

ALTO TREVIGIANO SERVIZI S.r.l.

MONTEBELLUNA



ALTO TREVIGIANO SERVIZI

REGIONE DEL VENETO



COMUNE DI SERNAGLIA
DELLA BATTAGLIA

COMUNE DI NERVESA
DELLA BATTAGLIA



PROGETTO DEFINITIVO

COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE

Relazione

RE02

Relazione Tecnica ed Idraulica

PROGETTAZIONE:

INGEGNERIA 2P
& associati



Ingegneria 2P & associati s.r.l.

Via Dall'Armi 27/3 - 30027 San Donà di Piave (VE)
Tel. 0421-307700 Email: info@ingegneria2p.it

Dott. Ing. Raffaele Picci

Dott. Ing. Nicola Bisetto

Aspetti idraulici:

Aspetti ambientali:

Aspetti strutturali:

Dott. Ing. Marco Venturini

Dott. Ing. Caterina Masotto

Dott. Ing. Giovanni Carretta

COLLABORAZIONE:



ALTO TREVIGIANO SERVIZI

Alto Trevigiano Servizi s.r.l.

Via Schiavonesca Priula 86 - 31044 Montebelluna (TV)
Tel. 0423-2928 Email: azienda@ats-pec.it

Il Direttore Generale :
Ufficio Nuove Opere

Dott. Ing. Roberto Durigon

Data:

Marzo 2019

Aggiornato:

Aprile 2019

Codice Piano d'Ambito

260254001

Codice Commessa:

IA1611000



COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione Tecnica e Idraulica

INDICE

| | |
|---|-----------|
| 1. PREMESSE | 3 |
| 2. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'INTERVENTO | 4 |
| 3. STATO ATTUALE DELLA RETE ACQUEDOTTISTICA | 6 |
| 3.1. Le opere di captazione e la rete acquedottistica | 6 |
| 4. LE PREVISIONE INFRASTRUTTURALI DEL PIANO D'AMBITO A.T.O. "VENETO ORIENTALE" | 8 |
| 4.1. Le portate e gli scenari di criticità del sistema acquedottistico | 10 |
| 5. DESCRIZIONE DELL'ALTERNATIVA PREFERIBILE..... | 12 |
| 6. VALUTAZIONI SULLA PORTATA DA EMUNGERE PER GARANTIRE L'ABBASSAMENTO DELLA FALDA FREATICA..... | 13 |
| 6.1. Generalità..... | 13 |
| 6.2. Il livelli della falda freatica | 13 |
| 6.3. Il raggio di influenza | 14 |
| 6.4. La portata da emungere e le attrezzature previste per l'abbassamento della falda | 16 |
| 7. VALUTAZIONI SULLE PORTATE DI PIENA DEL FIUME PIAVE IN CORRISPONDENZA DELL'ATTRAVERSAMENTO OGGETTO DELLA PRESENTE PROGETTAZIONE – IL MODELLO IDRAULICO MONO-DIMENSIONALE | 18 |
| 7.1. Generalità..... | 18 |
| 7.2. Le portate di piena | 18 |
| 7.3. Il modello idraulico..... | 19 |
| 7.4. La geometria del fiume Piave | 21 |

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

| | | |
|------------|--|-----------|
| 7.5. | Le simulazioni idrauliche | 23 |
| 7.5.1. | Evento TR = 10 anni | 24 |
| 7.5.2. | Evento TR = 50 anni | 27 |
| 7.5.3. | Evento TR = 100 anni | 32 |
| 7.6. | Conclusioni | 37 |
| 8. | VALUTAZIONI SUI CAMPI DI VELOCITÀ E IDRODINAMICA FLUVIALE – IL MODELLO IDRAULICO BI-DIMENSIONALE..... | 38 |
| 8.1. | Generalità..... | 38 |
| 8.2. | Schematizzazione dell'area oggetto di studio | 38 |
| 8.3. | I parametri del moto e le condizioni al contorno | 44 |
| 8.4. | Le simulazioni idrauliche | 46 |
| 8.5. | I risultati delle simulazioni..... | 47 |
| 9. | IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI DIFESA..... | 69 |
| 10. | CONSIDERAZIONI SULLO STATO DI PRESSIONE DELLA CONDOTTA E DIMENSIONAMENTO DELLO SPESSORE DELLA TUBAZIONE DI PROGETTO | 71 |
| 11. | APPENDICE 1 – DESCRIZIONE DEL MODELLO IDRAULICO MONO-DIMENSIONALE HEC-RAS..... | 73 |
| 11.1. | Generalità..... | 73 |
| 11.1.1. | Componenti idrauliche di analisi..... | 73 |
| 11.1.2. | Simulazione a moto vario | 73 |
| 11.2. | Descrizione matematica del modello utilizzato | 73 |
| 11.3. | Le equazioni del moto vario monodimensionale | 73 |
| 11.4. | Metodologia e discretizzazione spazio-temporale..... | 75 |
| 12. | APPENDICE 2: DESCRIZIONE DEL MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA BI-DIMENSIONALE RIVERFLO-2D..... | 77 |
| 12.1. | Generalità..... | 77 |
| 12.2. | Le equazioni del moto vario bidimensionale..... | 77 |
| 12.3. | I coefficienti di scabrezza di Manning | 78 |
| 12.4. | L ipotesi del modello idrodinamico | 78 |
| 12.5. | Metodo agli elementi finiti..... | 79 |
| 12.5.1. | Discretizzazione spaziale | 79 |
| 12.5.2. | Integrazione temporale..... | 80 |
| 12.5.3. | Modellazione dell'interfaccia asciutto-bagnato | 80 |

1. Premesse

La presente relazione tratta gli aspetti idrogeologici, idrologici ed idraulici connessi alla realizzazione delle opere di progetto.

In particolare, sulla base dell'alternativa preferibile individuata per la realizzazione dell'attraversamento (Alternativa n.ro 1 con scavo a cielo aperto – vedi Relazione Generale), si è proceduto alle seguenti verifiche:

1. Il valore della portata q_p da emungere per garantire l'abbassamento della falda fino alla quota di posa della tubazione; confronto con le misure eseguite in campo dal geologo; calcolo della potenza di ciascuna pompa;
2. Implementazione di un modello idraulico mono-dimensionale in ambiente Hec-Ras per la definizione dei livelli di piena al variare del tempo di ritorno finalizzato a definire le quote di sommità delle opere provvisorie di deviazione del corso d'acqua in fase di cantiere ed il carico idraulico a cui è sottoposta la tubazione di progetto ed i rispettivi manufatti di interconnessione;
3. Implementazione di un modello idraulico bi-dimensionale in ambiente RiverFLO-2D per la definizione dei campi di moto e idrodinamica fluviale al fine di dimensionare le opere di difesa della tubazione esistente, posta lungo il lato del Montello, e attualmente soggetta all'azione erosiva della corrente del Fiume Piave e per verificare i potenziali stati di erosione esercitati dalla corrente;
4. dimensionamento della scogliera di difesa della tubazione esistente;
5. Considerazioni sullo stato di pressione della condotta e dimensionamento dello spessore della tubazione di progetto.

2. Localizzazione geografica dell'intervento

Dal punto di vista geografico l'intervento si localizza in corrispondenza della stretta del fiume Piave presso il passo barche in località Falzè di Piave al confine tra il comune di Sernaglia della Battaglia e Nervesa della Battaglia.

Si riporta nelle figure seguenti un estratto del sito di intervento su base carta tecnica regionale e ortofoto.

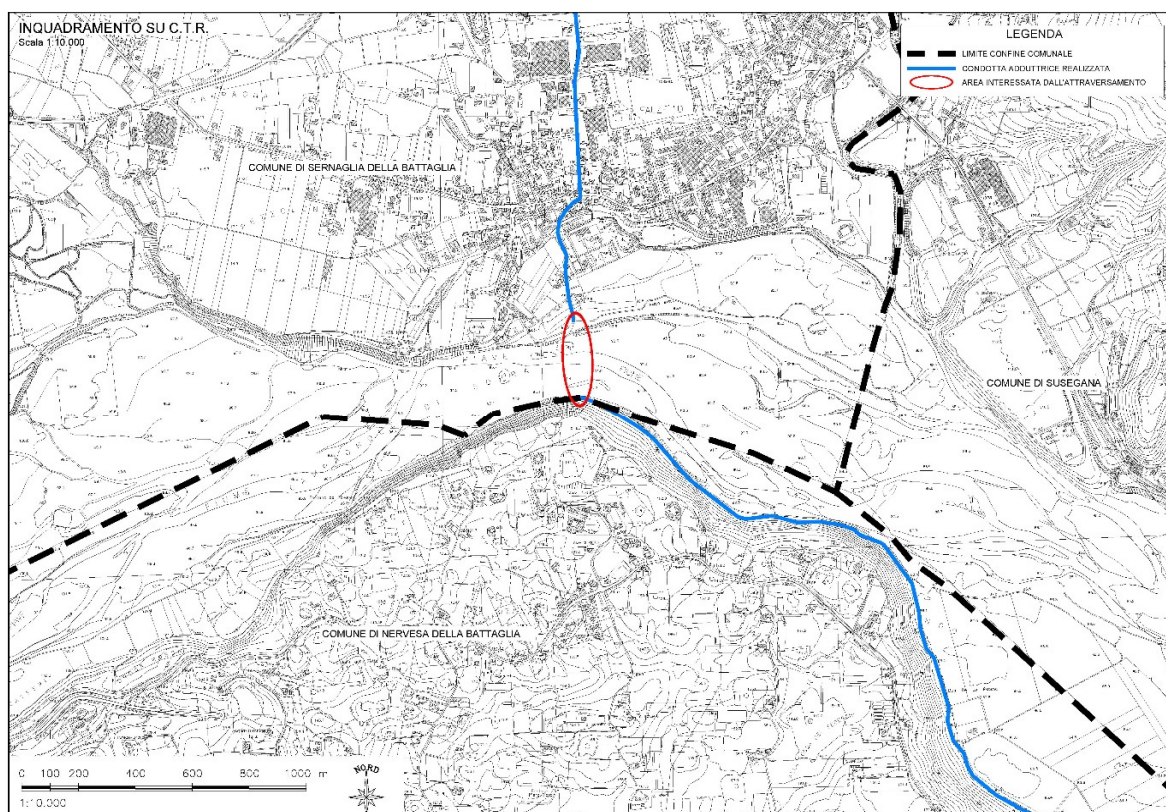


Figura 1: Inquadramento dell'area interessata dall'intervento su carta tecnica regionale.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

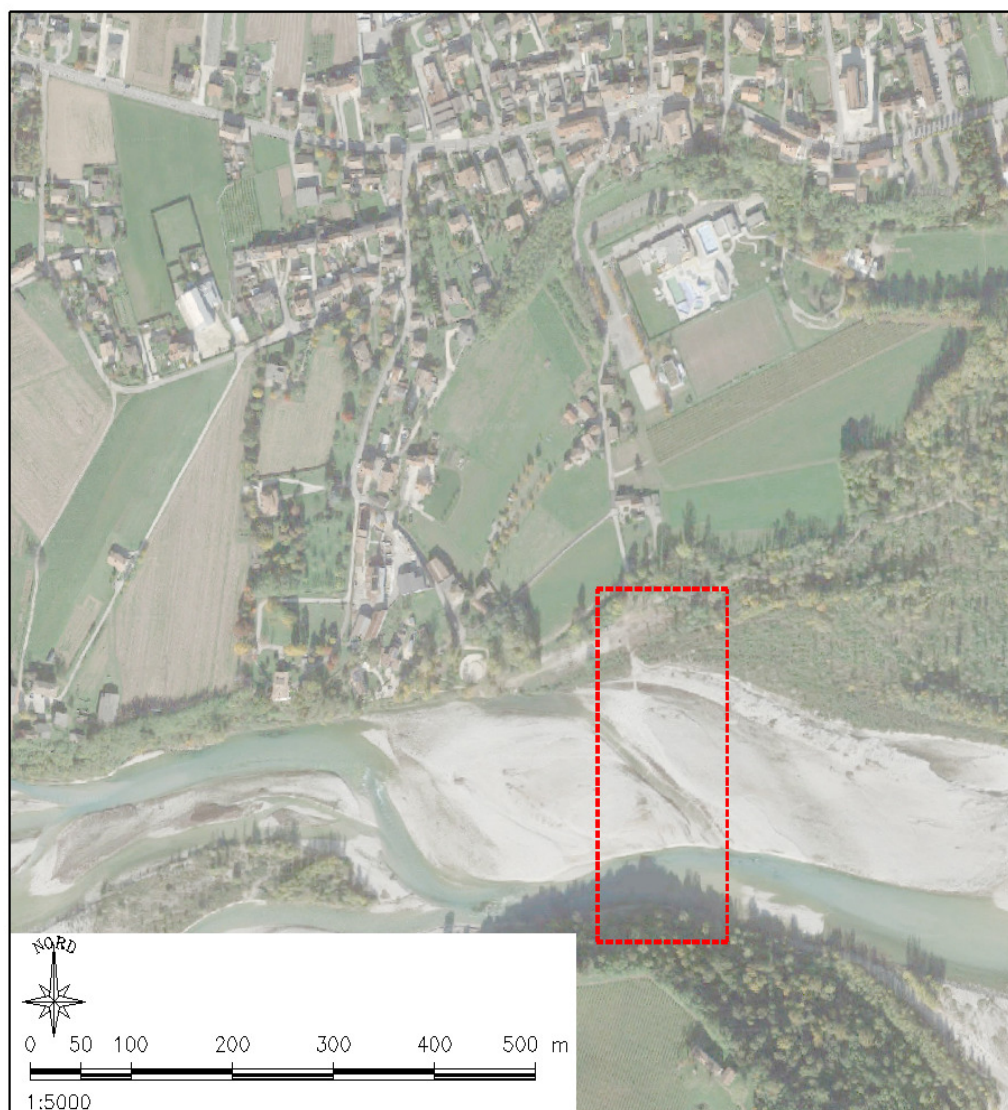


Figura 2: Inquadramento dell'area interessata dall'intervento su ortofoto.

3. Stato attuale della rete acquedottistica

In data 11 luglio 2007 l'Assemblea dell'ATO Veneto Orientale, con delibera n. 6 affida il Servizio Idrico Integrato, nel territorio Destra Piave alla società Alto Trevigiano Servizi S.r.l. per la gestione del servizio "IN HOUSE PROVIDING" degli allora 54 comuni prevalentemente della destra Piave, con l'intendimento di assorbire il servizio delle Società ex salvaguardate nel territorio ed i comuni a gestione diretta.

In data 3.02.2010 viene sottoscritta tra ATO Veneto Orientale e Alto Trevigiano Servizi S.r.l. la convenzione per l'affidamento della titolarità del Servizio Idrico Integrato alla società stessa fino al 31.12.2038, secondo i principi e i criteri stabiliti dalla convenzione stessa, iniziando l'attività di completamento delle acquisizioni delle società e dei comuni che ancora mantenevano la gestione del Servizio Idrico Integrato, completando tale percorso alla data del 1 gennaio 2013, per la quale Alto Trevigiano Servizi ha la gestione diretta degli attuali 53 Comuni compresi tra le province di Treviso, Belluno e Vicenza, per un totale di circa 240.000 utenze servite (circa 500.000 abitanti) su un'estensione territoriale di 1.375 kmq.

3.1. Le opere di captazione e la rete acquedottistica

L'approvvigionamento delle risorse idriche, necessarie all'erogazione dell'acqua potabile agli utenti serviti dall'Alto Trevigiano Servizi, è garantito attraverso l'utilizzo di due diverse tipologie di fonte:

- prelievo da sorgenti;
- prelievo da pozzi in falde sotterranee.

Alto Trevigiano Servizi ad oggi gestisce circa 140 pozzi e 65 sorgenti dislocati nei 53 Comuni soci, viene servita complessivamente un'area di circa 1'375 kmq, con un bacino di circa 550.000 abitanti. Il quantitativo annuo mediamente prelevato dalle fonti gestite è di circa 80.000.000 di metri cubi d'acqua.

I principali impianti di captazione dell'acqua, disponibili nel territorio, sono:

- Sorgente Tegorzo, in Comune di Quero Vas;
- Sorgente Fium, in Comune di Quero Vas;
- Sorgente Muson, in Comune di Castelvico;
- Campo Pozzi Fener, in Comune di Alano di Piave;
- Campo Pozzi Settole, in Comune di Valdobbiadene;
- Campo Pozzi Moriago, in Comune di Moriago della Battaglia;
- Campo Pozzi Sant'Anna, in Comune di Cornuda;
- Campo Pozzi Campagnole, in Comune di Nervesa della Battaglia;
- Centrale acquedottistica di via Aceri di Castelfranco Veneto;
- Pozzi di alimentazione della rete comunale di Treviso;
- Centrale acquedottistica Salettuo, in Comune di Maserada;
- Centrale acquedottistica di via Molini, in comune di Borso del Grappa;
- Centrale acquedottistica di via Cesare Battisti, in comune di Villorba;

Esistono inoltre svariate fonti profonde che approvvigionano puntualmente le reti comunali o fungono da integrazione per i serbatoi di adduzione alimentati dalle reti adduttrici principali.

La rete acquedottistica è estesa per circa 4'870 km e si distingue in rete adduttrice per un'estensione di 510 km e in rete distributrice per km 4'360.

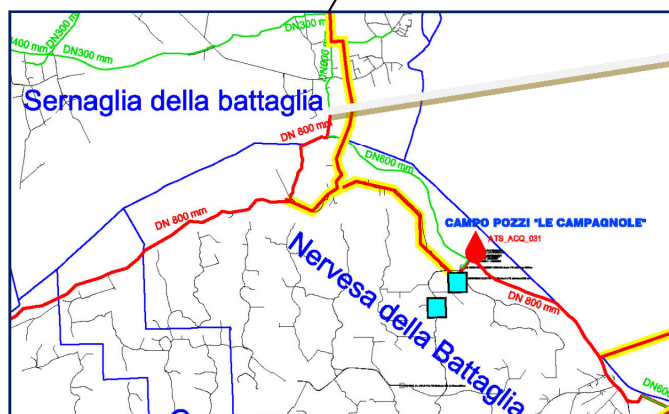
In particolare la rete adduttrice è costituita da diversi sistemi sub-adduttrici a servizio di diverse zone del territorio gestito e alimentati da diverse fonti.

Le reti di adduzione principali sono:

- la rete di adduzione denominata "Alto Trevigiano", alimentata dalla sorgente Fium in loc. Vas in comune di Quero Vas e da varie fonti profonde (Campo Pozzi Fener, Campo Pozzi Settolo, Campo Pozzi, Sant'Anna, Campo Pozzi Moriago) a servizio dei comuni di pianura del territorio di Alto Trevigiano Servizi;
- la rete di adduzione denominata "Vecchio Schievenin", alimentata dalla sorgente Tegorzo in loc. Schievenin in comune di Quero Vas: superficiale è utilizzata a servizio dei comuni dell'alta pianura alle pendici della zona pedemontana del Grappa e di alcune aree del Montello;
- la rete di adduzione denominata "Comunità Montana del Grappa", alimentata dalla sorgente Tegorzo in loc. Schievenin in comune di Quero Vas e dalla sorgente Salet in Comune di Alano di Piave a servizio dei comuni della zona pedemontana ai piedi del comprensorio del Monte Grappa;
- la rete di adduzione derivata dalla "Sorgente Muson", è alimentata dalla medesima sorgente in Comune di Castelfranco a servizio del Comune stesso e di parte dei comuni di Asolo, Paderno del Grappa e Fontanafredda;
- la rete di adduzione denominata "La Calcola", alimentata dalla sorgente La Calcola in Comune di Alano di Piave a servizio di una parte di territorio dei comuni di Pederobba, Cornuda, Caerano San Marco, Cornuda, Montebelluna e Maser.

Inoltre in tutto il territorio sono presenti altre reti di adduzione minori, di livello comunale o sub comunale, e una condotta adduttrice della Comunità Montana Bellunese, non gestita da Alto Trevigiano Servizi, che rifornisce parte dei Comuni di Quero Vas, Segusino e Valdobbiadene, integrando le fonti del territorio con acqua proveniente dalle fonti di approvvigionamento dell'area del bellunese.

Si riporta nella figura seguente il Quadro di Unione degli interventi infrastrutturali di acquedotto di Alto Trevigiano Servizi S.r.l. con uno zoom sull'area di intervento.

[illegible]

ATTRAVERSAMENTO DEL FIUME
PIAVE OGGETTO DELLA PRESENTE
PROGETTAZIONE

Figura 3 : Estratto della tavola “proposta di revisione del Piano d’ambito nel territorio di al Alto Trevigiano Servizi S.r.l..

La rete acquedottistica nel complesso ha un'estensione di circa 4870 km e si distingue in rete adduttrice per un'estensione di 510 km e in rete distributrice per 4360 km. In particolare la rete adduttrice è costituita da diversi sistemi sub-adduttrici a servizio di diverse zone del territorio gestito e alimentato da diverse fonti.

Le reti di adduzione principali sono le seguenti:

- La rete di adduzione denominata "Alto Trevigiano", alimentata dalla sorgente Fium in località Vas in comune di Quero Vas e da varie fonti profonde (Campo Pozzi Fener, Campo Pozzi Settolo, Campo Pozzi Sant'Anna, Campo Pozzi Moriago) a servizio dei comuni di pianura del territorio di Alto Trevigiano Servizi;
- La rete di adduzione denominata "Vecchio Schievenin";
- La rete di adduzione denominata "Comunità Montana del Grappa";
- La rete di adduzione derivata dalla "Sorgente Muson";
- La rete di adduzione denominata "La Calcola".

Sulla base dei contenuti del Piano D'Ambito, data la conformazione della rete acquedottistica adduttrice del comprensorio di Alto Trevigiano Servizi risulta fondamentale la realizzazione di alcuni interventi di estensione delle condotte adduttrici che allo stesso tempo permettano di interconnettere reti adduttrici alimentate da diverse fonti idropotabili creando reti a maglie chiuse al fine di garantire dei risparmi energetici nei periodi di disponibilità di acqua in quota. Contemporaneamente tale strategia consente di ampliare il numero di sistemi acquedottistici connessi tra di loro, creando di fatto una fonte alternativa nel caso di disservizi di un sub-sistema rispetto ad un altro.

In tale ottica sono stati individuati le seguenti proposte di intervento sulle reti di adduzione tra cui ricade l'intervento oggetto della presente progettazione:

- realizzazione di un sistema di condotte DN 800 mm che a partire dalla nuova tubazione principale di alimentazione della rete adduttrice Alto Trevigiano a servizio dei comuni della bassa pianura del comprensorio alimenta il nuovo serbatoio della capacità di 20.000 mc, previsto in località Le Rive a Montebelluna e quindi si interconnette alla nuova tubazione prevista in uscita dal serbatoio esistente di Ciano del Montello;
- realizzazione di una nuova condotta DN 800 e quindi 600 mm baricentrica alla zona est del comprensorio, alimentata dalla fonte Campo Pozzi Le Campagnole in Comune di Nervesa della Battaglia, prosegue in direzione sud attraversando i Comuni di Arcade e Villorba. Da qui si prevede una suddivisione in due rami, uno verso ovest DN 600 mm che va ad interconnettersi con la rete adduttrice dell'Alto Trevigiano in Comune di Ponzano Veneto ed uno DN 300 mm verso est che si collega alla nuova condotta DN 600 mm alimentata dalla fonte Campo Pozzi Salettuol, in Comune di Maserada sul Piave. Questa è prevista nella pianificazione per potenziare l'alimentazione idropotabile dei Comuni di Breda di Piave e Carbonera e come predisposizione per l'alimentazione di Treviso nel caso di eventuali problematiche di inquinamento della falda dalla quale attingono i pozzi

di approvvigionamento del Comune di Treviso stesso. Tale intervento, unitamente alla realizzazione della condotta DN 800 mm in attraversamento al Fiume Piave a Nervesa della Battaglia, a monte del Campo Pozzi Le Campagnole e di altri tratti, già previsti in Piano d'Ambito, andrà a completare una interconnessione con reti a maglie chiuse tra la rete dell'Alto Trevigiano della zona sud del comprensorio, la rete dell'Alto Trevigiano della zona a nord del Fiume Piave (da collegare con l'attraversamento dello stesso) con la possibilità di integrare l'alimentazione della rete così ottenuta con altre fonti, quali il Campo Pozzi le Campagnole e la centrale acquedottistica di Villorba di via Cesare Battisti.

- realizzazione di un tratto di condotta DN 600 mm in Comune di Paese che deriva dalla rete a maglie chiuse dell'Alto Trevigiano a servizio dei comuni della zona pianeggiante centro-meridionale del comprensorio e arriva fino al confine comunale di Treviso, come predisposizione per l'alimentazione di Treviso nel caso del riproporsi di eventuali problematiche di inquinamento della falda dalla quale attingono i pozzi del Comune di Treviso, attualmente unica fonte di approvvigionamento idrico per la rete acquedottistica comunale. Un'ulteriore opera complementare alla realizzazione di questa condotta è la previsione di una nuova condotta DN 800 mm per la sua alimentazione in derivazione dal serbatoio di Ciano del Montello, serbatoio principale di accumulo per la rete adduttrice Alto Trevigiano.
- realizzazione di una condotta DN 500 mm e DN 400 mm, dorsale principale per il potenziamento idropotabile dei comuni di Vidor, Farra di Soligo, Pieve di Soligo e Refrontolo
- realizzazione di una condotta adduttrice DN 400 mm, dorsale principale alimentata dalla fonte esistente Campo Pozzi Fener, localizzata in Comune di Alano di Piave, per integrare l'approvvigionamento dei comuni di Valdobbiadene e Miane.
- realizzazione di un sistema di condotte con tratti di diametro variabile (DN 300, DN 400, DN 600 mm) a seconda delle necessità di convogliamento idropotabile, che interconnette, permettendo la creazione di più maglie chiuse, le condotte adduttrici esistenti della zona ovest del comprensorio.

4.1. Le portate e gli scenari di criticità del sistema acquedottistico

In relazione alle reti adduttrici esistenti e pianificate nei 30 anni di gestione del servizio sono state stimate da ATS le portate massime transitabili in relazione alle forniture richieste, come riportato nella seguente tabella.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
 ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
 PROGETTO DEFINITIVO**

| COMUNE | PORTATA (l/s) |
|-----------------------|---------------|
| ALTO TREVIGIANO CIANO | 600 |
| AR.GI.NE | 120 |
| SPRESIANO | 40 |
| VILLORBA | 130 |
| PONZANO | 40 |
| POVEGLIANO | 30 |
| TREVISO | 650 |

Tabella 1: Portate afferenti ai diversi comuni.

Con riferimento ai valori di portata suddetti possono presentarsi diversi scenari conseguenti a possibili interruzione della rete di adduzione come per esempio a seguito di rottura o malfunzionamento in diverse parti del comprensorio considerato. Questi diversi scenari sono evidenziati nella tabella seguente dove vengono segnati in relazione alla criticità le portate che devono essere assicurate ai comuni oggetti di guasto per garantire l'efficienza del sistema e non provocare disagio alle utenze.

| COMUNE | ROTTURA ALTO TREVIGIANO | AVARIE TREVISO | BLACK OUT ELETTRICO TOTALE |
|-----------------------|-----------------------------|----------------|----------------------------|
| | PORTATA (l/s) DA COMPENSARE | | |
| ALTO TREVIGIANO CIANO | 600 | / | 300 (50% FONTI A GRAVITA) |
| AR.GI.NE | / | / | / |
| SPRESIANO | / | / | / |
| VILLORBA | / | / | / |
| PONZANO | / | / | / |
| POVEGLIANO | / | / | / |
| TREVISO | / | 650 | 650 |

Tabella 2: Portate da compensare in relazione alle criticità del sistema.

5. Descrizione dell'alternativa preferibile

Come riportato nella relazione generale la soluzione preferibile per la realizzazione dell'intervento è quella dello scavo a cielo aperto.

Rimandando ai contenuti della Relazione Generale per maggiori approfondimenti si riporta di seguito le caratteristiche principali dell'opera.

L'intervento prevede la posa di una tubazione in acciaio DN 800 mm a completamento della linea esistente e di una tubazione DN 300 mm per il passaggio di cavi elettrici.

Il collegamento della linea di progetto alla linea esistente a nord del corso d'acqua (lato Falzè di Piave) avverrà mediante una camera di manovra a tenuta stagna all'interno della quale verranno posizionate le valvole di intercettazione, giunti di smontaggio e raccordi. Lungo la linea DN 800 mm, a valle della valvola di intercettazione verrà installato un misuratore di portata del tipo ad ultrasuoni, all'interno di un pozzetto a tenuta stagna. La manutenzione al misuratore è garantita attraverso una linea di by-pass DN 600 mm.

Il collegamento della linea di progetto alla linea esistente a sud del corso d'acqua (lato Montello) avverrà in maniera analoga al precedente mediante realizzazione di una camera di manovra a tenuta stagna all'interno della quale troverà alloggio una valvola di intercettazione, giunti di smontaggio e raccordi.

Lungo il lato Montello, al fine di ripristinare e proteggere la tubazione esistente (attualmente esposta all'azione erosiva del corso d'acqua) si prevede il lievo della soletta protettiva, la verifica di integrità della condotta, riposizionamento eventuale della condotta mediante idoneo rinfilanco e formazione di scogliera protettiva.

6. Valutazioni sulla portata da emungere per garantire l'abbassamento della falda freatica

6.1. Generalità

La posa della tubazione mediante la tecnica dello scavo a cielo aperto richiede l'abbassamento della falda freatica al fine di creare il piano di posa del blocco di fondazione all'interno del quale si prevede l'inghisaggio della tubazione di progetto e di by-pass.

I metodi di abbassamento della superficie freatica sono molteplici ed il loro utilizzo dipende da molti fattori tra cui la quota della superficie freatica, la profondità dello scavo, la quota del substrato impermeabile, la natura del terreno, la velocità della falda in subalveo, ecc..

Sulla base delle indagini geologiche ed idrogeologiche condotte dal dott. geol. Fileccia e riportate in dettaglio nell'allegata Relazione Geologica ed Idrogeologica si evince quanto segue:

- La profondità del materasso ghiaioso risulta variabile da 15 m a oltre 30 m;
- Velocità della falda di subalveo elevata ed intorno ad 11 m/giorno;
- Portata unitaria stimata tra 4 e 8 l/s per metro lineare di scavo al fondo di una trincea di 5 m di profondità;
- Le perforazioni mostrano un deposito di ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa grossolana abbondante, con intercalazioni decimetriche più limose;
- Materiale visivamente eterogeneo e poco uniforme.

Al fine di definire la conducibilità idraulica media sono state svolte due prove in sito da cui è emersa una velocità reale media di 11 m/giorno e una conducibilità idraulica media di 0.002 m/s (pari a 172 m/giorno).

6.2. Il livelli della falda freatica

La falda freatica che caratterizza la zona del Piave è quella a nord. Le misure effettuate il 9/2/2000 in periodo di forte magra indicano una direzione di flusso da NW verso SE con un livello sul medio mare pari a 90,2 m. Sulla base delle indagini idrogeologiche effettuate in sito si evince come il livello medio della falda si attesti a quota 90 m slm.

Le valutazioni per il calcolo della portata da emungere sono state condotte con riferimento ad un livello di falda variabile da 89 m slm a 91 m slm.

Si riporta nella figura seguente un estratto del profilo topografico del fiume Piave in corrispondenza dell'attraversamento con le misure della linea di falda, per maggiori dettagli si rimanda ai contenuti dell'allegata Relazione Geologica ed Idrogeologica.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZÈ-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

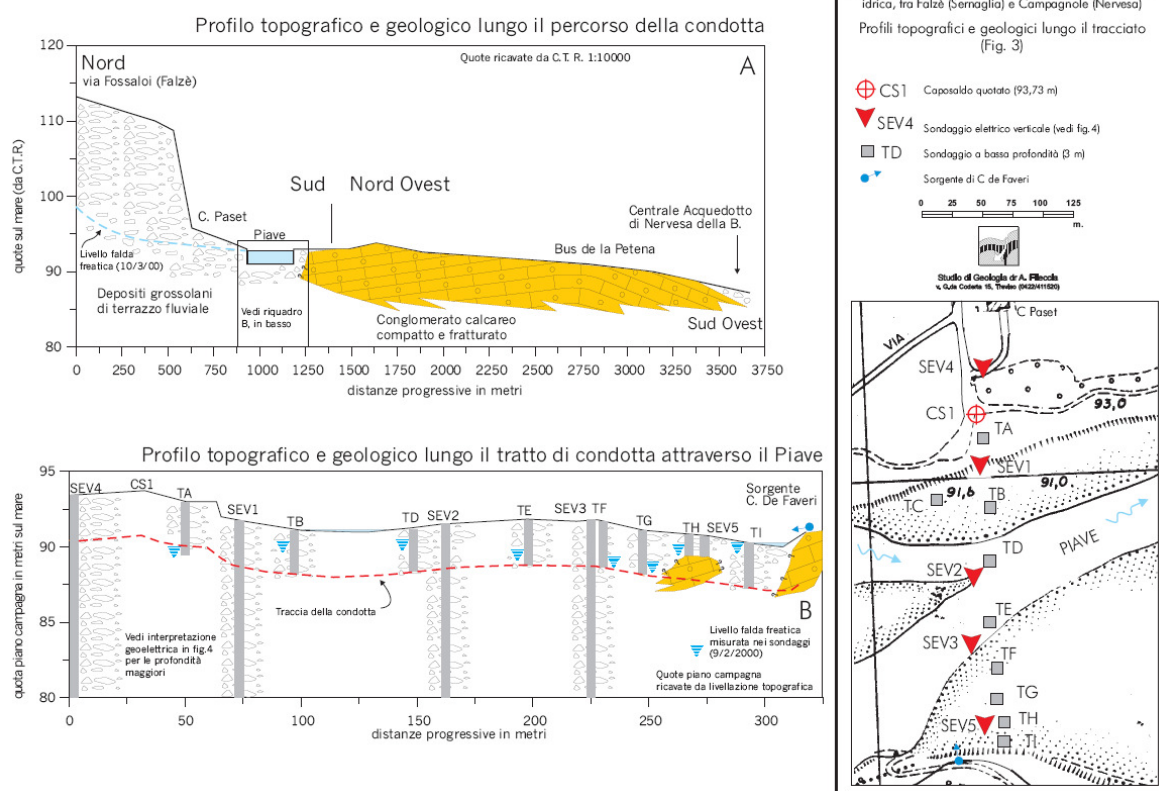


Tabella 3: Andamento della falda misurata lungo il fiume Piave durante la campagna di misure del 2000.

6.3. Il raggio di influenza

Il raggio di influenza è un concetto idrogeologico in cui se si immagina di disporre di un sistema costituito da un pozzo e da una serie di piezometri posti a distanza progressivamente crescente e, di monitorare il comportamento dei piezometri nel procedere della prova, se l'acquifero è sufficientemente esteso, se non esistono altre fonti di perturbazione nelle vicinanze del pozzo di prova e se la prova è eseguita correttamente si osserva che:

- i piezometri più vicini si depressono in misura maggiore rispetto ai più lontani;
- i massimi abbassamenti si registrano nelle fasi iniziali della prova;
- oltre un certo tempo, variabile da caso a caso, i piezometri tendono a stabilizzarsi ad una determinata quota e ad oscillare seguendo le naturali variazioni di livello dell'acquifero.

Questo insieme di osservazioni portano a concludere che:

- il pompaggio provoca una perturbazione nell'acquifero che è massima in prossimità dell'opera di drenaggio e si attenua con la distanza;
- oltre un certo limite di tempo il sistema trova un suo equilibrio e gli abbassamenti si stabilizzano.

Visto che la perturbazione si attenua con la distanza e che il sistema tende con il tempo a stabilizzarsi, si può ragionevolmente immaginare che esista un limite oltre il quale gli effetti del pompaggio non si risentono più, anche se il pozzo viene mantenuto in attività per molto tempo.

Questa distanza viene definita raggio di influenza e varia da caso a caso in funzione del tipo di acquifero, del tipo di opera di captazione e della portata emunta.

Da un punto di vista idrogeologico il raggio di influenza di una determinata opera in determinate condizioni di funzionamento può quindi essere definito come la distanza oltre la quale gli effetti dell'opera sull'acquifero non sono più rilevabili.

In letteratura esistono diverse formule empiriche e semiempiriche per il calcolo del raggio di influenza. La più comune, è la formula di Sichardt in cui il raggio di influenza R (in metri), è calcolabile con l'equazione:

$$R = C Dh k^{1/2}$$

Dove:

1. $C = 3000$ (pozzi)
2. $Dh = \text{abbassamento (m)}$
3. $k = \text{permeabilità (m/s)}$

dove Dh rappresenta l'abbassamento in metri registrato nel pozzo in seguito al pompaggio, k il coefficiente di permeabilità in m/sec e C una costante empirica che nel caso del pozzo singolo si assume uguale a 3000 e nel caso della fila singola di pozzi o della trincea drenante si assume variabile fra 1500 e 2000.

Sulla base dei livelli di falda presi a riferimento (vedi paragrafo precedente) si ottengono al variare dell'abbassamento i seguenti Raggi di influenza.

| | | | |
|-----------|-------|-------|-------|
| C | 3000 | 3000 | 3000 |
| $Dh (m)$ | 5.5 | 6.5 | 7.5 |
| $K (m/s)$ | 0.002 | 0.002 | 0.002 |
| $R (m)$ | 738 | 872 | 1006 |

Tabella 4: Calcolo dei raggi di influenza.

6.4. La portata da emungere e le attrezzature previste per l'abbassamento della falda

Il valore della portata q_p da emungere per garantire l'abbassamento della falda fino alla quota di posa della tubazione è stata ricavata sulla base della legge di Dupuit:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{r_e}{r_0}$$

Dove:

- H : è la quota piezometrica indisturbata – la profondità del materasso ghiaioso risulta variabile da 15 m a oltre 30 m;
- h : quota piezometrica dell'abbassamento della falda;
- Q : portata complessiva emunta;
- r_e : raggio di influenza calcolato con la formula di Sichardt;
- r_0 : determinato dalla seguente espressione $r_0 = [\prod(r_1, r_2, r_3, \dots, r_N)]^{(1/N)}$
- K : conduttività.

Sulla base della legge di Dupuit, considerando di realizzare la condotta per tratti di lunghezza massima 100 m su cui si prevede di posizionare n.ro 5 motopompe si ottiene che la portata di ogni singola pompa dovrà essere tale da emungere fino a 200 l/s come si evince dalle risultanze dei calcoli riportati nella seguente tabella.

| | | | |
|---|---------------|---------------|---------------|
| Livello della falda (m slm) | 89 | 90 | 91 |
| Abbassamento (m) | 5.5 | 6.5 | 7.5 |
| Tratto di trincea considerato (m) | 100 | 100 | 100 |
| H (m) | 35 | 36 | 37 |
| h _o (m) | 29.5 | 29.5 | 29.5 |
| r _o (m) | 36.21 | 36.21 | 36.21 |
| Portata da emungere (q_p) (mc/s) | 0.74 | 0.84 | 0.92 |
| N.ro di pozzi | 5 | 5 | 5 |
| Portata della singola pompa (l/s) | 147.88 | 168.16 | 184.10 |
| Portata della singola pompa (mc/h) | 532.36 | 605.36 | 662.75 |
| Potenza minima della pompa (kW) | 19.69 | 24.74 | 29.67 |
| Portata da emungere al metro lineare di trincea (l/s) | 7.39 | 8.41 | 9.20 |

In ragione delle assunzioni effettuate ne deriva una portata per metro lineare di trincea compresa tra 7 l/s e 9 l/s. Tali valori risultano confrontabili con quelli misurati in campo dal geologo.

Il tipo di pompe previste sono del tipo motopompa centrifuga autoadescante. Nella figura seguente si riporta un grafico di prestazione delle pompe all'interno del quale si collocano i punti di funzionamento previsti nella tabella soprastante.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

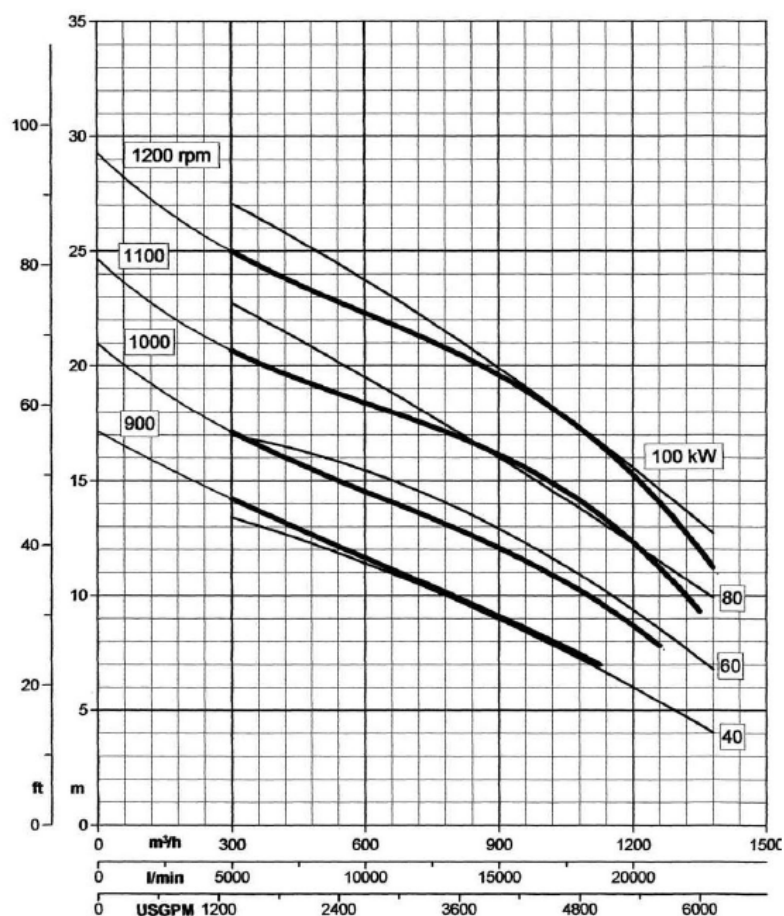


Figura 4: Curve esemplificative di funzionamento di motopompe centrifuche per l'abbassamento della falda freatica.



Figura 5: Tipologico di motopompa da impiegare per l'abbassamento della falda freatica.

7. Valutazioni sulle portate di piena del Fiume Piave in corrispondenza dell'attraversamento oggetto della presente progettazione – il modello idraulico mono-dimensionale

7.1. Generalità

Come eventi di riferimento per la verifica dei livelli e portate di piena lungo il corso d'acqua indagato si è fatto riferimento ai contenuti del Piano Stralcio per la sicurezza idraulica del medio e basso corso del F. Piave.

Nei paragrafi seguenti si riporta alcuni estratti del PAI dove sono riportati, al variare del tempo di ritorno, i valori al colmo dell'onda di piena in determinate sezioni lungo l'asta del fiume Piave.

A partire dai valori di piena riportati nel PAI, e sulla base di un'analisi idrologica dei dati di intero bacino del fiume Piave, è stata ricostruita l'onda di piena e stimato i contributi degli affluenti del Piave nel tratto compreso tra le Grave di Ciano e la sezione di chiusura presso la traversa di Nervesa della Battaglia.

7.2. Le portate di piena

Come riportato nel "Piano Stralcio per la sicurezza idraulica del medio e basso corso del Piave" il modello di trasformazione afflussi-deflussi adottato nell'ambito delle attività di studio propedeutiche alla redazione del piano di bacino si basa su una schematizzazione di tipo concettuale del fenomeno e simula il comportamento del bacino come quello di un insieme di serbatoi e canali lineari per tenere conto dei fenomeni di invaso e corrivazione.

I valori al colmo delle durate di piena con durata di precipitazione di 24 ore sono riportati a pag. 140 del PAI e illustrate nella tabella e figura seguente.

| Valore al colmo della portata di piena con durata di precipitazione di 24 ore | TR=10 anni (m ³ /s)) | TR=50 anni (m ³ /s) | TR=100 anni (piena di progetto) (m ³ /s) |
|---|------------------------------------|-----------------------------------|---|
| Piave a Soverzene | 800 | 1500 | 1800 |
| Piave a Busche | 1650 | 2850 | 3400 |
| Piave a Segusino | 1850 | 3150 | 3750 |
| Piave a Nervesa della Battaglia | 2000 | 3400 | 4050 |
| Piave alla fine delle Grave di Papadopoli | 2000 | 3400 | 4000 |
| Piave a Fagarè | 1950 | 3200 | 3800 |
| Piave a Zenson | 1850 | 3000 | 3500 |
| Piave a San Donà | 1800 | 2950 | 3450 |

Figura 6: Valori al colmo della portata di piena con durata di precipitazione di 24 ore

La successiva figura appresenta per alcune sezioni caratteristiche, l'idrogramma relativo alla piena di progetto.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

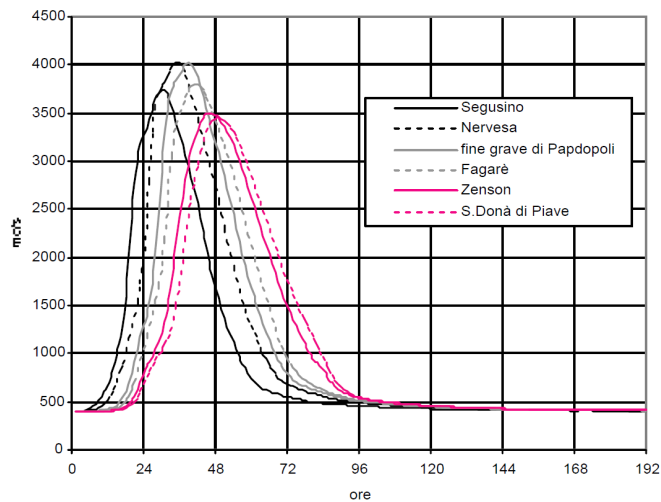


Figura 7: Idrogrammi di piena con durata di precipitazione di 24 ore

In particolare con riferimento al caso oggetto di studio nelle simulazioni sono stati considerati eventi con tempi di ritorno di 10, 50 e 100 anni.

7.3. Il modello idraulico

Per lo studio idraulico del comportamento del fiume Piave si è implementato un modello idraulico monodimensionale, adatto allo studio del deflusso delle portate nelle aste fluviali, per mezzo del software americano Hec-Ras 4.1 (Hydrologic Engineering Centers River Analysis System). È stato modellato il tratto del fiume Piave nel tratto compreso tra il ponte di Vidor e la traversa di Nervesa della Battaglia (sezione di controllo del corso d'acqua) per uno sviluppo complessivo di 16.7 km. La traversa di Nervesa della Battaglia in particolare è costituita da uno sbarramento fisso di lunghezza pari a circa 300 m, come riportato nella figura seguente.

Il modello fa riferimento al progetto sviluppato dagli scriventi relativamente ai "Lavori a compensazione di cui alla DGR n. 1430 del 06.08.2013 Intervento 1 e 2 di cui all'Allegato A del Decreto n. 857 del 11.10.2013 del Dirigente dell'Unità di Progetto del Genio Civile di Treviso - Casse di laminazione di Ciano del Montello e Spresiano e relative opere di difesa per la mitigazione del rischio idraulico con asportazione e rimozione del materiale lapideo nei comuni di Crocetta del Montello, Moriago della Battaglia, Nervesa della Battaglia, Pederobba, Santa Lucia di Piave, Spresiano, Susegana e Vidor".

La geometria del modello nel tratto in corrispondenza dell'intervento è stata aggiornata sulla base delle sezioni estratte dalla nuova indagine di rilievo, condotta in seguito alla piena del 28 Ottobre 2018, su una superficie a base rettangolare di larghezza 600 m e altezza 350 m.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**



Figura 8: Ripresa aerea della traversa di Nervesa della Battaglia



Figura 9: Ripresa aerea del tratto del F. Piave in corrispondenza dell'intervento

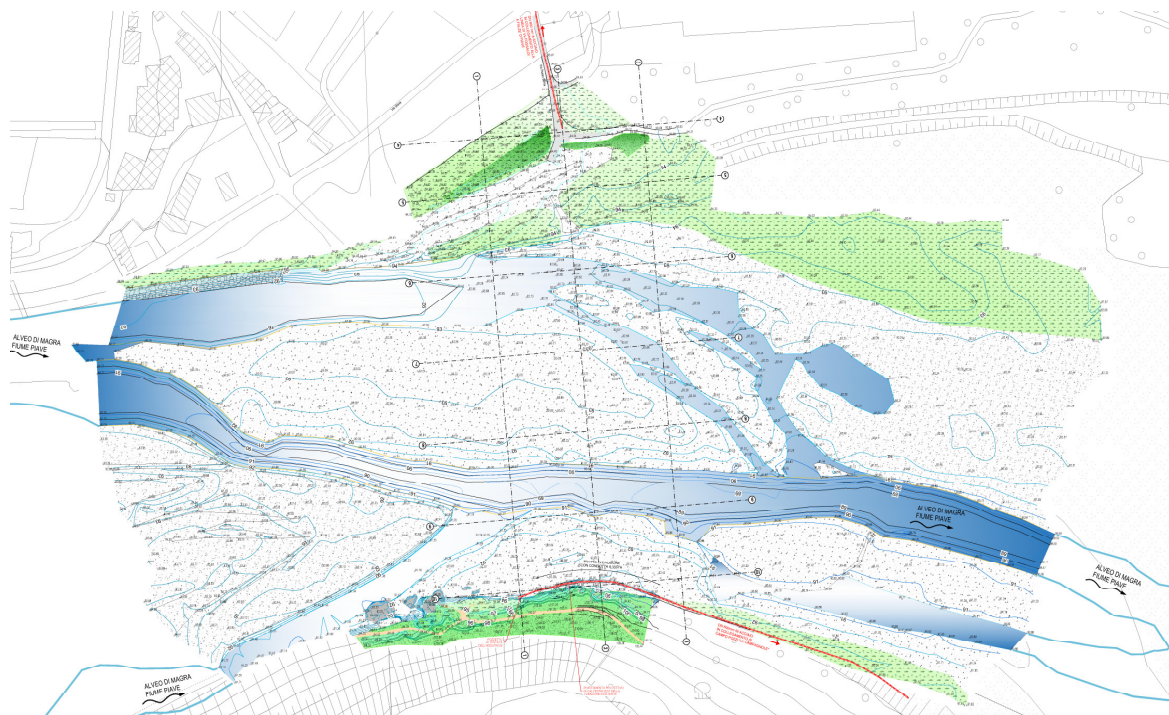


Figura 10: Restituzione del rilievo topografico nel tratto oggetto di intervento – riferimento 2019.

7.4. La geometria del fiume Piave

Si riporta di seguito un estratto del modello idraulico mono-dimensionale.

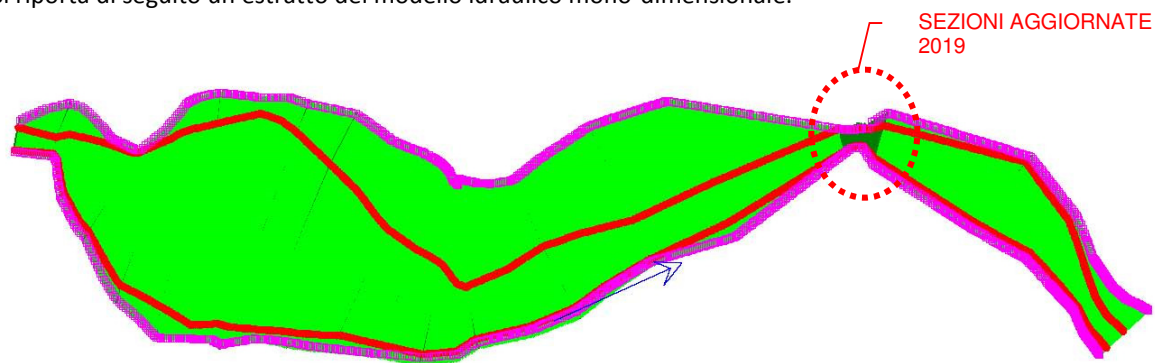


Figura 11: Estratto della geometria del modello idraulico costruito per il tratto del Fiume Piave dal Ponte di Vidor alla traversa di Nervesa della Battaglia

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

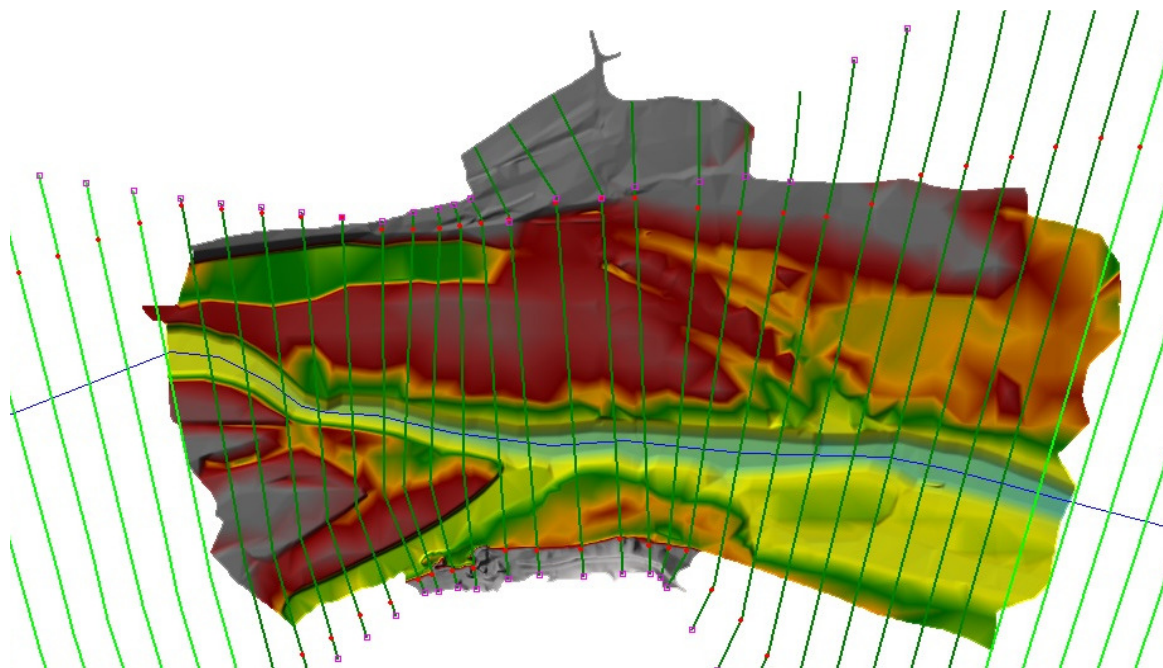


Figura 12: Estratto della geometria del modello idraulico costruito per il tratto oggetto di intervento con la superficie di rilievo aggiornata al 2019 da cui sono state estratte le nuove sezioni.

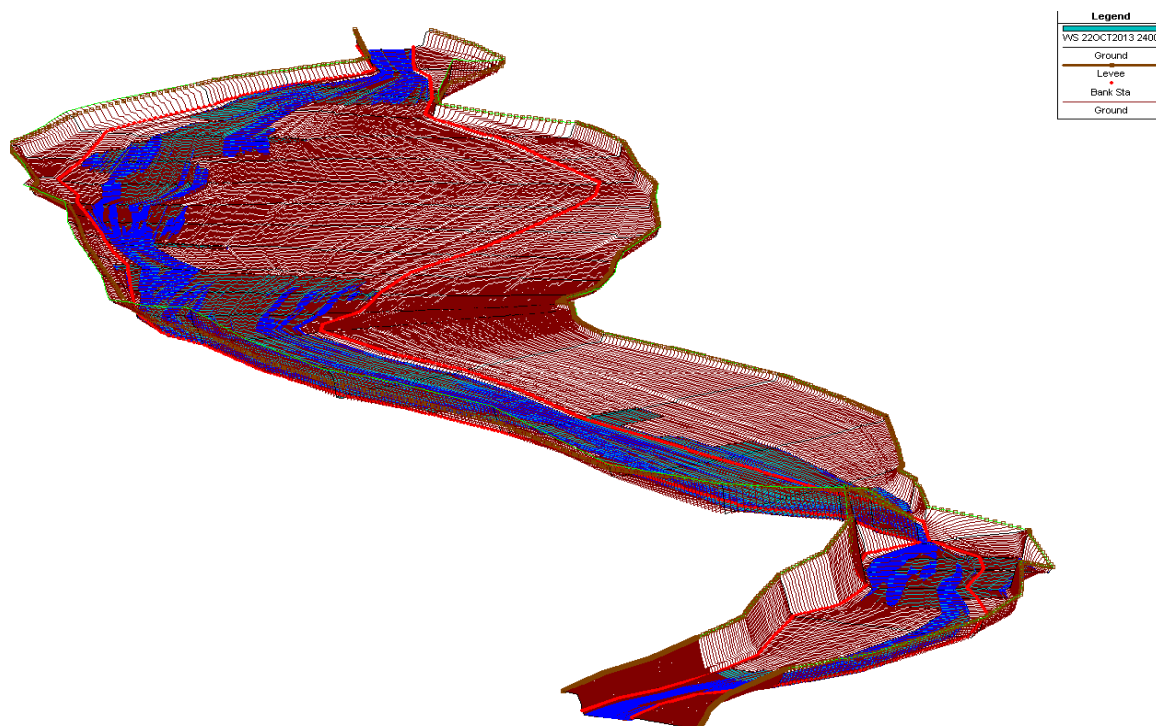


Figura 13: Estratto della geometria del modello idraulico costruito per il tratto del Fiume Piave dal Ponte di Vidor alla traversa di Nervesa della Battaglia

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

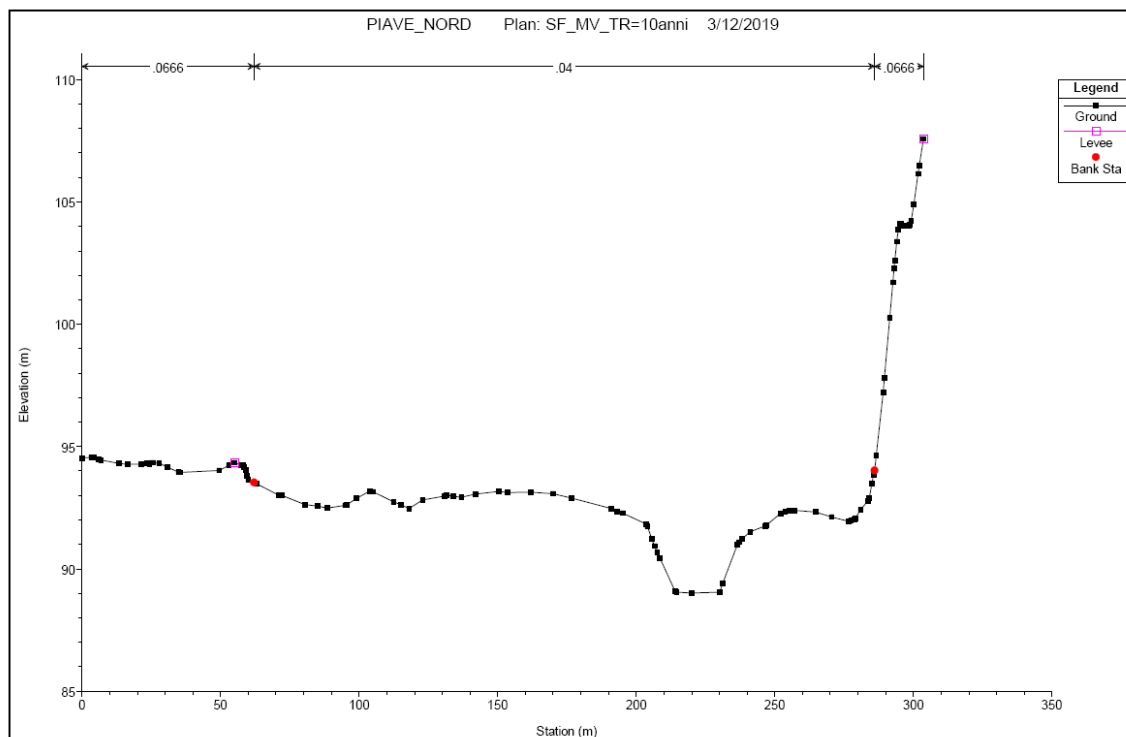


Figura 14: Sezione del Fiume Piave in corrispondenza della realizzazione del nuovo attraversamento – riferimento 2019

7.5. Le simulazioni idrauliche

Le simulazioni sono state eseguite inserendo a monte gli idrogrammi di piena precedentemente descritti e la scala delle portate relative alla sezione di controllo in corrispondenza della traversa di Nervesa della Battaglia. La verifica di propagazione lungo il tratto di corso considerato dell'onda di piena è stata svolta per i seguenti eventi:

- tempo di ritorno di 10 anni con effetto di laminazione dei serbatoi montani mediante svasi preventivi;
- tempo di ritorno di 50 anni con effetto di laminazione dei serbatoi montani mediante svasi preventivi;
- tempo di ritorno di 100 anni con effetto di laminazione dei serbatoi montani mediante svasi preventivi.

7.5.1. Evento TR = 10 anni

Con riferimento alla piena con tempo di ritorno di 10 anni considerando inoltre l'effetto dovuto alla laminazione mediante svassi preventivi nei serbatoi montani, la propagazione della portata di piena dal ponte di Vidor alla traversa di Nervesa della Battaglia, comporta quanto segue:

- Procedendo da monte verso valle, fino alla traversa di Nervesa della Battaglia il moto si mantiene in corrente lenta con velocità media di circa 2,2 m/s e velocità massima di 5 m/s in corrispondenza della sezione dove si prevede la realizzazione dell'attraversamento essendo questa caratterizzata da un significativo restringimento; in particolare la corrente decelera durante il passaggio presso le grave di Ciano con velocità di circa 1,2 m/s, accelerando successivamente dapprima in prossimità della stretta di Falzè con velocità fino a 5 m/s, e successivamente transita presso la traversa di Nervesa con velocità fino a 3,2 m/s;
- In corrispondenza della traversa di Nervesa la corrente transita in condizioni di moto critiche, essendo quest'ultima una sezione di controllo del corso d'acqua;

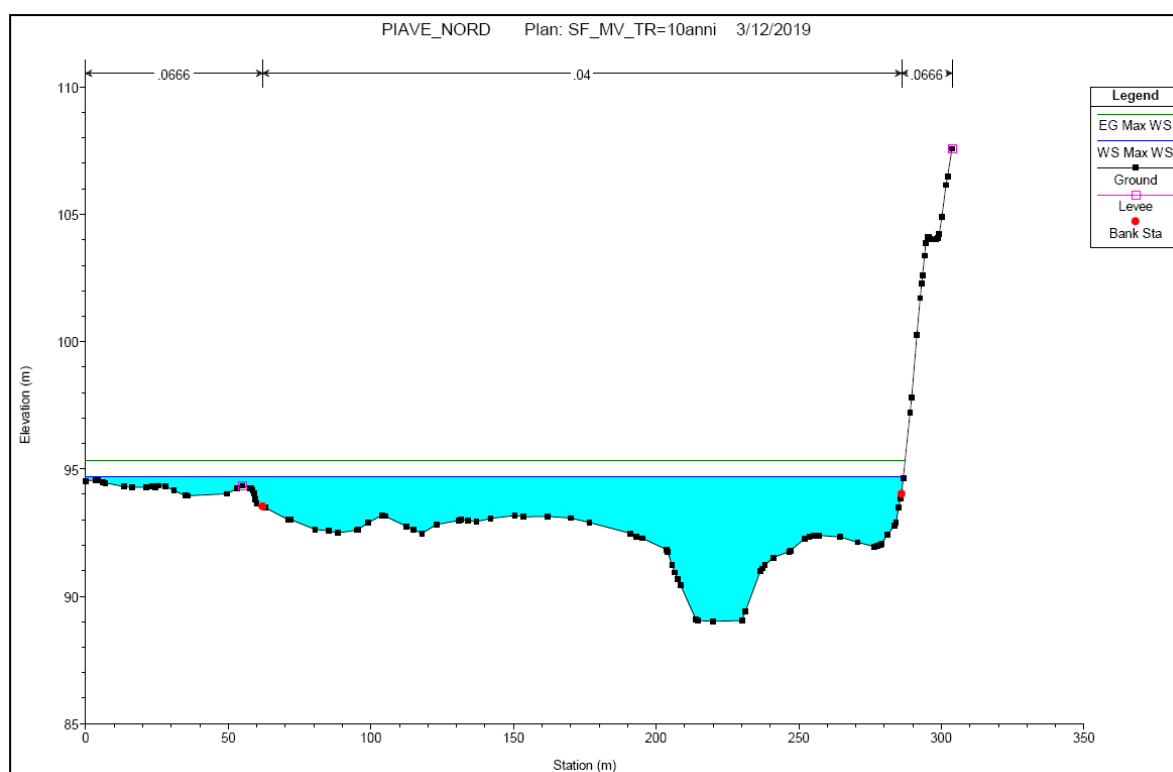


Figura 15: Sezione del fiume Piave presso la sezione in corrispondenza dell'attraversamento – TR=10 anni.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

| SEZIONE | QUOTA DI FONDO | DISTANZA PROGRESSIVA | QUOTA ARGINE SINISTRO | QUOTA ARGINE DESTRO | TEMPO DI RITORNO = 10 anni | | |
|---------|----------------|----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------------------------|--------------------------|------------------------|
| | | | | | LIVELLO MASSIMO RAGGIUNTO DALLA PIENA | FRANCO ARGINALE SINISTRO | FRANCO ARGINALE DESTRO |
| n.ro | m | m | m slm | m slm | m slm | m | m |
| 28 | 138.67 | 0.00 | 154.85 | 156.55 | 142.44 | 12.41 | 14.11 |
| 27 | 137.37 | 506.94 | 150.83 | 150.99 | 140.52 | 10.31 | 10.47 |
| 26 | 136 | 1013.04 | 152.09 | 147.31 | 138.41 | 13.68 | 8.90 |
| 25 | 132.44 | 1509.04 | 148.78 | 151.20 | 135.17 | 13.61 | 16.03 |
| 24 | 127.98 | 2034.04 | 147.36 | 145.79 | 131.48 | 15.88 | 14.31 |
| 23 | 126.48 | 2559.04 | 144.59 | 143.72 | 129.27 | 15.32 | 14.45 |
| 22 | 122.03 | 3060.94 | 141.99 | 138.92 | 126.90 | 15.09 | 12.02 |
| 21 | 120.46 | 3564.94 | 138.31 | 135.68 | 125.94 | 12.37 | 9.74 |
| 20 | 120.83 | 4040.94 | 135.71 | 136.28 | 124.76 | 10.95 | 11.52 |
| 19 | 119.74 | 4543.47 | 132.11 | 130.01 | 123.33 | 8.78 | 6.68 |
| 18 | 117.98 | 5043.47 | 129.67 | 128.86 | 121.63 | 8.04 | 7.23 |
| 17 | 117.3 | 5543.47 | 126.92 | 128.67 | 119.84 | 7.08 | 8.83 |
| 16 | 114.82 | 6020.27 | 125.32 | 125.28 | 117.90 | 7.42 | 7.38 |
| 15 | 113.13 | 6560.16 | 123.03 | 127.27 | 115.80 | 7.23 | 11.47 |
| 14 | 108.21 | 7804.66 | 121.10 | 120.74 | 111.00 | 10.10 | 9.74 |
| 13 | 104.07 | 8996.50 | 114.20 | 115.40 | 106.66 | 7.54 | 8.74 |
| 12 | 99.82 | 10130.40 | 109.20 | 110.03 | 102.42 | 6.78 | 7.61 |
| 11 | 96.76 | 11021.40 | 103.32 | 123.76 | 99.33 | 3.99 | 24.43 |
| 10 | 94.36 | 11586.51 | 115.87 | 119.62 | 97.74 | 18.13 | 21.88 |
| 9 | 92.91 | 11912.01 | 108.83 | 128.57 | 96.48 | 12.35 | 32.09 |
| 8 | 90.07 | 12217.77 | 97.70 | 110.48 | 94.92 | 2.78 | 15.56 |
| 7 | 89.94 | 12627.45 | 112.33 | 150.01 | 93.19 | 19.14 | 56.82 |
| 6 | 89.37 | 12899.92 | 94.97 | 103.16 | 92.46 | 2.51 | 10.70 |
| 5 | 88.53 | 13307.92 | 112.37 | 147.79 | 91.44 | 20.93 | 56.35 |
| 4 | 85.74 | 14229.22 | 103.77 | 121.92 | 88.68 | 15.09 | 33.24 |
| 3 | 80.33 | 15612.98 | 99.66 | 109.35 | 84.16 | 15.50 | 25.19 |
| 2 | 78.77 | 16078.98 | 91.38 | 106.12 | 82.97 | 8.41 | 23.15 |
| 1 | 78.38 | 16697.98 | 80.26 | 95.02 | 80.35 | -0.09 | 14.67 |

Figura 16: F. Piave dal Ponte di Vidor alla foce, calcolato tramite modello idraulico monodimensionale a moto permanente per Tempo di Ritorno di 10 anni.

FIUME PIAVE - DAL PONTE DI VIDOR ALLA TRAVERSA DI NERVESA DELLA BATTAGLIA - STATO DI FATTO : Tempo di Ritorno 10 ANNI

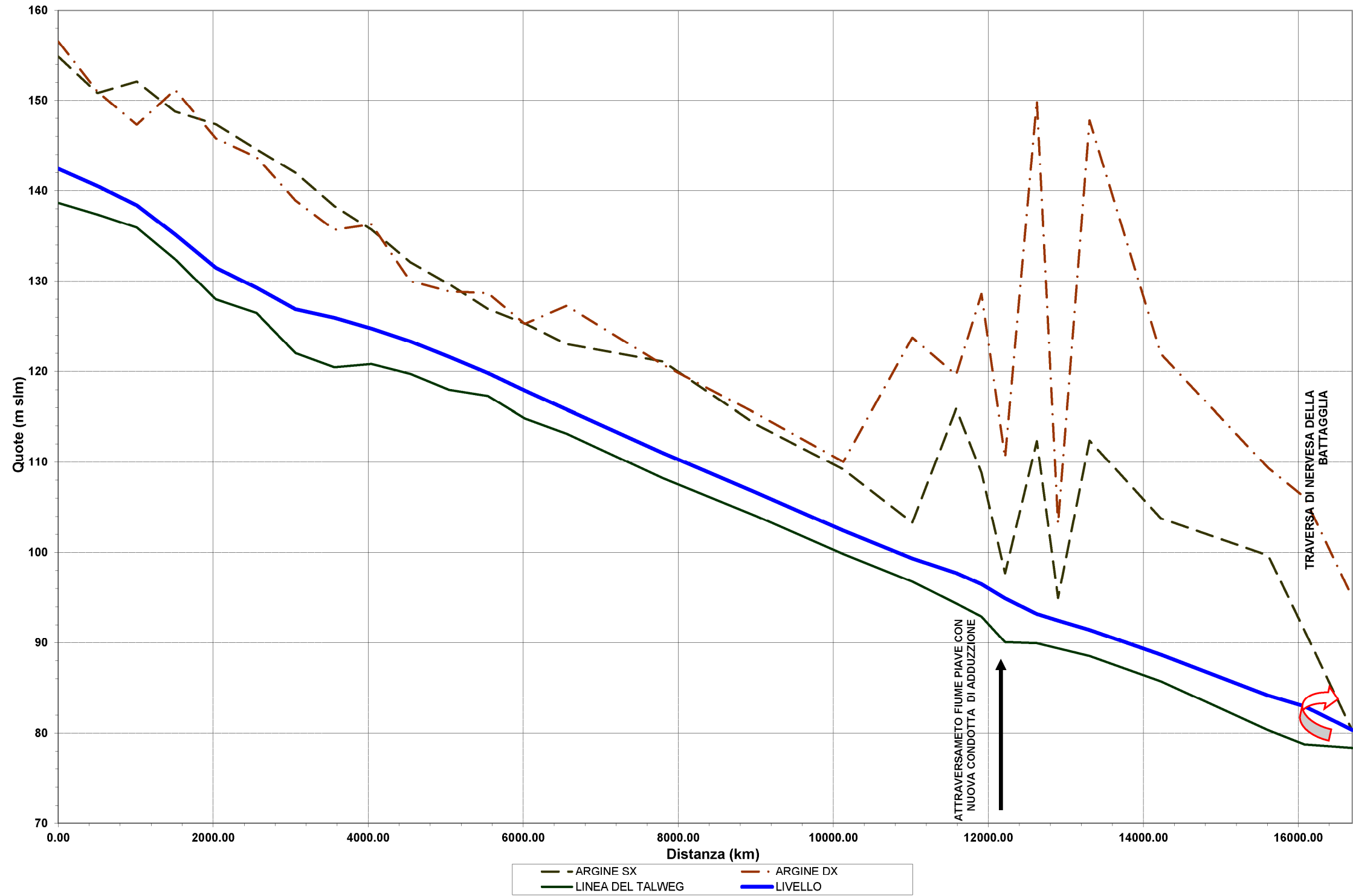


Figura 17: Profilo longitudinale del F. Piave dal Ponte di Vidor alla foce, calcolato tramite modello idraulico monodimensionale a moto permanente per Tempo di Ritorno di 10 anni.

7.5.2. Evento TR = 50 anni

Con riferimento alla piena cinquantenaria con laminazione mediante svassi preventivi nei serbatoi montani, la propagazione della portata di piena dal ponte di Vidor alla traversa di Nervesa della Battaglia, comporta quanto segue:

- Procedendo da monte verso valle, nel tratto fino alla traversa di Nervesa della Battaglia il moto si mantiene in corrente lenta con velocità media di circa 2,5 m/s e velocità massima di 7,5 m/s in corrispondenza della sezione dove si prevede la realizzazione dell'attraversamento essendo questa caratterizzata da un significativo restringimento; in particolare la corrente decelera durante il passaggio presso le grave di Ciano con velocità di circa 1,5 m/s, accelerando successivamente dapprima in prossimità della stretta di Falzè con velocità fino a 7,5 m/s, e successivamente transita presso la traversa di Nervesa con velocità fino a 4,2 m/s;
- In corrispondenza della traversa di Nervesa la corrente transita in condizioni di moto critiche, essendo quest'ultima una sezione di controllo del corso d'acqua;

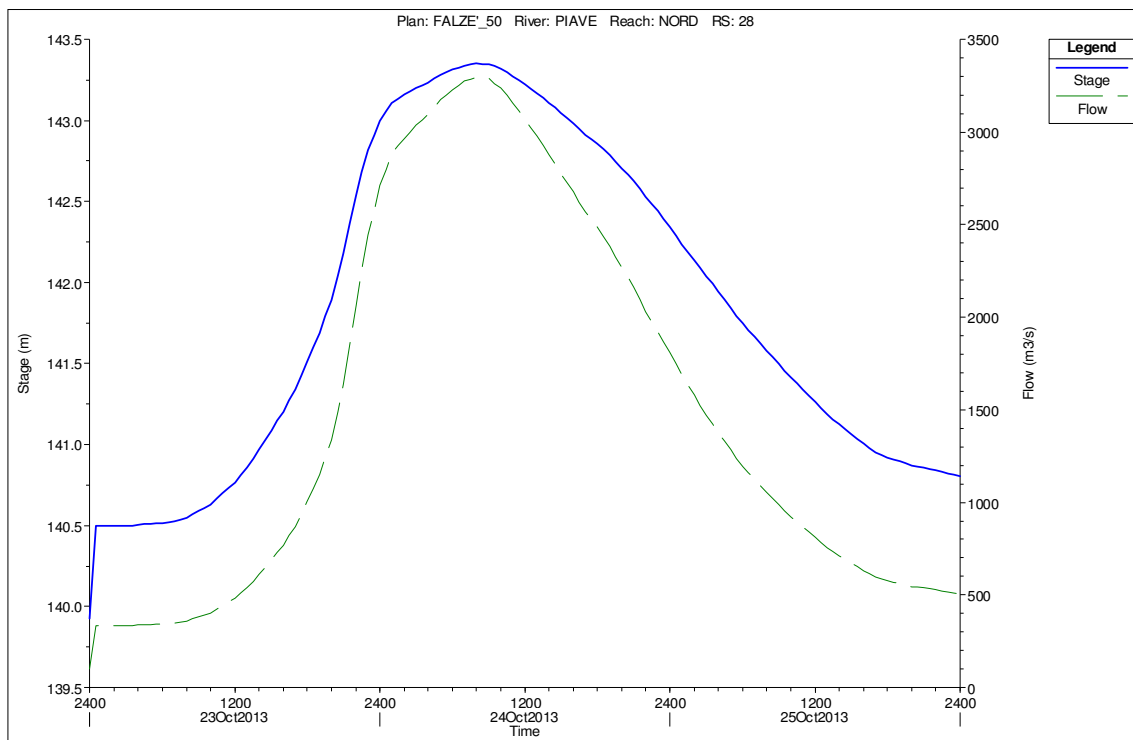


Figura 18: Idrogrammi in corrispondenza alla sezione di monte.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

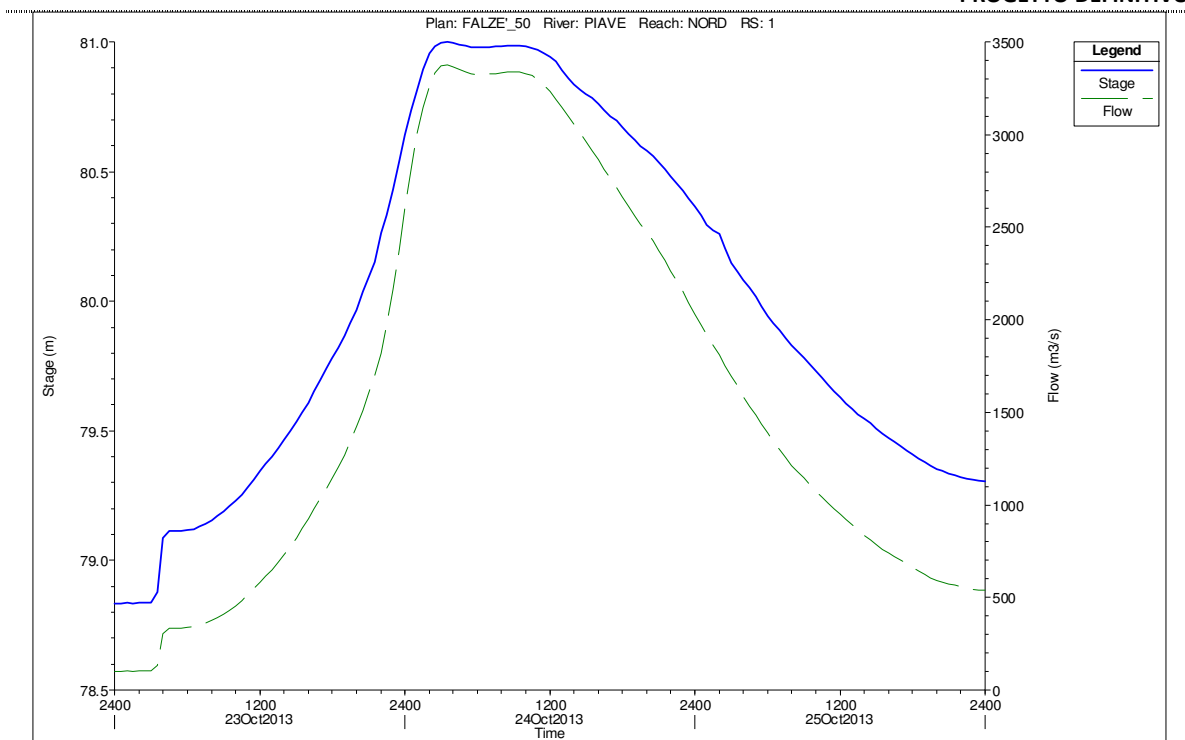


Figura 19: Idrogrammi in corrispondenza alla traversa di Nervesa della Battaglia.

Andando ad analizzare la sezione dove si prevede la realizzazione dell'attraversamento è possibile apprezzare il variare dei livelli al passaggio della piena considerata, in particolare considerando l'involuppo dei tiranti il livello dell'acqua arriva a 95.55 m slm, andando di conseguenza ad interessare le zone prospicienti la sinistra del corso d'acqua.

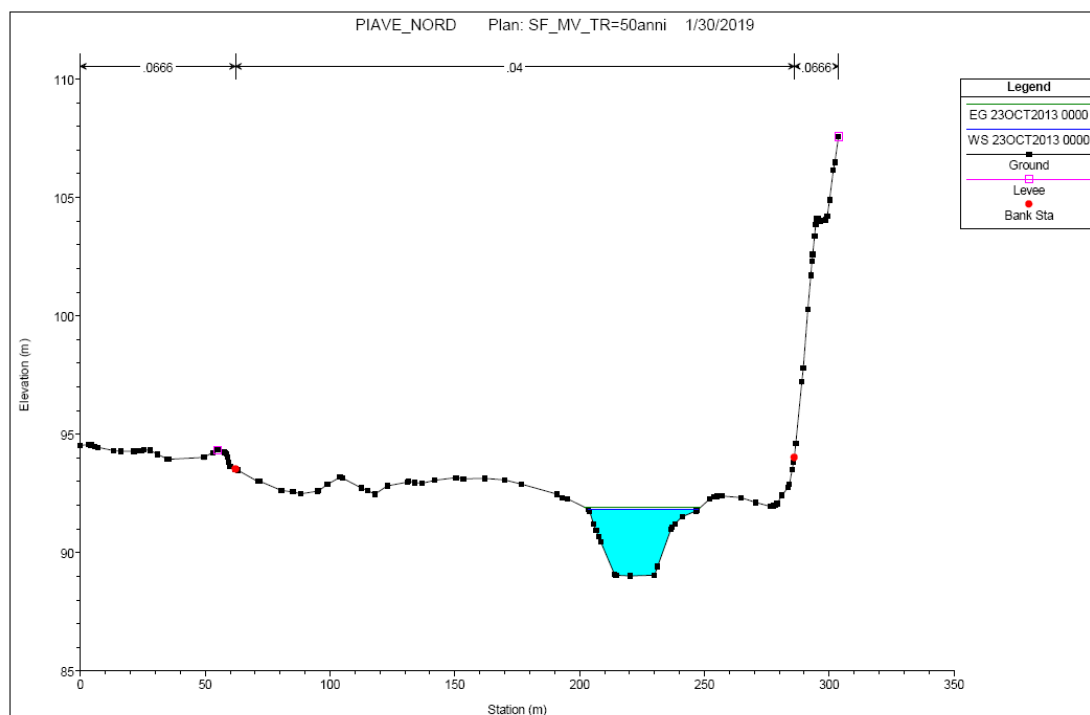


Figura 20: Livelli del F. Piave in corrispondenza della sezione dell'attraversamento al variare della piena_inizio evento(Tr_50 anni) – Q=330 mc/s.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

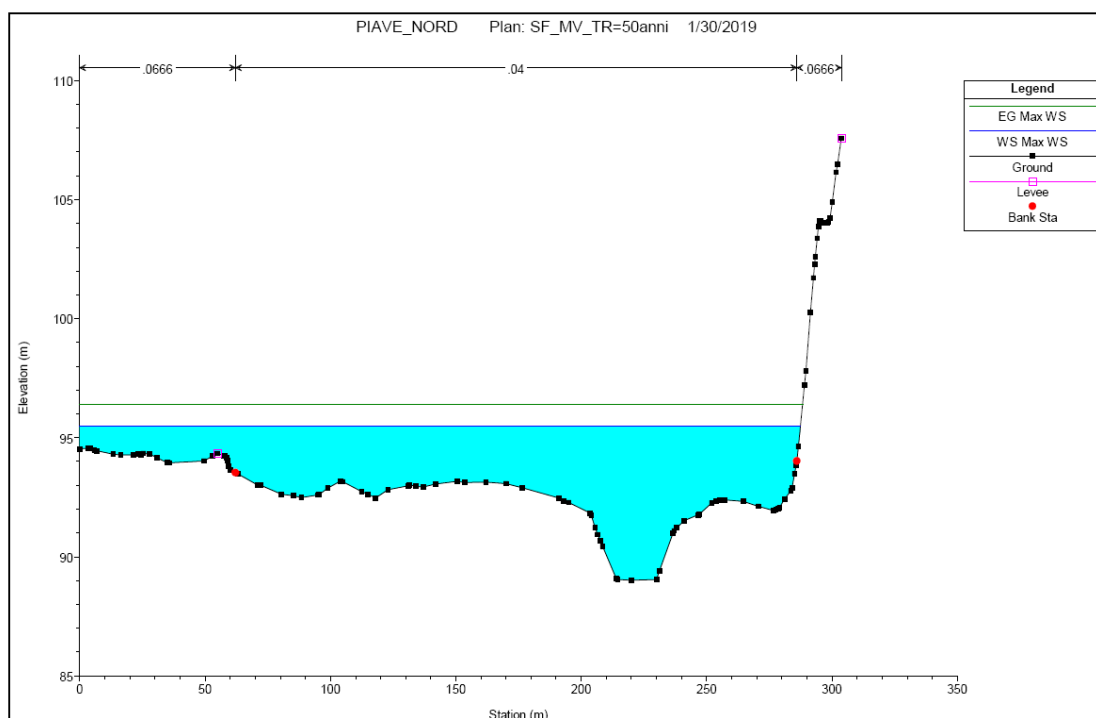


Figura 21: Livelli del F.Piave in corrispondenza della sezione dell'attraversamento al variare della piena_tirante massimo (Tr_50 anni) – Qmax = 3300 mc/s.

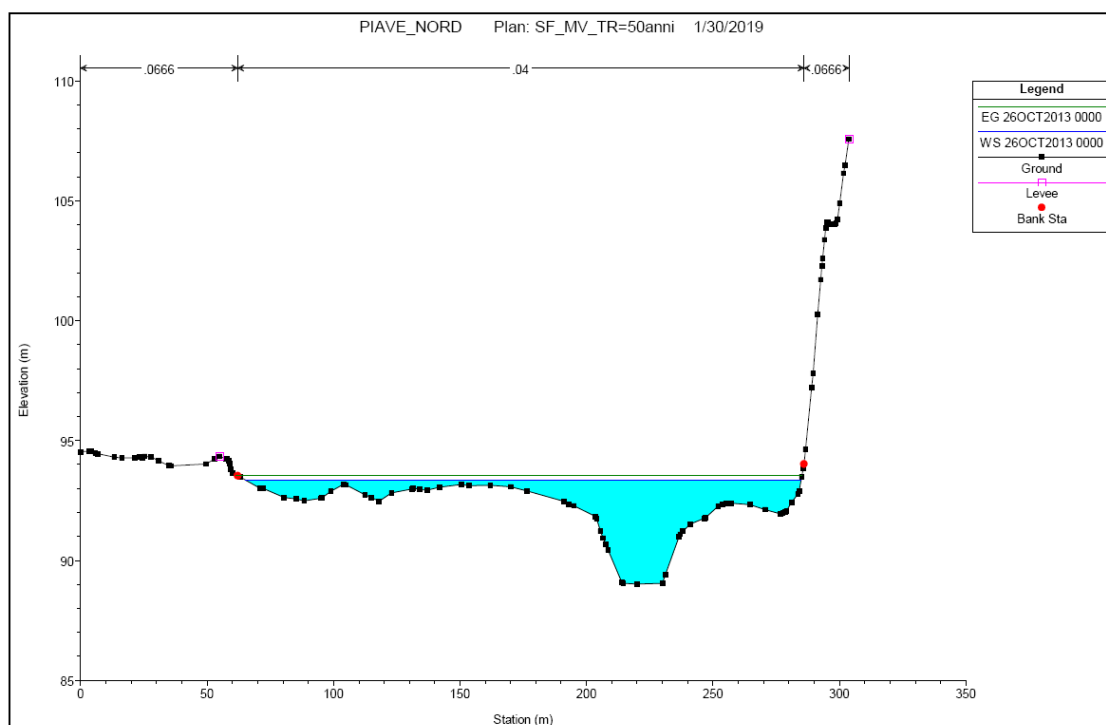


Figura 22: Livelli del F.Piave in corrispondenza della sezione dell'attraversamento al variare della piena_fine evento(Tr_50 anni) – Q=400 mc/s

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

| SEZIONE | QUOTA DI FONDO | DISTANZA PROGRESSIVA | QUOTA ARGINE SINISTRO | QUOTA ARGINE DESTRO | TEMPO DI RITORNO = 50 anni | | |
|---------|----------------|----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------------------------|--------------------------|------------------------|
| | | | | | LIVELLO MASSIMO RAGGIUNTO DALLA PIENA | FRANCO ARGINALE SINISTRO | FRANCO ARGINALE DESTRO |
| | | | | | m slm | m | m |
| 28 | 138,67 | 0,00 | 154,85 | 156,55 | 143,35 | 11,50 | 13,20 |
| 27 | 137,37 | 506,94 | 150,83 | 150,99 | 141,48 | 9,35 | 9,51 |
| 26 | 136 | 1013,04 | 152,09 | 147,31 | 138,87 | 13,22 | 8,44 |
| 25 | 132,44 | 1509,04 | 148,78 | 151,20 | 135,92 | 12,86 | 15,28 |
| 24 | 127,98 | 2034,04 | 147,36 | 145,79 | 132,04 | 15,32 | 13,75 |
| 23 | 126,48 | 2559,04 | 144,59 | 143,72 | 129,77 | 14,82 | 13,95 |
| 22 | 122,03 | 3060,94 | 141,99 | 138,92 | 127,66 | 14,33 | 11,26 |
| 21 | 120,46 | 3564,94 | 138,31 | 135,68 | 126,69 | 11,62 | 8,99 |
| 20 | 120,83 | 4040,94 | 135,71 | 136,28 | 125,50 | 10,21 | 10,78 |
| 19 | 119,74 | 4543,47 | 132,11 | 130,01 | 123,86 | 8,25 | 6,15 |
| 18 | 117,98 | 5043,47 | 129,67 | 128,86 | 122,06 | 7,61 | 6,80 |
| 17 | 117,3 | 5543,47 | 126,92 | 128,67 | 120,24 | 6,68 | 8,43 |
| 16 | 114,82 | 6020,27 | 125,32 | 125,28 | 118,36 | 6,96 | 6,92 |
| 15 | 113,13 | 6560,16 | 123,03 | 127,27 | 116,32 | 6,71 | 10,95 |
| 14 | 108,21 | 7804,66 | 121,10 | 120,74 | 111,54 | 9,56 | 9,20 |
| 13 | 104,07 | 8996,50 | 114,20 | 115,40 | 107,17 | 7,03 | 8,23 |
| 12 | 99,82 | 10130,40 | 109,20 | 110,03 | 103,01 | 6,19 | 7,02 |
| 11 | 96,76 | 11021,40 | 103,32 | 123,76 | 99,98 | 3,34 | 23,78 |
| 10 | 94,36 | 11586,51 | 115,87 | 119,62 | 98,68 | 17,19 | 20,94 |
| 9 | 92,91 | 11912,01 | 108,83 | 128,57 | 97,34 | 11,49 | 31,23 |
| 8 | 90,07 | 12217,77 | 97,70 | 110,48 | 95,55 | 2,15 | 14,93 |
| 7 | 89,94 | 12627,45 | 112,33 | 150,01 | 93,81 | 18,52 | 56,20 |
| 6 | 89,37 | 12899,92 | 94,97 | 103,16 | 93,10 | 1,87 | 10,06 |
| 5 | 88,53 | 13307,92 | 112,37 | 147,79 | 92,14 | 20,23 | 55,65 |
| 4 | 85,74 | 14229,22 | 103,77 | 121,92 | 89,25 | 14,52 | 32,67 |
| 3 | 80,33 | 15612,98 | 99,66 | 109,35 | 85,02 | 14,64 | 24,33 |
| 2 | 78,77 | 16078,98 | 91,38 | 106,12 | 83,84 | 7,54 | 22,28 |
| 1 | 78,38 | 16697,98 | 80,26 | 95,02 | 81,00 | -0,74 | 14,02 |

Figura 23: F. Piave dal Ponte di Vidor alla foce, calcolato tramite modello idraulico monodimensionale a moto permanente per Tempo di Ritorno di 50 anni

FIUME PIAVE - DAL PONTE DI VIDOR ALLA TRAVERSA DI NERVESA DELLA BATTAGLIA - STATO DI FATTO : Tempo di Ritorno 50 ANNI

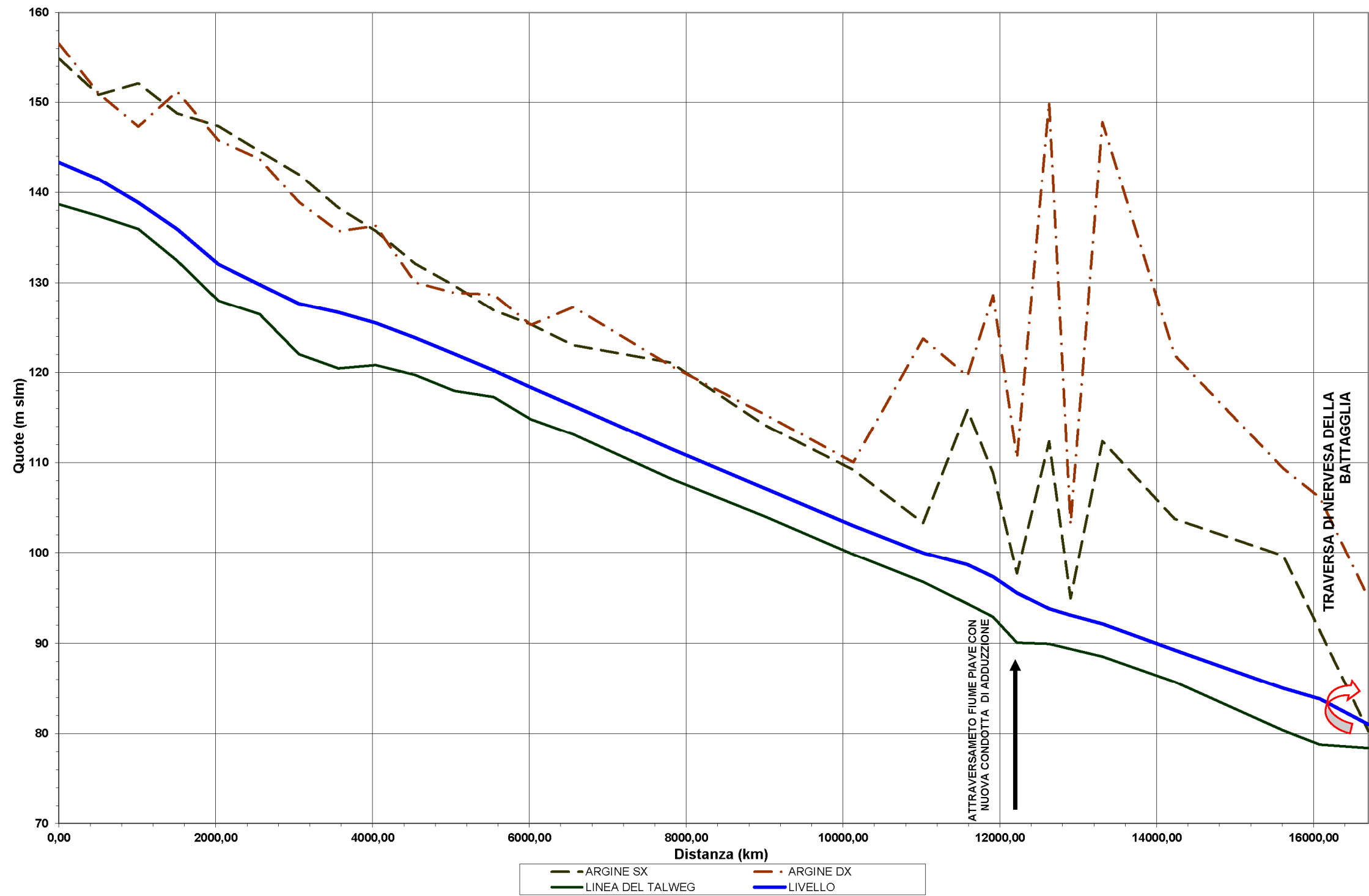


Figura 24: Profilo longitudinale del F. Piave dal Ponte di Vidor alla foce, calcolato tramite modello idraulico monodimensionale a moto vario per Tempo di Ritorno di 50 anni.

7.5.3. Evento TR = 100 anni

Con riferimento alla piena centenaria con laminazione mediante svassi preventivi nei serbatoi montani, la propagazione della portata di piena dal ponte di Vidor alla traversa di Nervesa della Battaglia, comporta quanto segue:

- Procedendo da monte verso valle, fino alla traversa di Nervesa della Battaglia il moto si mantiene in corrente lenta con regimi di velocità di poco superiori a quelli visti nella simulazione precedente;
- In corrispondenza della traversa di Nervesa la corrente transita in condizioni di moto critiche, essendo quest'ultima una sezione di controllo del corso d'acqua;

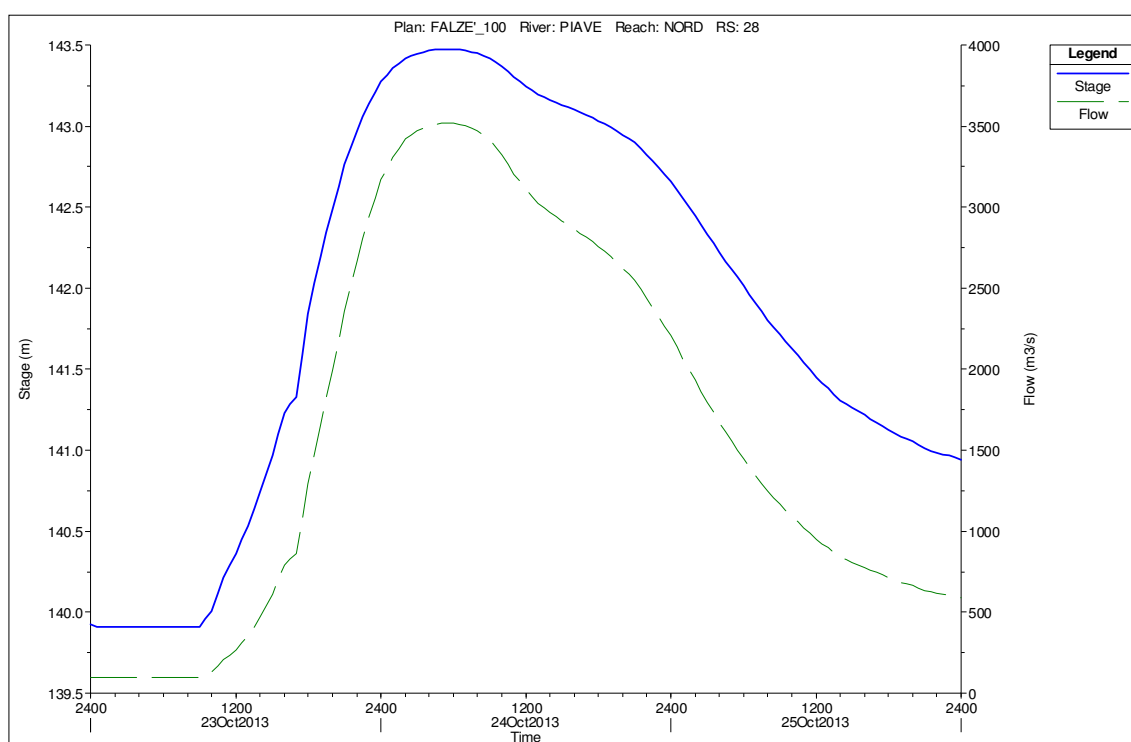


Figura 25: Idrogrammi in corrispondenza alla sezione di monte

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

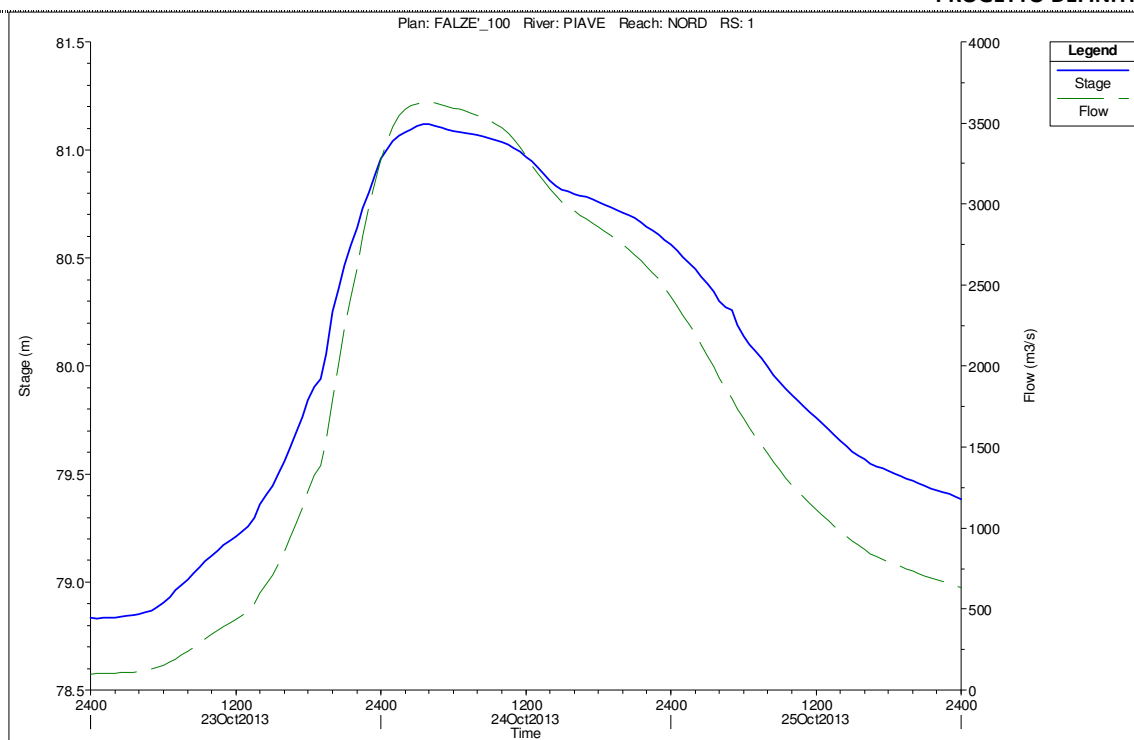


Figura 26: Idrogrammi in corrispondenza alla sezione di monte e alla traversa di Nervesa della Battaglia

Andando ad analizzare la sezione dove si prevede la realizzazione dell'attraversamento è possibile apprezzare il variare dei livelli al passaggio della piena considerata, in particolare considerando l'involuppo dei tiranti il livello dell'acqua arriva a 95.69 m slm, di poco superiore a quello riscontrato con un evento con tempo di ritorno di 50 anni, andando di conseguenza ad interessare le zone prospicienti la sinistra del corso d'acqua.

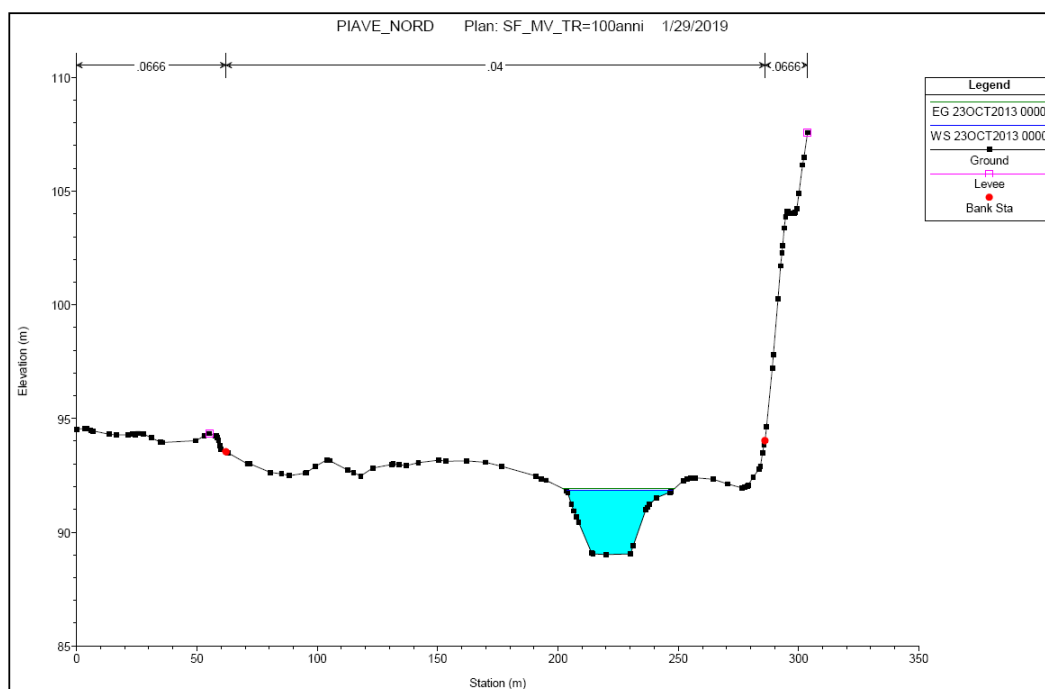


Figura 27: Livelli del F.Piave in corrispondenza della sezione dell'attraversamento al variare della piena_inizio evento(Tr_100 anni) – Q=300 mc/s.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

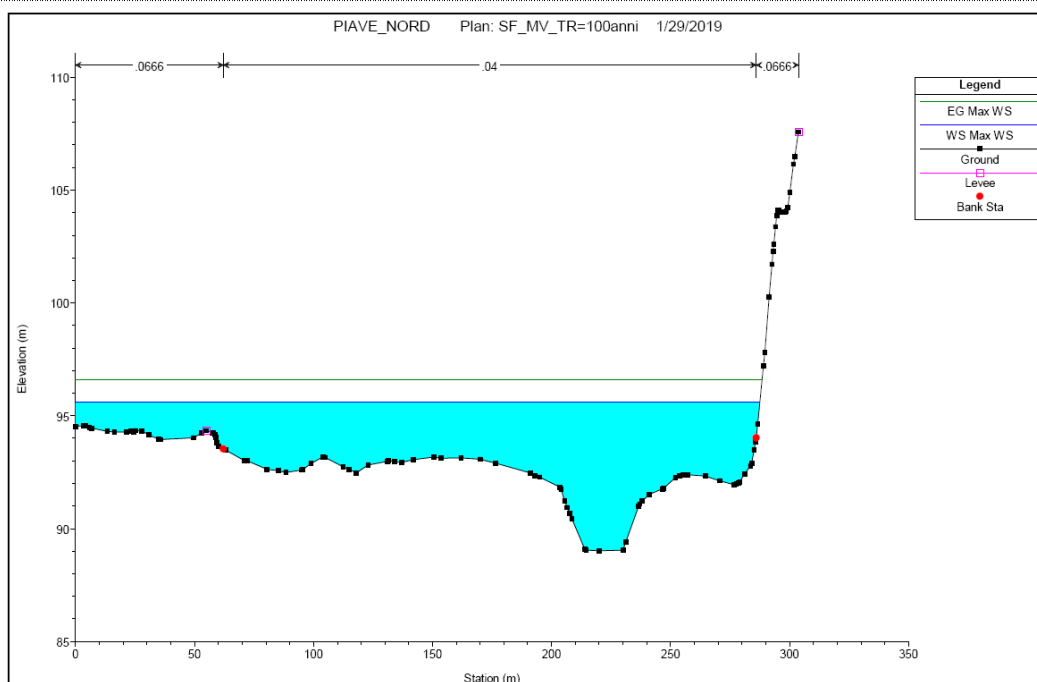


Figura 28: Livelli del F.Piave in corrispondenza della sezione dell'attraversamento al variare della piena_tirante massimo(Tr_100 anni) – Q=3560 mc/s.

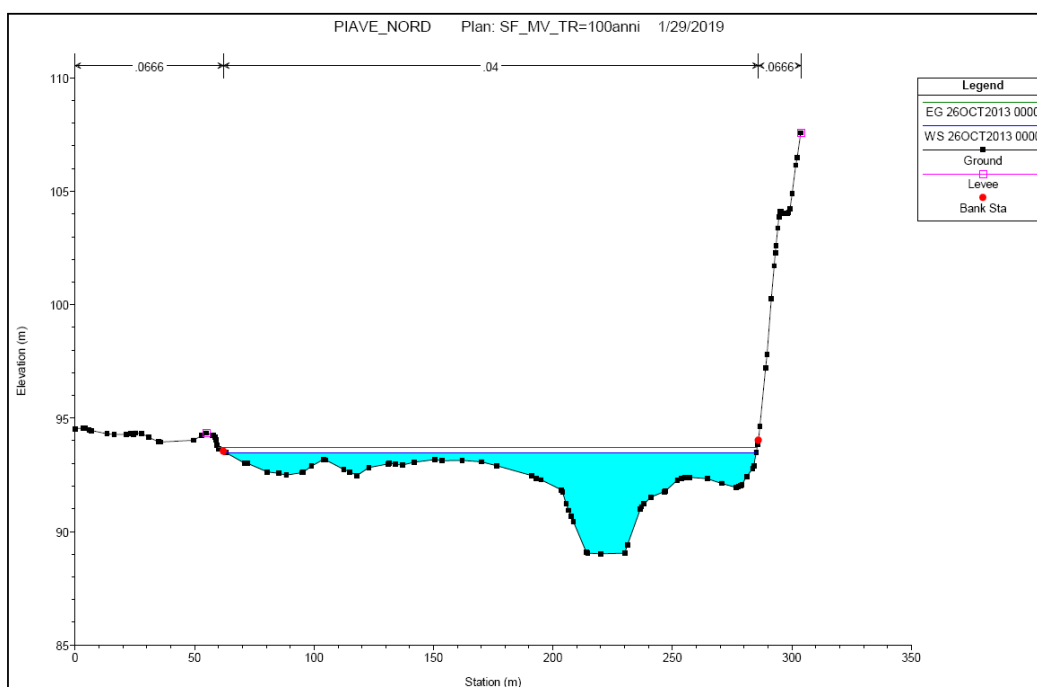


Figura 29: Livelli del F.Piave in corrispondenza della sezione dell'attraversamento al variare della piena_fine evento(Tr_100 anni) Q=400 mc/s.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

| SEZIONE | QUOTA DI FONDO | DISTANZA PROGRESSIVA | QUOTA ARGINE SINISTRO | QUOTA ARGINE DESTRO | TEMPO DI RITORNO = 100 anni | | |
|---------|----------------|----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------------------------|--------------------------|------------------------|
| | | | | | LIVELLO MASSIMO RAGGIUNTO DALLA PIENA | FRANCO ARGINALE SINISTRO | FRANCO ARGINALE DESTRO |
| n.ro | m | m | m slm | m slm | m slm | m | m |
| 28 | 138,67 | 0,00 | 154,85 | 156,55 | 143,47 | 11,38 | 13,08 |
| 27 | 137,37 | 506,94 | 150,83 | 150,99 | 141,58 | 9,25 | 9,41 |
| 26 | 136 | 1013,04 | 152,09 | 147,31 | 138,93 | 13,16 | 8,38 |
| 25 | 132,44 | 1509,04 | 148,78 | 151,20 | 136,01 | 12,77 | 15,19 |
| 24 | 127,98 | 2034,04 | 147,36 | 145,79 | 132,11 | 15,25 | 13,68 |
| 23 | 126,48 | 2559,04 | 144,59 | 143,72 | 129,83 | 14,76 | 13,89 |
| 22 | 122,03 | 3060,94 | 141,99 | 138,92 | 127,75 | 14,24 | 11,17 |
| 21 | 120,46 | 3564,94 | 138,31 | 135,68 | 126,79 | 11,52 | 8,89 |
| 20 | 120,83 | 4040,94 | 135,71 | 136,28 | 125,57 | 10,14 | 10,71 |
| 19 | 119,74 | 4543,47 | 132,11 | 130,01 | 123,91 | 8,20 | 6,10 |
| 18 | 117,98 | 5043,47 | 129,67 | 128,86 | 122,11 | 7,56 | 6,75 |
| 17 | 117,3 | 5543,47 | 126,92 | 128,67 | 120,30 | 6,62 | 8,37 |
| 16 | 114,82 | 6020,27 | 125,32 | 125,28 | 118,42 | 6,90 | 6,86 |
| 15 | 113,13 | 6560,16 | 123,03 | 127,27 | 116,40 | 6,63 | 10,87 |
| 14 | 108,21 | 7804,66 | 121,10 | 120,74 | 111,62 | 9,48 | 9,12 |
| 13 | 104,07 | 8996,50 | 114,20 | 115,40 | 107,25 | 6,95 | 8,15 |
| 12 | 99,82 | 10130,40 | 109,20 | 110,03 | 103,09 | 6,11 | 6,94 |
| 11 | 96,76 | 11021,40 | 103,32 | 123,76 | 100,09 | 3,23 | 23,67 |
| 10 | 94,36 | 11586,51 | 115,87 | 119,62 | 98,84 | 17,03 | 20,78 |
| 9 | 92,91 | 11912,01 | 108,83 | 128,57 | 97,51 | 11,32 | 31,06 |
| 8 | 90,07 | 12217,77 | 97,70 | 110,48 | 95,69 | 2,01 | 14,79 |
| 7 | 89,94 | 12627,45 | 112,33 | 150,01 | 93,89 | 18,44 | 56,12 |
| 6 | 89,37 | 12899,92 | 94,97 | 103,16 | 93,20 | 1,77 | 9,96 |
| 5 | 88,53 | 13307,92 | 112,37 | 147,79 | 92,21 | 20,16 | 55,58 |
| 4 | 85,74 | 14229,22 | 103,77 | 121,92 | 89,36 | 14,41 | 32,56 |
| 3 | 80,33 | 15612,98 | 99,66 | 109,35 | 85,17 | 14,49 | 24,18 |
| 2 | 78,77 | 16078,98 | 91,38 | 106,12 | 83,97 | 7,41 | 22,15 |
| 1 | 78,38 | 16697,98 | 80,26 | 95,02 | 81,12 | -0,86 | 13,90 |

Figura 30: F. Piave dal Ponte di Vidor alla foce, calcolato tramite modello idraulico monodimensionale a moto permanente per Tempo di Ritorno di 100 anni

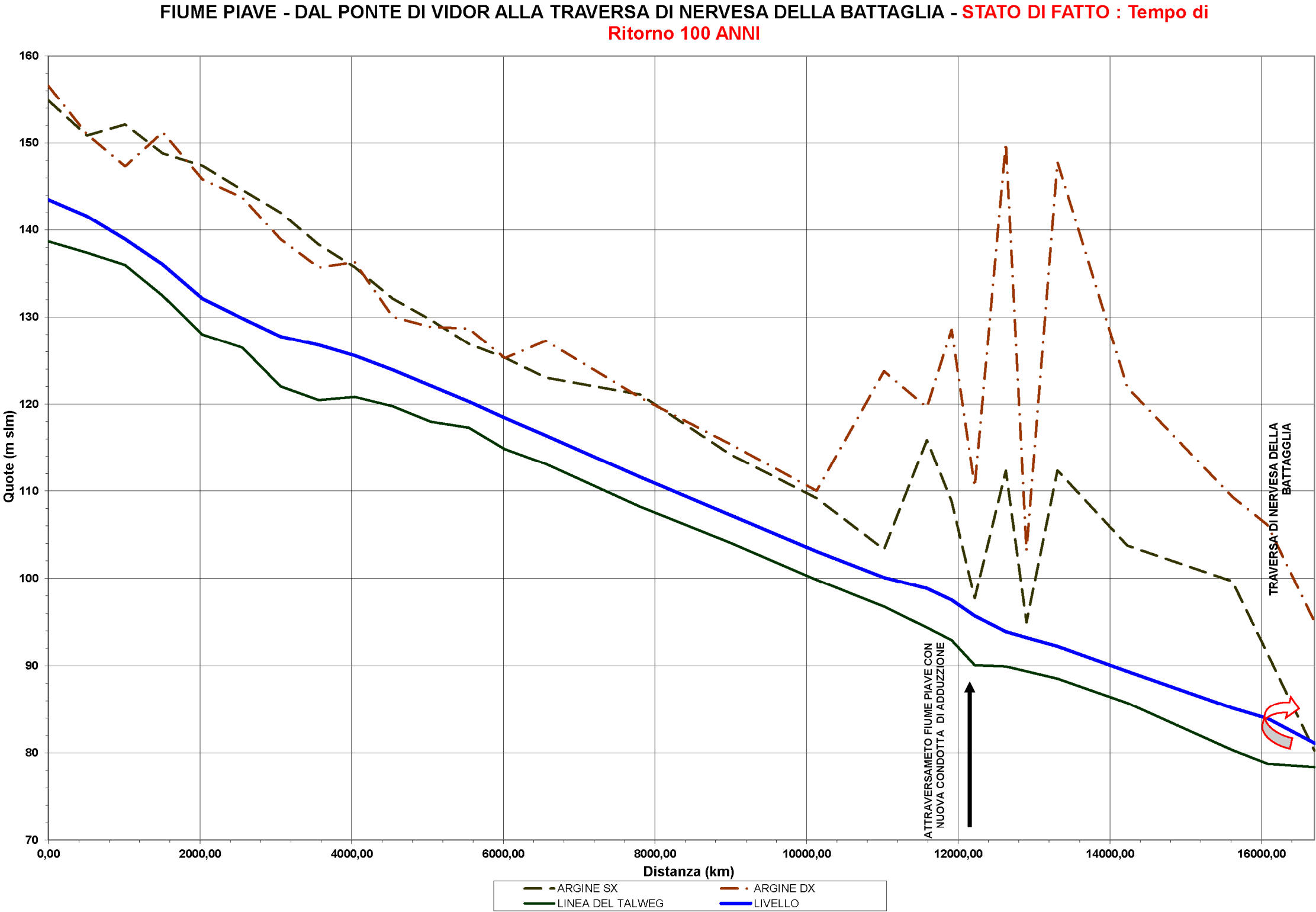


Figura 31: Profilo longitudinale del F. Piave dal Ponte di Vidor alla foce, calcolato tramite modello idraulico monodimensionale a moto vario per Tempo di Ritorno di 100 anni.

7.6. Conclusioni

Sulla base delle simulazioni effettuate si evince come i livelli di piena corrispondenti ad eventi con Tempo di ritorno variabile da 10 a 100 anni risultino contenuti tra 94,92 m slm a 95,69 m slm.

Rispetto al piano campagna la piena si propaga con tiranti che variano da 1 m fuori dall'alveo attivo a circa 6 m rispetto alle quote di fondo della vena attiva.

In fase di cantiere, ai fini della sicurezza dei mezzi e personale impiegato, si prevede la formazione di ture provvisorie in materiale sciolto con quota di sommità a 94,5 m slm per fronteggiare eventi con tempo di ritorno 2-5 anni.

Per i manufatti in cui sono previste ispezioni per la gestione degli organi di manovra si prevede l'installazione di chiusini a tenuta stagna PN1.

8. Valutazioni sui campi di velocità e idrodinamica fluviale – il modello idraulico bi-dimensionale

8.1. Generalità

La modellazione bidimensionale dell'area oggetto di studio è stata sviluppata con l'obiettivo di perfezionare le informazioni ottenute mediante la modellazione monodimensionale ed analizzare in modo più dettagliato il campo di moto in prossimità delle sponde del corso d'acqua. Particolare attenzione è stata rivolta alla determinazione delle velocità che interessano la sponda destra in corrispondenza della stretta, dove è prevista la realizzazione di opere di difesa.

Si è stabilito di esaminare gli effetti indotti da eventi di piena caratterizzati da tempi di ritorno di 10, 50 e 100 anni. È stato indagato, inoltre, lo scenario corrispondente ad un evento con portata di 100 mc/s.

Infine, per lo scenario con tempo di ritorno di 50 anni si sono indagati gli effetti di erosione dovuti ai fenomeni di trasporto solido di fondo.

La modellazione bidimensionale è stata condotta utilizzando il software RiverFLO-2D, descritto in Appendice 2.

8.2. Schematizzazione dell'area oggetto di studio

L'area di studio coincide con il tratto di fiume Piave localizzato in corrispondenza della "stretta" di Falzè di Piave. Tale porzione di territorio è delimitata a Nord dalla strada che mette in comunicazione Falzè e Sernaglia e dall'abitato di Falzè; a Ovest dal rilevato Colfosco e a Sud dal rilevato del Montello.

L'area di studio è stata schematizzata mediante il tracciamento di una poligonale che segue i confini naturali e artificiali sopra elencati. Con riferimento al verso della corrente, l'area risulta delimitata a monte e a valle da due tratti di poligonale perpendicolari all'asse fluviale. La rappresentazione è completata dal tracciamento di sei sezioni trasversali, lungo le quali si è interessati ad indagare in dettaglio le caratteristiche del moto.

In Figura 32 è indicata la poligonale che delimita il dominio di calcolo (in verde) e le sezioni trasversali (in blu). Il rosso è indicata la localizzazione delle opere di difesa di progetto.

Il dominio di calcolo è stato discretizzato mediante una maglia costituita da 29409 nodi e 57522 elementi triangolari, aventi lati di lunghezza media pari a 16.29 m ed una superficie mediamente pari a 132.61 m² (Figura 33).

Per riprodurre correttamente ed accuratamente la topografia dell'area di studio, a ciascun nodo, e quindi elemento, della griglia di calcolo è stata attribuita una quota, determinata mediante interpolazione a partire da una fitta serie di punti quotati, estratti dal modello digitale del terreno. Quest'ultimo è stato costruito sulla base di un rilievo eseguito con tecnologia laser scanner a cui sono stati sovrapposti i dati derivanti da un più accurato rilievo condotto in corrispondenza della stretta. L'insieme di tali punti, compresi fra le quote 78.11 e 197.24 m s.m.m., è illustrato in Figura 34 mentre la loro interpolazione sulla griglia di calcolo è riportata in Figura 35. L'area di studio risulta altimetricamente compresa tra le quote 80.38 e 157.18 m s.m.m..

Come è possibile osservare dalla Figura 33, non è stata adottata una griglia di calcolo uniforme su tutto il dominio. Al fine di ottenere una più accurata descrizione delle caratteristiche idrodinamiche del moto in prossimità delle sponde del corso d'acqua, si è stabilito di adottare una discretizzazione di maggiore dettaglio in corrispondenza delle stesse, ovvero una mesh con elementi di dimensioni inferiori.

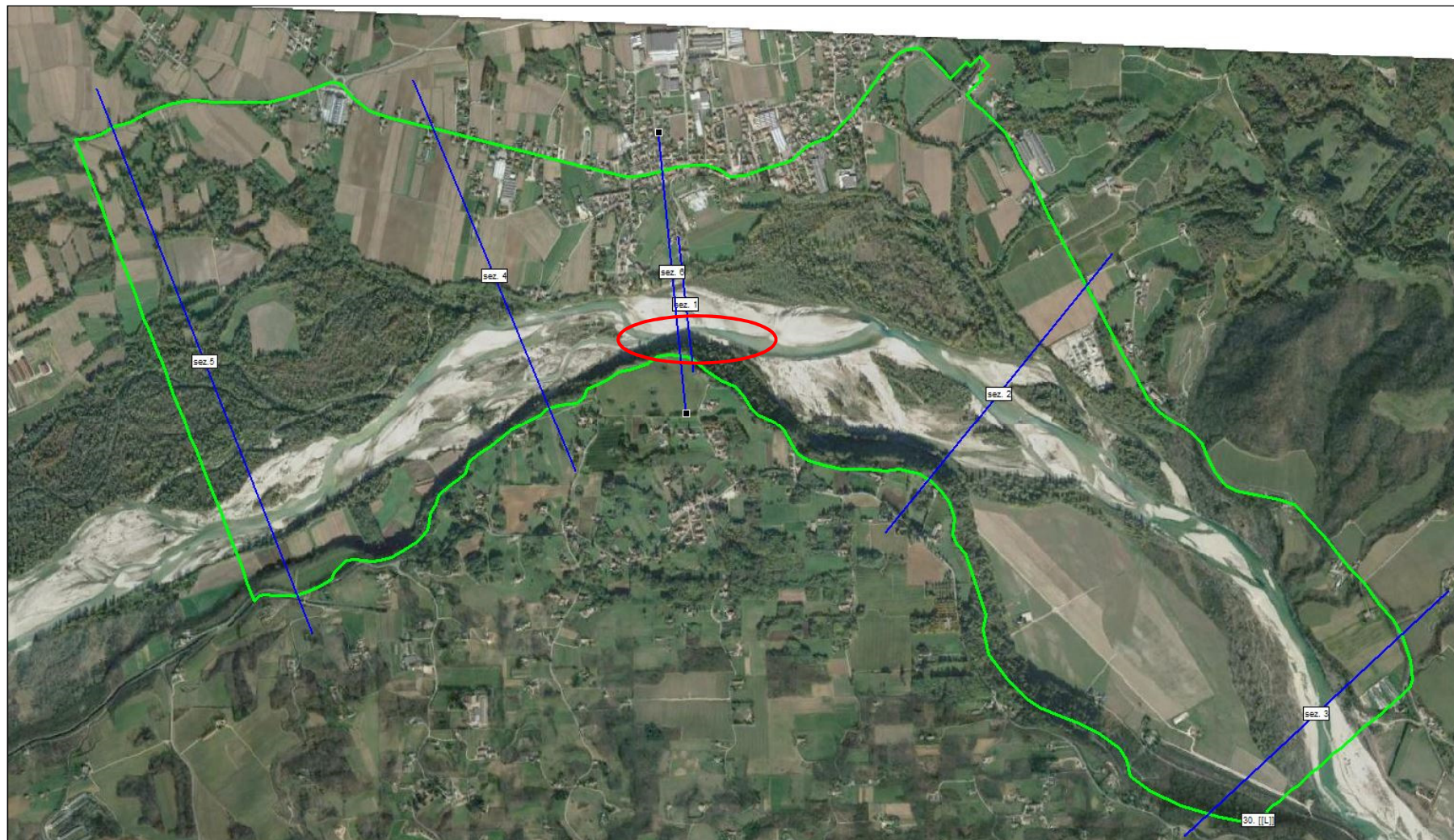


Figura 32: Delimitazione del dominio di calcolo e tracciamento sezioni trasversali; in rosso è indicata l'ubicazione dell'opera di difesa di progetto.

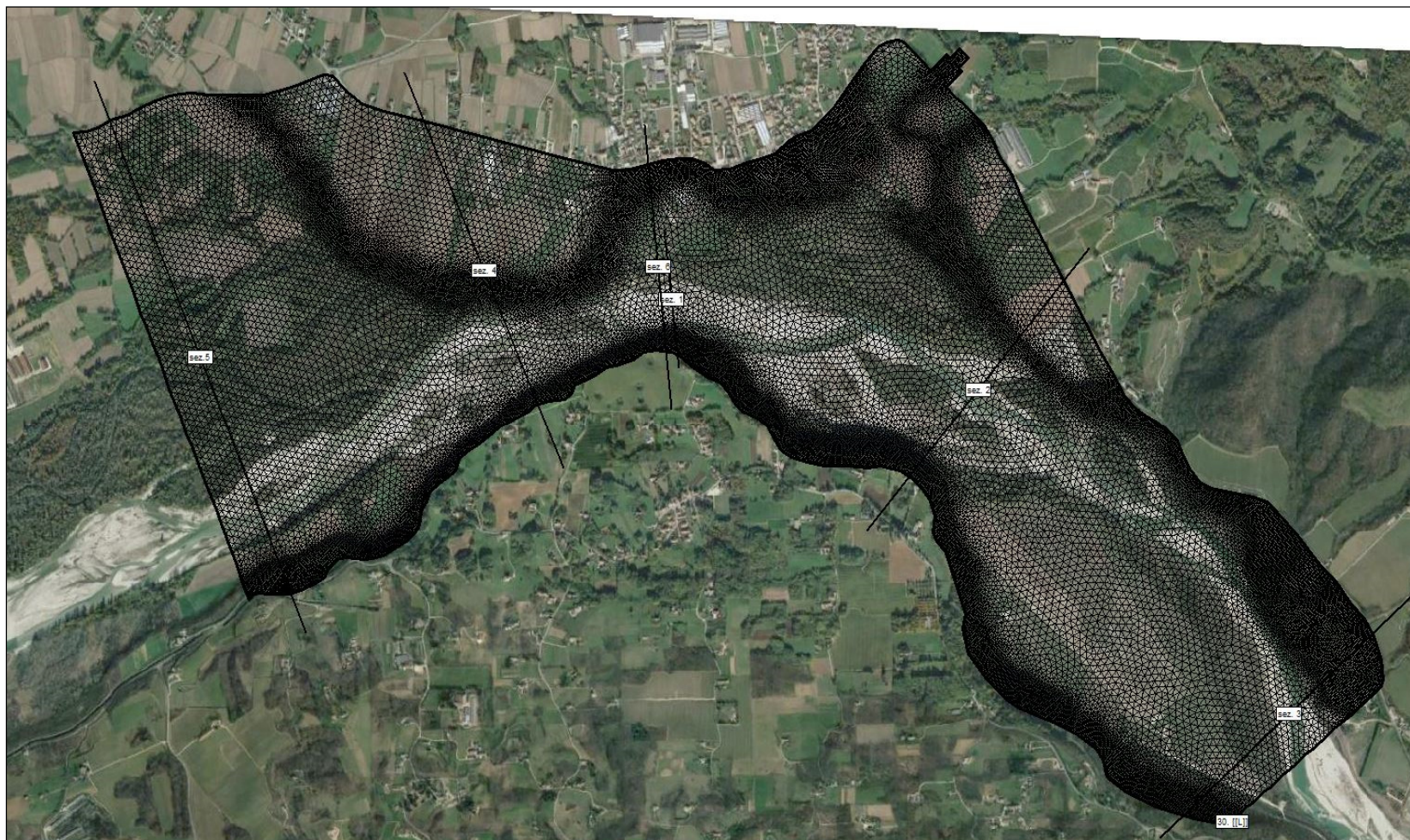


Figura 33: Discretizzazione del dominio di calcolo mediante mesh ad elementi triangolari.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

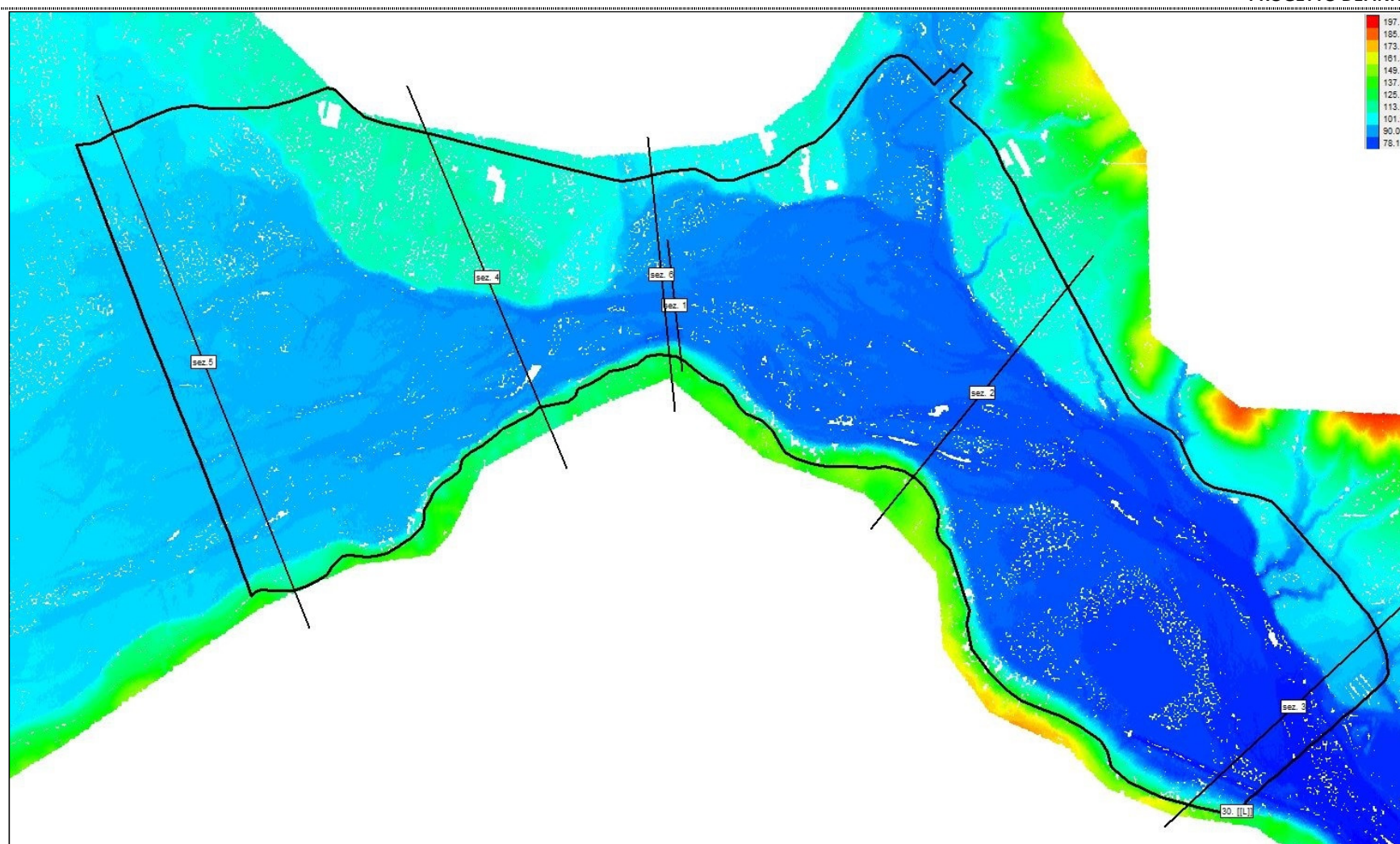


Figura 34: Estratto del modello digitale del terreno (DTM).

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

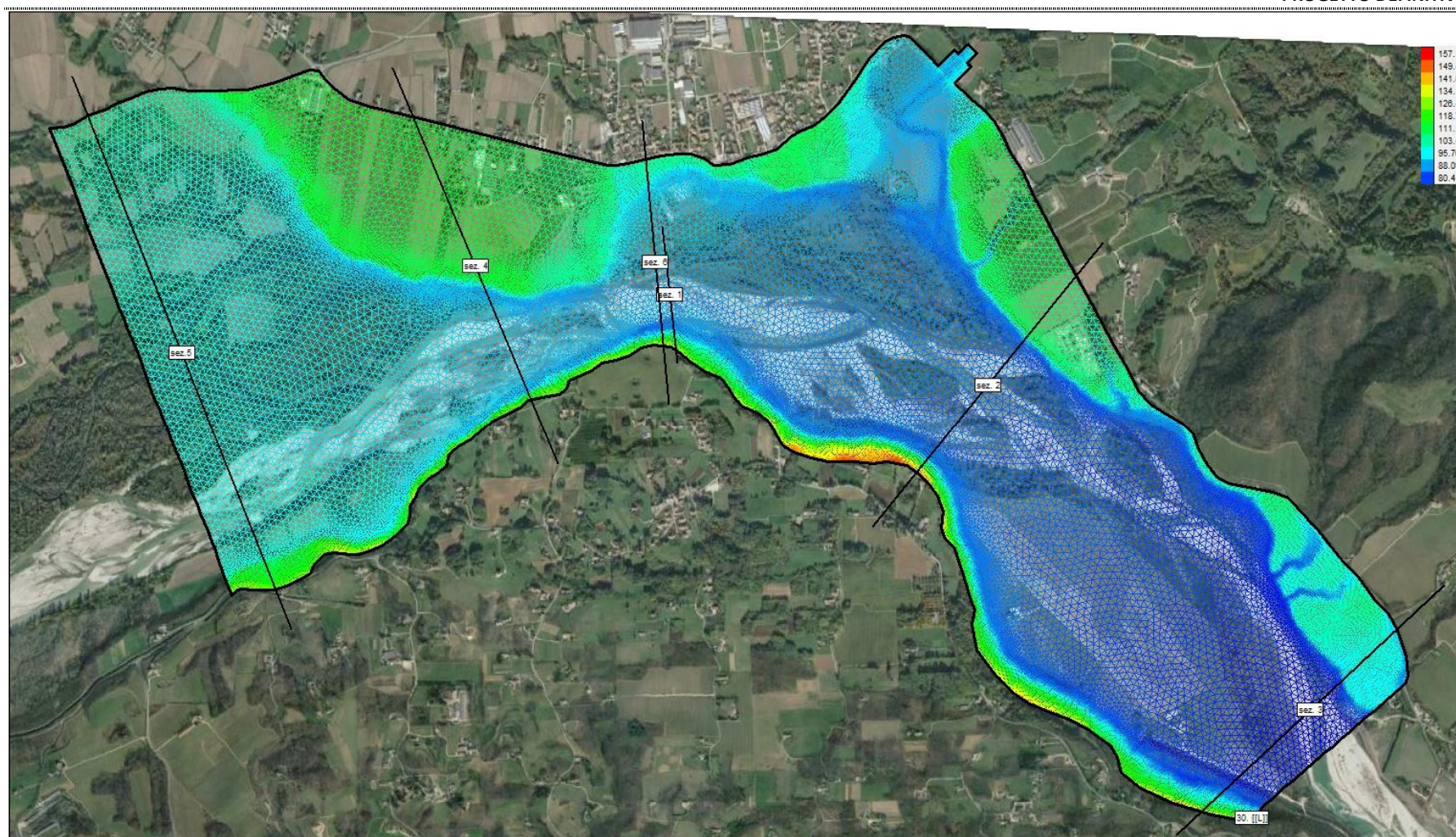


Figura 35: Quote del terreno interpolate sulla griglia di calcolo.

8.3. I parametri del moto e le condizioni al contorno

Per tenere conto delle resistenze al moto, a ciascun elemento della griglia di calcolo è stato attribuito un coefficiente di scabrezza di Manning. All'interno del dominio utilizzato per sviluppare la modellazione bidimensionale, si sono distinte tre tipologie di copertura del fondo, alle quali corrispondono i seguenti valori del coefficiente di scabrezza:

- $n = 0.040 \text{ s/m}^{1/3}$ per le porzioni di alveo ricoperte da materiale prettamente ghiaioso (colore Blu in figura);
- $n = 0.067 \text{ s/m}^{1/3}$ per le porzioni di alveo ricoperte da materiale ghiaioso ma caratterizzate anche dalla presenza di piccoli arbusti o per le aree esterne all'alveo attivo e coltivate a prato (colore verde in figura);
- $n = 0.100 \text{ s/m}^{1/3}$ per le aree caratterizzate dalla significativa presenza di vegetazione arborea o per le aree edificate (colore Rosso in figura).

La mappa dei coefficienti di scabrezza, determinata sulla base delle foto aeree e delle osservazioni effettuate in occasione dei sopralluoghi svolti in sito, è riportata in Figura 36.

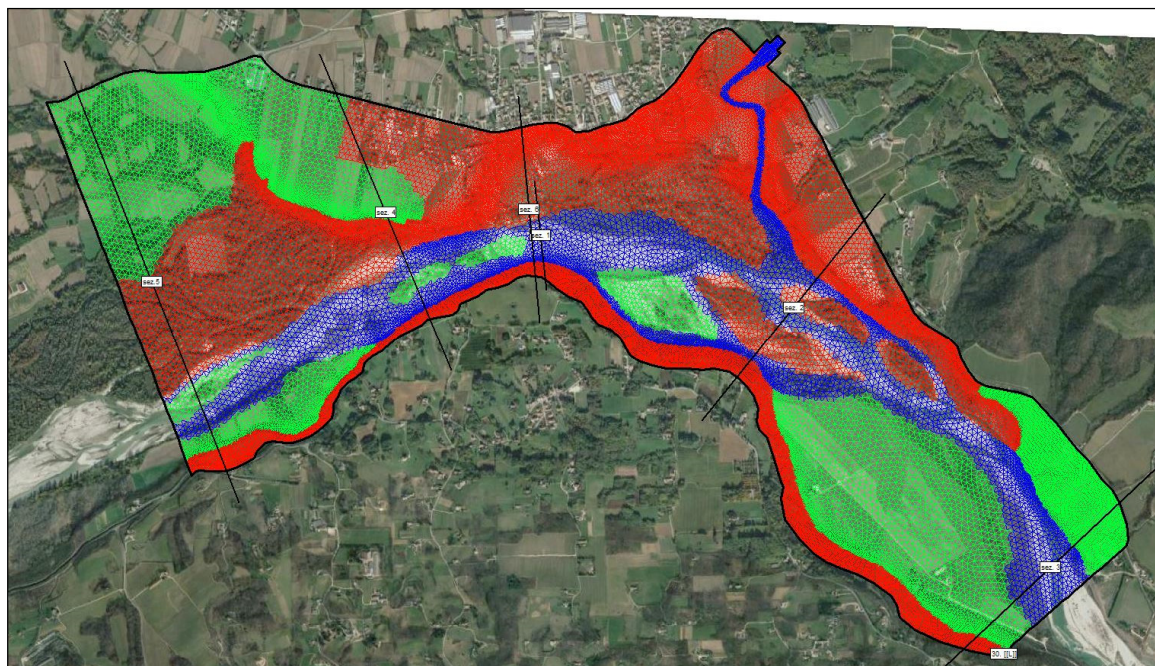


Figura 36: Valori del coefficiente di scabrezza di Manning assegnati alle diverse porzioni del dominio.

Le condizioni al contorno sono state assegnate lungo tutto il margine del dominio di studio, come schematicamente indicato in Figura 37. Quanto riportato in figura è riferito al caso in cui la modellazione sia rivolta ad indagare un fenomeno di moto vario, ad esempio l'evoluzione delle caratteristiche del campo fluido sotto gli effetti indotti dalla propagazione di una piena. Per tale ragione le condizioni al contorno imposte a monte sono rappresentate da due idrogrammi di piena mentre quella di valle è data dalla relazione portate-livelli (scala delle portate).

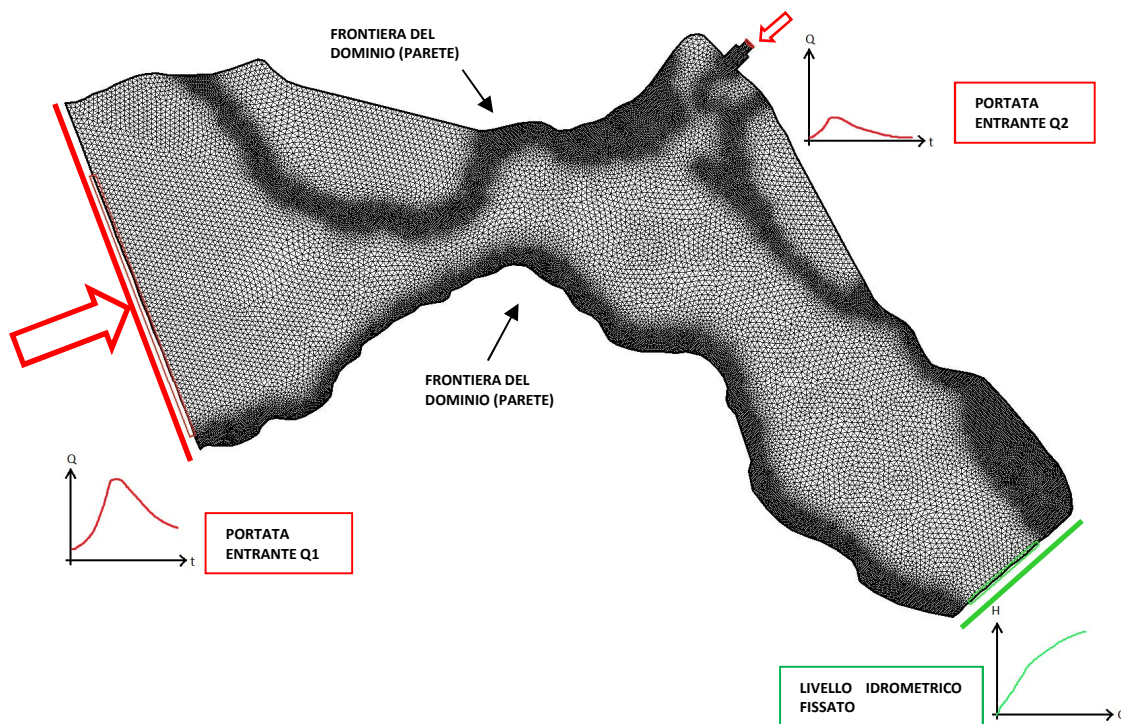


Figura 37: Condizioni al contorno assegnate al dominio di calcolo.

Volendo, come nel caso in esame, studiare il problema con riferimento a diversi scenari in cui le caratteristiche del moto si mantengono invariate nel tempo (moto permanente), le condizioni al contorno di monte si riducono ad una portata costante entrante nel dominio mentre quella di valle è rappresentata da un singolo livello fissato alla sezione di uscita.

Per stabilire tali condizioni al contorno si sono sfruttati i risultati ottenuti dalle simulazioni condotte mediante il modello monodimensionale. Quest'ultimo è stato impiegato per indagare sia eventi di piena eccezionale ($T_r=50$ anni e $T_r=100$ anni) mediante analisi a moto vario, sia situazioni di piena ordinaria ($T_r=10$ anni) e magra mediante analisi a moto permanente. In particolare si è fatto riferimento, per la condizione di valle, al massimo livello idrometrico realizzatosi nella sezione durante la propagazione della piena (per le analisi a moto vario) o al massimo livello idrometrico stabilitosi in condizioni stazionarie (per le analisi a moto permanente).

Conseguentemente, per le condizioni di monte si è fatto riferimento alle portate istantaneamente corrispondenti ai sopracitati massimi livelli.

Con riferimento alla rappresentazione di Figura 37, la portata indicata con Q_1 rappresenta la portata propria del fiume Piave a monte della confluenza con l'affluente Soligo, il cui contributo è indicato con Q_2 .

Per simulare gli effetti di erosione dovuti al trasporto solido di fondo (bed-load), ovvero la capacità delle azioni idrodinamiche di movimentare il sedimento di fondo, sono stati assegnati i parametri che in media caratterizzano i sedimenti nel tratto in esame, ovvero:

- D50 (diametro percentile relativo al 50% della distribuzione cumulata) = 40 mm;
- "Specific gravity" (rapporto tra il peso di una particella di sedimento ed il peso di un volume equivalente d'acqua) = 2,65;
- Porosità=0.5;

8.4. Le simulazioni idrauliche

Le simulazioni condotte applicando il modello bidimensionale RiverFLO-2D sono state finalizzate alla valutazione delle condizioni di deflusso caratterizzanti il tratto di fiume Piave interessato dagli interventi di progetto.

Come anticipato, si è stabilito di indagare i fenomeni in questione mediante delle analisi a moto permanente. In particolare, sono stati considerati i seguenti quattro scenari:

- **Evento di piena caratterizzato da $T_r=100$ anni:** secondo il modello monodimensionale (analisi a moto vario), la massima quota idrometrica alla sezione di valle è pari a **85.17 m s.m.m.** e viene raggiunta dopo 28 ore dall'istante iniziale; nello stesso istante si ha che **$Q_1=3565.18 \text{ m}^3/\text{s}$** e **$Q_2=62.79 \text{ m}^3/\text{s}$** .
- **Evento di piena caratterizzato da $T_r=50$ anni:** secondo il modello monodimensionale (analisi a moto vario), la massima quota idrometrica alla sezione di valle è pari a **85.02 m s.m.m.** e viene raggiunta dopo 28 ore dall'istante iniziale; nello stesso istante si ha che **$Q_1=3208.33 \text{ m}^3/\text{s}$** e **$Q_2=154.98 \text{ m}^3/\text{s}$** .
- **Evento di piena caratterizzato da $T_r=10$ anni:** secondo il modello monodimensionale (analisi a moto permanente), ponendo **$Q_1=1850 \text{ m}^3/\text{s}$** e **$Q_2=150.00 \text{ m}^3/\text{s}$** , la quota idrometrica che si instaura nella sezione di valle è pari a **84.16 m s.m.m.**.
- **Evento ordinario:** secondo il modello monodimensionale (analisi a moto permanente), ponendo **$Q_1=100 \text{ m}^3/\text{s}$** e **$Q_2=10.00 \text{ m}^3/\text{s}$** , la quota idrometrica che si instaura nella sezione di valle è pari a **81.67 m s.m.m.**.

Nell'analisi dei risultati ottenuti, particolare attenzione è dedicata all'esame del campo di velocità che si instaura in corrispondenza della sponda destra del corso d'acqua presso la stretta di Falzè, come indicato in Figura 32. Tale aspetto può ora, mediante la modellazione bidimensionale, essere valutato con maggior dettaglio rispetto al caso monodimensionale.

Per quanto riguarda infine i **fenomeni di trasporto solido di fondo** si è indagato l'effetto dell' **evento di piena caratterizzato da $T_r = 50$ anni**, partendo dal campo di moto ottenuto dalla simulazione bidimensionale a moto permanente (con il medesimo tempo di ritorno).

Il software utilizzato per la quantificazione del trasporto solido implementa diverse formule riportate in letteratura; valutati gli effetti di ognuna si è deciso di utilizzare la formula di Meyer-Peter e Müller che nel caso specifico restituisce valori confrontabili con le erosioni osservate dal confronto dei due rilievi effettuati prima e dopo la piena del 28 ottobre 2018, evento caratterizzato da un tempo di ritorno di circa 20 anni.

8.5. I risultati delle simulazioni

Di seguito vengono riportati i principali risultati ottenuti mediante la modellazione matematica. Questi sono presentati principalmente sotto forma di mappe di colori indicanti la distribuzione sul dominio di calcolo dei valori delle grandezze di interesse. Tali valori sono altresì rappresentati con riferimento ad alcune sezioni trasversali di interesse.

Evento di piena caratterizzato da $T_r=100$ anni

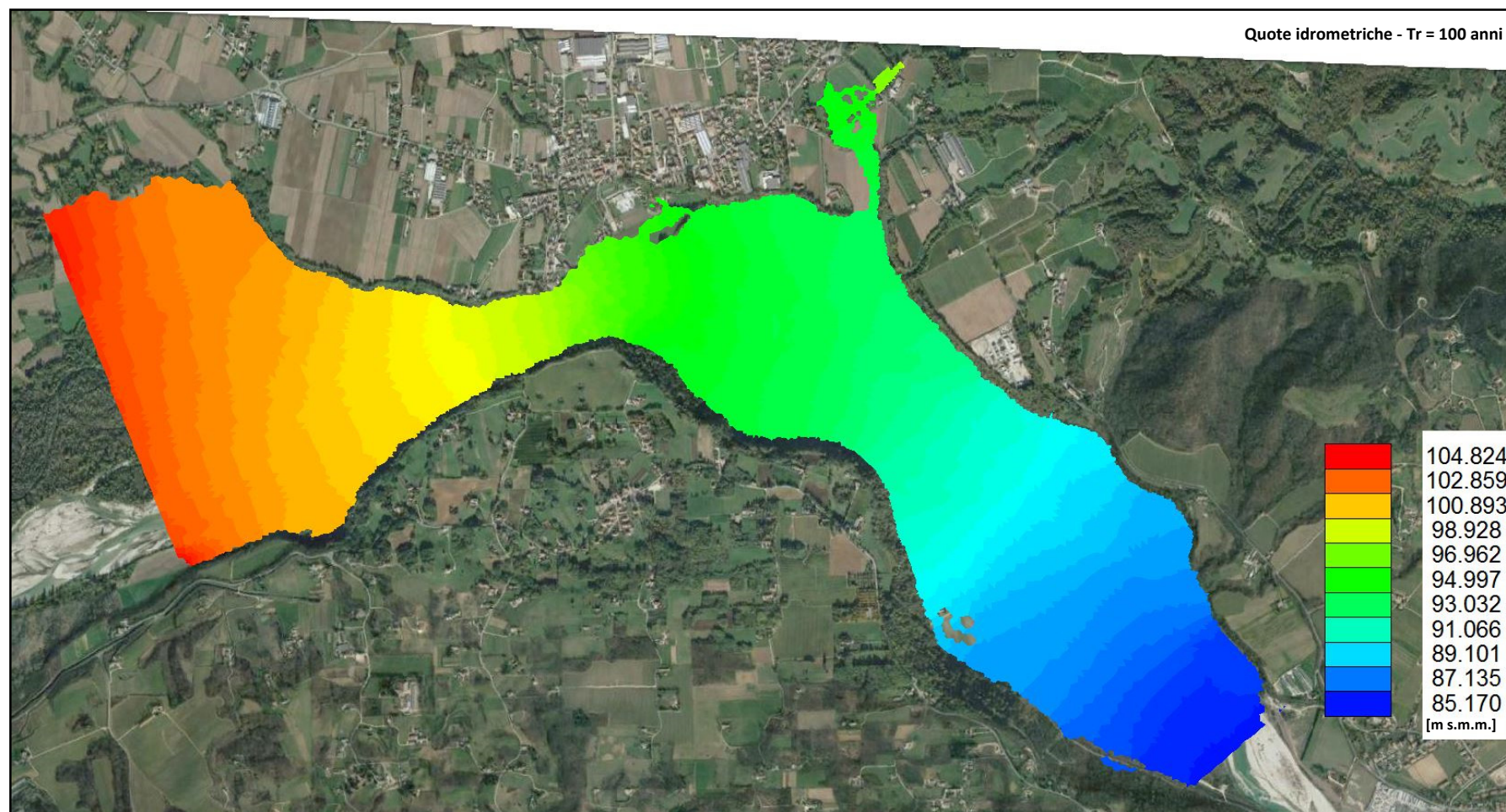


Figura 38: Quote idrometriche – Evento di piena caratterizzato da $T_r=100$ anni.

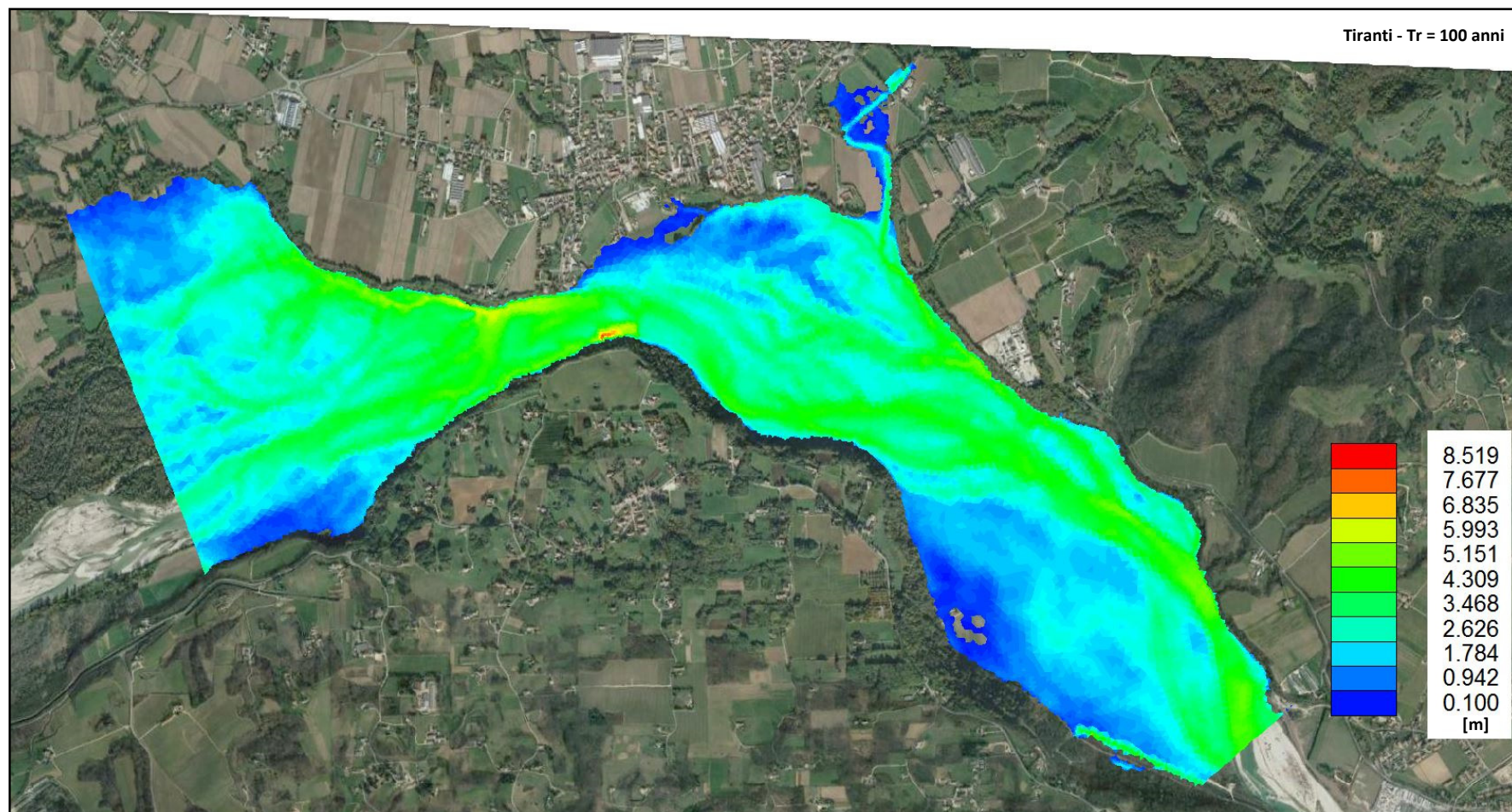


Figura 39: Tiranti idrici – Evento di piena caratterizzato da $Tr=100$ anni

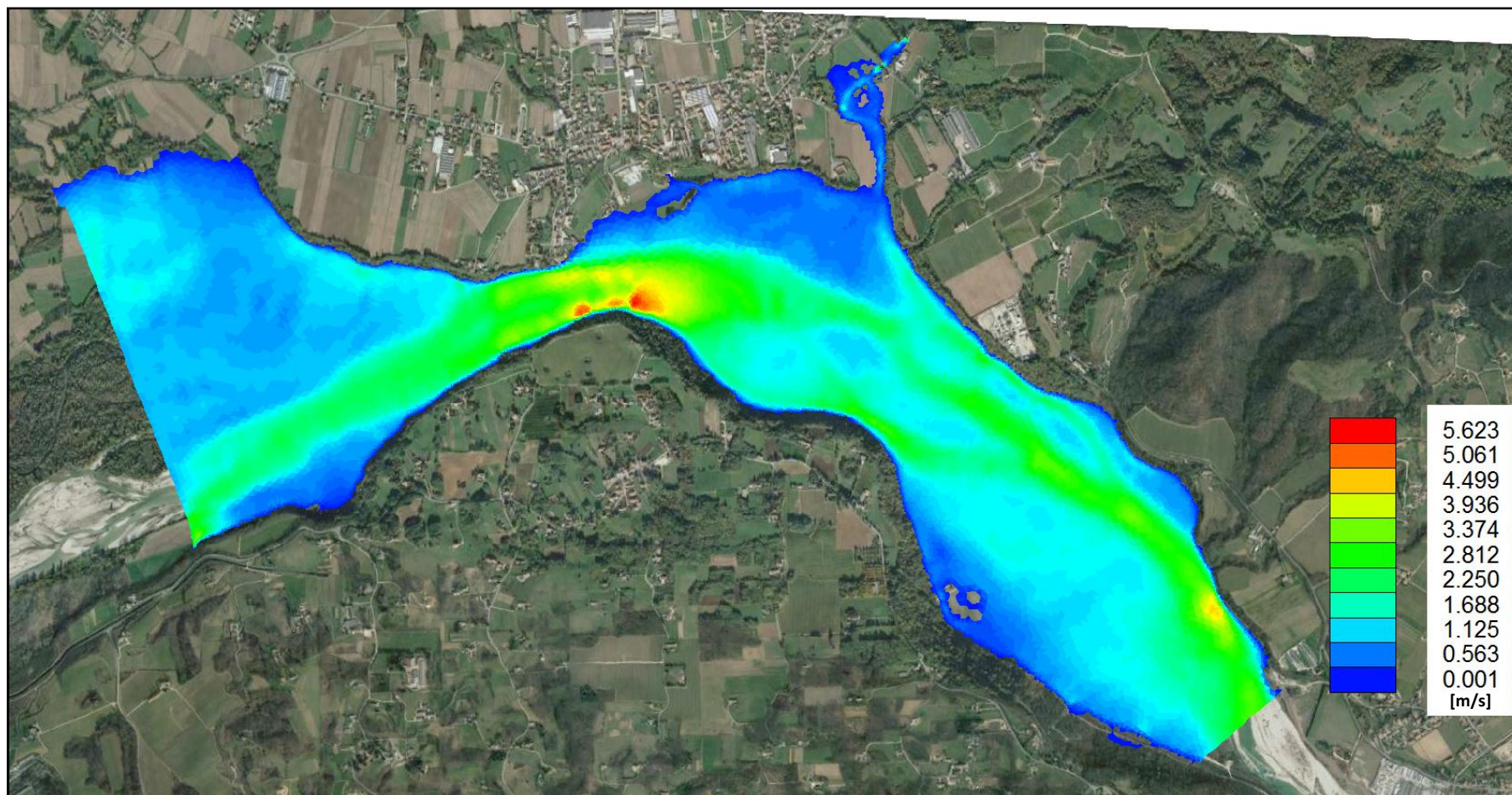


Figura 40: Moduli delle velocità della corrente – Evento di piena caratterizzato da $T_r=100$ anni – $v_{max} = 5.6$ m/s.

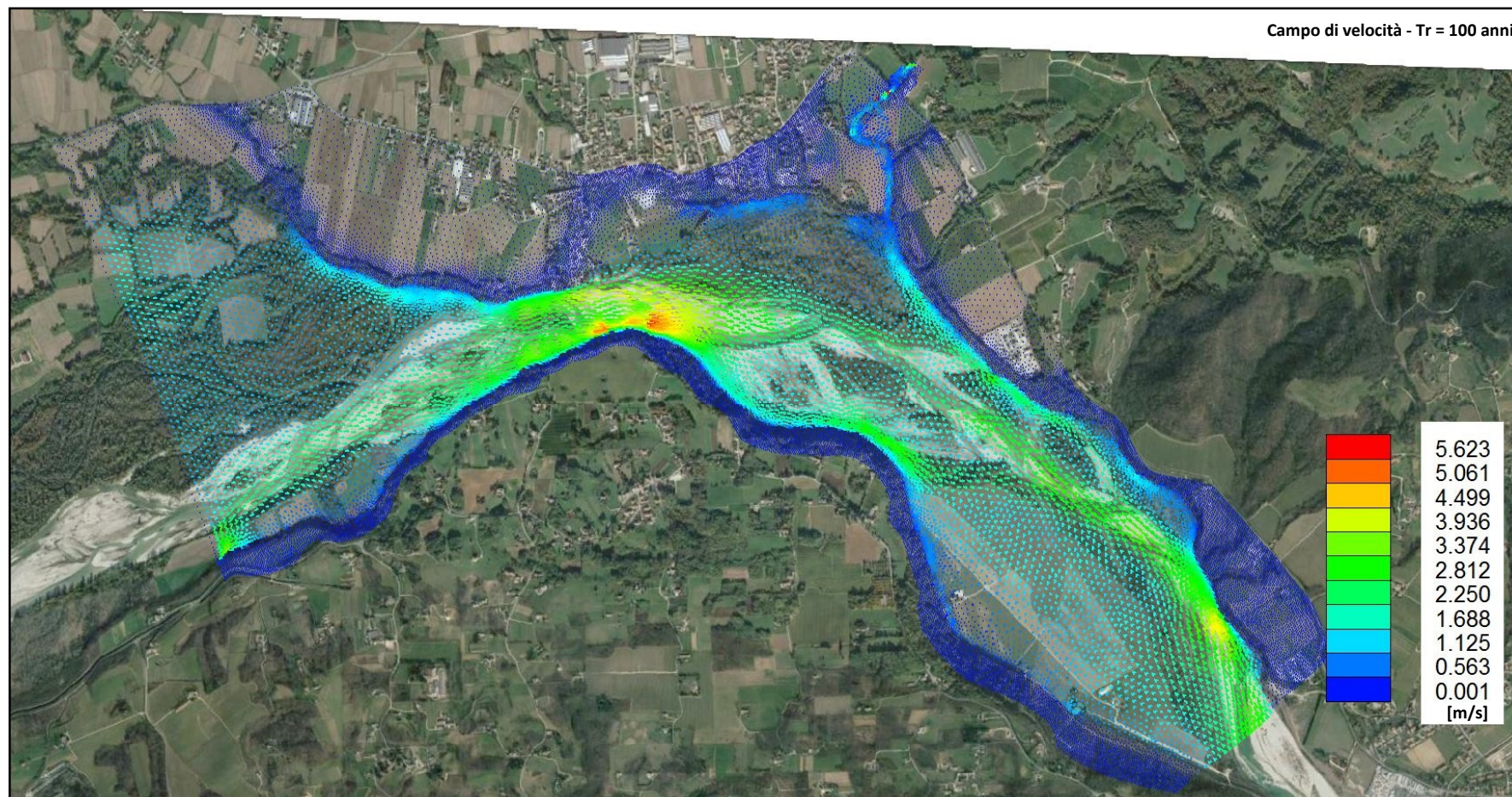


Figura 41: Rappresentazione vettoriale del campo di moto – Evento di piena caratterizzato da $T_r=100$ anni.

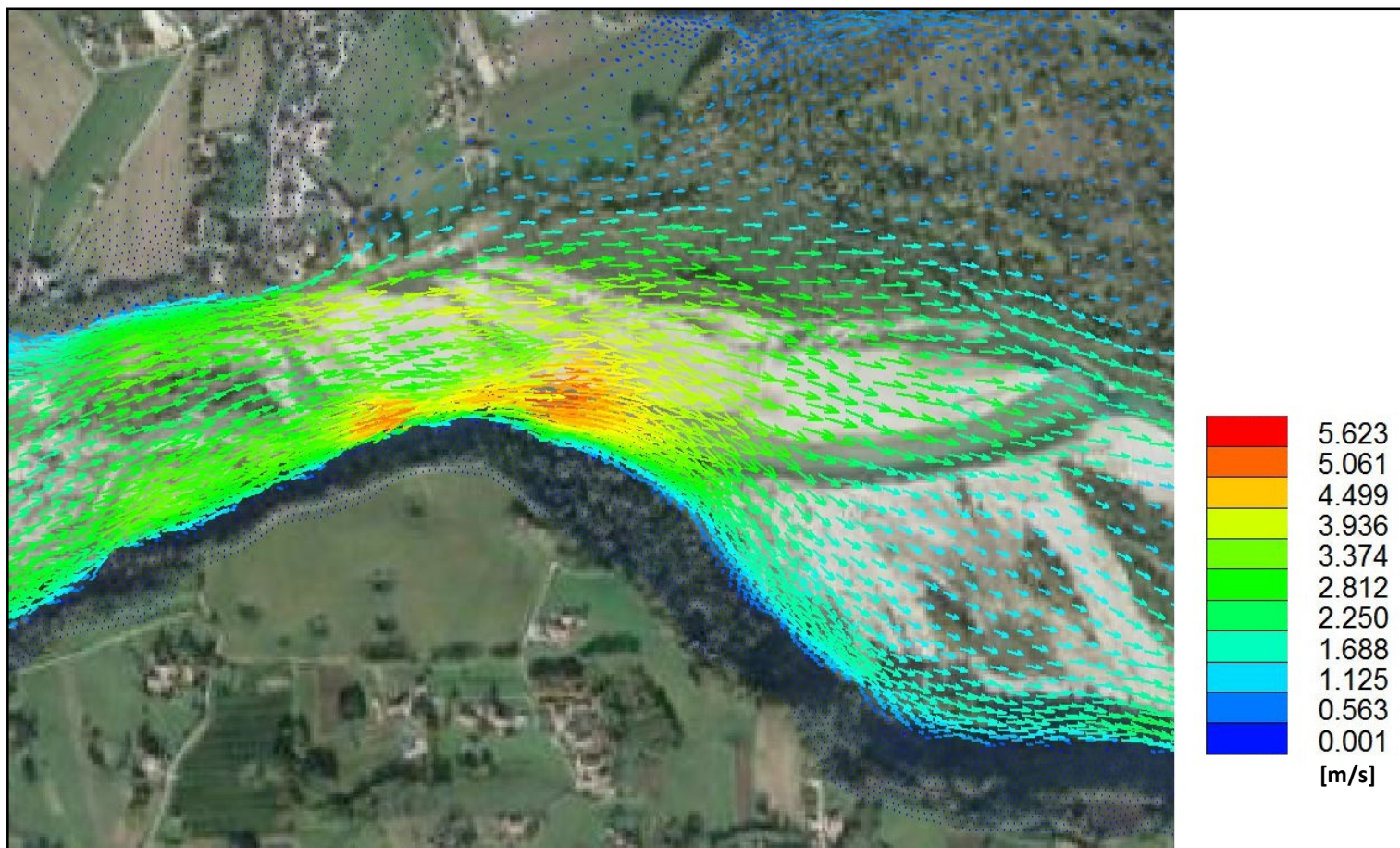


Figura 42: Rappresentazione di dettaglio del campo di moto in prossimità dell'area di intervento– Evento di piena caratterizzato da $T_r=100$ anni; la velocità massima, pari a circa 5.6 m/s, si realizza presso il vertice della curva; lungo lo sviluppo longitudinale della sponda i vettori velocità tendono a mantenersi concordi al verso principale della corrente.

Evento di piena caratterizzato da $T_r=50$ anni

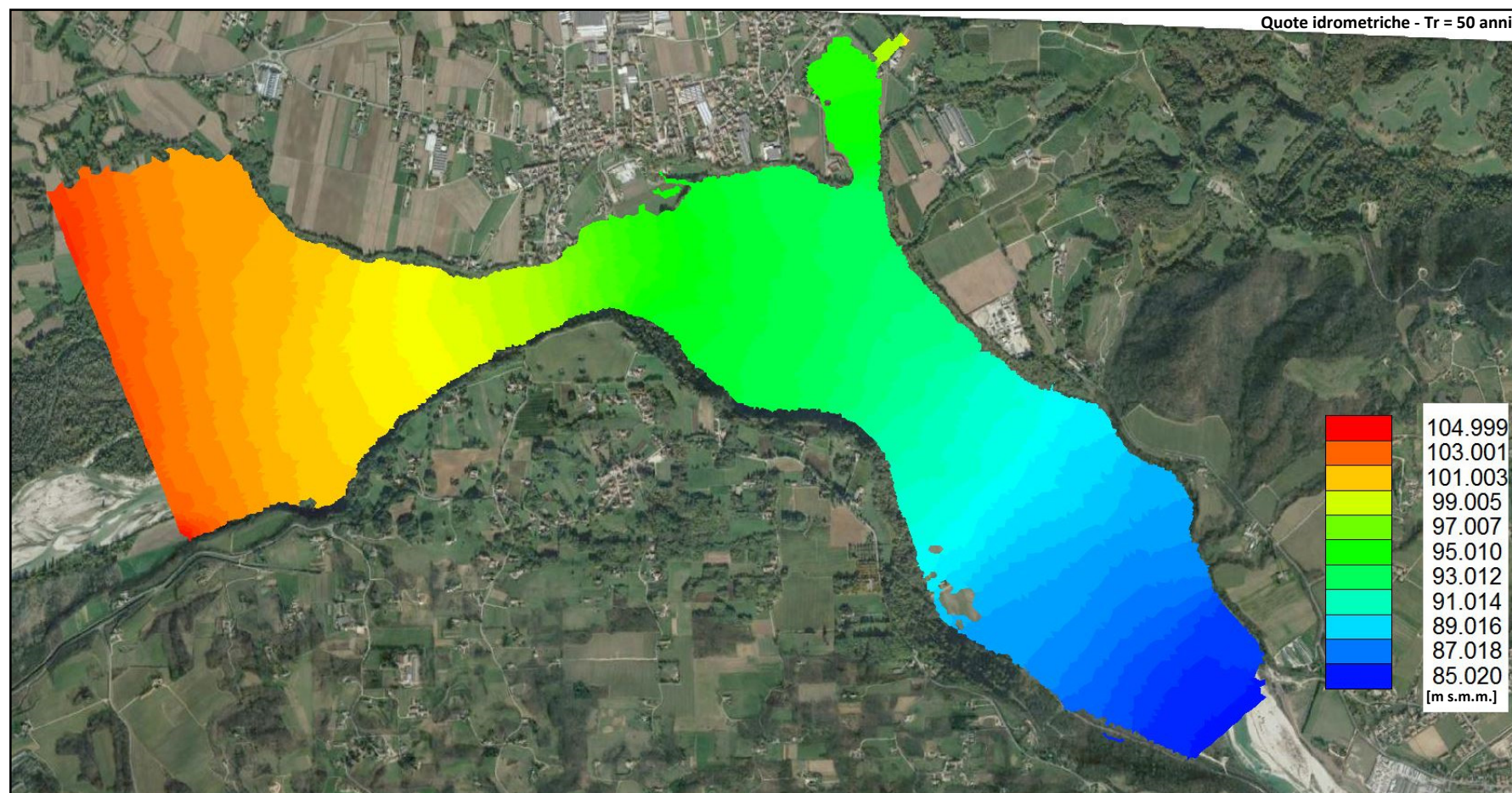


Figura 43: Quote idrometriche – Evento di piena caratterizzato da $T_r=50$ anni.

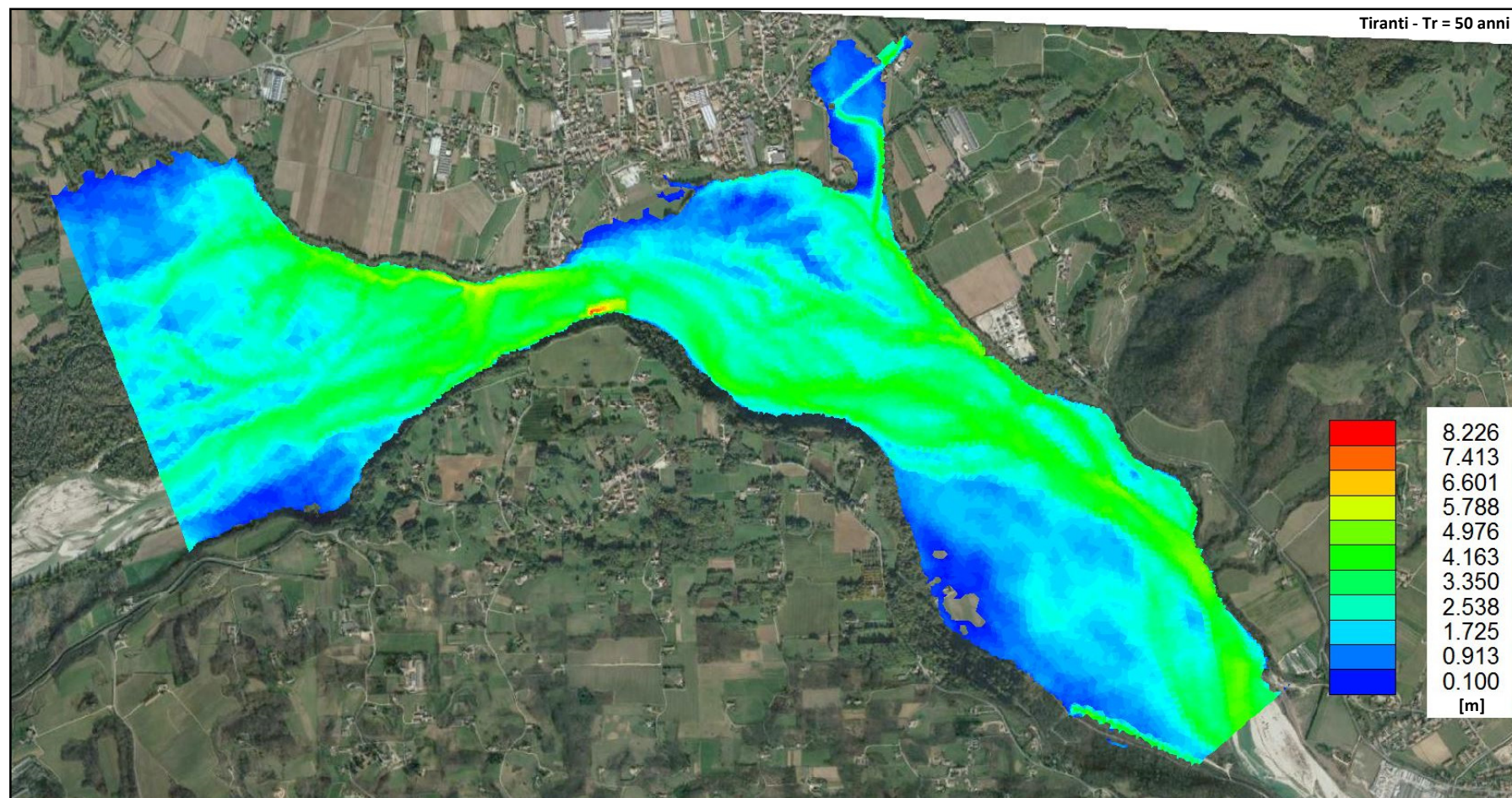


Figura 44: Tiranti idrici – Evento di piena caratterizzato da Tr=50 anni

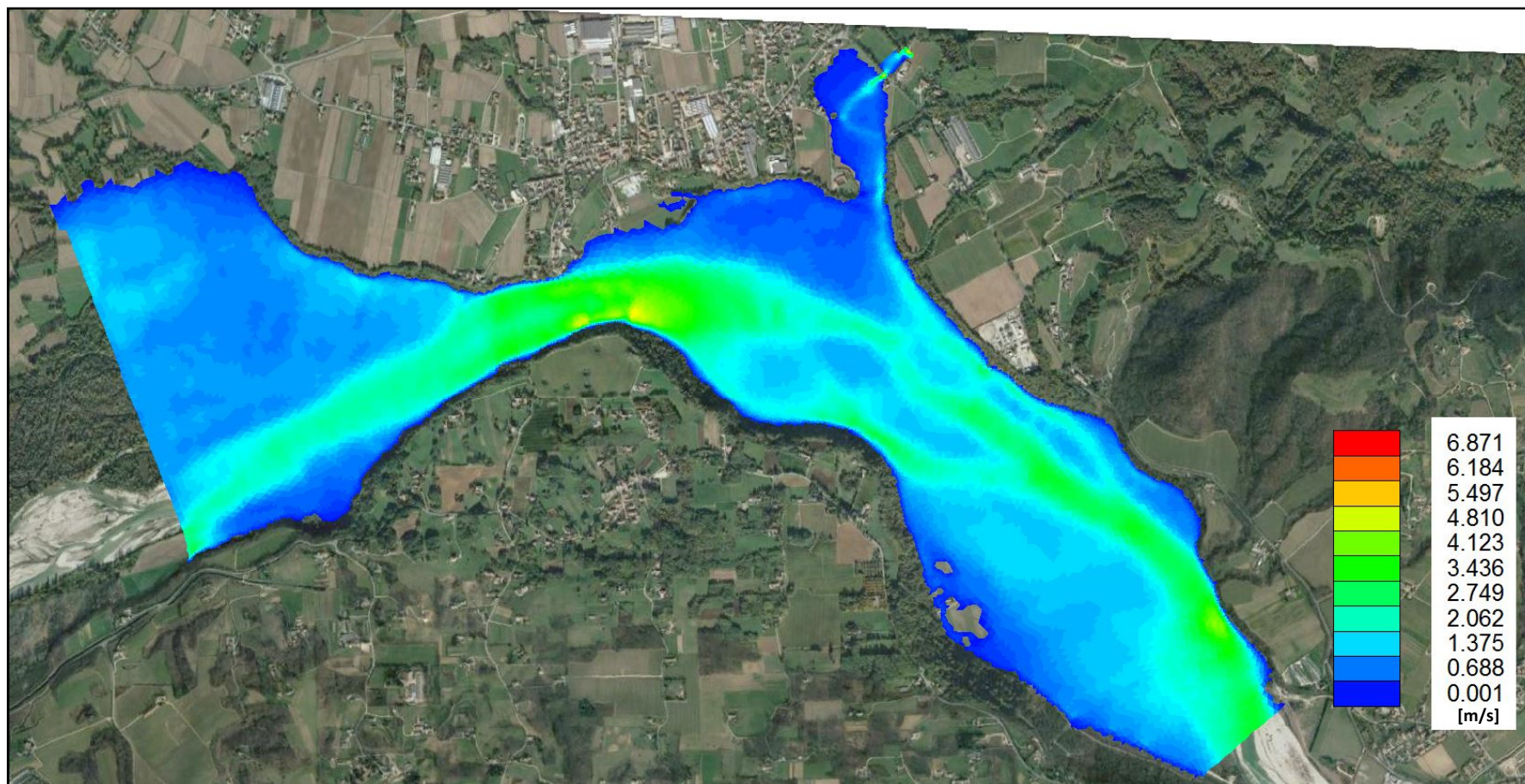


Figura 45: Moduli delle velocità della corrente – Evento di piena caratterizzato da $Tr=50$ anni – $v_{max} = 5.3$ m/s.

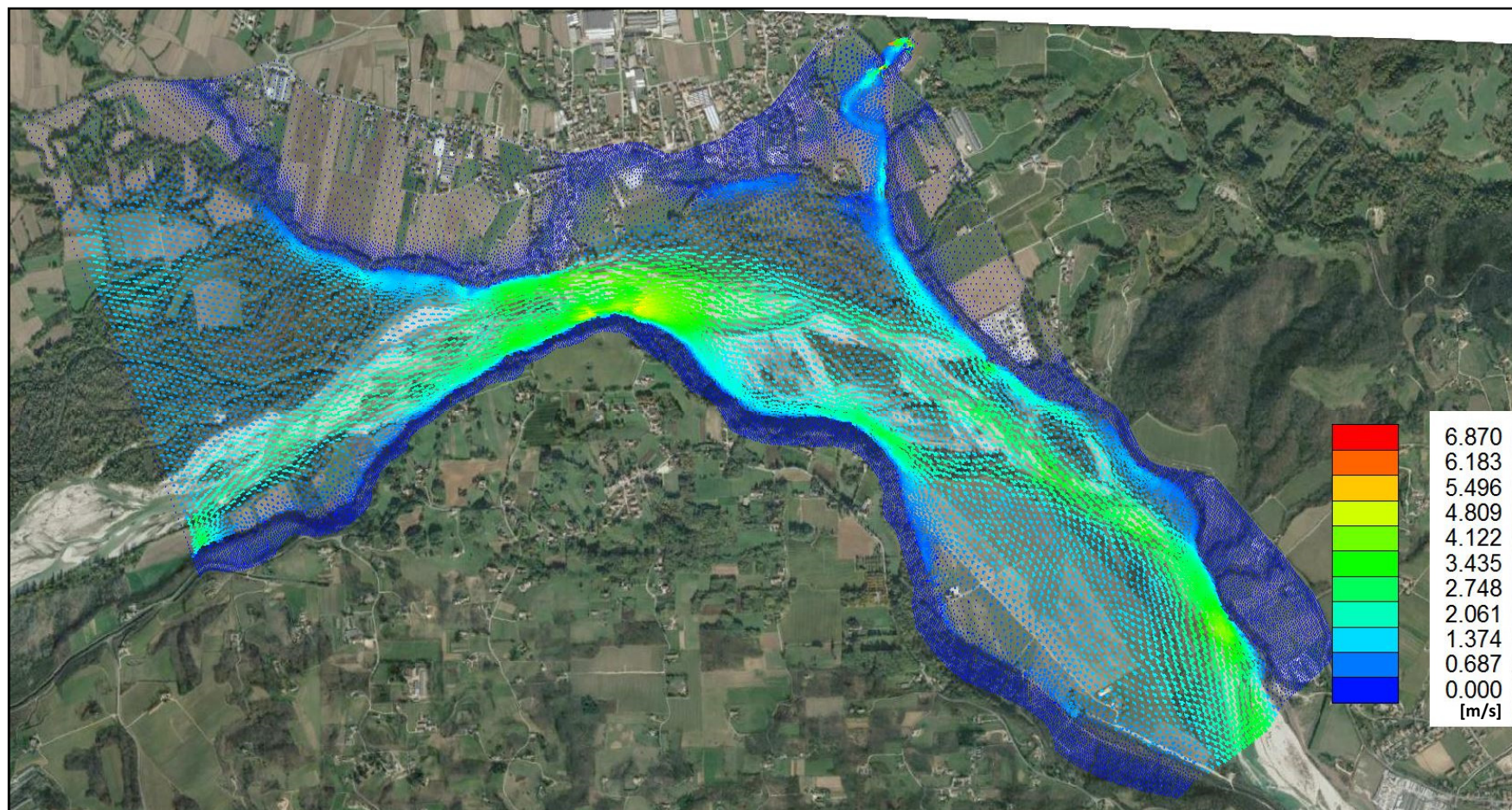


Figura 46: Rappresentazione vettoriale del campo di moto – Evento di piena caratterizzato da $T_r=50$ anni.

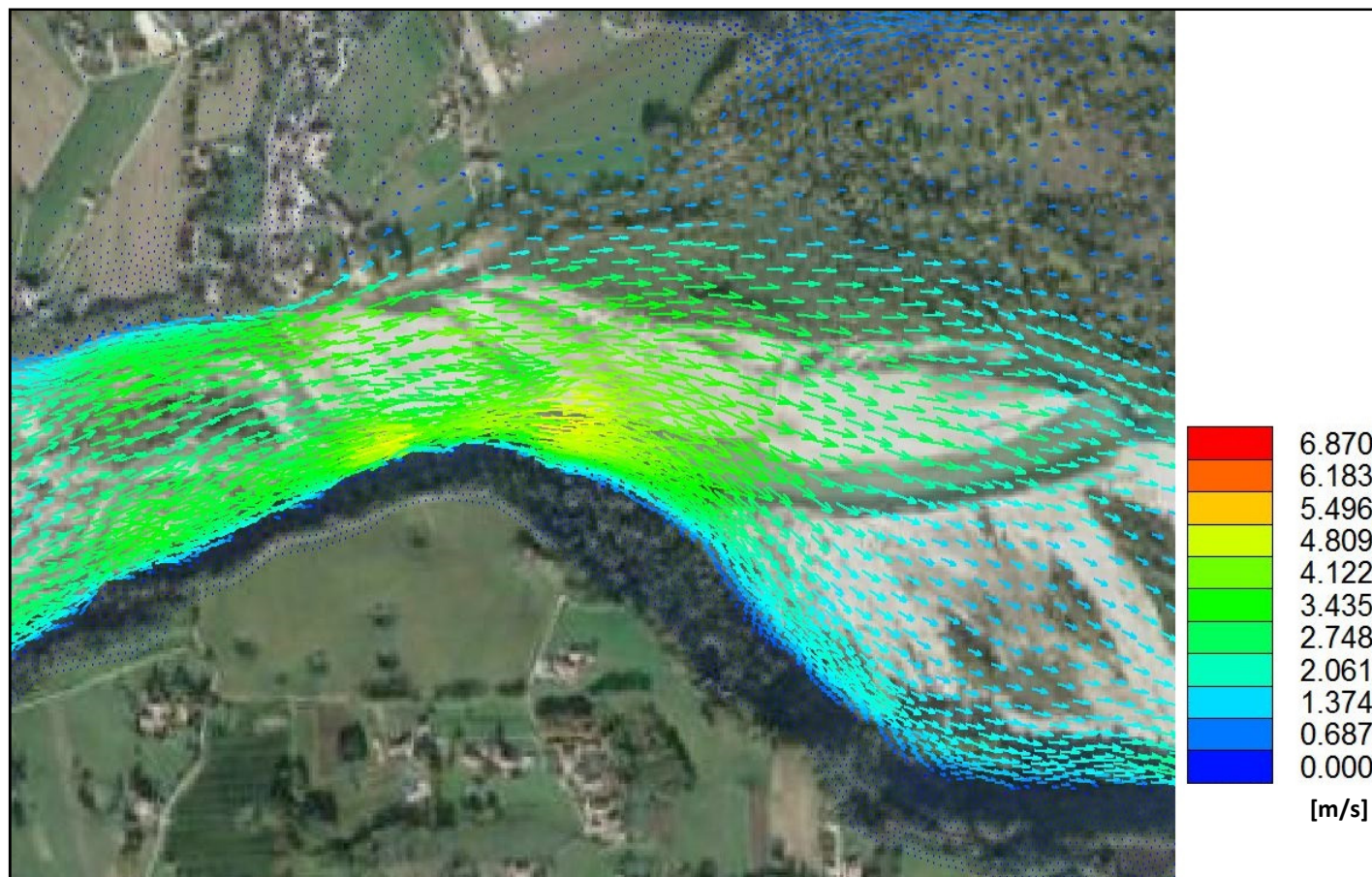


Figura 47: Rappresentazione di dettaglio del campo di moto in prossimità dell'area di intervento– Evento di piena caratterizzato da $T_r=50$ anni; la velocità massima, pari a circa 5.3 m/s, si realizza presso il vertice della curva; lungo lo sviluppo longitudinale della sponda i vettori velocità tendono a mantenersi concordi al verso della corrente.

Evento di piena caratterizzato da $T_r=10$ anni

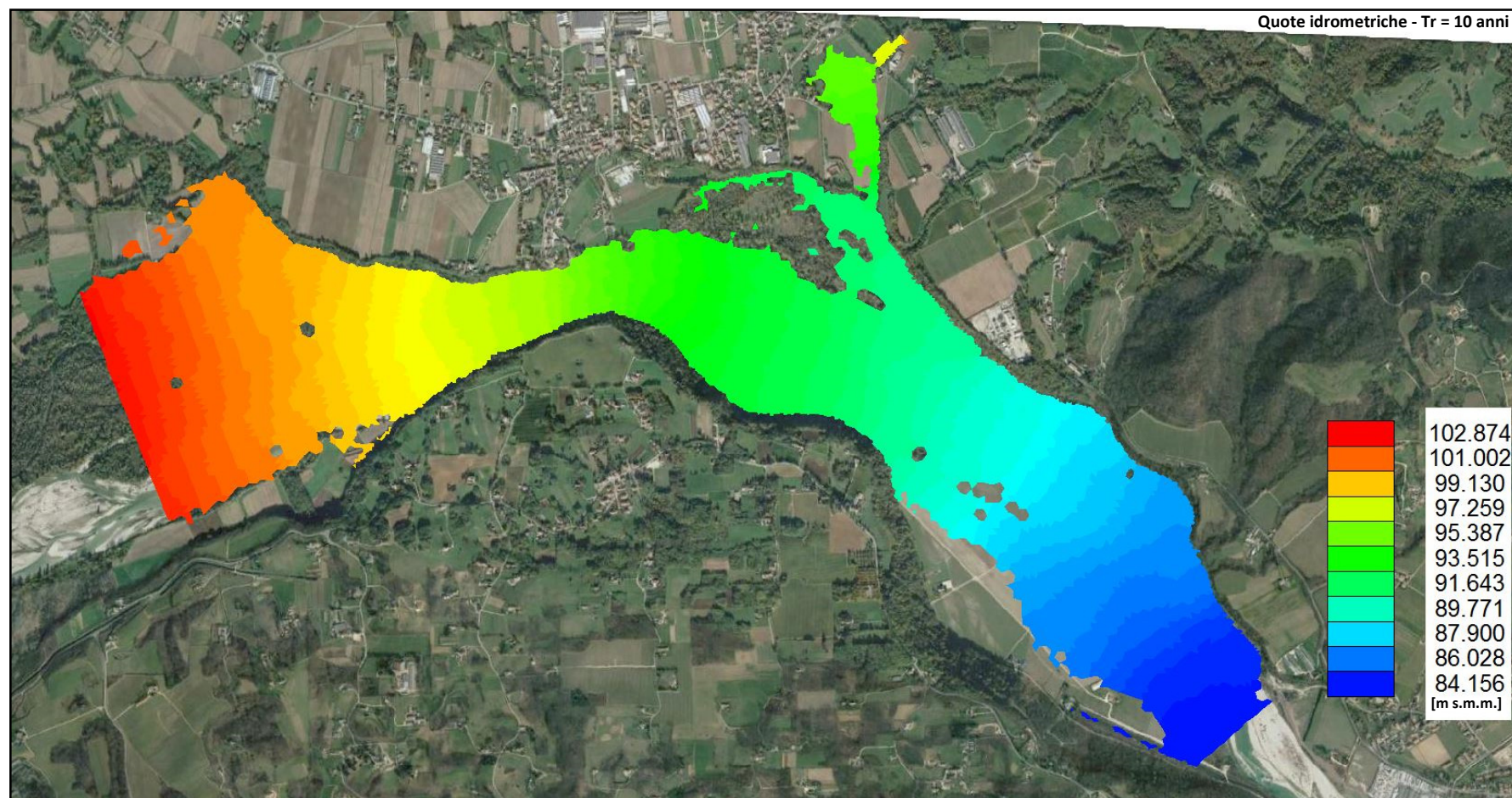


Figura 48: Quote idrometriche – Evento di piena caratterizzato da $T_r=10$ anni.

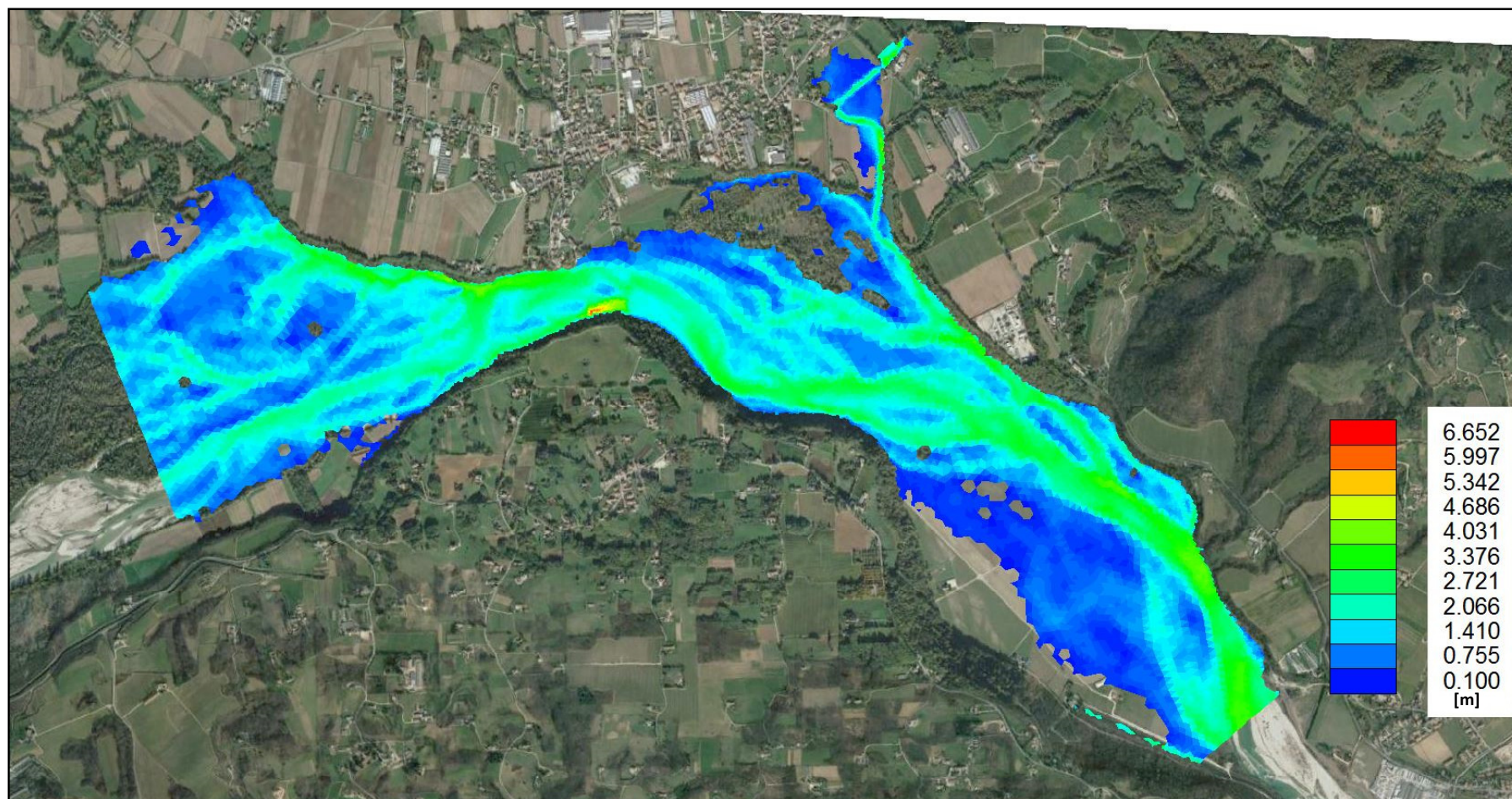


Figura 49: Tiranti idrici – Evento di piena caratterizzato da $Tr=10$ anni

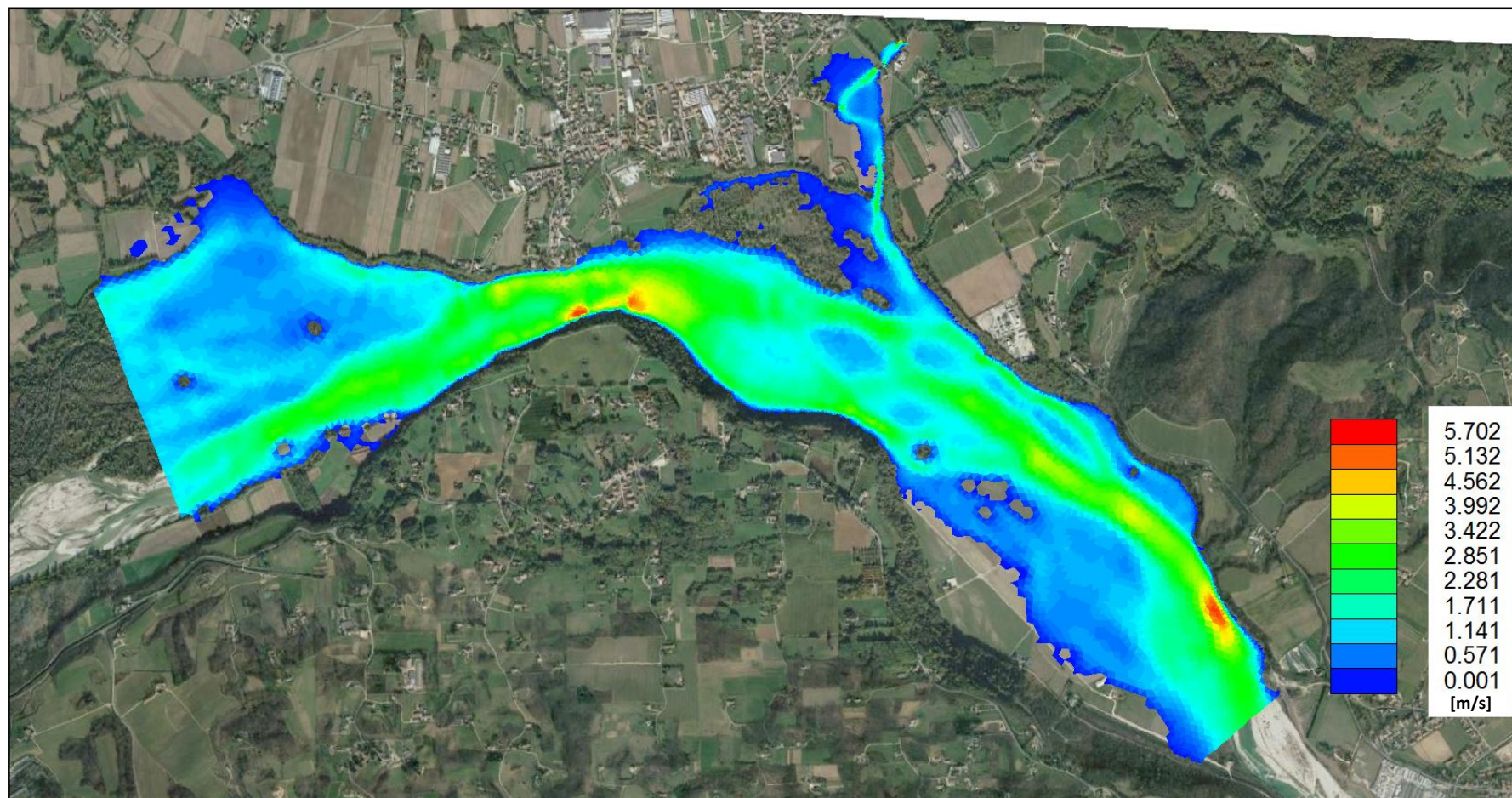


Figura 50: Moduli delle velocità della corrente – Evento di piena caratterizzato da $T_r=10$ anni – $v_{\max} = 5.7$ m/s.

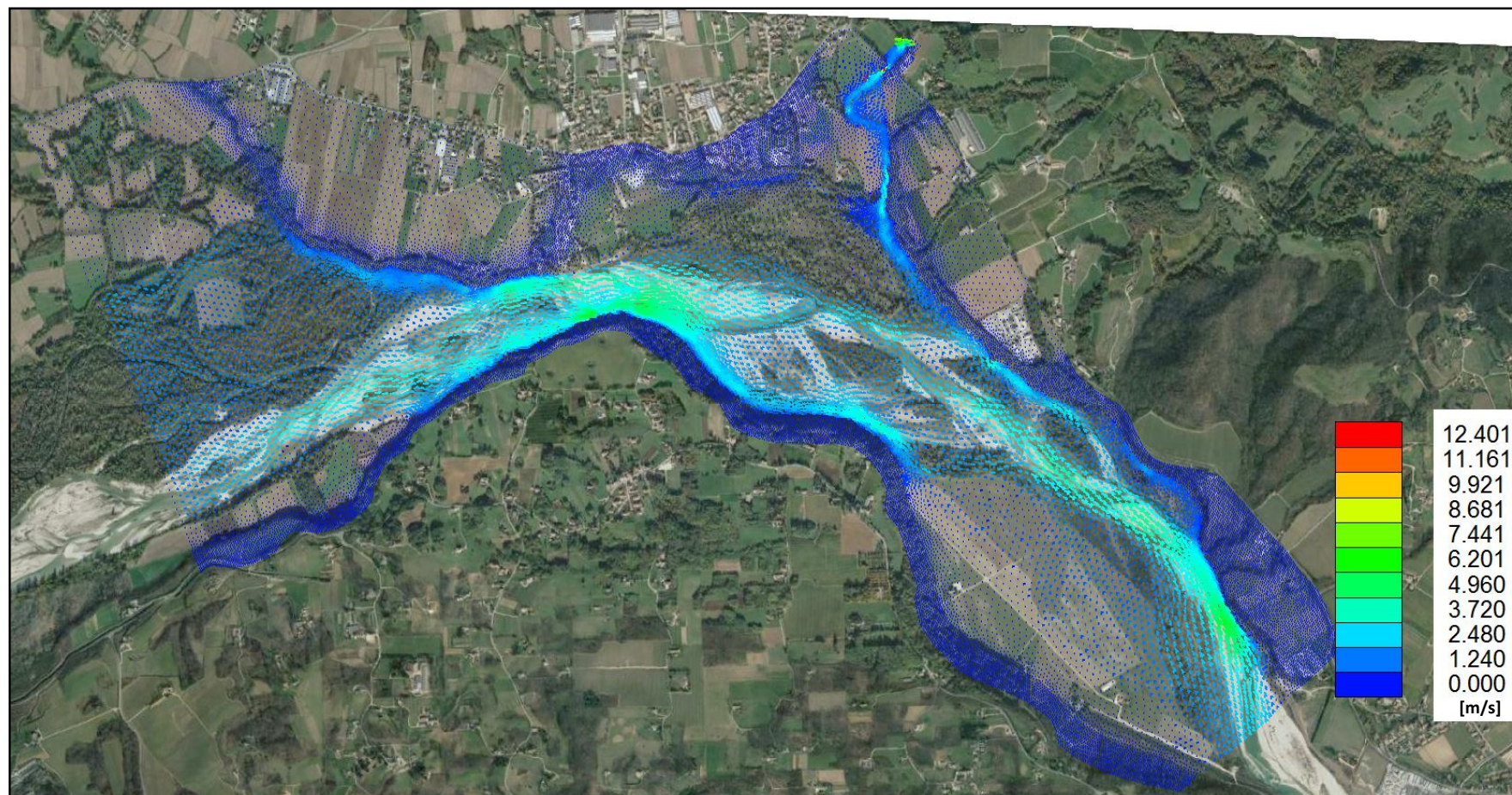


Figura 51: Rappresentazione vettoriale del campo di moto – Evento di piena caratterizzato da $Tr=10$ anni.

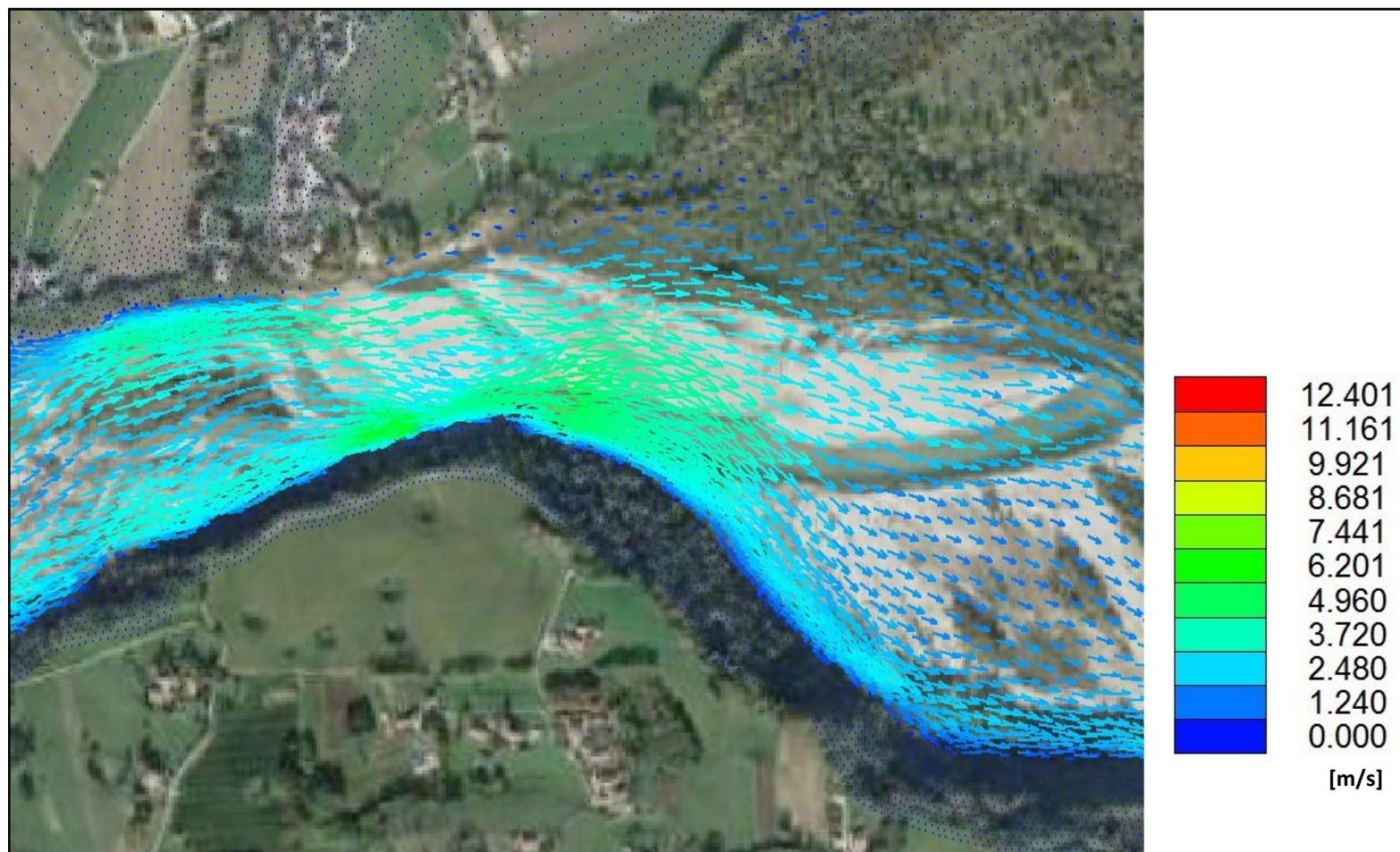


Figura 52: Rappresentazione di dettaglio del campo di moto in prossimità dell'area di intervento– Evento di piena caratterizzato da $Tr=10$ anni; la velocità massima, pari a circa 5.7 m/s, si realizza presso il vertice della curva; lungo lo sviluppo longitudinale della sponda i vettori velocità tendono a mantenersi concordi al verso della corrente.

Evento di magra ordinaria (100 m³/s)

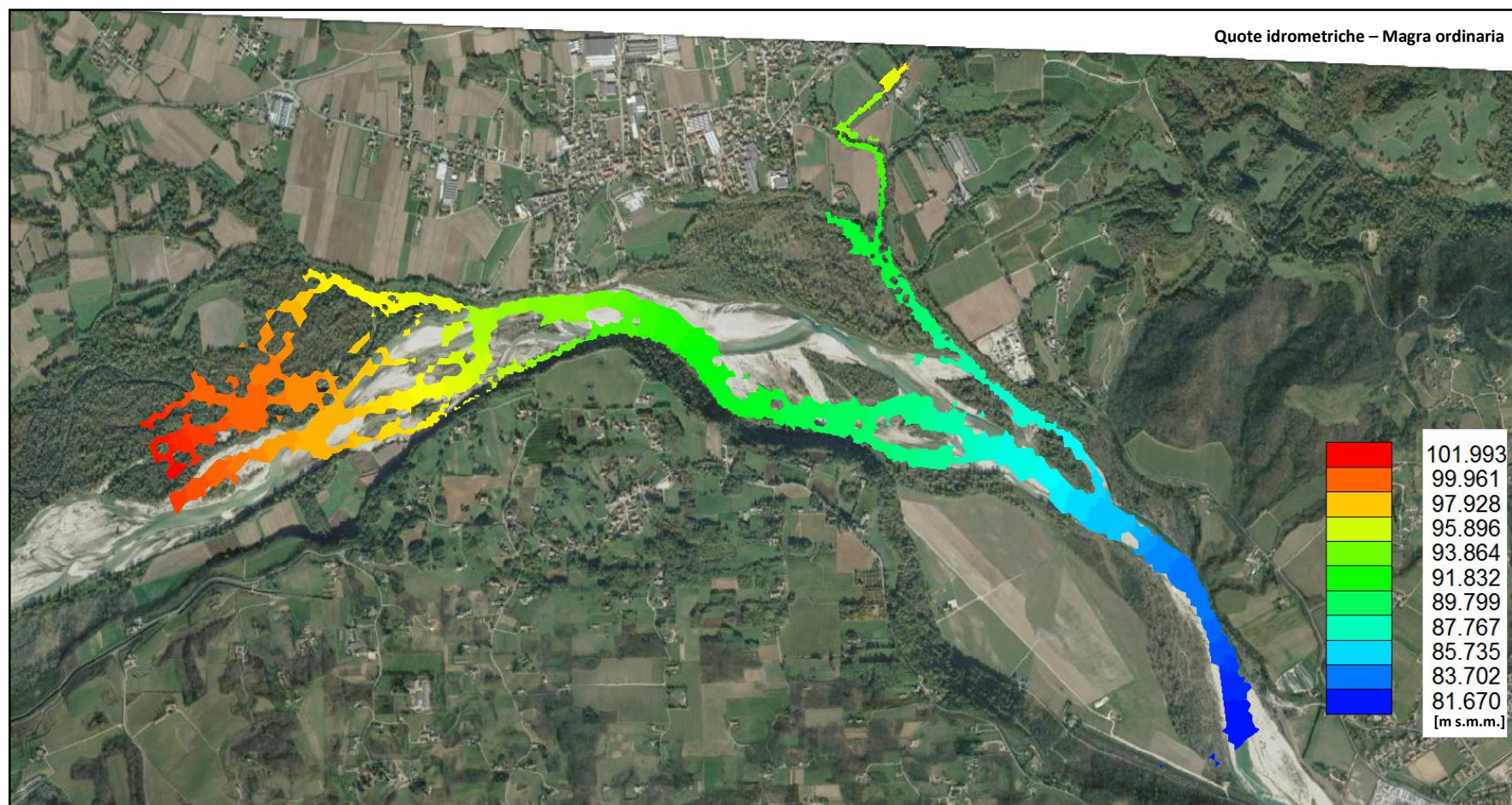


Figura 53: Quote idrometriche – Evento di magra ordinaria.

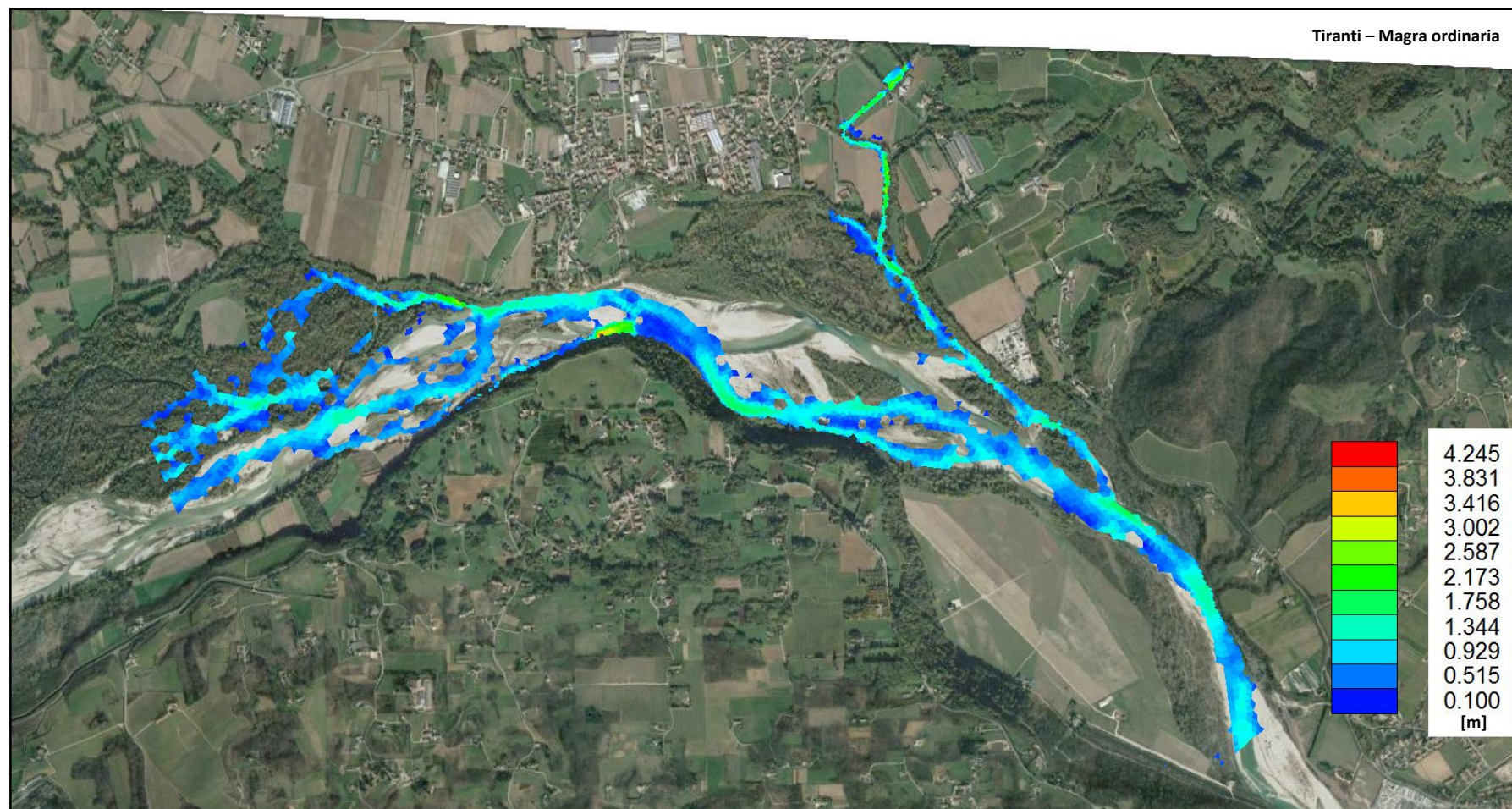


Figura 54: Tiranti idrici – Evento di magra ordinaria.

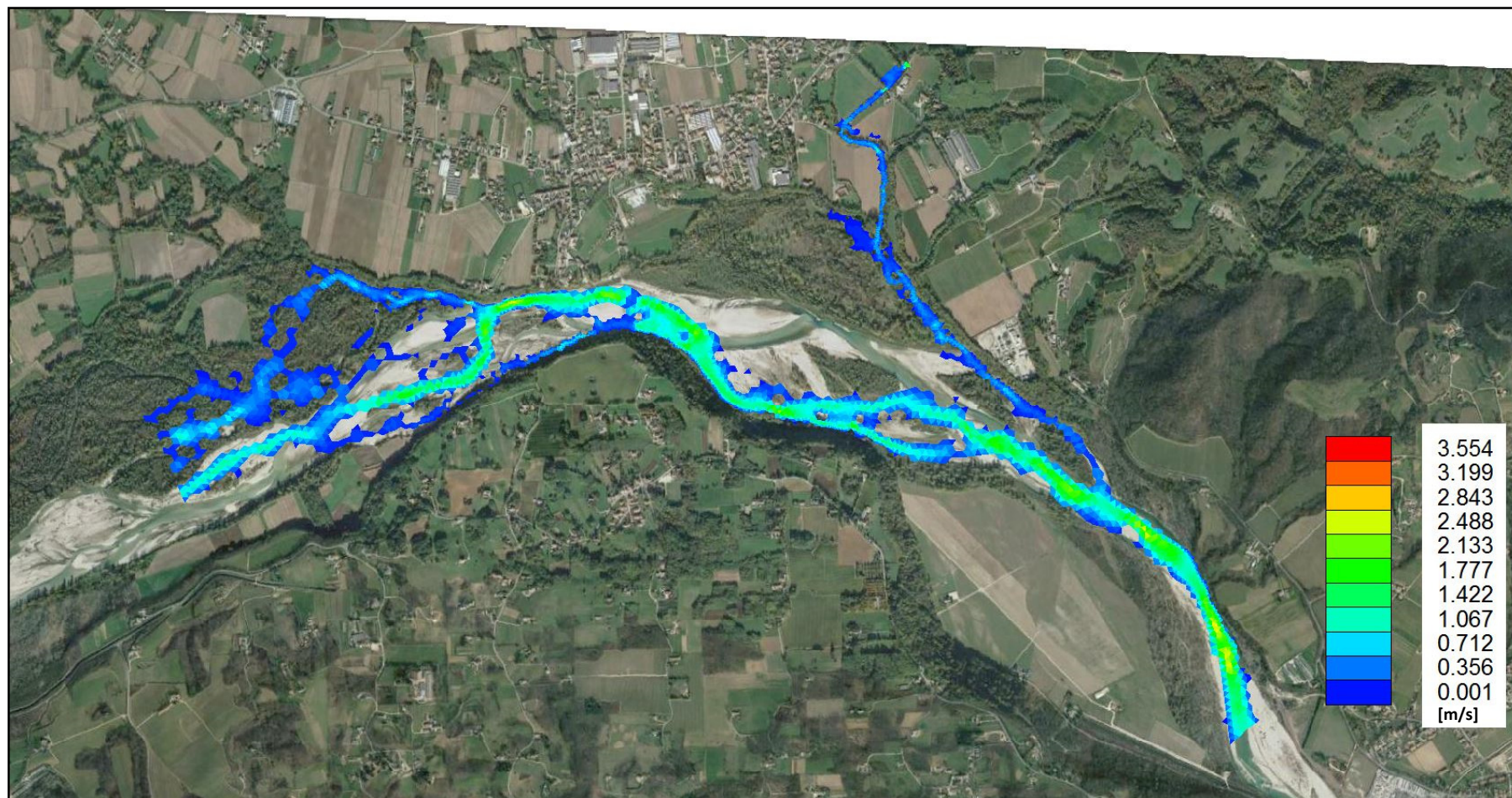


Figura 55: Moduli delle velocità della corrente – Evento di magra ordinaria – $v_{\max} = 1.4 \text{ m/s}$.

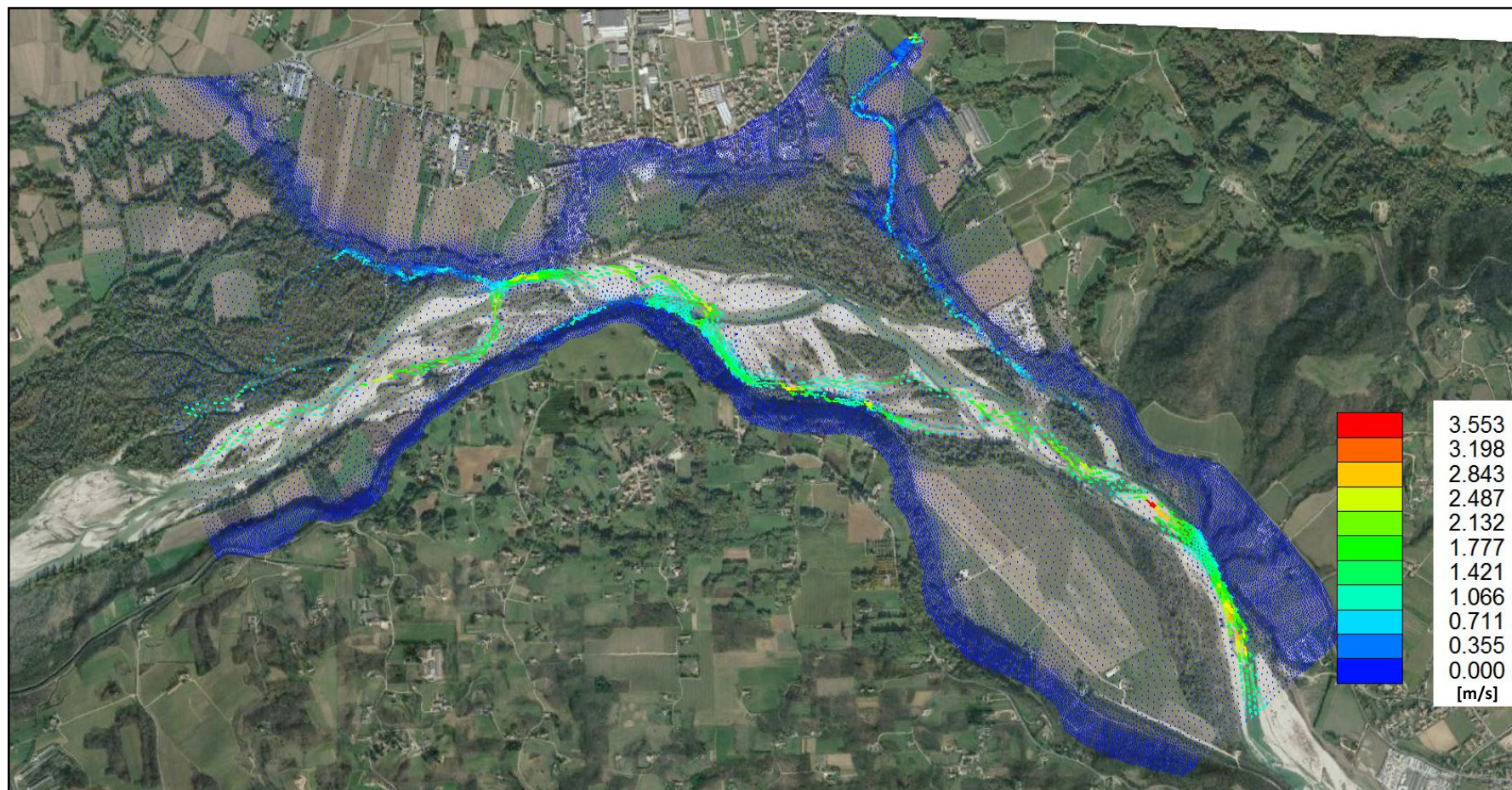


Figura 56: Rappresentazione vettoriale del campo di moto – Evento ordinario.

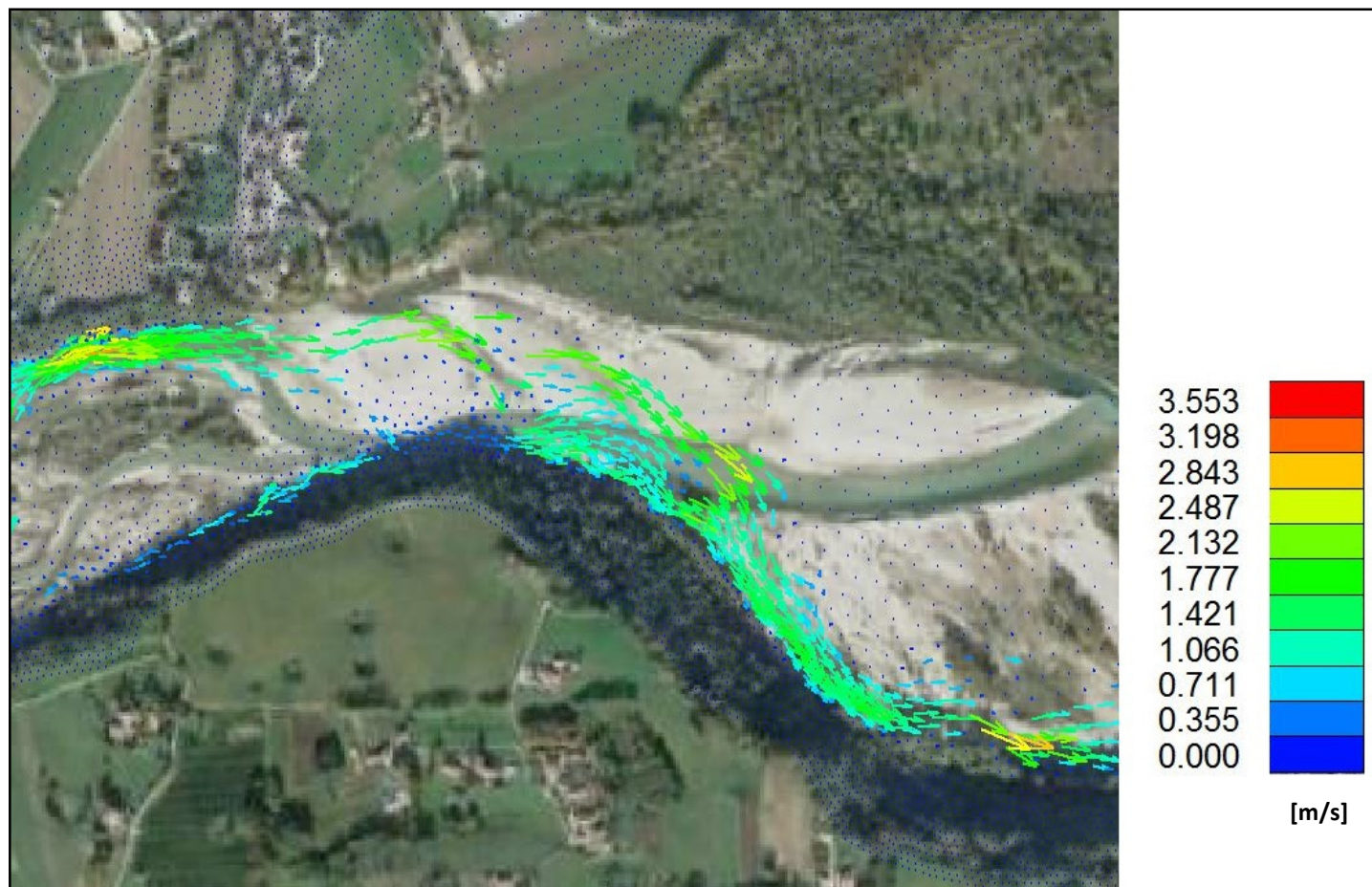


Figura 57: Rappresentazione di dettaglio del campo di moto in prossimità dell'area di intervento– Evento di magra ordinaria; la velocità massima, pari a circa 1.4 m/s, si realizza presso il vertice della curva; lungo lo sviluppo longitudinale della sponda i vettori velocità tendono a mantenersi concordi al verso della corrente.

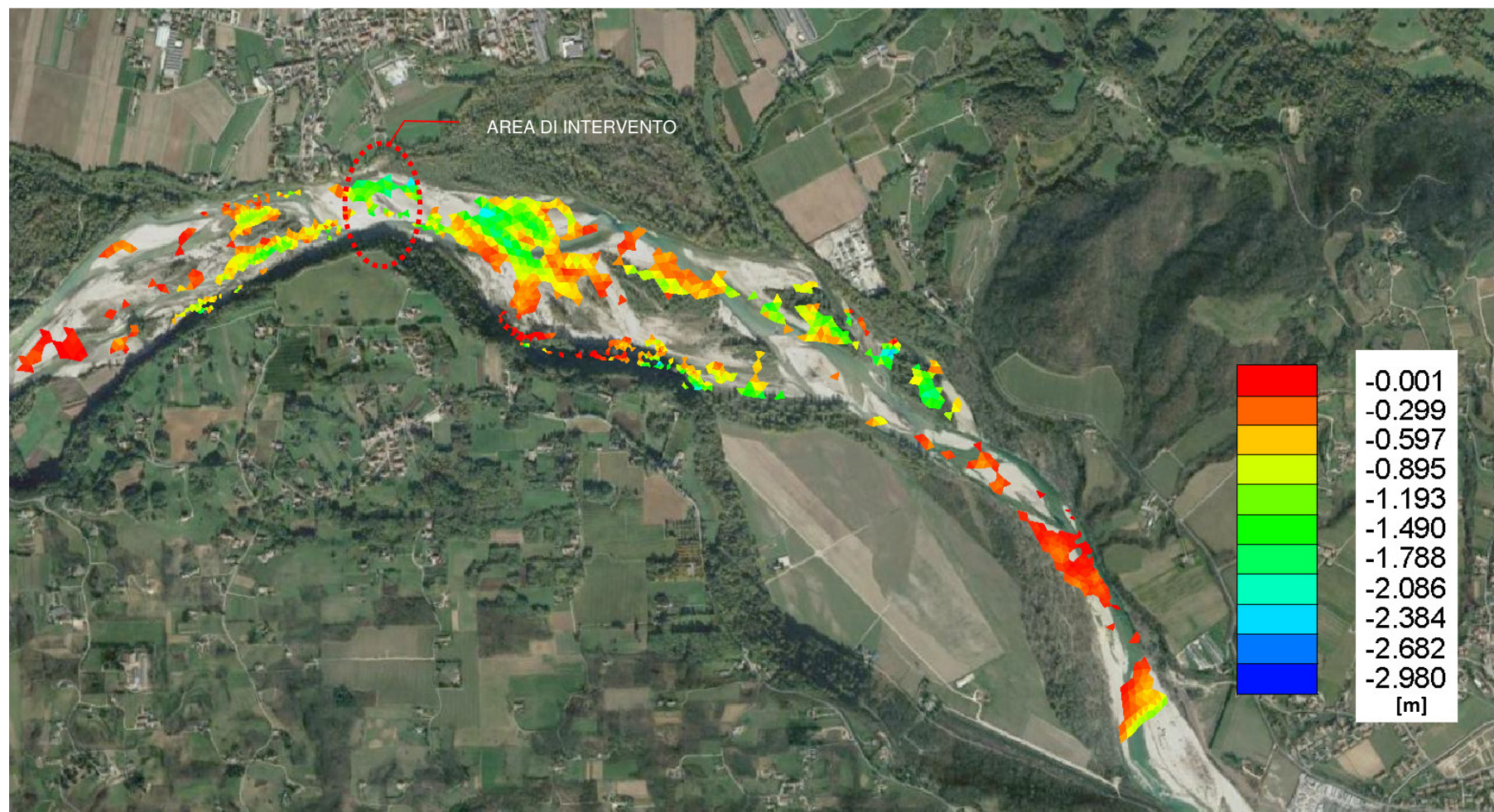


Figura 58: Rappresentazione dei fenomeni erosivi di fondo – Evento caratterizzato da TR=50 anni; l'entità massima dell'erosione nell'area di intervento, pari a circa -2.5 m, è paragonabile agli effetti della piena di ottobre 2018 (com'è risultato dal confronto dei due rilievi effettuati prima e dopo l'evento alluvionale).

9. Il dimensionamento delle opere di difesa

Le simulazioni condotte mediante applicazione del modello mono-dimensionale evidenziano come, in prossimità della difesa di sponda da realizzare, le velocità tangenziali che lambiscono la sponda raggiungano velocità dell'ordine di 5 m/s. Sviluppandosi tale tratto in curva, il flusso idrico si presenta prevalentemente indirizzato verso la destra orografica che risulta pertanto soggetta a fenomeni erosivi (vedi Figura seguente).



Figura 59: Dissesto di sponda in destra idrografica con l'esposizione della tubazione agli eventi di piena.

Per il dimensionamento delle protezioni di sponda con massi naturali si è fatto ricorso a formulazioni empiriche fondate sulla seguente espressione:

$$d = K_d \cdot V^2$$

dove:

- d diametro del masso da determinare;
- K_d coefficiente di proporzionalità;
- V velocità della corrente.

Il coefficiente K_d può assumere le seguenti espressioni:

per la formula di Shields
$$K_d = \frac{1}{0.06 \cdot K C^2 g \beta}$$

per la formula antica
$$K_d = \frac{0.04}{K}$$

per la formula di Izbash
$$K_d = \frac{C}{K g \beta}; C = 0.3 \div 0.7$$

per la formula U.S.C.E.
$$K_d = \frac{0.347}{K g \beta}.$$

K è un coefficiente correttivo che tiene conto della pendenza della sponda, il cui valore è stato determinato da Lane mediante la seguente espressione:

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi}}$$

dove α è la pendenza della sponda mentre ϕ è l'angolo di riposo del materiale.

Il coefficiente *beta* tiene conto della massa specifica relativo degli elementi che costituiscono la difesa ed è qui assunto pari a 1.5, ammettendo che la massa specifica dei massi utilizzati per la difesa sia 2500 kg/m³.

Il coefficiente di resistenza di Chezy *C* è stato calcolato in base ai risultati delle simulazioni condotte, come

$$C = \frac{V}{\sqrt{gRj}}$$

dove *V* è la velocità media della corrente, *R* il raggio idraulico, *j* la pendenza della linea del carico totale e *g* è l'accelerazione di gravità.

Relativamente alle caratteristiche geometriche e idrauliche dell'alveo, si ottengono i risultati riportati nelle tabelle seguenti.

| Caratterisitche geometriche della sezione | | |
|---|---|-----------|
| scarpa | n | 1.5 |
| alpha | α | 33.69 |
| beta | β | 1.5 |
| angolo riposo materiale | φ | 45 |
| Coefficiente correttivo pendenza sponda | K | 0.6201737 |

Tabella 5: Parametri per il calcolo delle difese di sponda

| Caratterisitche idrauliche della corrente | | | | | | | |
|---|----|----------|-------|---------|----------|-------|---------|
| Tempo di ritorno | Tr | 50 | | | 100 | | |
| Raggio idraulico | RH | 1.86 | | | 1.94 | | |
| pendenza linea energia | j | 0.011154 | | | 0.010976 | | |
| Velocità (m/s) | v | 5 | | | 5 | | |
| Tirante (m) | h | 3.4 | | | 4 | | |
| Coefficiente di resistenza di Chezy | C | 11.08 | | | 10.94 | | |
| SOLUZIONI | | Kd | d (m) | PESO | Kd | d (m) | PESO |
| Kd (Schields) | | 0.01 | 0.37 | 271.13 | 0.02 | 0.38 | 285.77 |
| Kd (formula antica) | | 0.06 | 1.61 | 5102.50 | 0.06 | 1.61 | 5105.09 |
| Kd (Isbash) | | 0.03 | 0.82 | 1325.52 | 0.03 | 0.82 | 1326.19 |
| Kd (U.S.A.C.E.) | | 0.04 | 0.95 | 1773.38 | 0.04 | 0.95 | 1774.28 |
| MEDIA | | - | 0.94 | 2118 | - | 0.94 | 2123 |

Tabella 6: Dimensionamento dei massi per la difesa di sponda

Per la realizzazione delle scogliere si utilizzeranno pertanto massi del peso di 2000 kg.

10. Considerazioni sullo stato di pressione della condotta e dimensionamento dello spessore della tubazione di progetto

La condotta avrà uno sviluppo di circa 275 m e sarà realizzata in acciaio. Il diametro sarà pari a 800 mm. Per la definizione dello spessore della condotta in acciaio si è considerata la sezione soggetta alla massima pressione (idrostatica + colpo d'ariete).

Le sezioni verificate sono:

- DN800 mm
 - Sezione soggetta al carico di pressione di $p_{\max} = 140$ m c.a. (differenza tra il carico idraulico della sorgente di monte e serbatoio di valle);

Calcolo dello spessore

Per il calcolo dello spessore si fa riferimento alla formula di Mariotte, nell'ipotesi di serbatoio cilindrico a parete sottile.

Dall'equilibrio circonferenziale risulta:

$$\sigma_c = \frac{P \cdot D}{2s}$$

Eguagliando l'equazione al valore massimo di tensione per l'acciaio (valore di snervamento), si ottiene lo spessore minimo per la condotta.

Per la pressione si considera la pressione di collaudo, pari a 1,5 volte la pressione massima (data come somma tra la pressione idrostatica e il transitorio dovuto al colpo d'ariete) che si ha nella condotta.

Si prevede per la condotta uno spessore minimo di 8 mm.

Si riporta nella figura seguente le verifiche di calcolo eseguite.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

Caratteristiche geometriche della condotta:

| | | | | |
|------------------------------|---|------------|-----------------|--------------------------------------|
| D | = | 816 | mm | Diametro esterno della condotta |
| s | = | 8 | mm | Spessore condotta |
| S_{effettivo} | = | 7 | mm | Spessore condotta considerando usura |
| d | = | 802 | mm | Diametro interno della condotta |
| J | = | 145557.975 | cm ⁴ | Momento d'inerzia della condotta |
| W | = | 3567.59742 | cm ³ | Modulo di resistenza della condotta |

Caratteristiche meccaniche della condotta:

| | | | | |
|------------------------|---|------------|---------------------|---|
| Acciaio S | = | 235 | | Qualità acciaio secondo UNI EN 10088-1 |
| E | = | 210000 | N/mm ² | Modulo elastico dell'acciaio |
| v | = | 0.3 | | Coefficiente di Poisson dell'acciaio |
| ρ_{acc} | = | 7850 | daN/m ³ | Densità dell'acciaio |
| σ_{rk} | = | 235 | N/mm ² | Tensione caratteristica di snervamento |
| γ_s | = | 1.15 | | Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio |
| σ_{rd} | = | 2043.47826 | daN/cm ² | Resistenza di calcolo dell'acciaio |
| σ_{tk} | = | 360 | N/mm ² | Tensione caratteristica di rottura |

Pressione di progetto:

| | | | | |
|-------------------------|---|------|---------------------|---|
| p_e | = | 140 | m | Pressione di esercizio |
| Δp | = | 42 | m | Colpo d'ariete, valutato come il 30% della componente idrostatica |
| p_{calc} | = | 182 | m | Pressione di calcolo |
| p_{coll} | = | 273 | m | Pressione di collaudo |
| p_{coll} | = | 27.3 | daN/cm ² | (1 m c.a. = 0,1 daN/cm ²) |

Sollecitazione circonferenziale dovuta alla pressione di progetto:

| | | | | |
|----------------------|---|---------|---------------------|---|
| σ_c | = | 1591.20 | daN/cm ² | Sollecitazione circonferenziale dovuta alla pressione di progetto |
|----------------------|---|---------|---------------------|---|

Sollecitazione equivalente:

| | | | | |
|--------------------------------------|---|---------|---------------------|----------------------------|
| σ_{eq} | = | 1591.20 | daN/cm ² | Sollecitazione equivalente |
| σ_{rd}/σ_{eq} | = | 1.28 | | Coefficiente di sicurezza |
| si | | | | Verifica |

Figura 60: Dimensionamento spessore tubo di progetto

11. APPENDICE 1 – Descrizione del modello idraulico mono-dimensionale HEC-RAS

11.1. Generalità

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System) è un modello di simulazione idraulica monodimensionale progettato per canali naturali ed artificiali.

11.1.1. Componenti idrauliche di analisi

Il sistema di HEC-RAS contiene tre componenti unidimensionali di analisi dei corsi d'acqua : (1) simulazione a moto permanente (steady flow); (2) simulazione a moto vario (unsteady flow); (3) analisi del trasporto solido. Un elemento chiave è che tutti e quattro i componenti usano una rappresentazione di dati geometrica comune unitamente alle procedure di calcolo. Oltre alle tre componenti di analisi dei corsi d'acqua, il sistema contiene parecchie applicazioni che possono essere invocate una volta che i profili di base del pelo libero sono stati computati.

11.1.2. Simulazione a moto vario

Questa componente del HEC-RAS simula il sistema in regime di moto vario. Il *solver* delle equazioni idrauliche è stato adattato dal modello UNET del Dott. Robert L. Barkau (Barkau, 1992 e HEC, 1997). Le componenti di analisi a moto vario sono state sviluppate soprattutto per i calcoli di regime di flusso subcritico. I calcoli idraulici per le sezioni trasversali, gli attraversamenti, i salti di fondo ed altre strutture idrauliche che sono state sviluppate per le simulazioni a moto permanente sono state implementate per le analisi a moto vario. Le caratteristiche speciali di questo tipo di analisi comprendono: analisi della rottura di una diga; stazioni di pompaggio; conche di navigazioni e sistemi in pressione.

11.2. Descrizione matematica del modello utilizzato

Il modello matematico idraulico simula il moto vario di una corrente monodimensionale tramite l'integrazione agli elementi finiti delle equazioni dell'energia e della continuità.

Nel seguito si descriveranno brevemente le equazioni che governano il moto e l'approccio seguito per la loro integrazione.

11.3. Le equazioni del moto vario monodimensionale

Una corrente a pelo libero si definisce 'monodimensionale' quando il moto in una direzione è predominante rispetto alle rimanenti. In queste ipotesi, appare conveniente quindi risolvere l'equazione di conservazione dell'energia lungo l'ascissa curvilinea s in termini di velocità media, introducendo coefficienti correttivi di modo che il bilancio energetico risulti soddisfatto lungo ciascun tratto di tubo di flusso.

L'energia specifica per una corrente monodimensionale si scrive:

$$E = h_f + d + \alpha \frac{U^2}{2g} \quad (1)$$

dove h_f è la quota del fondo rispetto ad un qualsiasi piano di riferimento, d è il tirante idrico e α , coefficiente

di Coriolis, definito come $\alpha = \frac{A^2}{Q^3} \int_A u^3 dA$.

La velocità media della corrente U è definita come $U = \frac{1}{A} \int_A u \cdot dA$.

L'equazione del moto vario per correnti unidirezionali diventa:

$$\frac{\partial E}{\partial x} = -\frac{\beta}{g} \frac{\partial U}{\partial t} - J \quad (2)$$

con β coefficiente di Coriolis definito come $\beta = \frac{A}{Q^2} \int_A u^2 dA$ e J la cadente piezometrica.

L'equazione di continuità per il tubo di flusso, trascurando termini di ordine superiore, si scrive:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \eta B \frac{\partial d}{\partial t} = 0 \quad (3)$$

Considerando il fondo del canale inerodibile e, quindi, introducendo la definizione di quota idrica $h = h_f + d$

, la (3) si può scrivere:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \eta B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (3bis)$$

Il coefficiente η , funzione del tirante idrico e molto simile, concettualmente ad un coefficiente di immagazzinamento, ha la funzione di descrivere situazioni quali il parziale asciugamento o allagamento e, di conseguenza, di stabilizzare il sistema per bassissime lame d'acqua.

L'espressione (1) può essere sostituita in (2) e, tenendo conto che $U = \frac{Q}{A}$, si ottiene:

$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\beta Q}{gA^2} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\alpha Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + J = 0 \quad (4)$$

e, ricordando che (a) al primo ordine vale l'espressione $\frac{\partial A}{\partial t} \approx B \cdot \frac{\partial h}{\partial t}$, dove $\eta \cdot B$ è la larghezza effettiva della sezione al pelo libero, mediata sull'intero tronco, che (b) nel caso di corrente monodimensionale il numero di

Froude è definito come $Fr^2 = \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3}$, che (c) per l'equazione di continuità $\frac{\partial Q}{\partial x} = -\eta B \frac{\partial h}{\partial t}$ e che (d) al

primo ordine vale $\frac{\partial A}{\partial x} \approx \eta B \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$, l'equazione (4) diventa:

$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \eta \frac{\beta QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} - \eta \frac{\alpha QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} - \eta \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + J = 0$$

cioè:

$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \eta(\beta + \alpha) \frac{QB}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} (1 - \eta Fr^2) + J = 0 \quad (5)$$

L'espressione $\frac{\partial A}{\partial x} \approx \eta B \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$ è corretta perché il corso d'acqua viene pensato costituito da una successione di tratti a sezione e quota media del fondo costanti.

La generica sezione viene suddivisa in N sottosezioni ciascuna caratterizzata da un'area A_i , da un raggio idraulico R_{Hi} , dalla medesima quota della superficie libera e dalla stessa pendenza della quota piezometrica. Nell'ipotesi *quasi-statica* si assume infatti che, per il calcolo di α , β e J il moto nella sottosezione i -esima possa essere considerato uniforme per la stessa portata Q e quota idrica h , cioè:

$$u_i = K_{Si} R_{Hi}^{2/3} J^{1/2} \quad i = 1, \dots, N \quad (6)$$

Con qualche passaggio si ricava: $J = \frac{Q^2}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^2}$ e, tenendo conto della direzione del moto,

$$J = \frac{Q|Q|}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^2} = r \cdot Q|Q| \quad (7)$$

$$\alpha = \frac{A^2 \cdot \sum_{i=1}^N (K_{Si}^3 R_{Hi}^2) A_i}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^3} \quad (8)$$

$$\beta = \frac{A \cdot \sum_{i=1}^N (K_{Si}^2 R_{Hi}^{4/3}) A_i}{\left(\sum_{i=1}^N K_{Si} R_{Hi}^{2/3} A_i \right)^2} \quad (9)$$

11.4. Metodologia e discretizzazione spazio-temporale

L'equazione (5) viene discretizzata nel tempo mediante uno schema alle differenze finite e linearizzata. Tenendo conto della (7) si ricava:

$$Q^{n+1} = Q^n + \left(\frac{\eta(\beta + \alpha) QB}{\beta A} \right)^n (h^{n+1} - h^n) - \frac{\partial(h^{n+1} + h^n)}{\partial x} \left(\frac{(1 - \eta Fr^2) g A}{\beta} \right)^n \frac{\Delta t}{2} +$$

$$- \left(r |Q| \frac{g A}{\beta} \right)^n (Q^{n+1} + Q^n) \frac{\Delta t}{2}$$

e, indicando con

$$c_1 = 1 + \frac{\Delta t}{2} \left(r |Q| \frac{g A}{\beta} \right)^n \quad c_2 = 1 - \frac{\Delta t}{2} \left(r |Q| \frac{g A}{\beta} \right)^n$$

$$c_3 = \left(\frac{\eta(\beta + \alpha) QB}{\beta A} \right)^n \quad c_4 = \left(\frac{(1 - \eta Fr^2) g A}{\beta} \right)^n \frac{\Delta t}{2}$$

si ottiene:

$$Q^{n+1} = \frac{c_2}{c_1} Q^n + \frac{c_3}{c_1} (h^{n+1} - h^n) - \frac{c_4}{c_1} \frac{\partial(h^{n+1} + h^n)}{\partial x} \quad (10)$$

L'espressione (10) viene quindi sostituita nell'equazione di continuità (3) che viene quindi risolta nella sola incognita h quota del pelo libero attraverso un metodo agli elementi finiti adottando una schematizzazione quadratica per la quota idrica h , considerando per le grandezze c_1 , c_2 , c_3 e c_4 un valore costante, caratteristico, nel generico tronco. Assumendo la portata costante nel generico canale, la quota del pelo libero e la derivata del pelo libero nella (10) sono da intendersi come valori caratteristici (costanti) sull'elemento.

12. APPENDICE 2: DESCRIZIONE DEL MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE RIVERFLO-2D

12.1. Generalità

Il software RiverFLO 2D-v3 consente di sviluppare modelli idrodinamici a fondo fisso o mobile di corsi d'acqua applicando il metodo degli elementi finiti per risolvere le equazioni non lineari alle acque basse.

RiverFLO-2D utilizza come interfaccia grafica il programma Argus ONE. Questo sistema GIS integrato fornisce funzioni interattive per generare, rifinire e quotare la griglia di calcolo (mesh) mediante la quale viene discretizzato il dominio di studio per consentire l'applicazione del metodo degli elementi finiti. Inoltre favorisce l'assegnazione delle condizioni al contorno, delle condizioni iniziali e dei coefficienti di scabrezza. L'interfaccia grafica consente anche di visualizzare i risultati delle simulazioni idrauliche sovrapponendoli a immagini, cartografie o mettendoli in relazione con informazioni strutturate in layer GIS.

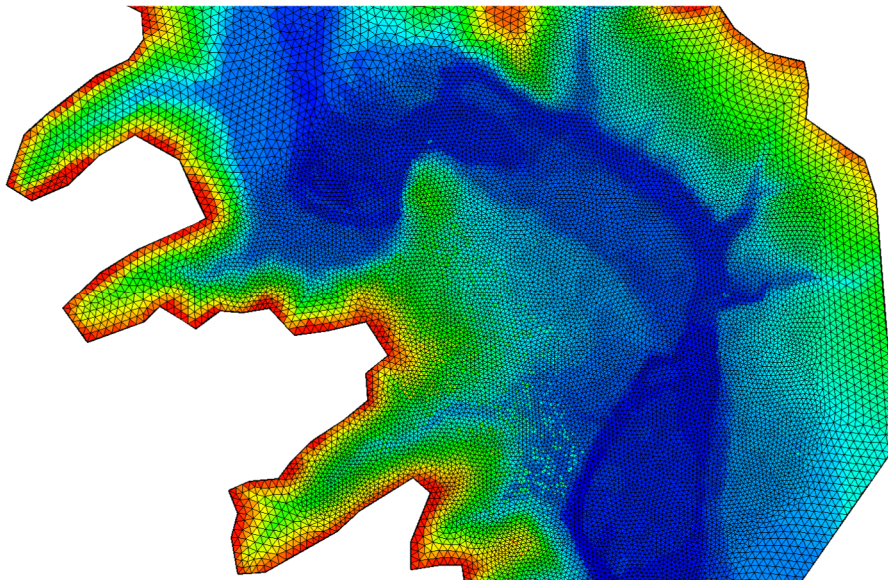


Figura 61: Esempio di mesh generata dal modello RiverFLO-2D.

12.2. Le equazioni del moto vario bidimensionale

Il modello idrodinamico bidimensionale si basa sulla risoluzione delle equazioni lineari alle acque basse (SWE – shallow water equations). Tali equazioni sono derivate integrando le equazioni di Navier-Stokes in direzione verticale, sotto le ipotesi che le caratteristiche del moto non varino sensibilmente lungo la direzione verticale, che la pendenza del fondo sia dolce e che la distribuzione delle pressioni sia idrostatica.

Assumendo trascurabili gli sforzi viscosi e gli sforzi turbolenti di Reynolds, le equazioni assumono la forma riportata di seguito:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial UH}{\partial x} + \frac{\partial VH}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\tau_{bx}}{\rho H} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{\tau_{by}}{\rho H} = 0 \quad (3)$$

dove, x e y sono le coordinate orizzontali, t è il tempo, η è la quota della superficie dell'acqua, H il tirante, U e V sono le componenti della velocità mediata sulla verticale nelle direzioni x ed y , ρ è la densità dell'acqua, g è l'accelerazione di gravità. I simboli τ_{bx} e τ_{by} rappresentano le due componenti, in direzione x ed y , degli sforzi tangenziali al fondo, definiti come segue:

$$\tau_{bx} = \frac{gn^2 U \sqrt{U^2 + V^2}}{H^{4/3}}; \quad \tau_{by} = \frac{gn^2 V \sqrt{U^2 + V^2}}{H^{4/3}} \quad (4)$$

dove n è il coefficiente di scabrezza di Manning.

Il significato delle equazioni è il seguente: la prima (1) è l'equazione di continuità e rappresenta la conservazione della massa; le equazioni (2) e (3) sono rispettivamente le componenti proiettate lungo le direzioni x ed y dell'equazione del moto, ovvero l'equazione che esprime il bilancio della quantità di moto. Le equazioni sono ricavate per condizioni di moto vario.

12.3. I coefficienti di scabrezza di Manning

Il coefficiente di scabrezza di Manning solitamente stimato per determinare le perdite di carico in canali e corsi d'acqua è una misura globale che tiene conto degli effetti di rugosità del fondo, ma anche dell'attrito interno e delle resistenze dovute a variazioni di forma e dimensione della sezione trasversale del corso d'acqua, a ostruzioni, alla presenza di curve e meandri (Ven Te Chow, 1959). Nella modellazione bidimensionale, le stime di n applicabili ai modelli monodimensionali devono essere corrette, perché le equazioni che governano il moto consentono di tenere intrinsecamente conto dei fenomeni che danno origine alle resistenze aggiuntive, senza che vi sia la necessità di farne ricadere gli effetti sul coefficiente di scabrezza, come avviene invece nella modellazione monodimensionale, dove, diversamente dal caso bidimensionale, non vengono considerati gli scambi di quantità di moto interni alle sezioni trasversali.

12.4. L ipotesi del modello idrodinamico

Si sottolineano le conseguenze ai fini applicativi delle principali ipotesi sulle quali si fonda il modello idrodinamico:

1. il modello utilizza le equazioni non lineari alle acque basse, ottenute dall'integrazione lungo la verticale delle equazioni di Navier-Stokes; pertanto, il modello non calcola né accelerazioni verticali né velocità verticali e di conseguenza non è possibile risolvere flussi secondari.

2. Si assume che gli sforzi tangenziali al fondo abbiano la stessa direzione delle velocità mediate sulla verticale.
3. Il modello non include termini di dispersione né turbolenza. La dissipazione dovuta alla turbolenza e le perdite di energia sono contabilizzate solo attraverso il termine di Manning nelle equazioni del moto.

12.5. Metodo agli elementi finiti

12.5.1. Discretizzazione spaziale

RiverFLO-2D v3 utilizza il metodo degli elementi finiti per risolvere le equazioni non lineari alle acque basse e l'equazione di continuità dei sedimenti di Exner descritte nelle sezioni precedenti. La discretizzazione spaziale si basa su elementi triangolari a 3 nodi linearmente variabili nello spazio, come mostrato in Figura A2.

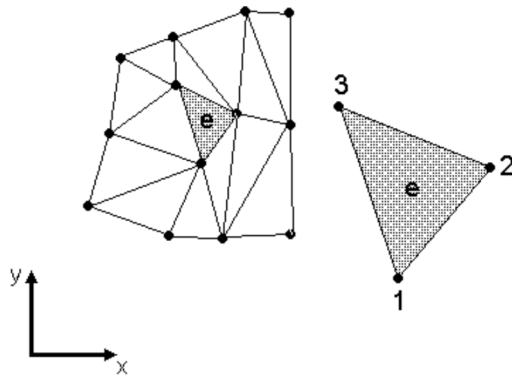


Figura A2: Mesh agli elementi finiti generata dal modello RiverFLO-2D.

Applicando alle equazioni che governano il moto, il metodo di Galerkin ai residui pesati per elementi a 3 nodi, si ottiene il seguente sistema di equazioni differenziali ordinarie:

$$\begin{aligned}
 M_{\alpha\beta}^e \frac{d\eta_\beta}{dt} + X_{\alpha\beta\gamma}^e U_\beta H_\gamma + Y_{\alpha\beta\gamma}^e V_\beta H_\gamma &= 0 \\
 M_{\alpha\beta}^e \frac{dU_\beta}{dt} + X_{\alpha\beta\gamma}^e U_\beta U_\gamma + Y_{\alpha\beta\gamma}^e V_\beta U_\gamma + gR_{\alpha\beta}^e \eta_\beta + G_f M_{\alpha\beta}^e U_\beta &= 0 \\
 M_{\alpha\beta}^e \frac{dV_\beta}{dt} + X_{\alpha\beta\gamma}^e V_\beta U_\gamma + Y_{\alpha\beta\gamma}^e V_\beta V_\gamma + gS_{\alpha\beta}^e \eta_\beta + G_f M_{\alpha\beta}^e V_\beta &= 0 \\
 (1-\lambda)M_{\alpha\beta}^e \frac{dz_{b\beta}}{dt} + R_{\alpha\beta}^e Q_{sx\beta} + S_{\alpha\beta}^e Q_{sy\beta} &= 0
 \end{aligned} \tag{7}$$

dove

$$\begin{aligned}
 M_{\alpha\beta}^e &= \int N_\alpha N_\beta d\Omega \\
 X_{\alpha\beta\gamma}^e &= \int N_\alpha N_\beta \frac{\partial N_\gamma}{\partial x} d\Omega
 \end{aligned}$$

$$Y_{\alpha\beta\gamma}^e = \int N_{\alpha} N_{\beta} \frac{\partial N_{\gamma}}{\partial y} d\Omega \quad (8)$$

$$R_{\alpha\beta}^e = \int N_{\alpha} \frac{\partial N_{\beta}}{\partial x} d\Omega$$

$$S_{\alpha\beta}^e = \int N_{\alpha} \frac{\partial N_{\beta}}{\partial y} d\Omega$$

e

$$G_f^e = \frac{gn^2 \sqrt{\bar{U}^2 + \bar{V}^2}}{\bar{H}^{4/3}}, \text{ con } \bar{H} = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 H_j; \quad \bar{U} = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 U_j; \quad \bar{V} = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 V_j \quad (9)$$

dove $N_{\mathbb{B}}$ sono le funzioni standard di interpolazione lineare per i triangoli a 3-nodi.

12.5.2. Integrazione temporale

RiverFLO-2D v3 utilizza uno schema di integrazione temporale esplicito che risolve il sistema di equazioni algebriche precedentemente descritto, sinteticamente riformulato come

$$M_{\alpha\beta}^e \frac{dU_{\beta}}{dt} = -F(U_{\beta}) \quad (10)$$

utilizzando una decomposizione di tipo fractional step al quarto ordine dell'espansione in serie di Taylor di U proposta da Garcia et al. (2006) a cui si rimanda per dettagli.

La stabilità della soluzione è vincolata al soddisfacimento della condizione di Courant-Friederich-Lewy (CLF) che limita la durata dell'intervallo temporale di integrazione Δt , in relazione alla dimensione degli elementi e alle caratteristiche del moto (tiranti e velocità).

12.5.3. Modellazione dell'interfaccia asciutto-bagnato

RiverFLO-2D v3 è in grado di simulare il processo di inondazione di aree inizialmente asciutte da parte del flusso così come il passaggio ad una condizione di fondo asciutto di zone bagnate. All'interno del dominio di studio possono coesistere, allo stesso istante di tempo, aree bagnate ed aree asciutte; di conseguenza, un nodo della griglia di calcolo può trovarsi in una delle seguenti tre condizioni: elemento bagnato – quando tutti i nodi sono sommersi, elemento asciutto – quando tutti i nodi sono emersi, elemento parzialmente bagnato – quando almeno un nodo è sommerso. Per distinguere se un nodo sia sommerso o emerso, viene fissato un valore di soglia del tirante H_{min} : se il tirante in corrispondenza di un nodo è maggiore di tale valore, il nodo è sommerso; se è inferiore, il nodo è emerso.

In questo modo è possibile classificare gli elementi nelle tre categorie precedentemente elencate, per ciascuna delle quali è previsto un diverso trattamento: gli elementi asciutti sono esclusi dal calcolo e le velocità sono imposte nulle in corrispondenza di tutti i nodi dell'elemento; negli elementi bagnati invece vengono risolte le equazioni non lineari alle acque basse. Per la gestione degli elementi parzialmente bagnati è possibile scegliere tra due strategie:

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

- Algoritmo A: si risolvono le equazioni complete (1-3) per determinare il tirante e si impone che la velocità nei nodi sia nulla;
- Algoritmo B: si risolve una versione approssimata delle equazioni (1-3) e si impone che la velocità nei nodi sia nulla.

Si osserva che l'accuratezza dei risultati è molto sensibile alla dimensione degli elementi nelle zone di interfaccia tra aree asciutte e aree bagnate.