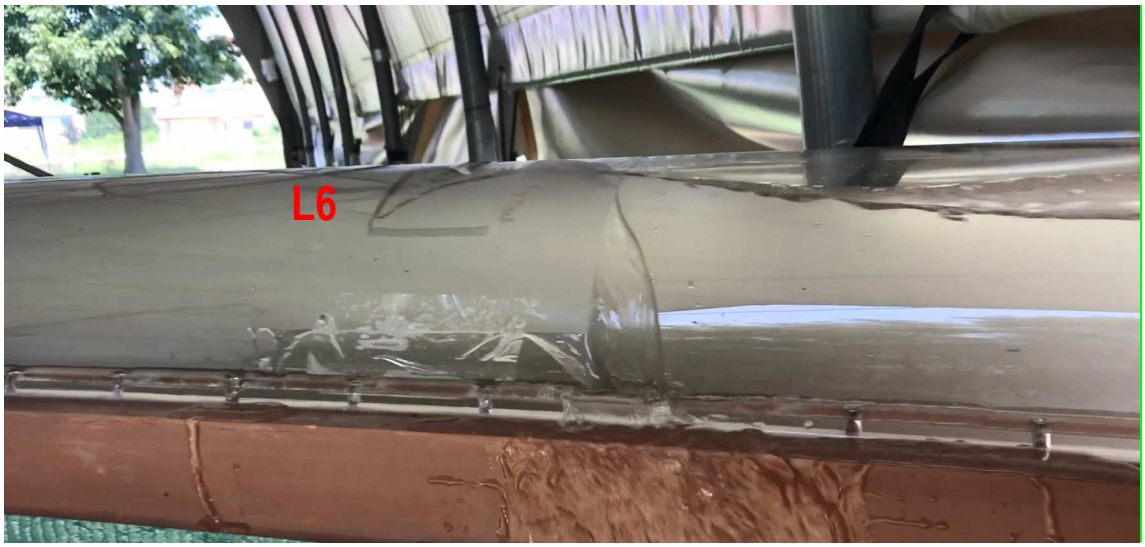


Figura 8-34 – Luce L6 (fine curva) subito a valle della quale avviene il passaggio da moto in pressione a pelo libero nella SIM-D.

9 RISULTATI: OPERE PROVVISIONALI E DI ALLERTAMENTO

9.1 Panconature per attività manutentive nella configurazione definitiva

In corrispondenza delle paratoie di regolazione della traversa, mediante opportuni gargami, è prevista la possibilità di posa di panconi metallici per consentire l'esecuzione di attività di tipo manutentivo.

Tali panconi sono stati dimensionati considerando la capacità di trattenuta, in condizioni di operatività a tergo, di un tirante idraulico pari a 1,0 m; rispetto a tale valore è previsto un franco residuo di 0,5 m rispetto alla sommità del pancone stesso.

Mediante il modello numerico monodimensionale precedentemente descritto si è potuto valutare la portata corrispondente a questa condizione soglia di operatività, al superamento della quale risulterà opportuno sospendere le attività in alveo.

In particolare si è considerata la condizione di riferimento in cui venga chiusa mediante i panconi una delle tre luci della traversa, lasciando la portata libera di defluire attraverso le altre due.

L'analisi modellistica mostra come in queste condizioni, con un'altezza d'acqua di 1 m in corrispondenza del pancone, defluiscano verso valle circa 54 m^3/s. La Figura 9-1 mostra a titolo esemplificativo il profilo idrico restituito dal modello per tale simulazione.

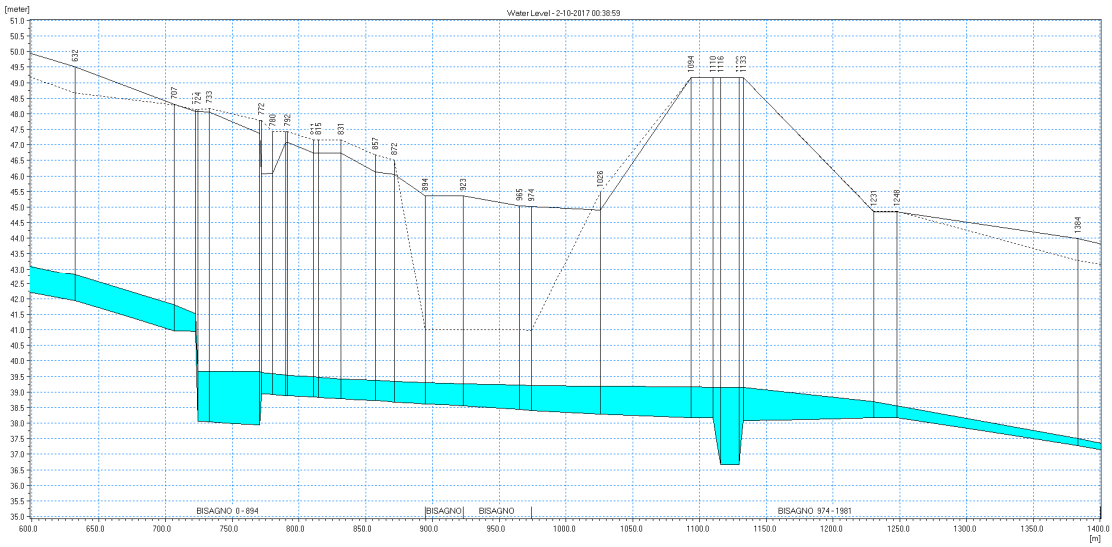


Figura 9-1 – Profilo idrico restituito dal modello 1D per il deflusso in condizioni limite per l'utilizzo in sicurezza dei panconi metallici (altezza d'acqua di 1,0 m presso la traversa, Q=54,2 m³/s).

Dal vigente Piano di Bacino stralcio sul Bilancio Idrico per il torrente Bisagno si può notare come tale portata risulti ampiamente superiore ai massimi valori di portata "ordinaria" (ovvero non di piena) che caratterizzano il tratto di torrente in esame.

Con riferimento alle sezioni di Figura 9-2, in cui è definito l'andamento medio annuo delle portate, si può infatti osservare quanto segue.

- Per la sezione 2, più prossima al sito dell'opera di presa in esame, la curva di durata delle portate rappresentata in Figura 9-3 mostra come il valore massimo fornito, associato a una durata di 60 giorni, sia inferiore a un decimo della portata limite considerata per i panconi.
- Per la sezione di foce, caratterizzata dai massimi valori di portata del torrente, l'andamento delle portate medie mensili (Figura 9-4) mostra come la portata limite considerata per i panconi sia pari a oltre 10 volte il massimo valore mensile, e oltre 16 volte quello medio annuo (3,23 m³/s).

La condizione limite di annullamento del franco idraulico presso i panconi corrisponderebbe ad una portata di circa 75 m³/s, valore sostanzialmente associabile a un evento di piena avente tempo di ritorno di un anno (inferiore alla "piena ordinaria", stimabile pari a circa 90 m³/s – v. anche capitolo 9.2.4); deflussi compresi tra questo valore e quello di soglia di 54 m³/s sono quindi associabili a normali condizioni di piccola piena del torrente.

La portata limite di operatività dei panconi consentirà pertanto di poter effettuare in sicurezza attività manutentive in alveo per quasi tutto l'anno, in condizioni idrologiche ordinarie o anche di piccola piena, mentre in presenza di eventi idrologici più significativi occorrerà evitare la presenza in alveo ed eventualmente (anche in relazione alle indicazioni dei sistemi di allertamento) provvedere alla rimozione del pancone stesso.

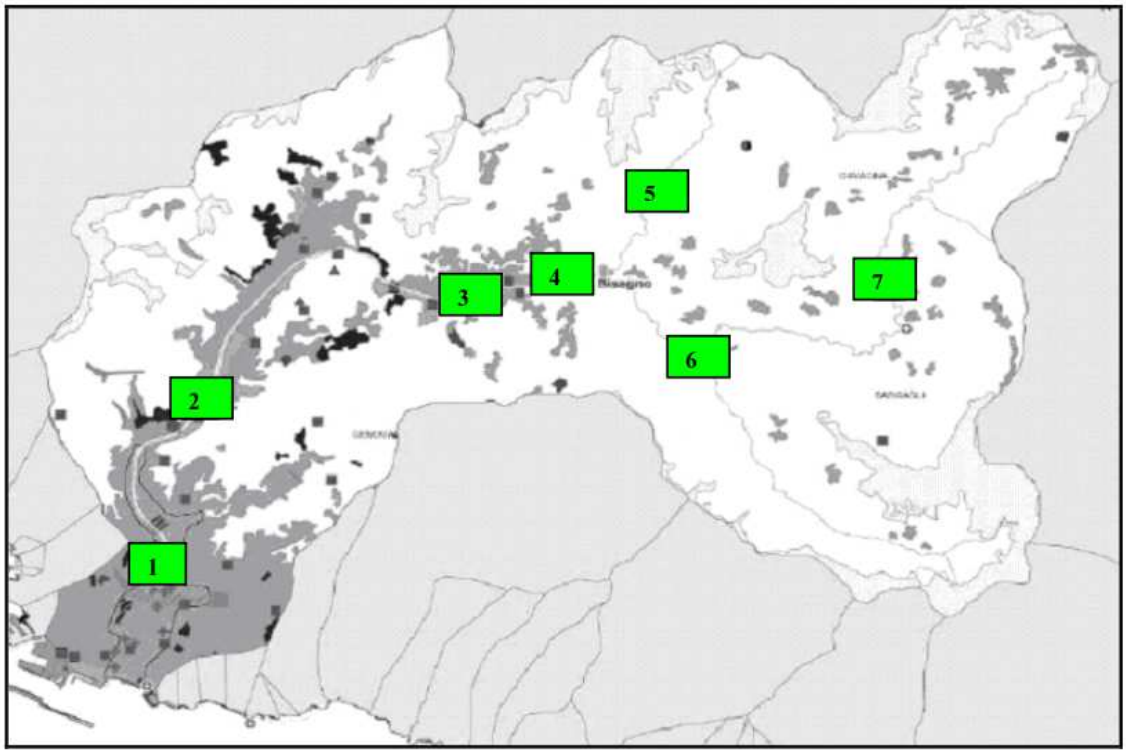


Figura 9-2 – Sezioni di riferimento per la definizione del regime medio di portata. Fonte: *Provincia di Genova - Piano di Bacino stralcio sul Bilancio Idrico – Approvato con D.C.P. n.19 del 15/04/2009.*

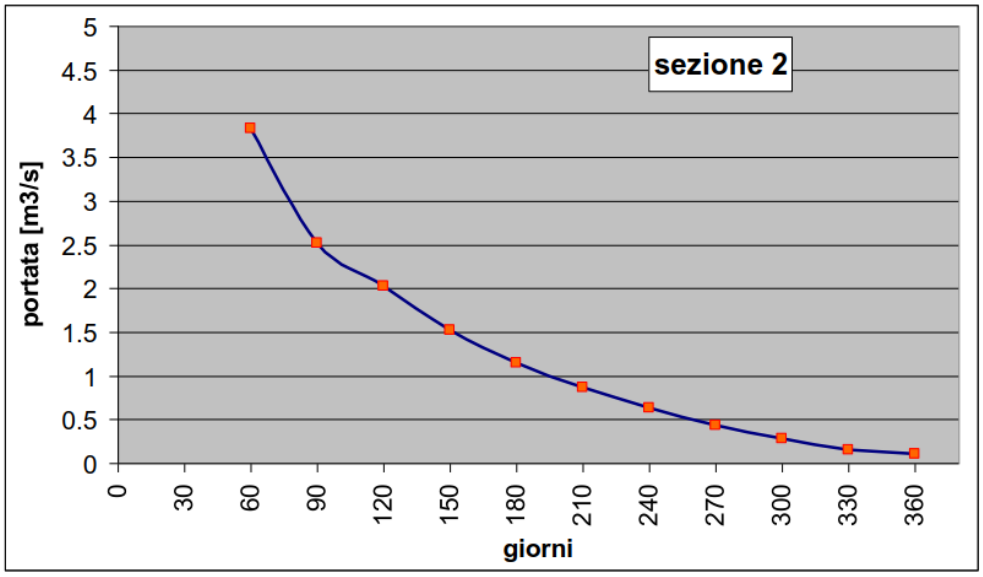
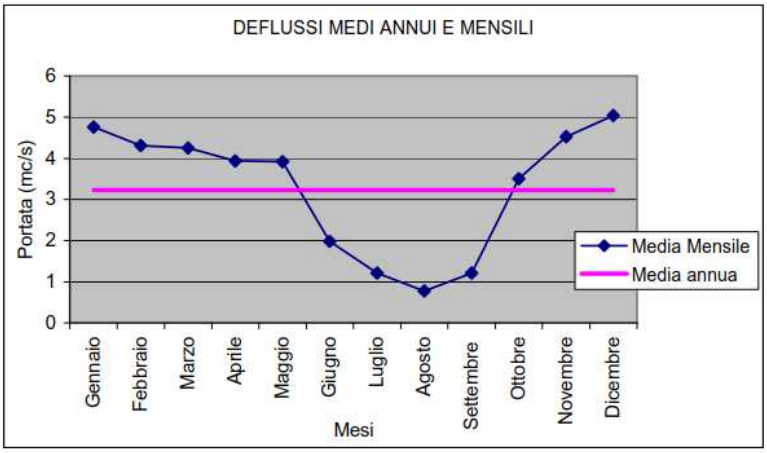


Figura 9-3 – Curva di durata delle portate del torrente Bisagno alla sezione 2 (loc. Gavette). Fonte: *Provincia di Genova - Piano di Bacino stralcio sul Bilancio Idrico – Approvato con D.C.P. n.19 del 15/04/2009.*



	Deflusso (mc/sec)
Annuo	3,23
Gennaio	4,76
Febbraio	4,31
Marzo	4,25
Aprile	3,94
Maggio	3,92
Giugno	1,98
Luglio	1,21
Agosto	0,78
Settembre	1,21
Ottobre	3,5
Novembre	4,53
Dicembre	5,04

Figura 9-4 – Andamento dei deflussi medi mensili del torrente Bisagno alla foce. Fonte: *Provincia di Genova - Piano di Bacino stralcio sul Bilancio Idrico – Approvato con D.C.P. n.19 del 15/04/2009.*

9.2 Analisi idraulica delle fasi di cantiere

Per quanto concerne le opere provvisionali, necessarie per la costruzione dei manufatti idraulici e delle sistemazioni dell'alveo previsti nel presente progetto esecutivo, si è stabilito che per le "fasi significative" di costruzione dell'opera, qualora esse comportino interazioni più severe con le condizioni di deflusso in piena rispetto alla condizione di opera realizzata, il tempo di ritorno della piena da assumere per le verifiche idrauliche sia quello la cui probabilità di essere raggiunta o superata una volta nel periodo temporale corrispondente alle fasi di costruzione non sia superiore alla probabilità che ha la portata di progetto di essere raggiunta o superata una volta nel periodo di vita dell'opera.

Tale definizione richiama il concetto di "rischio idraulico" (come citato da alcune normative; più propriamente "pericolosità idraulica"), cioè la probabilità composta di non superamento che un determinato evento caratterizzato da tempo di ritorno assegnato, T, si manifesti nel corso di un periodo temporale prefissato, N.

Lo sviluppo della formulazione di tempo di ritorno, associato alla probabilità composta per la quale l'evento si manifesti all'interno dell'orizzonte temporale stabilito, porta alla seguente formulazione del "rischio" idraulico:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

nella quale:

- R = "rischio" idraulico, inteso come probabilità di non superamento;
- T = tempo di ritorno dell'evento di riferimento (anni);
- N = orizzonte temporale di riferimento (anni).

L'assunto sopra descritto può essere interpretato nel modo seguente: il "rischio" idraulico associato all'interferenza prodotta dalle opere provvisionali nel periodo di installazione del cantiere (periodo di costruzione dell'opera) deve essere uguale al "rischio" idraulico che l'evento di progetto si manifesti nel corso della vita dell'opera.

Stabilite quindi le seguenti variabili:

- T = tempo di ritorno di progetto (anni);
- V = durata dell'opera (anni);
- c = durata di costruzione (anni);
- T_{pr}= tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisionali (anni);

l'assunto precedente si trasforma nella seguente eguaglianza:

$$1 - \left(1 - \frac{1}{T_{pr}}\right)^c = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^v$$

dalla quale si ricava T_{pr}:

$$T_{pr} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{V}{c}}}$$

Per le opere in progetto è possibile assumere i seguenti valori di riferimento:

- il tempo di ritorno (T) utilizzato per il dimensionamento dell'opera è di 200 anni;
- la vita dell'opera (V) è da ritenersi almeno pari a 100 anni;
- il tempo di installazione del cantiere (c) è variabile in funzione degli effettivi tempi di lavorazione e si considera che possa interessare un periodo compreso tra 1 e 3 anni.

Utilizzando tali valori, facendo variare V tra 50 e 150 anni e assumendo per c valori di 1, 2 e 3 anni, applicando le formulazioni sopra riportate si ottengono i risultati di Tabella 23.

All'aumentare della vita dell'opera ed al diminuire del tempo di costruzione si riduce il tempo di ritorno richiesto per la verifica delle opere provvisionali, coerentemente con la struttura delle formulazioni statistiche utilizzate.

Vita opera (V)	Tempo ritorno per c = 1 anno	Tempo ritorno per c = 2 anni	Tempo ritorno per c = 3 anni
50	4.51	8.49	12.48
60	3.85	7.16	10.48
70	3.38	6.21	9.06
80	3.03	5.50	7.99
90	2.75	4.95	7.16
100	2.54	4.51	6.50
110	2.36	4.15	5.96
120	2.21	3.85	5.50
130	2.09	3.60	5.12
140	1.98	3.38	4.79
150	1.89	3.19	4.51

Tabella 23 – Variazione del tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisionali in funzione della vita dell'opera (V) e del tempo di costruzione (c).

Considerando quindi una vita utile dell'opera pari a 100 anni ed assumendo cautelativamente un tempo di 3 anni per la durata in alveo del cantiere, risulterebbe un tempo di ritorno da assumere per la verifica delle opere provvisionali di circa 6,5 anni.

Cautelativamente si è considerato per le opere provvisionali di eseguire le verifiche idrauliche relative alle varie fasi di realizzazione considerando un tempo di ritorno di riferimento pari a 10 anni, ovvero una portata di 336 m^3/s (cfr. relazione idrologica).

In corrispondenza di questo valore le opere, considerate come inamovibili, dovranno garantire nel tratto interferito la presenza di franchi idraulici congruenti con quanto richiesto dal Piano di Bacino vigente.

Inoltre le opere provvisionali saranno dimensionate in modo tale da poter essere completamente o prevalentemente asportate da un evento di piena con tempo di ritorno ben inferiore a 10 anni, in modo da garantire l'assenza di criticità in caso di occorrenza di un evento di notevole gravosità nel periodo del cantiere.

In particolare, viste le peculiarità del sito e la possibilità -data dal regime idrologico del Bisagno- di poter calendarizzare le fasi più critiche delle lavorazioni in alveo prevalentemente in periodi di deflusso estremamente modesto e bassa probabilità di eventi di piena, si è ritenuto opportuno dimensionare le opere provvisionali in modo che esse risultino potenzialmente asportabili per 1-2 volte l'anno, in presenza di portate dello stesso ordine di grandezza di quelle considerate per il dimensionamento dei panconi per attività manutentive presso la traversa (piene ordinarie, con portate al colmo di un ordine di grandezza (10-30 volte) superiori al valore medio annuo.

Al fine quindi di determinare l'interferenza delle previste opere di cantierizzazione in alveo rispetto all'assetto idraulico attuale del tratto di torrente in esame, si sono analizzate tramite l'ausilio del modello numerico monodimensionale le tre fasi di cantiere che risultano più severe in termini di restringimento della sezione di deflusso: A2, A3 e A4. Per maggiori dettagli in merito alle lavorazioni previste e alla geometria delle opere provvisionali si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto.

In accordo con quanto precedentemente esposto, queste fasi di cantiere sono state analizzate con riferimento alle seguenti condizioni:

- per l'evento di riferimento con tempo di ritorno di 10 anni sono state considerate le opere provvisionali come ostacolo inamovibile, per valutare l'effetto indotto sul deflusso di piena; cautelativamente si sono completamente escluse dal deflusso le aree di corso d'acqua localizzate a tergo dei rilevati in terra che verranno realizzati per consentire la costruzione delle opere in alveo (ovvero non se ne è considerato il sormonto);
- per eventi di modesta entità, caratterizzabili come stati idrologici di piccola piena che potranno manifestarsi più frequentemente nel periodo temporale di durata del cantiere, è stata valutata per ognuna delle fasi la portata massima transitabile in condizioni di ragionevole sicurezza (franco idraulico di 0,5 m rispetto alla quota di sommità dei rilevati) e in condizioni limite di sormonto (franco nullo), portata oltre la quale si può ipotizzare l'avvio dell'asportazione dei rilevati da parte della corrente. Tali analisi sono state svolte per i due siti di realizzazione della traversa e della briglia selettiva.

Infine si è considerato che, nonostante le opere provvisionali risultino asportabili da eventi di piena ordinari, la porzione di manufatti già realizzati resterebbe stabile, costituendo, rispetto allo stato attuale, un pur minimo ostacolo al deflusso della piena. Per quantificare tale effetto, e verificarne l'accettabilità in termini di possibile incremento delle condizioni di rischio idraulico delle aree circostanti, è stata condotta una simulazione che ipotizza l'accadimento della portata di piena di progetto (TR=200 anni) in concomitanza con la fase più gravosa di cantiere, ovvero quella in cui la maggior parte delle opere in alveo sono state realizzate mentre la galleria non risulta ancora attiva.

9.2.1 Fase di cantiere A2

In questa fase le opere provvisionali saranno localizzate in adiacenza alla sponda destra del Bisagno; in particolare verranno realizzate:

- la luce in destra della traversa di regolazione;
- la metà di destra della briglia selettiva.

Le opere provvisorie saranno costituite da rilevati in materiale d'alveo di altezza contenuta (mediamente di circa 1,5 m) che parzializzeranno la sezione d'alveo in destra idraulica.

Per le finalità della verifica è stato modificato il modello numerico monodimensionale allestito per le verifiche di progetto (v. capitolo 3), inserendo nel tratto di intervento le sezioni rappresentative dello stato attuale, desunte dai rilievi eseguiti in alveo, modificate con l'inserimento degli apprestamenti di cantiere, secondo le configurazioni descritte negli specifici elaborati grafici.

In particolare i rilevati in materiale d'alveo sono localizzati nel tratto compreso tra le sezioni 82 e 84 per quanto attiene il sito di realizzazione della briglia selettiva e tra le sezioni 205 e 225 per quello di costruzione della traversa di regolazione.

Il modello è stato utilizzato, come descritto nel capitolo precedente, per la verifica delle condizioni di deflusso di una piena con tempo di ritorno di 10 anni considerando le opere provvisorie come inamovibili, ed escludendo dal deflusso l'area della sezione d'alveo localizzata a tergo dei rilevati (considerati cioè insormontabili).

In Tabella 24, Tabella 25 e Figura 9-5 si forniscono i risultati della simulazione in forma grafica e tabellare, riportando i parametri idrodinamici e l'analisi dell'andamento dei franchi idraulici di sicurezza nel tratto.

La presenza delle opere in alveo non comporta situazioni di pericolosità per il deflusso della portata decennale: i franchi di sicurezza non sono mai inferiori a 2,25 m, calcolati sia rispetto al livello idrico che al

carico totale. Anche in corrispondenza di tutti gli attraversamenti i franchi idraulici sono sempre abbondantemente superiori a quelli richiesti dal Piano di Bacino.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	2,91	50,28	50,77	336,00	3,09	108,68	53,56	0,69
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	2,87	50,18	50,68	336,00	3,15	106,75	53,54	0,71
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	2,58	49,81	50,53	336,00	3,75	89,52	53,37	0,93
	10.0	167,91	46,88	2,07	48,95	49,50	336,00	3,28	102,30	54,51	0,77
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	2,28	48,88	49,33	336,00	2,96	113,53	55,00	0,66
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	2,30	47,60	48,33	336,00	2,95	113,85	55,00	0,65
	20.0	200,24	45,29	2,30	47,59	48,32	336,00	2,95	113,86	55,00	0,65
	30.0	215,21	45,21	2,34	47,55	48,22	336,00	2,83	118,86	58,02	0,63
	40.0	235,27	45,11	2,38	47,49	48,15	336,00	2,80	120,19	58,01	0,62
	45.0	255,82	45,01	2,42	47,43	48,08	336,00	2,78	120,95	59,00	0,62
	50.0	257,82	45,00	2,34	47,34	47,92	336,00	3,36	99,90	57,33	0,81
	60.0	324,29	44,41	2,52	46,93	47,64	336,00	3,72	90,29	60,26	0,97
	70.0	479,97	43,10	2,43	45,53	46,20	336,00	3,62	92,91	60,64	0,93
	80.0	632,19	41,94	2,42	44,36	44,94	336,00	3,38	99,29	60,47	0,84
rilevato cantiere briglia selettiva	82.0	684,30	41,21	2,89	44,10	44,58	336,00	3,07	109,29	62,37	0,74
rilevato cantiere briglia selettiva	83.0	706,60	40,97	3,04	44,01	44,58	336,00	3,34	100,62	33,29	0,61
rilevato cantiere briglia selettiva	83.5	720,15	40,99	2,90	43,89	44,57	336,00	3,65	92,12	33,83	0,71
rilevato cantiere briglia selettiva	83.6	729,76	40,88	2,92	43,80	44,46	336,00	3,50	95,87	33,65	0,66
rilevato cantiere briglia selettiva	84.0	736,66	40,88	2,84	43,72	44,45	336,00	3,76	89,46	33,29	0,73
	85.0	771,82	40,91	2,21	43,12	43,90	336,00	3,91	85,91	56,04	1,01
	90.0	780,09	40,53	2,51	43,04	43,65	336,00	3,47	96,87	56,02	0,84
	100.0	789,88	40,88	2,10	42,98	43,64	336,00	3,60	93,24	54,32	0,88
	110.0	791,58	40,87	2,09	42,96	43,59	336,00	3,53	95,24	54,09	0,85
	120.0	810,89	40,11	2,67	42,78	43,31	336,00	3,22	104,22	59,74	0,78
	130.0	814,67	40,13	2,55	42,68	43,28	336,00	3,43	97,91	59,19	0,85
	140.0	831,31	39,67	2,94	42,61	43,10	336,00	3,09	108,80	60,16	0,73
	150.0	857,21	39,31	3,26	42,57	42,96	336,00	2,76	121,68	59,28	0,62
	160.0	871,53	39,32	3,18	42,50	42,94	336,00	2,94	114,44	60,08	0,68
	165.0	894,33	39,54	2,82	42,36	42,88	336,00	3,20	105,09	60,08	0,77

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-
	170.0	922,80	39,25	3,02	42,27	42,67	336,00	2,81	119,54	60,46	0,64
	180.0	965,28	39,10	2,98	42,08	42,56	336,00	3,07	109,58	58,86	0,72
	190.0	974,19	39,09	2,95	42,04	42,51	336,00	3,04	110,42	59,36	0,71
	200.0	1025,73	38,45	3,48	41,93	42,24	336,00	2,45	137,28	62,05	0,53
rilevato cantiere traversa regolazione	205.0	1043,55	39,01	2,84	41,85	42,21	336,00	2,65	126,60	62,50	0,60
rilevato cantiere traversa regolazione	210.0	1061,23	38,81	2,99	41,80	42,21	336,00	2,85	118,06	28,85	0,45
rilevato cantiere traversa regolazione	220.0	1113,18	38,53	2,72	41,25	42,15	336,00	4,20	79,93	30,51	0,83
rilevato cantiere traversa regolazione	225.0	1131,84	38,38	2,57	40,95	41,44	336,00	3,11	107,93	65,62	0,78
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	2,36	40,53	40,94	336,00	2,83	118,80	66,49	0,68
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	2,12	40,29	40,83	336,00	3,26	103,11	66,40	0,83
	230.0	1383,51	37,28	2,08	39,36	39,94	336,00	3,38	99,55	66,17	0,88
	240.0	1538,83	36,03	2,20	38,23	38,80	336,00	3,33	100,90	65,32	0,86
	250.0	1684,70	34,79	2,51	37,30	37,82	336,00	3,21	104,80	67,82	0,82
	260.0	1830,19	33,80	2,61	36,41	37,02	336,00	3,47	96,82	67,73	0,93
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	2,54	35,86	36,49	336,00	3,53	95,21	77,11	1,01
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	2,41	35,03	35,78	336,00	3,84	87,50	68,36	1,08

Tabella 24 – Simulazione per la portata con tempo di ritorno 10 anni nella fase di cantiere A2.

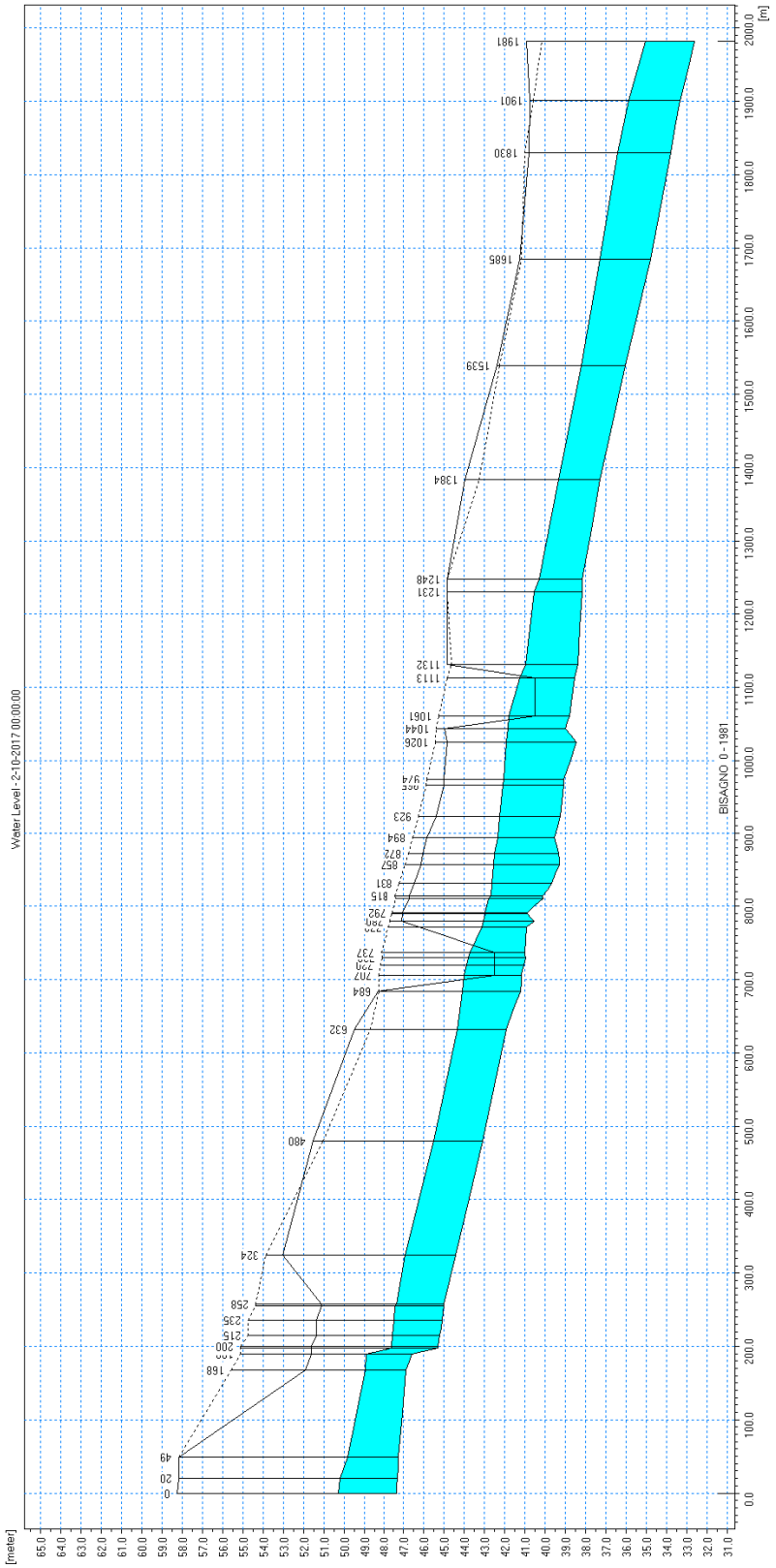


Figura 9-5 – Profilo di corrente per la portata con tempo di ritorno 10 anni nella fase di cantiere A2.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico	Carico totale	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Franco SX	Franco Dx	Franco Sx carico totale	Franco Dx carico totale
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	50,28	50,77	58,30	58,39	8,02	8,11	7,53	7,62
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	50,18	50,68	58,24	57,13	8,06	6,95	7,56	6,45
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	49,81	50,53	58,24	57,13	8,43	7,32	7,71	6,60
	10.0	167,91	46,88	48,95	49,50	56,76	52,51	7,81	3,56	7,26	3,01
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	48,88	49,33	56,36	52,13	7,48	3,25	7,03	2,80
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	47,60	48,33	56,27	53,01	8,67	5,41	7,94	4,68
	20.0	200,24	45,29	47,59	48,32	56,24	52,97	8,65	5,38	7,92	4,65
	30.0	215,21	45,21	47,55	48,22	56,01	52,72	8,46	5,17	7,79	4,50
	40.0	235,27	45,11	47,49	48,15	55,66	52,41	8,17	4,92	7,51	4,26
	45.0	255,82	45,01	47,43	48,08	55,32	52,25	7,89	4,82	7,24	4,17
	50.0	257,82	45,00	47,34	47,92	55,32	52,25	7,98	4,91	7,40	4,33
	60.0	324,29	44,41	46,93	47,64	54,31	52,31	7,38	5,38	6,67	4,67
	70.0	479,97	43,10	45,53	46,20	51,83	51,72	6,30	6,19	5,63	5,52
	80.0	632,19	41,94	44,36	44,94	49,69	49,33	5,33	4,97	4,75	4,39
rilevato cantiere briglia selettiva	82.0	684,30	41,21	44,10	44,58	49,37	48,52	5,27	4,42	4,79	3,94
rilevato cantiere briglia selettiva	83.0	706,60	40,97	44,01	44,58	49,27	48,34	5,26	4,33	4,69	3,76
rilevato cantiere briglia selettiva	83.5	720,15	40,99	43,89	44,57	49,16	48,06	5,27	4,17	4,59	3,49
rilevato cantiere briglia selettiva	83.6	729,76	40,88	43,80	44,46	49,16	48,06	5,36	4,26	4,70	3,60
rilevato cantiere briglia selettiva	84.0	736,66	40,88	43,72	44,45	49,11	47,91	5,39	4,19	4,66	3,46
	85.0	771,82	40,91	43,12	43,90	48,72	46,16	5,60	3,04	4,82	2,26
	90.0	780,09	40,53	43,04	43,65	48,64	46,00	5,60	2,96	4,99	2,35
	100.0	789,88	40,88	42,98	43,64	48,60	47,07	5,62	4,09	4,96	3,43
	110.0	791,58	40,87	42,96	43,59	48,60	47,04	5,64	4,08	5,01	3,45
	120.0	810,89	40,11	42,78	43,31	48,45	47,41	5,67	4,63	5,14	4,10
	130.0	814,67	40,13	42,68	43,28	48,40	47,41	5,72	4,73	5,12	4,13
	140.0	831,31	39,67	42,61	43,10	48,33	46,44	5,72	3,83	5,23	3,34
	150.0	857,21	39,31	42,57	42,96	47,93	46,14	5,36	3,57	4,97	3,18
	160.0	871,53	39,32	42,50	42,94	47,87	46,00	5,37	3,50	4,93	3,06
	165.0	894,33	39,54	42,36	42,88	47,61	45,90	5,25	3,54	4,73	3,02
	170.0	922,80	39,25	42,27	42,67	47,39	45,60	5,12	3,33	4,72	2,93
	180.0	965,28	39,10	42,08	42,56	46,95	45,27	4,87	3,19	4,39	2,71
	190.0	974,19	39,09	42,04	42,51	46,89	45,22	4,85	3,18	4,38	2,71
	200.0	1025,73	38,45	41,93	42,24	46,47	45,03	4,54	3,10	4,23	2,79
rilevato cantiere traversa regolazione	205.0	1043,55	39,01	41,85	42,21	46,15	44,87	4,30	3,02	3,94	2,66
rilevato cantiere traversa	210.0	1061,23	38,81	41,80	42,21	46,47	45,03	4,67	3,23	4,26	2,82

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico	Carico totale	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Franco SX	Franco Dx	Franco Sx carico totale	Franco Dx carico totale
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m
regolazione											
rilevato cantiere traversa regolazione	220.0	1113,18	38,53	41,25	42,15	45,95	44,88	4,70	3,63	3,80	2,73
rilevato cantiere traversa regolazione	225.0	1131,84	38,38	40,95	41,44	45,95	44,88	5,00	3,93	4,51	3,44
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	40,53	40,94	44,82	44,84	4,29	4,31	3,88	3,90
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	40,29	40,83	44,82	44,84	4,53	4,55	3,99	4,01
	230.0	1383,51	37,28	39,36	39,94	43,96	43,98	4,60	4,62	4,02	4,04
	240.0	1538,83	36,03	38,23	38,80	42,97	42,4	4,74	4,17	4,17	3,60
	250.0	1684,70	34,79	37,30	37,82	42,14	41,26	4,84	3,96	4,32	3,44
	260.0	1830,19	33,80	36,41	37,02	41,02	40,8	4,61	4,39	4,00	3,78
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	35,86	36,49	40,58	40,74	4,72	4,88	4,09	4,25
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	35,03	35,78	40,17	40,92	5,14	5,89	4,39	5,14

Tabella 25 – Andamento dei franchi idraulici di sicurezza in riferimento alle quote delle opere di contenimento dei livelli esistenti per la portata con tempo di ritorno 10 anni nella fase di cantiere A2.

9.2.2 *Fase di cantiere A3*

In questa fase le opere provvisionali saranno localizzate in adiacenza alla sponda sinistra del Bisagno; in particolare verranno realizzate:

- la luce in sinistra della traversa di regolazione;
- il completamento della briglia selettiva.

Le opere provvisorie saranno, analogamente alla fase precedente, costituite da rilevati in materiale d'alveo di altezza contenuta (mediamente di circa 1,5 m) che parzializzeranno la sezione d'alveo in sinistra idraulica.

I rilevati saranno realizzati in modo quasi speculare rispetto alla fase precedente, ricadendo nel modello nei medesimi tratti compresi tra le sezioni 82 e 84 per quanto attiene il sito di realizzazione della briglia selettiva e tra le sezioni 205 e 225 per quello di costruzione della traversa di regolazione.

In Figura 9-6, Tabella 26 e Tabella 27 si forniscono i risultati della simulazione in forma grafica e tabellare, riportando i parametri idrodinamici e l'analisi dell'andamento dei franchi idraulici di sicurezza nel tratto.

La presenza delle opere in alveo non comporta situazioni di pericolosità per il deflusso della portata decennale: i franchi di sicurezza non sono mai inferiori a 2,25 m, calcolati sia rispetto al livello idrico che al carico totale. Anche in corrispondenza di tutti gli attraversamenti i franchi idraulici sono sempre abbondantemente superiori a quelli richiesti dal Piano di Bacino.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	2,91	50,28	50,77	336,00	3,09	108,68	53,56	0,69
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	2,87	50,18	50,68	336,00	3,15	106,75	53,54	0,71
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	2,58	49,81	50,53	336,00	3,75	89,52	53,37	0,93
	10.0	167,91	46,88	2,07	48,95	49,50	336,00	3,28	102,30	54,51	0,77
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	2,28	48,88	49,33	336,00	2,96	113,53	55,00	0,66
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	2,32	47,62	48,34	336,00	2,92	115,03	55,00	0,64
	20.0	200,24	45,29	2,32	47,61	48,33	336,00	2,92	115,06	55,00	0,64
	30.0	215,21	45,21	2,37	47,58	48,24	336,00	2,79	120,28	58,02	0,62
	40.0	235,27	45,11	2,41	47,52	48,16	336,00	2,76	121,81	58,02	0,61
	45.0	255,82	45,01	2,45	47,46	48,09	336,00	2,74	122,84	59,00	0,61
	50.0	257,82	45,00	2,37	47,37	47,93	336,00	3,31	101,65	57,66	0,79
	60.0	324,29	44,41	2,56	46,97	47,64	336,00	3,63	92,45	60,27	0,94
	70.0	479,97	43,10	2,63	45,73	46,25	336,00	3,20	104,84	60,73	0,78
	80.0	632,19	41,94	3,25	45,19	45,45	336,00	2,24	149,87	60,83	0,46
rilevato cantiere briglia selettiva	82.0	684,30	41,21	3,76	44,97	45,41	336,00	2,95	114,00	30,67	0,49
rilevato cantiere briglia selettiva	83.0	706,60	40,97	3,96	44,93	45,37	336,00	2,94	114,24	30,72	0,49
rilevato cantiere briglia selettiva	83.5	720,15	40,94	3,85	44,79	45,36	336,00	3,34	100,52	27,85	0,56
rilevato cantiere briglia selettiva	83.6	729,76	38,06	5,90	43,96	44,40	336,00	2,88	116,78	23,97	0,42
rilevato cantiere briglia selettiva	84.0	736,66	40,88	3,07	43,95	44,40	336,00	2,95	113,84	29,44	0,48
	85.0	771,82	40,91	2,20	43,11	43,91	336,00	3,96	84,85	55,95	1,03
	90.0	780,09	40,53	2,49	43,02	43,65	336,00	3,51	95,61	56,01	0,86
	100.0	789,88	40,88	2,08	42,96	43,64	336,00	3,65	92,12	54,28	0,89
	110.0	791,58	40,87	2,07	42,94	43,63	336,00	3,69	91,09	54,03	0,91
	120.0	810,89	40,11	2,64	42,75	43,30	336,00	3,28	102,43	59,50	0,80
	130.0	814,67	40,13	2,52	42,65	43,27	336,00	3,50	96,07	58,73	0,87
	140.0	831,31	39,67	2,90	42,57	43,08	336,00	3,16	106,21	60,14	0,76
	150.0	857,21	39,31	3,21	42,52	42,93	336,00	2,83	118,53	59,02	0,64
	160.0	871,53	39,32	3,12	42,44	42,91	336,00	3,03	110,98	59,77	0,71
	165.0	894,33	39,54	2,75	42,29	42,85	336,00	3,32	101,07	60,05	0,82
	170.0	922,80	39,25	2,93	42,18	42,63	336,00	2,96	113,59	60,42	0,69
	180.0	965,28	39,10	2,85	41,95	42,50	336,00	3,29	101,98	57,52	0,79
	190.0	974,19	39,09	2,81	41,90	42,45	336,00	3,29	102,03	57,98	0,79
	200.0	1025,73	38,45	3,26	41,71	42,09	336,00	2,72	123,37	61,36	0,61

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-
rilevato cantiere traversa regolazione	205.0	1043,55	39,01	2,59	41,60	42,07	336,00	3,03	110,85	62,28	0,73
rilevato cantiere traversa regolazione	210.0	1061,23	38,17	3,17	41,34	42,06	336,00	3,77	89,14	26,32	0,65
rilevato cantiere traversa regolazione	220.0	1113,18	38,17	2,93	41,10	41,96	336,00	4,10	81,97	26,13	0,74
rilevato cantiere traversa regolazione	225.0	1131,84	38,38	2,57	40,95	41,44	336,00	3,11	107,93	65,62	0,78
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	2,36	40,53	40,94	336,00	2,83	118,80	66,49	0,68
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	2,12	40,29	40,83	336,00	3,26	103,11	66,40	0,83
	230.0	1383,51	37,28	2,08	39,36	39,94	336,00	3,38	99,55	66,17	0,88
	240.0	1538,83	36,03	2,20	38,23	38,80	336,00	3,33	100,90	65,32	0,86
	250.0	1684,70	34,79	2,51	37,30	37,82	336,00	3,21	104,80	67,82	0,82
	260.0	1830,19	33,80	2,61	36,41	37,02	336,00	3,47	96,82	67,73	0,93
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	2,54	35,86	36,49	336,00	3,53	95,21	77,11	1,01
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	2,41	35,03	35,78	336,00	3,84	87,50	68,36	1,08

Tabella 26 – Simulazione per la portata a tempo di ritorno 10 anni nella fase di cantiere A3.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico	Carico totale	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Franco SX	Franco Dx	Franco Sx carico totale	Franco Dx carico totale
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	50,28	50,77	58,30	58,39	8,02	8,11	7,53	7,62
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	50,18	50,68	58,24	57,13	8,06	6,95	7,56	6,45
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	49,81	50,53	58,24	57,13	8,43	7,32	7,71	6,60
	10.0	167,91	46,88	48,95	49,50	56,76	52,51	7,81	3,56	7,26	3,01
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	48,88	49,33	56,36	52,13	7,48	3,25	7,03	2,80
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	47,62	48,34	56,27	53,01	8,65	5,39	7,93	4,67
	20.0	200,24	45,29	47,61	48,33	56,24	52,97	8,63	5,36	7,91	4,64
	30.0	215,21	45,21	47,58	48,24	56,01	52,72	8,43	5,14	7,77	4,48
	40.0	235,27	45,11	47,52	48,16	55,66	52,41	8,14	4,89	7,50	4,25
	45.0	255,82	45,01	47,46	48,09	55,32	52,25	7,86	4,79	7,23	4,16
	50.0	257,82	45,00	47,37	47,93	55,32	52,25	7,95	4,88	7,39	4,32
	60.0	324,29	44,41	46,97	47,64	54,31	52,31	7,34	5,34	6,67	4,67
	70.0	479,97	43,10	45,73	46,25	51,83	51,72	6,10	5,99	5,58	5,47

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico	Carico totale	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Franco SX	Franco Dx	Franco Sx carico totale	Franco Dx carico totale
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m
	80.0	632,19	41,94	45,19	45,45	49,69	49,33	4,50	4,14	4,24	3,88
rilevato cantiere briglia selettiva	82.0	684,30	41,21	44,97	45,41	49,37	48,52	4,40	3,55	3,96	3,11
rilevato cantiere briglia selettiva	83.0	706,60	40,97	44,93	45,37	49,27	48,34	4,34	3,41	3,90	2,97
rilevato cantiere briglia selettiva	83.5	720,15	40,94	44,79	45,36	49,16	48,06	4,37	3,27	3,80	2,70
rilevato cantiere briglia selettiva	83.6	729,76	38,06	43,96	44,40	49,16	48,06	5,20	4,10	4,76	3,66
rilevato cantiere briglia selettiva	84.0	736,66	40,88	43,95	44,40	49,11	47,91	5,16	3,96	4,71	3,51
	85.0	771,82	40,91	43,11	43,91	48,72	46,16	5,61	3,05	4,81	2,25
	90.0	780,09	40,53	43,02	43,65	48,64	46,00	5,62	2,98	4,99	2,35
	100.0	789,88	40,88	42,96	43,64	48,60	47,07	5,64	4,11	4,96	3,43
	110.0	791,58	40,87	42,94	43,63	48,60	47,04	5,66	4,10	4,97	3,41
	120.0	810,89	40,11	42,75	43,30	48,45	47,41	5,70	4,66	5,15	4,11
	130.0	814,67	40,13	42,65	43,27	48,40	47,41	5,75	4,76	5,13	4,14
	140.0	831,31	39,67	42,57	43,08	48,33	46,44	5,76	3,87	5,25	3,36
	150.0	857,21	39,31	42,52	42,93	47,93	46,14	5,41	3,62	5,00	3,21
	160.0	871,53	39,32	42,44	42,91	47,87	46,00	5,43	3,56	4,96	3,09
	165.0	894,33	39,54	42,29	42,85	47,61	45,90	5,32	3,61	4,76	3,05
	170.0	922,80	39,25	42,18	42,63	47,39	45,60	5,21	3,42	4,76	2,97
	180.0	965,28	39,10	41,95	42,50	46,95	45,27	5,00	3,32	4,45	2,77
	190.0	974,19	39,09	41,90	42,45	46,89	45,22	4,99	3,32	4,44	2,77
	200.0	1025,73	38,45	41,71	42,09	46,47	45,03	4,76	3,32	4,38	2,94
rilevato cantiere traversa regolazione	205.0	1043,55	39,01	41,60	42,07	46,15	44,87	4,55	3,27	4,08	2,80
rilevato cantiere traversa regolazione	210.0	1061,23	38,17	41,34	42,06	46,47	45,03	5,13	3,69	4,41	2,97
rilevato cantiere traversa regolazione	220.0	1113,18	38,17	41,10	41,96	45,95	44,88	4,85	3,78	3,99	2,92
rilevato cantiere traversa regolazione	225.0	1131,84	38,38	40,95	41,44	45,95	44,88	5,00	3,93	4,51	3,44
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	40,53	40,94	44,82	44,84	4,29	4,31	3,88	3,90
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	40,29	40,83	44,82	44,84	4,53	4,55	3,99	4,01
	230.0	1383,51	37,28	39,36	39,94	43,96	43,98	4,60	4,62	4,02	4,04
	240.0	1538,83	36,03	38,23	38,80	42,97	42,4	4,74	4,17	4,17	3,60
	250.0	1684,70	34,79	37,30	37,82	42,14	41,26	4,84	3,96	4,32	3,44
	260.0	1830,19	33,80	36,41	37,02	41,02	40,8	4,61	4,39	4,00	3,78
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	35,86	36,49	40,58	40,74	4,72	4,88	4,09	4,25
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	35,03	35,78	40,17	40,92	5,14	5,89	4,39	5,14

Tabella 27 – Andamento dei franchi idraulici di sicurezza in riferimento alle quote delle opere di contenimento dei livelli esistenti per la portata a tempo di ritorno 10 anni nella fase di cantiere A3.

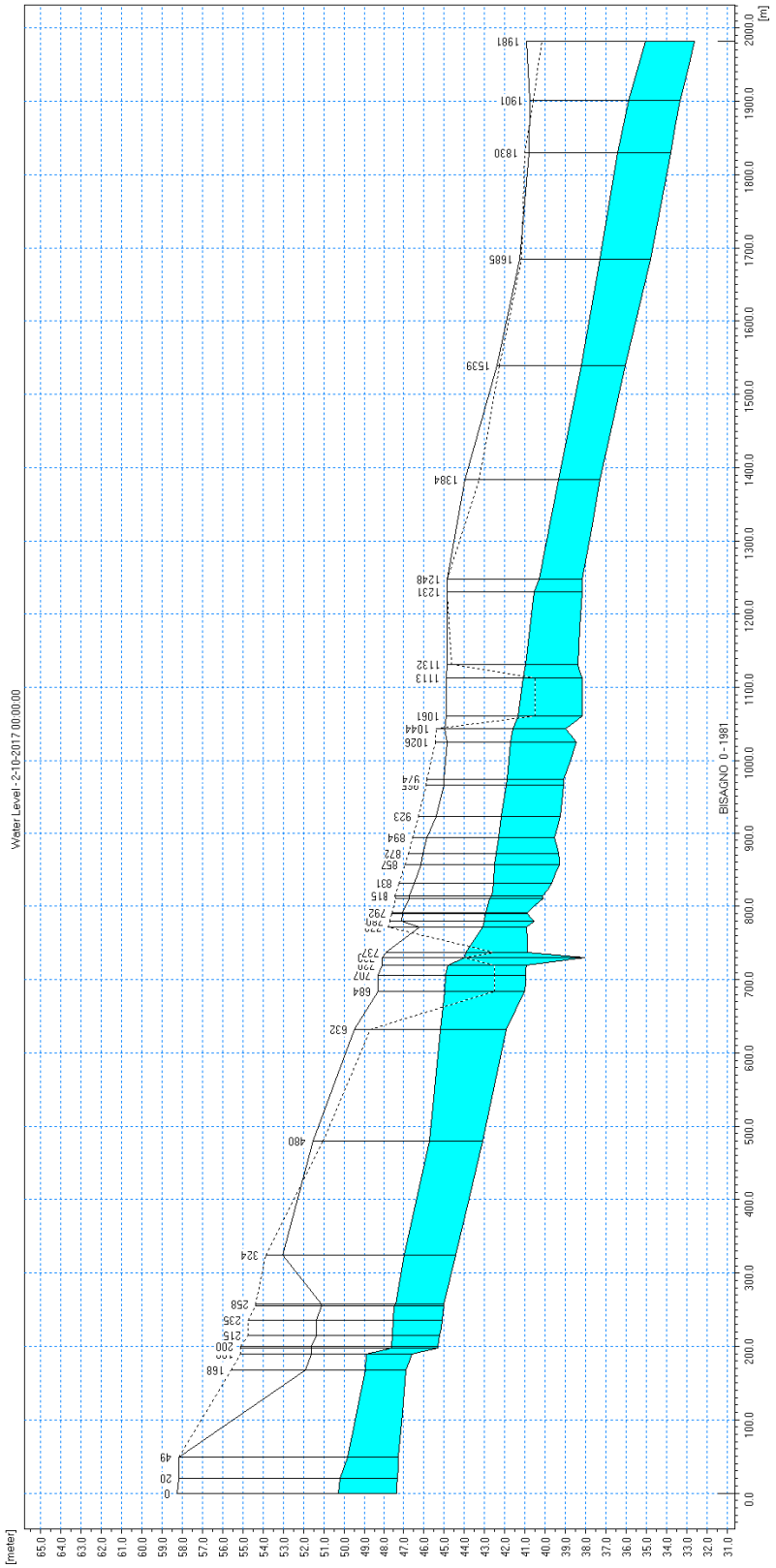


Figura 9-6 – Profilo di corrente per la portata a tempo di ritorno 10 anni nella fase di cantiere A3.

9.2.3 *Fase di cantiere A4*

In questa fase saranno presenti le sole opere di cantierizzazione in corrispondenza della traversa di regolazione, che verrà completata realizzando la luce centrale, in quanto la briglia selettiva sarà già totalmente realizzata.

I rilevati provvisori consentiranno il deflusso attraverso le luci localizzate in adiacenza delle due sponde. Anche in questo caso essi saranno realizzati in materiale d'alveo e avranno altezza contenuta (mediamente di circa 1,5 m).

In Tabella 28, Tabella 29 e Figura 9-7 si forniscono i risultati della simulazione in forma grafica e tabellare, riportando i parametri idrodinamici e l'analisi dell'andamento dei franchi idraulici di sicurezza nel tratto.

La presenza delle opere in alveo non comporta situazioni di pericolosità per il deflusso della portata decennale: i franchi di sicurezza non sono mai inferiori a 2,80 m, calcolati sia rispetto al livello idrico che al carico totale. Anche in corrispondenza di tutti gli attraversamenti i franchi idraulici sono sempre abbondantemente superiori a quelli richiesti dal Piano di Bacino.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	2,91	50,28	50,77	336,00	3,09	108,68	53,56	0,69
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	2,87	50,18	50,68	336,00	3,15	106,75	53,54	0,71
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	2,58	49,81	50,53	336,00	3,75	89,52	53,37	0,93
	10.0	167,91	46,88	2,07	48,95	49,50	336,00	3,28	102,30	54,51	0,77
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	2,28	48,88	49,33	336,00	2,96	113,53	55,00	0,66
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	2,30	47,60	48,33	336,00	2,95	113,85	55,00	0,65
	20.0	200,24	45,29	2,30	47,59	48,32	336,00	2,95	113,86	55,00	0,65
	30.0	215,21	45,21	2,34	47,55	48,22	336,00	2,83	118,86	58,02	0,63
	40.0	235,27	45,11	2,38	47,49	48,15	336,00	2,80	120,19	58,01	0,62
	45.0	255,82	45,01	2,41	47,42	48,07	336,00	2,79	120,55	59,00	0,62
	50.0	257,82	45,00	2,34	47,34	47,92	336,00	3,38	99,53	57,27	0,82
	60.0	324,29	44,41	2,51	46,92	47,63	336,00	3,74	89,87	60,26	0,98
	70.0	479,97	43,10	2,40	45,50	46,20	336,00	3,70	90,79	60,62	0,97
	80.0	632,19	41,94	2,23	44,17	44,91	336,00	3,81	88,08	59,82	1,00
	82.0	684,30	41,21	2,53	43,74	44,08	336,00	2,58	130,37	62,01	0,57
	83.0	706,60	40,97	2,73	43,70	44,01	336,00	2,47	136,13	62,23	0,53
	83.5	720,15	40,94	2,69	43,63	44,00	336,00	2,71	124,15	57,39	0,59
	83.6	729,76	38,06	5,37	43,43	43,54	336,00	1,42	235,79	53,48	0,22
	84.0	736,66	40,88	2,54	43,42	43,54	336,00	1,54	218,37	59,07	0,26
	85.0	771,82	40,91	2,18	43,09	43,26	336,00	1,83	184,08	55,88	0,32
	90.0	780,09	40,53	2,48	43,01	43,16	336,00	1,73	194,70	56,00	0,30
	100.0	789,88	40,88	2,06	42,94	43,11	336,00	1,82	184,12	54,24	0,32
	110.0	791,58	40,87	2,05	42,92	43,09	336,00	1,84	183,05	53,97	0,32
	120.0	810,89	40,11	2,62	42,73	43,09	336,00	2,65	126,84	59,28	0,58
	130.0	814,67	40,13	2,50	42,63	43,07	336,00	2,94	114,45	58,32	0,67
	140.0	831,31	39,67	2,86	42,53	43,06	336,00	3,23	103,89	60,12	0,79

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-
	150.0	857,21	39,31	3,16	42,47	42,90	336,00	2,91	115,64	58,82	0,66
	160.0	871,53	39,32	3,06	42,38	42,88	336,00	3,12	107,81	59,20	0,74
	165.0	894,33	39,54	2,69	42,23	42,84	336,00	3,45	97,52	59,87	0,86
	170.0	922,80	39,25	2,83	42,08	42,57	336,00	3,11	107,94	60,38	0,74
	180.0	965,28	39,10	2,73	41,83	42,47	336,00	3,53	95,15	56,48	0,87
	190.0	974,19	39,09	2,67	41,76	42,41	336,00	3,56	94,43	56,72	0,88
	200.0	1025,73	38,45	3,01	41,46	41,95	336,00	3,11	108,18	58,80	0,73
rilevato cantiere traversa regolazione	205.0	1043,55	39,01	2,53	41,54	41,72	336,00	1,90	177,21	62,65	0,36
rilevato cantiere traversa regolazione	210.0	1061,23	38,17	3,17	41,34	41,71	336,00	2,69	125,03	59,38	0,59
rilevato cantiere traversa regolazione	220.0	1113,18	38,17	2,87	41,04	41,42	336,00	2,72	123,45	59,30	0,60
rilevato cantiere traversa regolazione	225.0	1131,84	38,38	2,57	40,95	41,44	336,00	3,11	107,93	65,62	0,78
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	2,36	40,53	40,94	336,00	2,83	118,80	66,49	0,68
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	2,12	40,29	40,83	336,00	3,26	103,11	66,40	0,83
	230.0	1383,51	37,28	2,08	39,36	39,94	336,00	3,38	99,55	66,17	0,88
	240.0	1538,83	36,03	2,20	38,23	38,80	336,00	3,33	100,90	65,32	0,86
	250.0	1684,70	34,79	2,51	37,30	37,82	336,00	3,21	104,80	67,82	0,82
	260.0	1830,19	33,80	2,61	36,41	37,02	336,00	3,47	96,82	67,73	0,93
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	2,54	35,86	36,49	336,00	3,53	95,21	77,11	1,01
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	2,41	35,03	35,78	336,00	3,84	87,50	68,36	1,08

Tabella 28 – Simulazione per la portata a tempo di ritorno 10 anni nella fase di cantiere A4.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico	Carico totale	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Franco SX	Franco Dx	Franco Sx carico totale	Franco Dx carico totale
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m
Bisagno a monte	1.0	0,00	47,37	50,28	50,77	58,30	58,39	8,02	8,11	7,53	7,62
monte ponte via Fleming	5.1	20,00	47,31	50,18	50,68	58,24	57,13	8,06	6,95	7,56	6,45
valle ponte via Fleming	5.2	49,00	47,23	49,81	50,53	58,24	57,13	8,43	7,32	7,71	6,60
	10.0	167,91	46,88	48,95	49,50	56,76	52,51	7,81	3,56	7,26	3,01
monte briglia esistente	15.0	190,03	46,60	48,88	49,33	56,36	52,13	7,48	3,25	7,03	2,80
valle briglia esistente	16.0	197,73	45,30	47,60	48,33	56,27	53,01	8,67	5,41	7,94	4,68
	20.0	200,24	45,29	47,59	48,32	56,24	52,97	8,65	5,38	7,92	4,65
	30.0	215,21	45,21	47,55	48,22	56,01	52,72	8,46	5,17	7,79	4,50
	40.0	235,27	45,11	47,49	48,15	55,66	52,41	8,17	4,92	7,51	4,26
	45.0	255,82	45,01	47,42	48,07	55,32	52,25	7,90	4,83	7,25	4,18
	50.0	257,82	45,00	47,34	47,92	55,32	52,25	7,98	4,91	7,40	4,33

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Livello idrico	Carico totale	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Franco SX	Franco Dx	Franco Sx carico totale	Franco Dx carico totale
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m
	60.0	324,29	44,41	46,92	47,63	54,31	52,31	7,39	5,39	6,68	4,68
	70.0	479,97	43,10	45,50	46,20	51,83	51,72	6,33	6,22	5,63	5,52
	80.0	632,19	41,94	44,17	44,91	49,69	49,33	5,52	5,16	4,78	4,42
	82.0	684,30	41,21	43,74	44,08	49,37	48,52	5,63	4,78	5,29	4,44
	83.0	706,60	40,97	43,70	44,01	49,27	48,34	5,57	4,64	5,26	4,33
	83.5	720,15	40,94	43,63	44,00	49,16	48,06	5,53	4,43	5,16	4,06
	83.6	729,76	38,06	43,43	43,54	49,16	48,06	5,73	4,63	5,62	4,52
	84.0	736,66	40,88	43,42	43,54	49,11	47,91	5,69	4,49	5,57	4,37
	85.0	771,82	40,91	43,09	43,26	48,72	46,16	5,63	3,07	5,46	2,90
	90.0	780,09	40,53	43,01	43,16	48,64	46,00	5,63	2,99	5,48	2,84
	100.0	789,88	40,88	42,94	43,11	48,60	47,07	5,66	4,13	5,49	3,96
	110.0	791,58	40,87	42,92	43,09	48,60	47,04	5,68	4,12	5,51	3,95
	120.0	810,89	40,11	42,73	43,09	48,45	47,41	5,72	4,68	5,36	4,32
	130.0	814,67	40,13	42,63	43,07	48,40	47,41	5,77	4,78	5,33	4,34
	140.0	831,31	39,67	42,53	43,06	48,33	46,44	5,80	3,91	5,27	3,38
	150.0	857,21	39,31	42,47	42,90	47,93	46,14	5,46	3,67	5,03	3,24
	160.0	871,53	39,32	42,38	42,88	47,87	46,00	5,49	3,62	4,99	3,12
	165.0	894,33	39,54	42,23	42,84	47,61	45,90	5,38	3,67	4,77	3,06
	170.0	922,80	39,25	42,08	42,57	47,39	45,60	5,31	3,52	4,82	3,03
	180.0	965,28	39,10	41,83	42,47	46,95	45,27	5,12	3,44	4,48	2,80
	190.0	974,19	39,09	41,76	42,41	46,89	45,22	5,13	3,46	4,48	2,81
	200.0	1025,73	38,45	41,46	41,95	46,47	45,03	5,01	3,57	4,52	3,08
rilevato cantiere traversa regolazione	205.0	1043,55	39,01	41,54	41,72	46,15	44,87	4,61	3,33	4,43	3,15
rilevato cantiere traversa regolazione	210.0	1061,23	38,17	41,34	41,71	46,47	45,03	5,13	3,69	4,76	3,32
rilevato cantiere traversa regolazione	220.0	1113,18	38,17	41,04	41,42	45,95	44,88	4,91	3,84	4,53	3,46
rilevato cantiere traversa regolazione	225.0	1131,84	38,38	40,95	41,44	45,95	44,88	5,00	3,93	4,51	3,44
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230,65	38,17	40,53	40,94	44,82	44,84	4,29	4,31	3,88	3,90
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247,65	38,17	40,29	40,83	44,82	44,84	4,53	4,55	3,99	4,01
	230.0	1383,51	37,28	39,36	39,94	43,96	43,98	4,60	4,62	4,02	4,04
	240.0	1538,83	36,03	38,23	38,80	42,97	42,4	4,74	4,17	4,17	3,60
	250.0	1684,70	34,79	37,30	37,82	42,14	41,26	4,84	3,96	4,32	3,44
	260.0	1830,19	33,80	36,41	37,02	41,02	40,8	4,61	4,39	4,00	3,78
monte ponte Feritore	270.0	1901,07	33,32	35,86	36,49	40,58	40,74	4,72	4,88	4,09	4,25
valle ponte Feritore	280.0	1981,47	32,62	35,03	35,78	40,17	40,92	5,14	5,89	4,39	5,14

Tabella 29 – Andamento dei franchi idraulici di sicurezza in riferimento alle quote delle opere di contenimento dei livelli esistenti per la portata a tempo di ritorno 10 anni nella fase di cantiere A4.

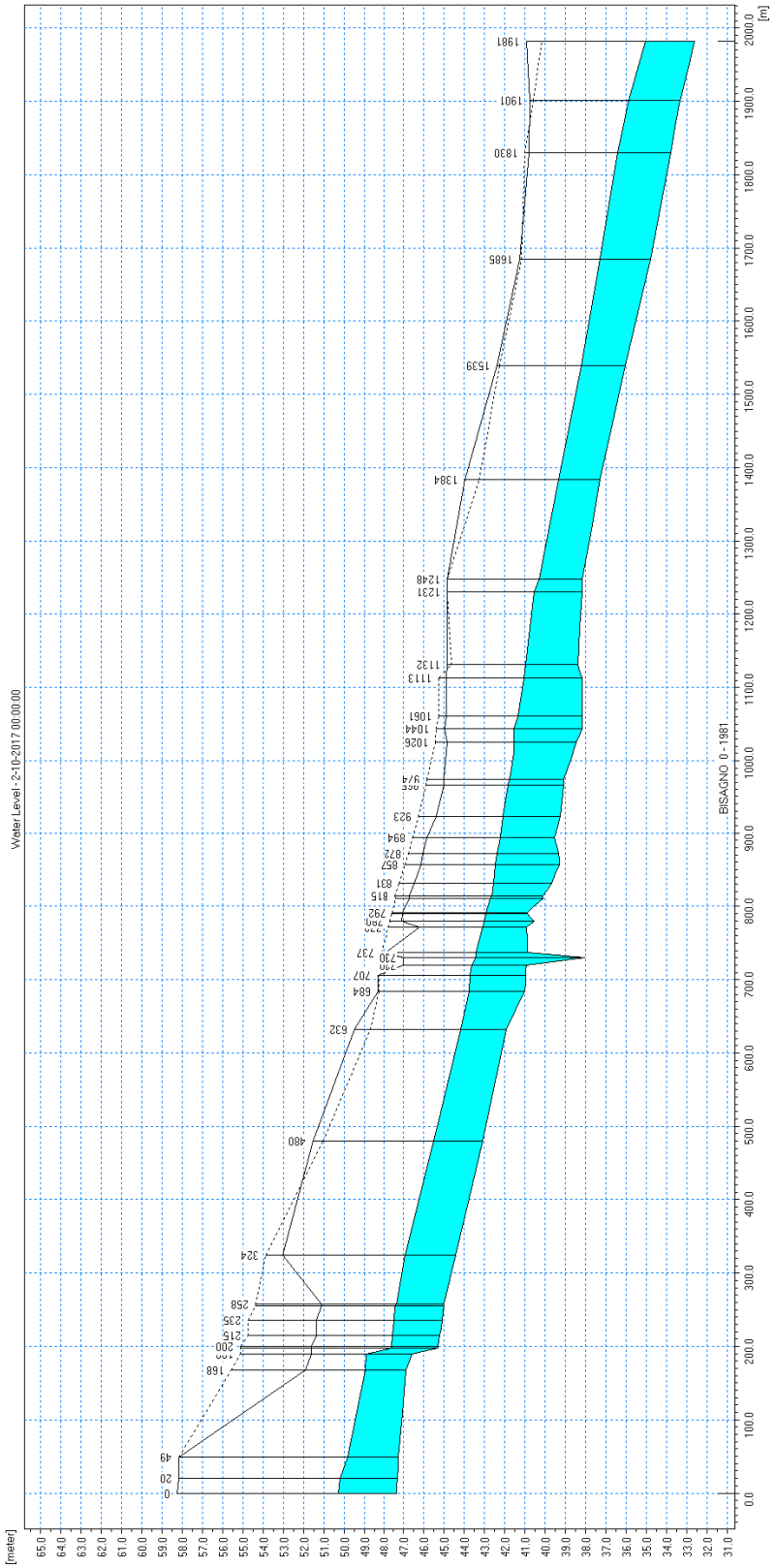


Figura 9-7 – Profilo di corrente per la portata a tempo di ritorno 10 anni nella fase di cantiere A4.

9.2.4 *Condizioni di asportabilità delle opere provvisionali*

Utilizzando i modelli monodimensionali allestiti per le verifiche delle diverse fasi di cantiere (v. capitoli precedenti) si è proceduto alla valutazione delle condizioni di deflusso corrispondenti a portate dell'ordine di grandezza della piena ordinaria, con la finalità di definire, per ognuna delle fasi e per i due siti di realizzazione della traversa e della briglia selettiva, la portata massima transitabile in condizioni di ragionevole sicurezza (franco idraulico di 0,5 m rispetto alla quota di sommità dei rilevati) e in condizioni limite di sormonto (franco nullo), portata oltre la quale si può ipotizzare l'avvio dell'asportazione dei rilevati da parte della corrente.

I risultati ottenuti (arrotondati) sono sintetizzati in Tabella 30.

fase di cantiere	portata con franco nullo [m³/s]		portata con franco 0,5 m [m³/s]	
	sito traversa	sito briglia	sito traversa	sito briglia
A2	70	60	30	20
A3	130	38	55	12
A4	150	---	65	---

Tabella 30 – Portate limite di sicurezza idraulica delle opere provvisionali in alveo.

Il sito della briglia risulta essere maggiormente critico in termini di portata limite oltre la quale si verifica il sormonto e l'asportazione dei rilevati, in quanto il restringimento della sezione di deflusso prodotto dalle opere provvisionali è più significativo. L'opera risulta tuttavia di più rapida realizzazione rispetto alla traversa di regolazione, per cui i tempi di esposizione al rischio sono minori.

A titolo di riferimento si precisa come per il tratto in esame la piena ordinaria (definita come l'evento che risulta raggiunto o superato in tre anni su quattro di osservazione, ovvero caratterizzato da un tempo di ritorno pari a 1,33 anni) è stimabile secondo le formulazioni descritte nella relazione idrologica in circa 92 m³/s, mentre il valore massimo associato a un tempo di ritorno di 2 anni risulta pari a circa 140 m³/s.

Per il sito di cantiere della **traversa** di regolazione quindi le opere provvisionali risultano sormontabili e progressivamente asportabili per eventi con tempi di ritorno all'incirca compresi tra 1 e 2 anni, a seconda delle fasi.

Per quanto riguarda il sito della **briglia** selettiva invece le portate per cui si verifica sormonto/asportazione sono pari a circa la metà rispetto ai valori definiti per la traversa (eventi di piccola piena di cui ci si può attendere l'occorrenza 1-2 volte l'anno).

9.2.5 *Interferenze in caso di occorrenza della piena di progetto*

Nonostante le opere provvisionali risultino asportabili da eventi di piena ordinari, come descritto nel capitolo precedente, la porzione di manufatti già realizzati resterebbe stabile, costituendo, rispetto allo stato attuale, un pur minimo ostacolo al deflusso della piena.

Per quantificare tale effetto, e verificarne l'accettabilità in termini di possibile incremento delle condizioni di rischio idraulico delle aree circostanti, è stata condotta una simulazione che ipotizza l'accadimento della portata di piena di progetto (TR=200 anni) in concomitanza con la fase più gravosa di cantiere, ovvero quella in cui la maggior parte delle opere in alveo sono state realizzate mentre la galleria non risulta ancora attiva.

Risulterebbero pertanto presenti in alveo il setto dello stramazzo, e tutte le pile di sostegno delle paratoie, come rappresentato in Figura 9-8.

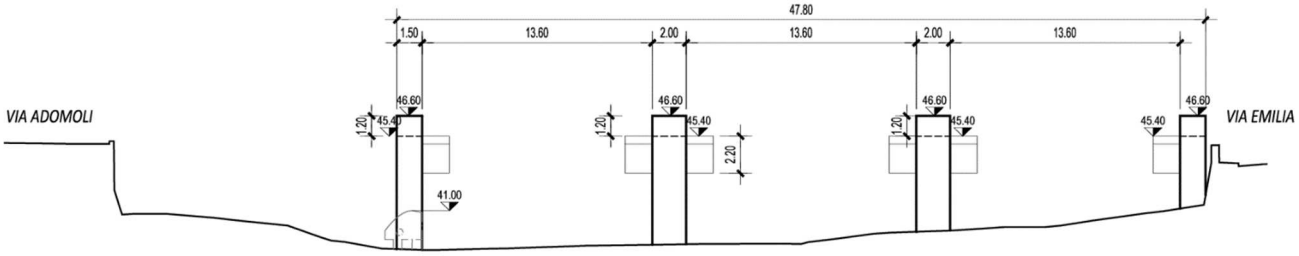


Figura 9-8 – Sezione considerata come ingombro massimo delle opere in alveo in fase di cantiere.

Utilizzando il modello numerico monodimensionale già descritto, si è proceduto pertanto alla verifica delle modalità di deflusso della piena di progetto duecentennale considerando la geometria d'alveo di stato attuale e questo ingombro dei manufatti in alveo.

I risultati ottenuti sono da confrontare con il profilo idraulico della medesima piena allo stato attuale: nelle condizioni di progetto infatti la sistemazione d'alveo e la sottrazione di portata da parte della galleria scolmatrice modificano significativamente i livelli idrici, come rappresentato in Figura 9-10.

In Figura 9-9 e Tabella 31 si riportano i risultati ottenuti per le diverse simulazioni, comprensivi dell'analisi dei franchi idraulici rispetto a entrambe le sponde.

						stato attuale		fase di cantiere		stato attuale		fase di cantiere		
Note	Sez.	Progr.	Fondo alveo	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Livello idrico	Carico totale	Livello idrico	Carico totale	Franco SX	Franco Dx	Franco SX	Franco Dx	Rigurgito indotto
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m	m
Bisagno a monte	1	0.00	47.37	58.30	58.39	52.43	53.54	52.43	53.54	5.87	5.96	5.87	5.96	0.00
monte ponte via Fleming	5.1	20.00	47.31	58.24	57.13	52.34	53.47	52.34	53.47	5.90	4.79	5.90	4.79	0.00
valle ponte via Fleming	5.2	49.00	47.23	58.24	57.13	51.71	53.24	51.71	53.24	6.53	5.42	6.53	5.42	0.00
	10	167.91	46.88	56.76	52.51	51.07	52.25	51.07	52.25	5.69	1.44	5.69	1.44	0.00
monte briglia esistente	15	190.03	46.60	56.36	52.13	51.02	52.07	51.02	52.07	5.34	1.11	5.34	1.11	0.00
valle briglia esistente	16	197.73	45.30	56.27	53.01	49.23	51.47	49.23	51.47	7.04	3.78	7.04	3.78	0.00
	20	200.24	45.29	56.24	52.97	49.21	51.46	49.21	51.46	7.03	3.76	7.03	3.76	0.00
	30	215.21	45.21	56.01	52.72	49.15	51.22	49.15	51.22	6.86	3.57	6.86	3.57	0.00
	40	235.27	45.11	55.66	52.41	49.04	51.13	49.04	51.13	6.62	3.37	6.62	3.37	0.00
	45	255.82	45.01	55.32	52.25	48.94	51.04	48.94	51.04	6.38	3.31	6.38	3.31	0.00
	50	257.82	45.00	55.32	52.25	48.91	50.43	48.91	50.43	6.41	3.34	6.41	3.34	0.00
	60	324.29	44.41	54.31	52.31	48.46	50.14	48.46	50.14	5.85	3.85	5.85	3.85	0.00
	70	479.97	43.10	51.83	51.72	47.06	48.69	47.07	48.69	4.77	4.66	4.76	4.65	0.01
	80	632.19	41.94	49.69	49.33	45.84	47.41	45.85	47.41	3.85	3.49	3.84	3.48	0.01

						stato attuale		fase di cantiere		stato attuale		fase di cantiere		
Note	Sez.	Progr.	Fondo alveo	Quota sponda Sx	Quota sponda Dx	Livello idrico	Carico totale	Livello idrico	Carico totale	Franco SX	Franco Dx	Franco SX	Franco Dx	Rigurgito indotto
-	-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m	m	m	m
	82	684.30	41.22	49.49	48.63	45.45	46.95	45.46	46.95	4.04	3.18	4.03	3.17	0.01
	83	706.60	40.97	49.27	48.34	45.30	46.70	45.31	46.71	3.97	3.04	3.96	3.03	0.01
		720.15	40.99	49.16	48.06	45.20	46.67	45.21	46.68	3.96	2.86	3.95	2.85	0.01
		729.76	40.88	49.14	48.00	45.14	46.63	45.15	46.62	4.00	2.86	3.99	2.85	0.01
	84	736.66	40.88	49.11	47.91	45.09	46.63	45.10	46.61	4.02	2.82	4.01	2.81	0.01
	85	771.82	40.91	48.72	46.16	44.82	46.48	44.83	46.48	3.90	1.34	3.89	1.33	0.01
	90	780.09	40.53	48.64	46.00	44.76	46.31	44.77	46.26	3.88	1.24	3.87	1.23	0.01
	100	789.88	40.88	48.60	47.07	44.69	46.31	44.70	46.26	3.91	2.38	3.90	2.37	0.01
	110	791.58	40.87	48.60	47.04	44.68	46.29	44.69	46.24	3.92	2.36	3.91	2.35	0.01
	120	810.89	40.11	48.45	47.41	44.54	45.81	44.56	45.81	3.91	2.87	3.89	2.85	0.02
	130	814.67	40.13	48.40	47.41	44.37	45.78	44.38	45.78	4.03	3.04	4.02	3.03	0.01
	140	831.31	39.67	48.33	46.44	44.27	45.55	44.29	45.56	4.06	2.17	4.04	2.15	0.02
	150	857.21	39.31	47.93	46.14	44.18	45.35	44.20	45.36	3.75	1.96	3.73	1.94	0.02
	160	871.53	39.32	47.87	46.00	44.09	45.36	44.12	45.36	3.78	1.91	3.75	1.88	0.03
	165	894.33	39.54	47.61	45.90	43.94	45.34	43.97	45.35	3.67	1.96	3.64	1.93	0.03
	170	922.80	39.25	47.39	45.60	43.81	45.05	43.85	45.06	3.58	1.79	3.54	1.75	0.04
	180	965.28	39.10	46.95	45.27	43.57	44.98	43.60	44.98	3.38	1.70	3.35	1.67	0.03
	190	974.19	39.09	46.89	45.22	43.51	44.92	43.55	44.93	3.38	1.71	3.34	1.67	0.04
	200	1025.73	38.21	46.47	45.03	43.27	44.43	43.33	44.45	3.20	1.76	3.14	1.70	0.06
	205	1043.55	39.01	46.47	45.03	43.15	44.43	43.22	44.44	3.32	1.88	3.25	1.81	0.07
monte paratoie	210	1093.55	38.17	46.47	45.03	43.06	43.82	43.13	43.82	3.41	1.97	3.34	1.90	0.07
valle paratoie	220	1109.90	38.17	45.95	44.88	43.01	43.82	43.01	43.82	2.94	1.87	2.94	1.87	0.00
	225	1115.90	38.38	45.95	44.88	42.87	43.82	42.87	43.82	3.08	2.01	3.08	2.01	0.00
	226	1129.40	38.35	45.67	44.84	42.81	43.82	42.81	43.82	2.86	2.03	2.86	2.03	0.00
	228	1132.90	38.34	45.67	44.84	42.80	43.81	42.80	43.81	2.87	2.04	2.87	2.04	0.00
monte ponte Ugo Gallo	229.1	1230.65	38.17	44.82	44.84	42.48	43.39	42.48	43.39	2.34	2.36	2.34	2.36	0.00
valle ponte Ugo Gallo	229.2	1247.65	38.17	44.82	44.84	41.83	43.16	41.83	43.16	2.99	3.01	2.99	3.01	0.00
	230	1383.51	37.28	43.96	43.98	40.89	42.28	40.89	42.28	3.07	3.09	3.07	3.09	0.00
	240	1538.83	36.03	42.97	42.40	39.78	41.15	39.78	41.15	3.19	2.62	3.19	2.62	0.00
	250	1684.70	34.79	42.14	41.26	38.73	40.07	38.73	40.07	3.41	2.53	3.41	2.53	0.00
	260	1830.19	33.80	41.02	40.80	37.75	39.19	37.75	39.19	3.27	3.05	3.27	3.05	0.00
monte ponte Feritore	270	1901.07	33.32	40.58	40.74	37.11	38.60	37.11	38.60	3.47	3.63	3.47	3.63	0.00
valle ponte Feritore	280	1981.47	32.62	40.17	40.92	36.33	37.95	36.33	37.95	3.84	4.59	3.84	4.59	0.00

Tabella 31 – Simulazione per la portata a tempo di ritorno 200 anni nelle condizioni di stato attuale e nella fase più critica di cantiere in termini di opere definitive realizzate in alveo.

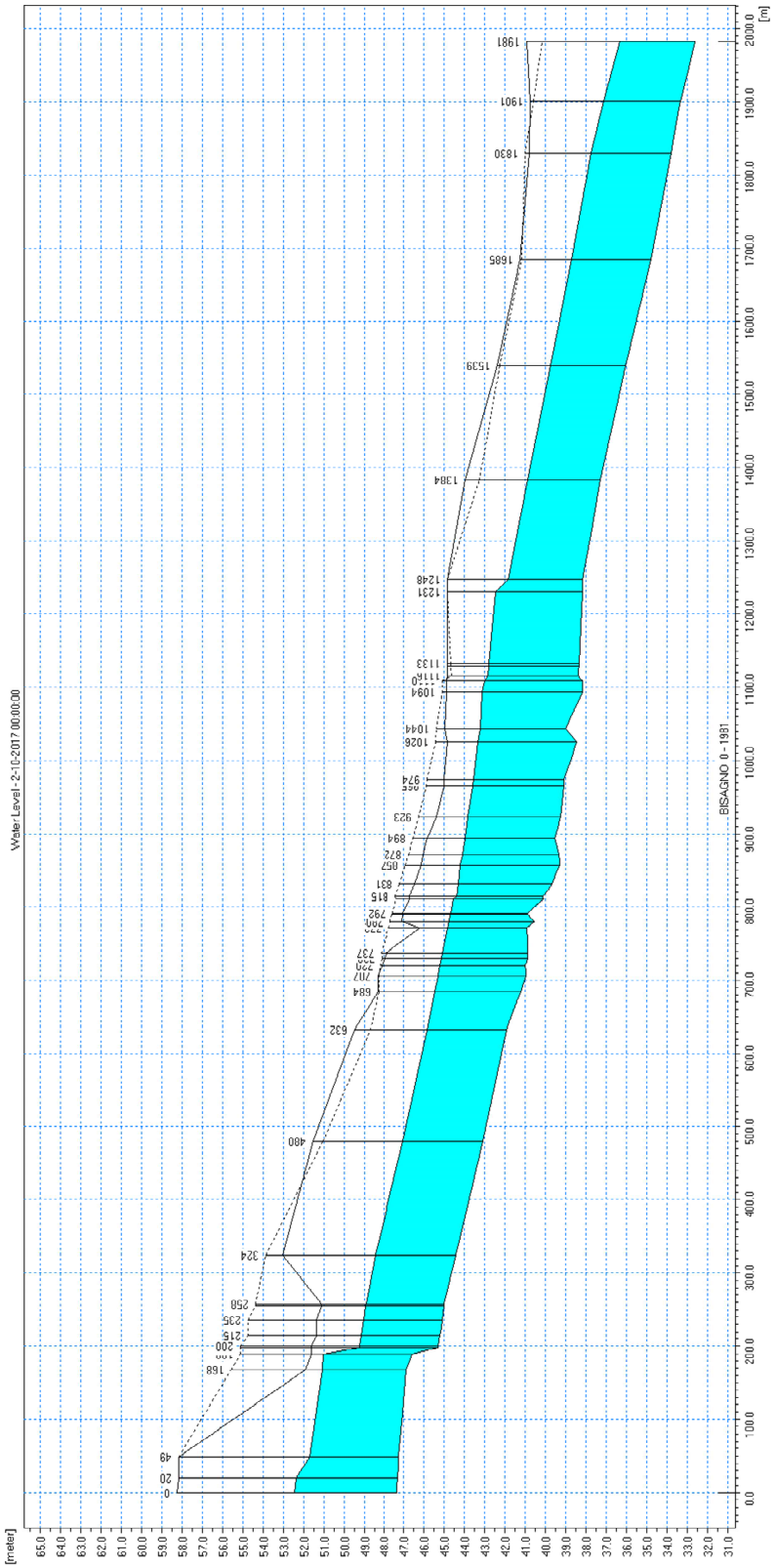


Figura 9-9 – Profilo idrico in corrispondenza del deflusso della piena duecentennale per la fase più critica di cantiere in termini di opere definitive realizzate in alveo.

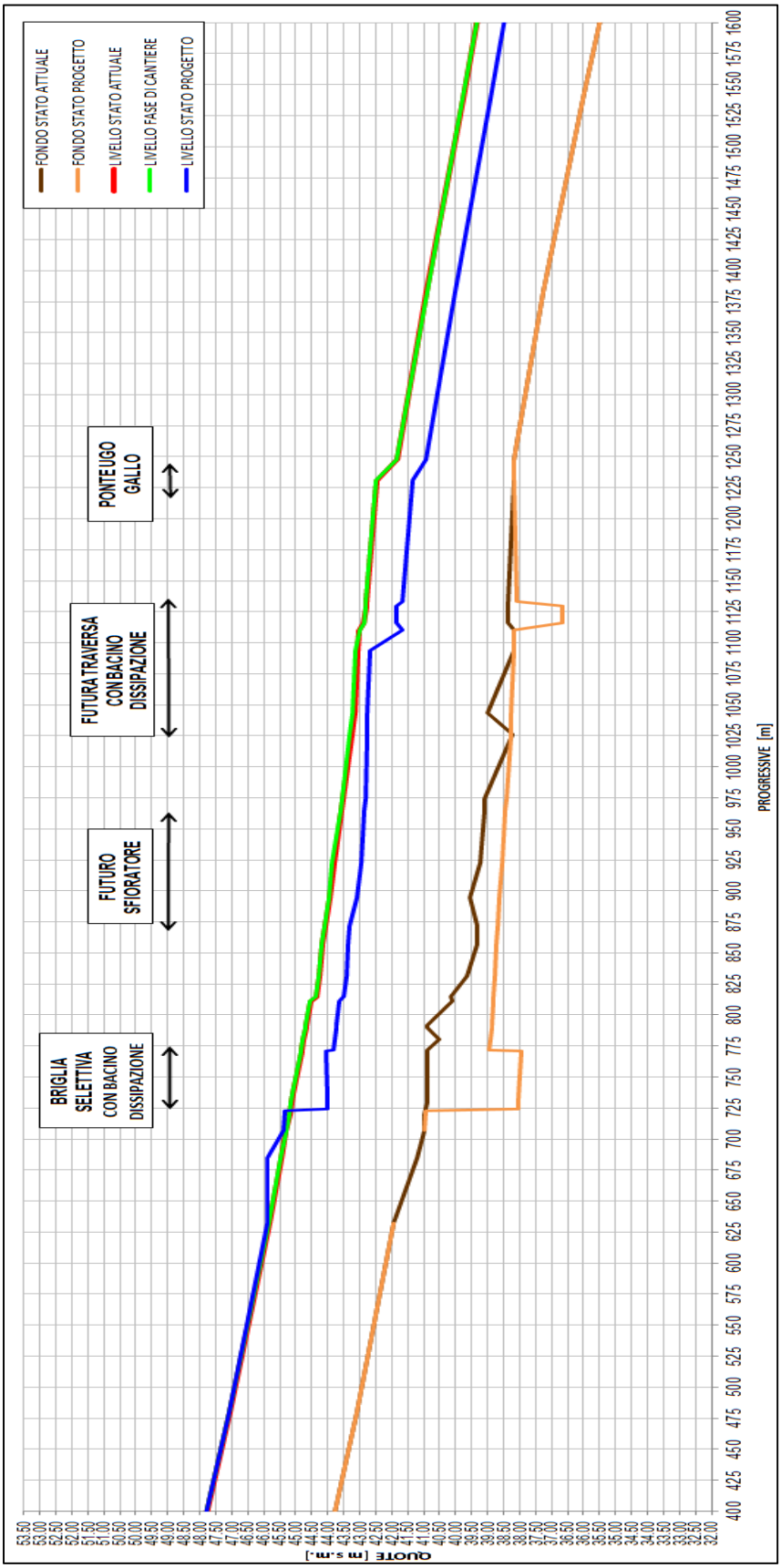


Figura 9-10 – Confronto tra i profili idraulici in corrispondenza del deflusso della piena duecentennale tra la condizione di stato attuale, la fase più critica di cantiere e lo stato di progetto.

L'effetto di rigurgito dovuto alla presenza delle opere in alveo risulta modesto, pari a circa 7 cm nella sezione più sfavorita, e si esaurisce circa 600 m a monte della sezione.

Non si riscontrano problematiche relative alla riduzione dei franchi idraulici, che risultano sempre superiori a quelli richiesti dal Piano di Bacino.

9.3 Analisi di propagazione della piena sull'asta del Bisagno

Per fornire la base conoscitiva necessaria all'eventuale impostazione di un sistema previsionale o di preallerta idrometrica per eventi di piena in fase di cantiere, è stata condotta un'analisi finalizzata a determinare i tempi di propagazione minimi di eventi di piena sull'asta del Bisagno.

Per questa finalità si è fatto riferimento a un evento di piena duecentennale (di più rapida propagazione rispetto a eventi di maggiore probabilità di accadimento) per la condizione di esercizio, e a una portata di 100 m^3/s (poco superiore alla piena ordinaria) come rappresentativa delle portate limite per le lavorazioni in alveo in fase di cantiere.

Il modello idrodinamico monodimensionale del torrente Bisagno è stato esteso a questo scopo verso monte per circa 7270 m, per uno sviluppo complessivo di circa 9252 m da monte della confluenza del torrente Lentro fino a valle del ponte Feritore.

Le sezioni trasversali localizzate sull'asta del Bisagno nel tratto dalla confluenza del Lentro al ponte Fleming sono state desunte dal modello geometrico utilizzato dalla Provincia di Genova nell'ambito della redazione del Piano di bacino; dal ponte Fleming fino a valle del ponte Feritore le sezioni sono quelle utilizzate nella stesura del presente Progetto esecutivo descritte nel dettaglio nel capitolo 3.2.

In Figura 9-11 si fornisce una rappresentazione dell'estensione del modello di simulazione su supporto foto aerea, con rappresentati in colore blu l'asse del network, in colore rosso le sezioni trasversali introdotte, in colore azzurro gli attraversamenti viari e le opere idrauliche presenti e in progetto.

In Tabella 32 si riporta il profilo longitudinale del modello indicando la fonte di rilievo delle sezioni utilizzate, il tratto d'asta in cui ricadono, il loro codice identificativo e la loro progressiva metrica misurata lungo l'asta del Bisagno a partire dalla sezione a monte di foce Lentro.

Nel tratto di Bisagno oggetto delle analisi idrodinamiche di progetto descritte nei precedenti capitoli si è inserita inoltre la descrizione della posizione delle sezioni come da tabelle precedenti.

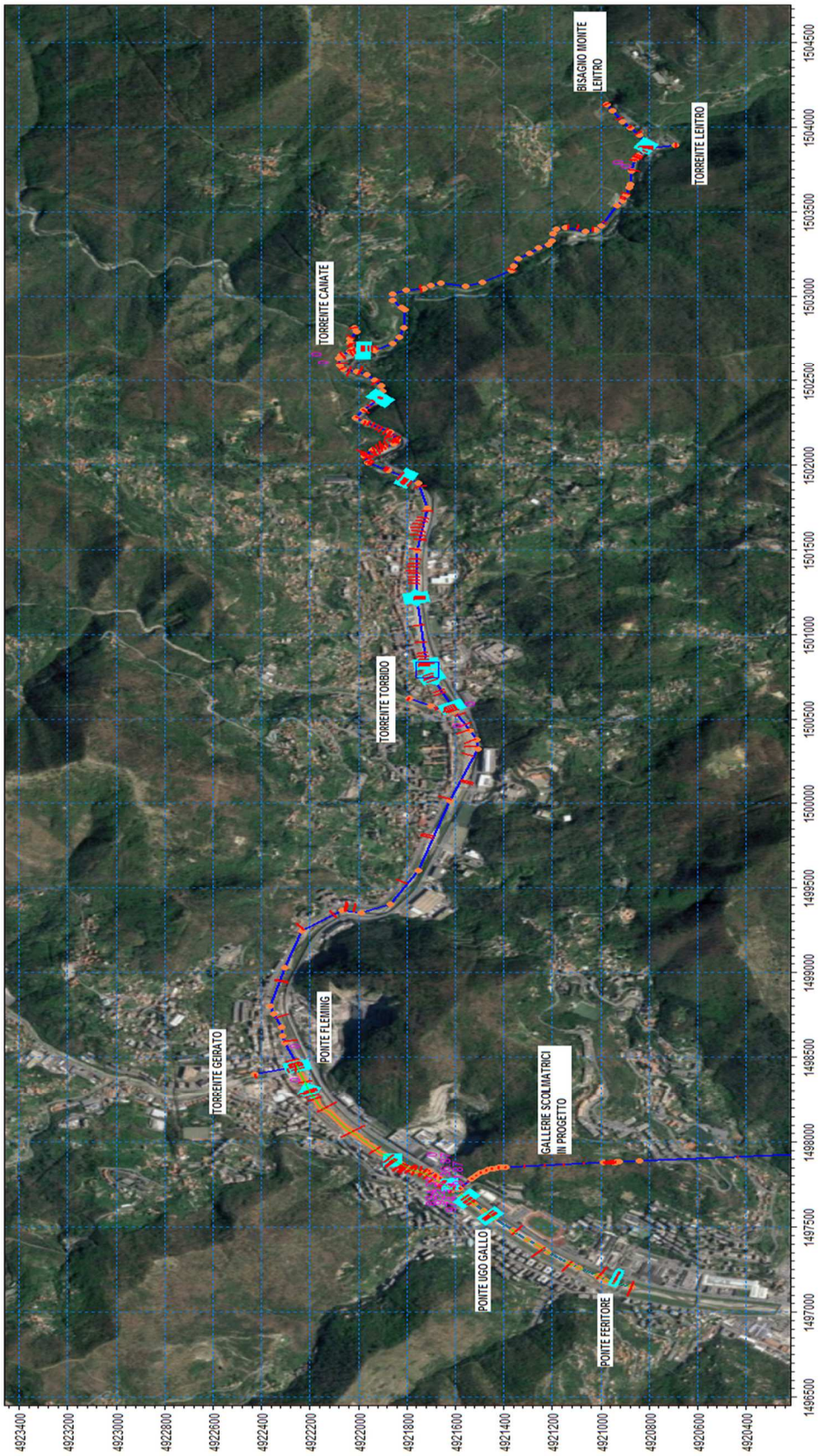


Figura 9-11 – Dominio di calcolo (rappresentazione del network del modello).

Fonte	Tratto asta Bisagno	Localizzazione sezioni Progetto Esecutivo	Progressiva	Sezione
-	-	-	m	-
Provincia di Genova	MONTE LENTRO		0,00	458.00
Provincia di Genova	MONTE LENTRO		100,00	212.00
Provincia di Genova	MONTE LENTRO		167,06	211.10
Provincia di Genova	MONTE LENTRO		170,06	210.90
Provincia di Genova	MONTE LENTRO		217,06	210.00
Provincia di Genova	MONTE LENTRO		301,11	209.00
Provincia di Genova	MONTE LENTRO		303,11	208.90
Provincia di Genova	MONTE LENTRO		313,11	208.90
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		333,11	208.00
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		370,07	207.00
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		380,07	206.10
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		384,07	205.90
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		398,08	205.10
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		401,08	204.90
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		458,08	204.00
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		595,00	203.00
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		620,98	202.10
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		627,48	201.90
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		784,47	201.00
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		850,47	200.00
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		920,47	199.00
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		956,47	198.00
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		1316,47	197.00
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		1716,47	196.00
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		2216,47	195.00
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		2236,47	194.50
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		2251,47	194.30
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		2271,47	194.10
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		2281,47	193.90
Provincia di Genova	LENTRO CANATE		2311,47	193.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2328,47	192.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2366,47	191.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2417,51	190.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2456,55	189.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2489,52	188.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2528,56	187.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2621,47	186.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2721,47	185.10
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2727,97	184.90
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2757,97	184.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2789,01	183.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2789,51	182.90
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2821,51	182.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2871,51	181.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2925,52	180.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2940,52	179.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2960,52	178.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		2980,52	177.00

Fonte	Tratto asta Bisagno	Localizzazione sezioni Progetto Esecutivo	Progressiva	Sezione
-	-	-	m	-
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3000,52	176.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3020,52	175.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3040,52	174.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3043,52	173.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3063,52	172.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3082,52	171.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3092,52	170.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3098,52	169.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3099,52	168.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3102,52	167.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3105,52	166.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3110,52	165.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3120,52	164.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3150,52	163.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3165,52	162.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3173,52	161.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3180,52	160.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3192,52	159.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3210,52	158.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3224,52	157.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3246,51	156.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3252,51	155.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3259,51	154.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3262,51	153.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3274,51	152.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3275,51	151.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3296,51	150.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3306,51	149.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3316,51	148.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3381,33	147.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3388,63	146.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3454,64	145.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3474,64	144.30
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3475,64	144.20
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3489,64	144.10
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3509,64	143.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3559,64	142.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3704,69	141.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3745,69	140.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3765,69	139.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3785,69	138.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3805,69	137.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3825,69	136.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3845,69	135.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3870,69	134.70
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3874,69	134.60
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3930,69	134.40
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		3985,69	134.20

Fonte	Tratto asta Bisagno	Localizzazione sezioni Progetto Esecutivo	Progressiva	Sezione
-	-	-	m	-
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4010,69	134.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4030,69	133.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4050,69	132.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4051,69	131.90
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4066,69	131.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4086,69	130.10
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4086,79	130.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4106,79	129.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4126,79	128.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4204,79	127.10
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4218,79	126.80
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4368,79	126.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4468,79	125.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4528,79	124.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4548,79	123.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4568,79	122.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4588,79	121.10
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4599,79	120.90
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4602,79	120.80
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4654,79	120.30
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4669,79	120.10
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4677,79	119.90
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4692,79	119.80
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4757,79	119.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4774,79	118.00
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4857,77	117.10
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4877,77	116.90
Provincia di Genova	CANATE TORBIDO		4887,77	116.85
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		4892,77	116.80
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		4919,02	116.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		4979,02	115.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		5019,02	114.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		5079,02	113.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		5119,02	112.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		5179,02	111.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		5319,02	110.10
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		5329,02	109.90
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		5439,02	109.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		5659,02	108.10
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		5669,02	107.90
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		5949,02	107.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		6239,02	106.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		6270,02	105.10
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		6276,02	104.90
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		6326,02	104.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		6473,02	103.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		6773,02	102.10
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		6778,02	101.90

Fonte	Tratto asta Bisagno	Localizzazione sezioni Progetto Esecutivo	Progressiva	Sezione
-	-	-	m	-
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		6992,96	101.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		7132,96	100.00
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		7242,96	99.10
Provincia di Genova	TORBIDO GEIRATO		7262,96	98.90
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	Bisagno a monte	7270,96	1.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	monte ponte via Fleming	7290,96	5.10
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	valle ponte via Fleming	7319,96	5.20
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		7438,87	10.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	monte briglia esistente	7460,99	15.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	valle briglia esistente	7468,69	16.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		7471,2	20.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		7486,17	30.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		7506,23	40.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		7526,78	45.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		7528,78	50.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		7595,25	60.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		7750,93	70.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		7903,15	80.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		7977,56	83.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	monte briglia selettiva	7993,56	
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	valle briglia selettiva inizio bacino di dissipazione	7995,26	
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	bacino dissipazione	8003,56	
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	fine bacino di dissipazione monte controbriglia	8041,56	
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	fine bacino di dissipazione valle controbriglia	8042,78	85.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		8051,05	90.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		8060,84	100.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		8062,54	110.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		8081,85	120.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		8085,63	130.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		8102,27	140.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		8128,17	150.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		8142,49	160.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	inizio sfioro in scolmatore	8165,29	165.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	sfioro in scolmatore	8193,76	170.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	sfioro in scolmatore	8236,24	180.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	fine sfioro in scolmatore	8245,15	190.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		8296,69	200.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	monte paratoie	8364,51	210.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	valle paratoie	8380,86	220.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	inizio bacino dissipazione	8386,86	225.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	fine bacino dissipazione	8400,36	226.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		8403,86	228.00
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	monte ponte Ugo Gallo	8501,61	229.10
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO	valle ponte Ugo Gallo	8518,61	229.20
Progetto esecutivo 2017	GEIRATO TRENSASCO		8654,47	230.00
Progetto esecutivo 2017	VALLE TRENSASCO		8809,79	240.00

Fonte	Tratto asta Bisagno	Localizzazione sezioni Progetto Esecutivo	Progressiva	Sezione
-	-	-	m	-
Progetto esecutivo 2017	VALLE TRENSASCO		8955,66	250.00
Progetto esecutivo 2017	VALLE TRENSASCO		9101,15	260.00
Progetto esecutivo 2017	VALLE TRENSASCO	monte ponte Feritore	9172,03	270.00
Progetto esecutivo 2017	VALLE TRENSASCO	valle ponte Feritore	9252,43	280.00

Tabella 32 – Profilo longitudinale del modello idrodinamico esteso.

La definizione degli idrogrammi di piena è stata svolta per le seguenti sezioni idrologiche sull'asta del Bisagno, così da poter considerare la progressiva formazione dell'onda di piena da monte verso valle, con il contributo degli affluenti principali:

- a monte della confluenza del torrente Lentro,
- a valle della confluenza del torrente Lentro,
- a valle della confluenza del torrente Canate,
- a valle della confluenza del torrente Torbido,
- a valle della confluenza del torrente Geirato.

Per la determinazione degli idrogrammi di piena è stato messo a punto un modello idrologico afflussi-deflussi che implementa il metodo dell'idrogramma unitario, mediante il codice di calcolo MIKE 11 – UHM del DHI. La procedura seguita risulta congruente con quanto indicato dalla D.G.R. 359/2008; in particolare l'approccio utilizzato è quello dell'idrogramma istantaneo unitario con definizione dei parametri sulla base del metodo CN-SCS.

Per le varie sezioni la portata al colmo è stata considerata come nota a priori, ricavata secondo le modalità definite nel Piano di Bacino (v. relazione idrologica); la metodologia è stata quindi applicata determinando l'intensità di precipitazione che, in ragione delle caratteristiche proprie del bacino, provoca l'insorgere di questo valore massimo, e di conseguenza la forma dell'onda di piena che viene a determinarsi.

Per ogni bacino si è fatto riferimento ai dati fisiografici e ai tempi di corrivazione pubblicati negli allegati tecnici al Piano di bacino del Bisagno, denominati "sottobacini e parametri caratteristici" e "idrologia", sintetizzati nella relazione idrologica del presente progetto.

Le ipotesi base per la messa a punto del modello, basato come detto sul metodo dell'idrogramma unitario adimensionale del metodo SCS, sono riassunte nel seguito:

- le perdite idrologiche iniziali sono state calcolate con il metodo SCS a partire dai valori di CN e AMC precedentemente indicati;
- il "lag time" è stato opportunamente tarato in funzione del tempo di corrivazione noto del bacino;
- la precipitazione è stata assegnata uniforme su tutto il bacino, a intensità costante e di durata pari al tempo di corrivazione.

Calcolati i due idrogrammi di piena associati a due sezioni idrologiche consecutive si è determinato, per loro differenza aritmetica istante per istante, l'idrogramma di piena del bacino residuo, attribuito come input concentrato in corrispondenza della principale confluenza di ciascun tratto in modo da ottenere a valle il valore al colmo calcolato idrologicamente.

La Tabella 33 riporta le altezze di pioggia medie sul bacino in grado di produrre, con intensità costante e per una durata di pioggia pari al tempo di corrivazione, la portata al colmo di riferimento.

Per il tempo di ritorno duecentennale le altezze di pioggia riportate appaiono congruenti con i valori di pari frequenza definiti dal Piano di Bacino per le diverse stazioni pluviometriche distribuite nel bacino, per le quali sono fornite le LSPP nella relazione idrologica di progetto.

Per quanto riguarda la piena "ordinaria", si osserva come le altezze di pioggia per TR=10 anni delle varie stazioni risultino comprese tra 70 e 120 mm, da doppi a quadrupli rispetto al valor medio riportato in Tabella 33. Anche in questo caso quindi si riscontra una buona congruenza con il Piano di Bacino.

sezione	tp (ore)	Q piena ordinaria	Q piena 200 anni da PdB
		htot (mm)	htot (mm)
monte t. Lentro	1,82	21,8	147,2
valle t. Lentro	2,07	24,4	164,7
valle t. Canate	2,45	26,4	178,2
valle rio Torbido	2,77	31,2	210,6
valle t. Geirato	2,97	36,0	243,0

Tabella 33 – Altezze di pioggia che generano gli idrogrammi di piena di riferimento per le sezioni considerate.

La propagazione degli idrogrammi di piena duecentennale e di piena ordinaria lungo l'asta del Bisagno sono rappresentati in Figura 9-12 e in Figura 9-13.

Si osserva un progressivo irripidimento del ramo di crescita man mano che ci si sposta verso valle e l'idrogramma riceve i contributi degli affluenti; parte del volume viene "perso" come invaso proprio riempiendo l'alveo che risulta vuoto a inizio simulazione.

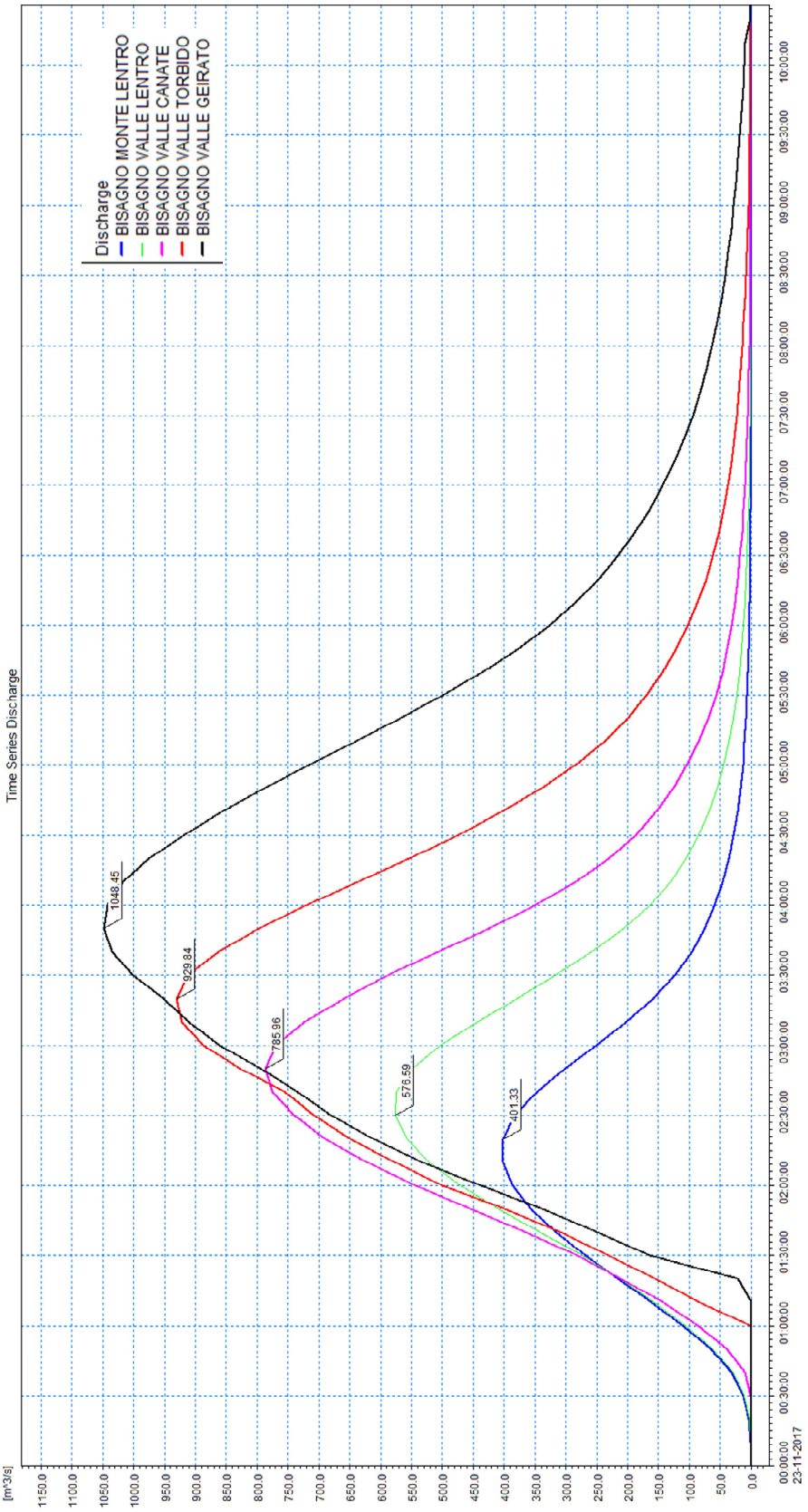


Figura 9-12 – Evoluzione e propagazione dell'idrogramma di piena duecentennale lungo l'asta del Bisagno.

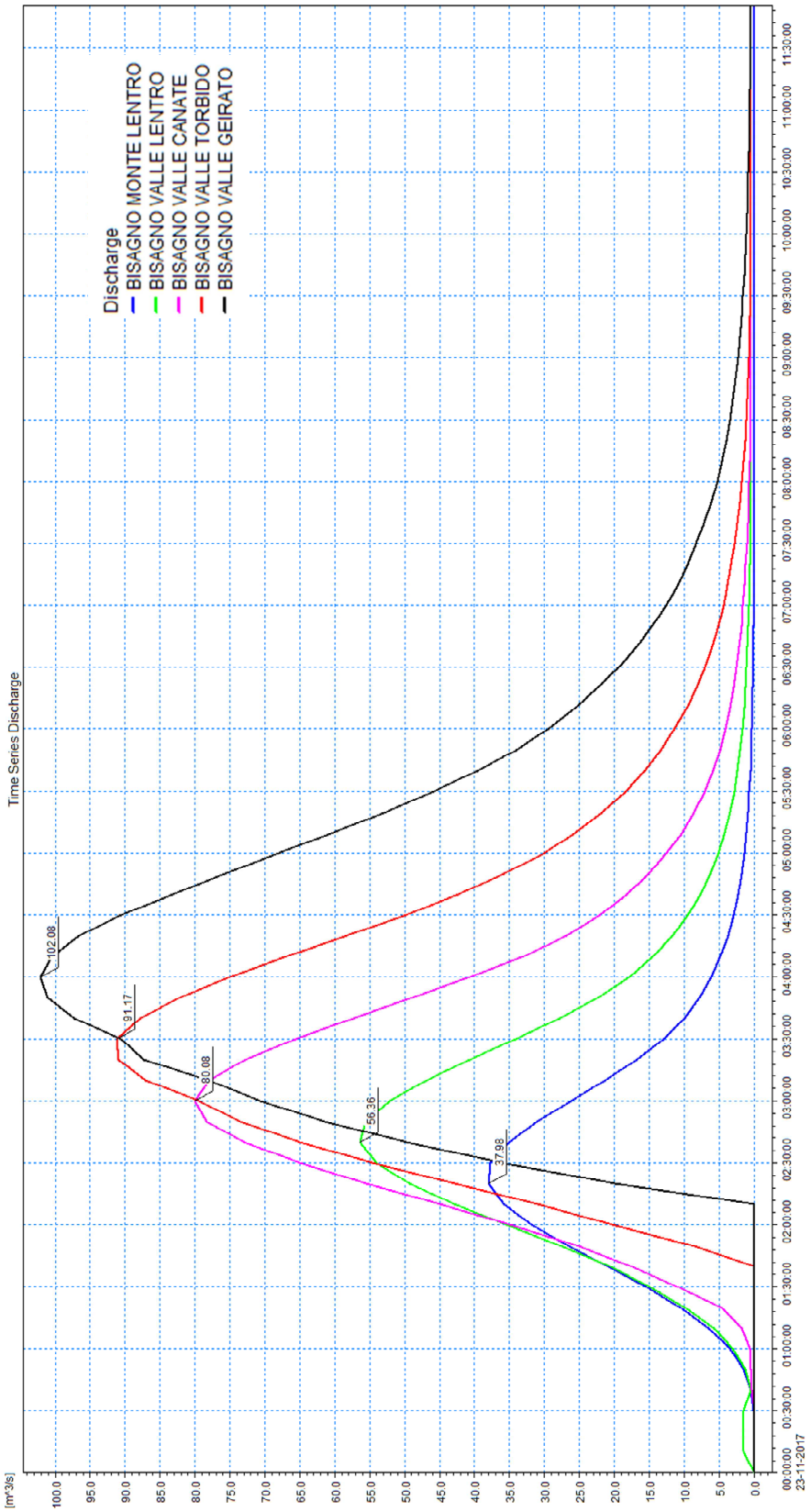


Figura 9-13 – Evoluzione e propagazione dell'idrogramma di piena ordinaria lungo l'asta del Bisagno.

9.3.1 *Impostazione schematica di modello previsionale di allertamento*

Nell'ambito delle procedure di sicurezza di cantiere per la gestione del rischio idraulico è previsto che alla diramazione da parte della Regione Liguria / ARPAL di un'allerta idrogeologica/idraulica (gialla, arancione o rossa) si limitino o sospendano le lavorazioni in alveo e si mettano in sicurezza per quanto possibile i macchinari, così da minimizzare la possibilità di danni al cantiere e dal cantiere verso il territorio circostante.

In funzione di quanto definito nel capitolo 9.2, la portata limite per il sormonto e l'avvio dell'asportazione degli apprestamenti provvisionali è dell'ordine di grandezza di una piena ordinaria per la sezione del torrente Bisagno rappresentativa del tratto di intervento.

L'evento meteorico in grado di produrre in alveo tali portate, supposto uniformemente distribuito sul bacino, è caratterizzato da un'intensità di pioggia non particolarmente elevata, come precedentemente calcolato.

Per tale ragione esso potrebbe potenzialmente accadere anche in condizioni che non superano le soglie di riferimento per la diramazione di un'allerta; risulta quindi opportuno prevedere in fase di cantiere un sistema locale di previsione e preallertamento in grado di rilevare con anticipo la formazione di un simile evento. Tale sistema potrebbe poi trovare applicazione come elemento di supporto decisionale nella fase di gestione delle opere in esercizio.

Le analisi idrauliche sulla propagazione delle onde di piena lungo l'asta del Bisagno hanno fornito indicazioni su tempi di preavviso, rispetto alla zona di cantiere, dell'ordine di 1:20 ore per un evento critico rilevato a valle della confluenza dei due rami di testata principali del bacino (valle Lentro, Figura 9-12). Una configurazione base del sistema di preallertamento potrebbe prevedere l'installazione di un sensore idrometrico in tale posizione, per disporre di questo minimo tempo di preavviso possibile (Figura 9-14) sul colmo dell'idrogramma di piena duecentennale.

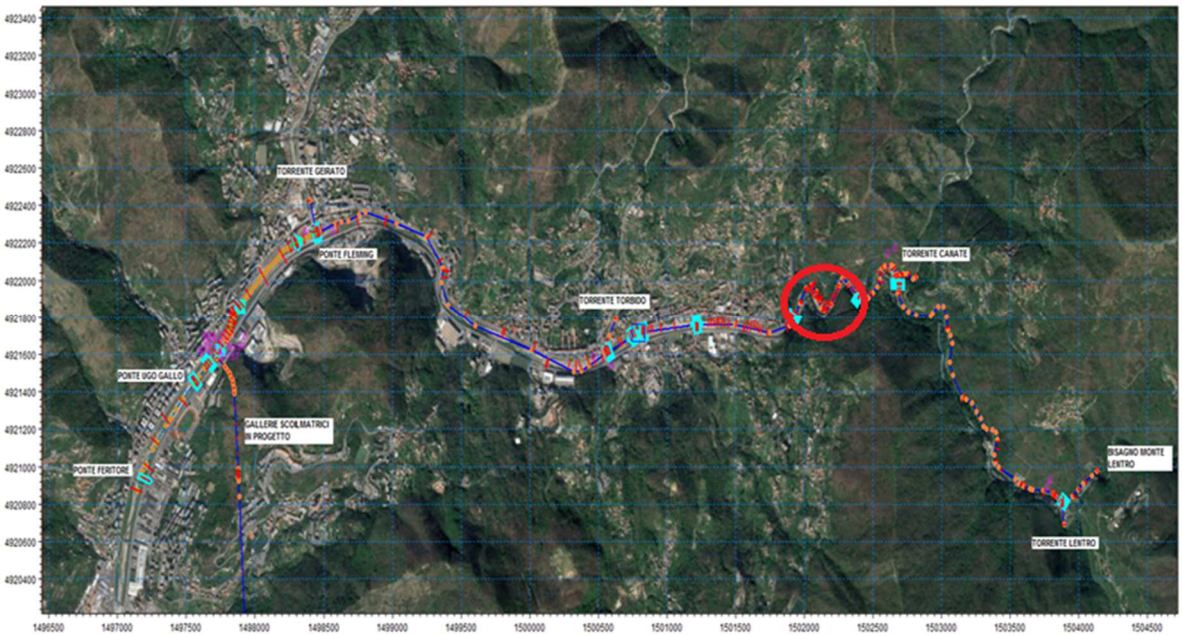


Figura 9-14 – Possibile tratto di installazione per un sensore idrometrico nell'ambito di un sistema di preallertamento.

Il sensore potrebbe essere installato in corrispondenza di uno di due attraversamenti esistenti (Figura 9-15): quello più a monte appartiene a un privato, per cui appare preferibile selezionare il sito di valle (stralcio in alto in figura).



Figura 9-15 – Possibili punti di installazione per sensori idrometrici nell'ambito di un sistema di preallerta.

Assumendo come riferimento una soglia di allarme inferiore (ad esempio equivalente al colmo di un evento di maggiore probabilità in corrispondenza del tratto di possibile strumentazione) sarà possibile ottenere tempi di preavviso maggiori.

Per le portate ordinarie il tempo di preavviso è un poco superiore, pari a circa 1 ora e 40 minuti, adeguato per mettere in atto procedure di sicurezza presso il cantiere.

Chiaramente una portata analoga a quella limite di sormonto/asportazione per i rilevati in materiale d'alveo del cantiere potrebbe provenire con tempi assai inferiori anche da rii laterali limitrofi sui quali si verifichi un evento meteorico particolarmente intenso. Poiché tuttavia la piena ordinaria del Bisagno nel tratto di cantiere presenta un valore al colmo dello stesso ordine di grandezza del valore massimo di piena duecentennale dei due tributari più prossimi, si suppone che in questo caso possa essere stata diramata in precedenza un'allerta meteo, a seguito della quale il cantiere sarà messo in sicurezza.

Un sistema di preallerta in ogni caso potrà verosimilmente considerare anche soglie di allarme di riferimento per le precipitazioni intense, monitorando pluviometri distribuiti nel bacino e in funzione delle curve LSPP definite nella relazione idrologica, per considerare anche la possibilità di precipitazioni molto localizzate con contributo solo di alcuni affluenti più prossimi al sito di cantiere, rispetto ai quali il preavviso disponibile sarebbe inferiore.

Disponendo di una rilevazione pluviometrica in tempo reale riferita a opportuni valori di soglia si può stimare un ulteriore anticipo, in ragione dei tempi di corrivazione di questo settore di bacino, di meno di un'ora, pertanto con un tempo di preavviso complessivo stimabile in circa 2 ore.

Per aumentare ulteriormente il sopra stimato margine di operatività per l'applicazione delle procedure di messa in sicurezza del cantiere (in assenza di allerta meteo diramata dal sistema regionale), è opportuno predisporre un sistema locale di previsione supportato da un modello di simulazione idrologico-idraulica riferito ai modelli di previsione meteorologica disponibili.

Il sistema di previsione potrà essere strutturato come sotto indicato.

- Rete strumentale idro-termo-pluviometrica locale in tempo reale;
- modello idrologico-idraulico costituito da:
  - modulo afflussi-deflussi;
  - modulo idrodinamico;
  - modulo di assimilazione delle osservazioni idrometriche;
  - piattaforma gestionale.

La **rete strumentale** dovrà essere costituita da almeno 5 stazioni pluviotermometriche in tempo reale opportunamente dislocate planoaltimetricamente sul bacino a monte del cantiere per rappresentare con buon grado di dettaglio gli eventi di precipitazione, e da una stazione teleidrometrica installata a valle della confluenza del Lentro.

Le stazioni pluviotermometriche saranno selezionate tra quelle attualmente funzionanti nell'ambito della rete ARPAL, eventualmente integrate con nuove installazioni di tecnologia affine a copertura dei settori di bacino non adeguatamente monitorati (Figura 9-16).

La stazione idrometrica, dotata di sensore radar, sarà installata come sopra descritto a valle confluenza Lentro e sarà realizzata con tecnologia compatibile con le stazioni della rete ARPAL regionale. La stazione sarà sottoposta a taratura idraulica mediante costituzione della scala di deflusso sperimentale sulla base di misure dirette di portata.

Il sistema di teletrasmissione-acquisizione delle stazioni di nuova installazione potrà essere integrato, previo accordo, con quello della rete ARPAL regionale.

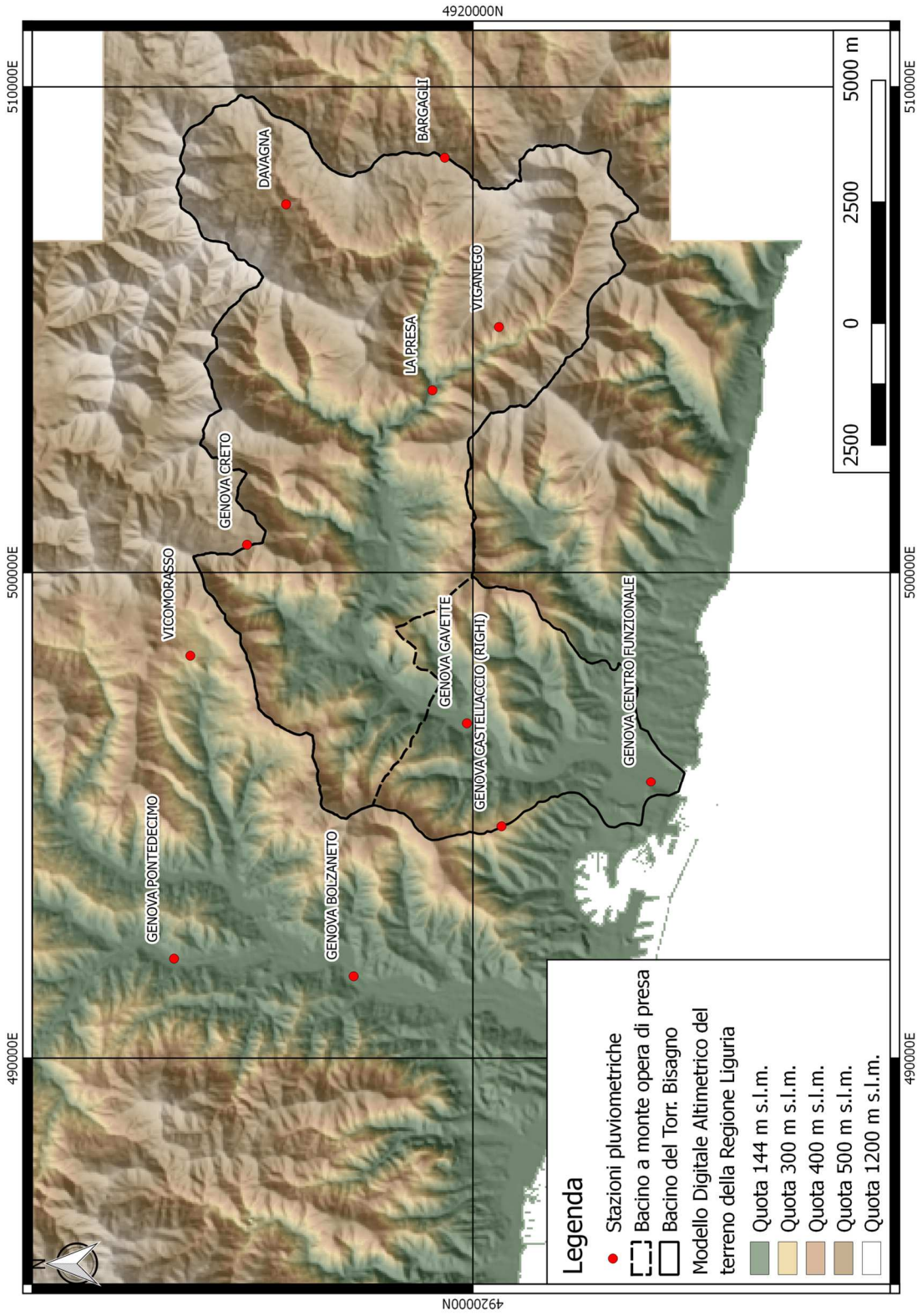


Figura 9-16 – Stazioni pluviometriche attualmente attive utilizzabili per il sistema di preavviso eventi di piena.

Il **modello di previsione idrologica** sarà strutturato nei moduli sotto indicati, di cui vengono richiamate le caratteristiche principali.

Modello di trasformazione afflussi-deflussi "a serbatoi", basato su un approccio di idrologia continua, applicato ai bacini di testata ed ai bacini residui, per il calcolo del deflusso a partire dai dati di precipitazione e temperatura rilevati dalla rete strumentale. Il modello potrà inoltre funzionare sui dati di previsione delle precipitazioni elaborati a partire dai modelli meteorologici come sotto descritto ("piattaforma gestionale"), in modo da **estendere di 6 – 24 ore i tempi di previsione**.

Modello idraulico di trasformazione e composizione dei deflussi in alveo, applicato all'asta del Bisagno, basato sul modello monodimensionale utilizzato nella presente fase di studio.

Modulo di *Data Assimilation*, per l'autocalibrazione del modello di previsione (nelle fasi di simulazione sui dati reali della rete) mediante assimilazione dei dati di portata rilevati dalla stazione idrometrica. In questo modo, oltre ai dati effettivi di input del modello, costituiti da piogge e temperature, vengono utilizzati (se richiesto dall'operatore) anche i dati di portata rilevati dalla stazione idrometrica (soggetta a taratura idraulica) per calibrare gli idrogrammi generati dal modulo afflussi-deflussi.

La piattaforma gestionale sarà costituita da un software dedicato in grado di gestire la simulazione continua idrologica-idrodinamica eseguita dagli altri moduli sopra richiamati, predisponendone in automatico l'input in base ai dati di misura strumentali (acquisiti attraverso un sistema locale e/o, previa convenzione, attraverso il sistema di ARPAL).

In particolare il software di gestione costituirà in automatico anche l'input al sistema da elaborazione dei dati di previsione meteo. Per questa funzione sarà opportuno definire, previa convenzione con l'ente, una specifica procedura di processamento dei dati di previsione meteo di ARPAL in modo da generare serie di precipitazioni ragguagliate ai settori di bacino simulati dal modulo afflussi-deflussi, stimate a passo semiorario o inferiore, su proiezioni di 6,12, 18, 24 ore. Questa elaborazione sarà supportata dagli output in tempo reale della catena modellistica previsionale ad alta risoluzione in dotazione ad ARPAL, basata sul modello BOLAM (e MOLHOC) supportati per le condizioni al contorno dal modello globale dell'ECMWF (UE) che consente di avere run aggiornati ogni 6 ore. Le elaborazioni previsionali potranno eventualmente essere appoggiate anche ai dati del radar meteorologico doppler polarimetrico di Monte Settepani, che copre l'area in esame ed è in grado di produrre scansioni a passo 5/10 minuti in senso sia orizzontale che verticale, con possibilità di ottenere una descrizione dettagliata delle idrometeore osservate e di effettuare una stima relativamente affidabile dell'intensità di precipitazione.

La piattaforma gestionale svilupperà inoltre il post processing dei dati di output dei moduli di simulazione, con opportuni calcoli e graficizzazioni a supporto della previsione e dell'emissione degli allertamenti operativi.

Il modello di previsione sopra delineato è basato su un approccio di idrologia "continua" e non di idrologia "ad evento", pertanto non ha bisogno che vengano assegnate dall'operatore le condizioni iniziali per poter riprodurre la piena, in quanto si aggiorna in continuazione utilizzando i dati che riceve in tempo reale dal sistema di monitoraggio e previsione meteo; inoltre esso accorpa in sé sia il modulo di trasformazione afflussi-deflussi sia il modulo di propagazione idrodinamica della piena lungo l'asta di valle, permettendo, con un unico set-up, di rappresentare l'intero evento con i relativi tempi di propagazione rispetto al cantiere.

Infine l'impostazione di tipo deterministico del modello di previsione sopra descritto consente una stretta relazione con il sistema fisico idrografico, una elevata flessibilità rispetto alle caratteristiche del territorio e

al grado di conoscenza disponibile, una rappresentazione dei fenomeni nel continuo temporale, un progressivo miglioramento/adattamento del sistema in base all'evoluzione del quadro conoscitivo.

La gestione del sistema informatico locale di previsione, pur automatizzato in tutte le funzioni elaborative, e della relativa rete strumentale richiederà particolare attenzione e applicazione nelle fasi di cantiere e in particolare nei periodi stagionali più critici, per garantirne la piena e continua funzionalità.

In particolare sarà necessario predisporre un adeguato programma di manutenzione e taratura della strumentazione, oltre a procedure di test da applicare alle simulazioni e di intervento manuale in caso di anomalie o specifiche esigenze conseguenti all'evoluzione degli eventi in corso.

10 OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione descrive le risultanze delle articolate attività di studio condotte, mediante supporto di modellistica sia fisica che numerica, per il dimensionamento e la verifica delle opere idrauliche in progetto.

Come impostazione di base, in accordo con le richieste del RUP, le opere (con particolare riferimento a quelle di presa in alveo) sono state mantenute il più possibile simili a quelle già definite e approvate nel Progetto Definitivo del 2007 (PD2007). A questa definizione si era infatti pervenuti, nelle fasi progettuali pregresse, a seguito di un esteso processo di analisi di possibili alternative e ottimizzazione dei manufatti anche con l'ausilio di modellistica fisica.

Come descritto nel capitolo 2.3, le modifiche più sostanziali riguardano il tratto a valle dello stramazzo di presa, facendo seguito a quanto indicato in fase di gara e congruentemente con le osservazioni contenute nel parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (C.S.LL.PP.) al progetto definitivo: "*una modifica della geometria* [del tratto di incile della galleria che eviti il brusco slivellamento previsto in progetto] *potrebbe portare sostanziali benefici e il dettaglio costruttivo potrebbe essere ristudiato e, se del caso, modificato in sede di progetto esecutivo*".

In particolare a valle dello sfioro sono stati inseriti manufatti (scivolo, vasca di dissipazione, camera di raccordo) finalizzati non tanto a dissipare l'energia totale della corrente, quanto a ridurne notevolmente il carico cinetico (trasformandolo in energia di posizione), evitando le verosimili significative oscillazioni di massa attese nella configurazione originaria, che prevedeva l'immissione diretta a valle dello sfioro in una curva a pendenza relativamente elevata.

La galleria che veicola le portate scolmate a mare è suddivisa in due tronchi:

- un primo tratto di monte ("galleria di adduzione") avente sezione policentrica di dimensione 10,4 m e pendenza ridotta (0,25%), che collega la camera di dissipazione con un camerone preposto al montaggio della fresa, a cui afferisce una galleria di accesso da piano campagna (area ex canile – Sciorba) che riveste anche una funzione di alimentazione d'aria (aeroforo);
- un secondo tratto di maggiore estensione che si sviluppa fino a mare ("galleria principale"), con sezione circolare avente diametro pari a 9,50 m e pendenza media di circa lo 0,5% (in ragione dell'interferenza con le gallerie ferroviarie nel tratto di valle, la pendenza del tratto è stata impostata su due livellette a pendenza costante, pari a circa 0,62% nel tratto di monte e 0,40% in quello di valle).

I criteri di progettazione sono stati basati su principi di massima cautela, nell'ottica di realizzare un'opera in grado di presentare significativi margini di sicurezza nella condizione di funzionamento di riferimento (evento di piena con tempo di ritorno duecentennale).

Innanzitutto **la portata di progetto è stata incrementata** rispetto alle precedenti fasi progettuali, ipotizzando che, per l'evento di piena di progetto, con il solo intervento di questo scolmatore (senza quindi considerare il contestuale apporto dello scolmatore del Fereggiano in fase di realizzazione) si possa ridurre la portata in alveo fino a verificare, all'imbocco del tratto di valle coperto (nodo "T" da Piano di Bacino), condizioni di adeguata sicurezza idraulica (capacità di smaltimento di questo tratto, a interventi di sistemazione eseguiti, pari a 850 m^3/s).

Considerando che il valore di portata di riferimento (TR=200 anni) in questa sezione è pari a circa 1300 m^3/s, la nuova portata di progetto per lo scolmatore è stata assunta pari a 1.300 m^3/s – 850 m^3/s = **450 m^3/s**. Con la nuova impostazione prevista per il cantiere è risultato inoltre possibile captare anche la portata di piena del rio Sciorba, valutata (con procedura assai cautelativa) pari a 10 m^3/s; per la dimensione dei manufatti si sono dunque considerate a favor di sicurezza (improbabili) condizioni di contemporaneità tra il picco di piena del rio e la massima derivazione di portata dal Bisagno, con valore finale di progetto pari a **460 m^3/s** (rispetto al valore di 417 m^3/s da PD2007)

Inoltre si è deciso di considerare una modalità di funzionamento delle gallerie a **pelo libero**, diversamente dallo scolmatore Fereggiano che opera in pressione nella condizione di progetto, con un grado di riempimento massimo della sezione (a meno di nodi singolari in cui si verificano fenomeni dissipativi) non superiore al **75%**.

Di per sé non si ravvisano particolari risvolti negativi per l'opera in caso di funzionamento in pressione: lo smaltimento della portata non sarebbe in alcun modo ostacolato, e il maggiore effetto di usura sui rivestimenti (che in ogni caso sono dotati di elevata resistenza in relazione ai materiali prescritti per la realizzazione – cfr. relazioni tecniche specifiche) sarebbe poco significativo in considerazione della frequenza con cui lo scolmatore entrerebbe in funzione e sulla persistenza di queste condizioni di portata di picco (indicativamente dell'ordine dell'ora).

Tuttavia, considerare nel dimensionamento un funzionamento a pelo libero permette di mantenere un rilevante margine di sicurezza, andando a realizzare un'**opera intrinsecamente robusta e durevole** perché capace di poter essere "spinta" oltre le condizioni di progetto, così da poter risultare funzionale anche per eventi di criticità superiore a quanto a oggi ipotizzabile (si pensi ad esempio alle possibili evoluzioni correlabili al cambiamento climatico), oppure in caso di ipotetico malfunzionamento di alcuni elementi (ad esempio avaria di una delle paratoie di regolazione, parziale ostruzione di un tratto di galleria per non adeguata manutenzione, ecc.).

In particolare l'opera, secondo le simulazioni di progetto supportate da modello fisico, risulterebbe in grado di smaltire, in pressione, una portata limite di circa **660 m^3/s**, ovvero circa il 47% in più della portata di progetto. Tale condizione corrisponde ad un evento di piena caratterizzato da un tempo di ritorno di 500 anni, in corrispondenza del quale non si operino regolazioni sulle paratoie rispetto alla configurazione "di riferimento" definita per la piena duecentennale.

Ulteriore elemento di sicurezza in tal senso è dato dall'aver considerato per i calcoli un coefficiente di scabrezza (rappresentativo della resistenza al moto distribuita entro le gallerie) più gravoso di quanto ragionevolmente ipotizzabile per le caratteristiche attese del rivestimento previsto in progetto (65 $m^{1/3}/s$ rispetto a valori ragionevolmente ottenibili dell'ordine dei 75 $m^{1/3}/s$). In questo margine di sicurezza è possibile pertanto considerare incluso l'effetto di significativi fenomeni di usura nel tempo delle pareti e eventuali effetti turbolenti secondari nell'idrodinamica della corrente (perturbazioni del pelo libero).

Dalle analisi condotte emerge come la funzionalità delle opere non sia messa in crisi da un'ipotetica avaria dei dispositivi elettromeccanici di regolazione, con riferimento particolare a condizioni critiche di malfunzionamento delle paratoie contestuali all'occorrenza di un evento di piena con tempo di ritorno duecentennale.

In particolare, considerando la completa chiusura di una paratoia in avaria:

- nell'ipotesi di poter aprire le altre due al valore massimo (5 m), i livelli in alveo e la ripartizione delle portate non si modificano significativamente rispetto alla condizione di progetto considerando la possibilità per la piena di defluire anche per sfioro al di sopra della paratoia chiusa;
- qualora, nelle stessa configurazione, tale luce sia invece considerata completamente ostruita, si riscontra un sovralzo massimo dei livelli di 0,50 m che si propaga per circa 370 m a monte senza interessare la briglia selettiva e mantenendo franchi idraulici sempre adeguati; la portata derivata dallo scolmatore in questo caso è maggiore di quella prevista (circa 570 m^3/s), al limite del moto in pressione all'imbocco della galleria, ma presenta ancora modalità di funzionamento non critiche (persiste lo svincolo idraulico tra lo sfioro di derivazione e le opere a valle);
- nell'ipotesi in cui le due paratoie funzionanti siano non completamente aperte, ma impostate all'apertura di progetto, considerando la possibilità di sfioro al di sopra di quella chiusa, le condizioni di funzionamento sono molto simili a quelle descritte nel punto precedente.

Il manufatto di **sbocco a mare** è comune con lo scolmatore del Fereggiano, ed è stato dimensionato nell'ambito del progetto esecutivo di quest'ultimo (attualmente in fase di realizzazione). Per le finalità della verifica idraulica era stata considerata una portata allo sbocco (somma dei contributi di Bisagno e Fereggiano) pari a quella complessiva definita dal progetto definitivo del 2007, ovvero 520 m^3/s, che considerava la contemporaneità della massima derivazione da tutte le prese.

Tale assunzione cautelativa è stata ulteriormente incrementata, a favor di sicurezza, per considerare anche con le portate maggiorate descritte in precedenza l'improbabile contemporaneità perfetta tra tutti i contributi potenzialmente derivabili (Bisagno, Fereggiano, Rovare, Noce, Sciorba), giungendo a una portata massima di 460+136 = **596 m^3/s**.

Le simulazioni eseguite, con modello numerico bidimensionale supportato dai risultati di un modello fisico, hanno indagato anche l'effetto di disturbo idrodinamico provocato dalla confluenza dei due flussi nel manufatto di imbocco. Tale effetto è rilevante, in quanto, a parità di portata complessiva defluente, considerando una corrente rettilinea il deflusso avviene in adeguate condizioni di pelo libero nella galleria Bisagno, mentre l'ostacolo al deflusso provocato dall'immissione laterale induce un significativo sovralzo che genererebbe nel tratto terminale condizioni di deflusso in pressione.

Tale effetto non è eliminabile nel presente progetto in quanto l'elemento di disturbo è costituito dalla geometria vincolata dell'opera di sbocco, parte di un altro progetto e oggi già in fase di realizzazione. Si evidenzia peraltro come la presenza di un tratto in pressione non pregiudichi in alcun modo la capacità di corretto smaltimento a mare della portata in arrivo da monte.

Si è comunque provveduto, per limitare il più possibile l'estensione del tratto interessato da condizioni di deflusso in pressione, a modificare l'altezza della sezione policentrica a valle dell'attraversamento di Corso Italia (dove invece le strutture esistenti vincolano le dimensioni della galleria) per ottenere un franco minimo in chiave di 0,5 m, fornendo indicazioni alla D.L. del cantiere dello scolmatore Fereggiano in modo che tale indicazioni potessero essere recepite anche nel tratto terminale, con una variante in corso d'opera.

Si precisa in ogni caso come le condizioni di funzionamento considerate per il sistema complessivo degli scolmatori rappresentino una situazione notevolmente più gravosa rispetto allo scenario di progetto. L'obiettivo delle opere, ovvero quello di garantire nel tratto terminale del Bisagno condizioni di sicurezza idraulica in corrispondenza dell'evento di piena duecentennale (portata massima di 850 m^3/s smaltibile con adeguati franchi di sicurezza), sarebbe infatti raggiunto con la sottrazione complessiva all'alveo di 450 m^3/s (la portata di piena di riferimento è pari a circa 1.300 m^3/s all'imbocco del tratto tombato). In questo caso si considera che il sistema degli scolmatori stia sottraendo una portata complessiva di quasi 600 m^3/s (+33% della portata di progetto), che per l'evento di piena duecentennale significherebbe riscontrare nel tratto terminale del Bisagno una portata di circa 700 m^3/s (cioè circa l'82% della portata massima smaltibile).

Considerando quindi, oltre a tutti gli elementi di cautela adottati in progetto e richiamati nel presente capitolo, come le verifiche condotte riguardino eventi idrologici di frequenza più rara rispetto a quelli di riferimento, si ritengono pienamente adeguate le modalità di funzionamento idraulico delle opere in progetto, con sufficienti margini di sicurezza, come già richiamato, per poter estendere in caso di necessità il loro utilizzo anche a portate superiori (entro limiti ragionevoli) a quella di dimensionamento.